

ERLÄUTERUNGEN ZUM LEITFADEN

DER LASTFALL ERDBEBEN IM ANLAGENBAU

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

März 2022 – Rev. 03/23

An der aktuellen Version des Leitfadens und den dazu gehörigen Erläuterungen haben mitgearbeitet:

- ◆ F. Bode BASF SE
- ◆ C. Butenweg Center for Wind and Earthquake Engineering, RWTH Aachen
- ◆ S. Ewert Bayer AG
- ◆ T. Höchst Verband der Chemischen Industrie e.V.
- ◆ B. Holtschoppen SDA-engineering GmbH
- ◆ G. Kniess BASF SE
- ◆ C. Welker Evonik Operations GmbH
- ◆ R. Zeller Evonik Operations GmbH

Ansprechpartner:

Dipl.-Ing. Thilo Höchst

Bereichsleiter Umweltschutz, Anlagensicherheit, Verkehr
Abteilung Wissenschaft, Technik und Umwelt
T +49 (69) 2556-1507 | E hoechst@vci.de

Verband der Chemischen Industrie e.V. – VCI

Mainzer Landstraße 55
60329 Frankfurt

www.vci.de | www.ihre-chemie.de | www.chemiehoch3.de

[LinkedIn](#) | [Twitter](#) | [YouTube](#) | [Facebook](#)

- ◆ Registernummer des EU-Transparenzregisters: 15423437054-40
- ◆ Der VCI ist in der „öffentlichen Liste über die Registrierung von Verbänden und deren Vertretern“ des Deutschen Bundestags registriert.

Der VCI vertritt die wirtschaftspolitischen Interessen von über 1.700 deutschen Chemie- und Pharmaunternehmen sowie deutschen Tochterunternehmen ausländischer Konzerne gegenüber Politik, Behörden, anderen Bereichen der Wirtschaft, der Wissenschaft und den Medien. 2021 setzte die Branche rund 220 Milliarden Euro um und beschäftigte über 466.000 Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter.

Übersicht über die wesentlichen Änderungen zu den Erläuterungen zum Leitfaden 2012

- 1) Einarbeitung der Neuerungen aus dem 2021 aktualisierten Nationalen Anwendungsdokument zu Eurocode 8 Teil 1 (DIN EN 1998-1/NA:2021) bzgl. der Beschreibung der Erdbebeneinwirkung; insbesondere:
 - Abschnitt 5.1: Zonenfreie Darstellung der Erdbebeneinwirkung; Plateauwert des Antwortspektrums $S_{aP,R}$ als Eingangswert zur Berechnung d. Antwortspektrums (bisher: a_{gR})
 - Abschnitt 5.2: Bodenparameter S abhängig vom Untergrundverhältnis am Standort und von der Höhe der Spektralbeschleunigung im Plateaubereich $S_{aP,R}$
 - Absatz 5.3(1): Wegfall der Umrechnungsbeziehung zwischen Bedeutungsbeiwert und Wiederkehrperiode
 - Absatz 5.4(2): Beschreibung der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung
- 2) Abschnitte 1(4) u. 5.1(2): Hinweis, dass auch in Gebieten sehr geringer Seismizität ein Nachweis der Erdbebensicherheit erforderlich sein kann
- 3) Abschnitt 3: Erweiterung der Begriffsdefinitionen um den Begriff „Einbauten“
- 4) Abschnitte 4 und 7.2: Hinweise zur Auslegung von Verankerungen
- 5) Abschnitt 4.c: Ergänzung der Hinweise zu Entwurf und konstruktiver Auslegung durch weitere bildliche Erläuterungen
- 6) Abschnitt 6.1.b: Hinweis zu Dämpfungswerten und Verhaltensbeiwerten für Silos und Tankbauwerke
- 7) Abschnitt 6.2: Ausführlichere Erläuterungen zu nichtlinear-statischen Berechnungsverfahren
- 8) Abschnitt 6.4: Ausführlichere Erläuterungen zur Einbautenformel
- 9) Absatz 7.2(1): Nachweis der Funktionsfähigkeit sicherheitsrelevanter Elemente im Grenzzustand der Tragfähigkeit
- 10) Absatz 10(5): Festlegung der Erdbebeneinwirkung für Anlagen mit geringer Restbetriebszeit
- 11) Absatz 10(6): Hinweis auf mögliche nichtlinear-statische Berechnungsverfahren für die Beurteilung bestehender Anlagen
- 12) Gesamtes Dokument: Redaktionelle Änderungen und Ergänzungen

Änderungen in der Revision von März 2023:

- 1) Abschnitt 5.2: Referenz auf DIN EN 1998-1/N1/A1:2023
- 2) Gesamtes Dokument: Redaktionelle Änderungen und Ergänzungen

Inhaltsverzeichnis

DER LASTFALL ERDBEBEN IM ANLAGENBAU	1
Übersicht über die wesentlichen Änderungen zu den Erläuterungen zum Leitfaden 2012	3
Vorbemerkung:	5
1. Anwendungsbereich	5
2. Normative Verweisungen	6
3. Begriffe	6
4. Entwurf und konstruktive Auslegung	6
4.a Tragstrukturen von Anlagen	6
4.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen	14
4.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen im Tragwerk	15
5. Erdbebeneinwirkung	23
5.1 Seismische Einwirkung am Bauwerksstandort	23
5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund	27
5.3 Bedeutungsbeiwerte	27
5.4 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung	29
5.5 Kombinationen der Einwirkung mit anderen Einwirkungen	33
6. Tragwerksberechnung	36
6.1 Modellabbildung	36
6.1.a Tragstrukturen von Anlagen	36
6.1.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen	40
6.1.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen	41
6.2 Berechnungsverfahren	42
6.3 Berechnung der Verformungen	49
6.4 Nicht tragende Einbauten	49
7. Sicherheitsnachweise	63
7.1 Allgemeines	63
7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit	64
7.2.a Tragstrukturen von Anlagen	64
7.2.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen	66
7.2.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen	65
7.3 Nachweis der Schadensbegrenzung	66
7.3.a Tragstrukturen von Anlagen	67
7.3.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen	68
7.3.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen	68
8. Besondere Regeln	68
9. Erdbebenschutzsysteme	69
10. Beurteilung bestehender Anlagen	76
10.1 Zustandserfassung	77
10.2 Ertüchtigung	78
11. Literaturangaben	80
Anhang A	85

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

Zu (1), (2) und (3) Allgemeines zum Anwendungsbereich

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (4) Anwendung des Leitfadens in Gebieten sehr geringer Seismizität

Als Fälle sehr geringer Seismizität gelten gemäß DIN EN 1998-1/NA D:2021 [28] NDP zu 3.2.1(5) solche, bei denen das Produkt $a_g \cdot S$ nicht größer als $0,5 \text{ m/s}^2$ ist, also $\frac{S_{aP,R}}{2,5} \cdot \gamma_I \cdot S \leq 0,5 \text{ m/s}^2$.

Dieses pauschale Kriterium ist im Anlagenbau nicht dazu geeignet, zu entscheiden, ob eine Struktur gegen Erdbebeneinwirkungen nachgewiesen werden muss, denn bei Bauwerkskonfigurationen mit ungünstigen Massenverteilungen, Bauwerken mit kleiner Windangriffsfläche aber großer Masse oder bei Strukturen, die nicht für Horizontallasten ausgelegt sind (z. B. Einbauten innerhalb von Gebäuden) können auch bei sehr geringen Bodenbeschleunigungen hohe Erdbebenkräfte entstehen.

Deshalb ist in Anlehnung an Anmerkung 1 zu DIN EN 1998-1/NA D:2021 [28] NDP zu 3.2.1(5) grundsätzlich zu prüfen, ob die Beanspruchungen infolge Erdbeben gegenüber den Beanspruchungen aus Windeinwirkung maßgebend werden. Dies kann zunächst überschlägig über den Vergleich des Fundamentschubs aus $F_b = m_{ges} \cdot (S_{aP,R} \cdot \gamma_I \cdot S)$ bzw.

$F_W = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$ [12], [13] erfolgen. Dadurch kann ein Nachweis der Standsicherheit auch erforderlich werden, wenn an einem Standort mit sehr geringer Referenz-Bodenbeschleunigung (vgl. ehemals Erdbebenzone 0) Stoffe mit einem hohen Risikopotential gehandhabt werden und deshalb ein hoher Bedeutungsbeiwert anzuwenden ist (vgl. Abschnitt 5.3).

Sind die Erdbebenkräfte kleiner als die Windkräfte, wird aus Vorsorgegründen dennoch mindestens die Anwendung des Abschnitts 4 dieses Leitfadens (Entwurf und konstruktive Auslegung) empfohlen.

2. Normative Verweisungen

Die in Absatz 2 (1) des Leitfadens explizit angegebenen Dokumente sind solche, auf die sich der Leitfaden direkt oder indirekt bezieht. Darüber hinaus können grundsätzlich auch weitere Normen und Richtlinien Hinweise zur (seismischen) Auslegung von Anlagen und insbesondere spezifischen Einbauten der Chemischen Industrie oder verwandter Industrien enthalten (z. B. DIN EN 13480, DIN EN 13445, u.a. – siehe auch Referenzliste am Ende dieser Erläuterungen in Abschnitt 11).

3. Begriffe

In Anlagen der (chemischen) Industrie findet sich in der Regel eine Vielzahl von **Einbauten** im Sinne des Leitfadens. Derartige Einbauten unterscheiden sich mitunter wesentlich in Form, Größe, Masse, Lagerungsart, dynamischem Verhalten, Funktion, Bedeutung u.a. Ihnen ist aber gemein, dass sie lediglich sich selbst und ggf. ihren Inhalt tragen und deswegen bzgl. der Gebäudestruktur als nichttragend bezeichnet werden. Häufig kann ihr Versagen im Erdbebenfall z.B. aufgrund ihrer Funktion, der dort gehandhabten Stoffe oder ihrer Position im Tragwerk eine Gefahr für Menschen, Umwelt oder die Gewährleistung sicherheitsrelevanter Funktionen darstellen.

Aufgrund der Individualität jeder Anlage, kann eine Liste möglicher **Einbauten** nicht vollständig sein, als Beispiele zur Verdeutlichung seien aber genannt: (Druck-) Behälter, Aggregate, Apparate, Pumpen, Motoren, (kleinere) Wärmetauscher, Schaltschränke, Rohrleitungen, Lüftungskanäle, Kabelkanäle, abgehängte Deckenelemente, und zahlreiche mehr.

4. Entwurf und konstruktive Auslegung

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 (Abbildung 4.1). Dynamisch unabhängige Tragwerksteile und aufgegliederte Grundrissbereiche sind durch Fugen voneinander zu trennen. Aufgelöste Grundrisse mit einspringenden Ecken sollten ebenso vermieden werden 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.

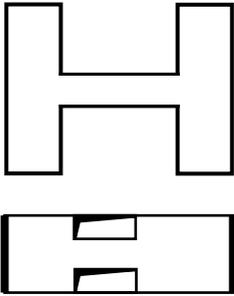
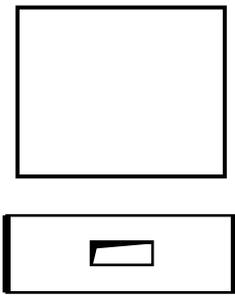
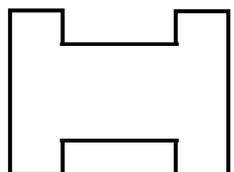
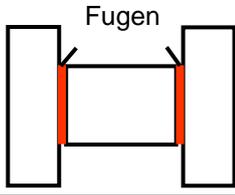
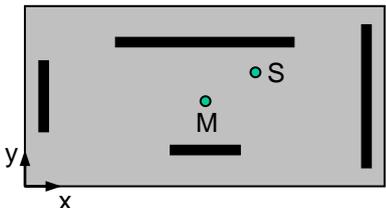
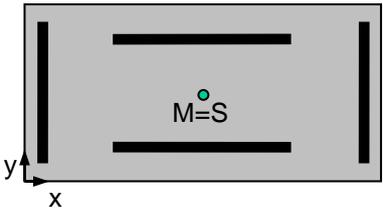
Grundrissformen	<i>Ungünstig</i>	<i>Günstig</i>
Kompakte Grundrissformen wählen Aussparungen in Deckenscheiben sinnvoll anordnen		
Fugen Tragwerksbereiche durch Fugen trennen		
Exzentrizitäten Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt nahe beieinander positionieren		

Abbildung 4.1: Regelmäßigkeit im Grundriss

In DIN EN 1998-1 [27] Absatz 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, und die Zusammenhänge im Weiteren näher erläutert.

$$\begin{aligned} e_{0x} &\leq 0,3 \cdot r_x & \text{und} & & r_x &\geq l_s & \text{bzw.} & & (4.1) \\ e_{0y} &\leq 0,3 \cdot r_y & \text{und} & & r_y &\geq l_s \end{aligned}$$

- mit
- $e_{0x(y)}$ = Abstand zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenmittelpunkt des betrachteten Geschosses in x- bzw. y-Richtung (jeweils \perp 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)

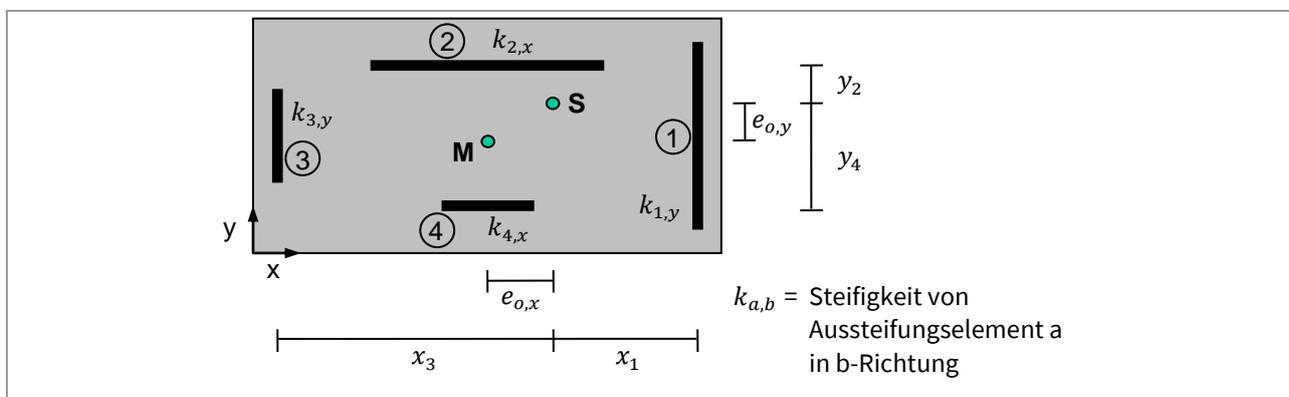


Abbildung 4.2: Begrifflichkeiten zur Bewertung der Regelmäßigkeit im Grundriss

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.

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

- mit
- r_y^2 = Torsionsradius des betrachteten Geschosses f. d. 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 senkrecht \perp 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 [70])

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 $L \times B$ mit gleichmäßiger Masseverteilung gilt:

$$l_s = \sqrt{\frac{L^2 + B^2}{12}} \quad (4.3)$$

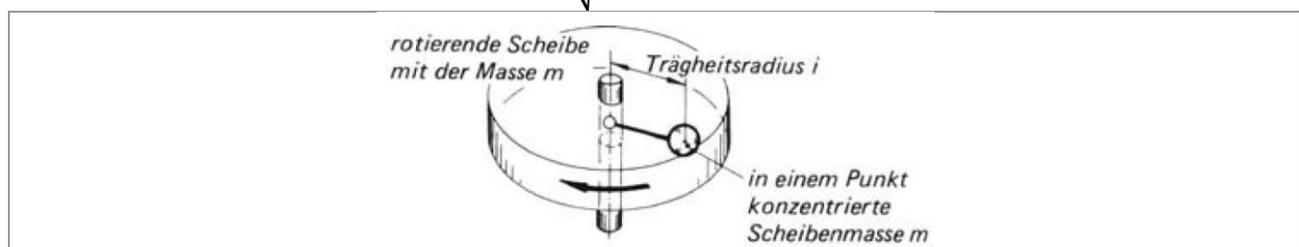


Abbildung 4.3: Bildliche Erläuterung des Trägheitsradius [56]

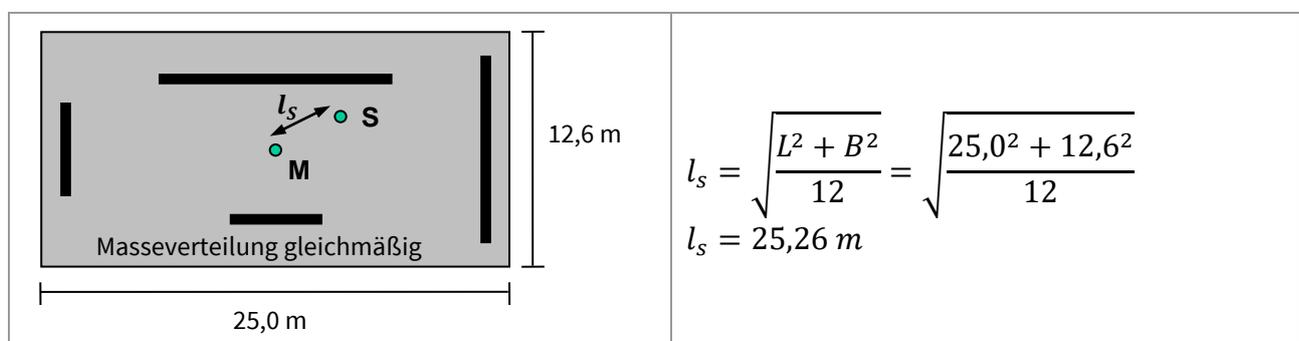


Abbildung 4.4: Beispiel zum Trägheitsradius bei rechteckigem Grundriss

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 sollte daher Ziel der verfahrenstechnischen Planung sein, große (Einzel-) Lasten aus Einbauten nach Möglichkeit in den unteren Ebenen des Tragwerks zu platzieren.

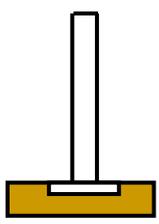
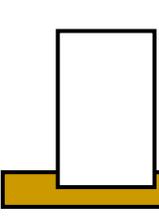
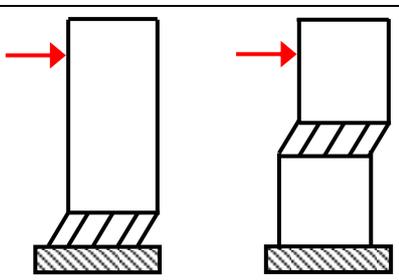
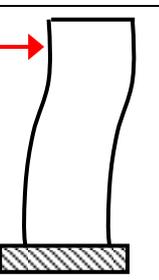
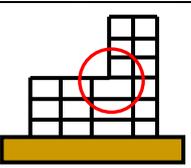
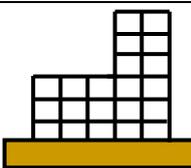
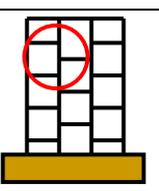
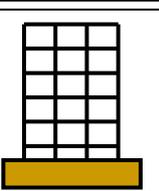
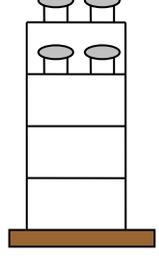
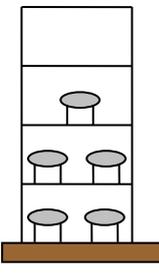
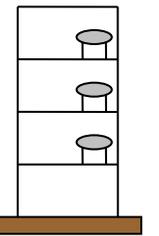
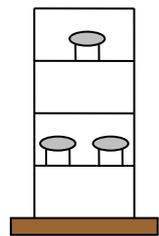
Steifigkeitsverteilung	<i>Ungünstig</i>	<i>Günstig</i>
Kompakte Aufrisse bevorzugen		
Weiche Geschosse vermeiden		
Steifigkeitsverteilung	<i>Ungünstig</i>	<i>Günstig</i>
Versatz von Stützen vermeiden		
Versatz von Geschossdecken vermeiden		
Massenverteilung		
Große Massen möglichst in geringen Höhen anordnen		
Große Massen möglichst 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.

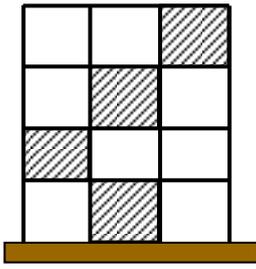
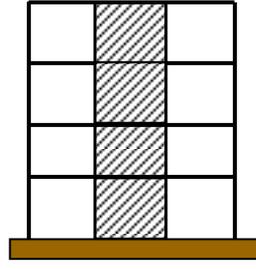
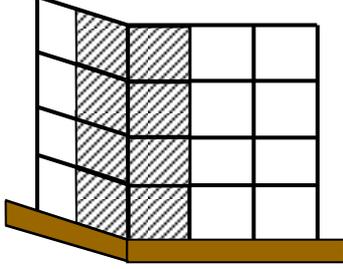
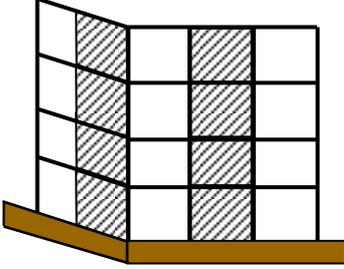
Aussteifungssysteme	<i>Ungünstig</i>	<i>Günstig</i>
Vertikal durchlaufende Aussteifungsverbände		
Vermeidung von Eckverbänden		

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 Bemessungserdbebenwirkung 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 [27] 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.

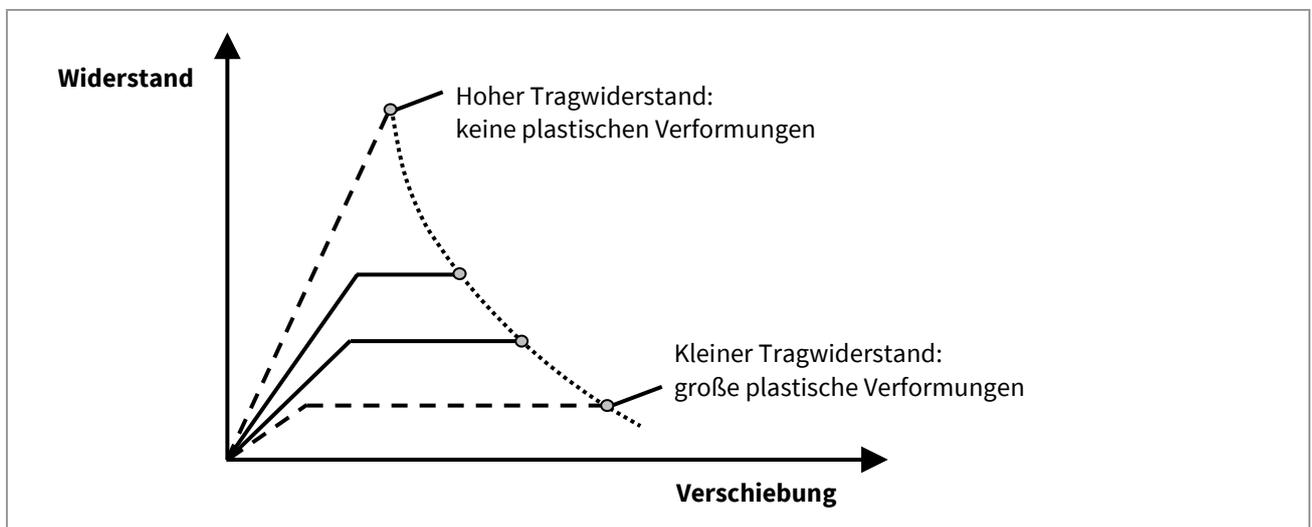


Abbildung 4.7: Konzepte zur wirtschaftlichen Tragwerksbemessung

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 kombiniert mit Plattengründung) innerhalb eines Bauwerks sollten vermieden werden (vgl. DIN EN 1998-5 [34], Absatz 5.2 (1)P). Gemischte Gründungssysteme sind jedoch zulässig bei dynamisch unabhängigen Bauwerksteilen. Weitere Regeln für den konzeptionellen Entwurf von Gründungen können DIN EN 1998-5 [34], Abschnitt 5.1 und Absatz 5.2 (2)P entnommen werden.

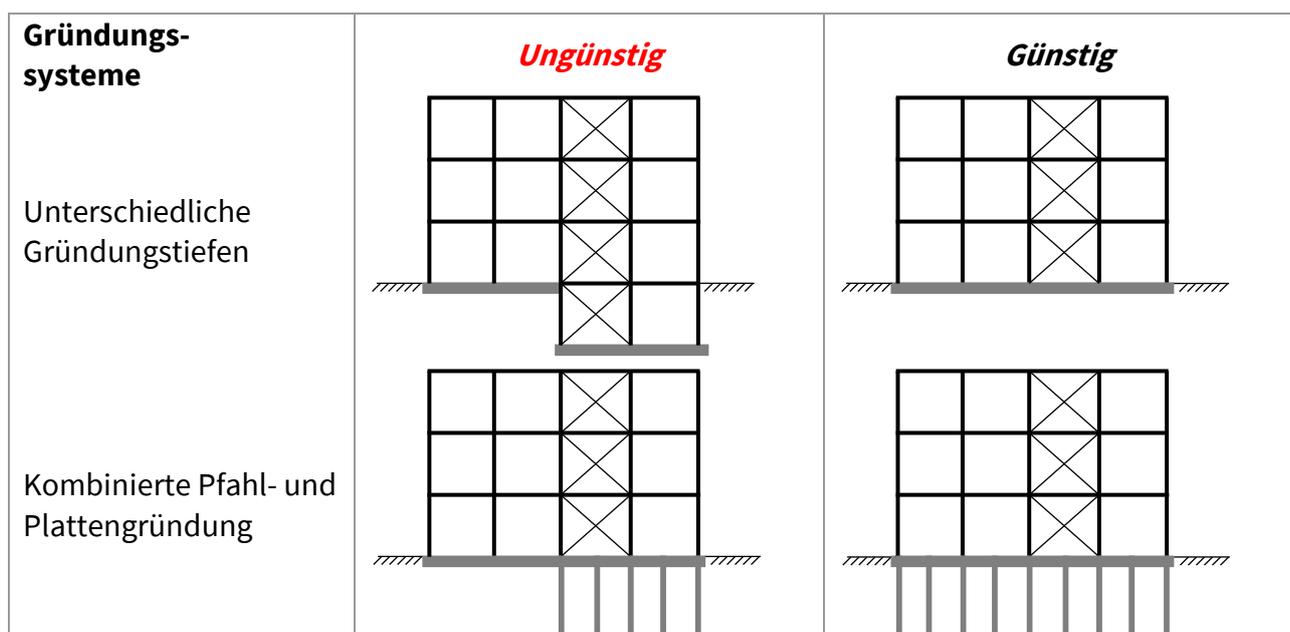


Abbildung 4.8: Gründungssysteme

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 „elephant foot buckling“ bezeichnet wird. Bei der Bemessung der Mantelschale ist diese Versagensform bzw. diese Einwirkungskombination zu berücksichtigen. Bei Schalen mit nach oben abnehmender Wandstärke kann es notwendig sein, einen entsprechenden Nachweis nicht nur im direkten Fußbereich, sondern auch an einem Schusswechsel zu führen. Zur Verminderung der Beuleffekte wird empfohlen eine gleichmäßige Verankerung über den gesamten Schalenumfang vorzusehen. Bei unverankerten Konstruktionen kann es durch Abheben und/oder Gleiten zu Schäden an Verbindungsstellen und Anschlussleitungen kommen.

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, soweit verfahrenstechnisch möglich, 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 keine zusätzlichen Torsionsschwingungen durch Massenexzentrizitäten zu aktivieren.

Zu (3) Auslegung von Verankerungen

Während Unterkonstruktionen und Aufständungen von Komponenten einen Teil der vom Erdbeben eingetragenen Energie z. B. durch plastische Verformungen dissipieren dürfen, sollten die Verbindungsmittel zum Fundament oder Tragwerk bzw. die Verankerungen so ausgelegt werden, dass sie sich – auch unter Berücksichtigung möglicher Überfestigkeiten in der verankerten Komponente – im Erdbebenfall linear-elastisch (nicht-dissipativ) verhalten (siehe auch DIN EN 1992-4 [16] Absatz 9.2 (3) b) und Absatz C.3 (2)). Zum rechnerischen Umgang mit dieser Forderung siehe Erläuterungen zu Absatz 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 Lasten sicher an das Tragwerk übertragen werden können. Bei den meisten Einbauten sind insbesondere die horizontalen seismischen Einwirkungen kritisch, weil die Komponenten im statischen Fall für die vertikale Erdbeschleunigung, nicht aber für horizontale Lasten ausgelegt sind. Es können aber je nach Konstruktion und Befestigung auch vertikale seismische Einwirkungen einen maßgeblichen Einfluss haben (z. B. bei kragarmartiger Befestigung der Komponente an einer Wand). Durch die Einhaltung einfacher Konstruktionsregeln für die Aufstellung und die Verankerung nicht tragender Einbauten können mit geringem Aufwand typische Erdbeschäden vermieden werden.

Mit zunehmender Höhe über Grund nehmen die Beschleunigungen im Tragwerk infolge einer seismischen Bodenbewegung im Allgemeinen zu. Dementsprechend sind höher gelegene Komponenten im Allgemeinen oft größeren Erdbebenkräften ausgesetzt als solche in unteren Anlagenbereichen. Stark außermittig platzierte Komponenten können durch Torsionsschwingungen des Bauwerks größeren Erdbebenkräften ausgesetzt sein als mittig oder symmetrisch im Tragwerk angeordnete Einbauten.

Einbauten mit großer Masse im Vergleich zur Tragwerksmasse können das globale Schwingverhalten ungünstig beeinflussen und sollten daher, soweit verfahrenstechnisch möglich, in geringerer Höhe und mittig oder symmetrisch im Tragwerk angeordnet 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 Lagesicherung zu empfehlen (Abbildung 4.9).

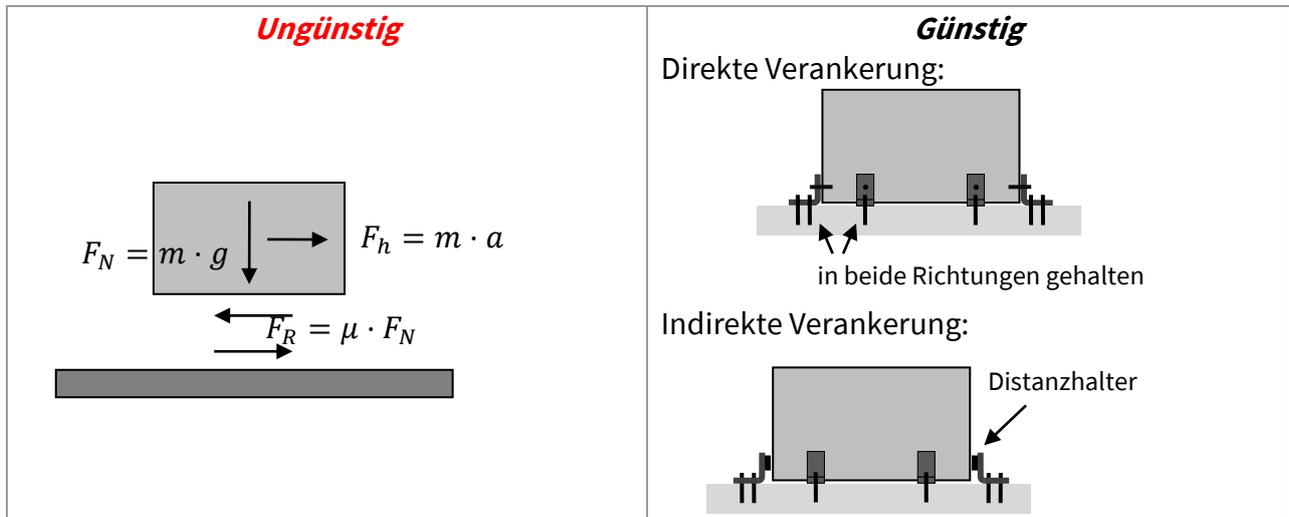
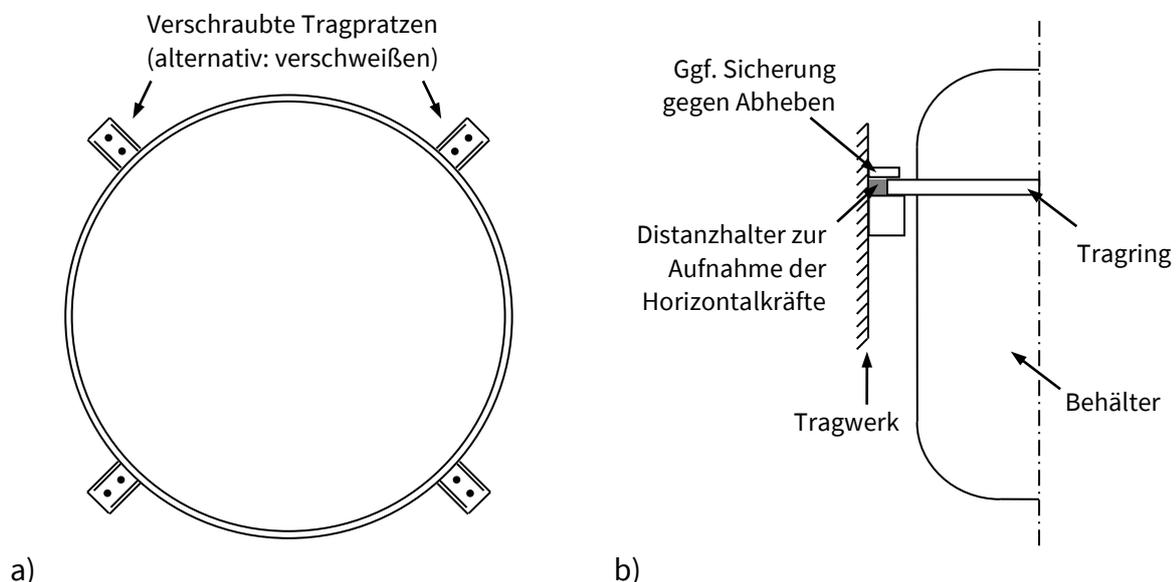


Abbildung 4.9: Verankerung von aufliegenden Komponenten

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 4.10). Im Übrigen erfolgt die fachgerechte Verankerung nach den einschlägigen Regelwerken.



a) **Abbildung 4.10: 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 4.11), 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 [44]. Dies gilt nicht nur für umstürzende Apparate oder Behälter, sondern auch für architektonische nicht tragende Bauteile (Fassadenteile, Attiken, Innen- und Außenwände).

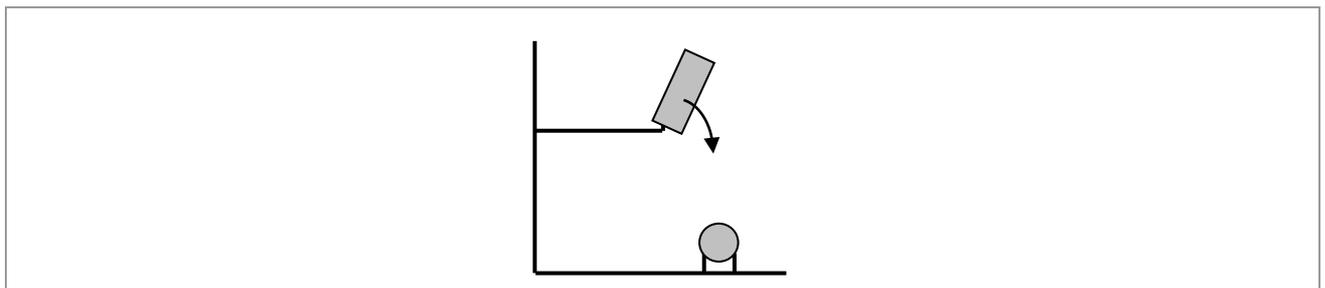


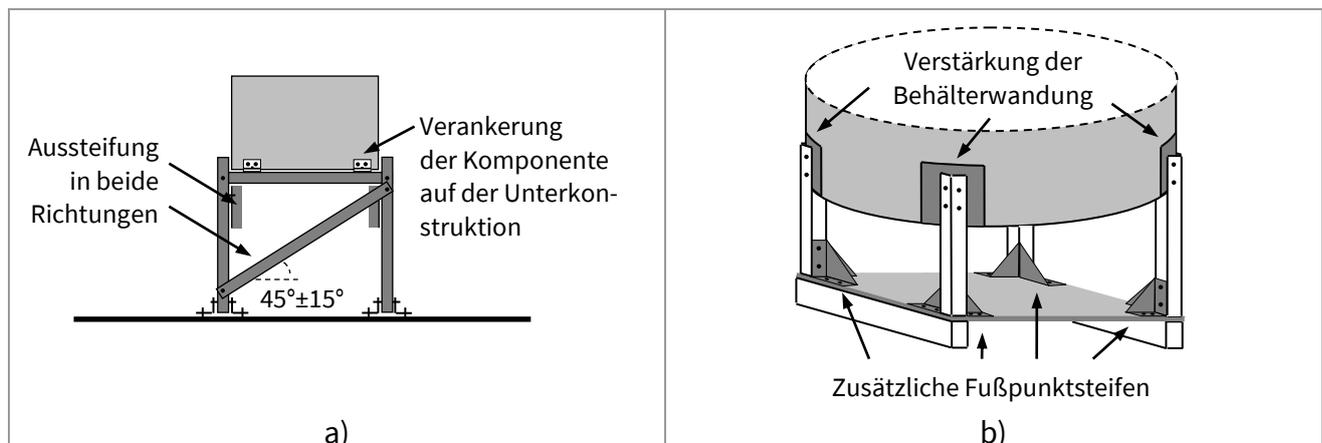
Abbildung 4.11: Umstürzen und Herabfallen von Einbauten

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).

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 $45^\circ \pm 15^\circ$ zur Vertikalen angebracht werden (Abbildung 4.12 a). Biegesteife Fußpunkte der Stützen können durch Steifen verstärkt werden (Abbildung 4.12 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 4.12 b).

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.



**Abbildung 4.12: a) Diagonalaussteifung aufgeständerter Komponenten
b) Verstärkung von Stützen-Fußpunkten aufgeständerter Komponenten**

Bei liegenden Behältern ist auf eine Aussteifung der Unterkonstruktion sowohl in Behälterlängs- als auch in Behälterquerrichtung zu achten. Je nach Sattelform und Stärke der maßgebenden Erdbebeneinwirkung sind ggf. zusätzliche Maßnahmen zur Aussteifung zu treffen. Liegende Behälter in Sattelschalen mit temperaturbedingtem Bewegungsspiel müssen gegen Verrutschen in den Sattelschalen gesichert werden (Abbildung 4.13).

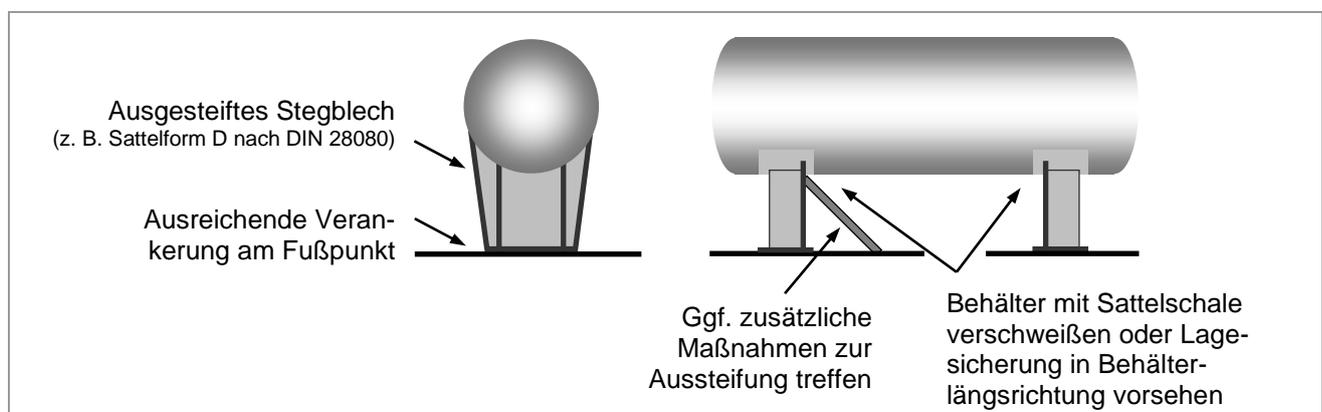


Abbildung 4.13: Liegender Behälter; Aussteifung in Behälterlängs- und -querrichtung

Grundsätzlich ist bei der Verankerung von Behältern, die nach AD 2000-Merkblätter ([2]-[7]) ausgelegt werden, darauf zu achten, dass die Verankerung den dort zugrunde gelegten Randbedingungen entspricht. Bei Behältern auf (Rohr-) Füßen ist beispielsweise durch entsprechende Anordnung der Anker eine Einspannung im Boden sicherzustellen (Abbildung 4.14).

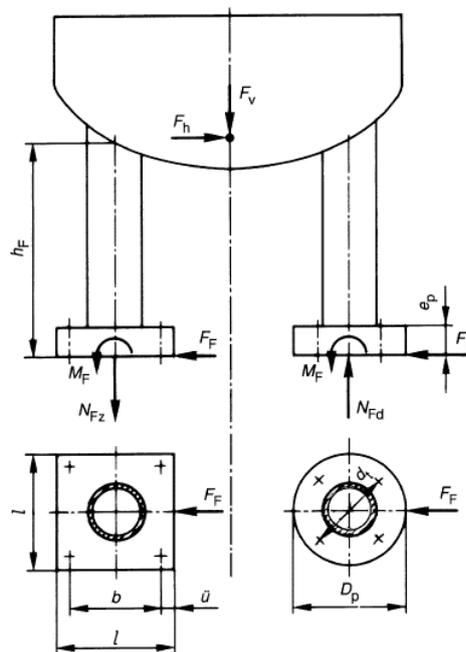


Abbildung 4.14: Fußpunktausbildung bei stehenden Behältern auf (Rohr-) Füßen nach AD 2000 S3-3

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 4.15 und Abbildung 4.16 zeigen günstige Konstruktionen und Anordnungen von hängenden Komponenten.

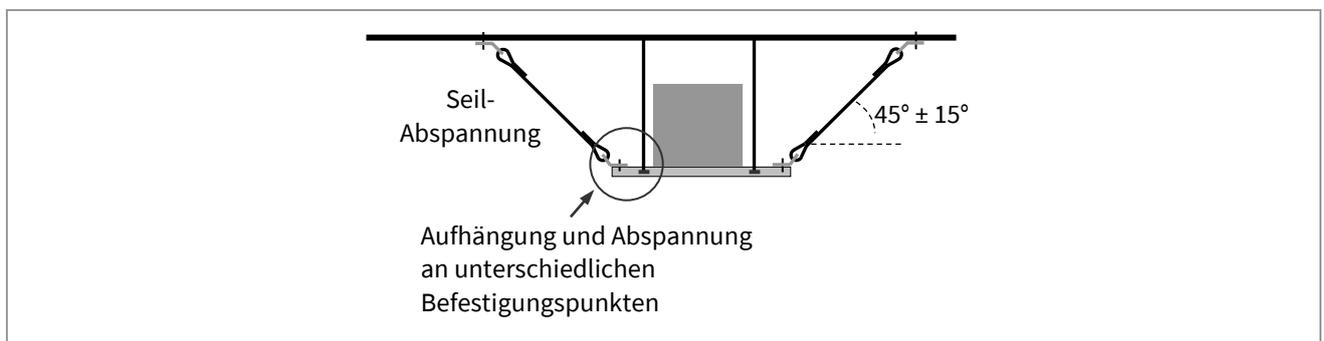


Abbildung 4.15: Aussteifung von hängenden Einzelkomponenten

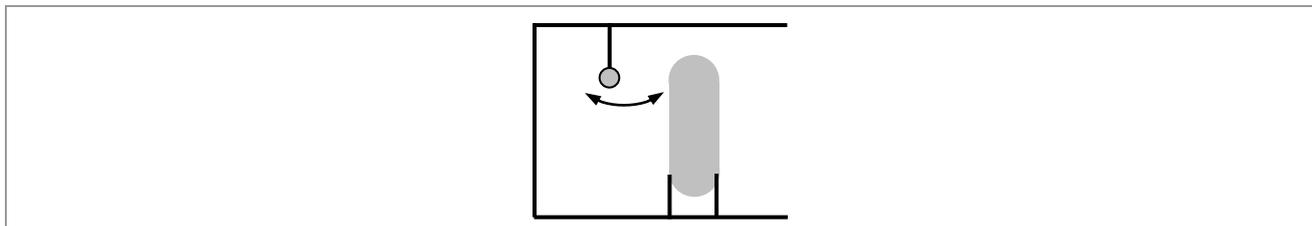


Abbildung 4.16: Abstand zu benachbarten Einbauten

Rohrleitungen und (Kabel-) Kanäle

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

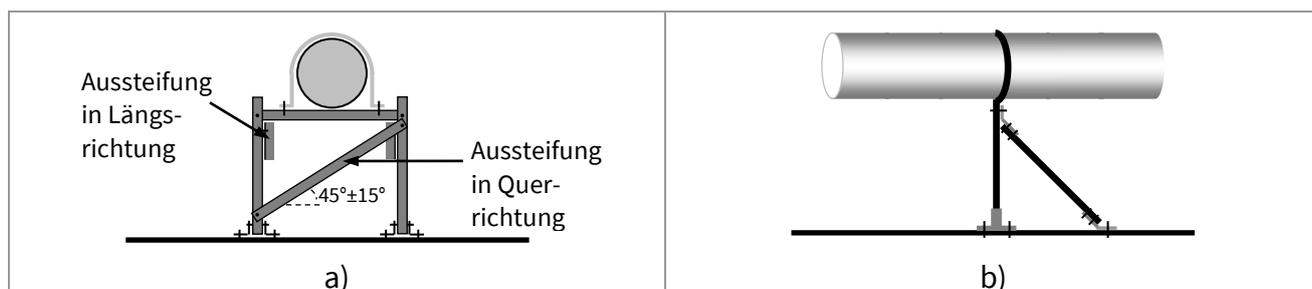


Abbildung 4.17: Anordnung von Aussteifungen a) in Querrichtung und b) in Längsrichtung bei aufgeständerten Rohrleitungen und (Kabel-) Kanälen

Die Aussteifungen sollten in einem Winkel von $45^\circ \pm 15^\circ$ zur Vertikalen angebracht werden [42] (Abbildung 4.17 a). Dazu können Stahlprofile verwendet werden, wobei eine einseitige Aussteifung ausreichend ist (Abbildung 4.17 b). Die Wahl des Aussteifungssystems liegt prinzipiell beim planenden Ingenieur, muss aber für jeden Leitungsabschnitt in sich konsistent getroffen werden. Abbildung 4.18 a zeigt eine sinnvolle Aussteifung für abgehängte Rohrleitungen und Abbildung 4.18 b ein Ausführungsbeispiel für einen Leitungskanal.

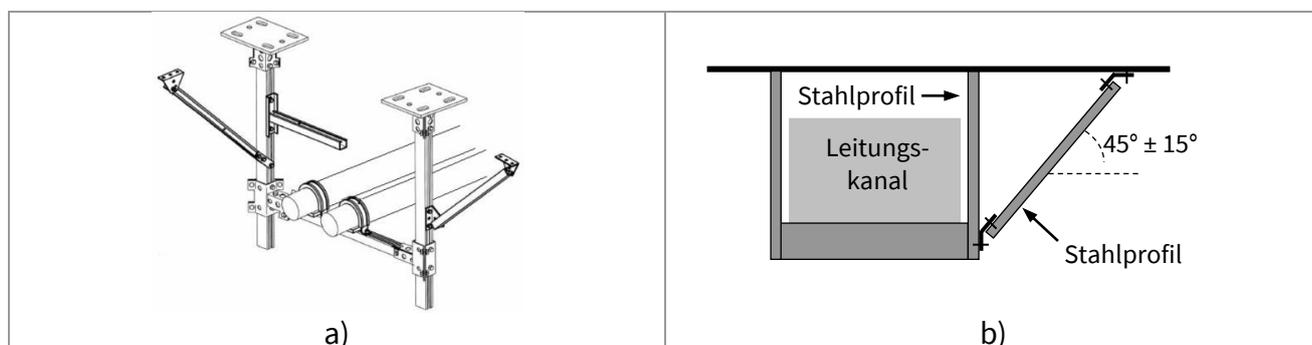


Abbildung 4.18: Anordnung von Aussteifungen bei abgehängten Rohrleitungen

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 4.19). 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.

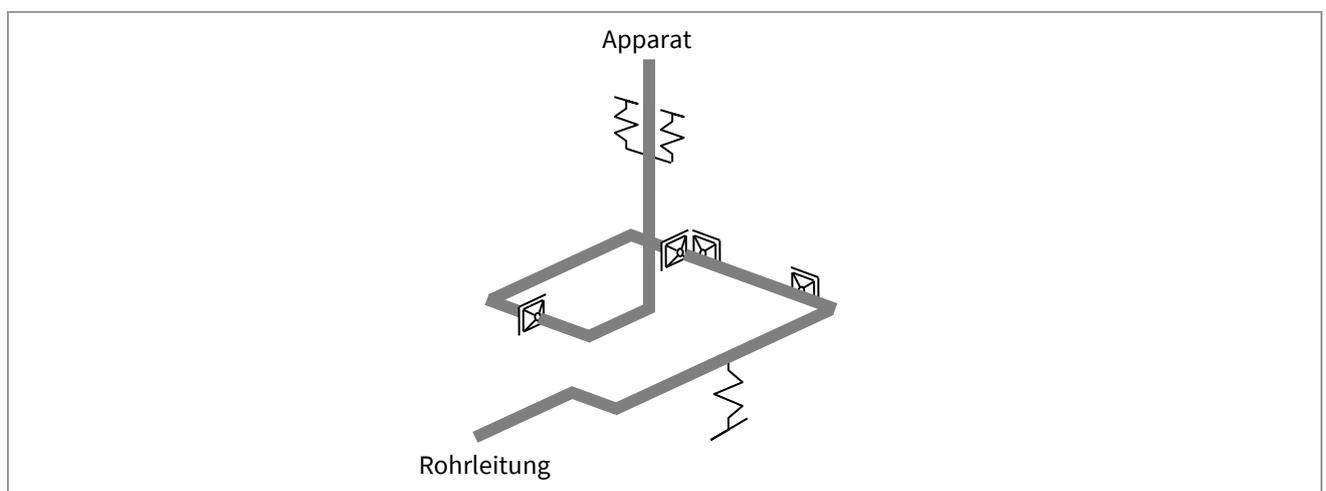


Abbildung 4.19: Flexible Anschlüsse von Rohrleitungen an Komponenten

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. Die Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton regelt die DIN EN 1992-4 [16].

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. Die erforderlichen Nachweise für Anschlüsse im Stahlbau sind in DIN EN 1993-1-8 [18] hinterlegt.

Plastische Verformungen sollten sich ausschließlich in der Unterkonstruktion / Aufständigung des nicht tragenden Bauteils, nicht aber in den Verbindungsmitteln ausbilden (siehe auch Erläuterungen zu Absatz 4.b (3)). Das bedeutet, dass bei der Auslegung von Verankerungen die maßgebenden Einwirkungen auf die Verankerung mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1,0$ ermittelt werden (siehe auch DIN EN 1992-4 [16] Anhang C.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, oder die Klemmverbindung durch geeignete Maßnahmen gegen Lösen zu sichern.

Grundsätzlich sind immer die Herstellerangaben zu Verankerungs- und Befestigungssystemen 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 [54]):

- Während Rahmen ein relativ weiches und eher duktileres 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 4.20), 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 (Abbildung 4.21).

Konstruktive und rechnerische Hinweise zum Umgang mit Ausfachungsmauerwerk finden sich in DIN EN 1998-1 [27] Abschnitte 4.3.6, 5.9, und 6.10.3.

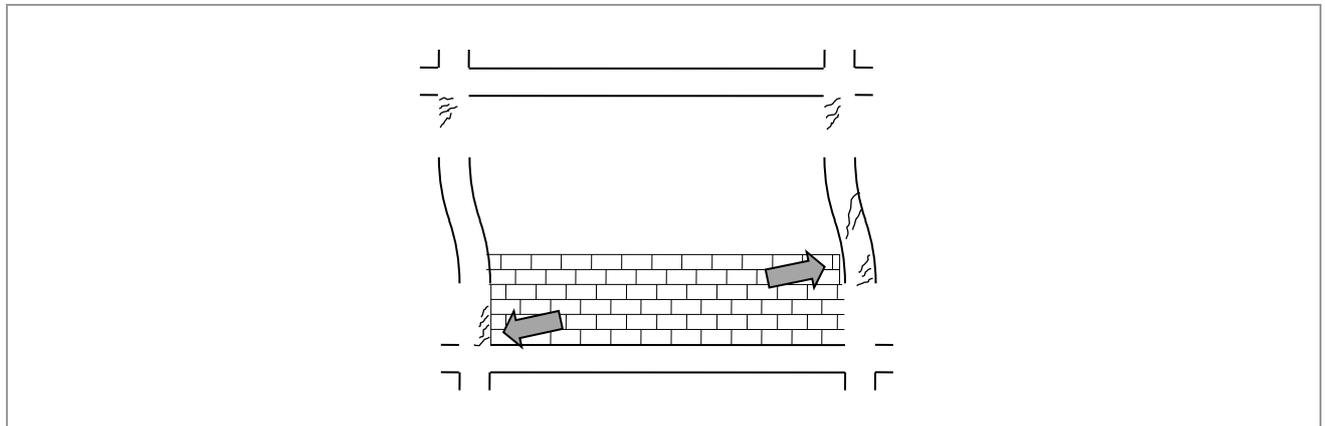


Abbildung 4.20: Zusatzbelastung des Rahmens durch Teilausfachungen (nach [54])

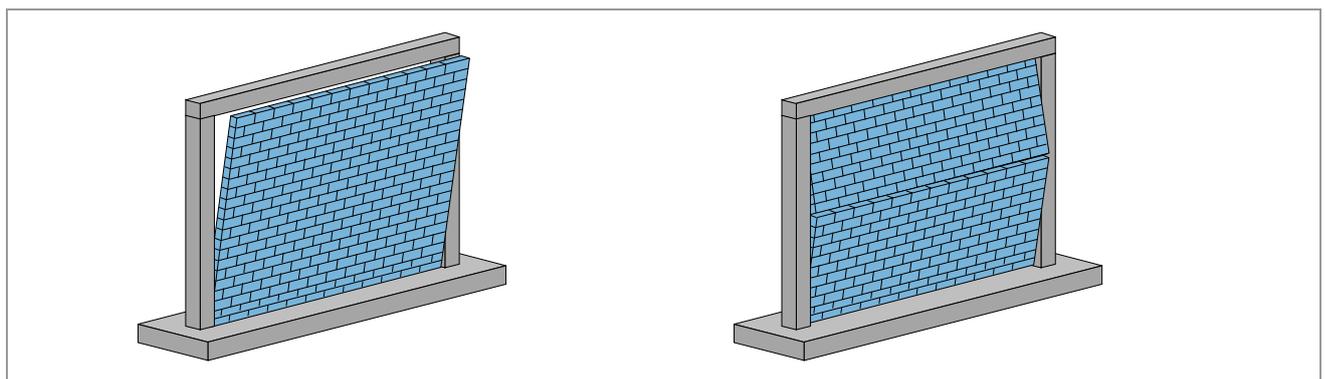


Abbildung 4.21: Typische Versagensarten von Ausfachungsmauerwerk bei Belastung quer zur Wandebene heraus

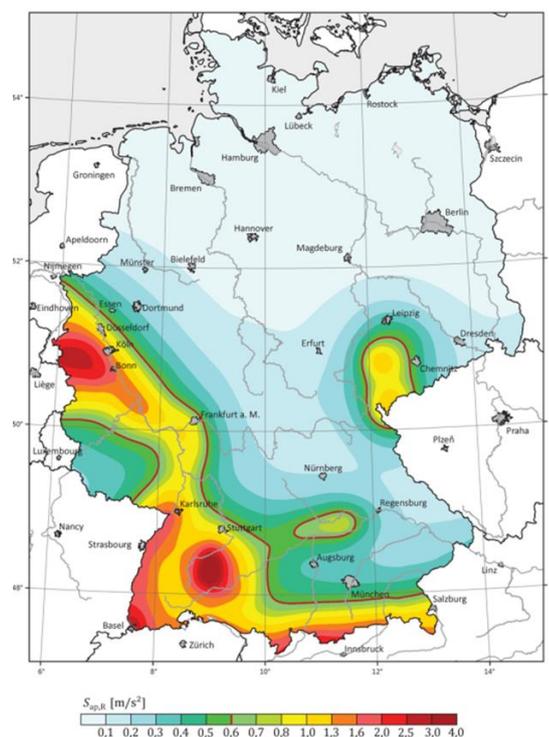
5. Erdbebeneinwirkung

5.1 Seismische Einwirkung am Bauwerksstandort

Zu (1) Spektrale Antwortbeschleunigung im Plateaubereich als Eingangswert zur Bestimmung des Beschleunigungsantwortspektrums

In DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] wird die maßgebliche Erdbebeneinwirkung in Deutschland nicht mehr durch Zuordnung eines Standorts zu einer Erdbebenzone, sondern auf Grundlage vorangegangener probabilistischer Gefährdungsanalysen für ganz Deutschland zonenfrei angegeben. Dadurch entfallen die bisherigen unrealistischen Sprünge der anzusetzenden Bodenbeschleunigung an EB-Zonengrenzen. Dementsprechend entfällt ebenfalls die Angabe von Intensitätsintervallen.

Bild NA.1 der DIN EN 1998-1/NA:2021 zeigt schematisch die räumliche Verteilung des maßgeblichen Gefährdungsparameters für die Referenz-Wiederkehrperiode $T_{NCR} = 475 a$ (Abbildung 5.1). Diese grafische Darstellung ist allerdings nicht für die standortspezifische Festlegung der relevanten Erdbebeneinwirkung geeignet, da der Kartenmaßstab zu groß ist. Stattdessen ist die spektrale Antwortbeschleunigung im Plateaubereich des Antwortspektrums $S_{aP,R}$ dem normativen digitalen Anhang der Norm zu entnehmen. Dieser normative digitale Normanhang enthält in Form der Datei „SaPR.csv“ die spektralen Antwortbeschleunigungen im Plateaubereich für das Untergrundverhältnis A-R (Fels) und $T_{NCR} = 475 a$ für ein gleichmäßig über Deutschland verteiltes Koordinatenraster von 0,1 Grad geographischer Breite und Länge. Zur adressgenauen Bestimmung der Erdbebeneinwirkung am Bauwerksstandort müssen die gerasterten Spektralwerte von den nächstgelegenen Referenzpunkten des Berechnungsrasters zum Bauwerksstandort interpoliert werden. Die Werte der o.g. .csv-Datei basieren auf einer umfangreichen probabilistischen Gefährdungsberechnung für ganz Deutschland¹ und sind die Grundlage von Bild NA.1 der DIN EN 1998-1/NA:2021 [28]. Details zum wissenschaftlichen Hintergrund der Daten finden sich in der Begleitinformation zum normativen digitalen Anhang der Norm.



475a (Abbildung 5.1): Darstellung der räumlichen Verteilung der spektralen Antwortbeschleunigung für das Untergrundverhältnis A-R im Plateaubereich $S_{aP,R}$ für eine Wiederkehrperiode $T_{NCR} = 475 a$ (DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] Bild NA.1)

¹ Die Plateauwerte $S_{aP,R}$ im normativen digitalen Anhang sind jeweils berechnet als Mittelwert aus den Ergebnissen einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse. In einem zusätzlichen, informativen digitalen Normanhang sind außerdem die Spektralwerte als Quantilwert mit 16 %, 50 % (Median) und 84 % Überschreitungswahrscheinlichkeit angegeben.

Eine weitere wesentliche Änderung bei der Ermittlung der Erdbebeneinwirkung ist die Angabe des Eingangswertes zur Berechnung des Antwortspektrums: Während bislang die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung für felsigen Untergrund (a_{gR}) als Eingangswert angegeben wurde, ist der maßgebliche Gefährdungsparameter nun die spektrale Antwortbeschleunigung im Plateaubereich des Antwortspektrums für felsigen Untergrund ($S_{aP,R}$).

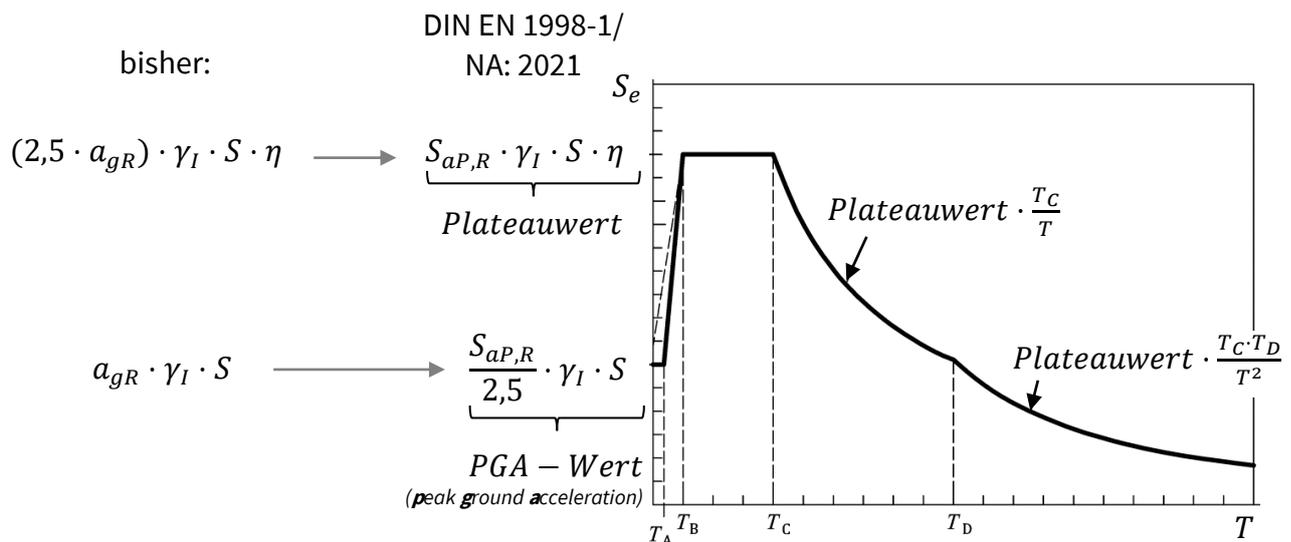


Abbildung 5.2: Eingangswerte zur Beschreibung des Antwortspektrums am Beispiel des elastischen Antwortspektrums nach DIN EN 1998-1/NA:2021 [28]

Die in Bild NA.1 der DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] dargestellte spektrale Antwortbeschleunigung $S_{aP,R}$ bezieht sich auf eine Referenz-Wiederkehrperiode von $T_{NCR} = 475 a$. Dies stellt die statistisch mittlere Wiederkehrperiode des Bemessungserdbebens für übliche Hochbauten dar und entspricht einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % innerhalb von 50 Jahren, der rechnerischen Lebensdauer üblicher Hochbauten.

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, wird die Größe der Erdbebeneinwirkung gemäß DIN EN 1998-1 [27] Abschnitt 4.2.5 bzw. DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 4.2.5(5)P mittels des Bedeutungsbeiwerts γ_I skaliert (siehe auch Abschnitt 5.3).

Aus seismologischer Sicht stellt diese Skalierung der Erdbebeneinwirkung mittels Bedeutungsbeiwert eine Näherung dar, da die individuellen seismologischen und geologischen Gegebenheiten am Standort nicht berücksichtigt werden. So ergeben sich beispielsweise für Standorte, die bei einem 475-jährigen Beben keine Erdbebeneinwirkung erfahren, auch bei beliebig höherer Wiederkehrperiode rechnerisch keine Erdbebeneinwirkungen (denn $0 \frac{m}{s^2} \cdot \gamma_I = 0 \frac{m}{s^2}$), obwohl der Wirkungsbereich eines stärkeren Erdbebens möglicherweise den betrachteten Standort miteinschließt.

Da individuelle Erdbebengefährdungskarten aber bislang nur für wenige Wiederkehrperioden veröffentlicht wurden² und somit nur eine sehr begrenzte Abstufung der maßgebenden Erdbebeneinwirkung möglich ist, und da darüber hinaus für Standorte in Deutschland keine Umrechnung zwischen Wiederkehrperioden und Bedeutungsbeiwerten angegeben ist (vgl. letzter Absatz von Abschnitt 5.3), gilt auch für die Auslegung und Bewertung von Anlagen im Anwendungsbereich dieses Leitfadens die normativ vorgegebene Skalierung mittels Bedeutungsbeiwert.

Zu (2) Berücksichtigung von Entwurfskriterien an Standorten mit sehr geringer Seismizität

Als Fälle sehr geringer Seismizität gelten gemäß DIN EN 1998-1/NA D:2021 [28] NDP zu 3.2.1(5) solche, bei denen das Produkt $a_g \cdot S$ nicht größer als $0,5 \text{ m/s}^2$ ist, also $\frac{S_{aP,R}}{2,5} \cdot \gamma_I \cdot S \leq 0,5 \text{ m/s}^2$.

Dieses pauschale Kriterium ist im Anlagenbau nicht dazu geeignet, zu entscheiden, ob eine Struktur gegen Erdbebeneinwirkungen nachgewiesen werden muss, denn bei Bauwerkskonfigurationen mit ungünstigen Massenverteilungen, Bauwerken mit kleiner Windangriffsfläche aber großer Masse oder bei Strukturen, die nicht für Horizontallasten ausgelegt sind (z. B. Einbauten innerhalb von Gebäuden) können auch bei sehr geringen Bodenbeschleunigungen hohe Erdbebenkräfte entstehen.

Deshalb ist in Anlehnung an Anmerkung 1 zu DIN EN 1998-1/NA D:2021 [28] NDP zu 3.2.1(5) grundsätzlich zu prüfen, ob die Beanspruchungen infolge Erdbeben gegenüber den Beanspruchungen aus Windeinwirkung maßgebend werden. Dies kann zunächst überschlägig über den Vergleich des Fundamentschubs aus $F_b = m_{ges} \cdot (S_{aP,R} \cdot \gamma_I \cdot S)$ bzw.

$F_W = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$ [12], [13] erfolgen. Dadurch kann ein Nachweis der Standsicherheit auch erforderlich werden, wenn an einem Standort mit sehr geringer Referenz-Bodenbeschleunigung (vgl. ehemals Erdbebenzone 0) Stoffe mit einem hohen Risikopotential gehandhabt werden und deshalb ein hoher Bedeutungsbeiwert anzuwenden ist (vgl. Abschnitt 5.3).

Sind die Erdbebenkräfte kleiner als die Windkräfte, wird aus Vorsorgegründen dennoch mindestens die Anwendung des Abschnitts 4 dieses Leitfadens (Entwurf und konstruktive Auslegung) empfohlen.

² Für die Wiederkehrperioden $T_{NCR} = 975 \text{ a}$ und $T_{NCR} = 2475 \text{ a}$ ist die räumliche Verteilung von $S_{aP,R}$ im informativen Anhang NA.E der DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] schematisch dargestellt. Allerdings ist für Standorte in Deutschland kein mathematischer Zusammenhang zwischen dem Bedeutungsbeiwert und der Wiederkehrperiode des Bemessungserdbebens festgelegt (vgl. letzter Absatz von Abschnitt 5.3); das Sicherheitsniveau der höheren Wiederkehrperioden kann also nicht direkt mit dem Sicherheitsniveau der Bedeutungsbeiwerte verglichen werden. Werden (z. B. für Vergleichsrechnungen) Beschleunigungswerte aus Erdbebengefährdungskarten für eine von 475 Jahren abweichende Wiederkehrperiode entnommen, sind diese Beschleunigungswerte nicht zusätzlich mit einem Bedeutungsbeiwert zu skalieren.

5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund

Zu (1) bis (3) Baugrund- und Untergrundbeschaffenheit; Bodenparameter S

In DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 3.1.2(1) wird unterschieden zwischen dem geologischen Untergrund, dem Bodenschichten ab einer Tiefe von etwa 30 m zugeordnet werden [29], und dem darüber liegenden Baugrund. Die Zuordnung basiert auf der zugehörigen Scherwellengeschwindigkeit im Boden. Aus der Kombination von Baugrund und Untergrund ergibt sich das Untergrundverhältnis. Das am Standort vorliegende Untergrundverhältnis beeinflusst die Form des Antwortspektrums, da in Abhängigkeit des Untergrundverhältnisses sowohl die Kontrollperioden T_B und T_C festgelegt werden, die die Breite des Plateaus definieren, als auch der Bodenparameter S zugeordnet wird, der das Spektrum als Ganzes skaliert (siehe auch Abschnitt 5.4 dieser Erläuterungen).

Die Baugrundklasse wird in der Regel durch ein Bodengutachten festgelegt oder konservativ abgeschätzt. Die Untergrundklasse am Bauwerksstandort wird von den geologischen Diensten der Bundesländer angegeben. Bild NA.G.1 im informativen Anhang G der DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] stellt die geologischen Untergrundklassen in Bereichen Deutschlands mit $S_{aP,R} \geq 0,6 \text{ m/s}^2$ schematisch dar und wurde auf Grundlage der Karte der geologischen Untergrundklassen in DIN 4149:2005-04 erstellt. In Zukunft werden die geologischen Untergrundklassen ähnlich der spektralen Antwortbeschleunigung als digitaler Anhang zur DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] zugänglich sein [29]. Dabei werden voraussichtlich auch Bereiche Deutschlands mit $S_{aP,R} \geq 0,4 \text{ m/s}^2$ berücksichtigt sein. Die jeweils anzusetzende geologische Untergrundklasse wird in einer .csv-Datei für Quadrate mit einer Seitenlänge von 1 km zusammen mit den Koordinaten des Mittelpunktes des Quadrates ausgewiesen werden.

Die Amplifikation der Erdbebeneinwirkung durch das dynamische Verhalten des Bodens (beschrieben durch den Bodenparameter S) ist allerdings abhängig von der Stärke der Erdbebeneinwirkung: bei geringen Spektralbeschleunigungen ist die Amplifikation relativ geringer als bei hohen Spektralbeschleunigungen. Aus diesem Grund wird der Bodenparameter S nach DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] nicht mehr nur bezogen auf das Untergrundverhältnis, sondern zusätzlich bezogen auf die am Standort zu erwartende Spektralbeschleunigung $S_{aP,R}$ festgelegt (Tabelle NA.2 der DIN EN 1998-1/NA:2021 [28]).

Die Kontrollperioden T_B , T_C und T_D sind unterschiedlich für unterschiedliche Wiederkehrperioden. Sie sind für $T_{NCR} = 475a$ in Tabelle NA.1 der DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] angegeben.

5.3 Bedeutungsbeiwerte

Zu (1) Bedeutungsbeiwerte im Anlagenbau

Der Bedeutungsbeiwert γ_I (Index $I =$ „importance“) dient der Skalierung des Antwortspektrums, um bei der Bemessung von Tragwerken und Komponenten mit erhöhtem Risiko für Personen und Umwelt eine stärkere Erdbebeneinwirkung anzusetzen als für übliche Hochbauten nach Norm erforderlich (vgl. Abschnitt 5.1).

Der Referenz-Wiederkehrperiode für die Auslegung von üblichen Hochbauten nach DIN EN 1998-1 [27] ($T_{NCR} = 475$ Jahre) wird folglich der Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,0$ zugeordnet; abweichende Bedeutungsbeiwerte werden in DIN EN 1998-1/NA:2021 Tabelle NA.5 entsprechend der Bedeutungskategorie des Bauwerks festgelegt.

Anlagen der Chemischen Industrie und verwandter Industrien bestehen im Gegensatz zu üblichen Hochbauten 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 Einwirkungslevel für jede einzelne Komponente ergibt sich aus den Eigenschaften und der Menge der in der Komponente gehandhabten Stoffe, 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.

Abweichend von DIN EN 1998-1 [27] sind im Leitfaden die Bedeutungsbeiwerte deshalb nicht an Bauwerkskategorien gebunden, sondern werden in Abhängigkeit des Schadenspotentials und der möglichen Schadensauswirkungen in Bezug auf den Personenschutz (Tabelle 5.1), den Umweltschutz (Tabelle 5.2) und die Sicherheit von Lifeline Einrichtungen (Tabelle 5.3) zugewiesen. Der Bedeutungsbeiwert bzgl. des Personenschutzes wird auf Basis des H-Satzes des gehandhabten Stoffes gemäß der Verordnung über die Einstufung, Kennzeichnung und Verpackung von Stoffen und Gemischen [52] festgelegt. Ist der H-Satz des gehandhabten Stoffes nicht gelistet, ist der Bedeutungsbeiwert entsprechend dem Schadenspotential sinngemäß festzulegen. Werden verschiedene Stoffe gehandhabt, gilt der größte zugeordnete Bedeutungsbeiwert.

Die Bedeutungsbeiwerte lassen sich wie folgt interpretieren:

- Gewöhnliche Bauten und Komponenten 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.

Wird der Bedeutungsbeiwert zur Bemessung von Einbauten verwendet, wird er üblicherweise mit γ_a benannt (vgl. Abschnitt 6.4). Dies ist aber lediglich eine begriffliche Unterscheidung; die Zuordnung des Zahlenwertes erfolgt gleichermaßen wie bei γ_I in Abhängigkeit des Schadenspotentials und der möglichen Schadensauswirkung nach den Tabellen 5.1 bis 5.3 des Leitfadens.

In DIN EN 1998-1 [27] Anmerkung zu Absatz 2.1 (4) wird ein mathematischer Zusammenhang zwischen dem Bedeutungsbeiwert und der mittleren Wiederkehrperiode des angenommenen Bemessungserdbebens angegeben (siehe auch [71]).

$$\gamma_I \sim \frac{1}{(T_{LR}/T_L)^{1/k}} \quad \text{mit} \quad T_{LR} = \text{mittlere Wiederkehrperiode der Referenz-Erdbeben-} \\ \text{einwirkung (z. B. 475 Jahre für den Tragfähigkeitsnachweis)} \\ T_L = \text{angestrebte mittlere Wiederkehrperiode (z. B. 1300 Jahre)} \\ k = \text{Exponent, der von der lokalen Seismizität abhängt}$$

Zur Anwendung dieses Zusammenhangs ist allerdings die Kenntnis des Exponenten k erforderlich. Der in DIN 1998-1 [27] vorgeschlagene Exponent ist lt. DIN EN 1998-1/NA:2021 NCI zu 2.1(4) für Deutschland nicht gültig. Da kein alternativer Wert für k angegeben wird, können die Bedeutungsbeiwerte der Norm sowie des Leitfadens für Standorte in Deutschland nicht pauschal in mittlere Wiederkehrperioden umgerechnet werden, sondern werden lediglich als lineare Skalierung der Erdbebeneinwirkung verwendet. Die obige Formel aus DIN EN 1998-1 [27] Anmerkung zu Absatz 2.1 (4) ist hier somit lediglich informativ erläutert.

Zu (2) Untergrenze des Bedeutungsbeiwerts

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. Eine Ausnahme bildet der Nachweis von Bestandsanlagen mit geringer Restlaufzeit (siehe Abschnitt 10).

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 im Allgemeinen 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.

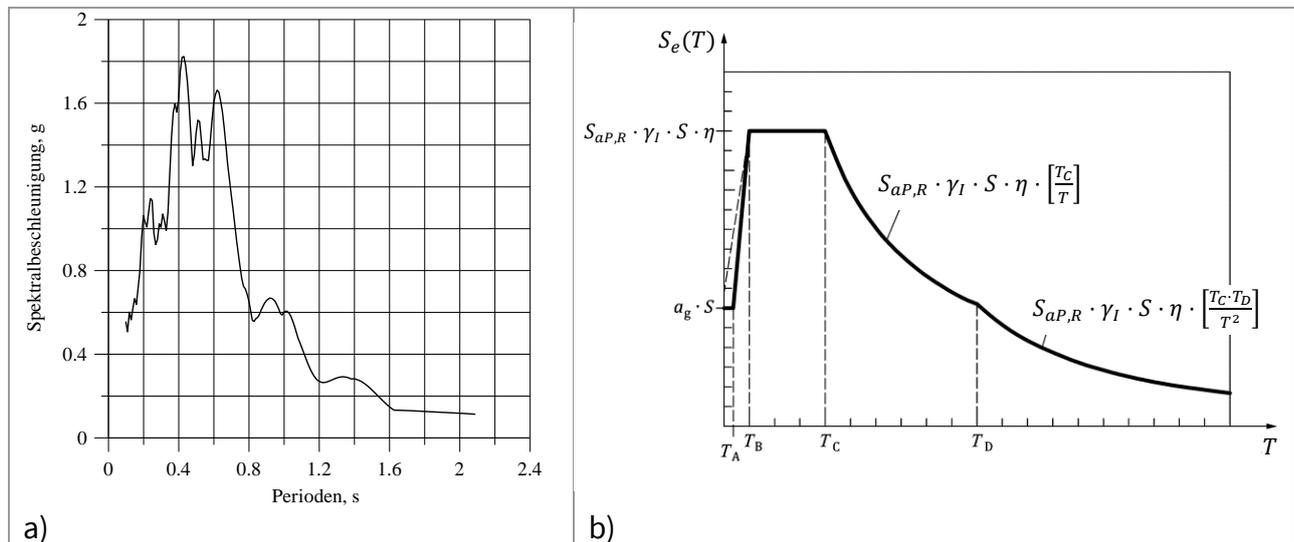


Abbildung 5.3: a) Beschleunigungs-Antwortspektrum eines gemessenen Beschleunigungszeitverlaufs (Petrovac-Beben)
b) Elastisches Beschleunigungs-Antwortspektrum nach DIN EN 1998-1/NA

Bei gemessenen Erdbebenzeitverläufen zeigt die graphische Darstellung als Antwortspektrum den Frequenzgehalt des Bebens (Abbildung 5.3 a). Zu Bemessungszwecken werden in Normen üblicherweise geglättete Antwortspektren verwendet, die die Umhüllende über zahlreiche „reale“ Antwortspektren darstellen. Diese geglätteten Beschleunigungs-Antwortspektren (Abbildung 5.3 b) geben für eine Eigenperiode von Null den maximalen Wert der Bodenbeschleunigung an (Freifeldbeschleunigung). Oberhalb von T_A 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 ($T > T_C$).

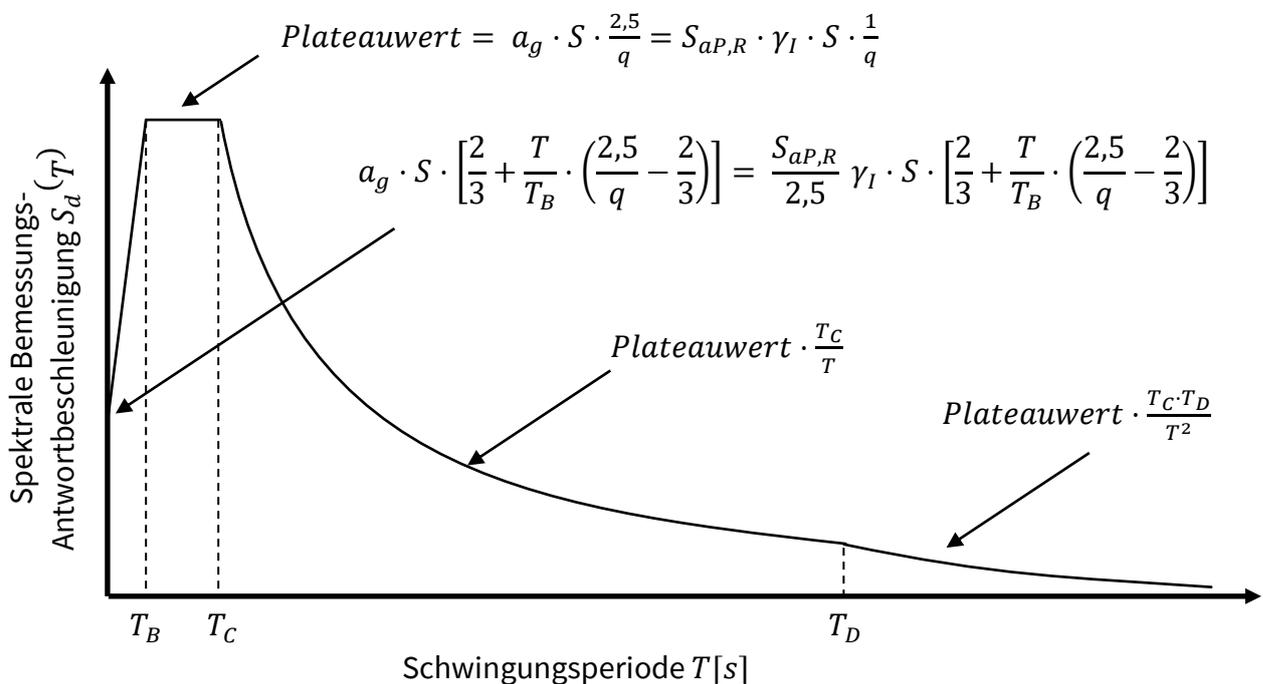
Die Gleichungen zur Bestimmung des horizontalen elastischen Antwortspektrums sind in DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 3.2.2.2(2)P basierend auf der spektralen Antwortbeschleunigung $S_{aP,R}$ und in DIN EN 1998-1 [27] Abschnitt 3.2.2.2 basierend auf der Referenz-Bodenbeschleunigung a_{gR} angegeben.

Das elastische Antwortspektrum ist skaliert auf eine Referenz-Bauwerksdämpfung von 5 % viskoser Dämpfung. Weicht die Dämpfung der untersuchten Struktur vom Referenzwert 5 % ab, wird der Einfluss dieser Abweichung auf die elastische Antwortbeschleunigung mittels des Dämpfungs-Korrekturbeiwerts $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ berücksichtigt (siehe auch Erläuterungen zu Absatz 6.1 a (3)). Geringere Dämpfung erhöht die Schwingungsantwort, höherer Dämpfung verringert sie.

Im vertikalen elastischen Antwortspektrum liegt der Plateauwert des Spektrums um den Faktor 3,0 über der Freifeldbeschleunigung (zum Vergleich: horizontales Antwortspektrum: Faktor 2,5; vertikales Bemessungsspektrum (siehe Folgeabschnitt): ebenfalls Faktor 2,5), die Kontrollperioden sind unabhängig vom Untergrundverhältnis ($T_B = 0,05 \text{ s}$; $T_C = 0,2 \text{ s}$; $T_D = 1,2 \text{ s}$), die vertikale Bodenbeschleunigung a_{vg} wird als Anteil der horizontalen Bodenbeschleunigung angesetzt ($a_{vg} = 0,7 \cdot a_g$), und eine Amplifikation der vertikalen Erdbebeneinwirkung durch den Boden muss nicht berücksichtigt werden (Bodenparameter $S = 1,0$) (DIN EN 1998-1 [27] Abschnitt 3.2.2.3 bzw. DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 3.2.2.3(1)P).

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 des Tragwerks, sondern beinhaltet auch den Einfluss einer von 5 % abweichenden Dämpfung (siehe auch DIN EN 1998-1 [27] Absatz 3.2.2.5 (3)P).



Für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren gilt
nach DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] Gleichung NA.1
und mit DIN EN 1998-1 [27] Absatz 3.2.1(3):

$$a_g = \frac{S_{aP,R}}{2,5} \cdot \gamma_I$$

Abbildung 5.4: Form des Bemessungsspektrum nach DIN EN 1998-1/NA:2021 [28]

Ein Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ beinhaltet im Wesentlichen übliche Dämpfungseffekte und niedrige Werte der Überfestigkeit, nicht aber nichtlineare Antworteffekte des Bauwerks. Eine Bemessung mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ entspricht somit der Annahme einer linear-elastischen Bauwerksantwort. In einem q -Beiwert $> 1,5$ sind (nichtlineare) Energiedissipation und Lastumlagerungseffekte enthalten.

Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Grenzen der Verhaltensbeiwerte für die unterschiedlichen Baustoffe. Diese Werte gelten für übliche Tragwerke; bei dünnwandigen Schalen (z. B. Tanks) kann ein geringerer Wert für q_{min} realistisch sein (vgl. Abschnitt 6.1.b (6)). Beim rechnerischen Ansatz eines Verhaltensbeiwertes größer als 1,5 ist zu beachten, dass mitunter umfangreiche zusätzliche Nachweise zur Sicherstellung der damit angenommenen Duktilität erforderlich werden. Welche zusätzlichen Nachweise geführt werden müssen, ist in den entsprechenden baustoffspezifischen Teilen von DIN EN 1998-1 [27] und den zugehörigen Abschnitten von DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] geregelt (siehe auch allgemeine Auslegungskriterien für dissipative Tragwerke in DIN EN 1998-1 [27] Abschnitt 6.5.2).

Tabelle 5.1: 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	4,0	3,0

Die Form des horizontalen Bemessungsspektrums für lineare Berechnung (DIN EN 1998-1 [27] Absatz 3.2.2.5(4)) ähnelt der des elastischen Antwortspektrums. Der Verhaltensbeiwert q ersetzt jedoch als Quotient $1/q$ den Dämpfungskorrekturbeiwert $\eta(\xi)$, die Kontrollperiode T_A wird zu Null gesetzt, und die Freifeldbeschleunigung wird im Bemessungsspektrum nicht voll angesetzt (Einhängewert des elastischen Spektrums: $1,0 \cdot a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S$; Einhängewert des Bemessungsspektrums: $\frac{2}{3} \cdot a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S$). Diese Abminderung ist aber in der Praxis kaum relevant, da dieser Wert nur für Schwingungsformen mit extrem hoher Eigenfrequenz Anwendung findet. Daher wird in der Anwendung häufig der Plateauwert schon ab $T = 0$ angesetzt, der Plateaubereich also nach vorne verlängert. Der Mindestwert der Spektralbeschleunigung ($\beta \cdot a_g$) findet im Bemessungsspektrum für deutsche Erdbebengebiete keine Anwendung (siehe DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 3.2.2.5(4)P).

Zu (4) Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

Die Parameter a_{vg} , S , T_B , T_C und T_D für die Bestimmung des vertikalen Bemessungsspektrums sind gemäß DIN EN 1998-1 [27] Absatz 3.2.2.5(5) bzw. entsprechend DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] Tabelle NA.3 festgelegt. Der Verhaltensbeiwert für die Beschreibung der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung sollte gemäß DIN EN 1998-1 [27] 3.2.2.5 (6) nicht größer als $q_v \leq 1,5$ angenommen werden.

Zu (5) Darstellung der Erdbebeneinwirkung mithilfe von Zeitverläufen

Gemäß Leitfaden Absatz 6.2 (2) und analog zu DIN EN 1998-1 [27] 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 [27] 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 [10] 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 ggf. abgeminderten Verkehrs- und Betriebslasten $Q_{k,i}$ zu ermitteln (vgl. DIN EN 1998-1 [27] Abschnitt 3.2.4).

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

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

$$A_{Ed} = A(\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}) \text{ mit: } \psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad \text{und} \quad \varphi = 1,0 \quad (5.2)$$

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 veränderlichen

Lasten im Falle eines Erdbebens nicht voll vorhanden sind. (Beispielsweise werden Bühnen im Anlagenbau statisch für hohe veränderliche Flächenlasten ausgelegt, um Flexibilität für Montage- und Umbausituationen zu gewährleisten, im Betrieb sind jedoch häufig große Bühnenbereiche lastfrei.) Da die Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA [11] 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.

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

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{2,i}$ berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die veränderlichen Lasten im Falle eines Erdbebens nicht voll vorhanden sind (siehe Erläuterung zu (1)). Dies fällt besonders ins Gewicht, wenn Anlagen / Tragwerke mit zahlreichen verschiedenen veränderlichen Lasten untersucht werden. Deshalb dürfen für eine durchschnittliche Betrachtung einer solchen Anlage / eines solchen Tragwerks die veränderlichen Betriebslasten in Anlehnung an DIN EN 1990 NA:2010 [11] Tabelle NA.A.1.1 „Verkehrsflächen“ auf bis zu 60 % ($\psi_2 = 0.6$) abgemindert werden. Betriebslasten sind dabei die im planmäßigen Produktionsprozess maximal auftretenden Lasten (z.B. Nennvolumen bei Behältern). Die Abminderung gilt dann gleichermaßen für die Ermittlung der Massen gemäß Gleichung (5.2) zur Bestimmung der Eigenfrequenzen des Tragwerks und für die Kombination der einzelnen Lastfälle gemäß Gleichung (5.1). Sind Betriebslasten allerdings kaum veränderlich (z.B. Rührbehälter, die nur kurzzeitig entleert und direkt wieder befüllt werden), sind diese Betriebslasten ohne Abminderung zu berücksichtigen. Je nach Tragwerkskonfiguration kann es erforderlich sein, mehrere unterschiedliche Betriebslastkonstellationen zu betrachten (siehe Erläuterungen zu (3)).

Wird die Erdbebensicherheit einzelner Komponenten untersucht, ist für die Ermittlung der Beanspruchung vom Nennbetrieb der Komponente auszugehen. In diesem Fall sind somit die Betriebslasten mit dem Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 1,0$ zu berücksichtigen. Die Wahrscheinlichkeit, dass der Erdbebenfall zeitgleich mit einem Störfall des Produktionsprozesses (Überschreitung der Betriebslast) auftritt, wird als sehr gering erachtet und die Störfall- oder Druckprüfungslast in der Erdbebenbemessungssituation somit nicht betrachtet.

Zwangsbeanspruchungen, die sich beispielsweise aus der Längenänderung einer Rohrleitung infolge Betriebstemperatur- und Druckänderung ergeben (Rohrschub), sind analog zu veränderlichen Betriebslasten zu berücksichtigen, sofern sie im Erdbebenfall ungünstig wirken.

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

Bei Reibkräften ist die Verformung infolge Erdbeben zu beachten. Günstig wirkende Reibkräfte sollten nicht angesetzt werden.

Falls ein Lastübertrag über Reibkräfte dennoch berücksichtigt wird, sollte der Reibkoeffizient konservativ zu ca. 50 % des statischen Reibkoeffizienten angesetzt werden (z. B. $\mu = 0,15 \dots 0,20$ für Reibung von Stahl auf Beton), die Reibkraft unter Berücksichtigung der vertikalen Erdbbeeinwirkung berechnet werden (z. B. $H_{Reib} = \mu \cdot m_{Komponente} \cdot \left(9,81 \frac{m}{s^2} - (0,7 \cdot S_{apR} \cdot \gamma_I)\right)$); siehe auch Leitfaden Absatz 5.4(4) und zugehörige Erläuterung) und die günstig wirkende Reibkraft mit einem Kombinationsbeiwert von $\psi_2 = 0,9$ in die Überlagerung der Einwirkungen eingerechnet werden.

Der Kombinationsbeiwert für Schneelasten entspricht der Regelung aus DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 4.2.4(2)P. Die weiteren aufgelisteten Einwirkungen sind selbsterklärend.

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

Die Massen zur Ermittlung der dynamischen Bauwerksantwort müssen realistisch erfasst werden, denn sie beeinflussen nicht nur gemäß „ $F = m \cdot a$ “ die Trägheitskraft, sondern auch die Eigenperiode der Struktur, was wiederum die maßgebliche Antwortbeschleunigung verändert (siehe Antwortspektrum in Abbildung 5.4: ein Verschieben der Schwingperiode T auf der Abszisse führt zu kleineren oder größeren Spektralbeschleunigungen $S_d(T)$ auf der Ordinate.) Es kann also je nach Konfiguration und Nutzung der Struktur notwendig sein, verschiedene Betriebslastkonstellationen zu berücksichtigen.

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.

Die jeweils betrachtete Betriebslastkonstellation gilt dann sowohl für die Festlegung der Massen zur Bestimmung der dynamischen Antwort als auch für die Überlagerung der Lastfälle nach DIN EN 1990 Abschnitt 6.4.3.4 bzw. Leitfaden, Absatz 5.5(1).

- Beispiel: *Vollfüllung aller Behälter einer Ebene*
- ↳ maximale Masse aus Betriebslast zur Bestimmung der Eigenfrequenz/Eigenperiode
 - Beanspruchung aus seism. Einwirkung als Lastfall „Erdbeben“
 - ↳ Lastfall „Betriebslast“ (Vertikallasten) aus Vollfüllung der Behälter
 - ↳ Kombination der Beanspruchungen aus den Lastfällen „Eigengewicht“, „Betriebslast“, „Erdbeben“, und ggf. anderer (siehe auch Erläuterungen zu Absatz 5.5(1))

Zu (4) – Zwangsbeanspruchungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

6 Tragwerksberechnung

Zu (1) Nachweispflicht für Umbaumaßnahmen

Abschnitt 1.3 der DIN EN 1998-1 [27] 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 Mo-

dell zu berücksichtigen. Unter bestimmten Voraussetzungen sind Vereinfachungen in der Modellabbildung zulässig:

Nichttragende 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

Der Referenzwert der Strukturdämpfung entspricht dem in DIN EN 1998-1 [27] Abschnitt 3.2.2.2 angegebenen Wert. Für bestimmte Konstruktionen und Werkstoffe kann die Wahl eines von 5 % abweichenden Dämpfungswertes notwendig sein. In diesem Fall sollte die Dämpfung in der Modellierung der Tragstruktur und bei der Bestimmung des elastischen Antwortspektrums (vgl. Abschnitt 5.4 dieser Erläuterungen) entsprechend angepasst werden (DIN EN 1998-1 [27] Absatz 3.2.2.2 (3)). Eine geringere Dämpfung erhöht die Antwortbeschleunigung innerhalb des Tragwerks.

Bei Verwendung des Bemessungsspektrums sind von 5 % abweichende Dämpfungswerte bereits durch den bauartspezifischen Verhaltensbeiwert q erfasst (siehe auch Erläuterungen zu 5.4(3) bzw. DIN EN 1998-1 [27] Absatz 3.2.2.5 (3)P).

Zu (4) Modellierung von Erdbebenschutzsystemen

Während für die Bemessung gewöhnlich gegründeter Tragwerke nichtlineare Zeitverlaufsrechnungen im Allgemeinen nicht empfohlen werden (vgl. Absatz 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-Bauwerk-Interaktion in folgenden Fällen bei der Modellbildung bzw. der rechnerischen Untersuchung des Bauwerks berücksichtigt werden (DIN EN 1998-5 [34], Absatz 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:2021 [28] 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:2021 [28], 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 [34], Absatz 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 den Gleichungen (6.1) (s. auch Abbildung 6.1 [76]).

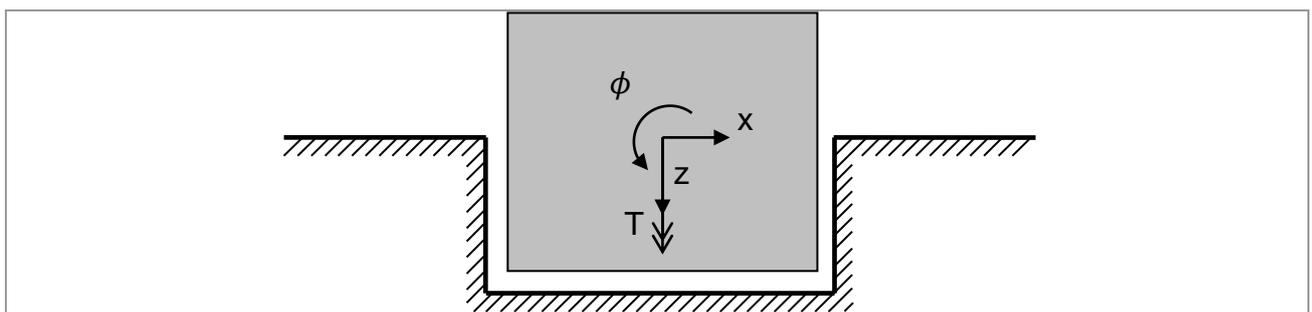


Abbildung 6.1: Koordinaten für Ersatzgrößen für die Bettung (nach [76])

$$c_z = C \cdot A \quad c_x = 0,5 \cdot C \cdot A \quad c_\phi = 2 \cdot C \cdot I_A \quad c_T = 0,8 \cdot C \cdot I_T \quad (6.1)$$

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.

$$C = \frac{E_d}{0,4 \cdot \sqrt{A}} \quad (6.2)$$

mit E_d = dynamischer Steifemodul des Bodens; siehe [76]

A = Fundamentfläche

Alternativ sind für verschiedene Bodenarten überschlägige Werte des dynamischen Bettungsmoduls in Tabelle 6.1 angegeben, die für Fundamentflächen von $A > 10\text{m}^2$ gelten. Für kleinere Fundamente sind die Werte mit dem angegebenen Faktor zu multiplizieren.

Tabelle 6.1: Dynamischer Bettungsmodul C für verschiedene Bodenarten [76]

Bodenart	σ in MN/m ²	C in MN/m ³
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
<p>Diese Werte gelten für $A > 10\text{ m}^2$ Für $A < 10\text{ m}^2$ sind sie mit dem Faktor $\frac{3,2}{\sqrt{A}}$ (A in m^2) zu multiplizieren</p>		

Alternativ zum oben beschriebenen Ersatzgrößen-Verfahren kann beispielsweise das Bettungszahlmodell nach Winkler angewendet werden, dass in [67] näher erläutert wird. Halbraumlösungen für Kreis- und Rechteckfundamente finden sich unter anderem in [76] und [77].

Zu (6) Dämpfungskennwerte für den Boden

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

$$k = \frac{E_d \cdot A}{v} = E_d \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (6.3)$$

Dabei ist k = Dämpfungskonstante für die Abstrahldämpfung des Bodens

v = Scherwellengeschwindigkeit des Bodens

ρ = Dichte des Bodens

E = statischer Steifemodul des Bodens; siehe [76]

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 [76].

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 [34]. Ein vereinfachter Nachweis gegen Bodenverflüssigung ist dem normativen Anhang NA.H des nationalen Anhangs zur DIN EN 1998-5:2021 [35] dargestellt.

6.1.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen

Zu (1) Eigenschaften des Berechnungsmodells

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (2) Boden-Bauwerk-Interaktion

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

Zu (3) Hydrodynamische Effekte bei flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken

Zur rechnerischen Berücksichtigung hydrodynamischer Effekte bei flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken siehe Abschnitt 6.2 (7) dieser Erläuterungen.

Zu (4) Granulares Lagergut

Die Vereinfachung zur Berücksichtigung der Masse granularen Lagerguts entspricht DIN EN 1998-4 [32], Absatz 3.3 (4).

Zu (5) Dämpfung gelagerter Flüssigkeiten und Schüttgüter

Die Angabe zur Dämpfung von Flüssigkeiten entspricht DIN EN 1998-4 [32] Absatz 2.3.3.2 (1). Bei Silos darf die Masse des granularen Lagerguts vereinfachend als starr mit der Siloschale verbunden angenommen werden (siehe Absatz 6.1.b (4)). Ein Dämpfungswert von 5 % für das Gesamtsystem ist dabei in der Regel realistisch. Diese Annahme entspricht den Regelungen in prEN 1998-4:2018 [33].

Zu (6) Begrenzung des Verhaltensbeiwerts q

Der Verhaltensbeiwert q beschreibt pauschal die Reduktion der seismischen Beanspruchung u.a. durch Lastumverteilung in redundanten Systemen, Überfestigkeit, plastische Verformung und Energiedissipation. Behälter selbst sollten grundsätzlich mit niedrig-dissipativem Tragverhalten (Duktilitätsklasse DCL) ausgelegt werden. Die Zuordnung unterschiedlicher Maximalwerte für die Auslegung des Behälters selbst in Abhängigkeit des Werkstoffs ($q \leq 1,2$ für Stahlbehälter, $q \leq 1,5$ für Stahlbetonbehälter) entspricht den Regelungen der pr EN 1998-4:2018 [33] und ist der Tatsache geschuldet, dass dünnwandige Schalen in der Regel weniger Potential zur Ausbildung der im ersten Satz dieses Absatzes genannten Effekte haben.

Je nach Konstruktion können Unterkonstruktionen von Behältern auch unter Berücksichtigung dissipativen Tragverhaltens ($q_{\text{Unterkonstruktion}} > 1,5$) ausgelegt werden. In diesem Fall sollte aber die Beanspruchung des aufgeständerten Behälters selbst trotzdem unter Annahme einer nicht duktilen Unterkonstruktion ermittelt werden, weil die größeren Verformungen der duktilen Unterkonstruktion u.U. zu einem Beulversagen des aufgeständerten dünnwandigen Behälters führen können. Zu beachten ist auch, dass bei duktiler Auslegung der Unterkonstruktion (Duktilitätsklasse DCM oder DCH) gesonderte konstruktions- und werkstoffabhängige Nachweise zur Sicherstellung der angenommenen Duktilität zu führen sind (vgl. Absatz 5.4 (3)).

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 eingerdeter Rohrleitungen

Hinweise zur Modellbildung eingerdeter Rohrleitungen finden sich auch im informativen Anhang B der DIN EN 1998-4 [32] oder in der einschlägigen Literatur (z. B. [46], [47], [65]).

6.2 Berechnungsverfahren

Zu (1) und (2) Zulässige Berechnungsverfahren

Das vereinfachte und das multimodale Antwortspektrumverfahren sind in Abschnitt 4.3.3.2 bzw. Abschnitt 4.3.3.3 der DIN EN 1998-1 [27] 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.

Es wird empfohlen, bei dem Entwurf und der Planung neuer Anlagen das vereinfachte oder multimodale Antwortspektrumverfahren 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 Horizontallasten F_i (bei konstant gehaltenen Vertikallasten) gegenüber der Verschiebung eines Kontrollpunktes (z. B. der Dachverschiebung Δ_{Dach}) dargestellt. Die Auswertung der Pushoverkurve kann mittels verschiedener

Verfahren (z. B. der Kapazitätsspektrum-Methode, der N2-Methode, oder der Direkten Verschiebungsbasierten Bemessung) erfolgen. Das Nachweisprinzip wird im Folgenden anhand der Kapazitätsspektrum-Methode kurz veranschaulicht. Für Verfahrensdetails und weitergehende Hintergrundinformationen sowie Erläuterungen zu den weiteren nichtlinearen statischen Berechnungsmethoden wird auf DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NCIs zu den Unterabschnitten des Kapitels 4.3.3.4 und DIN EN 1998-1 [27] Anhang B sowie auf die einschlägige Literatur zum Thema (z. B. [57], [67]) verwiesen.

Grundsätzlich gilt: Mit den genannten nichtlinearen statischen Verfahren können lediglich Aussagen über das globale Bauwerksverhalten getroffen und nichtlineare Tragreserven des Bauwerks abgeschätzt werden. Statische Nachweise einzelner Tragwerksteile sowie Detailnachweise können mit nichtlinearen statischen Berechnungsverfahren nicht geführt werden.

Des Weiteren erfordert die Modellbildung zur Ermittlung der Pushoverkurve umfassende Kenntnis der tatsächlichen Eigenschaften der Tragelemente.

Aus diesem Grund werden nichtlineare statische Berechnungsmethoden für übliche Tragwerksbemessungen im Anlagenbau meist nicht angewendet. Sie können aber genutzt werden, um einen realistischen Verhaltensbeiwert für Bestandsanlagen zu ermitteln.

Kurzdarstellung der Kapazitätsspektrum-Methode

Das nichtlineare Tragverhalten des Tragwerks wird zunächst, wie oben erläutert, in Form einer Pushoverkurve im Last-Verformungs-Diagramm dargestellt (Abbildung 6.2 b). Besonderes Augenmerk ist dabei auf die Verteilung der Horizontallasten (z. B. linear über die Höhe, konform zu den ersten oder zu weiteren Eigenformen, etc.), auf die Wahl eines geeigneten Tragwerksmodells sowie des Kontrollpunkts und auf den Einfluss von Torsionsschwingungen zu richten. Um die Bauwerkskapazität der Erdbebeneinwirkung gegenüberstellen zu können, wird die Pushoverkurve mittels mathematischer Zusammenhänge in eine Kapazitätskurve des äquivalenten Einmassenschwingers (im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm) transformiert (Abbildung 6.2 c). Ebenso wird die Erdbebeneinwirkung – üblicherweise im Antwortspektrum als Funktion der Schwingperiode dargestellt $S_a(T)$ – in ein Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm überschrieben (Abbildung 6.2 d). Da das Tragwerk im nichtlinearen Antwortbereich eine größere Dämpfung aktiviert, müssen in der Regel auch Antwortspektren mit höherer Dämpfung aufgestellt werden. Zur Auswertung der Kapazitätsspektrum-Methode werden die Kapazitätskurve und die gedämpften Antwortspektren im $S_a - S_d$ – Diagramm übereinandergelegt (Abbildung 6.2 e).

Der Schnittpunkt der beiden Kurven mit den Koordinaten $S_{d,p}$ und $S_{a,p}$ stellt den Performance-Point dar, der die zu erwartende inelastische Antwort des äquivalenten Einmassenschwingers auf das vorausgesetzte Erdbeben zeigt. Findet sich kein Schnittpunkt zwischen Kapazitätskurve und maßgebendem Antwortspektrum, bedeutet dies, dass die Anforderungen aus dem seismischen Ereignis in jedem Verformungszustand größer sind als die Kapazität des Bauwerks – das Bauwerk wird dem Erdbeben nicht standhalten.

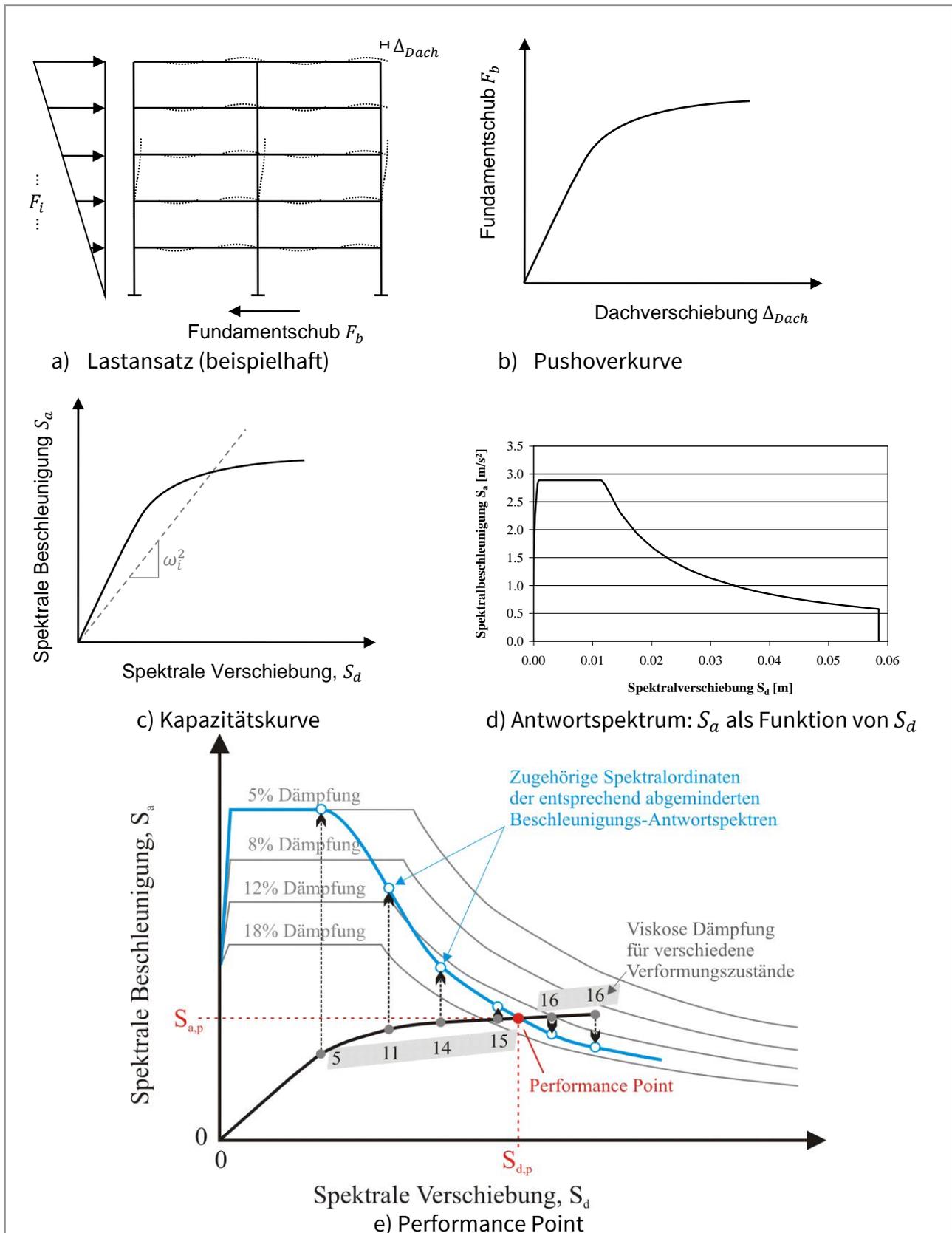


Abbildung 6.2: Prinzip der Kapazitätsspektrum-Methode

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 sowie 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. Absatz 6.1a (4) des Leitfadens bzw. der Erläuterungen). In Sonderfällen der Bestandsbewertung können Zeitverlaufsberechnungen außerdem Aufschlüsse über das detaillierte dynamische Verhalten liefern (z. B. durch Fluid-Struktur-Interaktionsberechnungen bei flüssigkeitsgefüllten Tanks).

Zu (3) Ansatz der zwei Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung

Die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung sind grundsätzlich als gleichzeitig wirkend anzusetzen. 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 [27] Abschnitt 4.3.3.5).

Bei axialsymmetrischen Bauwerken (z. B. stehende zylindrische Tanks) darf vereinfachend nur eine Horizontalrichtung betrachtet werden, deren Einwirkung aber zur Berücksichtigung der Richtungsüberlagerung mit dem Faktor 1,12 multipliziert werden sollte [64].

Zu (4) Ansatz der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

Den Regelungen der DIN EN 1998-1 [27] 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 $> 20\text{m}$,
- Horizontale oder fast horizontale auskragende Bauteile mit einer Länge $> 5\text{m}$,
- Horizontale oder fast horizontale vorgespannte Bauteile.

Die obige Regelung gilt unabhängig von der Größe der vertikalen Beschleunigung, die in DIN EN 1998-1 [27] 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 Absatz 4.3.3.5.2 (4).

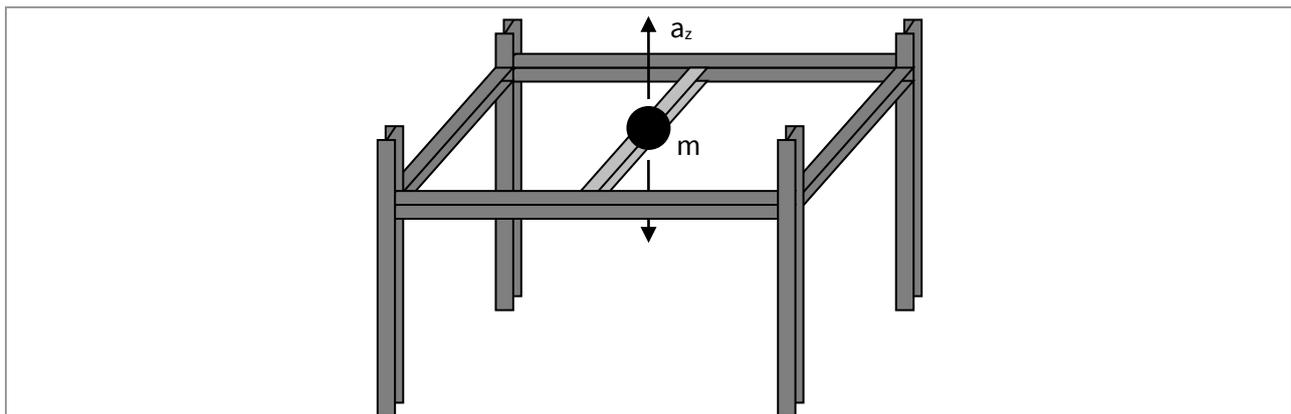


Abbildung 6.3: Ansatz vertikaler Beschleunigungen an einzelnen Trägern, die große Massen tragen

Zu (5) Berechnung von Gründungen

Zusätzlich zu den Regelungen im Hauptdokument DIN EN 1998-5 [34] ist im zugehörigen nationalen Anhang DIN EN 1998-5/NA:2021 [35] im normativen Anhang NA.I ein vereinfachtes Verfahren zum Nachweis der seismischen Grundbuchsicherheit von Flachgründungen angegeben. In DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.4.2.6 [27] ist die Ermittlung der Beanspruchungsgrößen für Gründungsbauteile geregelt.

Zu (6) Berechnung von Silos

Zum Ansatz des seismisch induzierten Ringdrucks auf zylindrische Silos oder Silokammern siehe auch Abbildung 6.11 auf Seite 61.

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. [63], [67]) 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.

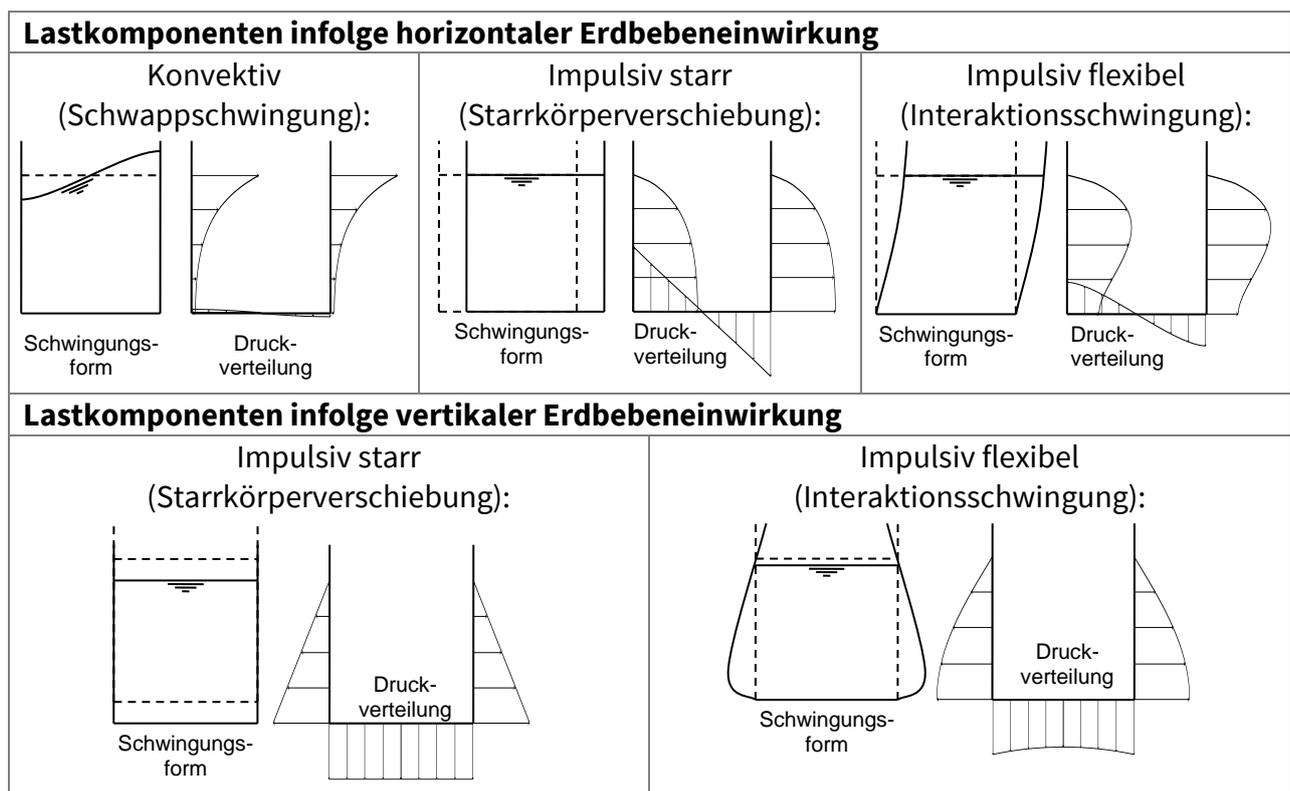


Abbildung 6.4: Seismisch induzierte Schwingungsformen bei flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken und zugehörige qualitative Druckverteilung auf die Tankschale

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.

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

- mit p_j = Druckkomponente j (konvektiv, impulsiv starr (horiz. oder vert.) oder impulsiv flexibel (horiz. oder vert.))
- ξ, ζ, θ = Tankkoordinaten (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 [60][58];
kann in Abhängigkeit der Tankschlankheit tabelliert werden [67]; [68]
- 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 [32] angegeben. Alternativ findet sich eine ausführliche Darstellung des Berechnungskonzepts, samt Hintergrundinformationen und aller erforderlichen Gleichungen in [68] und [67]. 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 eingeeerdeter Rohrleitungen

Hinweise zur Berechnung eingeeerdeter Rohrleitungen finden sich auch im informativen Anhang B der DIN EN 1998-4 [32].

6.3 Berechnung der Verformungen

Zu (1) Hinweis auf den Normtext

Keine weiterführenden Erläuterungen.

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, Pumpen und andere verfahrenstechnische Komponenten; siehe auch Begriffserläuterung zu „Einbauten“ in Abschnitt 3).

Zu (1) „Vereinfachte 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 ([62], [75]).

Deshalb wird an dieser Stelle empfohlen, die horizontale Ersatzlast F_a in Anlehnung an die Richtlinie 450 der amerikanischen Federal Emergency Management Agency [41] nach Gleichung (6.5) zu ermitteln, und damit das tatsächliche Schwingverhalten des Tragwerks zu berücksichtigen.

Alternativ kann die Ersatzkraft nach der im Leitfaden angegebenen Formel (1) berechnet werden, die die statische Ersatzkraft unabhängig vom Einbauort des Bauteils innerhalb des Tragwerks angibt. Mittels dieser vereinfachten Berechnungsformel wird die Beschleunigung am Bauwerksstandort (Bodenbeschleunigung) mit Skalierungsfaktoren multipliziert, um die Beschleunigung im Massenschwerpunkt des Bauteils abzuschätzen. Die Formel ist bei einer Bauwerksdämpfung von $\xi = 5\%$ gleichwertig dem oberen Grenzwert der vereinfachten Einbautenformel des ASCE 7-16 [45].

Der Skalierungsfaktor zur Berücksichtigung der Verstärkungseffekte durch die Tragstruktur ist dabei abhängig von der Dämpfung der Tragstruktur: je kleiner die Strukturdämpfung des Tragwerks ist, desto größer ist die Antwortbeschleunigung auf den Tragwerksebenen (Korrekturbeiwert $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$ mit $\xi =$ Strukturdämpfung des Tragwerks in %; siehe auch Erläuterungen zu Absatz 6.1 a (3)). Typische Dämpfungswerte bei elastischem Tragverhalten sind: Stahlbetontragwerk: $\xi = 3 - 5\%$; Geschweißtes Stahltragwerk sowie vorgespannter Beton: $\xi = 2 - 3\%$;

geschraubtes Stahltragwerk: $\xi = 5 - 7 \%$ [57]. Bei Beanspruchung bis in den Bereich der Fließgrenze weisen Tragwerke höhere Dämpfungswerte auf.

Verstärkungseffekte durch mögliche dynamische Interaktion zwischen Bauteil und Tragwerk werden durch den pauschalen Skalierungsfaktor 1,6 eingerechnet.

Im Folgenden sind die einzelnen Elemente der vereinfachten Einbautenformel gruppiert erläutert:

Bodenbeschleunigung am Standort	$S \cdot a_{gR} = S \cdot \frac{S_{aP,R}}{2,5}$
Berücksichtigung der Amplifikation durch die Tragstruktur (ggf. Tragwerksdämpfung $< 5 \%$ berücksichtigen; Faktor 2,5 entspricht der Skalierung auf das Plateau des elastischen Antwortspektrums des Bauwerks)	$2,5 \cdot \eta \cdot 1,0$
→ „rechnerische max. Etagenbeschleunigung“:	→ $S_{e,max} = 2,5 \cdot S \cdot \eta \cdot a_{gR} \cdot 1,0$
Berücksichtigung der Amplifikation durch das Bauteil im Tragwerk	1,6
→ rechnerische max. Beschleunigung des Bauteils:	→ $a_{Bauteil} = 1,6 \cdot S_{e,max}$
Berücksichtigung des Risikopotentials des Bauteils	γ_a
Masse des Bauteils	m_a
→ statische Ersatzkraft „ $F = m \cdot a$ “	→ $F_a = 1,6 \cdot S_{e,max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$

Oftmals ist die Unterkonstruktion von Einbauten in eine Horizontalrichtung deutlich mehr ausgesteift als in die Orthogonalrichtung. In diesem Fall genügt es in der Regel, die Unterkonstruktion für die vereinfachte statische Ersatzlast in die schwächere Richtung nachzuweisen. Ist eine maßgebende Richtung nicht eindeutig auszumachen, sind beide Richtungen zu untersuchen. Die Einschätzung hängt von den individuellen örtlichen Gegebenheiten ab.

Zu (2) Einbautenformel unter Berücksichtigung der Einbauhöhe über Grund sowie des Schwingverhaltens der Tragstruktur

Bei der genaueren Einbautenformel in Anlehnung an die Richtlinie 450 der amerikanischen Federal Emergency Management Agency [41] wird die Etagenbeschleunigung a_i nicht pauschal abgeschätzt, sondern mittels einer Modalanalyse des Tragwerksmodells bestimmt³.

Außerdem wird der dynamische Vergrößerungsfaktor A_a zur Berücksichtigung möglicher Interaktion zwischen Bauteil und Tragwerk komponentenspezifisch zugewiesen. Details zu den einzelnen Gleichungsfaktoren sind weiter unten erläutert.

³ Ist das (elastische) Etagenantwortspektrum für die Aufstellebene der Komponente bekannt, kann Gleichung (6.5) analog verwendet werden. In diesem Fall ist die von der Schwingperiode der Komponente abhängige dynamische Erhöhung bereits im Etagenantwortspektrum enthalten; die Antwortbeschleunigung des Etagenantwortspektrums $S_a(T_{Komponente})$ ersetzt dann in Gleichung (6.5) das Produkt $a_i \cdot A_a$.

Im Anschluss wird die Anwendung der Gleichung durch ein Beispiel verdeutlicht.

$$F_a = a_i \cdot m_a \cdot \frac{\gamma_a}{q_a} \cdot A_a \cdot A_T \quad (6.5)$$

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/s^2] in der betrachteten Erdbebenrichtung, ermittelt aus einer Tragwerksanalyse mit dem multimodalen Antwortspektrumverfahren unter Verwendung des elastischen Antwortspektrums mit $\gamma_I = 1,0$
 - γ_I = Bedeutungsbeiwert des Tragwerks [-]
 - m_a = Masse des Bauteils / der Komponente [t]
 - γ_a = Bedeutungsbeiwert des Bauteils / der Komponente nach Abschnitt 5.3 [-]
 - q_a = Antwortfaktor der Komponente in Abhängigkeit der Befestigungs-konstruktion [-] (Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3)
 - A_a = dynamischer Vergrößerungsfaktor der Komponente [-] (Tabelle 6.2 und 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/s^2], ermittelt mit dem Bauwerks-Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,0$ und dem für das Bauwerk maßgebenden Dämpfungs-Korrekturbeiwert η ; $S_{e,max} = 2,5 \cdot S \cdot \eta \cdot a_{gR} \cdot 1,0$
 - S = Untergrundparameter
 - η = Dämpfungs-Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Strukturdämpfung des Tragwerks; $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55$; $\eta(\xi = 5 \%) = 1,0$; $\eta(\xi = 2 \%) = 1,2$
 - ξ = Wert der viskosen Dämpfung des Tragwerks [%]; in der Regel = 5 %; für bestimmte Konstruktionen und Werkstoffe kann allerdings die Wahl eines geringeren Dämpfungswertes erforderlich sein (siehe Erläuterungen zu Absatz 6.1 a (3))

Die Ersatzkraft nach Gleichung (6.5) ist für beide horizontale Erdbebenrichtungen zu bestimmen, da die per Modalanalyse ermittelte Tragwerksantwort für die verschiedenen Tragwerksrichtungen unterschiedlich sein kann. 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 Antwortspektrumverfahren 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 Absatz 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 Antwortspektrumverfahren, s.o.) das elastische Antwortspektrum zu verwenden. Dabei kann in der Regel für die Strukturdämpfung ein Wert von 5 % viskoser Dämpfung angenommen werden (siehe Leitfaden Absatz 6.1 a (3)). Für bestimmte Konstruktionen und Werkstoffe kann allerdings die Wahl eines von 5 % abweichenden Dämpfungswertes notwendig sein (Stahltragwerke können beispielsweise eine deutlich geringere Dämpfung als die Referenzdämpfung 5 % aufweisen; vgl. Erläuterungen zu Abschnitt 6.4(1)). In diesem Fall sollte die Dämpfung bei der Bestimmung des elastischen Antwortspektrums entsprechend angepasst werden (DIN EN 1998-1 [27] Absatz 3.2.2.2 (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 Skalierungsfaktoren belegt:

Der Faktor γ_a stellt den Bedeutungsbeiwert der Komponente dar, der dem Bauteil entsprechend seinem Schadenspotential und den möglichen Schadensauswirkungen nach Tabellen 5.1 bis 5.3 des Leitfadens zugewiesen wird. Die Unterscheidung zwischen γ_a (für Einbauten) und γ_I (für das Tragwerk) ist lediglich eine begriffliche Differenzierung der Indizes.

Der Faktor q_a ist der Antwortfaktor der Komponente und berücksichtigt analog zum Verhaltensbeiwert q der Tragstruktur die Möglichkeit der Energiedissipation innerhalb der Komponente selbst; Unterkonstruktionen, mit denen die Komponente auf der Tragwerksebene aufgestellt sind, dürfen hier mitberücksichtigt werden. Für Einbauten mit hohem plastischem Verformungsvermögen darf in der genaueren Einbautenformel maximal ein Wert von $q_a = 2,5$ angesetzt werden. Ein Antwortfaktor $q_a > 1,0$ darf grundsätzlich nur dann angesetzt werden, wenn die konstruktive Durchbildung der Komponente und Ihrer Unterkonstruktion auf der Tragwerksebene entsprechende Energiedissipation sicherstellt. Energiedissipation durch plastische Verformungen in Verankerungen und Verbindungsmitteln sollte dabei rechnerisch nicht angesetzt werden (vgl. Erläuterungen zu Absatz 4.c (6)).

Der dynamische Vergrößerungsfaktor A_a berücksichtigt die dynamische Erhöhung der Beschleunigungsantwort des nicht tragenden Bauteils / Apparats im Vergleich zur Etagenbeschleunigung. Auch hier ist eine mögliche Unterkonstruktion auf der oder in der Tragwerksebene mit zu berücksichtigen. Er ist abhängig vom Verhältnis der Grundswingzeiten von Apparat

und Haupt-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 angegeben.

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 [60]. Der qualitative Verlauf in Abbildung 6.5 basiert auf Untersuchungen des amerikanischen National Center for Earthquake Engineering Research [52].

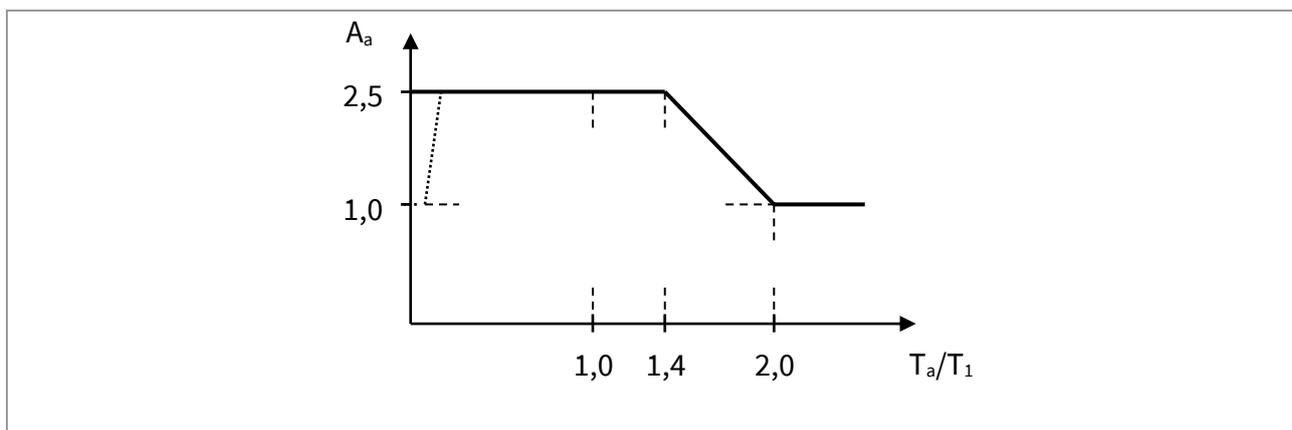


Abbildung 6.5: Grafik zur Bestimmung von A_a in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses zwischen Apparat und Bauwerk (nach [41])

In Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 sind für verschiedene, beispielhaft zu verstehende Einbautentypen Vergrößerungsfaktoren A_a und Antwortfaktoren q_a in Anlehnung an den ASCE 7-16 Standard [45] 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		
(Druck-)Behälter, Pumpen, Kompressoren u.ä. direkt verankert	1,0	1,0
(Druck-)Behälter, Pumpen, Kompressoren u.ä. auf Unterkonstruktion	1,5	1,5
Dünnwandige kleine Behälter, sofern sie mit Gl. (6.5) berechnet werden	1,5	1,2
Öfen und Kessel	1,0	1,5
Schlanke, verformbare 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	2,0
<u>Anmerkungen:</u>		
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. Bei der Abschätzung der Einbauten-Frequenz sollte die Auflagerung im Tragwerk (z. B. auf weichen Zwischenträgern einer Stahlbühne) mit berücksichtigt werden [74]. Genauere Werte für A_a können in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Eigenperiode des Tragwerks und Eigenperiode des Apparats bestimmt werden.		
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 Unterkonstruktion)	1,0	2,5
kaum verformbar (Elemente selbst sowie ihre Unterkonstruktion)	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 [27] Absatz 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 Steifigkeitschwerpunkts. Dementsprechend ist in diesem Fall die am 2D-Modell ermittelte Beschleunigung je nach Torsionsanfälligkeit des Tragwerks und Standort des Bauteils mit einem Torsionsfaktor $A_T > 1$ zu multiplizieren. Sind die Regelmäßigkeitskriterien nach Gl. (6.7) bzw. Gl. (4.1) nur knapp eingehalten, sollte $A_T = 3$ angesetzt werden. Zwischenwerte können ingenieurmäßig abgeschätzt werden. Bei stark unregelmäßigen Bauwerken ist die Etagenbeschleunigung an einem 3D-Modell des Tragwerks zu bestimmen (vgl. DIN EN 1998-1 [27] Absatz 4.3.1 (5)).

$$1,0 \leq A_T \leq 3,0 \quad (6.6)$$

Ingenieurmäßige Abschätzung von A_T über Torsionsanfälligkeit des Tragwerks:

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

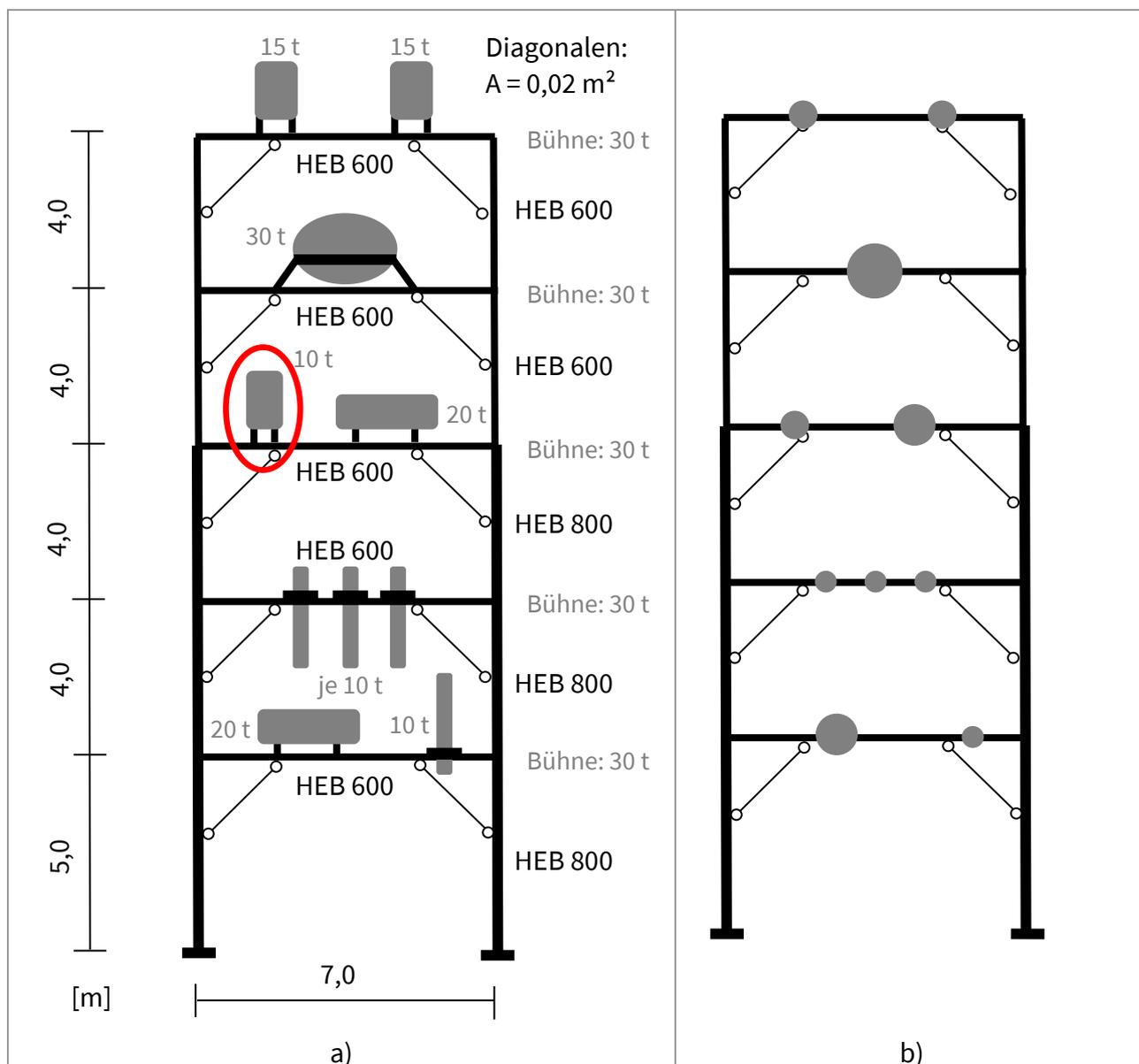
Zu (3) Kombination der Erdbebeneinwirkung mit statischen Lasten

Keine weiterführenden Erläuterungen.

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.

Standortspez. Erdbebeneinw.: $S_{aP,R} = 1,563 \text{ m/s}^2$ gemäß DIN EN 1998-1/NA [28]
 Bau-/Untergrund: Bodenklasse B-R → Bodenparameter $S = 1,2$
 Eigenfrequenz des Behälters: 2,5 Hz
 Behälterinhalt: leichtentzündlicher Stoff (nicht flüchtig) mit potentiellen Auswirkungen nur innerhalb des Werkes → $\gamma_a = 1,2$
 Duktilität der Behälter-Unterkonstruktion: mäßig → $q_a = 1,5$
 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 Apparatemassen 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 maßgebenden Eigenperioden des Tragwerks in Haupt- richtung zu $T_1 = 0,65$ s, $T_2 = 0,21$ s, $T_3 = 0,11$ s, $T_4 = 0,08$ s, $T_{13} = 0,06$ s. Die ersten drei Eigen- formen sind in Abbildung 6.7 dargestellt.

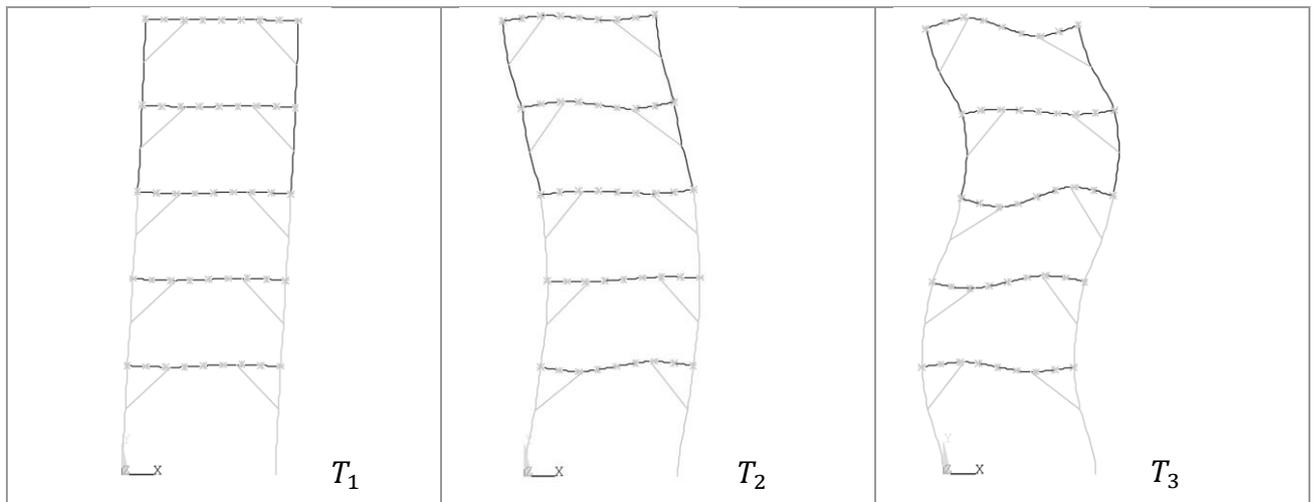


Abbildung 6.7: Die ersten drei Eigenformen des untersuchten Rahmens

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 j die Beschleunigungsantwort $S_{a,j}(T_j, \xi_j)$ aus dem elastischen Antwortspektrum ermittelt und daraus gemäß Gleichung (6.8) der modale Anteil an der Etagenbeschleunigung berechnet.

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

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

$S_{e,j} = S_{a,j}(T_j, \xi_j)$ = Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums nach DIN EN 1998-1/NA [28] für die entsprechende Eigenperiode und Dämpfung der Modalform j sowie $\gamma_I = 1,0$ (der Bed.-Beiwert geht später ein)

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

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

\underline{M} = Massenmatrix

$M_{j,eff}$ = effektive Modalmasse der Modalform j

\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 $a_{i,maßg.}$

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

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

$a_{i,j}$ = Beschleunigungsantwort der Etage i in Eigenform j

In vielen Statik-Programmen mit Dynamik-Modul sind sowohl die Modale Analyse als auch die Ermittlung der effektiven Modalmassen im Antwortspektrumverfahren und Überlagerung der Modalanteile der Beschleunigungen implementiert und automatisch abrufbar, sodass die händische Anwendung der Gleichungen (6.8) und (6.9) per Matrizen-Algebra nicht erforderlich ist. Für mathematische Hintergrundinformationen zur Modal- und Spektralanalyse wird auf die einschlägige Literatur zur Baudynamik verwiesen (z. B. [54], [57], [67], [71]).

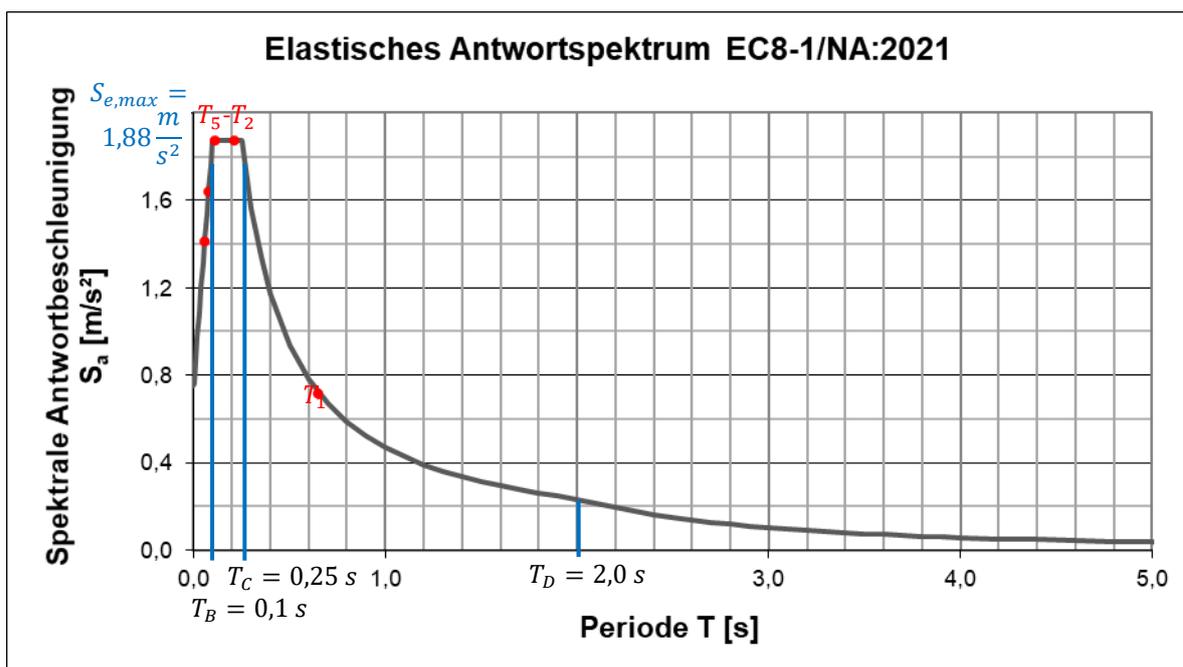
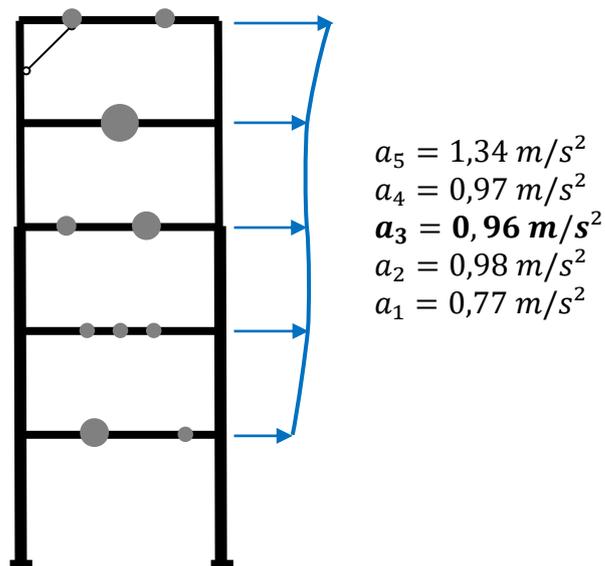


Abbildung 6.8: *Elastisches Antwortspektrum am Anlagenstandort ($\gamma_I = 1,0, \xi = 5\%$)*

Die resultierenden Etagenbeschleunigungen für das obige Beispiel ergeben sich zu:



Die im Weiteren erforderlichen 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 Antwortfaktor q_a ein Wert von 1,5 zugewiesen (wird beim Nachweis ein Antwortfaktor größer als 1,5 angesetzt, müssen anschließend zusätzliche Nachweise zur Sicherstellung der damit angenommenen Duktilität geführt werden). Die Eigenperiode des Behälters wurde angegeben zu $T_a = 1/2,5 \text{ Hz} = 0,4 \text{ s}$ und die Grundperiode des Tragwerks ergab sich aus der Modalanalyse zu $T_1 = 0,65 \text{ s}$. Mit dem Verhältnis $T_a/T_1 = 0,62$ ergibt sich der dynamische Vergrößerungsfaktor gemäß Abbildung 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 $m_a = 10 \text{ t}$, wobei der Behälterinhalt bereits als mit dem Behälter mitschwingende Masse in diesen Wert eingerechnet ist. Somit ergibt sich als Bemessungskraft:

$$F_a = a_i \cdot m_a \cdot \frac{\gamma_a}{q_a} \cdot A_a \cdot A_T = 0,96 \cdot 10 \cdot \frac{1,2}{1,5} \cdot 2,5 \cdot 1,0 = 19,2 \text{ kN}$$

Als Mindestbemessungskraft muss $F_{a,\min} = 0,3 \cdot S_{e,\max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$ eingehalten werden. Dabei kann $S_{e,\max}$ als Plateauwert des elastischen Antwortspektrums aus Abbildung 6.8 zu $1,88 \text{ m/s}^2$ 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:

$$F_{a,\min} = 0,3 \cdot 1,88 \cdot 1,2 \cdot 10 = 6,8 < \mathbf{F_a = 19,2} < 36,1 = 1,6 \cdot 1,88 \cdot 1,2 \cdot 10 = F_{a,\max}$$

Maßgebend ist demnach $F_{a,x} = 19,2 \text{ kN}$, 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 $T_1 = 1,16 \text{ s}$, $T_2 = 0,38 \text{ s}$, $T_3 = 0,22 \text{ s}$, $T_4 = 0,16 \text{ s}$ und $T_5 = 0,13 \text{ s}$, sowie $a_1 = 0,50 \text{ m/s}^2$, $a_2 = 0,51 \text{ m/s}^2$, $a_3 = \mathbf{0,51 \text{ m/s}^2}$, $a_4 = 0,55 \text{ m/s}^2$, und $a_5 = 0,69 \text{ m/s}^2$. 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 $F_{a,y} = 0,51 \cdot 10 \cdot (1,2/1,5) \cdot 2,5 \cdot 1,0 = 10,2 \text{ kN}$ 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 [27] Abschnitt 4.3.3.5.1(2)) zu kombinieren.

Um die Verankerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit linear-elastisch nachzuweisen (siehe Erläuterungen zu Absatz 7.c (2) bzw. zu Absatz 4.c (6)), sind die ermittelten Auflagerkräfte mit dem angesetzten q_a zu multiplizieren.

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

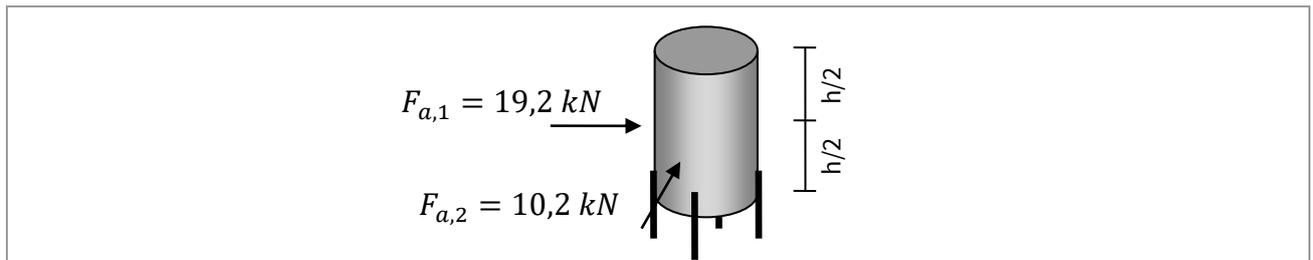


Abbildung 6.9: Lastansatz zur Bemessung der Unterkonstruktion des Behälters

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).

Ende des Rechenbeispiels

Zu (4) 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.

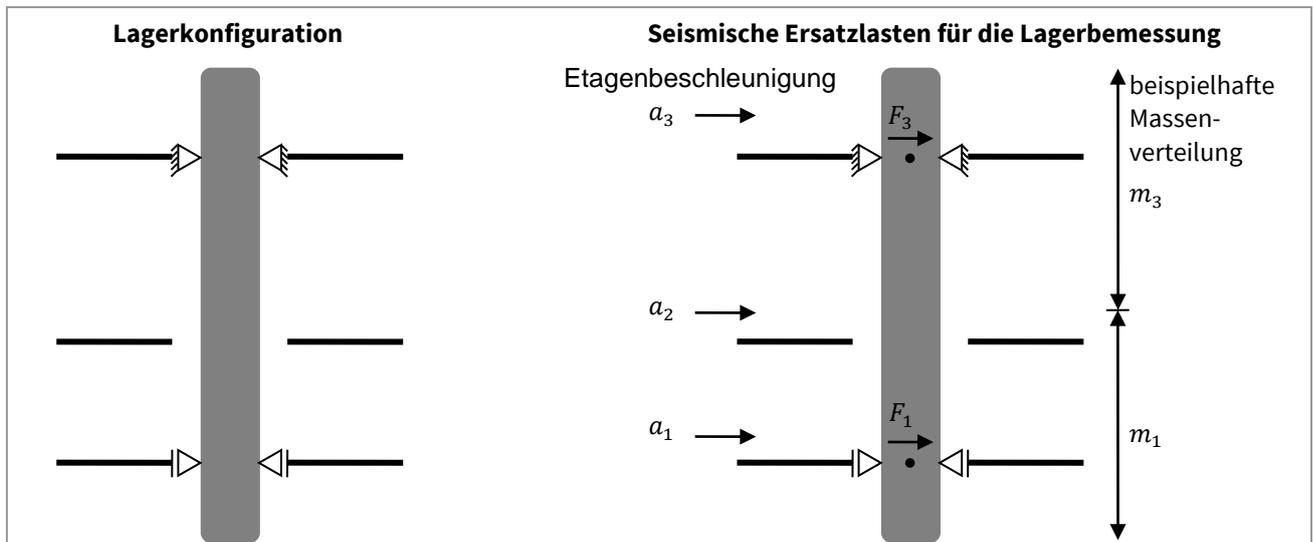


Abbildung 6.10: Berechnung und Ansatz der Ersatzlasten bei mehrstöckigen Kolonnen

Zu (5) 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 [32] Abschnitt 3.3 Hinweise auf die Verteilung der seismisch induzierten Horizontal- und Vertikallasten gegeben (Abbildung 6.11).

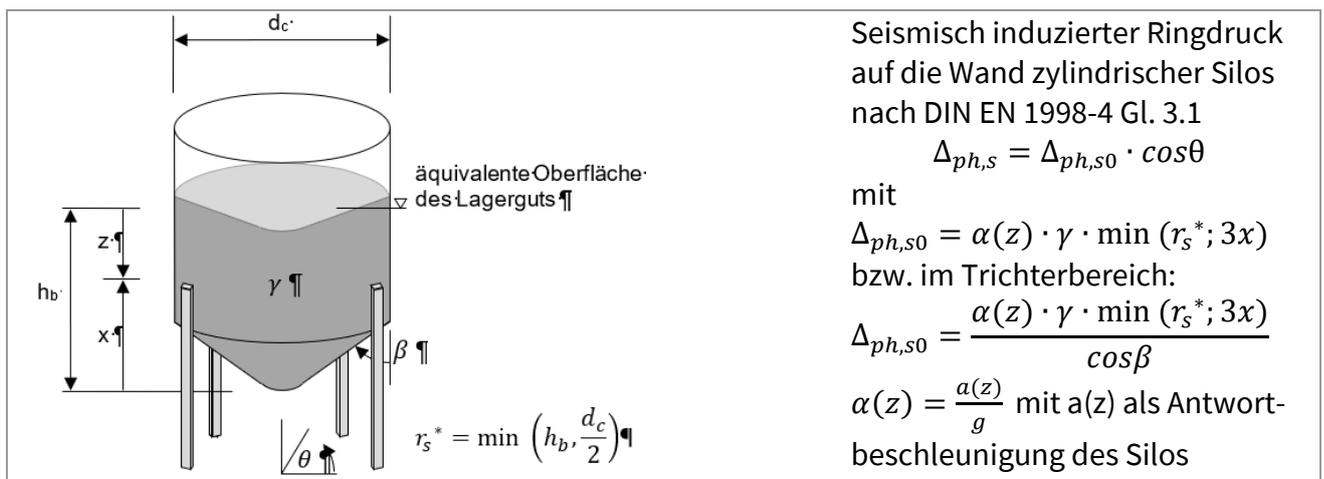


Abbildung 6.11: Geometriekennwerte von Schüttgutsilos und seismisch induzierter horizontaler Referenzdruck nach DIN EN 1998-4, Abschnitt 3.3

Zu (6) 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 (7) sind Verfahren zur Ermittlung der entsprechenden konvektiven sowie der impulsiven Lastkomponenten erläutert.

Zu (7) Vereinfachung für leichte Einbauten und kleine Rohrleitungen

Bei nicht tragenden anlagentechnischen Einbauten bis zu einem Gesamtgewicht 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.

Zu (8) Rechnerische Nachweise für Rohrleitungen und deren Halterungen

Leitungen, die die vorgenannten Kriterien nicht erfüllen, sind durch rohrstatische Berechnungen unter Einbezug des Lastfalles Erdbeben zu untersuchen.

Werden in der rohrstatischen Berechnung Festhaltungen für die Rohrleitung angesetzt, müssen die entsprechenden Lager für die Aufnahme der eingetragenen Kraft und deren Weiterleitung bis ins Tragwerk ausgelegt sein.

Rohrleitungs-Trassen dienen in der Regel der Führung mehrerer Rohrleitungen. Für sie ist immer ein rechnerischer Nachweis erforderlich, auch wenn nur Rohrleitungen mit geringer Nennweite geführt werden.

Bei den rechnerischen Nachweisen von Rohrleitungs-Trassen kann zur Ermittlung der statischen Ersatzlast Gleichung (1) des Leitfadens verwendet werden. Dabei sollten als Bauteilmasse alle Rohrleitungen in gefülltem Zustand angesetzt werden. Falls einzelne Rohrleitungen im Betrieb nur selten vollgefüllt sind, kann die Beanspruchung auf diese Rohrleitungen mit dem Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0,6$ nach Tabelle 5.4 des Leitfadens abgemindert werden. Der Faktor 1,6 berücksichtigt die dynamische Erhöhung der Einwirkung auf den Tragrahmen durch die Eigenschwingung der Rohrleitung; bei seismischer Einwirkung in Rohrleitungsrichtung kann die dynamische Erhöhung durch longitudinale Eigenschwingung der Rohrleitung geringer sein und der Faktor für die Berechnung der Ersatzlast in Rohrleitungsrichtung dementsprechend reduziert werden. Auch beim Nachweis der Tragrahmen der Rohrleitungs-Trasse sind die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung (in Rohrleitungsrichtung und quer dazu) als gleichzeitig wirkend anzusetzen (vgl. Leitfaden Absatz 6.2 (3) und Erläuterungen hierzu).

Zu (9) Beanspruchungen aus Relativverschiebungen der Lagerpunkte

Entsprechend DIN EN 1998-4 [32], 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 [27] 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 [27] korrespondierend zu weiteren Bemessungsnormen des Eurocode-Programms auch Anforderungen an die Schadensbegrenzung (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) gestellt werden, beschränkt sich der Nationale Anhang DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 2.1(1)P auf den Nachweis der Standsicherheit (Grenzzustand der Tragfähigkeit). Dies ist darin begründet, dass die Erdbebeneinwirkung in Deutschland im Vergleich zu anderen europäischen Ländern eher gering ist. Aufgrund der besonderen Gegebenheiten im Anlagenbau ist im Leitfaden der Nachweis der Schadensbegrenzung möglich, 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 [10] 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) Definition des Grenzzustands der Tragfähigkeit

Nach DIN EN 1998-1 [27] Abschnitt 2.2.2 muss für übliche Hochbauten nachgewiesen werden, dass „das Tragsystem die [...] festgelegten Werte der Beanspruchbarkeit und des Energiedissipationsvermögens besitzt“. Dies wird den Anforderungen an sicherheitsrelevante Elemente einer Anlage oder Komponente mitunter nicht gerecht, da auch ein Schaden nicht tragender Bauteile oder ein Ausfall prozesstechnischer Komponenten eine Gefahr für Menschen oder Umwelt darstellen kann. Deshalb wird im Leitfaden die Definition des Grenzzustands der Tragfähigkeit gemäß DIN EN 1998-4 [32] Abschnitt 2.1.2 weiter gefasst.

Im Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann insofern auch die Einhaltung von Verformungen (nicht) tragender Bauteile und verfahrenstechnischer Komponenten oder die Einhaltung maximaler Beschleunigungen oder anderer Grenzwerte gefordert sein, sofern die Einhaltung der Grenzwerte für die Gewährleistung der sicherheitsrelevanten Funktion der Komponente notwendig ist. Dies ist jedoch nicht zu verwechseln mit Anforderungen an die (betrieblich oder ökonomisch geforderte) Schadensbegrenzung, für deren Nachweis Erdbeben mit höheren Auftretenswahrscheinlichkeiten zugrunde gelegt werden (vgl. Abschnitt 7.3).

Zu (2) Referenz-Überschreitenswahrscheinlichkeit

Die Referenz-Überschreitenswahrscheinlichkeit und die Referenz-Wiederkehrperiode für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in DIN EN 1998-1/NA:2021 [28] NDP zu 2.1(1)P festgelegt. Für die Bemessung von Bauwerken höherer Bedeutung oder erhöhter Risiken ist eine entsprechend erhöhte (= mittels Bedeutungsbeiwert skalierte) 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

Grundsätzlich sollten Verankerungen so ausgelegt werden, dass sich plastische Verformungen ausschließlich in der Unterkonstruktion der Komponente oder ggf. in der Komponente selbst ausbilden, nicht aber in den Verankerungen.

Für den rechnerischen Nachweis der Verankerungen / Verbindungsmittel bedeutet dies, dass die Beanspruchungsgrößen (z. B. Auflagerkräfte der Komponente) durch Ansatz des Bemessungsspektrums mit $q = 1,0$ ermittelt werden (siehe auch DIN EN 1992-4 [16] Absatz 9.2 (3) a); DIN EN 1998-1 [27] Absatz 4.4.2.6 (2)P).

Es können dabei 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.

Unter bestimmten Bedingungen darf duktiler Verhalten der Verankerung (also $q > 1,0$) bei deren Bemessung angesetzt werden (siehe DIN EN 1992-4 [16] Absatz 9.2 (3) b) für Verankerungen in Beton; siehe DIN EN 1998-1 [27] Abschnitte 6.5.2 (3) und 6.5.5 für Verankerungen in Stahlbauteilen). In diesem Fall sind jedoch zusätzliche Nachweise zu führen, um das gewünschte Verhalten der Verankerungen / Verbindungsmittel sicherzustellen (siehe o.g. Verweise).

Bei der Wahl des duktilen Bemessungsansatzes für Verankerungen ist zu berücksichtigen: Wird die Duktilität der Verankerungen / Verbindungsmittel rechnerisch für den Erdbebennachweis angesetzt, bedeutet dies, dass sich die Verankerungen / Verbindungsmittel im Bemessungserdbeben planmäßig plastisch verformen und nach dem Erdbeben ggf. ausgetauscht werden müssen.

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 demnach für die Bemessung nicht tragender Einbauten lediglich in den Einbauten selbst und deren Unterkonstruktion rechnerisch berücksichtigt werden ($q_a \geq 1,0$ in Gleichung (6.5)), wobei die Verbindungsmittel jederzeit linear-elastisch bleiben sollten (vgl. auch folgenden Absatz (2)).

Zu (2) Nachweis von Verankerungen

Grundsätzlich sollten Verankerungen so ausgelegt werden, dass sich plastische Verformungen ausschließlich in der Komponente selbst oder ihrer Unterkonstruktion ausbilden, nicht aber in den Verankerungen.

Wird die Beanspruchung für den Nachweis der Verankerung durch Ansatz der Ersatzkraft F_a nach Gleichung (6.5) ermittelt, bedeutet dies, dass hierbei der Antwortfaktor 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.

Unter bestimmten Bedingungen darf duktilen Verhalten der Verankerung (also $q > 1,0$) bei deren Bemessung angesetzt werden (siehe DIN EN 1992-4 [16] Absatz 9.2 (3) b) für Verankerungen in Beton; siehe DIN EN 1998-1 [27] Absatz 6.5.2 (5)P für Verankerungen in Stahlbauteilen). In diesem Fall sind jedoch zusätzliche Nachweise zu führen, um das gewünschte Verhalten der Verankerungen / Verbindungsmittel sicherzustellen (siehe o.g. Verweise).

Bei der Wahl des duktilen Bemessungsansatzes für Verankerungen ist zu berücksichtigen: Wird die Duktilität der Verankerungen / Verbindungsmittel rechnerisch für den Erdbebennachweis angesetzt, bedeutet dies, dass sich die Verankerungen / Verbindungsmittel im Bemessungserdbeben planmäßig plastisch verformen und nach dem Erdbeben ggf. ausgetauscht werden müssen.

Zu (3) Regelungen zum Nachweis von oberirdischen Rohrleitungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (4) Regelungen zum Nachweis von eingegrdeten 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 Erdbebenwirkung, 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 ist nicht zwingend erforderlich, kann aber z. B. vom Betreiber der Anlage gefordert werden. Er bezieht sich bei Tragstrukturen im Wesentlichen auf die Begrenzung der Verformungen, bei linienförmigen Einbauten (Rohrleitungen, Kolonnen, etc.) auf die Begrenzung der relativen Verschiebung benachbarter Lagerpunkte. Bei punktförmigen Einbauten (Behälter, Pumpen, etc.) können die seismisch induzierten Beschleunigungen bzw. die daraus resultierenden Trägheitskräfte die Funktionsfähigkeit der Komponente beeinträchtigen.

Zu (2) Erdbebeneinwirkung für den Nachweis der Schadensbegrenzung

DIN EN 1998-1 [27] Absatz 2.1(1)P Anmerkung 3 empfiehlt für den Nachweis der Schadensbegrenzung eine Referenz-Erdbebeneinwirkung ($\gamma_I = 1,0$) mit einer Wiederkehrperiode von $T_{DLR} = 95$ Jahren bzw. einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_{DLR} = 10\%$ in 10 Jahren. Für Standorte in Deutschland kann diese verringerte Wiederkehrperiode vereinfacht berücksichtigt werden, indem der Bedeutungsbeiwert der Anlage aus dem Tragfähigkeitsnachweis mit dem Faktor 0,5 multipliziert wird ($\gamma_{I, Schadensbegrenzungsnachweis} = 0,5 \cdot \gamma_{I, Tragfähigkeitsnachweis}$).

Zu (3) Nachweis mittels elastischem Antwortspektrum

Während im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Fähigkeit der nichtlinearen Energiedissipation bei der Bemessung berücksichtigt wird (Verwendung des mit dem Verhaltensbeiwert q abgeminderten Bemessungsspektrums; siehe auch Erläuterung zu Absatz 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 Absätzen 5.4 (1) und 5.4(2)).

7.3.a Tragstrukturen von Anlagen

Zu (1) Hinweis auf den Normtext

Keine weiterführenden Erläuterungen.

7.3.b Freistehende Behälter, Silos, Tanks und Kolonnen

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

Keine weiterführenden Erläuterungen.

7.3.c Nicht tragende Einbauten und Rohrleitungen

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

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 [73] und [59].

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 nichtlineare statische Verfahren zum Einsatz kommen [69].

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 Anforderungen 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 [73]:

- 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

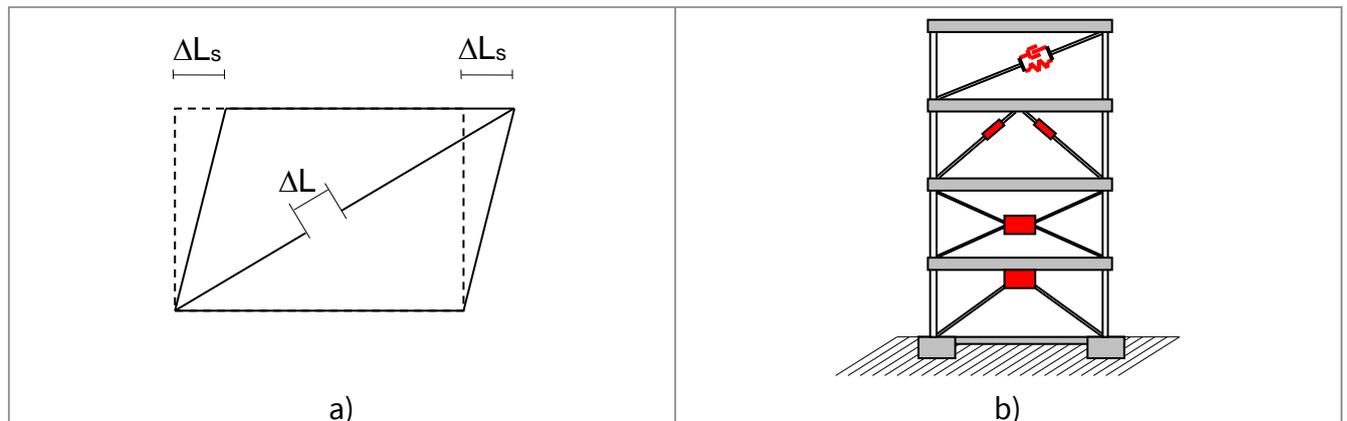
Die einzelnen Methoden können miteinander kombiniert werden. Es besteht auch die Möglichkeit, einzelne besonders schwingungsanfällige oder schutzbedürftige Anlagenteile getrennt vom eigentlichen Tragwerk durch Erdbebenschutzsysteme zu sichern.

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 schwächeren 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 [27] sieht grundsätzlich die Berücksichtigung des Energiedissipationsvermögens im Rahmen der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit vor (DIN EN 1998-1 [27] Absätze 2.2.2(1)P und 2.2.2(2)). Durch konstruktive Maßnahmen kann entsprechend dem Konstruktions-typ und dem gewählten Baustoff die Dissipationsfähigkeit der Struktur verbessert werden. Hinweise zur duktilen Bauwerksgestaltung sind den bauartspezifischen Abschnitten der DIN EN 1998-1 [27] (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 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 und passive 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 entgegengesetzter 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.

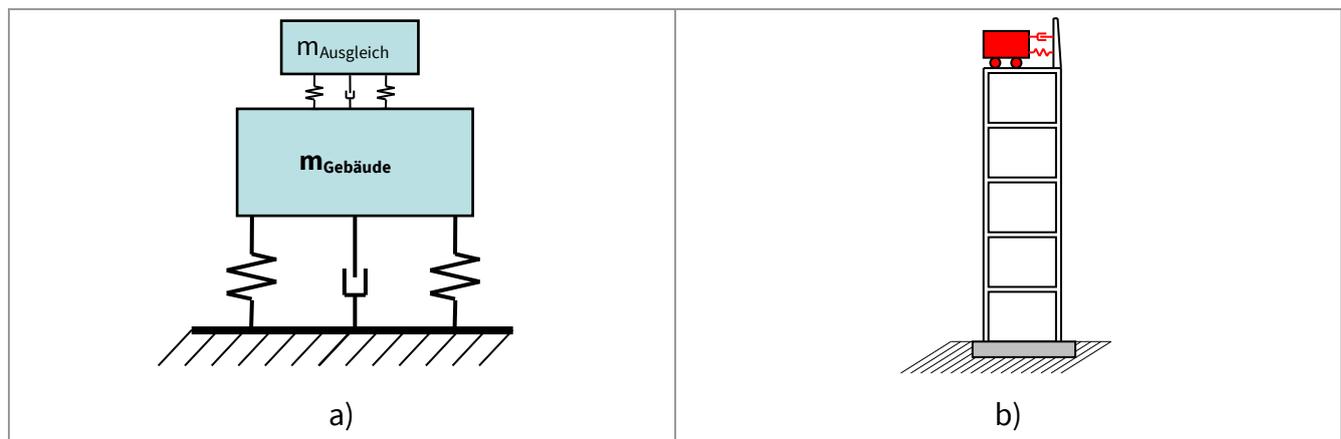


Abbildung 9.2: a) Systemskizze eines Schwingungstilgers
b) Typische Position eines Schwingungstilgers in einem mehrstöckigen Bauwerk

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 [66]. 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.

Trag- und Sekundärstrukturen, bei denen das Gesamtschwingverhalten klar von einer Eigenform dominiert wird, können unter bestimmten Umständen auch mit Flüssigkeitsdämpfern (tuned liquid damper) ausgestattet und ihre Beanspruchung dadurch reduziert werden.

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 Isolierungstypen gegeben [66].

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 (Absatz 9.3 (3)).

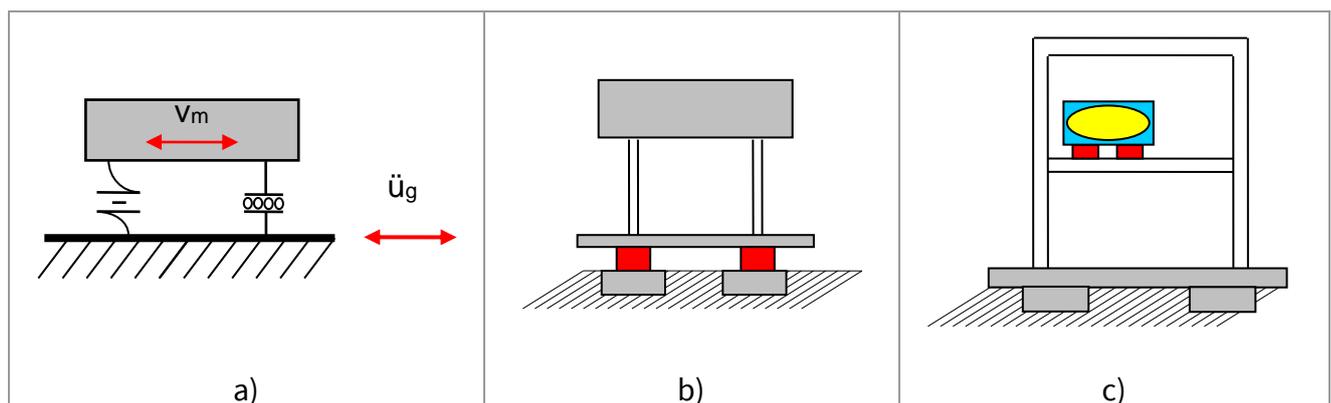


Abbildung 9.3: a) Schematische Darstellung einer Basisisolierung
b) Positionierung der seismischen Isolierung als Basisisolierung
c) Positionierung als Isolierung eines Anlagenteils / einer Maschine

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 Horizontal-lasten 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.

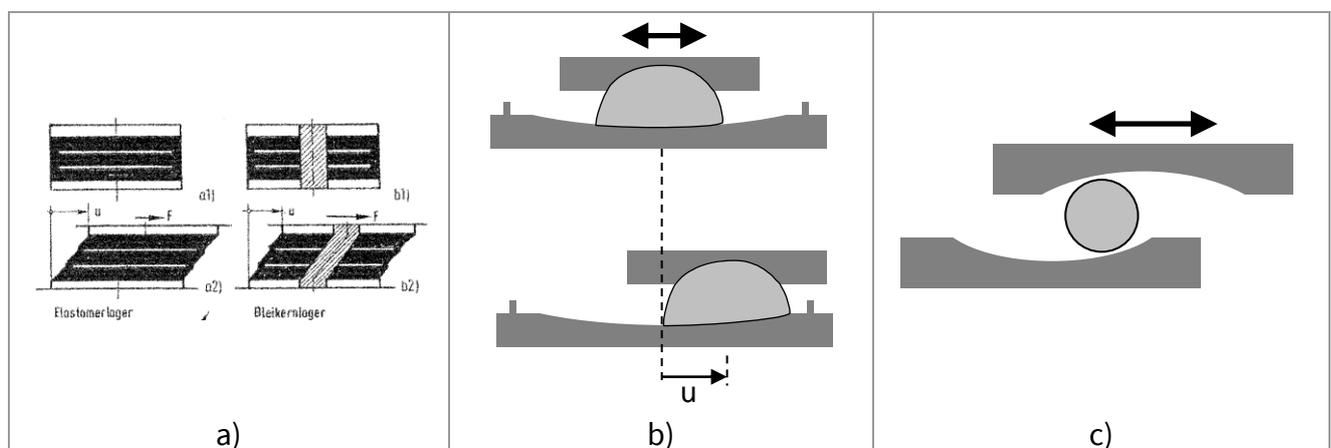


Abbildung 9.4: Beispiele von Basisisolatoren [73],
a) Elastomerlager mit und ohne Bleikern
b) Reibpendellager mit Gleitschuh
c) Kinematischer Isolator

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 1990er 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 [50] sind, fordert Abschnitt 3 Abs. 2 Ziffer 2 der 12. BImSchV (Störfallverordnung, [51]), 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 darauffolgende 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.

Zu (5) Abminderung der maßgebenden Erdbebeneinwirkung

Plant der Betrieb die zeitnahe Außerbetriebnahme der zu beurteilenden Anlage, sinkt die Wahrscheinlichkeit, dass das Bemessungserdbeben innerhalb der (Rest-) Betriebszeit auftritt. Anders ausgedrückt ist die Erdbebeneinwirkung, die mit gleicher Wahrscheinlichkeit in der geringeren Zeitspanne auftritt, kleiner als die, die mit gleicher Wahrscheinlichkeit in 50 Jahren auftritt (50 Jahre = Referenznutzungsdauer; vgl. Abschnitt 7.2 des Leitfadens). In Abstimmung mit den zuständigen Behörden kann deshalb die Restbetriebszeit in die Bewertung der Anlage mit eingehen, sofern diese Restbetriebszeit kleiner als 15 Jahre ist. Vereinfachend kann die verringerte Restbetriebszeit berücksichtigt werden, indem der Bedeutungsbeiwert der Anlage mit dem Faktor 0,75 multipliziert wird ($\gamma_{I, Bestandsbauwerk} = 0,75 \cdot \gamma_I$ nach Abschnitt 5.3). Der Faktor 0,75 ergibt

sich aus einer für Standorte in Deutschland konservativen Abschätzung des Zusammenhangs der Erdbebenniveaus für die Bezugszeiträume 50a und 25a⁴.

Am Ende der angesetzten Restbetriebszeit ist die Anlage außer Betrieb zu nehmen oder für die Aufnahme der vollen Erdbebenlasten zu ertüchtigen. Eine zeitliche Aneinanderreihung mehrerer Nachweise mit jeweils abgeminderten Einwirkungen ist nicht möglich.

Die Abminderung der Erdbebeneinwirkung zur Berücksichtigung der Restbetriebszeit ist nicht anwendbar bei nennenswerten Umbauten der Anlage.

Zu (6) Hinweis auf nichtlinear-statische Berechnungsverfahren

Üblicherweise werden auch für den rechnerischen Nachweis von Bestandsbauten das vereinfachte oder das multimodale Antwortspektrumverfahren angewendet. Nichtlinear-statische Verfahren (siehe auch Abschnitt 6.2) können dienlich sein, um einen realistischen Verhaltensbeiwert für Bestandsanlagen zu ermitteln und so die Tragreserven der nichtlinearen Bauwerksantwort im Nachweis nutzen zu können.

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.

⁴ In Anlehnung an AS/NZS 1170.0 [39] sollte auch bei geringen Restbetriebszeiten ein Mindestbezugszeitraum von 25 Jahren zugrunde gelegt werden.

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 Immissionschutzrecht 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 u.a. 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 den Kriterien zu Entwurf und Bemessung von Neuanlagen (Abschnitt 4), soweit dies verfahrenstechnisch möglich ist,
- Reduzierung der ständigen Lasten,
- Hinzufügen neuer tragender Bauteile,
- Funktionsänderung nicht tragender in tragende Bauteile,
- Erhöhung der Duktilität, soweit möglich,
- 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

Die Anlage ist in der Regel so zu ertüchtigen, dass die normgemäß anzusetzenden Erdbebeneinwirkungen aufgenommen werden können (Zuweisung von Bedeutungsbeiwerten gemäß Abschnitt 5.3 des Leitfadens).

Ist jedoch die zeitnahe Außerbetriebnahme der Anlage geplant, sodass die Ertüchtigungsmaßnahmen ausschließlich der Behebung erheblicher Tragfähigkeitsdefizite und der Vermeidung akuter Gefahren dienen, darf die Restbetriebszeit der Anlage bei den rechnerischen Nachweisen berücksichtigt werden. In diesem Fall gelten die Regelungen in Abschnitt 10 Absatz 5 des Leitfadens und die zugehörigen Erläuterungen.

Zu (4) Konfidenzbeiwert

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (5) Kalibrierung der Rechenmodelle durch Eigenfrequenzmessungen

Keine weiterführenden Erläuterungen.

Zu (6) Betriebliche Maßnahmen

Betriebliche Maßnahmen können beispielsweise die Begrenzung der zulässigen veränderlichen Bühnenlasten in Tragwerken oder die Reduzierung des maximalen Füllstands bei großen Behältern umfassen, wodurch die Trägheitskräfte und damit die Beanspruchungen vermindert werden. Bei einer Umnutzung von Lagerflächen in Betriebsflächen darf ebenfalls von einer reduzierten dynamisch aktivierten Masse im Erdbebenfall ausgegangen werden (vgl. Kombinationsbeiwerte in Abschnitt 5.5), was in der Regel die Beanspruchungen vermindert. Mögliche Torsionseffekte infolge ungleichmäßiger Massenverteilung müssen berücksichtigt werden.

Ggf. kann durch Umnutzung der kritischen Anlagenteile das Schadensrisiko verringert werden, wodurch bei rechnerischen Nachweisen der baulichen Ertüchtigungsmaßnahme die Wahl eines kleineren Bedeutungsbeiwertes γ_I gerechtfertigt sein kann.

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., Juni 2017
- [2] AD 2000 S 3/0: Allgemeiner Standsicherheitsnachweis für Druckbehälter; Grundsätze, September 2016
- [3] AD 2000 S 3/1: Allgemeiner Standsicherheitsnachweis für Druckbehälter; Behälter auf Standzargen, Mai 2018
- [4] AD 2000 S 3/2: Allgemeiner Standsicherheitsnachweis für Druckbehälter; Nachweis für liegende Behälter auf Sätteln, Mai 2018
- [5] AD 2000 S 3/3: Allgemeiner Standsicherheitsnachweis für Druckbehälter; Behälter mit gewölbten Böden auf Füßen, September 2001
- [6] AD 2000 S 3/4: Allgemeiner Standsicherheitsnachweis für Druckbehälter; Behälter auf Tragpratzen, September 2001
- [7] AD 2000 S 3/5: Allgemeiner Standsicherheitsnachweis für Druckbehälter; Behälter mit Ringlagerung, Februar 2010
- [8] Deutsches Institut für Bautechnik (DiBt), Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen und Liste der Umsetzung in den Bundesländern
- [9] DIN 28080: Sättel für liegende Apparate, Normenausschuss Bauwesen (NaBau) im DIN, Juni 2015
- [10] DIN EN 1990, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [11] DIN EN 1990/NA, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Nationaler Anhang (Entwurf), Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [12] DIN EN 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Windlasten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [13] DIN EN 1991-1-4/NA, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Windlasten, Nationaler Anhang, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [14] DIN EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Januar 2011
- [15] DIN EN 1992-3, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Januar 2011

- [16] DIN EN 1992-4, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, April 2019
- [17] DIN EN 1993-1-6, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Juli 2017
- [18] DIN EN 1993-1-8, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [19] DIN EN 1993-3-1, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine-Türme und Maste, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [20] DIN EN 1993-3-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine-Schornsteine, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [21] DIN EN 1993-4-1, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 4-1: Silos, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, September 2017
- [22] DIN EN 1993-4-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 4-2: Tankbauwerke, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, September 2017
- [23] DIN EN 1994-1-1, 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, Dezember 2010
- [24] DIN EN 1995-1-1, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [25] DIN EN 1996-1-1, Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Februar 2013
- [26] DIN EN 1997-1, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, März 2014
- [27] DIN EN 1998-1, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Deutsche Fassung des europäischen Dokuments EN 1998-1:2004; Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [28] DIN EN 1998-1/NA:2021, Nationaler Anhang zu Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Juli 2021
- [29] DIN EN 1998-1/NA/A1, Nationaler Anhang zu Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, mit CD-Rom; Änderung A1, Entwurf zur Stellungnahme veröffentlicht 20.01.2023

- [30] DIN EN 1998-2, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 2: Brücken, Deutsche Fassung des europäischen Dokuments EN 1998-2:2005; Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2011
- [31] DIN EN 1998-3, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [32] DIN EN 1998-4, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen, Deutsche Fassung des europäischen Dokuments EN 1998-4:2006; Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Januar 2007
- [33] prEN 1998-4:2018, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines, towers, masts and chimneys; April 2021
- [34] DIN EN 1998-5, Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, Deutsche Fassung des europäischen Dokuments EN 1998-5:2004; Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Dezember 2010
- [35] 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 2021
- [36] DIN EN 1998-6, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine, Deutsche Fassung des europäischen Dokuments EN 1998-6:2005; Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, März 2006
- [37] DIN EN 13445-3, Unbefeuerte Druckbehälter – Teil 3: Konstruktion, Normenausschuss Chemischer Apparatebau (FNCA) im DIN, Dezember 2018
- [38] DIN EN 13480-3, Metallische industrielle Rohrleitungen – Teil 3: Konstruktion und Berechnung, DIN-Normenausschuss Rohrleitungen und Dampfkesselanlagen, Dezember 2017
- [39] Standards Australia/Standards New Zealand, AS/NZS 1170, Structural Design Actions Part 0, 2002
- [40] Uniform Building Code, Vol. 2 – Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, C.A., 1997
- [41] 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
- [42] FEMA 414, Installing seismic restraints for duct and pipe, Federal Emergency Management Agency, Januar 2004
- [43] ATC 14 – Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, C.A., 1987
- [44] ATC/SEAOC, Briefing Paper 5 a-c – Seismic Response of Nonstructural Components, www.atcouncil.org
- [45] American Society of Civil Engineers (ASCE), ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ISBN: 978-0-7844-7996-4, 2017
- [46] 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

- [47] 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
- [48] Merkblatt SIA 2018, Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2004
- [49] Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG): Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude, Konzept und Richtlinien für Stufen 1-3, Biel (Schweiz), September 2003
- [50] 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 (BGBl. I S. 3830), zuletzt geändert durch Artikel 8 des Gesetzes vom 08. November 2011 (BGBl. I S. 2178)
- [51] 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)
- [52] 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
- [53] Assessment of the 1991 NEHRP Provisions for Nonstructural Components and Recommended Revisions, National Center for Earthquake Research, Technical Report NCEER-93-0003, 1993
- [54] H. Bachmann: Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag, 1995, ISBN 3-7643-5190-X
- [55] H. Bachmann, Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden, Richtlinien des Schweizerischen Bundesamtes für Wasser und Geologie, Bern
- [56] A. Böge, Technische Mechanik, Vieweg Verlag, ISBN: 978-3834801159, 2006
- [57] A.K. Chopra, Dynamics of Structures, 3rd ed., Prentice Hall, ISBN: 0-13-156174-X, 2007
- [58] 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
- [59] V. Gioncu, F. M. Mazzolani, Ductility of Seismic Resistant Steel Structures, Spon Press, 2002, ISBN 0-419-22550-1
- [60] J. Habenberger, Beitrag zur Berechnung von nachgiebig gelagerten Behältertragwerken unter seismischen Einwirkungen, Dissertation an der Bauhaus-Universität Weimar, 2001
- [61] B. Holtschoppen, C. Butenweg, K. Meskouris, Erdbebensichere Auslegung von Industrieanlagen, D-A-Ch Mitteilungsblatt, Bauingenieur, Band 84, 2009
- [62] B. Holtschoppen, Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen, Dissertation an der RWTH Aachen, 2009
- [63] G.W. Housner, The dynamic behaviour of water tanks, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, p. 381-387, 1963

- [64] N. Karaferis, D. Vamvatsikos, Seismic Action Combination Rules for the Design of Azimuth-Independent Structures; Tagungsbeitrag zur COMPDYN 2021 – Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering; June 2021
- [65] W. Kuhlmann, Gesamtkonzept zur Ermittlung der seismischen Vulnerabilität von Bauwerken am Beispiel unterirdischer Rohrleitungen, Dissertation, RWTH Aachen, ISBN: 3-86130-755-3, 2004
- [66] 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
- [67] K. Meskouris, K.-G. Hinzen, C. Butenweg, M. Mistler: Bauwerke und Erdbeben – Grundlagen – Anwendung – Beispiele, 3. Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, 2011
- [68] K. Meskouris, C. Butenweg, K.-G. Hinzen, R. Höffer: Structural Dynamics with Applications in Earthquake and Wind Engineering, 2nd Edition, Springer, 2019
- [69] M. Mistler, Chr. Butenweg.: Verformungsbasierter seismischer Nachweis von Mauerwerksbauten mit der Kapazitätsspektrums-Methode, Mauerwerk, Nr. 6, 2005
- [70] F. P. Müller, E. Keintzel: Erdbebensicherung von Hochbauten, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1978
- [71] N. M. Newmark, E. Rosenblueth: Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1971, ISBN 013336206X
- [72] T. Pauly, H. Bachmann, K. Moser, Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten, Birkhäuser Verlag, 1990, ISBN 3-7643-2352-3
- [73] C. Petersen, H. Beutler, C. Braun, I. Mangering: Stahlbaukalender 2005, Sonderdruck: Erdbebenschutzsysteme für den Hoch- und Brückenbau
- [74] M. Pinkawa, B. Hoffmeister, M. Feldmann: Seismic Force Demands on Nonstructural Industrial Components; Proceedings of the 2nd Int. Conf. on Seismic Design of Industrial Facilities (SeDIF-Conference); Apprimus Verlag; 2020
- [75] 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
- [76] U. Smolczyk, Grundbau Taschenbuch, vierte Auflage Teil 1, Ernst & Sohn, ISBN: 3-433-01085-4, 1991
- [77] J. P. Wolf: Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models, Prentice Hall, ISBN 0-13-010711-5, 1994
- [78] 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 Funktionalität 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.

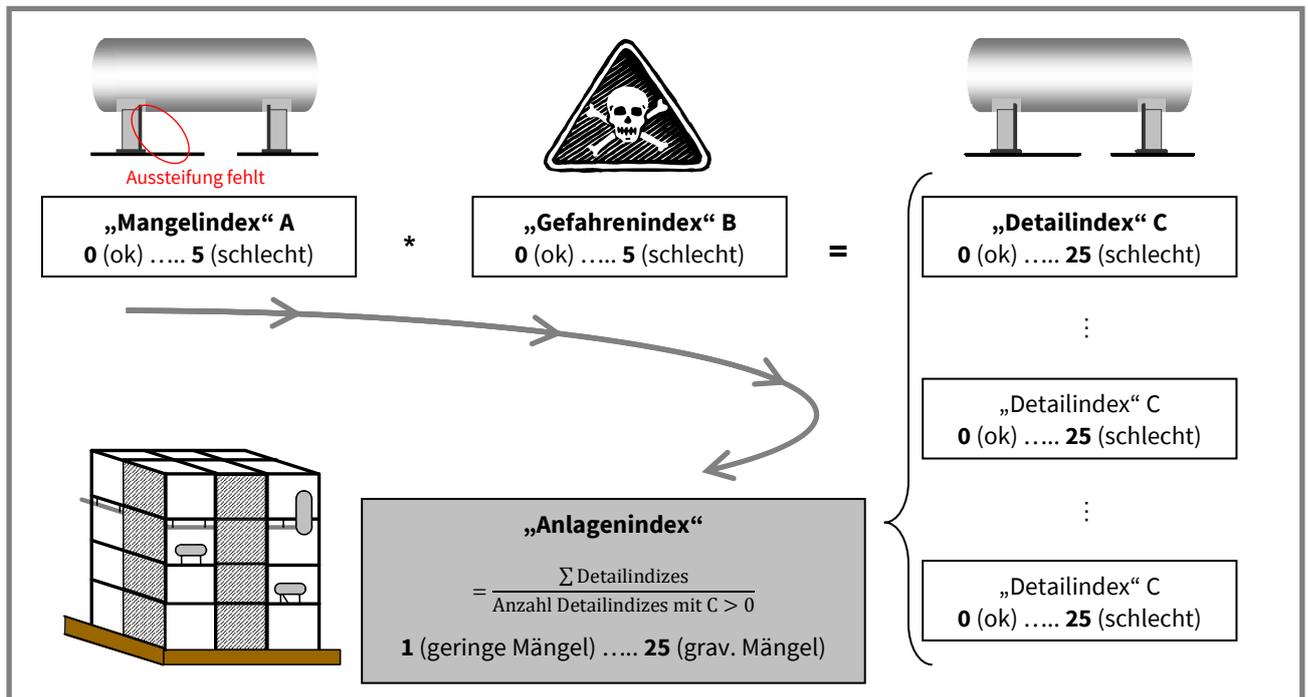
Der Gutachter muss demnach über entsprechende Fachkenntnis bei der Einschätzung und seismischen Bewertung von Konstruktionen und von Konstruktionsdefiziten verfügen.

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 Anlagenindex 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. herabfallenden 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 herabfallenden Teilen geschützt?

Evaluationsbogen für die Erstbeurteilung der Erdbebensicherheit einer chemischen Anlage

Name der Anlage: _____

Betreiber: _____

Standort: _____

EB-Einw. am Standort: $S_{aP,R} =$ _____

Bau- / Untergrund: _____

Gehandhabte Stoffe: _____

Anlagenrisiko: _____ (globaler Bedeutungsbeiwert 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.)

Ggf. Bild / Grundriss der Anlage zur Wiedererkennung

Zusammenfassung der Bewertung (*)

Anzahl aller aufgelisteter Details	
Anzahl aufgelisteter Details mit Index C > 0	
Summe der Detailindizes (\sum Index C)	
<p>▶ Index der Gesamtanlage = $\left(\frac{\sum \text{Detailindizes}}{\text{Anzahl Detailindizes mit } C > 0} \right)$ (**)</p>	<p>Gesamtindex- Feld entspre- chend gravie- rendstem Einzelmangel farblich hinter- legen.</p>
▶ 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 „Der Lastfall 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 (Man- gel)	Index B (Gefahr)	Index C (Priori- tät C=A*B)
Übertrag:						
Summe der Detailindizes:						

Datum _____ Unterschrift Gutachter _____