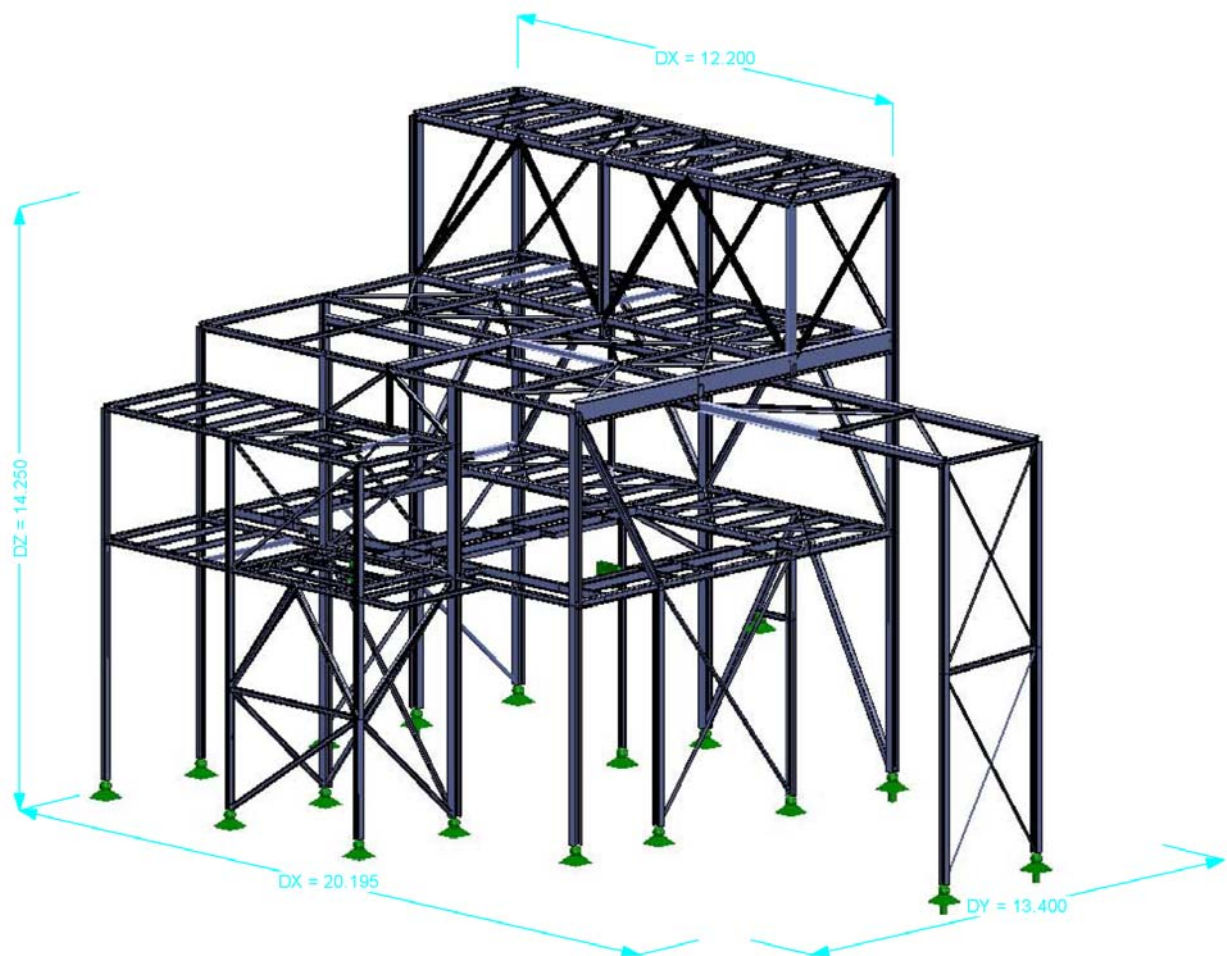
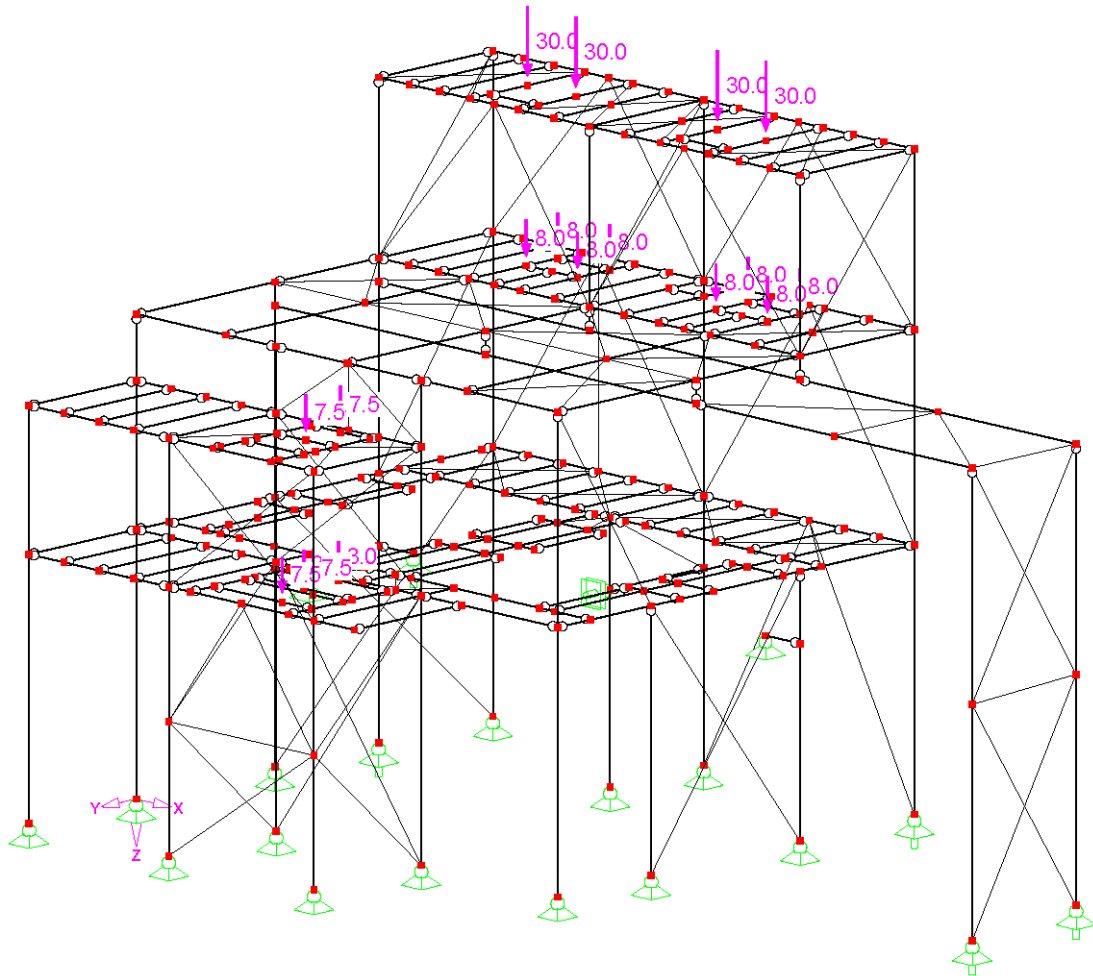


Mehrgeschossiges Anlagengerüst

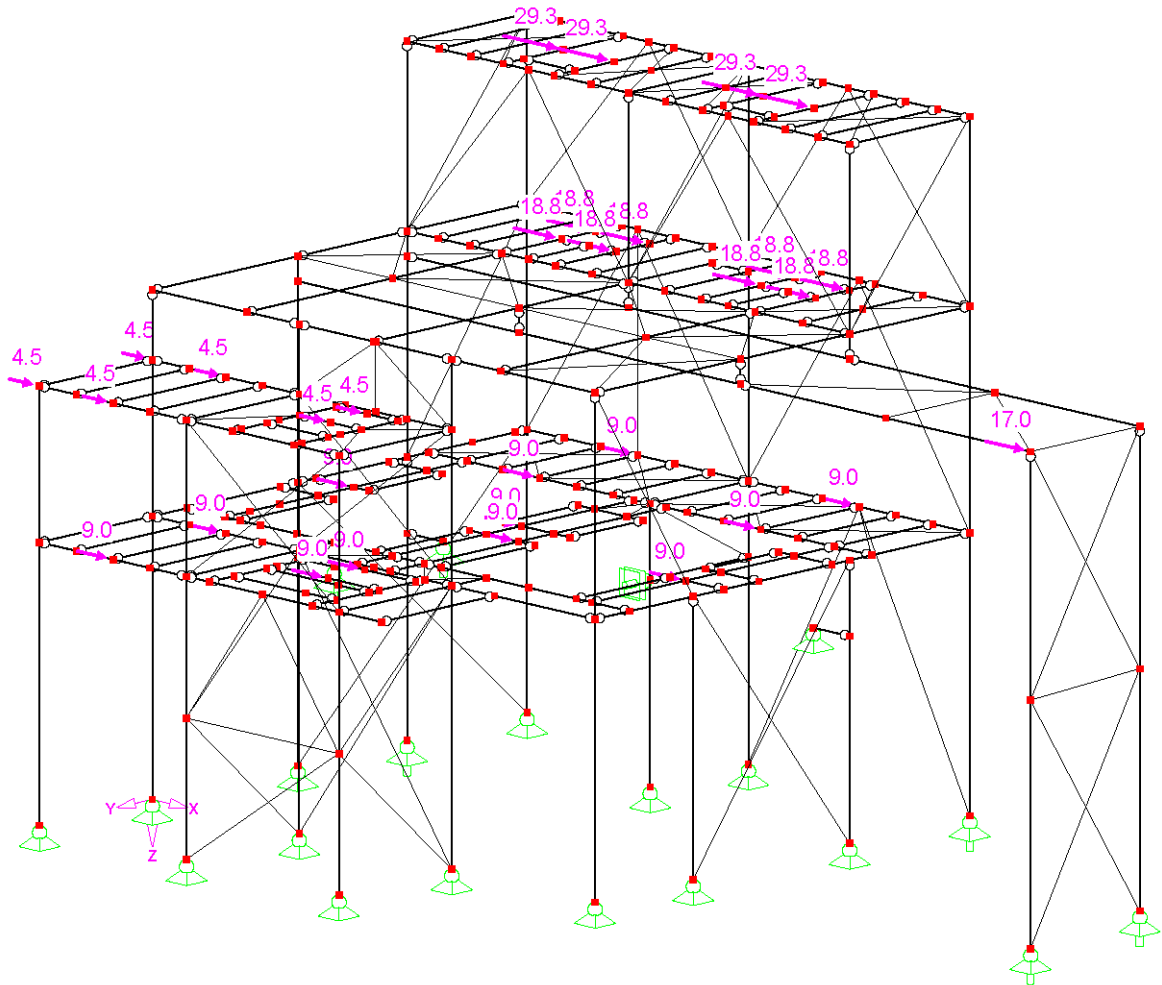


Mehrgeschossiges unsymmetrisches Anlagengerüst

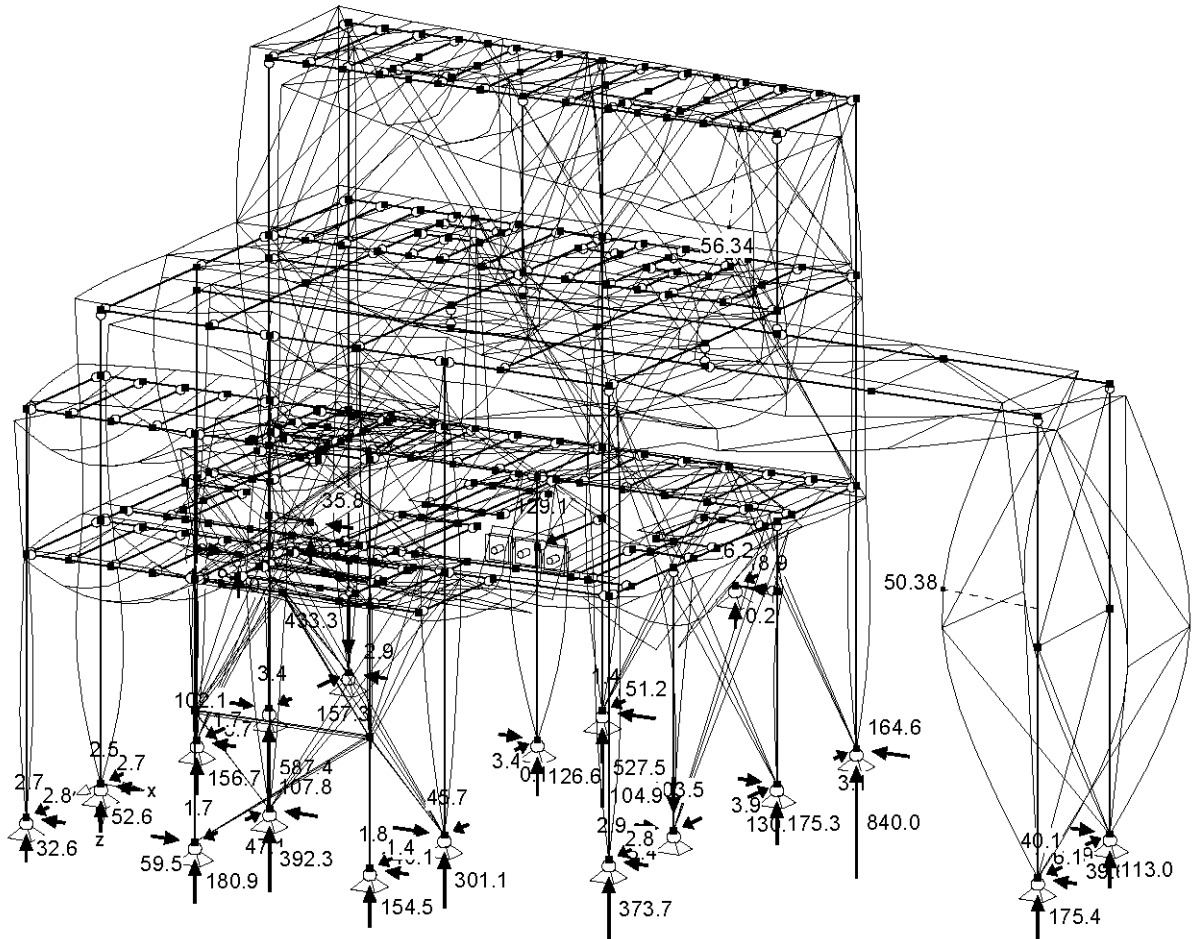


Verteilung der Maschinenlasten:

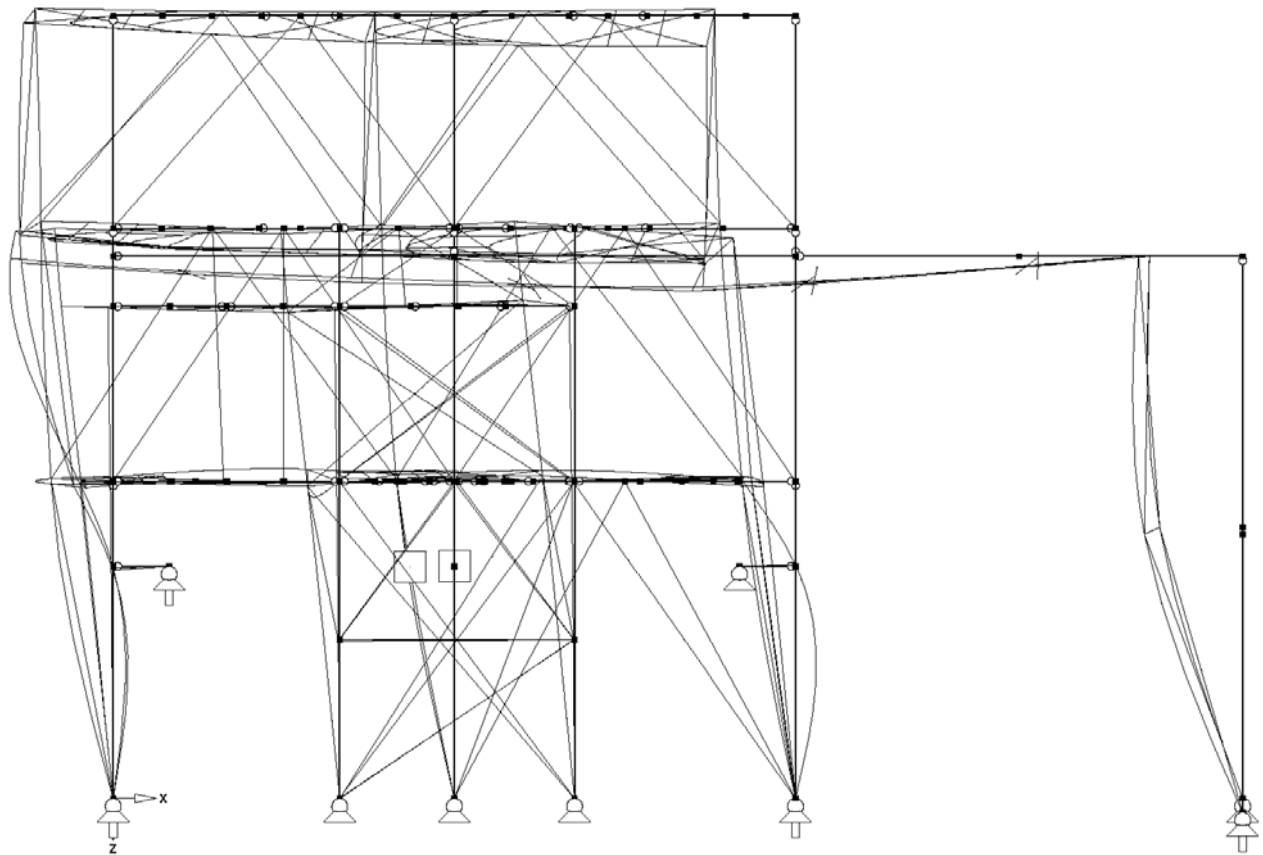
nicht dargestellt sind: Verkehrslasten auf den Gitterrosten und ein wanderndes Sieb



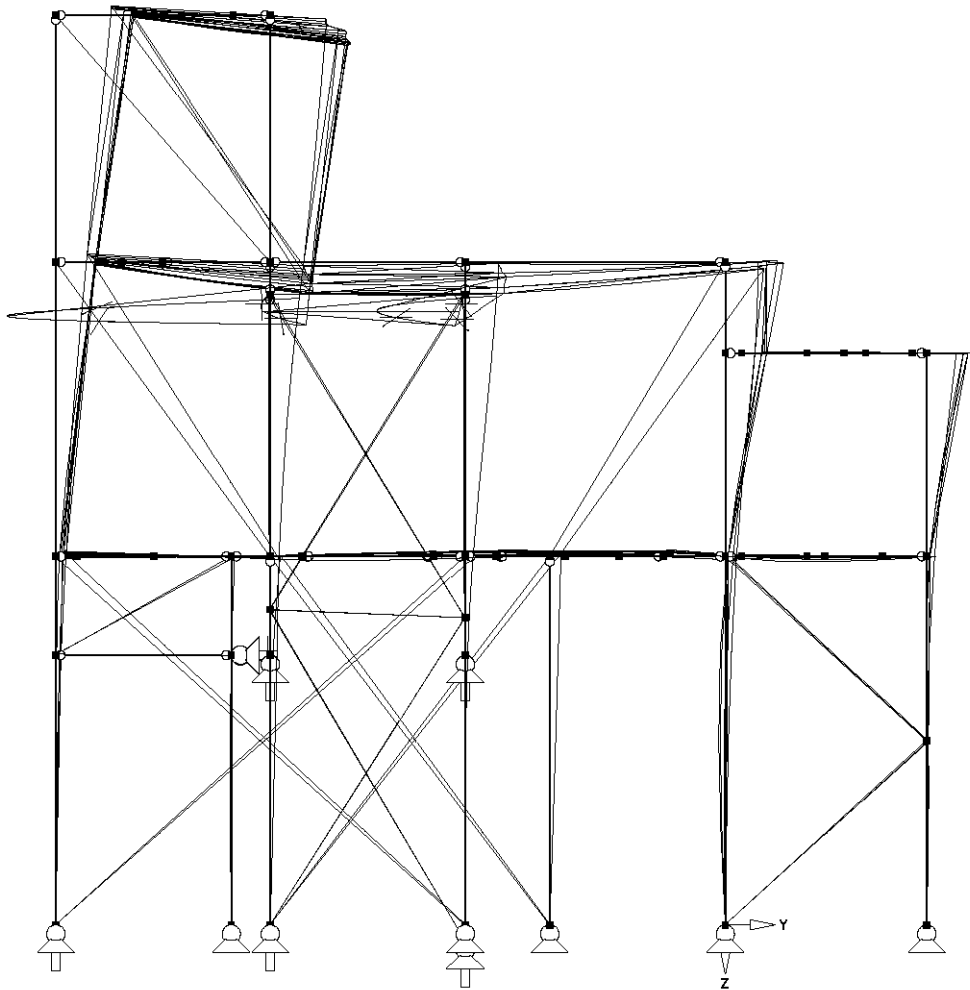
Erdbebenlasten in X-Richtung



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
<u>1.</u>	<u>Allgemeines</u>	<u>10</u>
<u>2.</u>	<u>Verwendete Unterlagen</u>	<u>10</u>
2.1	Normen BRD	10
2.2	Normen EU	10
2.3	Fachliteratur	11
2.4	Projektbezogene Unterlagen	11
<u>3.</u>	<u>Baustoffe und Nachweise</u>	<u>11</u>
<u>4.</u>	<u>Statisches System und Aussteifungskonzept</u>	<u>11</u>
<u>5.</u>	<u>Lastfälle und deren Kombination</u>	<u>12</u>
5.1	Eigenlasten	12
5.2	Verkehrslasten	12
5.3	Windlasten	12
5.4	Schnee	12
5.5	Erdbeben	12
5.6	Lastfallkombinationen	14
<u>6.</u>	<u>Modellbildung</u>	<u>15</u>
<u>7.</u>	<u>Bauteil BT04 vom 07.02.07</u>	<u>16</u>
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 Erdbebeneinsatzlasten (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 vorgegeben:

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

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)

$\gamma I * A_{Ek}$ 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 „Lagerräume“ 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 Geschos 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,v_g = 0,9 für Typ 1 oder k,a,v_g = 0,45 für Typ 2

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

Rechenwert der Vertikalbeschleunigung

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

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

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

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

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