LEHRSTUHL FÜR
BAUSTATIK UND BAUDYNAMIK
RWTH AACHEN

VERBAND DER
CHEMISCHEN INDUSTRIE e.V.
WIR GESTALTEN ZUKUNFT.
VCI

ERLÄUTERUNGEN ZUM LEITFADEN

DER LASTFALL ERDBEBEN IM ANLAGENBAU

Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Tragwerken und Komponenten in der chemischen Industrie in Anlehnung an die DIN EN 1998-1

Oktober 2012

Verantwortliches Handeln
Der VCI unterstützt die weltweite Responsible-Care-Initiative

Der vorliegende Leitfaden und die dazu gehörigen Erläuterungen wurden erarbeitet durch

Dr. C. Butenweg	Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen
Dr. H.-J. Dargel	Bayer Technology Services GmbH
T. Höchst	Verband der Chemischen Industrie e.V.
Dr. B. Holtschoppen	Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen
R. Schwarz	Infraserv GmbH & Co. Höchst KG
M. Sippel	BASF SE

Ansprechpartner:

Verband der Chemischen Industrie e.V.
Mainzer Landstraße 55, 60329 Frankfurt, Internet: http://www.vci.de
Thilo Höchst, Tel.: +49 69 2556-1507, Fax: +49 69 2556-2507, E-Mail: hoechst@vci.de

Diese Erläuterungen des VCI-Leitfadens „Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau, Oktober 2012“ entbinden in keinem Fall von der Verpflichtung zur Beachtung der gesetzlichen Vorschriften. Der Leitfaden wurde mit großer Sorgfalt erstellt. Dennoch übernehmen die Verfasser und der VCI keine Haftung für die Richtigkeit der Angaben, Hinweise, Ratschläge, sowie für eventuelle Druckfehler. Aus etwaigen Folgen können deswegen keine Ansprüche, weder gegen die Verfasser noch gegen den VCI, geltend gemacht werden. Dies gilt nicht, wenn die Schäden vom VCI oder seinen Erfüllungsgehilfen vorsätzlich oder grob fahrlässig verursacht wurden.

LEHRSTUHL FÜR
BAUSTATIK UND BAUDYNAMIK
RWTH AACHEN

VERBAND DER
CHEMISCHEN INDUSTRIE e.V.
WIR GESTALTEN ZUKUNFT.
VCI

Übersicht über die wesentlichen Änderungen zu den Erläuterungen zum Leitfaden 2009

1) Umstellung der Normbezüge von DIN 4149 auf DIN EN 1998-1 und, wo erforderlich, auf weitere Teile der Normenreihe DIN EN 1998.
2) Dadurch bedingte redaktionelle Änderungen.
3) Bezüge zu den Absätzen des Leitfadens aktualisiert und ergänzt

Wesentliche inhaltliche Änderungen:

1)	Abschnitt 4.a:	Erläuterung zur rechnerischen Ermittlung der Regelmäßigkeit im Grundriss hinzugefügt
2)	Abschnitt 4.c:	weitere erläuternde Skizzen zur konstruktiven Auslegung nichttragender Bauteile hinzugefügt Hinweise zu Ausfachungsmauerwerk hinzugefügt
3)	Abschnitte 5.1 und 5.3:	Erläuterung des Zusammenhangs zwischen mittlerer Wiederkehrperiode und Bedeutungsbeiwert überarbeitet
4)	Abschnitt 5.4:	Erläuterungen zum elastischen Antwortspektrum und Bemessungsspektrum erweitert
5)	Abschnitt 6.1.a:	Erläuterungen zur Boden-Bauwerk-Interaktion überarbeitet
6)	Abschnitt 6.2:	Erläuterungen zu Zeitverlaufsberechnungen und nichtlinearen statischen Methoden hinzugefügt Berechnungshinweise für flüssigkeitsgefüllte Tankbauwerke eingefügt
7)	Abschnitt 6.4:	Erläuterung der „Einbautenformel“ überarbeitet und erweitert anschaulichere Bestimmung des Torsionsfaktors erläuternde Skizzen zur Komponentenbemessung eingefügt
8)	Abschnitt 7:	Detailliertere Erläuterungen zu Sicherheitsnachweisen (Tragfähigkeitsnachweis und Nachweis der Schadensbegrenzung)
9)	Abschnitt 9:	Skizzen zur dissipativen Auslegung von Stahlbauten nur noch als Literaturverweis wg. Konformität zu den anderen bauartspezifischen Abschnitten zu bleiben
10)	Abschnitt 15.2:	Erläuterungen zur Handhabung von Restlaufzeiten
11)	Anhang A:	Bewertungsbogen überarbeitet

Inhalt:

1 Anwendungsbereich 5

2 Normative Verweisungen 5

3 Begriffe 5

4 Entwurf und konstruktive Auslegung 5

4.a Tragstrukturen von Anlagen 5
4.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen 12
4.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen im Tragwerk 13

5 Erdbebeneinwirkung 20

5.1 Erdbebenzonen 20
5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund 20
5.3 Bedeutungsbeiwerte 20
5.4 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung 23
5.5 Kombinationen der Einwirkung mit anderen Einwirkungen 25

6 Tragwerksberechnung 27

6.1 Modellabbildung 28
6.1.a Tragstrukturen von Anlagen 28
6.1.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen 31
6.1.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen 32
6.2 Berechnungsverfahren 32
6.3 Berechnung der Verformungen 37
6.4 Nicht tragende Einbauten 37

7 Sicherheitsnachweise 48

7.1 Allgemeines 48
7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit 49
7.2.a Tragstrukturen von Anlagen 49
7.2.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen 49
7.2.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen 49
7.3 Nachweis der Schadensbegrenzung 50
7.3.a Tragstrukturen von Anlagen 51
7.3.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen 51
7.3.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen 51

8 Besondere Regeln 51

9 Erdbebenschutzsysteme 53

10 Beurteilung bestehender Anlagen 59

10.1 Zustandserfassung 60
10.2 Ertüchtigung 60

11 Literaturangaben 62

ANHANG A 66

Vorbemerkung:

Die vorliegenden Erläuterungen zum Leitfaden „Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau“ enthalten weiterführende Erklärungen und Hintergrundinformationen und legen einzelne Punkte des Leitfadens ausführlicher dar. Die einzelnen Abschnitte korrespondieren dabei zu den Abschnitten des Leitfadens. Zum vertieften Studium dient die am Ende der Erläuterungen zum Leitfaden angegebene Literatur.

1 Anwendungsbereich

Keine weiterführenden Erläuterungen.

2 Normative Verweisungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

3 Begriffe

Keine weiterführenden Erläuterungen.

4 Entwurf und konstruktive Auslegung

Zu (1) – Verweis auf die folgenden Unterabschnitte

Keine weiterführenden Erläuterungen.

4.a Tragstrukturen von Anlagen

Zu (1), (2) und (3) – Konstruktive Hinweise für Tragwerke

Bei der Planung von Anlagen in Erdbebengebieten ist es sinnvoll, bestimmte Entwurfsgrundsätze zu beachten, um die aus zurückliegenden Erdbeben bekannten typischen Schäden schon bei der Grundkonzeption der Anlagen zu vermeiden. Grundsätzlich ist anzustreben, die gesamte Tragstruktur gleichmäßig am Lastabtrag zu beteiligen. Dementsprechend sind Anlagenentwürfe anzustreben, die sowohl im Grundriss als auch im Aufriss bezüglich ihrer Massen- und Steifigkeitsverteilung möglichst regelmäßig und übereinstimmend sind.

Regelmäßigkeit in Grundriss

Günstig sind kompakte Grundrissformen. Dynamisch unabhängige Tragwerksteile und aufgegliederte Grundrissbereiche sind durch Fugen voneinander zu trennen. Aufgelöste Grundrisse mit einspringenden Ecken sind ebenso zu vermeiden wie große bzw. ungünstig verteilte Aussparungen in Deckenscheiben, da sie die Kraftdurchleitung durch die aussteifenden Scheiben stark beeinträchtigen. Um Torsionsschwingungen zu verringern, sollten die aussteifenden Elemente in der Nähe der Bauwerksaußenkanten angeordnet werden. Liegen der Massenschwerpunkt (aus Einbauten und verteilten Lasten) und der Steifigkeitsschwerpunkt nahe beieinander, vermindert dies weiterhin die Torsionsanfälligkeit des Bauwerks (Abbildung 4.1).

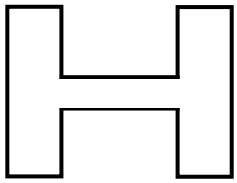
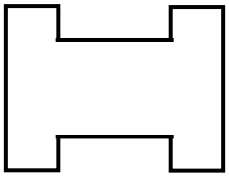
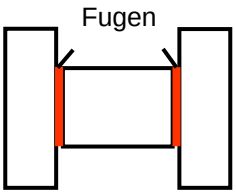
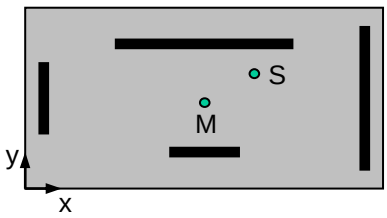
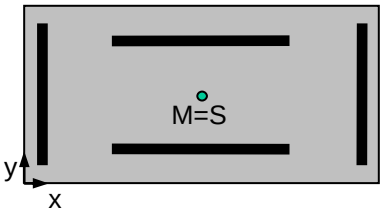
Grundrissformen	***Ungünstig***	***Günstig***
Kompakte Grundrissformen wählen		
Aussparungen in Deckenscheiben sinnvoll anordnen		
Fugen		
Tragwerksbereiche durch Fugen trennen		
Exzentrizitäten		
Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt nahe beieinander positionieren		

Abbildung 4.1: Regelmäßigkeit im Grundriss

In DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.2.3.2(6) werden für die Beurteilung der Regelmäßigkeit im Grundriss zwei Bedingungen für den Abstand e_0 zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenmittelpunkt bzw. für den Torsionsradius r eines jeden Geschosses angegeben. Diese Bedingungen werden in Gleichung (4.1) wiederholt werden, und die Zusammenhänge im Weiteren näher erläutert.

$$\begin{aligned} e_{0x} &\le 0{,}3 \cdot r_x \quad \text{und} \quad r_x \ge l_s \quad \text{bzw.} \\ e_{0y} &\le 0{,}3 \cdot r_y \quad \text{und} \quad r_y \ge l_s \end{aligned} \tag{4.1}$$

mit $e_{0x(y)}$ = Abstand zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenmittelpunkt des betrachteten Geschosses in x- bzw. y-Richtung (jeweils ⊥ zur betrachteten Erdbebenrichtung; vgl. Abbildung 4.2)

$r_{x(y)}$ = Quadratwurzel des Torsionsradius in x- bzw. y-Richtung (vgl. Gleichung (4.2))

l_s = Trägheitsradius der Geschossmasse im Grundriss (vgl. Abbildung 4.3)

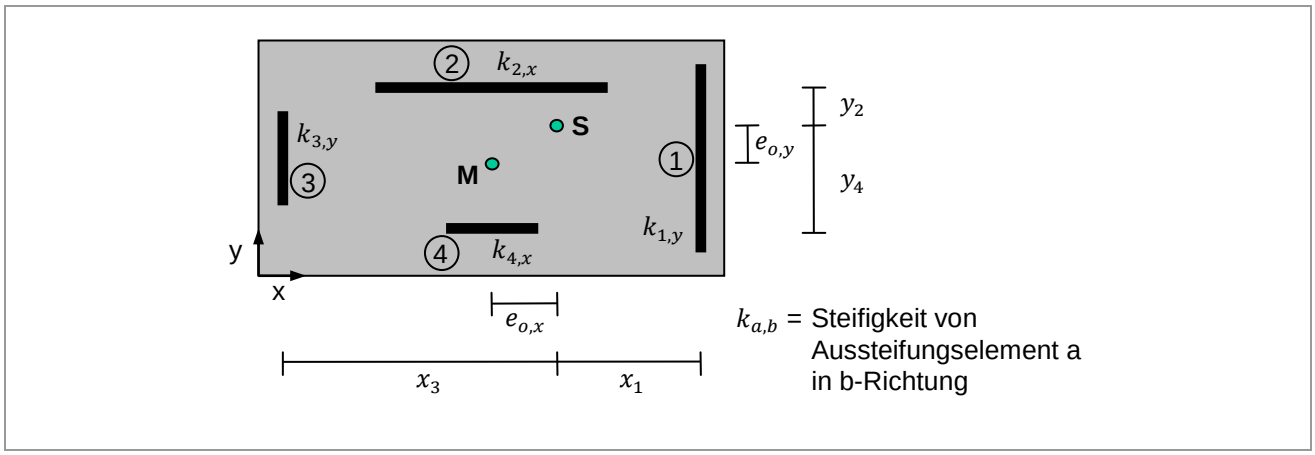


Abbildung 4.2: Begrifflichkeiten zur Bewertung der Regelmäßigkeit im Grundriss

Der in Bedingung 1 von Gleichung (4.1) verwendete Torsionsradius (r_i ist die Quadratwurzel des eigentlichen Torsionsradius r_i^2) entspricht dem Verhältnis zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit des betrachteten Geschosses. Liegen die Steifigkeitsmittelpunkte aller Geschosse näherungsweise auf einer vertikalen Geraden, kann der Torsionsradius nach Gleichung (4.2) bestimmt werden.

$$r_y = \sqrt{\frac{k_T}{k_x}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} k_{i,x} \cdot y_i^2 + \sum_{j=1}^{m} k_{j,y} \cdot x_j^2}{\sum_{i=1}^{m} k_{i,x}}} \qquad (4.2)$$

mit r_y^2 = Torsionsradius des betrachteten Geschosses für die Erdbebenrichtung x
k_T = Torsionssteifigkeit des Geschosses
k_x = Translationssteifigkeit des Geschosses in Bebenrichtung
$k_{i,x(j,y)}$ = Translationssteifigkeit des in Erdbebenrichtung liegenden Aussteifungselements i in x-Richtung bzw. des senkrecht zur Bebenrichtung liegenden Aussteifungselements j in y-Richtung*
$n(m)$ = Anzahl der Aussteifungselemente in Erdbebenrichtung (n) bzw. senkrecht zur Erdbebenrichtung (m)
$y_i(x_j)$ = Abstand vom Steifigkeitsmittelpunkt zum Schwerpunkt von Aussteifungselement i bzw. j, jeweils ⊥ zur Aussteifungsebene positiv oder negativ gemessen

* Für aussteifende Wände, die die eingetragene Horizontallast über Biegung abtragen, kann die Wandsteifigkeit aus dem Trägheitsmoment des Wandquerschnitts ermittelt werden: $k_{i,x} = E_i \cdot I_{i,y}$, mit $I_{i,y}$ als Trägheitsmoment von Wandelement i um die globale y-Achse senkrecht zur betrachteten Erdbebenrichtung x. Bei Berücksichtigung von Schubverformungen ist die Wandsteifigkeit abzumindern (z.B. nach [53])

Der Trägheitsradius l_s entspricht demjenigen Abstand von der Drehachse eines Körpers, in dem man sich die Masse m als konzentrierte Masse umlaufend vorstellen muss, ohne dass sich das Trägheitsmoment des Körpers ändert (Abbildung 4.3). Für eine Rechteckfläche der Abmessung L x B mit gleichmäßiger Masseverteilung gilt:

$$l_s = \sqrt{\frac{L^2+B^2}{12}} \tag{4.3}$$

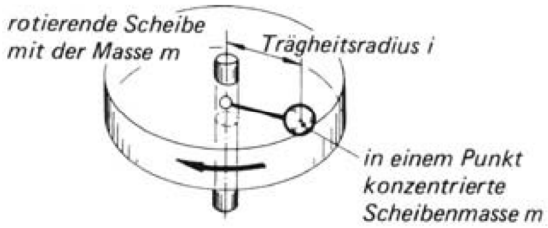
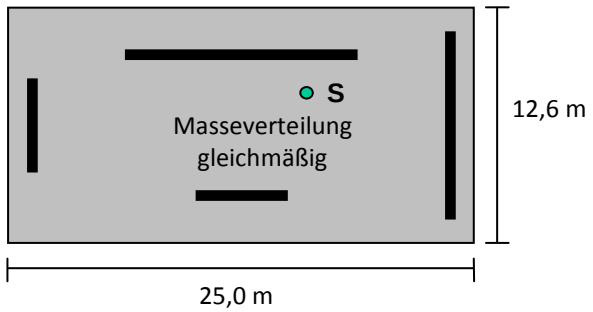


Abbildung 4.3: Bildliche Erläuterung des Trägheitsradius [41]



$$l_s = \sqrt{\frac{L^2 + B^2}{12}} = \sqrt{\frac{25{,}0^2 + 12{,}6^2}{12}}$$

$$l_s = 25{,}26\ m$$

Abbildung 4.4: Beispiel zum Trägheitsradius bei rechteckigem Grundriss

Regelmäßigkeit im Aufriss

Auch im Aufriss sind kompakte Tragstrukturen schlanken Varianten vorzuziehen. Die Steifigkeitsverteilung sollte im Aufriss gleichmäßig sein, Steifigkeitssprünge sollten vermieden werden, es sei denn, sie korrespondieren zur Verteilung der Massen. Insbesondere sind weiche Stockwerke und kurze Stützen zu vermeiden. Ein horizontaler oder vertikaler Versatz von Stützen oder Geschossdecken führt zu großen Zusatzbeanspruchungen im Tragwerk und sollte vermieden werden (Abbildung 4.5).

Zwischen Anlagen und durch Fugen unterteilten Anlagenteilen sind Verbindungen nachgiebig auszubilden, da starre Verbindungen zu schädigenden Interaktionen führen können.

Durch große Massen in den oberen Etagen kommt es bei horizontalen Belastungen zu hohen Beanspruchungen der Tragstruktur und der Gründung. Es muss daher Ziel der verfahrenstechnischen Planung sein, große (Einzel-) Lasten aus Einbauten nach Möglichkeit in den unteren Ebenen des Tragwerks zu platzieren.

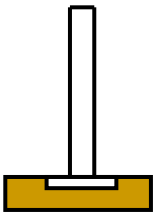
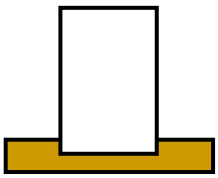
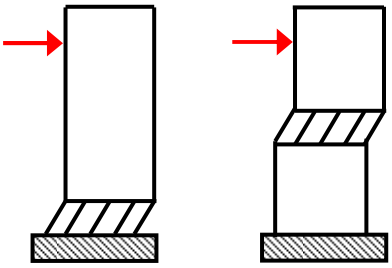
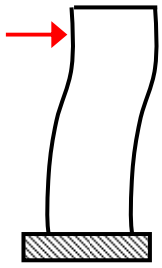
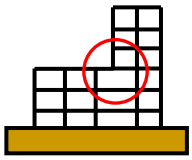
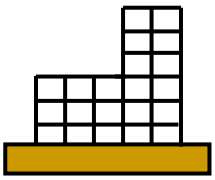
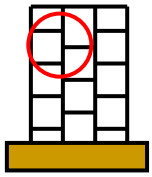
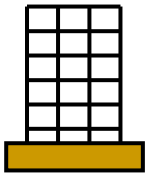
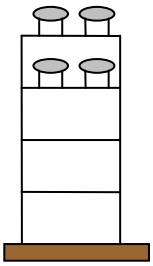
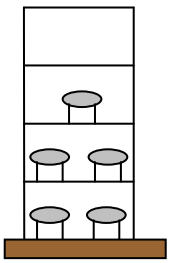
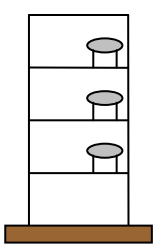
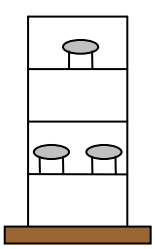
Steifigkeitsverteilung	***Ungünstig***	***Günstig***
Kompakte Aufrisse bevorzugen		
Weiche Geschosse vermeiden		
Steifigkeitsverteilung	***Ungünstig***	***Günstig***
Versatz von Stützen vermeiden		
Versatz von Geschoss-decken vermeiden		
Massenverteilung		
Große Massen mög-lichst in geringen Höhen anordnen		
Große Massen mög-lichst mittig oder symmetrisch anordnen		

Abbildung 4.5: Regelmäßigkeit im Aufriss

Aussteifungssysteme

Aussteifungssysteme sind so anzuordnen und über Deckenscheiben zu verbinden, dass ein direkter horizontaler Lastabtrag gewährleistet und Torsionsschwingungen vermieden werden. Die Systeme sollten durchgängig von der Bauwerksoberkante bis zur Gründung geführt werden. Dabei ist zu beachten, dass bei Eckaussteifungen die Eckbereiche erhöhte Belastungen abtragen müssen (Abbildung 4.6).

Wenn verfahrenstechnische Erfordernisse die Anordnung versetzter Scheiben notwendig machen, ist durch entsprechende Dimensionierung der Zwischenbereiche sicherzustellen, dass der Abtrag der erdbebenbedingten (Horizontal-) Lasten durch alle beteiligten Bauteile bis in den Baugrund gewährleistet ist. Ggf. ist die Anordnung zusätzlicher Aussteifungselemente zur Verringerung der Torsionsanfälligkeit sinnvoll.

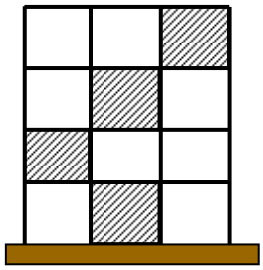
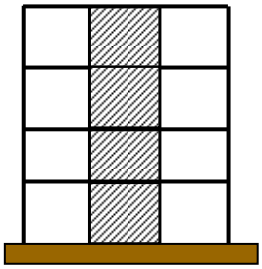
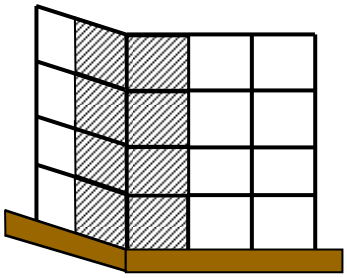
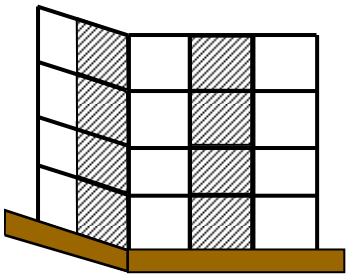
Aussteifungssysteme	***Ungünstig***	***Günstig***
Vertikal durchlaufende Aussteifungsverbände		
Vermeidung von Eckverbänden		

Abbildung 4.6: Aussteifungssysteme im Aufriss

Dissipative Bereiche

Für eine wirtschaftliche Bemessung unter Erdbebenlasten sollten die Tragwerke so ausgelegt werden, dass sie in der Lage sind, einen Teil der eingetragenen Energie gefahrlos zu dissipieren. Dies kann durch eine Kapazitätsbemessung erreicht werden, bei der vom Tragwerksplaner dissipative Tragwerksstellen definiert werden, an denen sich unter der Bemessungserdbebeneinwirkung plastische Gelenke ausbilden. Die dissipativen Bereiche sind so anzuordnen, dass es nach Ausbildung aller planmäßigen Gelenke nicht zu kinematischem Tragwerksversagen kommt. Zusätzlich müssen sie über ein ausreichendes plastisches Verformungsvermögen verfügen, um die globale Verformungsfähigkeit des Tragwerks sicherzustellen. Die nichtdissipativen Tragwerksbereiche werden mit einem erhöhten Widerstand ausgelegt, damit diese auch bei Überfestigkeiten in den

plastischen Gelenken planmäßig im elastischen Bereich verbleiben. Damit wird dem Tragwerk vom Ingenieur ein plastischer Mechanismus vorgegeben, mit dem das Tragwerk in der Lage ist, große Verformungen auszubilden. Die dafür notwendigen weitergehenden konstruktiven Maßnahmen sind in der DIN EN 1998-1 [18] für verschiedene Bauarten in den Abschnitten 5 bis 9 geregelt.

Alternativ dazu kann die Erdbebensicherheit auch durch Vorhaltung eines hohen Tragwiderstands gewährleistet werden (Abbildung 4.7). Das Tragwerk verbleibt hierbei für das Bemessungserdbeben im Wesentlichen im elastischen Bereich, und die Bauteile weisen nur ein beschränktes nichtlineares Verhalten auf. Diese „quasilineare“ elastische Bemessung ist für die in Deutschland prognostizierten Erdbebenbelastungen sinnvoll und wird aufgrund der einfachen Anwendbarkeit empfohlen. Für Länder mit hohen seismischen Einwirkungen führt dieser Ansatz jedoch zu unwirtschaftlichen Konstruktionen.

Allgemein fördert ein hoher Grad an statischer Unbestimmtheit ein redundantes Tragwerksverhalten, d.h. die Standsicherheit des Gesamttragwerks wird durch ein lokales Bauteilversagen weniger stark gefährdet.

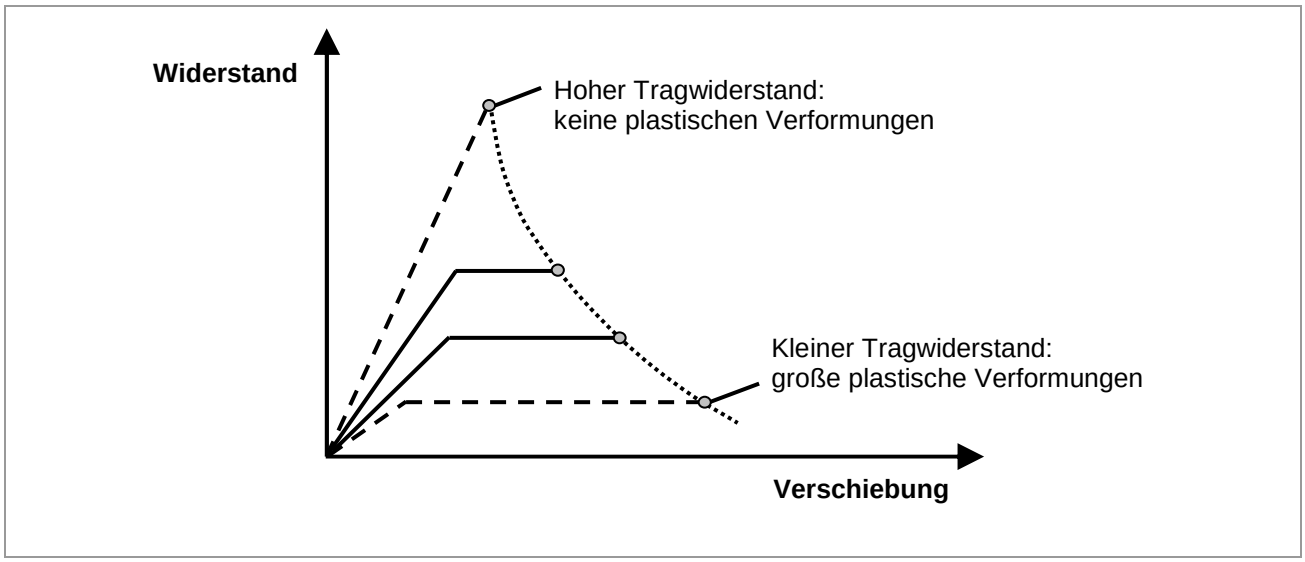


Abbildung 4.7: Konzepte zur wirtschaftlichen Tragwerksbemessung

Dehnungsfugen

Bei Anordnung von Dehnungsfugen sind folgende Konstruktionsgrundsätze zu beachten:

- Die Fugenschnitte müssen durch den gesamten Tragwerksquerschnitt verlaufen. Dies gilt sowohl für die tragenden Strukturen wie Decken und Wände als auch für den Boden-, Wand- und Deckenaufbau (Putzschichten, Estrich, usw.).
- Die Fugenführungen sind möglichst einfach zu halten, Vorsprünge und Ecken sind zu vermeiden. Unübersichtliche Fugenführungen können ihren Zweck verschleiern und werden deswegen oftmals unbeabsichtigt durch die Bauausführenden funktionsunfähig gemacht.

- Die Fugenausbildung sollte möglichst einfach sein, und die unterschiedlichen Fugenfunktionen sollten unterschiedlichen Bauteilen zugewiesen werden (z.B. für Kraftübertragung, Bewegungsmöglichkeit, Abdichtung, Brandschutz).
- Die Gewährleistung duktilen Tragwerkverhaltens führt im Erdbebenfall zu größeren Verformungen, die bei der Planung und Ausbildung von Fugen berücksichtigt werden müssen.
- Bewegungen, die durch eine Fuge ermöglicht werden, müssen konsequent weiterverfolgt werden. Das Tragwerk darf durch die Bewegungen keinen Schaden nehmen.
- Die Ausbildung der Fugendetails ist sorgfältig zu planen und in der Ausführung zu überwachen. Schäden oder Funktionsfehler, die während der Bauausführung entstehen, sind im Nachhinein kaum zu beheben.

Zu (4) – Konstruktive Hinweise für Gründungen

Gemischte Gründungssysteme (z.B. Pfahlgründung und Plattengründung) innerhalb eines Bauwerks sind zu vermeiden (vgl. DIN EN 1998-5 [23], Abschnitt 5.2 (1)P). Gemischte Gründungssysteme sind jedoch zulässig bei dynamisch unabhängigen Bauwerksteilen sowie bei Rohrleitungssystemen. Weitere Regeln für den konzeptionellen Entwurf von Gründungen können DIN EN 1998-5 [23], Abschnitt 5.2 (2)P entnommen werden.

4.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen

Zu (1) – Konstruktive Hinweise für am Boden gelagerte Tanks, Behälter und Silos

Die seismische Belastung von freistehenden Tanks, Behältern und Silos ist stark von der Lagerungsart abhängig. Liegt eine Ringlagerung direkt auf dem Boden vor, so kommt es zu hohen seismisch induzierten Spannungen im Fußbereich der Wandschale. Durch die Kombination von vertikalen Druckspannungen, Ringzugspannungen und hohen Schubspannungen kann es zu einem elastisch-plastischen Versagen im Fußbereich kommen, das auch als „elefant foot buckling“ bezeichnet wird. Zur Vermeidung dieser Versagensform ist die Schale im Fußbereich ausreichend zu bemessen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass bei Schalen mit nach oben abnehmender Wandstärke ein Nachweis nicht nur für den direkten Fußbereich zu führen ist. Zur Verminderung der Beuleffekte wird empfohlen eine gleichmäßige Verankerung über den gesamten Schalenumfang vorzusehen. Bei unverankerten Konstruktionen ist ein Abheben und Gleiten zu vermeiden, damit es nicht zu Schäden an Verbindungsstellen und Anschlussleitungen kommt.

Zu (2) – Konstruktive Hinweise für aufgeständerte Behälter und Silos

Bei aufgeständerten Behältern, Silos oder Tanks muss die Interaktion mit der Unterkonstruktion berücksichtigt werden, da diese das dynamische Verhalten entscheidend beeinflusst. Es ist insbesondere darauf zu achten, dass es nicht zum Kippen und damit zum Verlust der Gesamtstabilität kommen kann, da große Massen „kopflastig“ angeordnet sind.

Bei Kolonnen ist eine gleichmäßige Verteilung der Masse und Steifigkeit über die Höhe anzustreben, um eine ungünstige Wirkung höherer Eigenformen zu vermeiden. Die verfahrenstechnischen Komponenten sollten nach Möglichkeit geringe Exzentrizitäten aufweisen, um durch Massenexzentrizitäten keine zusätzlichen Torsionsschwingungen zu aktivieren.

Zu (3) – Auslegung von Verankerungen

Während Unterkonstruktionen und Aufständerungen von Komponenten einen Teil der vom Erdbeben eingetragenen Energie z.B. durch plastische Verformungen dissipieren dürfen, sind die Verbindungsmittel zum Fundament oder Tragwerk bzw. die Verankerungen so auszulegen, dass sie sich – auch unter Berücksichtigung möglicher Überfestigkeiten in der verankerten Komponente – im Erdbebenfall linear-elastisch (nichtdissipativ) verhalten. Zum rechnerischen Umgang mit dieser Forderung siehe Erläuterungen zu Abschnitt 7.2.b (4).

Zu (4) – Duktilität von Leitungsanschlussbereichen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

4.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen im Tragwerk

Zu (1) bis (5) – Konstruktive Hinweise für nicht tragende Einbauten

Nicht tragende Einbauten (Apparate, Behälter, Rohrleitungen, Fassadenteile, u. ä.) können aufgrund ihrer oft großen Massen und ihrer Lagehöhe hohen seismisch induzierten Kräften ausgesetzt sein. Ihre Befestigung ist so zu wählen und zu dimensionieren, dass die aus Erdbeben resultierenden horizontalen Lasten sicher an das Tragwerk übertragen werden können. Durch die Einhaltung einfacher Konstruktionsregeln für die Aufstellung und die Verankerung nicht tragender Einbauten können mit geringem Aufwand typische Erdbebenschäden vermieden werden.

Mit zunehmender Höhe über Grund nehmen die Beschleunigungen im Tragwerk infolge einer seismischen Bodenbewegung zu. Dementsprechend sind höher gelegene Komponenten im Allgemeinen größeren Erdbebenkräften ausgesetzt als solche in unteren Anlagenbereichen. Gleiches gilt für stark außermittig platzierte Komponenten, die durch Torsionsschwingungen des Bauwerks zu stärkeren Schwingungen angeregt werden.

Direkt verankerte Aggregate und Behälter

Die Lagesicherung von Einbauten erfolgt häufig planmäßig durch Reibung auf der Aufstandsfläche. Dies kann im Erdbebenfall zum Verrutschen der Komponente führen. Es ist daher grundsätzlich eine konstruktive Verankerung zur Lagesicherung zu empfehlen (Abbildung 4.8).

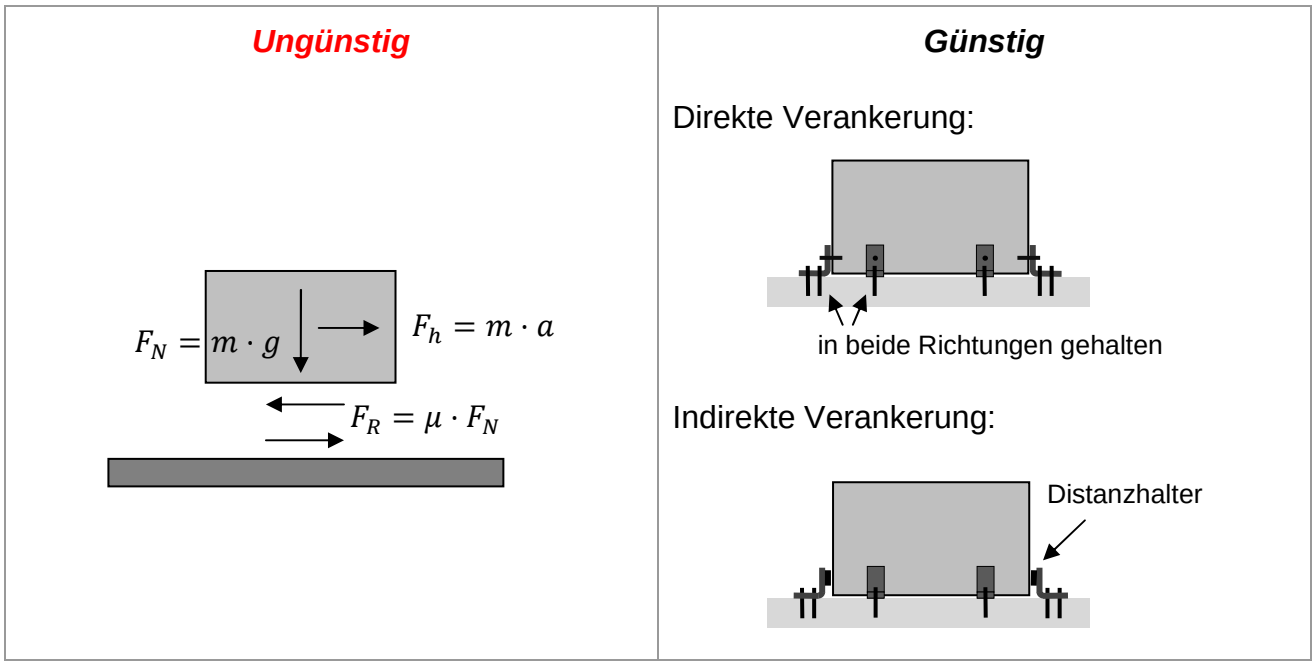


Abbildung 4.8: Verankerung von aufliegenden Komponenten

Tankartige Behälter sollten um den gesamten Behälterumfang fest am Boden verankert sein, da bereits bei einem leichten Abheben des Behälters die typischen Schadensfälle „elephant foot buckling“ und „diamond shape buckling“ in der Behälterschale auftreten können (vgl. Abschnitt 4.b).

Behälter und Apparate auf Pratzen oder Tragringen sollten ebenfalls fest mit dem Tragwerk verbunden werden. Dies kann entweder durch Schweiß- oder Schraubverbindungen geschehen, oder mittels Distanzhaltern zur Beschränkung der horizontalen Bewegung erreicht werden (Abbildung 4.9). Im Übrigen erfolgt die fachgerechte Verankerung nach den einschlägigen Regelwerken.

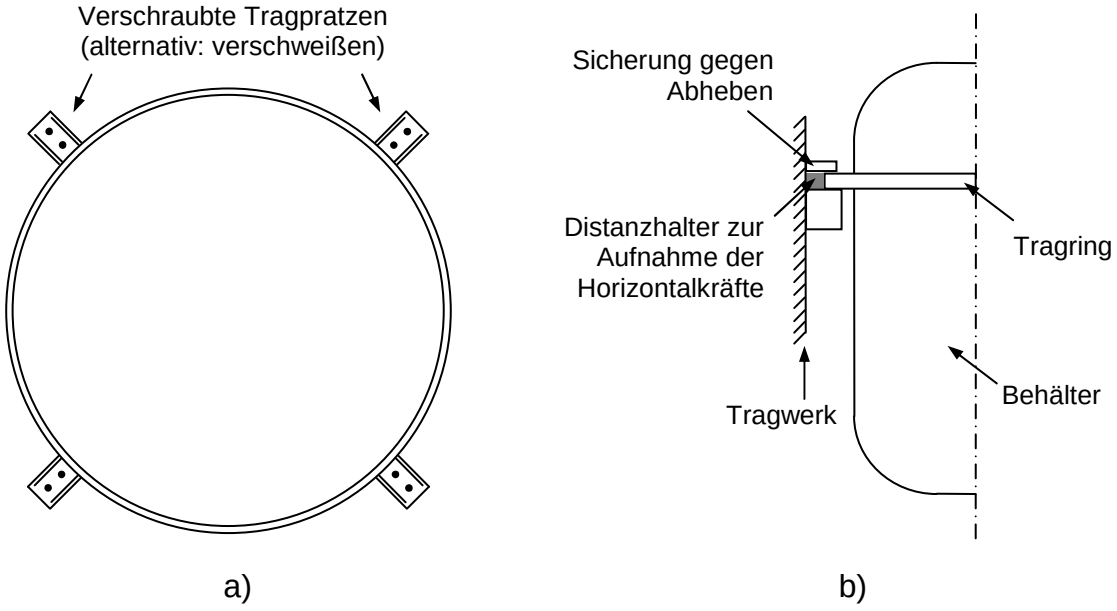


Abbildung 4.9: Beispielhafte Lagerung eingehängter Behälter;
a) Pratzenlagerung; b) Tragring mit Distanzhalter

Einbauten mit kleiner Aufstandsfläche und hohem Schwerpunkt sind bei Erdbebeneinwirkung besonders sorgfältig zu verankern (Abbildung 4.10), damit Folgeschäden (z.B. Abreißen von Leitungen) ausgeschlossen werden können. Bei der Auswertung von Schadensberichten hat sich das Herabfallen nicht ausreichend gesicherter schwerer Elemente als die häufigste und folgenreichste Schadensursache herausgestellt [30]. Dies gilt nicht nur für umstürzende Apparate oder Behälter, sondern auch für architektonische nicht tragende Bauteile (Fassadenteile, Attiken, Innen- und Außenwände).

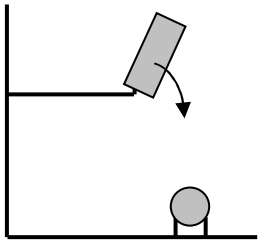
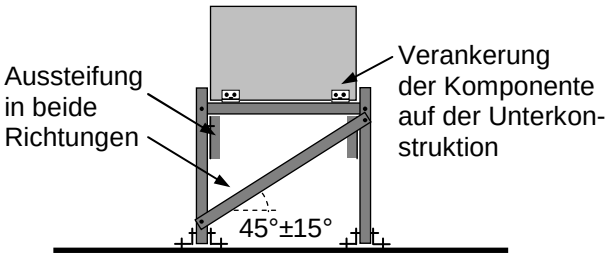


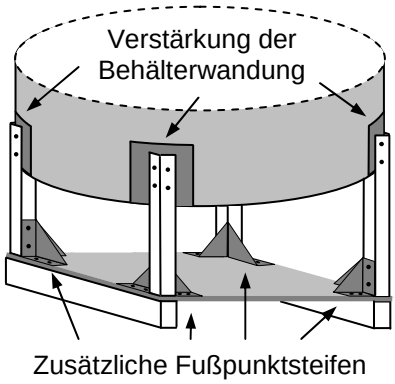
Abbildung 4.10: Umstürzen und Herabfallen von Einbauten

Aufgeständerte Aggregate und Behälter

Aufgeständerte Komponenten müssen in alle Richtungen ausreichend ausgesteift werden. Häufiges Schadensbild ist ein Ausknicken oder Beulen der Aussteifungselemente. Die Aussteifungen sollten dabei in einem Winkel von 45° ± 15° zur Vertikalen angebracht werden (Abbildung 4.11 a). Biegesteife Fußpunkte der Stützen können durch Steifen verstärkt werden (Abbildung 4.11 b). Ebenso kann es sinnvoll sein, Behälterringe, z.B. aus GFK, an den Anschlusspunkten der Fußstützen zu verstärken, da die Behälterschale hier lokal hoch beansprucht wird (Abbildung 4.11 b).



a)



b)

Abbildung 4.11: a) Diagonalaussteifung aufgeständerter Komponenten
b) Verstärkung von Stützen-Fußpunkten aufgeständerter Komponenten

Schlanke Elemente mit einem hohen Schwerpunkt sind im Erdbebenfall kippgefährdet, sodass bei entsprechenden aufgeständerten Aggregaten besonderer Wert auf eine ausreichende Verankerung am Boden bzw. Tragwerk zu legen ist. Bei liegenden Behältern ist auf eine Aussteifung der Unterkonstruktion sowohl in Behälterlängs- als auch in Behälterquerrichtung zu achten (Abbildung 4.12).

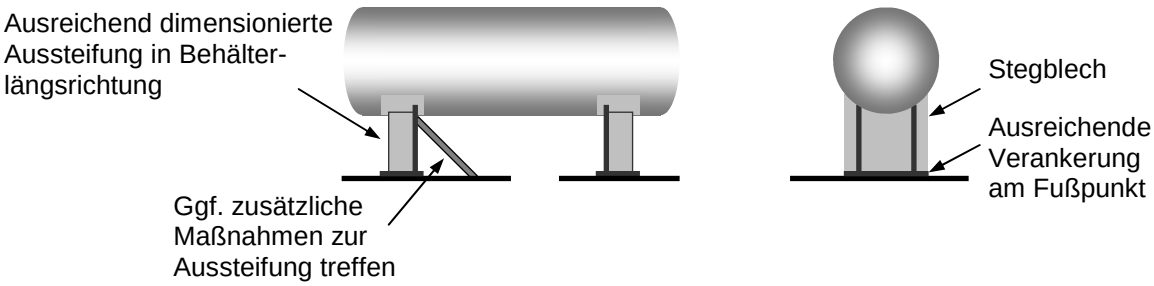


Abbildung 4.12: Liegender Behälter; Aussteifung in Behälterlängs- und -querrichtung

Hängende Behälter und Aggregate

Bauteile, die von Decken oder anderen Tragwerksteilen herabhängen, schwingen stärker als stehend montierte Komponenten und neigen zum Aufschaukeln. Daher ist eine ausreichende Aussteifung sicherzustellen. Weiterhin ist ein ausreichender Abstand zu benachbarten Komponenten einzuhalten oder die Bewegung durch Distanzhalter zu begrenzen, um ein Aneinanderprallen zu verhindern. Abbildung 4.13 und Abbildung 4.14 zeigen günstige Konstruktionen und Anordnungen von hängenden Komponenten.

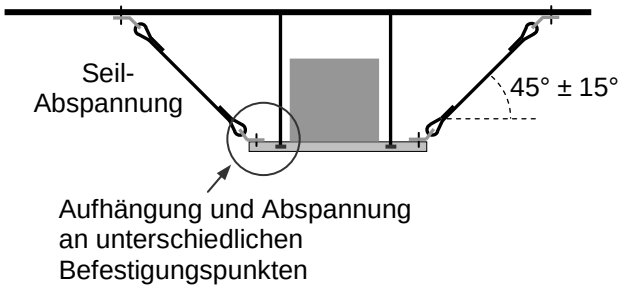


Abbildung 4.13: Aussteifung von hängenden Einzelkomponenten

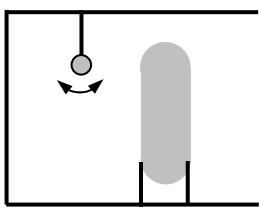


Abbildung 4.14: Abstand zu benachbarten Einbauten

Rohrleitungen und (Kabel-) Kanäle

Abgehängte oder aufgeständerte Rohrleitungen und (Kabel-) Kanäle sind ausreichend in Längs- und Querrichtung auszusteifen. Aussteifungen sind insbesondere dort erforderlich, wo relativ große Massen oder Geräte wie Pumpen o. ä. im Verlauf der Leitung zwischengeschaltet sind.

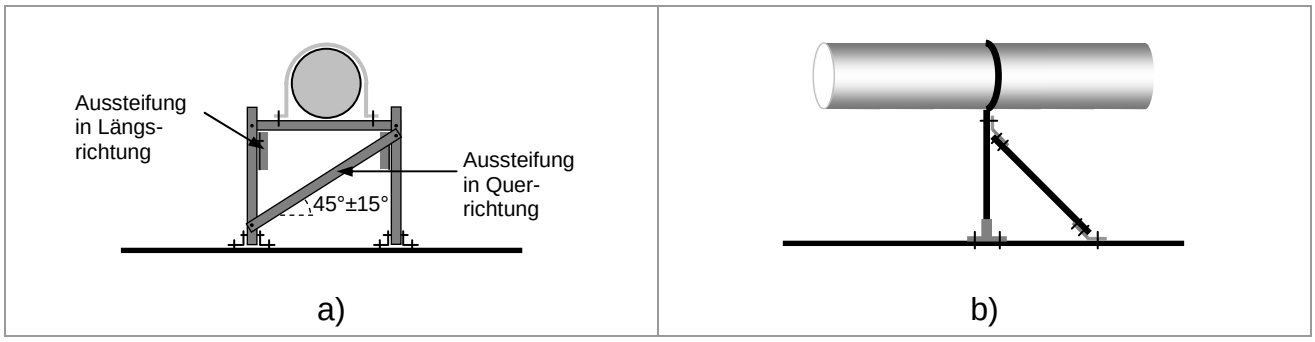


Abbildung 4.15: Anordnung von Aussteifungen a) in Querrichtung und b) in Längsrichtung bei aufgeständerten Rohrleitungen und (Kabel-) Kanälen

Die Aussteifungen sollten in einem Winkel von 45° ± 15° zur Vertikalen angebracht werden [28] (Abbildung 4.15 a). Dazu können Stahlprofile verwendet werden, wobei eine einseitige Aussteifung ausreichend ist (Abbildung 4.15 b). Die Wahl des Aussteifungssystems liegt prinzipiell beim planenden Ingenieur, muss aber für jeden Leitungsabschnitt in sich konsistent getroffen werden. Abbildung 4.16 a zeigt eine sinnvolle Aussteifung für abgehängte Rohrleitungen und Abbildung 4.16 b ein Ausführungsbeispiel für einen Leitungskanal.

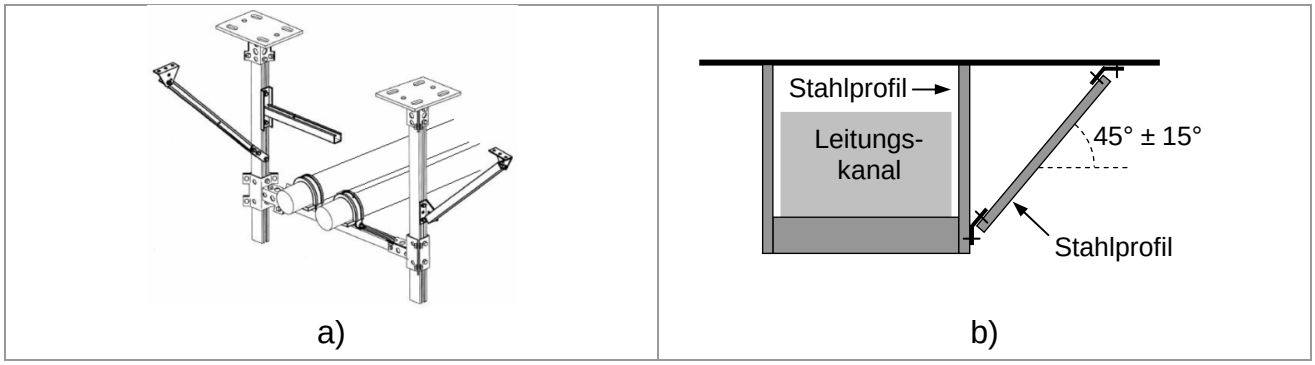


Abbildung 4.16: Anordnung von Aussteifungen bei abgehängten Rohrleitungen

Rohrleitungen müssen in der Lage sein, Relativverschiebungen zwischen unterschiedlich schwingenden Komponenten schadlos zu überstehen. Dies kann durch Dehnungsbögen, elastische Rohrverbindungen und/oder geeignete Rohrleitungsführungen und Aufhängungen gewährleistet werden (Abbildung 4.17). Kritische Bereiche finden sich insbesondere dort, wo Bewegungsfugen des Tragwerks überbrückt werden oder wo große schwingende Massen die Verformungen vorgeben. Sind Leitungen an flexibel befestigte Apparate (z.B. rotierende Maschinen) angeschlossen, ist auf einen ausreichenden Bewegungsspielraum der Leitung zu achten.

Ein Abriss von Leitungen, die gefährliche Medien führen, ist durch geeignete Maßnahmen grundsätzlich auszuschließen.

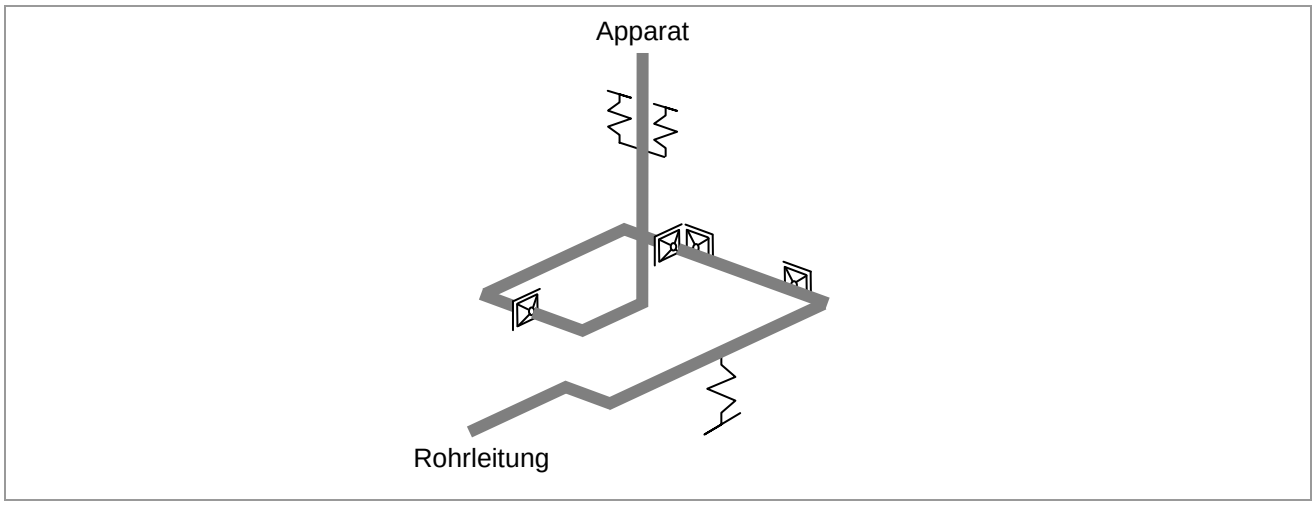


Abbildung 4.17: Flexible Anschlüsse von Rohrleitungen an Komponenten

Zu (6) – Auslegung von Verankerungen

Die Tragkraft von Verankerungen in Stahlbeton oder Mauerwerk ist abhängig

- von der der Ankergröße und der Ankerzahl,
- von der Verankerungslänge,
- vom Abstand der einzelnen Anker zueinander,
- vom Abstand der Anker zur nächstgelegenen Beton- oder Mauerwerkskante, und
- vom Materialzustand (insbesondere im Bauwerksbestand).

Die erforderlichen Mindestmaße sind den Zulassungen der Anker-Hersteller zu entnehmen. Spreizanker bedürfen dabei im Allgemeinen größerer Anker- und Randabstände als Klebeanker mit Funktionsweisen auf chemischer Basis. Bestimmte Ankertypen können aufgrund schlechter dynamischer Eigenschaften gänzlich von der Anwendung in Erdbebengebieten ausgeschlossen sein. Diesbezügliche Herstellerangaben sind zu beachten.

Befestigungen an Stahlbauteilen werden in der Regel mit Schrauben oder Bolzen ausgeführt. Ebenso wie die Verbindungsmittel müssen die Fußplatten selbst in der Lage sein, die seismisch induzierten Lasten aufzunehmen.

Es ist sicherzustellen, dass sich plastische Verformungen ausschließlich in der Unterkonstruktion / Aufständerung des nicht tragenden Bauteils, nicht aber in den Verbindungsmitteln ausbilden (siehe auch Erläuterungen zu Abschnitt 4.b (3).

Klemmverbindungen als Festlager können sich bei dynamischen Beanspruchungen lösen und zum Gleitlager werden. Daher ist bei Klemmverbindungen eine ausreichend große Auflagerfläche vorzuhalten, um ein Abrutschen des Lagers zu verhindern.

Grundsätzlich sind immer die Herstellerangaben zu Verankerungssystemen und Befestigungen zu beachten.

Zu (7) – Ausfachungsmauerwerk

Füllwände aus Mauerwerk sind gegenüber seismischen Beanspruchungen vergleichsweise anfällig für Schäden, was sich in zahlreichen vorangegangenen Erdbeben gezeigt hat. Dies liegt vor allem an folgenden Eigenschaften von Mauerwerksausfachungen im Erdbebenfall (siehe auch [39]):

- Während Rahmen ein relativ weiches und eher duktiles Tragwerk bilden, sind Mauerwerkswände demgegenüber sehr steif und spröde. Zu Beginn eines Erdbebens übernehmen daher die Füllwände die volle Erdbebeneinwirkung. Sie können Horizontalkräfte jedoch praktisch nur durch die Bildung von Druckdiagonalen abtragen, was aufgrund der großen Neigung der Druckdiagonale häufig schnell zu einem Gleiten in einer Lagerfuge und damit zu einem Versagen des Mauerwerks führt.
- Nach dem Versagen des Mauerwerks erfahren die Rahmenstützen infolge der gegenseitigen Verschiebung zweier Wandteile (dem oben beschriebenen Gleiten in einer Lagerfuge) zusätzliche Beanspruchungen, insbesondere durch Querkräfte, was zu Schubversagen der Rahmenstützen führen kann.
- Besonders ungünstig sind Teilausfachungen von Rahmen, wie sie beispielsweise durch Aufmauern von Fensterbrüstungen entstehen (Abbildung 4.18), da sich hier der Effekt der „kurzen Stützen“ einstellt.
- Bei Belastungen quer zur Wandachse, können Mauerwerksausfachungen leicht ausbrechen, da sie in der Regel nicht durch Lasten aus oberen Etagen überdrückt werden und häufig nicht seitlich am Rahmen gehalten sind.

Konstruktive und rechnerische Hinweise zum Umgang mit Ausfachungsmauerwerk finden sich in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitte 4.3.6, 5.9, und 6.10.3.

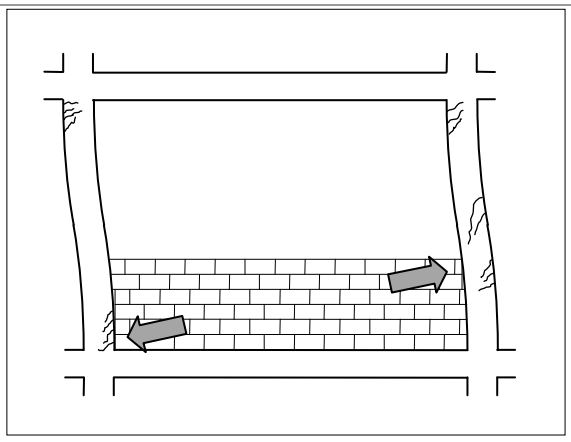


Abbildung 4.18: Zusatzbelastung des Rahmens durch Teilausfachungen (nach [39])

5 Erdbebeneinwirkung

5.1 Erdbebenzonen

Zu (1) – Erdbebenzonen, Intensitätsintervalle u. Referenz-Bodenbeschleunigungen

In DIN EN 1998-1/NA [19] sind in Bild NA.1 vor dem Hintergrund einer schematischen Landkarte der Bundesrepublik Deutschland die vier Erdbebenzonen (Zone 0 bis Zone 3) dargestellt. Diese Erdbebenzonen werden in Tabelle NA.3 in Bezug zu Intensitätsintervallen und Referenz-Spitzenwerten der Bodenbeschleunigung gesetzt. Innerhalb einer Erdbebenzone wird die Größe der Erdbebeneinwirkung definitionsgemäß als konstant angenommen. Die Zonierung und die zugeordneten Größen der Erdbebeneinwirkung beziehen sich auf eine statistische mittlere Wiederkehrperiode des Bemessungserdbebens von 475 Jahren. Dies entspricht einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% innerhalb von 50 Jahren.

Soll der Bemessung aufgrund erhöhter Risiken für Personen und Umwelt oder erhöhter Anforderungen an die Sicherheit der Anlage ein stärkeres respektive selteneres Beben zugrunde gelegt werden, ist die Erdbebengefährdung aus entsprechenden veränderten Erdbebenkarten zu entnehmen.

Alternativ kann die Größe der Erdbebeneinwirkung gemäß Norm mittels des Bedeutungsbeiwerts γ_I skaliert werden. Dabei wird der Referenz-Wiederkehrperiode ($T_{NCR} = 475\,Jahre$) der Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1{,}0$ zugeordnet. Abweichend von DIN EN 1998-1 [18] sind im Leitfaden die Bedeutungsbeiwerte nicht an Bauwerkskategorien gebunden, sondern werden in Abhängigkeit des Schadenspotentials und der möglichen Schadensauswirkungen zugewiesen (siehe Abschnitt 5.3). Ein Bedeutungsbeiwert kleiner als 1,0 wird im Leitfaden nicht zugelassen, es ist bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit also mindestens eine mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren zu berücksichtigen. Die Skalierung der Erdbebeneinwirkung mittels Bedeutungsbeiwert stellt lediglich eine Näherung dar, da die lokalen seismologischen und geologischen Gegebenheiten nicht berücksichtigt werden.

Zu (2) – Berücksichtigung von Erdbebenzone 0

Keine weiterführenden Erläuterungen.

5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund

Keine weiterführenden Erläuterungen.

5.3 Bedeutungsbeiwerte

Zu (1) – Bedeutungsbeiwerte im Anlagenbau

Anlagen der Chemischen Industrie und verwandter Industrien bestehen aus zahlreichen verschiedenen Komponenten, von denen im Erdbebenfall unterschiedliche Risiken ausgehen. Der Begriff Komponente umfasst in diesem Zusammenhang sowohl ganze Werksabschnitte als auch einzelne Tragwerksteile bis hin zu (verfahrens-) technischen

Einbauten. Das erforderliche Sicherheitsniveau für jede einzelne Komponente ergibt sich aus den Eigenschaften und der Menge der in der Komponente gehandhabten Chemikalien, aus der Art der durchgeführten Prozesse und aus der Bedeutung der Komponente im Produktionsbetrieb der Gesamtanlage. Dementsprechend kommt der Unversehrtheit von Installationen, die toxisches Material lagern oder verarbeiten, sowie von Einrichtungen, die für den sicheren Betrieb der Anlage essentiell sind, besondere Bedeutung zu. Die Hauptgefahr für Mensch und Umwelt besteht in erster Linie in der Freisetzung von flüchtigen, giftigen Stoffen und der Explosionsgefahr.

Mittels der Tabellen 5.1 bis 5.3 des Leitfadens lässt sich aus dem Schadenspotential und den möglichen Auswirkungen bzw. der gestellten Anforderungen an Lifeline Einrichtungen eine Risikoeinstufung der Anlage oder Komponente vornehmen. Dies ist gleichgesetzt mit der Zuweisung eines Bedeutungsbeiwertes. Die Bedeutungsbeiwerte lassen sich wie folgt interpretieren:

- Gewöhnliche Bauten ohne hervorgehobene Bedeutung für die Gesamtanlage und ohne besonderes Risiko für Mensch und Umwelt werden mit einem Bedeutungsbeiwert von 1,0 belegt. Dadurch werden sie für Erdbeben bemessen, die am Bauwerksstandort eine mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren aufweisen.
- Liegt eine erhöhte Gefährdung im Schadensfall vor, muss ein stärkeres Erdbeben zur Bemessung herangezogen werden. Dessen Überschreitungswahrscheinlichkeit ist statistisch gesehen geringer, bzw. dessen mittlere Wiederkehrperiode größer. Durch die Wahl eines Bedeutungsbeiwertes größer 1,0 wird demnach die Erdbebeneinwirkung bei der Bemessung erhöht.

Der Zusammenhang zwischen der mittleren Wiederkehrperiode eines Erdbebens und seiner Überschreitungswahrscheinlichkeit in einer bestimmten Zeitspanne können mathematisch mittels einer Poisson-Verteilung ausgedrückt werden (s.u.). Ebenfalls unten angegeben sind zwei Formeln zur überschlägigen Bestimmung des Bedeutungsbeiwerts auf Grundlage der Wiederkehrperiode bzw. auf Grundlage der Überschreitungswahrscheinlichkeit in einer bestimmten Zeitspanne, die DIN EN 1998-1 [18] Anmerkung zu Abschnitt 2.1 (4) entnommen sind (siehe auch [54]).

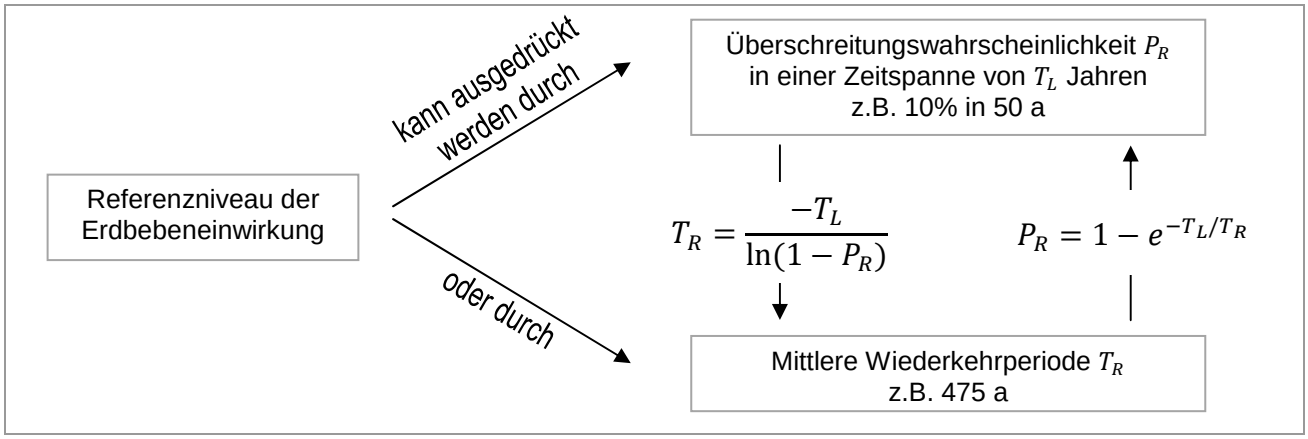


Abbildung 5.1: Zusammenhang zwischen Überschreitungswahrscheinlichkeit P_R in T_L Jahren und mittl. Wiederkehrperiode T_R innerhalb eines Erdbebenniveaus

Tabelle 5.1: Formeln zur Berechnung des Bedeutungsbeiwerts

Bedeutungsbeiwert γ_I berechnet auf Grundlage der mittleren Wiederkehrperiode	**Bedeutungsbeiwert γ_I (alternativ)** berechnet auf Grundlage der Überschreitungswahrscheinlichkeit in einer gegebenen Zeitspanne T_L
$\gamma_I \sim \frac{1}{(T_{LR}/T_L)^{1/k}}$	$\gamma_I \sim \frac{1}{(P_L/P_{LR})^{1/k}}$
T_{LR} = mittlere Wiederkehrperiode der Referenz-Erdbebeneinwirkung (z.B. 475 Jahre für den Tragfähigkeitsnachweis) T_L = angestrebte mittlere Wiederkehrperiode (z.B. 1300 Jahre) k = in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 2.1, Anmerkung zu Absatz (4) angegebener Exponent, der von der lokalen Seismizität abhängt, lt. Norm aber zu 3 angenommen werden kann.	P_{LR} = Überschreitungswahrscheinlichkeit im zugrunde gelegten Betrachtungszeitraum (z.B. 0,1 = 10%) P_L = angestrebte Überschreitungswahrscheinlichkeit im selben Betrachtungszeitraum (z.B. 0,038 = 3,8%) k = in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 2.1, Anmerkung zu Absatz (4) angegebener Exponent, der von der lokalen Seismizität abhängt, lt. Norm aber zu 3 angenommen werden kann.

Beispiel 1: ***Bestimmung der Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren für ein Erdbeben der Wiederkehrperiode 1300 Jahre***

$$P_{R,50,1300} = 1 - e^{-50/1300} = 0{,}038 = 3{,}8\%$$

Beispiel 2: ***Bestimmung der Wahrscheinlichkeit, dass ein Erdbeben der mittleren Wiederkehrperiode von 475 Jahren tatsächlich innerhalb der 475 Jahren auftritt***

$$P_{R,475,475} = 1 - e^{-475/475} = 0{,}632 = 63{,}2\%$$

Beispiel 3: ***Bestimmung des Bedeutungsbeiwertes zur Multiplikation mit der Referenz-Erdbebeneinwirkung (Wiederkehrperiode 475 Jahre), wenn der Bemessung ein Erdbeben der Wiederkehrperiode von 1300 Jahren zugrunde gelegt werden soll***

$$\gamma_{I,1300} \sim \frac{1}{(475/1300)^{1/3}} = 1{,}4$$

In Tabelle 5.2 sind die zu den Bedeutungsbeiwerten korrespondierenden Wiederkehrperioden und Überschreitungswahrscheinlichkeiten in 50 Jahren zusammengestellt. Zum Vergleich sind in dieser Tabelle auch die den Bedeutungsbeiwerten zugeordneten Bedeutungskategorien nach DIN EN 1998-1 [18] (Absatz 4.2.5 bzw. DIN EN 1998-1/NA [19]) aufgeführt.

Tabelle 5.2: Bedeutungsbeiwerte γ_I

Bedeutungs-beiwert γ_I	Korrespondierende mittlere Wiederkehrperiode	Korrespondierende Überschreitungswahr-scheinlichkeit in 50 Jahren	Bedeutungs-kategorie nach DIN EN 1998-1
0,8	*225*	*20 %*	*I (nicht zulässig)*
1,0	475	10 %	II
1,1	630	7,5 %	-
1,2	820	5,8 %	III
1,3	1045	4,6 %	-
1,4	1300	3,6 %	IV
1,5	1600	3,0 %	-
1,6	1945	2,4 %	-

Zu (2) – Untergrenze des Bedeutungsbeiwerts

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (3) – Getrennte Betrachtung dynamisch unabhängiger Bauwerksteile

Keine weiterführenden Erläuterungen.

5.4 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung

Zu (1) und (2) – Allgemeines zur Darstellung der Erdbebeneinwirkung

Die Erdbebeneinwirkung wird üblicherweise durch ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum („elastisches Antwortspektrum“) beschrieben. Mit dem elastischen Antwortspektrum wird die maximale Antwort von linear elastischen Einmassenschwingern gleicher Dämpfung aber unterschiedlicher Eigenfrequenzen auf einen bestimmten Bewegungszeitverlauf graphisch dargestellt. Antwortspektren werden erstellt, indem eine Vielzahl von Einmassenschwingern demselben Zeitverlauf einer Fußpunkterregung unterzogen wird. Die maximalen Antworten der Einmassenschwinger (Beschleunigung S_a, Geschwindigkeit S_v oder Verschiebung S_d) werden dann über die Eigenperiode der Einmassenschwinger aufgetragen.

Bei gemessenen Erdbebenzeitverläufen zeigt die graphische Darstellung als Antwortspektrum den Frequenzgehalt des Bebens (Abbildung 5.2 a). Zu Bemessungszwecken werden in Normen üblicherweise geglättete Antwortspektren verwendet, die die Umhül-

lende über zahlreiche „reale“ Antwortspektren darstellen. Diese geglätteten Beschleunigungs-Antwortspektren (Abbildung 5.2 b) geben für eine Eigenperiode von Null den maximalen Wert der Bodenbeschleunigung an (Freifeldbeschleunigung). Im weiteren Verlauf steigt die Ordinate linear auf die maximal zu erwartende Antwort des entsprechenden Einmassenschwingers an ($T = T_B$), und setzt sich nach einem Hochplateau ($T_B < T < T_C$) als abnehmende Funktion fort ($T > T_C$).

Die Darstellungsweisen der Horizontalkomponente des elastischen Antwortspektrums in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 3.2.2.2 und DIN EN 1998-1/NA [19] unterscheiden sich lediglich durch die Formulierung der Bodenbeschleunigung als Vorfaktor (Normtext: a_g, Nationaler Anhang: $a_{gR} \cdot \gamma_I$) und durch die Belegung des Untergrundparameters S (siehe Abschnitt 5.2). Die Formulierung des vertikalen Antwortspektrums (DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 3.2.2.3 bzw. entsprechender Abschnitt des DIN EN 1998-1/NA [19]) unterscheidet sich durch die Festlegung des Parameters a_{vg} und der Kontrollperioden T_C und T_D. Für Anlagenstandorte in Deutschland gelten die im Nationalen Anhang angegebenen elastischen Antwortspektren.

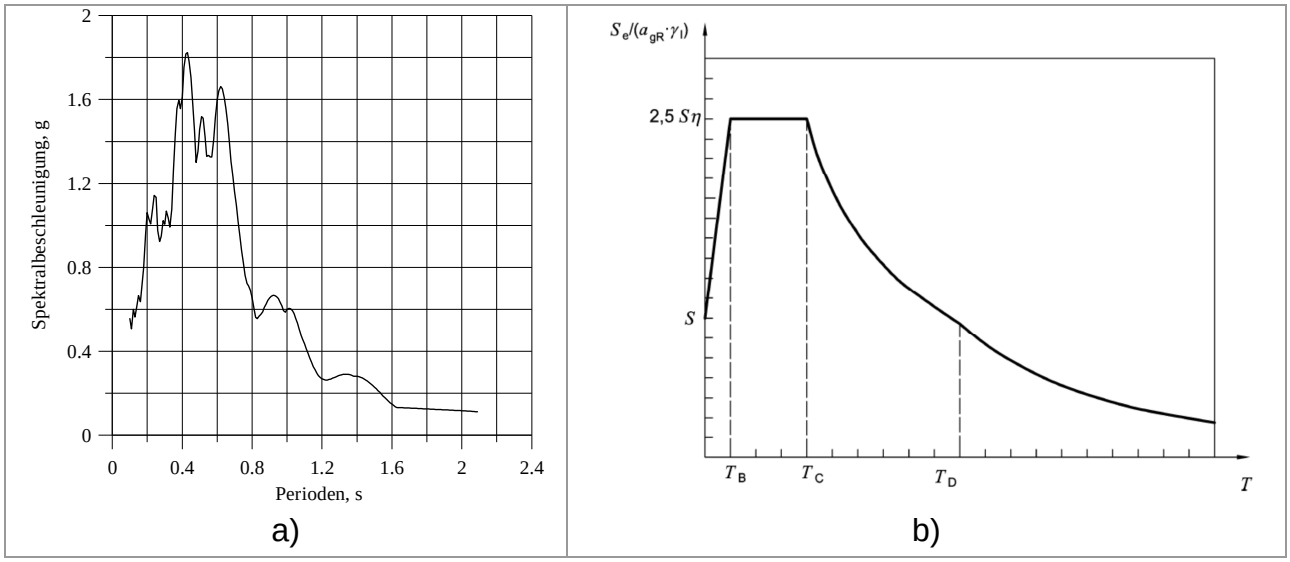


Abbildung 5.2: a) Beschleunigungs-Antwortspektrum eines gemessenen Beschleunigungszeitverlaufs (Petrovac-Beben)
b) Elastisches Beschleunigungs-Antwortspektrum nach DIN EN 1998-1/NA

Zu (3) – Bemessungsspektrum zur Berücksichtigung der Energiedissipation

Der in der Realität vorliegenden Fähigkeit eines Tragwerks, eingetragene Energie z.B. durch plastische Verformungen (nichtlineares Materialverhalten) oder durch Reibung in geschraubten Verbindungen zu dissipieren, wird bei der Bemessung nach DIN EN 1998 Rechnung getragen, indem das elastische Antwortspektrum mittels eines vom Werkstoff und von der Bauwerksart abhängigen Verhaltensbeiwerts q zu einem Bemessungs-Antwortspektrum abgemindert wird. Dieser Verhaltensbeiwert beschreibt nicht nur die Verformungsfähigkeit der Tragwerke, sondern beinhaltet auch die zunehmenden Dämp-

fungseffekte bei nichtlinearem Materialverhalten. Tabelle 5.3 gibt einen Überblick über die Grenzen der Verhaltensbeiwerte für die unterschiedlichen Baustoffe.

Tabelle 5.3: Grenzen für die Verhaltensbeiwerte der verschiedenen Baustoffe

Verhaltensbeiwert	Stahlbeton	Stahl	Stahl-Beton-Verbund	Holz	Mauerwerk
min q	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
max q	6,5	8,0	7,2	5,0	3,0

Die Darstellungsweisen der Horizontalkomponente des Bemessungsspektrums für lineare Berechnung in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 3.2.2.5 und DIN EN 1998-1/NA [19] unterscheiden sich durch die Formulierung der Bodenbeschleunigung als Vorfaktor (Normtext: a_g, Nationaler Anhang: $a_{gR} \cdot \gamma_I$), durch die Form des Spektrums im Bereich $T_A \leq T \leq T_B$, durch die Belegung des Untergrundparameters S (siehe Abschnitt 5.2), sowie durch einen Mindestwert der Spektralbeschleunigung im Bereich $T > T_C$. Für Anlagenstandorte in Deutschland gelten die im Nationalen Anhang angegebenen Bemessungsspektren. Es sind lediglich die Bedeutungsbeiwerte nach DIN EN 1998-1/NA [19] Tabelle NA.6 durch die im Abschnitt 5.3 des Leitfadens angegebenen Bedeutungsbeiwerte γ_I zu ersetzen. Die Festlegung der Kontrollperiode T_B entspricht DIN EN 1998-1/NA [19], NDP zu 3.2.2.5(4)P (NA.4.4).

Zu (4) – Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

Der Referenz-Spitzenwert der vertikalen Bodenbeschleunigung a_{vgR} ist analog zu DIN EN 1998-1/NA [19], NDP zu 3.2.2.3(1)P festgelegt. Die Festlegung des Bodenparameters S entspricht DIN EN 1998-1 [18], Abschnitt 3.2.2.5(5).

Zu (5) – Darstellung der Erdbebeneinwirkung mithilfe von Zeitverläufen

Gemäß Leitfaden Abschnitt 6.2 (2) und analog zu DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.3.3.4.3 sind nichtlineare Zeitverlaufsberechnung zur Tragwerksbemessung zugelassen, werden aber für den Anlagenbau ausdrücklich nicht empfohlen.

Der Vollständigkeit halber sei aber an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Zeitverläufe der Bodenbewegung, die für nichtlineare dynamische Tragwerksberechnungen verwendet werden sollen, bestimmte Kriterien erfüllen müssen, die in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 3.2.3.1 angegeben sind.

5.5 Kombinationen der Einwirkung mit anderen Einwirkungen

Zu (1) – Kombinationsbeiwerte $\psi_{2,i}$

Zur Bestimmung der Auswirkung der Kombination aller Einwirkungen in der Bemessungssituation Erdbeben ist gemäß DIN EN 1990 [4] Abschnitt 6.4.3.4 die unten angegebene Gleichung (5.1) anzuwenden.

Der Bemessungswert der Einwirkungen aus Erdbeben A_{Ed} ist dabei im Anlagenbau gemäß Gleichung (5.2) unter Berücksichtigung der Massen aus ständigen Lasten $G_{k,j}$

sowie abgeminderten Verkehrs- und Betriebslasten $Q_{k,i}$ zu ermitteln (vgl. DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 3.2.4).

$$E_d = E\left(\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i\geq 1}(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})\right) \quad (5.1)$$

Dabei ist E_d = Bemessungswert einer Auswirkung
$G_{k,j}$ = Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung j
P = Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung
A_{Ed} = Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben
$\psi_{2,i}$ = Beiwert für quasi-ständige Wert einer veränderl. Einwirkung i
$Q_{k.i}$ = Charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung i

$$A_{Ed} = A\left(\Sigma G_{k,j} \text{ "+" } \Sigma\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right) \quad (5.2)$$

mit: $\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2,i}$ und $\phi = 1{,}0$

Dabei ist $A(\,)$ = „Auswirkung infolge von“
$\psi_{E,i}$ = Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i
ϕ = Beiwert zur Berechnung von $\psi_{E,i}$
alle weiteren Parameterdefinitionen: siehe Gleichung (5.1)

Der außergewöhnlichen Situation eines Erdbebens wird somit Rechnung getragen, indem die Massen aus ständigen Lasten ohne erhöhende Sicherheitsfaktoren eingehen und die Massen aus Verkehrs- und Betriebslasten mit dem Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$ abgemindert werden. Die Abminderung erfolgt, um die Wahrscheinlichkeit zu berücksichtigen, dass die Massen der veränderlichen Lasten im Falle eines Erdbebens nicht voll wirksam sind. Da die Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA [5] weder Betriebslasten noch die spezifischen Besonderheiten von Anlagen hinsichtlich der Verkehrslasten berücksichtigen, ist zur Bestimmung der Kombinationsbeiwerte $\psi_{2,i}$Tabelle 5.4 des Leitfadens anzuwenden. Bei den Betriebslasten ist zu beachten, dass ständig vorhandene Betriebslasten (z.B. dauerhaft gefüllte Behälter) als ständige Lasten zu berücksichtigen sind.

Zu (2) – Abminderungsfaktor ϕ

Der Abminderungsfaktor ϕ zur Berücksichtigung von ungünstigeren Schwingungsformen durch die unterschiedliche Nutzung verschiedener Stockwerke in üblichen Hochbauten ist für Anlagen nicht zu berücksichtigen, bzw. immer mit 1,0 anzusetzen. Wegen der hohen Einzelmassen im Anlagenbau und der damit verbundenen komplexen Eigenschwingungsformen wird im vorliegenden Leitfaden stattdessen gefordert, unterschiedliche Füllungskonstellationen bei der Bemessung zu berücksichtigen und den maßgebenden Betriebslastfall zu ermitteln (siehe auch Erläuterung zu (3)).

Zu (3) – Maßgebende Betriebslastkonstellationen

Bei der Ermittlung des maßgebenden Betriebslastfalles im Erdbebenfall wird empfohlen, folgende Konstellationen zu bedenken:

- Durchschnittlicher während des Anlagenbetriebs auftretender Füllungsgrad der verfahrenstechnischen Anlagen und Behälter,
- Ungünstigster Füllungsgrad für Transversalschwingungen (maximaler realistischer Füllungsgrad im oberen Anlagendrittel, minimaler realistischer Füllungsgrad in den unteren beiden Anlagendritteln),
- Weitere Konstellationen, die stark von den erdbebengerechten Entwurfskriterien nach Abschnitt 4 abweichen und für das Schwingungsverhalten der Anlage kritisch zu beurteilen sind.

Die Bestimmung der maßgebenden Füllungs- und Betriebslastkonstellation kann bei ausreichender Erfahrung des bearbeitenden Ingenieurs mit Sachverstand gewählt oder durch Berechnungen mit verschiedenen Konstellationen bestimmt werden.

Zu (5) – Zwangsbeanspruchungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu Tabelle 5.4 – Kombinationsbeiwerte $\psi_{2i,}$

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{2i,}$ berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die Massen der veränderlichen Lasten im Falle eines Erdbebens nicht voll wirksam sind (siehe Erläuterung zu (1)).

Daher wird bei den Temperatureinwirkungen unterschieden zwischen solchen, die als Betriebstemperaturen quasi ständig vorhanden sind ($\psi = 1{,}0$), und solchen, die sich beispielsweise durch Wettereinflüsse gelegentlich von außen ergeben ($\psi = 0$).

Zwangsbeanspruchungen, die sich beispielsweise aus der Längenänderung einer Rohrleitung infolge Betriebstemperatur- und Druckänderung ergeben (Rohrschub), sind analog zu veränderlichen Betriebslasten mit einem Kombinationsbeiwert von $\psi = 0{,}6$ zu berücksichtigen, sofern sie im Erdbebenfall ungünstig wirken. Bei Reibkräften ist die Verformung infolge Erdbeben zu beachten. Günstig wirkende Reibkräfte dürfen nicht angesetzt werden.

Der Kombinationsbeiwert für Schneelasten entspricht der Regelung aus DIN EN 1998-1/NA [19] NDP zu 4.2.4(2)P.

Die weiteren aufgelisteten Einwirkungen sind selbsterklärend.

6 Tragwerksberechnung

Zu (1) – Nachweispflicht für Umbaumaßnahmen

Abschnitt 1.3 der DIN EN 1998-1 [18] weist darauf hin, dass sich der Anwendungsbereich der Reihe EN 1998 auch auf Umbaumaßnahmen bezieht, und dass somit Veränderungen

der Tragstruktur oder Veränderungen der Massenverteilung entsprechende Nachweise nach Norm bzw. Leitfaden erforderlich machen. Da im Anlagenbau – anders als im üblichen Hochbau – bauliche Änderungen oder Änderungen der Apparatekonfiguration und –position aufgrund verfahrenstechnischer Erfordernisse nicht ungewöhnlich sind, wird an dieser Stelle besonders auf die Nachweispflicht für Umbaumaßnahmen hingewiesen.

6.1 Modellabbildung

6.1.a Tragstrukturen von Anlagen

Zu (1) und (2) – Generelle Hinweise zur Modellabbildung

Das Anlagenmodell muss das dynamische Tragwerksverhalten unter Erdbebeneinwirkung realistisch wiedergeben. Dazu sind alle wesentlichen Massen- und Steifigkeitskenngrößen im Modell zu berücksichtigen. Unter bestimmten Voraussetzungen sind Vereinfachungen in der Modellabbildung zulässig:

Nichtragende Einbauten und nicht tragende Bauteile der Tragstruktur können als Punktmassen im Modell berücksichtigt werden, sofern sie das Gesamtschwingverhalten des Tragwerks nicht wesentlich beeinflussen. Ergeben sich durch die Füllung von Behältern o.ä. deutliche Lasterhöhungen, ist es im Allgemeinen ausreichend genau, diese als Zusatzmassen am Apparateschwerpunkt zu berücksichtigen. Das Eigenschwingverhalten von Flüssigkeiten in kleineren Behältern kann für die Auslegung des Gesamttragwerks vernachlässigt werden (vgl: Abschnitt 6.4).

Sind die Kriterien der Regelmäßigkeit eingehalten, kann das Bauwerk unter Verwendung von ebenen Modellen untersucht werden. Bei unregelmäßigen Massen- oder Steifigkeitsverhältnissen, die nicht über besondere Randbedingungen in ein ebenes Modell übertragen werden können, ist auf ein räumliches Modell zurückzugreifen (siehe auch obige Erläuterung zu Abschnitt 4.a Gleichung (4.1)).

Die steifigkeitserhöhende Mitwirkung nicht tragender Bauteile der Tragstruktur wie Mauerwerksausfachungen sollte in der Modellabbildung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden, da die Steifigkeiten dieser Elemente im Regelfall während eines Erdbebens durch Risse und weitergehende Schäden stark reduziert werden. Die Massen aus nicht tragenden Bauteilen der Tragstruktur müssen jedoch im Tragwerksmodell Berücksichtigung finden.

Zu (3) – Referenzwert für die Strukturdämpfung

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (4) – Modellierung von Erdbebenschutzsystemen

Während für die Tragwerksbemessung nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen im Allgemeinen nicht empfohlen werden (vgl. Abschnitt 6.2 (2) des Leitfadens), kann die nichtlineare Antwort von Erdbebenschutzsystemen nur über dieses Berechnungsverfahren realistisch abgebildet werden.

Zu (5) – Boden-Bauwerk-Interaktion

Die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk kann das Schwingungsverhalten der Tragstruktur wesentlich beeinflussen: Zum einen unterscheiden sich Schwingungsperioden, Modalformen und die modalen Beteiligungsfaktoren des nachgiebig gelagerten Bauwerks von denjenigen des starr gelagerten Bauwerks. Zum anderen kann die Bewegung des nachgiebig gelagerten Bauwerks eine wichtige Kippkomponente enthalten, die bei Annahme einer starren Gründung unberücksichtigt bleibt. Des Weiteren beeinflussen die Abstrahlungsdämpfung und die innere Dämpfung des Bodens die Gesamtdämpfung des nachgiebig gelagerten Bauwerks. Aus diesen Gründen muss die Boden-Bauwerks-Interaktion in folgenden Fällen bei der Modellbildung bzw. der rechnerischen Untersuchung des Bauwerks berücksichtigt werden (DIN EN 1998-5 [23], Abschnitt 6 (1)P):

- bei Bauwerken, bei denen Einflüsse aus Theorie II. Ordnung (P-δ-Effekte) eine wichtige Rolle spielen,
- bei Bauwerken mit massiven oder tief liegenden Gründungen,
- bei schlanken, hohen Bauwerken,
- bei Bauwerken auf sehr weichem Untergrund, mit mittlerer Scherwellengeschwindigkeit $v_{s,max}$ unter 150 m/s, wie etwa bei den Böden, die keiner der in DIN EN 1998-1/NA [19] NDP zu 3.1.2(1) angegebenen Baugrundklasse zugeordnet werden können (Baugrund „schlechter“ als Baugrundklasse C; in diesem Fall sind aber nach DIN EN 1998-1/NA [19], NDP zu 3.1.2(1) (ii) gesonderte Untersuchungen des Einflusses der Baugrundverhältnisse auf die Erdbebeneinwirkung erforderlich).
- Bei Pfahlgründungen ist der Einfluss der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung grundsätzlich zu untersuchen (DIN EN 1998-5 [23], Abschnitt 6 (2)P).

Die einfachste Möglichkeit der Einbeziehung von Boden-Bauwerk-Interaktionen in das Bauwerksmodell liegt im Ansatz von Ersatzgrößen für die Bettung (Translation und Rotation) und die Dämpfung gemäß der Gleichungen (6.1) (s. auch Abbildung 6.1) [58].

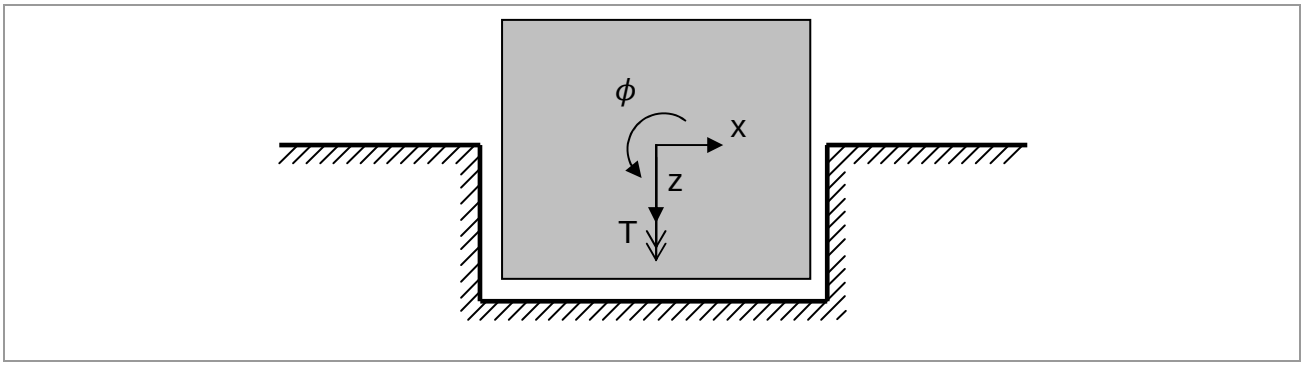


Abbildung 6.1: Koordinaten für Ersatzgrößen für die Bettung (nach [58])

$$c_z = C \cdot A \qquad c_x = 0{,}5 \cdot C \cdot A \qquad c_\phi = 2 \cdot C \cdot I_A \qquad c_T = 0{,}8 \cdot C \cdot I_T \tag{6.1}$$

Dabei ist c_i = Translatorische und rotatorische Federsteifigkeit ($i = z, x, \phi, T$) [MN/m] bzw. [MNm/rad]

A = Fundamentfläche [m²]

C = Dynamischer Bettungsmodul [MN/m³] nach Gleichung (6.2) oder Tabelle 6.1

I_A = Flächenträgheitsmoment bzgl. Kippen [m⁴] (um beide horizontale Achsen zu bestimmen)

I_T = Flächenträgheitsmoment bzgl. Rotation [m⁴]

Der dynamische Bettungsmodul C kann mittels Gleichung (6.2) aus dem dynamischen E-Modul und der Fundamentfläche berechnet werden.

$$C = \frac{E_d}{0{,}4 \cdot \sqrt{A}} \tag{6.2}$$

mit E_d= dynamischer Steifemodul des Bodens; siehe [58]

A = Fundamentfläche

Alternativ sind für verschiedene Bodenarten überschlägige Werte des dynamischen Bettungsmoduls in Tabelle 6.1 angegeben, die für Fundamentflächen von A > 10m² gelten. Für kleinere Fundamente sind die Werte mit dem angegebenen Faktor zu multiplizieren.

Tabelle 6.1: Dynamischer Bettungsmodul C für verschiedene Bodenarten [58]

Bodenart	**σ in MN/m²**	**C in MN/m³**
I Böden geringer Festigkeit (Ton und Lehm in plastischem Zustand, sandiger Lehm, mehlartiger Sand mittlerer Dichte sowie die unter II und III genannten Böden, sofern sie mit Schluff- und Torfschichten durchsetzt sind	bis 0,15	bis 30
II Böden mittlerer Festigkeit (Ton und Lehm an der Ausrollgrenze, Sand)	0,15 - 0,35	30 - 50
III Feste Böden (Ton und Lehm in halbfestem bis festem Zustand, kiesiger Grobsand, Löß und lößartiger Lehm)	0,35 - 0,5	50 - 100
IV Felsboden	über 0,6	über 100
Diese Werte gelten für A > 10 m² **Für A < 10 m² sind sie mit dem Faktor $\frac{3{,}2}{\sqrt{A}}$ (A in m²) zu multiplizieren**		

Alternativ zum oben beschriebenen Ersatzgrößen-Verfahren kann beispielsweise das Bettungszahlmodell nach Winkler angewendet werden, das in [51] näher erläutert wird. Halbraumlösungen für Kreis- und Rechteckfundamente finden sich unter anderem in [58] und [59].

Zu (6) – Dämpfungskennwerte für den Boden

Die Dämpfungskonstante k des Bodens kann für die Abstrahlung hergeleitet werden zu

$$k = \frac{E_d \cdot A}{v} = E_d \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \tag{6.3}$$

Dabei ist k = Dämpfungskonstante für die Abstrahldämpfung des Bodens
v = Scherwellengeschwindigkeit des Bodens
ρ = Dichte des Bodens
E = statischer Steifemodul des Bodens; siehe [58]
weitere Parameter: siehe Gleichung (6.2)

Die Beziehung in Gleichung (6.3) geht davon aus, dass die Dilatationswellen im Baugrund auf einen das Fundament einhüllenden Kegelstumpf begrenzt sind. Weiterführende Details finden sich unter anderem in [58].

Zu (7) – Berücksichtigung wesentlicher bleibender Veränderungen des Baugrunds

Hinweise zur rechnerischen Berücksichtigung bleibender Veränderungen des Baugrunds finden sich an verschiedenen Stellen der DIN EN 1998-5 [23].

6.1.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen

Zu (1) – Eigenschaften des Berechnungsmodells

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (2) – Boden-Bauwerks-Interaktion

Für die Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion gelten die Erläuterungen in Abschnitt 6.1a.

Zu (3) – Hydrodynamische Effekte bei flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken

Zur rechnerischen Berücksichtigung hydrodynamischer Effekte bei flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken siehe Abschnitt 6.2 dieser Erläuterungen.

Zu (4) – Granulares Lagergut

Die Vereinfachung zur Berücksichtigung der Masse granularen Lagerguts entspricht DIN EN 1998-4 [22], Abschnitt 3.3 (4). Für die Bemessung der Siloschale ist der Druckansatz nach DIN EN 1998-4 [22], Abschnitt 3.3 (5) ff. zu berücksichtigen.

Zu (5) – Dämpfung gelagerter Flüssigkeiten und Schüttgüter

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (6) – Begrenzung des Verhaltensbeiwerts q

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (7) – Modellabbildung sehr schlanker vertikaler Anlagen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

6.1.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen

Zu (1) - Unabhängige Modellierung von Einbauten und Tragstruktur

Nicht tragende Einbauten in Anlagen weisen hinsichtlich ihrer statischen Systeme eine große Streubreite auf und können aufgrund der Komplexität und ihrer meist hohen Anzahl in Anlagen nur mit großem Aufwand zusammen mit der Tragstruktur abgebildet werden. Sofern die Einbauten das Schwingverhalten des Bauwerks nicht durch das eigene Schwingverhalten wesentlich beeinflussen, kann die Modellbildung der Einbauten getrennt vom Modell der Tragstruktur mittels geeigneter statischer Ersatzsysteme durchgeführt werden,. Die Belastung der Ersatzsysteme erfolgt mit der nach Abschnitt 6.4 zu bestimmenden Bemessungskraft F_a, die entsprechend der Masse- und Steifigkeitsverteilung auf das statische Ersatzsystem der Einbauten aufzubringen ist.

Zu (2) – Modellabbildung oberirdischer Rohrleitungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (3) – Modellabbildung eingeerdeter Rohrleitungen

Hinweise zur Modellbildung eingeerdeter Rohrleitungen finden sich auch im informativen Anhang B der DIN EN 1998-4 [22] oder in der einschlägigen Literatur (z.B. [31], [32], [49]).

6.2 Berechnungsverfahren

Zu (1) und (2) – Zulässige Berechnungsverfahren

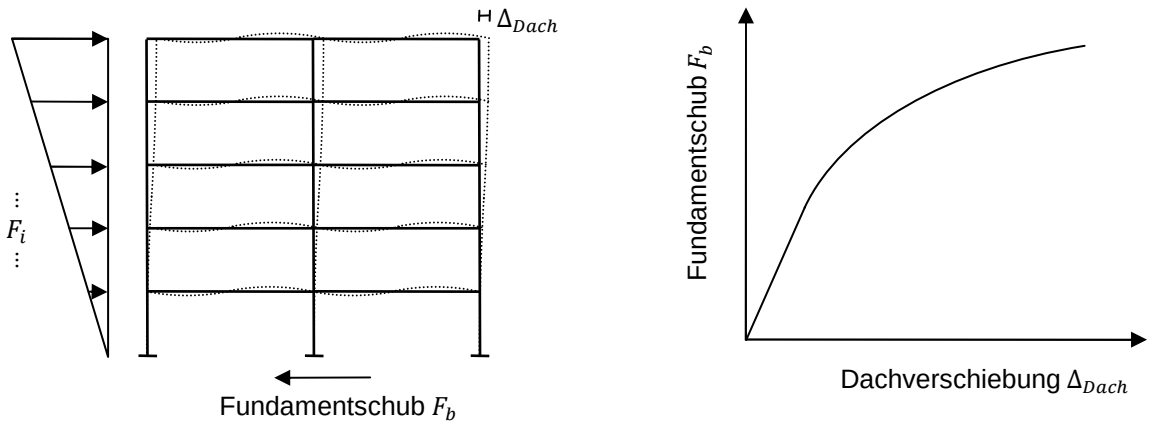
Das vereinfachte und das multimodale Antwortspektrenverfahren sind in Abschnitt 4.3.3.2 bzw. Abschnitt 4.3.3.3 der DIN EN 1998-1 [18] näher erläutert oder können der einschlägigen Literatur entnommen werden. In Ergänzung dazu dürfen auch nichtlineare Verfahren (DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.4) angewendet werden. Dazu gehören sowohl nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen als auch nichtlineare statische Berechnungen.

Es wird empfohlen, bei dem Entwurf und der Planung neuer Anlagen das vereinfachte oder multimodale Antwortspektrenverfahren anzuwenden. Bei dem Nachweis bestehender Anlagen können nichtlineare statische Verfahren zur Anwendung kommen, wenn die Tragwerksreserven zur Erbringung der notwendigen Nachweise besser ausgenutzt werden müssen.

Nichtlineare statische Methoden

Nichtlineare statische Methoden (Pushoveranalysen) basieren auf der Ermittlung von Last-Verformungs-Kurven (Pushoverkurven) am nichtlinearen Tragwerksmodell (Abbildung 6.2). Hierfür wird jeweils die Lastsumme F_b der monoton wachsenden Horizon-

tallasten F_i (bei konstant gehaltenen Vertikallasten) gegenüber der Verschiebung eines Kontrollpunktes (z.B. der Dachverschiebung Δ_{Dach}) dargestellt. Die aus der Last-Verformungs-Kurve bestimmte Bauwerkskapazität wird dann der Erdbebeneinwirkung gegenüber gestellt. Ergebnis dieser Berechnung (Beispielhaft seien an dieser Stelle die Kapazitätsspektrum-Methode, die N2-Methode, die Verschiebungs-Koeffizienten-Methode und die Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung erwähnt) sind die Standsicherheit unter Erdbebenbelastung sowie die Abschätzung nichtlinearer Tragreserven des Bauwerks.



a) Lastansatz (beispielhaft) b) Pushoverkurve

Abbildung 6.2: Prinzip der Pushover-Analyse

Bei der Verwendung nichtlinearer statischer Methoden ist besonderes Augenmerk auf die Verteilung der Horizontallasten (z.B. linear über die Höhe, konform zur ersten oder weiteren Eigenformen, etc.), die Wahl eines geeigneten Tragwerksmodells sowie des Kontrollpunkts und den Einfluss von Torsionsschwingungen zu richten. Desweiteren wird darauf hingewiesen, dass mit den beschriebenen Verfahren lediglich Aussagen über das globale Bauwerksverhalten getroffen werden können, und sich nichtlineare statische Verfahren daher eher für die Untersuchung von Bestandsbauten als für die Bemessung von Neubauten eignen. Der Nachweis einzelner Tragwerksteile ist mit diesen Verfahren nicht möglich. Weitere Informationen zu nichtlinearen statischen Berechnungsverfahren finden sich in der einschlägigen Literatur (z.B.[51], [42]).

Nichtlineare dynamische Verfahren

Bei Direkten Integrationsverfahren wird die Bewegungsdifferentialgleichung des Tragwerksmodells zeitschrittweise unter Berücksichtigung der aktuell gültigen Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Systems gelöst. Dies stellt die umfassendste Möglichkeit zur Untersuchung seismisch beanspruchter Tragwerke dar, erfordert aber auch mit Abstand den größten Rechenaufwand. Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnungen vermögen sehr genau das reale Bauwerksverhalten während eines Erdbebens abzuschätzen. Die Genauigkeit steht und fällt allerdings mit der Sorgfalt bei der Modellbildung (bzgl. der Nichtlinearität der Steifigkeit und Dämpfung und der Modellidealisierung),

der Festlegung der numerischen (Integrations-) Parameter sowie der Wahl der zugrunde gelegten Zeitverläufe der seismischen Einwirkung.

Aufgrund des enormen Rechenaufwands und der großen Sensitivität der Ergebnisse bzgl. der Modellierung und der Festlegung der Eingangswerte werden nichtlineare dynamische Verfahren für Bemessungszwecke im Anlagenbau nicht empfohlen. Ausnahme bildet der Nachweis von Tragwerken, die mit Erdbebenschutzsystemen ausgestattet sind (vgl. Abschnitt 6.1 a (4) des Leitfadens bzw. der Erläuterungen).

Zu (3) – Ansatz der zwei Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung

Die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung sind grundsätzlich als gleichzeitig wirkend anzusetzen. Dies gilt auch für axialsymmetrische Bauwerke. Die Beanspruchungsgrößen (z.B. Schnittgrößen, Auflagerkräfte, etc.) können für jede Richtung getrennt berechnet und dann mittels geeigneter Verfahren überlagert werden (siehe DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.3.3.5).

Zu (4) – Ansatz der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

Den Regelungen der DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.3.3.5.2 entsprechend sind vertikale Beschleunigungen nur für die Bemessung der im Folgenden aufgeführten Tragwerksteile und Komponenten zu berücksichtigen:

- Tragende Bauteile, die Stützen oder große Massen tragen (Abbildung 6.3),
- Horizontale oder fast horizontale tragende Bauteile mit Spannweiten > 20m,
- Horizontale oder fast horizontale auskragende Bauteile mit einer Länge > 5m,
- Horizontale oder fast horizontale vorgespannte Bauteile.

Die obige Regelung gilt unabhängig von der Größe der vertikalen Beschleunigung, die in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.3.3.5.2 angegebene Mindestbeschleunigung hat im Leitfaden keine Gültigkeit. Die aus der vertikalen Beschleunigung resultierenden Zustandsgrößen müssen allerdings nur für die betrachteten Bauteile und die direkt mit ihnen verbundenen tragenden Bauteile oder Tragwerksbereiche berücksichtigt werden. Die Überlagerung der Beanspruchungen aus horizontaler und aus vertikaler Erdbebeneinwirkung erfolgt gemäß DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.5.2 (4).

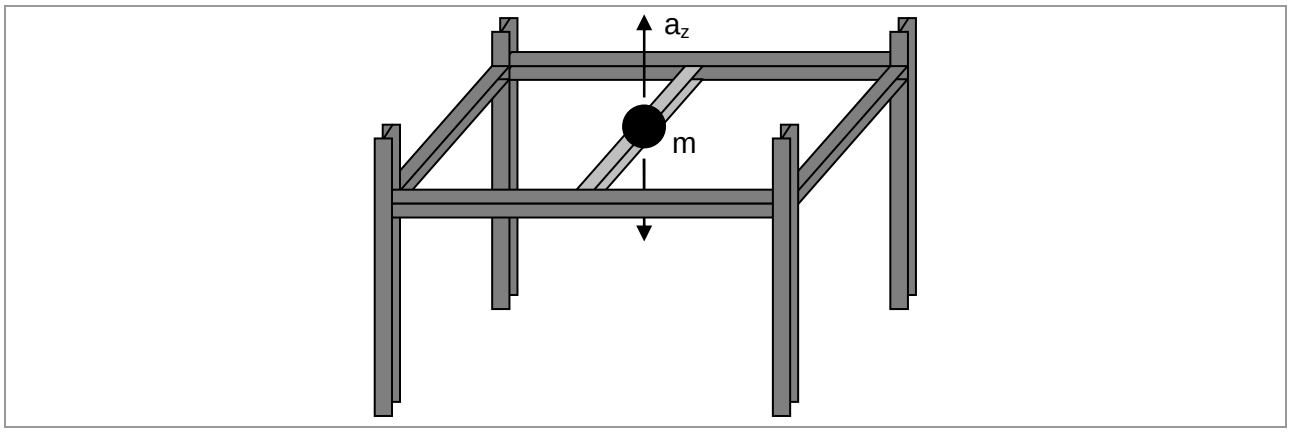


Abbildung 6.3: Ansatz vertikaler Beschleunigungen an einzelnen Trägern, die große Massen tragen

Zu (5) – Berechnung von Gründungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (6) – Berechnung von Silos

Zum Ansatz des seismisch induzierten Ringdrucks auf zylindrische Silos oder Silokammern siehe auch Abbildung 6.11 auf Seite 47.

Zu (7) – Berechnung von flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken

Flüssigkeitsgefüllte Tankbauwerke werden bei seismischer Einwirkung nicht nur durch die Massenträgheit der Schalenstruktur, sondern insbesondere durch die Trägheit des gelagerten Fluids und die Interaktion zwischen Fluid und Schale beansprucht. Im Gesamtschwingverhalten des Tanks lassen sich im Wesentlichen die in Abbildung 6.4 schematisch dargestellten Schwingungsformen und die zugehörigen Lastkomponenten ausmachen. Dabei sind der konvektive Anteil (Schwappschwingung) und der impulsiv starre Anteil (Starrkörperverschiebung) unabhängig von der Bauart der Tankschale, der impulsiv flexible Anteil (Interaktionsschwingung) erzeugt dagegen insbesondere bei weichen Tankkonstruktionen (z.B. schlanken Stahltanks) bemessungsrelevante Druckanteile, bei starren Tanks ist er bei der Bemessung im Allgemeinen vernachlässigbar.

Die oben genannten hydrodynamischen Effekte sind bei der Bemessung von Tankbauwerken zu berücksichtigen. Bei starren Tanks (z.B. aus Stahlbeton) kann hierfür das Berechnungsverfahren nach Housner (z.B. [48], [51]) verwendet werden. Da dieses Verfahren jedoch den impulsiv flexiblen Anteil nicht einbezieht, ist es für die Bemessung von dünnwandigen Tanks z.B. aus Stahl ungeeignet. Darüber hinaus liefert das Verfahren nach Housner lediglich den seismisch induzierten Fundamentschub, das Umsturzmoment am Tankfuß, sowie die Höhe der Schwappwelle an der Flüssigkeitsoberfläche. Schalenschnittgrößen und Versagensmechanismen im Mantel des Tanks können nur über Umwege und nur in grober Näherung abgeschätzt werden.

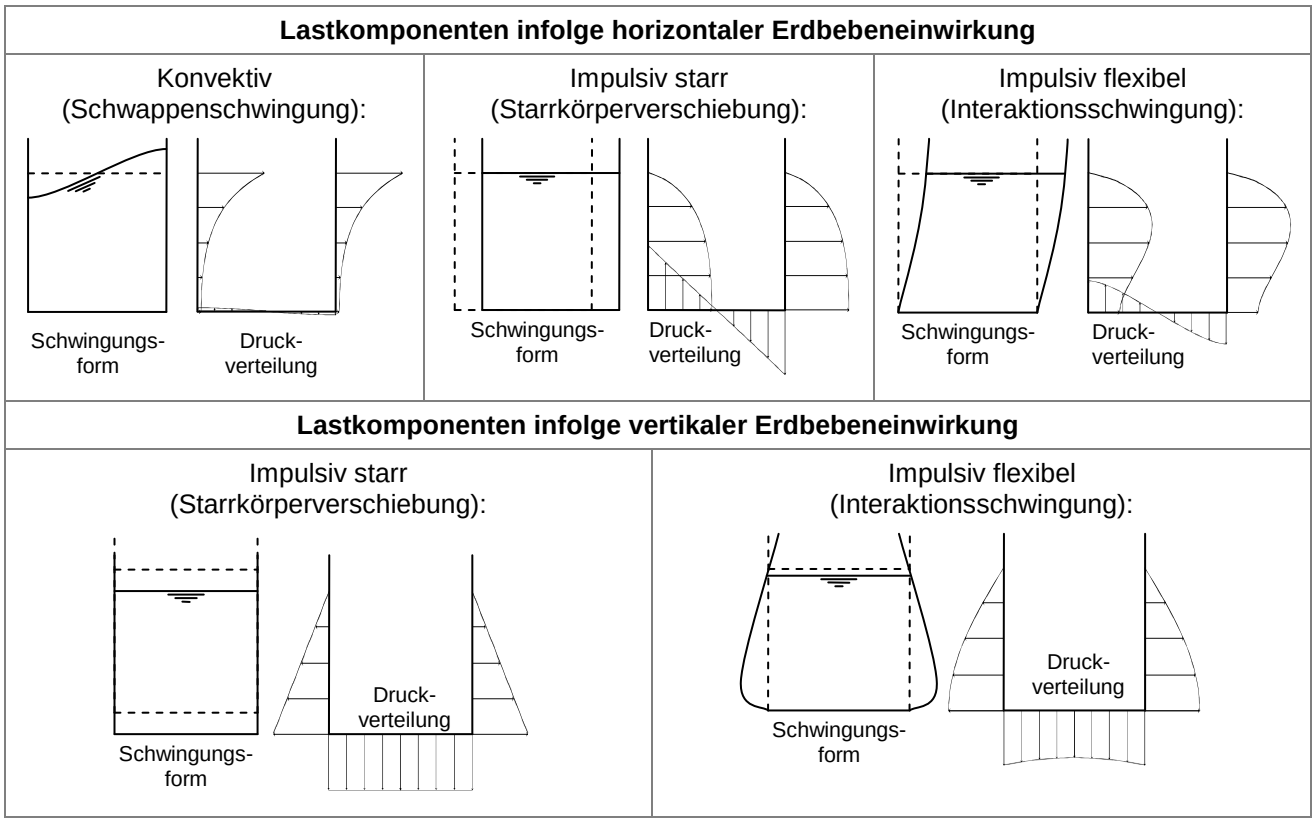


Abbildung 6.4: Seismisch induzierte Schwingungsformen bei flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken und zugehörige qualitative Druckverteilung auf die Tankschale

Ein umfassendes Berechnungskonzept, welches auch die direkte Ermittlung der Schalenschnittgrößen erlaubt, basiert auf einer Formulierung der Druckkomponenten als Funktion der dimensionslosen Zylinderkoordinaten ξ, ζ und θ (Gleichung (6.4)). Diese Druckfunktionen ergeben sich mathematisch aus dem Strömungspotential für Flüssigkeiten und verschiedenen Randbedingungen zur Berücksichtigung der jeweiligen Schwingungskomponente. Die so ermittelten Druckanteile können dann auf ein Finite Elemente Modell des Tanks aufgebracht werden und so in die Gesamtberechnung einfließen.

$$p_j(\xi = 1, \zeta, \theta) = R \cdot \rho_L \cdot C_j(\zeta, \gamma) \cdot \cos(\theta) \cdot a_j \cdot \Gamma_j \qquad (6.4)$$

mit p_j = Druckkomponente j (konvektiv, impulsiv starr (horiz. oder vert.) oder impulsiv flexibel (horiz. oder vert.)

ξ, ζ, θ = Tankkordinaten (dim.-loser Radius, dim.-lose Höhe, Umfangswinkel)

R = Tankradius (dimensionsbehaftet)

ρ_L = Rohdichte der gelagerten Flüssigkeit

C_j = Vorfaktor der Druckkomponente j;
als Formel: Reihenentwicklung von cosh- bzw. Besselfunktionen [45][43];
kann in Abhängigkeit der Tankschlankheit tabelliert werden [51]

γ = Tankschlankheit $\gamma = H/R$

a_j = seismische Einwirkung der Schwingungskomponente j als Spektralwert

Γ_j = Partizipationsfaktor der Schwingungskomponente j

Die vollständigen Formeln zur Ermittlung der Druckkomponenten sind unter anderem im informativen Anhang A der DIN EN 1998-4 [22] angegeben. Alternativ findet sich eine ausführliche Darstellung des Berechnungskonzepts, samt Hintergrundinformationen und aller erforderlichen Gleichungen in [51]. Dort sind ebenfalls Tabellen zur Ermittlung des Vorfaktors C_j hinterlegt, was die Handhabung der ansonsten recht komplexen mathematischen Formulierung des Faktors im Rahmen der Tankbemessung überflüssig macht.

Die oben benannten Druckfunktionen gelten für den häufig vorliegenden Fall oberirdischer, stehender, zylindrischer, bodenverankerter Tankbauwerke.

Zu (8) – Veränderlichkeit der Bodenbewegung bei oberirdischen Rohrleitungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (9) – Berechnung eingeerdeter Rohrleitungen

Hinweise zur Berechnung eingeerdeter Rohrleitungen finden sich auch im informativen Anhang B der DIN EN 1998-4 [22]

6.3 Berechnung der Verformungen

Zu (1) – Hinweis auf den Normtext

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (2) – Verweis auf den Nachweis der Schadensbegrenzung

Verformungen des Tragwerks, die zwar die Tragfähigkeit nicht wesentlich beeinträchtigen (Nachweis der Tragfähigkeit erbracht), können dennoch Schäden bezüglich der Funktionsfähigkeit der Anlage hervorrufen. Dies gilt besonders für sensible Bereiche des Anlagenbaus. Daher sollte ggf. der Nachweis der Schadensbegrenzung nach Abschnitt 7.3 geführt werden.

6.4 Nicht tragende Einbauten

Zu nicht tragenden Einbauten zählen sowohl bauliche Einbauten (z.B. nicht tragende Innen- und Außenwände, Brüstungen, Attiken, Wandverkleidungen) als auch anlagentechnische Einbauten (z.B. Apparate, Behälter, Rohrleitungen und andere verfahrenstechnische Komponenten).

Zu (1) und (2) – „Einbautenformel“

Für die Bemessung nicht tragender Bauteile wird in Normen häufig von einer linear über die Einbauhöhe zunehmenden seismisch induzierten Horizontalbeschleunigung ausgegangen und damit eine linear höhenabhängige Berechnungsformel für die horizontale Ersatzlast angegeben (Bemessungskraft u.a. als Funktion der Einbauhöhe z zur Tragwerkshöhe H). Da Tragwerke im Anlagenbau aber in ihrem Schwingverhalten mitunter stark von Tragwerken des üblichen Hochbaus abweichen, kann obige Annahme zu falschen und auf der unsicheren Seite liegenden Ersatzlasten führen ([47], [57]).

Deshalb wird an dieser Stelle empfohlen, die horizontale Ersatzlast F_a in Anlehnung an die Richtlinie 450 der amerikanischen Federal Emergency Management Agency [27] nach Gleichung (6.5) zu ermitteln, und damit das tatsächliche Schwingverhalten des Tragwerks zu berücksichtigen. Weiter unten wird die Anwendung der Formel durch ein Beispiel verdeutlicht.

Alternativ kann die Ersatzkraft nach der im Leitfaden angegebenen konstanten Formel berechnet werden, die dem oberen Grenzwert aus Gleichung (6.5) entspricht und gleichwertig ist der in DIN EN 1998-1/NA [19], Abschnitt NA.D.7 angegebenen Formel bei einer Bauwerksdämpfung von 5% ($\eta = 1{,}0$).

$$F_a = a_i \cdot m_a \cdot \frac{\gamma_a}{q_a} \cdot A_a \cdot A_T \tag{6.5}$$

Dabei darf F_a nicht kleiner angesetzt werden als: $0{,}3 \cdot S_{e,max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$
und muss nicht größer angenommen werden als: $1{,}6 \cdot S_{e,max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$.

mit
- F_a = Ersatzlast für eine horizontale Erdbebenrichtung
- a_i = Resultierende Beschleunigung der Apparatebene i [m/s²] in der betrachteten Erdbebenrichtung, ermittelt aus einer Tragwerksanalyse mit dem multimodalen Antwortspektrenverfahren unter Verwendung des elastischen Antwortspektrums mit $\gamma_I = 1{,}0$
- γ_I = Bedeutungsfaktor des Tragwerks [-]
- m_a = Masse des Bauteils / der Komponente [t]
- γ_a = Bedeutungsfaktor des Bauteils / der Komponente nach Abschnitt 5.3 [-]
- q_a = Antwortfaktor der Komponente in Abhängigkeit der Befestigungskonstruktion [-] (Tabelle 6.2, Tabelle 6.3)
- A_a = dyn. Vergrößerungsfaktor der Komponente [-] (Tabelle 6.2, Tabelle 6.3, Abbildung 6.5)
- A_T = Faktor zur Berücksichtigung von verstärkenden Torsionsschwingungen des Tragwerks auf die Beschleunigung der Komponente [-] (s. Gl. (6.6))
- $S_{e,max}$ = Plateauwert des elastischen Antwortspektrums [m/s²], ermittelt mit dem Bauwerks-Bedeutungsfaktor $\gamma_I = 1{,}0$; $S_{e,max} = 2{,}5 \cdot S \cdot \eta \cdot a_{gR} \cdot 1{,}0$
- S = Untergrundparameter
- η = Dämpfungs-Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Strukturdämpfung des Tragwerks; $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55$; für $\xi = 5\%$ ist $\eta = 1{,}0$
- ξ = Wert der viskosen Dämpfung des Tragwerks [%]; in der Regel = 5% (vgl. Leitfaden Absatz 6.1 a (3)

Während die höhenunabhängige („konstante“) Ersatzkraft nach Gleichung (1) des Leitfadens richtungsunabhängig ermittelt wird und in der maßgebenden horizontalen Richtung auf das Bauteil anzusetzen ist, ist die Ersatzkraft nach Gleichung (6.5) für beide horizontale Erdbebenrichtungen zu bestimmen. Die resultierenden Beanspruchungen des Bauteils sind dann in geeigneter Weise zu überlagern.

Grundlage der Ersatzkraftberechnung nach Gleichung (6.5) ist das Produkt aus der Bauteilmasse m_a und der zu erwartenden maximalen Etagenbeschleunigung a_i, wobei der Index i die Ebene bezeichnet, an der das zu bemessende Bauteil befestigt ist. Die jeweilige Etagenbeschleunigung a_i kann in einfacher Weise aus einer Tragwerksberechnung mit dem multimodalen Antwortspektrenverfahren ermittelt werden (siehe Beispiel weiter unten). Durch die Berücksichtigung der bauwerksspezifischen Etagenbeschleunigung a_i geht statt einer pauschalen linearen Skalierung (als Annäherung der ersten Eigenform) das tatsächliche Schwingverhalten des Tragwerks in die Bemessung der Einbauten ein. In den für die Bestimmung von a_i zugrunde gelegten Rechenmodellen der Tragstruktur können die Einbauten im Allgemeinen ohne Modellierung der Unterkonstruktion als konzentrierte Massen auf den Etagen abgebildet werden (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 6.1 a (2)). Für die Ermittlung der Etagenbeschleunigungen ist somit in der Praxis kein wesentlicher rechnerischer Mehraufwand verbunden.

Für die Bemessung nicht tragender Bauteile darf das Energiedissipationsvermögen des Tragwerks durch nichtlineares Materialverhalten nicht angesetzt werden, weil das Tragwerk die durch das Erdbeben eingetragene Energie zunächst nur über viskose Dämpfung dissipiert. Daher ist zur Ermittlung der Etagenbeschleunigung (multimodales Antwortspektrenverfahren, s.o.) das elastische Antwortspektrum zu verwenden. Dabei sollte in der Regel für die Strukturdämpfung ein Wert von 5% viskoser Dämpfung angenommen werden (siehe Leitfaden Abschnitt 6.1 a (3)).

Zur Bestimmung der horizontalen Bemessungskraft F_a mit Angriffspunkt im Massenmittelpunkt des Apparates wird das oben beschriebene Produkt aus Masse und Beschleunigung mit einigen Korrekturfaktoren belegt:

Der Faktor γ_a stellt den Bedeutungsbeiwert der Komponente dar, der dem Bauteil entsprechend seinem Schadenspotential und den möglichen Auswirkungen nach Tabellen 5.1 bis 5.3 des Leitfadens zugewiesen wird.

Der Faktor q_a ist der Verhaltensbeiwert der Komponente und berücksichtigt analog zum Verhaltensbeiwert q der Tragstruktur die Möglichkeit der Energiedissipation. Für Einbauten und deren Unterkonstruktionen mit hohem plastischem Verformungsvermögen darf maximal ein Wert von $q_a = 2{,}5$ angesetzt werden. Ein Verhaltensbeiwert $q_a > 1{,}0$ darf jedoch nur dann angesetzt werden, wenn sichergestellt ist, dass sich die Nichtlinearitäten nicht in den Verbindungsmitteln ausbilden.

Der dynamische Vergrößerungsfaktor A_a berücksichtigt die dynamische Erhöhung der Beschleunigungsantwort des nicht tragenden Bauteils / Apparats im Vergleich zur Etagenbeschleunigung. Er ist abhängig vom Verhältnis der Grundschwingzeiten von Apparat und Tragstruktur T_a/T_1. Bei sehr steifen Einbauten (Eigenperioden kleiner als 0,06 s, das entspricht einer Eigenfrequenz größer als 16,7 Hz) wird im Allgemeinen keine dynamische Verstärkung erwartet. In diesem Fall wird $A_a = 1{,}0$ gesetzt. In Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 sind Richtwerte für den Erhöhungsfaktor für beispielhafte Einbautentypen angegebenen.

Bei bekanntem Periodenverhältnis zwischen Einbauten und Tragstruktur kann der dynamische Vergrößerungsfaktor A_a auch mit dem in Abbildung 6.5 angegebenen Verlauf ermittelt werden. Dabei wird die theoretisch korrekte Absenkung der dynamischen Vergrößerung auf 1,0 für Sekundärstrukturen, die sehr viel steifer sind als das Tragwerk ($T_a/T_1 \rightarrow 0$; gepunktete Linie), im Diagramm wegen der Unsicherheiten bei der Bestimmung kleiner Periodenverhältnisse nicht berücksichtigt. Der relativ weite Plateaubereich berücksichtigt auch die bei weichen Tragwerken häufig relevanten Resonanzeffekte mit höheren Eigenfrequenzen des Tragwerks [46]. Der qualitative Verlauf in Abbildung 6.5 basiert auf Untersuchungen des amerikanischen National Center for Earthquake Engineering Research [38].

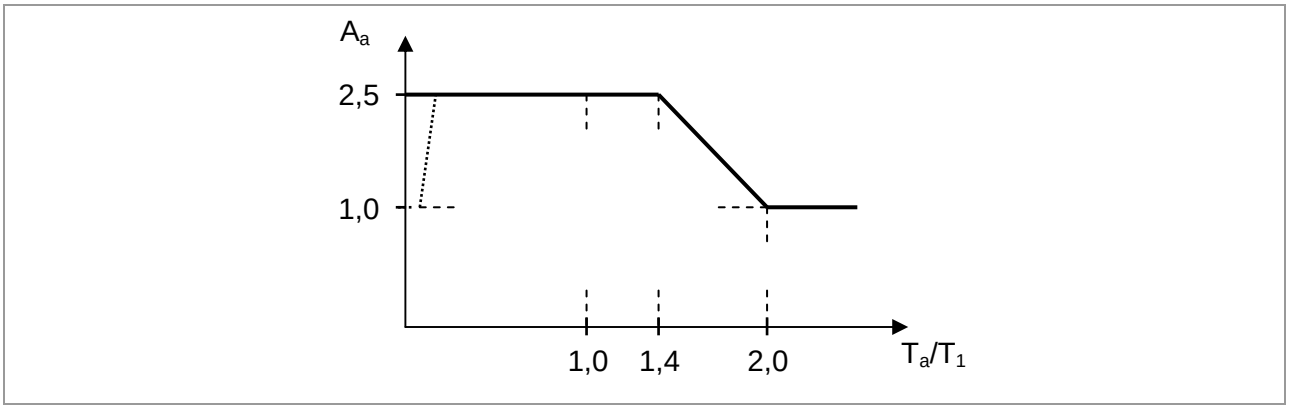


Abbildung 6.5: Grafik zur Bestimmung von A_a in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses zwischen Apparat und Bauwerk (nach [27])

In Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 sind für verschiedene, beispielhaft zu verstehende Einbautentypen Vergrößerungsfaktoren A_a und Verhaltensbeiwerte q_a aufgelistet. Für hier nicht benannte Einbauten sind Werte sinnvoll zu wählen. Ebenso kann in begründeten Fällen von den in der Tabelle angegebenen Werten abgewichen werden, wobei A_a nicht kleiner als 1,0 und q_a nicht größer als 2,5 angenommen werden darf.

Tabelle 6.2: Parameter A_a und q_a für anlagentechnische Einbauten

Anlagentechnische Komponente	A_a	q_a
Allgemeine mechanische Komponenten		
Druckbehälter	1,5	1,5
Öfen und Kessel	1,0	2,0
Schlanke Komponenten wie kleinere Schornsteine	2,5	2,0
Förderanlagen	2,5	2,0
Schwingungsisolierte Komponenten	1,0	2,5
Rohrleitungssysteme		
stark verformbar (z.B. wärmebemessene Leitungen)	1,5	2,5
bedingt verformbar	1,5	1,5
kaum verformbar (z.B. Systeme aus sprödem Material)	1,5	1,0
Fachwerkkonstruktionen	1,5	2,5
Fortsetzung der Tabelle: nächste Seite		

Anmerkungen:

Bei steifen Einbauten (Frequenz > 16 Hz) kann für A_a i. A. ein Wert von 1,0 angenommen werden.

Bei flexiblen Einbauten ist für A_a i. A. ein Wert von 2,5 anzunehmen.

Genauere Werte für A_a können in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Eigenperiode des Tragwerks und Eigenperiode des Apparats bestimmt werden (Abbildung 6.5)

Für Einbauten mit geringem plastischem Verformungsvermögen ist für q_a i. A. ein Wert von 1,0 anzunehmen.

Für Einbauten mit hohem plastischem Verformungsvermögen kann für q_a i. A. ein Wert von 2,5 angenommen werden.

Zwischenwerte können sinnvoll angenommen werden.

Tabelle 6.3: Parameter A_a und q_a für bautechnische Einbauten

Architektonische / bautechnische Komponente	A_a	q_a
Nicht tragende Wände aus Mauerwerk	1,0	1,5
Nicht tragende Wände aus anderen Materialien	1,0	2,0
Attiken und Brüstungen	2,5	2,5
Fassadenelemente und Wandverkleidungen		
stark verformbar (Elemente selbst sowie ihre Befestigungen)	1,0	2,5
kaum verformbar (Elemente selbst sowie ihre Befestigungen)	1,0	1,5
Abgehängte Deckenelemente	1,0	2,5
Die Anmerkungen der Tabelle 6.2 gelten analog.		

Der Torsionsfaktor A_T berücksichtigt den Einfluss von Torsionsschwingungen des Tragwerks auf die Einbauten. Werden die Etagenbeschleunigungen an einem 3D-Modell bestimmt, so ist $A_T = 1{,}0$. Werden die Etagenbeschleunigungen an zwei 2D-Modellen des Tragwerks ermittelt, kann der Torsionsfaktor über die Torsionsempfindlichkeit des Geschosses abgeschätzt werden, welche durch die Bedingung in DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.2.3.2 (6) beschrieben wird (siehe auch obigen Abschnitt 4.a bzw. Gleichung (6.7)): Bei wenig torsionsanfälligen Bauwerken, darf $A_T = 1{,}0$ angesetzt werden. Treten dagegen in gewissem Maße Torsionsschwingungen auf, so werden Einbauten an der Gebäudeperipherie stärker beansprucht als jene in der Nähe des Steifigkeitsschwerpunkts. Dementsprechend ist der Torsionsfaktor je nach Torsionsanfälligkeit des Tragwerks und Standort des Bauteils ingenieurmäßig abzuschätzen. Er muss nicht größer angesetzt werden als 3,0. Bei stark unregelmäßigen Bauwerken, ist die Etagenbeschleunigung an einem 3D-Modell des Tragwerks zu bestimmen.

$$1{,}0 \leq A_T \leq 3{,}0 \tag{6.6}$$

Ingenieurmäßige Abschätzung von A_T über Torsionsanfälligkeit des Tragwerks:

$$e_{0i} \leq 0{,}3 \cdot r_i \quad \text{und} \quad r_i \geq l_s \tag{6.7}$$

Beispiel:

Es soll die Ersatzkraft (Tragfähigkeitsnachweis) für einen aufgeständerten Behälter auf der mittleren Ebene einer fünfstöckigen Produktionsanlage ermittelt werden. Die Systemkennwerte können dem detaillierten Modell in Abbildung 6.6 a) entnommen werden.

Standort:	Erdbebenzone 2
Bau-/Untergrund:	Bodenklasse B-R
Eigenfrequenz des Behälters:	2,5 Hz
Behälterinhalt:	leichtentzündliche Flüssigkeit (nicht flüchtig) mit potentiellen Auswirkungen nur innerhalb des Werkes
Duktilität der Unterkonstruktion:	mäßig

Massen- und Steifigkeitsverteilung des Bauwerks im Grundriss nahezu symmetrisch

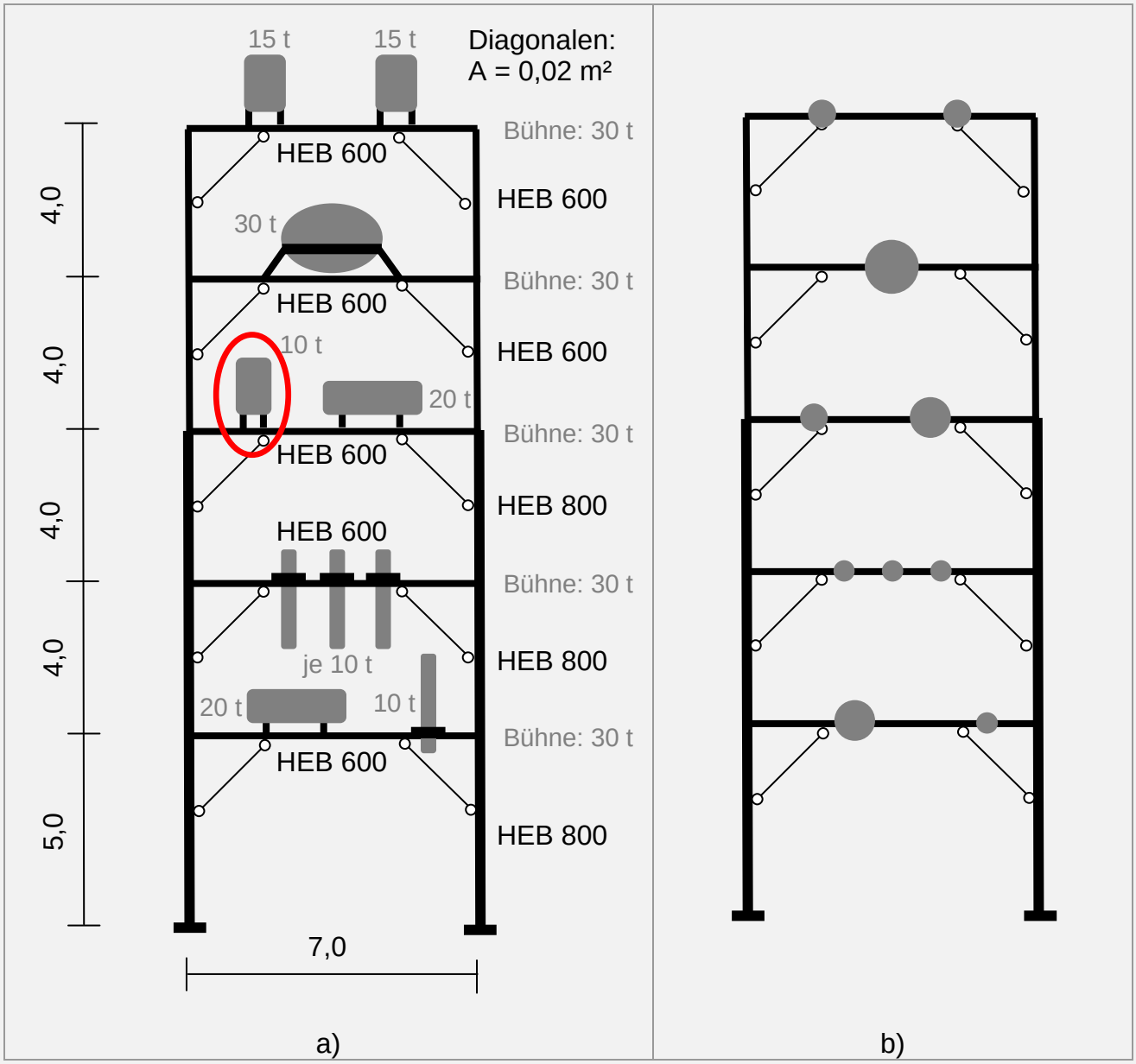


Abbildung 6.6: Systemangaben zur Beispielanlage;
a) detailliertes Modell; b) für die Berechnung vereinfachtes Modell

Da die Massen- und Steifigkeitsverteilung des Tragwerks nahezu symmetrisch sind und die Unterkonstruktionen der Aggregate und Einbauten das Schwingungsverhalten des Gesamttragwerks nicht wesentlich verändern, werden die Apparatmassen als Punktmassen auf den Etagen in ebenen Rahmenmodellen berücksichtigt (Abbildung 6.6 b). Bestandteile der Berechnung sind eine modale Analyse des Tragwerks zur Bestimmung der Eigenschwingungsformen und eine daran anschließende Spektralanalyse zur Berechnung der Etagenbeschleunigungen a_i.

Aus der modalen Analyse ergeben sich die ersten drei Eigenperioden des Tragwerks in Hauptrichtung zu $T_1 = 0{,}65\ s, T_2 = 0{,}21\ s, T_3 = 0{,}11\ s$. Die entsprechenden Eigenformen sind in Abbildung 6.7 dargestellt.

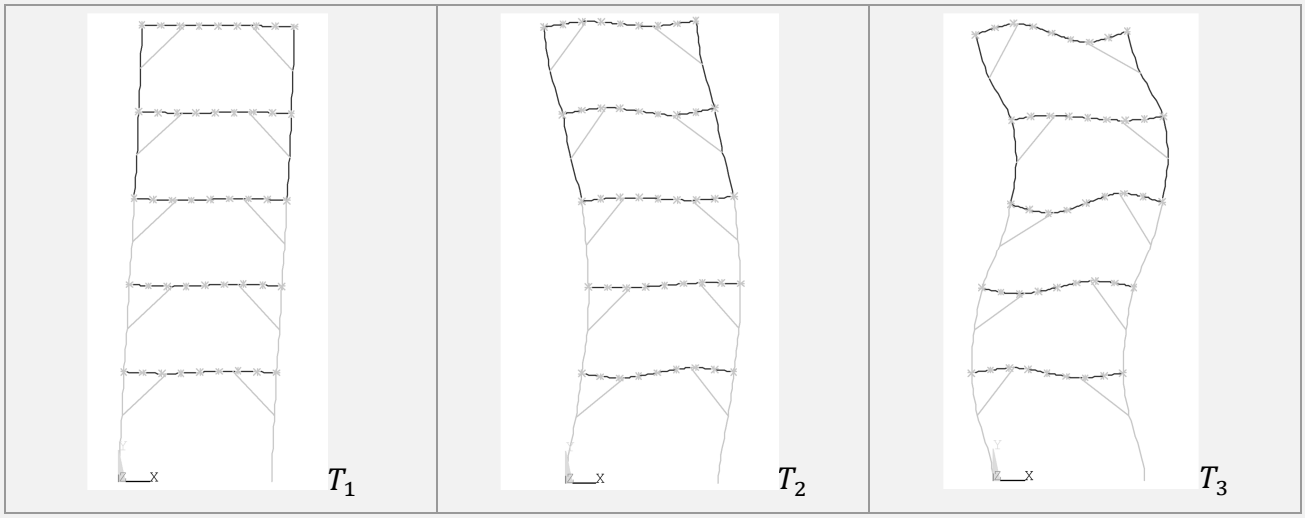


Abbildung 6.7: Die ersten drei Eigenformen des untersuchten Rahmens

Auf Grundlage der Ergebnisse der Modalanalyse können aus dem elastischen Antwortspektrum des Bauwerksstandorts (mit $\xi = 0{,}05$ und $\gamma_I = 1{,}0$ für das Tragwerk; vgl.

Abbildung 6.8) mittels Spektralanalyse die maximalen Beschleunigungen auf jeder Ebene des Tragwerks berechnet werden. Dabei wird für jede relevante Eigenperiode die Beschleunigungsantwort $S_{e,j}(T_j, \xi_j)$ aus dem Antwortspektrum ermittelt und daraus gemäß Gleichung (6.8) der modale Anteil an der Etagenbeschleunigung berechnet.

$$\underline{a}_j = S_{a,j} \cdot \Gamma_j \cdot \underline{\Phi}_j \qquad (6.8)$$

mit $\underline{a}_j$ = Vektor der Etagenbeschleunigungen für die Modalform j

$S_{e,j}$ = $S_{e,j}(T_j, \xi_j)$ = Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums nach DIN EN 1998-1/NA [19] für die entsprechende Eigenperiode und Dämpfung der Modalform j

Γ_j = Partizipationsfaktor der Modalform j mit $\Gamma_j = \underline{\Phi}_j^T \cdot \underline{\underline{M}} \cdot \underline{r}_j$

$\underline{\Phi}_j$ = auf die Massenmatrix normierter Eigenvektor der Modalform j ($\underline{\Phi}_j^T \cdot \underline{\underline{M}} \cdot \underline{\Phi}_j = 1$)

$\underline{\underline{M}}$ = Massenmatrix

$\underline{r}_j$ = Vektor, der die Verschiebungen in den wesentlichen Freiheitsgraden mit

der Fußpunktverschiebung in Anregungsrichtung in Verbindung setzt

Mittels einer geeigneten Überlagerungsregel (z.B. „**S**quare **R**oot of the **S**um of the **S**quares“ oder „**C**omplete **Q**uadratic **C**ombination“) ergibt sich aus den n relevanten modalen Anteilen die maßgebende Etagenbeschleunigung $a_{i,maßg.}$.

$$\text{z.B. SRSS-Überlagerung: } a_{i,maßg.} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n}\left(a_{i,j}\right)^2} \qquad (6.9)$$

mit
$a_{i,maßg.}$ = maßgebende Beschleunigung der Etage i aus allen Modalbeiträgen
$a_{i,j}$ = Beschleunigungsantwort der Etage i in Eigenform j

In den üblichen Statik-Programmen mit Dynamik-Modul sind sowohl die Modale Analyse als auch die Ermittlung und Überlagerung der Modalanteile implementiert und automatisch abrufbar, sodass die händische Anwendung der Gleichungen (6.8) und (6.9) per Matrizen-Algebra nicht erforderlich ist.

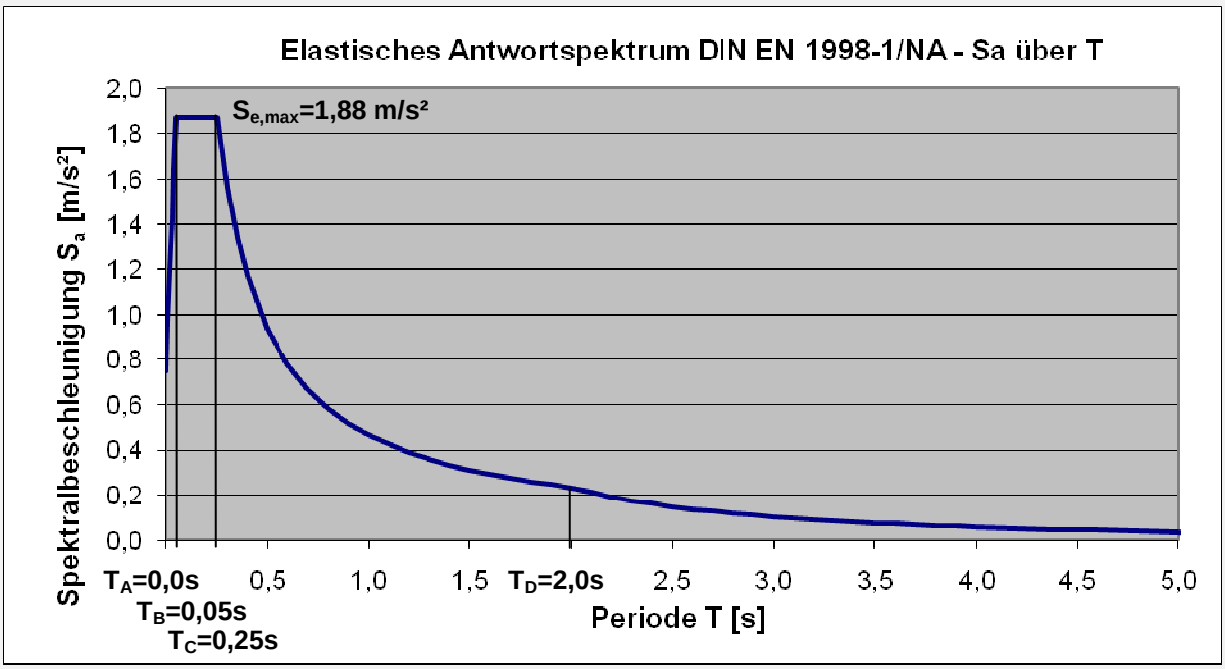


Abbildung 6.8: Elastisches Antwortspektrum am Anlagenstandort ($\gamma_I = 1{,}0$, $\xi = 5\%$)

Die resultierenden Etagenbeschleunigungen für das obige Beispiel ergeben sich zu:

$$a_5 = 1{,}292\ m/s^2$$
$$a_4 = 0{,}892\ m/s^2$$
$$\boldsymbol{a_3 = 0{,}920\ m/s^2}$$
$$a_2 = 0{,}960\ m/s^2$$
$$a_1 = 0{,}741\ m/s^2$$

Die Korrekturfaktoren γ_a, q_a und A_a resultieren aus den Eigenschaften des Behälters bzw. seiner Unterkonstruktion:

Der Behälterinhalt ist nicht flüchtig aber leichtentzündlich und führt bei einem Schaden zu Auswirkungen innerhalb des Werkes. Bezüglich des Umweltschutzes sind bei einem Schaden nur geringe Konsequenzen außerhalb des Werkes zu erwarten, bzgl. Lifeline

Einrichtungen liegen keine Anforderungen vor. Daraus ergibt sich nach Tabelle 5.1 bis Tabelle 5.3 des Leitfadens ein Bedeutungsbeiwert γ_a von 1,2. Der Unterkonstruktion des Behälters wird für den Verhaltensbeiwert q_a ein Wert von 1,5 zugewiesen. Die Eigenperiode des Behälters wurde angegeben zu $T_a = 1/2{,}5\ Hz = 0{,}4\ s$ und die Grundperiode des Tragwerks ergab sich aus der Modalanalyse zu $T_1 = 0{,}65\ s$. Mit dem Verhältnis $T_a/T_1 = 0{,}62$ ergibt sich der dynamische Vergrößerungsfaktor gemäß Abbildung 6.5 zu $A_a = 2{,}5$. Eine Verstärkung der Erdbebenkraft auf den Behälter aufgrund von Torsionsschwingungen ist wegen der im Grundriss nahezu symmetrischen Massen- und Steifigkeitsverteilung nicht zu erwarten, sodass der Torsionsfaktor $A_T = 1{,}0$ gesetzt wird. Die Behältermasse beträgt $m_a = 10\ t$, wobei der Behälterinhalt bereits als mit dem Behälter mitschwingende Masse in diesen Wert eingerechnet ist. Somit ergibt sich als Bemessungskraft:

$$F_a = a_i \cdot m_a \cdot \frac{\gamma_a}{q_a} \cdot A_a \cdot A_T = 0{,}920 \cdot 10 \cdot \frac{1{,}2}{1{,}5} \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}0 = 18{,}4\ kN$$

Als Mindestbemessungskraft muss $F_{a,min} = 0{,}3 \cdot S_{a,max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$ eingehalten werden. Dabei kann $S_{a,max}$ als Plateauwert des Boden-Beschleunigungsspektrums aus

Abbildung 6.8 zu 1,88 m/s² abgelesen werden. Zusätzlich muss die Bemessungskraft nicht größer sein als $F_{a,max} = 1{,}6 \cdot S_{e,max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$. Somit ergibt sich:

$$F_{a,min} = 0{,}3 \cdot 1{,}88 \cdot 1{,}2 \cdot 10 = 6{,}77 < F_a = 18{,}14 < 36{,}10 = 1{,}6 \cdot 1{,}88 \cdot 1{,}2 \cdot 10 = F_{a,max}$$

Maßgebend ist demnach $F_{a,x} = 18{,}4\ kN$, die untere und obere Grenze greifen hier nicht.

In analoger Weise werden die Etagenbeschleunigungen infolge Erdbebeneinwirkung in der zweiten Tragwerksrichtung ermittelt. Beim vorliegenden fiktiven Beispiel wird dasselbe Tragwerksmodell verwendet, allerdings diesmal mit Belastung der Stützen um die schwache Achse. Die Eigenperioden und die Etagenbeschleunigungen ergeben sich in diesem Fall zu $T_1 = 1{,}16\ s$, $T_2 = 0{,}38\ s$ und $T_3 = 0{,}22\ s$, sowie $a_1 = 0{,}475\ m/s^2$, $a_2 = 0{,}466\ m/s^2$, $\boldsymbol{a_3 = 0{,}472\ m/s^2}$, $a_4 = 0{,}495\ m/s^2$, und $a_5 = 0{,}639\ m/s^2$. Der dynamische Vergrößerungsfaktor des Apparats bleibt aufgrund des hier vorliegenden Periodenverhältnis $T_a/T_1 = 0{,}4/1{,}16 = 0{,}34$ beim Maximalwert $A_a = 2{,}5$. Das Energiedissipationsvermögen des Apparats wird in beide Richtungen gleich angenommen, sodass sich die Bemessungskraft in der zweiten Tragwerksrichtung zu $F_{a,y} = 0{,}472 \cdot 10 \cdot (1{,}2/1{,}5) \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}0 = 9{,}44\ kN$ berechnet. Auch hier greifen der untere und der obere Grenzwert nicht.

Zur Bemessung der Unterkonstruktion des Behälters und ihrer Verankerung sind wie bei der Tragwerksberechnung die beiden Horizontalkomponenten des Erdbebens als gleichzeitig wirkend anzusehen. Dazu sind die resultierenden Beanspruchungsgrößen (z.B. Spannungen oder Auflagerkräfte) mittels eines geeigneten Verfahrens (vgl. DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.3.3.5.1(2)) zu kombinieren.

Zum Nachweis der Verankerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind überdies die ermittelten Auflagerkräfte mit dem angesetzten q_a zu multiplizieren (siehe Erläuterungen zu Absatz 7.2.c (2).

Die Beanspruchungen aus ständigen Lasten und aus den ungünstig wirkenden Betriebslasten sind denen aus Erdbeben zu überlagern.

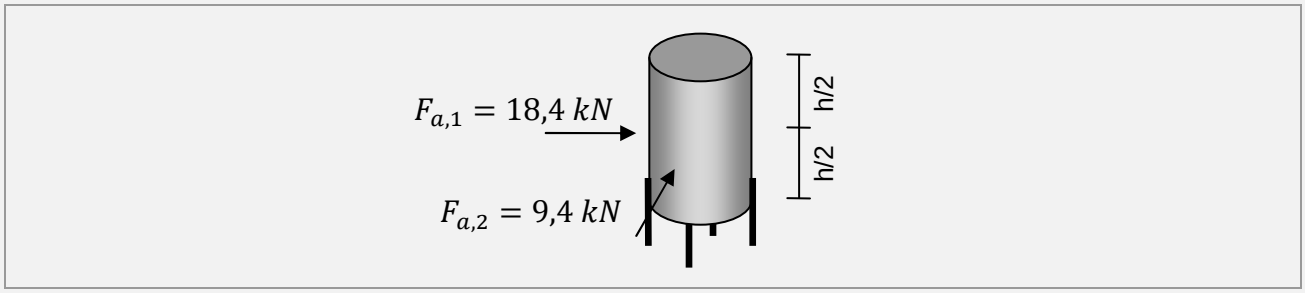


Abbildung 6.9: Lastansatz zur Bemessung der Unterkonstruktion des Behälters

Für die Bemessung des Behälters selbst ist die Kraft F_a entsprechend der Masse- und Steifigkeitsverteilung auf die Behälterschale zu verteilen. Hydrodynamische Effekte durch Flüssigkeitsfüllungen können im vorliegenden Fall vernachlässigt werden (vgl. Abschnitt 6.4 (5) des Leitfadens und der Erläuterungen).

Zu (3) – Mehrgeschossige Einbauten

Sofern mehrstöckige Komponenten weich genug sind, um das Gesamtschwingverhalten des Tragwerks nicht wesentlich zu beeinflussen, können diese Komponenten und ihre Verankerungen mittels der oben beschriebenen Ersatzkraft F_a bemessen werden. Dazu ist an jedem horizontal führenden Lager die horizontale Ersatzkraft aus der dortigen Etagenbeschleunigung und dem auf das Lager wirkenden Massenanteil der Komponente zu berechnen und auf die Verankerung anzusetzen (Abbildung 6.10). Alternativ kann die Ersatzkraft gemäß Gleichung (1) des Leitfadens bestimmt und auf die Lager angesetzt werden. Ggf. ist nachzuweisen, dass die Komponente relative Verschiebungen der horizontal führenden Ebenen schadlos übersteht.

Sehr starre mehrstöckige Komponenten, die das Gesamtschwingverhalten des Tragwerks wesentlich beeinflussen, sind im Tragwerksmodell mit abzubilden.

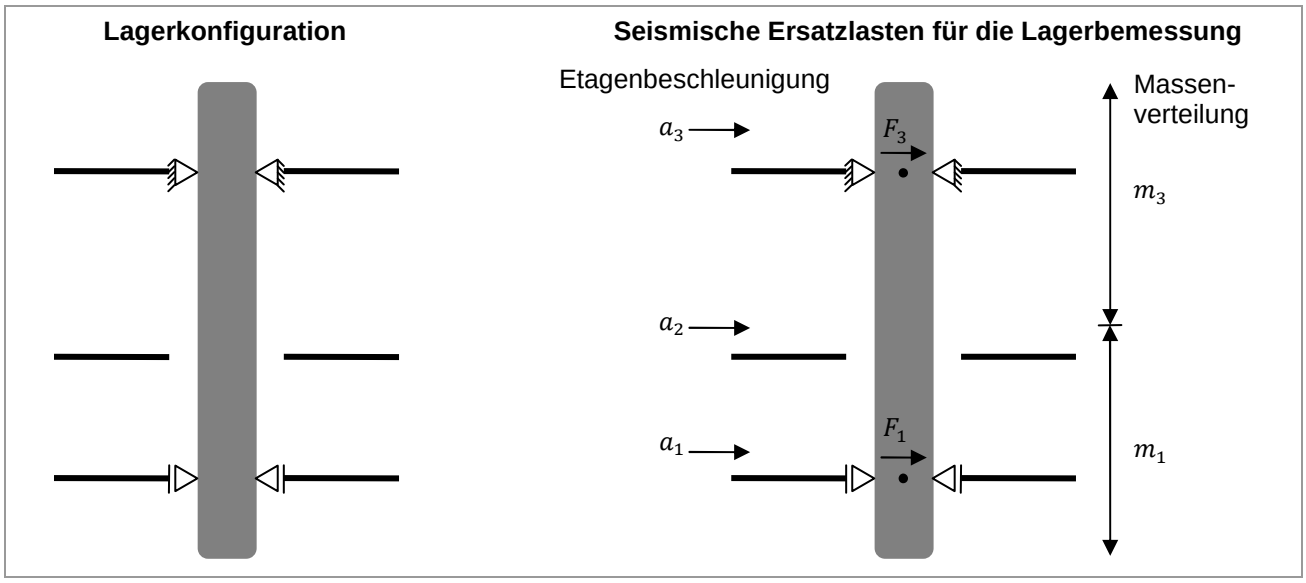


Abbildung 6.10: Berechnung und Ansatz der Ersatzlasten bei mehrstöckigen Kolonnen

Zu (4) – Nachweis von Behälterschale / Komponentengehäusen etc.

Bei kompakten Sekundärstrukturen wie Apparaten, kleineren Behältern, Pumpen u.ä. genügt in der Regel der Nachweis der Verankerung. Ggf. sind bei Pumpen, Apparaten oder Anlagen der Mess- und Regeltechnik funktionsbedingte Grenzwerte der Beschleunigung oder der Verschiebung einzuhalten.

Bei größeren und komplexeren Sekundärstrukturen, bei denen das Gehäuse / die Komponente selbst nachgewiesen werden muss, ist die seismische Ersatzlast entsprechend der Masse- und Steifigkeitsverteilung der Sekundärstruktur auf deren statisches Ersatzsystem zu verteilen. Für Silos werden in DIN EN 1998-4 [22] Abschnitt 3.3 Hinweise auf die Verteilung der seismisch induzierten Horizontal- und Vertikallasten gegeben (Abbildung 6.11).

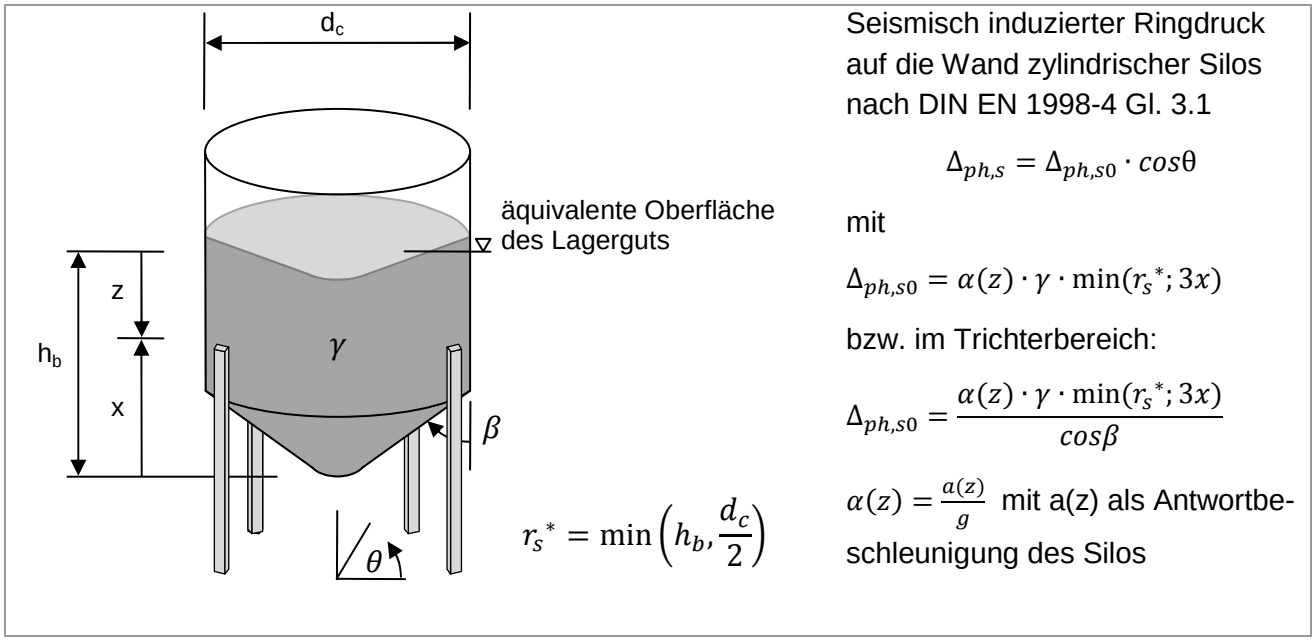


Abbildung 6.11: Geometriekennwerte von Schüttgutsilos und seismisch induzierter horizontaler Referenzdruck nach DIN EN 1998-4, Abschnitt 3.3

Zu (5) – Hydrodynamische Effekte

Bei der Bemessung kleinerer Behälter und ihrer Verankerung kann der Einfluss hydrodynamischer Effekte vernachlässigt werden. Bei großen flüssigkeitsgefüllten Behältern müssen hydrodynamische Effekte dagegen Berücksichtigung finden. In obigem Abschnitt 6.2 sind Verfahren zur Ermittlung der entsprechenden konvektiven sowie der impulsiven Lastkomponenten erläutert.

Zu (6) – Vereinfachung für leichte Einbauten und kleine Rohrleitungen

Bei nicht tragenden anlagentechnischen Einbauten bis zu einer Gesamtlast von 10 kN wird davon ausgegangen, dass die konstruktive Lagesicherung ausreichend ist, um die Erdbebenkräfte sicher in das Tragwerk abzuleiten. Gleiches gilt für Unterstützungen einzelner metallischer Rohrleitungen bis zu einer Nennweite von DN 100 und für solche Leitungen, deren Stützweiten gemäß Anlage 2 zu AD 2000 Merkblatt HP 100 R [1] gewählt wurden. Größere Ventile und Einbauten in Rohrleitungen müssen gesondert abgestützt werden. Leitungen, die die vorgenannten Kriterien nicht erfüllen, sind durch rohrstatische Berechnungen unter Einbezug des Lastfalles Erdbeben zu untersuchen.

Rohrleitungs-Trassen weisen in der Regel ein höheres Gewicht auf als eine einzelne (gefüllte) Leitung DN 100, sodass hier ein rechnerischer Nachweis der Halterung gefordert wird.

Zu (7) – Beanspruchungen aus Relativverschiebungen der Lagerpunkte

Entsprechend DIN EN 1998-4 [22], Abschnitt 5.3.3, sind Relativverschiebungen bei direkt auf dem Boden gelagerten Rohrleitungen nur bei der Gefahr von Bodenversagen oder bleibenden Verformungen zu berücksichtigen.

Bei Rohrleitungen, die auf verschiedenen Tragwerken oder unabhängig schwingenden Tragwerksteilen gelagert sind, ist die Relativverschiebung der Lagerpunkte rechnerisch zu bestimmen. Die Verschiebung eines Punktes des Tragwerks kann hierfür gemäß DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 4.3.4 berechnet werden.

7 Sicherheitsnachweise

7.1 Allgemeines

Zu (1) – Hinweis auf den Normtext

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (2) – Nachweis der Schadensbegrenzung

Während in DIN EN 1998-1 [18] korrespondierend zu weiteren Bemessungsnormen des Eurocode-Programms auch Anforderungen an die Schadensbegrenzung gestellt werden, beschränkt sich der Nationale Anhang auf den Nachweis der Standsicherheit. Aufgrund der besonderen Gegebenheiten im Anlagenbau ist im Leitfaden der Nachweis der Schadensbegrenzung vorgesehen, um mögliche kostenintensive Betriebsausfälle durch entsprechende Auslegung von tragenden und nicht tragenden Strukturen zu minimieren.

Die dem Grenzzustand der Schadensbegrenzung zugrunde zu legende Erdbebeneinwirkung hängt von der Art der Anlage ab und ist vom Betreiber festzulegen (vgl. Abschnitt 7.3).

Zu (3) – Kombinationsbeiwerte für die Sicherheitsnachweise

Die Kombinationsregel für die Bemessungssituation Erdbeben ist DIN EN 1990 [4] Abschnitt 6.4.3.4 zu entnehmen. Sie ist der Einfachheit halber in obigem Abschnitt 5.5 wiedergegeben und erläutert.

7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Zu (1) – Referenz-Überschreitenswahrscheinlichkeit

Die Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit und die Referenz-Wiederkehrperiode für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in DIN EN 1998-1/NA [19] NDP zu 2.1(1)P

festgelegt. Für die Bemessung von Bauwerken höherer Bedeutung oder erhöhter Risiken ist eine entsprechend erhöhte Erdbebeneinwirkung zugrunde zu legen (vgl. obige Abschnitte 5.1 und 5.3).

7.2.a Tragstrukturen von Anlagen

Zu (1) – Hinweis auf den Normtext

Keine weiterführenden Erläuterungen.

7.2.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen

Zu (1) bis (3) – Verweise auf weiterführende Normteile

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (4) – Nachweis von Verankerungen

Es ist sicherzustellen, dass sich plastische Verformungen ausschließlich in der Komponente selbst oder ihrer Unterkonstruktion ausbilden, nicht aber in den Verankerungen. Mögliche Überfestigkeiten in der Komponente oder der Unterkonstruktion müssen berücksichtigt werden

Für den rechnerischen Nachweis der Verankerungen / Verbindungsmittel bedeutet dies, dass die Beanspruchungsgrößen (z.B. Auflagerkräfte der Komponente) durch Ansatz des Bemessungsspektrums mit $q = 1{,}0$ zu ermitteln sind (siehe auch DIN EN1998-1 [18] Absatz 4.4.2.6 (2)P). Es können auch die Beanspruchungsgrößen aus dem Nachweis der eigentlichen Komponente ($q > 1{,}0$) verwendet werden; in diesem Fall müssen diese Größen für den Nachweis der Verankerungen mit dem angesetzten q multipliziert bzw. erhöht werden.

7.2.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen

Zu (1) – Generelle Regelungen zum Nachweis von nicht tragenden Einbauten

Die Bemessungskraft F_a kann entweder nach Gleichung (1) des Leitfadens oder nach Gleichung (6.5) der Erläuterungen ermittelt werden. In beiden Fällen darf die nichtlineare Energiedissipation des Tragwerks nicht angesetzt werden (= Verwendung des elastischen Antwortspektrums), da das Tragwerk die durch das Erdbeben eingetragene Energie zunächst nur über viskose Dämpfung dissipiert (siehe auch Erläuterungen zu Abschnitt 6.4). Duktilität darf für die Bemessung nicht tragender Einbauten lediglich in den Einbauten selber und deren Unterkonstruktion rechnerisch berücksichtigt werden ($q_a \geq 1{,}0$ in Gleichung (6.5)), wobei die Verbindungsmittel jederzeit linear-elastisch bleiben müssen (vgl. auch folgenden Absatz (2).

Zu (2) – Nachweis von Verankerungen

Es ist sicherzustellen, dass sich plastische Verformungen ausschließlich in der Komponente selbst oder ihrer Unterkonstruktion ausbilden, nicht aber in den Verankerungen. Mögliche Überfestigkeiten in der Komponente oder der Unterkonstruktion müssen berücksichtigt werden (vgl. Erläuterungen zu 7.2.b (4)).

Wird die Beanspruchung für den Nachweis der Verankerung durch Ansatz der Ersatzkraft F_a nach Gleichung (6.5) ermittelt, bedeutet dies, dass hierbei der Verhaltensbeiwert der Komponente $q_a = 1{,}0$ zu setzen ist. Es können auch die Beanspruchungsgrößen aus dem Nachweis der eigentlichen Komponente ($q_a > 1{,}0$) verwendet werden; in diesem Fall müssen diese Größen für den Nachweis der Verankerung mit dem angesetzten q_a multipliziert bzw. erhöht werden. Bei Verwendung der Ersatzkraft F_a nach Gleichung (1) des Leitfadens wird nichtlineare Energiedissipation (q-Beiwert) ohnehin nicht berücksichtigt.

Zu (3) – Regelungen zum Nachweis von oberirdischen Rohrleitungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (4) – Regelungen zum Nachweis von eingeerdeten Rohrleitungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

7.3 Nachweis der Schadensbegrenzung

Zu (1) – Erfordernis der Nachweisführung

Während der Nachweis der Tragfähigkeit dem Schutz von Mensch und Umwelt dient, soll im Nachweis der Schadensbegrenzung sichergestellt werden, dass auch bei geringerer Erdbebeneinwirkung, also solcher mit höherer Eintretenswahrscheinlichkeit, keine Schäden an der Anlage (Tragwerk und Einbauten) auftreten, deren Kosten im Vergleich zu den Baukosten unverhältnismäßig hoch wären. Im Anlagenbau umfassen oben genannte Kosten sowohl die Kosten für die Reparatur als auch die finanziellen Folgen eines Betriebsausfalls.

Der Nachweis der Schadensbegrenzung bezieht sich bei Tragstrukturen im Wesentlichen auf die Begrenzung der Verformungen, bei linienförmigen Einbauten (Rohrleitungen, Kolonnen, etc.) auf die Begrenzung der relativen Verschiebung benachbarter Lager-

punkte. Bei punktförmigen Einbauten (Behälter, Pumpen, etc.) können die seismisch induzierten Beschleunigungen bzw. die daraus resultierenden Trägheitskräfte die Funktionsfähigkeit der Komponente beeinträchtigen.

Der Nachweis der Schadensbegrenzung ist nicht zwingend erforderlich, wird aber empfohlen, insbesondere wenn sich bereits im Nachweis der Tragfähigkeit Verformungen ergeben haben, die für den Betriebszustand unverträglich sind (vgl. Leitfaden Abschnitt 6.3).

Zu (2) – Referenz-Überschreitenswahrscheinlichkeit

Da der Nationale Anhang zu DIN EN 1998-1 [19] den Nachweis der Schadensbegrenzung nicht vorsieht, wird die Empfehlung der DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 2.1(1)P Anmerkung 3 für die Referenz-Erdbebeneinwirkung übernommen. Für die Bemessung von Bauwerken höherer Bedeutung ist eine entsprechend erhöhte Erdbebeneinwirkung zugrunde zu legen (vgl. obige Abschnitte 5.1 und 5.3).

Zu (3) – Nachweis mittels elastischem Antwortspektrum

Während im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Fähigkeit der nichtlinearen Energiedissipation bei der Bemessung berücksichtigt wird (Verwendung des Bemessungsspektrums; siehe auch Erläuterung zu Abschnitt 5.4 (3)), soll das Tragwerk für den Nachweis der Schadensbegrenzung rechnerisch im linear-elastischen Bereich verbleiben (Verwendung des elastischen Antwortspektrums; siehe auch Erläuterung zu Abschnitt 5.4 (1) und (2)).

7.3.a Tragstrukturen von Anlagen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

7.3.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

7.3.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

8 Besondere Regeln

Zu (1) – Besondere Regeln für Betonbauten

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (2) – Besondere Regeln für Stahlbauten

Weitergehende Hinweise und Beispiele konstruktiver Durchbildungen von Rahmenecken und Anschlüssen finden sich beispielsweise in [56] und [44].

Zu (3) – Besondere Regeln für Verbundbauten aus Stahl und Beton

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (4) – Besondere Regeln für Holzbauten

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (5) – Besondere Regeln für Mauerwerksbauten

Auch für Mauerwerksbauten können statisch nichtlineare Verfahren zum Einsatz kommen [52].

Zu (6) – Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke

Keine weiterführenden Erläuterungen.

9 Erdbebenschutzsysteme

Zu (1) – Abgrenzung der Regelungsmöglichkeiten

Aufgrund der umfassenden denkbaren Möglichkeiten zur konstruktiven Verminderung seismischer Einwirkungen auf Tragwerke, können an dieser Stelle keine regulativen Anforderung zur Auslegung von Erdbebenschutzsystemen gemacht werden.

Zu (2) – Kategorisierung der Erdbebenschutzsysteme

Der Lastfall Erdbeben stellt außergewöhnlich hohe Anforderungen an ein Bauwerk. Es gilt, die Energie, die während eines Bebens über den Baugrund an das Tragwerk abgegeben wird, so zu verteilen und gezielt zu dissipieren, dass eine Schädigung des Tragwerks und der Installationen (weitgehend) vermieden wird. Die Schutzwirkung muss direkt nach einem Beben wiederhergestellt sein, damit auch eventuelle Nachbeben keinen Schaden verursachen können. Dies erfordert eine zuverlässige Rückstellwirkung des Systems. Kleinere Nachjustierungen und Nachrüstungen werden hierbei in Kauf genommen, sofern die Gesamttragfähigkeit der Anlage und die Funktionalität der verfahrenstechnischen Einbauten während und nach dem Erdbeben gewährleistet bleiben.

Grundsätzlich können vier unterschiedliche Ansätze zur Schwingungsreduzierung an Bauwerken unterschieden werden [56]:

- Gewährleistung einer ausreichenden Festigkeit und Steifigkeit
- Vorsehen von dissipativen Elementen, damit sich plastische Verformungen zur Energiedissipation gezielt an bestimmten Stellen im Tragwerk einstellen
- Einbau von Feder-/Dämpfersystemen mit Ausgleichsmassen zur Verminderung der Schwingungsamplituden (passive und aktive Systeme)
- Entkopplung des Tragwerks vom seismisch angeregten Untergrund durch eine Basisisolierung

Die einzelnen Methoden können miteinander kombiniert werden. Es besteht auch die Möglichkeit, einzelne besonders schwingungsanfällige oder schutzbedürftige Anlagenteile getrennt vom eigentlichen Tragwerk durch Erdbebenschutzsysteme zu sichern.

Zu (3) – Festigkeit und Steifigkeit; dissipative Tragwerksauslegung

Durch die Wahl einer hohen Festigkeit und Steifigkeit kann die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks, vor allem bei kleineren Beben, sichergestellt werden. Bei stärkeren Beben ist jedoch mit Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit nach dem Beben zu rechnen. Ebenso können bei stärkeren Beben Beschädigungen des Tragwerks zu erheblichen Reparaturkosten und Nutzungsausfällen führen. Die Schwingungen des Baugrunds werden bei dieser Konstruktionsvariante nahezu vollständig in das gesamte Bauwerk eingetragen, sodass auch technische Anlagen innerhalb des Gebäudes stark beansprucht werden. Aus den genannten Gründen führt dieser Ansatz bei starken

zu erwartenden Erdbeben zu unwirtschaftlicheren Lösungen und ist deshalb nur in Gebieten mit geringer Erdbebenbelastung zu empfehlen.

DIN EN 1998-1 [18] sieht grundsätzlich die Berücksichtigung des Energiedissipationsvermögens im Rahmen der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit vor (DIN EN 1998-1 [18] Abschnitt 2.2.2(1)P und 2.2.2(2)). Durch konstruktive Maßnahmen kann entsprechend dem Konstruktionstyp und dem gewählten Baustoff die Dissipationsfähigkeit der Struktur verbessert werden. Hinweise zur duktilen Bauwerksgestaltung sind den bauartspezifischen Abschnitten der DIN EN 1998-1 [18] (Abschnitte 5 bis 9) zu entnehmen. Bei Vorhaltung plastischer Bereiche ist zu beachten, dass sich Fließgelenke nicht in Stützen ausbilden. Ausnahme sind Stützenfüße, an denen plastische Gelenke zulässig sind. Durch eine duktile Konzeption der Gesamtstruktur kann ein Versagen des Tragwerks im Erdbebenfall verhindert werden. Da sich das Material bei Aktivierung der duktilen Bereiche plastisch verformt, sind jedoch nach einem Erdbeben in der Regel Reparaturmaßnahmen erforderlich, um den Ursprungszustand und das ursprüngliche Sicherheitsniveau der Anlage wiederherzustellen.

Die Duktilität eines Tragwerks kann durch den Einbau von Dissipatoren weiter erhöht werden. Eine beispielhafte Einbeziehung von Dissipatoren zeigt Abbildung 9.1: Bei Konstruktionen mit aussteifenden Diagonalverbindungen verursachen die im Tragwerk auftretenden gegenseitigen (Stockwerks-) Verschiebungen während eines Bebens Längenänderungen der Diagonalen (Abbildung 9.1 a). Diese Längenänderungen sind vergleichsweise gering, können aber genutzt werden um die zugeführte Energie gezielt zu dissipieren (Abbildung 9.1 b). Dazu werden in den aussteifenden Diagonalstreben Verbindungselemente (Dissipatoren) platziert, die eine kontrollierte Verformung zulassen und Energie dissipieren. Verwendung finden hier unter anderem Reibrutschverbindungen, elastische Verformungsverbindungen sowie hysteretische und hydraulische Dämpfer.

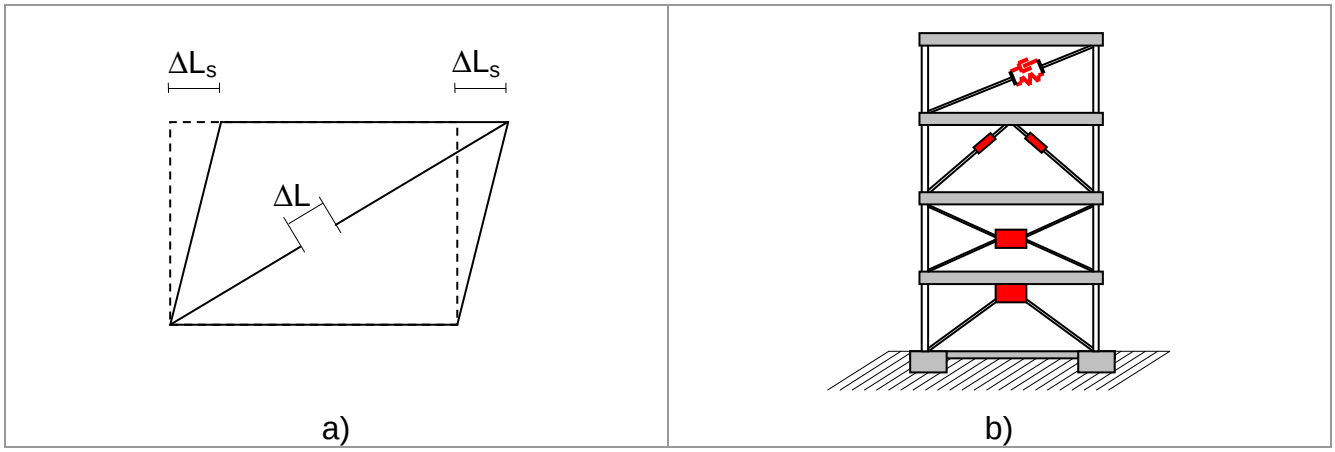


Abbildung 9.1: a) Längenänderung im Diagonalverband
b) Anordnung von Dissipatoren in Diagonalverbänden

Hierbei zu ist zu beachten, dass Dissipatoren – abgesehen von den hydraulischen Dämpfern – keine oder nur geringe Rückstellwirkung haben und somit das Tragwerk nach einer Erdbebenbelastung nicht automatisch in seine Ausgangslage zurückversetzt wird.

Zu (4) – Aktive Feder-/Dämpfersysteme

Eine weitere Möglichkeit der Schwingungsreduzierung bieten Feder- / Dämpfersysteme mit Ausgleichsmassen (Abbildung 9.2). Diese Systeme werden häufig Schwingungstilger genannt, auch wenn sie die Schwingung nicht tilgen, also gänzlich aufheben, sondern nur reduzieren. Hierbei wird eine Zusatzmasse über Federn und Dämpfer an die zu dämpfende Struktur angekoppelt. Damit wird aus dem zunächst vorhandenen idealisierten Einmassenschwinger (Tragwerk) ein Zweimassenschwinger (Tragwerk + Zusatzmasse) erzeugt. Die zusätzliche schwingende Masse und die Kopplung an das Hauptsystem müssen so ausgelegt werden, dass Zusatzmasse und zu dämpfende Masse immer in entgegen gesetzter Richtung schwingen. Durch diese Methode können nur in sehr engen Frequenzbereichen Reduzierungen der Schwingungsamplituden erreicht werden. In der Regel wird angestrebt, die Amplituden der ersten Eigenfrequenz der Struktur zu reduzieren.

Für eine effektive Funktionsweise des Tilgers müssen Massenverhältnis, Verstimmung und Dämpfung genau aufeinander abgestimmt sein. Als Verstimmung wird das Verhältnis zwischen der Eigenfrequenz des Tilgers und der Eigenfrequenz des Hauptsystems bezeichnet.

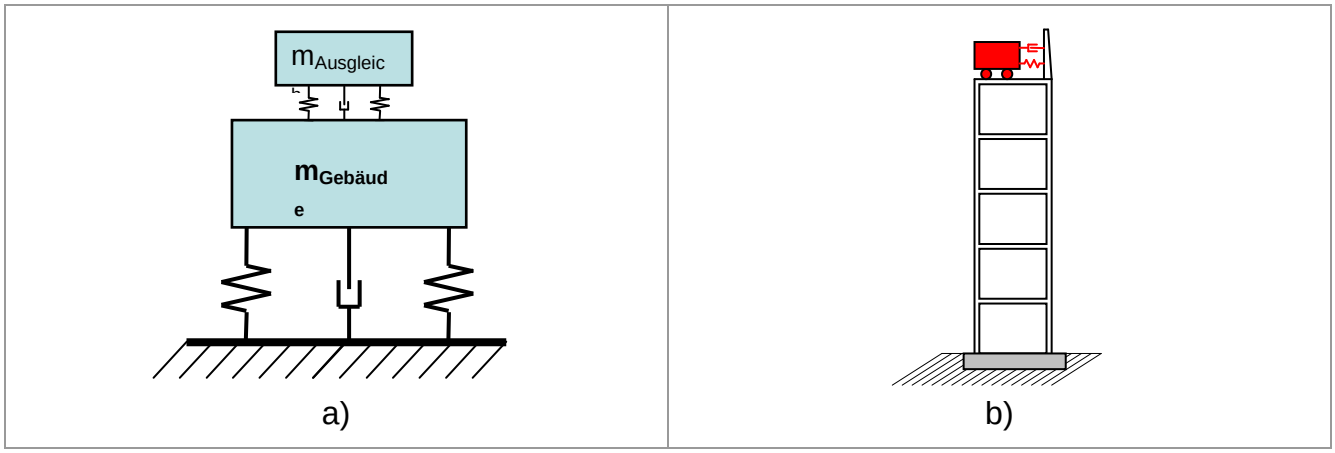


Abbildung 9.2: a) Systemskizze eines Schwingungstilgers
b) Typische Position eines Schwingungstilgers in einem mehrstöckigen Bauwerk

Insbesondere im Leichtbrückenbau kommen verstärkt Schwingungsdämpfer (ohne Zusatzmasse) zum Einsatz. Auch diese dämpfen innerhalb eines engen Frequenzbandes und sind nur dann sinnvoll, wenn die zu bedämpfende Eigenperiode der Struktur stark durch eine Erdbebeneinwirkung belastet wird (Plateau des Antwortspektrums). Weiterhin ist zu beachten, dass ein reiner Schwingungsdämpfer erst Dissipationsarbeit leistet, wenn sich große Verschiebungen / Relativgeschwindigkeiten einstellen. Deshalb ist diese Art der Schwingungsreduzierung für den Anlagenbau mit den hohen Anforderungen an Toleranzmaße weniger geeignet.

Aktive Systeme nehmen die auftretende Erdbebenerregung mit Messsensoren auf und wirken mittels elektronischer Steuerung der Verformung des Tragwerks durch Aktivierung einer Zusatzmasse entgegen. Diese Systeme erfordern eine komplexe Mess- und

Regeltechnik und sind dementsprechend wartungsintensiv und teuer. Zudem benötigt die elektronische Steuerung eine kontinuierliche Stromversorgung [50]. Mit aktiven Systemen kann ein breiteres Frequenzspektrum bedämpft werden. Für den Anlagenbau ist der Einsatz dieser Systeme aber problematisch, da bei Änderungen der Masse- oder Steifigkeitsverteilung durch Umbauten oder produktionstechnische Änderungen eine erneute Abstimmung erforderlich ist.

Flüssigkeitsdämpfer

In großen flüssigkeitsgefüllten Behältern kann die Dämpfung des Fluids z.B. durch eingehängte Gitter erhöht werden. Neben einer daraus resultierenden verminderten Belastung auf den Behälter und dessen Verankerung, bietet sich hier auch die Möglichkeit, in Anlagen vorhandene große Flüssigkeitsbehälter als Dämpfer für das Tragwerk zu nutzen.

Zu (5) - Basisisolierung

Eine Entkoppelung (Isolation) der zu schützenden Struktur vom Erregerherd stellt ein effektives Erdbebenschutzsystem dar, das mehrere positive Wirkungsweisen vereint:

- Durch die Isolierung wird die Grundeigenfrequenz der zu schützenden Struktur deutlich abgesenkt bzw. die Eigenperiode erhöht. Dies hat zur Folge, dass sich die in das Tragwerk eingetragene Energie deutlich reduziert und die unerwünschten Schwingungen nicht oder nur in schwachem Maße in das isolierte Bauwerk / Bauteil eingetragen werden. Die Struktur muss aufgrund der herabgesetzten Eigenfrequenz auf wesentlich geringere horizontale Beschleunigungen hin bemessen werden.
- Durch die relative Bewegung der bauwerkseitigen und der bodenseitigen Isolatorteile kann durch Reibung / Dämpfung in der Lagerungsfuge Energie dissipiert werden. Dadurch vermindern sich die in die Struktur eingetragene Energie und damit die Schwingungsamplituden weiter. Dieser zweite Effekt ist allerdings nicht bei allen Isolatortypen gegeben [50].

Ein großer Vorteil dieser Methode für den Anlagenbau liegt darin, dass sowohl das gesamte Tragwerk, aber auch einzelne (schwere, besonders schutzwürdige) Anlagenteile entkoppelt werden können (Abbildung 9.3). Auf der anderen Seite sind bei der Planung von Basisisolierungen flexible Anschlüsse von Versorgungsleitungen (z.B. durch Dehnungselemente) vorzusehen, da sich die erdbebeninduzierten Verschiebungen deutlich erhöhen können.

Eine Basisisolierung in vertikaler Richtung wird üblicherweise nicht durchgeführt, da zum einen die Belastungen hier geringer sind als in horizontaler Richtung und zum anderen die Steifigkeit und Festigkeit des Bauwerks groß genug sind (Abschnitt 9 (3)).

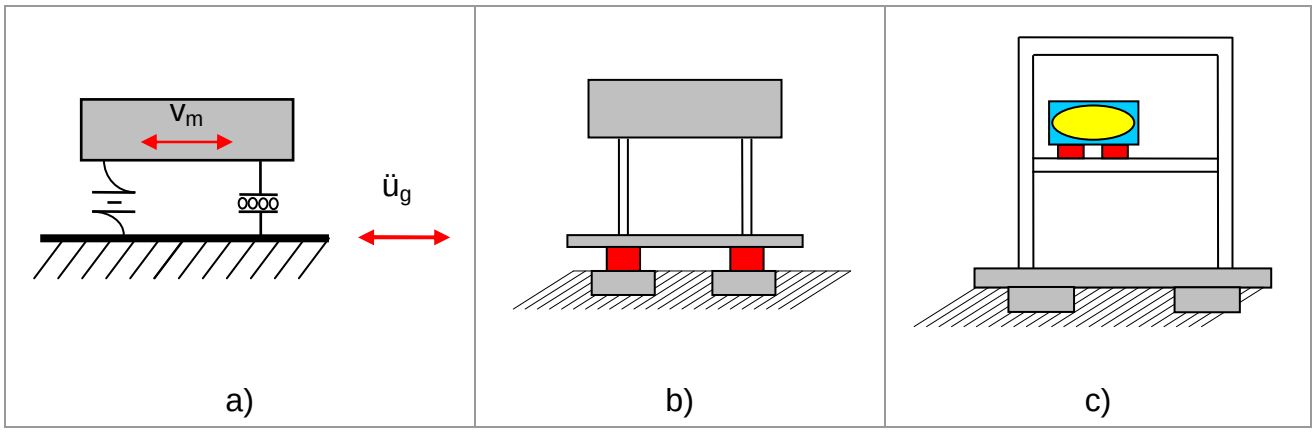


Abbildung 9.3: a) Schematische Darstellung einer Basisisolierung
b) Positionierung der seismischen Isolierung als Basisisolierung
c) Positionierung als Isolierung eines Anlagenteils / einer Maschine

Es werden verschiedene Lagertypen zur Basisisolierung eingesetzt, auch Kombinationen finden Anwendung (Abbildung 9.4).

- Elastische Isolatoren (bewehrte oder unbewehrte Elastomerlager ggf. mit Bleikern, Federn, Stahl-Hysterese-Lager)
- Reibungsisolatoren (konkav, eben), Reibpendellager
- Kinematische Isolatoren (Kugel-/Rollenlager)

Bei der Auswahl der Lagerart sind folgende Punkte zu beachten:

- Die Bewegungsmöglichkeit der isolierten Struktur muss z.B. durch Dehnfugen gegeben aber dennoch konstruktiv begrenzt werden. Weiterhin ist die Abtragung planmäßiger Horizontallasten und -verschiebungen (Wind, Bremslasten aus Kranbahnen, Temperatur, …) zu gewährleisten. Dies kann beispielsweise durch unabhängige Aussteifungssysteme oder durch kraftschlüssige Verbindungen an der Basisisolierung geschehen, welche bei Wirkung eines Erdbebens brechen und eine freie horizontale Bewegung der Hauptstruktur ermöglichen.
- Vertikale Lasten aus der zu isolierenden Struktur (z.B. Eigengewicht) können bei einigen Lagerarten über die Basisisolierung selbst abgetragen werden. Bei anderen ist zu diesem Zweck ein zusätzliches Gleitlager vorzusehen.
- Die Dämpfungsfähigkeit ist bei unterschiedlichen Lagerungsarten verschieden stark ausgeprägt.
- Nach einem Erdbeben muss das System von alleine oder mithilfe geringer Nachjustierungen wieder in seine Ausgangslage zurückkehren (Rückstellwirkung).
- Die Basisisolierung muss erreichbar und wartbar sein. Die Dauerhaftigkeit des Systems spielt bei der Kostenkalkulation ebenfalls eine große Rolle.
- Die erdseitigen Teile der Basisisolierung werden bei einem Erdbeben besonders stark belastet und müssen dementsprechend bemessen und verankert werden.

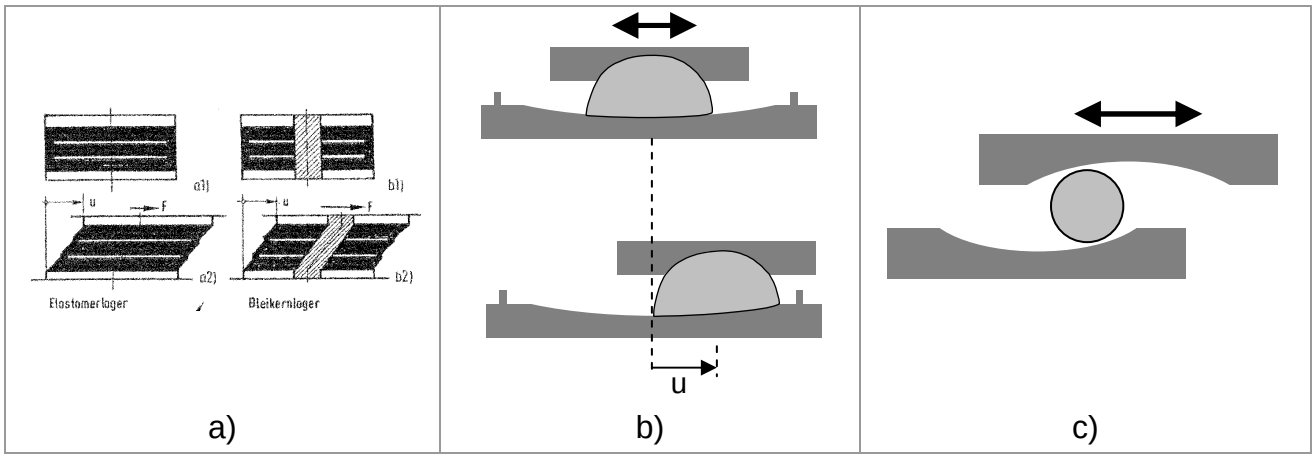


Abbildung 9.4: Beispiele von Basisisolatoren [56],
a) Elastomerlager mit und ohne Bleikern
b) Reibpendellager mit Gleitschuh
c) Kinematischer Isolator

Wirkungsweise sowie Vor- und Nachteile der einzelnen Lagerungsarten

Stahl-Hysterese-Dämpfer dienen ausschließlich der Abtragung horizontaler dynamischer Lasten. Für die Aufnahme vertikaler Lasten wie dem Eigengewicht der zu isolierenden Struktur sind zusätzliche (horizontal verschiebliche) Lager vorzusehen. Dämpfung ergibt sich zum einen durch die Materialdämpfung bei plastischer Verformung im Dämpferelement, als auch durch die Gleitreibung an den horizontal verschieblichen Vertikallagern. Ein Rückstellpotential zeigt diese Isolierungsvariante allerdings nicht. Um Ermüdungsschäden im Dämpferelement vorzubeugen, kann es außerdem nötig werden, Dämpferelemente nach stärkeren Beben auszutauschen.

Elastomerlager werden häufig im Brückenbau verwendet und am häufigsten als Basisisolierung eingesetzt. Insbesondere bewehrte Elastomerlager weisen eine hohe Tragfähigkeit in vertikaler Richtung auf und können daher auch zur Abtragung von Eigengewicht herangezogen werden. Zur Aufnahme planmäßiger horizontaler Lasten wie Wind werden entweder zusätzliche Elemente an den Lagerseiten vorgesehen, die bei außerplanmäßig hoher Belastung durch Erdbeben brechen und die Bewegungsfreiheit des Lagers herstellen. Alternativ wird ein Bleikern in Lagermitte angeordnet, der sich bei Erdbebenbelastung verformt. Die letztgenannte Variante hat gegenüber ersterer den Vorteil, dass aufgrund der plastischen Verformung des Bleikerns bei Erdbebenbelastung mehr Energie dissipiert wird. Dagegen ist das Rückstellpotential bei Lagern mit Bleikern weniger ausgeprägt. Elastomerlager verfügen je nach verwendetem Material über ein besonders gutes Dämpfungsverhalten. Allerdings sind die Materialeigenschaften temperaturabhängig und Elastomerlager daher in Gegenden mit sehr tiefen Temperaturen nicht einsetzbar. Bewehrte Elastomerlager sind den unbewehrten vorzuziehen, da sie sich bei vertikaler Auflast weniger verformen und eine gleichmäßigere Bewegung bei horizontaler dynamischer Belastung ermöglichen.

Reibpendellager weisen eine relativ geringe Bauhöhe auf und werden daher häufig für die Nachrüstung von Bauwerken verwendet. Sie wirken durch eine Anhebung der isolierten Struktur bei einer horizontalen Verschiebung. Die Erdbeschleunigung übernimmt also die Funktion der Rückstellung. Aufgrund von Reibung in der Lagerfuge können aber nach einem Erdbeben kleinere Nachjustierungen nötig sein. Da das Prinzip des Reibpendellagers erst in den Neunziger Jahren entwickelt wurde, liegen noch keine gesicherten Erkenntnisse zu Verschleiß und Dauerhaftigkeit dieser Lager vor. Bei der Auslegung von Isolatoren ist darauf zu achten, dass sich nur die dafür vorgesehenen Elementteile plastisch verformen. Insbesondere die Verbindungsmittel müssen auch bei stärkeren Beben im elastischen Bereich verbleiben.

Bei kinematischen Isolatoren liegt die Struktur z.B. auf einer Vielzahl von Kugeln zwischen kalottenförmigen Mulden auf. Die Wirkungsweise basiert wie bei den Reibpendellagern auf einem Gewinn potentieller Energie bei horizontaler Verschiebung. Diese Lager haben zwar eine sehr gute Rückstellwirkung, werden aber aufgrund des sehr hohen Spitzendrucks an den Kugeln nicht empfohlen. Ebenso ist eine Dämpfungswirkung aufgrund der rollenden Kugeln kaum gegeben.

10 Beurteilung bestehender Anlagen

Zu (1) – Einflüsse auf die Erdbebensicherheit von Anlagen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (2) – Verweis auf den Normtext

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (3) und (4) – Erfordernis regelmäßiger Bauwerksbeurteilung und Dokumentation

Chemieanlagen und Anlagen verwandter Industrien, die dem Immissionsschutzrecht unterliegen, sind nach dem Stand der Technik zu errichten und zu betreiben. Bei Anlagen, die zusätzlich Betriebsbereich oder Teil eines Betriebsbereiches gemäß Abschnitt 3 Abs. 5a BImSchG [35] sind, fordert Abschnitt 3 Abs. 2 Ziffer 2 der 12. BImSchV (Störfallverordnung, [36]), bei den Sicherheitsbetrachtungen explizit „umgebungsbedingte Gefahrenquellen wie Erdbeben und Hochwasser“ zu berücksichtigen.

Die regelmäßigen Wartungsintervalle für die verfahrenstechnischen Anlagen können zur Begutachtung der Erdbebensicherheit der Gesamtanlage genutzt werden. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, wenn bei der Begehung kritische Punkte festgestellt wurden. Die darauf folgende Ertüchtigung von bestehenden Anlagen und Komponenten muss „verhältnismäßig“ bleiben. Das bedeutet, dass die Nachteile der Ertüchtigungsmaßnahme (Sanierungskosten, Betriebsbeeinträchtigungen während der Sanierung) gegen den Nutzen für Mensch, Umwelt und die Funktionstüchtigkeit der Anlage abzuwägen sind. Dabei ist der Nutzen für Mensch und Umwelt in angemessener Weise zu quantifizieren.

10.1 Zustandserfassung

Zu (1) und (2) – Grundlage der Zustandserfassung

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (3) – Ziel der Zustandserfassung

Im Anhang A findet sich ein beispielhafter Evaluationsbogen für die Erstbeurteilung der Erdbebensicherheit einer chemischen Anlage. Dieser Evaluationsbogen ermöglicht eine erste Abschätzung der Erdbebensicherheit.

Zu (4) – Konsequenz bei aufgetretenen Defiziten

Für die Ertüchtigung und den rechnerischen Nachweis des ertüchtigten Bauwerks gelten die Regelungen aus Abschnitt 10.2.

10.2 Ertüchtigung

Zu (1) – Verhältnismäßigkeitsprinzip

Aus rechtlicher Sicht ist zu beachten, dass die Anlagen-Nachrüstung in Bezug auf die Wirkungen von Erdbeben nicht der Gefahrenabwehr, sondern der Vorsorge dient, und das Immissionsschutzrecht daher nicht generell die Anpassung von bestehenden Anlagen an den aktuellen Stand der Technik verlangt. Deshalb sind Anforderungen an Neuanlagen nicht unbesehen auf bestehende Anlagen zu übertragen. Die Verhältnismäßigkeit kann nur im jeweiligen Einzelfall, d.h. für jede Einzelanlage und für jede einzelne Anforderung beurteilt werden.

Zu (2) – Bauliche Maßnahmen

Mögliche bauliche Ertüchtigungsmaßnahmen können umfassen:

- Sanierung, Verstärkung oder vollständiger Ersatz einzelner Bauteile
- Veränderung des tragenden Systems (Verbesserung des Aussteifungssystems, Beseitigen ausgewählter konstruktiver Verbindungen, Verbreiterung von Fugen, Beseitigung verletzlicher Bauteile),
- Optimierung der Massenverteilung durch Veränderung der Anordnung von nicht tragenden Bauteilen und technischen Einrichtungen im Bauwerk gemäß der Kriterien zu Entwurf und Bemessung von Neuanlagen (Abschnitt 4), soweit dies verfahrenstechnisch möglich ist,
- Hinzufügen neuer tragender Bauteile,
- Funktionsänderung nicht tragender in tragende Bauteile,
- Erhöhung der Duktilität,
- Verbesserung der Dämpfungseigenschaften; Einführung von Erdbebenschutzsystemen (Abschnitt 9),
- Verbesserung des dynamischen Verhaltens der Gründung,

- Verbesserung der Verankerungen nicht tragender Bauteile und technischer Einbauten,
- Ersatz von steifen Rohrleitungsanschlüssen durch flexible Anschlüsse; Nachrüsten von Dehnungselementen.

Entsprechend den konstruktiven Hinweisen in Abschnitt 4 des Leitfadens und der Erläuterungen wird der Verbesserung der Regelmäßigkeit in Grund- und/oder Aufriss bei baulichen Ertüchtigungsmaßnahmen eine hohe Priorität zugeordnet.

Der Zuwachs an Festigkeit im Rahmen von Ertüchtigungsmaßnahmen darf die vorhandene globale Duktilität nicht vermindern.

Zu (3) – Nachweis der Standsicherheit für das ertüchtigte Bauwerk

Weicht die Restlaufzeit der Anlage deutlich von der normgemäß zugrunde gelegten Nutzungsdauer ab (siehe auch Abschnitt 7.2 bzw. 7.3 (2) des Leitfadens; 50 Jahre für den Tragfähigkeitsnachweis, 10 Jahre für den Nachweis der Schadensbegrenzung), kann in Abstimmung mit den zuständigen Behörden das Niveau der Erdbebeneinwirkung für die rechnerischen Nachweise abgemindert werden. Die zugrunde gelegte Überschreitungswahrscheinlichkeit ist dabei jedoch konstant zu halten (z.B. 10% in 10 Jahren statt 10% in 50 Jahren). Eine Anpassung des Erdbebenniveaus kann mit Hilfe eines Korrekturbeiwerts erfolgen, der gemäß der Formeln in Tabelle 5.1 berechnet wird (siehe auch Abschnitt 5.3 der Erläuterungen). Es ist dabei zu beachten, dass dieser Korrekturbeiwert – trotz gleichen Berechnungshintergrunds – nicht den Bedeutungsbeiwert der Anlage ersetzt, sondern mit der ursprünglichen Erdbebeneinwirkung zu multiplizieren ist.

Zu (4) – Konfidenzbeiwert

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (5) – Kalibrierung der Rechenmodelle durch Eigenfrequenzmessungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (6) – Betriebliche Maßnahmen

Betriebliche Maßnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit beeinflussen den Bedeutungsbeiwert γ_I, welcher in die rechnerischen Nachweise der baulichen Ertüchtigungsmaßnahmen einfließt.

11 Literaturangaben

Für die Normverweise im Leitfaden gilt jeweils die aktuelle Ausgabe des Dokuments einschließlich aller Änderungen. Die informativen Verweise in den Erläuterungen beziehen sich auf die unten benannten datierten Fassungen der Normen. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich Verweise durch die Aktualisierung von Normtexten ändern.

[1] AD 2000 HP 100 R: Bauvorschriften; Rohrleitungen aus metallischen Werkstoffen, Normenausschuss Bauwesen im DIN e.V., November 2007

[2] Deutsches Institut für Bautechnik (DiBt), Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen und Liste der Umsetzung in den Bundesländern

[3] DIN 28080: Sättel für liegende Apparate – Maße, Normenausschuss Bauwesen (NaBau) im DIN, August 2003

[4] DIN EN 1990:2002, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Oktober 2002

[5] DIN EN 1990/NA, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Nationaler Anhang (Entwurf), Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Mai 2009

[6] DIN EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Oktober 2005

[7] DIN EN 1992-3:2006, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, November 2006

[8] DIN EN 1993-1-6:2007, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Juli 2007

[9] DIN EN 1993-3-1:2006, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine-Türme und Maste, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Februar 2007

[10] DIN EN 1993-3-2:2006, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine-Schornsteine, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Februar 2007

[11] DIN EN 1993-4-1:2007, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 4-1: Silos, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Juli 2007

[12] DIN EN 1993-4-2:2007, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 4-2: Tankbauwerke, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, August 2007

[13] DIN EN 1993-4-3:2007, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 4-3: Rohrleitungen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Juli 2007

[14] DIN EN 1994-1-1:2004, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Juli 2006

[15] DIN EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2005

[16] DIN EN 1996-1-1:2005, Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Januar 2006

[17] DIN EN 1997-1:2004, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Oktober 2005

[18] DIN EN 1998-1:2004 + AC:2009, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010

[19] DIN EN 1998-1/NA, Nationaler Anhang zu Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Januar 2011

[20] DIN EN 1998-2:2005 + A1:2009 + AC:2010, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 2: Brücken, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010

[21] DIN EN 1998-3:2005 + AC:2010, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010

[22] DIN EN 1998-4:2006, Eurocode: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Januar 2007

[23] DIN EN 1998-5: 2004, Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010

[24] DIN EN 1998-5/NA, Nationaler Anhang zu Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Juli 2011

[25] DIN EN 1998-6:2005, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, März 2006

[26] Uniform Building Code, Vol. 2 – Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, C.A., 1997

[27] NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450), Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., 2003 Edition, part 1: Provisions and part 2: Commentary, 2004

[28] FEMA 414, Installing seismic restraints for duct and pipe, Federal Emergency Management Agency, Januar 2004

[29] ATC 14 – Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, C.A., 1987

[30] ATC/SEAOC, Briefing Paper 5 a-c – Seismic Response of Nonstructural Components, www.atcouncil.org

[31] American Society of Civil Engineers (ASCE), Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems, ISBN: 0-87262-428-5, New York, 1984

[32] National Information Center of Earthquake Engineering (NICEE) and Indian Institute of Technology Kanpur, India, IITK-Guidelines for Seismic Design of Buried Pipelines, Provisions with Commentary and Explanatory Examples, ISBN: 8190419072, 2007

[33] Merkblatt SIA 2018, Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2004

[34] Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG): Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude, Konzept und Richtlinien für Stufen 1-3, Biel (Schweiz), September 2003

[35] Gesetz zum Schutz vor schädlichen Umwelteinwirkungen durch Luftverunreinigungen, Geräusche, Erschütterungen und ähnliche Vorgänge (Bundes-Immissionsschutzgesetz – BImSchG) in der Fassung der Bekanntmachung vom 26. September 2002 (BGBI. I S. 3830), zuletzt geändert durch Artikel 8 des Gesetzes vom 08. November 2011 (BGBL. I S. 2178)

[36] Zwölfte Verordnung zur Durchführung des Bundes-Immissionsschutzgesetzes (Störfall-Verordnung – 12. BImSchV) in der Fassung der Bekanntmachung vom 8. Juni 2005 (BGBl. I S. 1598), zuletzt geändert durch Artikel 5 Absatz 4 der Verordnung vom 26. November 2010 (BGBl. I S. 1643)

[37] CLP-Verordnung (EG) Nr. 1272/2008 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 16. Dezember 2008 über die Einstufung, Kennzeichnung und Verpackung von Stoffen und Gemischen.

[38] Assessment of the 1991 NEHRP Provisions for Nonstructural Components and Recommended Revisions, National Center for Earthquake Research, Technical Report NCEER-93-0003, 1993

[39] H. Bachmann: Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag, 1995, ISBN 3-7643-5190-X

[40] H. Bachmann, Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden, Richtlinien des Schweizerischen Bundesamtes für Wasser und Geologie, Bern

[41] A. Böge, Technische Mechanik, Vieweg Verlag, ISBN: 978-3834801159, 2006

[42] A.K. Chopra, Dynamics of Structures, 3rd ed., Prentice Hall, ISBN: 0-13-156174-X, 2007

[43] F.D. Fischer, Dynamic Fluid Effects in Liquid-Filled Flexible Cylindrical Shells under Dynamic Loading, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, p. 569-601, 1979

[44] V. Gioncu, F. M. Mazzolani, Ductility of Seismic Resistant Steel Structures, Spon Press, 2002, ISBN 0-419-22550-1

[45] J. Habenberger, Beitrag zur Berechnung von nachgiebig gelagerten Behältertragwerken unter seismischen Einwirkungen, Dissertation an der Bauhaus-Universität Weimar, 2001

[46] B. Holtschoppen, C. Butenweg, K. Meskouris, Erdbebensichere Auslegung von Industrieanlagen, D-A-Ch Mitteilungsblatt, Bauingenieur, Band 84, 2009

[47] B. Holtschoppen, Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen, Dissertation an der RWTH Aachen, 2009

[48] G.W. Housner, The dynamic behaviour of water tanks, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, p. 381-387, 1963

[49] W. Kuhlmann, Gesamtkonzept zur Ermittlung der seismischen Vulnerabilität von Bauwerken am Beispiel unterirdischer Rohrleitungen, Dissertation, RWTH Aachen, ISBN: 3-86130-755-3, 2004

[50] P. W. Meisel, Understanding the 2000 IBC Code (Architectural Components and Equipment Restraint), Vibration Isolation and Seismic Control Manufacturers Association (VISCMA), Wayne, PA 19087, 2002

[51] K. Meskouris, K.-G Hinzen,. C. Butenweg, M. Mistler: Bauwerke und Erdbeben – Grundlagen – Anwendung – Beispiele, 3. Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, 2011

[52] M. Mistler, Chr. Butenweg.: Verformungsbasierter seismischer Nachweis von Mauerwerksbauten mit der Kapazitätsspektrums-Methode, Mauerwerk, Nr. 6, 2005

[53] F. P. Müller, E. Keintzel: Erdbebensicherung von Hochbauten, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1978

[54] N. M. Newmark, E. Rosenblueth: Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1971, ISBN 013336206X

[55] T. Pauly, H. Bachmann, K. Moser, Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten, Birkhäuser Verlag, 1990, ISBN 3-7643-2352-3

[56] C. Petersen, H. Beutler, C. Braun, I. Mangering: Stahlbaukalender 2005, Sonderdruck: Erdbebenschutzsysteme für den Hoch- und Brückenbau

[57] M.P. Singh, L.M. Moreschi: Simplified methods for calculating seismic forces for non-structural components, Proceedings of Seminar on Seismic Design, Retrofit and Performance of Non-structural Components (ATC-29-1), Applied Technology Council, 1998

[58] U. Smoltczyk, Grundbau Taschenbuch, vierte Auflage Teil 1, Ernst & Sohn, ISBN: 3-433-01085-4, 1991

[59] J. P. Wolf: Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models, Prentice Hall, ISBN 0-13-010711-5, 1994

[60] Maurer & Söhne GmbH & Co. KG: MAURER Erdbebensicherung, Bauwerkschutzsysteme

ANHANG A

Erstbeurteilung der Erdbebensicherheit einer chemischen Anlage

Im folgenden Fragenkatalog sind wesentliche Leitfragen aufgelistet, anhand derer die Erdbebensicherheit einer Anlage der Chemischen Industrie im Rahmen einer Begehung abgeschätzt werden kann. Diese Leitfragen gliedern sich in die Kategorien I. Tragwerk, II. Nicht tragende Bauteile und Apparate, III. Rohrleitungen und IV. Lagerware und beziehen sich sowohl auf die grundsätzliche Konstruktion und Planung der Anlage und einzelner Details als auch auf den Zustand von Tragwerk, technischen Einbauten und deren Befestigungen.

Bei einer Begehung der Anlage sollen alle tragenden und nicht tragenden Komponenten vor dem Hintergrund der aufgelisteten Leitfragen bewertet werden. Hinweise und Anhaltspunkte zur optimalen konstruktiven Ausgestaltung finden sich im Abschnitt 4 der Erläuterungen des Leitfadens. Werden die einzelnen Leitfragen für alle Komponenten im Sinne der Erdbebensicherheit positiv bewertet, ist von einem ausreichenden Widerstand der Gesamtanlage gegen seismische Einwirkungen auszugehen. Zeigen sich jedoch Schwachstellen, sind die entsprechenden Details in dem beigefügten Formblatt aufzulisten, näher zu beschreiben und bezüglich des möglichen Schadensausmaßes sowie seiner Bedeutung für Mensch, Umwelt und die Funktionstüchtigkeit der Gesamtanlage zu bewerten (siehe folgenden Abschnitt „Bewertungsschema“).

Ziel der Evaluation ist es zum einen, kritische Details der Anlage zu lokalisieren und die Behebung der einzelnen Schwachpunkte anhand eines Detailindexes zu priorisieren. Zum anderen lässt sich mittels eines Anlagenindexes ein Gesamturteil zur Erdbebensicherheit der Anlage treffen, sowie durch den Indexvergleich mit anderen Anlagen eine Priorisierung der einzelnen Anlagen ermitteln.

Hinweis:

Die formulierten Leitfragen berücksichtigen lediglich Schwachpunkte typischer Anlagenkonstruktionen. Je nach Anlagentyp und –bauart können sich weitere kritische Details ergeben, die dann in analoger Weise zu berücksichtigen und aufzulisten sind.

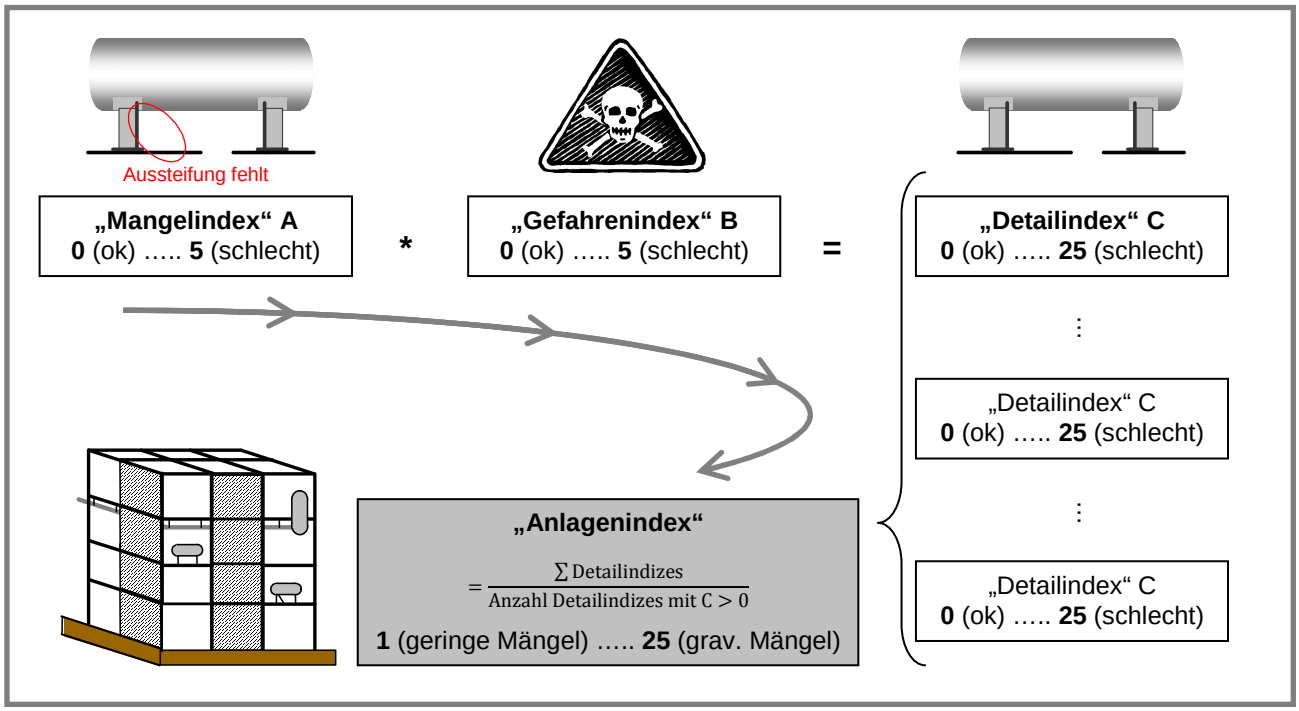
Der Gutachter muss demnach über entsprechende Fachkenntnis bei der Einschätzung und seismischen Bewertung von Konstruktionen und von Konstruktionsdefiziten verfügen.

Da die Vergabe der Bewertungszahlen (siehe Abschnitt „Bewertungsschema“) sowohl bezüglich der Einschätzung vorhandener Mängel als auch ihrer Bedeutung prinzipiell subjektiv ist, ist es sinnvoll, die Evaluation mehrerer Anlagen eines Unternehmens durch denselben Gutachter durchführen zu lassen, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten.

Bewertungsschema:

- Die Detail-Bewertung erfolgt getrennt für die Stärke der Beschädigung / des Mangels (Mangelindex A) und den davon ausgehenden Gefahren für die Gesamtanlage / Mensch / Umwelt (Gefahrenindex B). Der Grad der Gefährdung wächst mit dem Risikopotential des Stoffes (vgl. Tabelle 5.1 des Leitfadens), der Menge des Stoffes und seinem Ausbreitungsrisiko. Explosionsgefahr, hoher Druck, eine mit Luft vergleichbare Dichte und fehlender Raumabschluss oder fehlende Rückhalteeinrichtungen begünstigen die Ausbreitung.
- Es können Werte von 0 *(anstandslose Erfüllung der Anforderungen, keine gesteigerte Bedeutung für Mensch, Umwelt und Funktionstüchtigkeit der Anlage; keine Maßnahmen zur Mängelbehebung erforderlich)* bis 5 *(Bauteil nicht funktionsfähig oder nicht vorhanden, ein Versagen hätte schwerwiegende Folgen für Mensch, Umwelt und / oder die Funktionstüchtigkeit der Anlage; sofortige Maßnahmen sind erforderlich)* vergeben werden. Es sind nur ganze Zahlenschritte zulässig. Eine Auflistung der Details im Evaluationsbogen ist nur bei einer Bewertung zwischen 1 und 5 notwendig. Bei einer Bewertung von 0 liegt kein Mangel vor, zu Informationszwecken kann dieses Detail aber trotzdem aufgelistet werden.
- Durch Multiplikation der aufgelisteten Indizes A (Mangelindex) und B (Gefahrenindex) ergibt sich der Detailindex C, dessen Zahlenwert zwischen 0 und 25 liegt.
- Der Anlagenindex ergibt sich aus dem Mittel der Detailindizes, wobei nur diejenigen Details betrachtet werden, die einen Mangel aufzeigen (C>0). Der Anlagenindex liegt dementsprechend zwischen 1 und 25.
- Das Bewertungsschema ist auf der Folgeseite noch einmal grafisch verdeutlicht.
- Bezüglich der resultierenden Indizes ergeben sich folgende Prioritätenbereiche:

Prioritätenbereich I	**(grün): 1 - 4**	Probleme von untergeordneter Bedeutung
Prioritätenbereich II	**(gelb): 5 - 12**	deutliche Mängel, deren Behebung unumgänglich ist
Prioritätenbereich III	**(rot): 13 - 25**	gravierende Mängel; umgehend zu beseitigen



Erläuterungen zum Bewertungsschema

Formblatt: „Detailauflistung und –bewertung“:

Spalte 1: fortlaufende Nummer der Detailauflistung
Spalte 2: Bild des Details zur Veranschaulichung der Detailbeschreibung in Spalte 3
Spalte 3: Detailbeschreibung (Standort des Details, genaue Beschreibung des Problems, ggf. gehandhabte Stoffe und Erläuterung des Gefahrenpotentials)
Spalte 4: Bedeutungsbeiwert für die beschriebene Komponente (sofern erforderlich; kann für rechnerische Nachweise der Komponente benötigt werden)
Spalte 5: Mangelindex A: Werte von 0 bis 5
Spalte 6: Gefahrenindex B: Werte von 0 bis 5
Spalte 7: Detailindex C = A*B; Werte von 0 bis 25

Auf dem Deckblatt des Evaluationsbogens wird der Anlagenindex berechnet. Außerdem ist hier die Anzahl der geringen, deutlichen und gravierenden Mängel (Prioritätenbereich 1, 2 oder 3) zu vermerken.

ANMERKUNG: Eine durchschnittlich mäßig gefährdete Anlage (z.B. Anlagenindex 10) kann durchaus einzelne lokale schwerwiegende Mängel aufweisen, die schnellstmöglich zu beseitigen sind! Deshalb sollte der Index der Gesamtanlage entsprechend dem schwerwiegendsten Einzelmangels farblich hinterlegt werden, auch wenn der Anlagen-index insgesamt einem niedrigeren Prioritätenbereich zugeordnet wird.

Die Zusammenstellung der relevanten Daten zur Anlage auf dem Deckblatt erleichtert eine spätere Zuordnung des Evaluationsbogens.

Fragenkatalog (Leitfragen)

I. Tragwerk

1. Ist die Steifigkeitsverteilung in Auf- und Grundriss regelmäßig?
2. Ist die Massenverteilung in Auf- und Grundriss regelmäßig?
3. Entsprechen der gewählte Baustoff und der gewählte Konstruktionstyp prinzipiell den Anforderungen an die Widerstandsfähigkeit gegen seismische Lasten?
4. Sind die Aussteifungen sinnvoll und effektiv angeordnet?
5. Ist konstruktiv gewährleistet, dass sich Fließgelenke nicht in den Stützen sondern in den Riegeln ausbilden?
6. Sind Bewegungsfugen zwischen einzelnen Tragwerksbereichen vorgesehen und ausreichend dimensioniert?
7. Wurden bereits Veränderungen / Sanierungsmaßnahmen am Tragwerk vorgenommen? Beeinflussen diese die Lastabtragung, Duktilität und Erdbebensicherheit des Tragwerks im negativen Sinn?
8. Liegen Risse oder andere Schäden am Tragwerk vor?

II. Nicht tragende Bauteile und Apparate

1. Sind nicht tragende Bauteile (Tragwerksteile oder Apparate / technische Einbauten / sonstige schwere Gegenstände) ausreichend mit dem Tragwerk verbunden und gegen Kippen, Verrutschen oder Herabfallen gesichert?
2. Haben Behälter und Kolonnen mindestens 4 symmetrisch angeordnete Auflagerpunkte?
3. Sind die Unterkonstruktionen, Schraub- und Klemmverbindungen, Verankerungen und ggf. Verdübelungen ausreichend dimensioniert?
4. Befinden sich die Unterkonstruktionen und Verankerungen in einem einwandfreien Zustand bzgl. Beschädigungen, Korrosion, usw.?
5. Sind die Verankerungen für die Abtragung horizontaler Lasten ausgelegt (z.B. durch Berücksichtigung von Windlasten)?

III. Rohrleitungen

1. Besitzt das Rohrsystem eine ausreichende Verformungsfähigkeit? Sind Dehnungselemente in ausreichender Anzahl und verformbare Rohranschlüsse vorhanden?
2. Verläuft das Rohrsystem in ausreichendem Abstand von tragenden Teilen oder technischen Einbauten, um ein Aneinanderschlagen zu verhindern?
3. Sind die Rohrverbindungen ausreichend dimensioniert?
4. Bleiben die Rohrverbindungen auch bei hoher Beanspruchung dicht?
5. Sind die Rohrbefestigungen in ihrer Anzahl und Ausführung auch für die Aufnahme von Horizontallasten ausreichend dimensioniert?
6. Sind die Rohre vor äußeren Einwirkungen (z.B. herab fallenden oder umstürzenden Teilen, Feuer) geschützt?
7. Sind Rohrleitungsarmaturen aus zerbrechlichem Material spannungsfrei eingebaut?

IV. Lagerware

1. Sind Flaschen, Fässer, Gasflaschen, Kanister, Kisten, (gestapelte) Paletten u.ä. gegen Umkippen oder Herabfallen gesichert?
2. Sind empfindliche Lagerwaren vor herab fallenden Teilen geschützt?

Evaluationsbogen für die Erstbeurteilung der Erdbebensicherheit einer chemischen Anlage

Name der Anlage: _____

_____

Betreiber: _____

Standort: _____

Erdbebenzone: _____

Bau- / Untergrund: _____

Ggf. Bild / Grundriss der Anlage zur Wiedererkennung

Gehandhabte Stoffe: _____

Anlagenrisiko: _____ (globaler Bedeutungsfaktor gemäß VCI-Leitfaden „Erdbeben im Anlagenbau“ zur Bewertung des Anlagenrisikos; wird für rechnerische Nachweise der Gesamtanlage benötigt)

Anlagentyp: _____

(z.B. Mehrstöckiges Apparategerüst / Produktion / Tanklager / Silo / Stückgutlager / mehrstöckige Kolonne / Rohrleitungsbrücke / etc.)

Zusammenfassung der Bewertung (*)

Anzahl aller aufgelisteter Details	
Anzahl aufgelisteter Details mit Index C > 0	
Summe der Detailindizes (Σ Index C)	

► Index der Gesamtanlage $= \left(\frac{\sum Detailindizes}{Anzahl\ Detailindizes\ mit\ C>0}\right)$ (**)	Gesamtindex-Feld entsprechend gravierendstem Einzelmangel farblich hinterlegen.	
► Anzahl geringer Mängel (Prioritätenbereich I)	(1 ≤ Index C ≤ 4)	
► Anzahl deutlicher Mängel (Prioritätenbereich II)	(5 ≤ Index C ≤ 12)	
► Anzahl gravierender Mängel (Prioritätenbereich III) (**)	(13 ≤ Index C ≤ 25)	

(*) das Bewertungsschema richtet sich nach Anhang A der Erläuterungen zum VCI-Leitfaden „Erdbeben im Anlagenbau“
(**) gravierende Mängel sind umgehend zu beseitigen!

Name der Gutachter: _____

Weitere Teilnehmer der Begutachtung: _____

Datum der Begutachtung: _____

Lfd. Nr.	Bild (Foto, Skizze, Planausschnitt, o.ä.)	Detailbeschreibung (Standort, Problembeschreibung, gehandhabte Stoffe, etc.)	Bed.-Beiwert (Leitf. 5.3)	Index A (Mangel)	Index B (Gefahr)	Index C (Priorität C=A*B)
					Übertrag:	
					Summe der Detailindizes:	

Datum Unterschrift Gutachter