

160-m-Fachwerkurm für eine Windenergieanlage

Die höchste Windenergieanlage der Welt

In Laasow ca. 20 km westlich von Cottbus wurde die höchste Windenergieanlage der Welt aufgestellt. Sie hat eine Nabenhöhe von 160 m und mißt bis zur obere Flügelspitze bis 205 m. Der Stahlgitterurm der Fa. SeeBa trägt eine 2,5-MW-Maschine FL2500 der Fa. Fuhrländer (Bilder 1 und 2). Mit einem prognostizierten Ertrag von gut 7 Mio. kWh Strom im Jahr kann diese Anlage den Jahresverbrauch von 1800 Vier-Personen-Haushalten abdecken. Durch den Vorstoß in diese Höhen werden an die Planer, Statiker, Lieferanten und Monteure besondere Ansprüche gestellt. Hier soll ein kurzer Überblick über die besonderen Anforderungen bei der Statik dieses Turmes erfolgen. Auch die Unterschiede des für das Tragwerk gewählten Gittermastes im Vergleich zu den bisher üblichen Rohrmasten werden herausgestellt.

160 m self-supporting lattice tower for a Wind Energy Conversion System. The highest wind energy system in the world. *The highest wind energy conversion system of the world have been erected in Laasow near (by) Cottbus. The height of the tower is 160 m, and the height of the whole system up to the tips of the rotor blades is 205 m. The self-supporting lattice tower from SeeBa supports a turbine EL2500 produced by Fuhrländer. The estimated output of about 7 million kWh corresponds to the consumption of about 1800 4-person households.*

The advanced height of the structure represents a major challenge to static and design engineers, to suppliers and to the erection staff. This paper will give a short summary of the requirements concerning the static analysis for this tower. The differences between the present lattice tower and the normally used tubular steel towers will also be pointed out.

1 Vorbemerkungen

Das neu gebaute Tragwerk besteht aus einer quadratischen Winkelgitterkonstruktion. Die vier Eckstiele sind aus zwei, im unteren Bereich aus drei Winkeln zusammengeschräubt. Die tragenden Hauptausfachungen, die Diagonalen sind Doppelwinkel. Das filigrane, teilweise auch räumliche Unterfachwerk, welches zur Reduzierung der Knicklängen der Haupttragglieder und teilweise auch zur Formhaltung des quadratischen Grundrisses dient, besteht größtenteils aus Einfachwinkeln (Bild 3). Zum Besteigen des Turmes dient eine in einer Ecke angeordnete Innenleiter. Auf dieser kann auch ein elektromotorbetriebener Fahrkorb als Aufstiegs-hilfe betrieben werden. In derselben Turmecke werden auch die Leistungs- und Steuerungskabel der Windenergieanlage (WEA) geführt. Außer an dem Kopfzylinder, welcher den

Übergang zur Maschine schafft, gibt es an den tragenden Teilen des gesamten Turmes nicht eine einzige Schweißnaht; alle Teile sind miteinander verschraubt.

Bei Fachwerkürmen handelt es sich um eine seit langem bewährte Technik, welche zum Beispiel beim Pariser Eiffelturm, beim Berliner Funkturm, bei Hochspannungsmasten, bei Mobilfunktürmen und nun auch bei Windenergieanlagen (WEA) zum Einsatz gekommen ist.

Durch die filigrane Bauweise des Raumfachwerkes wird folgendes erreicht: geringe Windangriffsfläche bei gleichzeitig niedrigem Eigengewicht und großer Biegesteifigkeit.

Die ersten Gittermaste wurden Ende des vorletzten Jahrhunderts für Freileitungen über größere Entfernungen gebaut. War es 1882 zunächst eine Leitung mit 1400 Volt Gleichspannung, die über 57 km von Miesbach nach München führte, so wurde im Jahre 1891 schon 15000 Volt



Bild 1. Ansicht Fachwerk-turm mit Windenergieanlage
Fig. 1. View lattice tower with Wind Energy Conversion System



Bild 2. Ansicht Turmkopf mit Maschine
Fig. 2. View Top of Tower with Machine



Bild 3. Blick ins Gitterfachwerk
Fig. 3. Look in the lattice tower

Drehstrom über 175 km von einem Wasserkraftwerk in Lauffen am Neckar nach Frankfurt/M. übertragen.

Im Jahr 1889 wurde der schon angesprochene Eiffelturm fertiggestellt. Ursprünglich hatte er eine Höhe von 307 m, durch ein aufgesetztes Antennentragwerk wuchs seine Höhe im Jahr 1916 auf rund 330 m an. Nur wegen dieser sendetechnischen Nutzung wurde er nicht wieder abgebaut, wie es ursprünglich geplant war.

Schon vor 1900 wurde für die Funkexperimente des Amerikaners *Nikola Tesla* ein Turm mit einer Höhe von rund 60 m errichtet. Er gilt als erstes Antennentragwerk. Deutschlands höchstes Vorkriegsbauwerk war der 1926 gebaute Berliner Funkturm mit einer Höhe von 138 m.

In jüngster Vergangenheit erhielt die Fachwerkmaschlandschaft schließlich durch die zahlreichen Kommunikationsanlagen des Mobilfunks eine neue Komponente.

Mit Gittermasten können sehr große Höhen erreicht werden: Freistehende Fachwerktürme gibt es in Höhen von mehr als 300 m, bei seilabgespannten Systemen werden Spitzenhöhen von über 600 m möglich. Das höchste Bauwerk der Welt ist ein mit Seilen abgespannter Gittermast mit einer Höhe von 629 m; er steht in Fargo/North Dakota/USA und wurde 1963 gebaut. Die beiden höchsten abgespannten Maste in Deutschland stehen in Donebach/Odenwald und sind 365 m hoch. Wie die meisten dieser sehr hohen Maste dienen sie als Selbststrahler, das heißt, sie werden mit hoher Sendeleistung eingespeist und sind gegen die Erde am Fuß und in den Seilen isoliert: Der Mast ist gleichzeitig Tragwerk und Antenne.

Seit fast 20 Jahren werden Fachwerkmaste für Windenergieanlagen gebaut.

2 Nutzungverbesserung der Windenergieanlagen durch große Höhen

Moderne Windenergieanlagen erfordern wegen des immer größer werdenden Rotordurchmessers immer höher werdende Tragwerke. Darüber hinaus macht es auch unter dem Gesichtspunkt der Ertragssteigerung Sinn, größere Nabhöhen zu bauen. Die Leistung einer WEA wird durch die einwirkende Windgeschwindigkeit in dritten Potenz bestimmt, ausgedrückt durch die bekannte Formel

$$P_{WEA} = 1/2 \cdot \rho \cdot c_p \cdot A \cdot v^3 = C \cdot v^3, \quad (1)$$

wobei in C die festliegenden bzw. anlagenspezifischen Faktoren zusammengefaßt sind, welche hier nicht weiter betrachtet werden. Die wesentlichen Abhängigkeiten der Stärke des Windes sind die vor Ort vorhandenen Bodenrauigkeiten und die Höhe über Gelände, siehe Bild 4 (aus [1]). Der durch Messungen erhaltene empirische Wert beschreibt die Bodenrauigkeit. In den Regelwerken (z. B. [2]) wird der Wind mit dem Exponentengesetz von *Hellmann* beschrieben, welches die Zunahme des Windes in großen Höhen wohl am besten beschreibt:

$$v_{m(z)} = v_{m(z_{ref})} \cdot (z/z_{ref})^\alpha, \quad (2)$$

wobei für z_{ref} üblicherweise 10 m eingesetzt wird und z die Höhe über Grund bedeutet. Nimmt man den in [2] verwendeten Wert von $\alpha = 0,16$, welcher die meisten Standorte mit landwirtschaftlichem Gebiet, Felder mit einzelnen Bepflanzungen, abdeckt, so errechnet sich aus (1) und (2) die theoretische Leistungssteigerung mit der Höhe aus der Formel

$$P_{WEA} = C \cdot v_{(z_{ref})} \cdot (z/z_{ref})^{0,48}$$

Das heißt, bei einem Höhengsprung von 100 auf 160 m entsteht eine Leistungssteigerung von 25 %. So werden auch Standorte interessant, welche bisher als nicht windgünstig galten.

Die in einer Höhe wirkende konstante mittlere Windgeschwindigkeit wird durch einen turbulenten Anteil überlagert. Diese Windturbulenz beansprucht stark die WEA und ihre Komponenten, einschließlich des Turmes. In Bodennähe kann die Turbulenzintensität Werte von 20 bis

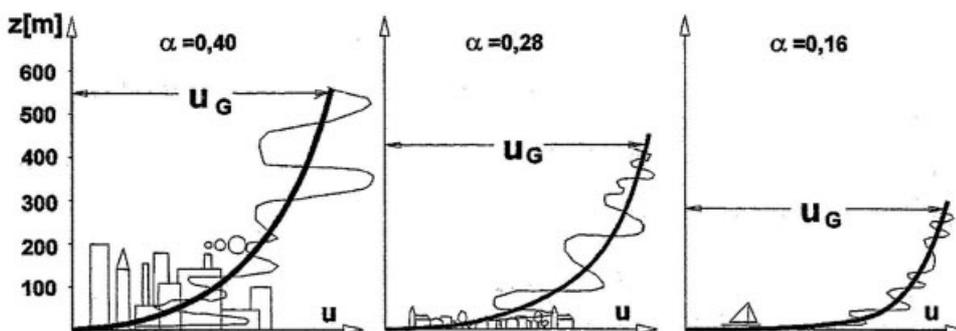


Bild 4. Windgeschwindigkeitsverlauf in Abhängigkeit von der Höhe und der Bodenrauigkeit
Fig. 4. Wind velocity in dependence of the height and the roughness of the ground level

30 % annehmen, während sie mit der Höhe stark abnimmt (siehe [3]).

In der Höhe steigt die Windgeschwindigkeit relativ gesehen immer weniger an. Das wirkt sich positiv auf die Belastung des Rotors und damit auch auf den Turm aus: Die Lastdifferenz zwischen der unteren und der oberen Blattspitze wird mit steigender Höhe immer geringer.

Zusammengefaßt kann man sagen: Große Nabenhöhen bedeuten größere, gleichmäßigere und stetigere Winde.

3 Unterschiede Turmtypen aus Stahl

Mit steigenden Turmhöhen und Anlagengrößen in der Windenergie stößt die bisherige Standardlösung, der konische Stahlrohrmast, an seine Grenzen. Diese sind zum Beispiel die Walzung von Stahlplatten mit einer Dicke von mehr als 64 mm oder der Transport von fertig verschweißten Turmsegmenten mit einem Durchmesser von mehr als 4,30 m, wegen der Beschränkung durch Brückendurchfahrten. Durch diese Grenze für die untere Mastbreite und der damit verbundenen Weichheit des Turmes ist für diese Bauweise eine Höhe über 100 m wirtschaftlich nicht mehr möglich. Größere Durchmesser durch bauseitige Schweißung herzustellen ist einerseits durch die geforderten Schweißnahtqualitäten und andererseits durch die Außenbedingungen nicht praktikabel und sehr teuer.

Vor der Wahl des Turmtyps sollten einem Planer dessen Vor- und Nachteile bekannt sein.

Die Vorteile der Fachwerkürme sind:

- größere Turmhöhen möglich: Theoretisch gibt es aus statischer Sicht keine Grenzen nach oben. Auch technisch ist eine Montage der Einzelprofile in sehr große Höhen mit Seilwinden, Stockbäumen und Montagegerüsten möglich. Bei Montage mit einem Autokran liegt die augenblickliche Grenze bei 160 m Höhe.
- niedriger Materialeinsatz: Das Mastgewicht und der Fundamentbeton eines Gitterturms betragen bei einer mittleren Bauhöhe im Durchschnitt nur etwa 60 % bis 70 % von dem der herkömmlichen Rohrbauweise.
- größere Biegesteifigkeit
- dynamisches Verhalten: Gittermaste haben durch ihre aufgelöste Struktur eine bessere Strukturdämpfung (in [4], Tab. A.6 ist für Fachwerkstrukturen ein Dämpfungsdekrement von 5 % gegenüber den Rohrtürmen von 1,5 % gegeben). Sie neigen außerdem nicht zu den beim Rohrturm zu beachtenden Querschwingungen.
- Austauschbarkeit von Profilen: Zum Zwecke der Sanierung oder Verstärkung können einzelne Profile problemlos ausgetauscht oder durch Aufschrauben von Winkeln oder Flacheisen verstärkt werden.
- einfachere Fertigung: Außer im Kopfzylinder werden im Fachwerkurm keine Schweißnähte verwendet, d. h., alle Teile werden miteinander verschraubt. Außer den ermüdungstechnischen Vorteilen durch die besseren Kerbfälle werden die Anforderungen und Überwachung der Qualität der Fertigung deutlich reduziert. Der Fertigungspreis des Gitterturmes liegt unter dem des Rohres.
- unproblematischer Transport: Ohne den Einsatz von Sonderfahrzeugen und -maßnahmen werden die Transporte der Fachwerkteile, die montagegerecht zu Bündeln

von fertigen verarbeiteten Profilen zusammengefaßt sind, auch in ansonsten schwierigem Gelände durchgeführt.

- niedrige Geräuschentwicklung: Die in der Gondel entstehenden Geräusche werden durch die aufgelöste Gitterkonstruktion in einem geringeren Ausmaß weitergeleitet als in einer Stahlrohrkonstruktion.
- Korrosionsschutz: Dadurch, daß es möglich ist, für das komplette Fachwerk durchgängig feuerverzinkte Teile einzusetzen, erhält man einen dauerhaften Korrosionsschutz.
- Rückbau und Recycling: Durch einfaches Auseinanderschrauben und durch Einschmelzen des Stahls zu neuem Rohmaterial ist ein Rückbau vor allem im Vergleich zu Bontürmen in nahezu perfekter Weise möglich. Wesentlich leichter ist auch der Rückbau der im Vergleich kleinen Fundamente.

Demgegenüber stehen die folgenden Nachteile des Fachwerkastes:

- längere Montagezeit auf der Baustelle: Dadurch, daß die einzelnen Profile vor Ort erst am Boden vormontiert und dann mit dem Kran endmontiert werden, entsteht für eine mittlere Bauhöhe eine Montagezeit von ca. drei Wochen gegenüber Stahlrohrtürmen von 3 bis 5 Tagen.
- höherer Wartungsaufwand durch mehr Schrauben: Um die Vorspannung bei den Verbindungen zu erhalten, muß in bestimmten Intervallen die Verschraubung aller Türme kontrolliert und gegebenenfalls nachgezogen werden. Weniger Schrauben bedeuten eine Reduzierung der Wartung.
- größerer Platzbedarf: Durch die breitere Bauweise ist auch am Boden ein größerer Platzbedarf erforderlich.
- weniger Schutz beim Besteigen: Rohrtürme können gegenüber den Fachwerkürmen jederzeit, bei jeder Witterung innen bestiegen werden. Das Ausrüsten der hohen Tragwerke mit einem geschlossenen Fahrkorb hebt diesen Nachteil weitgehend wieder auf.
- stärkere Torsionsverdrehung: Konstruktiv bedingt sind die Fachwerkürme um ihre vertikale Achse drehweicher. Dynamische Anregungen durch die WEA, welche ein Schwingen um diese Achse hervorrufen, wurden bisher nicht beobachtet oder gemessen.

4 Statik

Nach dem deutschen Recht gelten Türme für Windenergieanlagen als Bauwerke, die nach den Richtlinien des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) [2] auszulegen und nachzuweisen sind. Diese Richtlinie besitzt Gesetzescharakter. Für eine Zertifizierung der Windenergieanlage müssen der sichere Betrieb der Windenergieanlage sowie die Fertigung, Qualitätssicherung, Transport und Montage geprüft werden. In Deutschland wird im allgemeinen die Baugenehmigung des zuständigen Bauamtes durch eine Typenprüfung erreicht. Für die Prüfung der Anlage wird von der Baubehörde dann, wie im vorliegenden Fall, der Germanische Lloyd (GL) oder der TÜV eingeschaltet. Der GL führt Zertifizierungen auch nach seiner eigenen Vorschrift [5] durch. Die beiden zitierten Vorschriften sind mit ihren letzten Ausgaben weitgehend aneinander angeglichen worden. Die einzelnen Bauteile des Tragwerks werden außerdem nach den bekannten Normen DIN 4131 [4], DIN 18800 [6] und für das Fundament nach DIN 1045-1 [7] nachgewiesen.

Für die Dimensionierung des Turmes sind drei Nachweiskriterien zu beachten:

- 1) Es muß sichergestellt werden, daß die Tragfähigkeit der Bauteile den Extrembelastungen gewachsen sind. Sie müssen den höchsten vorkommenden Windgeschwindigkeiten, der so genannten 50-Jahres-Böe widerstehen; und natürlich allen während des Betriebs der WEA auftretenden Lasten.
- 2) Die Ermüdungsfestigkeit der Bauteile muß für die Auslegungslebensdauer gewährleistet sein. Dies ist von großer Bedeutung, denn Windenergieanlagen sind wahre Materialermüdungsmaschinen.
- 3) Um das Schwingungsverhalten des Gesamtgebildes und der einzelnen Bauteile unter Kontrolle zu bringen, muß die Steifigkeit des Tragwerks auf die Drehfrequenz der WEA abgestimmt werden.

Neben der Höhe ist also die Steifigkeit des Turmes der zweite wichtige Entwurfsparameter. Vor allem die Festlegung der Eigenfrequenz ist für die Konstruktion, den erforderlichen Materialaufwand und damit letztlich für die Baukosten entscheidend. Ziel ist es, die gewünschte Turmhöhe mit der geforderten Steifigkeit zu möglichst geringen Baukosten zu realisieren. Darüber hinaus sind die Randbedingungen der Fertigung, des Transports, der Montage und auch der Optik zu berücksichtigen.

Die vom Gesamtsystem gestellten Anforderungen sind mit vielen Varianten erfüllbar, das wirtschaftliche Optimum wird jedoch nur mit einer sinnvollen Zuordnung der gestellten Anforderungen und der gewählten Turmbaubauweise erreicht. Damit wird deutlich, daß der Turm einer Windkraftanlage für sich betrachtet zwar ein konventionelles Bauteil darstellt, seine Auslegung jedoch ein beträchtliches Maß an übergreifendem Systemverständnis erfordert. Neben diesen funktionellen Gesichtspunkten darf nicht vergessen werden, daß der Turm mehr noch als das Maschinenhaus das äußere Erscheinungsbild der Windkraftanlage prägt. Dem ästhetischen Eindruck sollte deshalb ein Stellenwert eingeräumt werden, auch wenn damit Mehrkosten verbunden sind.

Erschwerend für den Turmentwurf ist auch noch die Breitenbegrenzung im Bereich des Flügels. Bei maximaler Flügeldurchbiegung müssen Sicherheitsabstände eingehalten werden, damit der Flügel nicht die Konstruktion streift.

Hier die richtigen Dimensionen des Bauwerks, im Einklang mit einem optimalen Gewicht, der Optik und den Kriterien der Bemessung zu finden, ist die Kunst des Mastentwerfens.

Da die verschiedenen technischen und technologischen Aspekte eng miteinander verwoben sind, erfordert die Auslegung meistens iteratives Vorgehen. Es wird dabei angenommen, daß die Vorgaben der technologischen Aspekte (Fertigung, Transport, Montage) sowie die Vorgaben des Anlagekonzepts gegen eine akzeptable Lösung konvergieren. In Bild 5 sind schematisch die Zusammenhänge der Turmauslegung dargestellt.

4.1 Lasten aus der WEA

Zur statischen Berechnung liegen die Lasten aus dem maschinentechnischen Anlagenteil an der Schnittstelle von Turm und Gondel für alle nachzuweisenden Lastfall-

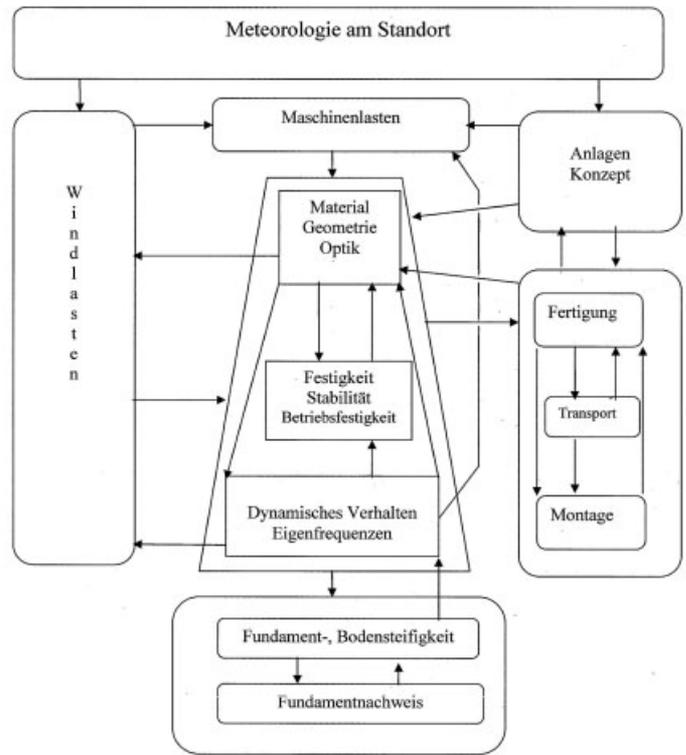


Bild 5. Schema der gegenseitigen Zusammenhänge bei der Turmauslegung
 Fig. 5. Flow chart of the reciprocal interdependences in the tower design

kombinationen vor. Nach [2] und [5] müssen folgende Lastfälle gerechnet werden: Produktionsbetriebszustände, Betrieb nach Auftreten eines Fehlers, Start, Abschaltung und Notabschaltung der WEA, Stillstand der WEA mit Extremböen, Transport, Montage und Wartung. Das rechnerische Instrumentarium zur Ermittlung der Belastungen und der Strukturbeanspruchungen gehört mit zu den aufwendigsten theoretischen Werkzeugen, die es gibt. Diese rechnen mit aero-elastischer Simulation im Zeitbereich. Für die Lastberechnung des beschriebenen Beispiels wurde das Programm FLEX5 [8] verwendet. Darin werden unter anderem die folgenden Einflüsse berücksichtigt:

- turbulentes 3D-Windfeld
- Steuerung der Anlage (unter anderem Veränderung der Rotor- und Generatorzahl, Blattstellwinkel, Leistung)
- aerodynamische Einflüsse
- dynamisches Gesamtverhalten aus Gründung, Turm und Maschine, einschließlich der drei Flügel

Da in diesen Programmen für die Ermittlung der Belastung die Elastizität des Tragwerks eine Rolle spielt, muß die endgültige Strukturauslegung iterativ ermittelt und auch die Lastberechnung mehrfach korrigiert werden.

In [8] besteht keine Möglichkeit, ein räumliches Tragwerk wie einen Gitterturm abzubilden, die Lasten aus dem Turm zu berechnen und die Schnittkräfte aus den äußeren Lasten zu ermitteln. Somit muß man sich damit behelfen, den Turm in einen Kragarm mit 10 bis 20 Abschnitten mit veränderlichen Steifigkeiten, Windflächen und Massen dazustellen. Die in [8] ermittelten Einwirkungen an der Schnittstelle zwischen Maschine und Turm werden dann in der Gittermaststatik weiterverarbeitet.

4.2 Dynamische Anregungen

Bei modernen Windkraftanlagen sind vor allem die Rotorblätter und der Turm schlank und elastisch gebaut. Sie stellen deshalb extrem schwingungsfähige Gebilde dar. Die herrschenden Kräfte können bestimmte Teilsysteme oder auch die gesamte Anlage zu gefährlichen Schwingungen anregen. Windkraftanlagen müssen deshalb bereits im Entwurfsstadium einer sorgfältigen Schwingungsanalyse unterzogen werden. Resonanzen von Schwingungen wesentlicher Bauteile müssen vermieden werden. Die Eigenfrequenzen der Bauteile Rotorblätter, Turm, mechanischer Triebstrang dürfen deshalb weder zu dicht beieinander liegen noch darf ihr Abstand zu den anregenden Frequenzen zu klein sein. Damit sind in erster Linie Kopplungsschwingungen von Rotor und Turm gemeint. Das System Rotor-Turm ist ständig einer Selbstanregung ausgesetzt. Die periodischen Rotorkräfte regen in erster Linie die Turmbiegeschwingungen an.

Bei normalen Windkraftanlagen mit Dreiblattrotor tritt die aerodynamische Erregerfrequenz mit der dreifachen Rotordrehfrequenz und/oder ganzzahligen Vielfachen davon auf. Die erste Biegefrequenz des Turmes darf auf keinen Fall mit den kritischen Anregenden zusammenfallen. Im Bild 6 sind die Bereiche der Maschinenfrequenz ($1p$) und der Flügelfrequenz ($3p$) für den Beispielturm gezeigt. Der Drehzahlbereich der Maschine im Nennbetrieb beträgt 10,4 bis 19,1 Umdrehungen pro Minute. Im Normalfall wird die Steifigkeit des Tragwerks so gewählt, daß dessen Grundfrequenz zwischen diese beiden Bereiche fällt. Bei dieser Auslegung wird lediglich kurz beim Hochfahren der Anlage mit der $3p$ -Anregung die Grundfrequenz des Turmes durchfahren. Entsprechend den Vorschriften [2] und [5] muß zu diesen Bereichen ein Abstand von 5 % eingehalten werden. Die theoretisch berechneten Tragwerksfrequenzen sind außerdem um 5 % zu variieren. Der Einfluß der Fundament- bzw. Bodensteifigkeit ist bei dieser Berechnung zu berücksichtigen. Bei einem Typenfundament, wo die Bodenwerte noch nicht vorliegen, ist hier von den beiden Grenzfällen steifes bzw. weiches Fundament auszugehen.

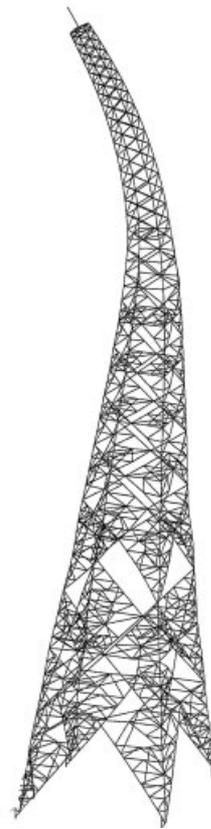


Bild 7. 2. Eigenform, dargestellt am statischen Gesamtsystem
Fig. 7. Form of 2. frequency shown with the complete statical system

Liegt die Eigenfrequenz in den anregenden Bereichen, sind besondere Schwingungsüberwachungen erforderlich, und diese Drehzahlbereiche müssen eventuell über die Maschinensteuerung ausgespart werden, was die Anlage unrentabler macht.

Interessanterweise war beim 160-m-Fachwerkurm der rechnerische Einfluß der zweiten Eigenfrequenz des Tragwerks auf die Ermüdungslasten besonders groß. Die zweite Eigenform bei einem Kragarm ist normalerweise durch einen Bauch in halber Höhe und das Feststehen der Spitze gekennzeichnet (Bild 7). Da durch die kantigen Profile selbst keinerlei Anregungen stattfinden, wird also durch die WEA der Turmbauch angeregt, mit seinen Massen um seine Achse zu schwingen. Ob dieser rechnerische Einfluß nicht überschätzt bzw. die Dämpfung des Fachwerks nicht unterschätzt wird, sollen spätere Messungen am stehenden Bauwerk zeigen.

Neben den während des Betriebes der Anlage auftretenden Anregungen spielen außerdem die Anregungen in Windrichtung durch die Böigkeit des Windes und wirbelerregte Querschwingungen eine Rolle. Letztere treten nur bei Rohrtürmen auf und dort auch nur solange die WEA noch nicht aufgesetzt ist. Die große Kopfmasse unterdrückt diese Schwingungen. Sollte ein Rohrturm allerdings länger ohne die WEA stehen, so sind eventuell besondere Maßnahmen (z. B. Hilfsabspannungen) notwendig. Abhängig vom Durchmesser und der Grundfrequenz des Turmes liegen die anregenden Windgeschwindigkeiten bei etwa 7 bis 15 m/s, also durchaus häufiger vorkommende Stärken.

Der Einfluß der Böigkeit des Windes wird bei der Lastberechnung nach [8] berücksichtigt. Das heißt, die an den Turmkopf übergebenen WEA-Lasten enthalten einen dynamischen Anteil. Die statisch ermittelten Windlasten auf den Turm werden in den Lastfällen „außer Betrieb“

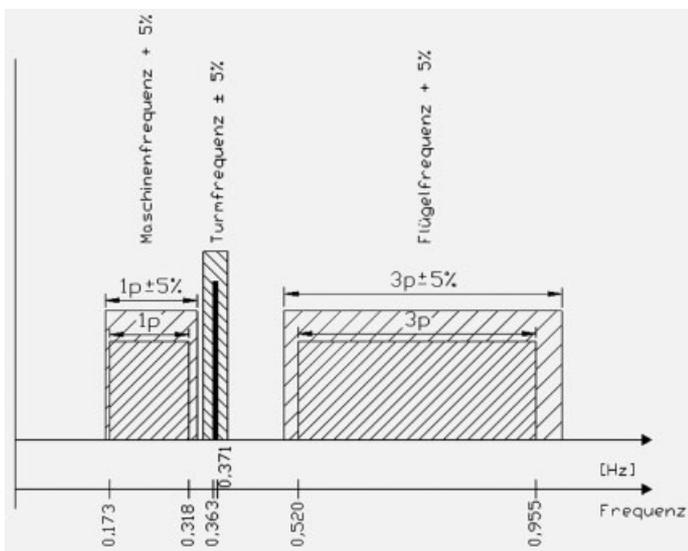


Bild 6. Erregerfrequenz aus WEA und Turmgrundfrequenz
Fig. 6. Exciting frequencies resulting from machine operation and first tower frequency



Bild 8. Eckstielstoß mit HV-Schrauben als GV-Verbindung, während der Montage

Fig. 8. Corner leg joint with high strength friction grip bolts during erection

durch einen so genannten Böenreaktionsfaktor erhöht. Dieser wurde in der Statik des 160-m-Turmes nach [2], Anhang B ermittelt und muß in Zukunft nach der neuen DIN 1055-4 [9] errechnet werden. Dieser Vorgang ist in der Bautechnik üblich: An Stelle einer volldynamischen Berechnung wird mit statischen Ersatzlasten gerechnet, welche gleich große Beanspruchungen, wie die größten wirklichen dynamischen Lasten hervorrufen.

4.3 Berechnung

Die Berechnung der maximalen Kräfte in den einzelnen Stäben des Fachwerkes erfolgt mit dreidimensionalen Stabwerksprogrammen. Obwohl die Eckstiele biegesteif durchlaufen und die Diagonalen auf den Eckstielen mit mindestens zwei Schrauben angeschlossen sind, darf das Fachwerk (Bild 8) üblicherweise als Gelenkfachwerk gerechnet werden (z. B. [10], Absatz 5.2.1.1 und 5.2.2.2). Im Traglastzustand entstehen an den Knoten Fließgelenke, und das ideale Fachwerk stellt sich ein. Auch das Sekundärfachwerk, welches nur zur Reduzierung der Knicklängen der tragenden Stäbe dient, kann als dehnweich betrachtet werden (z. B. [10], Absatz 5.2.1.1) und erhält deswegen keine Kräfte aus der Lastabtragung. Somit kann es im Berechnungssystem vernachlässigt werden, womit sich das Gesamtsystem deutlich vereinfacht. Der Vergleich mit den Ergebnissen von Versuchen, welche an Gittermasten von Freileitungen in Originalgröße durchgeführt wurden [11], haben diese Vereinfachungen gerechtfertigt.

In [1], [12], [13] sind Formeln zur einfachen Hand- oder Excelberechnung von Fachwerkürmen angegeben, mit welchen sich relativ genau eine Vorauslegung ermitteln läßt. Außerdem findet man dort Hinweise zu Detailausbildungen.

Für die Ermüdungsnachweise, in welchen sich die Belastungen und Nachweise im elastischen Bereich abspielen, gelten diese Vereinfachungen nicht mehr. Hier sind die an den Knoten auftretenden Sekundärmomente zu berücksichtigen. Durch geschickte Wahl des Ausfachungssystemes, durch die Vermeidung von großen Neigungsänderungen in den Eckstielen und die Vermeidung von kon-

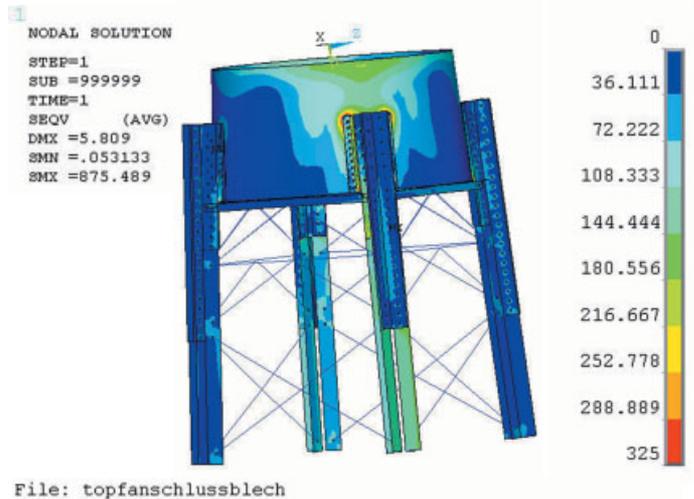


Bild 9. Bild aus der FE-Berechnung des Turmkopf

Fig. 9. Picture from the FE-calculation of the tower top

struktiven Systemaußermitten können diese Momente so gering gehalten werden, daß sie keinen größeren Einfluß auf die Bemessung haben.

Von anderen komplizierten Detailpunkten, wie z. B. der Übergang vom Mast zum Kopfrohr, müssen zusätzlich FE-Berechnungen durchgeführt werden. Im Bild 9 ist ein Ergebnis einer solchen Berechnung im Traglastbereich für den Kopf des 160-m-Mastes zu sehen.

4.4 Nachweise

Fast alle Elemente des Fachwerkmastes können somit im Traglastnachweis ganz einfach als Normalkraft belastete Fachwerkstäbe nach [6], Teil 2, nachgewiesen werden. Da dies üblicher Stahlbau ist, wird hier darauf nicht besonders eingegangen. Die Schlankheit der Stäbe für den Knicknachweis kann bis zur endgültigen Einführung des Eurocodes [10] noch nach der alten DIN 4114 [14] ermittelt werden, siehe Hinweis im Vorwort zur DIN 18800, Teil 2 [6].

Die meist als Einzelwinkel ausgeführten Sekundärstäbe erhalten durch ihren außermittigen Anschluß ein Moment und werden mit dem vereinfachten Kombinationsnachweis nach [6], Teil 2, Kap. 5.1.2.4 überprüft. Für die hypothetische Kraft auf diese Sekundärstäbe, welche senkrecht zum stabilisierenden Stab und normalerweise in Richtung der größten Schlankheit dieses Stabes wirkt, gibt es verschiedene Ansätze in den Vorschriften. Über die Vorverdrehung erhält man nach DIN 18800 [6], Teil 2, Abschnitt 2.3, mit der für Winkel zu nehmenden Knickspannungslinie „c“, die Kraft mit

$$F_h = 2 \cdot 1/200 \cdot F = 0,01 \cdot F.$$

Dieser Wert entspricht auch der alten Regelung in der DIN 4114 [14], Abschnitt 12.4. Die Freileitungsvorschrift [15] gibt im Abschnitt J.10

$$F_h = 0,02 \cdot F$$

vor. Und schließlich gibt der Eurocode [10], in Abhängigkeit der Schlankheit λ des zu haltenden Stabes an

$$F_h = p \cdot F$$

mit $p = (40 + \lambda)/50/100$, wobei $0,014 < p < 0,035$,

also bei einer Schlankheit von mehr als 135 wird $F_h = 0,035 \cdot F$! Dies zum Thema Harmonisierung der Vorschriften.

Eine Besonderheit bei diesen Masten ist der Schraubenanschluß. Die Belastung der Schrauben erfolgt in Abscherrichtung (Bild 8). Alle Stöße zwischen den Eckstielen und alle Anschlüsse der Ausfachungen werden als GV-Verbindung nach [6], Teil 1, ausgeführt. Zur Erhöhung des Reibbeiwertes zwischen den anzuschließenden Profilen werden die feuerverzinkten Oberflächen mit Alkali-Silikat-Zinkstaub beschichtet. Dadurch wird ein Reibbeiwert von $\mu \geq 0,50$ erreicht. Nach dem Zusammenbau werden die Schrauben mit einem der in [16] beschriebenen Verfahren vorgespannt.

Obwohl diese Verbindung bei Fachwerkmasten im Antennenbau seit über 30 Jahren eingeführt ist und der oben genannte Reibbeiwert durch viele in den letzten 50 Jahren durchgeführte Versuche (in Deutschland vor allem durch Valtinat, z. B. [17]) als abgesichert gilt, ist er noch nicht in die Vorschriften aufgenommen worden. So ist für jeden Neubau nach [16], Abschnitt 8.4, eine Verfahrensprüfung durchzuführen, wenn die Prüfinstanz dies fordert. Dabei wird nur auf das Erreichen dieses Reibbeiwertes unter Versuchsbedingungen Wert gelegt. Nach Meinung des Autors wäre die Prüfung der Qualitätssicherung der ausführenden Firmen, welche die Schraubenverbindung unter Montagebedingungen herstellen, der viel wichtigere Inhalt einer Verfahrensprüfung gewesen.

Bei dauernd wechselnder (Zug/Druck)-Belastung in der Scherfuge ist es für diese Verbindung unabdinglich, daß die äußere Last die Reibkraft nicht überschreitet. Dies hätte zur Folge, daß sich die Muttern erst lockern, dann aufdrehen und die Verbindung versagt. Deshalb wurde dieser Nachweis in die Vorschriften [2] und [5] aufgenommen. Im Grenzzustand der Tragsicherheit ist die erforderliche Grenzzugkraft $F_{s,Rd} = 0,9 \cdot F_V \cdot \mu / \gamma_M$. Die „Material-sicherheit“ wird in den Betriebslastfällen auf $\gamma_M = 1,35$ erhöht und gleichzeitig eine Abminderung der theoretisch eingestellten Vorspannkraft auf 90 % gefordert. Außerdem sind die Schraubenanzugsmomente ein halbes Jahr nach der Montage sicherzustellen und weiterhin regelmäßig zu überprüfen. Damit ist für die Sicherheit dieser Verbindung genügend getan worden.

Da diese Schrauben keine Wechselbelastung erhalten, gilt mit dem vorgenannten Nachweis auch die Ermüdungssicherheit als erbracht.

Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird nach [2] oder [5] geführt, für ein Einstufenkollektiv nach der Formel

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_n \leq \Delta\sigma_A / \gamma_M$$

mit $\gamma_F = 1,0$ und γ_M zwischen 1,00 und 1,25, je nachdem wie schadenstolerant und zugänglich das Bauteil ist. $\Delta\sigma_A$ ist der entsprechend der Lastspielzahl, welche dem Einstufenkollektiv zugrunde liegt, umgerechnete Kerbfall. Für die geschraubten Winkel kommt meist der Kerbfall 112 für das gelochte Blech zur Anwendung.

Die Ermüdungsbeanspruchung einer Windkraftanlage, des Turmes und Fundamentes wird sehr konservativ so gerechnet, daß die gesamte Betriebsbelastung annähernd über eine Achse geht, jeweils die Achse, welche für das betrachtete Bauteil die ungünstigste ist: 50 % der Last kom-



Bild 10. Fundament kurz vor der Fertigstellung, Platte mit Erde überdeckt

Fig. 10. Foundation short before completion, slab covered with earth

men genau aus einer Richtung und die anderen 50 % um 180° versetzt dazu. Bei typengeprüften Anlagen, wo der Standort von vorneherein nicht feststeht, ist das erforderlich. Wenn in der Nähe von Einzelanlagen Aufzeichnungen über Windrichtungsmessungen vorliegen (siehe z. B. [18]), könnte deren statistische Auswertung im Zusammenhang mit der Lastrechnung, wirklichkeitsnähere und damit günstigere Ermüdungslasten ergeben.

4.5 Fundamente

Wie bei solchen Bauwerken üblich, erfolgt die Gründung über vier Fundamente, jeweils eines für einen Eckstiel. So wird das große Biegemoment aufgelöst in Kräftepaare aus Zug und Druck, überlagert von einer Horizontalkraft. Durch geschickte Anordnung des Schwerpunktes der Platte in die resultierende Kraft entstehen reine zug/druck-belastete Fundamente. Bei gut und normal tragfähigem Baugrund ist der maßgebende Nachweis für die äußere Tragfähigkeit die Sicherheit gegen Herausziehen, welche noch nach DIN 4131 [4] mit charakteristischen Lasten erfolgen kann:

$$\gamma_H = G / F_z \geq 1,50,$$

wobei G das Betongewicht der Gründung und das Gewicht der über der Platte liegenden Erde ist. Um viel Erde zu aktivieren, wird das Fundament mit einer möglichst tief eingegrabenen, großen Platte und einem aufgehenden Schaft konstruiert, in welchem der Eckstiel verankert ist. Laut dieser Vorschrift ist, auf der sicheren Seite liegend, nur die senkrecht über der Platte liegende Erde anzusetzen. In Bild 10 ist der Schaft dieses Fundamentes kurz vor der Fertigstellung zu sehen, die Platte wird gerade mit Erde überdeckt.

5 Fertigung, Transport, Montage und Inbetriebnahme

Die Konstruktion besteht größtenteils aus serienmäßigen Winkelprofilen. Diese werden in Längen bis maximal 12 m entsprechend den Konstruktionszeichnungen geschnitten, gebohrt und feuerverzinkt. Die Schraubenlöcher werden 2 mm größer (vor dem Verzinken) wie der Nenndurchmes-



Bild 11. Montage des größten Segmentes mit 100 t
Fig. 11. Erection of the biggest segment with 100 tons

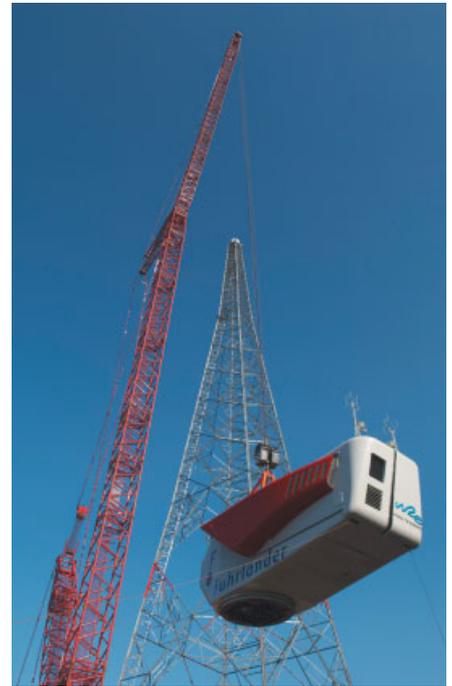


Bild 13. Montage der Windkraftanlage
Fig. 13. Erection of the wind energy system

ser der Schraube hergestellt. So ist bei den vorgegebenen DIN-Toleranzen später ein problemloses Zusammenbauen der Teile möglich. Die mit Nummern gekennzeichneten Profile werden dann zusammen gebündelt und mit normalen Tiefladern zur Baustelle transportiert.

Eine Ausnahme ist hier der Zylinder am Mastkopf, welcher den Übergang vom Gitter zur WEA bildet. Dieses Teil mit einem Durchmesser von mehr als 3,50 m paßt in kein Zinkbecken und wird deshalb spritz-verzinkt.

Früher wurden Fachwerkürme mit so genannten Stockbäumen und Winden praktisch per Handarbeit in Einzelteilen hochgezogen und montiert. Auf der Baustelle angekommen, werden heute die Einzelteile horizontal am Boden zu Segmenten zusammengebaut. Sie erreichen eine maximale Turmteilhöhe von 36 m. Anschließend wird jedes Segment mittels dreier Autokräne aufgerichtet und mit dem Hauptkran in die entsprechende Höhe gezogen und dort festgeschraubt. Nur das unterste Segment wird direkt auf der Fundamentplatte stehend montiert und zusammengebaut. Auf Bild 11 ist das zweite Segment von unten zu sehen, welches am Abend noch aufgerichtet wird. Bei einem Gewicht von knapp 100 t war dies ein schwieriges Unterfangen. Die Bilder 12 und 13 zeigen das Ziehen des obersten Segmentes zusammen mit dem Zylinder und der WEA.

Nach oben werden die Teile leichter, der verwendete Autokran LG-1750 der Fa. Nolte war trotzdem an der Grenze seiner Belastbarkeit. Die Maschine selbst, mit einem Gesamtgewicht von knapp 150 t, mußte in Teile zerlegt gezogen werden. Die letzten Teile waren die drei 45 m langen Flügel, mit einem Einzelgewicht von jeweils 10 t.

Mitte September 2006 war die Kranmontage abgeschlossen. Die Feinarbeiten am Turm, die Verkabelung und die Inbetriebnahme der WEA dauerte bis Mitte Oktober. Danach wurde Probetrieb gefahren, und Ende November 2006 wurde die Anlage in Betrieb genommen.

Um die hohen, maximalen Einwirkungen der WEA von horizontal $F_H = 1100 \text{ kN}$ und vertikal $F_V = 2100 \text{ kN}$ über eine Höhe von 160 m sicher in die Erde zu bringen und dort zu verankern, wurde ein Tragwerk entworfen, welches ein Gesamtgewicht von nur 350 t hat. Dies wäre mit keinem anderen Turmsystem möglich gewesen. Trotzdem hinterläßt der Turm beim Besteigen und vor allem während des Betriebes der Anlage einen sehr stabilen und sehr sicheren Eindruck.



Bild 12. Montage des Gitterturmkopfes mit Zylinder
Fig. 12. Erection of the tower top with cylinder

Am Bau Beteiligte:

Entwicklung und Zertifizierung der WEA, Lastberechnung:
W2E Wind to Energy GmbH, 18230 Rerik

Bau und Vertrieb der WEA:
Fuhrländer AG, 56477 Waigandshain

Entwicklung, Lieferung und Montage Fachwerkurm:
SeeBa Energiesysteme GmbH, 32351 Stemwede

Statische Berechnung Fachwerkurm und Fundament:
Ing.-Büro Dipl.-Ing. Joachim Dehm, 74080 Heilbronn

FE-Berechnungen:
Windrad Engineering GmbH, 18230 Zweedorf

Werkstattzeichnungen Fachwerkurm:
Konstruktionsbüro Hartstein & Leist, 41469 Neuss-Norf

Fertigung und Feuerverzinkung:
Arnold Georg GmbH, 56564 Neuwied

Lieferung HV-Schrauben:
Friedberg GmbH, 45808 Gelsenkirchen

Kranmontage:
Nolte Auto-Krane, 30165 Hannover

Montage Gittermast:
Repolusk, 59427 Unna

Zertifizierung WEA, Typenprüfung Turm:
Germanischer Lloyd, Windenergie, 20459 Hamburg

Literatur

- [1] Peil, U.: Maste und Türme. Stahlbau-Kalender 2004. Berlin: Ernst & Sohn.
- [2] DIBt-Richtlinie für Windkraftanlagen, März 2004. Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin, Reihe B, Heft 8.
- [3] Niemann, H.-J., Peil, U.: Windlasten auf Bauwerke. Stahlbau-Kalender 2003. Berlin: Ernst & Sohn.
- [4] DIN 4131: Antennentragwerke aus Stahl, November 1991.
- [5] Germanischer Lloyd: Vorschriften und Richtlinien – IV Industriedienste – 1 Richtlinie zur Zertifizierung von Windkraftanlagen, Ausgabe 2003.

- [6] DIN 18800 – Teil 1 bis 4: Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, November 1990.
- [7] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Juli 2001.
- [8] FLEX5, Computer program for aeroelastic calculations of loads on wind turbines, von Stig Øye, Lyngby/Dänemark, 2000.
- [9] DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten, März 2005.
- [10] prEN 1993-3-1, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine; Türme und Maste.
- [11] Mors, H.: Erfahrungen auf Prüfstationen für Freileitungsmaste. Stahlbau 49 (1980), H. 6, S. 261–265.
- [12] Dinkelbach, K., Mors, H.: Maste und Türme, Antennentragwerke. Stahlbau-Handbuch, Band 2, Kap. 37, Köln: Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH 1985.
- [13] Petersen, C.: Stahlbau. Braunschweig: Vieweg-Verlag 1993.
- [14] DIN 4114, Blatt 1 + 2: Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Juli 1952/Febr. 1953.
- [15] DIN EN 50341-1, Teil 1: Freileitungen über AC 45 kV – Allgemeine Anforderungen, März 2002.
- [16] DIN 18800, Teil 7: Stahlbauten – Ausführung und Herstellerqualifikation, Mai 2002.
- [17] Valtinat, G., Albrecht, F., Dangelmaier, P.: Gleitfeste Verbindungen mit feuerverzinkten Stahlteilen und reibfesten Beschichtungen oder anderen reibbeiwert erhöhenden Maßnahmen (Forschungsbericht). Schriftenreihe Stahlbau und Holzbau der technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 3, Hamburg 1993.
- [18] Niemann, H.-J., Hölscher, N.: Erfassung des Windrichtungseinflusses auf die Windlasteffekte an Tragwerken. Stahlbau 73, (2004), H. 4, S. 249–253.

Autor dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Joachim Dehm
Ing.-Büro für Statik und Planung großer Stahltragwerke
Großgartacher Str. 214
74080 Heilbronn
s.dehm@versanet.de