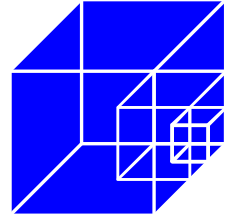


**Universität Hannover - Institut für Stahlbau**  
**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann**  
Appelstraße 9a ♦ 30167 Hannover  
☎ (0511) 762-3781 FAX (0511) 762-2991  
schaumann@stahl.uni-hannover.de



## **2. Symposium**

**Offshore-Windenergie**  
**Bau- und umwelttechnische Aspekte**

**Montag, 9. September 2002 in Hannover**

**– Einflüsse auf die Ermüdung der Tragstruktur –**

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann**  
**Dipl.-Ing. Patric Kleineidam**



## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung .....	1
2	Beanspruchungen aus Wellen .....	1
2.1	Seegangsspektrum .....	1
2.2	Wellenverteilungsdiagramm .....	2
2.3	Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm .....	6
2.4	Ermittlung der Beanspruchung der Tragstruktur .....	7
3	Ermüdungsfestigkeit von Stahlkonstruktionen nach unterschiedlichen Normen .....	8
3.1	Einfluss der Blechdicke .....	8
3.2	Form und Lage der Wöhlerlinie .....	9
3.3	Sicherheitsfaktoren in der Lebensdaueranalyse .....	10
4	Vergleichende Untersuchungen .....	11
4.1	Untersuchte Varianten .....	11
4.2	Frequenzganganalyse .....	14
4.2.1	Allgemeines .....	14
4.2.2	Frequenzganganalyse für Wellenbeanspruchung .....	15
4.3	Deterministische Verfahren .....	17
4.3.1	Lebensdaueranalysen auf Basis des Wellenhöhenüberschreitungsdiagramms .....	17
4.3.2	Wellenhöhen-Perioden Zuordnung .....	18
4.3.3	Durchgeführte Berechnungen .....	19
4.3.3.1	Einfluss der Vorschriften .....	19
4.3.3.2	Standortbezogene Schädigungen .....	21
4.3.3.3	Einfluss der Wellenhöhen-Perioden-Zuordnung .....	23
4.3.4	Lebensdaueranalysen auf Basis des Wellenverteilungsdiagramms .....	24
4.3.5	Vergleich der Varianten .....	28
5	Zusammenfassung und Ausblick .....	29
5.1	Zusammenfassung .....	29
5.2	Ausblick .....	30
6	Literatur .....	31



## 1 Einleitung

Für Windenergieanlagen, die an Land errichtet werden, ergeben sich die maßgebenden Ermüdungsbeanspruchungen für die Tragstruktur aus den stochastischen Eigenschaften des Windes in Kombination mit den Betriebszuständen der Anlage. Werden die Windenergieanlagen im Meer aufgestellt, so treten zusätzlich zu den Windbeanspruchungen Wellenbeanspruchungen auf, die sich ähnlich wie der Windbeanspruchungen durch Spektren beschreiben lassen. Die Ermüdungsbeanspruchungen für die Tragstruktur setzen sich aus beiden Einflüssen zusammen.

Um die Einflüsse auf die Ermüdungsbeanspruchungen infolge der Wellen zu betrachten, werden in den hier vorgestellten Untersuchungen die Beanspruchungen aus dem Wind zunächst nicht einbezogen. Hier werden Sensitivitätsstudien zum deterministischen Ermüdungsnachweis der Tragstruktur infolge der Wellenbeanspruchung vorgestellt. Die Ergebnisse können auf die kombinierten Beanspruchungen übertragen werden.

## 2 Beanspruchungen aus Wellen

Die Belastungen, denen Offshore-WEA hauptsächlich ausgesetzt sind, werden durch Wellen und Wind bestimmt. Zusätzlich können noch bedeutende Anteile infolge von Eislasten auftreten. Wie bei den Windenergieanlagen an Land sind neben der Bemessung der Tragfähigkeit mit Lastszenarien großer Wiederkehrperioden (z.B. 50-Jahres-Welle) besonders die Untersuchungen im dynamischen Bereich von entscheidender Bedeutung. Kombiniert mit den hochdynamischen Beanspruchungen infolge des Anlagenbetriebes aus Windeinwirkung sind die Wechselanregungen aus der Wellenbeanspruchung zu berücksichtigen. Thandavamoorthy [21] gibt an, dass in der Nordsee aus Wellenlasten Lastwechselzahlen von  $1,5 \cdot 10^8$  innerhalb von 25 Jahren erreicht werden können. Für Windenergieanlagen werden in dieser Zeit allein aus dem Wind Lastwechselzahlen von bis zu  $10^9$  erwartet.

### 2.1 Seegangsspektrum

Die Eigenschaften des Seegangs lassen sich für Zeiträume von mehreren Stunden mit Seegangsspektren beschreiben. Zur Bestimmung solcher Kurzzeitseegangsspektren werden aus der Aufzeichnung der Wellenerhebungen die einzelnen Wellenhöhen bestimmt, wie es z.B. bei [10] beschrieben ist, und bestimmten Wellenhöhenklassen zugeordnet. Die Verteilung in den Wellenhöhenklassen kann meist durch eine Rayleigh-Verteilung angenähert werden. Diese Wellenspektren verwenden als Eingangswerte die signifikante Wellenhöhe  $H_s$  und die Wellenperiode. Die signifikante Wellenhöhe entspricht dem Mittel der 33% höchsten Wellen. Sie entspricht nach [24] der Wellenhöhe, die von geübten Beobachtern geschätzt wird. Neben den Wellenhöhen können aus den Wellenmessungen die Wellenperioden bestimmt werden. Verwendet werden als Charakterisierung z.B. die aufeinanderfolgenden Aufwärtsnullstellen (siehe [10]).

Häufig verwendete Spektren sind das Pierson-Moskowitz-Spektrum [10] sowie das JONSWAP-Spektrum [22]. Das Pierson-Moskowitz-Spektrum wurde für voll ausgebildete Seegangszustände entwickelt, während das JONSWAP-Spektrum nicht ausgereifte Seegangszustände besser beschreibt. Die grundlegenden Parameter sind Wellenhöhe und Periode. Das JONSWAP-Spektrum ist um den Parameter  $\gamma$  erweitert, der die Höhe des Maximums bestimmt. Für  $\gamma=1$  geht das JONSWAP-Spektrum in das Pierson-Moskowitz-Spektrum über. In Abbildung 1 sind die beiden Spektren für gleiche Werte der Wellenhöhe und der Periode dargestellt, für das JONSWAP-Spektrum wurde der Wert  $\gamma=3,3$  verwendet, der nach [22] als durchschnittlicher Wert für

die Nordsee betrachtet werden kann. Es ist zu erkennen, dass das JONSWAP-Spektrum stärker konzentriert und zu etwas höheren Frequenzen verschoben ist.

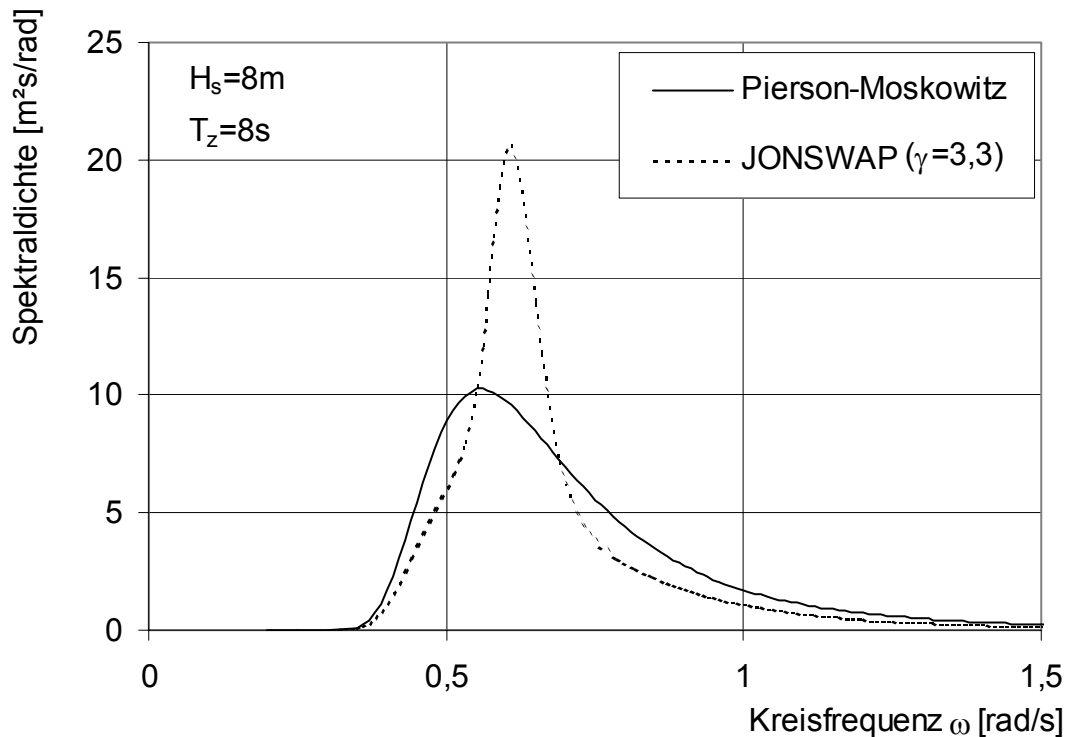


Abbildung 1: Vergleichende Darstellung des Pierson-Moskowitz- und JONSWAP-Spektrums

Liegt ein Seegangsspektrum vor, können daraus repräsentative Zeitreihen der Wellenerhebung als Überlagerung einzelner periodischer Wellen erzeugt werden, die wiederum über die zugrunde gelegten charakteristischen Eigenschaften verfügen. Dafür können z.B. die bei Matthies [14] oder Gupta [9] angegebenen Methoden verwendet werden. Aus der entsprechenden Überlagerung der Wellen können Zeitreihen für die Beanspruchung der Struktur abgeleitet werden, die als Grundlage für eine Betriebsfestigkeitsberechnung dienen können, wenn Simulationen im Zeitbereich durchgeführt werden.

## 2.2 Wellenverteilungsdiagramm

Das Langzeitverhalten des Seegangs kann mit Hilfe von Wellenverteilungsdiagrammen beschrieben werden (sog. Scatter-Diagramme), in denen die Häufigkeit des Auftretens verschiedener Seegangszustände angegeben sind, die durch signifikante Wellenhöhen und –perioden gekennzeichnet werden. In [12] sind Wellenverteilungsdiagramme für verschiedene Seegebiete dargestellt. Für die gesamte Nordsee ist das in Tabelle 1 dargestellte Diagramm angegeben.

Um genauere Angaben für einen betrachteten Standort, z.B. Borkum-Riffgrund, zu erhalten, wird auf [4] zurückgegriffen. Dort sind Informationen über die Wellenverhältnisse in der Nordsee nach 15 verschiedenen Seegebieten unterteilt enthalten. Angegeben sind die Häufigkeiten unterschiedlicher Seegangsstufen, siehe Tabelle 2.



hs-Klasse i [m]	To-Klasse j [s]										Hi	fi
	<4	4..5	5..6	6..7	7..8	8..9	9..10	10..11	11..12	>12		
0..1	19	86	94	41	10	2					253	302,3
1..2	3	49	121	99	40	10	2				323	317,9
2..3	1	17	63	73	40	13	3	1			210	193,2
3..4		6	27	39	26	10	3	1			112	97,6
4..5		2	11	19	14	6	2	1			55	46,5
5..6		1	4	9	7	4	1				26	21,7
6..7			2	4	4	2	1				13	10,5
7..8			1	2	2	1	1				7	5,5
8..9				1	1	1					3	2,3
9..10				1	1						2	1,6
10..11											1	-
11..12											1	-
Hj	23	160	324	288	145	50	13	3	1		1000	999,1
fj	65	201	332	250	109	33	8	2			1000	

Tabelle 1: Wellenverteilungsdiagramm für die Nordsee, nach [10]

Seegangsstufe	Höhe [m]	Häufigkeit [%]
Sehr hoch	≥5	0,9
hoch	3,5 – 4,5	3,7
grob	2,0 – 3,0	21,8
mäßig	1,0 – 1,5	42
ruhig	0,0 – 0,5	31
Summe		99,4

Tabelle 2: Häufigkeiten von Seegangsstufen für das Seegebiet „K“, nach [4]

Die dort angegebenen Daten beziehen sich auf den Zeitraum 1950 bis 1986 und wurden von fahrenden Schiffen ermittelt. Den Ausführungen in [4] kann entnommen werden, dass es sich bei diesen Daten um zeitbezogene Häufigkeiten handelt. Nach [10] kann der Seegang für Langzeitbetrachtungen mit Hilfe einer Weibull-Verteilung relativ genau beschrieben werden. Daher wird an die oben angegebenen Daten eine Weibull-Verteilung angepasst. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung einer Weibull-Verteilung wird mit der folgenden Gleichung beschrieben.

$$F(u) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{u}{c}\right)^\alpha\right) \quad \text{Gleichung 1}$$

Die beiden Parameter  $\alpha$  und  $c$  beschreiben den Verlauf der Verteilung. Sollen Messergebnisse durch eine Weibull-Verteilung beschrieben werden, sind diese Parameter zu bestimmen. Dies kann mit Hilfe einer linearen Regression durchgeführt werden, da zweimaliges Logarithmieren der Gleichung 1 zu dem folgenden linearen Zusammenhang im doppelt-logarithmischen Maßstab führt, siehe dazu auch [10].

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \ln(-\ln(1-F)) = \ln(u) - \ln(c) \quad \text{Gleichung 2}$$



Wird in einer linearen Regression die Geradengleichung für die beiden Variablen  $\ln(-\ln(1-F))$  und  $\ln(u)$  mit der Steigung A und dem Achsenabschnitt B ermittelt, können daraus die Parameter der Weibull verteilung bestimmt werden.

$$\alpha = A \quad \text{Gleichung 3}$$

$$c = \exp\left(-\frac{B}{A}\right) \quad \text{Gleichung 4}$$

Mit diesem Vorgehen kann für die in Tabelle 2 angegebenen Messwerte die Weibull-Verteilung für die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Wellenhöhe abgeleitet werden. Dabei ist zu beachten, dass bei den vorliegenden Daten die Klasseneinteilung nicht durchgehend ist und nur Daten mit einer geringen Auflösung vorliegen. Daraus ergeben sich für die Wahrscheinlichkeitsverteilung gewisse Unsicherheiten. Bei einer Wahl der Klasseneinteilung zwischen den angegebenen Grenzwerten ergeben sich die in Abbildung 2 dargestellten Verläufe. Die Wahl der Klassengrenze und hier besonders die Wahl der Obergrenze der fünften Klasse wirkt sich deutlich auf die Anzahl der Wellen mit geringer Wellenhöhe aus. Die Obergrenze von 15m wurde hier gewählt, da nach [4] auch in der südlichen Nordsee Einzelwellen mit einer Höhe von bis zu 15m beobachtet worden sind. Für die Varianten sind die in Tabelle 3 angegebenen Klasseneinteilungen verwendet worden, mit denen mittlerer Werte (Variante 1) sowie obere Grenzen (Variante 2) bzw. untere Grenzen (Variante 3) verwendet worden.

Klasse	Klassengrenzen in [m]		
	Variante 1	Variante 2	Variante 3
1	0,00 - 0,75	0,00 - 1,00	0,00 - 0,50
2	0,75 - 1,75	1,00 - 2,00	0,50 - 1,50
3	1,75 - 3,25	2,00 - 3,50	1,50 - 3,00
4	3,25 - 4,75	3,50 - 5,00	3,00 - 4,50
5	4,75 - 15,0	4,75 - 15,0	4,50 - 15,0

Tabelle 3: Klasseneinteilungen für die Vergleichsrechnung

Bezüglich einer Lebensdaueruntersuchung sind die Auswirkungen der unterschiedlichen Varianten noch zu untersuchen. Zum Vergleich wird die Weibull-Verteilung der Wellenhöhen für das vorliegende Scatter-Diagramm der Nordsee mit demselben Vorgehen ermittelt. Hier liegt eine größere Anzahl von Wellenhöhenklassen vor, so dass die Berechnung auf einer größeren Datenbasis durchgeführt werden kann. Außerdem ist die Klasseneinteilung vorgegeben, so dass die oben geschilderten Unterschiede nicht auftreten. In Abbildung 3 ist die Wahrscheinlichkeitsdichte nach dem Scatter-Diagramm für die Nordsee (siehe Tabelle 1) im Vergleich zu der zuvor ermittelten Variante 2 für das Seegebiet „K“ dargestellt. Es deutet sich an, dass im Seegebiet „K“ kleinere Wellenhöhen mit größerer Häufigkeit auftreten als bei einer Betrachtung des gesamten Nordseegebietes.

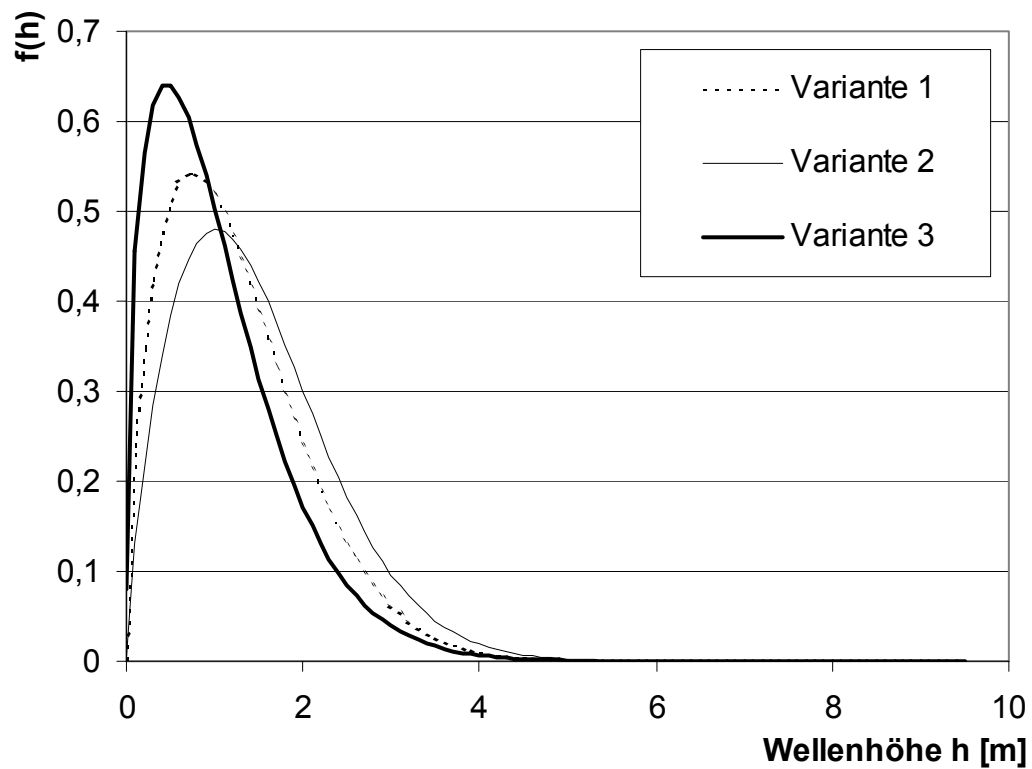


Abbildung 2: Wahrscheinlichkeitsdichte der Wellenhöhe für Seegebiet „K“, Beobachtungswerte und Verläufe für Varianten der Klassengrenzen

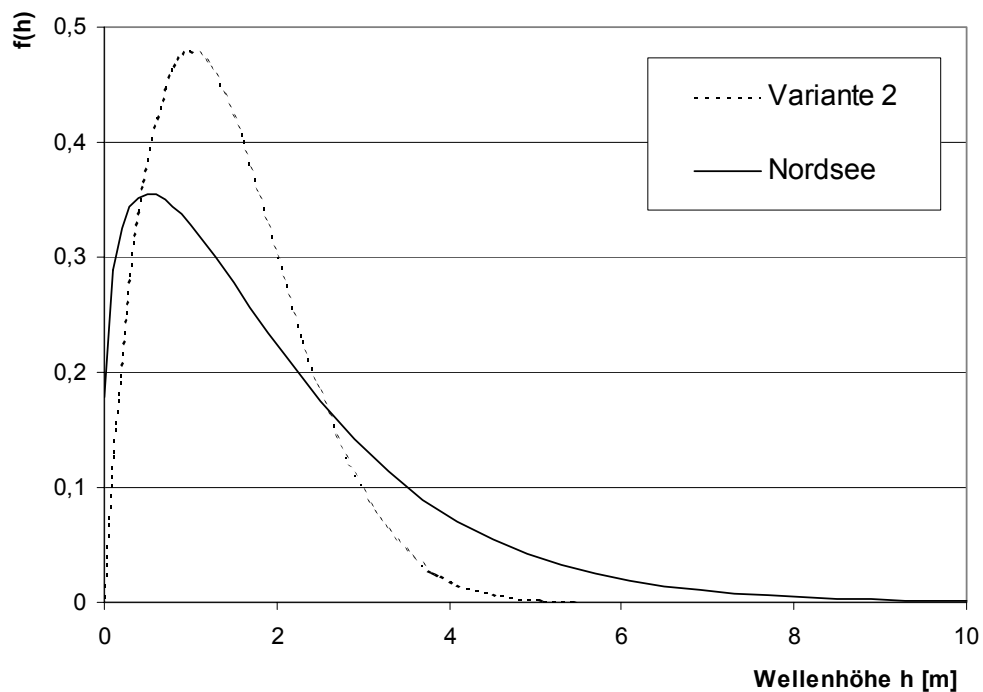


Abbildung 3: Wahrscheinlichkeitsdichte der Wellenhöhe für Nordsee nach Scatter-Diagramm, Vergleich mit Variante 2 für Seegebiet „K“

### 2.3 Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm

Für eine Ermüdungsberechnung ist es erforderlich, einen Zusammenhang zwischen den Beanspruchungen in der Struktur und ihrer Häufigkeit herzuleiten. Dies kann für Nachweise, die mit der deterministischen Lebensdaueranalyse geführt werden, mit Hilfe eines Wellenhöhenüberschreitungsdiagramms geschehen.

Das Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm macht Aussagen zu dem langzeitstatistischen Verhalten des Seegangs und gibt Auskunft darüber, wie groß die statistisch erwartete Anzahl von Wellen ist, die unter Berücksichtigung sämtlicher auftretender Kurzzeitseegangszustände ein bestimmtes Höhenniveau  $h$  während der Zeit  $T$  überschreiten, siehe dazu z.B. [10]. Die erforderlichen Daten können z.B. aus dem Wellenverteilungsdiagramm oder anderen langzeitstatistischen Daten abgeleitet werden.

Möglich ist die Ableitung des Wellenhöhenüberschreitungsdiagramms aus einer Weibull-Verteilung nach Gleichung 5.

$$n(h) = n_0 \cdot \exp\left(-\left(\frac{h}{c}\right)^\alpha\right) \quad \text{Gleichung 5}$$

Hierin sind

- $n_0$  Anzahl der Wellen im betrachteten Zeitraum
- $\alpha, c$  Weibull-Parameter

Diese Weibull-Verteilung ist im vorangegangenen Kapitel aus den Häufigkeiten der unterschiedlichen Wellenhöhenklassen hergeleitet worden und kann hier verwendet werden. Um die Anzahl der Wellen im betrachteten Zeitraum zu ermitteln, können im Wellenverteilungsdiagramm die Häufigkeiten der einzelnen Wellenperiodenklassen zu ihrer Wellenperiode ins Verhältnis gesetzt werden. Durch die Berücksichtigung der gesamten betrachteten Zeit ergibt sich die Wellenanzahl:

$$n_0 = T \cdot \sum_j \frac{H_j}{T_{0,j}} \quad \text{Gleichung 6}$$

Hierin sind

- $T$  betrachteter Zeitraum
- $T_{0,j}$  Periodenklasse
- $H_j$  Summenhäufigkeit der Periodenklasse  $T_{0,j}$

Liegt kein Scatter-Diagramm vor, so wird näherungsweise von einer mittleren Periodendauer ausgegangen. Für den Zusammenhang zwischen Wellenhöhe und -periode existieren verschiedene Ansätze. Hier wird zunächst der folgende Ansatz verwendet, der in [1] angegeben ist:

$$T = 0,7 + 4,2 \cdot h^{0,4} \quad \text{Gleichung 7}$$

Mit diesem Zusammenhang wird aus den oben ermittelten Weibull-Verteilungen jeweils das Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm ermittelt. Es wird deutlich, dass die Unterschiede zwischen den Varianten für das Seegebiet „K“ sich an dieser Stelle kaum auswirken, während für die gesamte Nordsee mit deutlich höheren Wellen gerechnet werden muss. Die Gesamtanzahl



der Wellen ist für Seegebiet „K“ höher. Dies kann ebenfalls darauf zurückgeführt werden, dass kleinere Wellen mit einer geringeren Periode eine größere Häufigkeit haben.

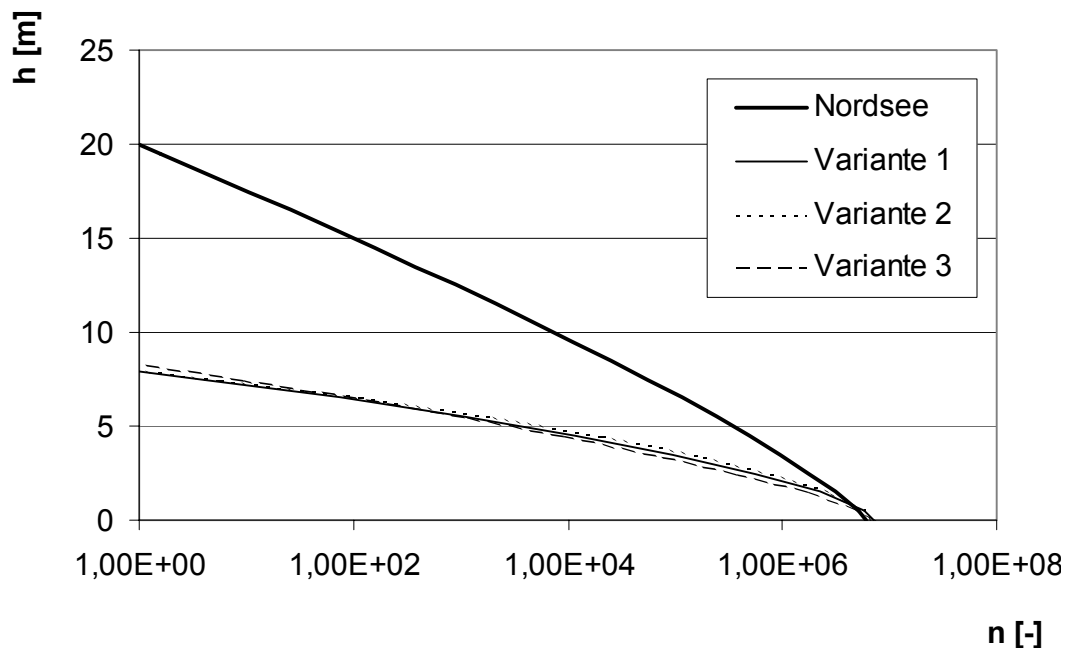


Abbildung 4: Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm für Nordsee nach Scatter-Diagramm;  
Varianten für Seegebiet „K“

## 2.4 Ermittlung der Beanspruchung der Tragstruktur

In den bisherigen Abschnitten wurde die Charakteristik der Seegangszustände beschrieben. Um daraus die Reaktionen der Tragstruktur zu bestimmen, muss eine Verbindung zwischen der Seegangsbeanspruchung und der Tragstruktur hergestellt werden. Dazu werden die Wellentheorien benötigt, die einen mathematischen Zusammenhang zwischen den charakteristischen Werten der Welle (Wellenhöhe und Periode) und der Kinematik der Wasserteilchen beschreiben. Daraus können mit Hilfe der Morison-Formel die Belastungen ermittelt werden, die auf die Tragstruktur wirken. Einführende Informationen sind hierzu z.B. in [24] zu finden.

In den hier durchgeführten Untersuchungen wird für diese Berechnung das Wellenlastprogramm verwendet, das im Rahmen der Bearbeitung des Gigawind-Projektes am Institut für Strömungsmechanik entstanden ist, siehe [16]. Zur Koppelung des Programms mit dem hier verwendeten Strukturberechnungsprogramm ANSYS wurden geeignete Schnittstellen programmiert. Das Wellenlastprogramm ist in der Lage, die Strukturlasten für Einzelwellen nach den unterschiedlichen Wellentheorien in Abhängigkeit der Zeit auszugeben. Die zu verwendende Wellentheorie wird durch die Eigenschaften der Welle bestimmt. Eine Welle kann mit Hilfe der Parameter Wellenhöhe, -periode und Wassertiefe so charakterisiert werden, dass eine Bestimmung der erforderlichen Wellentheorie mit Hilfe von Diagrammen möglich ist, wie sie z.B. in [3] angegeben sind. Die Verwendung einer nicht angepassten Wellentheorie kann sich deutlich auf die Beanspruchungen der Struktur auswirken, wie in [20] und [11] gezeigt worden ist. Für weitere Einzelheiten wird auf die angegebenen Literaturstellen verwiesen. Die im folgenden verwendeten Wechselspannungen werden aus den maximalen und minimalen Momenten an der betrachteten Stelle für einen Wellendurchgang unter Berücksichtigung der unten beschriebenen dynamischen Einflüsse ermittelt.



### 3 Ermüdungsfestigkeit von Stahlkonstruktionen nach unterschiedlichen Normen

Im Rahmen dieses Abschnittes werden die Ansätze für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit nach unterschiedlichen Normen vergleichend nebeneinandergestellt. In die Betrachtung werden die folgenden Vorschriften einbezogen:

DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen [6]

Eurocode (EC) 3-1-9 [7]

GL-Richtlinie [8]

N-004 [15]

Als Nachweiskonzepte kommen das Nennspannungskonzept, das Strukturspannungskonzept sowie bruchmechanische Konzepte in Frage. Hier werden die Vorschriften auf Basis des Nennspannungskonzeptes verglichen.

Die Grundlage der Berechnung der Lebensdauer der Konstruktion bildet in allen betrachteten Vorschriften die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner. Das bedeutet, dass für die unterschiedlichen auftretenden Beanspruchungen der Kerbdetails die Spannungsschwingbreiten und die Anzahl der Beanspruchungen ermittelt werden. Aus der zugehörigen Wöhlerlinie ergeben sich die Teilschädigungen, die zur Schadenssumme addiert werden.

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad \text{Gleichung 8}$$

Zur Durchführung eines Ermüdungsnachweises mit dem Nennspannungskonzept werden für unterschiedliche Kerbdetails die zugehörigen Wöhlerlinien benötigt. Für die unterschiedlichen Kerbdetails wurden repräsentative Untersuchungen durchgeführt, auf deren Basis das Detail in eine Wöhlerlinie eingeordnet wird. Unterschiede zwischen den Vorschriften ergeben sich durch die Lage der Wöhlerlinie, sowie durch die verwendeten Sicherheitskonzepte. Diese Unterschiede werden in den nächsten Abschnitten näher charakterisiert.

#### 3.1 Einfluss der Blechdicke

Bei Bauteilen großen Wanddicken ist von einer verringerten Ermüdungsfestigkeit auszugehen. Dieser Einfluss wird in allen aufgeführten Vorschriften in ähnlicher Weise nach Gleichung 9 berücksichtigt.

$$\beta = \left( \frac{t}{t_{\text{ref}}} \right)^{\alpha} \leq 1,0 \quad \text{Gleichung 9}$$

Hierin bedeuten:

$\beta$  Abminderungsfaktor

$\alpha$  Exponent

$t$  vorhandene Blechdicke im anrissgefährdeten Querschnitt

$t_{\text{ref}}$  Referenzblechdicke

Unterschiede finden sich in der Festlegung der Referenzblechdicke sowie im Exponenten. Der Exponent  $\alpha$  wird beim GL zu 0,25 festgelegt und die Referenzblechdicke zu 25 mm. Im N-004 ist der Exponent abhängig von der Kerbfallkategorie und variiert zwischen 0,0 für das Grundmaterial bis zu 0,25, während die Referenzblechdicke generell ebenfalls bei 25 mm liegen und bei

Rundrohrprofilen auf 32 mm erhöht werden darf. Im Eurocode 3-1-9 wird der Einfluss der Blechdicke teilweise in den Kerbfallkategorien direkt berücksichtigt, teilweise erfolgt die Berücksichtigung nach Gleichung 9 mit einer Referenzblechdicke von 25 mm und einem Exponenten von 0,2.

Die resultierenden Abminderungen sind in Abbildung 5 beispielhaft über die Blechdicke aufgetragen. Die Daten beziehen sich auf eine Stumpfnah in einem Rohrprofil. Im Bereich der Blechdicken von mehr als 50 mm, die für Monopile-Gründungen von Offshore-WEA erwartet werden können, ist mit Reduktionen von etwa 15% zu rechnen. In N-004 liegt die Reduktion bei etwa 7%.

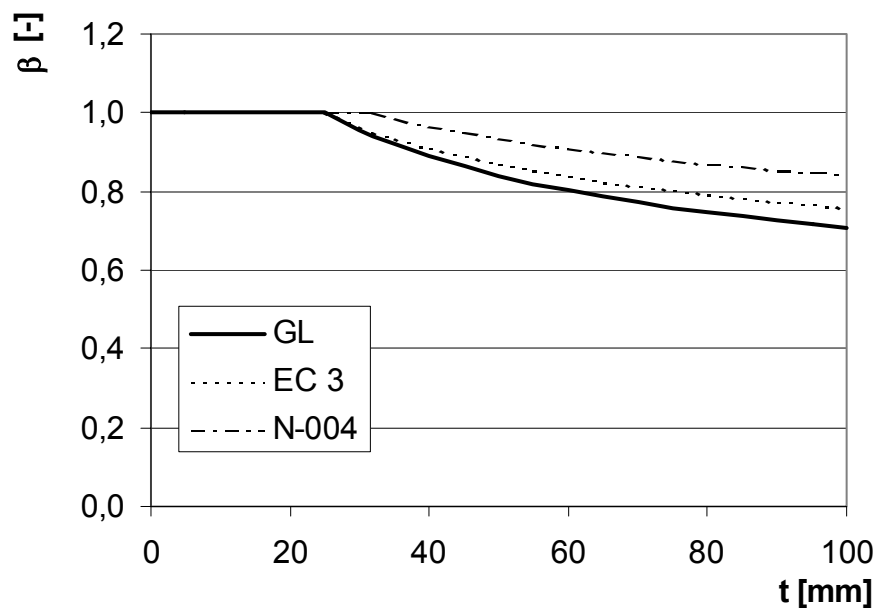


Abbildung 5: Einfluss der Blechdicke auf die Lage der Wöhlerlinie in unterschiedlichen Vorschriften, Beispiel: Stumpfnah in Rohrprofil

### 3.2 Form und Lage der Wöhlerlinie

Die Form der Wöhlerlinie stimmt in den Vorschriften prinzipiell überein, sie verläuft im doppelt-logarithmischen Maßstab linear. Teilweise wird in den Bereichen kleinerer Spannungsschwingbreiten von einer geringeren Neigung der Wöhlerlinie ausgegangen. Nur für die Fälle, in denen insgesamt von begrenzten Lastspielzahlen ausgegangen wird (z.B. Eurocode 3) wird eine Spannungsschwingbreite angegeben, deren Unterschreitung dazu führt, dass keine Teilschädigungen auftreten. Für besonders ungünstige Umgebungsbedingungen (freie Korrosion in Seewasser) wird sogar auf die Abstufung der Wöhlerlinie verzichtet und die Anfangssteigung beibehalten (z.B. GL-Richtlinie). In Abbildung 6 sind die Wöhlerlinien nach unterschiedlichen Vorschriften und Randbedingungen beispielhaft für den Kerbfall Stumpfnah, Sondergüte dargestellt. Näheres dazu findet sich auch in [19]. Die verschiedenen Wöhlerlinien werden im weiteren zur besseren Handhabung auch abgekürzt bezeichnet, wie in Tabelle 4 beschrieben.

Abkürzung	Beschreibung	Geltungsbereich
EC3	Kerbfallkategorie 125, Nachweis nach Eurocode	Onshore
DIBt	Kerbfallkategorie 125, Nachweis nach DIBt-Richtlinie	Onshore/ Wind
GL-A	Kategorie 125, Korrosionsschutz vorhanden, Nachweis nach GL-Richtlinie	Offshore/ Wind
GL-B	Kategorie 125, nicht-korrosive Umgebung, konstante Spannungsschwingbreiten, Nachweis nach GL-Richtlinie	Offshore/ Wind
GL-C	Kategorie 125, in Seewasser ohne Korrosionsschutz, Nachweis nach GL-Richtlinie	Offshore/ Wind
N-CP	Kategorie C, in Seewasser mit kathodischem Korrosionsschutz, Nachweis nach N-004	Offshore
N-FC	Kategorie C, in Seewasser ohne Korrosionsschutz, Nachweis nach N-004	Offshore
N-AIR	Kategorie C, an Luft, Nachweis nach N-004	Offshore

Tabelle 4: Verwendet Abkürzungen für die Wöhlerlinien

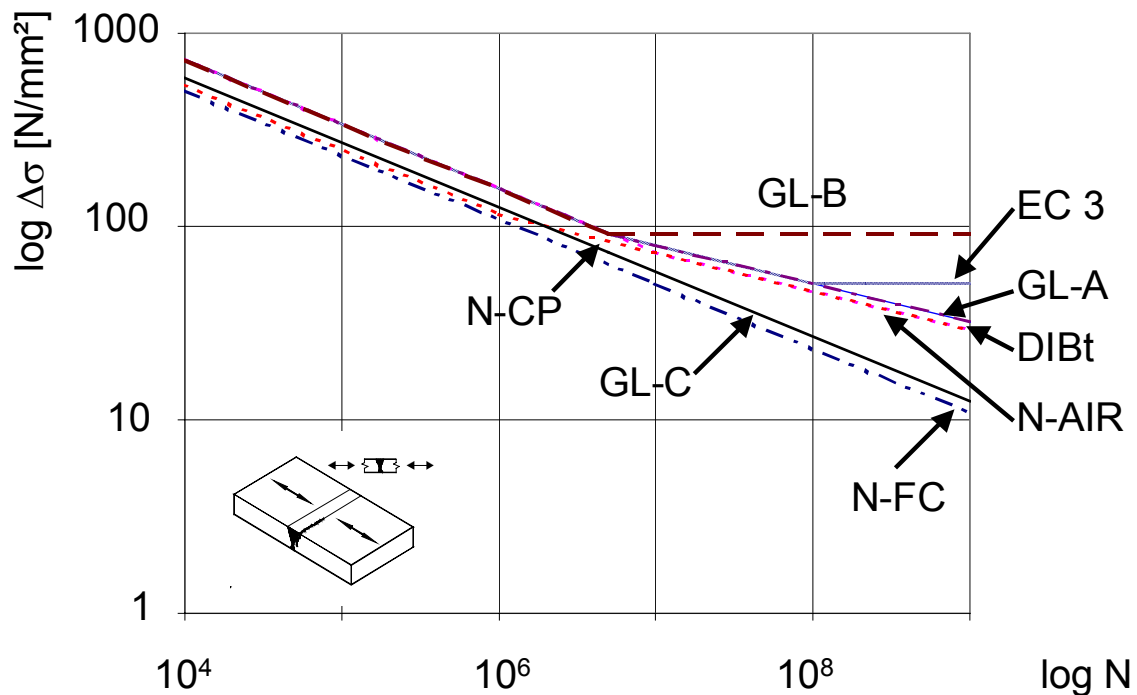


Abbildung 6: Wöhlerlinien unterschiedlicher Normen; Beispiel: Stumpfnahse Sondergüte

### 3.3 Sicherheitsfaktoren in der Lebensdaueranalyse

Zur Erzielung eines ausreichenden Sicherheitsniveaus gegenüber einem Ermüdungsversagen werden in den Vorschriften unterschiedliche Verfahren verwendet. Übereinstimmend wird bei allen hier herangezogenen Vorschriften die Beanspruchungen mit den charakteristischen Werten berechnet. In den Vorschriften, die sich direkt auf Offshore-Bauwerke beziehen, wie der GL und N-004 wird zur Ermittlung der Beanspruchungen aus Seegang die Verwendung von Langzeitstatistiken der Seegangszustände gefordert, Angaben dazu sind z.B. in [10] oder in [4] zu finden.



Das Sicherheitsniveau wird durch Teilsicherheitsfaktoren, die sich auf das Material beziehen und abhängig sind von der Zugänglichkeit und den Folgen des Versagens und variieren zwischen 1,0 und 1,25. In analoger Form sind die Teilsicherheitsbeiwerte im Eurocode 3 vorgesehen. Im N-004 dagegen erfolgt eine Sicherheitsbewertung durch die Anforderung, dass die rechnerische Lebensdauer der Struktur mindestens der doppelten angesetzten Lebensdauer entsprechen soll. Das bedeutet, dass die zulässige Schädigung auf 0,5 begrenzt wird. In den hier durchgeführten Untersuchungen wird für einen besseren Vergleich die doppelte Anzahl der Schwingspiele berücksichtigt, um die Schadenssummen mit den Ergebnissen der anderen Berechnungen vergleichen zu können. Im Gegensatz zu den übrigen Vorschriften, bei denen die Sicherheitsfaktoren auf der Ebene der Spannungen angesetzt werden, wird im N-004 der Sicherheitsfaktor in der Ebene der Schwingspiele angesetzt.

## 4 Vergleichende Untersuchungen

Generell wird für eine Lebensdaueranalyse von wellenbeanspruchten Bauwerken eine Kombination der stochastischen Langzeitverteilung und den zugehörigen Seegangszuständen gefordert, die im Frequenzbereich untersucht werden sollen. Vereinfachte Methoden dürfen angewandt werden, wenn sie ausreichend validiert sind. Im Rahmen dieser Ausarbeitung werden für den Anwendungsfall der Offshore-WEA die Unterschiede dieser Verfahren auf den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit untersucht. Die Lebensdaueruntersuchungen beschränken sich zunächst nur auf die Beanspruchungen aus den Wellen, hieraus lassen sich schon wesentliche Bedingungen für die Konstruktion der Tragstrukturen ableiten.

Nach N-004 dürfen für feste Offshore-Konstruktionen die dynamischen Einflüsse über Erhöhungsfaktoren berücksichtigt werden. Der dynamische Erhöhungsfaktor ist über die Struktur veränderlich und muss für den betrachteten Punkte bestimmt werden. Die Zulässigkeit der Methode ist angegeben für Erhöhungsfaktoren bis 1,5. Bei größeren Faktoren sollten verfeinerte Methoden verwendet werden, wie Berechnungen im Zeit- oder im Frequenzbereich.

In der GL-Richtlinie wird ebenfalls die Freiheit gelassen, eine deterministische oder stochastischen Analyse der Wellenbeanspruchungen durchzuführen, sofern bei Verwendung der deterministischen Methode in geeigneter Weise dynamische Erhöhungen berücksichtigt werden, die sich aus Wellenperioden in der Nähe der Perioden der Eigenschwingung der Struktur ergeben.

### 4.1 Untersuchte Varianten

Zur Untersuchung des Einflusses der Systemeigenschaften von Offshore-WEA auf die rechnerische Lebensdauer infolge der Wellenbeanspruchung werden hier die Schädigungen für in Frage kommende Strukturen unter bestimmten Randbedingungen untersucht.

Als Basis für die verwendeten Abmessungen wird auf Voruntersuchungen für Monopile-Strukturen zurückgegriffen, die unter Extremlasten vordimensioniert worden sind. Als grundlegende Umgebungsbedingung wird zunächst von dem geplanten Standort Borkum-Riffgrund ausgegangen.

System-Nr.	Nennleistung [MW]	Nabenhöhe [m]	Wassertiefe [m]	D_unten [mm]	t_unten [mm]	D_oben [mm]	t_oben [mm]	Dämpfungsdekrement $\Lambda$ [-]
12	2	70	30	3750	50	2000	20	0,094
13	2	70	30	4000	55	2000	20	0,094
14	2	70	30	4000	50	2000	20	0,094
15	2	70	30	4000	60	2000	20	0,094
16	2	70	30	4000	55	2000	20	0,126
17	2	70	30	4500	60	2000	20	0,094
18	2	70	15	3750	50	2000	20	0,094
19	2	70	22,5	3750	50	2000	20	0,094
20	4,5	100	30	5750	66	3000	20	0,094
22	4,5	100	30	5500	66	3000	20	0,094
23	4,5	100	30	6500	66	3000	20	0,094
24	2	70	30	4000	65	2000	20	0,094
25	2	70	30	4500	70	2000	20	0,094

Tabelle 5: Parametersätze der untersuchten Systemvarianten

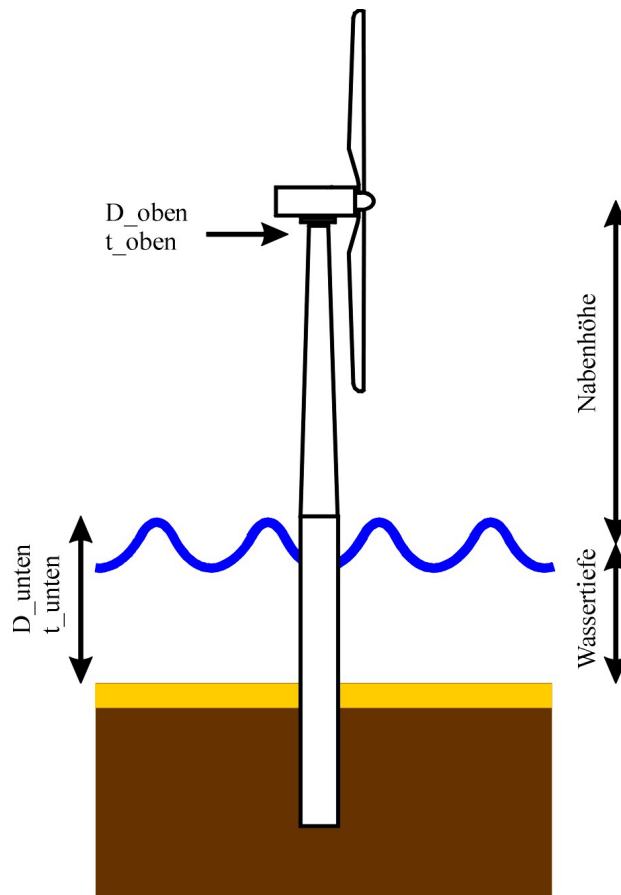


Abbildung 7: Monopile mit kennzeichnenden Abmessungen

Die verwendeten Parameter sind in Abbildung 7 dargestellt. Das Modell, das den numerischen Untersuchungen zugrunde liegt, entspricht dem in Abbildung 10. Die elastischen Bodeneigenschaften werden hier zunächst nicht berücksichtigt. Wie z.B. in [19] gezeigt wurde, ist der Einfluss der Bodensteifigkeit auf die erste Eigenfrequenz ab einer bestimmten Steifigkeit nur noch gering. Hier wird für die folgenden Untersuchungen eine entsprechende Steifigkeit des Bodens unterstellt. Die getroffenen Aussagen lassen sich ebenfalls auf Monopiles mit geringeren Eigenfrequenzen aufgrund der geringerer Bodensteifigkeiten übertragen. Die Schädigungsberechnungen werden hier exemplarisch für eine Stumpfnah in Höhe des Meeresbodens durchgeführt. Die Parametersätze der untersuchten Varianten sind in Tabelle 5 zusammengestellt.

Die Nenndrehzahl der 2 MW-Anlagen wird nach Angaben der Fa. Enercon zu 21 U/min angenommen. Daraus ergeben sich die Rotorfrequenz zu 0,35 Hz sowie die Blattdurchgangsfrequenz zu 1,05 Hz. Die Nenndrehzahl der 4,5 MW-Anlagen wird nach Angaben der Fa. Enercon zu 12 U/min angenommen. Daraus ergeben sich die Rotorfrequenz zu 0,20 Hz sowie die Blattdurchgangsfrequenz zu 0,60 Hz. Anhand dieser Nennwerte können die einzelnen Auslegungen in die folgende Steifigkeitskategorie nach [18] eingeordnet werden:

- $f_0 < f_R$       soft-soft Auslegung
- $f_R < f_0 < f_B$     soft-stiff Auslegung
- $f_B < f_0$         stiff-stiff Auslegung

Hierin bedeuten:

- $f_0$     1. Eigenfrequenz der Tragstruktur
- $f_R$     Frequenz der Rotordrehzahl
- $f_B$     Blattdurchgangsfrequenz

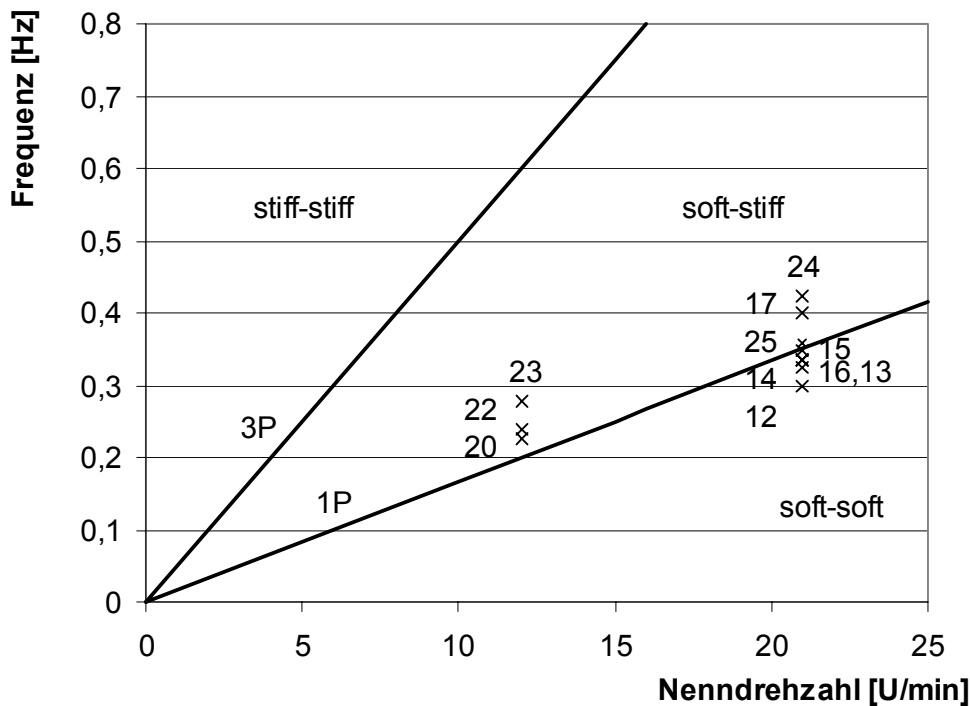


Abbildung 8: Darstellung der Eigenfrequenzen der Systemvarianten über den Nennfrequenzen; Einordnung der Auslegung

In Abbildung 8 sind die Parametersätze über der Nenndrehzahl der Anlagen aufgetragen. Mit Hilfe der Geraden 1P (Rotordrehzahl) und 3P (Drehzahl der Blattdurchgangsfrequenz) können

die Parametersätze in die verschiedenen Auslegungstypen eingeordnet werden. Die gewählten Parameter der 2-MW-Anlagen liegen im Übergangsbereich von Soft-Soft zu Soft-Stiff, während die Parameter der 4,5-MW-Anlagen im Soft-Stiff-Bereich liegen.

## 4.2 Frequenzganganalyse

### 4.2.1 Allgemeines

Werden mechanische Strukturen mit einer Beanspruchung in einer bestimmten Frequenz belastet, so stellt sich eine erzwungene Schwingung mit derselben Frequenz ein. Die Reaktion der Struktur ist dabei von mehreren Parametern abhängig.

Liegt die anregende Frequenz in der Umgebung einer Eigenfrequenz der Struktur, treten dynamische Vergrößerungen der Reaktion im Vergleich zu der statischen Beanspruchung auf. Diese Vergrößerung ist von der Dämpfung der Struktur abhängig.

Für einen Einmassenschwinger bei Kraftanregung kann die Vergrößerungsfunktion mit der folgenden Gleichung dargestellt werden:

$$V_1 = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \zeta \cdot \frac{\Omega}{\omega}\right)^2}} \quad \text{Gleichung 10}$$

Darin bezeichnen:

- $\Omega$     Kreisfrequenz der Anregung
- $\omega$     Eigenkreisfrequenz des Einmassenschwingers
- $\zeta$     Dämpfungsgrad

In der Literatur wird zwischen dem Dämpfungsgrad  $\zeta$  (auch Lehr'sches Dämpfungsmaß  $D$  genannt) und dem logarithmischen Dekrement  $\Lambda$  unterschieden. Der Zusammenhang zwischen diesen beiden Größen kann über die folgende Gleichung hergestellt werden:

$$\Lambda = 2 \cdot \pi \cdot \zeta \quad \text{Gleichung 11}$$

Die Vergrößerungsfunktion kann für diskrete Systeme mit einer Vielzahl von Freiheitsgraden und Eigenfrequenzen im Rahmen einer FE-Analyse ermittelt werden. Im verwendeten FE-Programm ANSYS wird im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen das Lehr'sche Dämpfungsmaß verwendet.

Für Baukonstruktionen sind im allgemeinen die folgenden Anteile an der Dämpfung beteiligt: Baustoff, Bauteil und Baugrund. Für die hier betrachteten Offshore-Windenergieanlagen sind zusätzlich die aerodynamische und die hydrodynamische Dämpfung zu berücksichtigen. Nach Petersen [17] können die einzelnen Beiträge an der Gesamtdämpfung einzeln ermittelt und zur Gesamtdämpfung addiert werden:

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3 + \dots + \Lambda_i \quad \text{Gleichung 12}$$

Dort sind für die Anteile Baustoff, Bauteil und Baugrund Näherungswerte angegeben, so dass für eine Konstruktion, an der die anderen angesprochenen Anteile nicht zu berücksichtigen sind, ein Anhaltswert für die Dämpfung ermittelt werden kann.

Zum Beispiel kann für einen stählernen Turm mit Podesten (wie bei WEA üblich) und einem Fundament auf Kies der folgende Mittelwert für die Dämpfung bestimmt werden:



$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3 = 0,008 + 0,015 + 0,008 = 0,031$$

Dieser Wert korrespondiert mit den bei Hapel [10] angegebenen Werten. Dort sind für die Dämpfung von landgestützten Konstruktionen einschließlich der Baugrunderdämpfung die folgenden Werte angegeben, zum Teil in Abhängigkeit von Frequenzbereichen.

$\Lambda=0,03-0,05$       Stahlschornsteine im Frequenzbereich 0,25 – 0,46 Hz  
(1. Eigenfrequenz)

$\Lambda=0,06-0,17$       Stahlschornsteine im Frequenzbereich 1,3 – 1,9 Hz  
(2. Eigenfrequenz)

$\Lambda=0,07$               Stahlgittermast

Die hydrodynamische Dämpfung, die bei Offshore-Konstruktionen zusätzlich auftritt, ist von der Bewegungsgeschwindigkeit der Bauteile im umgebenden Wasserbereich abhängig. Sie ist generell über die Höhe des Bauteils veränderlich. Hapel gibt die folgenden Dämpfungswerte an, die an realen im Wasser stehenden Konstruktionen gemessen worden sind:

$\Lambda=0,07-0,10$       Pfahl aus Stahlrohr mit und ohne Betonfüllung

$\Lambda=0,19-0,24$       Stahlplattform, Typ Jacket

An den Werten ist zu erkennen, dass die hydrodynamische Dämpfung neben der Strukturdämpfung einen deutlichen Anteil liefert.

Die aerodynamische Dämpfung spielt bei Windenergieanlagen eine große Rolle, da aus der Rotorbewegung eine veränderliche Dämpfung resultiert, die bedeutende Werte annehmen kann. Die Dämpfungswerte sind von dem Betriebszustand der Anlage abhängig. Bei stehender Anlage werden sie kleiner. In bestimmten Betriebszuständen können erhöhende Einflüsse resultieren, siehe dazu z.B. [13].

#### 4.2.2 Frequenzganganalyse für Wellenbeanspruchung

Um die Einflüsse der Dämpfung auf die Beanspruchung einer Struktur unter einer erzwungenen Schwingung zu beurteilen, wird eine Frequenzganganalyse für eine Offshore-WEA durchgeführt. Als Referenzmodell wird eine Offshore-WEA der Leistungsklasse 2 MW mit Monopile-Gründung verwendet, die für eine Wassertiefe von 30m für den Standort Borkum-Riffgrund vorausgelegt worden ist. Der Einfluss des Bodens wird für diese Vergleichsrechnung zunächst vernachlässigt, es wird eine starre Einspannung angenommen. Diese Vereinfachung beeinträchtigt nicht den allgemeinen Zusammenhang. Der Einfluss einer veränderten Steifigkeit und damit veränderter Eigenfrequenzen wird weiter unten genauer analysiert. Die Erregerlast wird als repräsentative Wellenbelastung aufgebracht. Die Form der Belastung entspricht der folgenden Verteilung (nach [10])

$$\eta(z) = \frac{\cosh(k \cdot z)}{\sinh(k \cdot d)} \qquad \text{Gleichung 13}$$

Darin bezeichnen:

$z$	Höhenkoordinate (Ursprung im Meeresboden)
$d$	Wassertiefe
$k = \frac{2 \cdot \pi}{\lambda}$	Wellenzahl
$\lambda$	Wellenlänge

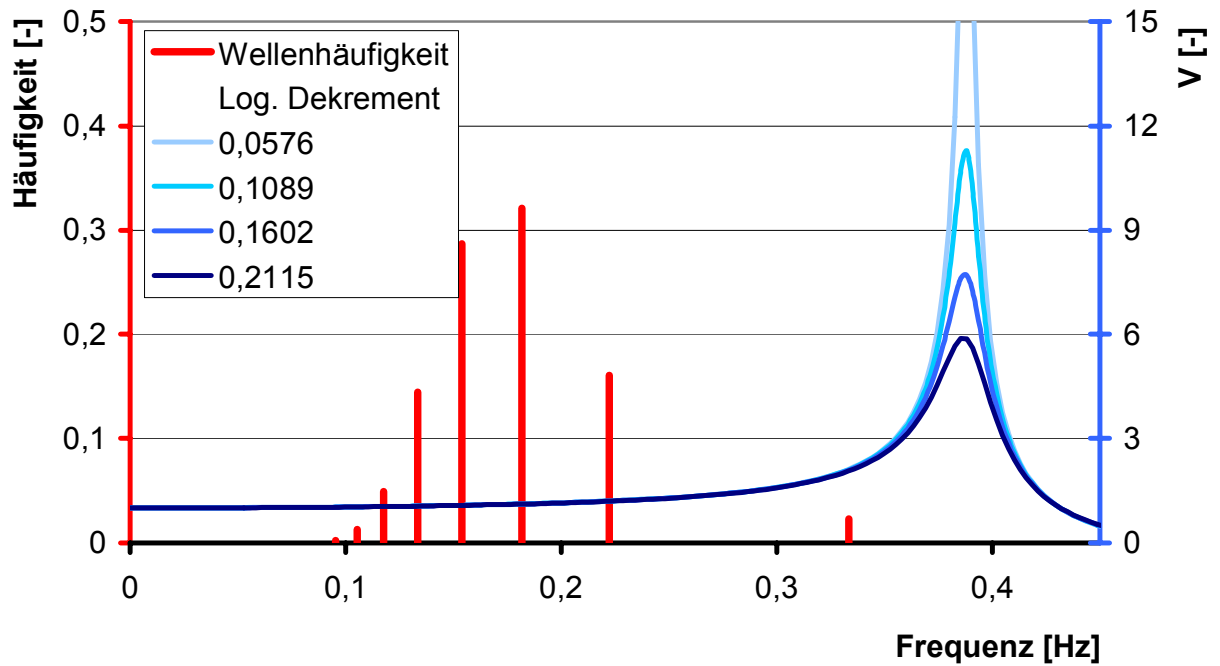


Abbildung 9: Frequenzganganalyse für beispielhafte Offshore WEA, mit Häufigkeiten einzelner Periodenklassen

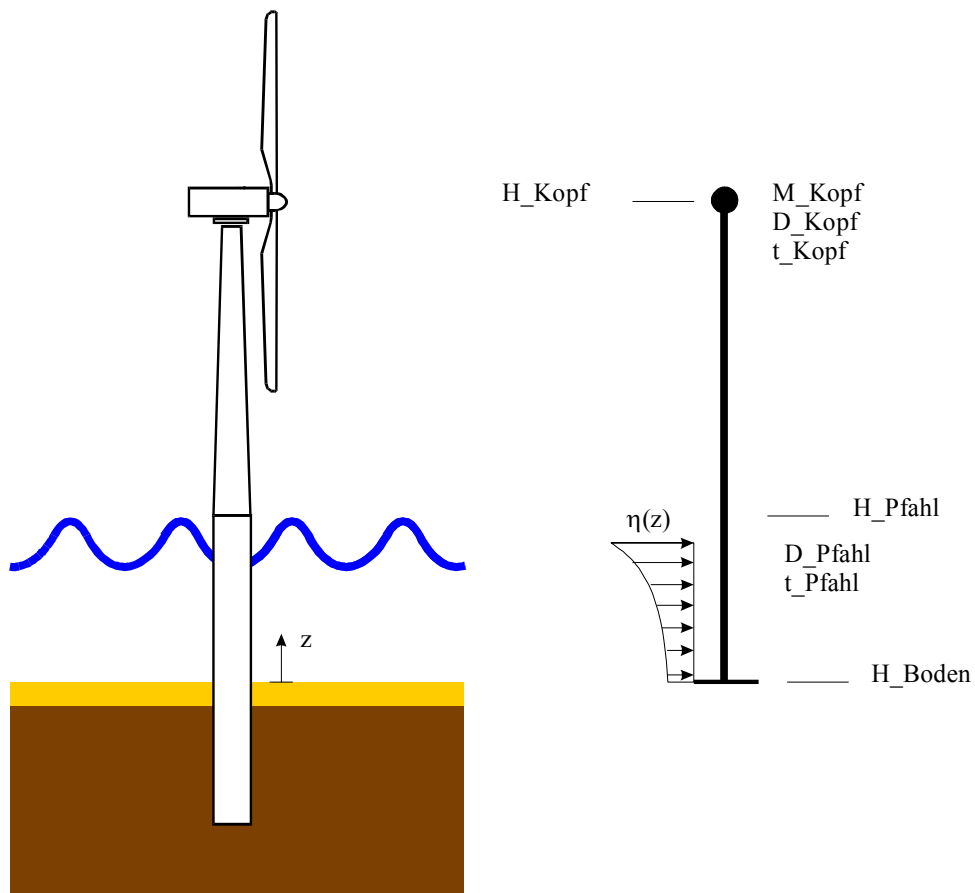


Abbildung 10: Monopile, Modell für Berechnung und angesetzte Wellenverteilung für Vergrößerungsfunktion



In das Diagramm sind die Häufigkeiten unterschiedlicher Periodenklassen eingetragen, die nach dem Wellenverteilungsdiagramm für die Nordsee erwartet werden können. Die eingetragenen Frequenzen beziehen sich auf die signifikanten Wellenperioden der Seegangszustände. Für die signifikanten Seegangszustände werden im Abschnitt der deterministischen Lebensdaueranalyse die Schädigungsanteile bestimmt. Es ist zu erkennen, dass die dynamischen Einflüsse nicht vernachlässigt werden dürfen, da die Vergrößerungsfunktion im Bereich der häufig auftretenden Wellenperioden oberhalb von 1,0 liegt. Dieser Einfluss wird deutlicher, wenn die 1. Eigenfrequenz noch geringer wird. Geringere Eigenfrequenzen werden z.B. für größere Anlagen erwartet (siehe Abbildung 8), wie durchgeführte Untersuchungen gezeigt haben. Andererseits kann festgestellt werden, dass sich die Höhe der Dämpfung in dem Bereich der zu erwartenden Seegangszustände kaum auswirkt. Größere Einflüsse auf die Vergrößerungsfunktion treten erst in der Nähe der Eigenfrequenz auf.

### 4.3 Deterministische Verfahren

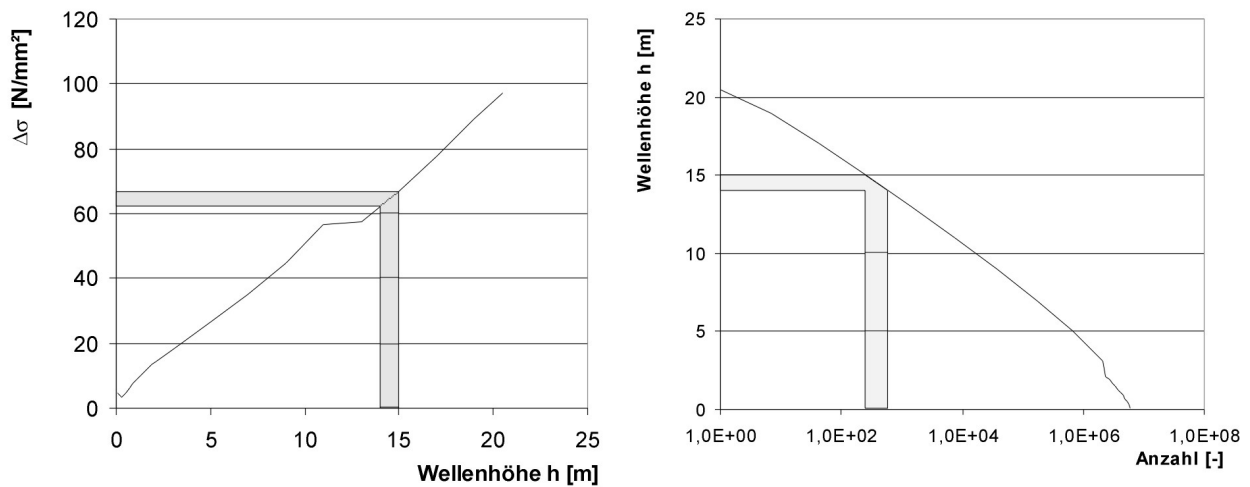
Die deterministische Lebensdaueranalyse von Offshore-Konstruktionen unter Wellenbeanspruchung basiert auf der Untersuchung von Einzelwellen. Die Einzelwellen müssen in geeigneter Weise sowohl das Langzeitverhalten der Seegangsbeanspruchungen als auch das dynamische Verhalten der Tragstruktur widerspiegeln. Aufbauend auf den beschriebenen Methoden werden die einzelnen Einflüsse in den folgenden Abschnitten untersucht.

#### 4.3.1 Lebensdaueranalysen auf Basis des Wellenhöhenüberschreitungsdiagramms

Die Lebensdaueranalyse auf Basis des Wellenhöhenüberschreitungsdiagramms wird hier aufbauend auf den Beschreibungen in [10] durchgeführt. Zur Bestimmung der Schädigung werden Wellenhöhenklassen gebildet, die sich am Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm orientieren. Für die einzelnen Wellenhöhenklassen wird aus dem Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm die Anzahl der innerhalb eines Jahres auftretenden Wellen bestimmt, siehe Teilbild a) in Abbildung 11.

Parallel dazu wird das Spannungs-Wellenhöhendiagramm entwickelt. Aus den Wellenlasten, die mit Hilfe des Wellenlastprogramms des Instituts für Strömungsmechanik berechnet worden sind, kann für jeden Punkt der Tragstruktur die zugehörige Wechsellastamplitude für eine bestimmte Welle ermittelt werden. Dies wird für eine ausreichende Anzahl unterschiedlicher Wellenhöhen mit einer zugeordneten Periode durchgeführt, um den Verlauf der Wechsellast in Abhängigkeit der Wellenhöhe darstellen zu können, siehe Teilbild b) in Abbildung 11. Bei der Berechnung der Spannungen für die einzelnen Wellenhöhen sind die dynamischen Systemeigenschaften zu berücksichtigen. Dies kann z.B. durch Verwendung der in der Frequenzganganalyse ermittelten dynamischen Erhöhungsfaktoren erfolgen.

Für die gewählten Wellenhöhenklassen werden die zugehörigen Mittelwerte der Spannungen aus dem Spannungs-Wellenhöhendiagramm entnommen. In Verbindung mit der zuvor bestimmten Anzahl der Wellen in dieser Klasse kann die Teilschädigung berechnet werden. Aus der Summe der Teilschädigungen ergibt sich die Gesamtschädigung für die betrachtete Lebensdauer. Aus der Kombination des Wellenhöhenüberschreitungsdiagramms mit dem Spannungs-Wellenhöhendiagramm kann die Häufigkeit des Auftretens verschiedener Wechsellasten ermittelt und beispielsweise als Beanspruchungskollektiv dargestellt werden.



a) Spannungs-Wellenhöhendiagramm

b) Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm

Abbildung 11: Deterministische Lebensdaueranalyse, System-Nr. 25, Nordsee

### 4.3.2 Wellenhöhen-Perioden Zuordnung

Zur Berechnung des Spannungswellenhöhendiagramms muss der verwendeten mittleren Wellenhöhe einer Klasse eine Wellenperiode zugeordnet werden. Für die Zuordnung der Wellenperiode zu einer bestimmten Wellenhöhe existieren unterschiedliche Ansätze. In [10] sind unter anderem die beiden folgenden Zusammenhänge angegeben, die in Abbildung 12 dargestellt sind.

Zuordnung 1

$$T = 0,7 + 4,2 \cdot h^{0,4}$$

Gleichung 14

Zuordnung 2

$$h = 0,115 \cdot T^{1,788}$$

Gleichung 15

Bei einer anderen Zuordnung kann die Übereinstimmung von Wellenperiode und Eigenschwingzeit, die zu besonders hohen Werten der dynamische Überhöhungsfaktoren führt, in einer anderen Wellenhöhenklasse liegen. Dies kann sich auf die Bestimmung der Lebensdauer auswirken. In den durchgeführten Untersuchungen liegen die Eigenfrequenzen zwischen 0,4 und 0,25 Hz, das entspricht Eigenschwingperioden von 2,5 bis 4 s. In diesem Bereich unterscheiden sich die Wellenhöhen zwischen den beiden Zuordnung 1 mit 0,12 m (bzw. 0,55 m) und Zuordnung 2 mit 0,6 m (bzw. 1,38 m).

In einem Wellenverteilungsdiagramm nach Abschnitt 2.2 werden dagegen einer Wellenhöhenklasse mehrere Periodenklassen zugeordnet, so dass eine solche Annahme nicht getroffen werden muss, da die Zuordnung festliegt.

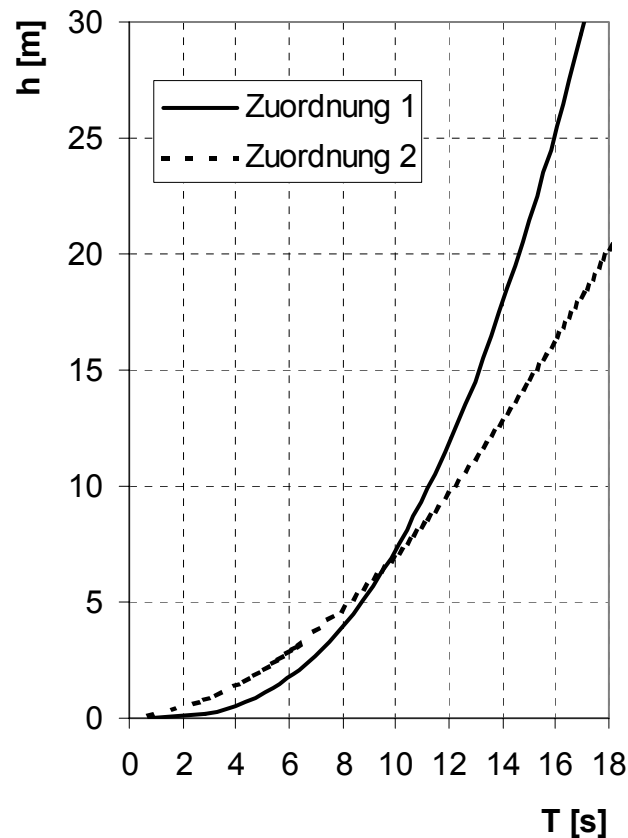


Abbildung 12: Wellenhöhe-Perioden-Zuordnung, nach [10]

### 4.3.3 Durchgeführte Berechnungen

Für die in Tabelle 5 aufgeführten Parametersätze werden Untersuchungen mit den in Abbildung 4 dargestellten Wellenhöhendiagrammen ermittelt. Es wird zum einen der allgemeine Zusammenhang für die Nordsee verwendet, sowie der aus den Angaben in [4] abgeleitete Zusammenhang für den Standort Borkum-Riffgrund, um den Einfluss auf die Schädigungen zu ermitteln.

Für die Ermittlung der Schädigung wird repräsentativ für die gesamte Struktur eine Stumpfnah, in Sondergüte ausgeführt, an der Einspannstelle in den Meeresboden betrachtet. Dies ist ein Kerbdetail, das in allen betrachteten Vorschriften zu finden ist und hier für die Verbindung der Grobbleche der Rohre untereinander angesetzt wird. Die zugehörigen Wöhlerlinien sind bereits oben diskutiert und dargestellt worden. Alle im weiteren aufgeführten Schädigungswerte beziehen sich auf dieses Kerbdetail. Für dieses Detail werden unterschiedliche Einflussgrößen untersucht und ihre Auswirkungen quantifiziert.

#### 4.3.3.1 Einfluss der Vorschriften

Wie oben beschrieben, unterscheiden sich die Normen nicht in den angesetzten Beanspruchungen zur Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchungen. Bei den Beanspruchbarkeiten sind gewisse Unterschiede festzustellen. Diese Unterschiede werden im folgenden für die verschiedenen Parametersätze quantifiziert. Als Vergleichsgrundlage wird hier die Schädigung an der bereits beschriebenen Stumpfnah herangezogen. Die Schädigungen aus den Wellenbeanspruchungen sind in Abbildung 13 für das System 15 dargestellt. Die Beanspruchungen wurde mit dem Wellenhöhen-Überschreitungsdiagramm für die Nordsee ermittelt, siehe Abbildung 4. Der Einfluss, der

sich aus der Berücksichtigung der dynamischen Systemeigenschaften ergibt, ist im Vergleich nur für die Schädigung nach EC 3 bzw. DIBt dargestellt, die übrigen Werte beinhalten die dynamischen Systemeigenschaften. Bei der hier durchgeführten Ermittlung der Schädigung unter Verwendung der Wellenhöhen-Perioden-Zuordnung 1 ist der Einfluss der dynamischen Systemeigenschaften gering. Die Schädigungen ohne Berücksichtigung der dynamischen Eigenschaften liegen bei den hier untersuchten Parametern für die EC 3-Berechnungen etwa 10-15% unterhalb der dynamischen Schädigungen, bei Verwendung der DIBt-Richtlinie liegt der Unterschied bei etwa 15%.

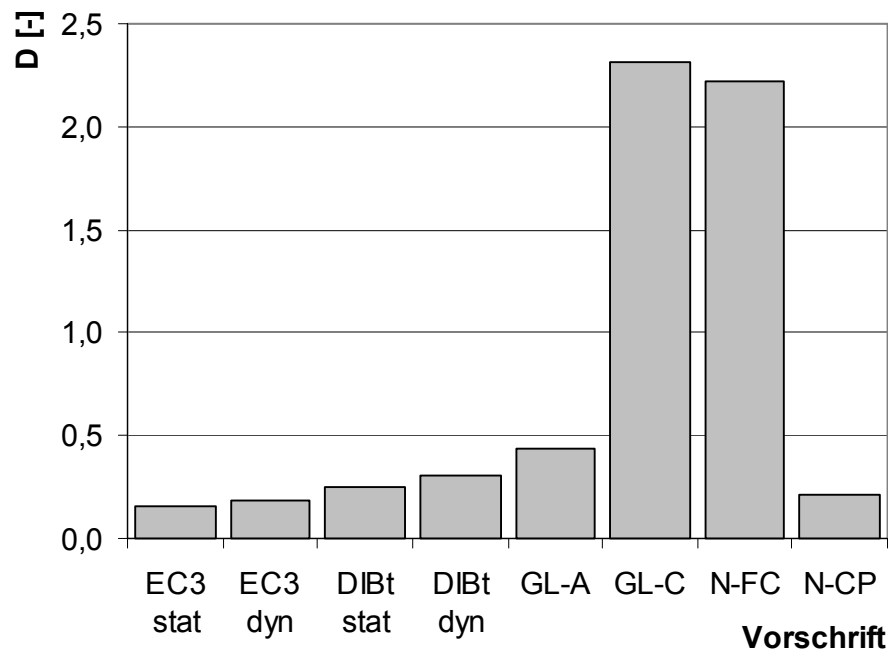


Abbildung 13: Schädigung nach unterschiedlichen Vorschriften, System 15 (1. Eigenfrequenz 0,35 Hz)

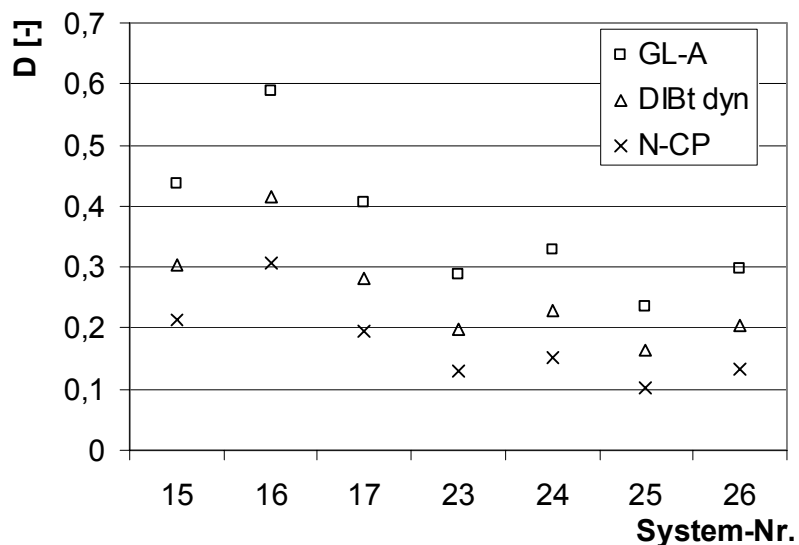


Abbildung 14: Schädigung verschiedener Systeme bei unterschiedlichen Vorschriften

Die beiden Offshore-Vorschriften, GL und N-004, erreichen Schädigungsniveaus in ähnlichen Größenordnungen, die Werte nach N-004 liegen dabei etwas niedriger. Für freie Korrosion werden Schädigungssummen ermittelt, die etwa den fünf- bis sechsfachen Wert erreichen derjenigen von korrosionsgeschützten Bauteilen. Werden die Schädigungssummen den Onshore-Vorschriften mit denen der Offshore-Vorschriften bei vorhandenem Korrosionsschutz verglichen, so liegen die Schädigungssummen der Onshore-Vorschriften unterhalb der Schädigungen, die sich für die korrosionsgeschützten Offshore-Bauwerke nach GL ergeben aber oberhalb der Werte nach N-004. Dieses Verhalten tritt in ähnlicher Form auch bei den anderen Systemen auf, wie in Abbildung 14 zu erkennen ist.

#### 4.3.3.2 Standortbezogene Schädigungen

Nachdem zunächst der Einfluss der unterschiedlichen Vorschriften auf die Lebensdauerberechnung untersucht worden ist, wird in diesem Abschnitt überprüft, wie sich die oben hergeleiteten unterschiedlichen Wellenhöhen-Überschreitungsdiagramme auf die ermittelte Schädigung auswirken. Die Diagramme wurden als allgemeines Diagramm für die Nordsee sowie als Diagramm, das auf Messungen am Standort Borkum-Riffgrund beruht, hergeleitet. Für diese beiden Fälle werden die Schädigungen nach N-004 (N-CP) ermittelt und in Abbildung 15 dargestellt. Die Verwendung der standortbezogenen Daten führt zu einer erheblichen Reduktion der Schädigungen für den Standort Borkum im Vergleich zu dem Ansatz des allgemeinen Scatter-Diagramms für die Nordsee.

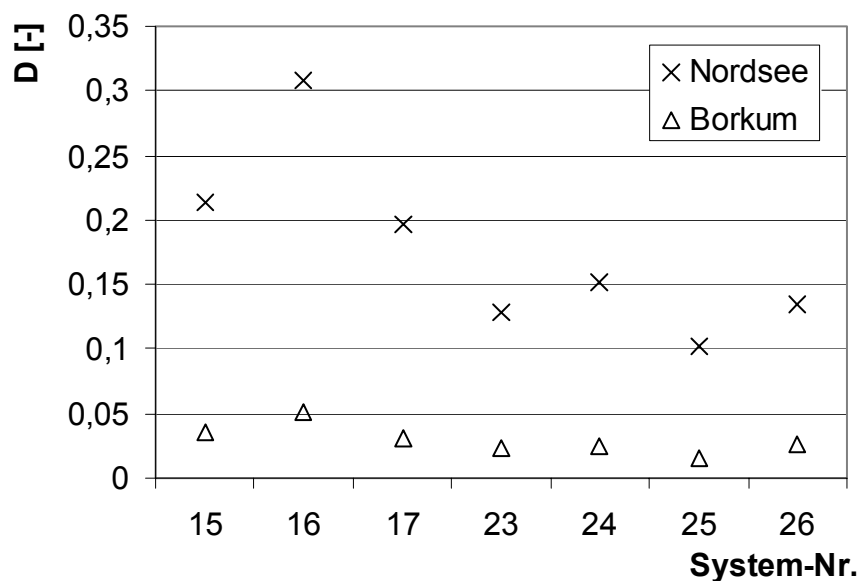


Abbildung 15: Einfluss standortbezogener Wellenhöhenüberschreitungsdiagramme;  
Schädigung N-CP

Der Unterschied wird besonders deutlich, wenn die Teilschädigungen der ausgewerteten Wellenhöhenklassen für die beiden Ansätze gegenübergestellt werden, wie in Abbildung 16 dargestellt. Im Bereich der kleinen Wellenhöhen werden aufgrund der größeren Häufigkeiten für den Standort Borkum zwar größere Schädigungen ermittelt, doch ist für die Ermüdungsberechnung die auftretende Jahreswellenhöhe auf etwa 8 m begrenzt. Bei Ansatz des Wellenhöhenüberschreitungsdiagramms für die Nordsee, bei dem mit einer Jahreswelle von etwa 21 m gerechnet wird, treten die Hauptanteile der Schädigungen im Bereich der Wellenhöhen zwischen 3 und 11 m auf. Dieses Verhalten ist ebenfalls anhand der Spannungskollektive nachzuvollziehen, die

für den betrachteten Schnitt in Abbildung 17 vergleichend dargestellt sind. Maßgebend für die Bestimmung des höheren Schadens, der für die Nordsee ermittelt wird, ist der Bereich des Kollektivs mit der Summenanzahl der Schwingspiele bis  $10^7$ , der den höheren Spannungen infolge größerer Wellenhöhen entspricht.

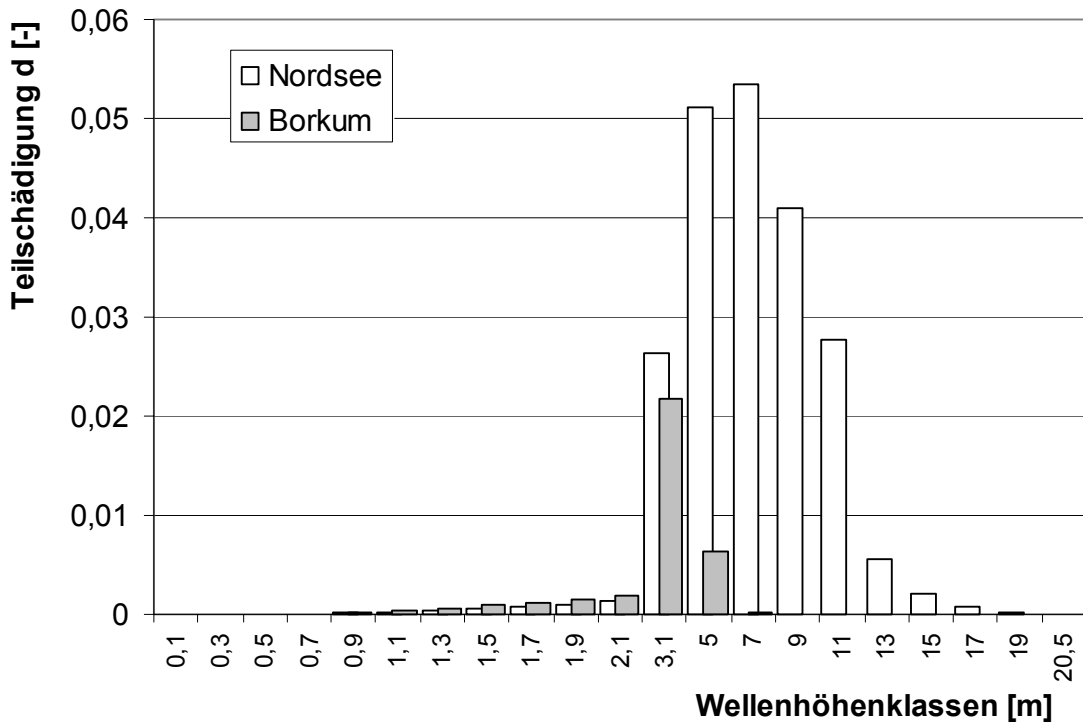


Abbildung 16: Teilschädigungen in Abhängigkeit der Wellenhöhenklassen für System 15; Vergleich Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm Nordsee-Borkum, Schädigung nach N-CP

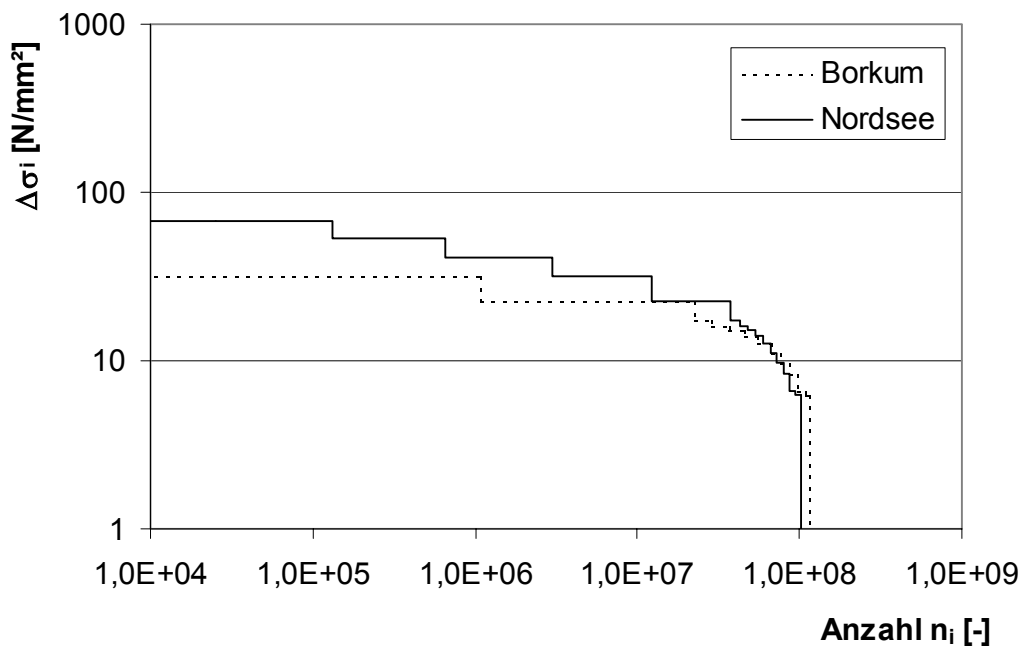


Abbildung 17: Spannungskollektive für System 15 infolge Wellenbelastung; Vergleich Einwirkungen Nordsee-Borkum



### 4.3.3.3 Einfluss der Wellenhöhen-Perioden-Zuordnung

Zunächst wird der Einfluss der Wellenhöhen-Perioden-Zuordnung auf die dynamischen Systemeigenschaften untersucht. Beispielhaft ist der Zusammenhang für die System 15 in Abbildung 18 dargestellt. Die Eigenschwingzeit der ersten Eigenfrequenz liegt im betrachteten Beispiel bei etwa 2,9 s. Dieser Wert korrespondiert bei der Zuordnung 1 zu einer Wellenhöhe von 0,2 m und bei der Zuordnung 2 zu einer Wellenhöhe von 0,76 m. Dies wirkt sich auf die zugehörigen Spannungen deutlich aus, wie in Abbildung 19 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Erhöhungen sich bei der Zuordnung 2 deutlich in den Wechsellastspannungen bemerkbar machen. Dieser Effekt wird dadurch unterstützt, dass bei der Ermittlung der Beanspruchungen mit Hilfe des Wellenlastprogramms im Bereich der Wellenhöhen zwischen 1 m und 2 m nahezu konstante Spannungen ermittelt werden.

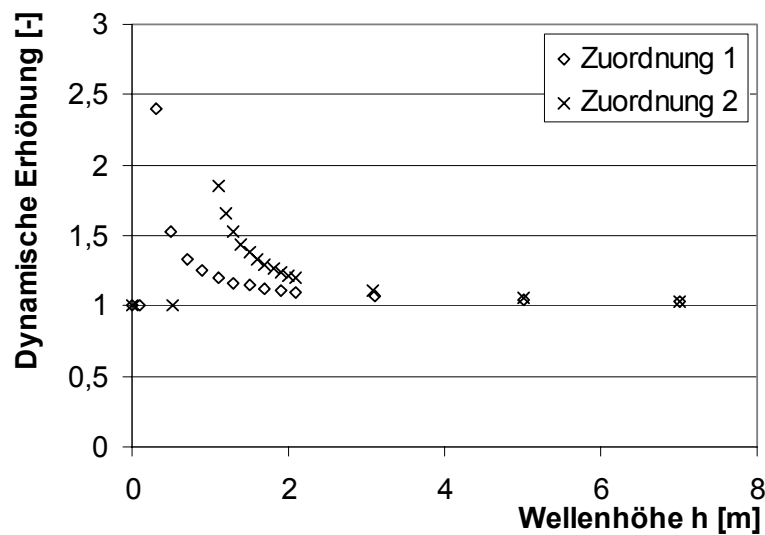


Abbildung 18: Einfluss der Wellenhöhen-Perioden-Zuordnung auf den dynamischen Erhöhungsfaktor; Darstellung für Variante 15

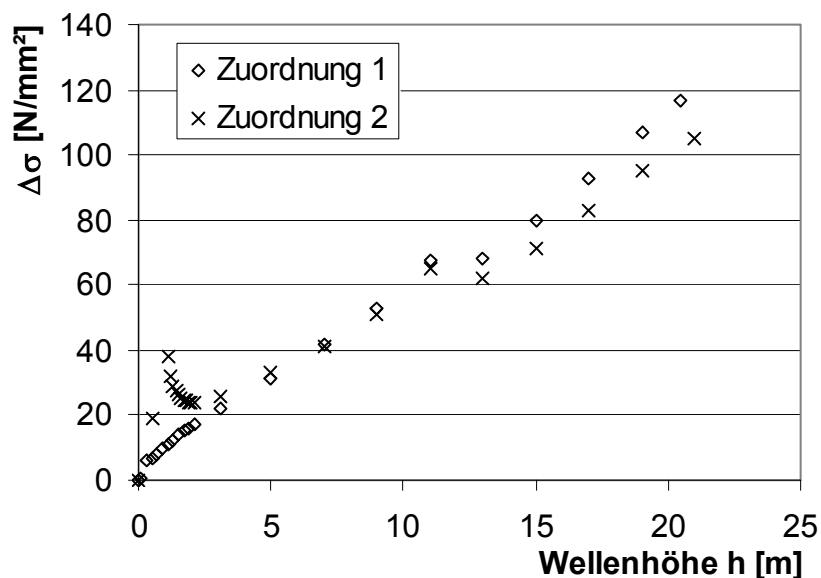


Abbildung 19: Einfluss der Wellenhöhen-Perioden-Zuordnung auf die dynamischen Wechsellastspannungen

an der Einspannstelle; Darstellung für Variante 15

Dieser Einfluss findet sich analog in allen durchgeführten Berechnungen wieder. In Abbildung 19 ist ebenfalls zu erkennen, dass im Wellenhöhenbereich von 3 bis 12 m die Unterschiede zwischen den Varianten relativ klein sind, während bei Wellenhöhen oberhalb von 12 m die Zuordnung 1 höhere Wechsellastspannungen liefert, diese Wellenhöhen treten mit geringeren Häufigkeiten auf. Im folgenden werden daher die Auswirkungen auf den Ermüdungsnachweis dargestellt. Vergleichsbasis ist die Schädigung N-CP, siehe Abbildung 20. Aus der Abbildung wird deutlich, dass die Wahl der Wellenhöhe-Periodenzuordnung im untersuchten Parameterbereich die Lebensdauerprognose erheblich beeinflusst. Die Wellenhöhe-Periodenzuordnung ist daher weiter zu hinterfragen. Um den Verlauf des Spannungs-Wellenhöhendiagramms mit einer ausreichenden Genauigkeit wiedergeben zu können ist im Bereich der Eigenfrequenzen eine relativ feine Unterteilung der untersuchten Wellenhöhen erforderlich. Die Häufigkeiten der einzelnen Wellen sind in diesem Bereich sehr groß, so dass sich Unterschiede in den Spannungen deutlich auf den Ermüdungsnachweis auswirken.

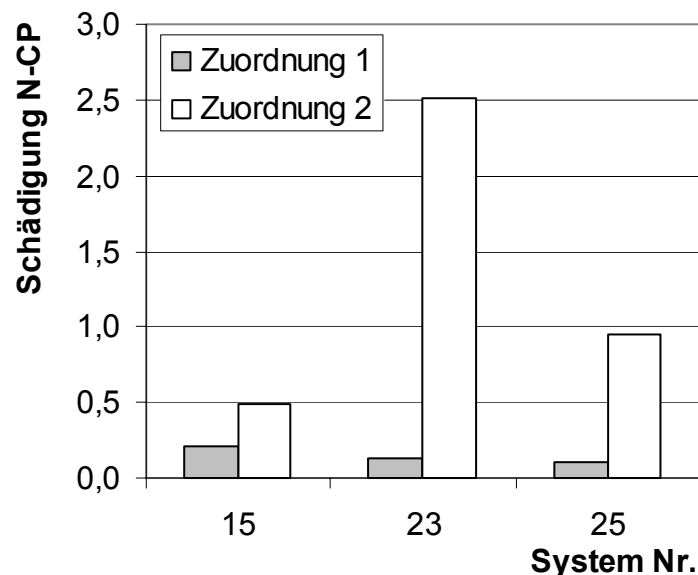


Abbildung 20: Einfluss der Wellenhöhen-Periodenzuordnung auf die Schädigung; dargestellt Schädigung N-CP für die Systeme 15,23,25

#### 4.3.4 Lebensdaueranalysen auf Basis des Wellenverteilungsdiagramms

In den vorangegangenen Abschnitten wurden Lebensdauerberechnungen mit Hilfe von Wellenhöhenüberschreitungsdiagrammen durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass die ermittelte Lebensdauer deutlich von der Wahl der Wellenhöhen-Periodenzuordnung abhängt. Vergleichend zu diesen Untersuchungen werden in diesem Kapitel die Schädigungen bestimmt, die sich aus den Kombinationen aus signifikanten Wellenhöhen und kennzeichnenden Perioden ergeben, die direkt dem Wellenverteilungsdiagramm (siehe Tabelle 1) entnommen werden können. Die Unsicherheiten in der Zuordnung von Wellenhöhe zu Periode werden dadurch vermieden. Aus den anzahlbezogenen Häufigkeiten, die im Wellenverteilungsdiagramm angegeben sind, werden über die Ermittlung der Gesamtwellenzahl nach Gleichung 16 die Wellenzahlen der einzelnen Einträge im Wellenverteilungsdiagramm bestimmt.

$$n_0 = T \cdot \sum_{(i)} \sum_{(j)} \frac{H_{ij}}{T_{0,j}}$$

Gleichung 16

Hierin bedeuten:

- T betrachteter Zeitraum
- $n_0$  Gesamtzahl der Wellen innerhalb von T
- $H_{ij}$  Häufigkeiten aus dem Wellenverteilungsdiagramm
- $T_{0,j}$  zugehörige Wellenperiodenklasse

Für die hier durchgeführten Vergleichsrechnungen wird das oben erwähnte Wellenverteilungsdiagramm für die Nordsee verwendet, aus dem das Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm abgeleitet worden ist, das im letzten Abschnitt angewendet wurde. Für die untersuchten Systeme sind die Schädigungen, die auf diese Weise nach N-004 für korrosionsgeschützte Bauteile berechnet worden sind, in Abbildung 21 dargestellt. Die Streuungen in den ermittelten Schädigungen sind erheblich. Beispielsweise wirkt sich die angesetzte Wassertiefe deutlich aus: Die Systeme 12, 18 und 19 besitzen übereinstimmende Abmessungen und unterscheiden sich nur in der angesetzten Wassertiefe, bei System 12 beträgt sie 30 m, bei System 18 (bzw. 19) sind es 15 m (bzw. 22,5 m). Der Unterschied in der ermittelten Lebensdauer liegt bei einem Faktor von mehreren Hundert. Der Einfluss der angesetzten Lehr'schen Dämpfung, die hier bei den Systemen 13 und 16 zwischen 0,015 und 0,02 bei sonst gleichen Bedingungen variiert, ist dagegen sehr gering und liegt bei etwa einem Prozent.

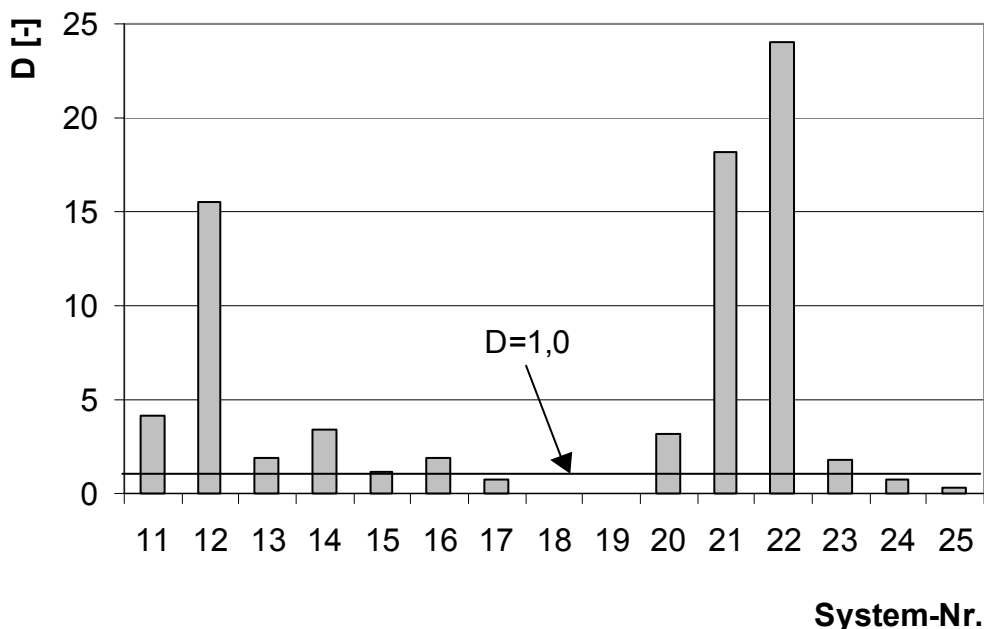


Abbildung 21: Schädigung N-CP aus deterministischer Berechnung auf Basis des Wellenverteilungsdiagramms für die Nordsee

Insgesamt ist festzustellen, dass wesentliche Beiträge zur Schädigung von Wellen mit geringer Höhe erzielt werden. Für Wellen mit geringen Wellenperioden, die dadurch im Verhältnis eine größere Wellensteilheit besitzen, hat sich herausgestellt, dass numerische Probleme bei der Wellenlastberechnung auftreten können, die sich stark auf die Ergebnisse der Schädigungsberechnung auswirken können, da die Eigenschwingperiode der 1. Eigenfrequenz in einer ähnlichen

Größenordnung liegt. Beispielhaft ist dieses Verhalten in Abbildung 22 für das System 15 dargestellt. Die Zulässigkeit der angewendeten Theorie ist für diesen Fall noch zu klären.

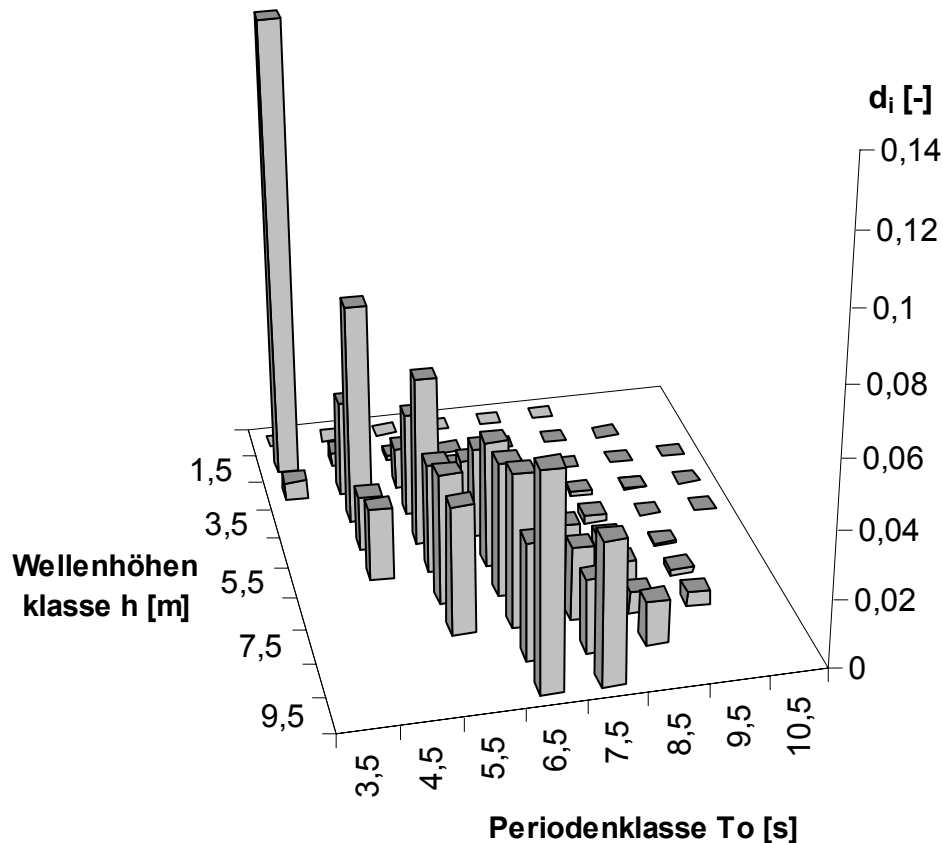


Abbildung 22: Schadenanteile im Wellenverteilungsdiagramm nach N-004 mit Korrosionsschutz, System-Nr. 15

Der Einfluss der dynamischen Systemeigenschaften auf die Lebensdauer der Tragstrukturen wird besonders deutlich, wenn die Schädigungen der verschiedenen System über ihrer Eigenfrequenz aufgetragen werden.

Die Beanspruchung durch den Seegang kann in Abhängigkeit der Frequenzen verdeutlicht werden, wenn die Seegangsspektren der einzelnen Einträge des Wellenverteilungsdiagramms mit ihren Häufigkeiten gewichtet aufgetragen werden. Diese sind in Abbildung 23 und Abbildung 24 dargestellt. Dort sind zusätzlich die Nennfrequenzen der Rotordrehzahl (1 P) und der Blatt-durchgangsfrequenz (3 P) eingetragen mit 5% Abweichung nach oben und unten, um die Bereiche zu kennzeichnen, in denen dynamische Erhöhungen aus dem Betrieb der Anlage zu erwarten sind und die Eigenfrequenz der Tragstruktur nicht liegen sollte. Der Einfluss der Wellenanregung ist an den Schädigungen gut zu erkennen. Für die untersuchten Strukturparameter deutet sich für die Nordsee an, dass eine sehr weiche Systemauslegung zu einer überproportionalen

Ermüdungsbeanspruchung aus Wellen führt und daher in tieferem Wasser wahrscheinlich eher Soft-Stiff-Auslegungen in Frage kommen.

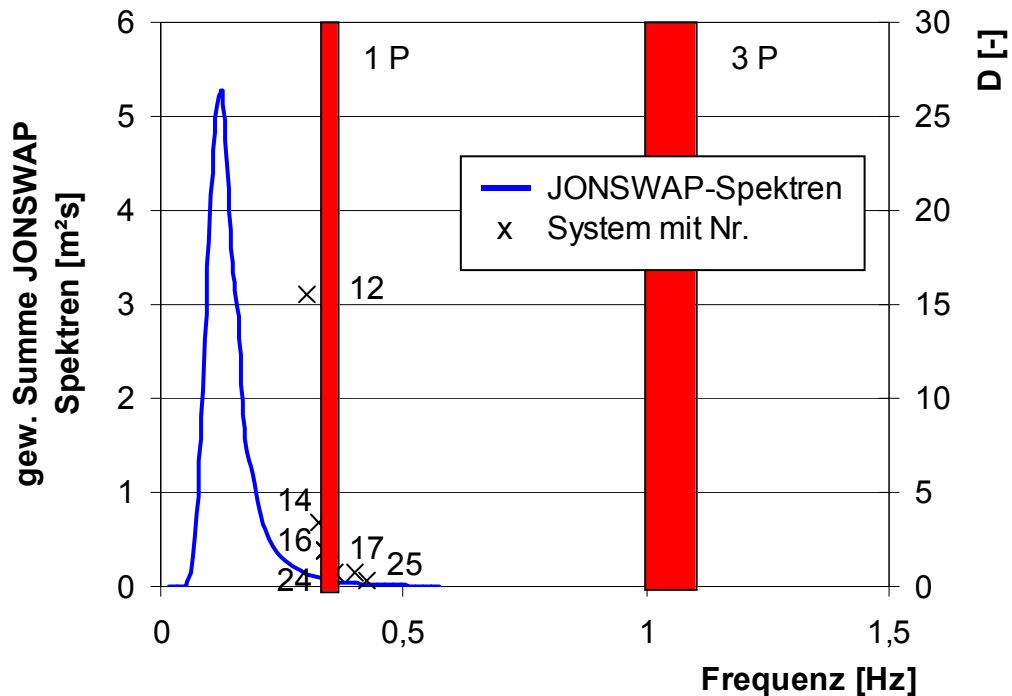


Abbildung 23: Schädigungen N-CP für 2-MW Strukturen über der Eigenfrequenz;  
 Frequenzbereiche der Anregung aus Seegang und Anlagenbetrieb

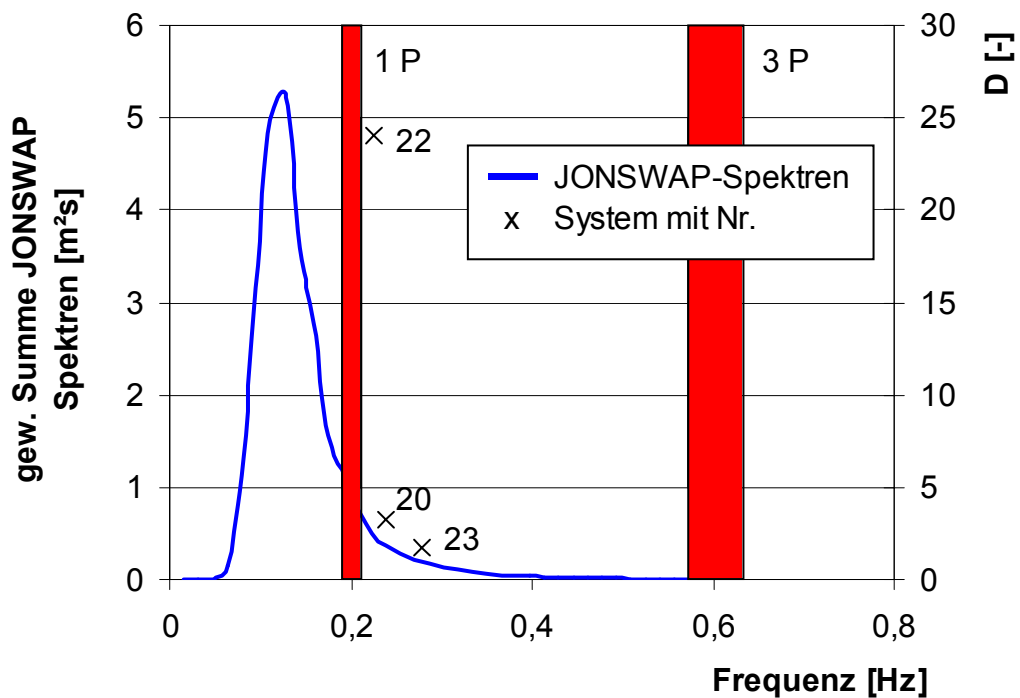


Abbildung 24: Schädigungen N-CP für 4,5-MW Strukturen über der Eigenfrequenz;  
 Frequenzbereiche der Anregung aus Seegang und Anlagenbetrieb

#### 4.3.5 Vergleich der Varianten

Zur Beurteilung und Wertung der unterschiedlichen Berechnungen werden in diesem Abschnitt die Ergebnisse gegenübergestellt. Für den Vergleich werden die Schädigungen N-CP verwendet. In Abbildung 25 sind die Ergebnisse für die Systeme Nr. 15, 23 und 25 dargestellt. Zwischen den einzelnen Berechnungsvarianten sind erhebliche Streuungen festzustellen. Die oben bereits angesprochenen Unterschiede zwischen den angenommenen Wellenhöhen-Periodenzuordnungen untereinander wirkt sich zum Teil deutlicher aus als der Unterschied zur Verwendung des Wellenverteilungsdiagramms mit den festen Zuordnungen von Wellenhöhe und Periode. Vor allem die zweite Zuordnung von Wellenhöhe zu Periode führt im Bereich kleiner Wellenhöhen zu Unsicherheiten, die einen großen Einfluss auf das Ergebnis haben. Ebenfalls deutlich ist, dass die ortsbezogenen Annahmen für Borkum-Riffgrund etwa eine Größenordnung kleinere Schädigungen liefern. Es ist dabei zu berücksichtigen, dass die ermittelten Werte auf einer Auswertung von Daten beruhen, die für andere Zwecke zusammengestellt worden sind, so dass eine Überprüfung mit Messwerten, die im Rahmen des FINO-Projektes durchgeführt werden, zur Absicherung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen verwendet werden sollten.

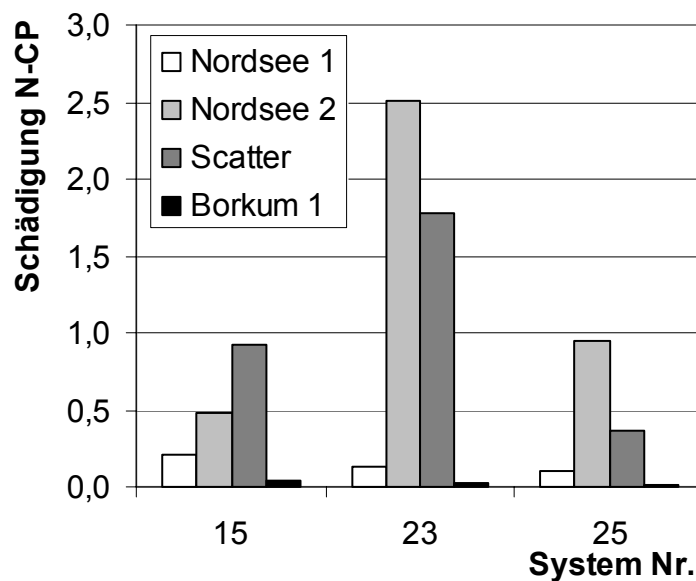


Abbildung 25: Vergleich der Schädigungen der unterschiedlichen Ansätze für die System 15, 23 und 25

Zur Veranschaulichung der Unterschiede zwischen den Berechnungen mit dem Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm für Zuordnung 1 und dem Wellenverteilungsdiagramm sind die Beanspruchungskollektive für den Fußpunkt von System 15 in Abbildung 26 dargestellt. In die Abbildung ist zur Einordnung der Ergebnisse die auf die Situation angepasste Wöhlerlinie für einen Ermüdungsnachweis nach der DIBt-Richtlinie eingezeichnet, unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes von 1,35 und des Abminderungsfaktors für die Blechdicke von 60 mm in Höhe von 0,84. Im Bereich kleiner Spannungsschwingbreiten liegen die Kurven sehr dicht beieinander, während für höhere Spannungsschwingbreiten mit dem Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm kleinere Häufigkeiten ermittelt werden. Die Maximalwerte der auftretenden Beanspruchungen stimmen wiederum gut überein.

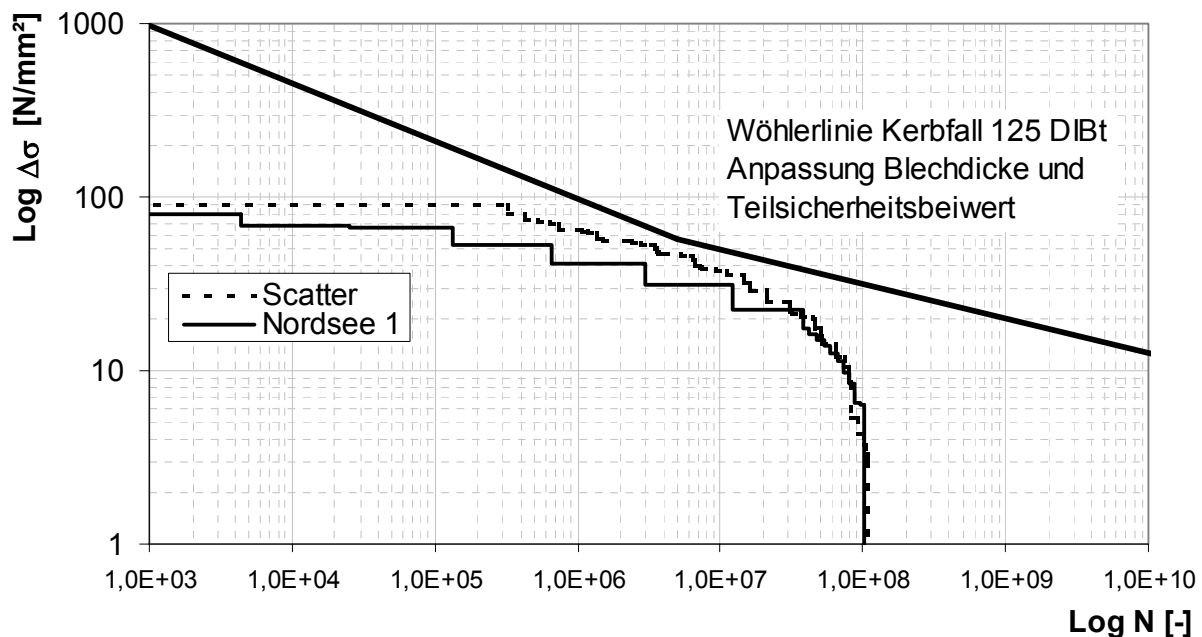


Abbildung 26: Spannungskollektive für Wellenlasten aus Wellenverteilungsdiagramm (Scatter) und Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm mit Wellenhöhen-Perioden-Zuordnung 1 (Nordsee 1) im Vergleich zur Wöhlerlinie nach DIBt-Richtlinie, Darstellung für System 15

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

### 5.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde die deterministische Lebensdaueranalyse für Offshore-Bauwerke unter Seegangbeanspruchungen auf die Bedingungen angewendet, die für Offshore-WEA mit Monopile-Gründung zu erwarten sind. Bewusst wurde die Betrachtung hier auf die Beanspruchungen aus dem Seegang beschränkt, eine Kombination mit den Windbeanspruchungen ist im weiteren Verlauf des Forschungsprojektes vorgesehen.

Zuerst wurden die Beanspruchungen charakterisiert, die aus dem Seegang zu erwarten sind. Dabei wurde unter anderem auf die Herleitung von Wellenhöhenüberschreitungsdiagrammen aus geeigneten Messwerten eingegangen. Im nächsten Teil erfolgte die Beschreibung der Widerstandsseite, indem die Methoden des Ermüdungsnachweises nach unterschiedlichen Offshore-Vorschriften im Vergleich zu dem Eurocode und der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen beschrieben wurden.

Anschließend wurden die grundlegenden Methoden für die deterministische Lebensdaueranalyse von Offshore-Bauwerken vorgestellt, die für die vorliegende Untersuchung angewendet worden sind. Hervorzuheben ist hier die Ermittlung der dynamischen Systemeigenschaften mit Hilfe der Frequenzganganalyse.

Aufbauend auf diesen Grundlagen wurde für verschiedene mögliche Systemabmessungen von Offshore-WEA mit Monopile-Gründung für WEA der Größenordnung 2 MW und 4,5 MW die Lebensdauer untersucht. Die Ergebnisse wurden unter Berücksichtigung der getroffenen Annahmen vergleichend beurteilt. Es zeigte sich vor allem, dass eine standortbezogene Ermittlung der Beanspruchungen sich erheblich auf die Nachweise auswirken kann. Die unterschiedlichen



Vorschriften liefern Ergebnisse in einer ähnlichen Größenordnung, wenn von ähnlichen Voraussetzungen bezüglich des Korrosionsschutzes ausgegangen wird.

## 5.2 Ausblick

Um die Fragen der standortspezifischen Beanspruchungen weiter zu klären, sollten Ergebnisse von Messkampagnen wie sie z.B. im Rahmen des FINO-Projektes durchgeführt werden, herangezogen werden, um die Ergebnisse weiter abzusichern. Neben den beschriebenen deterministischen Verfahren existieren stochastische Verfahren, mit denen die Ermüdungsuntersuchungen im Frequenzbereich durchgeführt werden können. Dieses Vorgehen wird zur Zeit in die vorhandenen Modelle integriert, um die daraus resultierenden Auswirkungen auf die Ermittlung der Schädigungen mit den deterministischen Verfahren zu vergleichen.

Für die weitere Entwicklung des Modells ist die Verwendung von simulierten Zeitreihen der Wellenbeanspruchungen geplant, die auf den Spektren der zugrundeliegenden Seegangszuständen beruhen. Hierzu lassen sich in geeigneter Form die Windbeanspruchungen ergänzen, um Aussagen zu den kombinierten Beanspruchungen abzuleiten. In den weiteren Bearbeitungsschritten des Projektes ist geplant, die Ergebnisse aus Seegangssimulationen zu verwenden, die am Institut für Strömungsmechanik durchgeführt werden, um den Einfluss auf die Schädigungen der Tragstruktur bei den unterschiedlichen Verfahren weiter zu verfolgen. Darüber hinaus werden die entwickelten Verfahren auf komplexere Strukturen, wie z.B. Tripod-Gründungen übertragen.





## 6 Literatur

- [1] Almar-Naess, A. [Hrsg.]: Fatigue handbook : offshore steel structures. Trondheim: Tapir, 1985.
- [2] API Recommended Practice 2A-LRFD: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design. October 1993.
- [3] Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG und der DGGT [Hrsg.]: EAU 1996 Häfen und Wasserstrassen. 9. Auflage Ernst & Sohn 1997 Berlin.
- [4] BSH [Hrsg.]: Klima und Wetter in der Nordsee. Hamburg: BSH 1994.
- [5] Cheng, P.-W.: Stochastic Extreme Wave and Wind Gust Models. Offshore Wind Energy – Special Topic Conference 10.-12. Dezember 2001 Brüssel.
- [6] DIBt [Hrsg.]: Richtlinie für Windenergieanlagen. Entwurf 2002.
- [7] Eurocode 3-1-9: Fatigue Strength of Steel Structures. February 2002.
- [8] Germanischer Lloyd [Hrsg.]: Regulations for the Certification of Offshore Wind Energy Conversion Systems. 1995.
- [9] Gupta, A.; Singh, R. P.: Fatigue Behaviour of Offshore Structures. Berlin: Springer 1986.
- [10]Hapel, K.-H.: Festigkeitsanalyse dynamisch beanspruchter Offshore-Konstruktionen. Braunschweig: Vieweg 1990.
- [11]Henderson, A. R.; Camp, T.R.: Hydrodynamic Loading on Slender Offshore Wind Turbines. Global Windpower Conference, Paris 2-5 April 2002.
- [12]Hogben, N.; Dacunha, N.M.C.; Oliver, G.F.: Global Wave Statistics. Feltham Middlesex: British Maritime Technology 1985.
- [13]Kaiser, K.: Luftkraftverursachte Steifigkeits- und Dämpfungsmatrizen von Windturbinen und ihr Einfluß auf das Stabilitätsverhalten. Fortschritts-Berichte VDI-Reihe 11 Nr. 294. Düsseldorf: VDI Verlag 2000.
- [14]Matthies, H. G.; Meyer, M.; Nath, C.: Offshore: Kombination der Lasten von Wind und Wellen. Erneuerbare Energien (2001), H. 3, S. 28-32.
- [15]N-004, Design of Steel Structures. NORSOK Standard December 1998
- [16]Nguyen, B., Mittendorf, K., (2002), Theory Manual - A computerprogram to calculate wave loading on vertical and inclined tubes, in prep., Inst. f. Strömungsmechanik und Elektron. Rechnen im Bauwesen, Universität Hannover.
- [17]Petersen, Ch.: Dynamik der Baukonstruktionen. Braunschweig: Vieweg 1996.
- [18]Rooij, R.v. [Hrsg.]: Terminology, Referenc Systems and Conventions. Duwind 2001.004. TU Delft 2001.
- [19]Schaumann, P.; Kleineidam, P.: Entwurf und Bemessung der Tragkonstruktion von Offshore-WEA. Symposium Offshore-Windenergie Bau- und umwelttechnische Aspekte, 25. Juni 2001, Hannover.
- [20]Schaumann, P.; Kleineidam, P.: Support Structures of OWECS in a Water Depth of about 30 m. Offshore Wind Energy – Special Topic Conference, 10.-12. Dezember 2001, Brüssel.
- [21]Thandavamoorthy, T.S.: Fatigue Reliability Analysis of Offshore Structures. In: Dover, W.D.; Madhava, R. [Hrsg.]: Fatigue of Offshore Structures. New Delhi: Oxford & IBH 1996.
- [22]Vugts, J.H.: The Offshore Wave and Current Environment and Hydrodynamic Loading. Course Technology of Offshore Wind Energy, TU Delft, 18-19. October 2001.
- [23]Vugts, J.H.; Tempel, J. v.d.; Schrama, E.A.: Hydrodynamic loading on monotower support structures for preliminary design. Offshore Wind Energy – Special Topic Conference 10.-12. Dezember 2001 Brüssel.
- [24]Wagner, P.: Meerestechnik. Berlin: Ernst & Sohn 1990.