



Traversen | Trusses



1. Was sind Traversen?

Mehrgurtige Gitterträgerelemente die entweder zur Konstruktion von dekorativen Bauten oder zur Aufnahme von Nutzlasten verwendet werden, nennt man in der Veranstaltungstechnik Traversen. Hauptsächlich wird Aluminium zu ihrer Herstellung verwendet. Im Schwerlastbereich oder auch bei Sonderteilen findet auch Stahl seine Verwendung.

2. Welche Formen gibt es?

Prinzipiell gibt es vier unterschiedliche Hauptsysteme, die in verschiedenen Kantenmaßen erhältlich sind und anhand ihrer Anzahl an Gurtrohren unterschieden werden. Diese sind wie folgt:

1-Punkt-Traversen...

... werden hauptsächlich zwischen zwei anderen Traversen montiert, um z.B. ein Dach einer Bühne zu stabilisieren oder ein Gegenstand dazwischen aufzuhängen.

2-Punkt-Traversen...

... können bereits ausreichend hohe Lasten tragen und eignen sich daher für den Messe- und Ladenbau. Ebenfalls werden diese bei Events genutzt, um Vorhänge, Molton oder auch Folien aufzunehmen. Auch im Theaterbereich finden sie als Vorhangschienen oder für Leuchten ihre Verwendung.

3-Punkt-Traversen...

... finden ihre Anwendung in einer großen Bandbreite an Einsatzmöglichkeiten. Sie sind im Laden- und Messebau ebenso zu finden, wie im Theater- oder Bühnenbau. Auch bei Veranstaltungen oder im Bereich der Werbung sind sie nicht mehr wegzudenken.

4-Punkt-Traversen...

... haben aufgrund ihrer Bauform die höchste mechanische Stabilität und sind aus diesem Grund die meist verwendeten Traversen in der Veranstaltungstechnik. Als Standard- oder auch als Schwerlasttraverse wird diese Form meist für den Ground Support oder für Bühnenaufbauten benutzt.

3. Wie werden Traversen verbunden?

Am meisten verbreitet sind die Verbindungen mit Konussen. Aber auch Gabelverbinder oder Plattenverbinder sind häufig zu finden.

1. What are trusses?

Girder elements which are used either for the construction of decorative buildings or for mounting payloads, are called trusses in the event technology. Aluminum is mainly used for their manufacture. In high load applications or even for special parts is also steel used.

2. What forms are available?

Basically there are four different main systems, that are available in various edge sizes can be differentiated by their number of main chords:

1-point trusses...

... are installed mainly between two other trusses, to stabilize a roof of a stage or hang up an object in between.

2-point trusses...

... have already sufficiently high loads and thus they are suitable for trade fair constructions and shop fittings. Also these are used at events for mounting curtains, molton and foils, as well as in theaters as rail for curtains or lighting.

3-point trusses...

... are finding their application in a wide range. They are adapted for trade fair constructions, shop fittings, as well as in theatres or stage constructions. Even at events or in the advertising field, they become indispensable.

4-point trusses...

... have the highest mechanical stability due to their construction. For this reason these trusses are mostly used in the event technology. As standard or as heavy duty truss, this construction finds its application mostly for ground supports and stages.

3. How are trusses connected?

Most common are conical connectors. But also fork connectors or panel connectors are often used.



GLOBAL TRUSS LÄSST SICH VERBINDER DESIGN SCHÜTZEN

Da viele Global Truss Plagiate in den Markt drängen, ist es wichtig, die qualitativ hochwertigen Originale zu stärken und Nutzer vor Schaden durch unsichere und qualitativ minderwertige Nachahmungen zu bewahren. Auch das bisherige Alleinstellungsmerkmal der Global Truss Traversen - die beiden Ringe auf dem Verbinder - werden zunehmend kopiert. Doch allein durch gleiche Optik erlangen die Traversen noch lange nicht dasselbe Niveau.

Um die bewährte Global Truss Sicherheit und Zuverlässigkeit sichtbar zu verdeutlichen, werden die Verbinder und das Global Truss Logo auf den Traversen ab sofort deutlich gerändelt. Doch nicht nur optisch wird ein Unterscheidungsmerkmal eingeführt - die Rändelung verleiht den Verbindern einen besseren Grip, der das Auf- und Abbauen, sowie das Tragen wesentlich einfacher und vor allem angenehmer macht. Durch diese markenrechtlich von Global Truss geschützte Veredelung können Sie auf den ersten Blick ein Original von einer Nachahmung unterscheiden. Selbstverständlich ist der neue Verbinder kompatibel zu der Vorgängerversion.

GLOBAL TRUSS IS COPYRIGHTING ITS CONNECTORS

Today, with more and more Global Truss copies coming to the market, it is important to strengthen the high quality originals and keep users from harm from unsafe and poor quality imitations. Also, the previous unique selling proposition of Global Truss - the two rings on the connector - are increasingly copied. Though the same look does not provide the identical quality.

In order to illustrate the proven Global Truss safety and reliability, the connectors and the Global Truss logo are clearly knurled on the trusses. But not only a visual differentiator is introduced - the knurling gives the connectors a better grip, which makes the assembly and disassembly, as well as carrying much easier and above all enjoyable. By this new copyrighted finishing the user can easily differentiate between a copy and an original. Of course, the new connector is compatible with the previous version.





Traversen in der Veranstaltungstechnik nach Eurocode

Aluminium-Traversen in der Veranstaltungstechnik werden vor allem als Lastaufnahmemittel über Personen oder als tragendes Bauteil in bauaufsichtlich geregelten Bereichen (z.B. Fliegende Bauten) eingesetzt. Der Einsatz in diesen Bereichen erfordert, dass Traversen unter Einhaltung von Qualitätsstandards gefertigt und die Tragfähigkeit über eine statische Berechnung belegt wird.

Maßstab hierfür sind mittlerweile die folgenden europäischen Normen:



EN-1999-1-1: Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln

EN-1090-3: Technische Regeln für die Ausführung von Aluminiumtragwerken

Diese Normen geben die allgemein anerkannten Regeln der Technik für die Bemessung und Herstellung von Traversen wieder. Sowohl in den Listen der technisch eingeführten Baubestimmungen der Bundesländer, als auch in den Branchenstandards SQP1 und BGI 810-3 finden sich Verweise auf diese Normen wieder. Die früher in diesem Zusammenhang relevanten Normen DIN 4113 Teil 1 - 3 sind nach einer Übergangsregelung nun definitiv nicht mehr gültig.

Als Qualitätsmerkmal, dass Traversen diesen Standards genügen hat sich in der Veranstaltungstechnik die Bauart-Zertifizierung durch einen Technischen Überwachungsverein etabliert. Hierbei werden in der Regel der Schweißnachweis des Hersteller-Betriebs und die veröffentlichten Belastungstabellen kontrolliert. Mit der Umstellung der Norm müssen demnach auch diese Bauart-Zertifizierungen aktualisiert werden und die Werte in den Belastungstabellen bei allen Traversentypen und Herstellern werden sich zumindest geringfügig ändern.

nachweis des Hersteller-Betriebs und die veröffentlichten Belastungstabellen kontrolliert. Mit der Umstellung der Norm müssen demnach auch diese Bauart-Zertifizierungen aktualisiert werden und die Werte in den Belastungstabellen bei allen Traversentypen und Herstellern werden sich zumindest geringfügig ändern.

Hinweis: Für eine Anwendung in bauaufsichtlich geregelten Bereichen hatte und hat diese Zertifizierung allerdings keine Bedeutung. Der Einsatz muss für jeden Einzelfall geprüft werden wobei auch hier nach den gleichen Normen geprüft wird.

In diesem Artikel soll zum einen auf die Änderungen im Rahmen der Umstellung von DIN 4113 auf Eurocode 9 eingegangen werden und zum anderen generelle Hintergründe zur Anwendung und Anwendbarkeit der Belastungstabellen gegeben werden.

Was hat sich mit der Einführung des Eurocodes geändert bzw. was ist gleich geblieben?

Eines vorweg: Die Qualitäten der verwendeten Aluminiumlegierungen und die Befähigung des Schweißers haben sich mit der Einführung des Eurocodes 9 nicht geändert. Das heißt eine Traverse, die vor Einführung des Eurocodes hergestellt wurde, hat erst einmal keine bessere oder schlechtere Qualität als eine, die nach Einführung des Eurocode 9 hergestellt wurde.

Was sich geändert hat sind das grundlegende Sicherheitskonzept (nicht das Sicherheitsniveau) und die Berechnungsgrundsätze zur Ermittlung der Tragfähigkeit. Daher können und werden die neuen Belastungstabellen Unterschiede zu den alten aufweisen.

Sicherheitskonzept: Die nicht mehr gültige DIN 4113 war eine der letzten Normen, die noch auf einem Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheitsbeiwerten basierte. Dabei wurden pauschal alle zu berücksichtigenden Sicherheiten auf der Materialseite angesetzt - sprich die vorhandenen Materialkennwerte wie Zugfestigkeit oder Steckgrenze der verwendeten Aluminiumlegierung wurden um einen globalen Sicherheitsbeiwert reduziert.

Alle neuen Normenreihen und so auch der Eurocode 9 wenden dagegen ein Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten an. Dabei wird unterschieden zwischen Unsicherheiten auf der Einwirkungsseite (Lasten) und Unsicherheiten auf Seite des Materialwiderstands. Praktisch führt das dazu, dass für einen rechnerischen Nachweis die vorhandene oder die tatsächlich zu erwartende Belastung, die sogenannten charakteristischen Lasten, um einen Sicherheitsbeiwert erhöht werden und der Tragwiderstand der Aluminiumbauteile mit einem eigenen zusätzlichen Sicherheitsbeiwert ermittelt wird. Der nach der alten DIN 4113 ermittelte Tragwiderstand eines Trägers ist daher nicht direkt mit dem

Vergleich DIN 4113 altes Verfahren und Eurocode 9 (DIN EN 1999) Bemessung		
	altes Verfahren nach DIN 4113 (nicht mehr gültig)	Eurocode - neues Verfahren nach DIN EN 1999
Faktor für die Belastung	1	1,5
Biegemoment in der Traverse infolge der Belastung	$M = 1,0 \times 1,0 \times 10^8 = 12,5 \text{ kNm}$	$M_{ed} = 1,5 \times 1,0 \times 10^8 = 18,75 \text{ kNm}$
Herstellernachweise für die Traverse z.B. 50er Traverse mit Charakteristisches Biegemoment 50x3 mm Gurten	M zulässig = 14 kNm	Bemessungsmoment $M_{ed} = 21 \text{ kNm}$
Fazit: M_{ed} nicht mit M_{ed} verwechseln, tatsächlich sind die Traversen fast unverändert.		

Tragwiderstand nach Eurocode 9 zu vergleichen. Erst unter Einbeziehung der Sicherheitsbeiwerte auf der Lastseite können hier Vergleiche angestellt werden.

Die Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite sind nicht in der Aluminium - Norm geregelt sondern in den Normen für Lastannahmen. Das sind zum Beispiel für fliegende Bauten die Normen EN 13814 und EN 13782, oder für den allgemeinen Hochbau die EN-1990 und EN-1991. In der Regel spricht man hier von Sicherheitsbeiwerten in einer Größenordnung von 1,35 bis 1,5 je nach dem um was für eine Last und Bauart es sich handelt. Im Fall des Zusammenwirkens mehrerer Lasten mit unterschiedlicher Ursache werden diese Sicherheitsbeiwerte noch durch Kombinationsfaktoren angepasst.

Dabei kommt es im Rahmen der Veranstaltungstechnik jetzt zu dem Fall, dass Nutzlasten z.B. durch Beleuchtung oder Beschallung bei fliegenden Bauten mit einem geringeren Sicherheitsbeiwert beaufschlagt werden als bei Installationen in Messe- oder Veranstaltungshallen (siehe hierzu auch letzter Abschnitt des Artikels).

Die Unsicherheit auf der Materialseite bei metallischen Werkstoffen ist kleiner als auf der Einwirkungsseite, da man durch moderne Herstellungsverfahren und Qualitätsüberwachung in der Regel von gesicherten Materialeigenschaften ausgehen kann. Bei Aluminiumkonstruktionen werden Sicherheitsbeiwerte von 1,1 bis 1,25 angewendet. Voraussetzung ist, dass Rohrprofile mit einer CE-Kennzeichnung zum Einsatz kommen.

Durch die Aufteilung der Sicherheiten muss jetzt allerdings der Nutzer genauer darauf achten welche Werte er vergleicht. Die zulässige Belastung einer Aluminiumtraverse kann jetzt theoretisch ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Lastseite erfolgen oder mit Berücksichtigung dieser Sicherheitsbeiwerte. Wir empfehlen in diesem Zusammenhang, dass in den Belastungstabellen immer ein Sicherheitsbeiwert von 1,5 für die Nutzlast berücksichtigt sein sollte und dieser auch ausgewiesen ist.

Ein Vergleich der zulässigen Belastungsdaten nach der alten DIN 4113 mit den Belastungsdaten nach Eurocode 9 macht wie schon gesagt nur Sinn, wenn bei den Belastungsdaten nach Eurocode 9 der Teilsicherheitsbeiwert auf der Lastseite berücksichtigt wurde. Zu diesem Punkt auch noch später mehr.

Berechnungsgrundsätze: Vereinfacht kann man sagen dass nach der alten DIN 4113 die Schweißnaht als schwächster Punkt angesehen wurde. Die Höhe des Tragwiderstands wurde in der alten Norm in der Regel richtig ermittelt, allerdings haben Zugversuche die Versagensursache in den meisten Fällen nicht bestätigt. In der Regel ist das Aluminiumbauteil unmittelbar neben der Schweißnaht in der sogenannten Wärme-Einfluss-Zone (kurz WEZ) das schwächere Glied. Um diese Eigenschaft richtig zu erfassen sind nach Eurocode 9 differenzierte Betrachtungen in Abhängigkeit der Umfangs- und Längenausdehnung der WEZ erforderlich. Eine genaue Erläuterung hierzu würde den Umfang sprengen, man kann aber für überschlägige Betrachtungen davon ausgehen, dass sich der resultierende Tragwiderstand eines Gurthrohrs in der Größenordnung eines vollständig wärmebeeinflussten Querschnitts bei Ansatz der Zugfestigkeit der verwendeten Aluminiumlegierung befindet.

Ein Hinweis für interessierte Leser die die Norm einmal selber anwenden wollen: beachten sie die Fußnote 4 in Tab 3.2b. Der Nachweis knickgefährdeter Bauteile hat sich formal verändert, es sind keine neueren Erkenntnisse eingeflossen und die Ergebnisse daher mit der alten DIN 4113 vergleichbar.

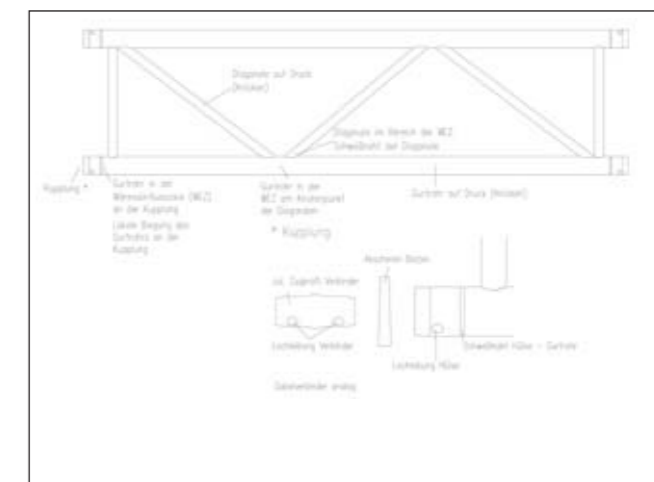
Bei verschraubten oder gesplinteten Verbindungen kann jetzt nach Eurocode der Einfluss der Rand- und Schraubenabstände differenzierter berücksichtigt werden, was bei günstigen Verhältnissen zu deutlich höheren aufnehmbaren Kräften führen kann. Bei Traversen mit gesplinteten Verbindungen sind allerdings in der Regel andere Bereiche maßgebend, so dass dieser Effekt hier nicht zum Tragen kommt.

Schweißnachweis des Herstellers

Die handwerklichen Anforderungen an den Schweißer nach der jetzt zu berücksichtigenden Norm EN 1090-3 sind grob gesagt vergleichbar mit denen nach der alten DIN 4113-3. Der formale Schweißnachweis allerdings nicht, da in der neuen Norm ein größeres Augenmerk auf die Arbeitsvorbereitung (Erstellung von Schweißplänen) und die Überprüfung der Schweißqualität gelegt wird.

Statische Berechnung einer Traverse und Ermittlung der Tragfähigkeiten/ Widerstände gemäß DIN EN 1999

Die Berechnung beinhaltet alle Bauteile einer Traverse, d.h. Gurtröhre, Diagonalen, Schweißnähte, Verbinder, Schrauben oder Pins usw. Für alle diese Bauteile werden die Bemessungswerte der Tragfähigkeit ermittelt.



Soll zum Beispiel der Biegezugwiderstand einer Traverse ermittelt werden, ist dafür zunächst der maximale Zug- und Druckwiderstand eines Gurtes zu bestimmen.

Da das maßgebende Bauteil nicht im Vorfeld bestimmt werden kann müssen alle Einzelpunkte betrachtet werden.

Dies sind für das Gurtrrohr einer Traverse mit Konus- oder Gabelverbindung folgende Werte:

- Zug- und Druckbelastung Gabelverbinder/Konusverbinder**
 $N_{Rd, Konus}$
- Lochleibungskräfte Gabelverbinder/Konusverbinder**
 $F_{b, Rd, Konus}$
- Abscheren/Biegung Bolzen/Pin** (entspricht der Normalkrafttrichtung des Gurtes)
 $V_{a, Rd, Bolzen}$
- Zug- und Druckbelastung Gurtrrohr Schweißnaht/WEZ**
 $N_{Rd, WEZ/W}$
- Druckbelastung Gurtrrohr zwischen den Diagonalen auf Knicken**
 $N_{Rd, Gurt}$
- Im Fall einer gesplinteten Kupplung:**
 - Abscheren Rollpins (entspricht der Normalkrafttrichtung des Gurtes)
 $V_{Rd, Rollpin}$
 - Lochleibungskräfte Gurtrrohr bei Rollpins
 $F_{b, Rd, Gurt}$
- Index R = Resistance = Widerstand**
- Index d = design = Bemessung**

Der kleinste Absolutwert dieser ermittelten Widerstände ist der Druck- bzw. Zugwiderstand $N_{Rd, Gurtrrohr}$ mit Verbinder des gesamten Gurthrohrs.





Traversen in der Veranstaltungstechnik nach Eurocode

... Fortsetzung

Das maßgebende Bemessungswiderstandsmoment einer Gesamttraverse (4-Gurt) ergibt sich damit zu:

$$M_{y,Rd} = 2 \times N_{Rd,Gurtrohr \text{ mit Verbinder}} \times h$$

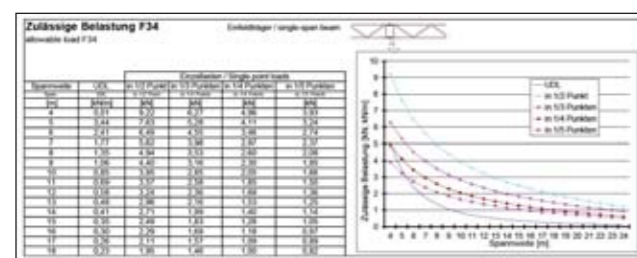
Außerdem wird die Tragfähigkeit der Gurtrohre auf Biegung sowie die Tragfähigkeit der Diagonalen auf Zug und Druck ermittelt. Aus diesen Werten ergeben sich die **Bemessungswiderstände der Traversen V_{Rd} , M_{Rd} und N_{Rd}** .

Wenn keine Stückelung vorgegeben und somit die Lage der Kupplungen beliebig ist, sind zusätzliche Betrachtungen an der Kupplung erforderlich. Da an diesen Stellen das Fachwerk unterbrochen ist, werden die Gurtstäbe auf Biegung beansprucht. Deshalb wird unter Umständen die Interaktion von Normalkraft und Moment für das Gurtrohr maßgebend.

Gemäß DIN EN 1999 handelt es sich hierbei um Bemessungswerte, es erfolgt eine Berechnung auf Streckgrenzen bzw. Bruchspannungsniveau.

Auf Grundlage dieser ermittelten Bemessungswerte können dann die Belastungstabellen erstellt werden. Dabei ist wie oben beschrieben auf die berücksichtigten Sicherheiten auf der Lastseite zu achten.

Anwendung von Belastungstabellen

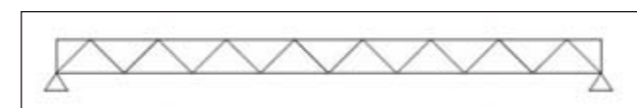


Fast jeder Traversenhersteller stellt seinen Anwendern mittlerweile Belastungstabellen seiner Traversen zur Verfügung. Dort sind zulässige Belastungen in Form von Streckenlasten (kg/m) oder Einzellasten (kg) angegeben. Doch wie sind diese Tabellen zu bewerten, wann kann ich diese Tabellen anwenden und wie verbindlich sind die angegebenen Werte?

Der Anwender steht vor einer Vielzahl von Fragen. Durch diesen Aufsatz versuchen wir Ihnen die Anwendung der Belastungstabellen zu erleichtern, bzw. Ihnen einige Grundlagen zu erläutern.

Die Belastungstabellen sollen dem Anwender die Tragfähigkeit der Traverse verdeutlichen. In der Regel wird dafür das System des Einfeldträgers gewählt, da es sich hier um das einfachste statische System handelt.

Einfeldträger



Weiterhin gelten in der Regel folgende grundsätzliche Randbedingungen:

- Traverse nur vertikal belastet
- Lasteinleitung in den Knotenpunkten der Diagonalen mit den Gurtrohren
- Auflagerung bzw. Abhängung in den Knoten
- Gleichmäßige Verteilung der Lasten auf zwei Gurte

Da diese Voraussetzungen so gut wie nie vollständig erfüllt werden (insbesondere die Lasteinleitung an den Knotenpunkten sowie die gleichmäßige Verteilung der Lasten), empfiehlt die BGI 810-3 die angegebene Tragfähigkeit immer um etwa 20 % abzumindern. Grundsätzlich ist es natürlich möglich die angegebenen Werte voll auszunutzen, wenn sämtliche Randbedingungen eingehalten sind. Bei so stark ausgenutzten Systemen sollte jedoch immer ein Statiker zu Rate gezogen werden.

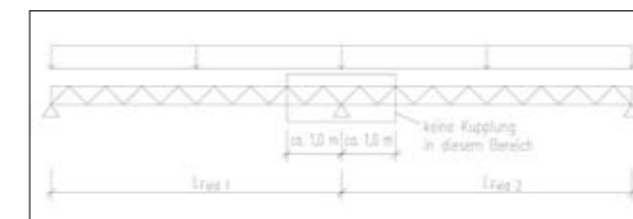
Wann darf ich die Belastungstabellen anwenden?

Da in den meisten Fällen das System des Einfeldträgers als Grundlage für die ermittelten Werte genommen wurde, darf die Belastungstabelle auch nur in diesen Fällen angewendet werden. Für alle anderen Systeme ist die Tabelle eigentlich ungültig.

In der Praxis liegen aber oft andere Randbedingungen vor. Im Folgenden werden näherungsweise Randbedingungen für eine übersichtliche Vordimensionierung von häufig verwendeten Systemen angegeben. Problematisch bei der Übertragung der Lastangaben des Einfeldträgers auf andere Systeme ist vor allem die im vorherigen Kapitel erwähnte Interaktion von Normalkraft und Moment an der Kupplung, da bei unterschiedlichen Systemen verschiedene Kombinationen von Querkraft und Moment auftreten.

Aus diesem Grund wird vorgegeben in kritischen Bereichen keine Kupplungen anzuordnen oder die zulässigen Lasten zusätzlich um 25 % abzumindern.

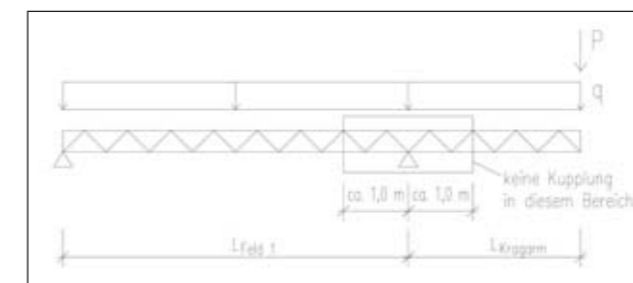
Zwei- oder Mehrfeldträger:



Hier kann für Gleichstreckenlasten die für einen Einfeldträger angegebene zulässige Last für die größere Feldlänge L_{Feld1} oder L_{Feld2} angesetzt werden. Wie schon zuvor erwähnt sollte dieser Wert laut BGI 810-3 um 20 % abgemindert werden. In dem Bereich über und neben mittleren Auflagern darf keine Kupplung angeordnet werden oder alternativ muss die zulässige Last nochmals um 25 % abgemindert werden.

Kragarme:

Hier kann für Gleichstreckenlasten q der für den Einfeldträger angegebene Wert für die **2-fache Kragarmlänge $L = 2 \times L_{Kragarm}$** angesetzt werden. Für eine Einzellast P am dem Einfeldträger für die **4-fache Kragarmlänge $L = 4 \times L_{Kragarm}$** gerechnet werden. Wieder gilt die Empfehlung einer Abminderung von 20 % nach BGI sowie, dass im Bereich des Auflagers neben dem Kragarm keine Kupplung angeordnet werden darf oder die zulässige Last um weitere 25 % abgemindert werden muss.



Die Belastungstabellen dienen vorrangig der Vorauswahl eines geeigneten Traversentyps. Sie können eine statische Berechnung nur ersetzen, wenn nachweislich alle für die Tabelle vorausgesetzten Randbedingungen eingehalten sind.

Ein weiterer Punkt ist, dass in den Belastungstabellen immer von einer gleichmäßigen Verteilung der Lasten ausgegangen wird oder die Last genau mittig oder in den Drittelpunkten angreifen muss. Dies ist natürlich in den seltensten Fällen so. Mit folgender Annäherung kann man sich in diesen Fällen behelfen: Alle auf die Traverse wirkenden Lasten aufaddieren. Diese Summe muss kleiner sein als die mittige Einzellast.

Mischen von Traversen

Die Bemessung von Systemen mit unterschiedlichen Traversen ist mit den Belastungstabellen nicht möglich.

Aus rein statischer Sicht ist es jedoch unter Berücksichtigung folgender Voraussetzungen möglich, verschiedene Traversensysteme zu mischen: Verwendete Produkte müssen spiel- und zwangungsfrei verbunden werden können

Nur zertifizierte und geprüfte Systeme dürfen verwendet werden. Jeder Aufbau muss statisch nachgewiesen werden und die Position der verwendeten Traversentypen muss definiert sein.

Um eventuellen Haftungsfragen im Schadensfall aus dem Weg zu gehen, empfehlen wir allerdings Konstruktionen aus Traversen eines Herstellers zu bauen.

Verwendung von Sonderelementen

Bei Verwendung von Sonderelementen wie Ecken, T-Stücken, Box Cornern oder ähnlichem verlieren die Belastungstabellen ihre Gültigkeit, da im Einzelfall Abminderungen auftreten können.

Vergleich verschiedener Tabellen

Es liegt nahe anhand der Tabellen verschiedene Traversentypen zu vergleichen. Wichtig ist aber zu wissen, mit welchen Randbedingungen die Werte berechnet worden sind.

Folgende Parameter haben Einfluss:

Sicherheitsniveau der Tabellenwerte:

Mit Einführung der DIN 13814 ist es zulässig das Sicherheitsniveau für ständige Lasten von 1,35 auf 1,10 und für veränderliche Lasten von 1,50 auf 1,35 zu reduzieren.

Wohlgemerkt gilt dies nur bei Einsatz der Traversen als Bestandteil eines Fliegenden Baus. Bei Einsatz der Traverse in einer Messehalle ist also das höhere Sicherheitsniveau zu berücksichtigen.

Durchbiegungsbeschränkung:

Einige Hersteller geben Belastungstabellen heraus, in denen Durchbiegungsbeschränkungen berücksichtigt wurden (oft 1/100 der Spannweite). Dies führt im Allgemeinen zu kleineren zulässigen Belastungswerten.

Generell ist es im Hochbau so, dass bei ständigen Bauwerken gewisse Durchbiegungen nicht überschritten werden dürfen. Für Stahlbauten z.B. 1/300 der Spannweite. Für temporäre Bauten gibt es diese Durchbiegungsbeschränkungen nicht, allerdings sollte man die Verformungen auch immer im Blick haben.

Ausnutzung der Traversen:

Schließlich kommt es auch noch darauf an, wie hoch die Traversen ausgenutzt sind.

Um möglichst hohe Belastungswerte veröffentlichen zu können, werden die Traversen zunehmend bis aufs Letzte ausgenutzt.

Dies steht unserer Meinung nach im Widerspruch zu dem eigentlichen Zweck der Tabellen, Abschätzungen machen zu können, ob ein Traversensystem geeignet ist oder nicht.

Gerade wenn man sich im oberen Bereich der Traversenausnutzung befindet, sollten genauere Berechnungen gemacht werden.

Um eine seriöse Abschätzung bzw. Vorbemessung eines Systems zu ermöglichen, haben die Ingenieurbüros Krasenbrink + Bastians und vom Felde + Keppler ein Fallblatt entwickelt.

Hiermit können Sie für unterschiedlichste Traversentypen zulässige Belastungen für Einfeld-, Zweifeld- und Mehrfeldträger ermitteln.

Autoren:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Weitere Informationen gibt es von den Autoren unter:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de



Regelungen in der Veranstaltungstechnik

Der folgende Artikel wurde in gemeinsamer Abstimmung/Arbeit der Aachener Büros „Büro für Tragwerksplanung und Ingenieurbau vom Felde + Keppler“ und „Krasenbrink + Bastians Ingenieure“ verfasst, beide seit langem im Bereich der Veranstaltungstechnik tätig.

Rechtliche Grundlagen

Wann brauche ich für welche Konstruktion welche Nachweise? Was ist eine Statik, eine prüffähige Statik, eine statische Berechnung oder ein Standsicherheitsnachweis?

Grundsätzlich sind für Konstruktionen im Rahmen der Veranstaltungstechnik zwei rechtliche Grundlagen von Bedeutung:

1. **Das Baurecht, das über die Bauordnungen der Länder geregelt wird und**
2. **Die Unfallverhütungsvorschriften (wie z. B. BGV C1)**

In Bezug auf das hier betrachtete Thema der Statik und damit der Standsicherheit in der Veranstaltungstechnik haben alle Vorschriften praktisch dabei das gleiche primäre Ziel:

Zitat Musterbauordnung (MBO):

„§3(1) Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden.“

Die Formulierung hierzu in der Unfallverhütungsvorschrift BGV C1 ist etwas anders, aber sinngemäß gleich.

Weiter wird sinngemäß in beiden Vorschriften gefordert, dass die Sicherheit nach objektiven Kriterien, wie zum Beispiel eingeführten technischen Baubestimmungen, gewährleistet sein muss. In diesem Zusammenhang wird auch von **allgemein anerkannten Regeln der Technik** gesprochen, die es einzuhalten gilt.

Zusammengefasst und vereinfacht gesagt, fordern beide Vorschriften, dass die Standsicherheit einer Anlage - welcher Art auch immer - auf Grundlage von nachvollziehbaren und allgemein anerkannten Kriterien gegeben sein muss. Die Forderung nach Einhaltung der allgemein anerkannten Regeln der Technik beinhaltet dabei nicht nur, dass eine Konstruktion so gerade hält, sondern auch, dass ein bestimmtes Sicherheitsniveau nachweislich vorhanden ist.

Die persönliche Überzeugung „das hält schon“ oder „das haben wir immer schon so gebaut“ oder „die anderen bauen auch so“ ist unzureichend.

Für einzelne einfache Produkte, wie zum Beispiel Anschlagmittel, kann der Nachweis über ein Herstellerzertifikat oder durch Belastungstests nachgewiesen werden. Für komplexere Konstruktionen ist allerdings ein **statischer Nachweis** erforderlich.

Dabei ist es egal, ob man von Statik, prüffähiger Statik, statischer Berechnung oder Standsicherheitsnachweis spricht. Hinter allen Bezeichnungen verbirgt sich das gleiche. Aufgestellt werden diese Berechnungen in der Regel von Ingenieurbüros für Baustatik.

Je nach Konstruktion und Anwendungsfall ist eine **geprüfte Statik** erforderlich. Das heißt, die statische Berechnung wird zusätzlich von einem unabhängigen und öffentlich anerkannten Sachverständigen (z.B. TÜV oder Prüfstatiker) geprüft.

Hinter dem in diesem Zusammenhang oft gebrauchten umgangssprachlichen Begriff Prüfstatik verbirgt sich dann eine durch ein Ingenieurbüro aufgestellte und durch einen anerkannten Sachverständigen geprüfte statische Berechnung.

Allgemein anerkannte Regeln der Technik

Als allgemein anerkannte Regeln der Technik werden Regeln bezeichnet, die in der praktischen Anwendung ausgereift sind und anerkanntes Gedankengut der auf dem betreffenden Fachgebiet tätigen Personen geworden sind. (Definition aus Lexikon - Juraforum.de)

Hinweise zu den allgemein anerkannten Regeln der Technik finden sich in der Liste der **bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen**, in DIN-Normen, in Unfallverhütungsvorschriften und in diversen Richtlinien.

Erschwerend und daher für den Laien nicht immer ganz nachvollziehbar kommt hinzu, dass man aber nicht grundsätzlich sagen kann, dass die zuvor aufgeführten Regelwerke, wie zum Beispiel DIN-Normen, immer die allgemein anerkannten Regeln der Technik widerspiegeln. In älteren Normen sind technische Neuerungen, die sich in der Praxis bewährt haben, nicht unbedingt enthalten. Oder neue Normen, die für den klassischen Bausektor als allgemein anerkannte Regeln gelten, müssen nicht grundsätzlich für den Bereich von Konstruktionen in der Veranstaltungstechnik gelten.

Aktuelle Diskussionen um Windstärkenbegrenzungen bei Fliegenden Bauten, Ansätze von Reibkoeffizienten für Stoffe, die zum Beispiel nicht in der DIN EN 13814 aufgeführt sind, oder Auslegungsfragen zur Sicherheit bei maschinentechnischen Einrichtungen in der Veranstaltungstechnik zeigen, dass die allgemein anerkannten Regeln sich ständig verändern bzw. sich an den Stand der Technik anpassen.

Dies hat zur Folge, dass gerade in innovativen und jungen Bereichen, wie eben der Veranstaltungstechnik, nicht immer im Vorfeld klar ist, welche Regeln anzuwenden sind, da hier Situationen auftreten können, die bisher noch nicht über bestimmte Regelwerke abgedeckt sind. Beziehungsweise es gilt

Konstruktionen zu beurteilen, für die nur bedingt Erfahrungswerte vorliegen. Insbesondere, wenn Konstruktionen nicht klar dem Baurecht oder der Maschinenrichtlinie zugeordnet werden können, kann es zu unterschiedlichen Auffassungen über einzuhaltende Sicherheitsniveaus kommen.

Die wichtigsten Vorschriften mit grundlegenden Sicherheitsanforderungen sind:

DIN EN 1991 -

Einwirkungen auf Tragwerke: regelt die Lastansätze für Hochbauten und Ingenieurbauwerke

DIN EN 13814 -

Fliegende Bauten und Anlagen für Veranstaltungsorte und Vergnügungsparks und

DIN EN 13782 -

Fliegende Bauten - Zelte: europäische Normen für fliegende Bauten; Grund für die Aufteilung zwischen allgemeinen fliegenden Bauten und Zelten ist, dass an Zelte höhere Anforderungen gestellt werden, da sie im Gegensatz zu Fahrgeschäften oder Konzertbühnen auch als Zufluchtstätte dienen und deshalb sturmsicher sein müssen. Die erhöhten Anforderungen betreffen daher im Wesentlichen die anzusetzenden Windlasten.

FIBaUR -

Richtlinie über den Bau und Betrieb fliegender Bauten: Verwaltungs-, Bau- und Betriebsvorschriften für fliegende Bauten

RI 2006/42/EG -

Maschinenrichtlinie und

DIN 56950 -

Veranstaltungstechnik - Maschinen technische Einrichtungen: Sicherheitsvorschriften für maschinentechnische Einrichtungen

BGV C1 -

Veranstaltungs- und Produktionsstätten für szenische Darstellung und

BGI 810-3 -

Sicherheit bei Produktionen und Veranstaltungen - Lasten über Personen: Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaften

Technische Richtlinien der Messen

Konstruktionen im Rahmen des Baurechts

Klassische Konstruktionen aus der Veranstaltungstechnik, die unter das Baurecht fallen, sind unter anderem Festzelte, Tribünen und Bühnen. In diesem Zusammenhang wird meist von „**Fliegenden Bauten**“ gesprochen, wobei der Begriff nicht immer zutreffend ist.

Fliegende Bauten

Regelungen zu Fliegenden Bauten werden in den einzelnen Landesbauordnungen getroffen wobei diese bundesweit praktisch einheitlich sind. Im Weiteren wird daher auf die Musterbauordnung (kurz MBO) verwiesen die als Grundlage für alle Landesbauordnungen genutzt wird.

In der MBO (§ 76) werden Fliegende Bauten wie folgt definiert:

„Fliegende Bauten sind bauliche Anlagen, die geeignet und bestimmt sind, an verschiedenen Orten wiederholt aufgestellt und zerlegt zu werden.“

Die Betonung liegt dabei auf dem wiederholten Aufbau. Bauliche Anlagen, die vom Konstruktionsprinzip her gleich sind, aber nur einmalig erstellt werden, sind daher keine Fliegenden Bauten. Ausnahmen sind per Beschluss des für das Bauwesen zuständigen Länderministeriums möglich (z.B. bei Freizeitparks)

Eine weitere Definition, die weitläufig im Zusammenhang mit Fliegenden Bauten verwendet wird, ist der **zeitlich befristete Aufbau**. Bei Standzeiten von mehr als drei Monaten wird im Einzelfall durch die örtliche Baubehörde geprüft, ob die Konstruktion noch als Fliegender Bau gilt. Bei Standzeiten von mehr als drei Monaten sind zunehmend neben den sicherheitstechnisch relevanten Fragen auch planungsrechtliche Fragen von Bedeutung, die mit dem örtlichen Bauordnungsamt abzuklären sind.

Hinsichtlich sicherheitstechnischer Fragen ist bei Fliegenden Bauten aber auch schon bei kürzeren Standzeiten als drei Monaten zu prüfen, ob Betriebsbedingungen oder Lastansätze, wie sie bei Konstruktionen mit nur sehr kurzer Standzeit angewendet werden, noch zulässig sind.

Konstruktionen bei einmaligen Aufbau

Konstruktionen aus der Veranstaltungstechnik, die nur einmalig und zeitlich befristet aufgestellt werden, sind nach Landesbauordnung nicht einer bestimmten Kategorie zugeordnet. Doch nach der gängigen Praxis werden sie zu den Sonderbauten gezählt, für die im Einzelfall besondere Auflagen und/oder Erleichterungen gestellt werden können.

Genehmigungspflichtige und -freie Bauten

Genehmigungspflichtige Bauten bedürfen einer Ausführungsgenehmigung. Genehmigungsfreie Bauten sind hiervon entbunden. Dennoch gelten für diese die gleichen Grundsätze wie für genehmigungspflichtige Bauten:

Die Standsicherheit der Konstruktion ist zu gewährleisten.

Im Einzelfall könnte daher das Bauordnungsamt jederzeit einen **Nachweis der Standsicherheit** verlangen, da diese nach der grundsätzlichen Anforderung der Landesbauordnung für jede bauliche Anlage gegeben sein muss. Dabei reicht es nicht aus zu zeigen, „dass es hält“, sondern man muss ein gewisses Sicherheitsniveau nachweisen, was in der Regel nur über einen statischen Nachweis möglich ist.

Fliegende Bauten, die keiner Ausführungsgenehmigung bedürfen sind: „Fliegende Bauten mit einer Höhe bis zu 5 m, die nicht dazu bestimmt sind, von Besuchern betreten zu werden.“

„Bühnen, die Fliegende Bauten sind, einschließlich Überdachungen und sonstigen Aufbauten mit einer Höhe bis zu 5 m, einer Grundfläche bis zu 100 m² und einer Fußbodenhöhe bis zu 1,50 m.“

„Zelte, die Fliegende Bauten sind, mit einer Grundfläche bis zu 75 m².“

Prüfbuch (Baubuch)

Für alle anderen Fliegenden Bauten ist dann bei der Bauaufsichtsbehörde, in deren Bereich der Betreiber seinen Firmensitz oder Wohnsitz hat, eine **Ausführungsgenehmigung** zu beantragen. Hierzu ist dann eine durch ein Prüffamt für Fliegende Bauten geprüfte statische Berechnung, Konstruktionszeichnungen und eine Betriebsbeschreibung einzureichen. Die Ausführungsgenehmigung wird dann, nach einer **Bauprüfung** (Probeaufbau mit Abnahme), in Form eines Prüfbuchs für eine befristete Zeit erteilt und ist bundesweit gültig. (auf die zuständigen Genehmigungsbehörden und Prüffämter wird später noch genauer eingegangen).

Die zeitlich befristete Gültigkeit des Prüfbuchs kann nach Ablauf der Gültigkeitsdauer und nach einer **Verlängerungsprüfung** wieder verlängert werden.

Mit der Änderung zu europäischen Normen wurden die Lastansätze für fliegende Bauten teilweise geändert. Relevant sind von diesen Änderungen vor allem die Windlastansätze, die teilweise verschärft wurden, sowie eine Ersatzlast, die nach neuer Norm auf die Dächer von Zelten angesetzt werden muss. Auch die Materialnormen haben sich geändert. Aus diesen Gründen ist die Verlängerung von Ausführungsgenehmigungen, die nach alter Norm erstellt wurden, nicht pauschal möglich, sondern muss im Einzelfall mit dem Prüffamt bzw. der zuständigen Genehmigungsstelle abgestimmt werden. Von



der ARGE Bau wurden Entscheidungshilfen für die Verlängerung von Ausführungsgenehmigungen erarbeitet. Darauf aufbauend ist es möglich Verlängerungen unter Vorbehalt von Nebenbestimmungen zu erlangen.

Der Aufbau der Konstruktion ist vor Beginn der unteren Bauaufsichtsbehörde mitzuteilen. In der Regel findet bei jedem Aufbau eine **Gebrauchsabnahme** durch einen Baukontrolleur statt, die im Prüfbuch vermerkt wird.

Einmalige Konstruktionen die nach MBO **keiner Genehmigung** bedürfen sind: "bauliche Anlagen, die für höchstens drei Monate auf genehmigtem Messe- und Ausstellungsgelände errichtet werden, ausgenommen Fliegende Bauten."

„Verkaufsstände und andere bauliche Anlagen auf Straßen-, Volksfesten und Märkten, ausgenommen Fliegende Bauten.“

Die letzte Formulierung ist etwas schwammig, und bei Nachfrage beim Bauordnungsamt kommt man dann eigentlich zur gleichen Verfahrensweise wie bei genehmigungspflichtigen Bauten.

Für alle anderen einmaligen Konstruktionen ist dann bei dem örtlich zuständigen Bauordnungsamt, formal gesehen, eine **Baugenehmigung** zu beantragen. In der Regel wird aber kein Bauantrag wie für ein permanentes Bauwerk gestellt, sondern es wird mit der **Baubehörde abgestimmt**, welche Unterlagen einzureichen sind, und welche Auflagen zu beachten sind. In der Regel genügt bei kleineren Bauwerken, die nicht in **Flucht- und Rettungswege** eingreifen, ein **Standsicherheitsnachweis**, der gegebenenfalls noch geprüft werden muss. Bei größeren oder komplexeren Bauwerken steigen die Anforderungen. Eine enge Absprache mit den zuständigen Baubehörden ist hier unerlässlich.

Prüfämter für Fliegende Bauten und Prüflingenieure
Handelt es sich um einen genehmigungspflichtigen Fliegen-

den Bau, wird in den Bauordnungen der Länder geregelt, dass eine durch ein Prüfamtm für Fliegende Bauten **geprüfte statische Berechnung** vorliegen muss. Die zugelassenen Prüfamtm sind in der Regel auf die Technischen Überwachungs-Vereine ausgelagert worden.

Für Konstruktionen bei einmaligen Aufbauten, bei denen vom Bauordnungsamt die Vorlage einer geprüften Statik gefordert wird, hat die Prüfung durch Prüflingenieure mit einer passenden Prüflizenz zu erfolgen. Die Prüflizenz richtet sich dabei nach den wesentlichen verwendeten Baumaterialien. (i.d.R. Prüflingenieur für Stahlbau). Eine kurze Absprache mit dem Bauordnungsamt über die Wahl des Prüflingenieurs ist dabei unbedingt zu empfehlen.

Genehmigungsbehörden

Diese sind bei „**Fliegenden Bauten**“ je nach Bundesland verschieden. Maßgebend ist dabei das Bundesland, in dem der Betreiber seinen Firmensitz hat (nicht in dem der Fliegende Bau aufgestellt wird). Kommt der Betreiber aus dem Ausland, ist laut MBO die Bauaufsichtsbehörde zuständig, in deren Bereich der Fliegende Bau erstmals aufgestellt werden soll, de facto kann der Betreiber sich aussuchen, an welche Bauaufsichtsbehörde er sich wendet.

In einigen Bundesländern sind die Genehmigungsbehörden auf die Technischen Überwachungsvereine ausgelagert worden (z.B. in Bayern und Baden-Württemberg). In anderen Bundesländern sind die Genehmigungsbehörden auf einzelne Bauämter konzentriert, die bestimmte Bezirke abdecken (z.B. in NRW).

Eine Liste mit zuständigen Genehmigungsbehörden und zugelassenen Prüfamtm bzw. Prüflingenieuren kann über unsere Internet-Seiten heruntergeladen werden.

Bei **einmaligen Aufbauten** ist das örtliche Bauordnungsamt zuständig.

Ausland

Trotz einheitlicher europäischer Normung gilt:

- Im Ausland erworbene Genehmigungen sind in Deutschland weiterhin nicht gültig.
- Ausländische Ersteller und Betreiber müssen eine Ausführungsgenehmigung in Deutschland erwirken.
- In Deutschland erteilte Genehmigungen sind nicht automatisch im Ausland gültig.

Ein wesentlicher Grund liegt in den Windlasten, die in jedem Land unterschiedlich sein können, insbesondere in windexponierten Lagen wie Küsten oder in den Bergen. Auch Brandschutzauflagen sind nicht in jedem Land gleich.

Konstruktionen nach Maschinenrichtlinie / BGV C1

Im Rahmen der Veranstaltungstechnik fallen hierunter: Beleuchtungs- und Oberlichtzüge zum Beispiel aus Traversen, bewegliche Beleuchtungstürme oder Bildwände.

Für diese Konstruktionen sind formale Genehmigungsverfahren wie im Baurecht, nicht vorgeschrieben, aber in der Praxis wird schon aus privatrechtlicher und versicherungstechnischer Sicht fast immer ein Nachweis in Form einer Zertifizierung durch anerkannte Sachverständige gefordert.

Diese Zertifizierung kann dann auf Grundlage einer statischen Berechnung und/oder Belastungstest erfolgen.

Messebauten

Bauten auf genehmigten Messe- oder Ausstellungsgeländen sind nach der MBO genehmigungsfrei. Von den Messebetreibern werden allerdings oft eigene Anforderungen und Richtlinien aufgestellt, die auch zunehmend vereinheitlicht werden. Hier gilt es sich im Einzelnen zu informieren. Ein Link zur „technischen Richtlinie für Messen“ finden sie auf unseren Internetseiten.

Beispiele

1. Beispiel:

- Bühnenüberdachung 6,00 m hoch,
- Grundfläche 80 m²,
- wiederholter Aufbau an verschiedenen Orten

Hier ist eine Ausführungsgenehmigung in Form eines Bau- bzw. Prüfbuchs erforderlich. Für ein Prüfbuch sind u. a. folgende Dinge erforderlich:

- Betriebsbeschreibung
- Geprüfte statische Berechnung
- Konstruktionszeichnungen
- Werkstoffzeugnisse
- Bauprüfung
- Schweißbeugungsnachweis
- Nachweis der Schwerentflammbarkeit nach DIN 4102-2

Die Erstellung eines Prüfbuchs gliedert sich in 3 Abschnitte:

1. Erstellen der Unterlagen (Kunde/Statiker)
2. Prüfen der Unterlagen und Bauprüfung (TÜV)
3. Erstellung des Prüfbuchs (Genehmigungsbehörde)

Der zeitliche Umfang beträgt dabei schnell 3 Monate!!

Ein Prüfbuch für ein Bühnendach hat eine Gültigkeitsdauer von 3 Jahren.

Falls aus zeitlichen Gründen die endgültige Fertigstellung eines Prüfbuchs vor dem 1. Aufbau nicht möglich ist, besteht in der Regel die Möglichkeit über eine vorläufige Bescheinigung für den zwischenzeitlichen Betrieb des Fliegenden Baus eine Genehmigung zu erlangen.

2. Beispiel:

- Bühnenüberdachung 4 m hoch
- Grundfläche 20 m²
- wiederholter Aufbau an verschiedenen Orten

Hierbei handelt es sich um einen genehmigungsfreien Fliegenden Bau. Der Aufsteller muss aber auf jeden Fall den sicheren Betrieb gewährleisten. In der Regel ist dies nur über einen Standsicherheitsnachweis möglich. Die technischen Anforderungen sind mit denen für einen genehmigungspflichtigen Bau identisch. Das Bauordnungsamt könnte daher den Nachweis einer statischen Berechnung verlangen.

3. Beispiel:

- Bühne 6 m hoch,
- Grundfläche 60 m²
- Erstmöglicher Einsatz auf einem Stadtfest

Der Betreiber hat die Materialien zum Bau der Bühne kurzfristig gekauft und will mit dieser Bühne auf weiteren Veranstaltungen auftreten. Gegebenenfalls will er nach den Erfahrungen des 1. Aufbaus noch Modifikationen am Bühnensystem vornehmen.

Da es sich um den erstmaligen Einsatz dieser Bühne handelt und noch nicht sicher ist, ob die Bühne in der Form überhaupt noch weitere Male aufgebaut wird, betrachtet der Betreiber diese erst einmal wie einen einmaligen Sonderbau, der nach MBO genehmigungsfrei ist, da der Aufbau auf einem Stadtfest erfolgt.

Hier empfiehlt es sich im Vorfeld Kontakt mit dem Bauordnungsamt aufzunehmen, da für das Bauordnungsamt nicht ersichtlich ist, dass es sich hier um einen einmaligen Aufbau handelt, und daher nicht um einen Fliegenden Bau. Da die Grenzabmessungen für genehmigungsfreie Fliegende Bauten überschritten werden, kann das Bauordnungsamt folglich die Vorlage eines Prüfbuchs verlangen.

Unsere Erfahrungen zeigen, dass bei frühzeitigem Kontaktieren in der Regel pragmatische Lösungen möglich sind, wenn mit offenen Karten gespielt wird. Die Vorlage einer statischen Berechnung wird dabei allerdings fast immer verlangt und in den meisten Fällen bei einer Bühne dieser Größenordnung auch die Prüfung durch einen Sachverständigen (TÜV oder Prüflingenieur).

4. Beispiel

- Podestsystem 1,5 m hoch
- Grundfläche 20 m²
- als Aussichtsplattform für Zuschauer bei einem Stadtumzug

Formal gesehen ein genehmigungsfreier Fliegender Bau, für den der Aufsteller jedoch mindestens einen Standsicherheitsnachweis benötigt.

Nach unseren Erfahrungen werden aufgrund der großen Menschenansammlung auf dem Podest vom Bauordnungsamt nicht selten geprüfte statische Berechnungen verlangt, es sei denn, es ist ein allgemein bekanntes Podestsystem im Regelaufbau mit Herstellerunterlagen, aus denen der bestimmungsgemäße Gebrauch klar ersichtlich ist.

5. Beispiel

Festinstallation eines Riggs in einer Stadthalle

Hier ist eine statische Berechnung erforderlich, die geprüft werden muss.

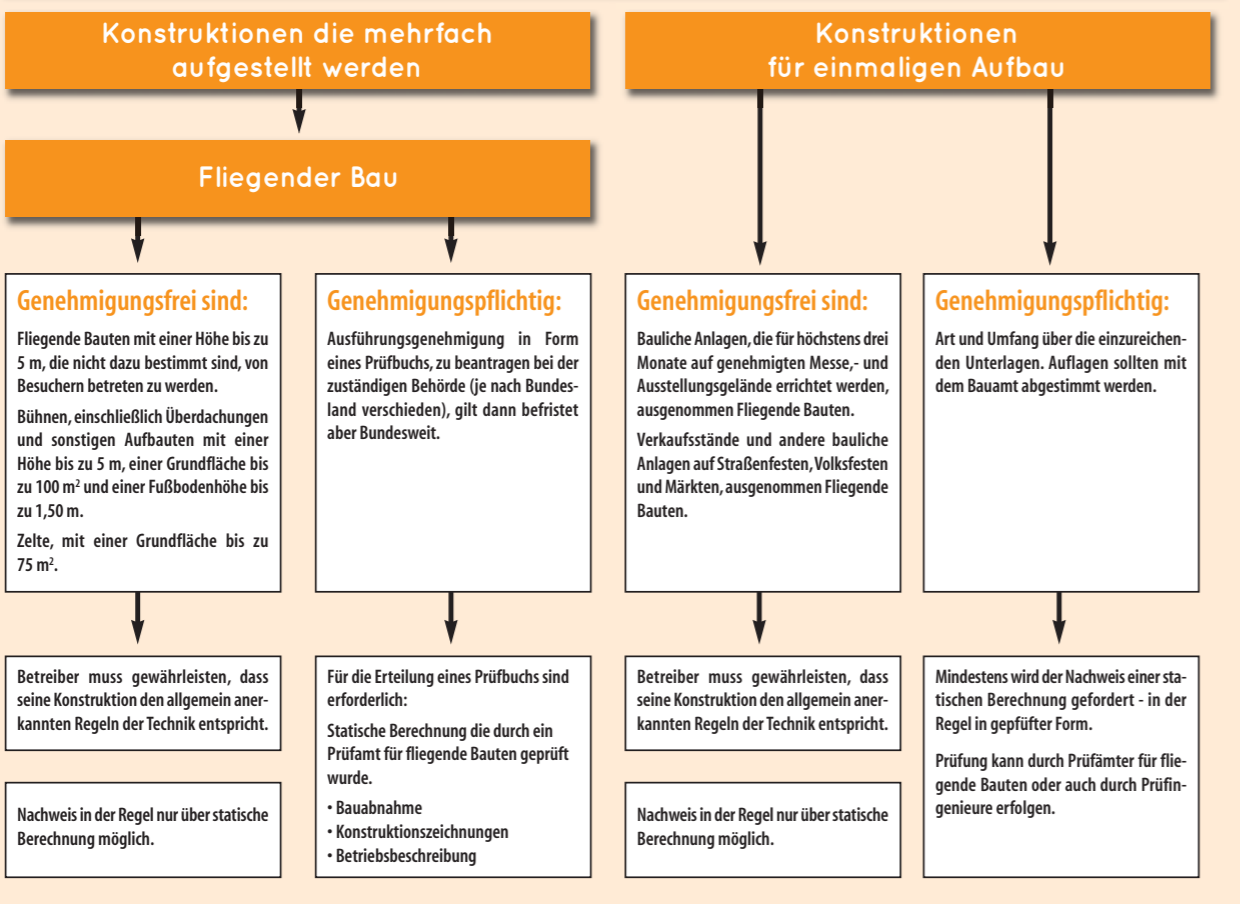
6. Beispiel:

Temporäre Installation eines Riggs in einer Stadthalle

Die Traversenhersteller geben in der Regel Tabellen mit Belastungswerten für Einfeldträger heraus.

Entspricht das gehängte Rigg dem statischen System des Einfeldträgers, kann die Belastung mit Hilfe dieser Tabellen ermittelt werden. Die BGI 810-3 empfiehlt allerdings die zulässigen Lasten um 20 % abzumindern. Soll die Traverse höher ausgenutzt werden, oder ist ein Mehrfeldträger vorhanden, ist in jedem Fall eine statische Berechnung erforderlich.

Ablaufschema für Konstruktionen die unter das Baurecht fallen



Leichte Übung oder riskantes Manöver?

In keinem anderen Bereich der Veranstaltungstechnik wird mit so großen Systemen ohne fundierte Berechnungen gearbeitet. Dabei sind gerade in diesem Bereich die theoretischen Grundlagen von enormer Wichtigkeit.



SO war es nicht gewollt.

- Kann ich die statische Berechnung selber anfertigen?
- Kann ich die Konstruktion mithilfe der Traglasttabellen für Traversen bemessen?
- Welche Motoren muss ich benutzen?
- Was ist mit der Lastweiterleitung in dem bestehenden Gebäude?
- Können Traversenriggs gleichzeitig abgehängt und gestützt werden?
- Kann eine PSA an Traversenriggs angeschlagen werden?

Bei abgehängten Traversenkonstruktionen oder Traversenriggs handelt sich um Traversenkonstruktion in verschiedensten Formen, welche zur Montage von Licht und Ton oder anderen Lasten nachträglich in Hallen oder Veranstaltungsorten eingebaut werden. In der Regel werden diese unter Last verfahren.

Normen / Vorschriften

Neben den allgemein gültigen DIN Normen wie z.B. DIN EN1991 (früher DIN 1055) - Lastannahmen oder DIN EN 1999 (früher DIN 4113) Aluminium, DIN EN 1993 (früher DIN18800) Stahl, sind hier zusätzliche Anforderungen zu beachten.

Da sich in der Regel Menschen unterhalb der Riggs aufhalten, muss zusätzlich die **BGV C1** in Verbindung mit der BGI810_3 beachtet werden.

Bei der BGV C1 (Vorschrift für Veranstaltungs- und Produktionsstätten für szenische Darstellung) handelt es sich um eine Unfallverhütungsvorschrift nach 15 des siebten Sozialgesetzbuch. Somit hat diese Vorschrift den Charakter eines Gesetzes. Eigentlich handelt es sich bei einer Unfallverhütungsvorschrift um eine Regelung die für Arbeitnehmer gilt. Die darin enthaltenen Regelungen dürfen aber als „Stand der Technik“ gesehen werden. Somit sollten die Regelungen für alle Riggs mit Personengefährdung gelten.

Ausländische Firmen, die in Deutschland tätig sind sollten die BGV C1 somit auch anwenden. Dies ist gleichfalls aus der BGV A1 Grundsätze der Prävention abzuleiten.

Was wird in der BGV C1 geregelt:

Im Folgenden werden nur einige Regelungen der BGV C1, die die Stand-sicherheitsnachweise betreffen, erläutert.

Sicherheitsfaktoren/Betriebskoeffizienten

Die BGV C1 in Verbindung mit der BGI 810-3 regelt für einzelne Bauteile die geforderten Sicherheitsfaktoren/Betriebskoeffizienten.

Im Wesentlichen werden die folgenden Bauteile unterschieden:

- Lastaufnahmemittel (Traverse, Träger, usw.)
- Anschlagmittel (Seile, Ketten Schakel, usw.)
- Tragmittel (BGVC1 Züge, D8 Züge usw.)

Lastaufnahmemittel (Traversen):

Alle Systeme müssen in einer schriftlich dokumentierten Statik nachgewiesen werden und werden dort mit der im Hochbau üblichen Sicherheit von ca. 2,0 gegenüber dem Bruchzustand ausgelegt (keine Verdoppelung der Betriebskoeffizienten). Für manche Standardsysteme (Einfeldträger) ist diese Berechnung bereits von den Herstellern erbracht worden und in Form von Tabellen dokumentiert worden. Dabei ist zu beachten, dass der Hersteller alle Anforderungen des SQ P1 Abschn. 4 erfüllt. z.B. technische Zeichnungen, Materialangaben, zulässige Schnittgrößen, Querschnittswerte bereitstellt. Eine Tabelle oder ein Diagramm ohne weitere Angaben ist nicht aussagekräftig und nicht ausreichend. Insbesondere fehlen in diesem Zusammenhang oft Angaben zur Art wie die Traversen angeschlagen bzw. Lasten eingehängt werden dürfen.



Gemäß BGI 810-3 muss die Belastung einschließlich eines dynamischen Faktors von 1,2 ermittelt werden. Dieser Wert ist aber auf jeden Fall als untere Grenze zu verstehen. Der Lastfall „Notstop“ einer Konstruktion weist in der Regel höhere dynamische Lasterhöhungsfaktoren auf.

Insbesondere schnell verfahrbare Systeme oder wenn Lasten über Personen verfahren werden, sollte mit einem höheren Lasterhöhungsfaktor berechnet werden.

Anschlagmittel:

Für Anschlagmittel werden vom Hersteller Tragfähigkeiten angegeben. Diese dürfen in jedem Fall nur zur Hälfte ausgenutzt werden. Z.B. für Seile ist ein Betriebskoeffizient von 5 gefordert, nach BGV C1 muss dieser Wert nochmals verdoppelt werden.

	Nach 9. GPBGV (MRL) Anhang 1		Betriebskoeffizient gemäß BGI 810-3
	Betriebskoeffizient 9. GPBGV Anhang 1 4.1.2.5	Verdoppelter Betriebskoeffizient nach Anhang 1 6.1.2	
Drahtseile	5	10	10*
Ketten	4	8	8
Textilfasern Seile/Gurte	7	14**	14**
Anderer Metallteile	4***	8	8

* Für Drahtseile als Anschlagmittel beträgt der Betriebskoeffizient 12, aufgrund der Berücksichtigung der betriebmäßig auftretenden dynamischen Vorgänge.
** Nur mit zusätzlicher metallischer Sicherung.
*** Spezielle Verbindungselemente, zum Beispiel Schakel nach DIN 82101, haben einen geringeren Betriebskoeffizienten, siehe auch Tabelle 6 c.

Auszug aus der BGI 810_3

Tragmittel - Auswahl der Motoren

Für die üblichen Züge (Motoren) gibt es verschiedene Klassifizierungen. Hier werden BGV C1, D8, D8 mit Sekundärsicherung und D8+ Motoren unterschieden.

Art	D 8	D 8 mit Sekundärsicherung	D 8 Plus	C 1
Halten von Lasten	unzulässig	zulässig gem. Tab. 3	zulässig gem. Tab. 3	zulässig gem. Tab 4
Auf- / Abbau Einrichtbetrieb	unzulässig	unzulässig	unzulässig	zulässig gem. Tab 4
Szenische Bewegung	unzulässig	unzulässig	unzulässig	zulässig gem. Tab 4
Komplexe szenische Bewegung	unzulässig	unzulässig	unzulässig	zulässig gem. Tab 4

Auszug aus SQ P2

Ein BGV C1 Motor darf Lasten über Personen heben bzw. halten. Alle anderen Motoren dürfen keine Lasten über Personen heben. D8-Motoren mit Sekundärsicherung und D8 + Motoren dürfen Lasten über Personen nur statisch halten. Bei der Anbringung der Sekundärsicherung muss darauf geachtet werden das der Fallweg auf 0 begrenzt ist. Sinnvollerweise wird ein solcher Motor entlastet.

Die Sekundärsicherung ist eigensicher auszuführen, d.h. die WLL der Sekundärsicherung bzw. des Motors darf nur zur Hälfte angesetzt werden.

Statische Berechnung

Die Geometrien der Traversenriggs werden individuell an die Bedürfnisse der Veranstaltung angepasst. Die notwendigen Abhängungen sind meistens durch den Veranstaltungsort vorgegeben. Vor dem Hängen eines Riggs sollten auf jeden Fall die genauen Anschlagmöglichkeiten mit den entsprechenden Lastangaben zur Verfügung stehen. Diese Informationen sollten auf jeden Fall in schriftlicher Form vom Verantwortlichen der Halle vorgelegt werden.

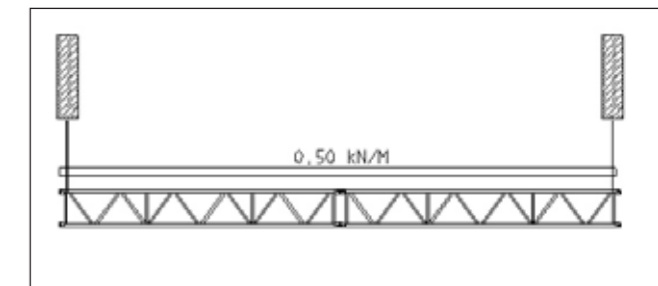
Sollten diese Angaben nicht vorliegen, muss diese Information anhand einer bestehenden Hallenstatik erarbeitet werden. Ein Einbringen zusätzlicher Lasten in bestehende Konstruktionen sollte auf keinen Fall ohne Prüfung /statischen Nachweis erfolgen.

Wie schon bereits erwähnt, können nur sehr einfache Konstruktionen mithilfe der Herstellerangaben mit definierten Randbedingungen bemessen werden.

Meist sind diese Angaben auf den Einfeldträger unter Gleichlast oder mittiger Einzellast beschränkt. Der 2-Feldträger - also ein einfaches System - kann hiermit schon nicht mehr bemessen werden.

Als Erläuterung hierzu folgen 2 Beispiele (Einfeld- und 2-Feldträger)

Beispiel 1: Traversenlänge 8 ,0m Belastung 0,50 kN/m, d.h. Belastung von 50 kg/m Eigengewicht der Traverse 0,10 kN/m



Dies ist das einzige Beispiel, welches mit den üblicherweise von den Herstellern veröffentlichten Traversentabellen abgeschätzt werden kann. Die Auflagerkraft ergibt sich aus dem Eigengewicht der Traverse und der angehängten Last

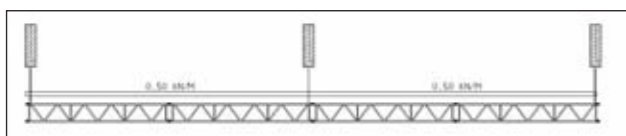
Die Summe der Lasten verteilt sich auf beide Auflager gleich. In diesem Fall also $8,0/2 \times (0,50 + 0,10) = 2,40$ kN. Die betrachtete Belastung ist in diesem Fall sehr vereinfacht angenommen. Wichtig ist es alle Lasten zu berücksichtigen. Dazu gehören natürlich auch Kabellast, Lasten für Motoren und Anschlagmittel usw.

Üblicherweise sind die Lasten nicht gleichmäßig verteilt sondern ergeben sich aus einer Anzahl verschiedener Einzellasten. Sind diese über die Traversenlänge gleichmäßig verteilt gilt die obige Aussage, ansonsten müssen die Auflagerkräfte infolge der ungleichmäßigen Verteilung errechnet werden.

Leichte Übung oder riskantes Manöver?

... Fortsetzung

Beispiel 2 Traversenlänge 2 x 8,0m Belastung 0,50 kN/m, d.h. Belastung von 50 kg/m, Eigengewicht der Traverse 0,10 kN/m



Für diesen Fall können die Traversentabellen nicht mehr ohne weiteres angewendet werden. Die zulässigen Lasten aus den Traversentabellen können nicht voll ausgenutzt werden, sondern müssen gesondert errechnet werden.

Die auftretenden Auflagerkräfte lassen sich nicht mehr durch Gesamtlast dividiert durch die Anzahl der Auflager ermitteln. Dies ist eine absolut falsche Abschätzung und sollte auf gar keinen Fall angewendet werden.

Bei den Randabhängungen ergibt sich eine Kraft von $0,375 \times 8 \times (0,5+0,1) = 1,80 \text{ kN}$
 das Mittelauflager $1,25 \times 8 \times (0,5+0,1) = 6,0 \text{ kN}$
 (Idealisiert ist hier mit starren Auflagern gerechnet, bei genauer Berechnung sind Seil/Kettenlängen zu berücksichtigen)

Diese Berechnung gilt nur wenn die Abhängungen gleich lang sind und bzw. die Motoren immer mit gleicher Geschwindigkeit verfahren werden.

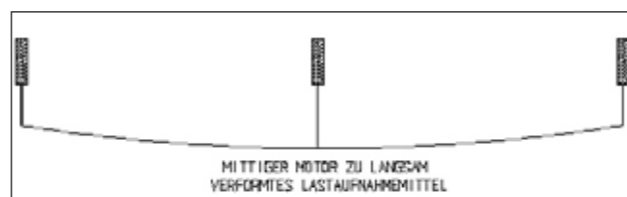
Gerade beim Verfahren von Riggs unter Last mit mehr als 2 Motoren auf einer Länge bzw. mit mehr als 3 Motoren in einem ebenen System kann die berechnete Lastverteilung nur über lastgesteuerte Motoren erfolgen. Wenn die Motoren nicht gleichmäßig ziehen, wird es zu einer Lastumverteilung kommen. Dies kann zu einer Überlastung der Hängepunkte sowie des Riggs führen.

Dies sei am Beispiel des Zweifeldträgers gezeigt:



Abhängelast Rand = 1,80 kN, Abhängelast Mitte = 6,0 kN
 Maximales Biegemoment für das Lastaufnahmemittel $M = (0,5+0,1) \times 8 / 8 = 4,80 \text{ kNm}$
 (am mittleren Lager; Stützmoment)

Unter der Voraussetzung, dass die mittige Abhängung nicht gleichmäßig mit den Randabhängungen verfährt, ergibt sich die folgende Konstellation.



Extremfall: mittige Abhängung ist lastfrei

Abhängelast Rand = 4,8 kN, Abhängelast Mitte = 0 kN
 Maximales Biegemoment für das Lastaufnahmemittel $M = (0,5+0,1) \times 16/8 = 19,2 \text{ kNm}$
 (Feldmoment für 16 m Spannweite)

Das **Biegemoment** hat sich somit **vervierfacht**. In diesem Fall sind dann auch die Sicherheiten soweit ausgeschöpft, dass ein Versagen sehr wahrscheinlich ist.

Besondere Systeme:

Seilgehängte Systeme können auch instabil sein:

Beispiel:
 Ein 8,0m Einfeldträger mit 4,0 m Kragarm.
 Streckenlast 0,10 kN/m + 0,10 kN/m Eigengewicht



Bei dem vorliegenden System drückt die Einzellast die Traverse am ersten Auflager nach oben. Hier muß also ein räumlich ausgesteifter Druckstab angebracht sein, da sonst das System einfach versagt.

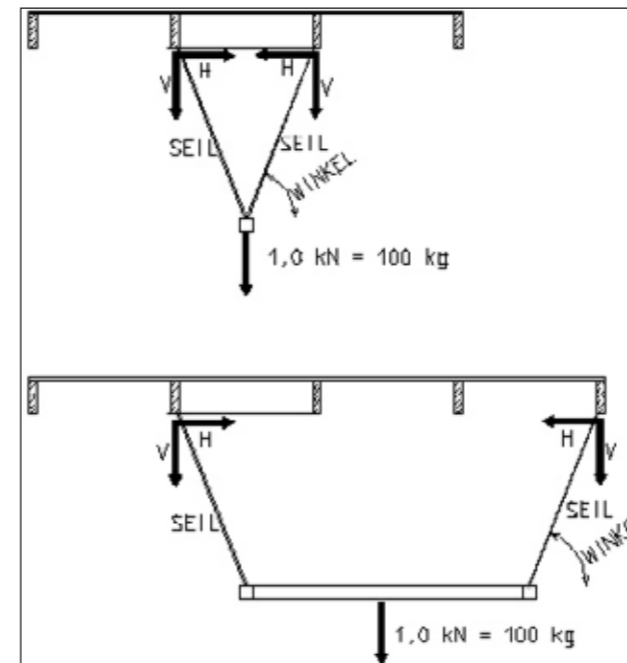
Weitere Hinweise zur Anwendung von Belastungstabellen finden sie auch im Artikel "Traversen in der Veranstaltungstechnik nach Eurocode".

Schräge Abhängungen

In der Regel werden für die Anschlagpunkte in einer Halle nur vertikale Lasten angegeben. Sollten die Riggs mit Motoren nur senkrecht verfahren werden, ist diese Lastinformation für die z.B. Deckenträger auch ausreichend. Oftmals werden Riggs auch durch Lifte oder Motoren verfahren und dann „totgehängt“. Dieses „Tothängen“ sollte dann auch nur senkrecht erfolgen.

Manchmal ist es notwendig auch schräge Abhängungen auszuführen (Bridle). Dabei entstehen am Anschlagpunkt der Abhängungen neben den senkrechten Kräften auch horizontale Kräfte, die je nach Winkel genauso groß oder

größer als die Vertikalkomponente sein kann. Diese müssen auf jeden Fall gesondert betrachtet werden. Oftmals können diese von den Hallenkonstruktionen nicht aufgenommen werden.



In den Seilen des Bridles können abhängig vom Winkel Seilkräfte auftreten die ein Vielfaches der angehängten Last betragen.

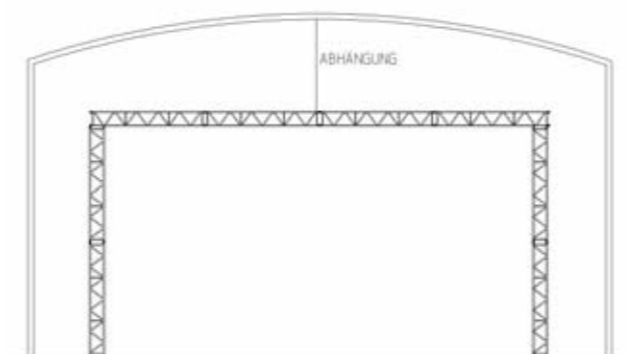
Angehängte Last 1,0 kN (100kg) Siehe Tabelle

Winkel der Abhängung	Seilkraft je Seil	Vertikaler Anteil am Anschlagpunkt	Horizontaler Anteil am Anschlagpunkt
80°	0,51 kN	0,50 kN	0,09 kN
45°	0,71 kN	0,50 kN	0,50 kN
15°	1,93 kN	0,50 kN	1,87 kN

Traversenrigg teilweise an der Decke abhängen und auf Stützen stellen

Das gleichzeitige Abhängen und Stützen ist nur unter bestimmten Umständen möglich. Es muss sichergestellt sein, dass die Verformungen der Dach und Deckenkonstruktion sehr klein bleiben oder systembedingt ohne Einfluss bleiben.

Ansonsten führt die Verformung zu ungewollten Lastumlagerungen wie auch schon bei ungleichmäßig ziehenden Motoren erläutert.



Autoren:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.
 Weitere Informationen gibt es von den Autoren unter:
www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de

GROUND-SUPPORT RIGGS

Dieser Teil der Artikelserie zum Thema „Statik in der Veranstaltungstechnik“ widmet sich dem Thema Riggs, die auf dem Boden aufgebaut werden. Viele Aspekte, die wir schon bei den Bühnendächern und PA-Towern erläutert haben, sind auch bei diesen Systemen von Bedeutung. Wiederum ist Feedback erlaubt und gewünscht!

Eine Frage der Aussteifung

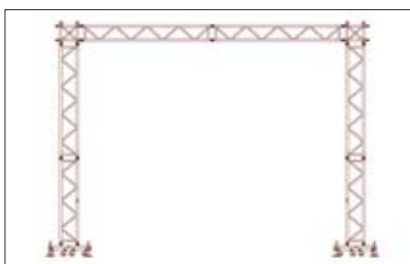
Mit Ground-Support Riggs sind Systeme gemeint, bei denen Traversenrahmen auf Stützen stehen und zur Aufnahme von Deko-Elementen, Scheinwerfern, einer LED-Wand etc. dienen.

Im Allgemeinen werden hier wie im Veranstaltungsbereich üblich hauptsächlich Aluminiumtraversen verwendet. Wie auch bei PA-Towern kommen diese Systeme im Indoor- wie im Outdoorbereich zum Einsatz. Für beide Bereiche ist die horizontale Aussteifung entscheidend. Neben Eigengewicht und Nutzlasten sind diese Konstruktionen also noch zusätzlichen Belastungen ausgesetzt.

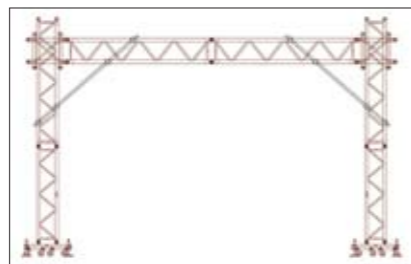
Für den Anwendungsbereich Outdoor sind das im Wesentlichen Windlasten, für den Anwendungsbereich Indoor sind es horizontale Ersatzlasten aus Schiefstellung, Stabilisierungslasten und/oder Anpralllasten von Personen. (In einigen Messehallen wird inzwischen auch der Nachweis der Standsicherheit unter begrenzten Windlasten gefordert)

Welche Systeme kommen zum Einsatz bzw. was sind stabile Systeme und wie sind sie konstruktiv durchgebildet?

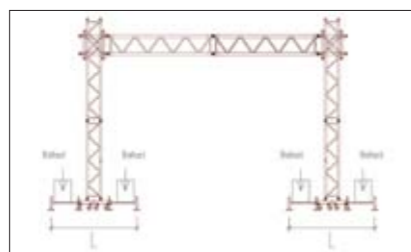
A. Als Rahmen mit „biegesteifen“ Ecken (oben), den so genannten Cornerblocks/Boxcorner oder



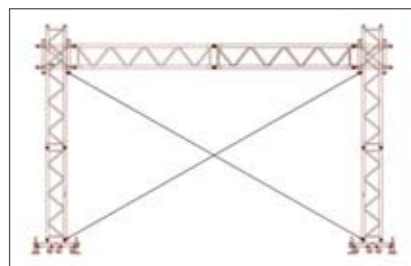
B. Aussteifung (als Rahmen) durch in den **Ecken** angeordnete **Diagonalen**



C. Fußeinspannung mittels ballastierten Basements und/oder Auslegern. Hierzu sind auch ausführliche Betrachtungen in unserem Artikel 4 - PA-Tower



D. Eine Aussteifung über Verbände mit Seilkreuzen wie bei Bühnen. - Vgl. auch unseren Artikel 3 zu Bühnenkonstruktionen



E. Mischformen.

Zu A. Rahmen mit „biegesteifen“ Ecken

Wie werden biegesteife Ecken ausgebildet?

Die aufnehmbaren Eckmomente sind abhängig von der Ausbildung des Eckelementes und zwar:

Anzahl der Diagonalen (1, 2 Diagonalen oder Diagonalkreuze)

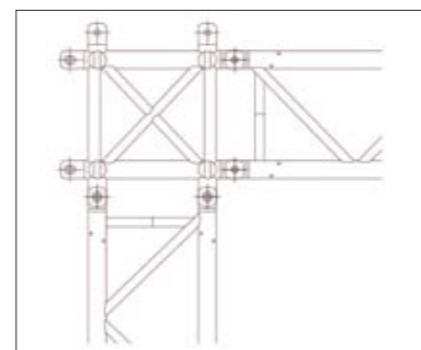
Anordnung der Diagonalen im Eckbereich

Größe der Rohre (d, t) insbesondere der Diagonalen

Ausmitte im Anschluß der Rohre etc.

Eine **genaue Berechnung** ist somit **erforderlich!**

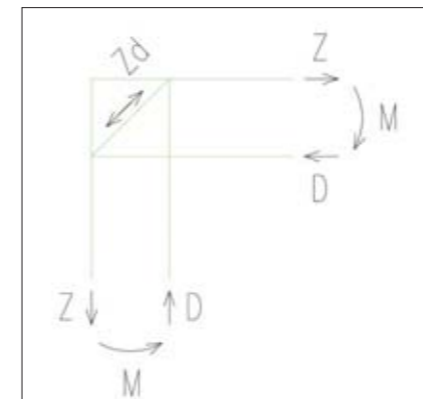
1. ECKELEMENTE, sogenannte **Cornerblock/Boxcorner**



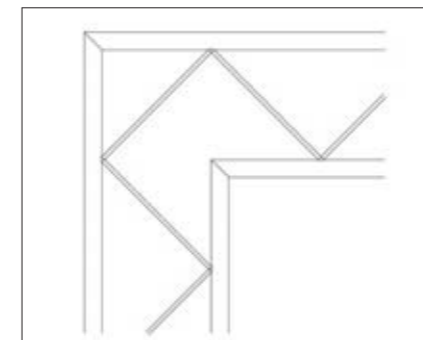
Bei diesen „biegesteifen Ecken“ ist zu beachten, dass die Eckelemente (M_{Ech}) so gut wie nie die volle Tragfähigkeit der Traverse auf Biegung ($M_{TRAVERSE}$) erreichen.

zul. M_{Ech} = ca. 20% bis 70% zul. $M_{TRAVERSE}$ (Erfahrungswert)

Das Prinzip ist, dass die Biegung als Zug- /Druckkraft über die Diagonale mit einem Hebelarm „umgeleitet“ wird (s.u.).



2. „Geschweißte Ecken“ - „unausgesteifte“ Ecken



Dies sind meist irgendwie mit Diagonalen versehene „Deko“-Traversen. Bei einer „ungünstigen“ Bauweise wie im Bild dargestellt, sinkt das aufnehmbare Moment allein auf die vergleichsweise geringe Biegetragfähigkeit der Gurtrohre.

M_{Ech} = ca. 5% bis 10% $M_{TRAVERSE}$ (Erfahrungswert)

Nicht zu vergessen ist, dass aus der **Rahmenwirkung** aus Vertikalkräften auf das Rigg Horizontalkräfte am Fußpunkt und **Eckmomente** entstehen. Dies gilt auch für das folgende System (B.)

Zu B. Mit angeschellten Gerüstrohren biegesteif ausgebildete Ecken

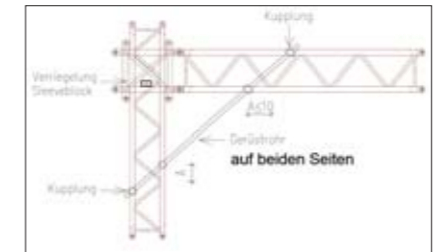
Diese können ausgebildet werden, z.B. wenn über sogenannte „Sleeveblocks“ der Trägerrost aus Traversen hochgefahren wird.

Das aufnehmbare Moment ist davon abhängig:

- a. welchen **Hebelarm** die Diagonale (zu der Ecke) hat
- b. die **zulässige** Druckkraft der **Diagonalrohre** (je länger desto geringer wegen Rohrknicke)
- c. eine **symmetrische** Anordnung der Diagonalen (also beidseits)
- d. die zulässigen **Anschlusskräfte** z.B.

einer **Drehkupplung**. Problem hierbei ist, dass es in der Veranstaltungstechnik keine bauaufsichtlich zugelassene Kupplung mit Kraftübertragung auf Reibung (Verrutschen) gibt. Man behilft sich mit zugel. Werten aus dem Gerüstbau (z.B. Layher), wobei die Anwendung im Einzelfall mit der zuständigen Prüfbehörde abzustimmen ist.

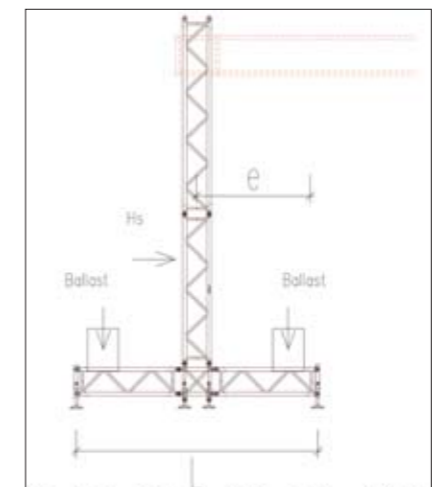
e. **Querbiegung** der Traversengurtrohre. Hier ist ein **geringer Abstand zu den Diagonalen** der Traverse anzustreben. Über die Gerüstrohre und die Druckkräfte entsteht über die Ausmitte (A siehe Graphik) lokale Querbiegung in den Stützengurtrohren, die die Tragfähigkeit stark herabsetzt. (Vorsicht: Diese Querbiegung (dadurch Spannungen) im Gurtrohr kann alleine zum Versagen der Traverse führen).



Wichtig ist weiterhin, dass der **Sleeveblock** nach unten und oben **verriegelt** ist z.B. über Stützaufnahme mit Einschubrohr oder in Kette hängend und mit Kupplungen und Rohren nach oben befestigt!

Zu C. Fußeinspannung mittels ballastierten Basements und/oder Auslegern

Die Standsicherheit der unten eingespannten Stütze ist davon abhängig, wie groß das „kippende“ Moment zu dem „haltenden“ Moment ist. Bildlich ausgedrückt heißt das, dass die H-Käfte die Stütze über ihre Basis kippen wollen. Das bedeutet, dass die Stütze in der Regel mindestens über ein Basement mit einer ausreichenden Breite und Ballast und/oder zusätzliche Ausleger verfügen muß.

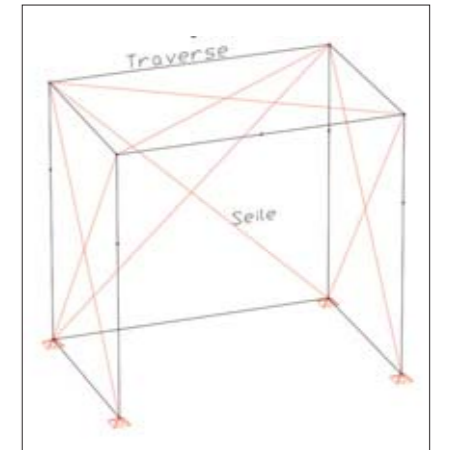


Entscheidend für die Standsicherheit einer Stütze sind daher meistens die

Größe des Basements (L), wie **stabil** es **gebaut** ist und das **Eigengewicht** mit **Ballast** der Gesamtkonstruktion. Nur bei sehr stabilen Basement-Konstruktionen kann die eigentliche Towerkonstruktion das schwächere Glied sein.

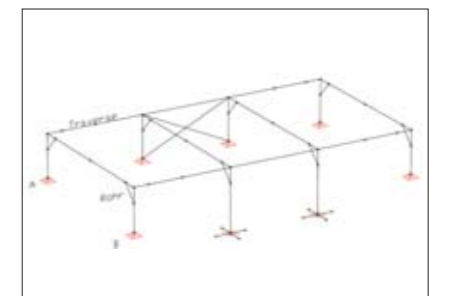
Zu D. Aussteifung über Seilverbände

Hier ist zu beachten, dass es drei unabhängige Wandverbände mit Seilkreuzen also Wandaussteifungsebenen gibt, wie bei den Bühnenkonstruktionen und die Dachebene als Scheibe mit Verbänden aus Seilkreuzen und evtl. mit Druckrohren ausgebildet wird. Alternativ kann die Trägerrostebene über biegesteife horizontale Ecken – also biegesteife Eckelemente – aussteift sein.



Zu E. Beispiel für Mischformen:

Outdoor-Rigg mit über Rohren aussteiften Ecken in Querrichtung. In Längsrichtung über zwei unten eingespannte Stützen (vorne B) und Seilkeuz (hinten A)



Lokale Lastenleitung in die Traversen

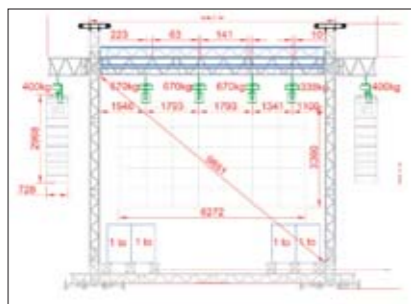
Die lokale Lastenleitung von Lasten in die Traversen wird oft unterschätzt. Hier entstehen zu den Druck- und Zugkräften in den Gurtrohren aus der Gesamtbelastung der Traverse als Träger zusätzliche lokale Biegemomente, die die Tragfähigkeit der Traverse stark herabsetzen.

Als Beispiel die Aufhängung des LED-Rahmens an der Traverse. Dies geschieht z.B. mit mehreren Einzelpunkten und Motoren.

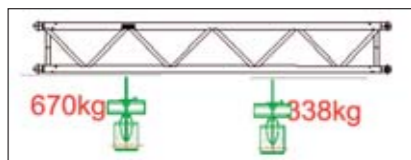
GROUND-SUPPORT RIGGS

... Fortsetzung

Übersicht:



Lokal:



In diesem Fall führt die Last aus der LED-Wand von 670 kg zu einer unzulässigen Querbiegung im Untergurtrohr der Traverse.

Bei einem Abstand von z.B. 55 cm ist überschlägig eine Biegung von

$$M = 6,7 \text{ kN} \times 55 / 6 = 61,4 \text{ kNcm im Untergurtrohr.}$$

Dies führt zu zusätzlichen lokalen Spannungen, die auch ohne die Spannungen aus der Wirkung als Träger zu einem Versagen der Traverse führen

$$\text{bei einem Rohr } 48,3 \text{ mm, } t = 4,5 \text{ mm} \\ \sigma = 61,4 / 6,2 = 9,91 \text{ kN/cm}^2$$

> zul 8,5 kN/cm² WEZ

$$\text{bei einem Rohr } 48,3 \text{ mm, } t = 2,0 \text{ mm} \\ \sigma = 61,4 / 3,2 = 19,2 \text{ kN/cm}^2$$

>> zul 8,5 kN/cm² WEZ

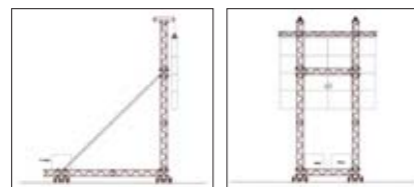
(mehr als 2-fach !!!)

Die Lasten müssen also in den Knoten oder bestenfalls knotennah eingehängt oder aufgelegt werden. Eine Verteilung auf zwei Gurtrohre ist zusätzlich zu empfehlen.

Outdoor-Riggs

Im Allgemeinen sind hier die Windgriffsflächen für die Stützen- oder Rahmennachweise und ausreichende Ballastierung bei entsprechenden Basements maßgebend. Die Gesamt H-Lasten sind hier geringer als bei Bühnen mit geschlossenen Seitenwänden. Zu beachten ist, dass bei Rahmen auch aus den Vertikallasten H-Lasten an den Stützenfüßen entstehen.

Eine Sonderform sind LED-Riggs:



Im Wesentlichen ist die Aufgabe

1. hohe horizontale Windlasten aus großer Fläche aufzunehmen und
2. das große Eigengewicht in die Traversen einzuleiten.

Da die LED-Wand in der Regel hängen, wird die Windlast oben an der Aufhängung abgegeben und führt somit zu einem großen vertikalen Hebelarm - also zu großen Biegemomenten - in den unten eingespannten Stützen und zu hohen erforderlichen Auflasten je nach Hebelarm der „Basementkonstruktion“.

Des Weiteren führt dies auch dazu, dass die Stützen abgestrebt werden müssen (im Besonderen auch bei Einsatz von Eckelementen an der Einspannung unten, da die aufnehmbaren Eckmomente vergleichsweise gering sind - wie vor erläutert).

Hier ein Beispiel für die Ballastierung, bei dem die LED-Wand oben „nur hängt“.

LED-Wand 5 x 3,00 m = 15 m² - aufgehängt mit WS > 8

Aufbau in Windzone 1

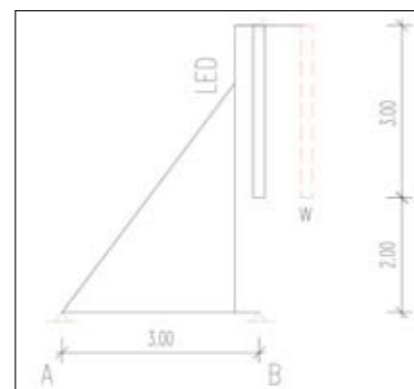
Basis mit a = 3,0 m

Eigengewicht G_{LED} = 1.100 kg = 11,0 kN

Wind
H = 1,3 x 0,35 x 3,0 x 5,0 = ± 6,83 kN
M = 5,0 x H = 34,15 kNm

Für die Ballastierung wird für den Wind ein Sicherheitsbeiwert von 1,2 gemäß EN 13814 angesetzt !!

$$\text{Erf A} = (1,2 \times 34,15) / 3,0 = 13,7 \text{ kN} \\ \text{Erf B} = 13,7 - 11,0 = 2,7 \text{ kN}$$



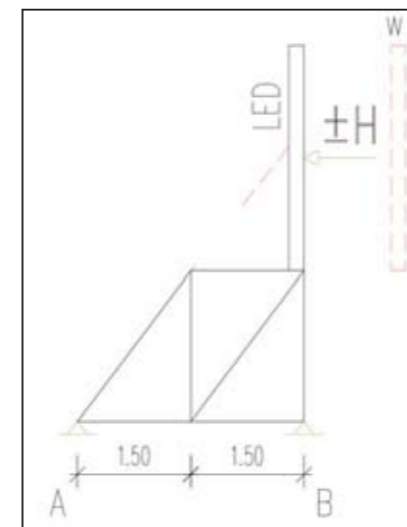
mit WS > 8
erf. Auflast bei A → 1.370 kg
erf. Auflast bei B → 270 kg

Der Nachteil des „Hängens“ mit großem Hebelarm wird dadurch kompensiert, dass die LED-Wand ab Windstärke 8 abgelassen wird und nur für den Betriebszustand bis WS < 8 geringer ballastiert werden kann.

mit WS ≤ 8
erf. Auflast bei A → 785 kg
erf. Auflast bei B → kein Ballast

Im Gegensatz hierzu zum vorherigen Fall die erforderlichen Auflasten für den Fall, dass die LED-Wand aufgesetzt ist mit WS > 8. Hier ist es in der Regel nicht möglich die LED-Wand schnell zu entfernen, so dass keine Windstärkenbegrenzung im Betriebszustand möglich ist.

LED-Wand 5 x 3,00 m aufgesetzt



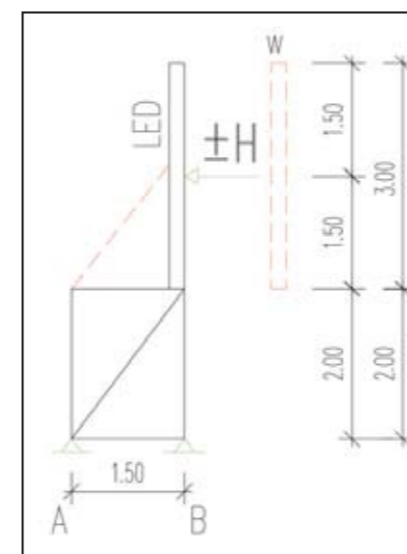
Basis mit a = 3,0 m

mit WS > 8
erf. Auflast bei A → 960 kg
erf. Auflast bei B → kein Ballast

Ein weiterer Vergleich zeigt deutlich, wie sich eine reduzierte Basis auf die Auflasten auswirkt:

LED-Wand 5 x 3,00 m aufgesetzt
Basis mit a = 1,50 m

erf. Auflast bei A → 1.920 kg
erf. Auflast bei B → 820 kg



Indoor-Riggs

Für den Anwendungsbereich Indoor sind es horizontale Ersatzlasten aus Schiefstellung, Stabilisierungslasten und/oder Anpralllasten von Personen, die bei der Aussteifung berücksichtigt werden müssen. (In einigen Messehallen wird inzwischen auch der Nachweis der Standsicherheit unter begrenzten Windlasten gefordert).

Die Systeme entsprechen denen der Outdoor-Riggs.

Weiterhin ist anzumerken, dass eine Rahmenausbildung auch im Innenbereich nur mit „Sleeveblocks“ nicht ausreicht. Zum einen haben die Führungsrollen in der Regel viel Spiel, so dass sie erst nach einem „Kippen“ der Stütze anliegen.

(Ein Eckbiegemoment würde zudem ein Kräftepaar - Druck und Zug - aus den Rollen auf das Stützengurtrohr bewirken, so dass hier lokale Spannungen aus Querbiegung nachzuweisen wären.)

Bei diesen Riggs sind mindestens die Lasten aus ungewollter Schiefstellung mit Horizontallast aus Vertikallast:

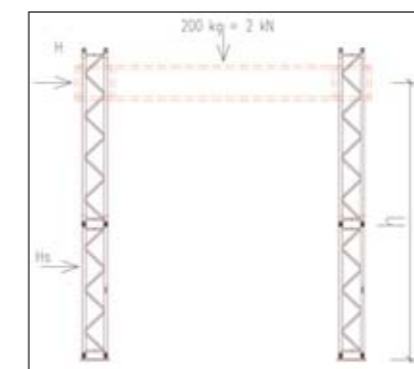
$$H = V / 200 \text{ und } V / 100 \text{ also vereinfacht zusammen } V/50 \text{ anzusetzen.}$$

Es ist zu bedenken, dass für sich alleine Stützen auf Fußplatten mit geringen Abmessungen zunächst stehen bleiben, aber schon bei geringen Zusatz H-Lasten z.B. aus Publikumsverkehr instabil werden.

Beispiel;

Stützen aus 35 er Traverse auf Fußplatte 40 x 40 cm:

mit h = 3,50 m
mittlere Höhe des Riggs



aus Menschengedränge
H_s > 0,5 kN in Höhe h = 1,0 m

aus Nutzlast mit Eigengewicht:
V = 2,0 / 2 = 1,0 kN je Stütze

mit H = 1,0 / 50 = 0,02 kN

$$\text{A. } \rightarrow \text{MKipp} = 3,5 \times 0,02 = 0,07 \text{ kNm}$$

aus Menschengedränge
H_s > 0,5 kN in Höhe h = 1,0 m

$$\text{B. } \rightarrow \text{MKipp} = 0,5 \times 1,0 = 0,50 \text{ kNm}$$

mit einer Sicherheit von 1,3 muß das Kippende Moment kleiner als das Haltende Moment sein

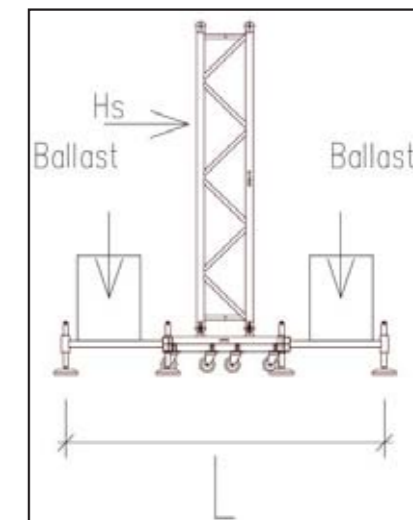
$$\text{es sollte: } M_{\text{Kipp}} \times 1,3 < V \times 0,18 \text{ m}$$

$$\text{A: } 0,07 \times 1,3 = 0,091 < 1,0 \times 0,18 = 0,18 \\ \text{B: } (0,07+0,5) \times 1,3 = 0,74 >> 0,18$$

Die Sicherheit ist im Fall B um 4 unterschritten !!!

Fazit:

Nur unten eingespannte Stützen sind nur mit ausreichend stabilem Basement evtl. mit Auslegern oder der Möglichkeit Ballast aufzubringen oder mit angedübelter und „starker“ Fußplatte auszuführen.



Autoren:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Weitere Informationen gibt es von den Autoren unter:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de



PA-Tower

PA-Tower kommen im Indoor- und Outdoorbereich zum Einsatz; wobei für beide Fälle in der Regel nicht die Höhe der vertikalen Nutzlast das begrenzende Argument ist, sondern die anzusetzenden Horizontallasten.

Für den Anwendungsbereich Outdoor sind das im Wesentlichen Windlasten, für den Anwendungsbereich Indoor sind es horizontale Ersatzlasten aus Schiefstellung, Stabilisierungslasten und/oder Anpralllasten von Personen. (In einigen Messehallen wird auch der Nachweis der Standsicherheit unter begrenzten Hallenwindlasten gefordert, diese sind aber als horizontale Ersatzlasten zu verstehen. Aerodynamische Beiwerte müssen nicht berücksichtigt werden.)

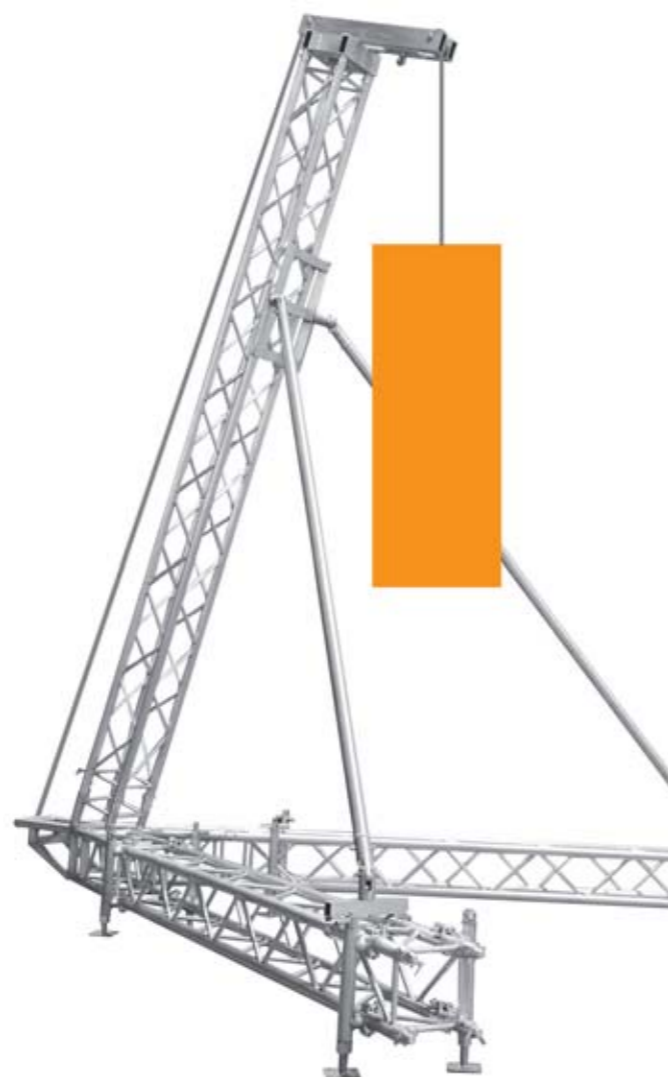
Aus den horizontal anzusetzenden Lasten resultieren Kippmomente, die je nach Lage der Nutzlast zum Basement auch noch durch die Nutzlast vergrößert werden können.

Entscheidend für die Standsicherheit eines PA-Towers sind daher meistens die Größe des Basements und das Eigengewicht der Gesamtkonstruktion. Nur bei sehr stabilen Basement-Konstruktionen kann die eigentliche Towerkonstruktion das schwächere Glied sein. Es tritt dann ein Knick-Problem kombiniert mit Biegung aus den Horizontallasten auf. Hierzu sind Berechnungen unter Berücksichtigung der Verformungen (Gleichgewicht am verformten System) erforderlich, die nur von ausgebildeten Statikern durchgeführt werden sollten.

Insbesondere, wenn es in den Grenzbereich geht, ist hier Vorsicht geboten, da es bei Überschreiten der zulässigen Beanspruchung auch zu einem plötzlichen Versagen des Towers (ohne Vorankündigung) kommen kann. Wie man überschlägig die Grenzlast eines Towers berechnen kann, wird später erläutert.

Im Rahmen dieses Artikels sollen einfache Zusammenhänge zwischen Towerhöhe, Nutzlast, Windangriffsfläche, erforderlichen Basement-Abmessungen und Ballast erläutert werden.

Hinweis: Die hier vorgestellten Nachweise und Beispiele sind nur für eine überschlägige Berechnung gedacht. Für genaue statische Nachweise spielen weitere Punkte eine Rolle bzw. es sind differenziertere Betrachtungen notwendig, die aber in der Regel nicht zu grundsätzlich anderen Dimensionen führen.



1. Fall Tower im Indoor-Betrieb

Neben der Nutzlast (P) sind für die Standsicherheit von Bedeutung:

- Exzentrizität (e) der Nutzlast gegenüber Mitte Basement **Insbesondere, wenn die Nutzlast außerhalb der Standfläche hängt (2. Bild), ist eine Ballastierung erforderlich.**
- Horizontallasten (H) aus ungewollter Schiefstellung und als Stabilisierungslast, in der Summe ca. 1/50 der vertikalen Nutzlast.
- Besteht aufgrund von Menschengedränge die Gefahr, dass die Tower umgestoßen werden können, sollten Stoßlasten aus Personen berücksichtigt werden. Vorgeschriebene oder genormte Belastungsansätze gibt es hierzu nicht, wir empfehlen dennoch folgende Ansätze:

- Hs = 0 kN **ohne Publikumsverkehr bei normalen Publikumsverkehr**
- Hs = 0,5 kN in 1,0 m Höhe **bei dichtem Menschengedränge**

Zum Vergleich: Versuchen Sie eine Waage gegen die Wand zu drücken und lesen Sie das Gewicht ab: 10 kg = 0,1 kN, mehr als 30 kg permanent zu drücken schafft kaum jemand.

Für die Standsicherheit entscheidend ist das Verhältnis von Kippmoment zu Standmoment. Ist das Kippmoment größer als das Standmoment, kippt der Tower um. Ist es gleich, so ist der Tower so gerade in der Waage und erst wenn das Standmoment um einen bestimmten prozentualen Anteil (Sicherheit) größer ist, kann man auch von einer sicheren Konstruktion sprechen.

Das Kippmoment bezogen auf den Mittelpunkt des Basements berechnet sich zu:

$$M_k = P \times e + H \times h + H_s \times 1,0m$$

Das Standmoment berechnet sich zu:

$$M_s = G \times L/2$$

Mit G = Gewicht der Gesamtkonstruktion (inklusive Nutzlast)
L = Seitenlänge Basement

Die Standsicherheitsnachweis ist erfüllt wenn:

$$M_s > v \times M_k$$

Oder in Worten: Das Standmoment muss größer sein als das um den Sicherheitsfaktor erhöhte Kippmoment.

Der einzuhaltende Sicherheitsfaktor bei Fliegenden Bauten (indoor) beträgt nach DIN EN 13814 $v = 1,3$. (Zum Vergleich: permanente Konstruktionen Sicherheit $v = 1,5$)

Ist das Standmoment nicht ausreichend groß genug, muss entweder das Gewicht der Konstruktion über Ballast erhöht werden oder ein breiteres Basement verwendet werden.

Dabei kann vereinfacht Folgendes gesagt werden.

Jedes kg Eigengewicht spart direkt ein kg Ballast.

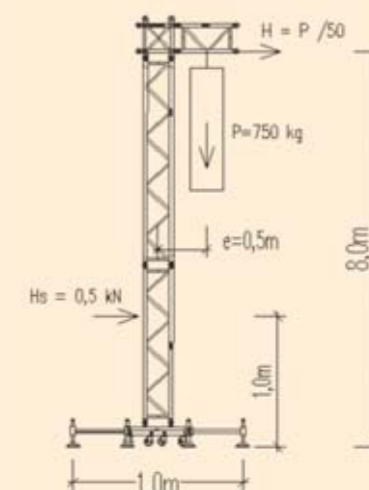
Je breiter das Basement desto besser, kleine Basements brauchen überproportional mehr Ballast.

Zum Vergleich ist für den Tower in Beispiel 1 bei einer Basementbreite von 1,5 m nur noch ca. 45 kg Ballast erforderlich.

- > Basement um 50 % vergrößert
- > Ballast um 91 % reduziert

Beispiel 1:

Tower H = 8,0m
Nutzlast 750 kg (=7,5 kN)
Exzentrizität e = 0,5m
normaler Publikumsverkehr am Tower



$$M_k = 7,5 \text{ kN} \times 0,5m + 7,5kN / 50 \times 8,0m + 0,5kN \times 1,0m = 5,45 \text{ kNm}$$

Grundfläche Basement 1,0m x 1,0 m
Eigengewicht Tower + Basement 150 kg = 1,5 kN

$$\text{Standmoment } M_s = (1,5kN + 7,5kN) \times 1,0m / 2 = 4,5 \text{ kNm}$$

Erf. Sicherheit nach DIN 13814 = 1,3
 $M_s = 4,5kNm < 1,3 M_k = 7,085 \text{ kNm}$

**Nachweis nicht erfüllt => zusätzlicher Ballast erforderlich
Gewicht der Konstruktion solange erhöhen bis Nachweis erfüllt.**

$M_s = G \cdot 1,0m / 2 > 7,085 \text{ kNm} \Rightarrow G > 14,17 \text{ kN} = 1417 \text{ kg}$
Vorhanden: 150 kg + 750 kg => noch erf. 517 kg

2. Fall Tower im Outdoor-Betrieb

Neben vertikalen Lasten und deren Exzentrizität sind hier insbesondere die Windlasten von Bedeutung (Stabilisierungslasten und Stoßlasten wie im Fall Indoor können für einen überschlägigen Nachweis vernachlässigt werden). Windlasten resultieren aus Wind auf die Nutzlast am Towerkopf und Wind auf die Towerkonstruktion. In der Regel wird für einen PA-Tower im Outdoor Betrieb eine Windstärken-Begrenzung bis Windstärke 8 angesetzt. Ab Windstärke 8 ist die Nutzlast abzulassen und, wenn der Tower nicht einfach gekippt werden kann, muss dieser freistehend für Regel-Windlasten nachgewiesen werden.

Für eine überschlägige Berechnung können vereinfacht für den Betrieb bis Windstärke 8 folgende Windkräfte angesetzt werden.

Hinweis: Bei dieser vereinfachten überschlägigen Berechnungsweise wird das Kippmoment infolge Nutzlast und Wind gleich bewertet. Für einen genauen Nachweis müsste unterschieden werden ob die Nutzlast innerhalb oder außerhalb der Standfläche hängt.





PA-Tower

... Fortsetzung

- Staudruck für Wind bis Windstärke 8
HK 8,0m q=0,20 kN/m²
- Wind auf Nutzlast
W = 1,3 x q x A [kN]
mit A = Windangriffsfläche der Nutzlast
- Wind auf Tower aus Traversen
w₁ = 0,25 x q [kN/m]
(Überschlägiger Ansatz für Traversen mit Standardabmessungen)
- Wind auf Tower aus vollwandigen Profilen
w₁ = 1,3 x b x q [kN/m]
mit b = Towerbreite

Für einen frei stehenden Tower ohne Windstärkenbegrenzung gilt z.B. in Windzone 2:

- Staudruck: HK 10 mq = 0,46 kN/m²
- Wind auf Tower analog zum Betriebsfall
w₂ = 0,25 x q bzw. w₂ = 1,3 x b x q

Wind auf Nutzlast wird nicht berücksichtigt, da die Last ab Windstärke 8 abgelenkt wird.

Wie im Fall Indoor ist wieder das Verhältnis von Kippmoment zu Standmoment für den Nachweis entscheidend.

Das Kippmoment berechnet sich zu

im Betrieb bis Windstärke 8:
Mk = P x e + W x H + w₁ x H² / 2

Betrieb eingestellt:
Mk = w₂ x H² / 2

Das Standmoment bleibt gegenüber Fall Indoor unverändert: Ms = G x L/2

Der Nachweis ist auch hier erfüllt, wenn Ms >v x Mk .

Die erforderliche Sicherheit gegenüber Windeinwirkungen beträgt für Fliegende Bauten v = 1,2.

Beispiel 2:

Tower H = 6,0 m
Nutzlast 500 kg (=5,0kN)
Exzentrizität e = 0,5m
Windangriffsfläche A = 1,5m²

Für Betrieb bis WS 8 gilt:

W = 1,3 x 0,20 kN/m² x 1,5m² = 0,39 kN
w₁ = 0,25 x 0,20 kN/m² = 0,05 kN/m

Mk = 5,0 kN x 0,5m + 0,39kN x 6,0m + 0,05 kN/m x 6,0² / 2 = 5,74 kNm

zum Vergleich:
Kippmoment bei Tower ohne Nutzlast und ohne Windstärkenbegrenzung:
Mk = 0,25 x 0,46 kN/m² x 6,0² / 2 = 2,07 kNm

Grundfläche Basement 1,5m x 1,5 m
Eigengewicht Tower + Basement 150 kg = 1,5 kN

Standmoment Ms = (1,5kN + 5,0kN) x 1,5m / 2 = 4,875 kNm

Erf. Sicherheit nach EN 1381 = 1,2
Ms = 4,875 < 1,2 x Mk = 6,89 kNm

Nachweis nicht erfüllt => zusätzlicher Ballast erforderlich

Ms = erfG x 1,5m / 2 > 6,89 => erf G = 9,19 kN = 919 kg
Vorh. 150 kg + 500 kg => noch erf. 269 kg

Alternativ: Breite Basement auf 2,12 m erhöhen

Die Grenzlast eines Towers - Knickproblem

Bei druckbelasteten schlanken Bauteilen kann es zu einem so genannten Knickversagen kommen. Das bedeutet, dass ein System ab einer bestimmten Druck-Last nicht mehr in der Lage ist, ungewollte Auslenkungen rückgängig zu machen, sondern es kommt zu einer sich immer weiter fort-pflanzenden Verformung und damit praktisch zu einem Ver-sagen des Bauteils. Die Last, ab der dieser statisch kritische Fall eintreten kann, wird auch Kritische Last oder Grenzlast genannt.

Den Belastungszustand eines Towers im Bereich der Kritischen Last kann man sich dabei über folgende Analogie bewusst machen.

Liegt die vorhandene Last unter der Kritischen Last, verhält sich der Tower wie eine Kugel in einer Schale. Lenkt man die Kugel aus, rollt sie von alleine wieder zur Mitte. Man spricht dann von einem stabilen System.



Liegt die vorhandene Last oberhalb der kritischen Last verhält sich der Tower wie eine Kugel auf einer umgedrehten Schale. Die Kugel, um ein paar Milli-meter ausgelenkt, führt sofort zum Absturz. Man spricht hier von einem instabilen System.



In diesem Zusammenhang können Tower-Konstruktionen wie Kragstützen betrachtet werden (Ausnahme schräg stehende Kipptower oder abgespannte Tower), und die Kritische Last für diesen Fall kann nach der Euler-Formel berechnet werden: $F_k = \pi^2 \times EI / (2 \times H)^2$

Für die Größe der Kritischen Last sind die Steifigkeit der verwendeten Traversen (EI) und die Bauhöhe (H) entscheidend. Je steifer und niedriger ein Tower ist, desto größer ist die Kritische Last also desto höher kann der Tower belastet werden. In Bezug auf 4-Punkt Traversen kann weiter gesagt werden:

Die zulässige Nutzlast nimmt quadratisch mit der Höhe ab (Doppelte Höhe => 1/4 Nutzlast)

Nutzlast steigt quadratisch mit Achsabstand der Gurtrohre (Doppelter Achsabstand => 4-fache Nutzlast)

Nutzlast steigt linear mit Querschnittsfläche der Gurtrohre (Doppelte Fläche => doppelte Nutzlast)

In der folgenden Tabelle sind für gängige Traversenabmessungen die Grenzlasten bei verschiedenen Towerhöhen aufgelistet (Berechnung siehe Beispiel): Die Grenzlast gilt dabei für mittig belastete Tower ohne Horizontallasten, wobei in

den Berechnungen eine Sicherheit von 2,5 gegenüber der kritischen Last nach Euler berücksichtigt wird. Außer mittige Belastungen und Windlasten führen zu einer weiteren Reduzierung der zulässigen Belastung.

Hier sei noch einmal angemerkt, dass es sich bei diesen Berechnungen nur um Überschlagsformeln handelt.

Bei einem genauen statischen Nachweis gibt es weitere Punkte, die beachtet werden müssen:

- Einspannung in weiches Basement (hier nimmt die Kritische Last weiter ab, womit auch die zulässige Nutzlast sinkt)
- Wird die Last nicht direkt am Tower angehängt, sondern über ein Umlenkrolle hochgezogen, verdoppelt sich die Druckkraft auf den Tower. Damit wird die zulässige Nutzlast halbiert.
- Eine Dynamische Erhöhung aus Hochfahren oder Ab-lassen der Nutzlast sollte mit 20 % - 40 % Last-Erhöhung berücksichtigt werden.
- Bei Kipptowern oder Tower mit auskragenden Nutzlasten nimmt die Kritische Last aufgrund der zusätzlichen Biegebeanspruchung weiter ab. Diese Fälle sind nicht mehr über einfache Überschlags-berechnungen zu erfassen, sondern erfordern genauere Betrachtungen.

Berechnungsbeispiel zur Berechnung der kritischen Last nach Euler

Tower H = 10 m aus 4-Punkt Aluminium-Traversen mit Gurtrohren 50x4 Achsabstand 47 cm

Kritische Last nach Euler: $F_k = \pi^2 \times EI / (2 \times H)^2$

Mit π = Kreiszahl = 3,14
E = E-Modul für Aluminium = 7.000 kN/cm²

I = Flächenträgheitsmoment 2. Grades
Für 4-Punkt Traversen gilt
I = Querschnittsfläche Gurtrohr mal Achsabstand zum Quadrat

I = A_{Gurt} x e² = 5,78 cm² x 47² = 12768 cm⁴
H = Höhe Tower = 10 m = 1000 cm

Zulässige Belastung F mit Sicherheit = 2,5

Zul F < F_k / 2,5 = 3,14 x 7.000 x 12768 / (2,5 x 2000²) = 28,1kN = 2,81 t

Gurtrohre	Achsenabstand Gurtrohre [cm]	I [cm ²]	Knicklast in [kN] - Sicherheit von 2,5 eingerechnet bei H in [m]			
			5,0	7,5	10,0	12,5
50 x 2,0	24	1737	15,3	6,8	3,8	2,4
48 x 4,5	30	5535	48,7	21,6	12,2	7,8
50 x 4,0	47	12769	112,3	49,9	28,1	18,0
48 x 4,5	57	19980	175,8	78,1	43,9	28,1

Weitere Informationen von den Autoren:
www.krasenbrink-bastians.de, www.vom-felde.de



Windlasten für Fliegende Bauten

Einleitung

In diesem Artikel wollen wir ausschließlich auf die Windlasten eingehen, da diese für fliegende Bauten in der Veranstaltungstechnik neben der Nutzlast aus Ton und Licht die maßgebende Belastungsart sind und es hierzu in der Vergangenheit einige Veränderungen gegeben hat. Ziel dieses Artikels soll sein, zum einen konkret über die aktuell anzusetzenden Windlasten zu informieren und zum anderen deren praktische Bedeutung für Bauwerke mit Windstärkenbegrenzung zu erläutern.

Grundlagen. Zum Verständnis und Einordnung der zukünftigen Windlastansätze erfolgt zunächst eine kurze Einführung in die Grundlagen:

Windzonen. Mit der Einführung einer neuen Windlast-Norm in Deutschland im Jahr 2005 mussten die Regelungen zu fliegenden Bauten überarbeitet werden. Wesentliches Merkmal der neuen Windlast-Norm war damals die Einführung von 4 Windzonen und die Unterscheidung zwischen Windlasten an der Küste und im Binnenland. Die Windzonen werden dabei nach der Windgeschwindigkeit (so genannte Referenzgeschwindigkeit v_{ref} bzw. $v_{b,0}$) eines 10min-Windes, der einmal in 50 Jahren auftritt, unterschieden.

Da es in der Normenreihe vor 2005 diese differenzierte Betrachtung nicht gab, wurden fliegende Bauten bis dato praktisch mit einheitlichen standortunabhängigen Lasten berechnet. Die neue Normengeneration zu fliegenden Bauten nimmt jetzt Bezug auf die Einteilung in Windzonen. Dies erlaubt am Ende zwar optimal an den Aufbauort angepasste Konstruktionen, macht die Sache aber damit auch unübersichtlich und komplizierter. Die Norm ist in diesem Zusammenhang auch praktisch nie ohne zusätzliche nationale Regelungen anwendbar.

Höhenabhängiges Windprofil. Grundsätzlich gilt der Zusammenhang, dass mit der zunehmenden Höhe auch die Windlasten zunehmen. Praktisch wird das über Windprofile berücksichtigt, in denen Höhen definiert sind, ab denen eine höhere Windlast anzusetzen ist.

Aerodynamische Beiwerte (c_p -Werte)/Staudruck q
Für die Ermittlung der Windlast $w = c_p \times q$ [kN/m²] benötigt man neben dem Staudruck, der sich aus den vorher be-

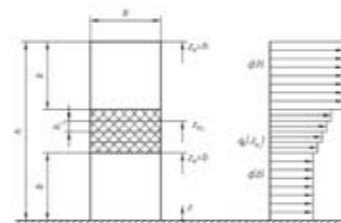


schriebenen Windzonen ergibt, noch den aerodynamischen Beiwert. Dieser Wert berücksichtigt die Geometrie des Baukörpers. Ein Beispiel hierfür: die Windlast auf eine Kugel mit einer 1m Projektionsfläche ist ca. nur halb so groß wie die Windlast auf eine 1m Wandfläche, da der Wind an einer Kugel besser vorbei strömen kann als an einer Wand.

Weiter kann es an Rand- und Eckbereichen zu so genannten Sogspitzen kommen, so dass insbesondere bei starren Hüllflächen diese Bereiche mit lokal erhöhten Windlasten beaufschlagt werden müssen. Zu fliegenden Bauten mit nachgiebigen Hüllflächen, wie Planen oder Gazen, gab es bisher eine Regelung, dass diese Sogspitzen nicht berücksichtigt werden mussten. In den neuen Normen und zugehörigen Auslegungen fehlt bisher eine derartige Regelung, was den Aufwand erheblich vergrößert.

Betriebswind. Bisher war es möglich für bestimmte fliegende Bauten (wie z.B. Bühnen oder PA-Tower) reduzierte Windlasten anzusetzen, wenn ab Windstärke 8 der Betrieb eingestellt wird. Voraussetzungen hierfür sind eine Überprüfung auf Durchführbarkeit im Vorfeld und im Betrieb der Abruf von Informationen zur Beurteilung der Wetterlage.

Eine Ausnahme bilden dabei die Konstruktionen, die als Zelt eingestuft werden. Diese Konstruktionen gelten als Zufluchtsstätte und müssen daher auch ohne Windstärkenbegrenzung betrieben werden können. Diese



Grundsätze finden sich auch so in den Normen-Reihen DIN EN 13814 und 13782 wieder.

Die Definition der Windgeschwindigkeit, ab der zukünftig eine Sicherungsmaßnahme einzuleiten ist hat sich allerdings geändert. Man spricht in der Norm nicht mehr von Windstärke ab der Sicherungsmaßnahmen einzuleiten sind, sondern von einer Referenz-Windgeschwindigkeit von $v_{ref} = 15$ m/s. Dabei handelt es sich um eine über einen Zeitraum von 10 Minuten gemittelte und in 10 m Höhe gemessene Windgeschwindigkeit. Für die Praxis hilfreich wäre allerdings eine messbare Böengeschwindigkeit am höchsten Punkt der Konstruktion. Die aktuelle Windlastnorm ermöglicht aber eine Umrechnung. Vereinfacht kann man von maximal zulässigen Böengeschwindigkeiten von 18 - 20 m/s (je nach Messhöhe) ausgehen was in etwa wieder der Windstärke Beaufort 8 entspricht.

Überblick Windlasten

Der folgende Abschnitt soll einen Überblick über die Windlasten nach den aktuellen Normen geben. Zur besseren Übersicht wird dabei exemplarisch unterschieden zwischen Windlasten für Zelte, Betriebswind für Bühnen und Windlasten für Bühnen ohne Windstärkenbegrenzung.

Windlasten für Zelte: Die in der Norm 13782 vorgegebenen Windlasten gelten zunächst einmal nur für Gebiete mit einer Referenzgeschwindigkeit von $v_{ref} \leq 28$ m/s. Das bedeutet für Deutschland die Gebiete der Windzonen 1, 2 und 3. Für Gebiete der Windzone 4 werden keine Angaben gemacht und auf lokale (bzw. nationale) Anforderungen verwiesen. Die Windlasten nach EN 13782 für Gebiete mit $v_{ref} < 28$ m/s und damit in Deutschland für die Windzonen 1, 2 und 3 gilt:

Windlasten für Zelte	nach EN 13782
Zone 1, 2 und 3	Staudruck q (kN/m ²)
0,0 m < h ≤ 5 m	0,50
5,0 m < h ≤ 10 m	0,60
10,0 m < h ≤ 15 m	0,66
15,0 m < h ≤ 20 m	0,71
20,0 m < h ≤ 25 m	0,76

Für Gebiete oberhalb $v_{ref} = 28$ m/s, damit in Windzone 4, gibt es für Deutschland eine Regelung im Anhang zur Musterliste der eingeführten technischen Baubestimmungen. Danach können die um den Faktor 0,7 reduzierten Windlasten nach DIN EN 1991-1-4 verwendet werden.

Windzone	Staudruck q (kN/m ²)		
	h ≤ 10 m	10 m < h ≤ 18 m	18 m < h ≤ 25 m
4 Binnenland	0,67	0,81	0,91
Küste der Nord- und Ostsee	0,88	0,98	1,09
Inseln der Nordsee	0,98	-	-

Windlasten für Bühnen - Fall Betriebswind ($v_{ref} = 15$ m/s): (Dies entspricht einer Böenwindgeschwindigkeit von 20 m/s gemessen in 10 m Höhe). Für Bühnen im Betrieb werden die Windlasten für vier Höhenintervalle angegeben:

Betriebswind	nach EN 13814
-	Staudruck q (kN/m ²)
h ≤ 8 m	0,20
8 m < h ≤ 20 m	0,30
20 m < h ≤ 35 m	0,35
35 m < h ≤ 50 m	0,40

Windlasten für Bühnen - Fall außer Betrieb ohne Windstärkenbegrenzung

Für Bauhöhen kleiner 5,0 m und oberhalb 8,0 m werden die Hierbei ist zu beachten, dass die in Deutschland anzuwendenden Windlasten nicht aus der DIN EN 13814 entnommen sind, sondern infolge der deutschen Ergänzungen zur DIN EN 13814

in der Muster Richtlinie technische Baubestimmungen für Deutschland anders geregelt sind. Die Werte aus Tabelle 1 der DIN EN 13814 für den Lastfall außer Betrieb dürfen nicht angewendet werden. In anderen europäischen Ländern, insbesondere mit Gebieten mit $v_{ref} > 28$ m/s, wird dies ebenfalls der Fall sein. Die Regelung für Deutschland bezieht sich wie bei Zelten für die Windzone 4 auf die aktuelle DIN EN 1991-1-4 wobei die dort aufgeführten Werte um den Faktor 0,7 reduziert werden können

Windzone	Staudruck q (kN/m ²)		
	h ≤ 10 m	10 m < h ≤ 18 m	18 m < h ≤ 25 m
1 Binnenland	0,35	0,46	0,53
2 Binnenland	0,46	0,56	0,63
Küste und Inseln der Ostsee	0,60	0,70	0,77
3 Binnenland	0,56	0,67	0,77
Küste und Inseln der Ostsee	0,74	0,84	0,91
4 Binnenland	0,67	0,81	0,91
Küste der Nord- und Ostsee	0,88	0,98	1,09
Inseln der Nordsee	0,98	-	-

Was tun bei Sturmwarnung

Wie bereits beschrieben ist eine Reduzierung der Windlasten nur möglich, wenn besondere Maßnahmen ergriffen werden können. Hierin ist ein Hauptgrund von immer noch aktuellen Diskussionen zu finden. Früher wurden die angesetzten Windlastreduzierungen ohne Überprüfung auf Durchführbarkeit akzeptiert. Das führte zum Teil zu Anforderungen die nicht realisierbar sind. z.B. ab Windstärke 8 ist der Betrieb einzustellen und das Dach herunterzufahren.

In der Regel ist ein Bühnendach durch Seilkreuze ausgesteift. Sobald das Dach heruntergefahren wird, werden die Seile schlaff und die gesamte Konstruktion verliert ihre Stabilität. Also genau das sollte man nicht tun.

Ein anderes Beispiel ist das Entfernen der Wandplanen. Bei Bühnen mit einer Höhe von 10m oder mehr, durchaus ein Problem, ohne lebensgefährliche Aktionen wie Erklettern des Daches und Aufschneiden der Befestigungen.

Abtackelungsmöglichkeiten

Die Windlastflächen (in der Regel die Wandplanen), die nur bis Windstärke 8 berücksichtigt sind, müssen innerhalb kurzer Zeit entfernt werden können. 10-15 Minuten scheint für uns dabei ein realistischer Zeitraum zu sein. Das Entfernen der Planen sollte vom Boden aus durchführbar sein.

Beispiele dafür sind:

- Wandplanen in Kederschienen
- Lösbare Verbindungen wie Klettverschlüsse
- Knüpftechniken mit Auslösemechanismus

Die Arbeitsschritte und Maßnahmen zur Reduzierung der Windlasten müssen in einer Arbeitsanweisung beschrieben werden.

Tag- und Nachtbereitschaftsdienst mit Verbindung zum Wetteramt

Es muss sichergestellt werden, dass jederzeit Personal Vorort ist um etwaige Maßnahmen einzuleiten. Aktuelle Vorhersagen und Sturmwarnungen können z.B. beim Deutschen Wetterdienst abgerufen werden (www.dwd.de).

Windlasten für Fliegende Bauten

... Fortsetzung

Messen der Windgeschwindigkeit

Bei jeder Konstruktion mit Windstärkenbegrenzung, muss die Windgeschwindigkeit überprüft werden. Hierzu sollte an der Konstruktion ein Windmesser am höchsten Punkt der Konstruktion angebracht werden, bzw. bei Konstruktionsgesamthöhen unter 8 m sollte der Ort und die zu messende Windgeschwindigkeit mit dem Aufsteller der statischen Berechnung abgestimmt werden.

Für Bühnen „im Betriebszustand“, bei denen z.B. die Seitenplanen vor Überschreiten des zulässigen Betriebswindes entfernt werden müssen, sollte man natürlich bei vorliegender Sturmwarnung vorsorglich früh (also vor/mit Erreichen z.B. einer gemessenen Windstärke 7) mit den Maßnahmen beginnen; insbesondere in Abhängigkeit der notwendigen „Abtakuungszeit“.

Durchlässige Wandverkleidungen

Oft werden für Bühnendächer so genannte Gazen eingesetzt. Dabei handelt es sich um ein durchscheinendes Gewebe

Seitenverkleidung mit Gaze

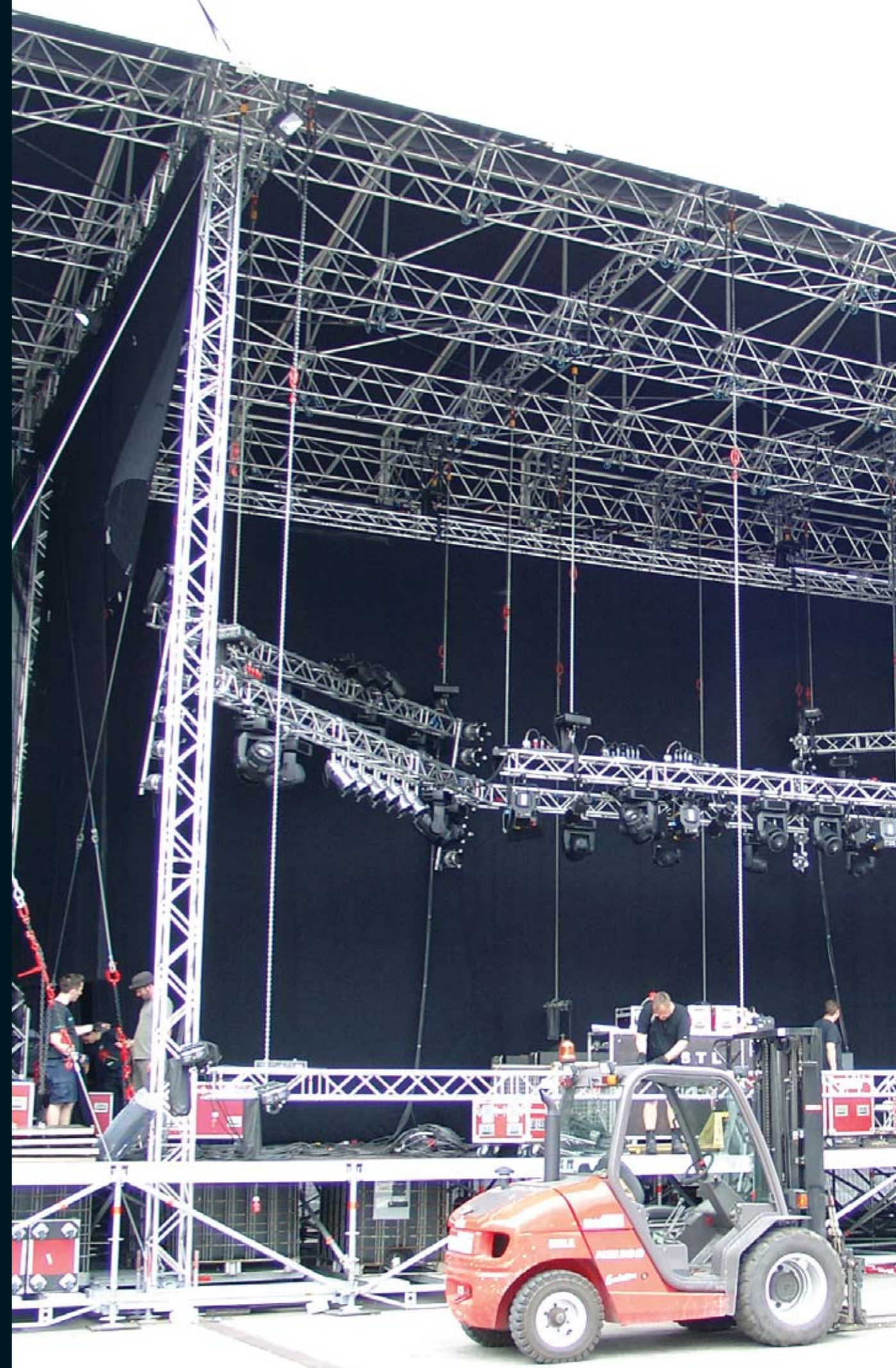
Oft wird auf die anscheinende Durchlässigkeit dieses Gewebes hingewiesen, und zum Teil werden Abminderungen der Windlasten angesetzt.

Windkanalversuche haben gezeigt, dass eine Verminderung des Winddrucks erst bei sehr grobmaschigen (5x5 cm) Gewebe zulässig ist.

Bei den heute größtenteils benutzten Gazen ist eine Abminderung der Windlast nicht zulässig. Der oft angegebene Wert der Luftdurchlässigkeit bedeutet nicht zwangsläufig Winddurchlässigkeit. Eine Winddurchlässigkeit darf nur angesetzt werden, wenn vom Hersteller ein Windkanal geprüfter cf-Wert für den Gazentyp angegeben wird.



Seitenverkleidung mit Gaze



Autoren:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Weitere Informationen gibt es von den Autoren unter:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de



Bühnendächer

Dieser Teil der Artikelserie zum Thema „Statik in der Veranstaltungstechnik“ widmet sich dem Thema Bühnendächer. Wiederum ist Feedback erlaubt und gewünscht!

Besonderheiten bei Bühnendächern:

Ein Bühnendach muss hohe Lasten aus Beleuchtung und Beschallung aufnehmen, sollte aber aus Einzelelementen leichter Bauart zusammengesetzt werden. Sinnvollerweise kommen hier hauptsächlich Aluminiumtraversen zum Einsatz.



Die leichte Konstruktionsart dieser Bauwerke hat wiederum zur Folge, dass diese sehr windanfällig sind, und in der Regel ballastiert werden müssen.

Neben Eigengewicht und Nutzlasten sind diese Konstruktionen also noch zusätzlichen Belastungen ausgesetzt.

Schneelasten werden in der Regel nicht berücksichtigt, da man bei einem Bühnendach sicherstellen kann, dass die Konstruktion nur bei entsprechender Witterung aufgebaut wird, oder Dachflächen schneefrei gehalten werden.

Eine Schneelast müsste im günstigsten Fall mit 68 kg/m Dachfläche angesetzt werden, und das kann von keinem üblichen Bühnendachsystem aufgenommen werden.

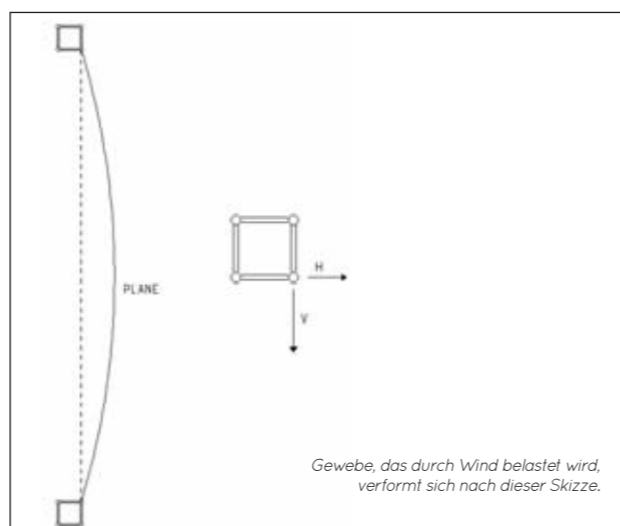


Windlasten stellen neben den Nutzlasten die wichtigste Belastung eines Bühnendaches dar. Eine ausgiebige Betrachtung der Windlasten finden Sie im Teil Windlasten für fliegende Bauten.

Die Rück- und Seitenwände einer Bühnenkonstruktion werden üblicherweise mit einer Plane oder Gaze geschlossen. Planen sind als undurchlässig anzusehen, während eine Gaze nur unter bestimmten Voraussetzungen eine gewisse Winddurchlässigkeit besitzt.

Bei der Berechnung kann man diese Winddurchlässigkeit allerdings nur dann ansetzen, wenn für diese spezielle Gewebe eine Bescheinigung des Herstellers oder Ergebnisse aus Windkanalversuchen vorliegen. Nur wenn der so genannte aerodynamische Kraftbeiwert c_f aus Versuchen ermittelt wird, kann eine Abminderung der Windlasten innerhalb der Statik erfolgen.

Planen oder Gaze bezeichnet man als Membranen. Diese Tragelemente können wie auch Seile nur Zugkräfte in Ihrer Verformungslinie aufnehmen. Die Windlast auf eine Plane bewirkt für die belastete Traverse also nicht nur eine Belastung in Windrichtung sondern gleichzeitig eine dazu senkrechte Komponente (beide Komponenten zusammen genommen nennt man **Planenzug**).



Gewebe das durch Wind belastet wird, verformt sich nach der nebenstehenden Skizze. Das zeigt, dass neben der horizontalen Kraft, der Windlast, auch ein vertikaler Kraftanteil wirkt.

Je straffer eine Plane gespannt ist, bzw. je weniger sie sich unter Last dehnt, desto größer ist der Planenzug. Die Windkraft erzeugt also eine vertikale Last, die größer als die horizontale Last ist.

Betriebsbedingungen

Bühnendächer in der Veranstaltungstechnik sind in der Regel „fliegende Bauten“, da der Aufbau nur temporär und an verschiedenen Orten erfolgt, d.h. die DIN EN 13814 (Norm für fliegende Bauten) kann angewendet werden.

Es dürfen „im Betriebszustand“ reduzierte Windlasten angesetzt werden, wenn sichergestellt ist, dass die Planen ab ca. Windstärke 8 abgetakelt werden können. „Außer Betrieb“ muss die restliche Konstruktion, also alles was nicht abgebaut oder abgetakelt werden kann, für die vollen Windlasten berechnet werden.

Vorsicht ist geboten bei Anforderungen wie z.B. ab Windstärke 8 ist der Betrieb einzustellen und das Dach herunterzufahren. In der Regel ist ein Bühnendach durch Seilkreuze ausgesteift. Sobald das Dach heruntergefahren wird, werden die Seile schlaff und die gesamte Konstruktion verliert ihre Stabilität. Also genau das sollte man nicht tun.

Ein anderes Beispiel ist das Entfernen der Wandplanen. Bei Bühnen mit einer Höhe von 10m oder mehr, durchaus ein Problem, ohne lebensgefährliche Aktionen wie Erklettern des Daches und Aufschneiden der Befestigungen.

Abtakelungsmöglichkeiten

Die Windlastflächen (in der Regel die Wandplanen), die nur bis Windstärke 8 berücksichtigt sind, müssen innerhalb kurzer Zeit entfernt werden können. 10-15 Minuten scheint für uns dabei ein realistischer Zeitraum zu sein. Das Entfernen der Planen muss vom Boden aus durchführbar sein.

Beispiele dafür sind:

- Wandplanen in Kederschienen
- Lösbare Verbindungen wie Klettverschlüsse
- Knüpftechniken mit Auslösemechanismus

Tag- und Nachtbereitschaftsdienst mit Verbindung zum Wetteramt

Es muss sichergestellt werden, dass jederzeit Personal Vorort ist um etwaige Maßnahmen einzuleiten. Aktuelle Vorhersagen und Sturmwarnungen können z.B. beim Deutschen Wetterdienst abgerufen werden (www.dwd.de).

Messen der Windgeschwindigkeit

Bei jeder Konstruktion mit Windstärkenbegrenzung, muss die Windgeschwindigkeit überprüft werden. Hierzu sollte an der Konstruktion ein Windmesser am höchsten Punkt der Konstruktion angebracht werden, bzw. bei Konstruktionseinstufigkeiten unter 8 m sollte der Ort und die zu messende Windgeschwindigkeit mit dem Aufsteller der statischen Berechnung abgestimmt werden.

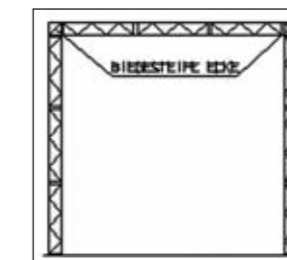
Für Bühnen „im Betriebszustand“, bei denen z.B. die Seitenplanen ab Windstärke 8 entfernt werden müssen, sollte man natürlich bei vorliegender Sturmwarnung vorsorglich früh (also vor/mit Erreichen z.B. einer gemessenen Windstärke 7) mit den Maßnahmen beginnen; insbesondere in Abhängigkeit der notwendigen „Abtakelungszeit“.

Aussteifung

Um eine ausreichende Stabilität einer Konstruktion zu erreichen, ist jedes Bauwerk entsprechend auszusteiern.

Dieses kann durch unterschiedliche Arten erfolgen.

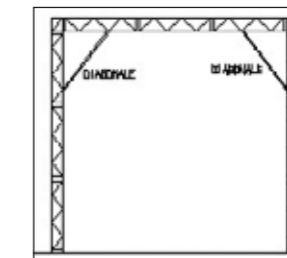
1. Aussteifung durch biegesteife Ecken



Die Ecken müssen jeweils nachgewiesen werden, Ihre Biegetragfähigkeit ist in der Regel kleiner als die Tragfähigkeit der Traverse.

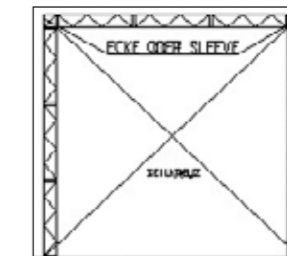
Diese Aussteifung findet in der Regel nur bei indoor Konstruktionen Anwendung.

2. Aussteifung durch Diagonalstreben



Diese Aussteifung findet bei indoor und bei kleineren Belastungen auch bei outdoor Konstruktionen Anwendung.

3. Aussteifung durch Seilkreuze (Verbände)

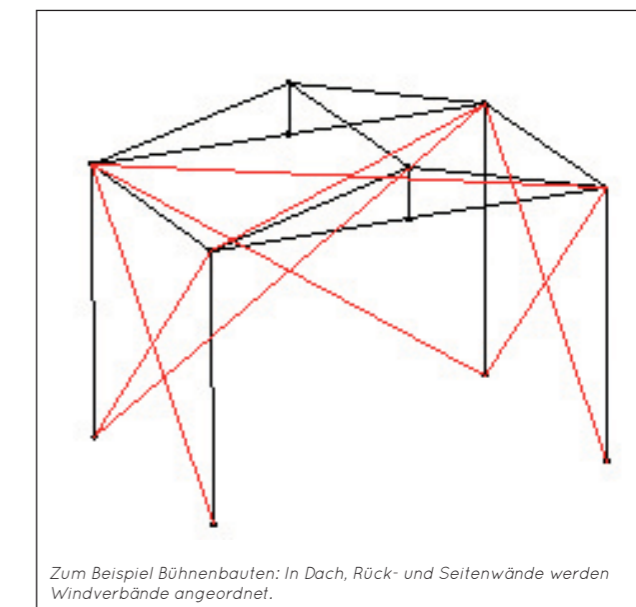


Diese Aussteifung kann bei allen Konstruktionen eingesetzt werden und ist statisch mit Abstand die beste Lösung.

Bei Bühnenkonstruktionen mit Sleeveblock sind Seilkreuzer immer notwendig, da ein Sleeveblock nur eine sehr geringe Biegetragfähigkeit besitzt.

Um ein Bauwerk auszusteiern benötigt man 4 Aussteifungsebenen.

Zum Beispiel Bühnenbauten: In Dach, Rück- und Seitenwände werden Windverbände angeordnet.

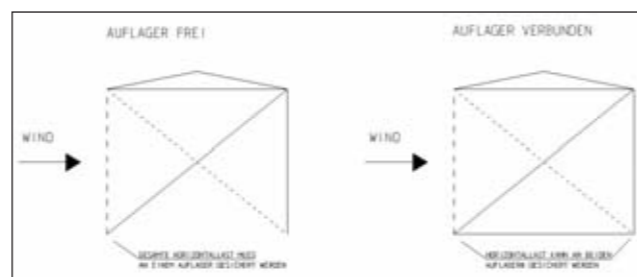


Zum Beispiel Bühnenbauten: In Dach, Rück- und Seitenwände werden Windverbände angeordnet.



Bühnendächer

... Fortsetzung



Hochfahren und Sicherung des Daches

Die üblichen Dachsysteme werden am Boden zusammengebaut und mittels Sleeveblöcken hochgefahren. Nach Erreichen der Endposition muss das Dach gesichert werden. Dafür gibt es unterschiedliche Systeme. Beispiele sind eingeschobene Riegel oder auch das so genannte Töthängen eines Daches. Dabei wird oft vergessen, das ein leichtes Dach bei Unterwind abheben kann, und somit auch gegen abheben gesichert werden muss.

Zum Thema Hochfahren des Daches ist noch wichtig zu wissen, ob das Dach mit Nutzlast oder nur unter Eigengewicht gefahren werden darf, und bis zu welcher Windstärke das Dach hochgefahren werden darf, da normalerweise die Aussteifung des Bühnendaches erst nach Hochfahren eingebaut wird. Beide Angaben können vom Statiker angegeben werden.

Ballastierung

Bei Fliegenden Bauten handelt es sich in der Regel um sehr leichte Bauwerke mit großen Windangriffsflächen.

Da eine konventionelle Fundamentierung mittels Betonfundamenten im Normalfall nicht möglich ist, muss die gesamte Konstruktion durch andere Maßnahmen gegen Umkippen und Verschieben gesichert werden.

Die Sicherung der Konstruktion kann durch verschiedene Arten erfolgen.

Gewichtsballast:

Gewichte aus Stahl, Beton oder Wassertanks die am Stützenfuß befestigt werden.

Erdanker:

Erdanker sind meistens Rundrohrprofile aus Stahl, die in den Erdboden eingetrieben werden.

Da die Gewichtsballastierung hauptsächlich zum Einsatz kommt, wird im Rahmen dieser Veröffentlichung nur diese Art der Sicherung angesprochen.

Die Größe des Ballastes ist aber nicht nur von den Windlasten abhängig, sondern auch von der Konstruktion der Bühne selbst. Eine ganz entscheidende Rolle spielt dabei, ob die Fußpunkte untereinander verbunden sind oder nicht.

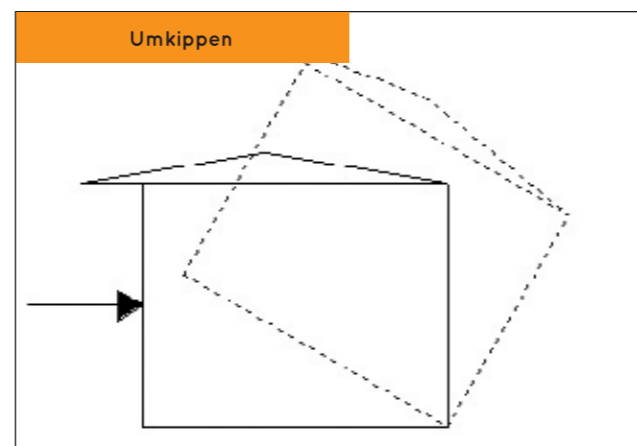
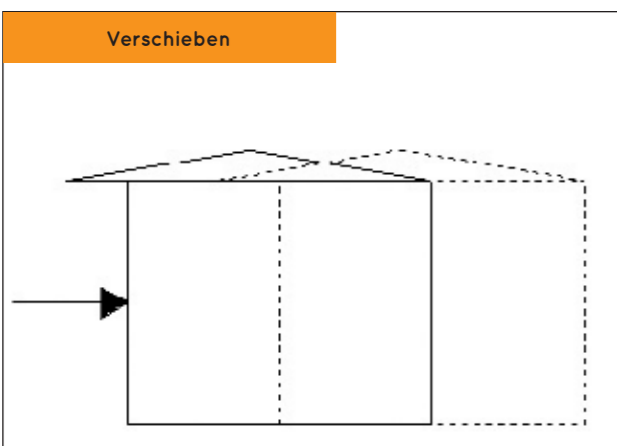
Eine Vergleichsrechnung einer Bühne mit 4 Stützen, mit den Abmessungen Breite x Tiefe x Höhe = 10 x 10 x 8 m bringt folgende Ergebnisse:

Erforderliche Ballastierung je Stütze:

ohne Fußpunktverbindung 4000 kg
mit Fußpunktverbindung 2000 kg

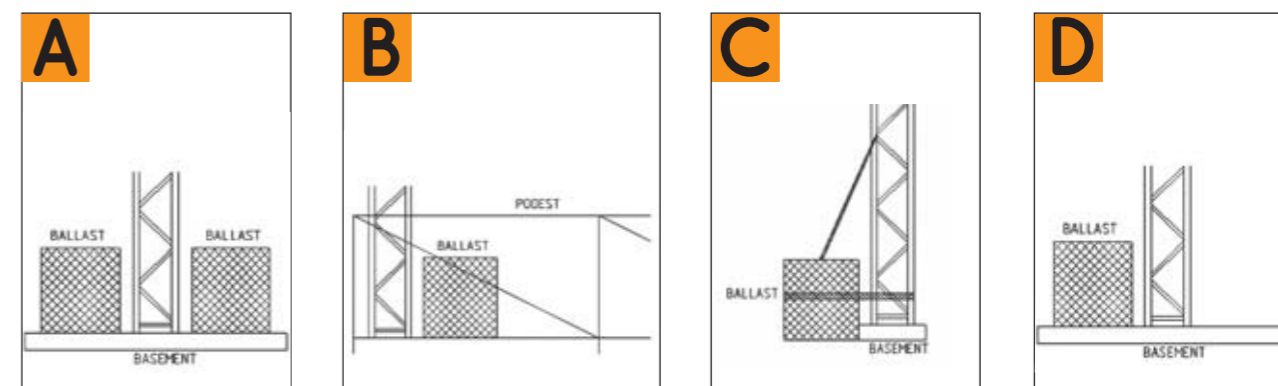
Es zeigt sich also, dass sich der Ballast durch Systemoptimierung extrem verringern lässt.

Auf die ermittelten Ballastzahlen dürfte dann noch das Eigengewicht einer kraftschlüssig angeschlossenen Podestfläche oder auch ständig eingehängte Nutzlasten angerechnet werden.



Anordnung des Ballastes am Tower

Der Ballast dient zur Sicherung von vertikalen und horizontalen Kräften, und muss so aufgestellt und befestigt werden, dass diese Kräfte aufgenommen werden können.



- A:** Symmetrische Ballastanordnung Basement muss für die Aufnahme des Ballastes nachgewiesen sein.
- B:** Einbindung der Stützen in eine Podestkonstruktion Podest muss ausreichende Tragfähigkeiten besitzen.
- C/D:** einseitige Ballastanordnung Stütze erfährt Zusatzbelastung (Moment) aus Außermittigkeit.

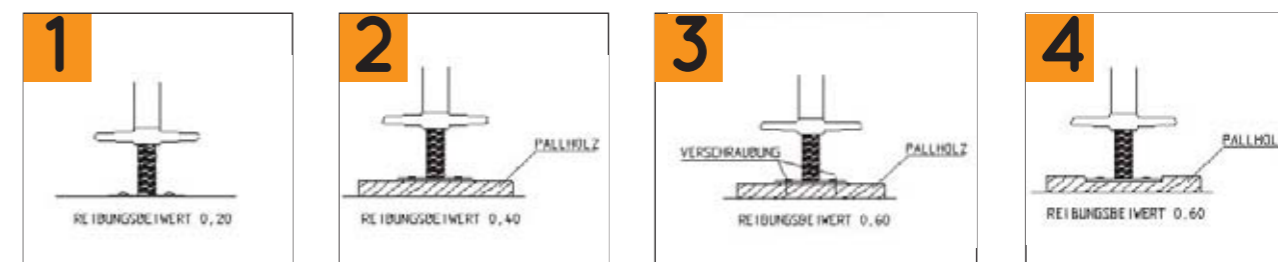
Reibungsbeiwerte

Der Ansatz der Reibungsbeiwerte erfolgt nach DIN EN 13814.

Für eine Stahlspindel auf Pallholz auf Beton/Asphalt sieht die DIN einen Reibungsbeiwert von 0,40 vor. Durch Verschraubung der Spindeln mit dem Pallholz, lässt sich der Wert auf 0,60 erhöhen.

Leider findet sich kein aussagekräftiger Reibungsbeiwert für die Verwendung von Gummimatten.

Praktische Beispiele für Reibungsbeiwerte:



erforderlicher Ballast für 1 kN = 100 kg horizontale Last

- | | | |
|--|--------------|----------------|
| 1. Stahlspindel auf Beton | $\mu = 0,20$ | 600 kg Ballast |
| 2. Stahlspindel auf Pallholz auf Beton | $\mu = 0,40$ | 300 kg Ballast |
| 3. Stahlspindel mit Pallholz verschraubt auf Beton | $\mu = 0,60$ | 200 kg Ballast |
| 4. Stahlspindel eingelassen in Pallholz auf Beton | $\mu = 0,60$ | 200 kg Ballast |

Autoren:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

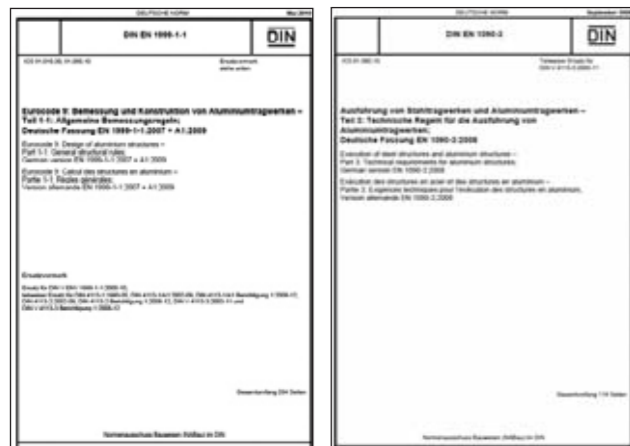
Weitere Informationen gibt es von den Autoren unter:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de

Trusses in event technology according to Eurocode

Trusses are used in event technology as load bearing elements for example for stages, tents and rigs. This use requires the compliance with quality standards in the production of the trusses and the proof of stability of the construction by a structural analysis.

Meanwhile this has to be done according to the following European standards:



EN-1999-1-1 Eurocode 9: Design of aluminium structures

Part 1-1: General structural rules

EN-1090-3: Technical requirements for aluminium structures

These codes represent the generally accepted standards of technology. In Germany the lists of acknowledged technical construction regulations of the federal states as well as the accident prevention regulations refer to these codes. After a transitional period the former relevant German standard DIN 4113 part 1 – 3 is obsolete now.

In Germany it is established to proof the compliance with the standards by a certification of a technical testing association (by example TÜV). This certification usually includes a check of the welding qualification certificate and the published load charts. Therefore these certifications have also to be updated according to the new standards. The values in the load charts of all trusses and manufacturers will change at least slightly.

Note: This certification has no significance for constructions that need building authority approval. The use has to be checked for every single case, but in doing so the same standards are valid.

This article deals with the changes that were made in Eurocode 9 compared to DIN 4113 and gives background information on the use and applicability of load charts.

What changed with the implementation of the Eurocodes resp. what remained the same?

First off:

The quality of the used aluminium alloy and the competence of the welder have not changed with the introduction of Eurocode 9. In other words, a truss that has been manufactured before the implementation of Eurocode 9 has no better or worse quality than a truss manufactured after the implementation.

What changed is the basic safety concept (not the safety level) and the determination of the bearing capacity. This is why the new load charts can and will differ from the old charts.

Safety concept:

DIN 4113 which is no longer valid, was one of the last standards based on a safety concept with global safety factors. According to this concept all safeties that have to be considered were applied generally on the material side which means the actual material data, e.g. tensile strength or yield strength of the aluminium alloy was reduced by a global safety factor.

All new standards and thus also Eurocode 9 define a safety concept with partial safety factors. It is differentiated between uncertainties on the loading side and on the material side. For the calculation the existing or expected loading, the so called characteristic loads are increased by a safety factor and the bearing resistance of the aluminium elements is reduced by an additional own safety factor. The bearing capacity according to DIN 4113 is therefore not equivalent to the bearing capacity according to Eurocode 9. Only if the safety factors on the loading side are taken into account the values are comparable.

Example: Comparison DIN 4113 / Eurocode 9		
	DIN 4113 (invalid)	Eurocode 9
Loading factor	1	1.5
Bending moment in the truss due to the loading	$M_d = 1.0 \times 1.0 \times 10^7 / 8 = 12.5 \text{ kNm}$	$M_d = 1.5 \times 1.0 \times 10^7 / 8 = 18.75 \text{ kNm}$
bending moment according to the manufacturer's load charts for a 30m-truss with main chords 50 x 3 mm	characteristic bending moment $M_{char} = 14 \text{ kNm}$	design bending moment $M_{ed} = 21 \text{ kNm}$
Conclusion: don't confuse M_{char} with M_{ed} , the trusses are actually the same!		

Conclusion: don't confuse Mpermissilbe with MRd, the trusses are actually the same!

The safety factors on the loading side are not defined in the aluminium standard, but in the standards for loadings. For temporary structures for example these are EN 13814 and EN 13782, for general building construction EN 1990 and EN 1991. The safety factors vary between 1.35 and 1.5 depending on the loadings and the type of construction. If multiple loads with different safety factors take effect at the same time the safety factors are adjusted by a combination factor.

In event technology the safety factor for so called Fliegende Bauten (temporary structures for recurring set-up) is lower than the factor for installations in exhibition or event halls (on this see also the last section of this article).

The uncertainty on the material side for metallic materials is smaller than on the loading side since modern production processes and quality control ensure constant quality. For aluminium structures safety factors between 1.1 and 1.25 are used. For this only pipes with CE-label are permitted.

Because of the division of the safeties the user has to check carefully which values are comparable. A given permissible load of an aluminium truss can or can not include the safety factors on the loading side.

We recommend that all load charts should include a safety factor of 1.5 for the payload. This safety factor should always be explicitly declared for the chart.

A comparison of the permissible loadings according to the old DIN 4113 with the loadings according to Eurocode 9 only makes sense if the safety factor on the loading side is included in the values according to Eurocode 9. But more on that later.

Calculation principles

Simplified it could be said that according to DIN 4113 the welding seam was supposed to be the weakest point of a truss. The bearing capacity was usually determined correctly according to the old standard but tests could not verify the cause of failure in the majority of cases. Usually the aluminium element right next to the welding seam in the so called heat affected zone (HAZ) fails first.

According to Eurocode 9 detailed examination of the peripheral and length dimensions of the HAZ is necessary to determine the bearing capacity correctly. A more detailed explanation goes beyond the scope of this article. For estimations it can be supposed that the resulting bearing capacity is of the order of the tensile strength of a completely heat affected profile. Note: if you want to use the standard yourself, pay attention to footnote 4 of table 3.2b.

The proof of components with buckling endangering changed formally, but the results are comparable to DIN 4113.

For bolted or pinned connections the edge and bolt distance can be taken into account more precisely according to Eurocode 9. Under the right circumstances this can lead to considerably higher resisting forces. For trusses with pinned connections however the connection is usually not decisive so this effect is not applied in this case.

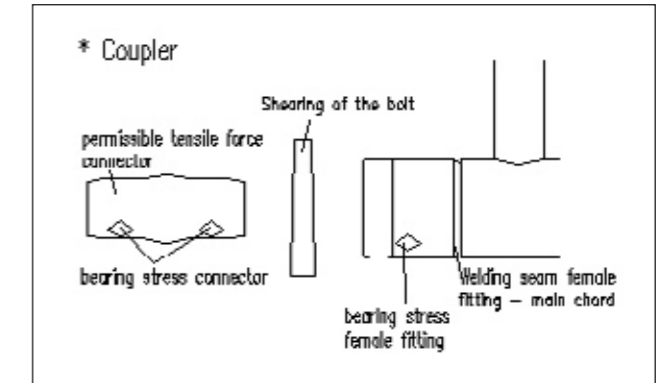
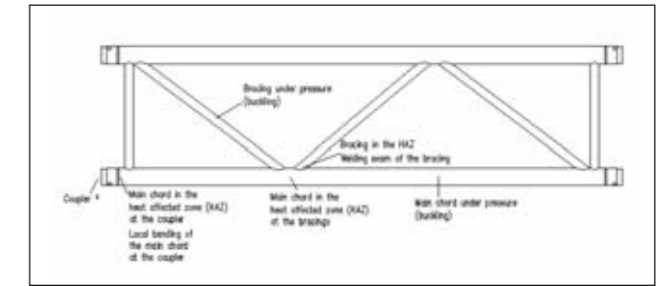
Welding qualification certificate (Schweißbeignungsnachweis) of the manufacturer

The required mechanical skills of the welder according to the new standard EN 1090-3 are similar to the ones according to the old DIN 4113-3.

But the formal welding qualification certificate changed since the new standard pays more attention to the work preparation (welding plans) and the examination of the welding quality.

Structural analysis of a truss and determination of the bearing capacity / resistance according to EN 1999

The calculation of a truss includes all components i.e. main chords, bracings, welding seams, connectors, bolts or pins, etc. For all these components the design values of the bearing capacity have to be determined.



If for example the bending resistance of a truss should be determined, the maximum tensile and compressive resistance has to be calculated at first. Since the decisive component cannot be determined in advance all components have to be checked.

For the main chord of a truss with conical or fork-end connection these are the following values:

Tensile and compressive load of the conical / fork-end connection

$$N_{Rd,cone}$$

Bearing stress of the conical / fork-end connector

$$F_{b, Rd, cone}$$

Shearing/bending of the bolt/pin

(equates the axial force of the main chord)

$$V_{a, Rd, bolt}$$

Tensile and compressive load of the main chord welding seam / HAZ

$$N_{Rd, HAZ/w}$$

Buckling of the main chord between the bracings

$$N_{Rd, chord}$$

For a pinned coupler:

- Shearing of the pins (equates the axial force of the main chord)

$$V_{Rd, pin}$$

- Bearing stress main chord at the pins

$$F_{b, Rd, chord}$$

Index R = Resistance; Index d = design

The smallest absolute value of these resistances is the tensile resp. compressive resistance $N_{Rd, main\ chord\ with\ connector}$ of the entire main chord.

The decisive design bending resistance of the entire truss (4 chords) is consequently:

$$M_{y, Rd} = 2 \times N_{Rd, main\ chord\ with\ connector} \times h$$

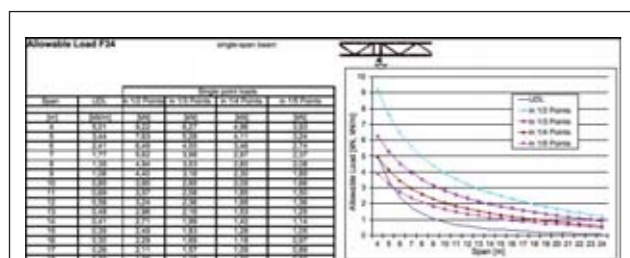
A closer examination is necessary if the position of the couplers is unknown. At these points the main chords are subjected to bending stress because of the interruption of the

Trusses in event technology according to Eurocode

... to continue

framework. This is why the interaction of axial force and bending moment is eventually decisive for the main chord. Based on these values load charts can be compiled. As described above attention should be paid to the included safeties on the loading side.

Application of load charts



Almost every truss manufacturer provides load charts of his trusses for the user. In these charts permissible loads are given in the form of uniformly distributed loads (UDL) or single point loads.

But how can these charts be evaluated, how can I use them and are the given values binding? The user faces a lot of questions. With this article we would like to try to facilitate the application of the load charts, resp. explain some basics.

The load charts are supposed to make the bearing capacities of the trusses clear to the user. For this purpose usually the system of a single span beam is chosen since it is the simplest system.

Furthermore the following fundamental basic conditions apply:

- truss is only vertically loaded
- load introduction at the nodes of the bracings and the main chords
- support at the nodes
- uniform distribution of the loads on two chords

Since these requirements are almost never completely fulfilled (especially the load introduction at the nodes and the uniform distribution of the loads) BGI-310-3 recommends to reduce the given bearing capacity by 20 %. Of course it is generally possible to utilize the given values completely if all requirements are fulfilled. If a system is utilized that heavily a structural analyst should always be consulted.

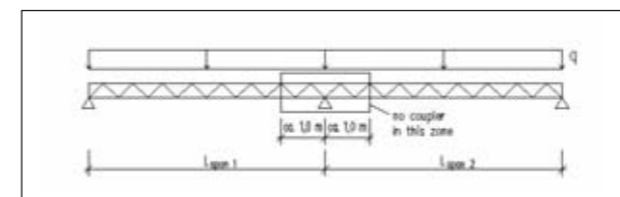
In which cases can I use the load charts?

Since the load charts are usually calculated for a single span beam they can only be used for such a system. For all other systems the charts are actually invalid.

In practice often other conditions are found. In the following requirements for an approximate pre-dimensioning of often used systems are given. The major problem of the transfer of the given loadings of a single span beam to other systems is the interaction of axial force and bending moment at the coupler, since the combinations of shear force and bending moment differ from system to system. Because of that it is demanded to arrange no couplers in critical zones or to reduce the permissible loads additionally by 25 %.

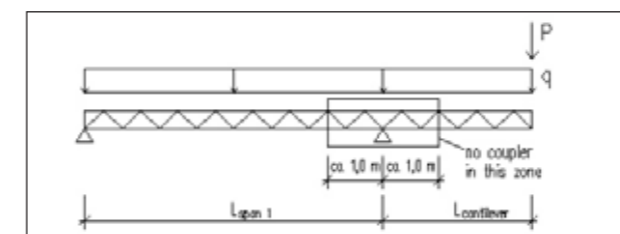
Two or multi span girder:

For uniformly distributed loads the permissible loads given for a single span beam for the longer span L_{span1} or L_{span2} can be used. As mentioned before this value should be reduced by 20 % according to BGI 810-3. In the sector above and next to the support in the middle no couplers may be arranged or alternatively the permissible load has to be reduced by 25 % additionally.



Cantilever:

For uniformly distributed loads the permissible loads given for a single span beam for the double cantilever length can be used. For a single load P at the end of the cantilever it has to be calculated with the value of a center single point load at a single span beam with quadrupled cantilever length $L = 4 \times L_{cantilever}$. Here again the recommendation of a reduction of 20 % according to BGI applies as well as the fact that no coupler should be arranged in the support zone or the permissible load has to be reduced by 25 %.



The load charts are primarily supposed for the choice of a suitable truss type. A load chart can be a substitute for a structural analysis only if all preconditioned requirements for the chart are verifiably fulfilled.

Also of importance is the fact that the load charts are calculated for a uniform distribution of the loads or for a load exactly in the middle or in the third points of the truss. In practice these cases almost never occur. With the following approach an estimation is possible: add up all loads applied on the truss, this sum has to be smaller than the center single point load.

Mixing of trusses

Dimensioning systems with different types of trusses is not possible via load charts. It is structurally possible to mix different truss systems if the following requirements are fulfilled:

- the used products have to be connected without clearance and without constraint
- only certified and tested systems may be used
- a structural analysis is necessary for each setup and the position of truss types has to be defined

To avoid problems with liability in case of damage we recommend to build constructions always with trusses of only one manufacturer.

Use of special components

The load charts are not applicable for special components such as corners, t-junctions, box corner etc.

Comparison of different charts

It seems reasonable to compare different truss types on the basis of the load charts. Important is to know the boundary conditions under which the calculations were made.

The following parameters have influence on the values:

Safety level:

According to DIN 13814 it is permissible to reduce the safety level for dead loads from 1.35 to 1.10 and for live loads from 1.50 to 1.35. This applies only for so called Fliegende Bauten (temporary structures for recurring set-up). For truss constructions in exhibition halls the higher safety level has to be taken into account.

Restriction of the deflection:

Some manufacturer publish load charts that include deflection restrictions (these are often 1/100 of the span length).

In building construction certain deflections may not be exceeded, for example for steel structures 1/300 of the span length. For temporary structures these deflection restrictions do not exist, but the deflection should always be kept in mind.

Utilization of the trusses:

Finally the rate of utilization of the trusses is essential. The trusses are increasingly utilized to their maximum. For our opinion this is not consistent with the purpose of the charts to estimate if a truss system is suitable for a construction.

Especially for heavily utilized trusses a detailed structural analysis is necessary.

The engineering companies Krasenbrink + Bastians and vom Felde + Keppler developed a brochure to enable a reliable estimation resp. pre-dimensioning of a system.

With this brochure you can determine permissible loads for different truss types for single-, two- and multi-span beams.

The brochure can be requested from the companies.

Authors:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Further information of the authors:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de

Regulations in Event-Technology

The following article is co-written by the companies “Büro für Tragwerksplanung und Ingenieurbau vom Felde + Keppler” and “Krasenbrink + Bastians Ingenieure” from Aachen, both companies have been working in the field of temporary structures for many years. This article is supposed to provide an overview of the legislation and approval procedures for temporary structures in Germany.

Legal basics

When do I need which verifications and approvals for which construction? What is a structural report, a verifiable calculation, a structural analysis or a proof of stability?

For constructions in event technology there are basically two legal bases in Germany:

1. D1. The building law that is governed by the Landesbauordnungen (building regulations of the federal states)

2. Accident prevention regulations (e.g. BGV C1)

Relating to our subject structural analysis in event technology all regulations have the same prime objective:

Quotation from the Musterbauordnung (Model Building Code): “§3(1) Constructions have to be located, built, modified and maintained in a way that public safety and order, in particular life, health and natural resources will not be endangered.”

The formulation of the accident prevention regulation BGV C1 is a bit different but basically the same.

Furthermore both regulations demand analogously that the safety has to be ensured by objective criteria for example acknowledged technical rules. In this regard it is often referred to “generally accepted standards of technology” which have to be observed. This demand implies not only that a construction just does not collapse but that a certain safety level is verifiable kept.

The personal conviction “that will work” or “we always did it that way” or “others also build it like that” is insufficient.

Single simple products for example attachment gears can be verified by a certificate of the manufacturer or by tests. For more complex constructions a structural analysis is necessary.

In this regard it doesn't matter if it is referred to a structural report, a verifiable calculation, a structural analysis or a proof of stability. All terms correspond to the same thing. Usually these calculations are compiled by stress analysts/structural engineers.

Depending on the construction and the application a verified calculation is required. This means the structural report is checked additionally by an independent and publicly acknowledged surveyor (e.g. TÜV or Prüfenieur, explanation see below).

Generally accepted standards of technology

Generally accepted standards of technology are standards that are fully developed in practical use and acknowledged body of thought of the people working in that field (definition from the encyclopedia juraforum.de).

Information on generally accepted standards of technology can be found in the Liste der bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen (list of acknowledged technical construction regulations), in standards, in accident prevention regulations and in various guidelines.

Aggravating and hard to understand for laymen is the fact that the regulations named above are not necessarily always generally accepted standards of technology. Technical innovations that have proven to work are often not contained in older standards.

On the other hand new standards for the building sector are not necessarily valid for constructions in event technology.

Current discussions concerning wind force limits for temporary structures, friction coefficients for materials that are not listed in the DIN EN 13814, or questions of interpretation concerning safety of machinery installations, show how the generally accepted standards of technology are constantly changing respectively adjusting to the state of the art.

As a consequence it is not always clear which regulations have to be applied, especially in young and innovative sectors as event technology, because there may be situations that have not been considered in regulations so far, respectively constructions have to be rated for which no experience data is available.

The views on the safety level that has to be kept can be differing, especially if constructions cannot be clearly related to building law or machinery directive.

The most important regulations with essential safety requirements are:

DIN EN 1991 -
Actions on structures:
gives characteristic values for various types of loads and densities for all materials which are likely to be used in construction

DIN EN 13814 -
Fairground and amusement park machinery and structures and

DIN EN 13782 -
Fliegende Bauten – Zelte:
europäische Normen für fliegende Bauten; Grund für die Aufteilung zwischen allgemeinen fliegenden Bauten und Zelten ist, dass an Zelte höhere Anforderungen gestellt werden, da sie im Gegensatz zu Fahrgeschäften oder Konzertbühnen auch als Zufluchtstätte dienen und deshalb sturmsicher sein müssen. Die erhöhten Anforderungen betreffen daher im Wesentlichen die anzusetzenden Windlasten.

Directive 2006/42/EC -
European machinery directive

FIBauR -
Richtlinie über den Bau und Betrieb fliegender Bauten (Regulation for building and operation of temporary structures): administration, building and operation regulations for temporary structures in Germany

DIN 56950 -
Entertainment technology -
Machinery installations:
Safety regulations for machinery installations in Germany

BGV C1 -
BG-Regulation for Staging and Production Facilities for the Entertainment Industry and

BGI 810-3 -
Safety for Productions and Events -
Overhead Loads: accident prevention regulations

Technical Guidelines for trade fairs

Constructions in building law

Typical constructions in event technology that are governed by building law are among others pavilions, podiums and stages. The German law distinguishes between temporary structures for recurring or non-recurring set-up. Temporary structures that are recurring set up at different places are called Fliegende Bauten (literally translated “flying buildings”) in Germany.

Fliegende Bauten (temporary structures for recurring set-up)
Regulations for Fliegende Bauten are established in the Landesbauordnungen (building regulations of the federal states), but they are actually the same all over Germany. Because of that in the following it is referred to the Musterbauordnung (Model Building Code), short MBO, which is the basis for the Landesbauordnungen.

Fliegende Bauten are defined in the MBO as follows:

“Fliegende Bauten are constructions that are suitable and destined to be repeatedly set up and dismantled at different places.” The emphasis is on the repeated set-up. Constructions that are built in the same way but only once are no Fliegende Bauten in terms of the standards. Exceptions can be made per resolution by the responsible state department (e.g. for amusement parks).

A structure is regarded as temporary as long as it is set up for less than three months. For an operating life longer than three months the local building authorities have to decide if the construction can still be regarded as Fliegender Bau. In addition to safety issues in this case the local building authorities have also to be consulted in regard to planning law.

But also for an operating life shorter than three month it has to be checked if the operating and load conditions that are defined for very short operating life, are valid.

Temporary structures for non-recurring set-up
In the Landesbauordnung there is no category for constructions that are only set up once. Usually they are rated as special building for which in individual cases special regulations are made or facilities are granted.

Constructions with or without licensing requirement
Constructions with licensing requirement need a model approval. Construction without licensing requirement do not need a model approval, but for both kinds the following basic principle of the Landesbauordnung is valid:

“The stability of the construction has to be ensured.”

In individual cases the building authorities can therefore ask for a proof of stability at any time. In this case it is not sufficient to show “that it works” but a certain safety level has to be proofed what can usually only be done by a structural report.

Fliegende Bauten that do not need a model approval are:
“Fliegende Bauten with a height up to 5.0 m that are not destined to be entered by visitors.”

“Stages that are Fliegende Bauten including roofs and other superstructures with a height up to 5.0 m, a base area up to 100 m² and a ground floor height up to 1.5 m.”

“Tents that are Fliegende Bauten with a base area up to 70 m².”

Test book (Prüfbuch)
For all other Fliegende Bauten it has to be applied for a model approval at the local building supervisory authority in the district of the owner's office or residence. For this approval a structural report verified by an inspection office, drawings of the construction and a operation manual has to be submitted. The model approval is granted after a check of the building (test set up with inspection and acceptance) in form of a test book for a limited period. It is valid all over Germany. (The responsible approval authorities will be explained later.)

The temporary validity of the test book can be extended at the end of the period of validity after an extension check. With the introduction of the European standards the loads for Fliegende Bauten have partially changed. Relevant is in particular the modification of the wind loads and an equivalent load that has to be applied on the roofs of stages. In addition to that the material standards are also changed. Because of these reasons an extension of the model approval is not generally possible but has to be checked for every single case. Usually the validity of the test book is extended with some restrictions.

The local building supervisory authority has to be notified of the set-up of the construction before starting the work. Usually for every set-up an acceptance of the construction by a building inspector takes place and is noted in the test book.

Temporary structures for non-recurring set-up without license requirements
“Structural works that are constructed on an approved fairground or exhibition area for less than three months, except Fliegende Bauten”

"Sales booths and other structural works on street parties, fairs and markets, except Fliegende Bauten"

The second phrasing is a bit vague, on inquiry at the building supervisory authority in the end the procedure is the same as for buildings with licensing requirement.

For all other one-time constructions formally it has to be applied for a planning permission at the local responsible building supervisory authority. Usually a planning permission as requested for permanent buildings is not necessary but it is agreed which documents have to be submitted and which requirements have to be observed. For small buildings that do not interfere with the escape- and emergency routes usually a structural report that has to be verified eventually is sufficient. The requirements increase for bigger or more complex buildings. A close consultation with the responsible building supervisory authority is essential in this case.

Verification of structural reports

According to the Landesbauordnungen a structural report verified by an inspection office is required for Fliegende Bauten with licensing requirement. Usually this verification is done by an authorized Technischer Überwachungs-Verein, short TÜV (technical testing association).

If the building supervisory authority requires the submission of a verified structural report for a one-time construction, the structural report has to be verified by a licensed Prüfingenieur (stress analyst who is licensed for verifying structural reports). The verifying license has to be in accordance with the used materials (for Fliegende Bauten usually a Prüfingenieur licensed for steel constructions is required). A consultation of the building supervisory authority regarding the choice of the Prüfingenieur is strongly recommended.

Approval authorities

The approval authorities differ from one federal state to another. Decisive is the state in which the owner's business is registered (not where the construction is erected). If the owner is from abroad the authority of the state in which the construction is erected for the first time is competent according to the MBO, actually the owner can choose an authority.

In some federal states the approval authority is also conferred to the Technische Überwachungsvereine (TÜV). In other federal states the approval authority is concentrated on single building supervisory authorities that are competent for certain regions. A list of the competent approval authorities can be downloaded from our homepage.

For non-recurring set-ups the local building supervisory authority is competent.

Abroad

Despite uniform European standards still applies:

- approvals from abroad are not valid in Germany
- manufacturer and owner from abroad need an approval of a German authority
- approvals from Germany are not necessarily valid abroad

An essential reason for that can be found in the wind loads that differ from one country to another, especially for locations exposed to the wind as coasts or mountains. Also differing are fire safety regulations.

Constructions according to machinery directive / BGV C1

In the entertainment industry these regulations apply to backdrops for lighting for example of trusses, movable lighting towers or screens.

For these constructions there is no prescribed approval procedure as in building law. In practice usually a certification by an authorized surveyor is demanded for private-law and insurance reasons. This certification can be done on the basis of a structural analysis and/or tests.

Exhibition stand construction

For buildings that are constructed on an approved fairground or exhibition area according to MBO no license is required. Often the fairground or exhibition operators establish requirements and regulations of their own, which get more and more harmonized.

Information on the fairground regulations can be found via a link on our homepage.

Examples

1. Example:

- Stage roof height 6.0 m
- base area 80 m²
- repeated set-up at different places

In this case a model approval in form of a test book (Prüfbuch) is demanded.

The following documents are required for a test book:

- operation manual
- structural report verified by an approval authority
- drawings of the construction
- material certificates
- building approval
- welding qualification certificate
- verification of low flammability according to DIN 4102-2

The compilation of a test book takes place in three stages:

1. compilation of the documents (customer/stress analyst)
2. verifying and approval of the documents and test set up with inspection and acceptance
3. compilation of the test book (approval authority)
This process takes easily three months!

A test book for a roof stage is valid for three years.

If the final compilation of a test book is not possible before the first set-up because of a lack of time, it is usually possible to get a provisional approval for the first operation.

2. Example:

- Stage roof height 4.0 m
- base area 20 m²
- repeated set-up at different places

This is a temporary structure without license requirements. The owner has to ensure the stability of the construction what can usually only be done by a proof of stability. The technical requirements are the same as for structures with license requirement. The building authority could therefore demand a structural report.

3. Example:

- Stage roof height 6.0 m
- base area 60 m²
- first set-up on a town festival

The owner bought the material for the stage on short notice and wants to use the stage for further events. If necessary he wants to modify the system after the experience of the first set-up.

Since it is the first set-up of this construction and it is not sure if it will be built in this way another time, the owner considers the stage as a one-time special building which has no license requirements because the set-up is at a town festival.

In this case it is recommended to previously contact the building supervisory authority since it is not obvious for the building authority that it is a one-time set-up and because of that no Fliegender Bau in terms of the regulations. Since the limit of the dimensions for Fliegende Bauten without license requirement is exceeded, the building authority can ask for a test book.

Experience shows that pragmatic solutions are possible if the building authority is contacted early and all cards are put on the table. Anyhow, the submission of a test book is almost always demanded and if a stage has dimensions like that at most times also the verification by a surveyor (TÜV or Prüfingenieur).

4. Example:

- Podium system height 1.5 m
- base area 20 m²
- as observation deck for spectators at a parade

This is formally a temporary structure without license requirements, but the owner needs at least a proof of stability.

Experience shows that the building authority often asks for a verified structural analysis because of the large number of people on the podium. This is not necessary if it is a common podium system in standard assembly with documents of the manufacturer that show the correct use.

5. Example:

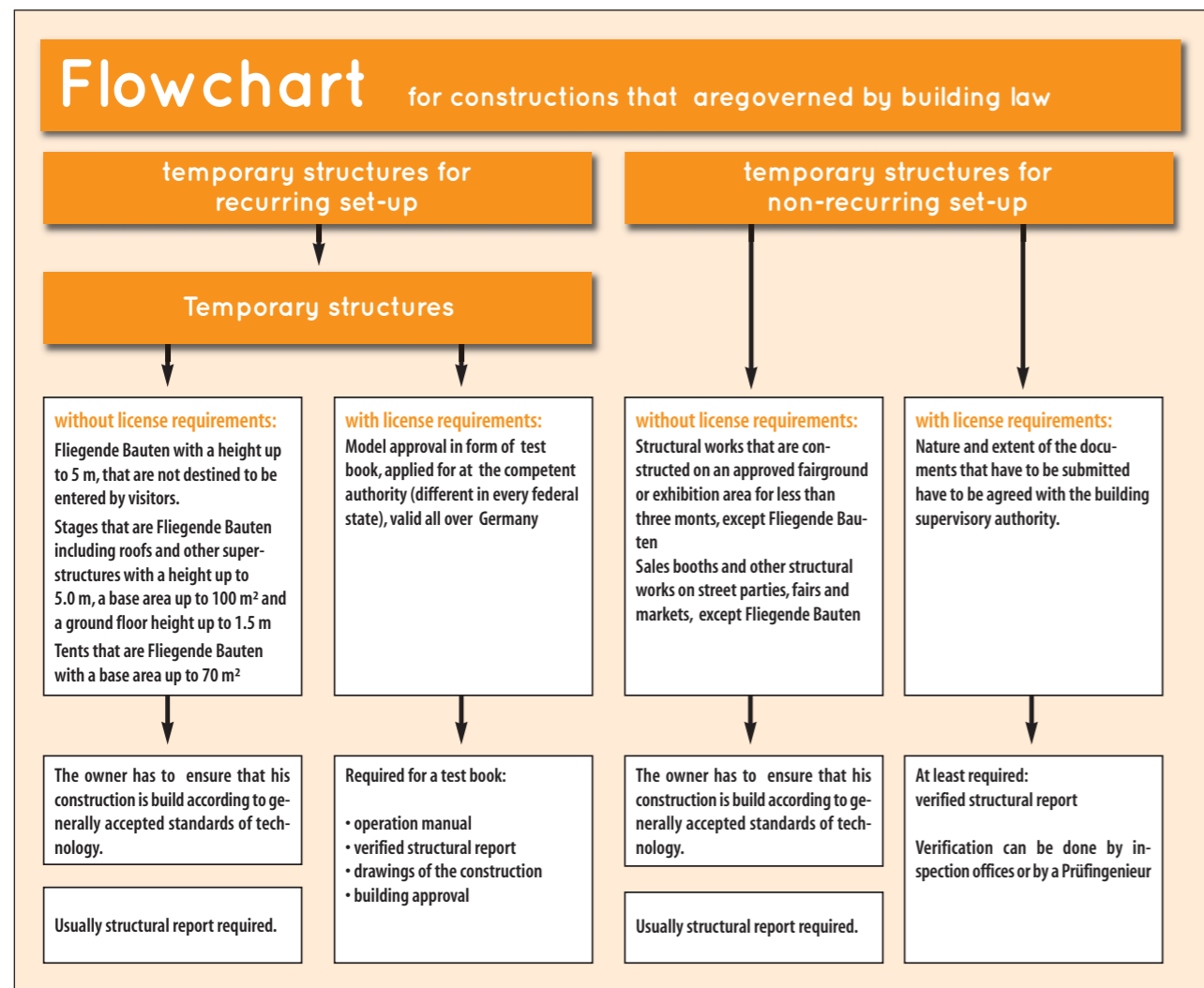
- Permanent installation of a rig in a festival hall

In this case a verified structural report is required.

6. Example:

- Temporary installation of a rig in a festival hall

The manufacturer of the trusses usually publish load charts with permissible loads for single span beams. If the rig corresponds to the system of a single span beam, the allowable load can be determined with these charts. According to BGI 810-3 this loads should be reduced by 20%. If the truss should be higher utilized or the system is a multi-span beam a structural report is required at any rate.





Easy job or risky business?

There is no other area in the event engineering where equally large systems are used without proper calculation. But exactly in this area the theoretical basics are of great importance.



THIS is not how it was planned

- Can I do the structural report on my own?
- Can I dimension the construction by using loadcharts?
- Which motors do I have to use?
- What about the loadtransmission in the existing building?
- Can a rigg be suspended and simultaneously supported?
- Can PPE be attached at truss riggs?

Suspended truss constructions or truss riggs are truss constructions of various shapes which are installed subsequently in halls or venues for installation of light and sound or other loadings. Usually these constructions are moved under load.

Standards / Regulations

In addition to the general construction standards (Eurocodes) for example DIN EN 1991 - Actions on structures (formerly DIN 1055), DIN EN 1999 - Aluminium structures (formerly DIN 4113) or DIN EN 1993 - Steel structures (formerly DIN 18800), further requirements have to be considered.

As there are normally people below the rigg, the **BGV C1** together with the BGI 810-3 have also to be considered.

The BGV C1 (BG-Regulation for Staging and Production Facilities for the Entertainment Industry) is an accident prevention regulation according to 15 of book VII of the

Social Code. Therefore this regulation has the character of a law. An accident prevention regulation is actually a provision that applies to employees, but the contained rules may be regarded as state of the art. Consequently these regulations should apply to all riggs with endangerment of persons.

Foreign companies that operate in Germany should therefore also apply the BGV C1. This can likewise be derived from the BGV A1: Principles of Prevention.

What is regulated by the BGV C1?

In the following only some rules of the BGV C1 which affect the verification of stability are explained.

Safety factors / working coefficients

The BGV C1 in conjunction with the BGI 810-3 determines the safety factors / working coefficients for the individual components.

Basically it is distinguished between the following components:

- Load bearing elements (trusses, beams, etc.)
- Attachment gears (ropes, chains, shackles, etc.)
- Tragmittel' (BGV C1 hoists, D8 hoists, etc.)

Load bearing elements (trusses):

Every system has to be verified in a structural report in written form. The systems are designed with the usual safety factor in building construction of approx. 2.0 for the ultimate limit state (no doubling of the working coefficient). This calculation is already done for some standard systems (single span beam) by the manufacturer and documented in tables. It should be noted that all requirements of the SQ P1 section 3 are fulfilled, for example the provision of technical drawings, information about the material, allowable internal forces and section properties.

A table or a chart without further specifications is not meaningful and not sufficient. In particular specifications about the rigging of the trusses and the way loads are attached are often missing.

In accordance to BGI 810-3 the loadings have to be determined with a dynamic factor of 1.2. This value has to be understood as minimum limit in any case. Usually the loadcase 'emergency stop' of a construction has higher



dynamic increase factors. Particularly fast moving systems or systems with loads that are moved above persons should be calculated with a higher increase factor.

Attachment gears:

The load bearing capacities of attachment gears are given by the manufacturer. The maximum utilization is limited to 50 . For example for wire ropes a utilization coefficient of 5 is required, according to BGV C1 this value has to be doubled again.

	No persons under load	Persons under load
	Working coefficient Directive 2006/42/EC (Machinery Directive), Annex 1*	Working coefficient doubled to achieve inherent safety as specified in BGV C1/GUV-V C1
Wire ropes	5	10
Round slings with a wire-rope core	5	10
Round slings and webbing slings made of man-made fibres	7	14**
Chain slings	4	8
Shackles as specified in EN 13889	5	10
Metal parts used for attachment purposes***	4	8

* If applicable
 ** May only be used in combination with a secondary safety component as described in Section 2.3
 *** E.g. turnbuckles, load-measuring devices, beam clamps or O-rings

Excerpt from the BGI 810-3

Support means - Choice of motors

There are different classifications for the common hoists (motors). A distinction is made here between BGV C1, D8, D8

Einsatz	Art	D8	D8 with safety back-up	D8 plus	C1
holding of loads		prohibited	allowed as per table 3	allowed as per table 3	allowed as per table 4
set-up, dismantling or installation		prohibited	prohibited	prohibited	allowed as per table 4
movement on stage		prohibited	prohibited	prohibited	allowed as per table 4
complicated movement on stage		prohibited	prohibited	prohibited	allowed as per table 4

with secondary safety component and D8+ motors.

Excerpt from SQ P2

A BGV C1 motor may lift respectively suspend loads above persons. All other motors may not lift loads above persons. D8 motors with secondary safety component and D8+ motors may suspend loads above persons only statically. It must be ensured that the secondary safety component is attached in such a way that there is no drop (drop = 0 cm). It is reasonable to unload that motor. The secondary safety component has to be installed inherently safe which means only half of the WLL of the secondary safety component and the motor may be utilized.

Structural Report

The geometry of the truss riggs is adapted individually to the needs of the event. Usually the suspension points are determined by the event location. The precise suspension possibilities with the according load limits have to be known before the hanging of a rigg. This informations should be provided in written form by the management of the hall.

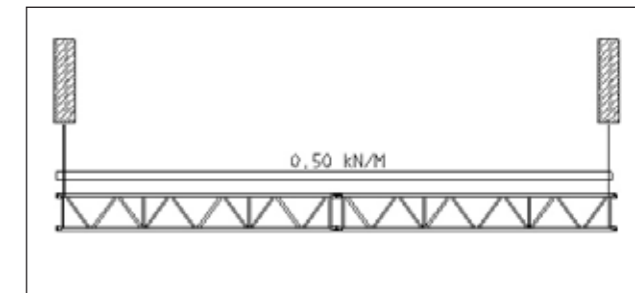
If this information is not available it has to be calculated on the basis of the existing structural report of the hall. Additional loads should not be applied on an existing construction without further examination / structural analysis.

As stated above only very simple constructions with defined boundary conditions can be dimensioned by using the manufacturer's information.

Usually these informations are restricted to a single span beam with uniformly distributed loading or a single load in the middle of the beam. But already the two-span beam - a simple system - can not be measured this way.

In the following two examples for explanation (single- and two-span beam):

- Example 1:** length truss: 8.0 m
 loading: 0.50 kN/m i.e. 50 kg/m
 self-weight truss: 0.10 kN/m



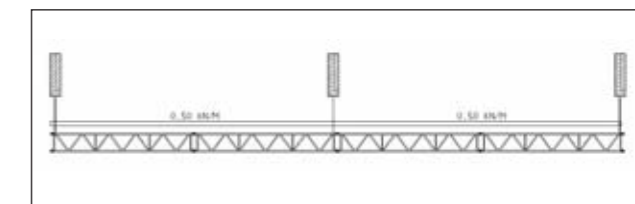
This is the only example that can be measured with the loadcharts usually published by the manufacturer. The reaction forces at the hanging points result from the self-weight of the truss and the suspended load.

The sum of the loads is evenly divided on both supports, in this case: $8.0 / 2 \times (0.50 + 0.10) = 2.4 \text{ kN}$.

This load assumption is very simplified. It is important to take all loads into account. This includes cable loading, loads for motors and attachment gears, etc.

Usually these loads are not uniformly distributed but resulting of a number of different single point loads. If the single point loads are evenly distributed the calculation above is correct, otherwise the reaction forces have to be determined from the unevenly distribution.

- Example 2:** length truss: 2 x 8.0 m
 loading: 0.50 kN/m i.e. 50 kg/m
 self-weight truss: 0.10 kN/m



In this case the loadcharts can not be used without further calculation any more. The permissible loads of the truss charts can not be utilized completely but have to be calculated separately.



Easy job or risky business?

... to continue

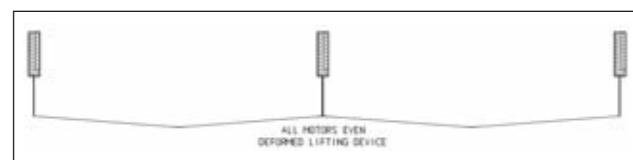
The reaction forces can not be determined by total load divided by the number of supports any longer. This is an entirely wrong assumption and should not be used in any case.

The reaction force of the outer supports is: $0.375 \times 8 \times (0.5 + 0.1) = 1.8 \text{ kN}$, the force at the support in the middle is $1.25 \times 8 \times (0.5 + 0.1) = 6.0 \text{ kN}$ (this calculation is made idealized for rigid supports, on closer analysis the stretch of the ropes/chains has to be considered).

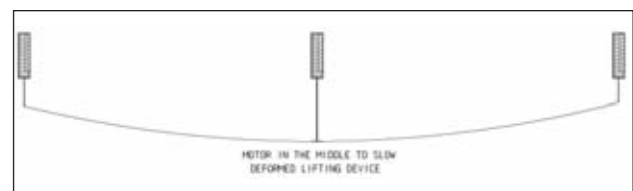
This calculation is only correct if all suspensions have the same length respectively if the motors move with the same speed.

Especially for the hoisting of loaded rigs with more than two motors on one length respectively with more than three motors in a plane system the only way to realize the calculated load distribution is to use motors with load control. If the motors hoist uneven a redistribution of the loads will take place. This can lead to overloading of the hanging points and the rigg.

For example at a two-span beam:



Outer suspension load = 1.80 kN, middle suspension load = 6.0 kN maximum bending moment for the load bearing element: $M = (0.5 + 0.1) \times 8 = 4.80 \text{ kNm}$ (moment at the middle support) If the middle suspension is not hoisted even to the outer ones, the following constellation results:



Extreme case: the suspension in the middle is free of load

Outer suspension load = 4.8 kN, middle suspension load = 0 kN maximum bending moment for the load bearing element: $M = (0.5 + 0.1) \times 16 / 8 = 19.2 \text{ kNm}$ (moment of span of 16m).

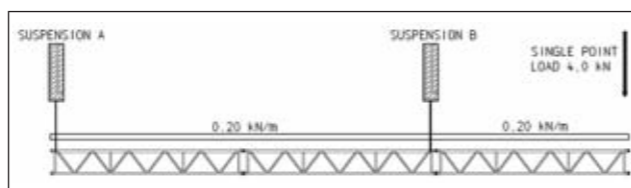
Thus the bending moment has quadrupled. In this case the safeties are largely exhausted, so that a failure of the system is very likely.

Special systems:

Systems with rope suspensions can also be unstable:

Example

length truss: single span beam 8.0 m with cantilever 4.0 m
loading: 0.10 kN/m i.e. 10 kg/m
self-weight truss: 0.10 kN/m

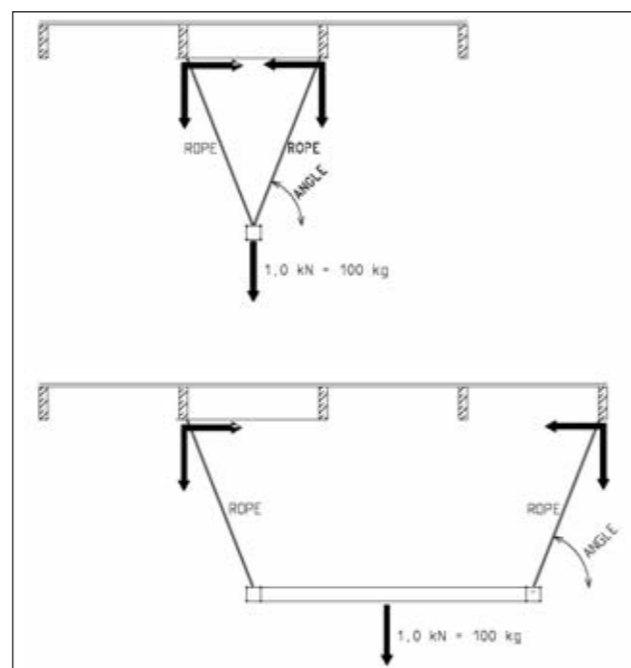


In this system the single Point load lifts the truss at the first suspension. At this point a special braced compression strut is necessary to avoid a failure of the system.

Further information concerning the application of load charts see our article 'Trusses in event technology according to Eurocode'.

Inclined Suspension

Usually only vertical loadings for the suspension points of a hall are specified. If the rigs are only moved vertical by the motors this load information is sufficient for example for the roof girders. Often rigs are moved by lifts or motors and



afterwards "hung dead". This "dead-hanging" should also only be carried out vertical.

Sometimes it is necessary to suspend inclined (bride). At an inclined suspension not only vertical but also horizontal forces are generated at the attachment points. Depending on the angle these horizontal forces are equal to or even higher than the vertical component. They have to be examined separately. Often these forces can not be absorbed by the construction of the hall.

Depending on the angle the forces in the ropes of the bride can be a multiple of the suspended load.
Suspended load: 1.0 kN (100 kg) see table

Angle of the bride	Force per rope	Vertical component at attachment point	horizontal component at attachment point
80°	0.51 kN	0.50 kN	0.09 kN
45°	0.71 kN	0.50 kN	0.50 kN
15°	1.93 kN	0.50 kN	1.87 kN

Suspending a rigg partially from the ceiling and supporting it with pillars

Suspending and in the same time supporting a system is only possible under certain conditions. It has to be ensured that the deformation of the roof and the ceiling is very small or due to the system without influence.

Otherwise the deformation leads to unintentional redistribution of the loads as described above for uneven hoisting motors.

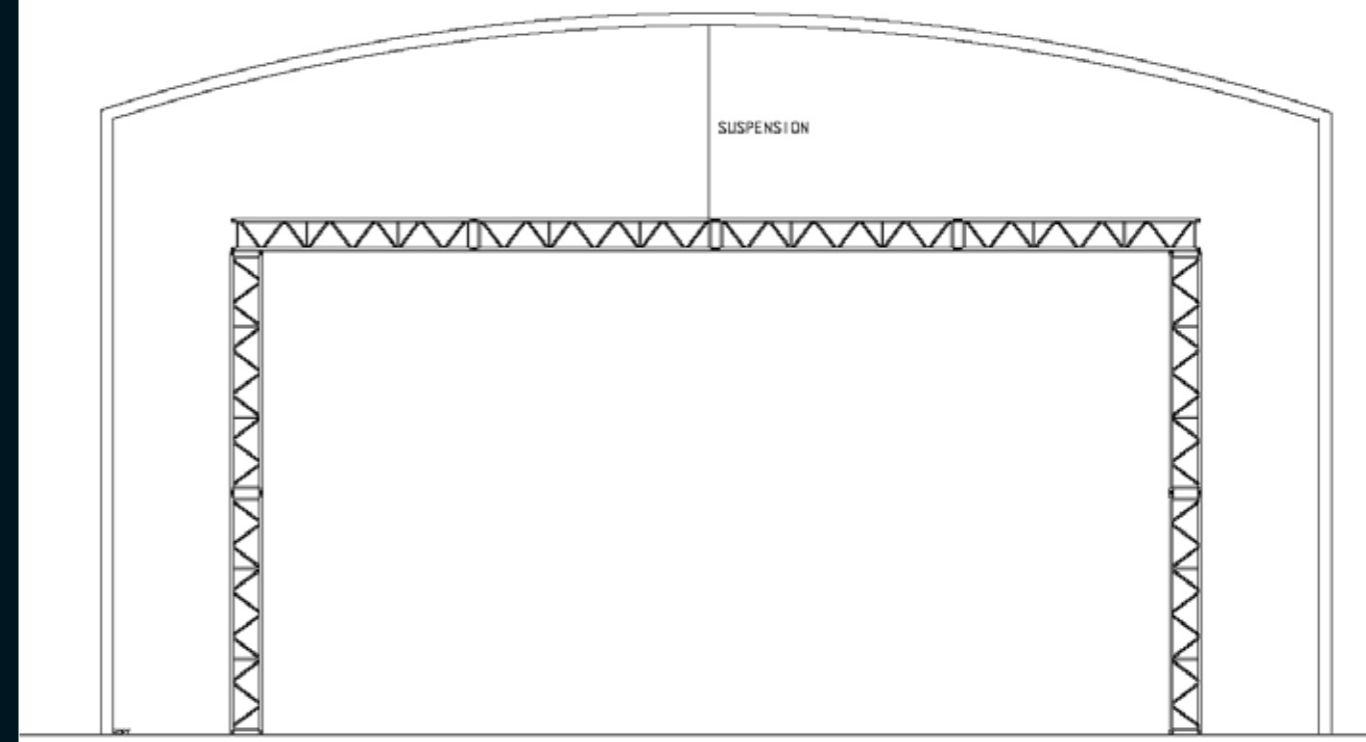
In the following another example for further explanation:

For the construction shown above it has to be ensured that a deformation of the roof has no negative influence on the system. There are roofs and ceilings of halls that are lifted and lowered several centimetres. For roofs reasons for that can be a change of temperature (day and night) or loading from snow and wind, at ceilings live loads can occur which were not applied when the truss construction was installed.

Securing persons at a truss rigg

Securing persons at a truss rigg with PPE has to be proofed separately. If a fall impact absorber is used a fall load of 6.0 kN has to be absorbed. Without fall impact absorber (with much higher resulting loads) it is unlikely that there are systems that do not fail at those loads. **Many systems can not even absorb the 6.0 kN!** Especially rigs of so called 'decoration trusses' should be carefully checked and verified that the attachment of PPE is admissible.

Now we are back at the beginning of our article. Truss rigs are complex constructions that can be installed only with proper knowledge. Sufficient structural knowledge is absolutely necessary for long term damage- and accident-free constructing.



Authors:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Further information of the authors:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de



GROUND-SUPPORT RIGGS

This part of the series 'Structural analysis in the event technology' is devoted to riggs that are constructed on the ground. Many aspects we have explained in the articles on roof stages and PA-towers are again of importance for this systems. Again feedback is allowed and welcome!

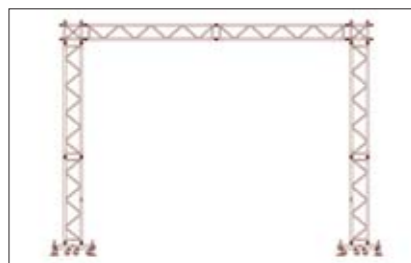
A matter of bracing

With 'ground-support riggs' systems of truss frames are meant that are supported by columns. They serve as substructure for the attachment of decoration, spotlights, a LED-displays etc. As usual in the entertainment industry aluminium trusses are used for this purpose.

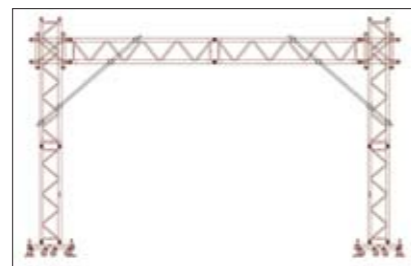
As well as the PA-towers these systems are used indoor and outdoor. For both areas the horizontal bracing is decisive. In addition to self weight and pay loads further loadings affect these constructions. For the use outdoor this loads are mainly wind loads, indoor: horizontal compensation loads for unintended inclination, stabilization loads and/or loads of impact of persons (In the meantime for some exhibition halls a proof of stability for limited hall wind loads is required. These loads have to be understood as horizontal compensation loads.)

Which systems are used respectively what systems are stable and how are they constructed in detail?

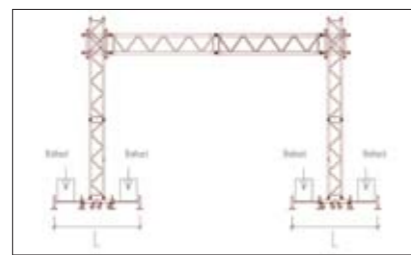
A. Frame with 'bending resistant' corners the so called cornerblocks / box-corner



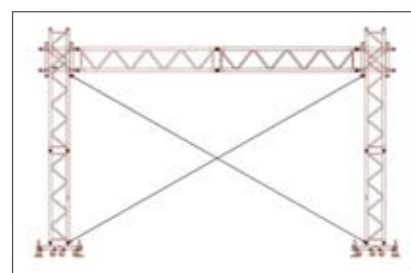
B. Bracing (as a frame) by diagonals in the corners



C. Bending resistant connection to the basements and/or the extension arms (see also the explanations in article 4 - PA tower)



D. Cross bracing with ropes as for stages (see also article 3 - Stage roofs)



E. mixed forms

A. Frame with 'bending resistant' corners

How are bending resistant corners designed?

The absorbable bending moments are depending on the design of the corner element, more particularly:

Number of the diagonal bracings (one or two diagonal bracings or crossed diagonal bracings)

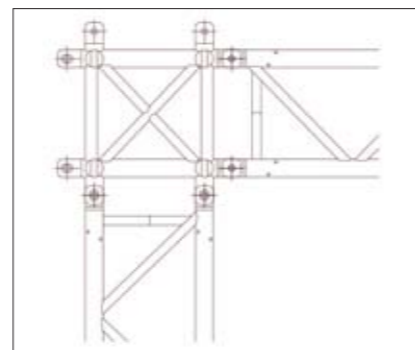
Arrangement of the diagonal bracings in the corner

Dimension of the pipes, in particular the diagonal bracings

Eccentricity at the connection of the pipes

Hence a detailed calculation is necessary!

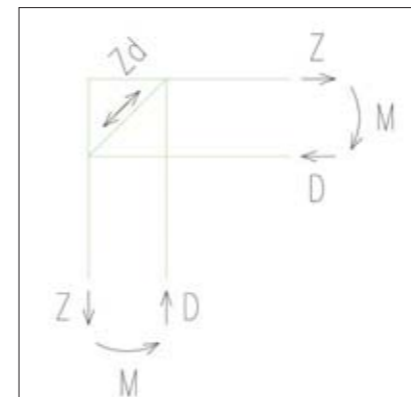
1. Corner elements, so called corner-blocks/boxcorner



For these 'bending resistant' corners it has to be noted that the corner elements (MEch) almost never have the bending load bearing capacity of the trusses (Mtruss).

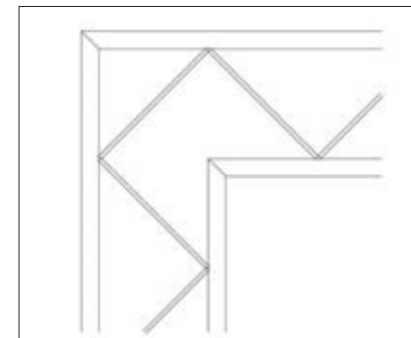
permissible MEch = approx. 20-70 permissible Mtruss (experience)

The principle is a "deviation" of the bending as compressive and tensile forces via the diagonal brace (see below).



2. 'Welded corners' - unbraced corners

These are usually 'decoration'-trusses



with somehow placed diagonal bracings. If the construction is unfavorable as shown in the illustration the absorbable moment declines to the comparatively small bending load bearing capacity of the main chords.

MEch = approx. 5 - 10 Mtruss (experience)

It has to be noted that due to the frame effect horizontal forces at the base point and corner moments result from vertical loadings at the rig. This also applies for the following system (B).

B. Corners braced by coupled pipes

This version can be used for example if the girder grid is hoisted with 'sleeve blocks'.

The resisting moment is dependent on:

a. The lever arm of the diagonal pipe (to the corner)

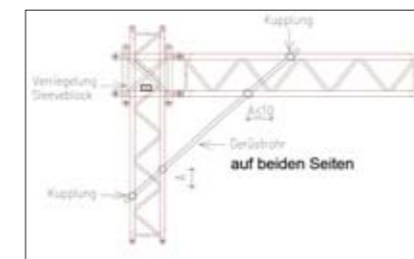
b. The permissible compressive force of the pipes (the longer the pipe the lower the permissible force due to buckling)

c. A symmetrical installation of the pipes (on both sides)

d. The permissible connection forces for example of a swivel coupler. The problem in this regard is that there is no official approval in Germany for

couplers with force transmission by friction (slipping). As a makeshift approved values of scaffolding are used (e.g. Layher), but this approach has to be agreed with the responsible authority

e. Transverse bending of the main chords of the truss. In this case it should be tried to keep the distance to the bracings of the truss short. From the compressive force in the diagonal pipe and the eccentricity A (see illustration below) results local transverse bending in the main chords of the column, which reduces the load bearing capacity greatly. (Caution: this transverse bending (the resulting stress) alone may lead to a failure of the truss)

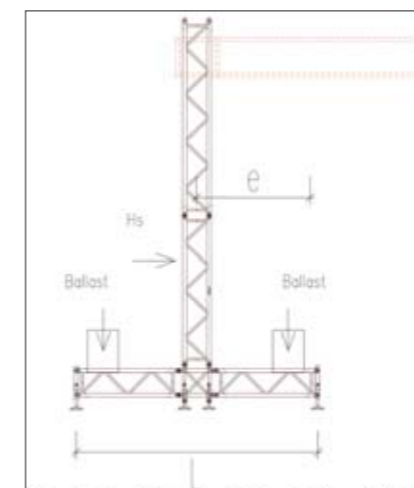


Furthermore of importance is that the sleeveblock is interlocked, for example with a socket at the column that is interlocked with a pipe or hanging in a chain attached above with couplers and pipes.

C. Bending resistant connection to the basements and/or the extension arms

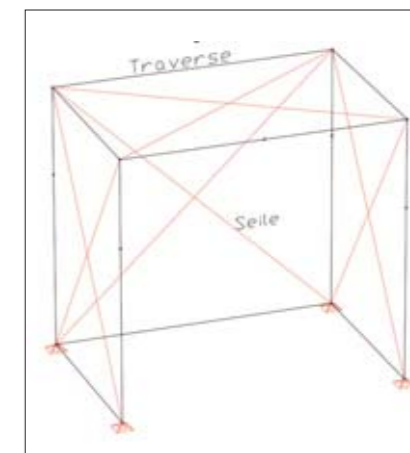
The stability of the column fixed at the base is dependent on the ratio tilting moment - stability moment. Figuratively speaking this means, that the H-forces want to tip the column over the basis. That means the column needs a basement with sufficient width and ballast and/or additional extension arms.

Decisive for the stability of the column are therefore usually the dimensions of the basement (L), how solid the basement is built and the self weight of the total construction including the ballast. Only for very solid basements the weak point is the tower itself.



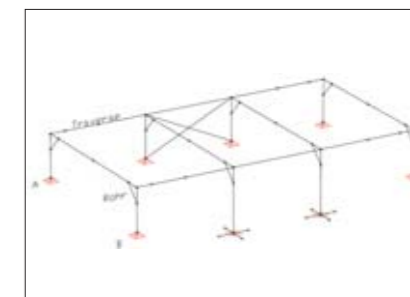
D. Cross bracing with ropes

In this case it is important that there are three independent wall bracings with crossed ropes as it is done at stage constructions, and the roof level is designed as a plate with bracings of crossed ropes and possibly with pressure tubes. Alternatively the girder grid can be braced by bending resistant horizontal corners.



E. Example for mixed forms

Outdoor rigg with pipe bracings in the corners in transverse direction, in longitudinal direction with two columns with bending resistant connection to the basements (in front B) and crossed rope bracings (in the back A).



Local application of loads to trusses

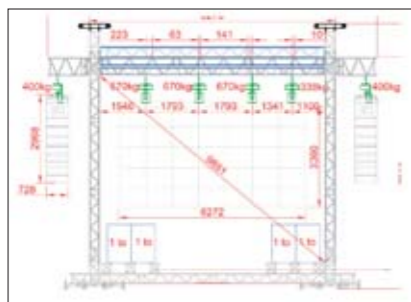
The local application of loads to trusses is often underestimated. In addition to the tensile and compression forces in the main chords there are local bending moments resulting from the total loading of the truss. These bending moments greatly reduce the load bearing capacity of the truss.

As an example the suspension of a LED display from a truss. This is realized e.g. by several suspension points and motors.

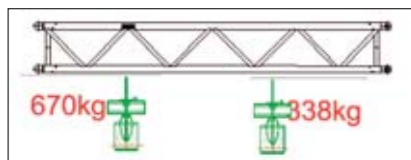


GROUND-SUPPORT RIGGS

Overview:



Detail:



In this case the load of 670 kg of the LED display leads to impermissible transverse bending in the lower chord of the truss.

For a distance of for example 55 cm there is a bending moment of approximately

$$M = 6.7 \text{ kN} \times 55 / 6 = 61.4 \text{ kNm}$$

This leads to additional local stresses that effect a failure of the truss even without the stresses of the load bearing behavior of the whole truss.

$$\sigma = 61.4 / 6.2 = 9.91 \text{ kN/cm}^2 > \text{zul } 8.5 \text{ kN/cm}^2 \text{ HAZ}$$

$$\sigma = 61.4 / 3.2 = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \gg \text{zul } 8.5 \text{ kN/cm}^2 \text{ HAZ (more than 2x!)}$$

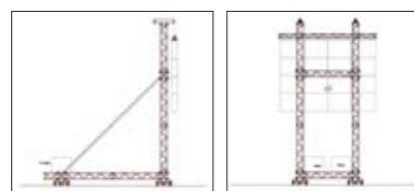
This is why the loads have to be suspended or applied at the nodes or near to the nodes. Additionally a distribution on two main chords is recommended.

Outdoor riggs

In general decisive for outdoor riggs are the areas exposed to the wind for the verification of columns and frames and sufficient ballast with appropriate basements. The total horizontal loads are less than the ones for stages with closed side walls.

Attention should be paid to the fact that due to the frame effect horizontal forces at the base point result from vertical loadings at the rig.

One special type are **LED Riggs**:



Basically their function is

1. absorbing high horizontal wind loads and
2. load transmission of the self weight by the trusses

Normally the LED displays are hanging. Therefore the wind load is applied at the top of the construction and leads due to the great vertical lever arm to high bending moments in the restrained columns and a high amount of ballast (depending on the lever arm of the basement).

Furthermore the columns have to be braced (especially if corner elements are used at the restraint below because of the comparatively small bending load bearing capacity of these elements, see also above).

In the following an example with a LED display 'just hanging' at the top:

LED- display 5 x 3,00 m = 15 m²
- **suspended for wind force > 8**

Construction in wind zone 1

Base with a = 3.0 m

$$\text{Self weight } G_{LED} = 1100 \text{ kg} = 11.0 \text{ kN}$$

$$\text{Wind } H = 1.3 \times 0.35 \times 3.0 \times 5.0 = \pm 6.83 \text{ kN}$$

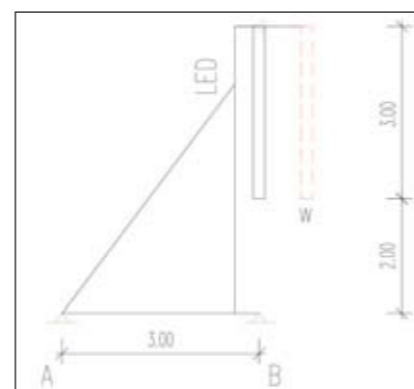
$$M = 5.0 \times H = 34.15 \text{ kNm}$$

For the ballast for the wind a safety factor of 1.2 is chosen

according to EN 13814

$$\text{required A} = (1.2 \times 34.15) / 3.0 = 13.7 \text{ kN}$$

$$\text{required B} = 13.7 - 11.0 = 2.7 \text{ kN}$$



For wind force > 8:

$$\text{required ballast at A} \rightarrow 1370 \text{ kg}$$
$$\text{required ballast at B} \rightarrow 270 \text{ kg}$$

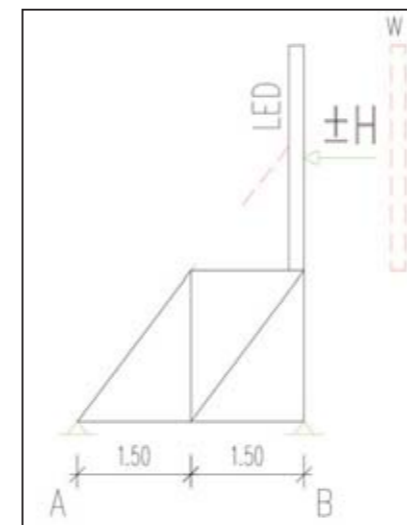
The disadvantage of the suspending with great lever arm is compensated by unrigging of the LED display from wind force 8. Therefore ballast is only given for operation mode with wind force < 8.

For wind force ≤ 8:

$$\text{required ballast at A} \rightarrow 785 \text{ kg}$$
$$\text{required ballast at B} \rightarrow \text{no ballast}$$

In contrast to that the case that the LED display is erected on a construction with wind force > 8.

Normally it is not possible to remove the LED display quickly enough in this



case, which is why usually a limiting of the wind force in operation mode is not possible.

LED display 5 x 3.0 m erected

Base a = 3.0 m

For wind force > 8

$$\text{required ballast at A} \rightarrow 960 \text{ kg}$$

$$\text{required ballast at B} \rightarrow \text{no ballast}$$

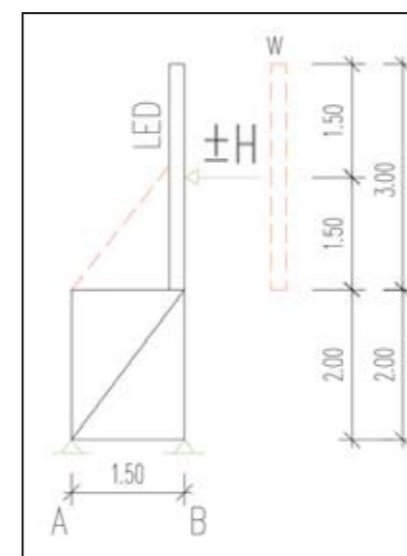
A further comparison shows the influence of a reduced base on the ballast:

LED display 5 x 3.0 m erected

Base a = 1.50 m

$$\text{required ballast at A} \rightarrow 1920 \text{ kg}$$

$$\text{required ballast at B} \rightarrow 820 \text{ kg}$$



Indoor riggs

For indoor use horizontal compensation loads for inclination, stabilization loads and/or loads for impact of persons have to be taken into account for the bracing. (In the meantime for some exhibition halls a proof of stability for limited hall wind loads is required. These loads have to be understood as horizontal compensation loads.)

The systems correspond to the outdoor riggs.

Furthermore it should be noted that a frame construction only with 'sleeve-blocks' is not sufficient indoor, too. The guiding pulleys usually have so much clearance that they only have contact after tilting of the column. Additionally the stress of transverse bending would have to be verified, that results from the contact of the guiding pulleys to the truss under bending.

For these riggs the minimum horizontal load for unintentional inclination is:

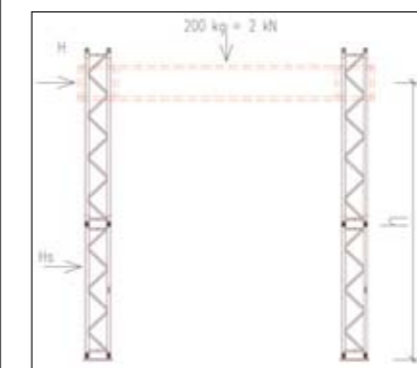
$$H = V / 200 \text{ and } V / 100 \text{ simplified as } V / 50$$

It should be kept in mind that columns on base plates with small dimensions stand on their own but get already instable at a slight addition of horizontal loads.

Example

Columns: truss w = 35 cm on base plate 40 x 40 cm:

with h = 3.50 m
average height of the rig



by crowd:
 $H_s > 0.5 \text{ kN}$ at h = 1,0 m

payload and self weight:
 $V = 2.0 / 2 = 1,0 \text{ kN}$ per column

$$\text{with } H = 1.0 / 50 = 0.02 \text{ kN}$$

$$\text{A. } \rightarrow M_{\text{tilt}} = 3.5 \times 0,02 = 0.07 \text{ kNm}$$

by crowd
 $H_s > 0.5 \text{ kN}$ in Höhe h = 1.0 m

$$\text{B. } \rightarrow M_{\text{tilt}} = 0.5 \times 1.0 = 0.50 \text{ kNm}$$

the tilting moment has to be smaller than the stability moment with safety of 1.3:

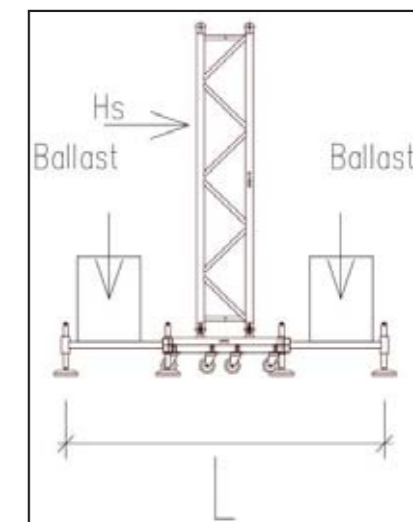
$$M_{\text{tilt}} \times 1.3 < V \times 0.18 \text{ m}$$

$$\text{A: } 0.07 \times 1.3 = 0.091 < 1.0 \times 0.18 = 0.18$$

$$\text{B: } (0.07+0.5) \times 1.3 = 0.74 \gg 0.18$$

Four times below the safety!

Conclusion: Columns that are restrained at the base have to be designed with sufficiently stable basement with outriggers or with the possibility of ballasting or with a plugged and 'strong' base plate.



Autoren:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Weitere Informationen gibt es von den Autoren unter:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de



PA-Tower

PA-Towers are used indoor and outdoor; normally the decisive factor for the dimensioning in both cases is not the size of the vertical pay load but of the horizontal loading.

The horizontal loads are substantially wind loads for outdoor constructions and compensation loads for inclination, stabilization loads and/or loads for impact of persons for indoor use. (In the meantime for some exhibition halls a proof of stability for limited hall wind loads is required. These loads have to be understood as horizontal compensation loads.)

The horizontal loads generate tilting moments. Depending on the position of the pay load to the basement this tilting moment is enlarged additionally by the pay load.

Decisive for the stability of a PA tower therefore are usually the dimensions of the basement and the self weight of the complete construction.

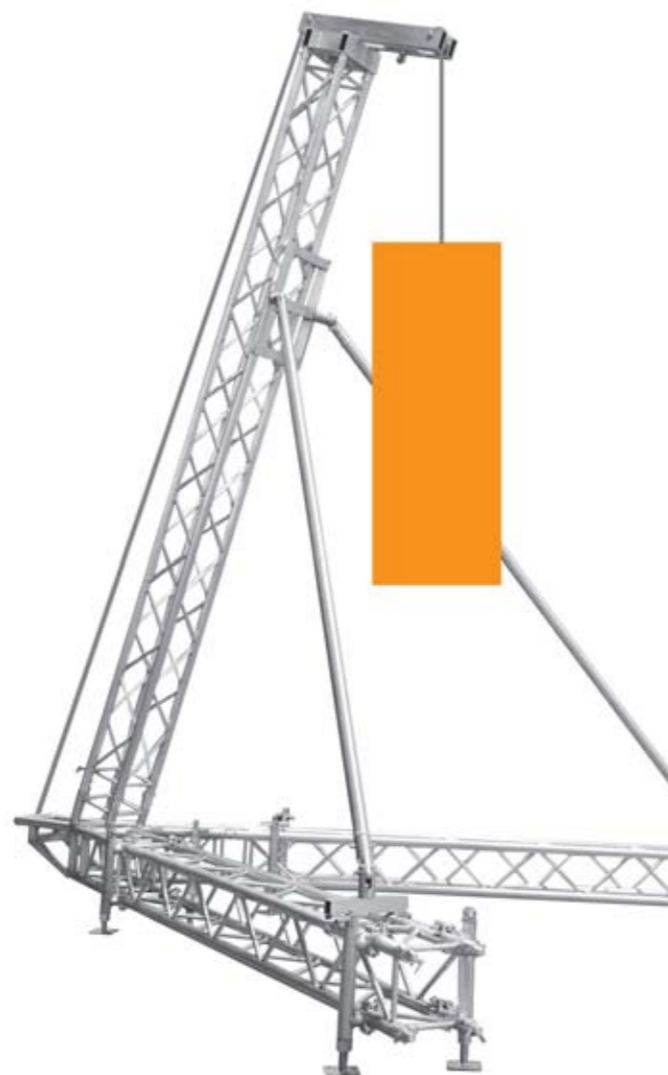
Only for very solid basements the weak point is the tower itself. In this case the failure of the system results from buckling combined with bending due to the horizontal loads. For the corresponding calculations the deformation of the system has to be taken into account (equilibrium at the deformed system). These calculations should only be performed by a structural engineer.

Especially for highly utilized systems caution is required because an exceeding of the permissible loads can lead to sudden failure of the system (without advance notice).

Further down it will be explained how the load limit of a tower can be estimated.

In this article simple dependences between tower height, pay load, surface area exposed to the wind, necessary dimensions of the basement and ballast will be explained.

Please note: the calculations and examples shown in this article are intended for estimation. For more precise structural verifications further points are of importance, respectively more precise calculations are necessary. But normally the results of this calculations are similar to the estimation.



1. Tower for indoor use

In addition to the pay load (P) following points are important for the stability:

- eccentricity (e) of the pay load to the middle of the basement **especially if the pay load is hanging outside of the basement area (2. illustration) ballast is necessary**
- horizontal loads (H) for unwanted inclination and as stabilization load, together about 1/50 of the vertical pay load
- if there is a crowd of people and because of that a danger that the tower could be knocked over, impact loads should be taken into account. There are no prescribed or normed design loads, we recommend the following loads:

- Hs = 0 kN without public traffic
- Hs = 0,5 kN in 1,0 m Höhe with normal public traffic
- Hs = 1,0 kN in 1,0 m Höhe for crowds

For comparison: try to push a scale against a wall and read off the weight: 10 kg = 0.1 kN, hardly anyone can push more than 30 kg.

Decisive for the stability is the ratio tilting moment – stability moment. If the tilting moment is higher than the stability moment the tower falls over. If it is even the tower is just still in balance. Only if the stability moment is a certain amount higher (safety), you might call it a safe construction.

The tilting moment in reference to the middle of the basement is:

$$M_k = P \times e + H \times h + H_s \times 1,0m$$

The stability moment is:

$$M_s = G \times L/2$$

with total weight of the construction (pay load included)
L = side length of the basement

The stability is proofed if:

$$M_s > v \times M_k$$

Or in words: the stability moment has to be higher than the tilting moment increased by the safety factor.

The safety factor for temporary buildings (indoor) is $v = 1.3$ according to EN 13814 (for comparison: permanent constructions safety $v = 1.5$).

If the stability moment is too small the weight of the construction has to be increased by ballast or a wider basement has to be used.

Simplified it can be said:

Every kg of self weight saves a kg of ballast

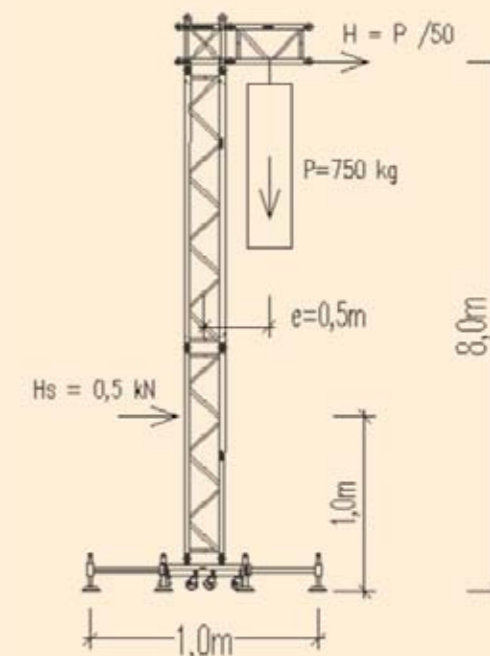
The wider the basement the better, small basements need disproportionately more ballast

For the tower in example 1 with a basement with a width of 1.50 m only 45 kg ballast are needed.

- > Basement um 50 % vergrößert
- > Ballast um 91 % reduziert

Beispiel 1:

Tower H = 8.0 m
Pay load 750 kg (= 7.5 kN)
eccentricity e = 0.5 m
normal public traffic at the tower



$$M_k = 7,5 \text{ kN} \times 0,5m + 7,5\text{kN} / 50 \times 8,0m + 0,5\text{kN} \times 1,0m = 5,45 \text{ kNm}$$

ground area basement 1,0 m x 1,0 m
self weight tower + basement 150 kg = 1,5 kN

$$\text{stability moment} = (1,5\text{kN} + 7,5\text{kN}) \times 1,0m / 2 = 4,5 \text{ kNm}$$

required safety acc. DIN 13814 = 1,3
 $M_s = 4,5\text{kNm} < 1,3 M_k = 7,085 \text{ kNm}$

No verification => additional ballast necessary
Raising the weight of the construction until it can be verified.

$$M_s = G \cdot 1,0m / 2 > 7,085 \text{ kNm} \Rightarrow G > 14,17 \text{ kN} = 1417 \text{ kg}$$

present: 150 kg + 750 kg => still necessary: 517 kg

2. Tower for outdoor use

Besides the vertical loads and their eccentricity for outdoor constructions in particular the wind loads are of importance (stabilization loads and impact loads as used for indoor verification can be neglected for an estimation). The wind loads are resulting from the wind on the pay load at the head of the tower and from the wind on the tower. For a PA tower for outdoor use usually a wind force limit of wind force δ is determined. From wind force beaufort δ the pay load has to be lowered and if the tower cannot be just turned over it has to be proofed free standing for wind loads according to norm.

The following values can be chosen for an estimation for operation state up to wind force beaufort δ .

Please note: for this simplified calculation the tilting moment resulting from payload and wind are valuated the same. For a more precise verification the position of the pay load (inside or outside of the basement area) is relevant.





PA-Tower

... to continue

- dynamic pressure for wind up to wind force beaufort 8 $H_k = 8,0 m q = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- wind on pay load $W = 1,3 \times q \times A \text{ [kN]}$
with $A =$ surface exposed to the wind
- Wind on truss tower $w_1 = 0,25 \times q \text{ [kN/m]}$
(estimated load for trusses with standard dimensions)
- Wind on tower of unperforated profiles $w_1 = 1,3 \times b \times q \text{ [kN/m]}$
with $b =$ Towerwidth

For example a free standing tower without wind load limit in wind zone 2:

- dynamic pressure $H_k = 10 m q = 0,46 \text{ kN/m}^2$
- wind on the tower analogous to state of operation $w_2 = 0,25 \times q$ bzw. $w_2 = 1,3 \times b \times q$

Wind on pay load is not taken into account because the load is lowered from wind force beaufort 8.

As well as for the indoor use again the ratio tilting moment - stability moment is decisive for the verification.

The tilting moment is:

For operation mode up to wind force 8:
 $M_k = P \times e + W \times H + w_1 \times H^2 / 2$

Out of operation:
 $M_k = w_2 \times H^2 / 2$

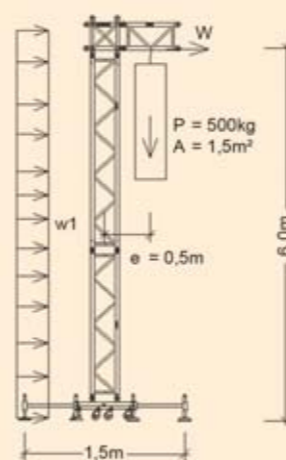
The stability moment is the same as for indoor use:
 $M_s = G \times L / 2$

Here again the stability is proofed if:
 $M_s > v \times M_k$

The safety factor for temporary buildings for wind loads is $v = 1,2$.

Example 2:

tower $H = 6,0 \text{ m}$
pay load $500 \text{ kg} (= 5,0 \text{ kN})$
eccentricity $e = 0,5 \text{ m}$
surface exposed to wind $A = 1,5 \text{ m}^2$



For operation mode up to wind force 8 :

$W = 1,3 \times 0,20 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \text{ m}^2 = 0,39 \text{ kN}$
 $w_1 = 0,25 \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,05 \text{ kN/m}$

$M_k = 5,0 \text{ kN} \times 0,5 \text{ m} + 0,39 \text{ kN} \times 6,0 \text{ m} + 0,05 \text{ kN/m} \times 6,0^2 / 2 = 5,74 \text{ kNm}$

for comparison:

tilting moment at tower without pay load and without wind force limit:
 $M_k = 0,25 \times 0,46 \text{ kN/m}^2 \times 6,0^2 / 2 = 2,07 \text{ kNm}$

ground area basement $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$
self weight tower + basement $150 \text{ kg} = 1,5 \text{ kN}$

stability moment $M_s = (1,5 \text{ kN} + 5,0 \text{ kN}) \times 1,5 \text{ m} / 2 = 4,875 \text{ kNm}$

required safety acc. EN 1381 = 1,2
 $M_s = 4,875 < 1,2 \times M_k = 6,89 \text{ kNm}$

No verification => additional ballast necessary

$M_s = \text{erf}G \times 1,5 \text{ m} / 2 > 6,89 \Rightarrow \text{erf}G = 9,19 \text{ kN} = 919 \text{ kg}$
present $150 \text{ kg} + 500 \text{ kg} \Rightarrow$ still necessary 269 kg

alternative : raising width of basement to $2,12 \text{ m}$

Critical load of a tower – a buckling problem

Slender structural elements under pressure can fail due to buckling. This means the system is not able to undo unintentional deflections from a certain pressure load, but the deflection is continuously increasing which means that the system is failing. The load because of which this critical state can occur is called critical load or limit load.

The load state of a tower under critical load can be visualized by the following analogy:

If the existing load is lower than the critical load the tower behaves like a ball in a bowl. If the ball is moved it always rolls back to the middle of the bowl by itself. This is called a stable system.



If the existing load is higher than the critical load the tower behaves like a ball on a bowl that is turned upside down. As soon as it is moved only some millimeters the ball drops. This is called an instable system.



In this context the tower can be regarded as free standing column with bending resistant connection to the basement (exception: inclined or braced towers) and the critical load can be determined with Euler's formula:

$$F_k = \pi \times EI / (2 \times H)$$

Decisive for the size of the critical load are the stiffness of the trusses (EI) and the height of tower (H). The stiffer and lower the tower is the higher is the critical load and thus the higher the tower can be loaded. Referring to 4-point-trusses it can be said further:

The permissible pay load declines quadratically with the height (twice the height => 1/4 pay load)

The pay load rises quadratically with the axial distance of the mainchords (twice the axial distance => quadrupled pay load)

The pay load rises linearly with the cross section area of the mainchords (twice the area => twice the pay load)

The following chart shows the critical loads for different tower heights for some common trusses (calculation see example): the critical load applies to towers with central loading without horizontal loads; for the calculations a safety of 2.5 is taken into account. Eccentric loads and wind loads lead to further reduction of the permissible load. Please note again, this is a simplified calculation.

main chords	center distance main chords [cm]	I [cm ²]	buckling load in [kN]			
			buckling load with safety of 2.5 at H in [m]			
			5,0	7,5	10,0	12,5
50 x 2,0	24	1737	15,3	6,8	3,8	2,4
48 x 4,5	30	5535	48,7	21,6	12,2	7,8
50 x 4,0	47	12769	112,3	49,9	28,1	18,0
48 x 4,5	57	19980	175,8	78,1	43,9	28,1

For a more precise verification further points need to be taken into account:

- Bending resistant connection to a weak basement (in this case the critical load declines even more, which means the permissible pay load also declines)
- If the load is not suspended directly at the tower but lifted with a pulley the pressure load on the tower is doubled which means the permissible pay load is halved.
- A dynamic increase of lifting or lowering the pay load should be taken into account by a load increase of 20 - 40%.
- For inclined towers or towers with cantilevered loads the critical load is diminished due to the additional bending stress. In this case a more detailed calculation is necessary.

Example: Determination of the critical load according to Euler

Tower $H = 10 \text{ m}$ of square aluminium trusses with main chords 50×4 center distance 47 cm

critical load according to Euler: $F_k = \pi \times E \times I / (2 \times H)^2$

with $\pi =$ circuit number = 3,14
 $E =$ E modulus of aluminium = 7.000 kN/cm^2

$I =$ area moment of inertia 2. degree for square trusses:
 $I =$ cross section area main chord multiplied by the square of center distance

$I = A_{\text{chord}} \times e^2 = 5,78 \text{ cm}^2 \times 47^2 = 12768 \text{ cm}^4$
 $H =$ height tower = $10 \text{ m} = 1000 \text{ cm}$

permissible load F with safety = 2,5

$F < F_k / 2,5 = 3,14 \times 7.000 \times 12768 / (2,5 \times 2000^2) = 28,1 \text{ kN} = 2,81 \text{ t}$

Further informationen of the authors:

www.krasenbrink-bastians.de, www.vom-felde.de



Wind loads for temporary structures

Introduction

This article is dealing with wind loads. Besides pay loads of sound and light these are the decisive loads in event technology. With the changeover to the Eurocodes some modifications for the wind loads were made. This article provides concrete information which wind loads have to be considered in Germany and explains their impact on structures with wind force limits.

Basic information. For better understanding and assessment of the load conditions at first a brief introduction to the basic principles and a review on DIN 4112 and DIN 1055-4:

Wind zones. 2005 the regulations for temporary structures had to be revised. The essential feature of this new wind load standard back then was the introduction of four wind zones and the differentiation between wind loads on the coast and inland. The wind zones are differentiated according to the wind velocity (so called reference velocity v_{ref} resp. $v_{b,0}$) of a 10-minutes-wind that occurs once in 50 years.

Since this differentiation was not made in the standards before 2005 temporary structures were dimensioned for uniform wind loads regardless of their location until then. The new generation of standards for temporary structures refers to the classification in wind zones. This makes it possible to build structures that are perfectly adapted to their location but it also gets confusing and more complicated. In this regard the standard can practically never be used without additional national regulations.

Height-dependent wind profile. Generally applies that the wind loads increase with increasing height. Practically this is taken into account by wind profiles which define the height from which a higher wind load has to be applied.

Aerodynamic coefficients (cp-values) / velocity pressure q
In addition to the velocity pressure that results of the wind zones described above, the aerodynamic coefficient is needed to determine the wind load $w = c_p \times q$ [kN/m²]. By the aerodynamic coefficient the shape of the building is taken into account. For example: the wind load on a ball with a projected area of 1 m² is approximately only half of the wind load for a wall area of 1 m², because the wind can easier stream past a ball than past a wall. Furthermore so called



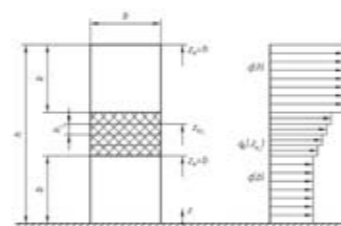
suction peaks can appear at border and corner areas. This is why especially for rigid surfaces these areas have to be locally charged with higher wind loads. Previously there was a rule for temporary structures with flexible surfaces like canvas or gaze that these suction peaks could be neglected. In the new standards and the belonging interpretations such a rule is missing which considerable increases the work.

Wind for operation mode. According to the old standards it is possible for certain temporary structures (e.g. stages or PA-tower) to reduce the wind loads if the construction is shut down from wind force beaufort 8. For this purpose a previous check of the feasibility and monitoring of the wind speed in operation is required.

An exception of this rule are constructions that are classified as tent. These constructions are regarded as sanctuary and therefore have to be in operation without wind force limit.

These basic principles have been adopted in the standards EN 13814 and 13782.

The definition of the wind velocity from which protective measures have to be taken has changed. When previously the standard referred to 'the wind force from which measures have to be taken' now a reference



wind velocity of $v_{ref} = 15$ m/s is specified. This velocity is averaged over 10 minutes and measured in a height of 10 m. In practice a velocity measurable at the highest point of the construction would be helpful. The current wind load standard enables a translation. Simplified a maximum permissible gust velocity of 18 - 20 m/s can be stated, which is again about wind force beaufort 8.

Overview wind loads

The following paragraph is intended to give a short overview of the wind loads according to the current standards. For the sake of clarity a distinction is made between wind loads for tents, operation wind load for stages and wind loads for stages out of operation.

Wind loads for tents: The wind loads given in EN 13782 are only valid for regions with a reference velocity of $v_{ref} \leq 28$ m/s. For Germany these are the wind zones 1, 2 and 3. For regions of wind zone 4 no specifications are made but it is referred to local (resp. national) requirements.

The wind loads according to EN 13782 for regions with $v_{ref} \leq 28$ m/s, which means wind zone 1, 2 and 3 in Germany, are:

Wind loads for tents	acc. to EN 13782
Zone 1, 2 and 3	velocity pressure q (kN/m ²)
0,0 m < h ≤ 5 m	0,50
5,0 m < h ≤ 10 m	0,60
10,0 m < h ≤ 15 m	0,66
15,0 m < h ≤ 20 m	0,71
20,0 m < h ≤ 25 m	0,76

For regions with $v_{ref} > 28$ m/s, thus wind zone 4, in Germany there is a rule in the annex of the sample list of technical building. According to that the wind loads of EN 1991-1-4 reduced by 0.7 can be applied.

wind zone	velocity pressure q (kN/m ²)		
	h ≤ 10 m	10 m < h ≤ 18 m	18 m < h 25 m
4 Inland	0,67	0,81	0,91
Coast of the North and Baltic Sea and Islands of the Baltic Sea	0,88	0,98	1,09
Islands of the North Sea	0,98	-	-

Wind loads for stages - operation wind load (v_{ref} = 15 m/s equates gust velocity 20 m/s in h = 10 m)

For stages in operating state the wind loads are divided in four height intervals:

Operation wind	nach EN 13814
-	velocity pressure q (kN/m ²)
h ≤ 8 m	0,20
8 m < h ≤ 20 m	0,30
20 m < h ≤ 35 m	0,35
35 m < h ≤ 50 m	0,40

Wind loads for stages - out of operation without wind force limit

In this case it has to be noted that the wind loads that have to be applied in Germany are not directly according to EN 13814, but are specified differently in the German supplement to EN 13814 in the sample list of technical building. The values of table 1 of EN 13814 for the load case out of operation may not be used. In other European countries, especially regions

with $v_{ref} > 28$ m/s, this will also happen most likely. As well as for tents the German rule refers to DIN EN 1991-1-4 for wind zone 4. The specified values of this standard may be reduced by 0.7.

wind zone	velocity pressure q (kN/m ²)		
	h ≤ 10 m	10 m < h ≤ 18 m	18 m < h 25 m
1 Inland	0,35	0,46	0,53
2 Inland	0,46	0,56	0,63
Coast and Island of Baltic Sea	0,60	0,70	0,77
3 Inland	0,56	0,67	0,77
Coast and Island of Baltic Sea	0,74	0,84	0,91
4 Inland	0,67	0,81	0,91
Coast of the North and Baltic Sea and Islands of the Baltic Sea	0,88	0,98	1,09
Islands of the North Sea	0,98	-	-

What to do in case of storm warning

As described above a reduction of wind loads is only possible if measures can be taken. This is a main reason for the current discussions. Formerly the wind load reductions were accepted without checking the feasibility. In the consequence requirements were made that could not be realized, for example "from wind force 8 stop operation and let down the roof". A stage roof is usually braced with crossed ropes. If the roof is let down the ropes lose their tension and the complete construction becomes unstable.

Another example is the removal of the wall canvas. This can be quite a problem if the height of the stage is 10 m or more. The climbing the roof and cutting of the fixations is life threatening..

Unrigging possibilities

It has to be possible to remove the target areas for wind loads (usually the wall canvas) which are only taken into account up to wind force 8 in a short period of time. 10 - 15 minutes seems to be an appropriate period to us. The unrigging of the canvas has to be possible from the ground.

Examples for that are:

- Wall canvas in piping profiles
- Detachable connections such as Velcro fastener
- Knotting techniques with untying mechanisms

The procedures and measures for the reduction of the wind load have to be described in a work instruction.

Day- and night stand-by duty with contact to a meteorological office

It has to be ensured that at all times staff is on site to take measures. The current forecasts and storm warnings can be requested for example of the Deutscher Wetterdienst (www.dwd.de).

Wind speed measurement

The wind speed has to be monitored for every construction with wind speed limit. For that purpose a wind velocity indicator should be attached at the highest point of the construction respectively for constructions with overall height lower than 8 m the place and the wind speed to be measured should be agreed with the stress analyst of the construction.

Of course the measures for example for stages whose side canvas has to be removed at wind force 8, should be taken precautionary at an early state (before/at reaching measured wind force 7), particularly in regard to the unrigging time.





Wind loads for temporary structures

... to continue

Permeable wall covers

For wall roofs so called gauzes are used very often. This is a translucent textile.

side cover with gauze

Often the apparent permeability of this textile is pointed out and sometimes the corresponding wind loads are reduced. Wind tunnel tests showed that a reduction of the wind loads is only permissible for very coarsely meshed (5 x 5 cm) textiles. For the typical gauzes that are used nowadays a reduction of the wind load is not permissible. The often indicated value of air permeability does not mean necessarily that the gauze is wind permeable. A wind permeability may only be taken into account if a cf-value that has been tested in a wind tunnel for that type of gauze is given by the manufacturer.



Authors:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Further information of the authors under:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de





Stageroofs

This part of the series 'Structural analysis in the event technology' is devoted to the subject stage roofs. Again feedback is allowed and welcome!

Characteristics of stage roofs:

A roof of a stage has to absorb high loadings of lighting and sound but should be a modular system with light individual components at the same time. This is why those constructions are usually made of aluminium trusses.



As a consequence of the lightweight construction these buildings are very vulnerable to wind loads and usually have to be ballasted.

So in addition to self weight and live loads the constructions are also exposed to further loads.

Snow loads are usually not taken into account, because it is possible to make sure that the stage roof is erected only when the weather is appropriate or the roof area is kept free of snow.

At best the stage roof would have to be calculated with a snow load of 68 kg/m, no common stage roof can absorb loads of these dimensions.



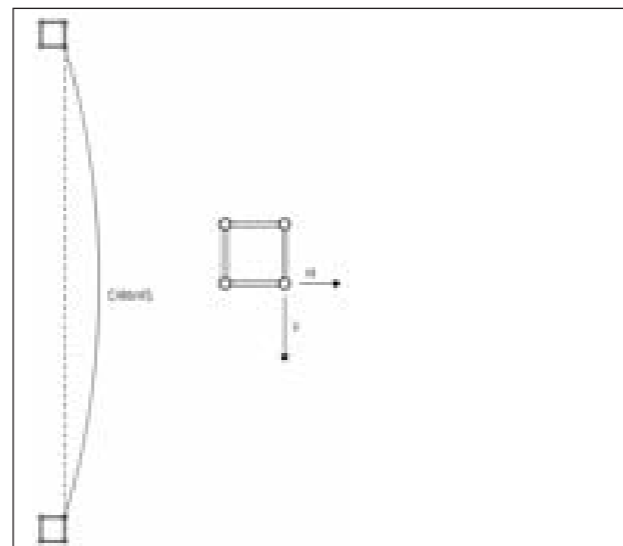
Besides live loads **wind loads** are the most important loading of a roof stage. You can find detailed information on wind loads in the article 'Wind loads for temporary structures'.

The back and side walls of a stage construction are usually covered with canvas or gauze. Canvas can be considered impermeable, while gauze is partial permeable to wind under certain circumstances. In calculations this permeability can only be taken into account if a certificate of the manufacturer or results of wind tunnel tests are available for this particular textile.

A reduction of the wind loads for the structural analysis is possible only if the so called aerodynamic coefficient is determined by tests.

Canvas or gauze are characterized as membranes. As well as ropes these carrying elements can only absorb tension forces in their deflection curve. For the loaded truss the resulting force of a wind loading on a canvas is therefore not only in the direction of the wind but has also a component perpendicular to it (both components combined are called membrane force).

A textile that is loaded by wind deforms as shown in the sketch on the left.



That shows that besides the horizontal force there is also a vertical force component. The more the plane is stretched respectively the less it is expanding under load the higher is the membrane force. Hence the windforce results in a vertical load that is higher than the horizontal load.

Operating conditions

Stage roofs in the entertainment industry are usually temporary structures whose construction takes place at different places i.e. the DIN EN 13814 (standard for temporary structures) can be applied. For the "Operating state" the wind loads may be reduced if it is ensured that the canvas is unriggered from wind force 8. "Out of operation" the remaining part, i.e. everything that cannot be unriggered or removed, has to be dimensioned for full wind loads.

The requirements for dismantling for the state "out of operation" have to be determined with care. For example a requirement as "from wind force 8 stop operation and let down the roof" is exactly what you should not do because a stage roof is usually braced with crossed ropes. If the roof is let down the ropes lose their tension and the complete construction becomes unstable.

Another example is the removal of the wall canvas. This can be quite a problem if the height of the stage is 10 m or more. The climbing the roof and cutting of the fixations is life threatening.

Unrigging possibilities

It has to be possible to remove the target areas for wind loads (usually the wall canvas) which are only taken into account up to wind force 8 in a short period of time. 10 - 15 minutes seems to be an appropriate period to us. The unrigging of the canvas has to be possible from the ground.

Examples for that are:

- Wall canvas in piping profiles
- Detachable connections such as Velcro fastener
- Knotting techniques with untying mechanisms

Day- and night stand-by duty with contact to a meteorological office

It has to be ensured that at all times staff is on site to take measures. The current forecasts and storm warnings can be requested for example of the Deutscher Wetterdienst (www.dwd.de).

Wind speed measurement

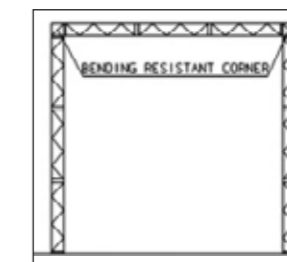
The wind speed has to be monitored for every construction with wind speed limit. For that purpose a wind velocity indicator should be attached at the highest point of the construction respectively for constructions with overall height lower than 8 m the place and the wind speed to be measured should be agreed with the stress analyst of the construction.

Of course the measures for example for stages whose side canvas has to be removed at wind force 8, should be taken precautionary at an early state (before/at reaching measured wind force 7), particularly in regard to the unrigging time.

Bracing

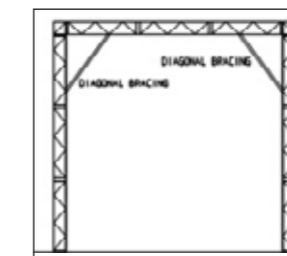
Every building has to be braced to achieve a sufficient stability of the construction. This can be achieved in different ways:

1. Bending resistant corners



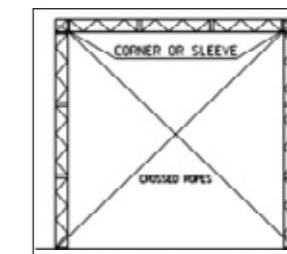
Each corner has to be verified. The bending load bearing capacity of the corners is usually smaller than the load bearing capacity of the truss. This bracing is normally only used for indoor constructions.

2. Diagonal bracing



This bracing is used for indoor constructions or outdoor constructions with small loads

3. Cross bracing



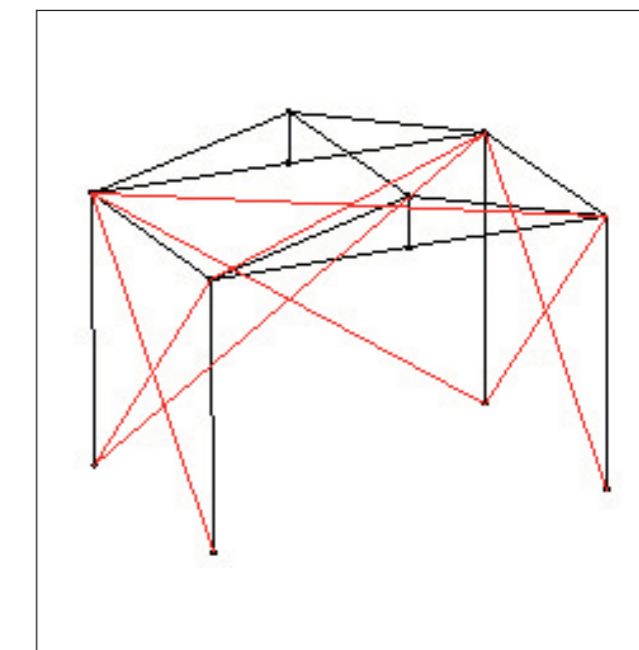
This bracing can be used for all constructions and is by far the best alternative.

Cross bracings are always necessary for stage constructions with sleeveblocks, because the bending resistance of the sleeveblock is very low. To brace a building four bracing planes are required.

For example stage constructions: cross bracings are placed in the roof, the back and the side walls.

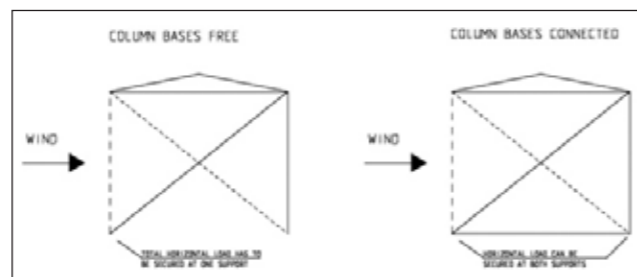
Hoisting and securing of the roof

Common roof systems are assembled at the ground and hoisted with sleeveblocks. After reaching the end position the roof has to be secured. For the securing there are different systems available, for example interlocking systems or the so



Stageroofs

... to continue



called 'dead hanging' of the roof. What is often forgotten is that a lightweight roof can take off if there is wind from below. This is why the roof has to be secured against take off.

Regarding the hoisting of the roof it is also important to know if the roof may be lifted with live loads or just under self weight and up to which wind force the roof may be installed, as the bracing of the roof is normally fixed only after the hoisting. Both informations can be provided by the stress analyst.

Ballast

Normally temporary structures are very light structures with large surface areas exposed to the wind. A conventional foundation with concrete is usually not possible. This is why the construction has to be secured against tilting and sliding by other measures.

The securing of the construction can be realized in different ways:

Ballast:

Weights of steel, concrete or water tanks which are fixed at the column bases

Soil anchors:

soil anchors are pipes of steel which are driven into the ground

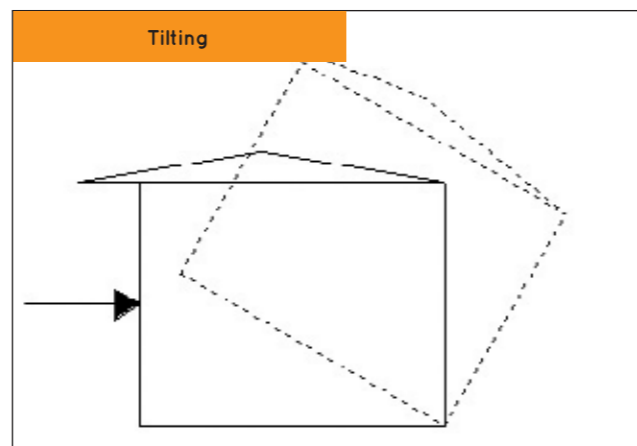
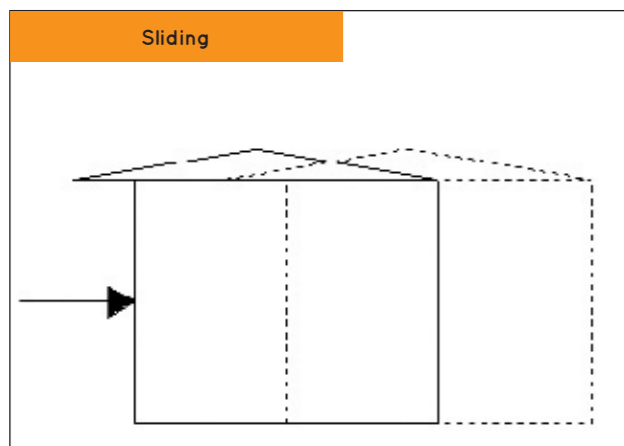
Normally the securing is done with ballast, this is why in this article the soil anchors will not be further discussed. The dimension of the ballast is not only depending on the wind loads but also on the construction of the stage. What plays a very decisive role is if the column bases are connected with each other.

A comparative calculation of a stage with four columns with the dimensions width x depth x height = 10 x 10 x 8 m shows the following results:

Necessary ballast per column:

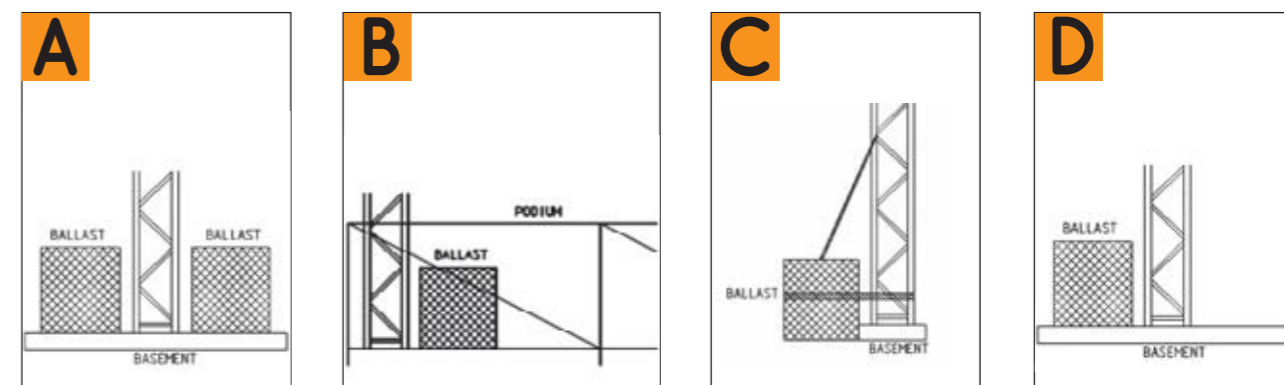
without connection of the tower bases	4000 kg
with connection of the tower bases	2000 kg

This shows that the ballast can be reduced extremely if the system is optimized. The self weight of a rigidly connected podium or permanent pay loads may be credited against the ballast.



Arrangement of the ballast at the tower

The ballast is supposed to secure vertical and horizontal forces. It has to be positioned and fixed in a way that these forces can be absorbed.



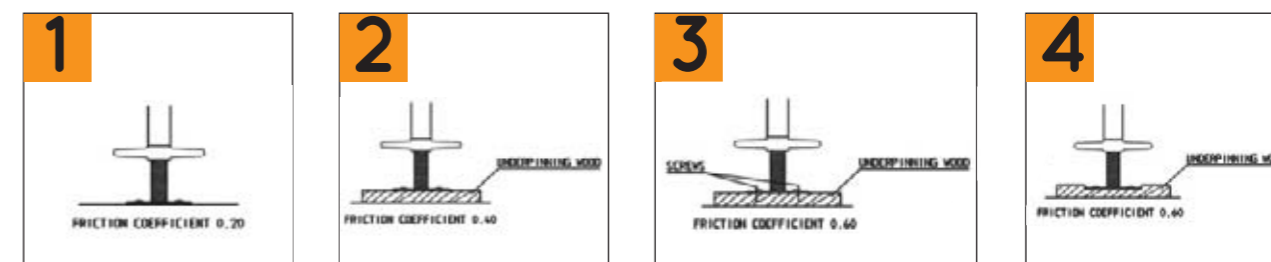
- A:** symmetrically positioned elements basement has to be verified for the loading with the ballast
- B:** integration of the columns in a podium podium has to have sufficient load bearing capacities
- C/D:** ballast positioned on one side additional stress on the column (bending moment) because of the eccentricity

Friction coefficients

The friction coefficients are chosen according to DIN EN 13814.

For a steel spindle on wood (underpinning) on concrete/asphalt the DIN determines a friction coefficient of 0.4. If the spindle is screwed together with the wood the coefficient may be raised to 0.6. Unfortunately there is no value given for the use of a rubber mat.

Practical examples for friction coefficients:



ballast needed for 1 kN - 100 kg horizontal loading

1. steel spindle on concrete	$\mu = 0,20$	600 kg ballast
2. Steel spindle on wood on concrete	$\mu = 0,40$	300 kg ballast
3. Steel spindle screwed together with wood on concrete	$\mu = 0,60$	200 kg ballast
4. Steel spindle embedded in wood on concrete	$\mu = 0,60$	200 kg ballast

Authors:

Frank Bastians, Stefan Krasenbrink, Jan Keppler, Ralf-Harald vom Felde.

Further information of the authors:

www.krasenbrink-bastians.de sowie www.vom-felde.de