

Erdbebensicheres Bauen **nach DIN 4149 / EC8**

von Hochbauten über Brücken bis zu Tragwerken im Anlagenbau

Dr.-Ing. Peter Knödel, SFI/IWE

Beratender Ingenieur

ö.b.u.v. Sachverständiger für „Schweißtechnik – Sonderbauten in Metall“

Professor für Stahlbau an der FH Augsburg

www.peterknoedel.de

Seminar am 07. Dezember 2010

Haus der Technik e.V.

Hollestr. 1, D-45127 Essen

www.hdt-essen.de

0. Inhalt

<u>0.</u>	<u>Inhalt</u>	<u>2</u>
<u>1.</u>	<u>Einleitung</u>	<u>4</u>
<u>2.</u>	<u>Begriffe / Abkürzungen</u>	<u>5</u>
<u>3.</u>	<u>Geotechnische Grundlagen</u>	<u>6</u>
3.1	Entstehung von Erdbeben	6
3.2	Typologie von Erdbeben	8
3.3	Stärke von Erdbeben	10
3.4	Ingenieurmäßige Beschreibung von Erdbeben	13
3.5	Historische Erdbeben	16
<u>4.</u>	<u>Baudynamik</u>	<u>17</u>
4.1	Allgemeines	17
4.2	DGL	17
4.2.1	Allgemeines	17
4.2.2	Ungedämpfte, freie Schwingung	17
4.2.3	Ungedämpfte, erzwungene Schwingung	18
4.2.4	Gedämpfte, freie Schwingung	19
4.2.5	Gedämpfte, erzwungene Schwingung	22
4.3	Linearer, ungedämpfter (Krag-)Schwinger	23
4.4	Linearer, gedämpfter Schwinger	24
4.5	Nichtlinearer Schwinger	25
<u>5.</u>	<u>Erdbebenlasten nach DIN 4149:2005</u>	<u>26</u>
5.1	Allgemeines	26
5.2	Entbehrlichkeit von Nachweisen	32
5.3	Besonderheiten bei Duktilitätsklasse H im Stahlbau	33
<u>6.</u>	<u>Erdbebenlasten nach EC8</u>	<u>39</u>
6.1	Allgemeines	39
6.2	Besonderheiten bei Duktilitätsklasse M und H im Stahlbau	39
6.3	Besonderheiten in Deutschland	40
6.4	Besonderheiten in Frankreich	42
6.5	Besonderheiten in Italien	42
6.6	Besonderheiten in Rumänien	44
6.7	Besonderheiten bei Tanks	45
6.8	Besonderheiten bei Silos	48
<u>7.</u>	<u>Erdbebenlasten nach UBC</u>	<u>50</u>
<u>8.</u>	<u>Anwendungsbeispiele</u>	<u>54</u>
8.1	Industriehalle	54
8.2	Mehrgeschossiges Anlagengerüst (einfach)	54
8.3	Förderbrücke	54
8.4	Tank	54
8.5	Mehrgeschossiges Anlagengerüst (chaotisch)	55
<u>9.</u>	<u>FAQs und Offene Fragen</u>	<u>57</u>

10.	Literaturhinweise und Quellen	58
10.1	Normen und Regelwerke	58
10.2	Fachliteratur	60
10.3	Weitere Quellen	62

1. Einleitung

Man hat den Eindruck, dass das Problemfeld „Erdbebenbemessung“ in den letzten Jahren stärker in den Vordergrund getreten ist.

Möglicherweise liegt die Ursache darin, dass die Obersten Baubehörden mancher Länder DIN 4149:2005 im Hau-Ruck-Verfahren ohne Übergangsfrist eingeführt haben.

Beispiel: In Baden-Württemberg war die Norm schon in den LTB vom 22.11.2005 enthalten, und schon vorher stand auf den Internet-Seiten des Innenministeriums Baden-Württemberg, es werde dringend empfohlen, die Norm schon anzuwenden, obwohl sie noch nicht in der LTB aufgeführt ist.

Ein Grund mag aber auch darin liegen, dass aufgrund der fortschreitenden Globalisierung immer mehr Kleinere und Mittelständische Firmen in das Ausland liefern und im Zuge dessen immer mehr Ingenieurbüros Erdbebennachweise mit ungewohnt hohen Erdbebenlasten zu erstellen haben. Häufig ist hierbei jedoch unklar, auf welcher Grundlage diese Erdbebennachweise zu führen sind.

Das vorliegende Skript erläutert das Wesen der Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke und dessen rechnerische Behandlung. Die gängigen Regelwerke für den Erdbebennachweis DIN 4149, EC8 und UBC werden in ihren Grundzügen erläutert. Insofern können Skript und Seminar aber das eigene ausführliche Studium der anzuwendenden Normen nicht ersetzen.

Die Anwendung wird jeweils an praktischen Beispielen aus Hoch- und Anlagenbau erläutert. Kritisch diskutiert werden Forderungen in den Normen, die in manchen Fällen nicht erfüllbar sind.

Sofern nicht anders angegeben, liegen die Urheberrechte für Text, Skizzen, Fotos, usw. beim Verfasser.

2. Begriffe / Abkürzungen

base shear	Gesamte Horizontalkraft, die zwischen Bauwerk und Untergrund zu übertragen ist.
DCH	Ductility class high
DCL	Ductility class low
DCM	Ductility class middle
Eigenfrequenz ω	Eigenkreisfrequenz des Schwingers
Erregerfrequenz Ω	Kreisfrequenz der Anregung (siehe auch Kreisfrequenz)
Frequenz, f	Schwingungszahl einer periodischen Schwingung je Zeiteinheit
NCI	Noncontradictory complementary information
NDP	National determined parameters
Richtlinie	Eine Richtlinie des Europäischen Rates ist nach unserem Sprachgebrauch ein Gesetz.

Schreibweise

Indizes werden vereinfachend durch Komma abgetrennt, z.B.

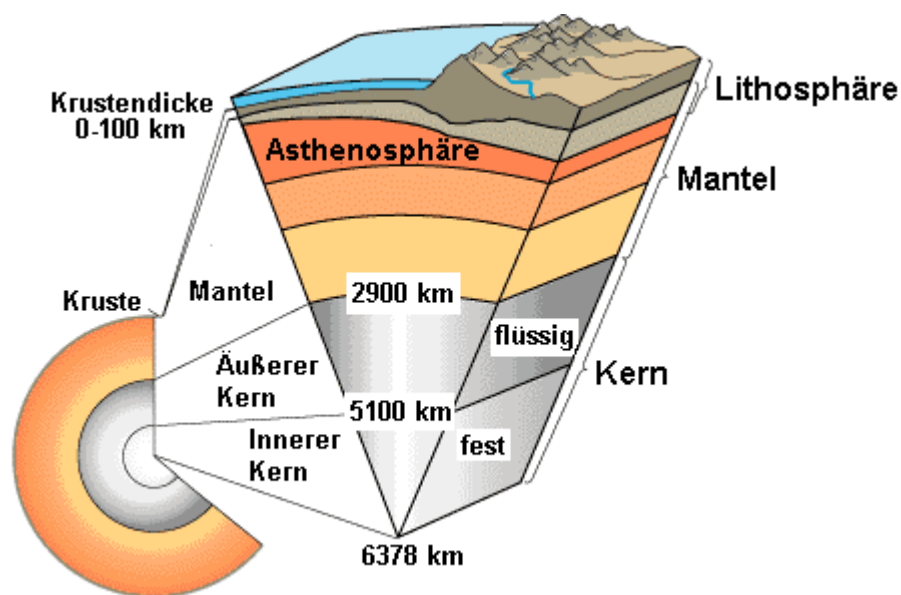
$\gamma_{,M2} = \gamma_{M2}$ lies: gamma Index M2

3. Geotechnische Grundlagen

3.1 Entstehung von Erdbeben

Alfred Wegener (1880-1930) veröffentlichte 1912 seine Hypothese der Kontinentalverschiebung, die jedoch erst 1970 von der Fachwelt anerkannt wurde. Die Kontinentalplatten sind demnach 70-100 km dick (zum Teil auch unter 40 km) und schwimmen auf dem „weichen“ Magma.

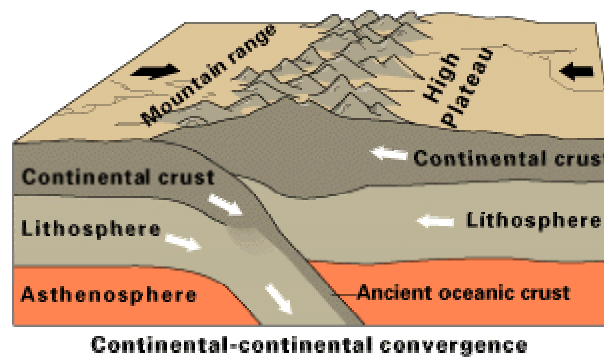
(www.brockhaus.de)



(www.univie.ac.at)

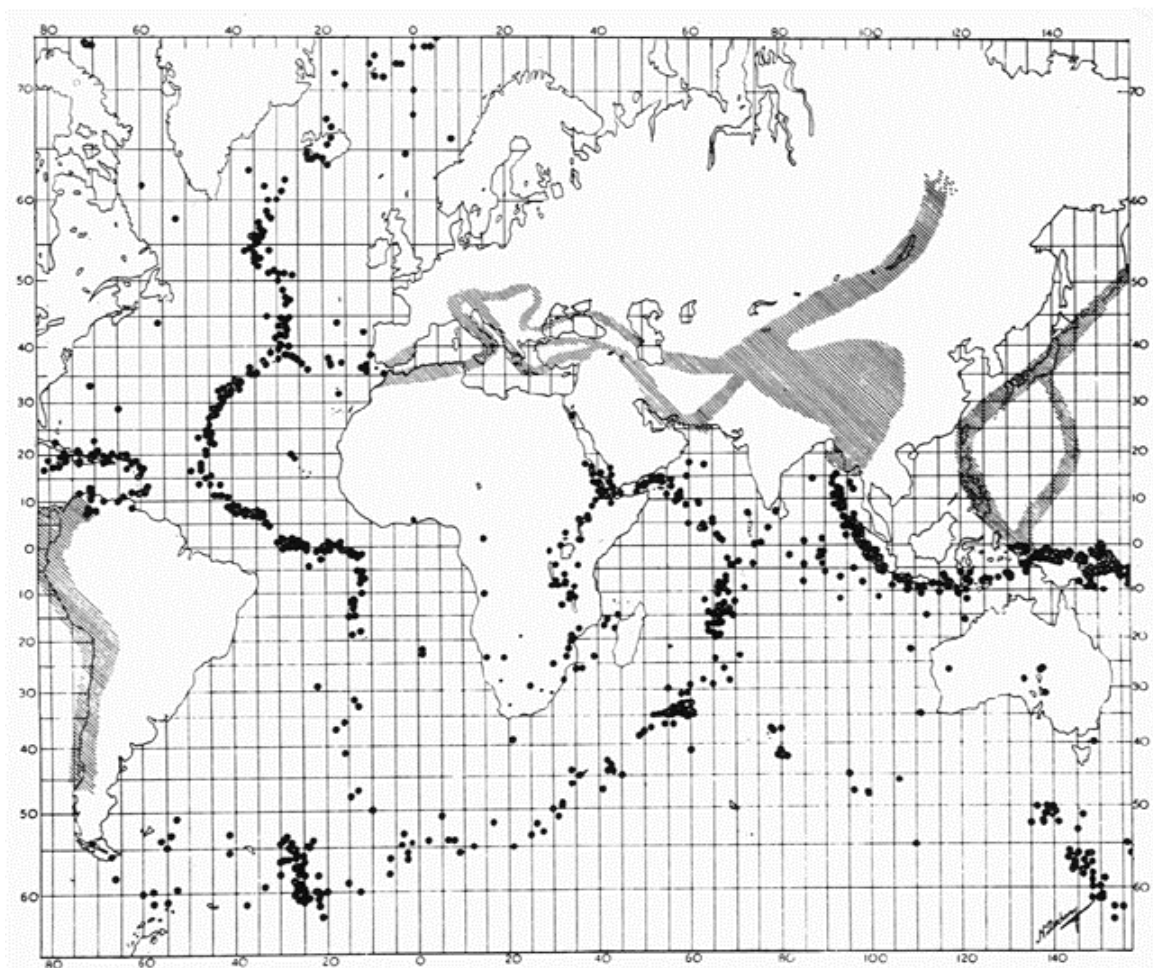
Hinweis: Krustendicke ist unmaßstäblich zu dick dargestellt

Die Kontinentalplatten bewegen sich mit Geschwindigkeiten von ca. 2,5 bis 15 cm/Jahr (<http://pubs.usgs.gov>). 90 % der Erdbeben entstehen dadurch, dass die Kontinentalplatten aneinander vorbeirutschen oder sich übereinanderschieben (Subduction). (www.brockhaus.de)



(<http://pubs.usgs.gov>)

Die aktiven Ränder dieser Verschiebungsvorgänge können auf dem Festland oder unter Wasser liegen. Man erkennt sie – und damit auch die Kontur der Kontinentalplatten – auf einer Weltkarte der Erdbebenaktivitäten (Punkte und schraffierte Flächen).



(<http://pubs.usgs.gov>)

Die gezeigte Karte wurde bereits 1954 von dem französischen Erdbebenforscher J.P. Rothé veröffentlicht. (<http://pubs.usgs.gov>)

Wie bei dem Zusammenspiel von Geigenbogen und Saite (oder einer knarrenden Türangel) wird beim Ver- oder Übereinanderschieben der Kontinentalplatten in einem Zustand der Haftreibung eine wachsende Spannung aufgebaut, die sich dann ruckartig in einem Zustand der Gleitreibung durch eine Verschiebung „entlädt“, bis wieder ein Zustand der Haftreibung erreicht wird. Diesen Vorgang nennt man „Stick-Slip-Mechanismus“ (siehe z.B. Vielsack 2000, 2001). Der Ruck pflanzt sich wellenartig nach allen Seiten fort – wir bezeichnen diesen Vorgang als Erdbeben.

Die horizontalen Druckspannungen, die in der Erdkruste entstehen, betragen bis zu 33 MPa (Schmeling 2004).

3.2 Typologie von Erdbeben

Nach der unterschiedlichen Fortpflanzungsgeschwindigkeit unterscheidet man (<http://geoweb.zamg.ac.at>, <http://www.erdbeben.ch>)

- Primärwellen, auch P-Wellen genannt
Dies sind Longitudinalwellen, die sich mit einer Geschwindigkeit von bis zu 6000 m/s ausbreiten.
- Sekundärwellen, auch S-Wellen genannt
Dies sind Transversalwellen oder Scherwellen, die sich mit einer Geschwindigkeit von bis zu 3400 m/s ausbreiten.
- Rayleigh-Wellen, auch R-Wellen genannt
Dies sind Oberflächenwellen mit einer elliptischen Bewegung ähnlich Meereswellen mit relativ großen Amplituden, die Ausbreitungsgeschwindigkeit ist noch geringer als die der S-Wellen. Sie wurden 1855 von Rayleigh vorausgesagt, noch bevor man sie meßtechnisch identifizieren konnte.

Das zeitlich versetzte Eintreffen dieser Wellen wird wie folgt beschrieben:

Das Eintreffen einer P-Welle äußert sich meist durch eine plötzliche Erschütterung, der kurz darauf ein Knall und etwas später Scher- und Oberflächenwellen folgen, die schaukelnde Bewegungen verursachen. (<http://www.brockhaus.de>)

Eine Zuordnung der auftretenden Horizontalbeschleunigungen zu verschiedenen Frequenzen ist im folgenden Diagramm wiedergegeben.

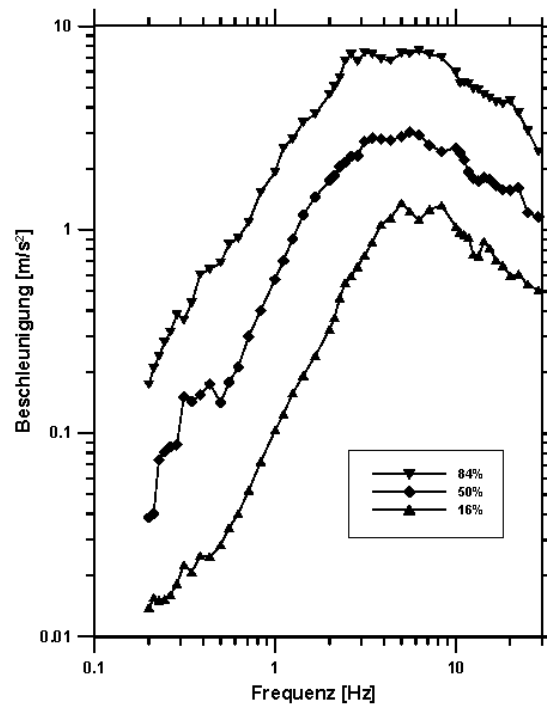


Bild 4: 16%-, 50%- und 84%-Fraktile der Antwortspektren der Horizontalkomponente für den Magnitudenbereich $5.0 \leq M_L \leq 6.0$

(Kaiser 1999)

Das Verhältnis der Vertikal- zur Horizontalbeschleunigung ist im folgenden Diagramm wiedergegeben.

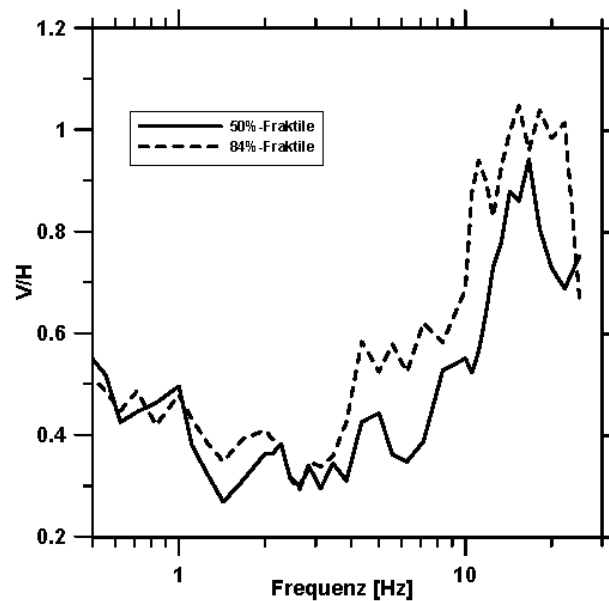


Bild 7: Verhältnis von Vertikal- zu Horizontalkomponente (V/H) der Antwortspektren für den Magnitudenbereich $5.0 \leq M_L \leq 6.0$

(Kaiser 1999)

3.3 Stärke von Erdbeben

Der amerikanische Erdbebenforscher Charles Francis Richter (1900–1985) erfand 1935 die Richter-Skala als Maß für die Größe („Magnitude“) von seismischen Wellen. (www.infoplease.com)

Die Richter-Magnitude ist der 10er-Logarithmus des Maximalausschlages (gemessen in Mikron, d.h. 1/1000 mm) eines Standard-Seismographen, der in einer Entfernung von 100 km vom Erdbebenzentrum steht. (www.la Almanac.com).

Der Ausschlag eines Standard-Seismographen von 100 mm zeigt daher eine Richter-Magnitude von 5 an, bei einem Erdbeben von „6“ schlägt der Seismograph bereits 1000 mm aus. Die Richter-Skala ist theoretisch nach oben offen, d.h. beliebig starke Erdbeben können mit ihr beschrieben werden. Es wurden bisher jedoch noch keine Erdbeben registriert, die eine Richter Magnitude von mehr als 9 bis 9,5 erreicht haben.

Da wir leider den Aufbau eines „Standard-Seismographen“ nicht kennen, können wir keinen zahlenmäßigen Zusammenhang herstellen zwischen den physikalischen Größen Amplitude oder Beschleunigung und der Richter-Skala.

Ein anderes gebräuchliches Maß ist eine ursprünglich von Mercalli festgelegte Skala, die zwischenzeitlich nach den Geophysikern Medwedew, Sponheuer und Karnik auch MSK-Skala genannt wird (www.brockhaus.de). Sie gibt eine Intensität an und beschreibt die Auswirkungen des Erdbebens in 12 festgelegten Stärkegraden I bis XII (ist daher nicht „nach oben offen“). Der Vorteil dieser Intensitätsskala ist, dass damit auch historische Erdbeben eingestuft werden können, für die naturgemäß keine rationalen Angaben zur physikalischen Größe vorliegen.

Inzwischen wird diese Intensitäts-Skala unter dem Begriff EMS-Skala (Europäisch Makroseismische Skala) oder EMS-98 verwendet. Sie liegt auch den Werten in DIN 4149:2005 zugrunde. (www.noezsv.at)

In der folgenden Tabelle sind unterschiedliche Skalen einander gegenübergestellt:

Magnitude, Intensität, Energiefreisetzung und Bodenbeschleunigung

Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die annähernden Entsprechungen der Intensität nach der Mercalli-Sieberg-Skala, der Magnitude nach Richter, der freigesetzten Energie in Joule und der erreichten Bodenbeschleunigung. Die Angaben zur durchschnittlichen Bodenbeschleunigung beziehen sich auf festen Untergrund, können jedoch je nach Art der Störungsquelle schwanken. Die Einheit g entspricht der Erdbeschleunigung (980 cm/s^2).

(Quelle: Küttler 2002)

Wirkungen	Inten- sität (M-S)	Magnitude (Richter)	Energie in J	DIN 4149	Boden- beschleuni- gung (Nähe- rungswerte)
nur mit Instrumenten nachweisbar	I	etwa 2,0	10^9		-
vereinzelt spürbar (obere Geschosse von Hochhäusern)	II	etwa 2,5	10^{10}	A	-
vor allem von ruhenden Personen deutlich gespürt, Vibrationen ähnlich den Erschütterungen durch Fahrzeuge	III	etwa 3,0	10^{11}	A	-
in Häusern allgemein spürbar, Gegenstände schwanken, Fenster klirren	IV	3,5 - 4,0	10^{12}	A	0,015 - 0,02 g
Schlafende erwachen, Türen schlagen, Fenster zerspringen	V	4,0 - 4,5	10^{13}	A	0,03 - 0,04 g
starkes Beben, leichte Gebäudeschäden, Putzrisse, schwere Möbelstücke bewegen sich	VI	4,5 - 5,0	10^{14}	0	0,06 - 0,07 g
Menschen flüchten ins Freie, mäßige Gebäudeschäden, Kamine stürzen ein	VII	etwa 5,5	10^{15}	1 - 2	0,10 - 0,15 g
zerstörend, große Spalten im Mauerwerk, Giebelteile stürzen ein, Bäume schwanken	VIII	6,0 - 6,5	10^{16}	3 - 4	0,25 - 0,30 g
verwüstend, Panik, Wand- und Dacheinstürze, Erdrutsche, Bodenrisse	IX	6,5 - 7,0	10^{17}		0,50 - 0,55 g
Backsteinbauten werden zerstört, Bodenspalten bis zu einem Meter, Dämme und Deiche werden beschädigt, Schienen verbogen	X	etwa 7,5	10^{18}		mehr als 0,60 g
nur wenige Gebäude stehen noch, umfangreiche Veränderungen des Erdbodens mit Rutschungen und breiten Bodenspalten	XI	7,5 - 8,0	10^{19}		>
völlige Zerstörung von Gebäuden, Veränderung der Bodentopographie, Bebenwellen sind auf der Bodenoberfläche sichtbar	XII	etwa 8,5	10^{20}		>>

(Quelle: Küttler 2002)

Hinweis:

Die obige Tabelle ist insofern mit einiger Vorsicht anzuwenden, als nach DIN 4149:2005 der Oberrheingraben in Zone 1 liegt (Zone 1 oder 2 nach DIN 4149:1981) und damit einer Bodenbeschleunigung von $0,4 \text{ m/s}^2$ zuzuordnen ist sowie einer Intensität von 6,5 bis 7. Nach der obigen Tabelle stimmt die Zone 1-2 („alt“) mit einer M-S-Intensität von 6 bis 7 überein, jedoch sind dazu Beschleunigungen von $1,0$ bis $1,5 \text{ m/s}^2$ angegeben.

3.4 Ingenieurmäßige Beschreibung von Erdbeben

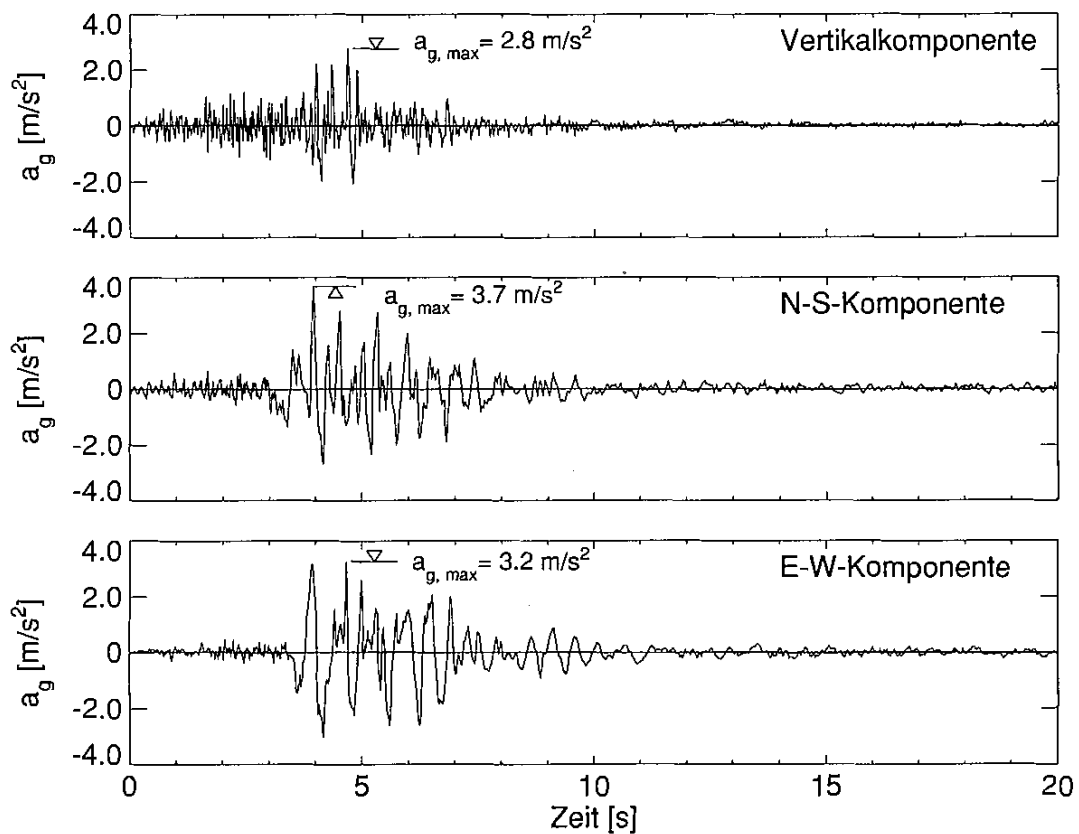


Bild 2.14: Unkorrigierte Beschleunigungs-Seismogramme "Tolmezzo"
des Friaul-Erdbebens 1976 (nach [ENEL 76])

(Quelle: Bachmann 2002)

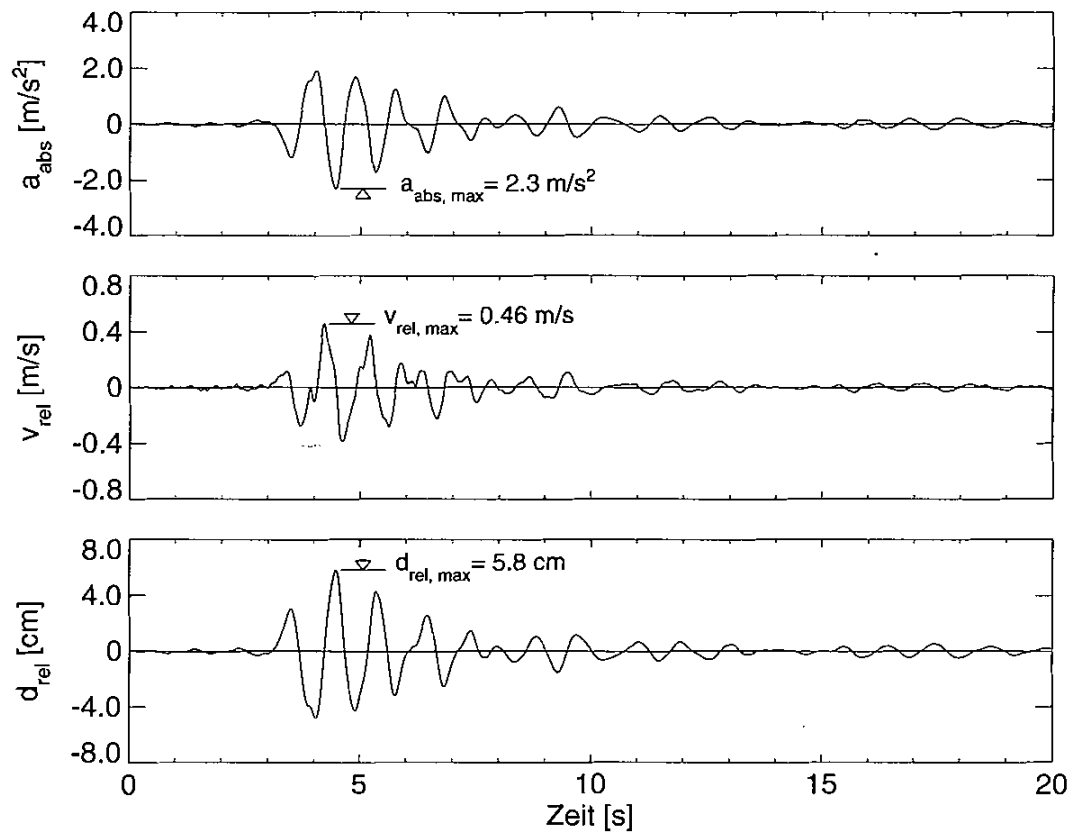


Bild 2.29: Zeitverläufe der Antwortschwingungen eines 1Hz-Einmassenschwingers mit 5% Dämpfung infolge Fusspunkterregung durch die N-S-Komponente "Tolmezzo" des Friaul-Erdbebens 1976 [Wen 92]

(Quelle: Bachmann 2002)

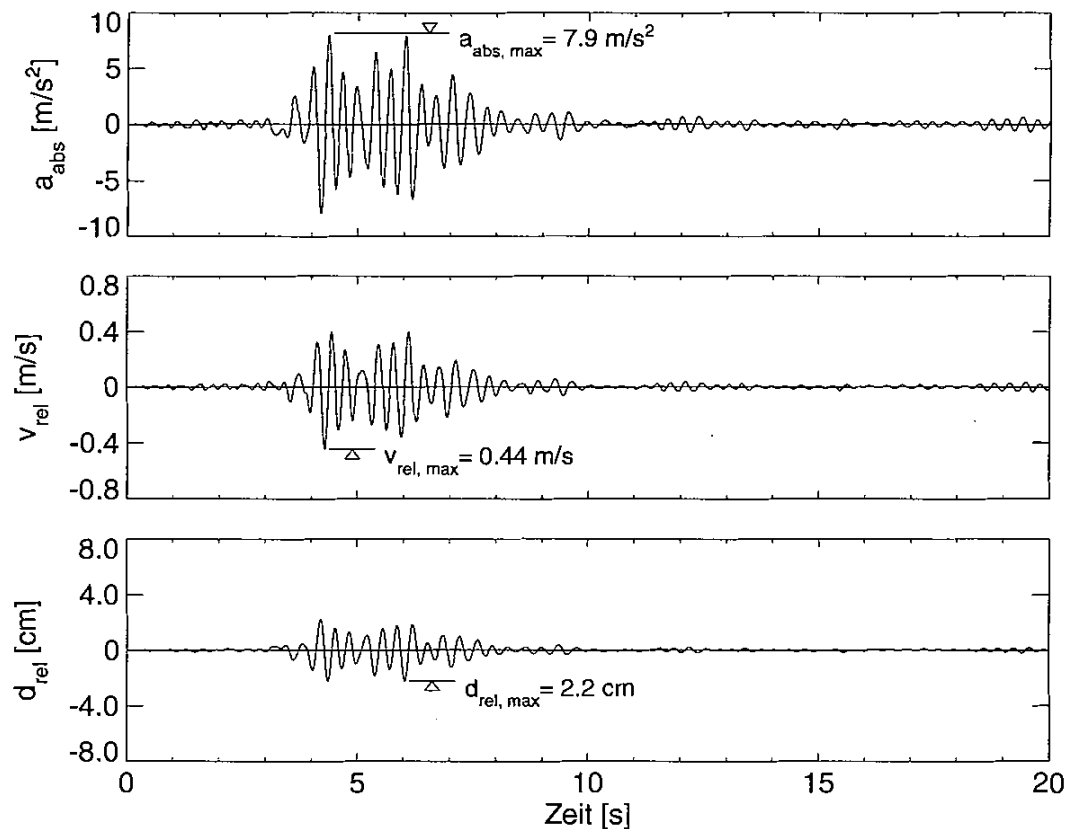
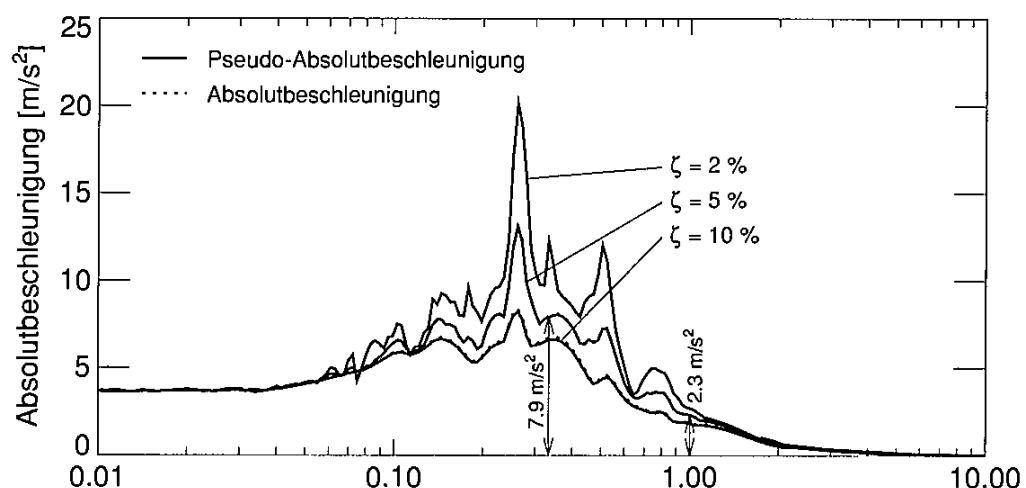


Bild 2.30: Zeitverläufe der Antwortschwingungen eines 3Hz-Einmassenschwingers mit 5% Dämpfung infolge Fusspunkterregung durch die N-S-Komponente "Tolmezzo" des Friaul-Erdbebens 1976 [Wen 92]

(Quelle: Bachmann 2002)



Aus den Beschleunigungs-Zeit-Verläufen des Friaul-Erdbebens
gewonnenes Antwortspektrum für verschiedene Dämpfungen

(Quelle: Bachmann 2002)

3.5 Historische Erdbeben

Datum	Ort	Stärke	Auswirkung
Mai 526	Antiochien (Syrien)		250.000 Tote
Jan. 1556	Shensi, Kansu (China)		830.000 Tote
18.02.1756	Düren	VIII (ca. 6,4)	Das stärkste bisher in der BRD bekannte Erdbeben
18.04.1906	San Francisco	8,3	2.500 Tote
22.05.1960	Pazifik vor der Küste Chiles	8,6-9,5	Das stärkste bisher gemessene Erdbeben
06.05.1976	Friulia	7,0	1.000 Tote
03.09.1978	Zollerngraben	5,5	„Letztes großes Beben im Zollerngraben“
Dez. 2004	vor der Küste Sumatras		250.000 Tote

Verschiedene Quellen

4. Baudynamik

4.1 Allgemeines

Eine qualifizierte Erdbebenberechnung geht von einer Fußpunkterregung aus und ermittelt aus einer Zeitverlaufsrechnung die Antwort des Bauwerks. Dies ist nicht nur grundsätzlich aufwändig, sondern auch grundsätzlich mit rechentechnischen Unwägbarkeiten verbunden, da die üblichen Zeitintegrationsverfahren zum Teil nicht stabil sind, zum Teil äußerst kleine Zeitinkremente verlangen, unter Umständen sehr genau eingestellte (modifizierte) Anregefrequenzen verlangen und anderes mehr (Knödel 2004).

Vereinfachend verwendet man Antwortspektrenverfahren. Dabei ist die Kenntnis der Eigenfrequenzen, der Eigenformen und der Dämpfung des Bauwerks erforderlich. Die dynamische Antwort auf die Fußpunkterregung ist schon in dem durch eine Norm vorgegebenen Antwortspektrum enthalten.

Weiter vereinfachend verwendet man Ersatzkraftverfahren. Hier ist die Kenntnis von Frequenz und Eigenformen nicht mehr erforderlich. Als Ersatzkraft verwendet man das Plateau des vorgegebenen Bemessungsspektrums.

4.2 DGL

4.2.1 Allgemeines

Als Differentialgleichung für dynamische Berechnungen wird meistens verwendet:

$$m \cdot x''(t) + D \cdot x'(t) + c \cdot x(t) = p(t)$$

Das ist eine Formulierung des momentanen Kräftegleichgewichts:

Linke Seite – 1. Term:	Masse mal Beschleunigung
Linke Seite – 2. Term:	Dämpfung mal Geschwindigkeit
Linke Seite – 3. Term:	Federsteifigkeit mal Weg
Rechte Seite:	eingeprägte Last

4.2.2 Ungedämpfte, freie Schwingung

Die einfachste Lösung der DGL gelingt, wenn man die Dämpfung und die eingeprägte Last jeweils zu Null setzt. Der Schwinger schwingt dann „frei“, aber nur, wenn er vorher in irgendeiner Form

angeregt wurde, z.B. durch Auslenken aus der Ruhelage (dann loslassen) oder durch Einprägen einer Anfangsgeschwindigkeit.

Die Lösung der DGL als mathematische Beschreibung der Schwingung hat die Form

$$x(t) = A * \sin(\omega * t)$$

mit A als Amplitude mit der Einheit [Weg] und ω als Eigen-Kreisfrequenz mit der Einheit rad/s oder 1/s. Es gilt

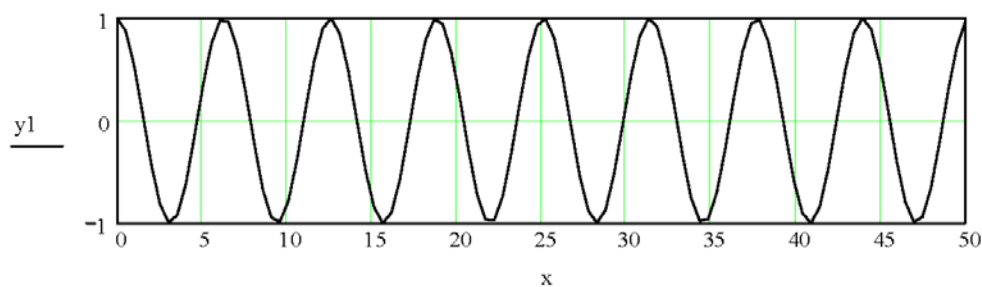
$$\omega = f * 2 \pi = 2 \pi / T$$

mit f als Eigenfrequenz in Schwingungen (Zyklen) pro Sekunde und T als Periodenlänge in Sekunden. Daher kann man auch schreiben

$$x(t) = A * \sin(2 \pi t / T) = A * \sin(2 \pi f t)$$

Eine Kosinusfunktion

$$y1_i := \cos(x_i)$$



Weg-Zeit-Verlauf

Mathematische Darstellung der ungedämpften, freien Schwingung

4.2.3 Ungedämpfte, erzwungene Schwingung

Der (im Sinne der Lösbarkeit der DGL) einfachste Fall einer äußeren Einwirkung ist die periodische Anregung der Schwingung.

Auf der rechten Seite der DGL steht dann

$$p(t) = F_{\max} * \sin(\Omega * t)$$

so dass die vollständige DGL lautet

$$m * x''(t) + c * x(t) = F_{\max} * \sin(\Omega * t)$$

Die Lösung dieser DGL lautet

$$x(t) = \dots$$

Man erkennt, dass der Schwinger die Anregfrequenz übernimmt; die Amplitude ist jedoch vom Frequenzverhältnis

$$\eta = \Omega/\omega$$

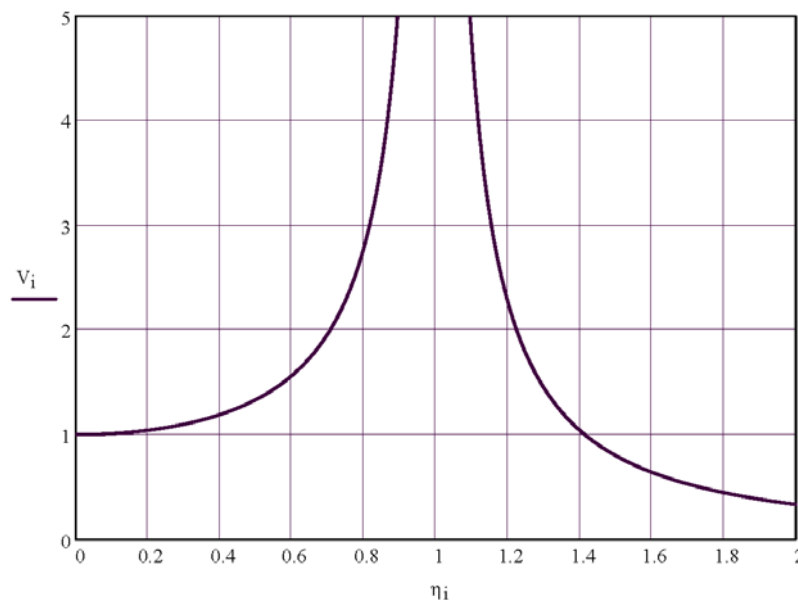
abhängig. Man definiert eine Vergrößerungsfunktion, mit der man die dynamische Auslenkung (die stationäre Auslenkung nach dem Einschwingvorgang) x_{dyn} auf die statische Auslenkung bezieht.

$$V = y_{\text{dyn}} / y_{\text{stat}}$$

$$V = 1 / \text{Nenner}$$

$$\text{Nenner} = \sqrt{[1 - (\Omega/\omega)^2]^2}$$

Diese Funktion hat für $\Omega = \omega$ eine Unendlichkeitsstelle. Diese Unendlichkeitsstelle interpretiert man in der Mechanik als „Resonanzkatastrophe“, da hier unabhängig von der Intensität der Anregung die Auslenkungen des Schwingers über alle Grenzen wachsen.



Vergrößerungsfunktion des ungedämpften Schwingers unter Kraftanregung

4.2.4 Gedämpfte, freie Schwingung

$$m * x''(t) + D * x'(t) + c * x(t) = 0$$

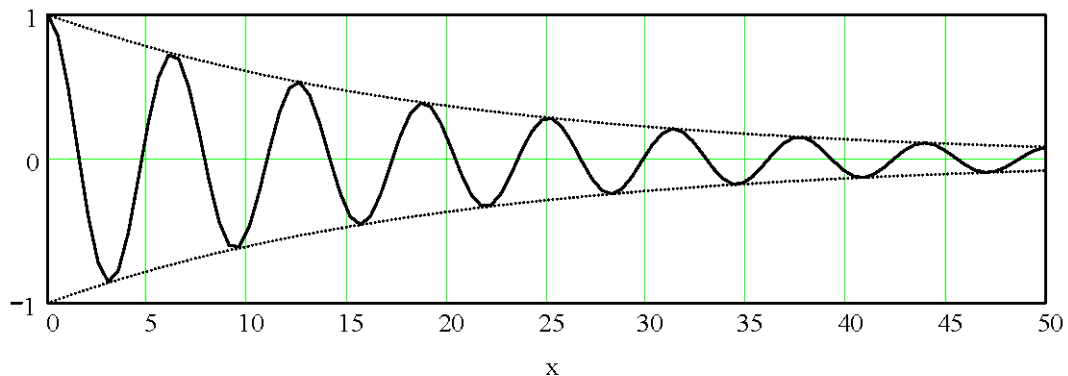
Die Lösung setzt sich zusammen aus der Lösung der ungedämpften Schwingung, multipliziert mit einer e-Funktion mit negativem Exponenten. Zeichnet man hierzu zwei Äste mit positivem und negativem Vorzeichen, so kann man die beiden e-Kurven („Trompetenkurven“) als Einhüllende der harmonischen Schwingung interpretieren, die deren Amplituden von Zyklus zu Zyklus um das glei-

che Verhältnis reduzieren.

$$x(t) = A * e^{-D * \omega * t} * \sin(\omega_D * t)$$

mit

$$\omega_D = \omega * \sqrt{1 - D^2}$$



Abklingkurve: Sinusfunktion zwischen Trompetenkurven

Als anschauliches Maß für das Abklingen der Amplituden verwendet man das logarithmische Dekrement δ , welches das Verhältnis zweier aufeinanderfolgender lokaler Maxima der Kurve beschreibt

$$\delta = \ln [Amp(i) / Amp(i+1)]$$

(Mensing 1993)

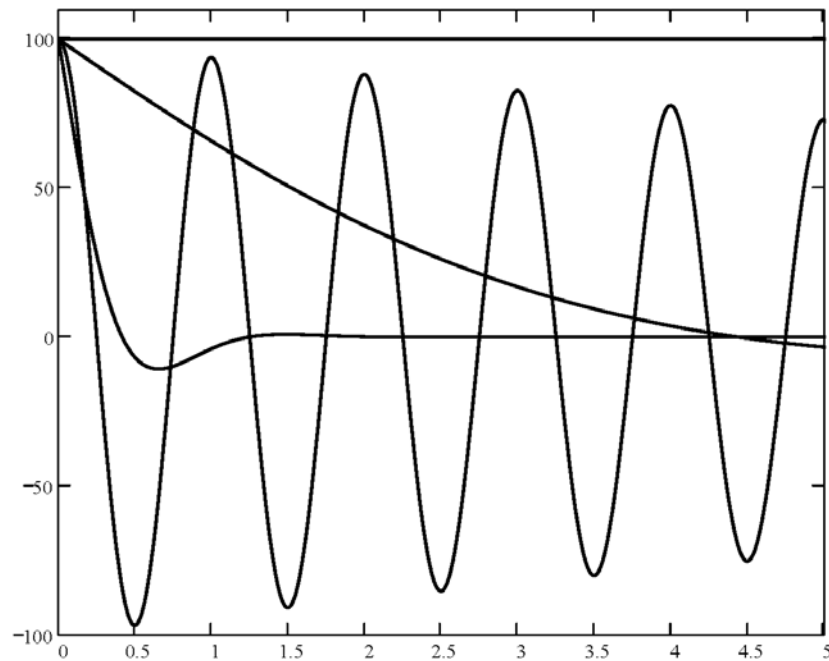
$$\text{Beispiel: } \delta = \ln [100 \% / 90 \%] = \ln (1,111) = 0,105$$

Der Zusammenhang zwischen der Dämpfung D und dem logarithmischen Dekrement δ ist

$$D = \delta / 2\pi$$

$$\delta = 2 \pi D$$

Die Dämpfung D ist auch bekannt als „Lehrsches Dämpfungsmaß“ oder „Prozentsatz der kritischen Dämpfung“. In der angelsächsischen Literatur wird dafür häufig der Formelbuchstabe ζ (zeta) verwendet.



Abklingkurve für $D = 1,0; 0,99; 0,80; 0,01$

Eine Dämpfungsziffer nahe der kritischen Dämpfung
produziert nur noch Kriechkurven

Die Gleichung der gedämpften, freien Schwingung produziert nur sogenannte Abklingkurven. Abklingkurven werden z.B. zur Systemidentifikation aufgenommen, z.B. bei Stahlschornsteinen: man „zupft“ den Schornstein an oder stellt sich auf die Kopfbühne und schaukelt ihn auf, danach lässt man ihn ausschwingen. Am Ausschwingverhalten kann man zuverlässig die tatsächliche Eigenfrequenz und die tatsächliche Dämpfung bestimmen.

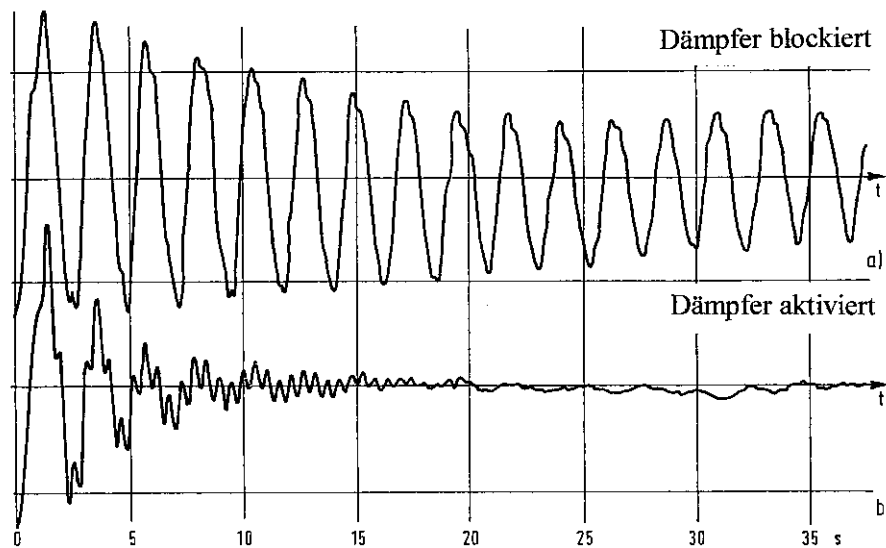


Bild 70

Ausschwingversuch an einem 84 m hohen Stahlschornstein (Petersen 2001)

4.2.5 Gedämpfte, erzwungene Schwingung

$$m \cdot x''(t) + D \cdot x'(t) + c \cdot x(t) = F_{\max} \cdot \sin(\Omega \cdot t)$$

Die zugehörige Bewegungsgleichung lautet:

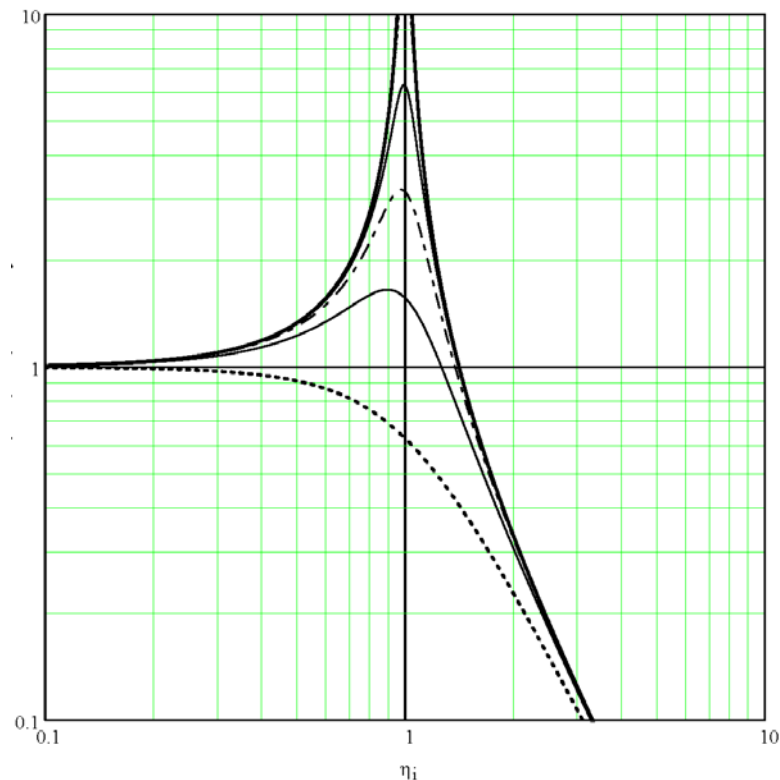
$$x(t) = \quad \text{(siehe } \text{www.tm-mathe.de/Themen/html/gewdglerschwing.html})$$

Die bereits oben beschriebene Vergrößerungsfunktion wird um Dämpfungsterme erweitert und verliert dadurch ihre einfache Struktur.

$$V = y_{\text{dyn}} / y_{\text{stat}}$$

$$V = 1 / \text{Nenner}$$

$$\text{Nenner} = \sqrt{\{ [1 - (\Omega/\omega)^2]^2 + (2 \cdot D \cdot \Omega/\omega)^2 \}}$$



Vergrößerungsfunktion des gedämpften Schwingers unter Kraftanregung

Kurven für $D = 5; 2; 1; 0,5; 0,2; 0,1$

Man erkennt, dass für $\Omega/\omega = 1$ keine Resonanzkatastrophe mehr eintritt, sondern der Nenner vereinfacht sich zu

$$\text{Nenner} = \sqrt{(2 \cdot D)^2} = 2 D$$

Der Maximalwert der Vergrößerungsfunktion beträgt damit

$$V_{\max} = 1 / 2D$$

die Auslenkung ist somit nur von der Dämpfung abhängig. Mit der oben angegebenen Beziehung zwischen dem logarithmischen Dekrement und dem Lehrschen Dämpfungsmaß

$$D = \delta / 2\pi$$

erhält man

$$V_{\max} = \pi / \delta$$

4.3 Linearer, ungedämpfter (Krag-)Schwinger

Vereinfachend kann das Bauwerk als linearer Schwinger modelliert werden.

Bei eingeschossigen Gebäuden bietet sich eine Modellierung als Einmassenschwinger an. Man konzentriert z.B. die gesamte Deckenmasse des Gebäudes und die halbe Masse der Wände als maßgebend an der Schwingung beteiligte (Gesamt-)Masse m [kg] in der Höhe der Decke und ermittelt die durch Aussteifungswände oder Verbände vorhandene horizontale Verschiebungssteifigkeit c [N/m] der Decke.

Die Eigenfrequenz dieses Schwingers beträgt

$$f = 1/(2\pi) * \sqrt{c/m}$$

Handelt es sich eher um ein mast- oder turmartiges Bauwerk mit konstanter Verteilung von Masse m [kg/m] und Steifigkeit $[E \cdot I]$ entlang der Höhe, so beträgt die Eigenfrequenz

$$f = 0,560 * \sqrt{[E \cdot I / (m * L^4)]}$$

Falls für den Fußpunkt keine starre Einspannung eingenommen werden kann, ist aus den Fundamentabmessungen und den Bodenkenngößen die (dynamische) Drehfedersteifigkeit c_ϕ [kNm] zu ermitteln. Die aufgrund der Nachgiebigkeit der Einspannung verringerte Eigenfrequenz kann z.B. nach DIN 4133 Anhang A (oder Petersen 1996) ermittelt werden.

Ein linearer Schwinger schwingt unendlich lange weiter, sofern keine Dämpfung vorhanden ist.

Wird ein linearer Schwinger durch eine periodische Kraft angeregt,

Bei mehrgeschossigen Gebäuden verwendet man vorteilhaft das Verfahren von Rayleigh und Morleight (siehe z.B. Petersen (1988) Abs. 23.3.2 Gl. 87 oder Peil (1993) Abs. 7.2.3.3.2 Gl. 7.2-122). Man modelliert die mehrstöckigen Aussteifungswände oder Verbände und setzt die Gewichte der Stockwerksmassen in horizontaler Richtung an. Aus der unter diesen Lasten entstehenden Kopfauslenkung $y_{\max}$ [m] ermittelt man (in guter Näherung) die Eigenfrequenz für die Grundschiwingung aus

$$f = 1/(2\pi) * \sqrt{g / y_{\max}}$$

mit g als Gravitationskonstante $9,81 \text{ m/s}^2$.

4.4 Linearer, gedämpfter Schwinger

siehe oben

4.5 Nichtlinearer Schwinger

Nichtlineare Schwinger sind dadurch gekennzeichnet, dass die Rückstellkraft nicht mehr proportional zur Auslenkung ist; die Federkonstante ist damit keine Konstante mehr.

Außer dass man nichtlineare Schwinger nur noch in Ausnahmefällen händisch berechnen kann haben sie eine interessante Eigenschaft:

Auch wenn tatsächlich keine Dissipation vorhanden ist, sieht ihre Übertragungsfunktion so aus, als ob eine (starke) Dämpfung vorhanden wäre (siehe Dynamik Skript Knödel).

5. Erdbebenlasten nach DIN 4149:2005

5.1 Allgemeines

Vorbemerkung:

Die nachstehenden Ausführungen können naturgemäß den Inhalt einer technisch anspruchsvollen, 82-seitigen Norm nur in groben Zügen wiedergeben. Im Anwendungsfall ist daher ein eigenes Studium der Norm unbedingt erforderlich.

Die Norm ist in Baden-Württemberg seit November 2005 eingeführt, und ist damit auch in anderen Bundesländern – wenn auch nicht baurechtlich zwingend verbindlich – in jedem Fall als neuerer Stand der Technik anzusehen.

DEUTSCHE NORM		April 2005
	DIN 4149	DIN
ICS 91.120.25	Ersatz für DIN 4149-1:1981-04 und DIN 4149-1/A1:1992-12	
Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten		
Buildings in german earthquake areas – Design loads, analysis and structural design of buildings		
Batiments dans les zones sismiques allemandes – Suppositions de charge, dimensionnement et construction de batiments conventionels		

Die Ermittlung von Erdbebenlasten stützt sich auf Erdbebenzonen (siehe nächste Seite), denen bestimmte Intensitäten der Mercalli- bzw. EMS-Skala zugeordnet sind.

6. Erdbebenlasten nach EC8

6.1 Allgemeines

Berechnungsverfahren ähnlich wie oben für DIN 4149 dargestellt (eigentlich umgekehrt) – siehe Rechenblatt im Anhang – „Tank“.

6.2 Besonderheiten bei Duktilitätsklasse M und H im Stahlbau

Allgemeine Prinzipien:

- Das Tragwerk wird zunächst in nicht-aussteifende und aussteifende Bauteile oder Baugruppen unterteilt. Die folgenden Regeln beziehen sich nur auf die aussteifenden Bauteile.
- Die aussteifenden Teile werden in dissipative und nicht-dissipative Bauteile/Anschlüsse unterteilt. Die nicht-dissipativen Bauteile müssen solche Überfestigkeiten aufweisen, dass in den dissipativen Bauteilen/Anschlüssen mehrfaches Hin- und Herplastizieren stattfinden kann. (6.5.2 (4))

Bauteile, die auf Druck oder Biegung beansprucht werden (6.5.3)

- Ausreichende Duktilität ist über die Querschnittsklassen (d.h. über ausreichende Dickwandigkeit) nachzuweisen. Für DCH darf nur (noch) Querschnittsklasse 1 verwendet werden.

Zugbeanspruchte Bauteile (6.5.4)

- Regeln nach EC3-1-1:2004 (6.2.3 (3)) einhalten:
Wird eine Kapazitätsbemessung gefordert, siehe EN 1998, muss der Bemessungswert der plastischen Zugbeanspruchbarkeit $N_{pl,Rd}$ nach 6.2.3(2) a) kleiner als der Bemessungswert der Zugbeanspruchbarkeit des Nettoquerschnitts $N_{u,Rd}$ längs der kritischen Risslinie durch die Löcher nach 6.2.3(2) b) sein.
Mit EC3-1-1 Abs. 6.2.3(2) a) Gl. 6.6:
$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

und EC3-1-1 Abs. 6.2.3(2) b) Gl. 6.7:
$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

7. Erdbebenlasten nach UBC

Im folgenden wird ein Statik-Textbaustein meines Büros wiedergegeben mit Stand 2007:

Erdbebenlasten nach UBC 97 Division IV Section 1626 ff.

Seismic Loads according to UBC 97 Division IV Section 1626 ff.

In der Projektspezifikation des Auftraggebers ist eine Erdbebenzone von 3 angegeben.

The client specified Seismic Zone 3.

<< nonstructural components – see below ! >>

Bedeutungsfaktor nach Tabelle 16-K

Nutzungsart Kategorie 2: Gefährliche Anlagen ... giftige oder explosive Chemikalien und Substanzen

Importance factor according to table 16-K:

Occupancy category 2: Hazardous facilities ... toxic or explosive chemicals and substances

$I = 1,25$

$I_p = 1,50$

Globale Duktilitäts-Kapazität nach Tabelle 16-N

Gewöhnliche biegesteife Rahmen in Stahl oder Beton

Global ductility capacity according to table 16-N:

Ordinary moment resisting frames in steel or concrete

$R = 3,5$

(kleinere Zahlen liegen auf der sicheren Seite)

(lower numbers are on the safe side)

Erdbeben-Zonen-Faktor nach Tabelle 16-I

Seismic zone factor according to table 16-I:

$Z = 0,30$

Bodenprofil Typ nach Section 1636 und Tabelle 16-J

Falls keine Angaben zum Boden vorliegen ist SD zu verwenden

8. Anwendungsbeispiele

8.1 Industriehalle

Eigentlich problemlos:

unterschiedliche Eigenfrequenzen in Längs- und Querrichtung aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten und mitschwingenden Massen bei Rahmen und Längswandverbänden.

Meistens werden alle Massen einschließlich der Krane in die Dachebene gelegt.

8.2 Mehrgeschossiges Anlagengerüst (einfach)

Stahlgewicht ca. 30 Tonnen.

siehe Anhang

8.3 Förderbrücke

Stahlgewicht ca. 30 Tonnen.

siehe Anhang

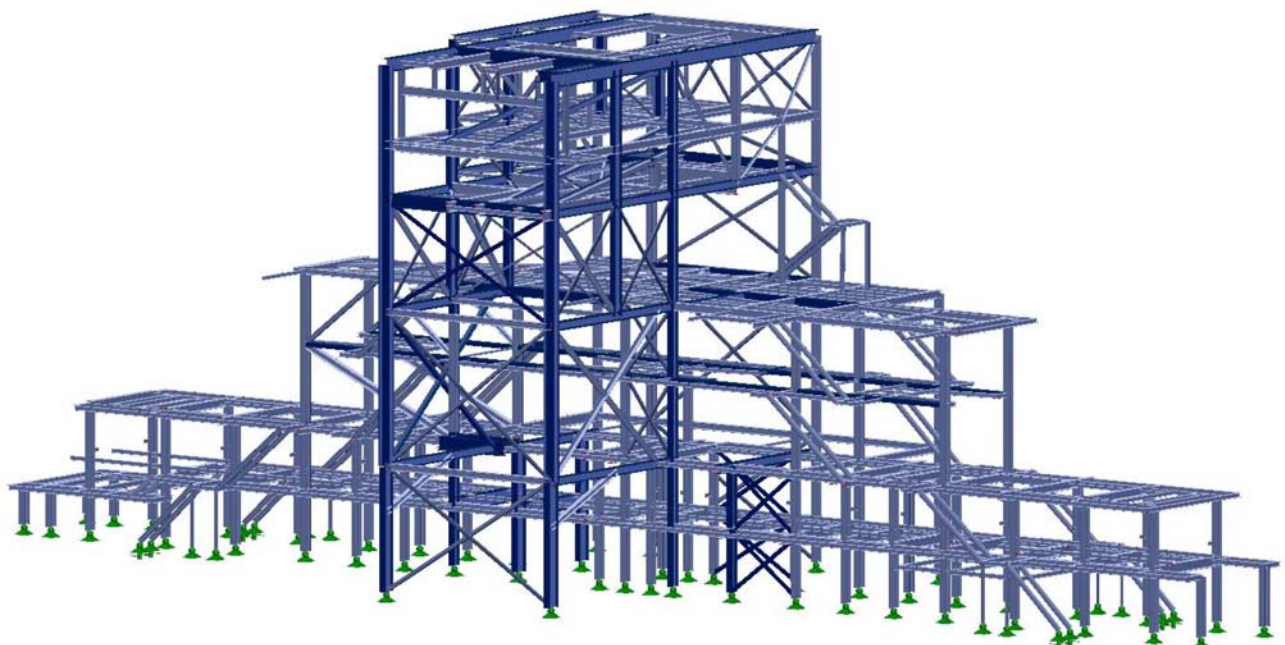
8.4 Tank

siehe Anhang

8.5 Mehrgeschossiges Anlagengerüst (chaotisch)



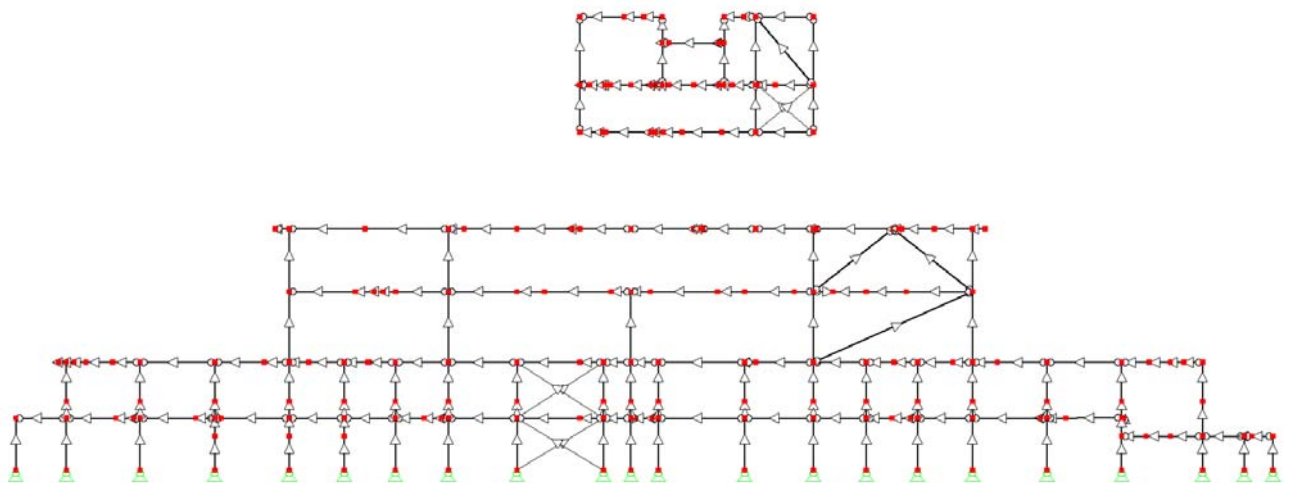
(Foto: Dieffenbacher 2005)



Stabwerksmodell Formstation für OSB-Produktion



eine der Bühnen in der Draufsicht



eine der Längswände in der Ansicht

9. FAQs und Offene Fragen

- Wie berechnet man Bauteile, die im Boden eingebettet sind?
z.B. Kellergeschosse, unterirdische Behälter, Fundamente ggfs. mit Maschinen drauf, ...
Hypothese Knödel:
Die genannten Bauteile sind keine schwingungsfähigen Systeme in der Art von Hochbauten; sie haben daher möglicherweise keinen dynamischen Vergrößerungsfaktor, die Bodenbeschleunigungen können daher unverändert und unmittelbar angesetzt werden.
- Lohnt sich das planmäßige Ausnutzen der Duktilität durch Ansatz der Duktilitätsklasse H? (aus Knödel 2007)
Bei Erdbebenbeanspruchung ist mehrfaches Hin- und Herplastizieren des Tragwerkes erforderlich. Um diese Fähigkeit des Tragwerkes nachzuweisen, ist ein hoher Aufwand bei Berechnung, Konstruktion, in der Fertigung und der Fertigungsüberwachung einschließlich Dokumentation erforderlich. Ergebnis sind Bauteilabmessungen, welche das sonst übliche Ringen um „leichtem“ Stahlbau, bei dem alle Bauteile unter trickreichem Ausreizen der Stabilitätsnachweise bemessen sind, völlig auf den Kopf stellen.
Nach meiner Erfahrung kann man gut damit leben, dass man Dissipation innerhalb des Stahltragwerks nicht in Anspruch nimmt und die aussteifenden Elemente nach dem Verfahren elastisch-elastisch bemisst. Gegenüber den ohnehin abzuleitenden Windlasten sowie Lasten aus unplanmäßiger Schiefstellung handelt man sich auch in „hohen“ Erdbebenzonen meist nur überschaubar größere Horizontallasten ein. Diese bedingen größere Verbandsdiagonalen, Verbandsriegel und Verbandsstützen – was bei nahezu gleichem Aufwand für Berechnung, Konstruktion, Fertigung und Montage in den Gesamtkosten kaum in das Gewicht fällt.
- Wann kann ich den lästigen Faktor von mindestens 1,30 für unplanmäßige Torsion ignorieren?
- Wann muss ich multimodal überlagern?
(siehe Anhang)
- Fluidisiert der Zucker in einem 50.000 Tonnen Silo während des Erdbebens?
- Wo steht die Forderung, dass in allen Stockwerken alle Aussteifungselemente der gleichen Richtung gleichzeitig plastisch werden sollen?

10. Literaturhinweise und Quellen

10.1 Normen und Regelwerke

Hinweis:

Die nachfolgend angegebenen Normen dienen als Hintergrundinformation; bei Bedarf bitte selbst klären, ob diese noch aktuell sind, z.B. über www.beuth.de.

- [1] ISO 3010:2001: Basis for design of structures. Seismic actions on structures.
- [2] DIN EN 1090: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken.
Execution of steel structures and aluminium structures.
Teil 1: Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile. Deutsche Fassung EN 1090-1:2009. Ausgabe Oktober 2009. Requirements for conformity assessment of structural components.
Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken. Deutsche Fassung EN 1090-2:2008. Ausgabe Dezember 2008. Technical requirements for steel structures.
Teil 3: Technische Regeln für die Ausführung von Aluminiumtragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-3:2008. Ausgabe September 2008. Technical requirements for aluminium structures.
- [3] DIN EN 1993/NA (EC3): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Entwurf Oktober 2007.
Teil 1-4: Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen. Entwurf April 2010.
Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Entwurf August 2007.
Teil 1-9: Ermüdung. Entwurf August 2007.
- [4] DIN EN 1998/NA (EC8): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau. August 2010.
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau. Entwurf Juli 2009.
Teil 2: Brücken. April 2010.
Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte. September 2009.
- [5] DIN EN 1998 (EC8): Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Design of structures for earthquake resistance.
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004. April 2006.
Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; German version EN 1998-1:2004. April 2006.
Teil 2: Brücken; Deutsche Fassung EN 1998-2:2005. Juni 2006.
Part 2: Bridges; German version EN 1998-2:2005. June 2006.
Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden; Deutsche Fassung EN 1998-3:2005.

- April 2006.
Part 3: Assessment and retrofitting of buildings; German version EN 1998-3:2005. April 2006.
Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen; Deutsche Fassung EN 1998-4:2006. Januar 2007.
Part 4: Silos, tanks and pipelines; German version EN 1998-4:2006. January 2007.
Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte; Deutsche Fassung EN 1998-5:2004.
Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects; German version EN 1998-5:2004.
Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine; Deutsche Fassung EN 1998-6:2005. März 2006.
Part 6: Towers, masts and chimneys; German version EN 1998-6:2005. March 2006.
- [6] DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Buildings in german earthquake areas. Design loads, analysis and structural design of buildings.
(In LTB 2007 Baden-Württemberg aufgeführt Stand 07.12.07, [www.wm.baden-wuert...](http://www.wm.baden-wuerttemberg.de))
(In LTB 2005 Baden-Württemberg aufgeführt Stand 25.02.06 [www.im...](http://www.imb.baden-wuerttemberg.de))
(In LTB 2005 RP nicht aufgeführt, die sind aber auch von 02/05, Stand 12.03.06 www.fm.rlp.de/Bauen/fr_Bauen.htm)
- [7] Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg. Herausgegeben vom Innenministerium Baden-Württemberg, 1. Aufl. 2005.
- [8] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten.
Teil 1: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. April 1981.
Teil 1 A1: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Änderung 1, Karte der Erdbebenzonen. Dezember 1992.
Beiblatt 1: Zuordnung von Verwaltungsgebieten zu den Erdbebenzonen. April 1981.
- [9] DIN EN 10204: Metallische Erzeugnisse; Arten von Prüfbescheinigungen. Januar 2005.
Deutsche Fassung EN 10204:2004.
Metallic products; Types of inspection documents.
- [10] DIN 18800: Stahlbauten. Steel structures.
Teil 1:2008-11 Bemessung und Konstruktion. Design and construction.
Teil 7:2008-11 Ausführung und Herstellerqualifikation. Execution and constructor's qualification.
- [11] P100-1/2006: Cod de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri. Monitorul oficial al României, Partea I, Nr. 803 bis/25.IX.2006.
- [12] Régles de construction parasismique: Régles PS applicables aux bâtiments – PS 92 2004.
- [13] VdTÜV-Merkblatt Tankanlagen 960-2002/1: Richtlinie für die Herstellung von Flachbodentanks mit besonderen Anforderungen. Dezember 2002.
- [14] International Code Council: UBC Uniform Building Code 1997 (Published triennially).
Vol. 1: Overview.
Vol. 2: Structural Engineering Design.
Vol. 3: Material, Testing and Installation Standards.
- [15] IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks. Provisions with Commentary and Explanatory Examples. Indian Institute of Technology Kanpur; Gujarat

state Disaster Management Authority; NICEE National Information Center of Earthquake Engineering. October 2007. www.nicee.org

- [16] VCI Verband der Chemischen Industrie e.V.: Erläuterungen zum Leitfaden – Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau. Frankfurt, September 2008. Leitfaden zur Anwendung der DIN 4149:2005 Auf Tragwerke und Komponenten in der chemischen Industrie.

10.2 Fachliteratur

- [17] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser, 2. Auflage, Basel 2002.
- [18] Gehrig, H.: Vereinfachte Berechnung flüssigkeitsgefüllter verankerter Kreiszyinderschalen unter Erdbebenbelastung. Stahlbau 73 (2004), Heft 1, S. 37–45.
- [19] Gehrig, H.: Berechnung erdbebenbeanspruchter stehender zylindrischer Flüssigkeitsbehälter aus Stahlblech, Teil 1. Technische Überwachung 49 (2008) Nr. 6 – Juni, S. 31-36.
Teil 2, Technische Überwachung 49 (2008) Nr. 7/8 – Juli/August, S. 20-23.
errata:
Auf Seite 11 oben in der Formel für $\delta_{p,0}$ muss es rechts vom zweiten Gleichheitszeichen heißen: $0,70 \cdot a_g / g$... dann geht's weiter mit γ – und insgesamt fehlt dann noch der Bedeutungsbeiwert - der ist nämlich in den Beschleunigungen in DIN 4149 noch nicht enthalten.
- [20] Habenberger, J.: Berechnung von Flüssigkeitsbehältern unter Erdbebeneinwirkung. Stahlbau 77 (2008), Heft 1, S. 42–45.
- [21] Hosser, D.: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. Bauingenieur 62 (1987), S. 567-574. (zitiert nach Kaiser 1999)
- [22] Hosser, D., Keintzel, E., Schneider, G.: Seismische Eingangsgrößen für die Berechnung von Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung europäischer Baubestimmungen, Eurocode 8 – Erdbeben. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe 1991. (zitiert nach Kaiser 1999)
- [23] Kaiser, D.: Bodenbewegungen in der Nähe mittelgroßer Erdbeben. In Savidis, S. A. (Ed.): Entwicklungsstand in Forschung und Praxis auf den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Boden- und Baudynamik (D-A-CH-Tagung, Berlin 1999). Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik DGEB-Publ. Nr. 10, 39 - 48. zitiert nach www.geo.uni-jena.de/geophysik/seismologie
- [24] Keintzel, E.: Entwicklung der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten in Deutschland. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998) Heft 9, Seite 245 ff.
- [25] Knödel, P.: Lehrmaterialien zur Vorlesung Behälterbau an der Fachhochschule Karlsruhe, erreichbar unter www.peterknoedel.de/lehre/lehre.htm, von März 2003 bis Januar 2007 laufend aktualisiert.
- [26] Knödel, P.: Störabspannungen für Stahlschornsteine. Stahlbau 73 (2004), Heft 4, S. 254-261.
- [27] Knödel, P.: Schweißanschlüsse bei „Außergewöhnlichen Einwirkungen“. Vortrag in der SLV Mannheim am 01.02.2007. Skript enthalten in den Seminarunterlagen der SLV Mannheim und herunterladbar von www.peterknoedel.de.

- [28] Knödel, P.: Lehrmaterialien zur Vorlesung Stahlbau an der Fachhochschule Augsburg, erreichbar unter www.peterknoedel.de/lehre/lehre.htm, seit März 2007 laufend aktualisiert. (seit 2009 auch Baustatik II)
- [29] Knödel, P.: Bemessung von Silos. Workshop EC3 – Rechenbeispiele. Hochschule München, 21.03.2009. Skript enthalten in den Seminarunterlagen der HS München und herunterladbar von www.peterknoedel.de.
- [30] Knoedel, P., Hrabowski, J.: Seismic Design in Plant Construction – Shortcomings of EC8. Registered abstract A-0244. Eurosteel 2011, Budapest, 31.08.-02.09.2011.
- [31] Knoedel, P.: Dynamics of X-braced Steel Structures. (in preparation for Steel Construction)
- [32] Knödel, P., Schlüter, F.-H.: Schiefstellung statt Erdbebenlast im Industriebau. (in Vorbereitung)
- [33] Küttler, M.: Nachweis der Erdbebenbeanspruchung nach DIN 4149. Seminarunterlagen 18.04.02 in Leverkusen. Küttler, Urban + Partner, Köln, www.kup-koeln.de
- [34] Lange, J., Kleinschmitt, J.: Stahl im Hochhausbau. S. 423-480 in Stahlbaukalender 2002, Ernst & Sohn, Berlin. Suchwort: Erdbeben, Eigenfrequenz, Dämpfung.
- [35] Mensinger, M.: Untersuchungen zum Schwingungsverhalten lose gekoppelter Stahlschornsteine. Vertiefearbeit bei Prof. Mang, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe 1993. (Betreuer: Dipl.-Ing. P. Knödel)
- [36] Meskouris, K., Hinzen, K.-G.: Bauwerke und Erdbeben. Grundlagen – Anwendung – Beispiele. Vieweg, Wiesbaden 2003. (2. Auflage 2007 mit mehr Praxisbeispielen nach DIN 4149:2005)
- [37] Peil, U.: Baudynamik. Kapitel 7 in: Stahlbau Handbuch - Für Studium und Praxis. 3. Auflage, Band 1 Teil A, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln 1993. S. 379-451.
- [38] Petersen, Chr.: Stahlbau. Vieweg, Braunschweig 1988.
- [39] Petersen, Chr.: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg, Wiesbaden, 1996.
- [40] Petersen, Chr.: Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau. Herausgeber: Maurer Söhne GmbH & Co. KG, München 2001, anlässlich des 125jährigen Firmenjubiläums. ISBN 3-00-008059-7
- [41] Schmeling, H.: Geodynamik. Vorlesungsskript WS 2004/2005. Institut für Meteorologie und Geophysik, Universität Frankfurt. (zitiert nach www.geophysik.uni-frankfurt.de/~schmelin/skripte/index.html)
- [42] Schmieg, H., Vielsack, P.: Selbsterregte Reibschwingungen bei konstant verzögertem Vortrieb am Beispiel einer Scheibenbremse, ZAMM81 (2000), Suppl. 1, S. 69-70. (zitiert nach Jahresbericht 2001, Institut fuer Mechanik, Universitaet Karlsruhe, im Internet)
- [43] Steinmetz, D., Knödel, P.: Bauen von Holzhäusern in Erdbebengebieten Deutschlands. Vortrag in der TAS Kaiserslautern am 05.04.2006. Skript herunterladbar von www.peterknoedel.de.
- [44] Vayas, I.: Tragverhalten, Auslegung und Nachweise von Stahlhochbauten in Erdbebengebieten. Stahlbau-Kalender 2008, Ernst & Sohn, Berlin.

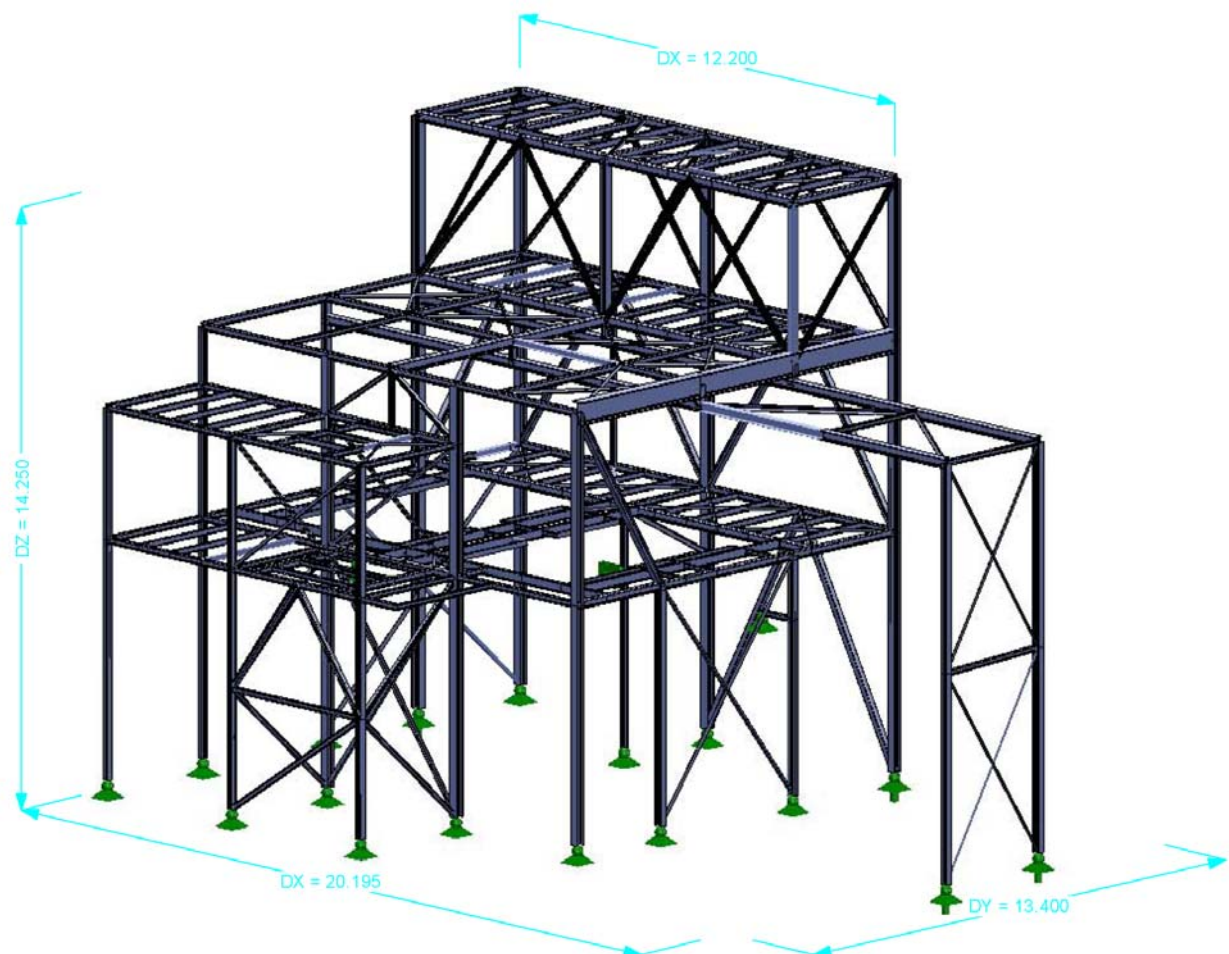
- [45] Vielsack, P.: Stick-slip instability of decelerative sliding. Int. Journ. Non-Linear Mechanics 36 (2001), pp. 237-247. (zitiert nach Jahresbericht 2001, Institut fuer Mechanik, Universitaet Karlsruhe, im Internet)

10.3 Weitere Quellen

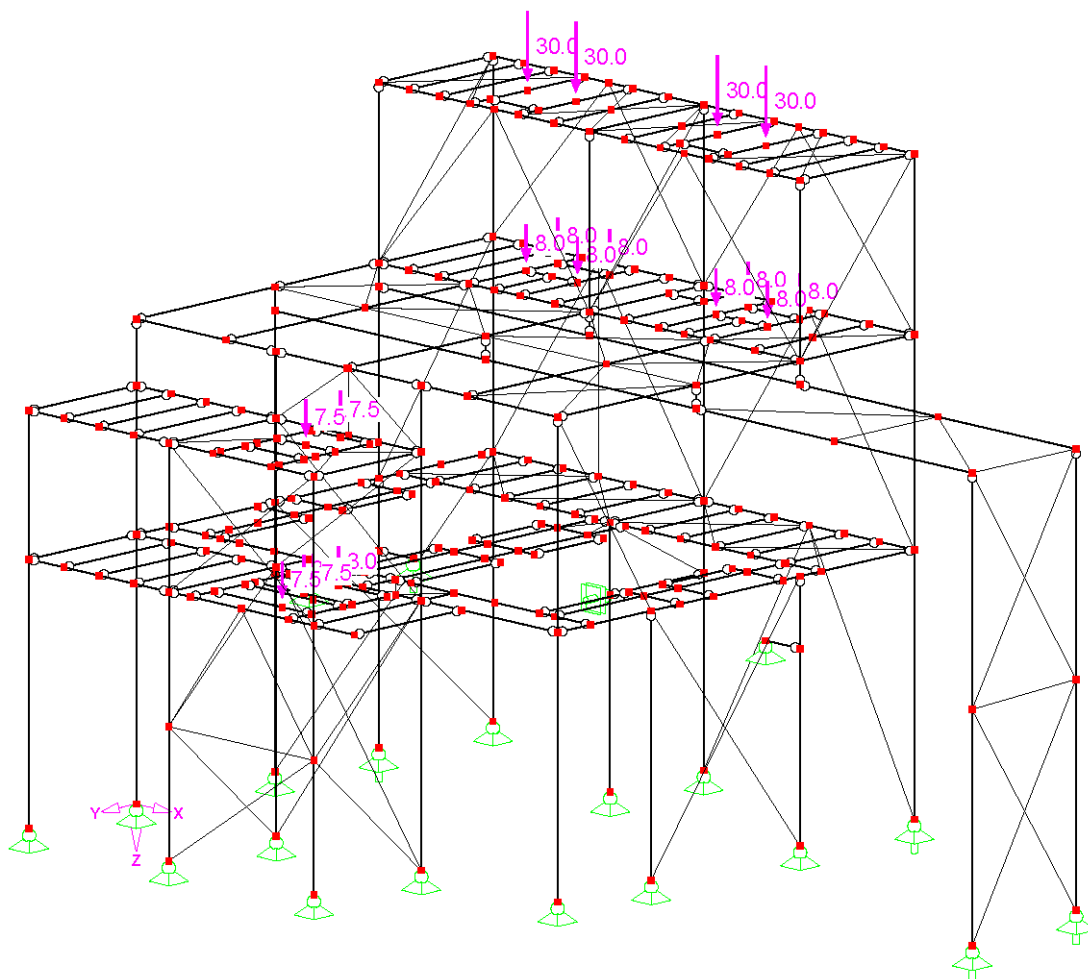
Hinweis: die Internet-Quellen beziehen sich jeweils auf den Stand 10. oder 12.03.2006.

- [46] www.brockhaus.de/aktuell/thema.php?t_id=80&jahr=2002
[47] www.univie.ac.at/geo_physisch/UE_PS/PS_GEOMORPH/home/inhalte/plattentektonik/plattentektonik.html
[48] <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/understanding.html#anchor6715825>
[49] <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/zones.html>
[50] http://geoweb.zamg.ac.at/live_seis/pages/info_auswert.html
[51] www.erdbeben.ch/seismische-welle.php
[52] www.laalmanac.com/disaster/di02b.htm
[53] www.infoplease.com/ce6/sci/A0841853.html
[54] www.noezsv.at/wastun/erdbeben/allgemeines.htm
[55] www.ziegel.at/main.asp?content=technik/erdbeben/skalen.htm
[56] www.tm-mathe.de/Themen/html/gewdglerzschwing.html

Mehrgeschossiges Anlagengerüst

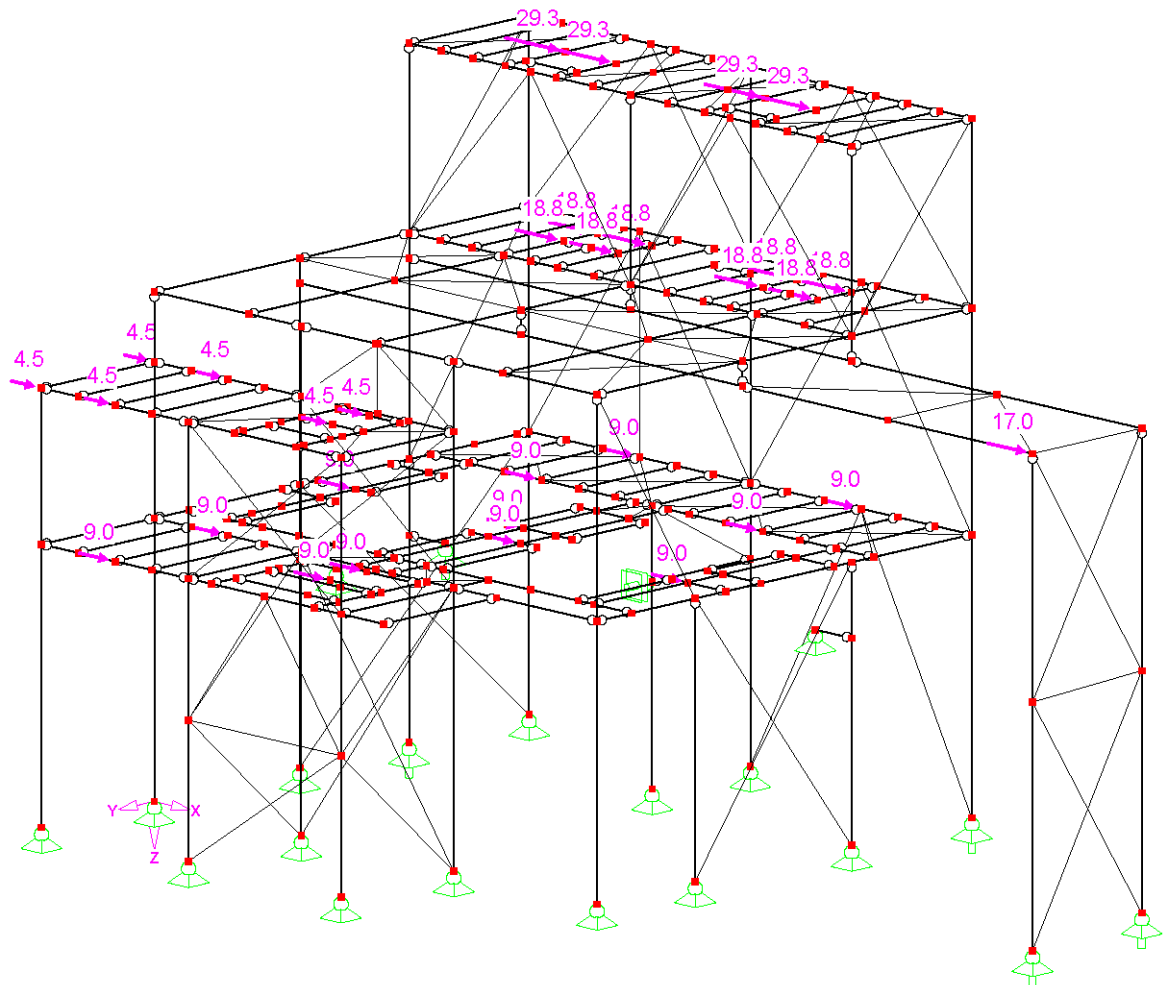


Mehrgeschossiges unsymmetrisches Anlagengerüst

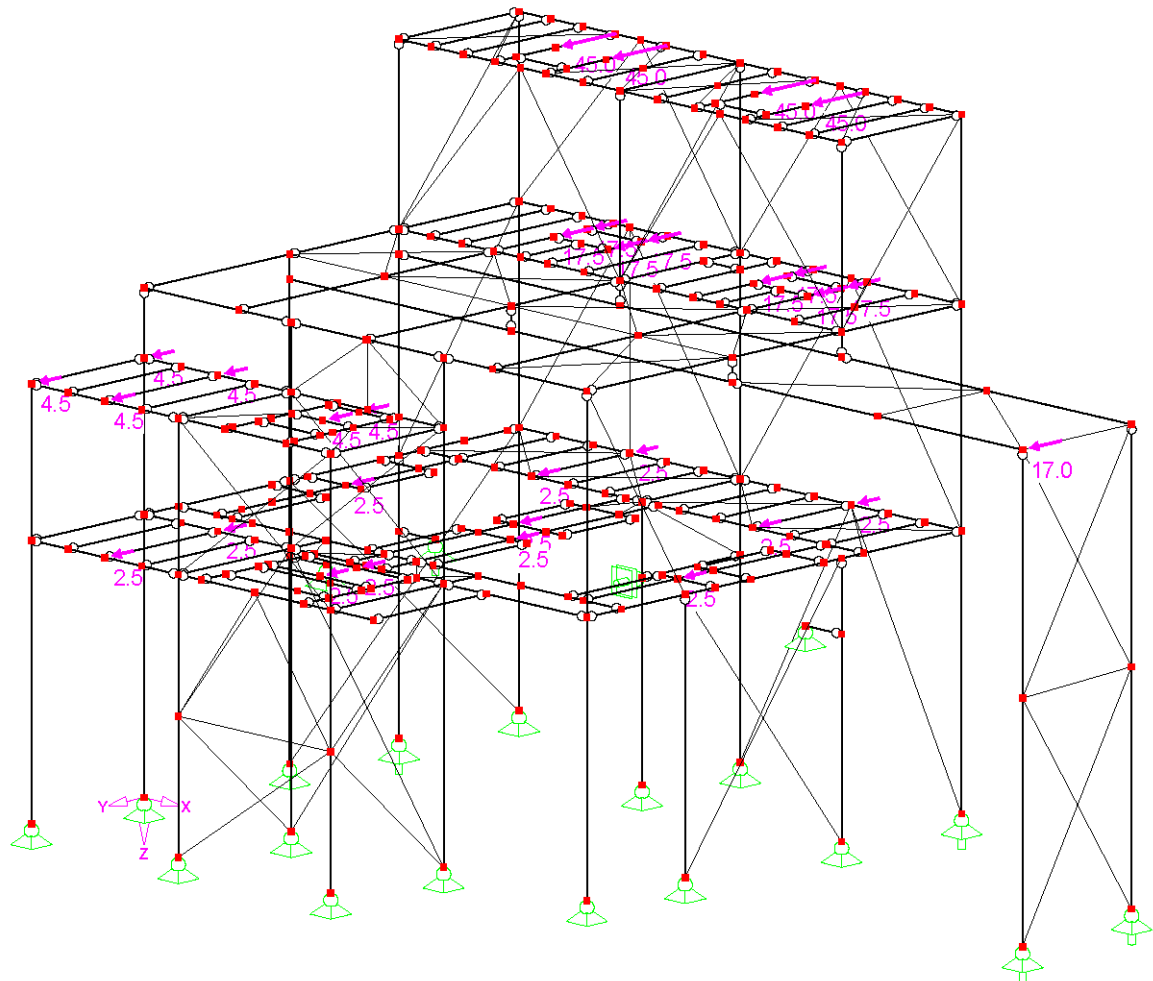


Verteilung der Maschinenlasten:

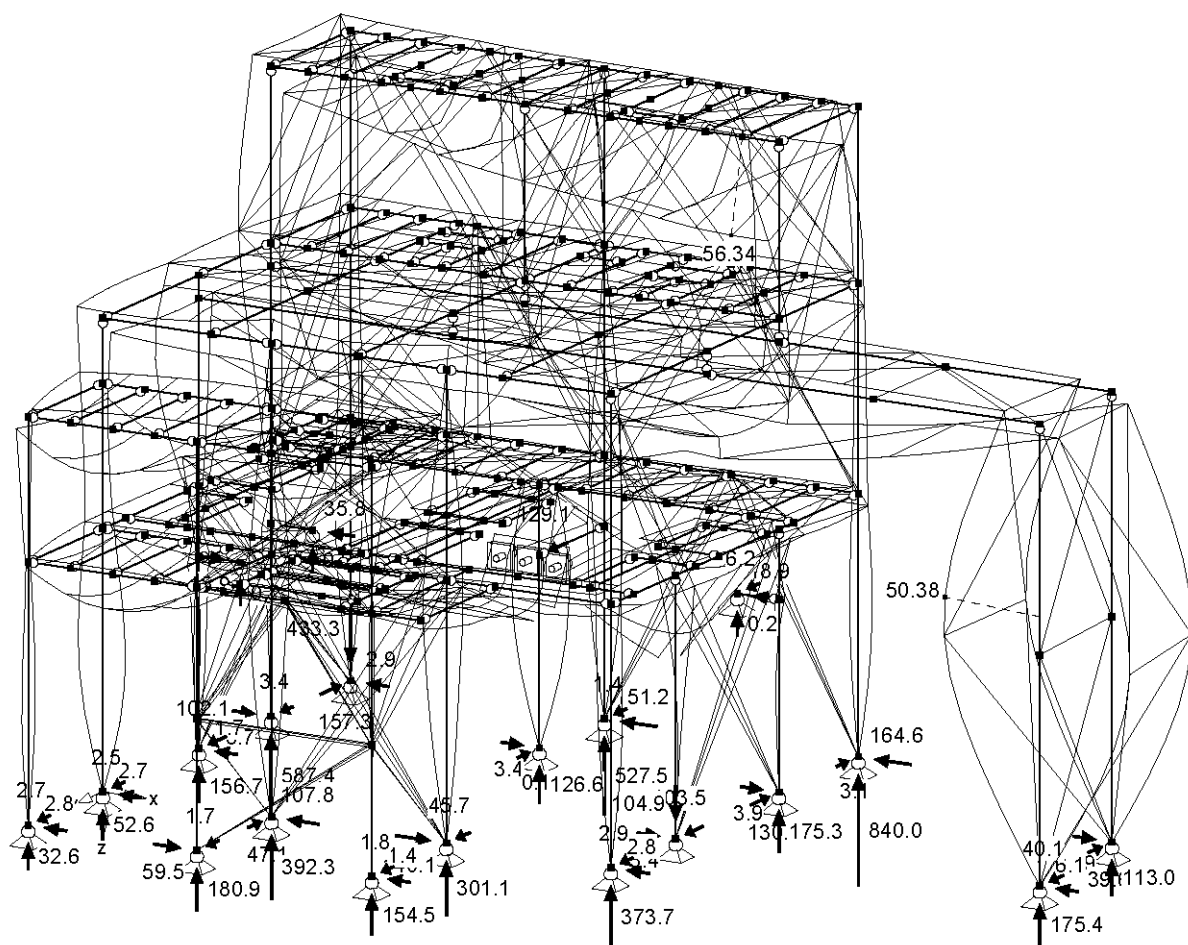
nicht dargestellt sind: Verkehrslasten auf den Gitterrosten und ein wanderndes Sieb



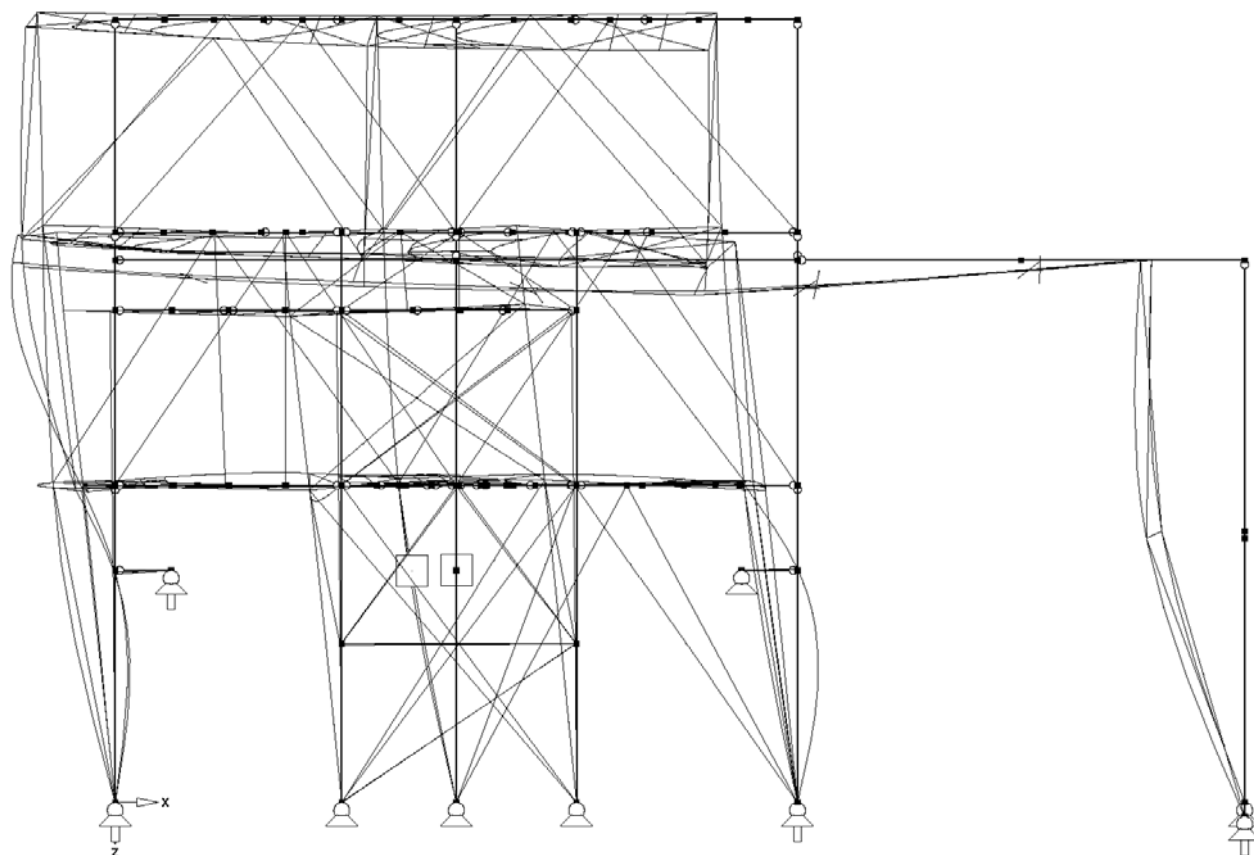
Erdbebenlasten in X-Richtung



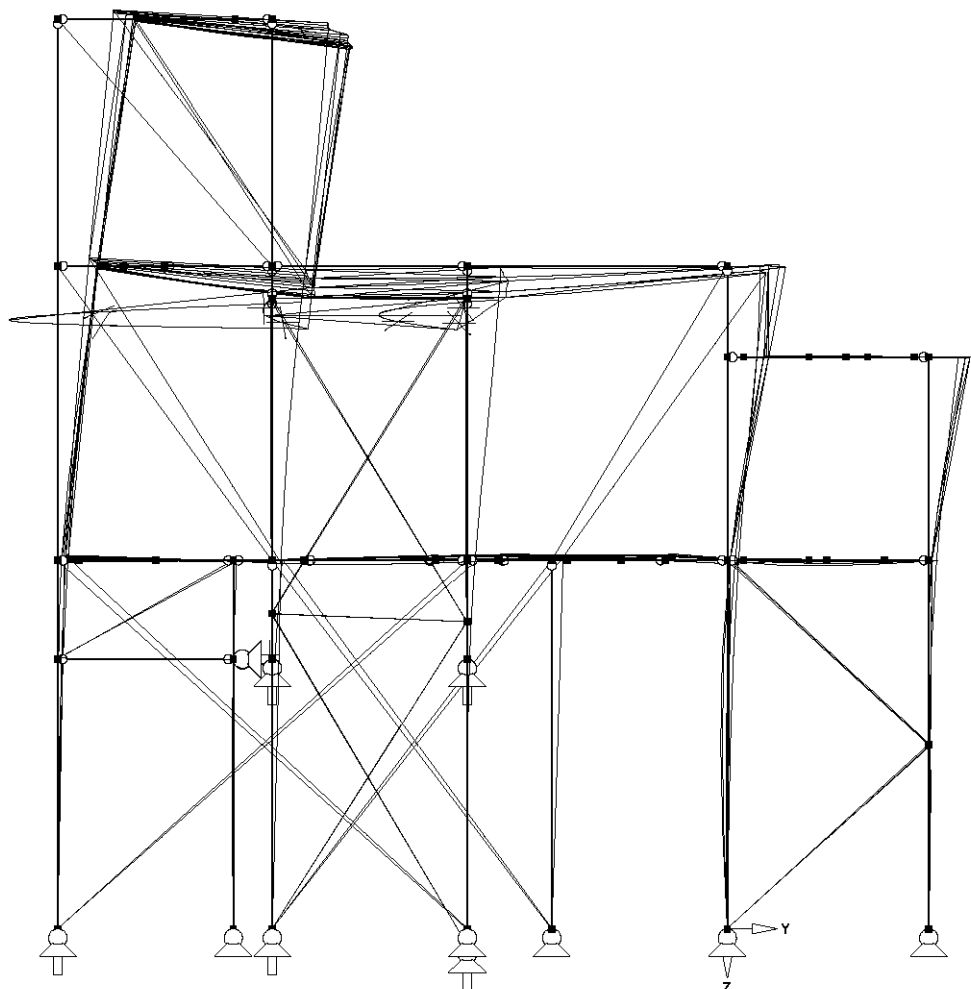
Erdbebenlasten in Y-Richtung



Bemessungskombination: Auflagerlasten und Verformungen



6. Eigenform, maßgebend für Schwingen in X-Richtung, 3,42 Hz



3. Eigenform, maßgebend für Schwingen in Y-Richtung, 3,31 Hz

Ermittlung von Erdbebenlasten

Auftrag F0626 – BT04

Bauvorhaben: Neubau von stählernen Anlagentürmen in Rumänien
hier: Bauteil BT04

Bauherr: Fa.
GU
Irgendwo in Europa

Auftraggeber der Berechnungen: Ingenieurbüro für Stahlkonstruktion und Industriebau
Herr Dipl.-Ing. XYZ
Irgendwo in Deutschland

Planunterlagen: keine

Verfasser der Berechnungen: Dr.-Ing. Peter Knödel
DVS-SFI/IWE, IASS, VSA, WtG
Beratender Ingenieur
Ingenieurkammer Baden-Württemberg BI-740
Vordersteig 52, D-76275 Ettlingen
Tel. +49(0) 7243 – 32 40 913, Fax 76 54 16
info@peterknoedel.de

Umfang: Seiten 1 bis 19

Anhang: siehe Verzeichnis der Anhänge

Ausgabedatum: 20. Februar 2007

Dieses Dokument ist urheberrechtlich geschützt.

0.1 Inhalt

0.1	Inhalt	9
0.2	Verzeichnis der Anhänge	9
1.	Allgemeines	10
2.	Verwendete Unterlagen	10
2.1	Normen BRD	10
2.2	Normen EU	10
2.3	Fachliteratur	11
2.4	Projektbezogene Unterlagen	11
3.	Baustoffe und Nachweise	11
4.	Statisches System und Aussteifungskonzept	11
5.	Lastfälle und deren Kombination	12
5.1	Eigenlasten	12
5.2	Verkehrslasten	12
5.3	Windlasten	12
5.4	Schnee	12
5.5	Erdbeben	12
5.6	Lastfallkombinationen	14
6.	Modellbildung	15
7.	Bauteil BT04 vom 07.02.07	16
7.1	Allgemeines	16
7.2	Verteilung der Massen	17
7.3	Ermittlung der Eigenfrequenzen	18
7.4	Ermittlung der Horizontallasten	19

0.2 Verzeichnis der Anhänge

- Anhang 1: Liste der ersten 30 Eigenfrequenzen (1 Seite, hier nicht wiedergegeben)
- Anhang 2: Plots der ersten 30 Eigenformen (30 Seiten, hier nicht wiedergegeben)
- Anhang 3: Ermittlung der horizontalen Erdbebenersatzlasten (8 Seiten)
hier: Auszug – 2 Seiten

1. Allgemeines

Gegenstand der vorliegenden Berechnungen sind Stahltürme, die von Fa. GU in Rumänien gebaut werden. Der Bauort liegt nach Angaben im Internet auf 374 m NN.

Die Standsicherheitsnachweise hierzu werden von Herrn Kollegen XYZ erbracht.

Im vorliegenden Dokument werden die Erdbebenlasten von Bauteil BT04 ermittelt. Hierzu wird das von Herrn Kollegen XYZ erhaltene 3-D-Modell des Stahltragwerkes hinsichtlich der anzusetzenden Massen und Steifigkeiten ausgewertet. Die geschossweise ermittelten Erdbebenlasten werden dann wieder zurückgegeben und von Herrn Kollegen XYZ für die Bemessung weiter verwendet.

2. Verwendete Unterlagen

2.1 Normen BRD

- [1] DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke.
Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen. Juni 2002.
Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. Oktober 2002.
Teil 4: Windlasten. März 2005.
Teil 5: Schnee- und Eislasten. Juli 2005.
Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. März 2001.
- [2] DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.

2.2 Normen EU

- [3] DIN EN 1998: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben.
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004. April 2006.
- [4] prEN 1998 (EC8) Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben.
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. (Fassung für Übersetzung Stage 49, 30.10.2003)

- [5] DIN V ENV 1998 (EC8): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben.
Teil 1-1:1997-06: Grundlagen; Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke.
Teil 1-2:1997-06: Grundlagen; Allgemeine Regeln für Hochbauten.
Teil 1-3:1997-06: Grundlagen; Baustoffspezifische Regeln für Hochbauten.

2.3 Fachliteratur

- [6] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser, 2. Auflage, Basel 2002.
- [7] Meskouris, K., Hinzen, K.-G.: Bauwerke und Erdbeben. Grundlagen – Anwendung – Beispiele. Vieweg, Wiesbaden 2003.
- [8] Petersen, Chr.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, 2. Auflage. Vieweg, Braunschweig 1982.
- [9] Petersen, Chr.: Stahlbau. Vieweg, Braunschweig 1988.
- [10] Schneider, K.-J. (Hrsg.): Bautabellen für Ingenieure, 16. Aufl., Werner Verlag, Düsseldorf 2004.
- [11] Steinmetz, D., Knödel, P.: Bauen von Holzhäusern in Erdbebengebieten Deutschlands. Vortrag in der TAS Kaiserslautern am 05.04.2006. Skript herunterladbar von www.peterknoedel.de.

2.4 Projektbezogene Unterlagen

Die Strukturen werden als RSTAB-Modell von Herrn Kollegen XYZ übernommen, weitere Angaben hierzu liegen nicht vor.

3. Baustoffe und Nachweise

– entfällt –

4. Statisches System und Aussteifungskonzept

Eine Beschreibung entfällt, die Angaben werden von Herrn Kollegen XYZ übernommen.

5. Lastfälle und deren Kombination

5.1 Eigenlasten

Eine Beschreibung entfällt, die Angaben werden von Herrn Kollegen XYZ übernommen.

5.2 Verkehrslasten

Eine Beschreibung entfällt, die Angaben werden von Herrn Kollegen XYZ übernommen.

Hinweis:

In dem RSTAB-Modell ist sowohl ein Lastfall mit Verkehrslasten von $2,50 \text{ kN/m}^2$ enthalten, wie auch einer mit $1,50 \text{ kN/m}^2$. Der erstgenannte Wert wird unmittelbar für die statische Bemessung der Bühnenträger verwendet, der zweitgenannte Wert wird bei den mitschwingenden Erdbebenlasten angesetzt.

5.3 Windlasten

Eine Beschreibung entfällt, die Angaben werden von Herrn Kollegen XYZ übernommen.

5.4 Schnee

Eine Beschreibung entfällt, die Angaben werden von Herrn Kollegen XYZ übernommen.

5.5 Erdbeben

Nach DIN EN 1998 Teil 1 (April 2006).

Erdbebenzone nach Abs. 3.2.1, charakterisiert durch Spitzen-Referenzbeschleunigung für Baugrundklasse A. Die anzusetzende Spitzen-Referenzbeschleunigung ist hier vom Auftraggeber gegeben:

$$a.g = 1,6 \text{ m/s}^2$$

Dies entspricht einer Richter-Magnitude von ca. 5,5

(Quelle: Küttler, Matthias: Nachweis der Erdbebenbeanspruchung nach DIN 4149. Seminarunterlagen 18.04.02. www.kup-koeln.de, 20.08.06)

Baugrundklasse nach Abs. 3.1.2 Tabelle 3.1

(ungünstig kann in E eingestuft werden, aber Achtung bei locker gelagerten Sanden oder Schluff)
gewählt: E

Bedeutungsbeiwert aus Abs. 4.2.5 Tab. 4.3

Die hier betrachtete Produktionsanlage für Spanplatten wird (konservativ) in Kategorie II eingestuft. Nach Abs. 4.2.5 (5) „Anmerkung“ ergibt sich hieraus ein Bedeutungsbeiwert von $\gamma_I = 1,0$.

Tabelle 3.2: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1

Baugrundklasse	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabelle 3.3: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 2

Baugrundklasse	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

(aus DIN EN 1998-1:2006)

Nach Abs. 3.2.2.2 (2) Anmerkung 1 wird empfohlen, bei Oberflächenmagnituden M_s bis zu 5,5 die Spektren vom Typ 2 zu verwenden, sonst Typ 1.

Anmerkung:

Typ 1 liefert höhere Lasten für Perioden, die größer sind als das Plateau zwischen T_B und T_C .

Typ 2 liefert ein höheres Plateau und höhere Lasten für Perioden, die kleiner sind als das Plateau zwischen T_B und T_C .

Im vorliegenden Fall liegt die Magnitude grenzwertig bei 5,5. Daher können im vorliegenden Fall beide Typen verwendet werden.

Die tiefsten Eigenfrequenzen liegen unter 4 Hz, die maßgebenden Perioden der „Kragarm-Eigenform“ daher über 0,25 s. Auf der sicheren Seite liegend werden die Parameter von Typ 1 gewählt, die hier größere Erdbebenlasten liefern.

Die Stahlbauten werden nach dem Konzept a) „niedrig-dissipativ“ aus Abs. 6.1.2 (1) ausgelegt. Die Schnittgrößen werden am elastischen Gesamtsystem ermittelt, Dissipation wird nicht angesetzt.

Als Verhaltensbeiwert für Stahlbauten sind nach Abs. 6.1.2 Tabelle 6.1 Maximalwerte von 1,5 bis 2,0 empfohlen. Nach Abs. 6.1.2 (2) darf für Bauwerke, die nach dem Konzept a) ausgelegt werden – auch bei Bauwerken, die im Aufriß nicht regelmäßig sind – gewählt werden:

$$q = 1,5 \quad .$$

Die Einflüsse einer geringeren Dämpfung als die in EC8 vorausgesetzten 5 % (nach DIN 4133 wird das logarithmische Dekrement der Dämpfung zu 1,5 % bis 2,5 % abgeschätzt), sind nach Auskunft eines Kollegen aus dem Normenausschuß im Verhaltensbeiwert bereits enthalten.

Die Kombinationsregeln für die Massen, die bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen angesetzt werden, sind im Abschnitt Lastfallkombinationen beschrieben.

Hinweis:

Vertikalverschiebungen der Fundamente werden vereinfachend nicht angesetzt. Die tatsächliche Eigenfrequenz ist daher kleiner als hier ermittelt. Die erhaltenen Erdbebenlasten sind daher konservativ.

5.6 Lastfallkombinationen

Absatz 3.2.4 in EC8 verweist auf EC0 Abs. 6.4.3.4.

Ansatz nach prEN 1990:2001 (EC0).

Nach Anhang A1 Tabelle A1.3 ist für Erdbeben anzusetzen:

- | | |
|------------------------|---|
| G, k, j | ständige Lasten (unterer Wert wenn günstig) |
| $\gamma I * A, E_k$ | Erdbebenlasten |
| $\psi_{2,i} * Q, k, i$ | quasi-ständige veränderliche Lasten nach Tabelle A1.1 |

In Tabelle A1.1 ist angegeben:

Wind: $\psi_2 = 0$

Schnee $\psi_2 = 0$ für Meereshöhen unter 1000 m NN, sonst 0,2
<<< nach dem NA BRD müsste hier 0,5 gesetzt werden >>>

Für Verkehrslasten in Industriebauten sind keine Aussagen gemacht. Auf der sicheren Seite werden für die Lasten aus Betriebsstoffen in den Maschinen und Apparaten Lasten nach Kategorie E „Lageräume“ angesetzt: $\psi_2 = 0,8$

Verkehrslasten aus Personal werden auf den Bühnen nicht angesetzt.

Die bei der statischen Berechnung angesetzte Flächenlast von z.B. $2,5 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt Lastzustände im Lastfall Montage und im Lastfall „Abnahme“ – sonst werden die Bühnen nur selten von einzelnen Personen begangen.

Hinweis:

Nach Abstimmung anderer am Projekt beteiligten Kollegen mit dem Fach-Prüfer des Bauherren wird – stark auf der sicheren Seite liegend – die Verkehrslast auf den Bühnen zu 50 % angesetzt.

Hinsichtlich der anzusetzenden Massen bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen sind in EC8 Abs. 3.2.4 (2) angeführt:

$\psi_{E,i}$ als Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung nach EC8 Abs. 4.2.4. Dort ist angegeben:

$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i}$$

Der Wert φ ist aus Tabelle 4.2 zu entnehmen. Er wird hier (auf der sicheren Seite liegend) zu 1,0 gesetzt. Die oben angegebenen Werte ψ_{2i} bleiben damit als Koeffizienten für die Lasten unverändert.

6. Modellbildung

Die Tragwerke werden mit RSTAB modelliert.

Die 3-D-Modelle werden unmittelbar von Herrn Kollegen XYZ übernommen und hinsichtlich der Eigenfrequenzen ausgewertet. Dabei werden die in den einschlägigen Normen genannten mitwirkenden Massenanteile angesetzt (siehe Abs. Lastfallkombinationen).

Die mitschwingenden Massen in den einzelnen Geschossen werden in der Weise ermittelt, dass die Struktur geschossweise auseinandergeschnitten wird. Für jede Bühnenebene werden die im darunter liegenden Geschoß liegenden Stützen und Verbände mit berücksichtigt. Unter diese Stützen werden Auflager gesetzt, die Teilstruktur wird dann für die angegebenen Lastfälle gerechnet.

Falls zur Vermeidung eines kinematischen Teilsystems erforderlich werden vorhandene Stabendgelenke entfernt oder Zugstäbe in „Balken“ umgewandelt.

7. Bauteil BT04 vom 07.02.07

7.1 Allgemeines

Kennwerte des Tragwerks:

Abmessungen X/Y/Z [mm] aus Plausibilitätskontrolle RSTAB:

20195 / 13400 / 14250

Gewicht Tragwerk [kN] aus Plausibilitätskontrolle RSTAB:

296,3

Summe der Auflagerlasten [kN] – Gesamtstruktur:

296,3	LF1 Eigengewicht
62,9	LF2 Gitterrost
482,1	LF3 Verkehr 2,5 kN/m ²
220	LF4 Maschinen
377,5	LF5 Wind +X
-328,8	LF6 Wind +Y
332,3	LF7 Wind -Y
-377,0	LF8 Wind -X
92	LF9 Siebgewicht in 2

92	LF10 Siebgewicht in 1
92	LF11 Siebgewicht an Außenstütze
271,8	LF12 Verkehr 1,5 kN/m ²

Summe der Vertikallasten:

(es wird nur ein einzelnes Sieb mit 46 kN angesetzt, die anderen Lasten stellen nur alternative Positionen eines Siebes im Montagezustand dar; für die Verkehrslasten auf den Bühnen wird LF12 angesetzt)

$$296,3 + 62,9 + 220 + 46 + 271,8 = 897 \text{ kN}$$

Gewicht der mitschwingenden Massen:

$$G_{\text{seismic}} = 296,3 + 62,9 + 220 + 46 + 0,5 \cdot 271,8 = 761,1 \text{ kN}$$

7.2 Verteilung der Massen

Summe der Auflagerlasten [kN] – +14000:

44,9	LF1 Eigengewicht
9,3	LF2 Gitterrost
120	LF4 Maschinen
0	LF11 Siebgewicht an Außenstütze
49,5	LF12 Verkehr 1,5 kN/m ²

Gewicht der mitschwingenden Massen:

$$G_{\text{seismic}} = 44,9 + 9,3 + 120 + 0 + 0,5 \cdot 49,5 = 199,0 \text{ kN}$$

Summe der Auflagerlasten [kN] – +10200 mit Kranbahn auf +9700:

127,0	LF1 Eigengewicht
13,0	LF2 Gitterrost
64	LF4 Maschinen
46	LF11 Siebgewicht an Außenstütze (nur eine Siebstellung angesetzt)
51,5	LF12 Verkehr 1,5 kN/m ²

Gewicht der mitschwingenden Massen:

$$G_{\text{seismic}} = 127 + 13 + 64 + 46 + 0,5 \cdot 51,5 = 275,8 \text{ kN}$$

Summe der Auflagerlasten [kN] – +8800:

19,4	LF1 Eigengewicht
6,1	LF2 Gitterrost

15	LF4 Maschinen
0	LF11 Siebgewicht an Außenstütze
33,0	LF12 Verkehr 1,5 kN/m ²

Gewicht der mitschwingenden Massen:

$$G_{\text{seismic}} = 19,4 + 6,1 + 15 + 0 + 0,5 \cdot 33 = 57 \text{ kN}$$

Summe der Auflagerlasten [kN] – +5670:

105,1	LF1 Eigengewicht
34,6	LF2 Gitterrost
21	LF4 Maschinen
0	LF11 Siebgewicht an Außenstütze
137,8	LF12 Verkehr 1,5 kN/m ²

Gewicht der mitschwingenden Massen:

$$G_{\text{seismic}} = 105,1 + 34,6 + 21 + 0 + 0,5 \cdot 137,8 = 229,6 \text{ kN}$$

Kontrollwert der mitschwingenden Massen auf den einzelnen Ebenen:

$$G_{\text{seismic}} = 199,0 \text{ kN} + 275,8 \text{ kN} + 57,0 \text{ kN} + 229,6 \text{ kN} = 761,4 \text{ kN}$$

Dieser Wert der oben ermittelten mitschwingenden Massen beträgt 761,1 kN.

7.3 Ermittlung der Eigenfrequenzen

Summierte Knotenmassen aus RSTAB: 74083 kg

(Die Abweichung beträgt ca. –3%, dies wird nicht weiter verfolgt)

EF1	2,948 Hz	Kranbahnträger horizontal (nicht maßgebend)
EF2	3,013 Hz	Kranbahnträger horizontal (nicht maßgebend)
EF3	3,306 Hz	Globale Kragarmschwingung Y
EF4	3,348 Hz	Lokale Torsionsschwingung (nicht maßgebend)
EF5	3,351 Hz	Lokale Torsionsschwingung (nicht maßgebend)
EF6	3,416 Hz	Globale Kragarmschwingung X (kombiniert mit Kragarmschwingung Y)
EF7	4,478 Hz	Lokale Horizontalschwingung Bühnenträger (nicht maßgebend)
EF8	4,562 Hz	Lokale Horizontalschwingung Bühnenträger (nicht maßgebend)

EF9	4,607 Hz	Globale Kragarmschwingung Y (1. Oberton, nicht maßgebend)
EF10	4,814 Hz	Kranbahnträger horizontal (1. Oberton, nicht maßgebend)

Die weiteren Eigenfrequenzen bis EF30 wurden ermittelt, sind hier jedoch nicht dokumentiert. Es werden lediglich die zugehörigen Modalformen als Verformungsplot ausgegeben.

Als maßgebend werden die Eigenfrequenzen EF6 (X-Richtung) und EF3 (Y-Richtung) betrachtet.

7.4 Ermittlung der Horizontallasten

Im vorliegenden Fall liegt die Magnitude grenzwertig bei 5,5 (siehe Abs. Lasten – Erdbeben). Die tiefsten Eigenfrequenzen liegen unter 4 Hz, die maßgebenden Perioden der „Kragarm-Eigenform“ daher über 0,25 s. Auf der sicheren Seite liegend werden die Parameter von Typ 1 gewählt, die hier größere Erdbebenlasten liefern.

Die gesamte Erdbeben-Ersatzlast in x- bzw. y-Richtung beträgt inkl. Zuschlag für unplanmäßige Torsionswirkung:

377 kN / 377 kN

<<< Anmerkung: heute würde ich diesen Zuschlag bei DIESER Struktur nicht mehr ansetzen >>>

Die Verteilung dieser Horizontallasten in x- bzw. y-Richtung auf die einzelnen Bühnen bzw. Massepunkte ist wie folgt:

+14400	117 kN	180 kN
+10200	150 kN	140 kN
+08800	2 kN	27 kN
+05670	107 kN	30 kN

Im RSTAB-Modell wird die für +8800 in X-Richtung ausgewiesene Last willkürlich erhöht.

Die Sieblast auf der Außenstütze wird mit

$$F_b = S_{d,hor} * M * a_g * \lambda$$

$$F_{b} = 2,33 * 4600 \text{ kg} * 1,6 \text{ m/s}^2 = 4600 \text{ kg} * 3,72 \text{ m/s}^2 = 17 \text{ kN}$$

angesetzt. Ein Anteil für unplanmäßige Torsion wird hierbei nicht berücksichtigt, da diese Last bereits außermittig an der Hauptstruktur angreift.

Dies liegt stark auf der sicheren Seite, da die Masse für die Sieblast in dem Geschoss bereits enthalten ist.

Variante 2: Nach Gl. 4.10:

Absolute oder normierte Verschiebungen aus
Stabwerksprogramm (nicht dokumentiert)
Knoten Nr. 54, 3, 250, 109

$$y := \begin{pmatrix} -0.28435 & 0.21245 \\ -0.26353 & 0.11925 \\ -0.01917 & 0.11270 \\ -0.22666 & 0.03022 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Bestimmung der betragsmäßigen Maximalwerte

$$y_{\max 1} := \min(y^{(1)}) \quad y_{\max 2} := \max(y^{(2)}) \quad y_{\max} = \begin{pmatrix} -0.284 \\ 0.212 \end{pmatrix} \text{mm}$$

Relative Verschiebungen (bezogen auf den maximalen Wert)

$$\psi_{i,j} := \frac{y_{i,j}}{y_{\max j}} \quad \psi = \begin{pmatrix} 1.00 & 1.00 \\ 0.93 & 0.56 \\ 0.07 & 0.53 \\ 0.80 & 0.14 \end{pmatrix}$$

$$\gamma_{2i,j} := \frac{\psi_{i,j} \cdot m_{\text{geschoß}_i}}{\sum_i \psi_{i,j} \cdot m_{\text{geschoß}_i}} \quad \gamma_2 = \begin{pmatrix} 0.310 & 0.478 \\ 0.398 & 0.372 \\ 0.006 & 0.073 \\ 0.285 & 0.078 \end{pmatrix}$$

Kontrollwert.

$$\gamma_{2\text{sum}_j} := \sum_i \gamma_{2i,j} \quad \gamma_{2\text{sum}} = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.000 \end{pmatrix}$$

Variante 3: Nach DIN 4149:1981 Gl. 1

(dynamisch korrekt, siehe z.B. Petersen Dynamik (1996) Abs. 13.4.3 Gl. 53,
liefert aber systematisch größere Werte als Variante 2)

$$\gamma_{3i,j} := \psi_{i,j} \cdot \frac{\sum_i m_{\text{geschoß}_i} \cdot \psi_{i,j}}{\sum_i m_{\text{geschoß}_i} \cdot (\psi_{i,j})^2} \quad \gamma_3 = \begin{pmatrix} 1.102 & 1.359 \\ 1.021 & 0.763 \\ 0.074 & 0.721 \\ 0.879 & 0.193 \end{pmatrix}$$

Kontrollwert. $\gamma_{\text{sum}_j}^3 := \sum_i \gamma_{i,j}^3$ $\gamma_{\text{sum}}^3 = \begin{pmatrix} 3.076 \\ 3.036 \end{pmatrix}$

Horizontale Ersatzlasten in den beiden Richtungen

$$H_{E,i,j} := F_{b,T_j} \cdot \gamma_{i,j}^2$$

$$H_E = \begin{pmatrix} 117 & 180 \\ 150 & 140 \\ 2 & 27 \\ 107 & 30 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Kontrollwert. $H_{E,\text{Sum}_j} := \sum_i H_{E,i,j}$ $H_{E,\text{Sum}} = \begin{pmatrix} 377 \\ 377 \end{pmatrix} \text{ kN}$

Vertikallasten

Verhältnis der Vertikal- zur Horizontalbeschleunigung
aus Tab. 4.3:
 $k_{a,vg} = 0,9$ für Typ 1 oder $k_{a,vg} = 0,45$ für Typ 2

$$k_{a,vg} := 0.9$$

Rechenwert der Vertikalbeschleunigung

$$a_{vg} := k_{a,vg} \cdot a_g$$

$$a_{vg} = 1.44 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Auswertung für die Auslenkungen in beiden Richtungen

$$T_A := T_{A_1} \quad T_B := T_{B_1} \quad T_C := T_{C_1} \quad T_D := T_{D_1}$$

$$T := T_{\text{calc}_1} \quad q := q_{\text{ver}_1} \quad S_d := SD\left(\frac{T}{s}, \frac{T_A}{s}, \frac{T_B}{s}, \frac{T_C}{s}, \frac{T_D}{s}, \beta, q\right) \quad S_{d,\text{ver}_1} := S_d \cdot S_2$$

$$T := T_{\text{calc}_2} \quad q := q_{\text{ver}_2} \quad S_d := SD\left(\frac{T}{s}, \frac{T_A}{s}, \frac{T_B}{s}, \frac{T_C}{s}, \frac{T_D}{s}, \beta, q\right) \quad S_{d,\text{ver}_2} := S_d \cdot S_2$$

$$S_{d,\text{ver}} = \begin{pmatrix} 1.67 \\ 1.67 \end{pmatrix}$$

Vertikale Erdbeben-Gesamtkraft

$$F_{b,\text{ver}_j} := S_{d,\text{ver}_j} \cdot M_{\text{ges}} \cdot a_{vg}$$

$$F_{b,\text{ver}} = \begin{pmatrix} 186 \\ 186 \end{pmatrix} \text{ kN}$$