

MITTEILUNGEN

**Institut für Grundbau, Bodenmechanik
und Energiewasserbau (IGBE)
Leibniz Universität Hannover**

Heft 69

Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von Windenergieanlagen

von

Arne Quast

Hannover 2010

Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von Windenergieanlagen

Von der

**Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover**

zur Erlangung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR
Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation
von

Dipl.-Ing. Arne Quast

geboren am 26.04.1978, in Stade

2010

Die vorliegende Arbeit wurde als Dissertation im Rahmen des Promotionsverfahrens an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Leibniz Universität Hannover eingereicht und angenommen.

Referent: Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Raimund Rolfes

Kommissionsmitglieder: Prof. Dr.-Ing. Werner Blümel

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Victor Rizkallah

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann

Tag der Promotion: 07.06.2010

Vorwort des Herausgebers

Gründungen von Windenergieanlagen sind aus geotechnischer Sicht insofern außergewöhnlich, als die Steifigkeit unter dynamischen Lasten von großer Bedeutung für die Bemessung der Gesamtstruktur ist. Die Ermüdungsbeanspruchungen der Struktur sind im Rahmen einer gesamtdynamischen Berechnung für definierte Windfelder zu ermitteln, in der das dynamische Tragverhalten des gesamten Bauwerks wie auch die Steuerung der Anlage (Drehzahl, Blattstellwinkel etc.) zu berücksichtigen sind. Die Gründung wird in solchen Berechnungen in aller Regel durch eine Feder simuliert. Ein entscheidender Eingangsparameter ist die Drehfedersteifigkeit. In der Praxis wird diese für Flachgründungen durch eine einfache Gleichung ermittelt, in welche die Geometrie der Gründungsplatte und die Steifigkeit des Gründungsbodens eingeht. Diese Gleichung stellt eine Näherungslösung für ein starres Fundament auf dem elastischen Halbraum dar.

Die Steifigkeit von Böden ist im allgemeinen vom Spannungszustand, insbesondere aber auch von der Größe der belastungsinduzierten Scherdehnung abhängig. In der derzeitigen Bemessungspraxis werden in der Regel die elastischen Parameter des Bodens für kleine Scherdehnungen – die sogenannten dynamischen Bodenparameter – angesetzt. Es ist aber durchaus in Zweifel zu ziehen, ob bei den relativ niedrigfrequenten Beanspruchungen einer Windenergieanlage die Scherdehnungen im Boden in allen Fällen so klein bleiben, dass dieser Ansatz gerechtfertigt ist.

Der Klärung dieser auch für die Praxis bedeutsamen Frage hat sich Herr Quast im Rahmen seiner Dissertation gewidmet. Er hat dafür ein dreidimensionales numerisches Simulationsmodell entwickelt, mit dem er die Gründungssteifigkeit für realistische Last- und Fundamentgeometriebedingungen unter Berücksichtigung der Dehnungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit berechnen kann. Anhand einer Parameterstudie wird gezeigt, dass der Ansatz der „dynamischen“ Bodenparameter bei Windenergieanlagen in vielen Fällen zu einer Überschätzung der Gründungssteifigkeit führen kann. Herrn Quast gelingt es, einen einfachen, praxisgeeigneten Ansatz für einen auf den „dynamischen“ Steife- oder Schubmodul anzuwendenden Reduktionsfaktor abzuleiten, mit dem die Einflüsse des Lastniveaus, der Fundamentgeometrie und der Bodensteifigkeit abgeschätzt werden können. Dieser Ansatz bedarf selbstverständlich noch der experimentellen und empirischen Validierung, er stellt aber einen wichtigen Schritt weg von der kritiklosen Anwendung „dynamischer“ Bodenparameter dar.

M. Achmus

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der Leibniz Universität Hannover. Sie steht in engem thematischen Zusammenhang zu weiteren am IGBE durchgeführten Forschungsvorhaben zur Gründung von On- und Offshore-Windenergieanlagen.

In den von den Herstellern herausgegebenen Typenprüfungen wird üblicherweise eine Mindestdrehfedersteifigkeit der Gründung gefordert, die für jeden Standort vom Bodengutachter nachzuweisen ist. Mit dieser Arbeit wird ein baupraktischer Beitrag zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit bzw. der Gründungssteifigkeit geleistet.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater und Hauptberichter Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, der mir die Anfertigung dieser Arbeit durch die gebotenen Freiheiten sowie durch die idealen Rahmenbedingungen überhaupt erst ermöglicht hat. Weiterhin möchte ich mich bei ihm für die Anregung zu dieser Arbeit, für die außerordentlich intensive Unterstützung und Diskussionsbereitschaft und nicht zuletzt für den reibungslosen Ablauf des Promotionsverfahrens bedanken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Rolfes danke ich für sein Interesse und für die Bereitschaft, als Korreferent im Rahmen der Promotionskommission tätig zu werden.

Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Schaumann danke ich für die Übernahme des Vorsitzes in der Promotionskommission.

Weiterhin möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. V. Rizkallah für die Teilnahme an der Prüfung und die Unterstützung bedanken.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Blümel zum einen für die Teilnahme an der Prüfung und zum anderen für die Unterstützung meiner Arbeit, für sein stets vorhandenes Interesse und für viele wertvolle Gespräche und Ratschläge.

Ich danke außerdem den vielen Freunden und lieben Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, die in unterschiedlicher Weise zum Gelingen dieser Arbeit durch Ratschläge und tatkräftige Hilfe beigetragen haben.

Meiner bald wachsenden Familie möchte ich für das außerordentliche Verständnis und die aufgebrachte Geduld danken.

Hannover, Juni 2010

Arne Quast

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit dem Ansatz der Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von Onshore-Windenergieanlagen (WEA). Mit der gesamtdynamischen Berechnung muss u. a. nachgewiesen werden, dass die Turmeigenfrequenzen nicht mit den Anregungsfrequenzen, wie z. B. der Rotorfrequenz oder der Blattdurchgangsfrequenz, zusammenfallen. Zur Bestimmung der Turmeigenfrequenz kann vereinfacht ein Stabmodell verwendet werden. Die Gründungseigenschaften werden hierbei über lineare Federn berücksichtigt. In den Typenprüfungen sind die Ergebnisse der gesamtdynamischen Berechnung bereits in Form von Mindestdrehfedersteifigkeiten angegeben. Durch den Bodengutachter sind schließlich diese Mindestdrehfedersteifigkeiten zu bestätigen. Zur Berechnung der Drehfedersteifigkeit werden hierbei in der Regel analytische Ansätze verwendet, wobei als Baugrundsteifigkeit der „dynamische“ Schub- bzw. Steifemodul für sehr kleine Dehnungen Verwendung findet. Mit zunehmender Dehnung nimmt die Bodensteifigkeit jedoch kontinuierlich ab, bis sich schließlich die wesentlich kleinere „statische“ Steifigkeit einstellt.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, den Ansatz der „dynamischen“ Baugrundsteifigkeit zu überprüfen, da bei Windenergieanlagen durch die niederfrequenten Einwirkungen zum Teil deutlich größere Dehnungen auftreten, so dass der o.g. Ansatz somit nicht mehr gerechtfertigt ist.

Hierfür wurden umfangreiche Finite Elemente-Berechnungen durchgeführt, wobei das Verfahren der äquivalenten Bodensteifigkeit Anwendung fand. Mit diesem Verfahren erfolgte ausgehend vom „dynamischen“ Steifemodul eine iterative Anpassung der Steifigkeit in Abhängigkeit der auftretenden Dehnungen. Auf diese Weise konnte für jedes untersuchte System die tatsächlich vorhandene Bodensteifigkeit bestimmt werden. Untersucht wurden verschiedene Fundamentabmessungen, Einbindetiefen und Einwirkungen sowie der Einfluss einer Baugrundsichtung.

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse wurde u.a. ein Bemessungsdiagramm entwickelt, mit dem ein Drehfederabnahmefaktor I_k bestimmt werden kann. Mit Hilfe dieses Bemessungsdiagramms kann sehr einfach auf Grundlage der Bodensteifigkeit für sehr kleine Dehnungen und der Fundamentabmessungen sowie der Größe der Momenteneinwirkung die tatsächlich vorhandene Bodendrehfedersteifigkeit bestimmt werden. Es konnte gezeigt werden, dass die Einbindetiefe des Fundamentes und die Baugrundsichtung nur einen geringen Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor haben. Auf Grundlage einer weiteren Parameterstudie wurde für verschiedene Baugrundsichtungen, die außerhalb des Geltungsbereiches der analytischen Formel nach GAZETAS liegen, ein empirischer Korrekturfaktor für die Formel nach GAZETAS eingeführt. Schließlich wurde für die Praxis eine Vorgehensweise zur Ermittlung der Gründungssteifigkeit bei Onshore-WEA vorgeschlagen.

SCHLAGWORTE: Windenergieanlagen, Baugrundsteifigkeit, Drehfedersteifigkeit

Abstract

The following thesis deals with the application of the subsoil stiffness during the overall dynamic calculation of onshore wind turbines. For the overall dynamic calculation, it has to be proven among others, that the natural frequency of the tower will not have the same value as the excitation frequency, such as e.g. the rotor frequency or the blade passage frequency. To identify the natural frequency of the tower, one can use a beam model as a simplification. Based on this model, the foundation properties can be regarded as linear springs. In the type testing of onshore wind turbines, the results of the overall dynamic calculation are specified in terms of the minimum allowed rotational spring stiffness, which has to be verified by a geotechnical expert. As a general rule, analytical approaches are used to calculate the rotational stiffness, whereby the “dynamic” shear or stiffness modulus for very small strains is used to represent the subsoil stiffness. However, with increasing strain, there will be a continuous decrease of the soil stiffness until finally the considerably smaller “static” stiffness is reached.

Due to the low frequency loading of onshore wind turbines, to some extent significantly greater strains may occur, so that the above-mentioned approach using “small strain” dynamic moduli may not be valid. Therefore, the aim of this thesis was to verify the application of the “dynamic” subsoil stiffness in the overall dynamic calculation of onshore wind turbines.

For this purpose, extensive finite element calculations were conducted, wherein the method of the equivalent soil stiffness was applied. Using this method, an iterative adjustment of the stiffness moduli in dependency of the occurring strain was performed. In this manner, the actual soil stiffness could be determined for every investigated system. In the analyses, different foundation dimensions, embedding depth and loading as well as the effect of subsoil layering were investigated.

Based on the investigation results, a design graph was developed, in which a rotational spring stiffness reduction factor I_k can be obtained. By means of the design graph, the actual rotational spring stiffness can easily be determined based on the “small-strain” dynamic soil stiffness, the foundation dimensions as well as the applied moment loading. Moreover, it was shown that the embedding depth of the foundation and the subsoil layering have an insignificant influence on the rotational spring reduction factor. Furthermore, an additional parametric study for different subsoil layering, which is beyond the field of application of the analytical formula according to GAZETAS, was performed. On this basis, an empirical correction factor for the formula according to GAZETAS was introduced. Finally, an approach to determine the foundation stiffness for onshore wind turbines was proposed for the practical engineer.

KEYWORDS: wind turbines, subsoil stiffness, rotational stiffness

INHALT

1	EINLEITUNG	1
1.1	Motivation	1
1.2	Problematik	1
1.3	Zielsetzung	2
1.4	Lösungsweg.....	2
2	GENERELLE GRUNDLAGEN FÜR DYNAMISCHE BERECHNUNGEN VON WEA-STRUKTUREN	3
2.1	Allgemeines.....	3
2.2	Bauteile von Windenergieanlagen.....	4
2.2.1	Allgemeines	4
2.2.2	Rotor	5
2.2.3	Turm	7
2.2.4	Fundament	8
2.3	Einwirkungen auf Windenergieanlagen	10
2.4	Gesamtdynamische Berechnung	13
3	STAND DES WISSENS ZUR WECHSELWIRKUNG BAUGRUND / WEA-STRUKTUR.....	19
3.1	Angaben in den Regelwerken und Richtlinien.....	19
3.1.1	Angaben in der DIBt-Richtlinie	19
3.1.2	Angaben in der vom GL herausgegebenen Richtlinie.....	20
3.1.3	Angaben in der DNV-Richtlinie.....	20
3.1.4	Angaben in den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunddynamik	21
3.1.5	Bewertung der Angaben in den o.g. Richtlinien und Folgerung	21
3.2	Ermittlung der Federsteifigkeiten.....	22
3.2.1	Dynamische Boden-Bauwerksinteraktion	22
3.2.2	Kreisfundament auf dem elastischen Halbraum.....	22
3.2.3	Kreisfundament auf elastischer Schicht über starrer Felsunterlage.....	25
3.2.4	Kreisfundament auf elastischer Schicht über elastischem Halbraum.....	26
3.2.5	Eingebettetes Kreisfundament in elastischer Schicht über starrer Felsunterlage.....	26
3.2.6	Impedanzfunktionen	27
3.2.7	Dämpfung	27
3.3	Bestimmung der Bodensteifigkeit.....	28
3.3.1	Möglichkeiten der Bestimmung	28

3.3.2	„Dynamischer“ Schubmodul bei größeren Dehnungen.....	30
3.3.3	„Dynamischer“ Schubmodul bei kleinen Dehnungen	36
3.3.4	„Dynamischer“ Steifemodul.....	40
3.4	Einfluss der Bodendrehfeder auf die Turmeigenfrequenz	42
3.5	Übliches Vorgehen in der Praxis.....	46
3.5.1	Allgemeines	46
3.5.2	Vorgehen bei geschichtetem Baugrund.....	48
3.6	Zusammenfassende Bewertung.....	49
4	NUMERISCHES MODELL ZUR BERECHNUNG DER BODEN- BAUWERKINTERAKTION	51
4.1	Allgemeines.....	51
4.2	Modellaufbau.....	53
4.2.1	Allgemeines	53
4.2.2	Modellränder	54
4.2.3	Netzgenerierung.....	55
4.2.4	Abmessungen.....	56
4.2.5	Kontaktbedingung und Steifigkeiten	57
4.2.6	Berechnungsschritte.....	58
4.3	Modellverifikation.....	60
4.3.1	Allgemeines	60
4.3.2	Vergleich mit der statischen Lösung	60
4.3.3	Vergleich mit der dynamischen Lösung.....	63
4.3.4	Schlussfolgerung	66
4.4	Iterative Anpassung der Steifigkeit.....	66
4.4.1	Verfahren der äquivalenten Steifigkeit.....	66
4.4.2	Vorgehensweise.....	67
4.4.3	Ermittlung der Verzerrung.....	69
4.5	Einfluss der Steifigkeitsreduktion	71
5	PARAMETERSTUDIE	73
5.1	Allgemeines.....	73
5.2	Untersuchte Systeme	73
5.3	Auswirkung der Vertikalkraft	76
5.4	Auswirkung der Horizontalkraft	78
5.5	Auswirkung der Bodensteifigkeit und der Momentenbelastung.....	79
5.6	Auswirkung der Fundamentabmessungen.....	83
5.7	Auswirkung der Einbindetiefe des Fundamentes.....	85
5.8	Auswirkung der Querkontraktionszahl	89
5.9	Zusammenfassung der Ergebnisse der Parameterstudie	90

6	UNTERSUCHUNGEN AN WEITEREN AUSGEWÄHLTEN MODELLEN.....	91
6.1	Allgemeines.....	91
6.2	Fundament ohne zusätzliche Überschüttung über Geländeoberkante.....	91
6.3	Fundament mit zusätzlicher Überschüttung über Geländeoberkante.....	93
6.4	Bewertung der Untersuchungsergebnisse	95
7	FUNDAMENTE AUF GESCHICHTETEM BAUGRUND	96
7.1	Allgemeines.....	96
7.2	Untersuchte Systeme	96
7.3	Berechnungsergebnisse für die Anfangsdrehfedersteifigkeit.....	97
7.4	Einfluss der Baugrundsichtung auf den Drehfederabnahmefaktor.....	104
7.5	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zur Baugrundsichtung.....	105
8	EMPFEHLUNG FÜR DIE ERMITTLUNG DER GRÜNDUNGSSTEIFIGKEIT	107
9	ZUSAMMENFASSUNG.....	111
10	LITERATURVERZEICHNIS	114

Symbolverzeichnis

Lateinische Buchstaben

Symbol	Dimension	Bedeutung
A	[L ²]	Fläche
A	[1]	Faktor
a	[L]	halbe Fundamentkantenlänge
a ₀	[1]	dimensionslose Frequenz
A ₀	[1]	Startwert der Sinusfunktion
A ₁	[1]	Amplitude der Sinusfunktion
\bar{B}	[M/F]	Massenverhältnis
c'	[F/L ²]	effektive Kohäsion
c _p	[1]	Leistungsbeiwert
c _u	[F/L ²]	undrained Scherfestigkeit
C _v	[1]	vertikale Dämpfungssteifigkeit
d	[L]	Schichtdicke
d ₁₀	[L]	Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang
d ₆₀	[L]	Korndurchmesser bei 60% Siebdurchgang
D	[L]	Fundamentdurchmesser
D	[1]	Dämpfungsverhältnis
e	[L]	Ausmitte
e	[1]	natürliche Porenzahl
e _{max}	[1]	maximale Porenzahl
e _{min}	[1]	minimale Porenzahl
\hat{e}	[1]	mittlere Dehnung
E	[FL]	kinetische Energie
E _B	[F/L ²]	E-Modul für Beton
E _{max}	[F/L ²]	E-Modul für sehr kleine Dehnung
E ₅₀	[F/L ²]	Steifemodul bei 50 % Deviatorspannung
E _s	[F/L ²]	Steifemodul
E _{s1}	[F/L ²]	Steifemodul der oberen Schicht
E _{s2}	[F/L ²]	Steifemodul der unteren Schicht
E _{s,max}	[F/L ²]	Steifemodul für sehr kleine Dehnungen
E _{ur}	[F/L ²]	Wiederbelastungsmodul
f	[T ⁻¹]	Eigenfrequenz
f _B	[T ⁻¹]	Blattdurchgangsfrequenz
f _D	[F]	Dämpfungskraft

$F(e)$	[1]	Funktion der Porenzahl
f_F	[F]	Federkraft
f_{ges}	$[T^{-1}]$	Gesamteigenfrequenz
f_I	[F]	Trägheitskraft
$f_{K\phi}$	$[T^{-1}]$	Eigenfrequenz der elastischen Einspannung
$f_{Morleigh}$	$[T^{-1}]$	Eigenfrequenz bei starrer Einspannung
f_R	$[T^{-1}]$	Drehfrequenz des Rotors
$f_{R,m}$	$[T^{-1}]$	Durchgangsfrequenz der m Rotorblätter
F_{Schub}	[F]	Schubkraft auf Rotornarbe
$F(t)$	[1]	Sinusfunktion
$f_{0,1}$	$[T^{-1}]$	erste Eigenfrequenz des Turmes
$f_{0,n}$	$[T^{-1}]$	n-te Eigenfrequenz des Turmes
g	$[L/T^2]$	Erdbeschleunigung
G	[M]	Eigengewicht
G	$[F/L^2]$	Schubmodul
G_{dyn}	$[F/L^2]$	dynamischer Schubmodul
G_{max}	$[F/L^2]$	Schubmodul für sehr kleine Dehnungen
G_{sec}	$[F/L^2]$	Sekantenmodul
G_{tan}	$[F/L^2]$	Tangentenmodul
G_1	$[F/L^2]$	Schubmodul der oberen Schicht
G_2	$[F/L^2]$	Schubmodul der unteren Schicht
G_I, G_{II}, G_{III}	$[F/L^2]$	Sekantenmoduln
$g(x)$	[M]	Eigengewicht je Längeneinheit
H	[1]	Interpolationsmatrix
I_D	[1]	bezogene Lagerungsdichte
I_g	[1]	Korrekturfaktor für Bodenschichtung
I_k	[1]	Drehfederabnahmefaktor
I_p	[1]	Plastizitätsindex
I_y	$[ML^2]$	Trägheitsmoment
I_z	$[ML^2]$	Trägheitsmoment
J_2'	[1]	2. Invariante des Verzerrungsdeviators
k	[1]	Exponent
K	[1]	Systemsteifigkeit
K_h	$[F/L]$	horizontale Federsteifigkeit
$K_{h\phi}$	[F]	gekoppelte Federsteifigkeit
K_ϕ	$[FL/rad]$	Drehfedersteifigkeit
$K_{\phi,i}$	$[FL/rad]$	Drehfedersteifigkeit für Schicht i
$K_{\phi,init}$	$[FL/rad]$	Drehfedersteifigkeit vor Anpassung der Steifigkeit
K_t	$[FL/rad]$	Torsionsfedersteifigkeit
K_v	$[F/L]$	vertikale Federsteifigkeit

K_0	[1]	Erdruchdruckbeiwert
$K_{2\max}$	[1]	Stoffkonstante
l_{\max}	[L]	maximale Elementlänge
l_s	[L]	Länge des Ersatzstabs
m	[M]	Masse
\dot{m}	[M/T]	Massenstrom
M	[FL]	Moment
n	[1]	Exponent
OCR	[1]	Überkonsolidierungsgrad
P	[ML ² T ⁻³]	Leistung einer WEA
P_a	[F/L ²]	Atmosphärendruck
$p(t)$	[F]	Anregung
P_0	[ML ² T ⁻³]	Leistung des Windes
$q(x)$	[F]	Querkraft
r	[L]	Radius
S	[FL/T]	spektrale Leistungsdichte
t	[T]	Zeit
t	[L]	Einbettungstiefe
T	[1]	Tiefenbeiwert
T	[T]	Schwingdauer
u	[L]	Auslenkung bzw. Verschiebung
U	[1]	Ungleichförmigkeitszahl
v	[L/T]	Geschwindigkeit
V	[L ³]	Volumen
V	[1]	Vergrößerungsfaktor
v_B	[L/T]	Turbulenzgeschwindigkeit
v_P	[L/T]	Druckwellengeschwindigkeit
v_S	[L/T]	Scherwellengeschwindigkeit
\bar{v}_W	[L/T]	mittlere Windgeschwindigkeit
v_1	[L/T]	Windgeschwindigkeit vor dem Rotor
v_2	[L/T]	Windgeschwindigkeit hinter dem Rotor

Griechische Buchstaben oder aus griechischen Buchstaben zusammengesetzte Bezeichnungen

Symbol	Dimension / Einheit	Bedeutung
α	[°]	Schichttiefenwinkel
α	[1]	Einbindungsverhältnis
α	[1]	Dämpfungsparameter
γ	[1]	Schubverzerrung
γ_0	[1]	mittlere Schubverzerrung
$\Delta\gamma$	[1]	Schubverzerrung infolge Momenteneinwirkung
γ^{ampl}	[1]	Scherdehnungsamplitude
γ_r	[1]	Referenzdehnung
δA	[FL]	virtuelle Arbeit
$\varepsilon_I, \varepsilon_{II}, \varepsilon_{III}$	[1]	Hauptdehnungen
ε_0	[1]	mittlere Oktaeder-Dehnung
$\eta(x)$	[L]	Eigenschwingungsform
χ	[1]	Dämpfungskonstante
λ	[L]	Scherwellenlänge
λ	[1]	Schnelllaufzahl
μ	[1]	Kontaktreibungsbeiwert
$\mu(x)$	[M]	Masse je Längeneinheit
ν	[1]	Querkontraktionszahl
ν_1	[1]	Querkontraktionszahl der oberen Schicht
ν_2	[1]	Querkontraktionszahl der unteren Schicht
π	[1]	Pi
ρ	[M/L ³]	Dichte
σ'_0	[F/L ²]	mittlere effektive Spannung
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	[F/L ²]	effektive Spannungen
σ_1	[F/L ²]	vertikale Spannungen
σ_3	[F/L ²]	Seitenspannungen
σ_c	[F/L ²]	Konsolidationsspannungen
$\sigma_{c,0}$	[F/L ²]	mittlere Konsolidationsspannungen
τ	[F/L ²]	Schubspannung
τ^{ampl}	[F/L ²]	Schubspannungsamplitude
τ_{max}	[F/L ²]	Schubspannung im Grenzzustand
φ'	[°]	Winkel der inneren Reibung des Bodens
φ	[° bzw. rad]	Fundamentverdrehung
Ψ	[1]	Dämpfungskapazität

ω $[T^{-1}]$ Kreisfrequenz

Vektoren und Matrizen

Symbol	Dimension	Bedeutung
\bar{B}		Verzerrungsverschiebungsmatrix
\bar{C}		Elastizitätsmatrix
\bar{D}		Dämpfungsmatrix
\bar{F}		Lastfaktor
\bar{H}		Interpolationsmatrix
\bar{K}		Steifigkeitsmatrix
\bar{M}		Massenmatrix
\bar{u}		Verschiebungsvektor, lokal
\bar{U}		Verschiebungsvektor, global
$\dot{\bar{U}}$		Geschwindigkeitsvektor
$\ddot{\bar{U}}$		Beschleunigungsvektor
$\bar{\epsilon}$		Elementverzerrungsvektor
$\bar{\epsilon}_{ij}$		Verzerrungstensor
$\bar{\epsilon}'_{ij}$		Verzerrungsdeviator
$\delta\bar{\epsilon}$		virtueller Verzerrungsvektor
$\delta\bar{U}$		virtueller Verschiebungsvektor
$\bar{\sigma}$		Spannungsvektor

Legende:

[Dimension]: L : Länge M : Masse T : Zeit F = M · L/T² : Kraft

[Einheiten]: ° : Grad rad : Radiant

1 Einleitung

1.1 Motivation

Das wachsende Umweltbewusstsein infolge der Klimaerwärmung sowie die knapper werdenden Ressourcen an fossilen Brennstoffen haben zu einem Umdenken in der Energiepolitik geführt, so dass das Augenmerk verstärkt auf regenerative Energien gelenkt wurde. Hierzu gehört neben Wasserkraft und Solarenergie zunehmend die Windenergie.

Der Grundstein für den ersten großen Windkraft-Boom wurde mit dem Stromeinspeisungsgesetz von 1991 gelegt. Es ermöglichte die Einspeisung von Strom aus erneuerbaren Energien in das Verbundnetz und sicherte eine Mindestvergütung für den erzeugten Strom zu. Mit dem Erneuerbare-Energien-Gesetz (EEG 2009) hat die Bundesregierung festgelegt, dass bis zum Jahr 2020 der Anteil der erneuerbaren Energien mindestens 30 % des Bruttostromverbrauchs betragen soll. Im Jahr 2008 lag der Anteil an erneuerbaren Energien bezogen auf den gesamten Bruttostromverbrauch bei 15,1 %. Die Windenergie stellte hierbei mit 6,6 % den größten Anteil [BMU (2009)]. Eine große Steigerung des Anteils der Windenergie wird durch die geplanten bzw. zur Zeit im Bau befindlichen Offshore-Windparks erreicht. Aber auch an Land gibt es noch viele geeignete Standorte für Neubauprojekte. Eine weitere Steigerung wird durch das sogenannte Repowering erreicht. Hierbei werden alte Windenergieanlagen (WEA) durch leistungsfähigere neue ersetzt. Zur Zeit haben die größten Windenergieanlagen eine Leistung von rd. 6 MW bei einer Nabenhöhe von über 130 m. Mit solchen Anlagen können je nach Standort jeweils über 4500 Haushalte mit Strom versorgt werden [ENERCON (2007)].

Das Ziel dieser Arbeit ist, offene Fragen im Bereich der Wechselwirkung von WEA-Fundamenten mit dem anstehenden Boden zu beantworten und eine Methode zu entwickeln, mit der ein realistischer Ansatz der Baugrundsteifigkeit zur Berechnung von WEA-Strukturen möglich ist.

1.2 Problematik

Windenergieanlagen erfahren auf Rotor, Turm und Gondel eine Einwirkung aus Wind. Diese Windeinwirkung wird in den Berechnungen nach dem DEUTSCHEN INSTITUT FÜR BAUTECHNIK [DIBt (2004)] zur Bemessung der Gründung durch eine statische Ersatzlast berücksichtigt. Tatsächlich verursacht der Wind jedoch eine dynamische Beanspruchung der Gründung. Die dynamischen Einwirkungen werden über das Fundament in den umgebenden Boden weiter geleitet, was zu entsprechenden Verformungen bzw. Setzungen führt.

Für die gesamt-dynamische Berechnung von Rotor, Gondel, Turm und Fundament werden in der Regel zur Berücksichtigung der Gründungseigenschaften lineare Federn angesetzt. Zur Ermittlung der in den Typenprüfungen geforderten Mindestdrehfedersteifigkeit wird üblicherweise der „dynamische“ Steifemodul angesetzt. Dieser Steifemodul gilt aber nur für

sehr kleine Dehnungen, wie sie z. B. bei hochfrequenten Belastungen auftreten. Die wesentlichen Einwirkungsgrößen aus Wind sind aber zum Teil so niederfrequent, dass dieser Ansatz in Frage gestellt werden muss.

1.3 Zielsetzung

In dieser Arbeit soll mit dreidimensionalen Finite Elemente-Berechnungen das Baugrundverhalten unter typischen Einwirkungen von Onshore-Windenergieanlagen bei Berücksichtigung des Verfahrens der äquivalenten Bodensteifigkeit untersucht werden. Dies bedeutet, dass die Abhängigkeit des Schubmoduls von der auftretenden Verzerrung iterativ berücksichtigt wird. Aus den sich daraus ergebenden Untersuchungsergebnissen soll ein Bemessungsdiagramm erstellt werden, mit dem in Abhängigkeit des Baugrundes, der Einwirkungen und der Fundamentabmessungen eine einfache Bestimmung der tatsächlichen Bodendrehfedersteifigkeit möglich ist.

Auf diese Weise soll der bearbeitende Ingenieur schnell abschätzen können, welche Bodensteifigkeit in situ erforderlich ist, damit unter den zu erwartenden Einwirkungen die erforderliche Drehfedersteifigkeit der Gründung nicht unterschritten wird.

1.4 Lösungsweg

Zur Erreichung der genannten Zielsetzung sind die folgenden Schritte erforderlich:

- Herausarbeitung der typischen Einwirkungen auf Fundamente von Windenergieanlagen hinsichtlich ihrer Größe und dynamischen Eigenschaften.
- Analyse der Verfahren zur gesamtdynamischen Berechnung und zur Festlegung bzw. Ermittlung der Mindestdrehfedersteifigkeiten.
- Bestimmung der Größe und Abhängigkeit der „dynamischen“ Baugrundsteifigkeit von der auftretenden Verzerrung. Hierbei wird insbesondere auf den üblicherweise bei dynamischen Berechnungen verwendeten Schubmodul eingegangen.
- Erstellung eines dreidimensionalen Finite Elemente-Modells in Kombination mit dem Verfahren der äquivalenten Bodensteifigkeit.
- Durchführung einer Parameterstudie zum Abschätzen der wesentlichen Einflüsse auf die Abnahme der Bodensteifigkeit.
- Auswertung der Ergebnisse und Erstellen eines einfachen Bemessungsdiagramms.
- Abgabe einer Empfehlung zur Vorgehensweise bei der Ermittlung der Bodendrehfedersteifigkeit.

2 Generelle Grundlagen für dynamische Berechnungen von WEA-Strukturen

2.1 Allgemeines

Windenergieanlagen sind schlanke turmartige Strukturen. Moderne Windenergieanlagen mit Horizontalachsmaschinen bestehen grundsätzlich aus einem Rotor, einer Gondel, einem Turm und einem Gründungselement (siehe Abb. 2.1). In der Gondel sind das Getriebe und der Generator zur Erzeugung der elektrischen Energie untergebracht. Der Turm wird üblicherweise als Stahlrohrturm, als Stahlgitterturm oder in Spannbeton- bzw. Stahlbetonbauweise erstellt. Das wichtigste Bauteil einer WEA ist der Rotor. Über ihn wird dem Wind so viel kinetische Energie wie möglich entnommen. In der Regel werden dreiblättrige Luvläufer (der Rotor befindet sich hier auf der dem Wind zugewandten Seite) mit Durchmessern von zurzeit bis zu 125 m eingesetzt.

Die kinetische Energie E einer bewegten Luftmasse m berechnet sich zu

$$E = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \quad (2.1)$$

mit m bewegte Luftmasse
 v Windgeschwindigkeit .

Die Leistung einer WEA ist abhängig von der vom Rotor überstrichenen Fläche. Der Massenstrom pro Zeiteinheit \dot{m} durch diese Fläche ergibt sich zu

$$\dot{m} = A \cdot \rho \cdot v \quad (2.2)$$

mit A vom Rotor überstrichene Fläche
 ρ Luftdichte
 v Windgeschwindigkeit .

Die Leistung des Windes P_0 ergibt sich dann zu

$$P_0 = \dot{E} = \frac{1}{2} \cdot A \cdot \rho \cdot v^3 . \quad (2.3)$$

Die Leistung einer einzelnen WEA hängt also von der dritten Potenz der Windgeschwindigkeit ab und nimmt quadratisch mit dem Rotordurchmesser zu.

Das Verhältnis der entnommenen Leistung zu der des ungestörten Luftstroms wird als Leistungsbeiwert c_p bezeichnet. Nach der BETZ'schen Impulstheorie [BETZ (1982)] ergibt sich ein optimaler Leistungsbeiwert bei einem Windgeschwindigkeitsverhältnis vor und hinter dem Rotor von $v_2/v_1 = 1/3$, d.h., dass durch die Energieentnahme die Luftgeschwindigkeit hinter dem Rotor genau ein Drittel der ungestörten Windgeschwindigkeit betragen sollte. Mit der theoretischen mechanischen Leistung P der Anlage von

$$P = \frac{1}{4} \cdot \rho \cdot A \cdot (v_1^2 - v_2^2)(v_1 + v_2) \quad (2.4)$$

kann der Leistungsbeiwert c_p bestimmt werden zu

$$c_p = \frac{P}{P_0} = \frac{16}{27} = 0,593 \quad (2.5)$$

Es können also maximal rd. 60 % der Windenergie eines bestimmten Querschnitts in mechanische Arbeit umgewandelt werden. BETZ betrachtet ein stark idealisiertes Windrad, das dem Wind durch Verzögerung verlustlos Leistung entnimmt. Tatsächlich treten jedoch eine Reihe von Verlusten auf, wie z. B. Profilverluste, Verluste durch Umströmung der Blattspitze von der Druck- auf die Saugseite und Drallverluste. Moderne Anlagen mit guten Flügelprofilen erreichen heute Leistungsbeiwerte von bis zu $c_p \approx 0,5$.

Die vom Rotor erzeugte Abbremsung der Luftmasse erzeugt eine Schubkraft auf die Nabe. Mit dem Impulssatz ergibt sich diese Schubkraft zu

$$F_{Schub} = \dot{m} \cdot (v_1 - v_2) = A \cdot \rho \cdot \frac{(v_1 + v_2)}{2} \cdot (v_1 - v_2) \quad (2.5)$$

Mit $v_2 = 1/3 \cdot v_1$ bei optimaler Leistungsentnahme ergibt sich

$$F_{Schub} = \frac{4}{9} \cdot A \cdot \rho \cdot v_1^2 \quad (2.6)$$

mit v_1 ungestörte Windgeschwindigkeit vor dem Rotor

v_2 Windgeschwindigkeit hinter dem Rotor .

Windenergieanlagen werden für eine Nennwindgeschwindigkeit ausgelegt, bei der die Anlage optimal elektrische Energie produziert. Sie liegt üblicherweise je nach Standort im Bereich von 12 m/s bis 14 m/s [MATICS (2007)], was einem starken Wind entspricht (Bft 6). Mit Hilfe des Rotordurchmessers, der Windgeschwindigkeit und dem Leistungsbeiwert kann mit den oben angegebenen Formeln 2.3 und 2.5 direkt auf die Leistung der Anlage geschlossen werden. Gleichzeitig kann die Schubkraft und damit die maßgebliche Strukturbelastung der Anlage überschlägig bestimmt werden zu

$$F_{Schub} = \frac{8}{9} \cdot \frac{\text{Leistung der Anlage}}{c_p \cdot v_1} \quad (2.6)$$

Eine ausführliche Beschreibung der wichtigsten Einwirkungen auf eine WEA erfolgt in Kapitel 2.3. Das Verfahren zur Bestimmung der resultierenden Schnittgrößen ist in Kapitel 2.4 beschrieben.

2.2 Bauteile von Windenergieanlagen

2.2.1 Allgemeines

Der obere Teil von Windenergieanlagen besteht grundsätzlich aus einem Rotor mit Rotorblättern, einer aerodynamischen Bremse und einer Nabe, über die die mechanische Energie an die Gondel übertragen wird (siehe Abb. 2.1). In der Gondel ist der Triebstrang mit

Rotorwelle, Rotorlagern, Bremse und Getriebe sowie der Generator zur Erzeugung der elektrischen Energie angeordnet. Zwischen der Gondel und dem Turm befinden sich die Windrichtungsnachführung mit Azimutlager und -antrieb. Weiterhin besteht eine WEA aus einem schlanken Turm und einem Fundament, auf die im Folgenden zusammen mit dem Rotor eingegangen wird.

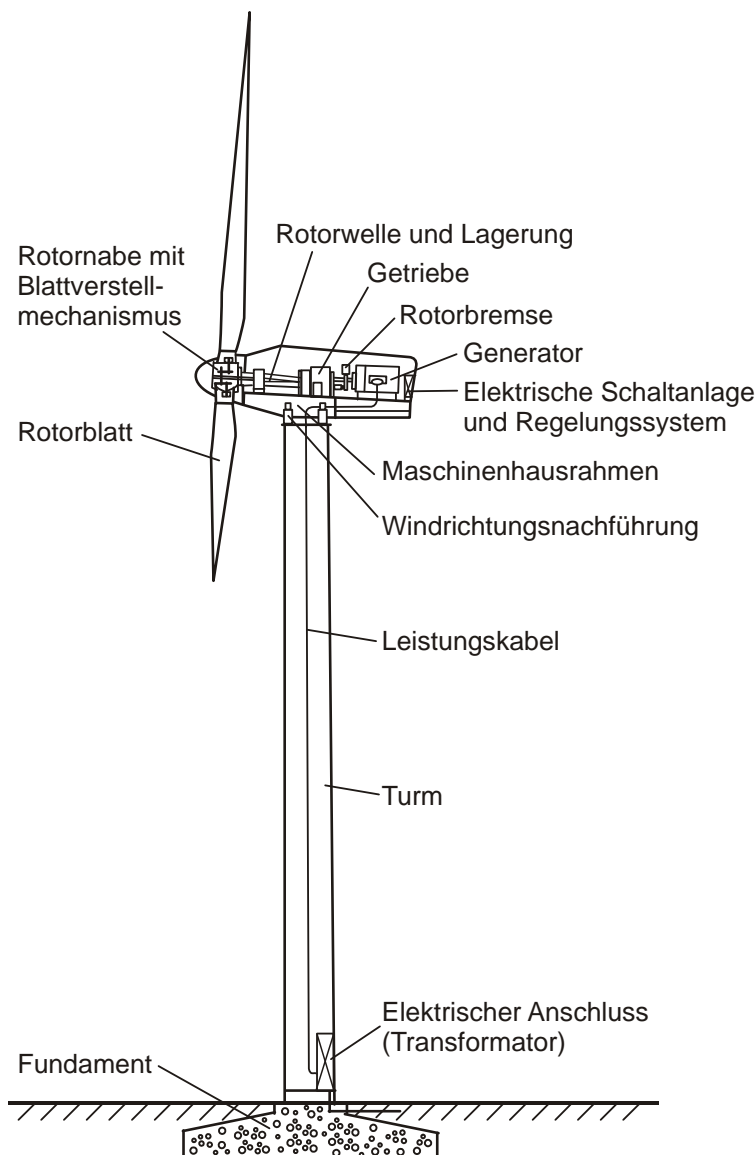


Abbildung 2.1 : Windenergieanlage [HAU (2008)]

2.2.2 Rotor

Der Rotor wandelt die Windenergie in mechanische Rotationsenergie um und ist somit das wichtigste Bauteil einer WEA. Heute dominieren Dreiblattroten, da sie sich aufgrund der gleichmäßigen Verteilung der Massen und Luftkräfte über die Rotorkreisfläche ruhiger verhalten, wodurch geringere dynamische Einwirkungen auf die weiteren Komponenten entstehen (siehe Abb. 2.2). Eine weitere Aufgabe des Rotors liegt in der Leistungsbegrenzung

der Anlage bei Überschreiten der Nennwindgeschwindigkeit. Es muss verhindert werden, dass unzulässig hohe Belastungen, Schwingungen oder Überdrehzahlen auftreten. Die Leistungsbegrenzung kann z. B. durch einen Strömungsabriss (Stall-Effekt) am Rotor erfolgen (passive Regelung). Die Leistungsbegrenzung erfolgt hierbei durch eine auf die Windgeschwindigkeit abgestimmte Bauform des Rotorblattes. Durch den Stall-Effekt kommt es bei höheren Windgeschwindigkeiten als bei Nennleistung auf der Saugseite zu einem Ablösen der Strömung und somit zu einer Auftriebsbegrenzung. Hierdurch läuft der Rotor auch bei stärkerem Wind mit nahezu konstanter Drehzahl. Eine andere Möglichkeit zur Leistungsbegrenzung beruht auf einer aktiven Verstellung des Rotorblattes um seine Längsachse (Pitch-Regelung), d.h. die Rotorblätter drehen sich bei Starkwind in Richtung Fahnenstellung, so dass der Auftrieb und damit die Leistung begrenzt werden. Hierdurch ergibt sich eine gleichmäßigere Leistungsregelung als bei der Stall-Regelung, da die Strömung immer am Rotorblatt anliegt. Bei großen Anlagen wird diese aktive Regelung bevorzugt eingesetzt, da hierbei keine Probleme durch Vibrationen beim Abreißen der Luftströmung auftreten [EWEA (2004)].

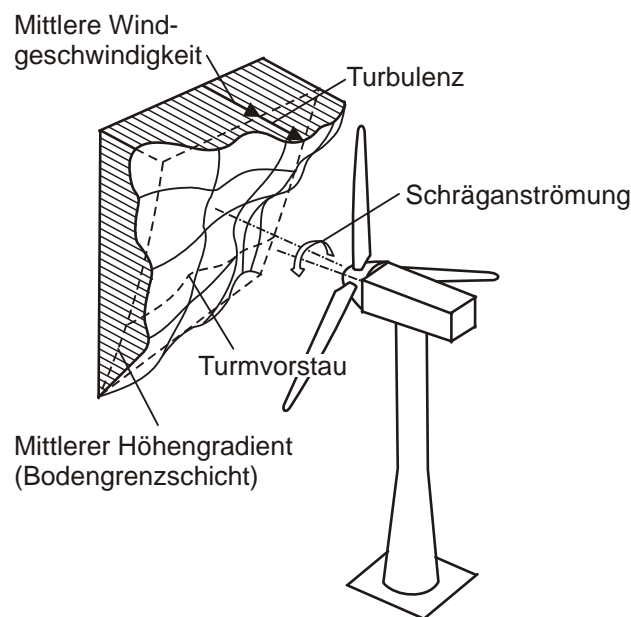


Abbildung 2.2 : Räumliche unregelmäßige Anströmung des Rotors [GASCH et al. (2007)]

Die Rotordrehzahl hat über die Schnelllaufzahl λ einen bedeutenden Einfluss auf die Größe der Energieumwandlung. Die Schnelllaufzahl ist eine wichtige Kennzahl für die Auslegung der Anlage. Sie ist definiert als Verhältnis der Umfangsgeschwindigkeit der Blattspitze zur Windgeschwindigkeit. Heutige WEA haben Schnelllaufzahlen von 7 bis 8. Mit zunehmender Anlagengröße bzw. mit zunehmendem Rotordurchmesser nimmt die Rotordrehzahl ab. So werden Anlagen bis 1 MW mit 12-32 U/min, Anlagen bis 2 MW mit 10-20 U/min und Anlagen ab 3 MW mit 5 bis 18 U/min betrieben [BWE (2008)].

2.2.3 Turm

Der Turm spielt bei der wirtschaftlichen Betrachtung einer WEA eine besondere Rolle. Einerseits verursacht er mit 15 bis 20 % einen erheblichen Anteil an den Erstellungskosten [HAU (2008)]. Andererseits ist die Turmhöhe entscheidend für die Leistung der Anlage, da die Windgeschwindigkeit mit der Höhe zunimmt und bei einer Nabenhöhe außerhalb der turbulenten bodennahen Schicht deutlich mehr Energieerträge geliefert werden.

Bei der Turmform wird zwischen Gittertürmen und Rohrtürmen unterschieden. Rohrtürme werden überwiegend aus Stahl gebaut; darüber hinaus gibt es vorgespannte Schleuderbeton- oder Ortbetontürme. Da bei steigender Nabenhöhe die Turmdurchmesser entsprechend größer werden müssen und durch den erforderlichen Antransport Grenzen gesetzt sind, kommen bei größeren Höhen Hybridtürme zum Einsatz. Bei diesen Türmen besteht der untere Teil aus Beton, während im oberen Teil Stahlrohrsegmente aufgesetzt sind [DE VRIES (1999), GRÜNBERG & GÖHLMANN (2008) und ILKEN (2009)].

Die dynamische Anregung des Turmes erfolgt maßgeblich durch die Drehfrequenz des Rotors (1P) oder durch die dreimal größere Blattdurchgangsfrequenz (3P). Die Anregung mit der einfachen Rotorumdrehung resultiert aus Massenunwuchten der einzelnen Rotorblätter, die bei der Herstellung nie ganz verhindert werden können. Die Anregung mit der Blattdurchgangsfrequenz entsteht durch eine unsymmetrische Anströmung des Rotors, wie z. B. durch den Turmvorstau [HAU (2008)]. Vor dem Turm wird die Luftströmung abgebremst und um den Turm herum gelenkt. Bei jeder Blattpassage kommt es hierbei zu einem kurzzeitigen Einbruch der aerodynamischen Kräfte und somit zu einem Belastungsimpuls.

Strukturell wird zwischen einer weichen (soft-soft) und einer steifen (stiff-stiff) Turmauslegung unterschieden. Bei steifen Türmen wird die Turmeigenfrequenz beim Hochfahren bzw. Abschalten der Anlage nicht durchlaufen, d.h. die Turmfrequenz liegt oberhalb der anregenden Frequenzen.

Üblicherweise werden bei Stahlrohrtürmen aufgrund der großen Materialersparnis weichere Türme (soft-stiff) verwendet. Deshalb muss beim Hochfahren der Anlage der Turmresonanzbereich kontrolliert durchfahren werden. Im Bereich der kritischen Rotordrehzahl wird der Generator für einen kurzen Moment vom Netz genommen, so dass die Anlage im Leerlauf den Resonanzbereich schnell durchlaufen kann [HAU (2008)]. Im Produktionsbetrieb muss stets ein Mindestabstand von 5 % zu den wesentlichen Anregungsfrequenzen gewährleistet sein. In Abbildung 2.3 ist beispielhaft ein Campbell-Diagramm für eine soft-stiff Anlage mit den entsprechenden Anregungen dargestellt. Auf die Bestimmung der Turmeigenfrequenz wird in Kapitel 3 eingegangen.

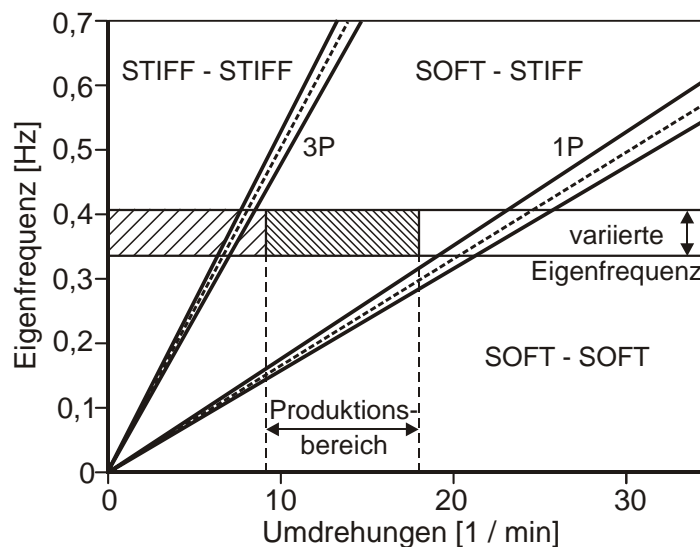


Abbildung 2.3 : Campbell Diagramm für eine WEA mit soft-stiff Auslegung [DAHLHOFF (2007), SCHAUMANN et al. (2007)]

2.2.4 Fundament

Die Gründung einer Onshore-WEA besteht in der Regel aus einer massiven Stahlbetonplatte mit großen Abmessungen. Häufig werden kreisförmige (bzw. achteckige oder sechzehneckige und damit annähernd kreisförmige) oder quadratische Grundrissformen gewählt. In Abbildung 2.4 sind Bauzustände im Zuge der Erstellung eines sechzehneckigen Fundamentes dargestellt. Das Fundament ist entweder flach direkt auf einem ausreichend tragfähigen Baugrund gegründet oder die Bauwerkslasten werden über Pfähle tief in den Baugrund eingeleitet. Das Fundament kann zur Erhöhung der Kippsicherheit zusätzlich mit Boden überschüttet werden. Von einigen Herstellern wird dieses sogar gefordert, da eine definierte Überschüttung bereits in den Standsicherheitsnachweisen berücksichtigt wurde, um so Fundamentmasse einzusparen.

Weniger häufig werden Fundamente als Balkenkreuze, sogenannte Kreuzfundamente, ausgebildet. Der Vorteil von Kreuzfundamenten liegt in der hohen Materialersparnis besonders in Verbindung mit einer evtl. erforderlichen Pfahlgründung.



Abbildung 2.4 : Bauzustände bei der Herstellung eines Fundamentes

Bei einer Flachgründung muss der Baugrund i.d.R. abhängig von der Anlage eine bestimmte zulässige Kantenpressung aufnehmen können sowie eine statische und dynamische Mindestdrehfedersteifigkeit aufweisen. In Tabelle 2.1 sind beispielhaft einige Baugrundanforderungen für Anlagen der Megawattklasse auf Kreisfundamenten angegeben. Über eine ausreichend große statische Drehfedersteifigkeit soll das Verkappen des Fundamentes unter Momenteneinwirkung begrenzt werden. Auf die Ermittlung der Federsteifigkeiten wird in Kapitel 3.2 weiter eingegangen. Die Bestimmung der hierfür erforderlichen Bodenparameter ist in Kapitel 3.3 dargestellt. Aus geotechnischer Sicht sind alle erforderlichen Standsicherheitsnachweise gemäß DIN 1054: 2005 zu führen, wie z. B. Nachweis der Sicherheit gegen Kippen, Nachweis der Grundbruchsicherheit und Nachweis der Gleitsicherheit. Falls der höchste zu erwartende Grundwasserstand über der Fundamentunterkante liegt, ist zusätzlich die resultierende Auftriebskraft zu berücksichtigen. Hierbei kann es erforderlich werden, die Fundamentmasse bzw. die Abmessungen zu vergrößern oder das Fundament mit Boden zu überschütten.

Tabelle 2.1 : Mindestanforderungen an den Baugrund für ausgewählte WEA [NORDEX (2006)]

Nabenhöhe der Anlage [m]	Fundamentdurchmesser [m]	Kantenpressung [kN/m ²]	stat. Drehfeder [MNm/rad]	dyn. Drehfeder [MNm/rad]
80	17,3	219	26.000	50.000
100	19,0	222	30.000	50.000
80	14,7	220	19.320	31.000
85	14,7	220	19.320	31.000
90	14,7	245	15.000	32.000
100	14,7	245	15.900	32.000

2.3 Einwirkungen auf Windenergieanlagen

Für die Bemessung der Tragstrukturen von Windenergieanlagen müssen eine Vielzahl von Lastfällen untersucht werden. Die Lastfälle resultieren zum einen aus den Umgebungsbedingungen, wie z. B. Wind- oder Eislasten, und zum anderen aus dem Betriebs- und Regelungsverhalten der Anlage. Die verschiedenen Lastfälle sind für Deutschland in der Richtlinie für Windenergieanlagen des DEUTSCHEN INSTITUTS FÜR BAUTECHNIK [DIBt (2004)] definiert. In dieser Richtlinie wird zur Ermittlung der Windbelastung auf weitere Regelwerke verwiesen. Dieses sind die DIN 1055-4, Windeinwirkungen auf Tragwerke zur Ermittlung der Windgeschwindigkeit für den entsprechenden Standort und die DIN EN 61400-1, Auslegungsanforderungen für Windenergieanlagen zur Berechnung der Belastungsgröße. Die wichtigsten Einwirkungen in Abhängigkeit von ihrem zeitlichen Verlauf sind in Tabelle 2.2 dargestellt. Sie werden nachfolgend kurz erläutert.

Tabelle 2.2 : Einwirkungen auf WEA und deren zeitlicher Verlauf

Zeitverlauf	Art der Einwirkung	Betriebszustand
Konstant (quasi-stationär)	Eigengewicht, mittlerer Schub, Fliehkraft	Normalbetrieb
Regelmäßig (periodisch)	Aerodynamische Kräfte, Unwucht, Turmvorstau, Blattdurchgang	Normalbetrieb, Störungen
Regellos (stochastisch)	Windturbulenz, Erdbeben	Normalbetrieb
Kurzzeitig (transient)	Reibungs- und Bremskräfte, aerodynamische Kräfte	Manöver, Störungen, Extrembedingungen
Strukturinduziert	Resonanzeffekte	Manöver, Störungen

Die Windeinwirkung auf den Rotor stellt die größte Einwirkung dar. In der Regel ist hierbei die Windeinwirkung bei Betrieb der Anlage unter Nennleistung am größten. Bei Starkwind werden die Rotorblätter in Fahnenstellung gefahren, so dass sie kaum Angriffsfläche bieten.

Dynamische Einwirkungen auf die WEA entstehen durch Windturbulenz und Böen (siehe Abb. 2.2). Die ständig vorhandene Windturbulenz liefert insbesondere auf die Rotorblätter einen erheblichen Beitrag zur Materialermüdung. Die mittlere Windgeschwindigkeit \bar{v}_W wird meistens über eine Zeit von zehn Minuten gemittelt. Als Turbulenz v_B wird die momentane, zufällige Abweichung von der mittleren Windgeschwindigkeit bezeichnet (vgl. Abb. 2.5). Sie ist von einer Vielzahl von meteorologischen und geographischen Gegebenheiten abhängig.

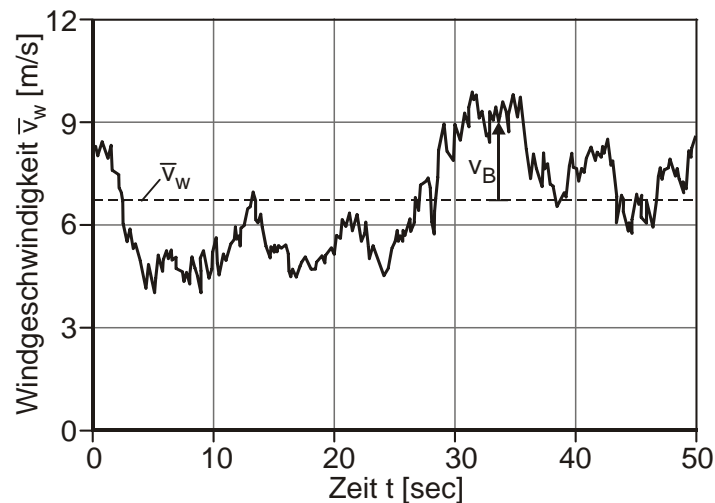


Abbildung 2.5 : Gemessener Verlauf der Windgeschwindigkeit [HAU (2008)]

Neben der Turbulenz gibt es eine weitere deutliche Abweichung von der mittleren Windgeschwindigkeit im Bereich von einigen Sekunden bis über zehn Sekunden, welche als Bö bezeichnet wird. Die zeitlich veränderliche Einwirkung aus Turbulenz und Böen wird jedoch nicht in gleicher Größenordnung an die Tragstruktur der Anlage weitergegeben. Bei der Turbulenz kommt es durch die große überstrichene Rotorfläche zu einer starken Vergleichmäßigung und auf durch Böen induzierte Veränderung der Windgeschwindigkeit wird durch entsprechende Regelung der Anlage reagiert.

Eine weitere aerodynamische Einwirkung stellt die Schräganströmung durch eine schnelle Windrichtungsänderung dar. Durch eine entsprechende Nachführung des Rotors ist daher dafür zu sorgen, dass die Anlage wieder in Windrichtung ausgerichtet wird.

Im Bereich des Turmes kommt es bei hohen Windgeschwindigkeiten durch Wirbelablösungen zu einer Anregung des Turmes quer zur Windrichtung. Diese wirbelerregten Querschwingungen sind jedoch nur während der Turmmontage von Bedeutung, da hier die Massendämpfung durch die noch nicht vorhandene Gondel fehlt. Darüber hinaus ist die Windbelastung auf den Turm während des Betriebs der Anlage von untergeordneter Bedeutung, da die Turmansichtsfläche im Vergleich zu der vom Rotor überstrichenen Fläche nur rd. 5 % ausmacht [WILKE & BÖKER (2008)].

Um die Anregungsfrequenz des Windes besser abschätzen zu können, ist die spektrale Darstellung besonders geeignet. Mit Hilfe einer Fourier-Transformation wird der Zeitreihe der Windgeschwindigkeit die sogenannte spektrale Leistungsdichte S zugeordnet. Sie gibt die Leistung des Windes in den einzelnen Frequenzkomponenten an. Eine solche Darstellung der Windleistungsverteilung aus einer Zeitreihe von einem Jahr ist in Abbildung 2.6 dargestellt. Die geringen Schwankungen im Minuten- und Sekundenbereich zeigen die atmosphärische Turbulenz, wohingegen die Maxima von einigen Tagen die Großwetterereignisse, wie z. B. den Durchzug von atlantischen Tiefdruckgebieten, darstellen.

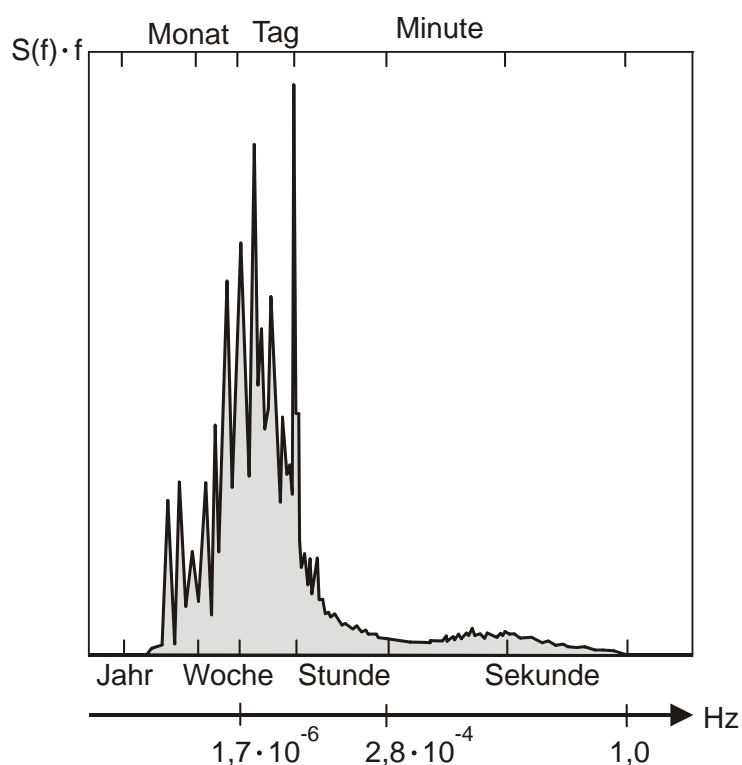


Abbildung 2.6 : Leistungsspektrum aus einer kontinuierlichen Messung [GASCH & TWELE (2007)]

Aus Abbildung 2.6 ergibt sich, dass die größte Windenergie sich in einem Frequenzbereich weit unterhalb von 1,0 Hz befindet. Allein aus dem Leistungsspektrum kann jedoch noch nicht auf die dynamische Beanspruchung geschlossen werden, da die WEA noch zusätzlich durch die Rotorumdrehung und die Blattdurchgangsfrequenz angeregt wird. Um das genaue Zusammenspiel der einzelnen Einwirkungen zu untersuchen, ist eine gesamtdynamische Simulation der Anlage erforderlich.

2.4 Gesamtdynamische Berechnung

Bei der dynamischen Berechnung einer WEA kommt aufgrund der Wechselwirkungen mit benachbarten Bauteilen der Betrachtung der Gesamtstruktur eine besondere Bedeutung zu. Genauso wichtig ist die Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens der kraftübertragenden Komponenten. Für die Schnittgrößenermittlung sowie für die Ermittlung des Anlagenverhaltens unter allen Betriebsbedingungen wird eine gesamtdynamische Berechnung erforderlich (siehe Abb. 2.7) [GL (2005)]. Hierbei wird zur Auslegung der kraftübertragenden Komponenten und zur Ertragsabschätzung eine Simulation der Anlage im Zeitbereich durchgeführt. Das numerische Modell einer Windkraftanlage wird also über einen bestimmten Zeitraum mit einem der Realität möglichst ähnlichen künstlich generierten Wind beaufschlagt. In [LANGE (2002)] wird zum Beispiel ein Programm entwickelt, mit dem gesamtdynamische Berechnungen durchgeführt werden können.

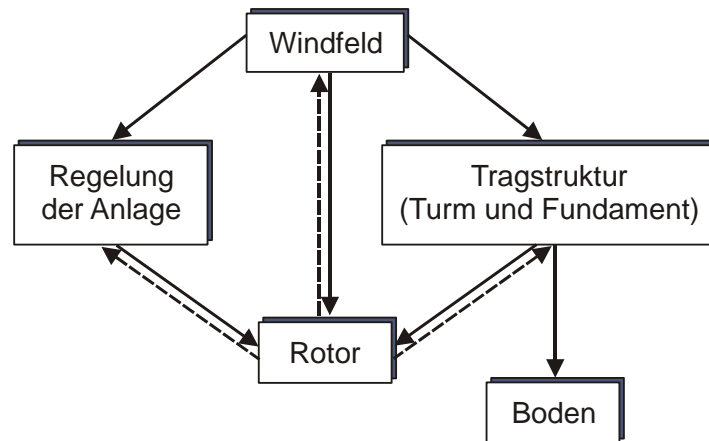


Abbildung 2.7 : Wechselwirkungen bei gesamtdynamischer Berechnung [WILKE & BÖKER (2008)]

Für die gesamtdynamische Berechnung muss zunächst ein theoretisches Windfeld generiert werden, das sich vom Turmfuß bis zur Rotorblattspitze erstreckt. Die zu erzeugende Zeitreihe des Windes beruht auf statistischen Informationen über den betrachteten Wind, wie z. B. die mittlere Windgeschwindigkeit, die Turbulenzintensität sowie die Längenparameter und das Spektrum der Turbulenz. Die hierfür erforderlichen Berechnungsformeln und Parameter sind in [DIBt (2004)], [DIN EN 61400-1] und [DIN 1055-4] angegeben. In [REUTER (1996)] und [LANGE (2002)] werden Programme zur Erzeugung räumlicher Windfelder ausführlich beschrieben. Die erzeugte Zeitreihe des Windfeldes, die auch Anteile senkrecht zur Hauptwindrichtung enthält, wird in einem engen Raster auf die Rotorfläche und den Turm aufgebracht. Hierdurch wird nicht nur die zeitliche, sondern auch die räumliche Verteilung des Windes über die Rotorfläche erreicht.

Nach dem Erzeugen des „echten“ Windfeldes müssen die aerodynamischen Eigenschaften der Rotorblätter inklusive ihrer Steuerung exakt abgebildet werden. Ziel ist die genaue Darstellung der Luftströmung um die Rotorblätter sowie des Strömungsabrisses und des dynamischen Nachströmverhaltens für benachbarte Windenergieanlagen. Für jeden einzelnen Zeitschritt wird dabei eine Iteration zur Ermittlung des Kräfte- und Strömungsgleichgewichts durchgeführt.

Eine möglichst realistische Modellierung der Tragstruktur mit realistischem dynamischen Verformungsverhalten ist Voraussetzung für ein zutreffendes Gesamtergebnis. Die Steifigkeiten und Dämpfungen der einzelnen Bauteile wie Turm, Gründung, Antriebsstrang und Generator sind entsprechend abzubilden.

Ebenfalls zu berücksichtigen ist das Regelungsverhalten der Anlage, wie z. B. das Anfahren, Nachführen bei Windrichtungsänderung oder Bremsen. Da dieses Verhalten nur den Anlagenherstellern bekannt ist, bleibt die gesamtdynamische Berechnung in der Praxis ihnen vorbehalten.

Die Gründungssteifigkeit wird in der Regel als Drehfeder des anstehenden Bodens berücksichtigt. Die Größe der Drehfedersteifigkeit hat einen entscheidenden Einfluss auf die

Eigenfrequenz des Turmes. Damit zwischen der Erregerfrequenz und der Eigenfrequenz des Turmes ein genügend großer Abstand besteht, wird eine Mindestdrehfedersteifigkeit gefordert (siehe Kap. 3), die vom Bodengutachter zu überprüfen bzw. nachzuweisen ist. Falls der Baugrund zu weich ist, werden Baugrundverbesserungsmaßnahmen oder Pfahlgründungen erforderlich.

Mit Hilfe der gesamtdynamischen Berechnung können Zeitverläufe für jeden Bemessungsschnitt für die Materialbeanspruchung sowie für Kräfte und Momente erstellt werden. Mit den so ermittelten Schnittgrößen sind die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu führen. Durch Extrapolation der Zeitverläufe können Ermüdungsnachweise geführt werden. In den Abbildungen 2.8 und 2.9 sind beispielhaft Zeitschriebe für das Moment und die Horizontalkraft einer 2,0 MW Anlage auf Oberkante des Fundamentes dargestellt. Sie gelten für den Auslegungszustand des normalen Betriebs der WEA und resultieren aus der atmosphärischen Turbulenz der Windeinwirkung. Am Zeitschrieb für das Turmfußmoment wurde eine Frequenzanalyse, d.h. Zerlegung der Zeitfunktion in ihre harmonischen Komponenten, durchgeführt. Die vorherrschenden Frequenzen wurden mit dem Programm FFT1 [MESKOURIS (1999)] durch eine Fast-Fourier-Transformation ermittelt. Sie liegen auch hier im Bereich unterhalb von rd. 1,0 Hz (siehe Abb. 2.10).

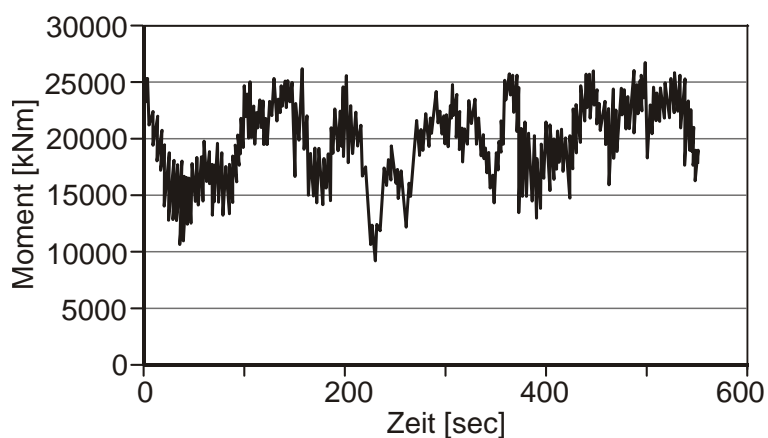


Abbildung 2.8 : Verlauf des Turmfußmomentes

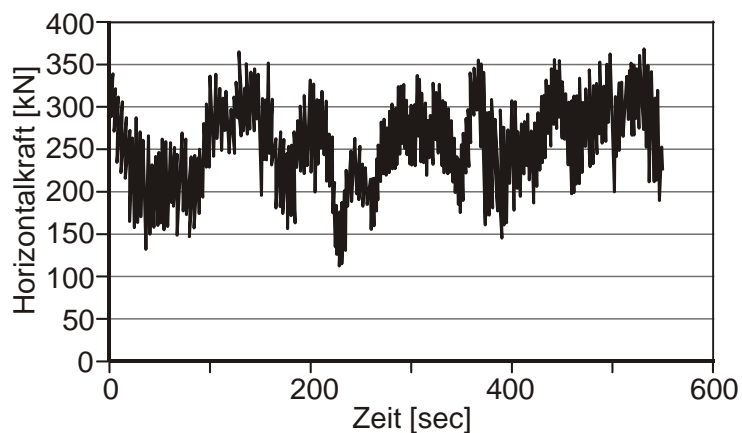


Abbildung 2.9 : Verlauf der Horizontalkraft am Turmfuß

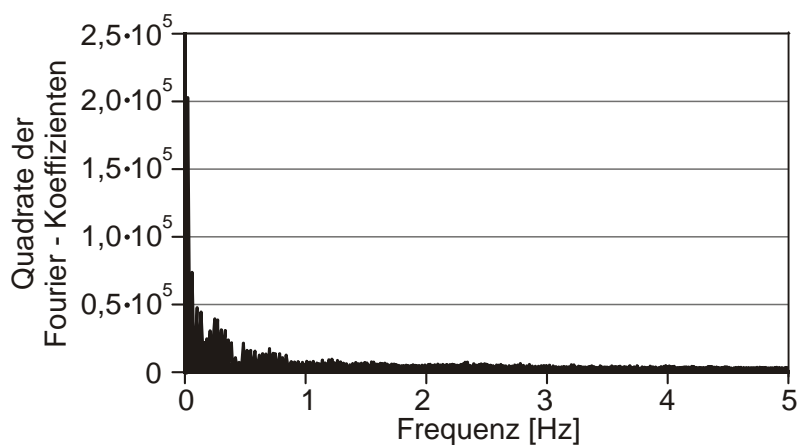


Abbildung 2.10 : Einwirkungsfrequenzen des Momentes

Weitere Einwirkungen auf Oberkante des Fundamentes sind das Eigengewicht der Gondel einschließlich des Rotors und das Turmeigengewicht (siehe Abb. 2.11 und 2.12). Aus Abbildung 2.11 ist ersichtlich, dass das Verhältnis Gondelmasse inkl. Rotor zur Leistung mit zunehmender Anlagengröße deutlich abfällt, wobei generell gilt, dass das Gewicht der Gondel mit größer werdender Nennleistung der Anlage zunehmen muss. Eine typische Gondel mit Getriebe einer 600 kW Anlage wiegt ohne Rotor rd. 20 Tonnen, einer 1,5 MW Anlage rd. 50 Tonnen und einer 2,0 MW Anlage rd. 70 Tonnen. Bei getriebelosen Anlagen sind die Gondelmassen deutlich größer.

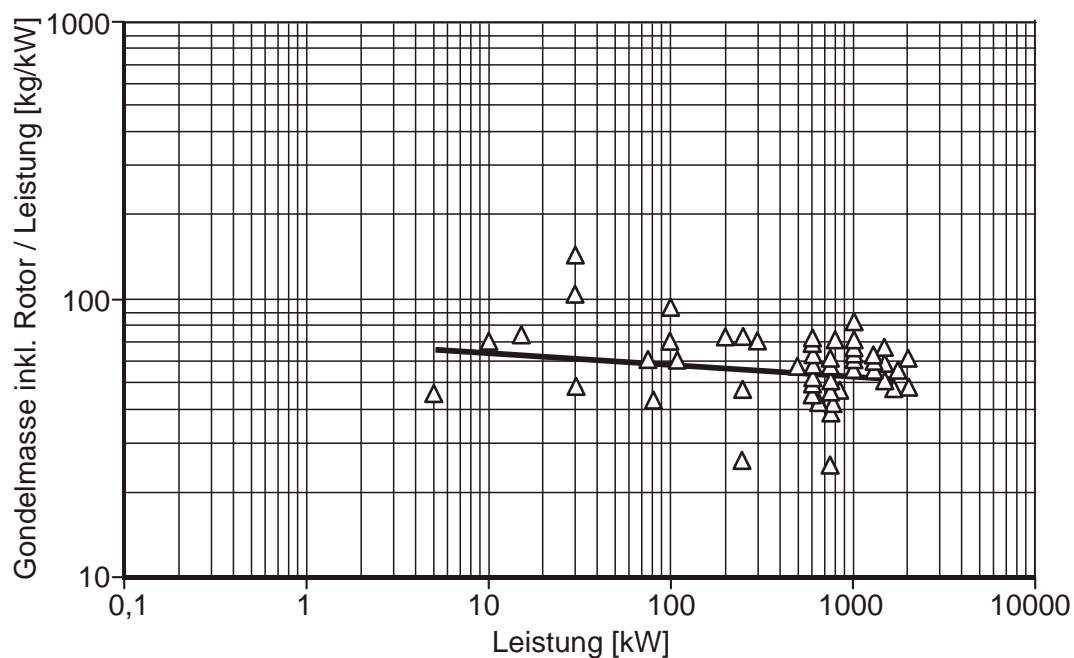


Abbildung 2.11 : Gondelmassen inkl. Rotor in Abhängigkeit von der Leistung der Anlage [HEIER (2009)]

Die Abbildung 2.12 verdeutlicht die erwartete Massendifferenz zwischen einem Gitter-, einem Stahlrohr- und einem Betonmast. Trotz der stark zunehmenden Querschnittswerte bzw. erforderlichen Massen mit steigender Turmhöhe nimmt das Verhältnis Turmmasse zu Anlagenleistung mit steigender Leistung aufgrund des besseren Energieertrags ab. In der Regel steigt die Turmmasse eines typischen Stahlrohrturmes ungefähr mit dem Quadrat der Höhe. So beträgt das Gewicht eines 100 m Turmes im Schnitt rd. 1,3 bis 2,6 t pro Meter, während ein 50 m Turm rd. 0,6 bis 1,3 t pro Meter wiegt [BWE (2009)].

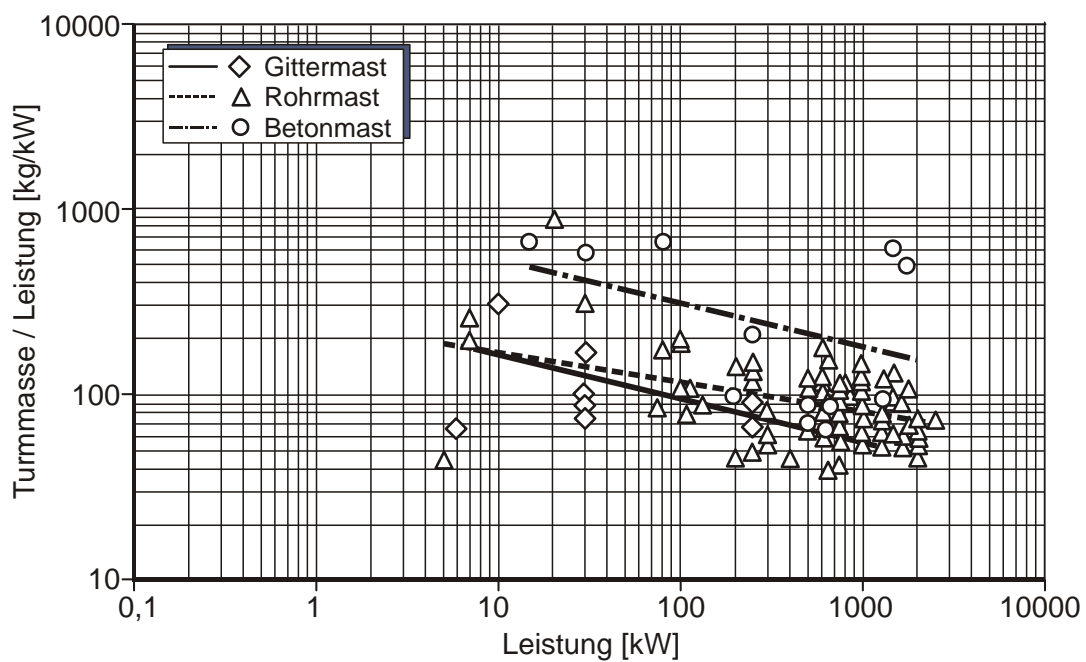


Abbildung 2.12 : Turmmasse in Abhängigkeit von der Leistung der Anlage [HEIER (2009)]

3 Stand des Wissens zur Wechselwirkung Baugrund / WEA-Struktur

3.1 Angaben in den Regelwerken und Richtlinien

In Deutschland werden die Auslegungsanforderungen zur Sicherstellung der technischen Integrität von Windenergieanlagen in der DIN EN 61400-1 geregelt. Die DIN EN 61400-1 beschränkt sich hierbei weitgehend auf die Bestimmung der Einwirkungen und auf die Festlegung der Auslegungsanforderungen. In Bezug auf die Bemessung der Gründung bzw. Bewertung der Bodenverhältnisse wird auf die örtlichen Bauvorschriften verwiesen. Weitere Hinweise zur Berücksichtigung der Gründung ergeben sich aus der DIBt-Richtlinie [DIBt (2004)] und den vom GERMANISCHEN LLOYD (GL) [GL (2005)] bzw. DET NORSKE VERITAS (DNV) [DNV (2002)] herausgegebenen Richtlinien.

Im Folgenden werden die einzelnen Regelwerke in Bezug auf ihre Angaben zur Berücksichtigung der Gründung bei der gesamtdynamischen Berechnung von WEA-Strukturen analysiert.

3.1.1 Angaben in der DIBt-Richtlinie

Nach der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen „Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung“ [DIBt (2004)] ist für die gesamtdynamische Berechnung die Gründung mit den entsprechenden Bodeneigenschaften zu berücksichtigen. Hieraus folgt, dass die tatsächliche Bodensteifigkeit in die Berechnung mit einbezogen werden muss und nicht von einer Festeinspannung des Turmes ausgegangen werden darf.

Darüber hinaus erlaubt die DIBt-Richtlinie für Horizontalachsenanlagen auch die Möglichkeit einer vereinfachten Berechnung. Hierbei muss jedoch für den dauernden Betrieb gewährleistet sein, dass zwischen den Eigenfrequenzen des Turmes $f_{0,n}$ und den Erregerfrequenzen f_R bzw. $f_{R,m}$ ein ausreichender Abstand nach Gleichung (3.1) und (3.2) vorhanden ist.

$$\frac{f_R}{f_{0,1}} \leq 0,95 \quad (3.1)$$

$$\frac{f_{R,m}}{f_{0,n}} \leq 0,95 \quad \text{oder} \quad \frac{f_{R,m}}{f_{0,n}} \geq 1,05 \quad (3.2)$$

- mit f_R max. Drehfrequenz des Rotors im normalen Betrieb
 $f_{0,1}$ erste Eigenfrequenz des Turmes
 $f_{R,m}$ Durchgangsfrequenz der m Rotorblätter
 $f_{0,n}$ n -te Eigenfrequenz des Turmes .

Auch bei der vereinfachten Berechnung ist der Einfluss der Gründung zu berücksichtigen. Wie dieses im einzelnen zu erfolgen hat, wird in der Richtlinie jedoch nicht angegeben.

3.1.2 Angaben in der vom GL herausgegebenen Richtlinie

Die vom GERMANISCHEN LLOYD herausgegebene „Richtlinie für die Zertifizierung von Windenergieanlagen“ [GL (2005)] nimmt die Angaben der DIBt-Richtlinie in Bezug auf die Gründung auf und konkretisiert sie an einigen Stellen. So ist bei der Eigenfrequenzanalyse ebenfalls der Einfluss der Gründung zu berücksichtigen. Es wird darauf hingewiesen, dass für den Boden die dynamischen Bodenkennwerte zu verwenden sind. Weiterhin wird angegeben, dass bei der Eigenfrequenzberechnung des Gesamtsystems das Teilsystem Gründung durch Federn ersetzt werden kann. Die Federsteifigkeiten dürfen hierbei z. B. durch geeignete Näherungsformeln bestimmt werden.

3.1.3 Angaben in der DNV-Richtlinie

Die von DET NORSKE VERITAS herausgegebene Richtlinie „Guidelines for Design of Wind Turbines“ [DNV (2002)] wird in Bezug auf die Berücksichtigung der Gründung konkreter als die beiden vorgenannten, indem empfohlen wird, die Gründungssteifigkeit über Federn zu modellieren. Als Federtypen werden Vertikal-, Horizontal-, Torsions- und Drehfedern vorgeschlagen. Da die anstehenden Böden grundsätzlich ein nicht lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten aufweisen und im Regelfall lineare Federn Verwendung finden, muss die Federsteifigkeit in Abhängigkeit der auftretenden Dehnung gewählt werden. Hierbei wird auf die Abhängigkeit des Schubmoduls und der Dämpfung von der auftretenden Schubdehnung verwiesen (siehe Abb. 3.4).

Als typischen Wert der Schubdehnung für Anregungen durch Wind und Wellen wird ein Wert von 10^{-3} angegeben. In der Richtlinie [DNV (2002)] bleibt offen, für welchen Federtyp dieser Wert gilt.

Zur Vorgehensweise bei der Ermittlung der Federsteifigkeit wird ein festes Schema angegeben:

1. Bestimmung der Art der dynamischen Anregung
2. Festlegen der zu erwartenden Schubdehnung und Dämpfung
3. Bestimmung des Verhältnisses der Schubmoduln G / G_{max} (vgl. Abb. 3.4)
4. Berechnung des Schubmoduls G_{max} (vgl. Formeln in Kap. 3.3)
5. Berechnung des Schubmoduls G
6. Berechnung der Federsteifigkeit in Abhängigkeit des ermittelten Schubmoduls und der Querkontraktionszahl (vgl. Gleichungen nach Kap. 3.2)

Die durch Wind erzeugte Anregung von Onshore-Windenergieanlagen ist hierbei von so geringer Frequenz, dass nach der Richtlinie [DNV (2002)] die statische Federsteifigkeit

verwendet werden kann. Die dynamische Federsteifigkeit, bei der auch Trägheitskräfte berücksichtigt werden, ist erst bei deutlich höheren Frequenzen relevant. Analytische Formeln zur Berechnung der statischen Federsteifigkeit sind in Kapitel 3.2 angegeben. Sie gelten für Frequenzen nahe von Null.

3.1.4 Angaben in den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunddynamik

In den von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK e.V. (DGGT) herausgegebenen „Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunddynamik“ [DGGT (2002)] wird u.a. darauf hingewiesen, dass Bauwerke mit dem umgebenden Baugrund ein gekoppeltes schwingungsfähiges System bilden. Die Wechselwirkungen zwischen dem Teilsystem Bauwerk und dem Teilsystem Baugrund müssen hierbei im Allgemeinen berücksichtigt werden. Das Verhalten des Baugrundes kann dabei durch Ersatzfedern dargestellt werden. Weiterhin wird darauf hingewiesen, dass bei größeren Schubdehnungen der Schubmodul stark abnimmt. Um die Auswirkungen des Schubmoduls auf die Strukturantwort zu erkennen, wird aus diesem Grund empfohlen, eine Parameterstudie mit dem theoretisch möglichen Größt- und Kleinstwert des dynamischen Schubmoduls durchzuführen. Eine Bandbreite von $\pm 50\%$ des Schubmoduls kann hierbei sinnvoll sein.

3.1.5 Bewertung der Angaben in den o.g. Richtlinien und Folgerung

In Bezug auf die Berücksichtigung der Gründung von WEA-Strukturen sind die Angaben in den vier betrachteten Richtlinien bzw. Empfehlungen nicht sehr konkret. Die DIBt-Richtlinie gibt lediglich an, dass die Gründung zu berücksichtigen ist, während nach der Richtlinie des GL die dynamischen Bodenparameter zu verwenden sind und die Gründung bei der Eigenfrequenzberechnung durch Federn ersetzt werden kann. Nur in der Richtlinie des DNV und in den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunddynamik wird darauf hingewiesen, dass die dynamische Bodensteifigkeit abhängig von der auftretenden Schubdehnung ist. Falls zur Berücksichtigung der Gründung Federn eingesetzt werden, ist die Federsteifigkeit entsprechend der auftretenden Dehnung abzumindern. Es bleibt jedoch das Problem, dass die genaue Schubdehnung nicht bekannt ist und dass die Formeln zur Berechnung der Federsteifigkeiten nur für ganz bestimmte Randbedingungen gelten, wie z. B. für den starren Vollquerschnitt auf unendlich ausgedehntem Halbraum oder für volle Kontaktbedingung zwischen Fundament und Boden.

Mit der vorliegenden Arbeit werden deshalb die in der Richtlinie des DNV genannten Punkte 2. bis 5. (siehe Kap. 3.1.3) für Onshore WEA gelöst und es wird für die Ermittlung der Gründungssteifigkeit ein einfaches Bemessungsdiagramm angegeben. Hierbei ergibt sich, dass nicht in der von DNV genannten Reihenfolge vorgegangen werden kann, da die auftretende Schubdehnung abhängig von der Größe des vorhandenen Schubmoduls ist. Darüber hinaus kann für die auftretende Schubdehnung kein fester Wert angegeben werden,

sondern sie ist abhängig von der Größe der Einwirkung, der Bodensteifigkeit und den Fundamentabmessungen.

3.2 Ermittlung der Federsteifigkeiten

3.2.1 Dynamische Boden-Bauwerksinteraktion

Die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund hat einen wesentlichen Einfluss auf das dynamische Bauwerksverhalten. Durch schnelle dynamische Einwirkungen werden neben den Deformationen im Boden auch Trägheitskräfte erzeugt. Aufgrund des sehr komplexen Bodenverhaltens wird in der Bodendynamik versucht, dieses Problem auf ein System mit einigen konzentrierten Massen sowie Feder- und Dämpfungselementen zu reduzieren. Für diese Ersatzsysteme bestehen auf Grundlage des linear elastischen Halbraums einfache Berechnungsformeln. Im Folgenden werden die Berechnungsformeln vorgestellt und deren Randbedingungen aufgezeigt.

3.2.2 Kreisfundament auf dem elastischen Halbraum

LYSMER (1965) und HSIEH (1962) haben in ihren Arbeiten gezeigt, dass das dynamische Verhalten eines vertikalbelasteten Fundamentes durch ein System aus Masse, Feder und Dämpfer mit frequenzabhängigen Parametern ersetzt werden kann (siehe Abb. 3.1a). Die Masse m entspricht hierbei der Masse des Fundamentes, während die Bodeneigenschaften durch das Feder- und Dämpferelement berücksichtigt werden.

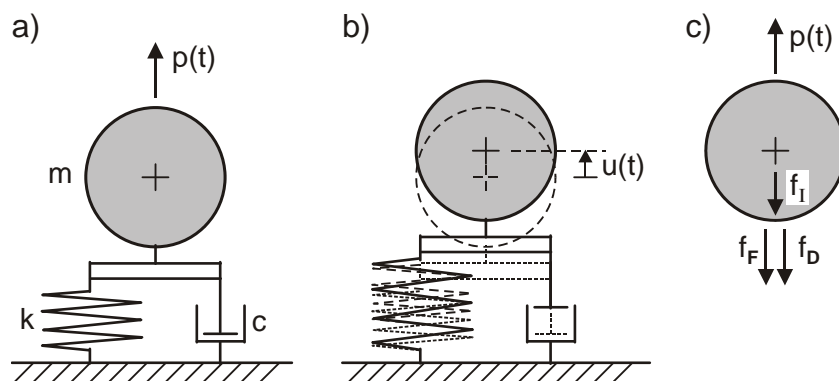


Abbildung 3.1 : Einmassenschwinger; a) Ruhelage; b) ausgelenkte Lage und c) mit angreifenden Kräften [FLESCH (1993)]

Abbildung 3.1c zeigt die an der Masse angreifenden Kräfte, nämlich die zeitlich variierende äußere Kraft $p(t)$ in Abhängigkeit der Verschiebung $u(t)$, die Trägheitskraft f_I , die

Dämpfungskraft f_D sowie die Federkraft f_F . Werden die Trägheits-, Dämpfungs- und Federkraft durch folgende Größen ausgedrückt

$$f_I = m \cdot \ddot{u} \quad (3.3)$$

$$f_D = c \cdot \dot{u} \quad (3.4)$$

$$f_F = k \cdot u \quad (3.5)$$

ergibt sich die Bewegungsdifferentialgleichung des Einmassenschwingers zu

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \quad (3.6)$$

LYSMER (1965) hat nachgewiesen, dass für kleine und mittlere Frequenzen eine Approximation durch die folgenden frequenzunabhängigen Koeffizienten für ein vertikales System aus Feder und Dämpfer möglich ist (Lysmeranalogon). Die Koeffizienten K_v und C_v hängen hierbei vom Fundamentradius und von den Baugrundeigenschaften ab und ergeben sich zu

$$K_v = \frac{4 \cdot G \cdot r}{1 - \nu} \quad (3.7)$$

$$C_v = \frac{3,4 \cdot r^2}{1 - \nu} \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \quad (3.8)$$

mit K_v Federsteifigkeit
 C_v Dämpfungssteifigkeit
 r Radius des starren gewichtslosen Fundamentes
 ν Querkontraktionszahl
 ρ Dichte des Bodens .

Die Federsteifigkeit in (3.7) ist identisch mit der statischen Steifigkeit für ein vertikal belastetes Kreisfundament. Die Dämpfung in (3.8) entspricht der geometrischen Dämpfung. LYSMER und RICHART (1966) haben gezeigt, dass das Lysmeranalogon für eine dimensionslose Frequenz von $a_0 < 2$ eine sehr gute Näherung zur exakten Halbraum-Lösung liefert, wobei a_0 sich zu

$$a_0 = \frac{\omega \cdot r}{v_s} \quad (3.9)$$

ergibt

mit ω $2 \pi \cdot f$ (Kreisfrequenz der Anregung)
 r Radius des Kreisfundamentes
 v_s Scherwellengeschwindigkeit .

LYSMERS Ansatz wurde wenige Jahre später durch WHITMAN und RICHART (1967) und RICHART, WOODS und HALL (1970) sowie WHITMAN (1976) für alle vier Schwingungsarten erweitert (vgl. Tab. 3.1). Die erweiterten Ansätze gelten für starre gewichtslose

Kreisfundamente auf einem unendlich ausgedehnten elastischen Halbraum. Die Abweichungen zur exakten Halbraum-Lösung sind für die Horizontal-, Kipp- und Torsionsschwingung kleiner als beim Lysmeranalogon [RICHART et al. (1970)]. Die in Tabelle 3.1 angegebenen Steifigkeiten sind identisch mit den Steifigkeiten des statischen Falles. Die Koeffizienten für die Dämpfung D , die als Funktion des Parameters \bar{B} (Massenverhältnis) angegeben sind, entsprechen der Dämpfung im Resonanzbereich. Die angegebenen Koeffizienten für die Dämpfung entsprechen der geometrischen Dämpfung, die aus der Abstrahlung der Schwingungsenergie in den unendlichen Halbraum resultiert. Die effektive Masse m (bzw. Trägheitsmoment I_y und I_z) ergibt sich durch Addition einer zusätzlichen fiktiven Masse (bzw. Trägheitsmomentes).

Tabelle 3.1 : Steifigkeits- und Dämpfungsgrößen für die Berechnung eines starren Kreisfundamentes auf einem elastischen Halbraum [STUDER und KOLLER (1997)]

	<i>Vertikal- schwingung</i>	<i>Horizontal- schwingung</i>	<i>Kipp- schwingung</i>	<i>Torsions- schwingung</i>
<i>Steifigkeit</i>	$\frac{4 \cdot G \cdot r}{1 - \nu}$	$\frac{8 \cdot G \cdot r}{2 - \nu}$	$\frac{8 \cdot G \cdot r^3}{3(1 - \nu)}$	$\frac{16 \cdot G \cdot r^3}{3}$
<i>Massen- verhältnis \bar{B}</i>	$\frac{m(1 - \nu)}{4 \cdot \rho \cdot r^3}$	$\frac{m(2 - \nu)}{8 \cdot \rho \cdot r^3}$	$\frac{3 \cdot I_y(1 - \nu)}{8 \cdot \rho \cdot r^5}$	$\frac{I_z}{\rho \cdot r^5}$
<i>Dämpfungs- verhältnis D</i>	$\frac{0,425}{\sqrt{\bar{B}}}$	$\frac{0,29}{\sqrt{\bar{B}}}$	$\frac{0,15}{(1 + \bar{B})\sqrt{\bar{B}}}$	$\frac{0,50}{1 + 2 \cdot \bar{B}}$
<i>Fiktive zu- sätzliche Masse</i>	$\frac{0,27 \cdot m}{\bar{B}}$	$\frac{0,095 \cdot m}{\bar{B}}$	$\frac{0,24 \cdot I_y}{\bar{B}}$	$\frac{0,24 \cdot I_z}{\bar{B}}$

Zur Berücksichtigung einer teilweisen oder vollständigen Einbettung des Fundamentes in den Boden hat PETERSEN (1996) die in Abbildung 3.2 dargestellten Einbettungsfaktoren zur Abschätzung der Steifigkeit angegeben. Eine Einbettung wirkt sich versteifend aus, so dass die Eigenfrequenz für die unterschiedlichen Schwingungsarten erhöht und die Amplituden verringert werden. Falls die seitliche Anschüttung an das Fundament eine geringere Steifigkeit aufweist als der umgebende Boden, so ist der Bettungseinfluss entsprechend schwächer zu bewerten. Weitere Formeln zur Berücksichtigung der Einbettung sind in Tabelle 3.4 angegeben.

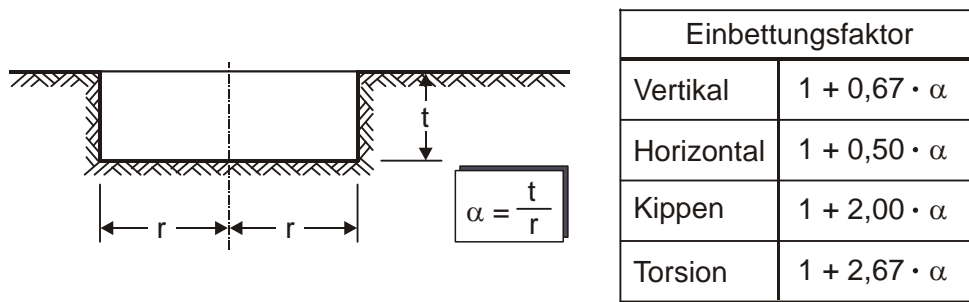


Abbildung 3.2 : Einbettungsfaktoren [PETERSEN (1996)]

3.2.3 Kreisfundament auf elastischer Schicht über starrer Felsunterlage

Homogene Bodenschichten, die bis in größere Tiefen reichen, sind relativ selten. Meistens handelt es sich um einen geschichteten Baugrundaufbau, wobei die Bodensteifigkeit in der Regel mit der Tiefe zunimmt. In Tabelle 3.2 sind die statischen Steifigkeiten für ein starres gewichtsloses Kreisfundament auf einer elastischen Schicht begrenzter Mächtigkeit über starrer Felsunterlage angegeben. Die Mächtigkeit der elastischen Schicht ist für die Größe der Federsteifigkeit von großer Bedeutung. Die Steifigkeit in vertikaler Richtung erhöht sich bei geringer Schichtstärke am deutlichsten. Die Kippsteifigkeit wird von der Schichtmächtigkeit wesentlich geringer beeinflusst, während die Torsionssteifigkeit vollkommen unabhängig von der Tiefe der Felsunterlage ist.

Tabelle 3.2 : Statische Federsteifigkeiten für ein starres Kreisfundament auf elastischer Schicht über starrer Felsunterlage [STUDER und KOLLER (1997)]

Art der Anregung	Statische Steifigkeit	Geltungsbereich	
Vertikal	$K_v = \frac{4 \cdot G \cdot r}{1 - \nu} \cdot (1 + 1,28 \frac{r}{d})$	$\frac{d}{r} > 2$	
Horizontal	$K_h = \frac{8 \cdot G \cdot r}{2 - \nu} \cdot (1 + \frac{1 \cdot r}{2 \cdot d})$	$\frac{d}{r} > 1$	
Kippen	$K_\varphi = \frac{8 \cdot G \cdot r^3}{3(1 - \nu)} \cdot (1 + \frac{1 \cdot r}{6 \cdot d})$	$4 \geq \frac{d}{r} > 1$	
Torsion	$K_t = \frac{16}{3} \cdot G \cdot r^3$	$\frac{d}{r} \geq 1,25$	

3.2.4 Kreisfundament auf elastischer Schicht über elastischem Halbraum

In Tabelle 3.3 sind die Federsteifigkeiten für Fundamente auf einer begrenzten elastischen Schicht über dem unendlich ausgedehnten elastischen Halbraum angegeben. Die Tabelle zeigt somit die Zwischenwerte für die zuvor gezeigten Grenzen für den Betrachtungsfall Fundament auf elastischem Halbraum und Fundament auf elastischer Schicht über Felsunterlage. Die angegebenen Formeln gelten für den überwiegend vorherrschenden Baugrundaufbau, d.h. mit der Tiefe zunehmender Schubmodul ($G_1 < G_2$). Für den Fall, dass G_1/G_2 gegen Null geht, ergibt sich die Steifigkeit für Fundamente über Felsunterlage und für den Fall $G_1/G_2 = 1$ erhält man Steifigkeiten für Fundamente auf dem elastischen Halbraum.

Tabelle 3.3 : Statische Federsteifigkeiten für ein starres Kreisfundament auf elastischer Schicht über elastischem Halbraum [GAZETAS (1983)]

Art der Anregung	Statische Steifigkeit	Geltungsbereich	
Vertikal	$K_v = \frac{4 \cdot G_1 \cdot r}{1 - \nu_1} \cdot \frac{1 + 1,28 \frac{r}{d}}{1 + 1,28 \frac{r}{d} \cdot \frac{G_1}{G_2}}$	$1 \leq \frac{d}{r} < 5$	
Horizontal	$K_h = \frac{8 \cdot G_1 \cdot r}{2 - \nu_1} \cdot \frac{1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{r}{d}}{1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{r}{d} \cdot \frac{G_1}{G_2}}$	$1 \leq \frac{d}{r} < 4$	
Kippen	$K_\varphi = \frac{8 \cdot G_1 \cdot r^3}{3(1 - \nu_1)} \cdot \frac{1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{r}{d}}{1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{r}{d} \cdot \frac{G_1}{G_2}}$	$0,75 \leq \frac{d}{r} < 2$	

3.2.5 Eingebettetes Kreisfundament in elastischer Schicht über starrer Felsunterlage

In Tabelle 3.4 sind fünf Gleichungen für ein in eine homogene elastische Schicht eingebundenes kreisförmiges Fundament angegeben. Die statischen Federsteifigkeiten gelten für starre Fundamente und vollständigen Schubverbund zwischen Fundament und Boden. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass die Bodenhinterfüllung die gleichen Eigenschaften wie der umgebene Boden hat. Hiermit repräsentieren die angegebenen Formeln den größtmöglichen Einfluss der Einbettung, da diese Randbedingungen in der Realität nicht vorliegen. Die Gleichungen markieren somit den oberen Grenzwert des Einflusses einer Einbettung.

Die Torsions- und Kippsteifigkeiten profitieren am meisten vom Einbindungsverhältnis t/r . Da bei größerer Einbettung die Kopplung aus Horizontal- und Kippsteifigkeit nicht mehr vernachlässigt werden kann, ist sie in Tabelle 3.4 ebenfalls mit angegeben. Genaue

Untersuchungen wurden hierzu z. B. von WHITMAN und RICHART (1967), RICHART et al. (1970) und BEREDUGO und NOVAK (1972) durchgeführt.

Tabelle 3.4 : Statische Federsteifigkeiten für ein eingebettetes Kreisfundament in eine elastische Schicht über starrer Felsunterlage [GAZETAS (1983)]

Art der Anregung	Statische Steifigkeit	
Vertikal	$K_v = \frac{4 \cdot G \cdot r}{1 - \nu} \cdot \left(1 + 1,28 \frac{r}{d}\right) \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{t}{r}\right) \left(1 + 0,85 - 0,28 \frac{t}{r} \cdot \frac{\frac{t}{d}}{1 + \frac{t}{d}}\right)$	
Horizontal	$K_h = \frac{8 \cdot G \cdot r}{2 - \nu} \cdot \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{r}{d}\right) \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{t}{r}\right) \left(1 + \frac{5}{4} \cdot \frac{t}{d}\right)$	
Kippen	$K_\phi = \frac{8 \cdot G \cdot r^3}{3(1 - \nu)} \cdot \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{r}{d}\right) \left(1 + 2 \frac{t}{r}\right) \left(1 + 0,7 \frac{t}{d}\right)$	
Gekoppelt (Horizontal und Kippen)	$K_{h\phi} = 0,40 \cdot K_h \cdot t$	
Torsion	$K_t = \frac{16}{3} \cdot G \cdot r^3 \left(1 + 2,67 \frac{t}{r}\right)$	$\frac{t}{r} < 2$ $\frac{t}{d} \leq 0,5$

3.2.6 Impedanzfunktionen

Dynamische Kräfte und Verschiebungen sind generell phasenverschoben zu ihrer Anregung. Zur Berücksichtigung größerer Frequenzen und falls die o.g. frequenzunabhängigen Lösungen nicht ausreichend sind, wurden sogenannte Impedanzfunktionen eingeführt. Mit Impedanzfunktionen werden die dynamischen Eigenschaften und somit die Frequenzabhängigkeit des Systems beschrieben. Für die in der Praxis am häufigsten auftretenden Fälle sind die jeweiligen Impedanzfunktionen in Abhängigkeit der dimensionslosen Frequenz a_0 z. B. in [GAZETAS (1983)] oder [STUDER und KOLLER (1997)] zusammengestellt. Für den Einmassenschwinger wird jeweils ein Koeffizient für die Steifigkeit und für die Dämpfung angegeben. Für eine Anregungsfrequenz von Null ergibt sich auch mit Impedanzfunktionen wieder die statische Lösung, wie sie in den oben angegebenen Tabellen 3.1 bis 3.4 dargestellt ist.

3.2.7 Dämpfung

Bei der Dämpfung wird grundsätzlich zwischen geometrischer Dämpfung und Materialdämpfung unterschieden. Wie oben angegeben, beschreibt die geometrische

Dämpfung die Abstrahlung der Schwingungsenergie in den unendlichen Halbraum. Die Materialdämpfung in Böden ist bis etwa 100 Hz weitgehend frequenzunabhängig [STUDER und KOLLER (1997)], aber, wie im Kapitel 3.3 gezeigt, abhängig von der Deformationsamplitude. Nach [DGGT (2002)] spielt die Materialdämpfung des Bodens bei Schwingungen von Fundamenten gegenüber der geometrischen Dämpfung eine untergeordnete Rolle, weshalb sie in der Regel vernachlässigt wird. Bei geschichtetem Baugrund kann der Einfluss der Materialdämpfung für die Amplitudenberechnung zunehmen. Um dieses zu berücksichtigen, darf ohne weiteren Nachweis die geometrische Dämpfung um 1 % bei Sand und Kies und um 3 % bei tonigen Böden erhöht werden [DGGT (2002)]. Zu einem ähnlichen Ergebnis kommen STUDER und KOLLER (1997). Sie geben an, dass bei einem Fundament auf oder eingebettet in einer weichen Schicht beschränkter Mächtigkeit über einem signifikant steiferen Untergrund sich die geometrische Dämpfung reduziert, wodurch die Materialdämpfung an Bedeutung gewinnt.

3.3 Bestimmung der Bodensteifigkeit

3.3.1 Möglichkeiten der Bestimmung

Wie in den oben angegebenen Tabellen 3.1 bis 3.4 zu erkennen, ist zur Ermittlung der Federsteifigkeit des Ersatzsystems die Kenntnis der Querkontraktionszahl und des „dynamischen“ Schubmoduls erforderlich. Diese Bodenparameter können für Vorentwürfe aus bodenmechanischen Kenngrößen abgeleitet werden. Bei höheren Anforderungen müssen diese Kennwerte jedoch durch bodendynamische Feld- und Laborversuche ermittelt werden.

Der in der Praxis häufig verwendete Begriff „dynamischer“ Schubmodul ist hierbei jedoch irreführend, da die Bodensteifigkeit nicht von der Anregungsfrequenz, sondern von der Scherdehnungsamplitude abhängt [WICHTMANN & TRIANTAFYLLIDIS (2009)]. Für nichtbindige Böden ist der Sekantenmodul bis zu einem Grenzwert von $\gamma^{ampl} \approx 10^{-5}$ unabhängig von der Scherdehnung. Es ergibt sich der Schubmodul für sehr kleine Dehnungen G_{max} . Für größere Dehnungsamplituden nimmt der Schubmodul ab und es gilt $G_{sec} / G_{max} < 1$ [HARDIN & DRNEVICH (1972b), WICHTMANN & TRIANTAFYLLIDIS (2005a)]. Im Folgenden wird der maximale Wert für sehr kleine Dehnungen mit $G_{max} = G_{dyn}$ bezeichnet.

Die Verwendung von Feldversuchen hat den großen Vorteil, dass die Messungen an ungestörten bzw. weitgehend ungestörten Bodenkörpern vorgenommen werden können. Darüber hinaus wird bei den Feldversuchen grundsätzlich ein großer Bereich untersucht, so dass evtl. vorhandene Inhomogenitäten automatisch mitberücksichtigt werden.

Es gibt eine Fülle von verschiedenen Feldversuchen. Nach [STUDER und KOLLER (1997)] lassen sie sich in die folgenden fünf Gruppen einteilen:

- Oberflächen-Geophysik
- Bohrloch-Geophysik

- Dynamische Eindringversuche
- Drucksondierungen (CPT)
- Spezialversuche

Für eine genaue Beschreibung dieser Versuche wird auf [JAMIOLKOWSKI et al. (1995), HAUPT (1987), DAS (1983) und KRAMER (1996)] verwiesen.

Zur Ermittlung der Scherwellengeschwindigkeit können z. B. die o.g. geophysikalischen Methoden eingesetzt werden. Messverfahren, die auf der Ankunftszeit der Scherwellen beruhen, sind dabei zu bevorzugen. Alternativ kann die Druckwellengeschwindigkeit v_p gemessen werden. Hierbei besteht jedoch die Gefahr, dass durch den Einfluss des Grundwassers eine falsche Wellengeschwindigkeit gemessen wird. Unterhalb des Grundwasserspiegels werden die Druckwellen nämlich sowohl durch das Korngerüst als auch durch das Porenwasser übertragen.

Der Schubmodul ergibt sich aus der gemessenen Scherwellengeschwindigkeit v_s und der Dichte ρ zu

$$G_{max} = \rho \cdot v_s^2 \quad . \quad (3.10)$$

Die dynamische Querkontraktionszahl lässt sich aus der Scher- und Druckwellengeschwindigkeit wie folgt berechnen

$$\nu = \frac{(v_p^2 - 2 \cdot v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad (3.11)$$

mit ν Querkontraktionszahl
 v_s Scherwellengeschwindigkeit
 v_p Druckwellengeschwindigkeit .

Im Allgemeinen wird jedoch häufig auf einen geschätzten oder aus statischen Versuchen stammenden Wert zurückgegriffen (siehe Tab. 3.5).

Tabelle 3.5 : Querkontraktionszahl [SMOLTZYK (2001)]

Boden	Querkontraktionszahl ν [-]
Ton	0,40 – 0,45
Sand	0,30 – 0,40
Fels	0,15 – 0,25

Der Vorteil von dynamischen Laborversuchen liegt in den kontrollierten Randbedingungen und in der einfachen Wiederholbarkeit der Versuche. Von Nachteil sind die bei der

Probengewinnung und beim Einbau in die Versuchsgeräte unvermeidlichen Störungen des Bodenmaterials. Erfahrungsgemäß erhält man aus Laborversuchen in der Regel niedrigere Werte für den dynamischen Schubmodul als bei Feldversuchen [DGGT (2002), WICHTMANN & TRIANTAFYLLIDIS (2006)]. Die Werte können nach [STUDER und KOLLER (1997)] bis zu einem Faktor von 3 abweichen.

Die am häufigsten verwendeten dynamischen Laborversuche sind

- Resonant-Column-Versuch
- Zyklischer Scherversuch
- Zyklischer Triaxialversuch
- Zyklischer Torsionsversuch

Eine ausführliche Beschreibung der Versuche ist in [HAUPT (1987), DAS (1983), STUDER und KOLLER (1997) und KRAMER (1996)] angegeben.

Nachfolgend werden Berechnungsansätze für die wichtigsten dynamischen Kennziffern, wie den Steifemodul E_s und den Schubmodul G_s , vorgestellt.

3.3.2 „Dynamischer“ Schubmodul bei größeren Dehnungen

Bei der Auswertung von Laborversuchen mit Ottawa Sand haben DRNEVICH et al. (1967) und später auch HARDIN und DRNEVICH (1972a und 1972b) festgestellt, dass der Schubmodul mit wachsender Dehnung abnimmt. Wie in Abbildung 3.3 dargestellt, erhöht sich mit steigender Lastamplitude τ die Dehnungsamplitude, wobei sich gleichzeitig der mittlere Schubmodul verringert (Sekantenmodul, $G_I > G_{II} > G_{III}$). Der Sekantenmodul kann hierbei als äquivalente Steifigkeit des Systems betrachtet werden. Die Fläche unter der Hystereseschleife zeigt den Energieverlust pro Zyklus, welcher mit steigender Dehnung zunimmt. Mit größerer Schubdehnung nimmt also der Schubmodul ab und die Materialdämpfung steigt an.

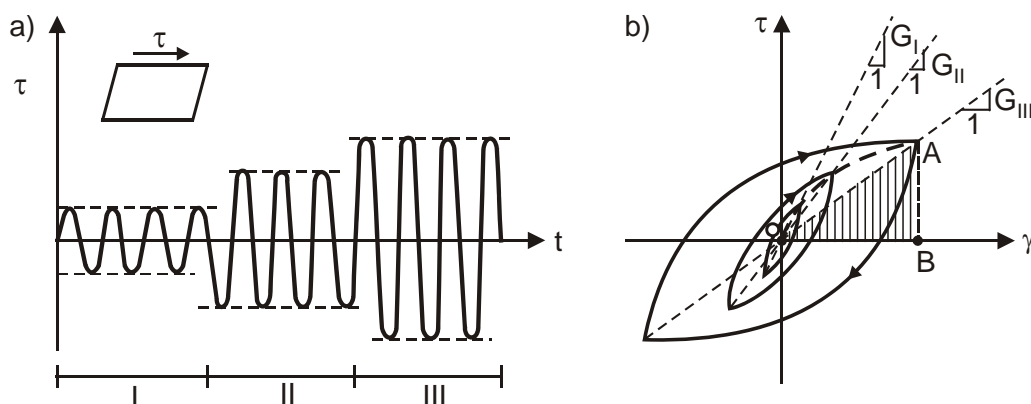


Abbildung 3.3 : Harmonische Belastung: a) Lastamplituden; b) zugehörige Hystereseschleifen [STUDER und KOLLER (1997)]

Dieses Phänomen setzt ab einer Schubdehnung oder Schubverzerrung von $\gamma \approx 5 \cdot 10^{-6}$ bis $5 \cdot 10^{-5}$ ein. Vorher verhält sich der Boden weitgehend linear elastisch und es gilt der Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_{max} . Bei entsprechend großer dynamischer Verformung kann der Schubmodul unter 20 % von G_{max} absinken [HARDIN & DRNEVICH (1972a)]. Für baupraktische Zwecke muss also immer der zur auftretenden Dehnung gehörige Schubmodul angesetzt werden.

Anstatt als Ergebnis der zyklischen Laborversuche die Hystereseschleifen anzugeben, werden in der Regel Kurven mit der Abnahme des Schubmoduls und der Zunahme der Dämpfung gezeigt (siehe Abb. 3.4). Hierbei wird die Beziehung zwischen Sekantenmodul bzw. Dämpfungskapazität und Scherdehnung aufgetragen, wobei der Sekantenmodul auf den Anfangsschubmodul, also den Schubmodul bei kleinen Dehnungen, G_{max} , normiert wird.

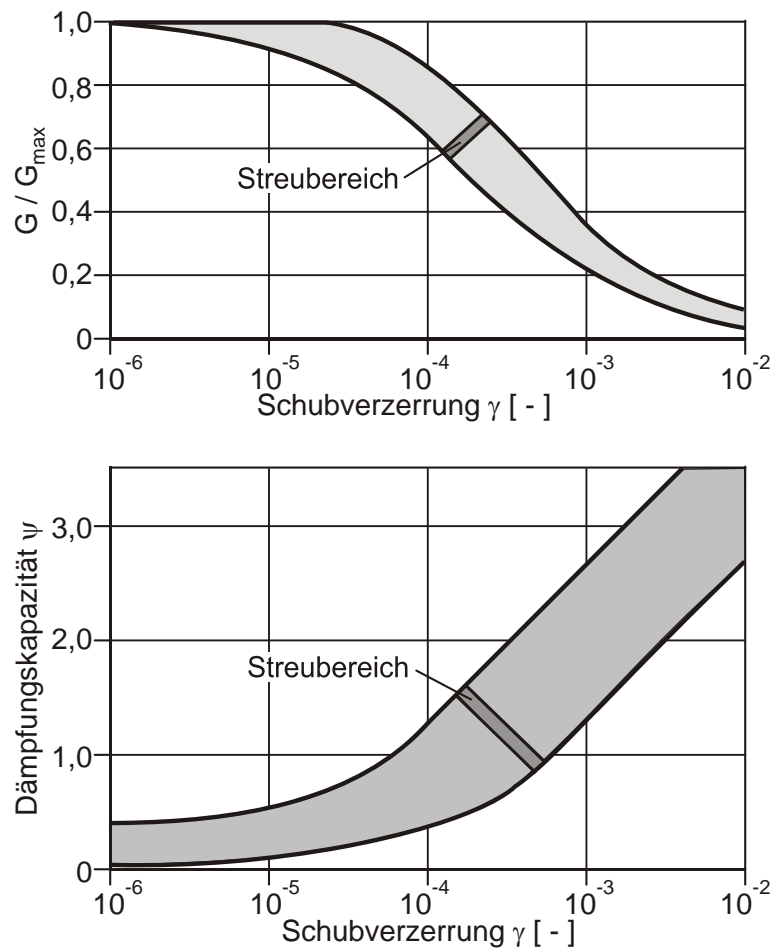


Abbildung 3.4 : Abhängigkeit des Schubmoduls und der Dämpfung von der auftretenden Schubverzerrung [SMOLTCZYK (2001)]

Die Materialdämpfung des Bodens wird über die Dämpfungskapazität ψ ausgedrückt. Die Dämpfungskapazität beschreibt das Verhältnis der Energiedissipation zur potentiellen Energie pro Belastungszyklus (siehe Abb. 3.3). Für den Bereich der Resonanz ist

$$\Psi = 4 \cdot \pi \cdot D \quad (3.12)$$

Wie schon in Kapitel 3.2.7 dargelegt, ist die Materialdämpfung gegenüber der Abstrahlungsdämpfung vernachlässigbar klein [SMOLTCZYK (2001)], weshalb im Weiteren hierauf nicht weiter eingegangen wird. Formeln zur Bestimmung der Dämpfungskapazität und Erfahrungswerte sind z. B. in [HARDIN und DRNEVICH (1972b), SEED et al. (1986), VUCETEC und DOBRY (1991) und ISHIBASHI und ZHANG (1993)] angegeben.

Die genaue Dehnungsabhängigkeit des Schubmoduls sollte für jede Baumaßnahme durch Laborversuche für den jeweiligen Boden bestimmt werden. Ist dieses nicht möglich, kann z. B. mit Hilfe der Formel von ISHIBASHI und ZHANG (1993) eine Abschätzung erfolgen zu

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, I_p)(\sigma'_0)^{m(\gamma, I_p) - m_0} \quad (3.13)$$

mit

$$K(\gamma, I_p) = 0,5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0,000102 + n(I_p)}{\gamma} \right)^{0,492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma, I_p) - m_0 = 0,272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right] \right\} \exp(-0,0145 \cdot I_p^{1,3})$$

$$n(I_p) = \begin{cases} 0,0 & \text{für } I_p = 0 \\ 3,37 \cdot 10^{-6} \cdot I_p^{1,404} & \text{für } 0 < I_p \leq 15 \\ 7,0 \cdot 10^{-7} \cdot I_p^{1,976} & \text{für } 15 < I_p \leq 70 \\ 2,7 \cdot 10^{-5} \cdot I_p^{1,115} & \text{für } I_p > 70 \end{cases}$$

Hieraus ist ersichtlich, dass die Abnahme des Schubmoduls stark vom Plastizitätsindex und der mittleren Spannung abhängt.

Dieses Verhalten wurde außerdem von KOKUSHO et al. (1982), DOBRY und VUCETIC (1987), VUCETIC und DOBRY (1991) sowie LANZO et al. (1997) untersucht. LANZO et al. (1997) haben hierbei an zwei Sanden und drei Tonen den Einfluss der Konsolidationsspannung σ_c , des Überkonsolidationsgrads OCR und des Plastizitätsindex I_p auf das Verhältnis von G / G_{max} in Abhängigkeit der Dehnung mit zyklischen direkten Scherversuchen bestimmt. Sie geben an, dass sowohl die Sande als auch die Tone mit zunehmender Konsolidationsspannung und zunehmendem Überkonsolidationsgrad größere Steifigkeitsverhältnisse besitzen. Darüber hinaus haben LANZO et al. (1997) angegeben, dass bei Tonen mit zunehmendem Plastizitätsindex der Einfluss von σ_c und OCR geringer wird und für große I_p ganz verschwindet.

Einige Jahre vorher haben VUCETIC und DOBRY (1991) ein Bemessungsdiagramm für wassergesättigte Sande und Tone entwickelt (siehe Abb. 3.5). Sie stellten heraus, dass I_p den

größten Einfluss auf das Steifigkeitsverhältnis hat, was durch die oben angegebenen Formeln von ISHIBASHI und ZHANG (1993) berücksichtigt wird.

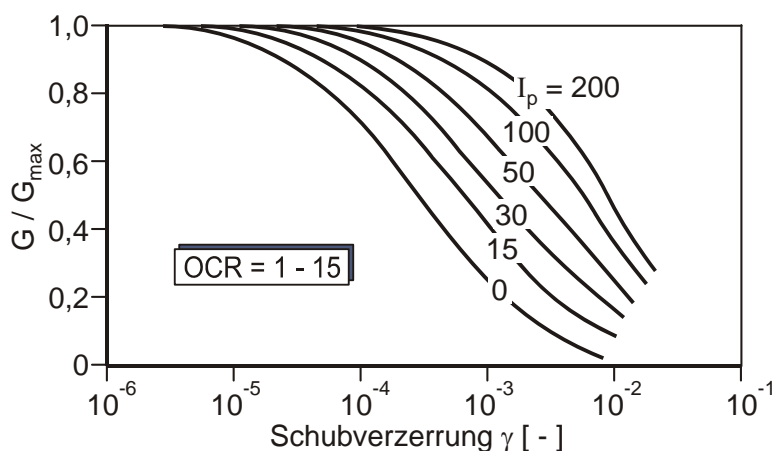


Abbildung 3.5 : Abhängigkeit des normierten Schubmoduls vom Plastizitätsindex [VUCETIC und DOBRY (1991)]

Mit steigendem I_p -Wert nimmt der normierte Schubmodul zu. Die Kurve für $I_p = 0$, wie auch die oben angegebene Formel 3.13, gilt auch für Sande und Kiese. Dieses wurde ebenfalls durch SEED und IDRIS (1970) und SEED et al. (1986) bestätigt.

Der Einfluss der mittleren Spannungen auf den normierten Schubmodul ist in Abbildung 3.6 für $I_p = 0$ und $I_p = 50$ dargestellt.

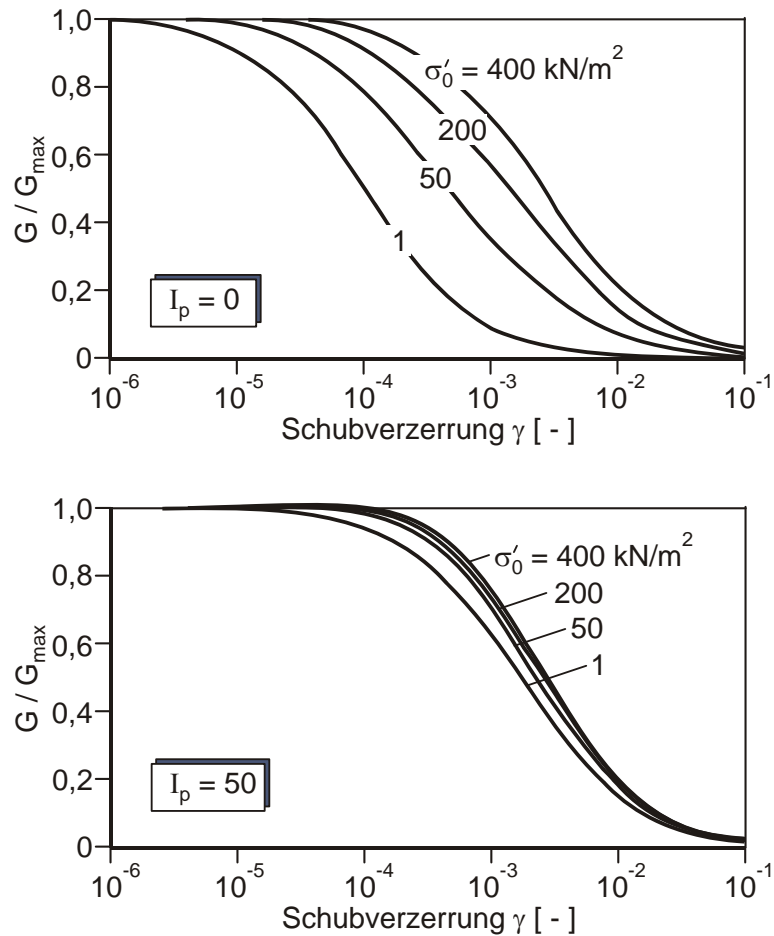


Abbildung 3.6 : Abhängigkeit des normierten Schubmoduls vom mittleren Spannungszustand [ISHIBASHI (1992)]

Eine allgemeine Beschreibung der Abnahme der Schubsteifigkeit mit zunehmender Scherdehnungsamplitude, so wie sie in Abbildung 3.4 gezeigt ist, haben HARDIN und DRNEVICH (1972b) mit folgender Beziehung angegeben

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma_{ampl}}{\gamma_r}} \quad (3.14)$$

Die Referenzdehnung γ_r kann nach Abbildung 3.7 mit Hilfe des Schubmoduls für kleine Dehnungen G_{max} und der Schubspannung im Grenzzustand τ_{max} berechnet werden zu

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (3.15)$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{1+K_0}{2} \cdot \sigma'_1 \cdot \sin \varphi' + c'\right)^2 - \left(\frac{1-K_0}{2} \cdot \sigma'_1\right)^2} \quad (3.16)$$

mit σ'_1 effektive vertikale Spannung
 K_0 Erdruhedruckbeiwert
 c' effektive Kohäsion

φ' effektiver Reibungswinkel .

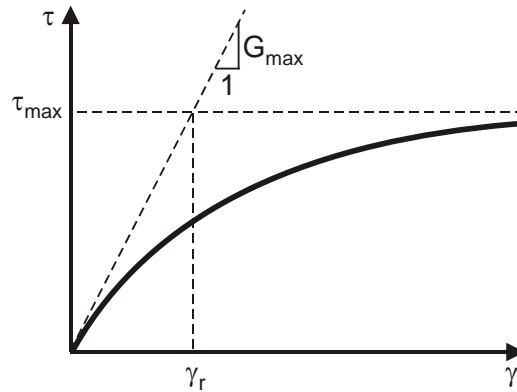


Abbildung 3.7 : Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung [HARDIN (1978)]

Für nichtbindige Böden und isotrope Spannungen ($K_0 = 1$) reduziert sich Gleichung 3.16 zu

$$\tau_{max} = \sigma'_1 \cdot \sin\varphi' \quad (3.17)$$

In [HAUPT (1986)] werden einige Modifizierungen der Gleichung 3.14 beschrieben, die jedoch nach WICHTMANN und TRIANTAFYLLIDIS (2005a) für den dort untersuchten Sand mit verschiedenen mittleren Drücken $\sigma_0 = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$ und verschiedenen Lagerungsdichten $I_D = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$ nicht erforderlich sind (siehe Abb. 3.8).

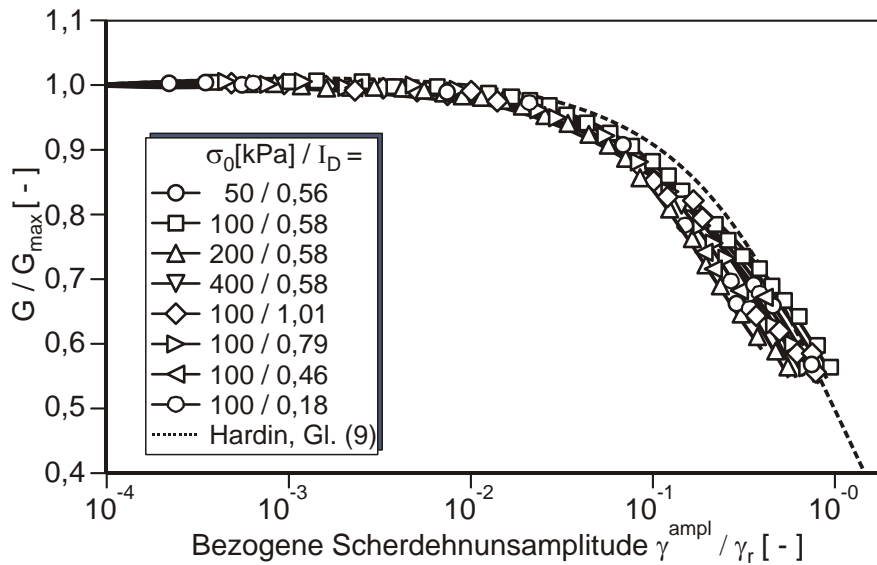


Abbildung 3.8 : Normierter Schubmodul G / G_{max} für Sande in Abhängigkeit der normierten Scherdehnungsamplitude γ^{ampl} / γ_r [WICHTMANN und TRIANTAFYLLIDIS (2005a)]

3.3.3 „Dynamischer“ Schubmodul bei kleinen Dehnungen

Der Schubmodul ist der wichtigste Parameter zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens des Bodens. Für die meisten Berechnungsgleichungen und insbesondere zur Bestimmung der Feder- und Dämpfersteifigkeiten ist der Schubmodul als Eingangsparameter erforderlich.

Das dynamische Verhalten des Bodens und die Größe des Schubmoduls kann aus der Hysterese-Schleife von dynamischen Scherversuchen gewonnen werden (siehe Abb. 3.9). Die Hysterese-Schleife beschreibt die Beziehung zwischen der Schubspannung τ und der Dehnung γ für eine vorgegebene Lastamplitude. Die Kurve AB stellt die Erstbelastung der Bodenprobe dar, wobei sich der maximale Schubmodul G_{max} aus der Tangentensteigung ermitteln lässt. Der Sekantenmodul G_{sec} ergibt sich durch Verbinden der Punkte B und C. Wie ersichtlich, gilt G_{max} nur für den Bereich kleiner Dehnungen. Grundsätzlich wird der Schubmodul durch die folgende Gleichung definiert

$$G = \frac{\Delta\tau_c}{\Delta\gamma_c} \quad (3.18)$$

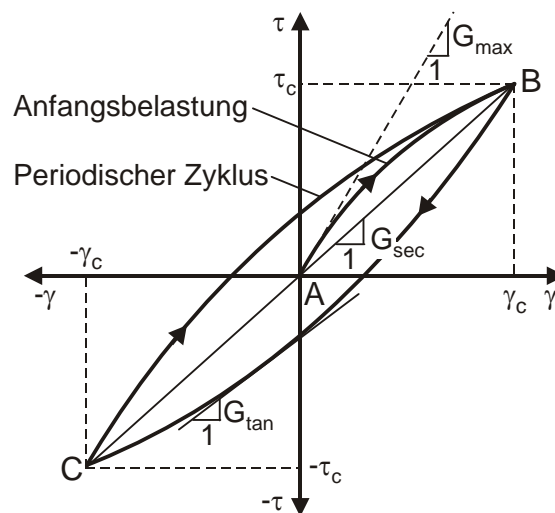


Abbildung 3.9 : Hysterese Schleife bei zyklischer Belastung [LANZO (1997)]

Anhaltswerte für den maximalen Schubmodul liefert Tabelle 3.6. Große Nachteile von Tabellenwerten sind jedoch die große Streubreite der Werte und die meist fehlenden Angaben über Art und Bedingung ihrer Ermittlung. Außerdem finden äußere Parameter wie z. B. der vorhandene Spannungszustand oder die auftretenden dynamischen Verformungen keine Berücksichtigung, so dass unter Umständen auch Werte außerhalb der in Tabelle 3.6 angegebenen Bandbreiten auftreten können.

Tabelle 3.6 : Mittlere Werte für G_{max} [DGGT (2002)]

Bodenart	G_{max} [MN/m ²]
nichtbindige Böden	
Sand, locker	50 – 120
Sand, mitteldicht	70 – 170
Kies, sandig, dicht	100 – 300
bindige Böden	
Klei	3 – 10
Lehm, weich bis steif	20 – 50
Ton, halbfest bis fest	80 – 300
Fels	
geschichtet, brüchig	1000 – 5000
massiv	4000 – 20000

HARDIN & DRNEVICH (1972a) und RICHART (1975) haben verschiedene Faktoren angegeben, die den Schubmodul beeinflussen. HAUPT (1986) gibt als beeinflussende Faktoren die mittlere effektive Spannung, die Lagerungsdichte, den Überkonsolidierungsgrad, den Plastizitätsindex, das geologische Alter, die Verkittung des Bodens und die Verformungsgeschwindigkeit an.

Die Werte der Tabelle 3.6 sind für genauere Untersuchungen nicht ausreichend. Es wurden deshalb von verschiedenen Autoren überschlägige Berechnungsformeln zur Ermittlung des maximalen Schubmoduls eingeführt, wovon einige im Folgenden betrachtet werden sollen. Als Eingangswerte für diese Formeln sind Bodenparameter erforderlich, die aus einfachen Versuchen gewonnen werden können. Die Eingangsparameter sind z. B. die Porenzahl, der Plastizitätsindex und der Überkonsolidierungsgrad.

Basierend auf umfangreichen Versuchsreihen mit dem Resonant-Column-Gerät sind von HARDIN und RICHART (1963), HARDIN und BLACK (1966) sowie HARDIN und BLACK (1968) für Sand und bindige Böden empirische Beziehungen für sehr kleine Dehnungen ($\gamma \leq 10^{-5}$) aufgestellt worden.

Für einen Sand mit runder Kornform gilt

$$\text{bei } \sigma'_0 \geq 96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} : \quad G_{max} = 6,9 \frac{(2,17-e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0,5} \quad (3.19)$$

$$\text{bei } \sigma'_0 < 96 \frac{kN}{m^2} : \quad G_{max} = 4,8 \frac{(2,12-e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0,6} \quad . \quad (3.20)$$

Für einen Sand mit eckiger Kornform gilt

$$G_{max} = 3,23 \frac{(2,973-e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0,5} \quad . \quad (3.21)$$

Hierin ist e die Porezahl und σ'_0 die mittlere effektive Spannung im Boden mit

$$\sigma'_0 = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad . \quad (3.22)$$

Für normal konsolidierten Ton gilt ebenfalls die Gleichung 3.21. Für überkonsolidierten Ton kann die folgende Gleichung angegeben werden

$$G_{max} = 3,23 \frac{(2,97-e)^2}{1+e} OCR^k (\sigma'_0)^{0,5} \quad . \quad (3.23)$$

Hierbei wird der Überkonsolidierungsgrad OCR aus σ_{0c}/σ_0 mit σ_{0c} als mittlere Konsolidierungsspannung gebildet. Der Exponent k hängt von der Plastizitätszahl I_p entsprechend Abbildung 3.10 ab.

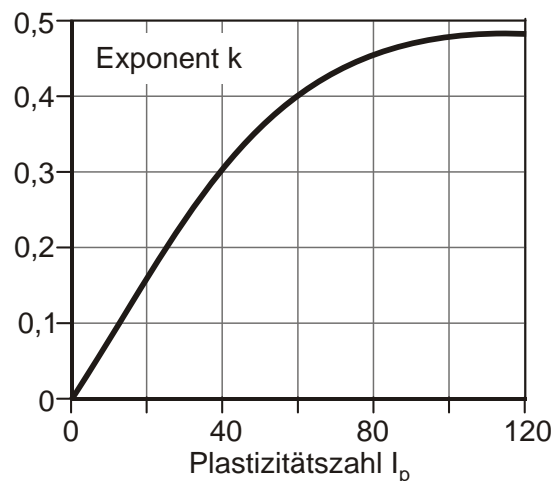


Abbildung 3.10 : Exponent k in Abhängigkeit von I_p [HAUPT (1986)]

Die genannten Formeln 3.19 bis 3.21 und 3.23 sind empirische Gleichungen, die nicht dimensionsecht sind. Hierbei ist G_{max} in MN/m^2 und σ'_0 in kN/m^2 einzusetzen. Dieses gilt auch für die folgenden Formeln. Die oben genannten Formeln wurden bereits ausgiebig von DRNEVICH et al. (1967) geprüft und sind deshalb auch zum Teil in den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“ [DGGT (2002)] abgedruckt. Aus den o.g. Gleichungen ergeben sich nach WHITMANN und LAWRENCE (1963) etwas kleinere Werte als bei in situ-Messungen. Für Sande mit einer gleichförmigen Korngrößenverteilung ($U < 5$) erzielten WICHTMANN und TRIANTAFYLLIDIS (2005a) ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Für ungleichförmige Sande empfehlen sie, die o.g. Gleichungen nicht anzuwenden, da hier die Steifigkeit um bis zu 100 % überschätzt wird [WICHTMANN und TRIANTAFYLLIDIS (2005b)].

Versuche von IWASAKI und TATSUOKA (1977b), WICHTMANN und TRIANTAFYLLIDIS (2005b) sowie WICHTMANN et al. (2008) an Sanden mit verschiedenen Korngrößenverteilungskurven haben gezeigt, dass G_{max} mit zunehmender Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60} / d_{10}$ stark abnimmt. Die Konstanten der Gleichungen nach HARDIN (3.19 bis 3.21) wurden deshalb durch WICHTMANN und TRIANTAFYLLIDIS (2009) aufgrund von Resonant-Column-Versuchen mit Sanden in Abhängigkeit der Ungleichförmigkeitszahl angepasst.

Experimentell wurde von IWASAKI und TATSUOKA (1977a) an reinem, trockenem Sand für Porenzahlen von $0,61 < e < 0,86$ und für dynamische Dehnungsamplituden von $\gamma = 10^{-6}$ folgende Beziehung abgeleitet

$$G_{max} = 15,6 \frac{(2,17-e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0,38} \quad . \quad (3.24)$$

Die Gleichungen 3.19 bis 3.21 und 3.24 wurden von HARDIN (1978) in eine dimensionsechte allgemeine Form umgewandelt:

$$G_{max} = \frac{A}{F(e)} \cdot P_a^{(1-n)} (\sigma'_0)^n \quad . \quad (3.25)$$

Hierin ist $F(e)$ eine Funktion der Porenzahl und P_a der Atmosphärendruck. Für $0,4 < e < 1,2$ werden ungefähr die gleichen Werte für G_{max} im Vergleich zu den Gleichungen 3.19 bis 3.21 erzielt, wenn für $n = 0,5$, für $F(e) = 0,3 + 0,7e^2$ und für $A = 624$ eingesetzt wird.

SEED und IDRIS (1970) haben folgende Formel angegeben

$$G_{max} = 1000 \cdot K_{2max} (\sigma'_0)^{\frac{1}{2}} \quad , \quad (3.26)$$

wobei K_{2max} eine nach Tabelle 3.7 empirisch ermittelte Stoffkonstante ist, die von der Lagerungsdichte und der Spannung im Boden abhängt.

Tabelle 3.7 : Messwerte für K_{2max} [SEED und IDRIS (1970)]

Boden	Ort	Tiefe [m]	K_{2max}
Sand, locker, feucht	Minnesota	3	7,5
Sand, dicht, trocken	Washington	3	10,0
Sand, dicht, wassergesättigt	S. Kalifornien	15	13,0
Sand, dicht, wassergesättigt	Georgia	61	13,0
schluffiger Sand, dicht, wassergesättigt	Georgia	18	14,0
Sand, dicht, wassergesättigt	S. Kalifornien	91	16,0
schluffiger Sand, sehr dicht	S. Kalifornien	38	19,0
Sand, dicht, trocken, (leicht verkittet)	Washington	20	36,0
toniger Sand, feucht	Georgia	9	26,0

Für Tonböden wird von den gleichen Autoren folgende Beziehung angegeben

$$\frac{G_{max}}{c_u} = konstant \quad . \quad (3.27)$$

Hierin ist c_u die undrained Scherfestigkeit des Bodens. Die Gleichung zeigt, dass der dynamische Schubmodul mit zunehmender Scherfestigkeit ansteigt. Als Konstante wurde von SEED und IDRIS (1970) aus umfangreichen Feld- und Laborversuchen ein Bereich von 1000 bis 3000 ermittelt.

Weitere empirische Formeln zur Bestimmung von G_{max} sind in [HAUPT (1986)] und [HOADLEY (1985)] angegeben.

3.3.4 „Dynamischer“ Steifemodul

Der statische Steifemodul beschreibt zusammen mit der Querkontraktionszahl das Verformungsverhalten des Bodens unter bautechnisch „üblichen“ Belastungen. Wie aus Abbildung 3.11 ersichtlich, steht der statische Steifemodul E_s in einem direkten Verhältnis zum Steifemodul $E_{s,max}$ für sehr kleine Dehnungen.

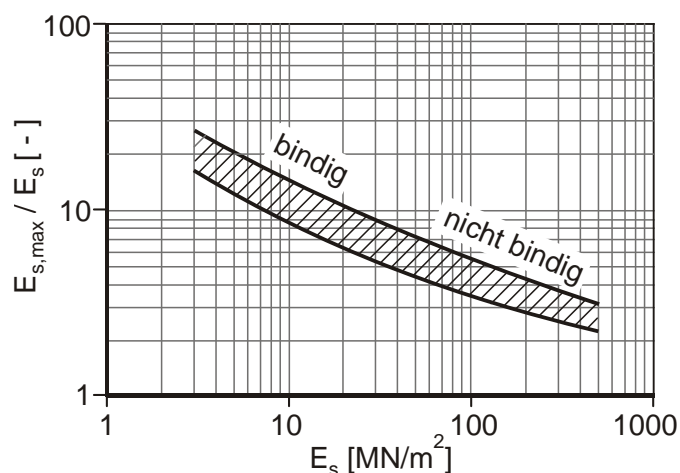


Abbildung 3.11 : Verhältnis des „dynamischen“ Steifemodul zum statischen Steifemodul [DGGT (2002)]

Der „dynamische“ Steifemodul lässt sich auch in Abhängigkeit vom Schubmodul und der Querkontraktionszahl ausdrücken

$$E_{s,max} = G_{max} \cdot \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \quad (3.28)$$

oder direkt aus Feldversuchen durch Messung der Druckwellengeschwindigkeit bestimmen.

$$E_{s,max} = \rho \cdot v_p^2 \quad (3.29)$$

Das in Abbildung 3.11 gezeigte Diagramm ist in ähnlicher Form auch im Grundbautaschenbuch [SMOLTZYK (2001)] zu finden. Die Verhältniswerte basieren auf den Untersuchungen von ALPAN (1970). WICHTMANN und TRIANTAFYLLIDIS (2006) haben die Gültigkeit des Korrelationsdiagramms in Abbildung 3.11 mit Ödometerversuchen, P-Wellenmessungen in einer Triaxialzelle sowie Resonant-Column-Versuchen an vier Sanden mit unterschiedlicher Korngrößenverteilungskurve überprüft. Für enggestufte Fein- bis Mittelsande ergab sich eine gute Übereinstimmung mit dem Korrelationsdiagramm. Für gröbere enggestufte Sande und Kiese sowie weitgestufte Sande ergaben sich aus den Versuchen deutlich größere Verhältnisse $E_{s,max} / E_s$. In [BENZ & VERMEER (2007)] und [WICHTMANN & TRIANTAFYLLIDIS (2007)] wird diskutiert, ob der Grund für die Abweichungen eine fehlerhafte Achsenbeschriftung im Korrelationsdiagramm ist oder ob das Korrelationsdiagramm nur für die o.g. enggestuften Fein- bis Mittelsande gilt. Von BENZ & VERMEER (2007) und BENZ et al. (2007) wird vorgeschlagen, die Achsenbeschriftung zu korrigieren, indem im Korrelationsdiagramm der Steifemodul E_s durch den Wiederbelastungsmodul E_{ur} ersetzt wird. In [WICHTMANN & TRIANTAFYLLIDIS (2009a)] wird eine neue Korrelation für G_{max} in Abhängigkeit von E_{50} mit $E_s = E_{50}$ empfohlen.

3.4 Einfluss der Bodendrehfeder auf die Turmeigenfrequenz

Wie bereits in Kapitel 3.1 erläutert, hat die Größe der Bodendrehfeder einen Einfluss auf die Turmeigenfrequenz und ist damit für die strukturelle Auslegung des Turmes mitentscheidend. Die Ermittlung der Turmeigenfrequenzen kann mit Hilfe eines Stabmodells entsprechend Abbildung 3.12 oder überschläglich mittels der Formel nach MORLEIGH (Gl. 3.30) in Verbindung mit der Formel nach DUNKERLEY (Gl. 3.34) erfolgen.

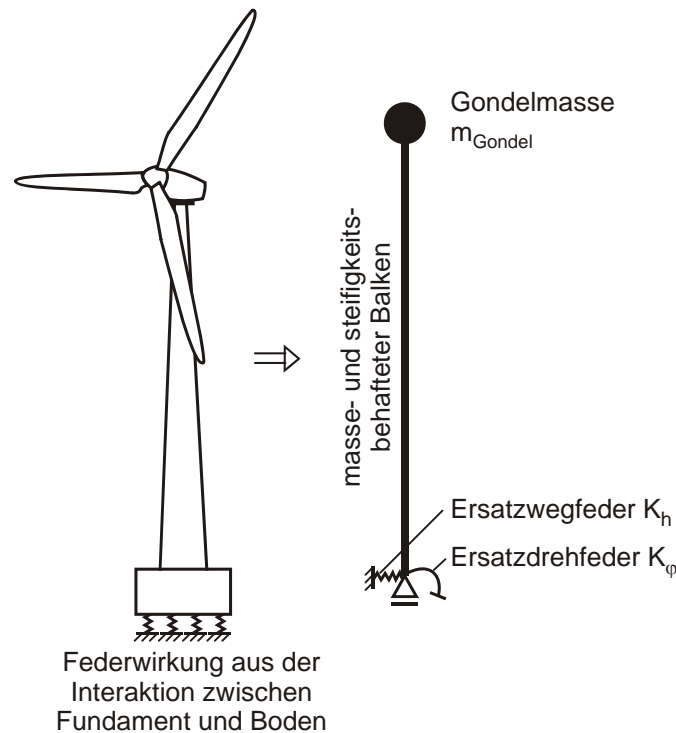


Abbildung 3.12 : Modell zur Ermittlung der Turmeigenfrequenzen [SCHAUMANN und SEIDEL (2000)]

Die Baugrundeigenschaften werden hierbei anhand von linear elastischen Weg- und Drehfedern berücksichtigt. Für Flachgründungen ist nach SCHAUMANN und SEIDEL (2000) die Größe der Drehfedersteifigkeit für die dynamische Untersuchung zu berücksichtigen. Die horizontale Dehnfeder darf hingegen näherungsweise als unverschieblich angenommen werden.

Die Formel nach MORLEIGH [PETERSON (1993)] eignet sich besonders zur Berechnung der Eigenfrequenz von Strukturen mit variabler Verteilung der Steifigkeit und Masse. Die Struktur wird hierbei in einzelne Abschnitte zerlegt, in deren Schwerpunkt jeweils die entsprechenden Einzelmassen angesetzt werden (siehe Abb. 3.13).

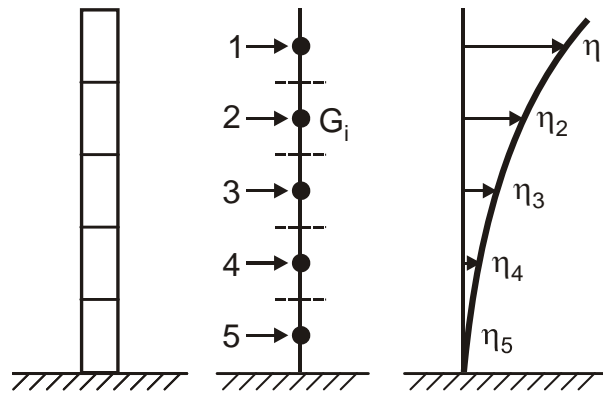


Abbildung 3.13 : Ermittlung der Eigenlastbiegeline nach MORLEIGH

$$\omega^2 = \frac{\int_0^l -M''(x) \cdot \eta(x) dx}{\int_0^l \mu(x) \cdot \eta^2(x) dx} = \frac{\int_0^l q(x) \cdot \eta(x) dx}{\int_0^l \mu(x) \cdot \eta^2(x) dx} ; \quad f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (3.30)$$

- mit ω Eigenkreisfrequenz bei starrer Einspannung
- f Eigenfrequenz
- $\eta(x)$ Eigenschwingungsform
- $\mu(x)$ Masse je Längeneinheit

Mit $M'' = -q$ und $q = q(x)$ als Querbelastrung, die eine der Eigenschwingungsform entsprechende Biegelinie erzeugt, ergibt sich die rechte Seite von Gleichung 3.30. Ersetzt man $\mu(x)$ durch das Eigengewicht je Längeneinheit $g(x)$, ergibt sich mit g als Erdbeschleunigung

$$\omega^2 = \frac{\int_0^l q(x) \cdot \eta(x) dx}{\int_0^l g(x) \cdot \eta^2(x) dx} = g \frac{\sum Q_i \cdot \eta_i}{\sum G_i \cdot \eta_i^2} \quad (3.31)$$

Die Eigengewichtsbiegelinie zur Annäherung der Grundschiebungsform ergibt sich durch Ersetzen der Querbelastrung durch $q(x) = g(x)$ zu

$$\omega^2 = g \frac{\sum G_i \cdot \eta_i}{\sum G_i \cdot \eta_i^2} \quad \text{oder} \quad f_{Morleigh} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g \cdot \frac{\sum G_i \cdot \eta_i}{\sum G_i \cdot \eta_i^2}} \quad (3.32)$$

- mit $f_{Morleigh}$ Eigenfrequenz bei starrer Einspannung
- g Erdbeschleunigung, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- G_i feldweise in den Massenschwerpunkten i zusammengezogenes Eigen-gewicht
- η_i Ordinate der Eigengewichtsbiegelinie im Punkt i .

Zur Bestimmung der Eigenfrequenz bei elastischer Einspannung wird der Turm als Starrkörper mit der Länge l_s und einer konzentrierten Masse idealisiert (siehe Abb. 3.14).

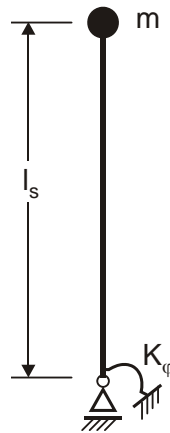


Abbildung 3.14 : Ersatzsystem für elastische Einspannung

Mit der Bodendrehfedersteifigkeit K_φ ergibt sich die Eigenfrequenz dieses Systems nach SCHAUMANN (2008) zu

$$f_{K_\varphi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_\varphi}{m \cdot l_s^2}} \quad (3.33)$$

Aus den beiden nach Gleichung 3.32 und 3.33 ermittelten Eigenfrequenzen ergibt sich die Gesamteigenfrequenz des drehelastisch gelagerten Turmes mit verteilten Steifigkeiten und Massen mit der Überlagerungsformel nach DUNKERLEY [PETERSEN (1996)] zu

$$f_{ges} = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{Morleigh}^2} + \frac{1}{f_{K_\varphi}^2}}} \quad (3.34)$$

Eine einfache Idealisierung der Gründung als starre Einspannung, d.h. unendlich hohe Bodensteifigkeit, würde zu große Eigenfrequenzen liefern und somit auf der unsicheren Seite liegen.

Der Einfluss der Weg- und Drehfeder auf die Eigenfrequenz wurde von SCHAUMANN & SEIDEL (1999) und SCHAUMANN & SEIDEL (2000) durch eine Parameterstudie mit dem FE-Programm ANSYS® an einer 500 kW und einer 1,5 MW Anlage untersucht. Hier wurden Abweichungen zur starren Einspannung von bis zu 20 % angegeben. In der DNV-Richtlinie (2002) wird angegeben, dass sich die Eigenfrequenz des Turmes erfahrungsgemäß um 0 bis 5 % reduziert, wenn statt einer Festeinspannung mit einer realistischen Gründungssteifigkeit gerechnet wird. In bestimmten Fällen, die nicht weiter konkretisiert werden, kann dieser Wert jedoch auch auf 20 % steigen [DNV (2002)].

In Abbildung 3.15 ist dieser Sachverhalt für die erste Biegeeigenfrequenz des Turmes dargestellt. Hier ist im Bereich B das Verhältnis von Rotorfrequenz f_R zur Eigenfrequenz f_0 für eine elastische und eine starre Einspannung aufgetragen. Im Bereich A ist das Verhältnis von Blattdurchgangsfrequenz f_B zur Eigenfrequenz aufgetragen. Ein weicher Boden führt zu einer Verschiebung der ersten Eigenfrequenz f_0 in Richtung der Erregerfrequenz f_R . Die Forderung nach einer Mindestdrehfedersteifigkeit sorgt dafür, dass der Bereich C nicht erreicht wird.

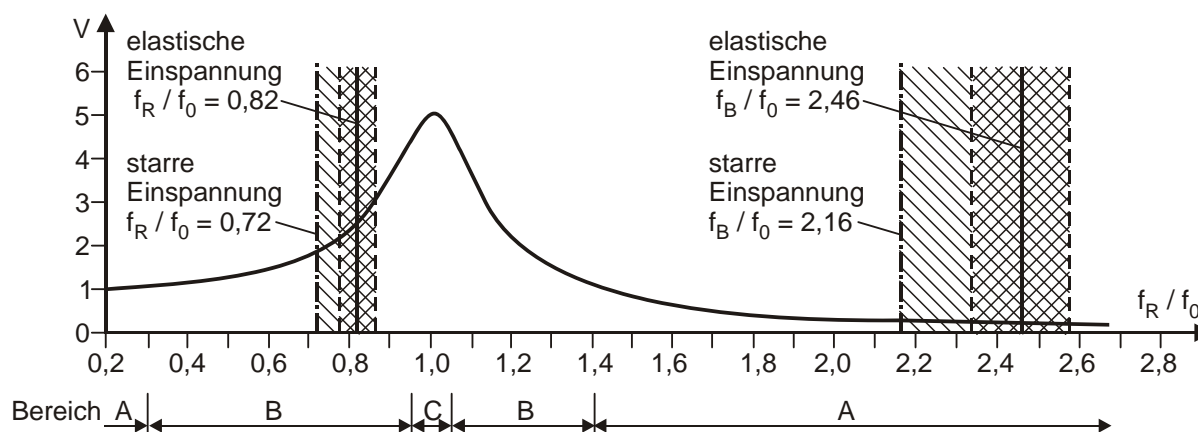


Abbildung 3.15 : Vergrößerungsfaktor für Erregerfrequenzen [LEHMANN (1994)]

Abbildung 3.16 zeigt den Einfluss der Bodendrehfedersteifigkeit auf die erste Eigenfrequenz des Turmes für eine 1,5 MW Anlage. Der Turm besteht bei dieser WEA aus drei Segmenten mit unterschiedlicher Steifigkeit und Masse. Die WEA hat eine Nabenhöhe von 65,0 m und eine Gondelmasse von rd. 104 t. Die analytische Berechnung der Turmeigenfrequenz erfolgte mit den oben angegebenen Formeln nach MORLEIGH und DUNKERLEY für verschiedene Bodendrehfedersteifigkeiten. Die berechneten Eigenfrequenzen wurden mit den Angaben in der Typenprüfung für eine starre und eine elastische Einspannung verglichen.

Die untere Grenze der Drehfedersteifigkeit und damit auch die Mindestbaugrundeigenschaften kann bei bekannten Anregungsfrequenzen und unter Berücksichtigung der erforderlichen Abstände nach Gleichung 3.1 und 3.2 direkt aus dem in Abbildung 3.16 dargestellten Diagramm entnommen werden.

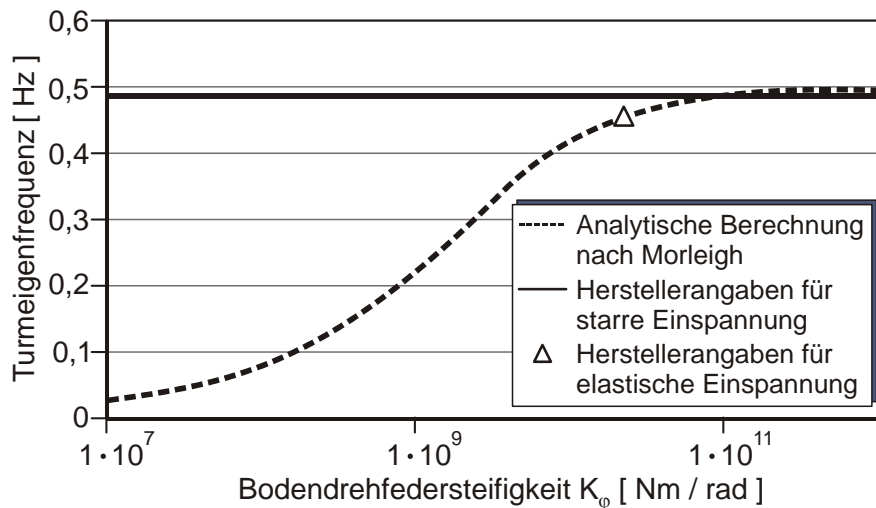


Abbildung 3.16 : Einfluss der Bodendrehfeder auf die erste Eigenfrequenz des Turmes für eine Anlage mit einer Nabenhöhe von 65,0 m

3.5 Übliches Vorgehen in der Praxis

3.5.1 Allgemeines

Windenergieanlagen sind überwiegend Serienprodukte, die weitgehend gleichbleibende Eigenschaften besitzen. Für jede einzelne Anlage ist es deshalb nicht erforderlich, eine spezielle Statik zu erstellen. Die statischen Berechnungen erfolgen in der Regel in Form einer Typenstatik. Sie gilt für alle Anlagen gleichen Typs bzw. gleicher Bauart, d.h. mit gleicher Leistung, Nabenhöhe, Einbindetiefe, Fundamentform und gleichem Rotordurchmesser sowie für eine spezielle Windzone. Für die speziellen standortbezogenen Baugrundeigenschaften werden in der Typenstatik zunächst Annahmen getroffen, die später für jeden Aufstellungsort durch ein Baugrundgutachten zu bestätigen sind. Im Einzelnen werden in der Typenstatik Mindestanforderungen an den statischen und dynamischen Steifemodul oder direkt an die statische und dynamische Drehfedersteifigkeit sowie an die zulässige Sohlnormalspannung und die Kantenpressung gestellt. Je nach Angaben in der Typenstatik darf der Grundwasserstand höchstens bis zur Fundamentsohle oder bis zur Geländeoberkante reichen.

Mit der geforderten Bodensteifigkeit werden im Zuge der Typenprüfung gesamtdynamische Berechnungen durchgeführt und es wird somit nachgewiesen, dass die Turmeigenfrequenzen nicht im Bereich der Anregungsfrequenzen liegen (vgl. Kap. 3.4).

Üblicherweise wird zur Ermittlung der dynamischen Mindestdrehfedersteifigkeit von kreisförmigen Fundamenten die folgende Formel verwendet

$$K_{\varphi} = \frac{8 \cdot G_{\max} \cdot r^3}{3(1-\nu)} \quad (3.35)$$

oder es wird direkt ein „dynamischer“ Mindeststeifemodul nach folgender Formel gefordert

$$E_{s,max} = K_{\varphi} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{r^3} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-\nu)^2}{1-\nu-2\nu^2} \quad (3.36)$$

mit K_{φ} Drehfedersteifigkeit
 $E_{s,max}$ Steifemodul bei kleinen Dehnungen
 r Fundamentradius
 ν Querkontraktionszahl .

Als Fundamentradius wird z. B. bei achteckigen und somit nahezu kreisförmigen Fundamenten das halbe Schlüsselmaß verwendet. Das Schlüsselmaß ist hierbei der Abstand zwischen zwei parallelen Seiten.

Bei quadratischer Fundamentform wird die dynamische Mindestdrehfedersteifigkeit üblicherweise mit der folgenden Formel z. B. aus [FRANZ (1978)] ermittelt

$$K_{\varphi} = \frac{4 \cdot G_{max} \cdot a^3}{(1-\nu)} \quad (3.37)$$

Hierbei ist a die halbe Kantenlänge des Fundamentes. Alternativ kann direkt ein „dynamischer“ Mindeststeifemodul nach folgender Formel gefordert werden

$$E_{s,max} = K_{\varphi} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{a^3} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-\nu)^2}{1-\nu-2\nu^2} \quad (3.38)$$

Anhand der o.g. Formeln können dann in Abhängigkeit der Querkontraktionszahl Tabellen für die Mindestwerte der dynamischen Steifemoduln erstellt werden, die im Baugrundgutachten zu bestätigen sind.

Wie bereits in Kapitel 3.2 erläutert, wird mit den Formeln für die Drehfedersteifigkeit die statische Steifigkeit von masselosen starren Fundamenten auf einem homogenen elastischen Halbraum berechnet. Die Einbindetiefe und somit die seitliche Stützung sowie die Fundamentmasse und das Eigengewicht der Anlage wird bei den angegebenen Formeln vernachlässigt. Auf die Anwendung von Impedanzfunktionen wird ebenfalls verzichtet, da davon ausgegangen wird, dass der dynamische Einfluss auf die Größe der Federsteifigkeit von untergeordneter Bedeutung ist.

In den erforderlichen Baugrundgutachten wird der „dynamische“ Schubmodul häufig nur für kleine Dehnungen angegeben. Die Ermittlung erfolgt basierend auf dem statischen Wert in Verbindung mit z. B. einem Umrechnungsfaktor nach dem Korrelationsdiagramm in Abbildung 3.11. Die Durchführung von Labor- und Feldversuchen zur Bestimmung der genauen „dynamischen“ Bodensteifigkeit bildet die Ausnahme. Für nicht bindige Böden wird oft vereinfachend der statische Wert mit dem Faktor 3 multipliziert. Eine explizite Berücksichtigung der auftretenden Schubdehnungen erfolgt also nicht.

3.5.2 Vorgehen bei geschichtetem Baugrund

In den überwiegenden Fällen liegt ein geschichteter Baugrund vor, so dass die unter 3.5.1 genannten Formeln zur Berechnung der Drehfedersteifigkeit nicht ohne weiteres angewendet werden können. BUSS (2009) schlägt für Kreisfundamente eine Berücksichtigung der Baugrundsichtung ähnlich wie bei der Stabilitätskontrolle von turmartigen Bauten vor [SMOLTZYK (1997)].

Hierfür wird ein zusätzlicher Tiefenbeiwert T eingeführt, der bei $d \gg r$ den Wert 1 annimmt.

$$K_{\varphi} = \frac{8 \cdot G \cdot r^3}{3(1-\nu)} \cdot T \quad (3.39)$$

Der Tiefenbeiwert T ergibt sich nach Gleichung 3.40 und mit dem in Abbildung 3.17 definierten Winkel α zu

$$T = \frac{\pi}{\pi - 2\alpha + \sin 2\alpha \cdot \left(1 - \frac{1}{1-\nu} \cdot \sin^2 \alpha\right)} \quad (3.40)$$

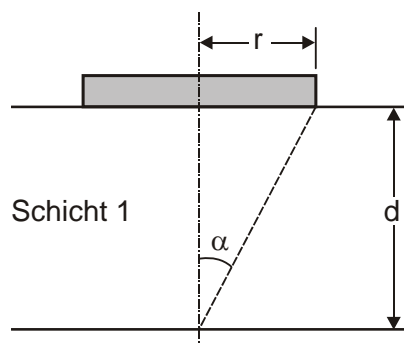


Abbildung 3.17 : Definition des Winkels α [FISCHER (1965)]

Zur Bestimmung der Drehfedersteifigkeit des Gesamtsystems müssen nach Abbildung 3.18 für alle Schichten des Systems die Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi i}$ der einzelnen Schichten i berechnet werden. Hierzu muss zunächst die Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi i o}$ an der Oberkante (Tiefe $d_{i o}$) und an der Unterkante $K_{\varphi i u}$ (Tiefe $d_{i u}$) der jeweiligen Schicht i nach Gleichung 3.39 berechnet werden. Die Drehfedersteifigkeit der Schicht i ergibt sich dann zu

$$K_{\varphi i} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\varphi i u}} - \frac{1}{K_{\varphi i o}}} \quad (3.41)$$

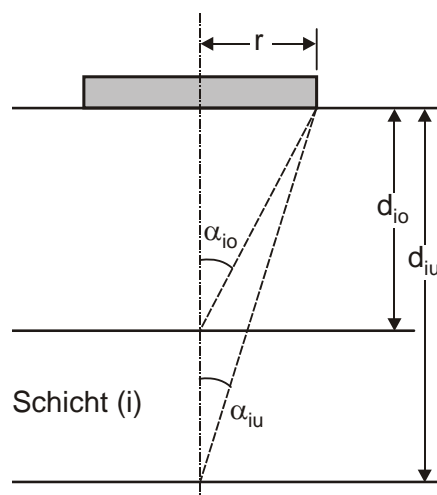


Abbildung 3.18 : Bezeichnungen für Schicht i [FISCHER (1965)]

Durch Summation der Drehfedersteifigkeiten der n Schichten ergibt sich schließlich die Drehfedersteifigkeit des Gesamtsystems zu

$$K_{\varphi} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{K_{\varphi i}}} \quad (3.42)$$

VRETTOS (2009) weist darauf hin, dass bei dem von BUSS vorgeschlagenen Verfahren zur Berücksichtigung von Baugrundsichtungen die Drehfedersteifigkeit bei zunehmender Steifigkeit mit der Tiefe überschätzt und bei abnehmender Steifigkeit unterschätzt wird. Laut VRETTOS zeigt dies, dass das Verfahren nach BUSS nur eine grobe Näherung darstellt. Da eine geschlossene Kontinuumslösung für geschichtete Böden nicht existiert, empfiehlt VRETTOS die Verwendung von Finite Schichten-Methoden oder die Anwendung der Finite Elemente-Methode.

Eine genaue Überprüfung des Verfahrens nach BUSS durch eine Parameterstudie mit verschiedenen Baugrundsichtungen und Bodensteifigkeiten ist in Kapitel 7.3 angegeben.

3.6 Zusammenfassende Bewertung

Die Auswertung der vorhandenen deutschen Regelwerke zeigt, dass für die Berücksichtigung der Gründung bei der gesamtdynamischen Berechnung nur sehr wenig Vorgaben gemacht werden. Die Richtlinie von DNV wird hierzu in ihren Empfehlungen genauer. Nach DNV ist die Gründung durch Federn abzubilden. Bei der Bestimmung der Federsteifigkeiten ist zu berücksichtigen, dass bei Windenergieanlagen größere Dehnungen auftreten und der „dynamische“ Schubmodul deshalb entsprechend zu reduzieren ist. Welche Faktoren einen Einfluss auf die Dehnung haben und um welches Maß der Schubmodul im Einzelnen zu reduzieren ist, wird nicht genannt. Nach DNV sind die statischen Werte der Federsteifigkeiten

zur Berücksichtigung der Gründung aufgrund der geringen Anregungsfrequenzen ausreichend.

Neben Feld- und Laborversuchen kann der „dynamische“ Schubmodul aufgrund von Erfahrungswerten oder nach Berechnungsformeln ermittelt werden. Laborversuche erzielen in der Regel niedrigere Werte als Feldversuche. Zur Bestimmung der Größe des „tatsächlichen“ Schubmoduls wurden z. B. von ISHIBASHI und ZHANG (1993) dehnungsabhängige Berechnungsformeln entwickelt.

Da die Gründungssteifigkeit einen maßgeblichen Einfluss auf die Turmeigenfrequenz hat, ist die Berücksichtigung der Gründung bei der gesamtdynamischen Berechnung besonders wichtig. Bei der Auslegung der Windenergieanlage sind die Anregungsfrequenzen so auf die Eigenfrequenzen abzustimmen, dass keine schädlichen Resonanzen entstehen. Mit der Formel nach MORLEIGH wurde hierfür ein einfaches Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Turmeigenfrequenz vorgestellt. Darüber hinaus wurde in Kapitel 3.4 ein Diagramm gezeigt, mit dem bei bekannter Anregungsfrequenz die erforderliche Mindestdrehfedersteifigkeit der Gründung direkt abgelesen werden kann.

Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, dass es erforderlich ist, bei der gesamtdynamischen Berechnung die Gründungssteifigkeit zu berücksichtigen. Die Bodensteifigkeit ist hierbei abhängig von der auftretenden Dehnung. Bisher ist unklar, wie groß die auftretenden Dehnungen bei typischen Windenergieanlagen sind und wie groß damit der anzusetzende Schubmodul ist.

Um diese offenen Fragen zu klären, werden im Folgenden Finite Elemente-Berechnungen mit unterschiedlichen Fundamentabmessungen, Einbindetiefen, Bodensteifigkeiten und Einwirkungen durchgeführt.

4 Numerisches Modell zur Berechnung der Boden-Bauwerkinteraktion

4.1 Allgemeines

Zur Berechnung der Boden-Bauwerkinteraktion wurden verschiedene Finite Elemente-Modelle entwickelt. Das generelle Vorgehen und die Arbeitsweise der Finiten Elementemethode (FEM) sind z. B. in [HUGHES (2000)], [KNOTHE und WESSELS (1999)], [LINK (1989)], [MÜLLER und GROTH (1997)] oder [SCHWARZ (1991)] beschrieben. Zur Berechnung und Auswertung wird das FEM-Programmsystem ABAQUS verwendet. Im Folgenden werden kurz die wichtigsten Gleichungen angegeben.

Die wesentliche Idee der FEM beruht darauf, das zu berechnende Modell in einzelne Elemente einzuteilen, die in den Knotenpunkten miteinander verbunden sind. Für jedes Element wird abhängig von den Verschiebungen der Knotenpunkte am lokalen Koordinatensystem x, y, z die Verschiebung ermittelt

$$\bar{u}(x, y, z) = \bar{H}(x, y, z) \bar{U} \quad . \quad (4.1)$$

\bar{H} ist die Interpolationsmatrix für die Verschiebung und \bar{U} ist ein Vektor der drei globalen Verschiebungskomponenten U_i, V_i und W_i an allen Knotenpunkten

$$\bar{U}^T = [U_1 V_1 W_1 \quad U_2 V_2 W_2 \quad \dots \quad U_N V_N W_N] \quad . \quad (4.2)$$

Mit der Verschiebungsgleichung 4.1 kann auch die entsprechende Elementverzerrung angegeben werden

$$\bar{\varepsilon}(x, y, z) = \bar{B}(x, y, z) \bar{U} \quad . \quad (4.3)$$

\bar{B} ist hierbei die Verzerrungs-Verschiebungsmatrix. Die Spannungen in jedem Element sind über die Element-Verzerrung $\bar{\varepsilon}$ und die Spannungs-Verzerrungsbeziehung miteinander verknüpft

$$\bar{\sigma}(x, y, z) = \bar{C}(x, y, z) \bar{\varepsilon} \quad . \quad (4.4)$$

\bar{C} ist hierbei die Elastizitätsmatrix für jedes Element.

Die Knotenverschiebungen aller an einem Knoten angrenzenden Elemente müssen aufgrund der kinematischen Verträglichkeitsbedingung gleich sein. Die Gleichgewichtsbedingung lautet nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit

$$\delta A = \int_{(V)} \delta \bar{\varepsilon}^T \bar{\sigma} dV - \delta \bar{U}^T \bar{F} = 0 \quad . \quad (4.5)$$

Hierin sind die Vektoren $\delta \bar{\varepsilon}$ und $\delta \bar{U}$ virtuelle Verzerrungs- bzw. Verschiebungsgrößen und der Vektor \bar{F} enthält die in den Knoten angreifenden Lasten. Das in Gleichung 4.5 angegebene Integral erstreckt sich über das Volumen V des gesamten Berechnungsgebietes. Die Gleichung 4.5 kann auch über die Summe der Integrale über die einzelnen Elemente im Berechnungsgebiet dargestellt werden

$$0 = \sum_{(i)} \left[\delta \bar{U}^T \int_{(V_i)} \bar{B}^T \bar{C} \bar{B} dV_i \bar{U} \right] - \delta \bar{U}^T \bar{F} . \quad (4.6)$$

Hierbei ist das Integral $\int_{(V_i)} \bar{B}^T \bar{C} \bar{B} dV_i$ die Elementsteifigkeitsmatrix. Aus der Summe der Elementsteifigkeitsmatrizen kann die Gesamtsteifigkeitsmatrix \bar{K} gebildet werden. Mit ihr ergibt sich schließlich für die Knotenpunktverschiebung folgendes lineare Gleichungssystem

$$\bar{K} \bar{U} = \bar{F} . \quad (4.7)$$

Die Gleichung 4.7 beschreibt das statische Gleichgewicht. Durch die Gleichungen 4.3 und 4.4 können jetzt auch die Elementspannungen berechnet werden.

Wenn die angreifende Last schnell veränderlich ist, müssen auch Trägheitskräfte berücksichtigt werden. Zur Lösung des dynamischen Problems ergibt sich folgende zeitabhängige lineare Bewegungsgleichung

$$\bar{M} \ddot{\bar{U}} + \bar{D} \dot{\bar{U}} + \bar{K} \bar{U} = \bar{F} . \quad (4.8)$$

Mit \bar{M} wird die Massenmatrix, mit \bar{D} die Dämpfungsmatrix und mit \bar{K} die Steifigkeitsmatrix bezeichnet. \bar{F} bezeichnet den Lastvektor für die eingeprägte Belastung. Die Größe \bar{U} stellt den Verschiebungsvektor, $\dot{\bar{U}}$ den Geschwindigkeitsvektor und $\ddot{\bar{U}}$ den Beschleunigungsvektor dar, wobei sich $\dot{\bar{U}}$ aus der ersten und $\ddot{\bar{U}}$ aus der zweiten Ableitung nach der Zeit ergeben

$$\dot{\bar{U}} = \frac{d\bar{U}}{dt}, \quad \ddot{\bar{U}} = \frac{d^2\bar{U}}{dt^2} . \quad (4.9)$$

Die Massenmatrix ergibt sich zu

$$\bar{M} = \int_{(V_i)} \rho_i \bar{B}^T \bar{B} dV_i , \quad (4.10)$$

die Dämpfungsmatrix zu

$$\bar{D} = \int_{(V_i)} \chi_i \bar{H}^T \bar{H} dV_i \quad (4.11)$$

und die Steifigkeitsmatrix zu

$$\bar{K} = \int_{(V_i)} \bar{B}^T \bar{C} \bar{B} dV_i \quad (4.12)$$

mit

- ρ_i Dichte des Elementes i
- χ_i Dämpfungskonstante des Elementes i
- \bar{H} Interpolationsmatrix
- \bar{B} Verzerrungs-Verschiebungs-Matrix .

Unter der Voraussetzung, dass die Materialdämpfung im Vergleich zur Abstrahlungsdämpfung vernachlässigbar klein ist (siehe Kap. 3 und [ANTES und VON ESTORFF (1987)]), kann die Bewegungsgleichung der finiten Struktur wie folgt angegeben werden

$$\bar{M} \ddot{\bar{U}} + \bar{K} \bar{U} = \bar{F} \quad . \quad (4.13)$$

Die Abstrahlungsdämpfung ist über die gewählten großen Systemabmessungen und Randbedingungen implizit im Modell enthalten. Eine gesonderte Berücksichtigung ist somit nicht erforderlich.

Für die Lösung der Bewegungsgleichung 4.13 wurde die α -Methode nach HILBER, HUGHES und TAYLOR (1977) verwendet mit

$$M \cdot \ddot{u}_{t+\Delta t} + (1 + \alpha)K \cdot u_{t+\Delta t} - \alpha \cdot K \cdot u_t = F_{t+\Delta t} \quad . \quad (4.14)$$

Die α -Methode basiert auf den Formulierungen von NEWMARK (1959) für die Verschiebungs- und Geschwindigkeitsintegration

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \cdot \dot{u}_t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta \cdot \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (4.15)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{u}_t + \gamma \cdot \ddot{u}_{t+\Delta t}] \quad (4.16)$$

mit $\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha)^2$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha$$

$$-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0 \quad .$$

Es handelt sich hierbei um ein sogenanntes implizites Verfahren, wobei bei jedem Zeitschritt ein nichtlineares Gleichungssystem gelöst werden muss. Dies geschieht iterativ mit dem Newton-Verfahren.

Die α -Methode ist bedingungslos stabil, d.h. es können sehr große Zeitschritte verwendet werden. Die Methode eignet sich somit besonders für statische und transiente dynamische Prozesse auf längeren Zeitskalen.

Zur genauen Abbildung des Schwingungsverhaltens werden in der Regel 10 bis 20 Zeitschritte pro Schwingungsperiode gewählt [STUDER und KOLLER (1997)]. Zur Dämpfung des numerischen Rauschens wurde ein numerischer Dämpfungsparameter von $\alpha = -0,05$ angesetzt. HILBER und HUGHES (1978) bestätigen mit ihren Untersuchungen, dass mit diesem Parameter bei der Iteration ein sehr gutes Dämpfungsverhalten und ein geringes Überschwingungsverhalten erzielt wird.

4.2 Modellaufbau

4.2.1 Allgemeines

Der Erfolg der dynamischen FE-Untersuchungen hängt stark vom Zusammenspiel der maximalen Elementgröße und der Größe des diskretisierten Bereiches ab. Nach KUHLEMEYER

und LYSMER (1973) und LYSMER et al. (1975) sollte die größte Elementabmessung l_{max} in folgender Beziehung zur Scherwellenlänge λ stehen

$$l_{max} \leq \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{5}\right) \cdot \lambda \quad . \quad (4.17)$$

Die Scherwellenlänge λ ergibt sich aus der Scherwellengeschwindigkeit v_s und der Schwingdauer T zu

$$\lambda = v_s \cdot T \quad . \quad (4.18)$$

4.2.2 Modellränder

Bei einer FE-Untersuchung existiert generell das Problem, dass nur ein begrenzter Bodenbereich modelliert werden kann. Tatsächlich handelt es sich jedoch um einen unendlich ausgedehnten Baugrund. Im Fall der statischen Untersuchung sind die durch den engen Modellrand auftretenden Fehler gering, wenn die Modelltiefe etwa den dreifachen Fundamentdurchmesser aufweist. Im Fall von dynamischen Einwirkungen können die entstehenden Wellen sich nicht bis ins Unendliche ausbreiten und es kommt an den künstlich angeordneten Rändern zu einer Reflektion, was zu einer großen Verfälschung der Berechnungsergebnisse führen kann. Diesem Problem kann jedoch begegnet werden, indem der diskretisierte Bodenbereich weiter ausgedehnt und in Richtung der Modellränder eine zunehmende künstliche Materialdämpfung berücksichtigt wird. Dieses wird als „extended mesh“ bezeichnet. Auf diese Weise wird in den zusätzlich erzeugten Elementen den Wellen die vorhandene Energie entzogen. Außerdem können an den Modellrändern Wellen absorbierende Elemente, sogenannte „local transmitting boundaries“, angeordnet werden [KELLEZI (2000)], [GIVOLI (1991)]. Für beide Verfahren wird jedoch sehr viel Erfahrung gebraucht, um die Größe der erforderlichen Materialdämpfung richtig abzuschätzen, damit an den Rändern nicht die befürchteten Reflektionen auftreten. Darüber hinaus führt das „extended mesh“ bei dreidimensionalen Modellen zu einem erhöhten numerischen Aufwand.

Bei den hier durchgeführten Berechnungen wurden infinite Elemente als Randelemente gewählt. Sie zeichnen sich dadurch aus, dass außer der richtigen Anordnung keine weiteren Angaben mehr erforderlich sind. Diese infiniten Elemente stellen sogenannte „leise“ Modellränder dar. Durch sie werden die auftreffenden Wellen bis ins Unendliche weitergeleitet und dort gedämpft. Eine genaue Herleitung der Elemente ist in [ZIENKIEWICZ et al. (1983)], [LYNN und HADID (1981)] sowie [LYSMER und KUHLEMEYER (1969)] zu finden. Ausführliche Untersuchungen mit infiniten Elementen wurden z. B. in [ISMAIL und MULLEN (2000)] vorgestellt.

Die infiniten Elemente können nur ein linear elastisches Verhalten abbilden, weshalb der Abstand zwischen der Einwirkung und dem finiten Modellrand ausreichend groß gewählt wurde [BORJA et al. (1993)], [ZHANG und TANG (2006)]. Die infiniten Elemente sind direkt mit den finiten Elementen verbunden. Damit der infinite Raum sich in die richtige Richtung

erstreckt, muss bei der Knotennummerierung zuerst die Verbindungsfläche zum finiten Bereich erzeugt werden (siehe Abb. 4.1).

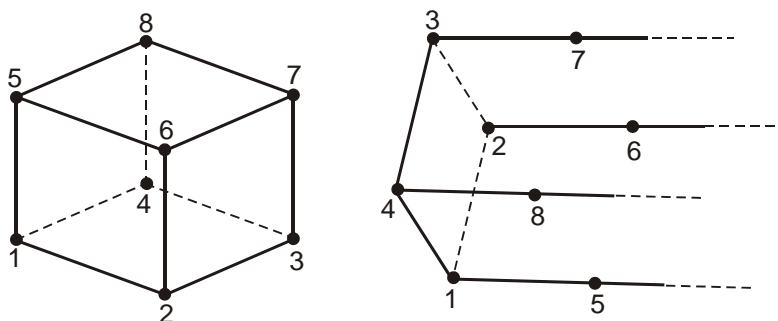


Abbildung 4.1 : Unterschiedliche Nummerierung der Knoten bei den hier verwendeten finiten und infiniten Elementen

Zur Wahrung der Gleichgewichtsbedingungen ist es nicht möglich, auch den unteren Modellrand mit infiniten Elementen zu versehen. Hier wurden deshalb in ausreichender Entfernung Festlager angeordnet. Zur Vermeidung von verfälschenden Reflexionen wurde die erforderliche Modelltiefe durch Vergleichsrechnungen zu rd. 100 m festgelegt.

4.2.3 Netzgenerierung

Üblicherweise werden zur Erstellung von Finiten Elemente-Modellen CAE Programme eingesetzt. ABAQUS stellt als Pre- und Postprozessor das Programm ABAQUS/CAE zur Verfügung. Mit diesem Programm können in verschiedenen Schritten die Geometrie, die Materialeigenschaften und das Finite Elemente-Netz erzeugt sowie die einzelnen Berechnungsphasen definiert werden. Abschließend erstellt ABAQUS/CAE eine Input-Datei, aufgrund derer die Berechnung erfolgt. Die Angaben in dieser Input-Datei können mit einem Texteditor kontrolliert und ggf. angepasst werden.

Bei der Kopplung der infiniten Elemente mit dem Finite Elemente-Netz ergibt sich das Problem, dass die Knotennummerierung in einer ganz bestimmten Reihenfolge erfolgen muss, was von ABAQUS/CAE und auch anderen CAE Programmen nicht ohne weiteres ausgeführt werden kann. Aus diesem Grund wurde das gesamte Modell und die erforderliche Input-Datei „von Hand“ erstellt, d.h. sämtliche Knoten und die Vernetzung wurden selbst festgelegt und direkt in die Input-Datei eingegeben. ABAQUS/CAE wurde also nur zur Auswertung der Berechnungsergebnisse verwendet.

Die Vorteile der manuellen Modellerzeugung liegen in der guten Übersichtlichkeit, in der Möglichkeit der schnellen Anpassung der Fundamentabmessungen oder der Modellabmessungen durch die Anpassung von nur wenigen Koordinaten, im symmetrischen

Aufbau des Modells und in der genauen Kenntnis des Ortes von jedem Knoten bzw. Elementes für die spätere Auswertung und Bewertung der Ergebnisse.

4.2.4 Abmessungen

Die so erstellten Berechnungsmodelle umfassen den Boden und das Fundament der Windenergieanlage. Der Turm sowie die Gondel mit dem Rotor brauchen hier nicht berücksichtigt werden, da nur das Bodenverhalten von Interesse ist. Die Einwirkungen aus Turm, Gondel und Rotor werden direkt auf die Oberkante des Fundamentes aufgebracht.

Da es sich um ein symmetrisches System mit symmetrischer Belastung handelt, wurde nur eine Hälfte des Systems modelliert.

Für die Bestimmung der erforderlichen Systemabmessungen ist zu berücksichtigen, dass in der Bodendynamik ein deutlich größerer Bodenkörper anzusetzen ist als in der Bodenmechanik. So sollte z. B. bei der statischen Setzungsberechnung (klassisches Boussinesqproblem) der untersuchte Bodenkörper eine Tiefe erreichen, die dreimal dem Fundamentdurchmesser entspricht. Für die Untersuchung des dynamischen Verhaltens (dynamisches Boussinesqproblem) sollte die betrachtete Tiefe dagegen das rd. 5 bis 10-fache des Fundamentdurchmessers betragen [STUDER und KOLLER (1997)]. Durch zusätzliches Einführen von infiniten Elementen am Rand des berücksichtigten Bereiches können Wellen in den Raum abgestrahlt werden (siehe Kap. 4.2.2).

Als Referenzmodell wird zunächst ein Kreisfundament mit einer Höhe von 2,0 m und einem Durchmesser von 15,0 m auf einem linear elastischen Halbraum erstellt. Später werden weitere Fundamentgeometrien mit Einbindung in den Boden und ggf. einer zusätzlichen Überschüttung untersucht (vgl. Kap. 5 und Kap. 6). In der Mitte des Grundrisses sind die Elemente in einer achteckigen Form angeordnet. Alle weiteren Elemente bis zum Modellrand sind halbkreisförmig um das Achteck angeordnet (siehe Abb. 4.2). Der äußerste Kreisring besteht aus infiniten Elementen.

Die Tiefe des Bodenkörpers wird für alle Modelle mit 108,5 m angesetzt. Der gesamte Bodenkörper hat einen Radius von 320,0 m, wobei die infiniten Elemente in einem Abstand von 160,0 m vom Mittelpunkt mit einer seitlichen Ausdehnung von ebenfalls 160,0 m beginnen. Die Abmessungen wurden so groß gewählt, dass zum einen an den Rändern keine nennenswerten Verformungen auftreten und zum anderen bei der späteren Durchführung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit mit dem Anpassungsbereich der Steifigkeiten tatsächlich die gesamten auftretenden Schubverzerrungen erfasst werden können.

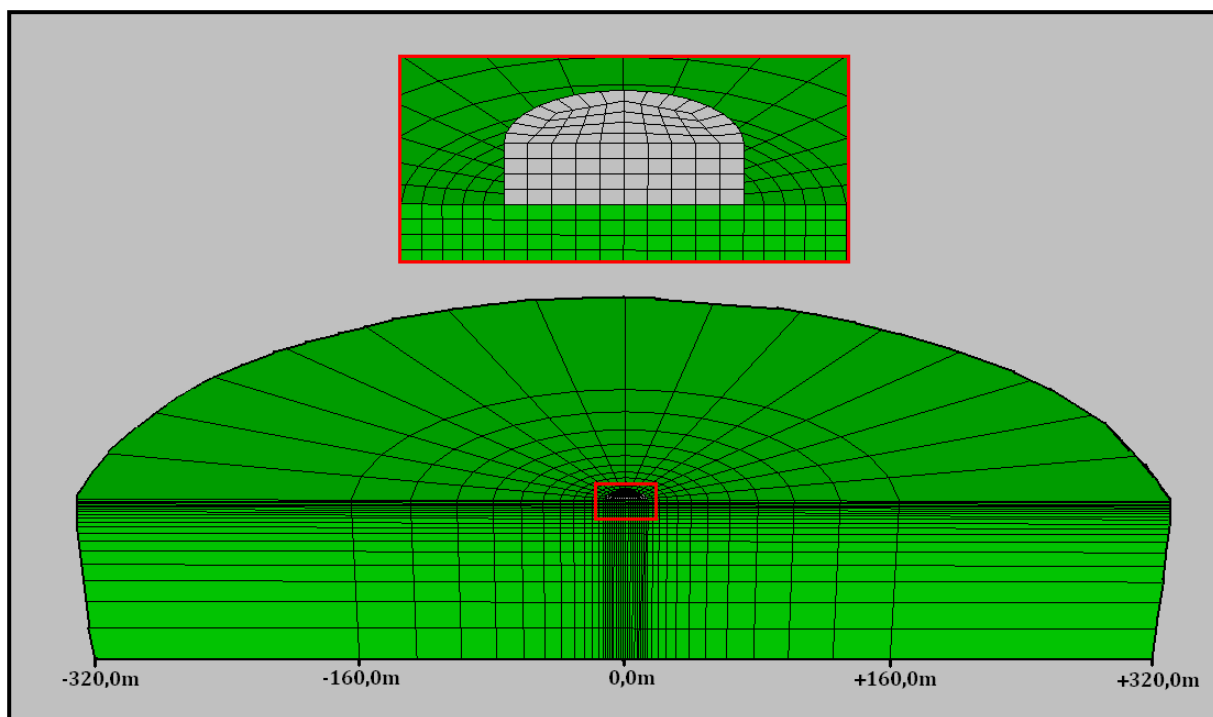


Abbildung 4.2 : Abmessung und Aufbau des Referenzmodells

Im Nahbereich des Fundamentes haben die Elemente Abmessungen von rd. $H/B/T = 0,5/1,25/1,25$ m, so dass die in Kapitel 4.2.1 gestellte Anforderung an die Elementabmessung erfüllt ist. Mit zunehmender Entfernung vom Fundament wird die Diskretisierung gröber. Dieses ist zulässig, da im Fernbereich die Verformungen schnell abnehmen. Die gewählte Modelldiskretisierung wurde durch Vergleichsrechnungen mit unterschiedlicher Netzfeinheit überprüft.

4.2.5 Kontaktbedingung und Steifigkeiten

Zur Berücksichtigung einer realistischen Fundament-Boden-Interaktion wurde zwischen dem Fundament und dem Boden eine Kontaktbeziehung festgelegt. Hierbei wird das Master-Slave-Prinzip angewendet. Das steifere Fundament bildet die Masterfläche und der weichere Boden die Slavefläche. Nur der Masterfläche ist es, um ein sehr geringes numerisch erforderliches Maß, erlaubt, in die Slavefläche einzudringen. Der Kontaktreibungsbeiwert wird auf $\mu = 0,70$ festgelegt. Der Reibungsbeiwert μ entspricht in der Bodenmechanik z. B. für Ortbetonfundamente $\tan \varphi'$. Der angesetzte Wert gilt somit für einen inneren Reibungswinkel von $\varphi' = 35^\circ$, was dem typischen Reibungswinkel eines tragfähigen Sandes entspricht.

Da für die dynamische Berechnung zunächst sehr kleine Dehnungen unterstellt werden, erfolgt der Ansatz eines linear elastischen Stoffgesetzes. Im Nahbereich des Fundamentes, wo größere Dehnungen auftreten, wird die Bodensteifigkeit nach dem Verfahren der äquivalenten

Steifigkeit iterativ angepasst (siehe Kap. 4.4). Das linear elastische Stoffgesetz hat den Vorteil, dass dynamische Modelle sehr schnell berechnet werden können. Andererseits werden Widerstände, wie z. B. der passive Erddruck, bei eingebundenen Fundamenten zu groß und mögliche Plastifizierungen im Nahbereich der Fundamentkanten nicht erfasst. Dieses ist für die in dieser Arbeit getätigten Untersuchungen aufgrund der vorhandenen großen Fundamentabmessungen jedoch von geringer Bedeutung, zumal durch die Anpassung der Steifigkeit in den stark belasteten Bodenbereichen die beschriebenen Fehler sehr stark reduziert werden.

Die angesetzten Materialeigenschaften des Referenzmodells sind in der folgenden Tabelle 4.1 zusammengestellt. Der Steifemodul $E_{s,max}$ gilt für kleine Dehnungen („dynamischer“ Steifemodul).

Tabelle 4.1 : Materialeigenschaften des Referenzmodells

Material	Steifigkeit $\left[\frac{MN}{m^2}\right]$	ν [-]	ρ $\left[\frac{t}{m^3}\right]$
Boden $E_{s,max}$	300	0,3	1,9
Fundament E_B	30.000	0,2	2,5

4.2.6 Berechnungsschritte

Die FE-Berechnung erfolgt in vier Belastungsschritten bzw. Steps.

In Step 1 wird der Primärspannungszustand erzeugt und anschließend eine geostatische Spannungsanalyse durchgeführt.

In Step 2 wird das Fundament auf den Boden mit den zugehörigen Kontaktflächen aufgebracht. Das Fundament wird in diesem Step nur durch Eigengewicht belastet. Für den Fall des eingebetteten Fundamentes werden in diesem Step die im Bereich des Fundamentes liegenden Bodenelemente durch Fundamentelemente ersetzt.

In Step 3 wird auf die Oberfläche des Fundamentes die Vertikalkraft aus Turm, Gondel und Rotor als Flächenlast aufgebracht. Die Flächenlast wirkt hierbei nur auf dem inneren Bereich der Fundamentoberfläche. Gleichzeitig wird der quasi statisch wirkende Anteil des Turmmomentes als Kräftepaar auf die Fundamentknoten aufgebracht. Die Auswirkung der Horizontalkraft auf die Fundamentverdrehung ist im Vergleich zum Moment relativ gering,

weshalb die Horizontalkraft bei dieser Berechnung zunächst vernachlässigt wird. Eine Berücksichtigung der Horizontalkraft erfolgt exemplarisch in Kapitel 5.

In Step 4 erfolgt eine dynamische Untersuchung der Momenteneinwirkung. Hierbei wird eine harmonische Sinusschwingung mit dem quasi statisch wirkenden Anteil des Turmmomentes als Startwert aufgebracht. Mit den Abbildungen 2.6 und 2.10 wurde gezeigt, dass die Anregungsfrequenzen im niederfrequenten Bereich liegen, weshalb für die weiteren Untersuchungen eine Anregungsfrequenz von 1,5 Hz festgelegt wird. Die Auswirkungen von größeren Anregungsfrequenzen werden in Kapitel 4.3.3 weiter untersucht. Es ergibt sich dann die folgende Sinusschwingung

$$F(t) = A_0 + A_1 \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (4.19)$$

mit A_0 Startwert
 A_1 Amplitude
 ω Kreisfrequenz
 t Zeit .

In Tabelle 4.2 sind die für den berechneten Fall angesetzten Turmlasten für die einzelnen Steps zusammengestellt. Die Einwirkungen entsprechen den typischen Lasten für den Auslegungslastfall des Normalbetriebs einer 2,0 MW Anlage.

Tabelle 4.2 : Angesetzte Einwirkungen auf Oberkante Fundament

Step	Vertikallast [kN]	Horizontallast [kN]	Moment [kNm]
Step 1	-	-	-
Step 2	-	-	-
Step 3	2.400	-	20.000
Step 4	2.400	-	20.000 + 5.000 · sin($\omega \cdot t$)

Nach Step 4 folgt die Auswertung der Verformungen und ggf. eine Anpassung der Steifigkeit, so wie sie in Kapitel 4.4 beschrieben wird, mit anschließender Neuberechnung des Modells.

4.3 Modellverifikation

4.3.1 Allgemeines

In der Vergangenheit hat man sich sehr intensiv mit der dynamischen Baugrund-Bauwerkinteraktion beschäftigt. Nachdem mehrere Autoren Lösungen für das Problem starrer Fundamente bei kleinen Erregerfrequenzen präsentiert haben, lösten LYSMER & RICHART (1966) das gemischte Verschiebungs-Spannungs-Randwertproblem einer starren Kreisplatte auf dem homogenen Halbraum unter vertikaler Last auch für höhere Frequenzen. Aufgrund der weitaus größeren Komplexität durch den Einfluss der Einbettung beschäftigten sich die meisten Autoren zunächst mit direkt auf der Baugrundoberfläche gegründeten Fundamenten, wie z. B. LUCO & WESTMANN (1971), WONG & LUCO (1976), WONG & LUCO (1978) und RÜCKER (1982). Weitere Literaturhinweise werden von GAZETAS (1991) angegeben.

Die Fundamenteinbindung hat sowohl auf das statische als auch auf das dynamische Verhalten des Fundamentes einen bedeutenden Einfluss, so dass die oben beschriebenen Untersuchungen hierfür nur eine Näherungslösung darstellen können. NOVAK & BEREDUGO (1972) berechneten analytische Lösungen für die vertikalen Schwingungen sowie die Kippschwingung und die Kombination aus Kipp- und Horizontalschwingung eines zylinderförmigen eingebetteten Fundamentes.

Die Finite Elemente-Methode (FEM) und die Randelemente-Methode (BEM) wurden aufgrund ihrer großen Flexibilität bei der Modellierung von eingebetteten Fundamenten beliebiger Geometrie von vielen Autoren eingesetzt. So untersuchten KAUSEL & ROESSET (1975) und TASSOULAS & KAUSEL (1983) eingebettete Fundamente zum Teil auch bei geschichtetem Baugrund mit der FE-Methode in Verbindung mit „local transmitting boundaries“. Weitere Literaturhinweise zur Berechnung des dynamischen Verhaltens von Fundamenten mit der Finite Elemente-Methode sind z. B. in [ASPEL & LUCO (1987)] und [KARABALIS & BESKOS, (1986)] enthalten. Mit der BEM wurden eingebettete Fundamente im Frequenzbereich z. B. von LUCO & WONG (1987), ASPEL & LUCO (1987) und DE BARROS & LUCO (1995) berechnet.

4.3.2 Vergleich mit der statischen Lösung

Eine große Gefahr bei Finite Elemente-Berechnungen liegt in einer fehlerhaften Modellerstellung oder einer falschen Lastaufbringung. Um sicherzustellen, dass das aufgebaute Modell richtig rechnet, wurden die Ergebnisse intensiv überprüft. Im Folgenden werden beispielhaft für das Referenzmodell die mit ABAQUS berechneten Verformungen mit den Verformungen nach dem Lysmeranalogon und mit Ergebnissen eines anderen FE-Programms verglichen.

Abbildung 4.3 zeigt die vertikale Verschiebung des Referenzmodells nach 5,2 Sekunden dynamischer Belastung bei der ersten Berechnung und somit noch ohne Anpassung der

Steifigkeit. Die Abbildung zeigt die Verformung an der Oberfläche und in Abhängigkeit von der Tiefe. Der Einflussbereich der Verformung sowie die Fundamentverdrehung sind deutlich zu erkennen.

In Abbildung 4.4 ist der zeitliche Verformungsverlauf des Fundamentes in der Symmetrieachse dargestellt. In Step 3 (3 sec) wird das statische und ab Step 4 (4 sec) das dynamische Moment aufgebracht. Die harmonische dynamische Belastung erzeugt in diesem Fall wieder einen harmonischen Verformungsverlauf. Durch das aufgebrachte Moment verdreht sich das Fundament um die Fundamentmitte. Aus der Verformungsdifferenz der rechten und linken Fundamentkante kann die Fundamentverdrehung ermittelt werden. Die vertikale Verschiebung der Fundamentmitte liegt in Abbildung 4.4 nicht genau zwischen der Verschiebung der rechten und linken Fundamentkanten. Dieses liegt an der Fundamentdurchbiegung infolge der in Step 2 und 3 aufgebrachten Eigengewichts- und Vertikalkraft (siehe Abb. 4.5).

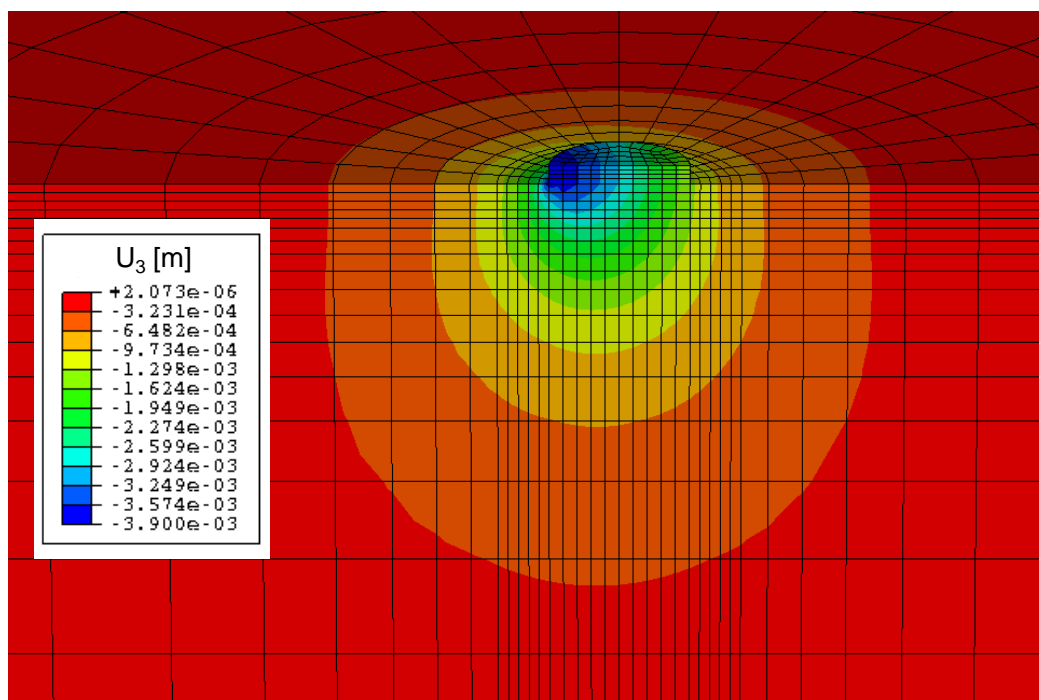


Abbildung 4.3 : Vertikale Verschiebung des Referenzmodells nach 5,2 sec

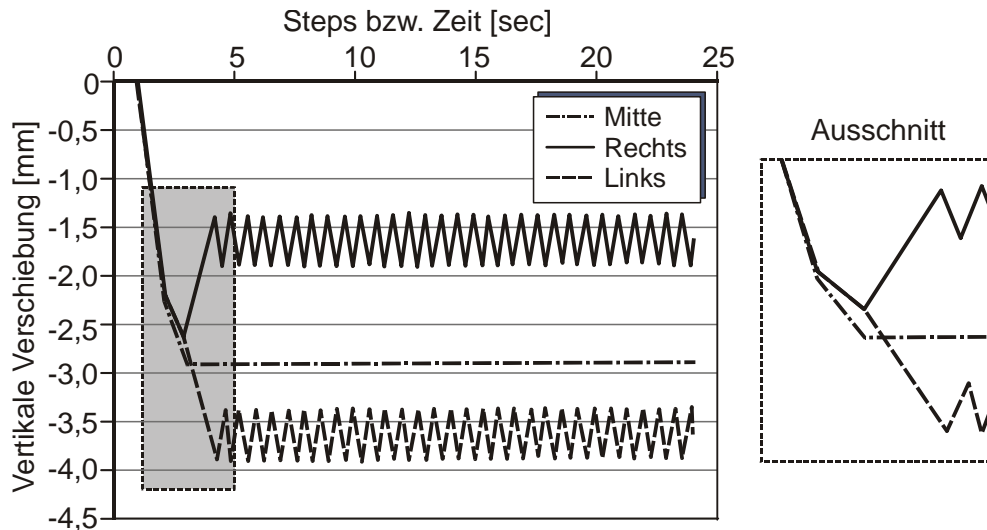


Abbildung 4.4 : Zeitlicher Verformungsverlauf des Fundamentes

Beim Vergleich der Fundamentverformungen infolge des Fundamenteigengewichts und der Vertikalkraft auf dem Fundament ist trotz einer Fundamentdicke von 2,0 m eine deutliche Durchbiegung zu erkennen (siehe Abb. 4.5). Mit den in Tabelle 4.1 angegebenen Materialeigenschaften ergibt sich nach KÖNIG und SHERIF (1975) eine Systemsteifigkeit von $K = 0,027$. Es handelt sich somit weder um ein starres noch ein schlaffes Fundament, sondern um ein elastisches ($0,001 < K < 0,1$), womit eine nennenswerte Durchbiegung zu erwarten war.

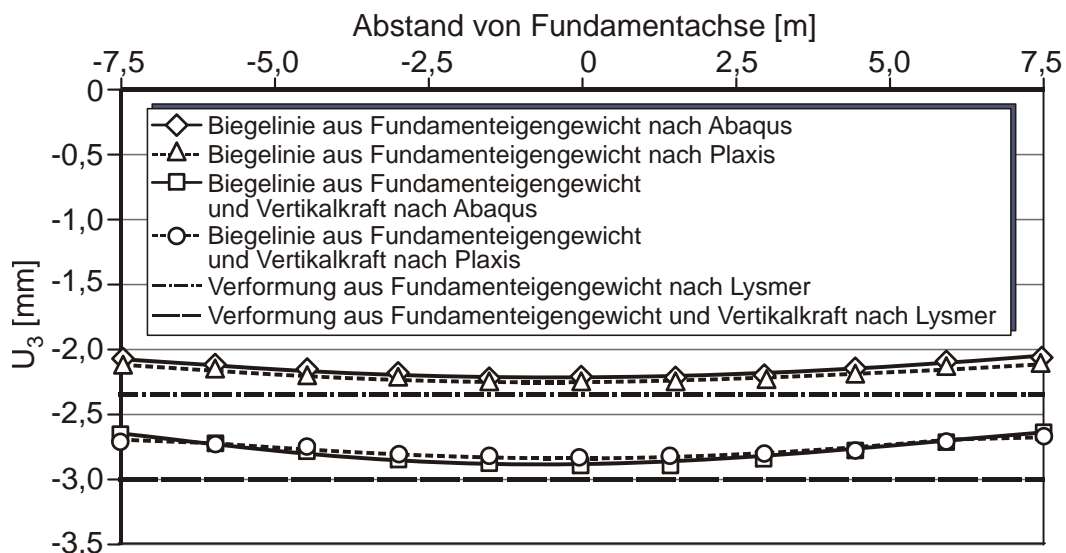


Abbildung 4.5 : Vertikale Fundamentverformung

Bei einer analytischen Verformungsberechnung mit dem Lysmeranalogon nach Gleichung 3.7 und einem Eigengewicht des Fundamentes von rd. 8.668 kN ergibt sich eine vertikale Verformung von 2,36 mm. Das Lysmeranalogon gilt hierbei für eine starre Kreisplatte. Nach

ABAQUS ergibt sich für das Referenzmodell ohne Momentenbelastung und Vertikalkraft eine mittlere vertikale Verformung von 2,17 mm (siehe Abb. 4.5). Zwischen dem Ergebnis nach dem Lysmeranalogon und der mittleren vertikalen Verformung nach ABAQUS ergibt sich somit eine Abweichung von rd. 8 %. Die etwas größeren Verformungen nach dem Lysmeranalogon lassen sich durch die fehlende Grenztiefe begründen, da das Lysmeranalogon die Verformungen für ein Kreisfundament auf dem unendlich ausgedehnten Halbraum bestimmt.

Zusätzlich wurde eine axialsymmetrische Verformungsberechnung mit dem Finite Elemente-Programm Plaxis durchgeführt. Bei Berücksichtigung der gleichen Fundamentsteifigkeit ergibt sich nahezu die gleiche Biegelinie wie bei der ABAQUS-Berechnung (vgl. Abb. 4.5).

In Abbildung 4.5 sind darüber hinaus auch die Ergebnisse der Verformungsberechnungen infolge einer Fundamenteinwirkung mit einer zusätzlichen Vertikalkraft in Höhe von 2.400 kN dargestellt.

4.3.3 Vergleich mit der dynamischen Lösung

Nachdem die statischen Überprüfungen sehr gute Übereinstimmungen zeigten, soll nun geprüft werden, wie sich die dynamischen Ergebnisse der Verformungsberechnungen nach ABAQUS im Vergleich mit den Verformungsberechnungen nach den analytischen Ansätzen verhalten.

Zur Kontrolle des Modells wurde beim Referenzmodell die Anregungsfrequenz von 0 bis 30 Hz variiert und es wurden die Größtwerte der dynamischen Verdrehung mit der analytischen Lösung nach GAZETAS (1983) verglichen. Die in Kapitel 3.2.6 beschriebenen Impedanzfunktionen werden an dieser Stelle in Verbindung mit der analytischen Lösung nach GAZETAS zur Berücksichtigung des Einflusses der verschiedenen Anregungsfrequenzen verwendet. Damit ein Vergleich der Verdrehungen möglich ist, erfolgt hier ebenfalls keine Anpassung der Steifigkeit.

Der Einfluss der Anregungsfrequenz ist aus dem Vergleich der Abbildungen 4.4 und 4.6 deutlich zu erkennen. Bei dynamischen Problemstellungen sind die Anregungen und die resultierenden Verschiebungen bzw. Verdrehungen generell phasenverschoben. Bei einer Anregung mit nur 1,5 Hz, wie in Abbildung 4.4 dargestellt, hat dieses nur einen geringen Einfluss, weshalb ebenfalls ein nahezu harmonischer Verlauf entsteht. Bei einer größeren Anregung von z. B. 9 Hz, wie in Abbildung 4.6 darstellt, ist die Phasenverschiebung so groß, dass es zu einem nicht harmonischen Schwingungsverlauf der Verdrehung kommt (Aufschaukeln). Dieses Phänomen zeigt sich ebenfalls bei der Setzungsdifferenz zwischen den beiden seitlichen Fundamentkanten des Halbkreises (vgl. Abb. 4.7) bzw. bei der Betrachtung der Fundamentverdrehung für den gesamten untersuchten Frequenzbereich (siehe Abb. 4.8).

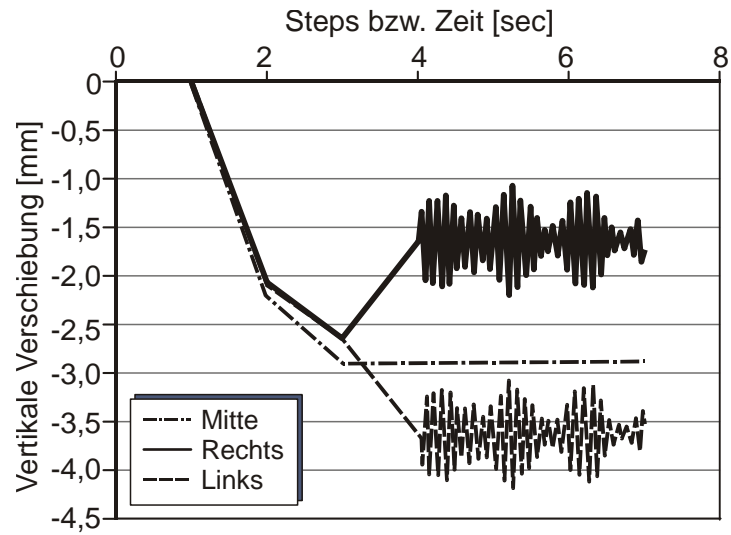


Abbildung 4.6 : Vertikale Verformung des Fundamentes bei 9 Hz

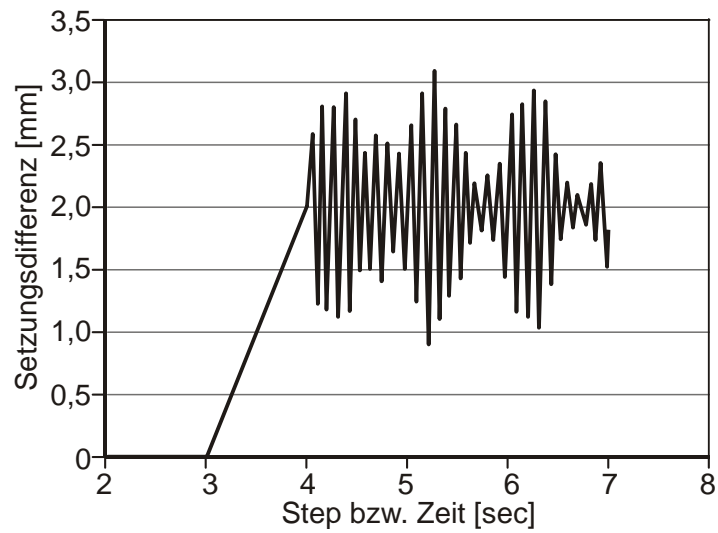


Abbildung 4.7 : Setzungsdifferenz der beiden seitlichen Fundamentkanten bei 9 Hz

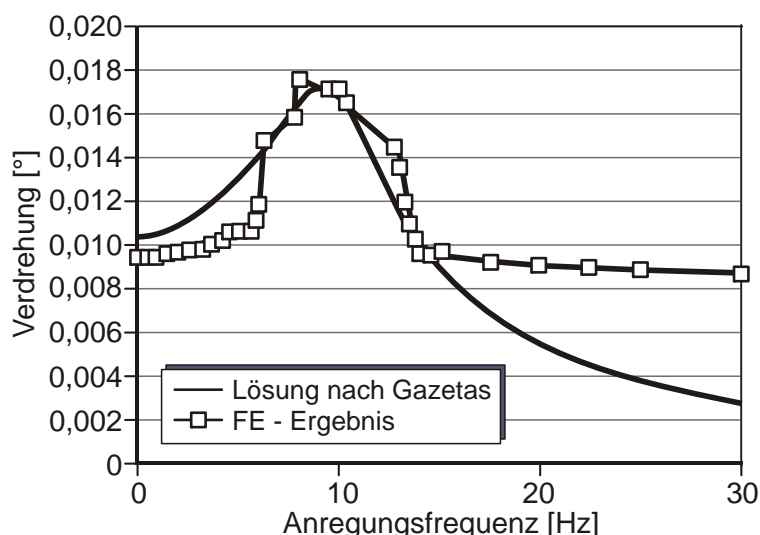


Abbildung 4.8 : Maximale Fundamentverdrehung bei verschiedenen Anregungsfrequenzen

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen, dass bis zu einer Anregungsfrequenz von rd. 3 Hz die Differenz zum statischen Ergebnis bei rd. 10 % liegt (vgl. Abb. 4.8). Die Differenz resultiert, wie bereits in Kapitel 4.3.2 erläutert, aus der fehlenden Grenztiefe beim analytischen Ansatz. Ab rd. 4,5 Hz kommt es zu einem langsamen Aufschaukeln und somit zu Resonanzerscheinungen. Um sicherzustellen, dass tatsächlich weitgehend die Maximalwerte erfasst wurden, sind für den Resonanzbereich nur die Berechnungsergebnisse dargestellt, bei denen mindestens 30 Lastzyklen berechnet wurden. Der eckige Verlauf im Resonanzbereich zeigt, dass bei einigen Berechnungen der Maximalwert der Verdrehung noch nicht ganz erreicht war. Für die Verifikation des Modells ist dies jedoch unbedeutend.

Im Vergleich mit der analytischen Lösung nach GAZETAS sind beide Verläufe bis zu einer Anregungsfrequenz von 15 Hz ähnlich. Ab rd. 15 Hz trennen sich die Verläufe. Ab hier sind beide Werte kleiner als für den statischen Fall. Die analytischen Werte fallen hierbei deutlich stärker ab als die Ergebnisse der FE-Berechnung. Dieses liegt an der unterschiedlichen Art der Lastaufbringung. Bei der analytischen Berechnung wurde das volle Moment dynamisch als Wechsellast angesetzt, wohingegen bei der FE-Berechnung das Moment in einen statischen und einen dynamischen Anteil getrennt wurde (vgl. Tab. 4.2). Die Verdrehungswerte fallen hier nicht so deutlich, da die Verdrehung infolge des statischen Momentes auch bei höheren Frequenzen nicht reduziert wird. Vergleichsrechnungen im Bereich von 20 bis 30 Hz haben gezeigt, dass auch mit der FEM und einer reinen hochfrequenten dynamischen Belastung sich mit zunehmender Frequenz die Fundamentverdrehungen deutlich reduzieren und sich dem Verlauf der Lösung nach GAZETAS annähern.

4.3.4 Schlussfolgerung

Als Schlussfolgerung aus der Modellverifikation ergibt sich, dass das erzeugte FE-Modell ausreichend genaue Berechnungsergebnisse liefert. Zu berücksichtigen ist hierbei, dass aufgrund der begrenzten Modelltiefe von 108,5 m etwas kleinere statische vertikale Verformungen berechnet werden als mit den analytischen Formeln. Die dynamisch berechnete Fundamentverdrehung liefert eine sehr gute Übereinstimmung mit der analytischen Lösung. Bis rd. 3 Hz ist der Frequenzeinfluss gering, so dass die Ergebnisse dicht bei der statischen Lösung liegen. Die Empfehlungen von DNV [DNV (2002)], dass zur Berücksichtigung der Gründung von Windenergieanlagen die statischen Werte der Federsteifigkeit ausreichend sind, kann hiermit bestätigt werden. Eine Berücksichtigung von Trägheitskräften mittels z. B. Impedanzfunktionen braucht für die hier maßgeblichen niederfrequenten Anregungen somit nicht zu erfolgen.

4.4 Iterative Anpassung der Steifigkeit

4.4.1 Verfahren der äquivalenten Steifigkeit

Das Verfahren der äquivalenten Steifigkeit zählt zu den elastischen Bodenmodellen. Es berücksichtigt jedoch das nichtlineare Verhalten des Bodens bei großen Schubdehnungen. Ziel des Verfahrens ist, den progressiven Abfall des Schubmoduls bei zunehmender Schubdehnung mit in die Berechnung einfließen zu lassen. Auf diese Weise wird mit einem eigentlich linear elastischen Modell durch iterative Anpassung der Steifigkeit ein nichtlineares Verhalten des Bodens abgebildet. Die iterative Anpassung des Schubmoduls kann z. B. über die hyperbolische Beziehung nach RAMBERG-OSGOOD (1943) oder über die in der Praxis häufig verwendete Beziehung nach HARDIN und DRNEVICH (1972b) erfolgen (siehe Gleichung 3.14).

Die Iteration startet mit dem Schubmodul für sehr kleine Dehnungen G_{max} . Für jedes Element wird die Scherdehnungsamplitude γ^{ampl} aus der zugehörigen Schubspannung τ^{ampl} berechnet.

$$\gamma^{ampl} = \frac{\tau^{ampl}}{G_{max}} \quad (4.20)$$

Mit der aufgetretenen Schubdehnung γ^{ampl} und Gleichung 3.18 kann für den folgenden Iterationsschritt der verbesserte Schubmodul bestimmt werden. Die Iteration wird bis zur Konvergenz der Verformungen fortgeführt. In der Regel sind hierfür 3 bis 5 Berechnungsschritte erforderlich.

Das Verfahren der äquivalenten Steifigkeit wird häufig bei Erdbebenberechnungen eingesetzt. CHOI et al. (2001), PARK & HASHASH (2004) und BOUCKOVALAS et al. (2006) beschreiben hierfür einige Anwendungsbeispiele. Von BARDET et al. (2000) wird ein Berechnungsprogramm zur Abschätzung der Auswirkungen von Erdbeben entwickelt, was mit dem Verfahren der äquivalenten Steifigkeit arbeitet.

Bei transienter Erdbebeneinwirkung entstehen für die Schubdehnung im Regelfall einzelne sehr große Peakwerte. Es ist unrealistisch, die Bodensteifigkeit aufgrund dieser großen Dehnungen, die zudem nur für sehr kurze Zeit auftreten, anzupassen. In der Regel wird deshalb die Anpassung des Schubmoduls für $2/3$ oder $1/\sqrt{2}$ der maximal aufgetretenen Schubdehnung vorgenommen [KAUSEL et al. (1976)]. Dies zeigt den großen Nachteil des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit, da für die gesamte Einwirkungszeit zwar mit einer der Schubdehnung angepassten, aber dennoch konstanten Bodensteifigkeit gerechnet wird.

Im Folgenden wird die in dieser Arbeit gewählte Herangehensweise mit dem entsprechenden Lösungsalgorithmus zur Ermittlung der tatsächlichen Bodensteifigkeit vorgestellt.

4.4.2 Vorgehensweise

Da zu Beginn der Berechnung die auftretende lokale Schubverzerrung γ und somit die tatsächliche Schubsteifigkeit nicht bekannt ist, erfolgt ausgehend vom maximalen Schubmodul G_{max} eine iterative Anpassung. Das heißt, für jedes einzelne Element im Modell wird die Schubverzerrung berechnet und mit den aus Laborversuchen gewonnenen Kurven (siehe Abb. 4.10) ein neuer Schubmodul für jedes Element bestimmt. Anschließend erfolgt eine erneute Berechnung des Modells mit den verbesserten Steifigkeiten. Dieser Vorgang wird so lange wiederholt, bis die Änderung der einzelnen Verzerrungen gering ist. In der Regel sind drei bis acht Iterationen erforderlich. Generell wird bei den hier untersuchten relativ kleinen Belastungsfrequenzen der tatsächliche Schubmodul zwischen dem „dynamischen“ Schubmodul und dem deutlich kleineren „statischen“ Schubmodul liegen, wobei die Abnahme des Schubmoduls im Nahbereich des Fundamentes je nach Belastung, Fundamentabmessung und Anfangsbodensteifigkeit sehr groß werden kann. Bei dem hier untersuchten Referenzmodell beträgt die Schubmodulabnahme im Nahbereich bis zu 50 % (siehe Abb. 4.12).

Vom Programmsystem ABAQUS/CAE können die aufgetretenen Schubverzerrungen nicht direkt ausgegeben werden, so dass diese für jedes Element selbst berechnet werden müssen. Hierfür wurde ein eigenes Programm geschrieben, das für jedes Element und für jeden Zeitschritt aus dem Verzerrungstensor $\bar{\epsilon}_{ij}$ die jeweilige Schubverzerrung berechnet. Die statischen Schubverzerrungen aus Fundamenteigengewicht und Vertikallast aus Turm, Rotor und Gondel werden hierbei zuvor für jedes Element und für jeden Zeitschritt von den dynamischen Schubverzerrungen abgezogen, so dass nur Verzerrungen $\Delta\gamma$ infolge des Momentes verbleiben (siehe Abb. 4.9).

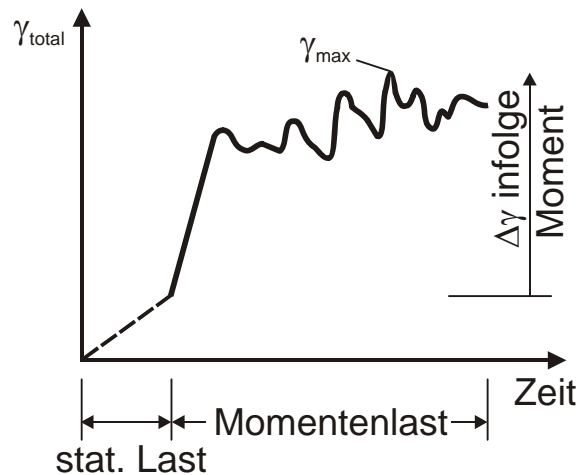


Abbildung 4.9 : Ermittlung der Schubverzerrung

Anschließend wird für jedes Element und den gesamten untersuchten Zeitbereich jeweils die maximale Schubverzerrung infolge des Momentes nach den in Kapitel 4.4.3 angegebenen Gleichungen ermittelt und hierfür eine verbesserte Schubsteifigkeit bestimmt. Die verbesserte Schubsteifigkeit wurde mit Hilfe der in Abbildung 4.10 angegebenen „Rechengeralen“ bzw. deren Geradengleichungen ermittelt. Die aneinandergehängten Geraden in Abbildung 4.10 liegen in der Mitte des angegebenen Streubereiches. Sie sind als abschnittsweise lineare Funktionen definiert und können damit dem tatsächlichen nichtlinearen Verlauf nahezu beliebig genau angenähert werden. Zur Abbildung der Steifigkeitsabnahme wurden insgesamt vier einzelne Geraden verwendet. Ihre Schnittpunkte liegen bei einer Schubverzerrung von $\gamma = 10^{-5}$, $\gamma = 6 \cdot 10^{-5}$, und $\gamma = 2 \cdot 10^{-3}$. Die größte Steifigkeitsabnahmerate liegt hierbei in einem Bereich von $\gamma = 6 \cdot 10^{-5}$ bis $2 \cdot 10^{-3}$. Die so ermittelten neuen Elementsteifigkeiten werden anschließend wieder an das Programmsystem ABAQUS übergeben und es erfolgt eine neue Iteration.

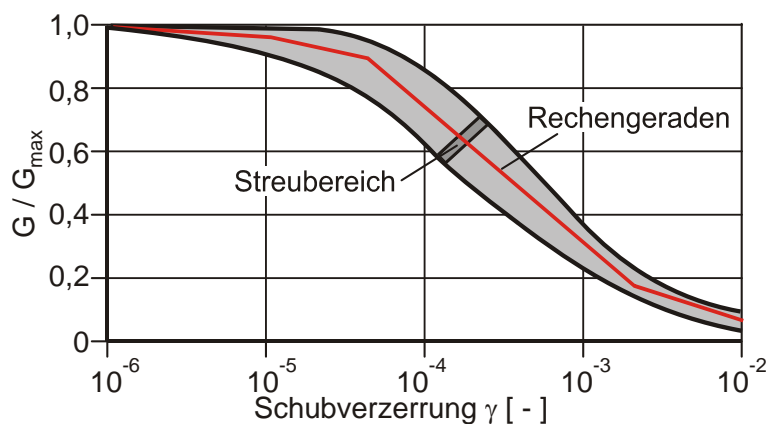


Abbildung 4.10 : Abhängigkeit des Schubmoduls von der Schubverzerrung [SMOLTCZYK (2001)]

Mit dieser Vorgehensweise wird nur für die Einwirkung aus dem Moment, also für die zeitlich veränderliche Einwirkung, eine Anpassung der Bodensteifigkeit vollzogen. Die Größe der ermittelten Verzerrung wird hierbei nicht wie bei der Anpassung der Bodensteifigkeit infolge deutlich höherfrequenten Erdbebeneinwirkungen mit einem Faktor von $2/3$ bzw. $1/\sqrt{2}$ reduziert. Eine Reduzierung der Schubverzerrung ist an dieser Stelle nicht gerechtfertigt, da die hier durchgeführten Berechnungen für den Betriebszustand und somit für die quasi-ständige Einwirkungskombination gelten, weshalb keine extremen Peakwerte auftreten. Eine Untersuchung von Extremzuständen, wie z. B. der Notabschaltung, ist hinsichtlich der Turmeigenfrequenz obsolet, da eine Notabschaltung durch die sehr kurze Einwirkungsdauer zu keiner gefährlichen Resonanzanregung des Turmes führt.

4.4.3 Ermittlung der Verzerrung

Der im Punkt (x,y,z) des Kontinuums herrschende Verzerrungszustand lässt sich durch den sogenannten Verzerrungstensor $\bar{\varepsilon}_{ij}$ ausdrücken.

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{pmatrix} \quad (4.21)$$

Die Schreibweise ε_{ij} besagt hierbei, dass die Indizes i und j je für sich die den Koordinatenrichtungen x , y , z entsprechenden Werte 1, 2, 3 annehmen können. Im Verzerrungstensor $\bar{\varepsilon}_{ij}$ stellen die Koordinaten $i = j$ die Dehnungen dar, während die (symmetrischen) Koordinaten mit $i \neq j$ die halben Änderungen der rechten Winkel $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji} = \gamma_{ij} / 2$ darstellen (Gleitung). Der Verzerrungszustand lässt sich besonders einfach darstellen, wenn die Koordinatenrichtungen so gewählt werden, dass nur Hauptdehnungen wirken. Der Verzerrungstensor lässt sich dann durch die Hauptdehnungen ε_I , ε_{II} und ε_{III} ausdrücken.

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = \begin{pmatrix} \varepsilon_I & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{II} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{III} \end{pmatrix} \quad (4.22)$$

Zur Bestimmung der aufgetretenen Schubverzerrung wird für jedes Element die 2. Invariante des Verzerrungsdeviators ermittelt, indem vom Verzerrungstensor $\bar{\varepsilon}_{ij}$ die mittlere Dehnung \hat{e} abgezogen wird (siehe z. B. [PREGL (2004)] und [RECKLING (1967)]).

$$\hat{e} = \frac{1}{3} \varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) \quad (4.23)$$

Der Verzerrungsdeviator ergibt sich dann wie folgt

$$\bar{\varepsilon}'_{ij} = \bar{\varepsilon}_{ij} - \hat{e} \delta_{ij} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} - \hat{e} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} - \hat{e} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} - \hat{e} \end{pmatrix} \quad (4.24)$$

Der Verzerrungsdeviator gibt die reine Gestaltänderung an. Die 2. Invariante des Verzerrungsdeviators ergibt sich zu

$$J'_2 = \frac{1}{6} [(\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22})^2 + (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{33})^2 + (\varepsilon_{22} - \varepsilon_{33})^2] + \varepsilon_{12}^2 + \varepsilon_{13}^2 + \varepsilon_{23}^2 \quad (4.25)$$

$$J'_2 = \frac{1}{6} [(\varepsilon_I - \varepsilon_{II})^2 + (\varepsilon_I - \varepsilon_{III})^2 + (\varepsilon_{II} - \varepsilon_{III})^2] \quad (4.26)$$

Zur Veranschaulichung des Zusammenhangs zwischen J'_2 und der Schubverzerrung γ_0 wird ein Volumenteilchen in Form eines Oktaeders betrachtet, dessen Ecken auf den Hauptdehnungsrichtungen liegen (siehe Abb. 4.11).

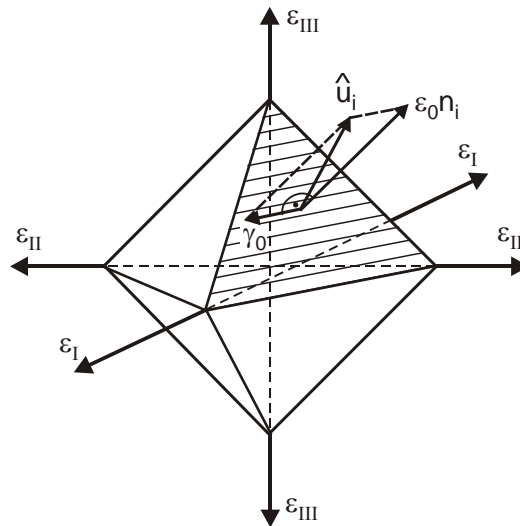


Abbildung 4.11 : Oktaeder

Die Stellungsvektoren der Oktaederflächen sind

$$n_i = \left(\pm \frac{1}{\sqrt{3}}; \pm \frac{1}{\sqrt{3}}; \pm \frac{1}{\sqrt{3}} \right) \quad (4.27)$$

Die Oktaeder-Dehnung wird nach Gleichung 4.23 gleich der mittleren Dehnung.

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{3} (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) = \hat{\varepsilon} \quad (4.28)$$

Die Änderung der ursprünglich rechten Winkel zwischen den Normalen n_i der Oktaederfläche und der Oktaederfläche selbst ergibt die sogenannte Oktaeder-Gleitung

$$\gamma_0 = \frac{2}{3} [(\varepsilon_I - \varepsilon_{II})^2 + (\varepsilon_I - \varepsilon_{III})^2 + (\varepsilon_{II} - \varepsilon_{III})^2]^{1/2} \quad (4.29)$$

Durch Vergleich mit J'_2 ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Invarianten J'_2 und der Oktaeder-Gleitung zu

$$\gamma_0 = \sqrt{\frac{8}{3} J'_2} \quad (4.30)$$

Wie im Vorangegangenen wird auch im Folgenden die Oktaeder-Gleitung als Schubverzerrung γ_0 bezeichnet. Die Oktaeder-Gleitung ist hierbei ein Maß für die Intensität der Schubverzerrung bzw. Gestaltänderung.

Mit der so ermittelten Schubverzerrung γ_0 kann dann mit Abbildung 4.10 für jedes Element im FE-Modell ein neuer Schubmodul G bzw. der Steifemodul E_s ermittelt werden.

Es ist zu beachten, dass es noch weitere Möglichkeiten gibt, die Schubverzerrung γ_0 zu bestimmen, als mit der hier verwendeten Oktaeder-Gleitung. WEGENER & HERLE (2010) ermitteln z. B. die Schubverzerrung auf Grundlage der 2. Invariante des Verzerrungsdeviators für den Einfach-Scherversuch unter Vernachlässigung von Vertikalverformungen. Sie erhalten damit im Vergleich zu Gleichung 4.30 einen etwas größeren Wert für die Schubverzerrung

$$\gamma_0 = \sqrt{4J_2'} . \quad (4.31)$$

Hieraus ergeben sich rd. 20 % größere Verzerrungen als mit dem in dieser Arbeit verwendeten Ansatz. Der endgültige Unterschied zwischen beiden Ansätzen ist jedoch bezogen auf das zu ermittelnde Bodensteifigkeitsverhältnis G / G_{max} nahezu unerheblich. Dieses liegt an der Darstellungsweise des Diagramms in Abbildung 4.10, da die Verzerrung im logarithmischen Maßstab angegeben ist.

4.5 Einfluss der Steifigkeitsreduktion

Für das hier betrachtete Referenzmodell mit den Eigenschaften nach Tabelle 4.1 und den Einwirkungen nach Tabelle 4.2 sowie einem Fundamentdurchmesser von 15,0 m konvergiert das System nach fünf Iterationen. Die im letzten Iterationsschritt vorhandene Bodensteifigkeit ist in Abbildung 4.12 dargestellt. Unter den seitlichen Fundamentkanten hat sich der Steifemodul fast um die Hälfte reduziert. In einiger Entfernung vom Fundament ist der ursprüngliche Steifemodul von 300 MN/m^2 erhalten geblieben.

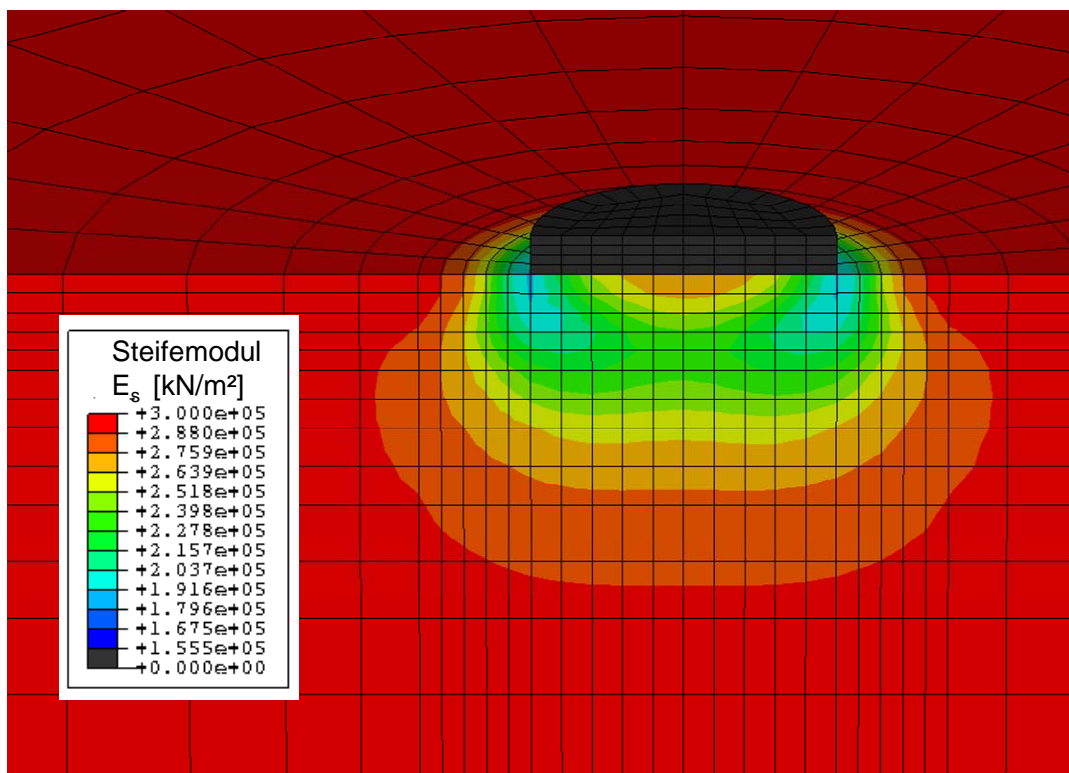


Abbildung 4.12 : Verteilung der „tatsächlichen“ Bodensteifigkeit

Durch Rückrechnung mit

$$K_\varphi = \frac{M}{\varphi} \left[\frac{MNm}{rad} \right] \quad (4.32)$$

ergibt sich für das Modell ohne Anpassung der Steifigkeit eine Bodendrehfedersteifigkeit von rd. $K_{\varphi,init} = 151.008 \text{ MNm/rad}$. Nach der letzten Iteration ergibt sich dagegen ein Wert von nur noch rd. $K_\varphi = 116.127 \text{ MNm/rad}$. Das heißt, die Bodendrehfedersteifigkeit hat tatsächlich nur noch einen Wert von rd. 77 % der ursprünglichen Drehfedersteifigkeit.

5 Parameterstudie

5.1 Allgemeines

In Kapitel 3.1 wurde angegeben, dass bei der Eigenfrequenzberechnung des Turmes die tatsächliche Bodensteifigkeit anzusetzen ist und in Kapitel 3.3 wurde gezeigt, dass die Bodensteifigkeit maßgeblich von der auftretenden Schubverzerrung abhängt. Mit zunehmender Schubverzerrung reduziert sich die Bodensteifigkeit und somit auch die Bodendrehfedersteifigkeit, die auf die Eigenfrequenz des Turmes einen bedeutenden Einfluss hat. In Kapitel 4.5 wurde gezeigt, dass sich für das Referenzmodell eine Abminderung der Drehfedersteifigkeit um 23 % ergibt.

Um die Drehfedersteifigkeitsabnahme qualitativ zu beschreiben, wird ein Drehfederabnahmefaktor I_k eingeführt. Er ist definiert als das Verhältnis der Bodendrehfedersteifigkeit nach Abschluss der Iteration zur ursprünglichen Bodendrehfedersteifigkeit

$$I_k = \frac{K_\varphi}{K_{\varphi,init}} [-] \quad (5.1)$$

Für das Referenzmodell ergibt sich somit ein Drehfederabnahmefaktor von 0,77.

In der folgenden Parameterstudie wird mit dem in Kapitel 4 vorgestellten numerischen Modell überprüft, welche Einflüsse sich auf die Größe der Bodendrehfedersteifigkeit und auf den Drehfederabnahmefaktor bei Windenergieanlagen auswirken.

5.2 Untersuchte Systeme

Ausgehend vom Referenzmodell wurden verschiedene Parameter variiert, um deren Einfluss auf die Abnahme der Bodensteifigkeit zu erfassen. So wurden verschiedene Anfangsbodensteifigkeiten, Momenteneinwirkungen, Fundamentabmessungen, Einbindetiefen, Querkontraktionszahlen, verschieden große Vertikalkräfte und Fundamente, die zusätzlich durch Horizontalkräfte belastet sind, untersucht (siehe Tabelle 5.1). Bei den untersuchten Fundamenten handelt es sich jeweils um Kreisfundamente mit einer Fundamentdicke von 2,0 m. Die Kenngrößen des Referenzmodells sind in Tabelle 5.1 grau hinterlegt.

In den Kapiteln 2.3 und 2.4 wurde gezeigt, dass die maßgeblichen Einwirkungsfrequenzen bei Windenergieanlagen unterhalb von 1,0 Hz liegen und in Kapitel 4.3.3 wurde dargelegt, dass bis zu einer Anregungsfrequenz von rd. 3,0 Hz die berechneten Verformungen dicht bei den statisch berechneten Werten liegen. Im Folgenden wurde deshalb zur Berücksichtigung der dynamischen Effekte vereinfachend mit einer Anregungsfrequenz von 1,5 Hz gerechnet. Das Moment wurde als Schwelllast aufgebracht, wobei die Größe des Maximalwertes entscheidend ist.

Tabelle 5.1 : Untersuchte Parameter (Kenngrößen des Referenzmodells sind grau hinterlegt)

$E_{s,max}$	100 <i>MN/m²</i>	200 <i>MN/m²</i>	300 <i>MN/m²</i>	400 <i>MN/m²</i>	500 <i>MN/m²</i>	600 <i>MN/m²</i>
Moment	10 <i>MNm</i>	15 <i>MNm</i>	20 <i>MNm</i>	25 <i>MNm</i>	30 <i>MNm</i>	
Fundament- durchmesser	12,5 m	15,0 m		17,5 m		
Einbindetiefe	0,0 m	1,0 m		2,0 m		
Querkontrak- tionszahl	0,3			0,4		
Vertikalkraft	1400 <i>kN</i>		2400 <i>kN</i>		4700 <i>kN</i>	
Horizontalkraft	0	100 <i>kN</i>	200 <i>kN</i>	300 <i>kN</i>	400 <i>kN</i>	

Neben dem Referenzmodell mit einem Ausgangssteifemodul $E_{s,max}$ von 300 *MN/m²* wurden weitere Steifemoduln von 100 bis 600 *MN/m²* untersucht, was einer Bandbreite von einem lockeren Sand oder einem weichem Lehm (untere Grenze) bis zu einem dicht gelagerten sandigen Kies oder einem halbfesten bis festen Ton (obere Grenze) entspricht (siehe Tab. 3.6 bzw. die in Kap. 3.3.3. und 3.3.4 angegebenen Formeln). Die untere Grenze wurde bewusst tief gewählt, da gerade hier durch große Verzerrungen eine beträchtliche Abnahme der Bodensteifigkeit zu erwarten ist.

Die Größe der Momenteneinwirkung wurde in Abhängigkeit des Kippnachweises gewählt. Beim Nachweis gegen Kippen wird, da in der Regel der Ort der Kippkante unbekannt ist, ersatzweise der Nachweis der Einhaltung der zulässigen Ausmitte der Sohldruckresultierenden geführt [DIN 1054]. Hierbei wird zwischen der ungünstigsten Kombination der charakteristischen Werte aus ständiger und veränderlicher Einwirkungen sowie nur aus ständigen Einwirkungen unterschieden. Die zulässige Ausmitte der Sohldruckresultierenden beim kreisförmigen Vollquerschnitt für ständige und veränderliche Einwirkungen beträgt

$$e \leq 0,59 \cdot r \quad (5.2)$$

und nur für ständige charakteristische Einwirkungen

$$e \leq 0,25 \cdot r \quad (5.3)$$

Die quasi-ständige Einwirkungskombination entspricht hierbei nach der DiBt-Richtlinie [DIBt (2004)] dem Auslegungslastfall DLC 1.0 bzw. DLC 1.1.

Die größten Momenteneinwirkungen wurden so gewählt, dass die zulässige Ausmitte für die Gesamtlasten für das Fundament mit einem Durchmesser von $D = 12,5$ m und die zulässige Ausmitte für nur ständige Lasten für das Fundament mit einem Durchmesser von $D = 17,5$ m gerade noch eingehalten wurde (siehe Tab. 5.2). Die Fundamente mit einem Durchmesser von $D = 12,5$ m entsprechen somit bei maximalem Moment hochbelasteten Fundamenten, die hinsichtlich der erforderlichen Drehfedersteifigkeit für die hier untersuchten Bodensteifigkeiten theoretisch gerade noch geeignet sind, wohingegen die Fundamente mit einem Durchmesser von $D = 17,5$ m noch Reserven besitzen. Die Exzentrizität der Sohldruckresultierenden in Abhängigkeit vom Fundamentdurchmesser und der Momenteneinwirkung ist in Abbildung 5.1 dargestellt. Für das Fundamenteigengewicht wurde hierbei eine Wichte von 25 kN/m^3 angesetzt. Die Vertikalkraft aus Rotor, Gondel und Turm wurde hier zu 2400 kN angenommen.

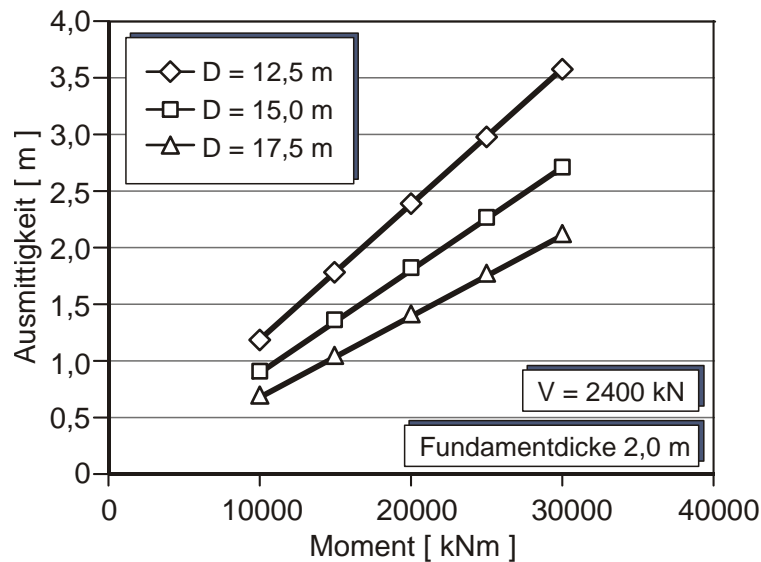


Abbildung 5.1 : Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden

Tabelle 5.2 zeigt die Werte der vorhandenen Ausmitte der Sohldruckresultierenden für Fundamente ohne Einbindung. Bei den grau hinterlegten Werten tritt rein rechnerisch unter Berücksichtigung einer linearen Spannungsverteilung eine klaffende Fuge auf.

Tabelle 5.2 : Vorhandene Ausmitte der Sohldruckresultierenden

	Ausmitte für verschiedene Momente [m]					Nach Gleichung (5.2) und (5.3)	
	10 MNm	15 MNm	20 MNm	25 MNm	30 MNm	$e_{zul,gesamt}$	$e_{zul,ständig}$
D = 12,5 m	1,19	1,79	2,39	2,98	3,58	3,69	1,56
D = 15,0 m	0,91	1,36	1,82	2,27	2,72	4,43	1,88
D = 17,5 m	0,71	1,06	1,42	1,77	2,12	5,16	2,19

Im Folgenden werden die Einflüsse der einzelnen Parameter der Tabelle 5.1 auf die Abminderung der Drehfedersteifigkeit und somit auf die tatsächlich resultierende Bodensteifigkeit untersucht.

5.3 Auswirkung der Vertikalkraft

Zunächst wird der Einfluss der Vertikalkraft auf die Größe der Bodendrehfedersteifigkeit sowie die Abnahme der Bodensteifigkeit untersucht. Hierzu wurde das Fundament mit einem Durchmesser von $D = 17,5$ m mit drei verschiedenen Vertikalkräften resultierend aus Turm, Rotor und Gondel belastet. In Abbildung 5.2 ist beispielhaft die Anfangsbodendrehfedersteifigkeit $K_{\phi,init}$, also ohne Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit, für Vertikalkräfte von 2400 kN und 4700 kN dargestellt. Die Drehfedersteifigkeit wurde dabei nach Gleichung 4.32 ermittelt. Die berechneten Punkte für die einzelnen Bodensteifigkeiten liegen hierbei aufeinander, was bedeutet, dass die Größe der Anfangsbodendrehfedersteifigkeit weitgehend unabhängig von der aufgebrauchten Vertikalkraft ist. Es liegt somit eine lineare Beziehung zwischen der Anfangsbodendrehfedersteifigkeit und der Bodensteifigkeit $E_{s,max}$ vor. Die Größe des einwirkenden Momentes hat bei dem hier untersuchten Fundamentdurchmesser keinen Einfluss auf die Anfangsbodendrehfedersteifigkeit.

Die lineare Beziehung zwischen der Anfangsbodendrehfedersteifigkeit und der Bodensteifigkeit $E_{s,max}$ gilt dabei nur für Systeme, bei denen keine klaffende Fuge auftritt. Die Folgen einer auftretenden klaffenden Fuge werden in Kapitel 5.6 für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 12,5$ m weiter untersucht.

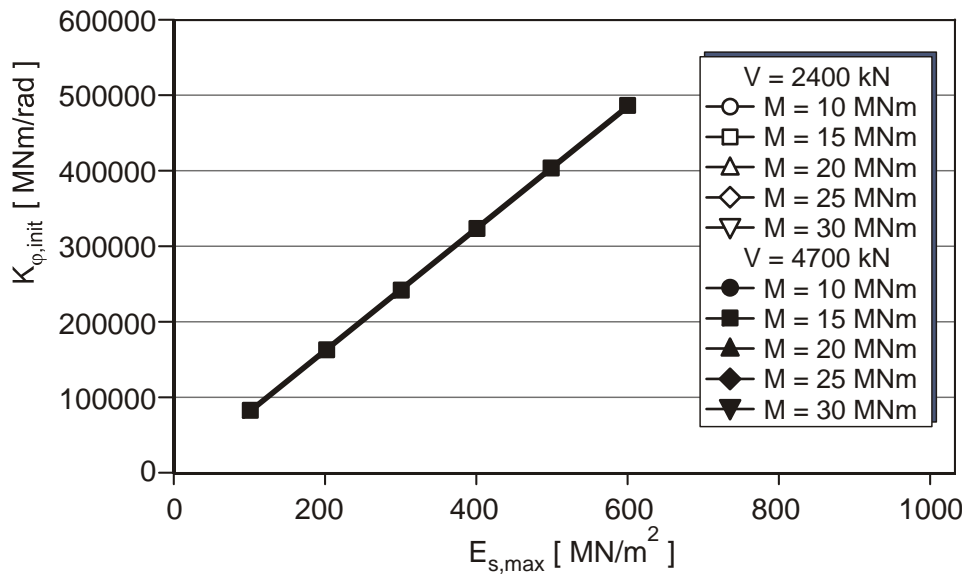


Abbildung 5.2 : Bodendrehfedersteifigkeiten vor der Anpassung der Steifigkeit für einen Fundamentdurchmesser von $D = 17,5$ m ohne Einbindung

Nach Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit zeigt sich erwartungsgemäß ein anderes Bild, denn jetzt ist die Drehfedersteifigkeit auch von der Größe des Momentes abhängig. Mit zunehmender Ausgangssteifigkeit reduziert sich für ein gegebenes Moment die auftretende Verzerrung und somit auch die Fundamentverdrehung, was bedeutet, dass sich die Drehfederabnahme verringert und der Drehfederabnahmefaktor asymptotisch gegen Eins läuft (vgl. Abb. 5.3).

Die Ergebnisse der untersuchten Systeme zum Einfluss der Vertikalkraft wurden zur besseren Vergleichbarkeit in eine dimensionslose Darstellung überführt. Hierzu wurde betrachtet, dass die auftretende Verzerrung bzw. Verdrehung direkt von dem angreifenden Moment und der vorhandenen Bodendrehfedersteifigkeit abhängt. Die Größe der Bodendrehfedersteifigkeit ist wiederum abhängig von der Bodensteifigkeit und dem Fundamentdurchmesser. Die auftretende Verzerrung bzw. in diesem Fall der Drehfederabnahmefaktor I_k kann somit als Funktion der Bodensteifigkeit, des Fundamentradius und des angreifenden Momentes dargestellt werden (siehe Abb. 5.3). Dargestellt sind hier auch Ergebnisse für unterschiedliche Einbindetiefen. Eine genaue Untersuchung des Einflusses der Einbindetiefe erfolgt in Kapitel 5.7.

Bei Betrachtung der jeweiligen Systeme mit gleicher Einbindetiefe und gleicher Querkontraktionszahl wurden jeweils zwei verschiedene Vertikalkräfte untersucht. Es ergibt sich, dass die Größe der Vertikalkraft bei keinem der untersuchten Modelle einen wesentlichen Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor hat. Der Verlauf der Kurven hängt somit nur von der Anfangsbodensteifigkeit, der Momentenbelastung, der Einbindetiefe des Fundamentes und der Querkontraktionszahl ab. Für die im Folgenden betrachteten Modelle zur Untersuchung der Einflüsse auf die Bodensteifigkeitsabnahme wird deshalb zur besseren Vergleichbarkeit die Vertikalkraft aus Turm, Rotor und Gondel auf 2.400 kN festgelegt.

Die in Abbildung 5.3 dargestellten Kurven zeigen die Untersuchungsergebnisse für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 17,5$ m. Die dargestellten Kurven gelten jedoch auch für Fundamentdurchmesser von $D = 12,5$ m und $D = 15,0$ m (siehe Kap. 5.6). Wie im Folgenden noch ausführlich beschrieben wird, hat auch die Größe der Ausmittigkeit bei den hier untersuchten Fundamenten keinen wesentlichen Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor (vgl. Kap. 5.6).

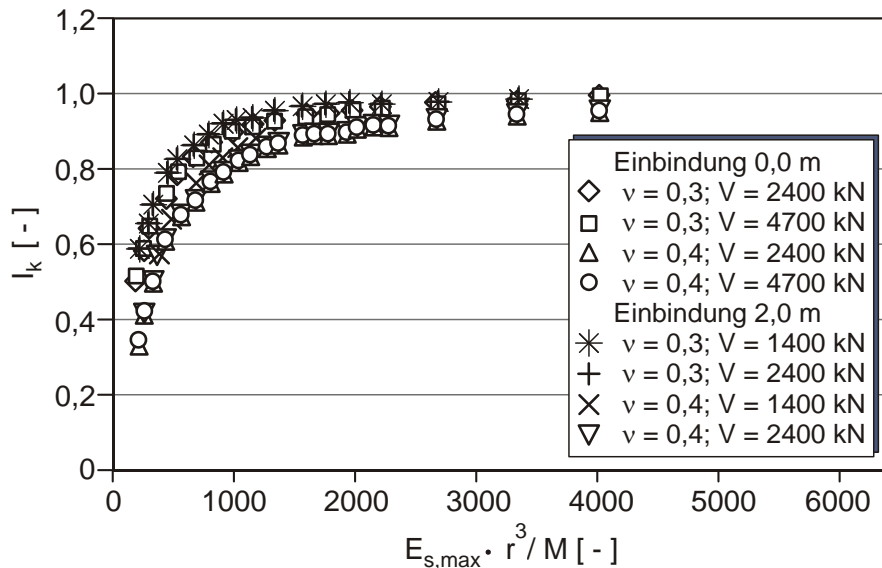


Abbildung 5.3 : Drehfederabnahmefaktor in dimensionsloser Darstellung für verschiedene Vertikalkräfte und für ein Fundamentdurchmesser von $D = 17,5$ m ohne Einbindung

5.4 Auswirkung der Horizontalkraft

Bei dem in Kapitel 4.5 untersuchten Referenzmodell blieb eine Horizontalkraft außer Ansatz, da ihr Einfluss aufgrund der vergleichsweise geringen Größe zunächst als unbedeutend eingestuft wurde. Diese Annahme soll im Folgenden exemplarisch geprüft werden.

Durch die Windeinwirkung auf Gondel, Rotor und Turm wird eine WEA durch Horizontalkräfte belastet. Die Horizontalkräfte erzeugen durch den großen Hebelarm ein beträchtliches Kippmoment. Die Größe der durch die Horizontalkräfte resultierenden Verformungen bzw. Verdrehungen ist jedoch im Vergleich zu den resultierenden Verdrehungen infolge des Momentes relativ klein.

Betrachtet wird ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m, welches mit einem Moment von 20.000 kNm und verschiedenen Horizontalkräften in Höhe der Oberkante des Fundamentes belastet wird. Das untersuchte Fundament ist 2,0 m in den Boden eingebunden. Das hier angesetzte Moment würde sich z. B. für eine WEA mit einer Nabenhöhe von rd. 100 m und einer Horizontal- bzw. Schubkraft von 200 kN ergeben.

In Abbildung 5.4 ist die Anfangsbodendrehfedersteifigkeit in Abhängigkeit von den angreifenden Horizontalkräften dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Größe der Anfangsdrehfedersteifigkeit $K_{\varphi,init}$ weitgehend unabhängig von der Horizontalbelastung ist. Zur Ermittlung der vorhandenen Drehfedersteifigkeit bzw. der Bodensteifigkeit ist es also gerechtfertigt, die im Vergleich zum Moment geringen Horizontalkräfte bei den folgenden Untersuchungen zu vernachlässigen.

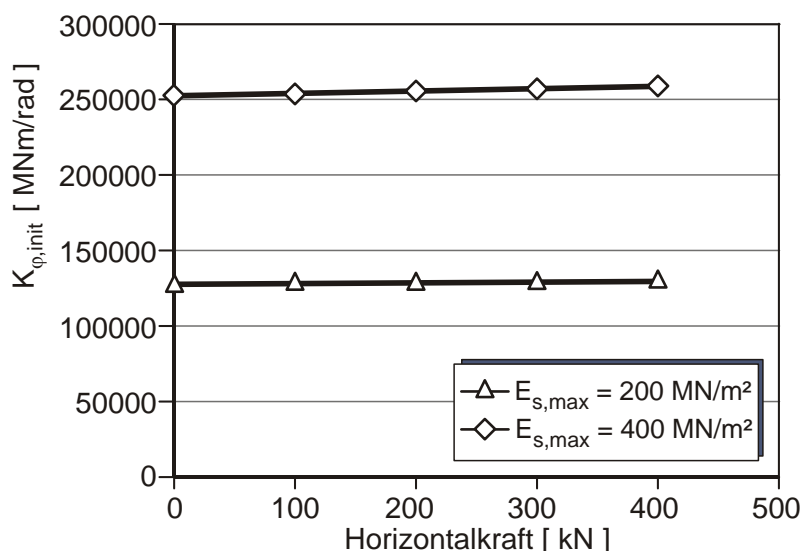


Abbildung 5.4 : Bodendrehfedersteifigkeiten vor der Anpassung der Steifigkeit für zwei verschiedene Bodensteifigkeiten und verschiedene Horizontalbelastungen

5.5 Auswirkung der Bodensteifigkeit und der Momentenbelastung

Wie schon in Kapitel 5.3 beschrieben, hängt die Größe der Drehfedersteifigkeit und des Drehfederabnahmefaktors unter anderem maßgeblich von der Anfangsbodensteifigkeit $E_{s,max}$ und der Momentenbelastung ab. Die beiden genannten Einflüsse werden deshalb im Folgenden isoliert betrachtet. Hierfür wird ein Fundament ohne Einbindung mit einem Durchmesser von 15,0 m und einer Querkontraktionszahl von $\nu = 0,3$ untersucht.

Ohne Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Bodensteifigkeit ist die Drehfedersteifigkeit nahezu unabhängig von der Momentenbelastung, da ein linear-elastisches Verhalten des Bodens unterstellt wird (siehe Abb. 5.5). Unter einer ausreichend großen Momentenbelastung und bei Annahme einer linearen Spannungsverteilung kann es, da in der Gründungssohle keine Zugspannungen übertragen werden können, in Teilbereichen zu einem Ablösen in der Sohlfläche und somit zu einer klaffenden Fuge kommen. Nach der analytischen Berechnung müsste eine klaffende Fuge für eine Momenteneinwirkung von 25 MNm und 30 MNm auftreten (vgl. Tab. 5.2). Aufgrund der tatsächlichen Spannungsverteilung kommt es jedoch bei den hier betrachteten Systemen auf der stärker belasteten Fundamentseite zu einem größeren Einsinken und somit gerade zu keiner

klaffenden Fuge. Durch das linear elastische Stoffgesetz folgt der Boden bei zunehmender Verkippung auch auf der entlasteten Seite dem Fundament und es kommt erst zu einem Ablösen, wenn die vertikalen Verformungen aus der Verkippung größer sind als die vertikalen Verformungen infolge des Fundamenteigengewichtes und der Vertikalkraft. Dieses ist bei den hier untersuchten Systemen für eine Momenteneinwirkung von 25 MNm und 30 MNm gerade noch nicht der Fall, weshalb nur eine geringe Abhängigkeit von der Größe der Momenteneinwirkung auftritt (siehe Abb. 5.5).

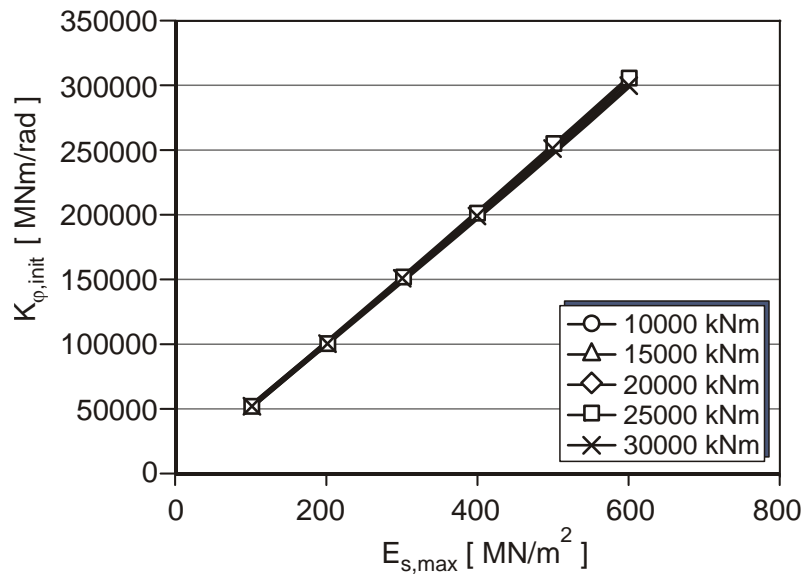


Abbildung 5.5 : Bodendrehfedersteifigkeiten für unterschiedliche Momenteneinwirkungen vor der Anpassung der Steifigkeit für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m ohne Einbindung

In Abbildung 5.6 sind die mit dem Verfahren der äquivalenten Bodensteifigkeit ermittelten Drehfedersteifigkeiten (also die tatsächlich vorhandenen) nach Gleichung 4.32 dargestellt. Nach Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Bodensteifigkeit liegen die jeweiligen Punkte nicht mehr aufeinander und es zeigt sich, dass sich bei größeren Einwirkungen und damit auch bei größeren auftretenden Schubverzerrungen tatsächlich geringere Drehfedersteifigkeiten einstellen. Ein einfacher linearer Zusammenhang zwischen der Drehfedersteifigkeit und der Bodensteifigkeit $E_{s,max}$ ist daher nicht mehr gegeben.

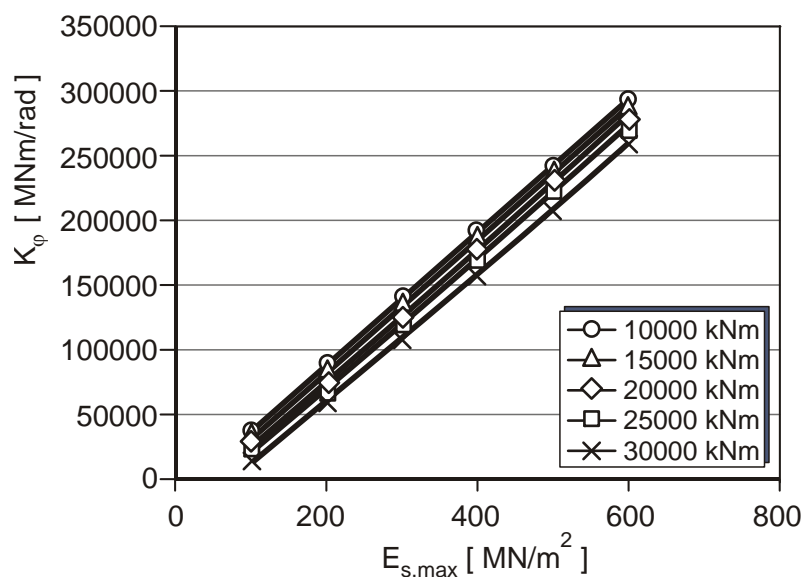


Abbildung 5.6 : Bodendrehfedersteifigkeiten für unterschiedliche Momenteneinwirkungen nach der Anpassung der Steifigkeit für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m ohne Einbindung

Der in Kapitel 5.1 eingeführte Drehfederabnahmefaktor I_k verdeutlicht auch hier die Notwendigkeit einer Anpassung der Drehfedersteifigkeit (vgl. Abb. 5.7). Gerade bei geringen Anfangsbodensteifigkeiten kann es in Abhängigkeit der Momentgröße zu sehr großen Abminderungen kommen. Mit zunehmender Ausgangsbodensteifigkeit wird die Abnahme der Fundamentverdrehung bzw. die Abnahme der Bodensteifigkeit geringer. Jedoch ist bei allen untersuchten Systemen zum Teil eine deutliche Anpassung der Steifigkeit erforderlich.

Für das Referenzmodell ($M = 25.000 \text{ kNm}$, $E_{s,max} = 300 \text{ MN/m}^2$) ergibt sich gemäß Abbildung 5.7 ein Drehfederabnahmefaktor von rd. 0,77 (vgl. Kap. 4). Bei gleicher Momenteneinwirkung ergibt sich für einen Anfangssteifemodul von 100 MN/m^2 ein Drehfederabnahmefaktor von rd. 0,41 und für einen Anfangssteifemodul von 600 MN/m^2 ein Faktor von 0,89.

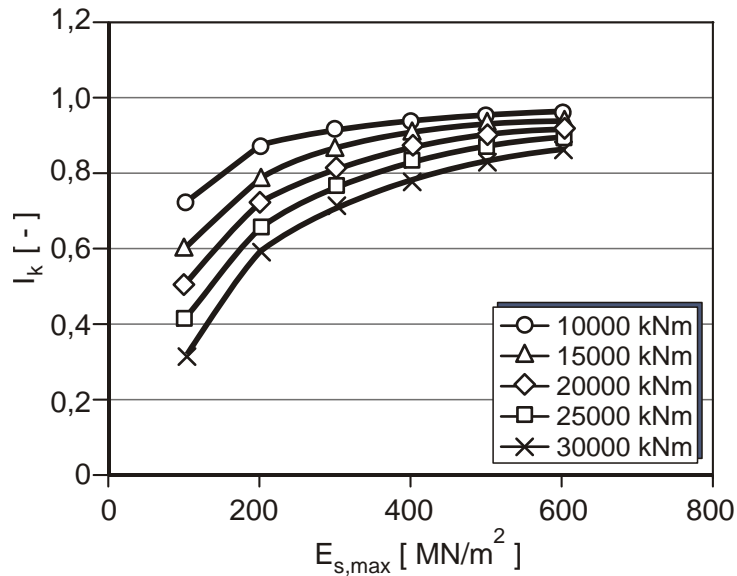


Abbildung 5.7 : Drehfederabnahmefaktor für unterschiedliche Momenteneinwirkungen für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m ohne Einbindung

Das Diagramm in Abbildung 5.7 kann ebenfalls in eine komplett dimensionslose Darstellungsweise überführt werden (siehe Abb. 5.8). Mit der dimensionslosen Darstellungsweise kann der bereits in Abbildung 5.6 und Abbildung 5.7 gezeigte Einfluss des Momentes und der Bodensteifigkeit besser abgebildet werden, so dass für die jeweilige Einwirkung und Anfangsbodensteifigkeit schnell die tatsächliche Bodensteifigkeit bzw. die tatsächliche Drehfedersteifigkeit ermittelt werden kann.

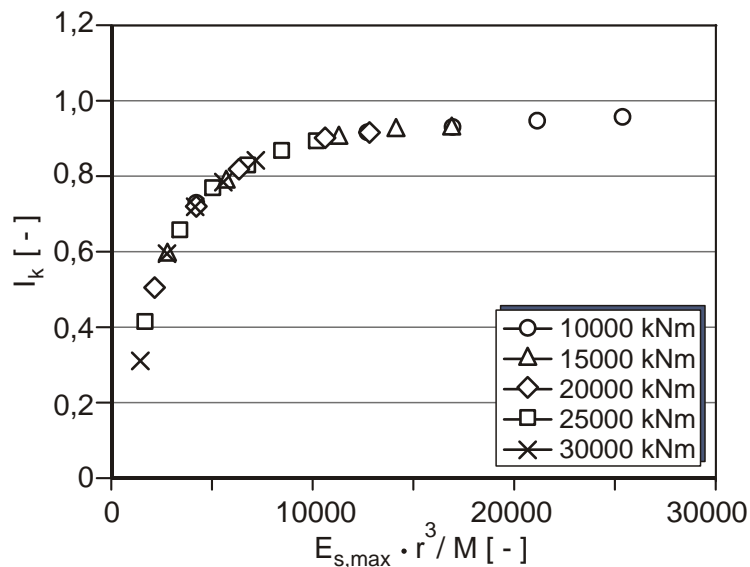


Abbildung 5.8 : Drehfederabnahmefaktor für unterschiedliche Momenteneinwirkungen für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m ohne Einbindung in dimensionsloser Darstellung

5.6 Auswirkung der Fundamentabmessungen

Neben dem Referenzmodell mit einem Fundamentdurchmesser von $D = 15,0$ m wurden zwei weitere Kreisfundamente mit Durchmessern von 12,5 m und 17,5 m untersucht. Auch hier wurde zunächst davon ausgegangen, dass die Fundamente nicht in den Baugrund einbinden. Für den Boden wurde ebenfalls eine Querkontraktionszahl von $\nu = 0,3$ berücksichtigt. Wie zu erwarten, ergeben sich für die Modelle mit einem Durchmesser von $D = 17,5$ m entsprechend der Darstellung in Abbildung 5.9 die größten Anfangsdrehfedersteifigkeiten. Für die Modelle mit einem Durchmesser von nur 12,5 m liegen die berechneten Punkte gemäß Abbildung 5.9 nicht mehr alle aufeinander. Dies bedeutet, dass die Anfangsdrehfedersteifigkeit bei diesem Durchmesser und bei einer Momenteneinwirkung von 25 MNm und 30 MNm nicht mehr unabhängig von der Größe des Momentes ist, d.h. es zeigt sich für diese Einwirkungen kein lineares Verhalten. Dies ist durch die relativ große Verkippung des Fundamentes bedingt.

Bei genauer Betrachtung der Berechnungsergebnisse des Fundamentes mit einem Durchmesser von $D = 12,5$ m tritt trotz der Fundamentsetzung infolge Fundamenteigengewicht und Vertikalkraft bei der Momenteneinwirkung von 30 MNm eine klaffende Fuge auf. Das heißt, auf der Zugseite hebt sich das Fundament von der Sohloberfläche ab. Bei einer Momenteneinwirkung von 25 MNm kommt es gerade noch nicht zu diesem Abheben. Das trotzdem vorhandene nicht lineare Verhalten kann für dieses System nur mit der speziellen Wirkungsweise der Kontaktelemente zwischen dem Fundament und dem Boden begründet werden. Das in der Kontaktfläche verwendete Master-Slave-Prinzip führt bei entsprechend hoher Momenteneinwirkung auch ohne Abheben bereits zu einer größeren Verdrehung.

Bei einer geringeren Momenteneinwirkung von 10 MNm bis 20 MNm zeigt auch das Fundament mit einem Durchmesser von $D = 12,5$ m eine lineare Beziehung zwischen Moment und resultierender Verdrehung.

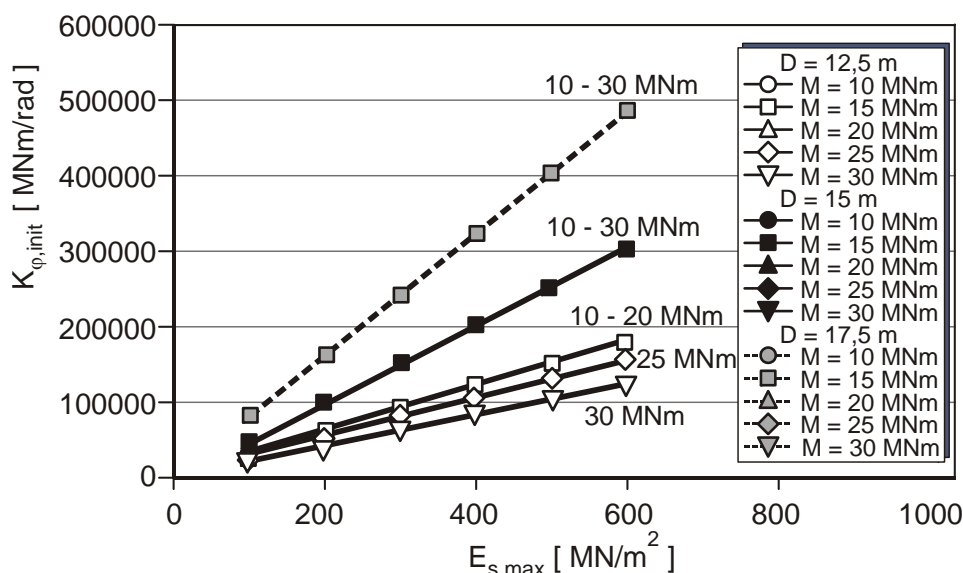


Abbildung 5.9 : Bodendrehfedersteifigkeiten für unterschiedliche Momenteneinwirkungen vor Anpassung der Steifigkeit für verschiedene Fundamentdurchmesser

Nach Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit und somit der iterativen Reduzierung der Bodensteifigkeit verstärkt sich erwartungsgemäß die oben beschriebene Abhängigkeit von der Momenteneinwirkung für die untersuchten Fundamentdurchmesser (siehe Abb. 5.10). Bei dem Fundament mit einem Durchmesser von $D = 12,5$ m und einer Momenteneinwirkung von 25 MNm kommt es durch die größere Verdrehung infolge der reduzierten Bodensteifigkeit auch hier zu einem Abheben des Fundamentes auf der Zugseite.

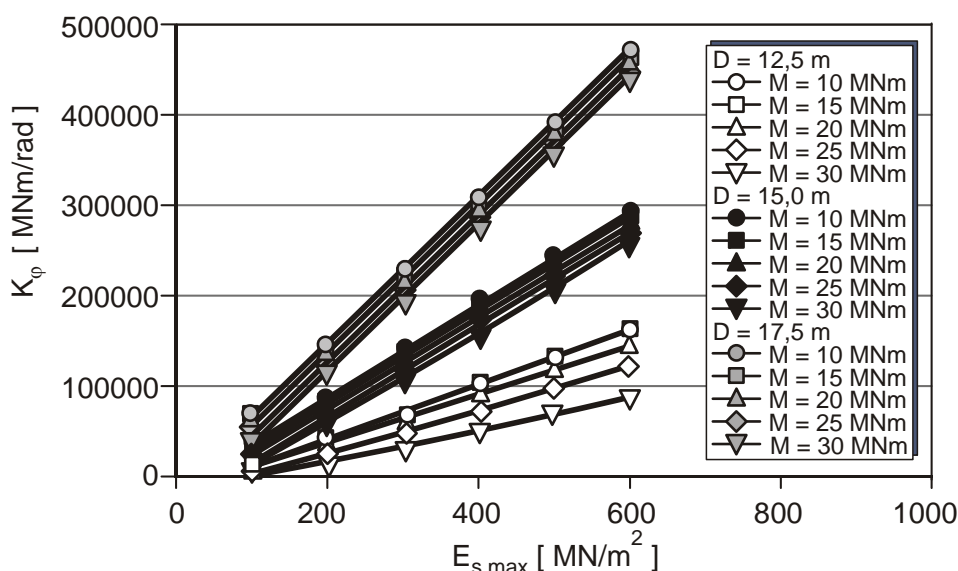


Abbildung 5.10 : Bodendrehfedersteifigkeiten für unterschiedliche Momenteneinwirkungen nach Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit für verschiedene Fundamentdurchmesser

Bei Betrachtung des Verlaufs des Drehfederabnahmefaktors I_k in der dimensionslosen Darstellung zeigt sich, dass sich I_k für die hier untersuchten Fundamentdurchmesser annähernd gleich verhält (siehe Abb. 5.11). Auch für das Fundament mit einem Durchmesser von $D = 12,5$ m und großen Momenteneinwirkungen ergeben sich ungefähr die gleichen Werte. Dieses liegt an der gewählten Definition des Drehfederabnahmefaktors. I_k gibt das Verhältnis zwischen der Größe der Drehfedersteifigkeit vor und nach der Durchführung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit wieder. Wenn bereits für $K_{\phi,init}$ aufgrund einer klaffenden Fuge geringere Drehfedersteifigkeiten ermittelt werden, so entstehen bei gleichem Verhältnis auch nach der Iteration wieder geringere Drehfedersteifigkeiten.

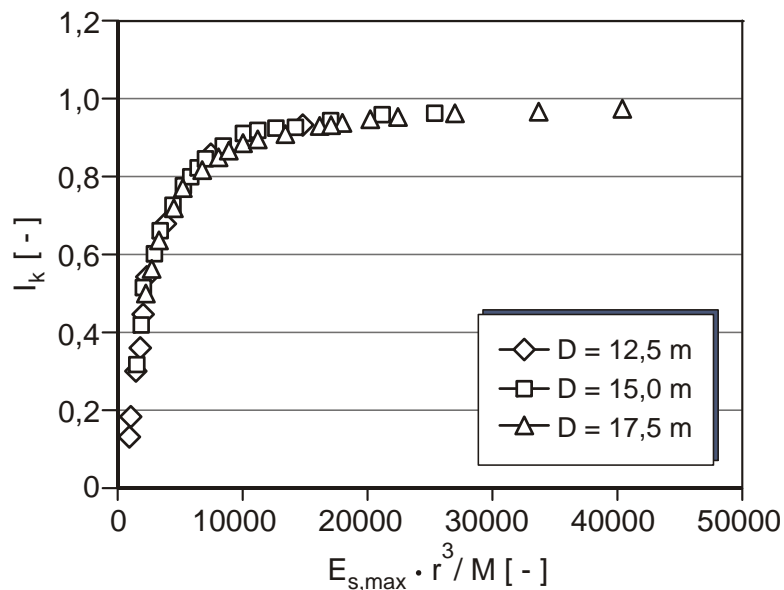


Abbildung 5.11 : Drehfederabnahmefaktor für verschiedene Fundamentdurchmesser

5.7 Auswirkung der Einbindetiefe des Fundamentes

In diesem Abschnitt soll untersucht werden, welchen Einfluss die Einbindetiefe des Fundamentes auf die Bodensteifigkeit hat. Es soll geklärt werden, in welchem Maße die seitliche Stützung des Fundamentes zum Abtrag des einwirkenden Momentes beiträgt.

In Abbildung 5.12 ist die Anfangsdrehfedersteifigkeit für das hier betrachtete Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m und für die drei untersuchten Einbindetiefen inklusive der verschiedenen Momentengrößen dargestellt. Wie erwartet, hat die Einbindetiefe im Vergleich zu den vorher untersuchten unterschiedlichen Fundamentabmessungen einen deutlich geringeren Einfluss auf die Drehfedersteifigkeit.

Bei den Einbindetiefen von 1,0 m und 2,0 m liegen die einzelnen Geraden jedoch nicht aufeinander, was auf ein nichtlineares Verhalten deutet. Wie zu erwarten, ergeben sich bei steigender Einbindetiefe größere Drehfedersteifigkeiten. Die Einbindetiefe führt jedoch auch

dazu, dass durch die seitliche Stützung der Fundamentdrehpunkt zu dieser Seite wandert, wodurch es eher zu einer klaffenden Fuge und einem nichtlinearen Verhalten kommt. Das verwendete Stoffgesetz verstärkt dieses, da gerade bei höherer Momentenbelastung seitlich vom Fundament größere Erddrücke als der theoretische passive Erddruck möglich sind. Vergleichsrechnungen mit dem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb für den Boden seitlich des Fundamentes haben ergeben, dass die zu großen Erddrücke zu höheren Drehfedersteifigkeiten in einer Größenordnung von unter 10 % führen. Durch Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit wird im Bereich seitlich des Fundamentes die Bodensteifigkeit durch die hohen auftretenden Verzerrungen jedoch reduziert, so dass sich die zu großen passiven Erddrücke hierdurch wieder verringern.

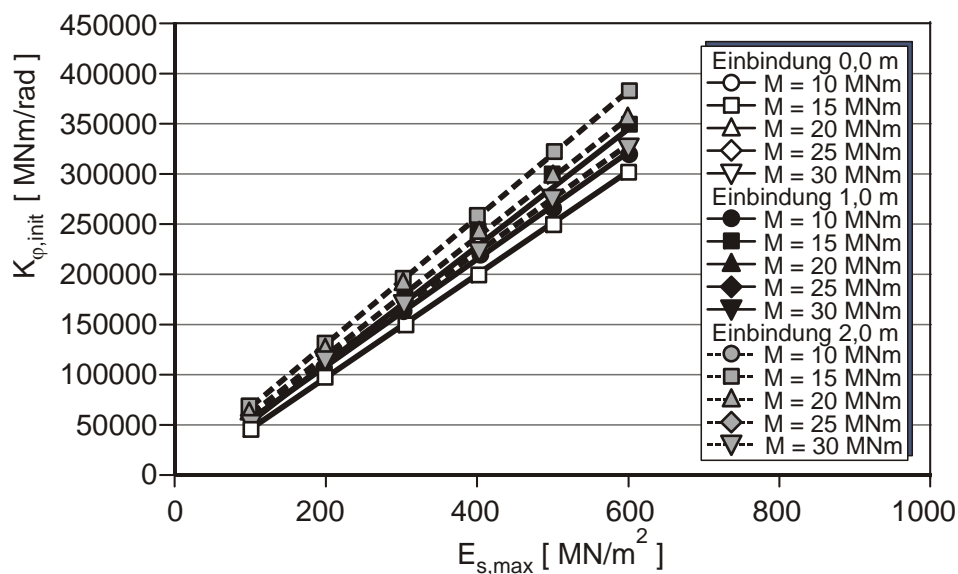


Abbildung 5.12 : Bodendrehfedersteifigkeiten für unterschiedliche Momenteneinwirkungen vor Anpassung der Steifigkeit für verschiedene Einbindetiefen

Wie aus Abbildung 5.13 ersichtlich, hat die Einbindetiefe für die hier untersuchten Fundamente nur einen geringen Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor. Die Werte für die untersuchten Fundamente mit einer Einbindung liegen etwas oberhalb der Werte für Fundamente ohne Einbindung. Der Unterschied zwischen den Werten der Fundamente mit einer Einbindung von 1,0 m und 2,0 m ist jedoch gering.

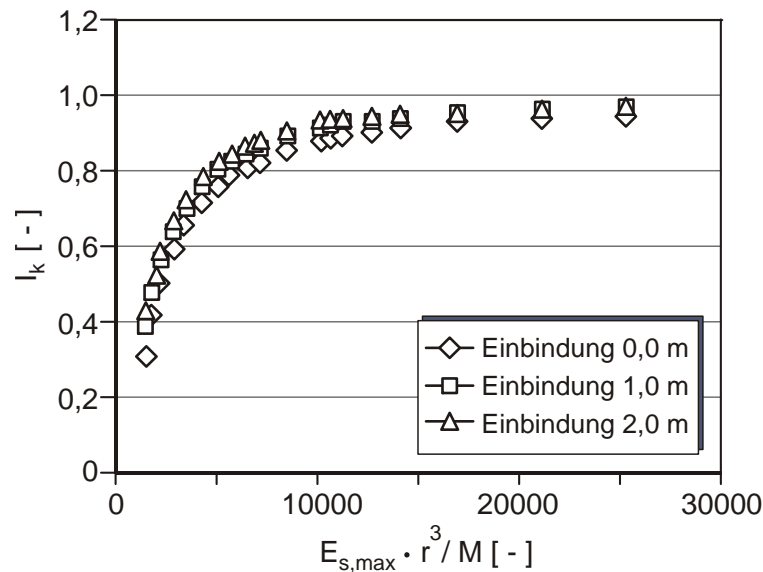


Abbildung 5.13 : Drehfederabnahmefaktor in dimensionsloser Darstellung für verschiedene Einbindetiefen

Bisher wurde mit dem Drehfederabnahmefaktor I_k das Verhältnis zwischen der Drehfedersteifigkeit vor und nach der Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit für ein und das selbe System betrachtet. Es stellt sich die Frage, ob ein neuer Abminderungs- bzw. Erhöhungsfaktor entwickelt werden kann, mit dem die Drehfedersteifigkeit eines eingebundenen Fundamentes auf Grundlage der Anfangsdrehfedersteifigkeit für ein nicht eingebundenes Fundament berechnet werden kann.

In Abbildung 5.14 wurde für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m und einer Einbindetiefe von 1,0 m sowie von 2,0 m die tatsächliche Drehfedersteifigkeit ins Verhältnis zur Anfangsdrehfedersteifigkeit für ein Fundament ohne Einbindung gesetzt. Es zeigt sich, dass sich in diesem Fall ganz andere Abnahme- bzw. Erhöhungsfaktoren ergeben. Werte über 1,0 bedeuten hierbei, dass die tatsächlichen Drehfedersteifigkeiten für das untersuchte Fundament mit 1,0 m Einbindung bzw. 2,0 m Einbindung größer sind als die Anfangsdrehfedersteifigkeit für das Fundament ohne Einbindung. Bei einer Einbindetiefe von 2,0 m ergeben sich erwartungsgemäß größere Drehfedersteifigkeitsverhältnisse als bei einer Einbindetiefe von 1,0 m. Für die Momenteneinwirkung mit einer Größe von 30 MNm ergibt sich bei einer Einbindetiefe von 1,0 m und für eine Momenteneinwirkung von 20 MNm bis 30 MNm bei einer Einbindetiefe von 2,0 m ein etwas geringeres Drehfedersteifigkeitsverhältnis als bei den übrigen Momenteneinwirkungen (siehe Abb. 5.14). Die einzelnen Werte liegen somit nicht mehr auf einer gemeinsamen Kurve. Dieses ist mit dem nichtlinearen Verhalten der Drehfedersteifigkeit bei einer Fundamenteinbindung von 1,0 m bzw. von 2,0 m (siehe Abb. 5.12) zu begründen, die bei dem System ohne Einbindung nicht auftritt. Durch Bildung des Verhältnisses $K_\varphi / K_{\varphi,init(t=0)}$ aus den beiden unterschiedlichen Systemen können die Kurven bei einem nichtlinearen Verhalten deshalb nicht aufeinander liegen.

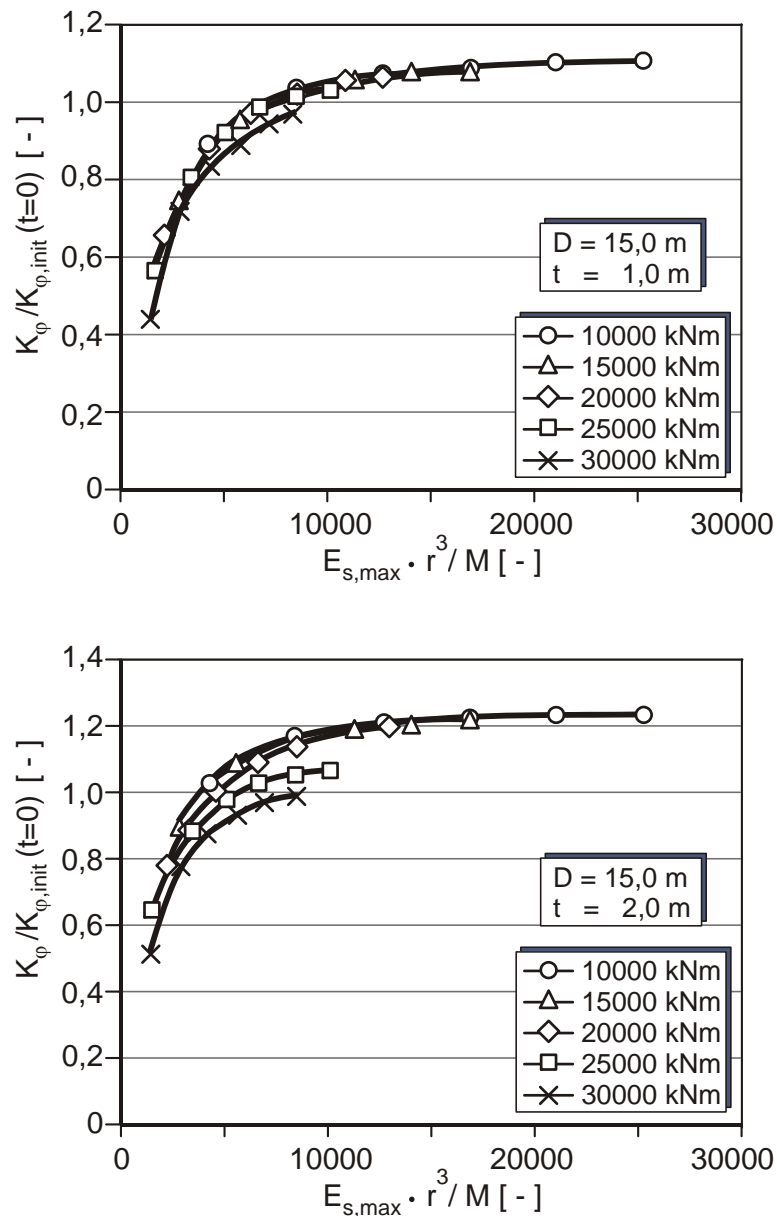


Abbildung 5.14 : Verhältnis der Drehfedersteifigkeiten in dimensionsloser Darstellung bei unterschiedlicher Einbindtiefe

Für geringere Momenteneinwirkungen ist die Angabe eines weiteren Bemessungsdiagramms für verschiedene Einbindetiefen auf Grundlage eines Fundamentes ohne Einbindung möglich. Bei größeren Momentenbeanspruchungen liegen die Werte jedoch unterhalb der allgemeinen Kurve, so dass sich stark auf der unsicheren Seite liegende Werte ergeben, wenn nur die allgemeine in Abbildung 5.14 dargestellte Kurve in Betrachtung gezogen wird. Hierbei bildet sich die allgemeine Kurve bei einer Einbindtiefe von 1,0 m aus den Einzelkurven für eine Momenteneinwirkung von 10 MNm bis 25 MNm und bei einer Einbindtiefe von 2,0 m aus den Kurven für eine Momenteneinwirkung von 10 MNm und 15 MNm.

Da sich für jede Einbindetiefe unterschiedliche allgemeine Kurven ergeben und diese jeweils nur für bestimmte Momentenbeanspruchungen gelten, wird auf die Angabe eines speziellen Bemessungsdiagramms, das dieses berücksichtigt, verzichtet.

5.8 Auswirkung der Querkontraktionszahl

Durch die Betrachtung der analytischen Lösung wird deutlich, dass sich für eine kleinere Querkontraktionszahl bei gleichem Steifemodul größere Drehfedersteifigkeiten ergeben. Dieses beruht allein auf der Beziehung zwischen dem Schubmodul G und dem Steifemodul E_s (siehe Gl. 3.28).

Im Folgenden wird überprüft, ob die Größe der Querkontraktionszahl einen entscheidenden Einfluss auf die Abnahme der Drehfedersteifigkeit hat. Betrachtet werden hierfür Fundamente ohne Einbindung mit einem Durchmesser von 12,5 m, 15,0 m und 17,5 m. Mit der dimensionslosen Darstellung auf Grundlage des Schubmoduls anstatt wie bisher mit dem Steifemodul kann gezeigt werden, dass die beiden hier untersuchten Querkontraktionszahlen keinen wesentlichen Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor I_k haben (siehe Abb. 5.15). Hierbei liegen die Werte für $\nu = 0,4$ jedoch ganz leicht über den Werten für $\nu = 0,3$.

Wenn I_k wie bisher in dimensionsloser Darstellung über $E_{s,max} \cdot r^3 / M$ aufgetragen ist, ergeben sich zwei unterschiedliche Kurven, wobei die obere Kurve die I_k -Werte für $\nu = 0,3$ und die untere Kurve die I_k -Werte für $\nu = 0,4$ enthält (siehe Abb. 5.3).

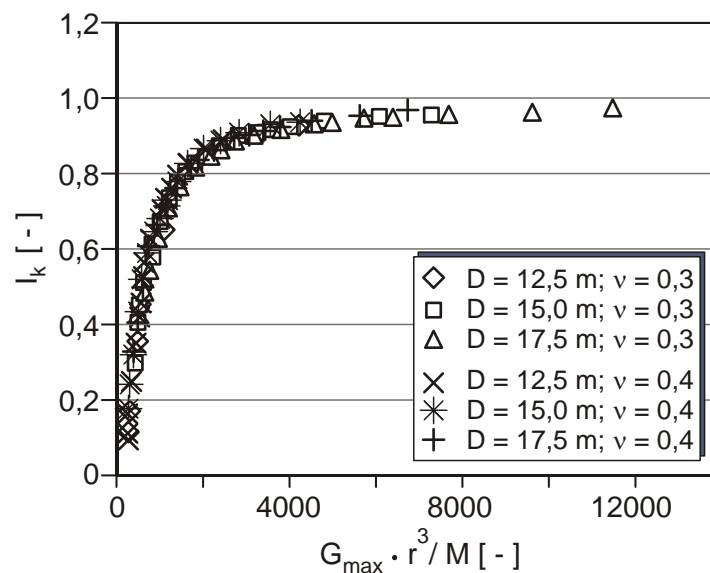


Abbildung 5.15 : Drehfederabnahmefaktor für unterschiedliche Fundamentdurchmesser in dimensionsloser Darstellung für verschiedene Querkontraktionszahlen

5.9 Zusammenfassung der Ergebnisse der Parameterstudie

Aus der durchgeführten Parameterstudie ergibt sich, dass die Größe des Drehfederabnahmefaktors maßgeblich von der Ausgangsbodensteifigkeit, der Fundamentabmessung und der Größe der Momenteneinwirkung abhängt. Die Einbindetiefe dagegen hat einen deutlich geringeren Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor.

Weiterhin konnte gezeigt werden, dass zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit mit Hilfe des Drehfederabnahmefaktors I_k unbedingt die für die gegebene Situation zugehörige Ausgangssteifigkeit zu verwenden ist.

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse der Parameterstudie kann ein einfaches Bemessungsdiagramm ähnlich der Abbildung 5.15 zur Abschätzung des Drehfederabnahmefaktors erstellt werden, das alle wesentlichen Einflussfaktoren berücksichtigt. Das Bemessungsdiagramm ist in Kapitel 8 angegeben.

6 Untersuchungen an weiteren ausgewählten Modellen

6.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt soll untersucht werden, wie sich Fundamente mit speziellen Geometrien bzw. Überschüttungen, wie sie in der Praxis häufig zum Einsatz kommen, verhalten. Untersucht werden hierfür zwei Fundamente mit einem Durchmesser von 15,0 m. Die Fundamente besitzen eine unterschiedliche Höhe bzw. Einbindetiefe und sind zum Teil mit Boden überschüttet.

Es soll überprüft werden, ob bzw. wie die entwickelten Drehfederabnahmefaktoren in der Praxis eingesetzt werden können.

Für den Untergrund wurden die gleichen Baugrundsteifigkeiten wie bei der Parameterstudie angesetzt. Es wurde hier jedoch nur eine Querkontraktionszahl von $\nu = 0,3$ berücksichtigt. Die Fundamente wurden mit Momenten von 10 MNm bis 30 MNm belastet. Eine zusätzliche Vertikalkraft von 2400 kN, die dem Gewicht der Gondel, des Rotors und des Turmes entspricht, wurde ebenfalls aufgebracht. Eine Horizontalkraft wurde nicht angesetzt.

6.2 Fundament ohne zusätzliche Überschüttung über Geländeoberkante

Das untersuchte Fundament hat die Form eines umgedrehten Pilzes (siehe Abb. 6.1). Die Aufstandsfläche hat einen Durchmesser von 15,0 m und die Anschlussfläche an den Turm hat einen Durchmesser von 5,50 m. Das Fundament ist 2,0 m in den Boden eingebunden. Die Eigenschaften des Bodens über, neben und unter dem Fundament werden als gleich angesetzt.

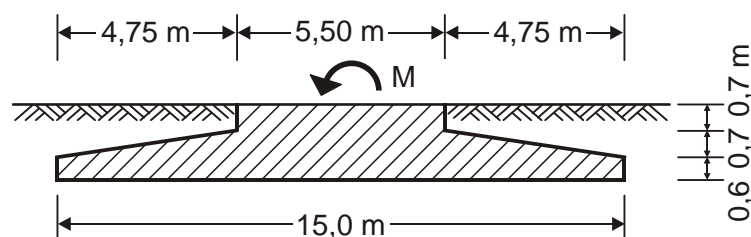


Abbildung 6.1 : Fundamentgeometrie ohne zusätzliche Überschüttung über GOK

In Abbildung 6.2 ist die Bodensteifigkeit nach Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit beispielhaft dargestellt. Die Ausgangssteifigkeit beträgt für das dargestellte Modell 300 MN/m². Der sich einstellende kleinste Wert der Bodensteifigkeit befindet sich an der linken oberen Fundamentkante und beträgt rd. 139,2 MN/m². Das Fundament erfährt durch das Moment eine Verdrehung. Aus diesem Grund ergeben sich im rechten Fundamentbereich

über dem Sporn größere Bodensteifigkeiten, da hier der Boden als Ganzes angehoben wird, während sich auf der linken Fundamentseite deutlich kleinere Werte ergeben.

In Abbildung 6.2 ist ebenfalls der Bereich der Steifemodulabnahme deutlich zu erkennen; er reicht bis rd. 1D unterhalb der Gründungssohle.

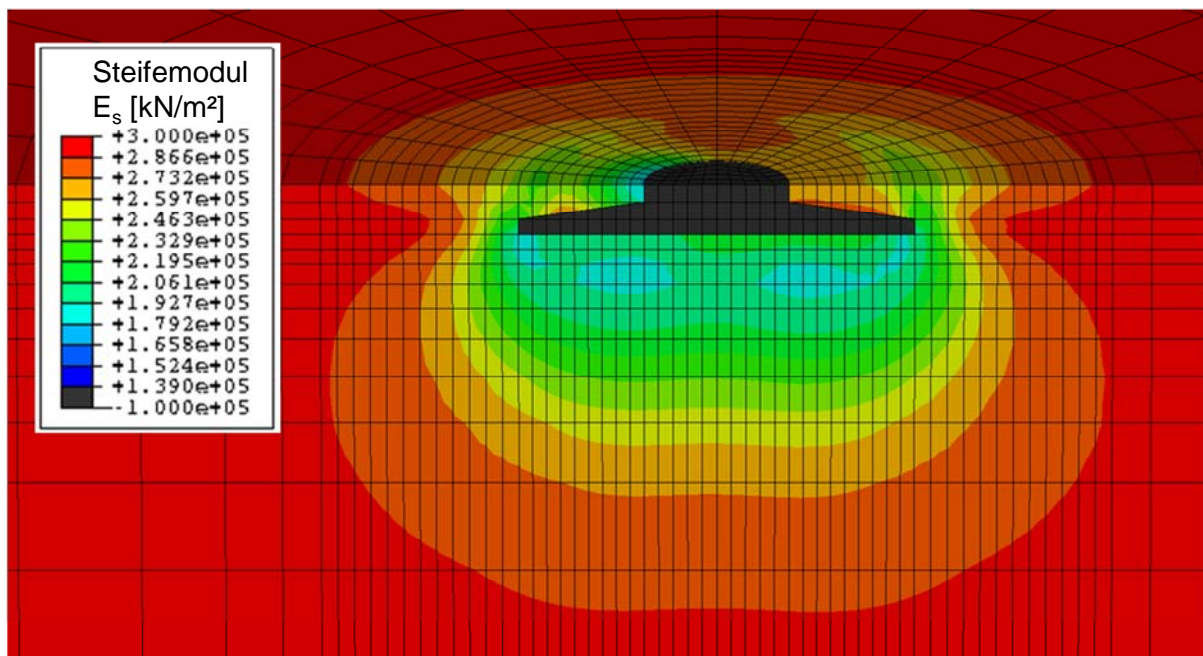


Abbildung 6.2 : Bodensteifigkeit bei einem Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m ohne zusätzliche Überschüttung über GOK; $M = 25$ MNm

Auch für dieses Fundament wurde in Abbildung 6.3 eine dimensionslose Darstellung zur Abnahme der Bodendrehfedersteifigkeit entwickelt. Es zeigt sich, dass sich für diese Fundamentform etwas geringere Abnahmefaktoren im Vergleich zur zuvor durchgeführten Parameterstudie ergeben. Die Kurve aus der Parameterstudie gilt hierbei für eine Einbindetiefe von 2,0 m.

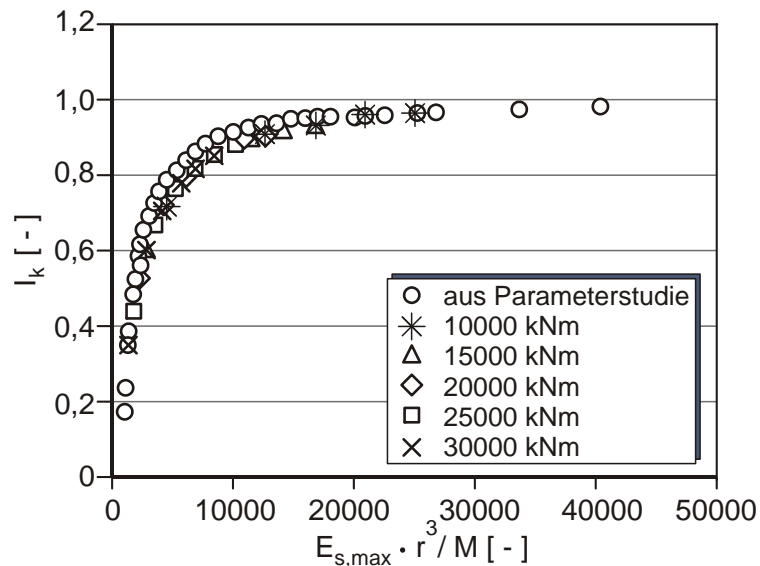


Abbildung 6.3 : Drehfederabnahmefaktor für ein Fundament gemäß Abbildung 6.1 mit einem Durchmesser von $D = 15,0 \text{ m}$

6.3 Fundament mit zusätzlicher Überschüttung über Geländeoberkante

Das im Folgenden betrachtete Fundament (vgl. Abb. 6.4) hat ebenfalls die Form eines umgedrehten Pilzes. Die Aufstandsfläche hat einen Durchmesser von $15,0 \text{ m}$ und die Anschlussfläche an den Turm hat einen Durchmesser von $5,50 \text{ m}$. Das Fundament ist in diesem Fall nur $1,65 \text{ m}$ in den gewachsenen Boden eingebunden. Zur Erhöhung der Kippsicherheit wurde das Fundament zusätzlich mit einer rd. $1,5 \text{ m}$ mächtigen Schicht über Geländeoberkante überschüttet (siehe Abb. 6.4). Das untersuchte Fundament hat somit eine max. Gesamthöhe von $3,15 \text{ m}$. Gegenüber einem Vollquerschnitt mit gleicher Höhe ergibt sich durch die Pilzform eine Betonersparnis von rd. 37% . Die Eigenschaften des Bodens über, neben und unter dem Fundament werden jeweils als gleich angesetzt.

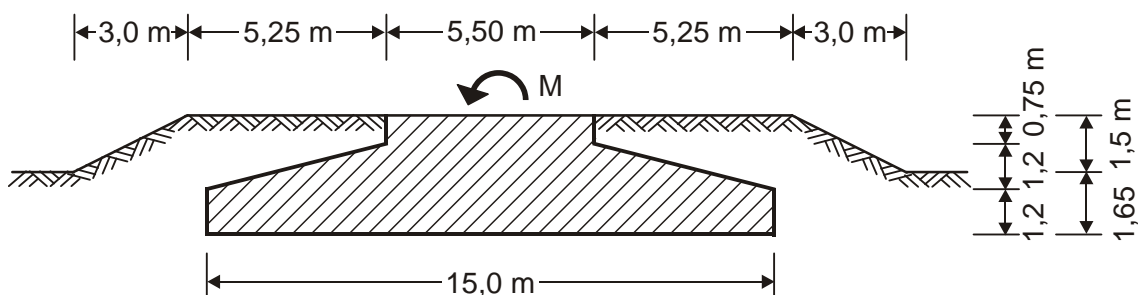


Abbildung 6.4 : Geometrie des betrachteten Fundamentes mit zusätzlicher Überschüttung über GOK

Nach Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit ähnelt die Bodensteifigkeitsverteilung qualitativ dem eines Fundamentes ohne zusätzliche Überschüttung. Im Detail ergeben sich jedoch einige Unterschiede. So ergeben sich bei diesem Fundament neben der linken oberen Kante auch an den beiden unteren Kanten die geringsten Steifigkeiten (siehe Abb. 6.5). Im Bereich oberhalb des rechten Fundamentbereiches bleiben größere Steifigkeiten erhalten, da hier der Boden ebenfalls als kompakter Körper mit angehoben wird. In der Mitte unterhalb des Fundamentes bleiben ebenfalls größere Steifigkeiten erhalten. Weiterhin ist die Steifigkeit im gesamten Überschüttungsbereich reduziert, was bedeutet, dass hier größere Dehnungen auftreten. Durch den größeren Einflussbereich und mehrere Orte mit sehr geringen Steifigkeiten reduziert sich die Bodensteifigkeit im Vergleich zu Abbildung 6.2 nicht ganz so stark. Im Bereich mit den geringsten Bodensteifigkeiten ergeben sich Steifemoduln von $E_s = 160,2 \text{ MN/m}^2$, die rd. 13 % größer als bei der vorher untersuchten Fundamentform sind.

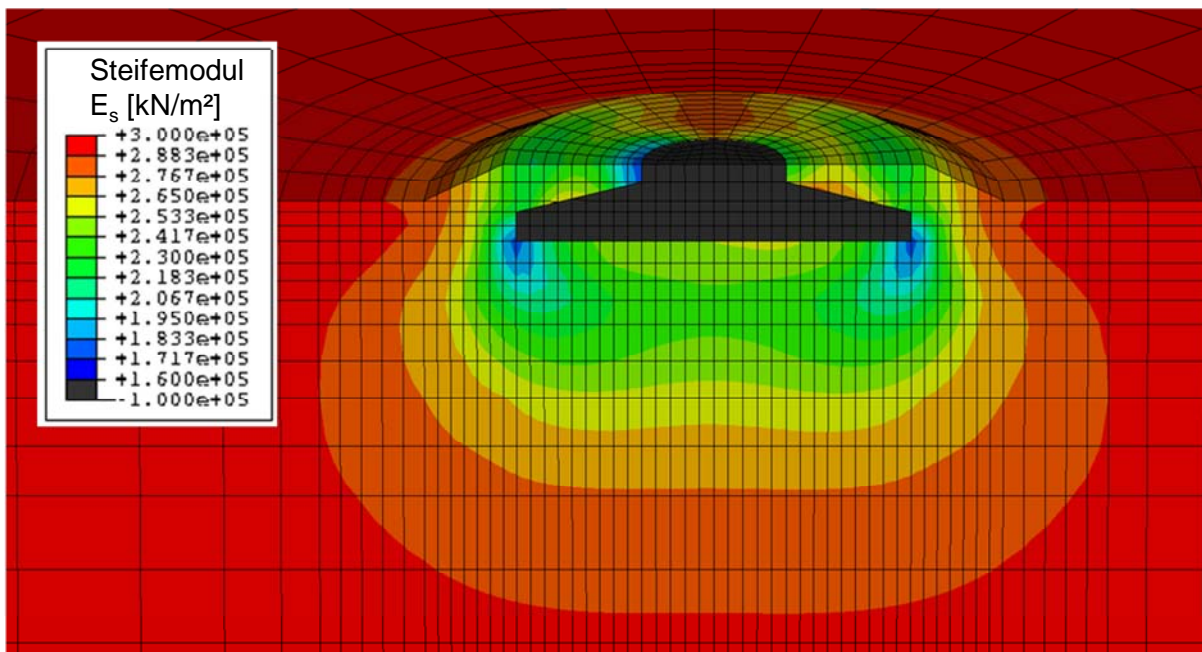


Abbildung 6.5 : Bodensteifigkeit für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0 \text{ m}$ mit zusätzlicher Überschüttung über GOK; $M = 25 \text{ MNm}$

Auch für dieses Modell wurde in der Abbildung 6.6 eine dimensionslose Darstellung zur Abnahme der Drehfedersteifigkeit entwickelt. Trotz der unterschiedlichen Geometrie ergeben sich für den Drehfederabnahmefaktor nahezu die gleichen Werte im Vergleich zur durchgeführten Parameterstudie. Die Kurve aus der Parameterstudie gilt auch hier für eine Einbindetiefe von 2,0 m.

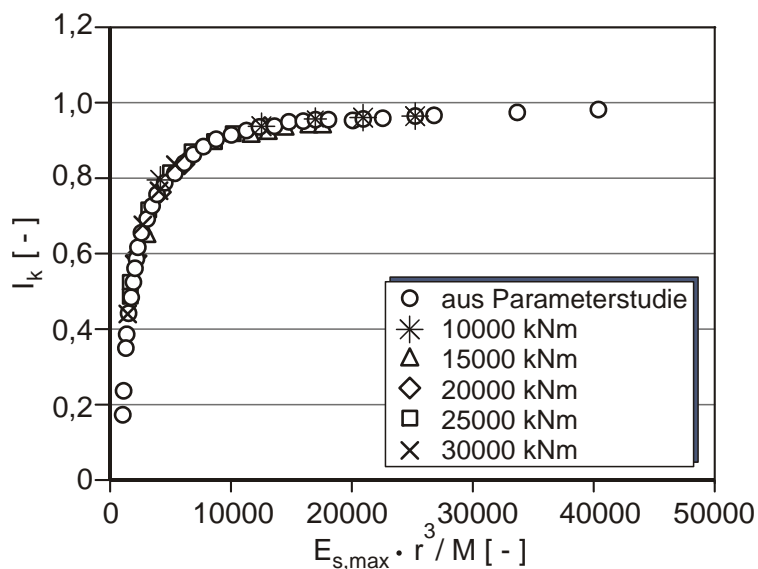


Abbildung 6.6 : Drehfederabnahmefaktor für ein Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m mit zusätzlicher Überschüttung über GOK

6.4 Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Die hier erzielten Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die in Kapitel 5 entwickelten Drehfederabnahmefaktoren auch für Fundamente in Form eines umgedrehten Pilzes angewendet werden können. Es zeigt sich, dass es für den Drehfederabnahmefaktor nahezu unerheblich ist, ob die Fundamente in den Baugrund eingebunden oder ob sie mit einer zusätzlichen Überschüttung versehen sind.

7 Fundamente auf geschichtetem Baugrund

7.1 Allgemeines

Der Baugrundaufbau ist in den meisten Fällen gekennzeichnet durch verschiedene Bodenschichten. Hierbei hat die unterlagernde Bodenschicht meist eine größere Steifigkeit als die überlagernde Schicht. Im Folgenden soll überprüft werden, welchen Einfluss ein geschichteter Baugrund auf die Größe der Drehfedersteifigkeit hat und ob der in der vorliegenden Arbeit entwickelte Drehfederabnahmefaktor für diesen Fall angewendet werden kann.

Möglichkeiten zur analytischen Berechnung der Anfangsdrehfedersteifigkeit bei geschichtetem Baugrund wurden in Kapitel 3.2.4 und in Kapitel 3.6.2 angegeben. Zunächst werden diese Ansätze anhand einer weiteren Parameterstudie auf ihre Eignung überprüft. Anschließend wird auf dieser Grundlage ein verbesserter Ansatz zur Berechnung der Anfangsdrehfedersteifigkeit bei geschichtetem Baugrund entwickelt.

7.2 Untersuchte Systeme

Für die in Kapitel 7.1 genannte Problemstellung wird wiederum das Referenzmodell mit einem Fundamentdurchmesser von 15,0 m und einer Momenteneinwirkung von 25 MNm betrachtet. Zur Modellierung eines geschichteten Baugrundes wurde gemäß Abbildung 7.1 in einer Tiefe von 2,0 m, 4,0 m, 8,0 m, 10,0 m und 15,0 m unterhalb der Gründungssohle eine zweite Bodenschicht mit größerer Steifigkeit angeordnet. Die Steifigkeit der unterlagernden Bodenschicht wurde gegenüber der Bodenschicht direkt unterhalb des Fundamentes um 100 MN/m² bzw. 200 MN/m² erhöht (siehe Abb. 7.1). Als Querkontraktionszahl wurde für beide Schichten ein Wert von $\nu = 0,3$ angesetzt.

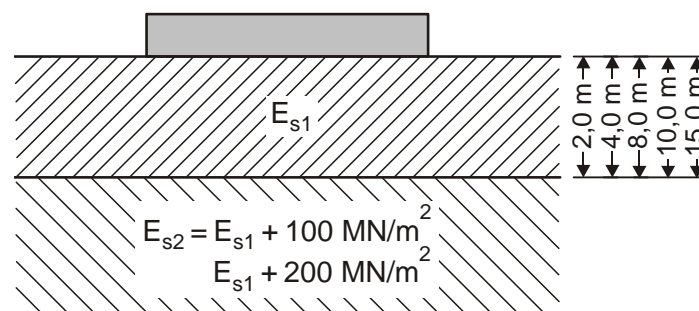


Abbildung 7.1 : Geometrie der Baugrundsichtung

7.3 Berechnungsergebnisse für die Anfangsdrehfedersteifigkeit

Durch die steifere unterlagernde Baugrundsicht ergibt sich eine Zunahme der gesamten Baugrundsteifigkeit und somit auch eine Zunahme der Drehfedersteifigkeit. In Abbildung 7.2 sind ausgewählte Anfangsbodendrehfedersteifigkeiten für verschiedene Schichtmächtigkeiten und verschiedene Steifigkeitsunterschiede zwischen den Schichten dargestellt. Die größte Zunahme der Drehfedersteifigkeit gegenüber dem Referenzmodell mit $E_{s2} = E_{s1}$ ergibt sich, wie zu erwarten, bei geringer oberer Schichtmächtigkeit in Verbindung mit einer starken Zunahme der Bodensteifigkeit der unterlagernden Schicht. Der Einfluss der unterlagernden steiferen Schicht nimmt jedoch erwartungsgemäß mit wachsender Entfernung der Schichtoberkante zur Gründungssohle schnell ab.

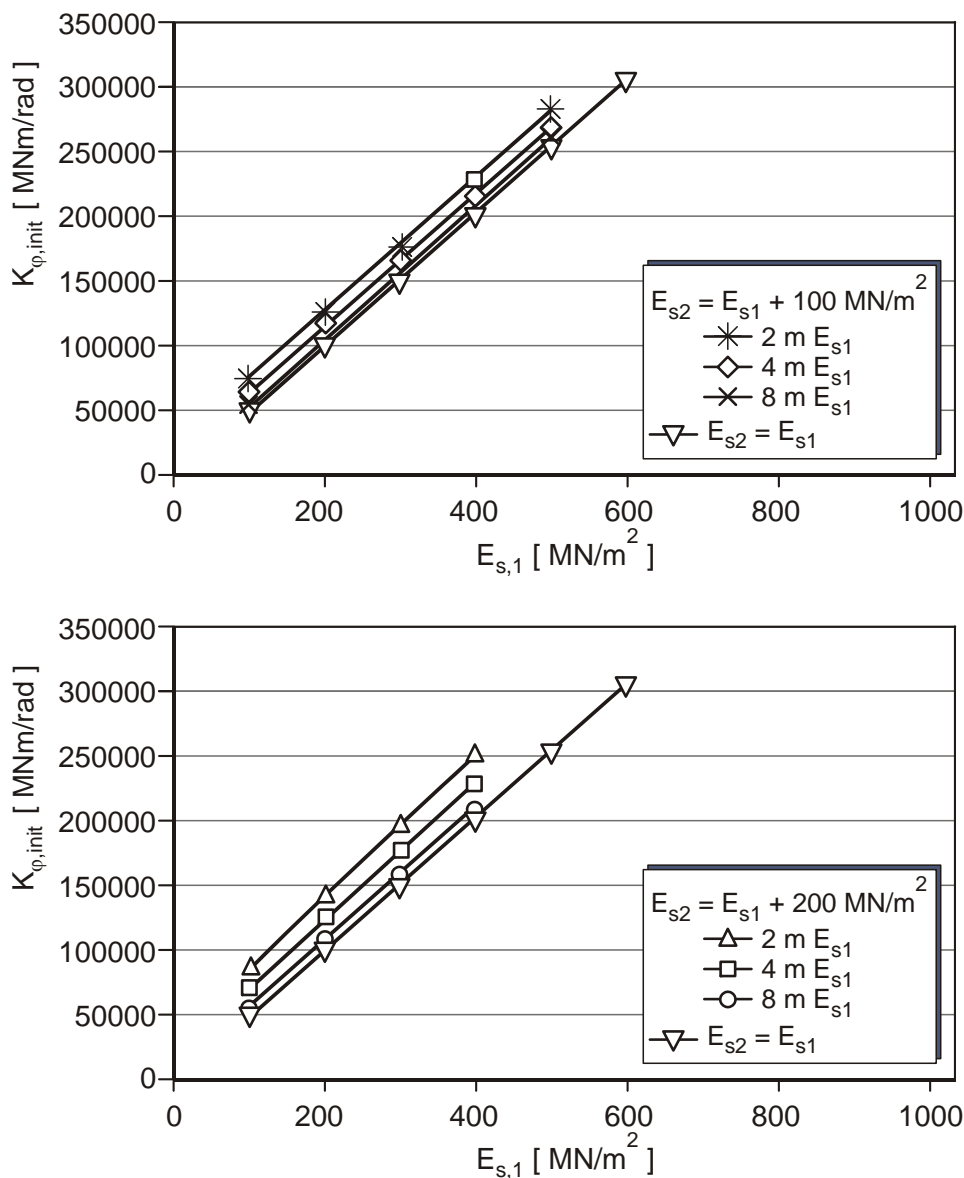


Abbildung 7.2 : Anfangsbodendrehfedersteifigkeiten für verschiedene Baugrundsichtungen

In Abbildung 7.3 ist die Schubverzerrung γ_0 in der Symmetrieachse infolge einer Momenteneinwirkung von $M = 25 \text{ MNm}$ bei einem Steifemodul für die obere Schicht von $E_{s1} = 100 \text{ MN/m}^2$ sowie für die untere Schicht von $E_{s2} = 200 \text{ MN/m}^2$ dargestellt. Abgebildet sind hierbei die Verzerrungen für obere Schichtmächtigkeiten von $d = 2,0 \text{ m}$ bis $d = 10,0 \text{ m}$. Die zugehörigen Anfangsdrehfedersteifigkeiten sind ebenfalls angegeben.

Aus Abbildung 7.2 und Abbildung 7.3 ergibt sich erwartungsgemäß, dass je dicker die obere Schicht ist, desto weniger wirkt sich die größere Steifigkeit der unterlagernden Schicht aus. Die Gesamtfedersteifigkeit nimmt deshalb mit zunehmender Dicke der oberen Schicht ab. Dieses ist auch an den zunehmenden Verzerrungen und an den wachsenden Bereichen mit größerer Verzerrung zu erkennen (siehe Abb. 7.3).

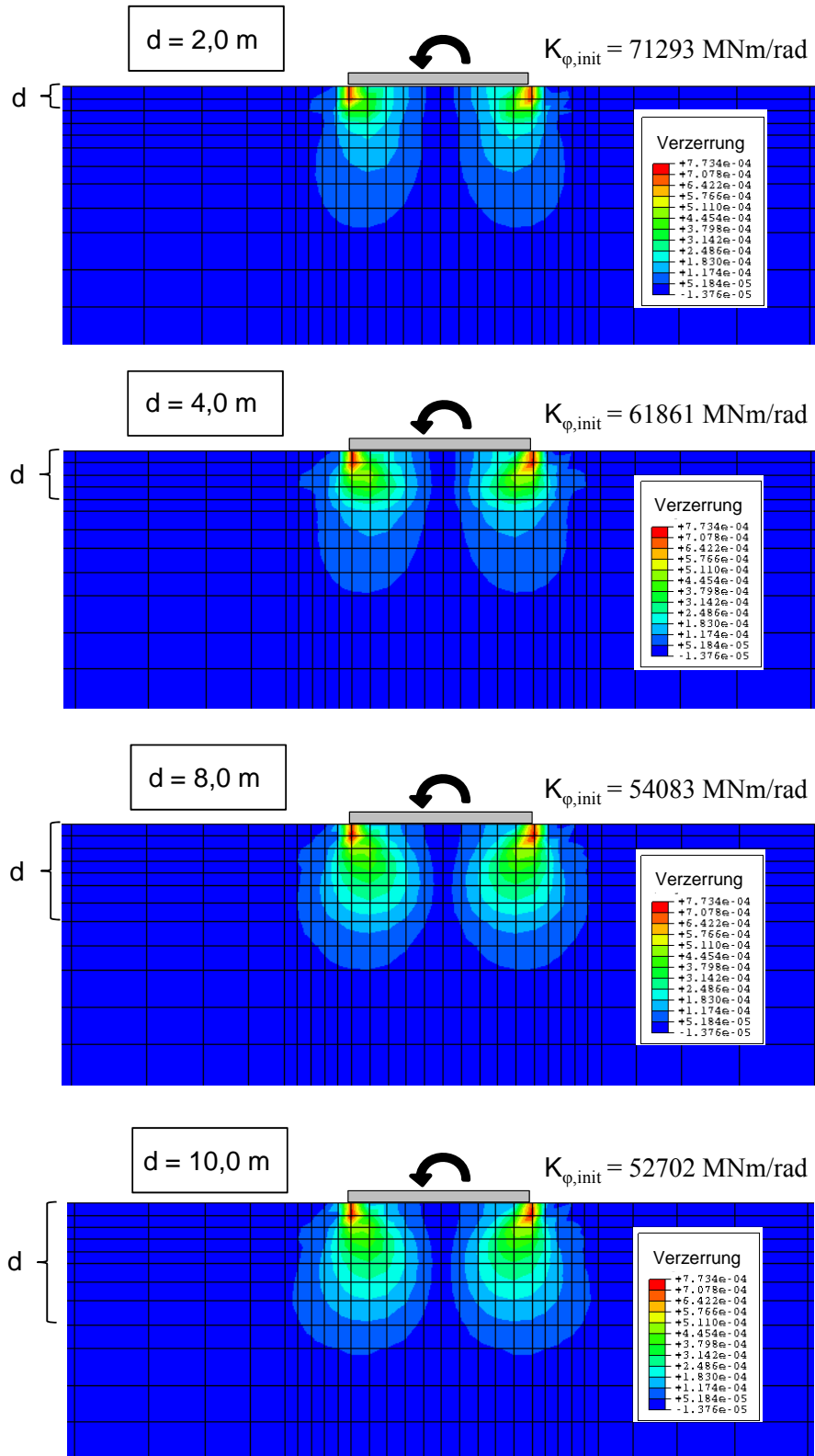


Abbildung 7.3 : Verzerrungen vor Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit für verschiedene Schichtmächtigkeiten

Mit einer Parameterstudie wurden anhand des in Kapitel 7.2 beschriebenen Systems die unterschiedlichen Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Anfangsdrehfedersteifigkeit bei geschichtetem Baugrund miteinander verglichen. Zum einen wurde die in Tabelle 3.3 angegebene Berechnungsformel nach GAZETAS (1983) für einen geschichteten Baugrund

$$K_{\varphi,init,geschichtet} = K_{\varphi,init,homogen} \cdot \frac{1 + \frac{1}{6} \frac{r}{d}}{1 + \frac{1}{6} \frac{r}{d} \frac{G_1}{G_2}} \quad (7.1)$$

mit $K_{\varphi,init,geschichtet}$ Anfangsbodendrehfedersteifigkeit für geschichteten Baugrund
 $K_{\varphi,init,homogen}$ Anfangsbodendrehfedersteifigkeit für homogenen Baugrund mit Bodenkennwerten der oberen Schicht
 r Fundamentradius
 d Schichtdicke der oberen Schicht
 G_1 Schubmodul der oberen Schicht
 G_2 Schubmodul der unteren Schicht

mit den Ergebnissen der Finite Elemente-Methode (FEM) verglichen. Die Gleichung 7.1 gilt nach GAZETAS für einen Anwendungsbereich von $0,75 \leq \frac{d}{r} < 2$ und $0 \leq \frac{G_1}{G_2} \leq 1$ sowie zwei Baugrundsichten im Einflussbereich des Fundamentes. Für das hier untersuchte Fundament mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m bedeutet dies, dass die Gleichung 7.1 bei einer Schichtgrenze in einer Tiefe von $d = 5,625$ m bis $d = 15,0$ m unterhalb der Fundamentsohle angewendet werden darf.

Zur Überprüfung der Gleichung nach GAZETAS wurde die Anfangsbodendrehfedersteifigkeit für den homogenen Boden $K_{\varphi,init,homogen}$ mit der FEM berechnet, so dass gezielt der Erhöhungsfaktor, also der zweite Teil der Gleichung 7.1, auf dessen Eignung bewertet werden kann.

Zum anderen wurde das in Kapitel 3.5.2 angegebene Berechnungsverfahren nach BUSS (2009) mit den Ergebnissen der FEM verglichen. BUSS berechnet hierbei zunächst für jede einzelne Baugrundsicht die Drehfedersteifigkeit. Anschließend wird die Gesamtfedersteifigkeit über eine Reihenschaltung der Einzelfedern gebildet. Das Verfahren nach BUSS kann hierbei für eine beliebige Baugrundsichtung angewendet werden, wobei die Einschränkungen gemäß Kapitel 3.5.2 gelten.

In Tabelle 7.1 ist eine Auswahl der Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudie angegeben. Gezeigt sind für die jeweiligen Berechnungsverfahren die Gesamtfedersteifigkeiten für eine Schichtgrenze in einer Tiefe von 2,0 m, 4,0 m und 8,0 m unterhalb des Fundamentes. Die Bodensteifigkeit der unterlagernden Schicht wurde bei den angegebenen Werten jeweils um 100 MN/m^2 erhöht ($E_{s2} = E_{s1} + 100 \text{ MN/m}^2$). Es zeigt sich, dass mit dem Berechnungsverfahren nach BUSS stets die größten Gesamtdrehfedersteifigkeiten ermittelt werden. So liegen die Werte nach BUSS z. B. für eine

Schichtgrenze in einer Tiefe von 2,0 m und 4,0 m unter Unterkante des Fundamentes und mit einer oberen Bodensteifigkeit von $E_{sI} = 100 \text{ MN/m}^2$ rd. 16 % über den Werten, die mit der FEM berechnet wurden. Nach GAZETAS ergeben sich für diese Systeme gegenüber der FEM rd. 13 % ($d = 2,0 \text{ m}$) bzw. rd. 8 % ($d = 4,0 \text{ m}$) zu kleine Federsteifigkeiten. Allerdings ist hierbei zu berücksichtigen, dass diese Systeme außerhalb des o.g. Anwendungsbereiches der Berechnungsgleichung nach GAZETAS liegen. Bei den Modellen mit einer Schichtgrenze in einer Tiefe von 8,0 m, welche somit im Anwendungsbereich liegen, ergeben sich für die angegebenen Bodensteifigkeiten zwischen der Lösung nach GAZETAS und der FEM-Lösung nur sehr geringe Differenzen von unter 1 %, wohingegen das Verfahren nach BUSS bei gleicher Schichtgrenze für z. B. eine obere Bodensteifigkeit von $E_{sI} = 100 \text{ MN/m}^2$ gegenüber der FEM-Lösung einen rd. 5 % größeren Wert liefert.

Tabelle 7.1 : Anfangsdrehfedersteifigkeiten für geschichteten Baugrund nach verschiedenen Berechnungsverfahren für eine Momenteneinwirkung von $M = 25 \text{ MNm}$

	$E_{sI} \text{ [MN/m}^2\text{]}$	100	200	300	400	500
$d = 2,0 \text{ m}$	FEM	71.293	124.440	176.414	228.335	280.485
	Gazetas	62.192	115.190	167.073	218.869	270.868
	Buss	90.709	143.343	194.595	245.472	296.195
$d = 4,0 \text{ m}$	FEM	61.861	114.417	166.139	217.887	269.890
	Gazetas	57.020	109.079	160.566	212.135	263.980
	Buss	78.732	132.709	184.557	235.767	286.701
$d = 8,0 \text{ m}$	FEM	54.083	105.214	156.264	207.584	259.268
	Gazetas	53.872	105.159	156.288	207.645	259.345
	Buss	62.087	115.336	167.059	218.245	269.181

Mit den Angaben in Tabelle 7.1 wird somit gezeigt, dass die Gleichung nach GAZETAS für den definierten Anwendungsbereich eine sehr gute Übereinstimmung mit der FEM-Lösung liefert. Im Gegensatz dazu wird mit dem Berechnungsverfahren nach BUSS die Gesamtdrehfedersteifigkeit zum Teil erheblich überschätzt, was zu Werten auf der unsicheren Seite führt. Das Berechnungsverfahren nach BUSS ergibt eine zunehmend bessere

Übereinstimmung mit der FEM-Lösung, wenn der Steifigkeitsunterschied der Bodenschichten abnimmt.

Ein Grund für die starken Unterschiede zwischen der FEM-Lösung und den Berechnungsverfahren nach BUSS liegt in der fehlenden Berücksichtigung der sich verändernden Spannungsverteilung bei einer im Einflussbereich des Fundamentes liegenden Bodenschichtung. Dieser Fehler wird mit zunehmendem Steifigkeitsunterschied E_{s2} / E_{s1} zwischen den Bodenschichten größer. Der Fehler wird kleiner, je weiter die Schichtgrenze vom Fundament entfernt ist, da dann die verformungserzeugenden Spannungen geringer sind.

VRETTOS (2009) hat kürzlich das Berechnungsverfahren nach BUSS ebenfalls im Zuge einer Parameterstudie den Ergebnissen der FEM gegenübergestellt (vgl. Kap. 3.5.2). Mit den von VRETTOS gewählten Untersuchungsparametern ergeben sich deutlich größere Abweichungen gegenüber der FEM-Lösung als bei der in dieser Arbeit durchgeführten Parameterstudie. Bei einem System mit z. B. einem Fundamentradius von $D = 10,0$ m, einer Schichtgrenze bei 4,0 m unterhalb der Fundamentsohle und einem Steifigkeitsverhältnis E_{s1} / E_{s2} von 15 / 50 MN/m² ergibt sich nach VRETTOS mit dem Verfahren nach BUSS eine Überschätzung der Drehfedersteifigkeit von rd. 40 %. Bei einer geringeren Steifigkeit in der Tiefe ($E_{s1} / E_{s2} = 15 / 5$ MN/m²) unterschätzt das Verfahren nach BUSS die Drehfedersteifigkeit um rd. 35 %.

Damit auch für geringere Schichtmächtigkeiten, die außerhalb des Anwendungsbereiches der Berechnungsgleichung von GAZETAS liegen, realistische Bodendrehfedersteifigkeiten berechnet werden können, wurde anhand der durchgeführten Parameterstudie nach einer empirischen Anpassungsmöglichkeit der Formel nach GAZETAS gesucht. Gleichzeitig wurde überprüft, ob die Formel nach Gazetas auch für eine Bodenschichtung mit einer weicheren unterlagernden Schicht $E_{s2} < E_{s1}$ verwendet werden kann.

Für das gewählte Referenzmodell mit einem Durchmesser von $D = 15,0$ m und einer Momenteneinwirkung von 25 MNm sind in Abbildung 7.4 Erhöhungs- bzw. Reduktionsfaktoren bezogen auf die Drehfedersteifigkeit für den homogenen Baugrund für verschiedene Steifigkeitsunterschiede E_{s2} / E_{s1} und verschiedene Tiefenlagen in Bezug auf den Fundamentradius d / r angegeben. Es ergibt sich erwartungsgemäß, dass bei einer weicheren unterlagernden Schicht sich die Drehfedersteifigkeit im Vergleich zu der Drehfedersteifigkeit für einen homogenen Baugrundaufbau $E_{s2} / E_{s1} = 1,0$ verringert. Für eine steifere unterlagernde Schicht erhöht sich dem entsprechend die Gesamtdrehfedersteifigkeit für den geschichteten Baugrundaufbau.

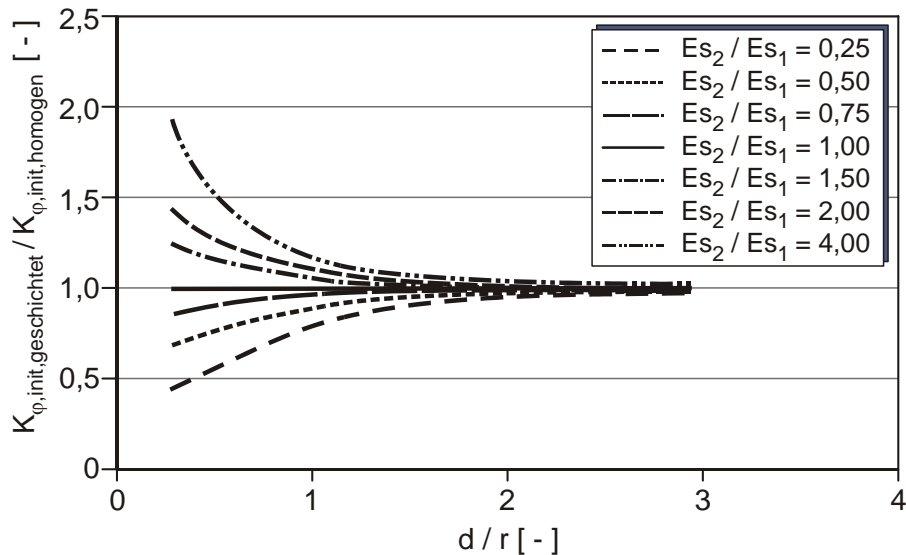


Abbildung 7.4 : Auswirkung der Baugrundsichtung auf die Drehfedersteifigkeit

Aus Abbildung 7.4 ist ersichtlich, dass die sich ergebende Gerade für den homogenen Baugrundaufbau $E_{s2} / E_{s1} = 1,0$ keine Symmetrieachse für die weiteren im Diagramm abgebildeten Kurven darstellt. Dieses beruht ebenfalls auf der sich ändernden Spannungsverteilung durch die Bodenschichtung. Aufgrund dieser Erkenntnis kann bereits jetzt festgestellt werden, dass die Formel nach GAZETAS somit für Bodenschichtungen mit einer weicherer unterlagernden Schicht nicht passen kann. Im Folgenden werden deshalb nur Baugrundverhältnisse mit steiferen unterlagernden Bodenschichten weiter untersucht.

Zur Ermittlung eines Korrekturfaktors für die Formel nach GAZETAS wurde die Abweichung gegenüber der FEM-Lösung genauer untersucht. In Abbildung 7.5 ist die Größe der erforderlichen Korrektur als Verhältniswert dargestellt. Der Korrekturfaktor I_g ist hierbei wie folgt definiert

$$I_g = \frac{K_{\varphi,init,FEM}}{K_{\varphi,init,geschichtet,Gazetas}} \quad (7.2)$$

Aus Abbildung 7.5 ist ersichtlich, dass eine Korrektur bis zu einem Verhältnis von Schichttiefe zum Fundamentradius von rd. $d / r = 1,0$ erforderlich ist. Über diesen Wert hinaus liefert die Formel nach GAZETAS eine sehr gute Übereinstimmung mit der FEM-Lösung, so dass die Gleichung nach GAZETAS ab $d / r = 1,0$ bis $d / r = 2,0$ ihre Gültigkeit behält. Für $d / r > 2,0$ braucht eine Baugrundsichtung nicht mehr berücksichtigt werden, da der Einwirkungsbereich der Fundamentverdrehung sehr schnell mit der Tiefe abnimmt (siehe Abb. 7.4). Für das hier betrachtete System bedeutet das, dass ab einer Tiefe von 15,0 m unterhalb der Fundamentsohle Bodenschichtungen nicht mehr berücksichtigt werden müssen.

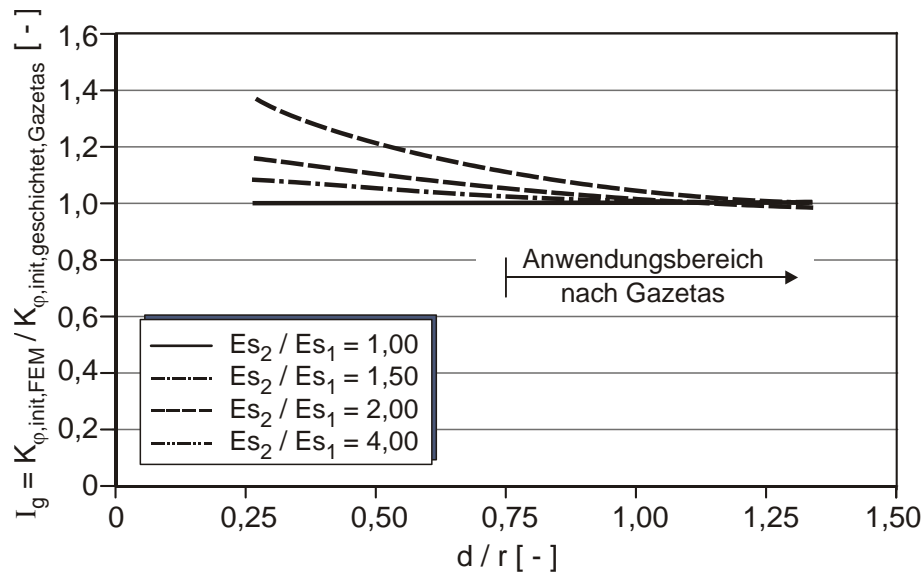


Abbildung 7.5 : Korrekturfaktor für die Formel nach GAZETAS zur Berücksichtigung einer Baugrundsichtung

Um die Drehfedersteifigkeit bei einer Baugrundsichtung mit einer weicheren unterlagernden Schicht zu bestimmen, kann der Reduktionsfaktor nach Abbildung 7.4 auf die Drehfedersteifigkeit für den homogenen Baugrundaufbau angewendet werden.

7.4 Einfluss der Baugrundsichtung auf den Drehfederabnahmefaktor

Die durchgeführten Untersuchungen bei Anwendung des Verfahrens der äquivalenten Steifigkeit zeigen, dass geringe obere Schichtmächtigkeiten und gleichzeitig große Steifigkeitsunterschiede zwischen den Bodenschichten bei $0 \leq E_{s1} / E_{s2} \leq 1$ zu etwas größeren Drehfederabnahmefaktoren I_k gegenüber einem homogenen Baugrundaufbau führen (siehe Abb. 7.6). Dieser Einfluss reduziert sich jedoch bei den hier untersuchten Systemen mit zunehmender Anfangsbaugrundsteifigkeit, so dass ab einer Baugrundsteifigkeit von $E_{s1} = 400 \text{ MN/m}^2$ die Schichtung hinsichtlich des Drehfederabnahmefaktors vernachlässigt werden kann. Genauso kann für das hier untersuchte Fundament eine Schichtung tiefer als 4,0 m unter der Gründungssohle hinsichtlich des Drehfederabnahmefaktors vernachlässigt werden.

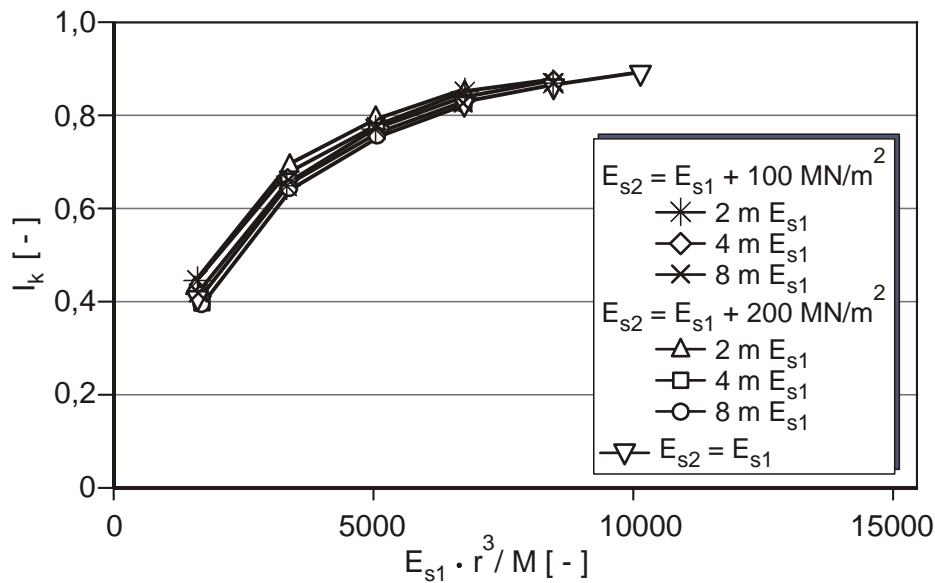


Abbildung 7.6 : Drehfederabnahmefaktor für verschiedene Baugrundsichtungen

Der etwas größere Drehfederabnahmefaktor resultiert aus dem positiven Einfluss der steiferen unterlagernden Bodenschicht. Durch das Verfahren der äquivalenten Steifigkeit kommt es gegenüber der linear-elastischen Berechnung zu einer Reduktion der Steifigkeit im Nahbereich des Fundamentes und somit zu einer Lastweiterleitung in die Tiefe. Wenn dort in nicht allzu großer Entfernung zur Gründungssohle eine deutlich steifere Bodenschicht ansteht, kann diese Bodenschicht die weitergeleiteten Lasten ohne große Verformungen bzw. Verzerrungen aufnehmen, weshalb es zu dem in Abbildung 7.6 gezeigten positiven Einfluss kommt.

Dieser positive Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor ist von der Größe der Einwirkung, des Steifigkeitsunterschiedes zwischen den Bodenschichten und der Tiefe der Schichtgrenze abhängig. Da dieser positive Einfluss bei den in Abbildung 7.6 untersuchten Systemen relativ gering ist, kann er auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden. Bei einer Baugrundsichtung mit $E_{s1} < E_{s2}$ kann somit mit den „normalen“ I_k -Werten gerechnet werden.

7.5 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zur Baugrundsichtung

Die Untersuchungsergebnisse zur Baugrundsichtung haben gezeigt, dass der Einfluss der Baugrundsichtung sehr schnell mit der Tiefe abklingt. Baugrundsichtungen brauchen daher nur bis zu einer Tiefe von $d \leq 2 \cdot r$ unter Gründungssohle berücksichtigt werden. Bei einer Baugrundsichtung in geringerer Tiefe unterhalb der Fundamentsohle kann die daraus resultierende Vergrößerung der Anfangsbodendrehfedersteifigkeit bei $0 \leq \frac{E_{s1}}{E_{s2}} \leq 1$ mit dem

nach Gleichung 7.2 ermittelten Korrekturfaktor I_g in Verbindung mit der Gleichung 7.1 berücksichtigt werden. Bei einer Baugrundsichtung mit $E_{s1} > E_{s2}$ ist der entsprechende Reduktionsfaktor gegenüber dem homogenen Baugrund der Abbildung 7.4 zu entnehmen.

Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass die Baugrundsichtung mit $E_{s1} < E_{s2}$ nur dann einen Einfluss auf den Drehfederabnahmefaktor hat, wenn die Schichtgrenze nicht zu weit von der Gründungssohle entfernt ist und wenn die untere Bodenschicht erheblich steifer im Vergleich zur Bodenschicht direkt unter der Gründungssohle ist.

8 Empfehlung für die Ermittlung der Gründungssteifigkeit

Mit den in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurde gezeigt, dass kein pauschaler Wert für die auftretende Schubverzerrung, so wie in der Richtlinie des DNV [DNV (2002)] empfohlen, angegeben werden kann. Es wurde gezeigt, dass die auftretende Schubverzerrung stark von der Anfangsbaugrundsteifigkeit, der Fundamentabmessung und der Größe der Momenteneinwirkung abhängt. Die Einbindetiefe des Fundamentes hat dagegen einen geringeren Einfluss auf die Schubverzerrung. Weiterhin wurde gezeigt, dass die auftretende Schubverzerrung nahezu unabhängig von der Horizontalkraft und von der Vertikalkraft ist, wenn diese in der für WEA typischen Größenordnung auftreten.

Auf Grundlage von mehreren tausend einzelnen Finite Elemente-Berechnungen wurde ein Bemessungsdiagramm entwickelt, das die oben genannten maßgeblichen Einflüsse berücksichtigt und mit dem eine einfache Bestimmung eines Drehfederabnahmefaktors I_k möglich ist (siehe Abb. 8.1). Das Bemessungsdiagramm beruht auf den Angaben in Abbildung 5.15 in Verbindung mit Abbildung 5.13. Mit dem Bemessungsdiagramm kann für jede WEA individuell die Anpassung der Drehfedersteifigkeit der Gründung in Abhängigkeit der Anfangsbaugrundeigenschaften, der Fundamentabmessungen und der Größe der Momenteneinwirkung näherungsweise bestimmt werden.

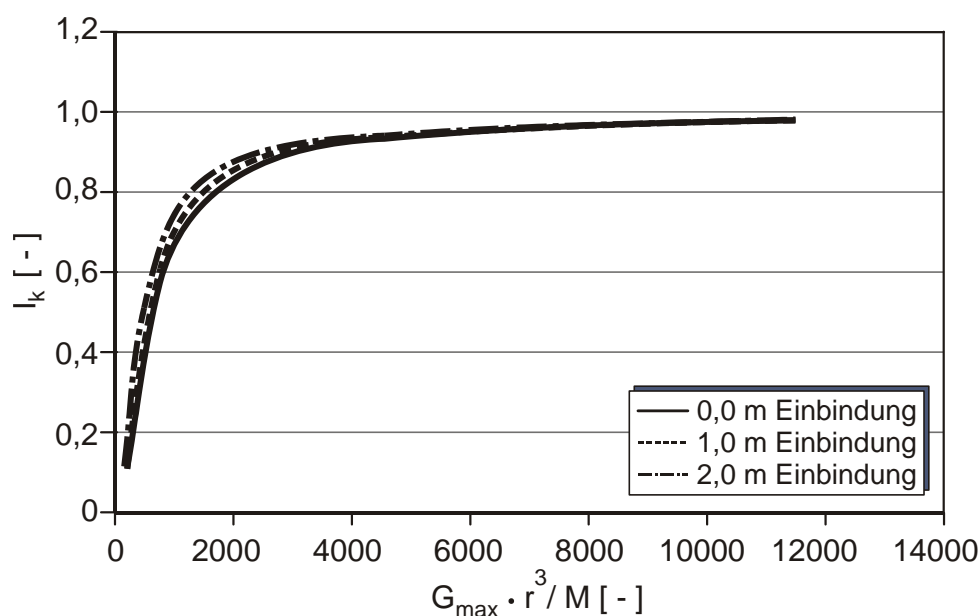


Abbildung 8.1 : Bemessungsdiagramm für den Drehfederabnahmefaktor

In Anlehnung an die Richtlinie des DNV [DNV (2002)] wird auf Grundlage der in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen folgende Vorgehensweise zur Bestimmung der Bodendrehfedersteifigkeit für die anschließende Eigenfrequenzanalyse des Turmes empfohlen:

1. Ermittlung der maximalen Einwirkungen auf das Fundament für den Produktionsbetrieb der Windenergieanlage.
2. Ermittlung der Fundamentabmessungen durch z. B. Nachweis der Sicherheit gegen Kippen, Nachweis der Grundbruchsicherheit gemäß DIN 1054: 2005 und Nachweis der zulässigen Setzungsdifferenz zwischen den Außenkanten des Fundamentes bzw. der zulässigen Schiefstellung des Turmes gemäß DIBt-Richtlinie. Für die Ermittlung der Fundamentabmessungen können andere Einwirkungskombinationen maßgebend werden als nach 1. bestimmt.
3. Bestimmung des Schubmoduls für kleine Dehnungen G_{max} , z. B. anhand der in Kapitel 3.3 angegebenen Formeln oder aus Labor- oder Feldversuchen.
4. Berechnung der Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,init}$ in Abhängigkeit des ermittelten Schubmoduls G_{max} für die nach 1. ermittelte Einwirkung und nach 2. ermittelte Fundamentabmessung z. B. anhand der in Kapitel 3.2 angegebenen Formeln oder durch geeignete Berechnungsprogramme. Falls eine Baugrundsichtung vorhanden ist, die außerhalb der Anwendungsgrenzen der analytischen Formel nach GAZETAS (Gl. 7.1) liegt, so können aus Abbildung 7.4 oder Abbildung 7.5 Anpassungsfaktoren entnommen werden (vgl. Kap. 7.3).
5. Bestimmung des Drehfederabnahmefaktors I_k für die nach 1. ermittelte Momenteneinwirkung, für die nach 2. ermittelte Fundamentabmessung und für den nach 3. bestimmten Schubmodul nach Abbildung 8.1.
6. Berechnung der tatsächlichen Drehfedersteifigkeit durch

$$K_{\varphi} = K_{\varphi,init} \cdot I_k \quad (8.1)$$

Mit der so ermittelten realistischen Drehfedersteifigkeit kann anschließend die Eigenfrequenzanalyse des Turmes durch eine gesamtdynamische Berechnung oder mittels einer vereinfachten Berechnung nach Kapitel 3.4 durchgeführt werden.

Hinsichtlich der bisherigen Vorgehensweise stellt dieser Ansatz eine deutliche Verbesserung dar. Die Genauigkeit ist allerdings nicht überzubewerten.

Es ist zu berücksichtigen, dass die in Abbildung 8.1 gezeigten Kurven zur Bestimmung von I_k einen Streubereich von rd. 5 % aufweisen. Die Bestimmung des Abnahmefaktors I_k erfolgte auf Grundlage der gewählten „Rechengraden“ in Abbildung 4.10. Die „Rechengraden“ liegen hierbei in der Mitte des deutlich größeren Streubereiches des Schubmodulverhältnisses G / G_{max} , weshalb der für den Faktor I_k ermittelte Streubereich von rd. 5 % eher als gering einzustufen ist.

Ein Stoffgesetz, das das Verhalten und die Eigenschaften von Böden bei unterschiedlichen Randbedingungen und Beanspruchungsformen in zufriedenstellender Weise erfasst, gibt es zurzeit nicht. Die Verwendung eines linear elastischen Stoffgesetzes ist gerechtfertigt, solange keine Brüche und somit Fließvorgänge im Boden auftreten. Dieses ist in diesem Fall durch die großen Fundamentabmessungen und die bei der dynamischen Berechnung großen Bodensteifigkeiten gegeben. Darüber hinaus wird bei den durchgeführten Finite Elemente-Berechnungen der Produktionsbetrieb der WEA betrachtet. Es handelt sich somit um den Gebrauchszustand, bei dem andere Einwirkungskombinationen zu berücksichtigen sind als für den Standsicherheitsnachweis. Es ist allerdings zu beachten, dass bei Verwendung eines linear elastischen Stoffgesetzes im Bereich der unteren Fundamentkanten keine Plastifizierungen auftreten können und bei eingebetteten Fundamenten der seitliche Erdwiderstand etwas überschätzt wird. Durch die Verwendung des Verfahrens der äquivalenten Bodensteifigkeit wird in hochbelasteten Bodenbereichen, also in den Bereichen mit großen Dehnungen, die Bodensteifigkeit deutlich reduziert, so dass die zuvor genannten Einschränkungen des linear elastischen Stoffgesetzes teilweise aufgehoben werden und tatsächlich ein nicht lineares Stoffverhalten abgebildet wird.

Bei der Erstellung des FE-Modells sind neben dem gewählten Stoffgesetz weitere ganz wesentliche Idealisierungen wie z. B. die gewählten Modellabmessungen oder die gewählten infiniten Elemente als Randelemente sowie die gewählte Kontaktbedingung zwischen Fundament und Boden vorgenommen worden. Vergleiche mit der analytischen Lösung oder mit einem weiteren FE-Programm zeigen die Zuverlässigkeit des erstellten Modells. Im Rahmen der eingangs festgelegten Zielsetzung sind die vorgenommenen – und für die Berechnung auch erforderlichen – Idealisierungen deshalb zulässig.

Die dynamischen FE-Berechnungen wurden im Rahmen der Parameterstudie mit einer Einwirkungsfrequenz von 1,5 Hz durchgeführt. Das Turmfußmoment wurde als Schwelllast auf das Fundament aufgebracht. Dabei wurde der Vorteil genutzt, dass die Phasenverschiebung bei der hier gewählten Einwirkungsfrequenz so gering ist, dass keine Resonanzerscheinungen auftreten und das maximale Momente unmittelbar die größte Verformung erzeugt. Auswertungen von Windmessungen und Zeitschriebe für Turmfußmomente zeigen, dass die wesentlichen Einwirkungsfrequenzen unterhalb von 1,0 Hz liegen. Mit einer Frequenzanalyse wurde gezeigt, dass größere dynamische Effekte für die hier untersuchten Modelleigenschaften erst ab einer Einwirkungsfrequenz von über 3,0 Hz zu erwarten sind. Eine Einwirkungsfrequenz von 1,5 Hz bezogen auf die Rotordrehzahl bedeutet, dass bei einer Anlage mit einem dreiblättrigen Rotor eine Rotordrehzahl von 30 U/min vorliegt. Gängige Anlagen der MW-Klasse besitzen wesentlich kleinere Rotordrehzahlen, so dass die gewählte Festlegung auf eine Einwirkungsfrequenz von 1,5 Hz als auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden kann.

Der Einfluss einer klaffenden Fuge wurde ebenfalls betrachtet. Es konnte gezeigt werden, dass das Auftreten einer klaffenden Fuge keinen wesentlichen Einfluss auf die Größe des Drehfederabnahmefaktors hat. Wie bereits beschrieben, erfolgt die Eigenfrequenzanalyse des

Turmes für den Produktionsbetrieb und somit für die ständige Einwirkungskombination, wofür nach DIN 1054 keine klaffende Fuge auftreten darf. Weitergehende Untersuchungen zum Einfluss der klaffenden Fuge hinsichtlich der Abnahme der Drehfedersteifigkeit erscheinen deshalb verzichtbar.

Neben einem homogenen Baugrundaufbau wurde auch der Einfluss einer Baugrundsichtung auf die Größe der Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,init}$ untersucht. Zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit bei Baugrundsichtungen, die außerhalb des Anwendungsbereiches der Formel nach GAZETAS liegen, wurden Bemessungsdiagramme erstellt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die angegebenen Bemessungsdiagramme genau wie die Formel nach GAZETAS nur für Systeme gelten, bei denen keine klaffende Fuge auftritt.

Alle Berechnungsergebnisse und die daraus entwickelten Bemessungsdiagramme basieren auf Finite Elemente-Modellen, für die die in Kapitel 4 beschriebenen Idealisierungen getroffen wurden. Die hier untersuchte Abnahme der Bodensteifigkeit bei Onshore-WEA wurde mit dem Verfahren der äquivalenten Bodensteifigkeit durchgeführt. Eine abschließende Validierung kann allerdings in dieser Arbeit nicht erbracht werden, da hierzu keine Messwerte vorliegen. Die ermittelten und in Abbildung 8.1 angegebenen Anpassungsfaktoren sind deshalb nur mit der entsprechenden Vorsicht und unter Vorbehalt der noch zu ermittelnden Messergebnisse anzuwenden.

9 Zusammenfassung

Bei der Planung von Windenergieanlagen werden gesamtdynamische Berechnungen ausgeführt. Die Ermittlung der Turmeigenfrequenzen ist für die Auslegung der WEA entscheidend, da die Anregungsfrequenzen, wie die Rotorfrequenz und die Blattdurchgangsfrequenz, nicht mit der Eigenfrequenz zusammenfallen dürfen. Einen entscheidenden Einfluss auf die Turmeigenfrequenz hat die Turmhöhe bzw. die Turmsteifigkeit und die Turmmasse bzw. das Eigengewicht des Rotors und der Gondel sowie die Gründungssteifigkeit. Die Gründungssteifigkeit wird bei der gesamtdynamischen Berechnung in der Regel durch den Ansatz von Federn berücksichtigt. Zur Sicherstellung eines genügend großen Abstandes zwischen Erregerfrequenzen und Eigenfrequenz wird in den Typenprüfungen eine Mindestdrehfedersteifigkeit der Gründung gefordert, die in einem Baugrundgutachten für jeden Standort der WEA nachzuweisen ist. Die Drehfedersteifigkeit ist abhängig von der Fundamentgeometrie und der Baugrundsteifigkeit.

Die Größe dieser Drehfedersteifigkeit ist für die Eigenfrequenzanalyse des Turmes von entscheidender Bedeutung, die zurzeit verwendeten Ansätze zu deren Berechnung sind jedoch höchst unbefriedigend: Es war bei der Berechnung der Drehfedersteifigkeit bisher unklar, ob der Ansatz des „dynamischen“ Schubmoduls G_{max} zulässig ist, da G_{max} nur für kleine Dehnungen bzw. Schubverzerrungen gilt. Nach den vorhandenen deutschen Regelwerken darf die Federsteifigkeit anhand geeigneter Näherungsformeln bestimmt werden. Wie dieses genau zu erfolgen hat, wird in den Richtlinien jedoch nicht gesagt. Nur die Richtlinie des DNV [DNV (2002)] gibt eine etwas konkretere Vorgehensweise zur Berücksichtigung der Gründungssteifigkeit an. So weist die DNV darauf hin, dass die Baugrundsteifigkeit G abhängig von der auftretenden Schubverzerrung γ ist. Für WEA wird als typischer Wert für Wind- und Welleneinwirkungen eine Schubverzerrung im Boden von 10^{-3} angegeben, was einem Schubmodulverhältnis vom maximalen zum tatsächlichen Schubmodul von rd. 0,35 entspricht. Dies bedeutet, dass für die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit die „dynamische“ Bodensteifigkeit auf einen Wert von nur noch 35 % reduziert werden muss. Der sich ergebende Wert liegt damit wesentlich dichter an der „statischen“ Bodensteifigkeit. Hierdurch stellt sich die Frage, warum nicht gleich zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit die Bodensteifigkeit für große Dehnungen zu verwenden ist.

Mit der vorliegenden Arbeit wurde die Größe der tatsächlich auftretenden Schubverzerrung untersucht und festgestellt, dass der Ansatz des „dynamischen“ Schubmoduls bei Onshore-WEA zu große Drehfedersteifigkeiten liefert. Weiterhin wurde festgestellt, dass eine feste Größe für die auftretende Schubverzerrung nicht angegeben werden kann, da die Verzerrung von mehreren Faktoren abhängt.

Zur genauen Untersuchung der Größe der auftretenden Schubverzerrung bei Flachgründungen von Onshore-WEA wurde ein numerisches Modell erstellt, mit dem das Verfahren der äquivalenten Steifigkeit angewendet werden kann, d.h. es erfolgt eine iterative Anpassung der Bodensteifigkeit in Abhängigkeit der auftretenden Verzerrungen. In diesem Zusammenhang

wurde eine Parameterstudie an Kreisfundamenten durchgeführt, mit der die wesentlichen Einflussgrößen auf die Schubverzerrung bzw. auf die Bodensteifigkeit identifiziert wurden. Die Größe der Bodensteifigkeit hat hierbei ebenfalls einen direkten Einfluss auf die Drehfedersteifigkeit. Es wurde gezeigt, dass die Fundamentabmessungen, die Anfangsbodensteifigkeit und die Größe der Momenteneinwirkung einen wesentlichen Einfluss haben, wohingegen die Einbindetiefe einen deutlich geringeren Einfluss hat und die Vertikalbelastung sowie die Horizontalbelastung in der typischen Größenordnung für Windenergieanlagen vernachlässigt werden dürfen.

Aus den Ergebnissen der Parameterstudie wurde ein Bemessungsdiagramm entwickelt, mit dem für die vorhandenen Gegebenheiten die Größe der Bodendrehfedersteifigkeit direkt berechnet werden kann. Aus dem Bemessungsdiagramm ergibt sich ein Drehfederabnahmefaktor I_k , so dass nur noch die anhand von geeigneten Formeln oder Computerprogrammen ermittelte „dynamische“ Drehfedersteifigkeit mit diesem Faktor multipliziert werden muss. Der Umweg über die Angabe der auftretenden Verzerrung bzw. der vorhandenen Bodensteifigkeit braucht auf diese Weise nicht gegangen werden. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass teilweise größere Werte als der von DNV angegebene Wert von 0,35 gerechtfertigt sind. Bei sehr stark belasteten Fundamenten (kleine Fundamentabmessungen, geringe Bodensteifigkeiten und große Momenteneinwirkungen) können allerdings auch kleinere Abminderungsfaktoren auftreten.

Das entwickelte Bemessungsdiagramm wurde an weiteren, vom Vollquerschnitt abweichenden Fundamentformen überprüft, so dass seine Eignung auch für kreisähnliche pilzförmige Fundamente (z. B. Achteck bzw. Sechzehneck) bestätigt wurde. Hierbei ist es nahezu unerheblich, ob das Fundament in den Boden eingebunden oder ob es mit einer zusätzlichen Überschüttung versehen ist.

Die Auswirkungen eines geschichteten Baugrundes wurden ebenfalls untersucht. Hierzu wurden zunächst die vorhandenen Berechnungsformeln zur Bestimmung der Drehfedersteifigkeit bei geschichtetem Baugrund überprüft und auf Grundlage einer weiteren Parameterstudie Anpassungsfaktoren ermittelt. Hieraus kann festgehalten werden, dass sich etwas größere Drehfederabnahmefaktoren ergeben, wenn die Schichtgrenze sehr dicht an der WEA-Gründungssohle liegt und wenn die unterlagernde Bodenschicht deutlich steifer ist als die Bodenschicht direkt unterhalb des Fundamentes. Bei dem untersuchten System ergaben sich für einen Fundamentdurchmesser von $D = 15,0$ m und einem Abstand zwischen Gründungssohle und Schichtgrenze ab 4,0 m keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich des Drehfederabnahmefaktors im Vergleich zu einem homogenen Baugrund.

Weiterhin konnte aufgrund der erzielten Untersuchungsergebnisse in Anlehnung an die Richtlinie des DNV eine neue Vorgehensweise zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit angegeben werden. Als Eingangsgrößen sind lediglich die Größe der Momenteneinwirkung und die Größe des Schubmoduls für kleine Dehnungen G_{max} erforderlich.

Die in der vorliegenden Arbeit erzielten Ergebnisse können als Basis für die in einer zukünftigen neuen Richtlinie anzustrebende genauere bzw. wirklichkeitsnahe Berechnung der Drehfedersteifigkeit von Onshore-Windenergieanlagen dienen. Eine Validierung der numerischen Modelle kann allerdings hier nicht erbracht werden, da hierfür zurzeit keine Messergebnisse zur Verfügung stehen. Für die endgültige Bestätigung des Bemessungsdiagramms zur Abnahme der Bodensteifigkeit sind an verschiedenen Anlagen auf unterschiedlichen Böden umfangreiche Messungen der auftretenden Fundamentverformungen und der zugehörigen Einwirkungen notwendig.

10 Literaturverzeichnis

ALPAN, I.: *The Geotechnical Properties of Soils*. Earth Science Reviews, Elsevier 6, S. 5 - 49, 1970.

ANTES, H., VON ESTORFF, O.: *Erschütterungsausbreitung im Boden und dynamische Interaktionseffekte*. Bauingenieur 62, 1987.

APSEL, R.J., LUCO, J.E.: *Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: An integral equation approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, 1987.

BARDET, J.P., ICHII, K., LIN, C.H.: *EERA – A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. Department of Civil Engineering, University of Southern California, 2000.

BARROS DE, F.C.P, LUCO, J.E.: *Dynamic response of a two-dimensional semi-circular foundation embedded in a layered viscoelastic half-space*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 14, 1995.

BENZ, T., SCHWAB, R., VERMEER, P. A.: *Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen*. Bautechnik 84, Heft 11, 2007.

BENZ, T., VERMEER, P. A.: *Zuschrift zum Beitrag: Wichtmann, T., Triantafyllidis, T.: Über die Korrelation der ödometrischen und der dynamischen Steifigkeit nichtbindiger Böden*. Bautechnik 84, Heft 5, 2007.

BEREDUGO, Y.O., NOVAK, M.: *Coupled horizontal and rocking vibration of embedded footings*. Canadian Geotechnical Journal, No. 9, 1972.

BETZ, A.: *Windenergie und ihre Ausnutzung durch Windmühlen*. Vadenhoekk & Ruprecht, Göttingen 1926, reprint: Öko-Buchverlag, Kassel 1982.

BORJA, R.I., WU, W-H., SMITH, H.A.: *Nonlinear response of vertically oscillation rigid foundations*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 5, 1993.

BOUCKOVALAS, G.D., PAPADIMITRIOU, A.G., KONDIS, A., BAKAS, G.J.: *Equivalent-uniform soil model for the seismic response analysis of sites improved with inclusions*. 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz 2006.

BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT (BMU), REFERAT KI III1.: *Erneuerbare Energien in Zahlen – nationale und internationale Entwicklung*. 2009.

BUNDESVERBAND DER WINDENERGIE E.V. (BWE): <http://www.wind-energie.de>, 2008.

BUSS, J.: *Berechnung der Drehfedersteifigkeit von Kreisfundamenten bei geschichtetem Baugrund*. geotechnik 32, Nr. 3, 2009.

CHOI, J.-S., YUN, C.-B., KIM, J.-M.: *Earthquake response analysis of the Hualien soil-structure interaction system based on updated soil properties using forced vibration test data*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, 2001.

DAHLHOFF, P.: *Internationale Projektentwicklung aus Sicht eines technischen Gutachters*. 7. Flensburger Windenergieforum, 2007.

DAS, B.M.: *Fundamental of Soil Dynamics*. ELVESIER, New York, Amsterdam, Oxford 1983.

DET NORSKE VERITAS: *Guidelines for Design of Wind Turbines*. Kopenhagen 2002.

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (DGGT): *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruddynamik“*. Eigenverlag: Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin 2002.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, DIBt: *Richtlinie für Windenergieanlagen. Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung*. Fassung März 2004. Schriften des DIBt, Heft 8. 2004.

DIN 1054: 2005-01: *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. Beuth-Verlag, 2005.

DIN 1055-4: 2005-03: *Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 4: Windlasten*. Beuth-Verlag, 2005.

DIN EN 61400-1:2005: *Windenergieanlagen – Teil 1: Auslegungsanforderungen*. Beuth-Verlag, 2005.

DOBRY, R., VUCETIC, M.: *Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits*. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Aug. 13-14, Vol. 2, 1987.

DRNEVICH, V.P., HALL, J.R., RICHART, F.E.: *Effects of amplitude of vibration on the shear modulus of sand*. Proc. Int. on Wave Propag. and Dyn. Properties of Earth Mat., Albuquerque, N.M., 1967.

WWW.ENERCON.DE: *ENERCON E—126/6 MW: Leistungstärkste Windenergieanlage der Welt entsteht am Rysumer Nacken*. ENERCON aktuell, 2007.

EUROPEAN WIND ENERGY ASSOCIATION (EWEA), EUROPEAN COMMISSION'S DIRECTORATE GENERAL FOR TRANSPORT AND ENERGY (DGTREN): *Wind Energy – The Facts*. Brüssel, 2004.

FISCHER, K.: *Beispiele zur Bodenmechanik*. Ernst & Sohn, 1965.

FLESCHE, R.: *Baudynamik: Praxisgerecht - Band 2: Anwendungen und Beispiele*. Bauverlag GmbH, 1993.

FRANZ, G.: *Beton-Kalender 1978 Teil 2*. Abschnitt E. "Baudynamik", Ernst & Sohn, 1978.

GASCH, R., TWELE, J.: *Windkraftanlagen – Grundlagen, Entwurf, Planung und Betrieb*. 5. Auflage, Teubner, 2007.

GAZETAS, G.: *Analysis of machine foundation vibrations: state of the art*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, 1983.

GAZETAS, G.: *Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 9, 1991.

GERMANISCHER LLOYD: *Richtlinie für die Zertifizierung von Windkraftanlagen*. Ausgabe 2005.

GIVOLI, D.: *Non-reflecting boundary conditions*. Journal of Computational Physics, Vol. 94, 1991.

GRÜNBERG, J., GÖHLMANN, J.: *Tragwerksplanung von Windenergieanlagen in Spannbetonbauweise*. Bauingenieur, Band 83, Heft 10, 2008.

HARDIN, B.O.: *The Nature of Stress-Strain Behaviour for Soils*. Proc. ASCE Spec. Conf. on Earthquake Engin. and Soil Dyn., Vol. I, Pasadena, 1978.

HARDIN, B.O., BLACK, W.L.: *Sand stiffness under various triaxial stresses*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92. No. SM2, 1966.

- HARDIN, B.O., BLACK, W.L.: *Vibration modulus of normally consolidated clay*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, 1968.
- HARDIN, B.O., DRNEVICH, V.P.: *Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM6, 1972a.
- HARDIN, B.O., DRNEVICH, V.P.: *Shear modulus and damping in soils: Design Equations and curves*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, 1972b.
- HARDIN, B.O., RICHART, F.E.: *Elastic wave velocities in granular soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, 1963.
- HAU, E.: *Windkraftanlagen – Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit*. Springer, 4. Auflage, 2008.
- HAUPT, W.: *Bodendynamik – Grundlagen und Anwendung*. Vieweg & Sohn, Braunschweig 1986.
- HAUPT, W., HERRMANN, R.: *Querschnittsbericht 1986 – Dynamische Bodenkennwerte*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 48, 1987.
- HIBBITT, KARLSSON & SORENSEN, INC. (HKS): *ABAQUS Analysis User's Manual*. Version 6.8, Rhode Island.
- HIBBITT, KARLSSON & SORENSEN, INC. (HKS): *ABAQUS Theory Manual*. Version 6.8, Rhode Island.
- HIBBITT, KARLSSON & SORENSEN, INC. (HKS): *ABAQUS/CAE User's Manual*. Version 6.8, Rhode Island.
- HILBER, H.M., HUGHES, T.J.R.: *Collocation, dissipation and „overshoot“ for time integration schemes in structural dynamics*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 1978.
- HILBER, H.M., HUGHES, T.J.R., TAYLOR, R.L.: *Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, 1977.
- HOADLEY, P.: *Measurement of dynamic soil properties*. In: Analysis and Design of Foundations for Vibration. Balkema, 1985.

HSIEH, T.K.: *Foundation Vibrations*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 22, 1962.

HUGHES, T.J.R.: *The finite element method*. Mineola, New York, Dover Publications, 2000.

ILKEN, J.: *Leichter in die Höhe*. Sonne Wind & Wärme, Heft 2, 2009.

ISHIBASHI, I.: *Discussion*. Journal of Geotechnical Engineering , ASCE, Vol. 118, No. 5, 1992.

ISHIBASHI, I., ZHANG, X.: *Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay*. Journal of Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, 1993.

ISMAIL, I.M., MULLEN, C.: *Soil-structure interaction issues for three dimensional computational simulations of nonlinear seismic response*. Fourteenth Engineering Mechanics Conference, Department of Civil Engineering, The University of Texas, Austin 2000.

IWASAKI, T., TATSUOKA, F.: *Dynamic Soil Properties with Emphasis on comparison of Laboratory tests and field measurements*. Proc. VI. World Conf. on Earthquake Engin., New Delhi 1977a.

IWASAKI, T., TATSUOKA, F.: *Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands*. Soils and Foundations, 17 (3), 1977b.

JAMIOLKOWSKI, M., LO PRESTI, D.C.F., PALLARA, O.: *Role of in-situ testing in geotechnical earthquake engineering (state of the art paper)*. Proc. 3rd. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 3, 1995.

KARABALIS, D.L., BESKOS, D.E.: *Dynamic response of 3-D embedded foundations by the boundary element method*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 56, 1986.

KAUSEL, E., ROËSSET, J.M.: *Dynamic analysis of footings on layered media*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 101, No. EM5 1975.

KAUSEL, E., ROËSSET, J.M., CHRISTIAN, J.T.: *Nonlinear behavior in soil-structure interaction*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, GT11, 1976.

KELLEZI, L.: *Local transmitting boundaries for transient elastic analysis*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, 2000.

KNOTHE, K., WESSELS, H.: *Finite elemente*. Springer Verlag, 1999.

KOKUSHO, T., YOSHIDA, Y., ESASHI, Y.: *Dynamic properties of soft clay for wide strain range*. Soils and Foundations, 22(4), 1982.

KÖNIG, G., SHERIF, G.: *Erfassung der wirklichen Verhältnisse bei der Berechnung von Gründungsplatten*. Der Bauingenieur, Heft 3, 1975.

KRAMER, S.L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey 1996.

KUHLEMEYER, R.L., LYSMER, J.: *Finite element method accuracy for wave propagation problems*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 99, No. SM5, 1973.

LANGE, H.: *Ermüdungsbeanspruchung stählerner Rohrtürme von Windenergieanlagen an Binnenlandstandorten*. Promotionsschrift, Fachbereich Bauwesen der Universität Essen, Cuvilier Verlag, Göttingen 2002.

LANZO, G. VUCETIC, M., DOROUDIAN, M.: *Reduction of Shear Modulus at Small Strains in Simple Shear*. Journal of the Geotechnical Geoenvironmental Engineering. Vol. 123, No. 11, 1997.

LEHMANN, D.: *Standsicherheit von Turm und Gründung von Windkraftanlagen mit Hinweisen auf Typenprüfungen*. Tagungsband: DEWEK '94. Wilhelmshaven 1994.

LEONHARDT, G.: *Setzungen und Setzungseinflüsse kreisförmiger Lasten*. Bau und Bauindustrie, Heft 19, 1963.

LINK, M.: *Finite Elemente in der Statik und Dynamik*. Teubner Verlag, Stuttgart 1989.

LORENZ, H., NEUMEUER, H.: *Spannungsberechnung infolge Kreislasten unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb der Kreisfläche*. Bautechnik, Heft 5, 1953.

LUCO, J.E., WESTMANN, R.A.: *Dynamic response of circular footings*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 97, No. EM5, 1971.

LUCO, J.E., WONG, H.L.: *Seismic response of foundations embedded in a layered half-space*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, 1987.

LYNN, P.P., HADID, H.A.: *A Infinite elements with $1/r^n$ type decay*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, 1981.

LYSMER, J.: *Vertical Motions of Rigid Footings*. University of Michigan, Ann Arbor 1965.

LYSMER, J., KUHLEMEYER, R.L.: *Finite dynamic model for infinite media*. Journal of the Engineering Mechanics Division of the ASCE, Vol. 95, No. EM4, 1969.

- LYSMER, J., RICHART, F.E.: *Dynamic response of footings to vertical loading*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 92, No. SM1, 1966.
- LYSMER, J., UDAKA, T., TSAI, C.F., SEED, H.B.: *FLUSH: a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*. Report EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley 1975.
- MATICS, J.: *Betriebliche Modellierung, Auslegung und Management von dezentralen Energiesystemen*. Dissertation, Fakultät für Ingenieurwissenschaften der Universität Duisburg-Essen 2007.
- MESKOURIS, K.: *Baudynamik - Modelle, Methoden, Praxisbeispiele*. Ernst & Sohn, 1999.
- MÜLLER, G., GROTH, C.: *FEM für Praktiker*. Expert-Verlag, Renningen 1997.
- NEWMARK, N.M.: *A method of computation for structural dynamics*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 85, No. EM3, 1959.
- NORDEX ENERGY GMBH: *Planungsordner*. <http://sales.nordex-online.com>, Norderstedt 2006.
- NOVAK, M., BEREDUGO, Y.O.: *Vertical vibration of embedded footings*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98, No. SM12, 1972.
- PARK, D., HASHASH, Y.M.A.: *Estimation of non-linear seismic site effects for deep deposits of the Mississippi embayment*. National Science Foundation, Mid America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2004.
- PETERSEN, C.: *Dynamik der Baukonstruktionen*. Vieweg, 1996.
- PETERSEN, C.: *Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. Vieweg, 1993.
- PREGL, O.: *Kontinuumsmechanik / Belastungs- und Verformungszustand*. Band 3, Universität für Bodenkultur, Wien, 2004.
- RAMBERG, W., OSGOOD, W. R.: *Description of stress-strain curve by three parameters*. Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington DC 1943.
- RECKLING, K.-A.: *Plastizitätstheorie und ihre Anwendung auf Festigkeitsprobleme*. Springer-Verlag, 1967.

REUTER, A.: *Standortabhängige und anlagenspezifische Lastkollektive von Windkraftanlagen aus Simulationsrechnungen*. Fortschr. Ber. VDI Reihe 6 Nr. 338. Düsseldorf 1996.

RICHART, F.E.: *Some effects of dynamic soil properties on soil-structure interaction*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT12, 1975.

RICHART, F.E., WHITMAN, R.V.: *Comparison of footing vibration tests with theory*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1967.

RICHART, F.E., WOODS, R.D., HALL, J.R.: *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice-Hall, 1970.

RÜCKER, W.: *Dynamic behavior of rigid foundations of arbitrary shape on a half-space*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, 1982.

SCHAUMANN, P.: *Stahlrohrtürme*. Fachveranstaltung im Haus der Technik: Türme und Gründungen bei Windenergieanlagen-Tragstrukturen für den On- und Offshoreinsatz, Essen 12. + 13. Februar 2008.

SCHAUMANN, P., KLEINEIDAM, P., WILKE, F.: *Fatigue Design bei Offshore-Windenergieanlagen*. Stahlbau 73, Heft 9, 2004.

SCHAUMANN, P., SEIDEL, M.: *Weiterentwicklung der Verfahren zur sicheren und wirtschaftlichen Bemessung von Türmen für Windkraftanlagen mit hoher Leistung*. Schriftenreihe des Instituts für Stahlbau, Heft 18, Hannover 1999.

SCHAUMANN, P., SEIDEL, M.: *Eigenschwingverhalten von Windenergieanlagen-Berechnungen und Messungen*. Tagungsband: DEWEK 2000, Wilhelmshaven Juni 2000.

SCHWARZ, H.R.: *Methode der Finite Elemente*. Teubner Verlag, Stuttgart 1991.

SEED, H.B., IDRIS, I.M.: *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley. Report No. EERC 70-10, 1970.

SEED, H.B., WONG, R.T., IDRIS, I.M., TOKIMATSU, K.: *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 11, 1986.

SMOLTCZYK, U.: *Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. Sechste Auflage, Ernst & Sohn, 2001.

- SMOLTCZYK, U.: *Grundbau-Taschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren*. Sechste Auflage, Ernst & Sohn, 2001.
- SMOLTCZYK, U.: *Grundbau-Taschenbuch Teil 3: Geotechnische Grundlagen*. Fünfte Auflage, Ernst & Sohn, 1997.
- STUDER, J.A., KOLLER, M.G.: *Bodendynamik – Grundlagen, Kennziffern, Probleme*. Springer-Verlag, 1997.
- TASSOULAS, J.L., KAUSEL, E.: *On the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of embedded circular footings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 1983.
- VRETTOS, C.: *Zuschrift zu „Berechnungen der Drehfedersteifigkeit von Kreisfundamenten bei geschichtetem Baugrund“*. geotechnik 32, Heft 4, 2009.
- DE VRIES, E.: *Die Technik großer Türme*. Sonne & Wärmetechnik, Heft 6, 1999.
- VUCETIC, M., DOBRY, R.: *Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 1, 1991.
- WEGENER, D., HERLE, I.: *Zur Ermittlung von Scherdehnungen unterhalb von dynamisch belasteten Flächen*. geotechnik 33, Heft 1, 2010.
- WHITMAN, R. V.: *Soil-platform Interaction*. International Conference on the Behaviour of Off-Shore Structures, 1. BOSS1 76, Trondheim 1976.
- WHITMAN, R.V., LAWRENCE, F.V.: *Discussion*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM5, 1963.
- WICHTMANN, T., MARTINEZ, R., DURAN GRAEFF, F., GIOLO, E., NAVARETTE HERNANDEZ, M., TRIANTAFYLIDIS, T.: *On the influence of the grain size distribution curve on the secant stiffness of quartz sand under cyclic loading*. In 11th Baltic Sea Geotechnical Conference: “Geotechnics in Maritime Engineering”, Gdańsk, Poland 15-18 September 2008.
- WICHTMANN, T., TRIANTAFYLIDIS, T.: *Dynamische Steifigkeit und Dämpfung von Sand bei kleinen Dehnungen*. Bautechnik 82, Heft 4, 2005a.
- WICHTMANN, T., TRIANTAFYLIDIS, T.: *Über den Einfluss der Kornverteilungskurve auf das dynamische und das kumulative Verhalten nichtbindiger Böden*. Bautechnik 82, Heft 6, 2005b.

- WICHTMANN, T., TRIANTAFYLLIDIS, T.: *Über die Korrelation der ödometrischen und der „dynamischen“ Steifigkeit nichtbindiger Böden*. Bautechnik 83, Heft 7, Seite 482-491, 2006.
- WICHTMANN, T., TRIANTAFYLLIDIS, T.: *Erwiderung der Zuschrift von Benz, T., Vermeer, P. A. zum Beitrag: Wichtmann, T., Triantafyllidis, T.: Über die Korrelation der ödometrischen und der dynamischen Steifigkeit nichtbindiger Böden*. Bautechnik 84, Heft 5, 2007.
- WICHTMANN, T., TRIANTAFYLLIDIS, T.: *On the influence of the grain size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus G_{max}* . Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(10), 2009a.
- WICHTMANN, T., TRIANTAFYLLIDIS, T.: *On the correlation of “static” and “dynamic” stiffness moduli of noncohesive soils*. Bautechnik, Special Issue “Geotechnical Engineering”, 2009b (in print).
- WILKE, F., BÖKER, C.: *Lastannahmen, Fachveranstaltung im Haus der Technik, Türme und Gründungen bei Windenergieanlagen*. Essen 12. + 13. Februar 2008.
- WONG, H.L., LUCO, J.E.: *Dynamic response of rectangular foundations of arbitrary shape*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976.
- WONG, H.L., LUCO, J.E.: *Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident waves*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 1978.
- ZHANG, J., TANG, Y.: *Evaluating radiation damping of shallow foundations on nonlinear soil medium for soil-structure interaction analysis of bridges*. US-Japan Bridge Engineering Workshop, Seattle, WA 2006.
- ZIENKIEWICZ, O.C., EMSON, C., BETTES, P.: *A noval boundary infinite element*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 19, 1983.
- ZIMMERMANN, S.: *Finite Elemente und ihre Anwendung auf physikalisch und geometrisch nichtlineare Probleme*. Report TUE-BCO 01.05, Technische Universität Eindhoven, Niederlande 2001.

LEBENS LAUF

Name, Vorname: Quast, Arne

Nationalität: deutsch

Familienstand: verheiratet

Geboren: 26.04.1978 in Stade

Eltern: Dr. Peter Quast
Ursel Quast, geb. Nodop

Schulbildung: 1984-1988 Grundschule Guderhandviertel
1988-1990 Orientierungsstufe Grünendeich-Steinkirchen
1990-1998 Vincent-Lübeck-Gymnasium Stade
1998 Abitur

Studium: 1999-2004 Studium des Bauingenieurwesens an der
Leibniz Universität Hannover
März 2001 Vordiplom
August 2004 Diplom

Berufstätigkeit: 2002-2003 Wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für
Grundbau, Bodenmechanik und
Energiewasserbau, Leibniz Universität
Hannover
seit 2004 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut
für Grundbau, Bodenmechanik und
Energiewasserbau, Leibniz Universität
Hannover

Hannover, Juni 2010

Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE)

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Erich Lackner

- | | | |
|------------|-----------------------------|---|
| Heft 1 | Rizkallah, V. | Die erdstatische Bemessung von Wänden und Pfählen in Sandböden (1971) |
| v) Heft 2 | Lohmann, H. | Ein Beitrag zur Spannungsberechnung in der elastisch-isotropen Halbebene unter tief angreifenden Lasten und Anwendungsmöglichkeiten auf den Baugrund (1971) |
| v) Heft 3 | Weißbach, A. | Baugrubensicherung - Berechnung und Konstruktion von Baugrubenumschließungen (1973) |
| v) Heft 4 | Leonhardt, G. | Die Belastung von starren Rohrleitungen unter Dämmen (1973) |
| Heft 5 | Rizkallah, V. | Großbohrpfähle - Beitrag zur Abschätzung der lotrechten Tragfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit (1973) |
| Heft 6 | Hahn, F. R. | Ein Beitrag zur Herstellung und Ermittlung der Tragfähigkeit von temporären Erdankern in den Bodenarten der hannoverschen Kreideformation (1974) |
| Heft 7 | Blümel, W. | Ein Beitrag zum eindimensionalen Konsolidierungsverhalten von Klei im Kompressionsversuch (1974) |
| Heft 8 | Grade, H. | Ein Beitrag zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern in nicht-injizierbaren, nichtbindigen Böden (1974) |
| Heft 9 | Krämer, U. | Zugwiderstände und Eindringverhalten von Schiffsankern in nichtbindige Böden (1974) |
| Heft 10 | Krämer, U.
Rizkallah, V. | Erfahrungen bei der Ermittlung von Scherparametern im Kastenschergerät (1976) |
| v) Heft 11 | Richwien, W. | Zum Einfluß der Konsolidierungsdauer auf die wirksame Spannung und die Scherfestigkeit von aufbereitetem Klei (1976) |
| Heft 12 | Krämer, H. | Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern durch Anwendung der Korrelationstheorie (1977) |
| Heft 13 | Quast, P. | Ein Beitrag zum Kriechverhalten eines norddeutschen Kleis (1977) |
| Heft 14 | Paschen, R. | Konsolidierungs- und Scherverhalten von salzhaltigem Klei (1977) |
| v) Heft 15 | Liedtke, L. | Berechnung der Tragfähigkeit von temporären Erdankern mit der Methode der finiten Elemente (1978) |
| Heft 16 | Blümel, W. | Ein Verfahren zur Verminderung des Porenwasserdrucks bei Baugruben im Ton durch Entspannungsbohrungen (1979) |

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Victor Rizkallah

- | | | |
|------------|---------------|---|
| v) Heft 17 | Hellweg, V. | Ein Vorschlag zur Abschätzung des Setzungs- und Sackungsverhaltens nichtbindiger Böden bei Durchnässung (1981) |
| Heft 18 | Richwien, W. | Das Formänderungs- und Festigkeitsverhalten weicher bindiger Böden (1981) |
| v) Heft 19 | Maschwitz, G. | Ein Beitrag zur Abschätzung des Tragverhaltens von unbewehrten pfahlartigen Tragelementen (1983) |
| Heft 20 | Cunze, G. | Ein Beitrag zur Abschätzung des Porenwasserüberdrucks beim Rammen von Verdrängungspfählen in bindige Böden (1985) |
| Heft 21 | Wehner, T. | Seegangserzeugte Spannungsänderungen im Sandkern eines Seedeichs (1987) |

- v) Heft 22 Rizkallah, V. et al. Festschrift aus Anlaß des 75. Geburtstages von o. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Erich Lackner (1988)
- v) Heft 23 El Sherif, M. M. Ein Beitrag zur Stabilisierung von bindigen Sedimentböden in Entwicklungsländern (1988)
- v) Heft 24 Buchmann, K.-J. Zum Tragverhalten ausgesteifter Bohrpfahlwände im Hannoverschen Ton (1988)
- Heft 25 Harder, H. Numerische Modellierung des "Cone Penetration Tests" in wassergesättigten bindigen Böden (1989)
- v) Heft 26 Rizkallah, V., Hilmer, K. Bauwerksunterfangung und Baugrundinjektion mit hohen Drücken (Düsenstrahlinjektion) (1989)
- v) Heft 28 Rizkallah, V. et al. Bauschäden im Spezialtiefbau (Baugruben, Rohrvortriebe, unterirdische Bauanlagen) (1990)
- Heft 29 Rizkallah, V. et al. Geböschte Baugruben, Baugruben mit Stahlspundwänden (1991)
- Heft 30 Eklu-Natey, D. Erodierbarkeit zementstabilisierter tropischer Böden im Straßenbau Togos (1992)
- Heft 31 Achmus, M., Rizkallah, V. Vortrieb von Rechteckprofilen (Belastungen-Bemessung-Anwendung) (1992)
- Heft 32 Jebe, P., Rizkallah, V. et al. Untersuchung von Hochbaus Schäden in den neuen Bundesländern Teil 1: Globale Bestandsaufnahme und systematische Erfassung (1993)
- Heft 33 Beilke, O. Interaktionsverhalten des Bauwerks "Fernwärmeleitung - Bettungsmaterial" (1993)
- Heft 34 Jebe, P., Rizkallah, V. et al. Untersuchung von Hochbaus Schäden in den neuen Bundesländern Teil 2: Dokumentation des baulichen Zustands historischer Bauwerke (1993)
- v) Heft 35 Vogel, J. Untersuchungen bauschadensrelevanter Faktoren beim Vorpressen begehbarer Rohre (1993)
- Heft 36 Vogel, J. et al. Festschrift aus Anlaß des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah (1993)
- Heft 38 Vogel, J., Rizkallah, V. et al. Begehbare und nichtbegehbare Rohrvortriebe Verfahren, Bauschadensfälle und Empfehlungen zur Schadensminimierung (1993)
- Heft 39 Jebe, P., Rizkallah, V. Beispiele zur Sanierung alter Bausubstanz (1994)
- Heft 41 Achmus, M. Zur Berechnung der Beanspruchungen und Verschiebungen erdverlegter Fernwärmeleitungen (1995)
- Heft 43 von Bloh, G. Verfahren zur Ermittlung des Scherverhaltens von Bagger- und Klärschlamm mit der Flügelsonde (1995)
- Heft 44 Clasmeier, H.-D. Ein Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Kreiszellenfangedämmen (1995)
- Heft 45 Hasan, M. Abschätzung der Eindring- und Reibungswiderstände beim unterirdischen Rohrvortrieb (1996)
- Heft 47 Rizkallah, V., Richwien, A. Beschleunigte Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes bindiger Böden (1998)
- v) Heft 48 Bruns, T. Untersuchung des Tragverhaltens von Ortbetonschraubpfählen (1998)
- Heft 49 Döbbelin, J. U., Salveter, G. et al. Festschrift aus Anlaß des 65. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah (1998)
- Heft 52 Salveter, G. Validierung numerischer Verfahren zur Berechnung des Interaktionsverhaltens "Fernwärmeleitung – Baugrund" (2000)
- Heft 53 Döbbelin, J. U. Zur geotechnischen Anwendung wissensbasierter Systeme mit Elementen der Fuzzy-Logik (2000)

- v) Heft 54 Baesmann, A. Berechnung und Bemessung von Pfahl-Plattengründungen (2000)
 Rizkallah, V.
 Heft 55 Kaiser, J. Zu Schadensursachen und zur Setzungsproblematik bei
 herkömmlichen Bauwerksunterfangungen (2000)
 Heft 58 Döbbelin, J.U. Empfehlungen zur Vermeidung von Planungs- und
 Rizkallah, V. Ausschreibungsfehlern bei Ingenieurbauwerken (2001)

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Hanno Müller – Kirchenbauer / Prof. Dr.-Ing. Werner Blümel

- Heft 27 Friedrich, W. Ausbreitung chlorierter Kohlenwasserstoffe bei Einkapselung und
 Inversionsströmung (1989)
 Heft 37 Rogner, J. Modelle zur Beständigkeitsbewertung von Dichtwandmassen auf der
 Basis von Lagerungsversuchen (1993)
 Heft 40 initiiert von Univ.- Festschrift aus Anlaß des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing.
 Prof.Dr.-Ing. habil. H. Müller – Kirchenbauer
 S. Savidis
 Heft 42 Schlötzer, C. Filtrationsverhalten von Dichtuspensionen an flüssigkeitsgestützten
 Erdwänden (1995)
 Heft 46 Brummermann, K. Schutzschichten für Kunststoffdichtungsbahnen in Deponiebasis-
 Abdichtungen - Prüfung und Bewertung ihrer Wirksamkeit (1997)
 Heft 50 Mbonimpa, M. Injizierfähigkeit von Feistbindemittelsuspensionen zur Abdichtung
 von Lockergesteinen (1998)
 Heft 51 Düser, O. Verwertung von aus Bauschutt aufbereitetem Recyclingmaterial in
 mineralischen Dichtungssystemen (1999)
 Heft 56 Stoewahse, C. Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und
 Erdstoffen im Rahmenschergerät (2001)
 Heft 57 Gawalek, K. Silikatgele auf Organosilanbasis für Abdichtungsinjektionen im
 Lockergestein (2001)

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus / Prof. Dr.-Ing. Werner Blümel

- Heft 59 Doll, H. Dimensionierung von Kunststofflinern – Close-Fit-Verfahren (2001)
 Heft 60 Kuk, M. Untersuchungen zur Beeinflussung der Feistbindemittelausbreitung im
 Lockergestein durch Filtrationsmechanismen (2004)
 Heft 61 Achmus, M. Bauwerkserschütterungen durch Tiefbauarbeiten (2005)
 Kaiser, J.
 tom Wörden, F.
 Heft 62 Mansour, B.G.S. Investigations on Design and Rehabilitation Options for River
 Barrages with Special Respect to Piping (2005)
 Heft 63 Achmus, M. Bodenmechanik und Grundbau - Grundlagen und Konzepte (2007)
 Heft 64 Weidlich, I. Untersuchung zur Reibung an zyklisch axial verschobenen
 erdverlegten Rohren (2008)
 Heft 65 Kuo, Y.-S. On the behavior of large-diameter piles under cyclic lateral
 load (2008)
 Heft 66 Maßmann, J. Modeling of Excavation Induced Coupled Hydraulic-Mechanical
 Processes in Claystone (2009)
 Heft 67 Müller- Funktionsnachweis für geotextile Tondichtungsbahnen in
 Kirchenbauer, A. Deponieoberflächenabdichtungen (2009)
 Heft 68 tom Wörden, F. Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck auf starre vertikale
 Bauteile im nichtbindigen Boden (2010)

Heft 69 Quast, A.

Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von
Windenergieanlagen (2010)

v) = vergriffen

Schutzgebühr: € 15,-/Heft