

DIN EN 1998-4**DIN**

ICS 91.120.25

Ersatz für
DIN V ENV 1998-4:2001-07**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben –
Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen;
Deutsche Fassung EN 1998-4:2006**

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance –
Part 4: Silos, tanks and pipelines;
German version EN 1998-4:2006

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes –
Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations;
Version allemande EN 1998-4:2006

Gesamtumfang 82 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Nationales Vorwort

Diese Europäische Norm EN 1998-4:2006 ist in der Verantwortung von CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ entstanden.

Die Arbeiten wurden auf nationaler Ebene vom NA 005-51-06 AA „Erdbeben; Sonderfragen (Sp CEN/TC 250/SC 8)“ begleitet.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch die Richtlinie der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem dort Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen müssen im Einzelfall von CEN und der Kommission präzisiert werden.

Zur Anwendung dieser Norm befindet sich ein Nationaler Anhang (informativ) in Vorbereitung.

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1998-4:2001-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) der Vornormcharakter wurde aufgehoben;
- b) Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute eingearbeitet und Text vollständig überarbeitet.

Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1998-4: 2001-07

Deutsche Fassung

Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen

Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance
- Part 4: Silos, tanks and pipelines

Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux
séismes - Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 15. Mai 2006 angenommen.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

Inhalt

	Seite
Vorwort.....	6
Hintergrund des Eurocode-Programms	6
Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes.....	7
Nationale Normen, die Eurocode implementieren	8
Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)	8
Zusätzliche Informationen zu EN 1998-4	8
Nationaler Anhang zu EN 1998-4.....	9
1 Allgemeines	10
1.1 Anwendungsbereich.....	10
1.2 Normative Verweisungen	11
1.2.1 Allgemeine Bezugsnormen.....	11
1.3 Annahmen	11
1.4 Unterschiede zwischen den Richtlinien und Anwendungsregeln	12
1.5 Begriffe.....	12
1.5.1 Allgemeines	12
1.5.2 Gemeinsame Begriffe der Eurocodes.....	12
1.5.3 Weitere in EN 1998 verwendete Begriffe	12
1.5.4 Weitere in EN 1998-4 verwendete Begriffe	12
1.6 Symbole	12
1.7 SI-Einheiten	13
2 Allgemeine Prinzipien und Anwendungsregeln	14
2.1 Sicherheitsanforderungen	14
2.1.1 Allgemeines	14
2.1.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	14
2.1.3 Schadensbegrenzungszustand	15
2.1.4 Zuverlässigkeitsunterscheidung.....	15
2.1.5 Tragwerk- und Bauteilzuverlässigkeit	16
2.1.6 Auslegungsgrundsätze	17
2.2 Seismische Einwirkung.....	17
2.3 Berechnung	18
2.3.1 Berechnungsmethoden.....	18
2.3.2 Wechselwirkung mit dem Baugrund.....	19
2.3.3 Dämpfung	19
2.4 Verhaltensbeiwerte	20
2.5 Sicherheitsnachweise	20
2.5.1 Allgemeines	20
2.5.2 Kombination der seismischen Einwirkungen mit anderen Einwirkungen.....	20
3 Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für Silos	21
3.1 Einleitung.....	21
3.2 Kombination der Anteile aus Bodenbewegung	22
3.3 Berechnung von Silos	22
3.4 Verhaltensbeiwerte	24
3.5 Nachweise	25
3.5.1 Grenzzustand der Schadensbegrenzung	25
3.5.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	25
4 Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für Behälter.....	26
4.1 Nachweiskriterien	26
4.1.1 Allgemeines	26
4.1.2 Grenzzustand der Schadensbegrenzung	26

	Seite	
4.1.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	27
4.2	Kombination der Komponenten der Bodenbewegung	27
4.3	Berechnungsverfahren	27
4.3.1	Allgemeines.....	27
4.3.2	Hydrodynamische Effekte	27
4.4	Verhaltensbeiwerte.....	28
4.5	Nachweise	29
4.5.1	Grenzzustand der Schadensbegrenzung.....	29
4.5.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	29
4.6	Zusätzliche Maßnahmen	30
4.6.1	Auffangvorrichtungen	30
4.6.2	Schwappschwingung der Flüssigkeit	31
4.6.3	Interaktion mit Rohrleitungen	31
5	Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für oberirdisch verlegte Rohrleitungen.....	31
5.1	Allgemeines.....	31
5.2	Sicherheitsanforderungen	32
5.2.1	Grenzzustand der Schadensbegrenzung.....	32
5.2.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	32
5.3	Seismische Einwirkungen	32
5.3.1	Allgemeines.....	32
5.3.2	Seismische Beanspruchung infolge Trägheitsbewegung	32
5.3.3	Unterschiedliche Verschiebung.....	33
5.4	Berechnungsverfahren	33
5.4.1	Modellbildung	33
5.4.2	Berechnung.....	33
5.5	Verhaltensbeiwerte.....	34
5.6	Nachweise	34
6	Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für eingeedete Rohrleitungen.....	34
6.1	Allgemeines.....	34
6.2	Sicherheitsanforderungen	35
6.2.1	Grenzzustand der Schadensbegrenzung.....	35
6.2.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	35
6.3	Seismische Einwirkung	35
6.3.1	Allgemeines.....	35
6.3.2	Seismische Einwirkung bei Trägheitsverschiebung	35
6.3.3	Modellierung der seismischen Wellen	35
6.3.4	Bleibende Bodenverschiebungen.....	36
6.4	Berechnungsmethoden (Wellendurchgang).....	36
6.5	Nachweise	36
6.5.1	Allgemeines.....	36
6.5.2	Eingeedete Rohrleitungen in stabilem Boden	36
6.5.3	Eingeedete Rohrleitungen bei unterschiedlichen Bodenbewegungen (geschweißte Stahlrohrleitungen)	37
6.6	Maßnahmen an Verwerfungen	37
Anhang A (informativ) Seismische Berechnungsverfahren für Tankbauwerke		39
A.1	Einführung und Anwendungsbereich	39
A.2	Vertikale, starre, zylindrische Tanks	39
A.2.1	Horizontale Erdbebeneinwirkung	39
A.2.2	Vertikale Erdbebeneinwirkung	48
A.2.3	Überlagerung der Drücke infolge horizontaler und vertikaler Komponenten der Erdbebeneinwirkung mit den Effekten aus anderen Einwirkungen.....	48
A.3	Verankerte, Flexible vertikal zylindrische Tanks.....	48
A.3.1	Horizontale Erdbebeneinwirkung	48
A.3.2	Überlagerung der Druckanteile infolge horizontaler Komponenten der seismischen Einwirkung	50
A.3.3	Vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung	54

	Seite
A.3.4 Überlagerung der Drücke infolge horizontaler und vertikaler Komponenten der Erdbebeneinwirkung mit den Effekten aus anderen Einwirkungen	55
A.4 Rechteckige Tanks	55
A.4.1 Verankerte starre rechteckige Tanks am Boden	55
A.4.2 Verankerte flexible rechteckige Tanks am Boden	56
A.4.3 Kombination der Einwirkungseffekte infolge der unterschiedlichen Komponenten und Einwirkungen	58
A.5 Horizontale, zylindrische Tanks [8].....	58
A.6 Hochbehälter	60
A.7 Boden-Bauwerk-Interaktionseffekte	61
A.7.1 Allgemeines	61
A.7.2 Näherungsverfahren.....	62
A.8 Ablaufdiagramme zur Berechnung der hydrodynamischen Effekte in vertikal zylindrischen Tanks.....	63
A.9 Unverankerte Tanks.....	70
A.9.1 Allgemeines	70
A.9.2 Vertikale Membrandruckkräfte und -spannungen in der Wand infolge des Abhebens	70
A.9.3 Abhebehöhe der Schale und Abhebelänge der Bodenplatte	71
A.9.4 Radiale Membranspannungen in der Bodenplatte [17], [18].....	72
A.9.5 Plastische Verdrehung der Bodenplatte	73
A.10 Stabilitätsnachweise für Stahltanks	74
A.10.1 Einleitung.....	74
A.10.2 Nachweis gegen elastisches Beulen	74
A.10.3 Elastisch-plastisches Versagen	75
Anhang B (informativ) Unterirdische Rohrleitungen	76
B.1 Allgemeine Entwurfsgrundlagen.....	76
B.2 Seismische Einwirkungen auf unterirdische Rohrleitungen.....	76
Literaturhinweise zu Anhang A.....	79
Literaturhinweis zu Anhang B.....	80
Bilder	
Bild A.1 — Verteilung des impulsiven Druckes für drei Werte $\gamma = H/R$	41
Bild A.2 — Verhältnis der Ersatzgrößen m_i/m , h_i/H und h'_i/H in Abhängigkeit von der Tankschlankheit (siehe auch Tabelle A.2, Spalten 4, 6 und 8)	43
Bild A.3 — a) Verteilung der ersten zwei Modes der Sloshing-Druckverteilung über die Tankhöhe und b) Werte der ersten beiden Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von γ	44
Bild A.4 — a) 1. und 2. modale Sloshing-Masse und b) ihre korrespondierenden Höhen h_{c1} und h_{c2} als Funktionen von γ (siehe auch Tabelle A.2, Spalten 5, 7 und 9)	46
Bild A.5 — Normierter impulsiver Druck auf die Wand eines rechteckigen Tanks senkrecht zur horizontalen Einwirkungsrichtung (nach [8]).....	56
Bild A.6 — Maximalwert des normierten impulsiven Druckes auf eine rechteckige Wand senkrecht zur horizontalen Einwirkungsrichtung (nach [8])	57
Bild A.7 — Normierter konvektiver Druck auf die Wand eines rechteckigen Tanks senkrecht zur horizontalen Einwirkungsrichtung (nach [8]).....	57
Bild A.8 — Bezeichnungen für zylindrische Tanks mit horizontaler Achse (nach [8])	58

Bild A.9 — Impulsive Drücke auf einen horizontalen Zylinder mit $H = R$ bei Einwirkung in Querrichtung (nach [8])	59
Bild A.10 — Dimensionslose erste konvektive Eigenfrequenzen für starre Tanks unterschiedlicher Form (nach [8])	60
Bild A.11 — Verhältnis der axialen Membrandruckkraft von verankerten und unverankerten Festdachtanks am Boden in Abhängigkeit vom Umsturzmoment [4]	71
Bild A.12 — Maximale vertikale Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung in Abhängigkeit vom Umsturzmoment M/WH [4]	72
Bild A.13 — Länge des abhebenden Bereichs in von unverankerten, bodengelagerten zylindrischen Festdachtanks in Abhängigkeit von der Abhebehöhe [4]	73
Bild A.14 — Plastische Verdrehung der Bodenplatte des abhebenden Tanks [8]	73
Tabellen	
Tabelle A.1 — Effektiv beteiligte Masse der Tankwand in der ersten Eigenform als Anteil der Gesamtmasse nach dem Vorschlag von Veletsos und Yang	52
Tabelle A.2 — Koeffizienten C_i und C_c für die Grundperiode, Massen m_i und m_c und die Höhen h_i und h_c des Angriffspunktes der Resultierenden der impulsiven und konvektiven Druckkomponenten auf die Tankwand	53

Vorwort

Dieses Dokument EN 1998-4, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen, wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Januar 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument wird ENV 1998-4:1997 ersetzen.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Hintergrund des Eurocode-Programms

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften für das Bauwesen ein Programm auf der Grundlage des Artikels 95 der Römischen Verträge durchzuführen. Das Ziel des Programms war die Beseitigung technischer Handelshemmnisse und die Harmonisierung technischer Normen.

Im Rahmen dieses Programms leitete die Kommission die Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung von Bauwerken ein, die im ersten Schritt als Alternative zu den in den Mitgliedsländern geltenden Regeln dienen und diese schließlich ersetzen sollten.

15 Jahre lang leitete die Kommission mit Hilfe eines Lenkungsausschusses mit Repräsentanten der Mitgliedsländer die Entwicklung des Eurocode-Programms, das zu der ersten Eurocode-Generation in den 80er Jahren führte.

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung¹⁾ zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

Das Eurocode-Programm umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke*

EN 1992, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten*

1) Vereinbarung zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaft und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Bearbeitung der Eurocodes für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken (BC/CEN/03/89).

EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

EN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Stahl-Beton-Verbundbauten*

EN 1995, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*

EN 1996, *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*

EN 1997, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumkonstruktionen*

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Normungsgremien in den Mitgliedsländern und haben deren Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte berücksichtigt, so dass diese Werte von Land zu Land unterschiedlich bleiben können.

Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und von EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- als Mittel zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie 89/106/EWG, besonders mit der wesentlichen Anforderung Nr 1: Mechanischer Festigkeit und Standsicherheit und der wesentlichen Anforderung Nr 2: Brandschutz;
- als Grundlage für die Spezifizierung von Verträgen für die Ausführung von Bauwerken und dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Herstellung harmonisierter technischer Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs).

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten²⁾ auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen³⁾. Daher sind die technischen Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees von CEN und den Arbeitsgruppen von EOTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Produktnormen mit den Eurocodes vollständig kompatibel sind.

2) Entsprechend Artikel 3.3 der Bauproduktenrichtlinie sind die wesentlichen Angaben in Grundlagendokumenten zu konkretisieren, um damit die notwendigen Verbindungen zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für die Erstellung harmonisierter Europäischer Normen und Richtlinien für die europäischen Zulassungen selbst zu schaffen.

3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument:

- a) die wesentliche Anforderung zu konkretisieren, in dem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungshöhen vereinheitlicht werden,
- b) die Methode zur Verbindung dieser Klasse oder Anforderungshöhen mit technischen Spezifikationen anzugeben, z. B. rechnerische oder Testverfahren, Entwurfsregeln,
- c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen oder Richtlinien für europäische technische Zulassungen zu dienen.

Die Eurocodes spielen de facto eine ähnliche Rolle für die wesentliche Anforderung Nr 1 und einen Teil der wesentlichen Anforderung Nr 2.

EN 1998-4:2006 (D)

Die Eurocodes enthalten Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von kompletten Tragwerken und Baukomponenten, die sich für die tägliche Anwendung eignen. Sie gehen auf traditionelle Bauweisen und Aspekte innovativer Anwendungen ein, enthalten aber keine vollständigen Regelungen für ungewöhnliche Baulösungen und Entwurfsbedingungen, wofür Expertenlösungen erforderlich sein können.

Nationale Normen, die Eurocode implementieren

Die nationale Fassung eines Eurocodes enthält den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich aller Anhänge), so wie von CEN veröffentlicht, mit möglicherweise einer nationalen Titelseite und einem nationalen Vorwort sowie einem Nationalen Anhang (informativ).

Der Nationale Anhang darf nur Hinweise zu solchen Parametern geben, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offengelassen wurden. Diese National Festzulegenden Parameter (NFP) gelten für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauten in dem Land, in dem sie erstellt werden. Sie umfassen:

- Zahlenwerte und/oder Klassen, für die der Eurocode Alternativen anbietet;
- Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben;
- landesspezifische Daten (geographische, klimatische u. a.), z. B. Schneekarten;
- Festlegungen, wenn der Eurocode mehrere alternative Vorgehensweisen anbietet.

Der Nationale Anhang darf auch enthalten:

- Festlegungen zur Anwendung informativer Anhänge;
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit diese ergänzen und nicht widersprechen.

Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)

Die harmonisierten technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung⁴⁾ müssen konsistent sein. Insbesondere sollten die Hinweise, die mit den CE-Zeichen an den Bauprodukten verbunden sind und die die Eurocodes in Bezug nehmen, klar erkennen lassen, welche National Festlegbaren Parameter (NFP) zugrunde liegen.

Zusätzliche Informationen zu EN 1998-4

Der Anwendungsbereich des Eurocodes 8 wird in EN 1998-1:2004, 1.1.1 festgelegt. Der Anwendungsbereich des vorliegenden Teils der EN 1998 wird in 1.1 festgelegt. Die zusätzlichen Teile des Eurocodes 8 werden in EN 1998-1:2004, 1.1.3 aufgelistet.

EN 1998-4:2006 ist zur Anwendung vorgesehen für:

- Auftraggeber (d. h. für die Formulierung ihrer spezifischen Anforderungen an die Zuverlässigkeitsstufen und Dauerhaftigkeit);

4) Siehe Artikel 3.3 und Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie, ebenso wie 4.2, 4.3.1, 4.3.2 und 5.2 des Grundlagendokumentes Nr 1.

- Planer und Konstrukteure;
- zuständige Behörden.

Für die Auslegung von Bauwerken in seismischen Gebieten sind die Bestimmungen dieser Europäischen Norm zusätzlich zu den Bestimmungen der anderen relevanten Bestimmungen des Eurocodes 8 und den anderen relevanten Eurocodes anzuwenden. Insbesondere ergänzen die Bestimmungen dieser Europäischen Norm die der EN 1991-4, EN 1992-3, EN 1993-4-1, EN 1993-4-2 und EN 1993-4-3, welche keine speziellen Anforderungen an die seismische Bemessung behandeln.

Nationaler Anhang zu EN 1998-4

Diese Norm bietet alternative Verfahren und Empfehlungen für Zahlenwerte und Klassen an, die mit Öffnungsklauseln für nationale Festlegungen versehen sind. Daher sollte die nationale Fassung von EN 1998-4 einen Nationalen Anhang haben, der alle die national festzulegenden Parameter enthält, die für den Entwurf und die Berechnung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken, die auf dem Territorium des jeweiligen Landes errichtet worden, zu beachten sind.

Nationale Festlegungen sind in EN 1998-4:2006 an folgenden Stellen möglich:

Abschnitt	Gegenstand
1.1(4)	Zusätzliche Anforderungen an Einrichtungen, die ein hohes Gefährdungspotential für die Bevölkerung und die Umwelt enthalten.
2.1.2(4)P	Referenzwiederkehrperiode T_{NCR} der seismischen Einwirkung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (oder gleichermaßen, die Referenzüberschreitenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren, P_{NCR})
2.1.3(5)P	Referenzwiederkehrperiode T_{DLR} der seismischen Einwirkung für den Schadensbegrenzungszustand (oder gleichermaßen, die Referenzüberschreitenswahrscheinlichkeit in 10 Jahren, P_{DLR})
2.1.4(8)	Bedeutungsbeiwerte für Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen
2.2(3)	Abminderungsfaktor ν für die seismische Beanspruchung im Schadensbegrenzungszustand
2.3.3.3(2)P	Größtwert der Abstrahlungsdämpfung bei der Berechnung von Boden-Bauwerk-Wechselwirkung, ξ_{max}
2.5.2(3)P	Werte für ϕ für Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen
3.1(2)P	Wichte γ für Lagergüter in Silos, für die Erdbebenauslegung
4.5.1.3(3)	Verstärkungsfaktor für die durch Rohre in die Anschlussstellen an der Tankwand eingeleiteten Kräfte, zur Bemessung des elastisch bleibenden Bereichs im Schadensbegrenzungszustand
4.5.2.3(2)P	Überfestigkeitsfaktor der Bemessungstragfähigkeit der Rohrleitung im Nachweis, dass die Verbindung der Rohre mit dem Tank nicht fließen, bevor die Rohre den Grenzzustand der Tragfähigkeit erreichen.

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

(1) Der Anwendungsbereich des Eurocodes 8 wird in EN 1998-1:2004, 1.1.1 festgelegt. Der Anwendungsbereich dieser Norm wird in diesem Abschnitt festgelegt. Die zusätzlichen Teile des Eurocodes 8 werden in EN 1998-1:2004, 1.1.3 dargelegt.

(2) Diese Norm enthält Prinzipien und Anwendungsregeln für die seismische Auslegung von aus Rohrleitungssystemen und Lagertanks zusammengesetzten Anlagen, unabhängig von deren Ausbildung und Standort unter konstruktiven Aspekten. Sie kann ebenfalls zur Auslegung von unabhängigen Elementen, wie speziellen Wassertürmen oder Siloanlagen, für granulare Materialien usw. verwendet werden.

(3) Diese Norm enthält die für eine seismische Auslegung dieser Konstruktionen zusätzlichen Kriterien und Regeln. Diese Regeln und Kriterien sind unabhängig von Größe, Konstruktionsart und anderen funktionalen Merkmalen. Für bestimmte Arten von Tanks und Silos werden detaillierte Berechnungs- und Nachweisverfahren angegeben.

(4) Diese Norm ist unvollständig für Anlagen mit hohem Risiko für die Bevölkerung oder die Umwelt. Dafür müssen zusätzliche Anforderungen durch entsprechend kompetente Einrichtungen erarbeitet werden. Diese Norm ist ebenso nicht vollständig für Konstruktionen mit ungewöhnlichen Bauelementen und für solche, bei denen spezielle Maßnahmen und Untersuchungen durchgeführt werden müssen, um den Erdbebenschutz sicherzustellen. Für diese zwei Fälle enthält die Norm nur allgemeine Prinzipien und keine detaillierten Anwendungsregeln.

ANMERKUNG Zusätzliche Anforderungen an Einrichtungen, die ein hohes Gefährdungspotential für die Bevölkerung und die Umwelt enthalten, dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(5) Obwohl Rohrleitungen mit großem Durchmesser im Anwendungsbereich dieser Norm sind, sind die entsprechenden Bemessungsregeln nicht anwendbar auf scheinbar ähnliche Konstruktionen wie Tunnel und große unterirdische Kavernen.

(6) Die Auslegung von Bauwerken der Lebenslinien „*life-lines*“, die oft im Anwendungsbereich dieser Norm liegen, erfordert Konzepte, Modelle und Methoden, welche wesentlich von denen gewöhnlicher Bauwerkstypen abweichen. Das Antwortverhalten und die Stabilität von Silos und Tanks unter Starkbebeneinwirkung beinhaltet komplexe Sachverhalte, wie z. B. die Boden-Bauwerk-Interaktion, welche durch vereinfachte Auslegungsverfahren nur schwer zu erfassen sind. Gleiches gilt für die Auslegung von Rohrleitungssystemen in schlechtem und möglicherweise instabilem Boden. Aus diesem Grund weicht der Aufbau dieser Norm von den anderen zugehörigen Teilen der EN 1998 ab. Diese Norm ist im Allgemeinen beschränkt auf grundlegende Prinzipien und methodische Angaben.

ANMERKUNG Detaillierte Bemessungsverfahren für einige typischen Situationen, die über grundsätzliche und methodische Ansätze hinausgehen, sind in den Anhängen A und B aufgeführt.

(7) Die Formulierung und Einführung allgemeiner Anforderungen für Bauwerke im Anwendungsbereich dieser Norm erfolgt nach der Unterscheidung von unabhängigen Bauwerken und redundanten Netzwerken durch die Auswahl von Bedeutungsbeiwerten und/oder durch die Definition von speziellen Nachweiskriterien.

(8) Wenn die Erdbebensicherheit von oberirdisch verlegten Rohrleitungen durch seismische Isolationsvorrichtungen zwischen Rohrleitung und Stützkonstruktion sichergestellt wird, gilt EN 1998-2:2005.

Für die Bemessung von Tanks, Silos oder einzelnen Anlagen oder Komponenten von Rohrleitungssystemen mit spezieller Schwingungsisolation, sind die Vorschriften nach EN 1998-1:2004 anzuwenden.

1.2 Normative Verweisungen

(1)P Diese Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert, und die Publikationen sind nachstehend aufgeführt. Bei datierten Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen dieser Publikationen nur zu dieser Norm, falls sie durch Änderung oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation (einschließlich Änderungen).

1.2.1 Allgemeine Bezugsnormen

EN 1990:2002, *Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991-4:2006, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke — Teil 4: Silos und Tankbauwerke*

EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten — Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*

EN 1992-3:2005, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten — Teil 3: Stütz- und Behälterbauwerke aus Beton*

EN 1993-1-1:2004, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

EN 1993-1-5:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-5: Ergänzende Regeln zu ebenen Blechfeldern ohne Querbelastrung*

EN 1993-1-6:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-6: Ergänzende Regeln für Schalentragwerke*

EN 1993-1-7:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-7: Ergänzende Regeln zu ebenen Blechfeldern ohne Querbelastrung*

EN 1993-4-1:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 4-1: Silos*

EN 1993-4-2:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 4-2: Tankbauwerke*

EN 1993-4-3:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 4-3: Rohrleitungen*

EN 1997-1:2004, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln*

EN 1998-1:2004, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 1: Grundlagen; Erdbebenwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke*

EN 1998-2:2005, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 2: Brücken*

EN 1998-5:2004, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 5: Gründungen, Stützbauewerke*

EN 1998-6:2005, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 6: Türme, Masten und Schornsteine*

1.3 Annahmen

(1)P Die allgemeinen Annahmen sind nach EN 1990:2002, 1. 3 zu treffen.

1.4 Unterschiede zwischen den Richtlinien und Anwendungsregeln

(1)P Der Unterschied zwischen Richtlinien und Anwendungsregeln richtet sich nach EN 1990:2002, 1.4.

1.5 Begriffe

1.5.1 Allgemeines

(1) Für Anwendung dieser Norm sind die folgenden Begriffe zutreffend.

1.5.2 Gemeinsame Begriffe der Eurocodes

(1)P Die Begriffe nach EN 1990:2002, 1.5 gelten.

(2)P Für EN 1998-1:2004, 1.5.1 gelten die gemeinsamen Begriffe aller Eurocodes.

1.5.3 Weitere in EN 1998 verwendete Begriffe

Für die Anwendung dieser Europäischen Norm gelten die Begriffe nach EN 1998-1:2004, 1.5.1 und 1.5.2.

1.5.4 Weitere in EN 1998-4 verwendete Begriffe

1.5.4.1 unabhängiges Bauwerk

Ein Bauwerk, dessen Tragverhalten und dessen funktionales Verhalten während eines Erdbebens und danach nicht durch andere Bauwerke beeinflusst wird. Die Auswirkungen des Versagens beschränken sich dabei nur auf die geforderten Funktionen des Bauwerks selbst.

1.6 Symbole

(1) Für die Anwendung dieser Europäischen Norm gelten folgende Symbole:

A_{Ed}	Bemessungswert der seismischen Einwirkung ($= \gamma A_{Ek}$)
A_{Ek}	charakteristischer Wert der seismischen Einwirkung für die entsprechende Referenzwiederkehrperiode
b	horizontale Abmessung des Silos parallel zur Horizontalkomponente der seismischen Einwirkung
d_c	Innendurchmesser eines zylindrischen Silos
d_g	Bemessungsbodenverschiebung nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.4(1), zur Anwendung in Gleichung (4.1)
g	Erdbeschleunigung
h_b	Gesamthöhe eines Silos, vom flachen Boden oder dem Auslass des Trichters bis zur äquivalenten Oberfläche des Lagergutes
q	Verhaltensbeiwert
r	Radius eines zylindrischen Silos, einer Silozelle, eines Tanks oder einer Rohrleitung
r_s^*	geometrische Größe, welche für Silos durch Gleichung (3.5) als $r_s^* = \min(H, Br_s/2)$ definiert wird
t	Dicke

x	vertikaler Abstand eines Punktes der Silowand bezogen auf den flachen Siloboden oder auf den Auslass eines konischen oder pyramidenförmigen Trichters aus
x	Entfernung zwischen dem Verankerungspunkt der Rohrleitung und dem Anschlusspunkt mit dem Tank
z	vertikal abwärts gerichtete Koordinate eines Silos, gemessen von der äquivalenten Oberfläche des Lagerguts
$\alpha(z)$	Verhältnis der Antwortbeschleunigung in einer Betrachtungsebene z zur Erdbeschleunigung
β	Neigungswinkel der Trichterwand, gemessen von der Vertikalen, oder dem steilsten Neigungswinkel zur Vertikalen der Wand im pyramidenförmigen Trichter
γ	Wichte des Lagerguts im Silo, entsprechend dem oberen charakteristischen Wert in EN 1991-4:2006, Tabelle E.1
χ	Bedeutungsbeiwert
γ_p	Verstärkungsfaktor für die durch die Rohrleitungen in die Anschlussstellen an der Tankwand eingeleiteten Kräfte, zur Bemessung des elastisch bleibenden Bereichs im Schadensbegrenzungszustand, 4.5.1.3(3)
Δ	Minimalwert der erzwungenen relativen Verschiebung zwischen dem ersten Verankerungspunkt der Rohrleitung und dem Tank entsprechend Gleichung (4.1)
$\Delta_{ph,s}$	zusätzlicher Normaldruck auf die Silowand infolge der Antwort des Lagerguts auf die Horizontal-komponente der seismischen Einwirkung
$\Delta_{ph,so}$	Referenzdruck auf die Silowand nach 3.3(8), Gleichung (3.6)
θ	Winkel ($0 \leq \theta \leq 360^\circ$) zwischen der radialen Linie zum Betrachtungspunkt auf der Wand und der Richtung der Horizontalkomponente der seismischen Einwirkung
λ	Korrekturfaktor der Basisschubkraft aus der Ersatzkraftmethode der Bemessung EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.2(1)
ν	Abminderungsfaktor für die seismische Einwirkung im Schadensbegrenzungszustand
ξ	viskoses Dämpfungsverhältnis (in Prozent)
$\psi_{2,i}$	die Kombinationskoeffizienten für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkung i
$\psi_{E,i}$	Kombinationskoeffizient für eine veränderliche Einwirkung i , zur Berechnung der seismischen Einwirkung

1.7 SI-Einheiten

- (1)P Es sind SI-Einheiten nach ISO 1000 zu verwenden.
- (2) Zusätzlich sind die in EN 1998-1:2004, 1.7 empfohlenen Einheiten zu verwenden.

2 Allgemeine Prinzipien und Anwendungsregeln

2.1 Sicherheitsanforderungen

2.1.1 Allgemeines

(1)P Diese Norm behandelt Bauwerke, welche sich insbesondere in den folgenden grundlegenden Eigenschaften unterscheiden können:

- der Art und Menge der gelagerten Produkte und der damit verbundenen potentiellen Gefahr;
- den Anforderungen an die Funktionsfähigkeit während eines Erdbebens und danach;
- den Umweltbedingungen.

(2) Abhängig von der spezifischen Kombination der genannten Eigenschaften sind unterschiedliche Formulierungen der allgemeinen Anforderungen angemessen. In Übereinstimmung mit der allgemeinen Vorgehensweise in den Eurocodes wird die Verwendung von zwei Grenzzuständen bei einer entsprechend angepassten Definition beibehalten.

2.1.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1)P Der Grenzzustand der Tragfähigkeit, für den ein System nachzuweisen ist, wird mit dem Verlust der Funktionsfähigkeit des Systems definiert. Unter Umständen ist bei Überschreiten des Grenzzustandes der Tragfähigkeit eine teilweise Wiederherstellung der Funktionsfähigkeit mit einem akzeptablen Reparaturaufwand möglich ist.

ANMERKUNG Diese Umstände werden von den verantwortlichen Behörden oder dem Bauherrn festgelegt.

(2)P Für bestimmte Elemente eines Netzwerks sowie für unabhängige Bauwerke, deren Versagen hohe Risiken mit sich bringen, wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit durch den Schadenszustand definiert, bei dem auch bei schweren Schäden ein Sprödbruchversagen ausgeschlossen wird und eine kontrollierte Freisetzung des Inhalts erlaubt ist.

Wenn das Versagen der genannten Elemente keine hohen Risiken für Menschen und Güter beinhaltet, so kann der Grenzzustand der Tragfähigkeit durch das völlige Versagen des Systems definiert werden.

(3)P Die seismische Einwirkung, bei der der Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht überschritten wird, ist festzulegen durch die direkten und indirekten Folgen, die mit einem Versagen des Systems verbunden sind.

(4)P Die Bemessungswert der seismischen Einwirkung A_{Ed} ist durch folgende Kenngrößen festzulegen:

- a) der seismischen Referenzeinwirkung A_{EK} , verbunden mit einer Überschreitenswahrscheinlichkeit, P_{NCR} in 50 Jahren oder einer Referenzwiederkehrperiode T_{NCR} (siehe EN 1998-1:2004, 2.1(1)P und 3.2.1(3)) und
- b) den Bedeutungsbeiwert γ (siehe EN 1990:2002 und EN 1998-1:2004, 2.1((2)P, 2.1(3)P und (4)), um die unterschiedliche Zuverlässigkeit zu berücksichtigen:

$$A_{Ed} = \gamma A_{EK}$$

ANMERKUNG Die Werte für die Referenzwiederkehrperiode, T_{NCR} , für die seismische Referenzeinwirkung, dürfen im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes festgelegt werden. Der empfohlene Wert ist $T_{NCR} = 475$ Jahre.

(5) Die Fähigkeit der Tragwerke, seismischen Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit im nichtlinearen Bereich zu widerstehen, erlaubt es, ihre Konstruktion für geringere seismische Lasten zu bemessen, als bei entsprechender Auslegung für eine linear-elastische Antwort.

(6) Eine nichtlineare Analyse kann vermieden werden, wenn die Fähigkeit des Tragwerks, Energie aufzunehmen (vor allem durch das duktile Verhalten seiner Bauteile und/oder anderer Vorgänge), berücksichtigt wird. Dabei wird eine linear-elastische Analyse mit einem gegenüber dem elastischen Spektrum reduzierten Spektrum durchgeführt. Dieses wird als „Design Spektrum“ bezeichnet. Die Reduzierung erfolgt durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts q . Dieser ist eine Näherung des Verhältnisses der seismischen Einwirkung auf das Bauwerk bei einer vollständig elastischen Antwort mit 5 % viskoser Dämpfung zur seismischen Belastung, die in der Bemessung mit einem konventionellen linear-elastischen Modell, welches noch ein zufrieden stellendes Verhalten der Konstruktion im Grenzzustand der Tragfähigkeit sicherstellt, angesetzt wird.

(7) Die Werte des Verhaltensbeiwertes q , der auch den Einfluss einer von 5 % abweichenden Dämpfung berücksichtigt, werden für verschiedene Konstruktionstypen der EN 1998-4 in den entsprechenden Stellen dieses Eurocodes angegeben.

2.1.3 Schadensbegrenzungszustand

(1)P Abhängig von den Merkmalen und dem Verwendungszweck des betrachteten Bauwerks sind einer oder zwei der folgenden Schadensbegrenzungszustände einzuhalten:

- „volle Integrität“;
- „minimale Betriebsfähigkeit“.

(2)P Die „volle Integrität“ erfordert, dass das betrachtete Tragwerk und die zugehörigen spezifischen Elemente unter den relevanten seismischen Einwirkungen voll funktionsfähig und dicht bleiben.

(3)P Die Anforderungen an die „minimale Betriebsfähigkeit“ beinhalten, dass das betrachtete Tragwerk mit seinen Bauteilen Schäden an einigen seiner Elemente erleiden kann. Das Schadensausmaß ist so zu begrenzen, dass nach Schadenskontrollmaßnahmen die Funktionsfähigkeit des Systems bis zu einem bestimmten vordefinierten Grad wiederhergestellt werden kann.

(4)P Die jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit der seismischen Einwirkung, für welche dieser Grenzzustand nicht überschritten werden darf, ist unter Berücksichtigung des Folgenden festzulegen:

- der Konsequenzen eines Funktionsverlustes und/oder einer Freisetzung des Inhalts, und
- der Verluste durch die reduzierte Kapazität des Systems und den notwendigen Reparaturen.

(5)P Die seismische Einwirkung, welche den Schadensbegrenzungszustand nicht überschreitet, hat eine Überschreitenswahrscheinlichkeit, P_{DLR} , in 10 Jahren, bzw. eine Wiederkehrperiode T_{DLR} . Der auf die seismische Bemessungseinwirkung angewendete Abminderungsfaktor nach 2.2(3) kann bei Fehlen genauerer Informationen zur Berechnung der seismischen Einwirkung für den Schadensbegrenzungszustand verwendet werden.

ANMERKUNG Werte für P_{DLR} oder T_{DLR} dürfen im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind $P_{DLR} = 10\%$ und $T_{DLR} = 95$ Jahre.

2.1.4 Zuverlässigkeitsunterscheidung

(1)P Die Höhe des Erdbebenschutzes von Rohrleitungsnetzwerken und unabhängigen Bauwerken (Tanks oder Silos) ist abhängig von der Zahl der betroffenen Menschen und den wirtschaftlichen Verlusten.

(2)P Die Zuverlässigkeitsunterscheidung ist durch eine zweckmäßige Anpassung der jährlichen Überschreitenswahrscheinlichkeit der seismischen Bemessungseinwirkung vorzunehmen.

(3) Diese Anpassung sollte durch eine Einteilung der Bauwerke in verschiedene Bedeutungsklassen und durch Anwendung des Bedeutungsbeiwerts γ auf die zugehörigen seismischen Referenzeinwirkungen

erfolgen. Dieser wird in 2.1.2(4)P und in EN 1998-1:2004, 2.1(3)P festgelegt, seine Größe ist von der Bedeutungsklasse abhängig. Die einzelnen Werte des Bedeutungsbeiwerts γ_i , die zur Anpassung der Beanspruchungen an die seismischen Einwirkungen einer bestimmten Wiederkehrperiode notwendig sind, hängen von der Seismizität der Region ab. Der Bedeutungsbeiwert von $\gamma_i = 1,0$ bezieht sich auf die seismische Einwirkung mit der Wiederkehrperiode nach 2.1.2(4)P.

ANMERKUNG Für die Abhängigkeit des Wert von γ_i siehe Anmerkung in EN 1998-1:2004, 2.1(4).

(4) Für die Bauwerke aus dem Anwendungsbereich dieser Norm ist es zweckmäßig, drei Bedeutungsklassen in Abhängigkeit vom potentiellen Verlust von Menschenleben infolge des Versagens des Einzelbauwerkes und den ökonomischen und sozialen Folgen des Versagens zu unterscheiden. In Abhängigkeit vom Verwendungszweck und vom Inhalt des Bauwerks und den Folgen für die öffentliche Sicherheit können weitere Unterteilungen innerhalb der Bedeutungsklassen getroffen werden.

ANMERKUNG Die Bedeutungsklassen I, II und III/IV entsprechen ungefähr den Konsequenzklassen CC1, CC2 und CC3 nach EN 1990:2002, Anhang B.

(5) Klasse I beinhaltet Situationen mit geringen Risiken für Menschen und vernachlässigbaren ökonomischen und sozialen Auswirkungen im Versagensfall.

(6) Klasse II beinhaltet Bauwerke und Anlagen mit mittleren Risiken für Menschen und (geografisch) lokalen ökonomischen und sozialen Auswirkungen im Versagensfall.

(7) Klasse III beinhaltet Bauwerke und Anlagen mit hohen Risiken für Menschen und großen ökonomischen und sozialen Auswirkungen im Versagensfall.

(8) Klasse IV beinhaltet Bauwerke und Anlagen mit außerordentlich großen Risiken für Menschen und ökonomischen und gesellschaftlichen Auswirkungen im Versagensfall.

ANMERKUNG Die Werte für γ_i dürfen im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes festgelegt werden. Die Werte für γ_i können sich innerhalb der verschiedenen seismischen Zonen eines Landes unterscheiden. Dies ist abhängig von den seismischen Gefährdungsbedingungen (siehe Anmerkung zu EN 1998-1:2004, 2.1(4)) und den öffentlichen Sicherheitsanforderungen (ausführlich in 2.1.4). Der γ_i -Wert für die Bedeutungsklasse II ist laut Definition gleich 1,0. Für die anderen Klassen sind die empfohlenen γ_i -Werte: $\gamma_i = 0,8$ für Bedeutungsklasse I, $\gamma_i = 1,2$ für Bedeutungsklasse III und $\gamma_i = 1,6$ für Bedeutungsklasse IV.

(9)P Rohrleitungssysteme, welche große geografische Entfernungen durchlaufen, treffen gewöhnlich auf eine große Anzahl unterschiedlicher seismischer Gefährdungen und Bodenbedingungen. Zusätzlich sind entlang des Rohrleitungssystems eine Anzahl von Subsystemen vorhanden, wie die angeschlossenen Bauwerke (Behälter, Vorratslager usw.) oder Rohrleitungseinbauten (Ventile, Pumpen usw.). Die kritischen Abschnitte der Rohrleitung (z. B. weniger redundante Teile des Tragwerks) und kritische Komponenten (Pumpen, Kompressoren, Kontrollausrüstungen usw.) sind unter diesen Umständen so zu bemessen, dass sie eine erhöhte Zuverlässigkeit unter seismischer Beanspruchung sicherstellen. Andere, weniger wichtige Komponenten, bei denen auch ein Schaden akzeptabel ist, brauchen nicht nach diesen erhöhten Kriterien bemessen zu werden.

2.1.5 Tragwerk- und Bauteilzuverlässigkeit

(1)P Die in 2.1.4 formulierten Zuverlässigkeitsanforderungen beziehen sich auf ein Gesamttragwerk. Dieses Tragwerk kann aus einer Einzelkomponente oder aus einer Gruppe von verschiedenartig miteinander verbundenen Komponenten bestehen, um die vorgesehenen Funktionen zu erfüllen.

(2) Ein formales Verfahren für die Zuverlässigkeitsanalyse eines Tragwerks ist im Anwendungsbereich dieser Norm nicht enthalten. Der Anwender sollte dennoch die Aufgaben der verschiedenen Elemente untersuchen, um eine kontinuierliche Funktionsfähigkeit des Tragwerks sicherzustellen. Dies ist insbesondere dann notwendig, wenn keine Redundanzen vorhanden sind. Bei sehr komplexen Tragwerken sollten Empfindlichkeitsuntersuchungen durchgeführt werden.

(3)P Elemente oder Bauwerke in einem Netzwerk, welche sich in Bezug auf das Tragwerksversagen als besonders kritisch erweisen, sind entsprechend der Versagensfolgen mit einer zusätzlichen Sicherheit auszustatten. Wenn keine Erfahrungen vorliegen, sind experimentelle Untersuchungen zur Überprüfung der Bemessungsannahmen vorzunehmen.

(4) Wenn keine genaueren Analysen durchgeführt werden, kann die zusätzliche Sicherheit der kritischen Elemente durch Einstufung in eine höhere Bedeutungsklasse als der des Gesamttragwerks erreicht werden. Alternativ dürfen die Kapazitätsbemessungsregeln angewendet werden, um besonders kritische Teile der Strukturen im Netzwerk zu bemessen. Damit kann die tatsächliche Festigkeit von Elementen berücksichtigt werden, welche als nicht kritisch betrachtet werden.

2.1.6 Auslegungsgrundsätze

(1)P Auch wenn die allgemeine seismische Antwort als elastisch angenommen wird, sind die tragenden Elemente für eine lokale Duktilität zu bemessen für die sie ausgelegt werden. Für die Elemente sind duktile Materialien zu verwenden.

(2)P Bei der Auslegung eines Netzwerks oder eines unabhängigen Bauwerks sind die folgenden, allgemeinen Grundsätze zur Verringerung der Erdbebenwirkungen zu berücksichtigen:

- funktionelle Redundanz des Tragwerks;
- Vermeidung von Wechselwirkungen der mechanischen und elektrischen Anlagekomponenten mit den Tragwerkselementen;
- leichter Zugang für Inspektionen, Instandhaltung und Reparatur von Schäden;
- Qualitätskontrolle der Systemkomponenten.

(3) Um das Ausbreiten des Schadens über die Verbindungen zwischen den Elementen in funktional redundanten Tragwerken zu verhindern, sollten die entsprechenden Teile funktionell isoliert werden.

(4) In Fällen, bei denen die Schadensbehebung an erdbebenempfindlichen wichtigen Anlagen schwierig bzw. zeitaufwendig ist, sollten Ersatzanlagen oder -baugruppen vorgesehen werden.

2.2 Seismische Einwirkung

(1)P Die seismischen Einwirkungen zur Ermittlung der seismischen Beanspruchungen auf Silos, Tanks und Rohrleitungen sind entsprechend EN 1998-1:2004, 3.2 festzulegen. Es sind standortabhängige, elastische Antwortspektren (EN 1998-1:2004, 3.2.2) und Zeitverlaufsdarstellungen (EN 1998-1:2004, 3.2.3.1) zu verwenden. Weitere Regeln zur Erfassung der räumlichen Veränderlichkeit der Bodenbewegung von eingeerdeten Rohrleitungen sind in Abschnitt 6 angegeben.

(2)P Die zur Untersuchung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit verwendeten seismischen Einwirkungen sind in 2.1.2(4)P spezifiziert. Falls die Ermittlung der seismischen Einwirkungseffekte auf einer linear-elastischen Berechnung mit einem Verhaltensbeiwert q größer als 1 nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.5(2) beruht, ist das Bemessungsspektrum für die elastische Berechnung nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.5 zu bestimmen (siehe auch 2.1.2(6)P).

(3) Ein Abminderungsfaktor ν darf, wie in EN 1998-1:2004, 2.1(1)P angegeben, auf die seismische Bemessungseinwirkung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit angewendet werden, um die geringeren Wiederkehrperioden seismischer Ereignisse für den Schadensbegrenzungszustand zu berücksichtigen. Die Größe des Abminderungsfaktors ν ist von der Bedeutungsklasse des Bauwerks abhängig. Bei seiner Anwendung ist die Annahme eingeschlossen, dass das elastische Antwortspektrum der seismischen Einwirkung für den Nachweis des Schadensbegrenzungszustandes die gleiche Form besitzt wie das elastische Antwortspektrum der Bemessungseinwirkung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EN 1998-1:2004, 2.1(1)P und 3.2.1(3) (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.2.1(2) und 4.4.3.2(2)).

ANMERKUNG Die Werte für ν dürfen im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes festgelegt werden. In Abhängigkeit von den seismischen Gefährdungsbedingungen und den Schutzziele des Auslegungsgegenstandes sind für die verschiedenen seismischen Zonen eines Landes unterschiedliche Werte von ν zu definieren. Die empfohlenen Werte von ν sind 0,5 für die Bedeutungsklassen I und II, und 0,4 für die Bedeutungsklassen III und IV. Unterschiedliche Werte können aus speziellen Gefährdungsstudien resultieren.

2.3 Berechnung

2.3.1 Berechnungsmethoden

(1) Für die Tragwerke im Anwendungsbereich dieser Norm sollten die seismischen Beanspruchungen auf der Grundlage eines linearen Verhaltens des Bauwerks und des Untergrundes bestimmt werden.

(2) Nichtlineare Methoden dürfen zur Bestimmung der seismischen Beanspruchungen angewandt werden, wenn es durch das nichtlineare Verhalten des Tragwerks und des umgebenden Bodens für das konkrete Problem erforderlich ist oder wenn die elastischen Lösungen wirtschaftlich nicht vertretbar sind.

(3)P Berechnungen, um die seismischen Beanspruchungen für den Schadensbegrenzungszustand zu bewerten, sind linear-elastisch durchzuführen. Dabei sind die elastischen Antwortspektren nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 und 3.2.2.3, zu verwenden und mit dem Abminderungsfaktor ν nach 2.2(3) zu multiplizieren. In das elastische Antwortspektrum ist ein gewichteter Durchschnittswert für die viskose Dämpfung einzugeben, welcher die verschiedenen Dämpfungswerte der unterschiedlichen Materialien/Bauteile nach 2.3.5 und nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2(3) berücksichtigt.

(4) Berechnungen, um die seismischen Beanspruchungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu bewerten, dürfen linear-elastisch durchgeführt werden nach 2.1.2(6) und EN 1998-1:2004, 3.2.2.5. Dabei sind die Bemessungsspektren nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.5 mit einem Dämpfungswert von 5 % zu verwenden. Sie nutzen einen Verhaltensbeiwert q zur Berücksichtigung der Fähigkeit des Tragwerks Energie vor allem durch das Verhalten seiner Bauteile und/oder anderer Mechanismen zu dissipieren sowie zur Berücksichtigung des Einflusses einer von 5 % verschiedenen viskosen Dämpfung (siehe 2.1.2(6)P).

(5)P Wenn nicht anders festgelegt für die besonderen Typen von Bauwerken in den entsprechenden Teilen dieser Norm, sind die anzuwendenden Berechnungsarten nach EN 1998-1:2004, 4.3.3, im Einzelnen:

- a) die „Ersatzkraftmethode“ der (linear-elastischen) Berechnung (siehe EN 1998-1:2004, 4.3.3.2);
- b) die „modale Antwortspektrenmethode“ (linear-elastisch) (siehe EN 1998-1:2004, 4.3.3.3);
- c) die nichtlineare statische (Pushover-) Berechnung (siehe EN 1998-1:2004, 4.3.3.4.2);
- d) die nichtlineare (dynamische) Zeitverlaufsrechnung (siehe EN 1998-1:2004, 4.3.3.4.3).

(6)P Die Abschnitte 4.3.1(1)P, 4.3.1(2), 4.3.1(6), 4.3.1(7), 4.3.1(9)P, 4.3.3.1(5) und 4.3.3.1(6) von EN 1998-1:2004 sind zur Modellbildung und zur Berechnung der Bauwerke, die in dieser Norm behandelt werden, anzuwenden.

(7) Die „Ersatzkraftmethode“ für die linear-elastische Berechnung sollte entsprechend der Abschnitte 4.3.3.2.1(1)P, 4.3.3.2.2(1) (mit $\lambda = 1,0$), 4.3.3.2.2(2) und 4.3.3.2.3(2)P von EN 1998-1:2004 angewendet werden. Sie ist für Bauwerke anwendbar, bei denen die Antwort jeder Komponente der seismischen Einwirkung näherungsweise der eines Einmassenschwingersystems entspricht: für starre (Beton-) Hochbehälter oder Silos auf einer relativ nachgiebigen und nahezu masselosen Gründung.

(8) Die „modale Antwortspektrenmethode“ für die linear-elastische Berechnung sollte entsprechend der Abschnitte 4.3.3.3.1(2)P, 4.3.3.3.1(3), 4.3.3.3.1(4) und 4.3.3.2.2 von EN 1998-1:2004 angewendet werden. Sie ist anwendbar für Bauwerke, deren Antwort stark von den Anteilen anderer Eigenformen, als denen eines Einmassenschwingers in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird.

(9) Nichtlineare Berechnungen, die statische (Pushover-) oder die dynamische Zeitverlaufsrechnung sollten EN 1998-1:2004, 4.3.3.4.1 erfüllen.

(10) Die nichtlineare statische (Pushover-) Berechnung sollte nach 4.3.3.4.2.2(1), 4.3.3.4.2.3, 4.3.3.4.2.6 von EN 1998-1:2004 ausgeführt werden.

(11) Die nichtlineare Zeitverlaufsrechnung sollte EN 1998-1:2004, 4.3.3.4.3 erfüllen.

(12) Die entsprechenden Vorschriften von EN 1998-1:2004 sind anwendbar für die Berechnung von Tanks, Silos und den einzelnen Anlagen und Bauteilen von Rohrleitungssystemen, die seismisch basisisoliert sind.

(13) Die entsprechenden Vorschriften von EN 1998-2:2005 sind anwendbar für die Berechnung von oberirdisch verlegten Rohrleitungssystemen, mit seismischen Entkopplungselementen zwischen der Rohrleitung und ihren Stützungen.

2.3.2 Wechselwirkung mit dem Baugrund

(1)P Effekte der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung sind nach EN 1998-5:2004, Abschnitt 6, zu erfassen.

ANMERKUNG Zusätzliche Informationen über die Verfahren zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung sind im informativen Anhang A sowie in EN 1998-6:2005, informativer Anhang C, enthalten.

2.3.3 Dämpfung

2.3.3.1 Strukturdämpfung

(1) Wenn die Dämpfungswerte nicht aus speziellen Informationen abgeleitet werden können, sollten für lineare Analysen die folgenden Werte verwendet werden:

a) Zustand der Schadensbegrenzung: die Werte nach EN 1998-2:2005, 4.1.3(1);

b) Grenzzustand der Tragfähigkeit: $\xi = 5\%$.

2.3.3.2 Dämpfung der gelagerten Flüssigkeit

(1) Für Wasser und andere Flüssigkeiten darf ein Dämpfungswert von 0,5 % angenommen werden, sofern nicht anders festgelegt.

ANMERKUNG Verweise auf zusätzliche Informationen für die Berechnung der Dämpfungswerte von Flüssigkeiten sind im informativen Anhang B zu finden.

(2) Für körniges Material sollte eine geeignete Dämpfung verwendet werden. Wenn keine konkreten Informationen vorhanden sind, darf ein Wert von 10 % angenommen werden.

2.3.3.3 Dämpfung der Gründung

(1) Die Materialdämpfung ist vom Material des Untergrunds und der Stärke des Bebens abhängig. Wenn keine genaueren Bestimmungen verfügbar sind, sollten die Werte der Tabelle 4.1 von EN 1998-5:2004 verwendet werden.

(2)P Die Abstrahlungsdämpfung ist abhängig von der Bewegungsrichtung (horizontale Verschiebung, vertikale Verschiebung, Kippen usw.), der Geometrie der Gründung, der Untergrundsichtung und der Bodenart. Die für die Analyse verwendeten Werte müssen mit den tatsächlichen Standortbedingungen kompatibel sein und sind durch anerkannte theoretische und/oder experimentelle Ergebnisse zu begründen. Die in der Analyse verwendete Abstrahlungsdämpfung darf den Maximalwert ξ_{\max} nicht überschreiten.

ANMERKUNG Die Werte für ξ_{\max} dürfen im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes festgelegt werden. Eine Anleitung zur Auswahl und zur Verwendung der Dämpfungswerte mit den entsprechenden Gründungsbewegungen wird durch EN 1998-6:2005 gegeben. Es wird ein Wert von $\xi_{\max} = 25\%$ empfohlen.

2.3.3.4 Gewichtete Dämpfung

(1) Die globale, durchschnittliche Dämpfung des Gesamtsystems gibt die Anteile der verschiedenen Materialien/Komponenten an der Dämpfung wieder.

ANMERKUNG Verfahren zur Berücksichtigung der Anteile der verschiedenen Materialien/Bauteile an der Gesamtdämpfung des Systems sind in EN 1998-2:2005, Anmerkung 4.1.3(1) und im informativen Anhang B von EN 1998-6:2005 enthalten.

2.4 Verhaltensbeiwerte

(1)P Für den Schadensbegrenzungszustand ist der Verhaltensbeiwert q mit 1,0 anzunehmen.

ANMERKUNG Von den im Anwendungsbereich dieser Norm liegenden Bauwerken ist nicht zu erwarten, dass im Schadensbegrenzungszustand Energie dissipiert wird.

(2) Die Verwendung eines Verhaltensbeiwerts q größer 1,5 im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nur zulässig, wenn die Möglichkeiten der Energiedissipation konkret nachgewiesen und quantifiziert werden können. Die Möglichkeit des Bauwerks zur Energiedissipation durch eine entsprechende konstruktive Ausbildung ist nachzuweisen.

(3)P Wenn der seismische Schutz durch eine seismische Isolation sichergestellt wird, ist der Verhaltensbeiwert für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit $q = 1,5$ anzunehmen, wenn nicht durch (4)P gegeben.

(4)P Wenn ein Schutz gegen Erdbeben mit Hilfe von Erdbebenisolationsvorrichtungen vorgesehen ist, muss $q = 1$ für die folgenden Fälle angesetzt werden:

- a) für die Bemessung des Stütztragwerks (z. B. die Bauteile unterhalb der Isolationsebene);
- b) für die Wirkung des Tanküberbaus, die sich aus dem übertragenen Anteil des Flüssigkeitsverhaltens (Schwappen) ergibt;
- c) für die Bemessung von Erdbebenisolationsvorrichtungen.

2.5 Sicherheitsnachweise

2.5.1 Allgemeines

(1)P Sicherheitsnachweise sind für die in 2.1 definierten Grenzzustände unter Beachtung der spezifischen Vorschriften in 3.5, 4.5, 5.6 und 6.5 durchzuführen.

(2) Falls die Plattendicke zur Berücksichtigung von Korrosionserscheinungen erhöht wurde, sollten die Nachweise für die erhöhte und die normale Plattendicke durchgeführt werden. Die Berechnung darf auf einem Einzelwert der Plattendicke basieren.

2.5.2 Kombination der seismischen Einwirkungen mit anderen Einwirkungen

(1)P Der Bemessungswert E_d aus den Beanspruchungen der Einwirkungen in der seismischen Bemessungssituation ist nach EN 1990:2002, 6.4.3.4 zu bestimmen. Die Trägheitseffekte der seismischen Bemessungseinwirkung sind nach EN 1998-1:2004, 3.2.4(2)P zu bestimmen.

(2) In teilweise hinterfüllten oder eingeedeten Tanks enthalten die ständigen Lasten das Gewicht der Erddeckung und einen ständigen Außendruck infolge des Grundwassers zusätzlich zum Gewicht der Konstruktion.

(3)P Die Kombinationskoeffizienten $\Psi_{2,i}$ (für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Beanspruchung i) sind nach EN 1991-4 anzusetzen. Die Kombinationskoeffizienten Ψ_{Ei} nach EN 1998-1:2004, 3.2.4(2)P für die Berechnung der Erdbebenwirkung sind durch Multiplikation von $\Psi_{2,i}$ mit einem Faktor ϕ zu berechnen.

ANMERKUNG Die Werte für ξ_{\max} dürfen im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind $\phi = 1$ für gefüllte und $\phi = 0$ für leere Silos, Tanks oder Rohrleitungen.

(4)P Die Beanspruchungen durch den Inhalt sind bei den veränderlichen Lasten für zwei Befüllungszustände zu berücksichtigen: leer oder voll. Bei Gruppen von Silos und Tanks sind unterschiedliche Verteilungen von vollen und leeren Speichern entsprechend dem Betrieb der Anlage zu untersuchen. Es sind wenigstens die beiden Fälle zu betrachten, bei denen alle Speicher voll bzw. leer sind. Für die Bemessung sind nur die symmetrischen Füllgutlasten auf Silos oder Silokammern zu berücksichtigen.

3 Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für Silos

3.1 Einleitung

(1) Es wird unterschieden zwischen:

- direkt auf dem Boden oder der Gründung gelagerten Silos, und
- aufgeständerten Silos, welche hochgelagert oder auf mehreren Stützen (ausgefacht oder nicht), gelagert sind.

Der Haupteffekt der seismischen Einwirkung auf bodenständige Silos sind induzierte Spannungen in der Wandschale durch die Antwort des Siloinhaltes (siehe (3) und 3.3(5) bis (12) für die zusätzlichen Normaldrücke auf die Wandschale). Das Hauptinteresse bei der seismischen Bemessung von aufgeständerten Silos gilt der Stützstruktur und ihrer Duktilität und der Fähigkeit zur Energiedissipation (siehe 3.4(4) und (5)).

(2)P Die Bestimmung der Eigenschaften des granularen Lagergutes des Silos, einschließlich seiner Wichte γ , erfolgt nach EN 1991-4:2006, Abschnitt 4.

ANMERKUNG Die Werte für γ dürfen im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes festgelegt werden. Für die in EN 1991-4:2006, Tabelle E.1, aufgelisteten Materialien ist der empfohlene Wert von γ der obere charakteristische Wert der in dieser Tabelle spezifizierten Wichten γ_U .

(3) Unter seismischen Bedingungen entstehen durch das Lagergut an den Wänden, der Zufuhreinrichtung und dem Boden höhere Drücke als unter statischen Bedingungen. Bei der Bemessung ist diese Druckerhöhung gleichzeitig mit den Trägheitskräften des Lagergutes infolge seismischer Einwirkung zu berücksichtigen (siehe 3.3(5)).

(4)P Die äquivalente Oberfläche des Lagergutes (wie in EN 1991-4:2006, 1.5 definiert) in der seismischen Bemessungssituation muss im Einklang stehen mit den Kombinationskoeffizienten Ψ_{Ei} , für die Berechnung der Effekte aus den seismischen Einwirkungen nach 2.5.2(3)P.

3.2 Kombination der Anteile aus Bodenbewegung

(1)P Axialsymmetrische Silos oder Teile davon werden unter der Annahme ausgelegt, dass nur eine horizontale Komponente und die vertikale Komponente der seismischen Einwirkung gleichzeitig auftreten. In allen anderen Fällen sind die Silos für die gleichzeitige Einwirkung durch zwei horizontale und die vertikale Komponente zu bemessen.

(2) Wenn die Tragwerksantwort jeder Komponente infolge der seismischen Einwirkung getrennt berechnet wird, darf EN 1998-1:2004, 4.3.3.5.2(4) für die Ermittlung der ungünstigsten Effekte infolge der gleichzeitig wirkenden Komponenten angewendet werden.

(3)P Wenn die Gleichungen (4.20), (4.21), (4.22) in EN 1998-1:2003, 4.3.3.5.2(4) für die Berechnung der Beanspruchung der gleichzeitig wirkenden Komponenten angewendet werden, ist unabhängig von Vorzeichen für die Beanspruchung infolge jeder Einzelkomponente der ungünstigste Wert für den Einzel-Einwirkungseffekt einzusetzen.

(4)P Wenn die Berechnung mit gleichzeitiger Einwirkung durch die drei seismischen Bewegungskomponenten durchgeführt wird, ist der Maximalwert der Gesamtantwort unter Kombination der horizontalen und vertikalen Komponenten für die Tragfähigkeitsnachweise zu verwenden.

3.3 Berechnung von Silos

(1) Die Berechnung von Silos erfolgt in Übereinstimmung mit 2.3 und 3.3.

(2)P Das Berechnungsmodell zur Bestimmung der seismischen Beanspruchungen sollte genau die Steifigkeit, die Masse und die geometrischen Eigenschaften des Silos sowie die Einflüsse des Inhalts und der Interaktion mit dem Boden erfassen. Die Modellierung und die Berechnung von Stahlsilos ist nach EN 1993-4-1:2006, Abschnitt 4, durchzuführen.

(3)P Für die Berechnung des Silos ist elastisches Verhalten der Silowand und seiner Stützkonstruktion zugrunde zu legen, sofern kein genauere Nachweis für eine nichtlineare Berechnung geführt wird.

(4) Wenn keine genaueren Untersuchungen durchgeführt werden, darf zur Berechnung der Gesamtantwort und der Beanspruchung der Stützkonstruktion vereinfacht angenommen werden, dass die Masse des Füllgutes starr mit der Siloschale verbunden ist. Die Modellbildung erfolgt unter Ansatz der effektiven Masse in ihrem Schwerpunkt und ihrer Rotationsträgheit. Wenn keine genauere Abschätzung gemacht wird, darf die effektive Masse des Siloinhalts mit 80 % der Gesamtmasse angenommen werden.

(5) Können die mechanischen Eigenschaften und die dynamische Antwort des Lagerguts in der Berechnung als eindeutig und genau angesehen werden (z. B. durch Nutzung eines FEM-Modells für die mechanischen Eigenschaften und die dynamische Antwort des Lagerguts), darf die Beanspruchung der Wand aus der Antwort des Lagerguts infolge der horizontalen Komponente der seismischen Einwirkung durch einen zusätzlichen Normaldruck auf die Wand $A_{ph,s}$ (positiv für Druck) nach (6) bis (10) und den Bedingungen (11) und (12) berücksichtigt werden. Dieser zusätzliche Druck ist nur an dem Teil der Wand anzusetzen, der mit dem Lagergut in Kontakt ist, d. h. bis zur äquivalenten Oberfläche des Lagerguts aus der Bemessung (siehe 3.1(4)P).

(6) In zylindrischen Silos (oder Silokammern) darf der zusätzliche Ringdruck auf die Wand angesetzt werden:

$$A_{ph,s} = A_{ph,so} \cos \theta \quad (3.1)$$

Dabei ist

$A_{ph,so}$ der Referenzdruck, siehe (8);

θ der Winkel ($0^\circ \leq \theta \leq 360^\circ$) zwischen der radialen Linie zum Betrachtungspunkt auf der Wand und der Richtung der horizontalen Komponente aus der seismischen Einwirkung.

(7) In rechteckigen Silos (oder Silokammern) darf der zusätzliche Druck auf die Wand, infolge einer horizontalen Komponente der seismischen Einwirkung parallel oder senkrecht auf die Silowand wie folgt angesetzt werden:

— an der „abgewandten“ Wand senkrecht zur horizontalen Komponente der seismischen Einwirkung:

$$A_{ph,s} = A_{ph,so} \quad (3.2)$$

— an der „zugewandten“ Wand senkrecht zur horizontalen Komponente der seismischen Einwirkung:

$$A_{ph,s} = -A_{ph,so} \quad (3.3)$$

— an den Wänden parallel zur horizontalen Komponente der seismischen Einwirkung:

$$A_{ph,s} = 0 \quad (3.4)$$

(8) Der Referenzdruck $A_{ph,so}$ ergibt sich an Punkten auf der Silowand mit der vertikalen Entfernung x von einem flachen Boden oder der Spitze eines konischen oder pyramidenförmigen Trichters:

$$A_{ph,so} = \alpha(z) \gamma \min(r_s^*; 3x) \quad (3.5)$$

Dabei ist

$\alpha(z)$ das Verhältnis der Antwortbeschleunigung des Silos mit einer vertikalen Entfernung z von der äquivalenten Oberfläche des Lagerguts, zur Erdbeschleunigung;

γ die Wichte des jeweiligen Lagerguts in der seismischen Bemessungssituation (siehe 3.1(1)P) und

r_s^* ist definiert als:

$$r_s^* = \min(h_b, d_c/2) \quad (3.6)$$

Dabei ist

h_b die Gesamthöhe des Silos von einem flachen Boden oder der Trichteröffnung bis zur äquivalenten Oberfläche des Lagerguts, und

d_c die Innenabmessung des Silos parallel zur horizontalen Komponente der seismischen Einwirkung (Innendurchmesser d_c in zylindrischen Silos oder Silokammern, horizontale Innenabmessung b parallel zur Horizontalkomponente der seismischen Einwirkung in rechteckigen Silos oder Silokammern)

(9) Gleichung (3.6) ist für vertikale Silowände anwendbar. Innerhalb der Höhe des Trichters ergibt sich der Referenzdruck $A_{ph,so}$ aus:

$$A_{ph,so} = \alpha(z) \gamma \min(r_s^*; 3x) / \cos \beta \quad (3.7)$$

Dabei ist

β der Neigungswinkel der Trichterwand, gemessen von der Vertikalen, oder dem steilsten Neigungswinkel zur Vertikalen der Wand im pyramidenförmigen Trichter.

(10) Wenn nur der Wert der Antwortbeschleunigung im Massenschwerpunkt des Lagerguts bekannt ist (siehe z. B. (4) und 2.3.1(7)), darf das entsprechende Verhältnis der Antwortbeschleunigung zur Erdbeschleunigung nach Gleichung (3.7) für $\alpha(z)$ verwendet werden.

(11)P An keinem Punkt an der Silowand, darf die Summe des statischen Drucks des Lagerguts auf die Wand und des Drucks aus den seismischen Einwirkungseffekten $\Delta_{ph,s}$ kleiner als null angesetzt werden.

(12) Wenn an einer beliebigen Stelle der Silowand die Summe aus

— $\Delta_{ph,s}$ nach (6) bis (10) und Gleichung (3.1) bis (3.3) und

— dem statischen Druck des Lagerguts auf die Wand

negativ ist (ein Sog an der Wand vorausgesetzt), dann brauchen (6) und (7) bei der Anwendung nicht berücksichtigt werden. In diesem Fall sollte der zusätzliche Normaldruck, $\Delta_{ph,s}$, auf die Wand, umverteilt werden, um sicherzustellen, dass seine Summe mit dem statischen Druck des Lagerguts überall nicht-negativ ist. Dabei wird die gleiche resultierende Kraft in der gleichen horizontalen Ebene wie die Werte $\Delta_{ph,s}$ in (6) und (7) zugrunde gelegt.

3.4 Verhaltensbeiwerte

(1)P Silos, die seismisch nicht entkoppelt sind, sind nach den folgenden Konzepten zu bemessen (siehe EN 1998-1:2004, 5.2.1, 6.1.2, 7.1.2):

a) geringes dissipatives Tragwerksverhalten;

b) dissipatives Tragwerksverhalten.

(2) In Konzept a) werden die seismischen Beanspruchungen auf der Basis einer elastischen globalen Analyse berechnet, ohne ein starkes nichtlineares Materialverhalten zu berücksichtigen. Bei Verwendung des Bemessungsspektrums nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.5 darf ein Wert von 1,5 für den Verhaltensbeiwert q angenommen werden. Eine Bemessung nach Konzept a) bezeichnet eine Bemessung für die Klasse geringer Duktilität (DCL). Die Auswahl der Baustoffe, die Ermittlung des Widerstands und die Detailausbildung der Bauteile und der Verbindungen sind in EN 1998-1:2004, Abschnitte 5 bis 7, für die Duktilitätsklasse (DCL) festgelegt.

(3) Direkt auf dem Boden oder der Gründung gelagerte Silos sollten nach Konzept a) und (2) bemessen werden.

(4) Das Konzept b) darf für aufgeständerte Silos angewendet werden. Die Fähigkeit der Teile der Stützkonstruktion einer Erdbebeneinwirkung über ihren elastischen Bereich (in ihren dissipativen Zonen) hinaus zu widerstehen, ist nach diesem Konzept zu berücksichtigen. Stützkonstruktionen, die nach diesem Konzept bemessen werden, gehören zu den Klassen mittlerer Duktilität (DCM) oder hoher Duktilität (DCH), wie sie in EN 1998-1:2004, Abschnitte 5 bis 7 in Abhängigkeit vom Konstruktionsmaterial definiert und beschrieben sind. Es sollten die darin festgelegten Anforderungen für die Duktilität, hinsichtlich des Konstruktionstyps, der Materialien sowie der Dimensionierung und Detaillierung der Bauteile und Verbindungen erfüllt sein. Bei Verwendung des Bemessungsspektrums für die linear-elastische Berechnung nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.5, darf ein Verhaltensbeiwert q mit einem Wert größer als 1,5 verwendet werden. Der Wert von q ist abhängig von der gewählten Duktilitätsklasse (DCM oder DCH).

(5) Wegen der begrenzten Redundanz, der hohen axialen Kräfte infolge des Gewichts des Siloinhaltes und des Fehlens von nichttragenden Bauteilen, welche zum Erdbebenwiderstand und zur Energiedissipation beitragen, ist die Fähigkeit, Energie aufzunehmen bei Tragwerken, die üblicherweise für aufgeständerte Silos verwendet werden, im Allgemeinen geringer gegenüber einer Verwendung eines vergleichbaren Systems für Hochbauten. Daher wird in Konzept b) der obere Grenzwert des Faktors q für aufgeständerte Silos, welche hinsichtlich des Faktors q nach EN 1998-1:2004, Abschnitte 5 bis 7, spezifiziert werden, wie folgt definiert:

— Für auf einer Standzarge gegründete Silos, die auf dissipatives Verhalten bemessen und ausgelegt wurde, ist der obere Grenzwert von q nach EN 1998-1:2004, Abschnitte 5 bis 7, für umgekehrte Pendelkonstruktionen zu verwenden. Wenn die Standzarge nicht für dissipatives Verhalten ausgelegt wird, ist sie nach Konzept a) und (2) zu bemessen.

- Für Silos, welche auf einem biegesteifen Rahmen oder einem Rahmen mit Aussteifungen und für Ortbetonsilos, die auf bis zur Gründung durchgehenden Betonwänden gelagert werden, sind die oberen Grenzwerte von q so anzusetzen, wie sie für entsprechende Tragwerke nach EN 1998-1:2004, Abschnitte 5 bis 7, festgelegt sind, wobei sie bei Unregelmäßigkeiten im Aufriss mit einem Faktor 0,7 zu multiplizieren sind.

3.5 Nachweise

3.5.1 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1)P Bei der Bemessung ist für die Silokonstruktion der Grenzzustand der Schadensbegrenzung unter Beachtung der Anforderungen nach EN 1992-1-1, EN 1992-3 und EN 1993-4-1 nachzuweisen.

ANMERKUNG Für Stahlsilos ist der Nachweis von elastischen und nicht elastischen Beulerscheinungen für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung erbracht, wenn Einhaltung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit nachgewiesen wurde.

3.5.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

3.5.2.1 Globale Stabilität

(1)P Ein Umstürzen und Gleiten ist für das Bemessungserdbeben auszuschließen. Die an der Übergangsstelle von Silo und Fundament aufzunehmenden Schubkräfte sind unter Berücksichtigung der vertikalen Komponente der seismischen Einwirkung zu bestimmen. Ein geringfügiges Gleiten ist akzeptabel, wenn gezeigt wird, dass die Folgen der Verschiebung auf die Verbindungselemente zwischen den verschiedenen Teilen des Bauwerks und zwischen dem Bauwerk und beliebigen Leitungen bei der Berechnung und den Nachweisen berücksichtigt werden (siehe EN 1998-5:2004, 5.4.1.1(7)).

(2)P Ein Abheben erdgelagerter Silos ist zulässig, wenn es bei der Berechnung und bei den folgenden Nachweisen des Bauwerks, den beliebigen Leitungen und des Fundamentes ausreichend berücksichtigt wird (z. B. bei der Beurteilung der Gesamtstabilität).

3.5.2.2 Schale

(1)P Die maximalen Beanspruchungen (Membrankräfte und Biegemomente, Ring-, Meridian- und Membranschub) infolge der maßgebenden seismischen Lastkombination dürfen nicht größer als der Tragwiderstand der Schale unter nichtseismischen Bedingungen sein. Es sind alle Versagensarten zu berücksichtigen.

(a) Für Stahlschalen:

- Fließen (plastisches Versagen),
- Beulen im Schub, oder
- Beulen durch vertikalen Druck mit gleichzeitiger/oder Querdehnung („Elefantenfuß“-Versagen) usw.

(siehe EN 1993-4-1:2006, Abschnitte 5 bis 9)

(b) Für Betonschalen:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Biegung mit Normalkraft,
- Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Abscheren auf gleicher Ebene oder radialer Schub usw.

(2)P Die Berechnung der Tragfähigkeit und die Nachweise sind nach EN 1992-1-1, EN 1992-3, EN 1993-1-1, EN 1993-1-5, EN 1993-1-6, EN 1993-1-7 und EN 1993-4-1 durchzuführen.

3.5.2.3 Verankerungen

(1)P Die Verankerungen sind grundsätzlich so zu bemessen, dass sie sich unter der maßgebenden seismischen Belastung ausschließlich elastisch verhalten. Sie sind ausreichend duktil auszubilden, um ein sprödes Versagen auszuschließen. Bei der Verbindung der Verankerungselemente mit dem Bauwerk und seiner Gründung ist ein Überfestigkeitsfaktor von mindestens 1,25 hinsichtlich der Belastbarkeit der Verankerungselemente, zu berücksichtigen.

(2) Wenn das Verankerungssystem Teil des dissipativen Versagensmechanismus ist, so sollte sichergestellt werden, dass es die benötigte Duktilität entwickeln kann.

3.5.2.4 Gründungen

(1)P Die Gründung ist nach EN 1998-5:2004, 5.4 und EN 1997-1 nachzuweisen.

(2)P Die Beanspruchungen für den Nachweis der Gründung und der Gründungsteile leiten sich aus EN 1998-5:2004, 5.3.1, EN 1998-1:2004, 4.4.2.6 und 5.8 ab.

4 Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für Behälter

4.1 Nachweiskriterien

4.1.1 Allgemeines

(1)P Die in 2.1 aufgeführten allgemeinen Anforderungen sind erfüllt, wenn neben den Nachweisen nach 4.4 auch die zusätzlichen Maßnahmen nach 4.5 eingehalten werden.

(2) Die Nachweiskriterien und Anwendungsregeln in diesem Abschnitt erfassen den Fall von Stahltanks mit Schwimmdächern nicht vollständig.

ANMERKUNG Es bedarf besonderer Aufmerksamkeit, um einen Schaden an der Wand durch lokale Effekte infolge eines Anpralls des Schwimmdaches zu vermeiden. Solche Effekte können ein Feuer in Tanks mit entflammbarem Inhalt verursachen.

4.1.2 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1)P Um die „Integritätsanforderungen“ unter der seismischen Beanspruchungen im Grenzzustand der Schadensbegrenzung sicherzustellen:

- ist die Auslaufsicherheit des Tanksystems nachzuweisen;
- ist eine ausreichende Höhe des Freibords für den Tank unter maximaler vertikaler Verschiebung der Flüssigkeitsoberfläche vorzusehen, um Schäden am Dach durch den Druck aus der Schwappbewegung der Flüssigkeit, oder wenn der Tank kein starres Dach besitzt, ein Überschwappen der Flüssigkeit zu verhindern;
- muss das im Tank enthaltene oder mit ihm verbundene hydraulische System in der Lage sein, die Beanspruchungen und Bewegungen aus den Tankverschiebungen relativ zum Tank und zum Untergrund ohne Funktionsverlust aufzunehmen.

(2)P Um die „minimale Betriebsfähigkeit“ unter seismischer Beanspruchung im Grenzzustand der Schadensbegrenzung sicherzustellen, ist nachzuweisen, dass ein lokales Beulen kein Gesamtversagen hervorruft und reparabel ist.

4.1.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1)P Unter der maßgebenden seismischen Bemessungseinwirkung sind die folgenden Anforderungen zu erfüllen:

- Die Gesamtstabilität des Tanks ist nach EN 1998-1:2004, 4.4.2.4 nachzuweisen. Die Gesamtstabilität bezieht sich auf das Starrkörperverhalten des Tanks und kann durch Gleiten und Kippen beeinträchtigt werden. Ein begrenztes Gleiten ist nach EN 1998-5:2004, 5.4.1.1(7), akzeptabel, wenn es vom Rohrleitungssystem aufgenommen wird und der Tank nicht mit der Gründung verankert ist.
- Nicht elastisches Verhalten ist in Übereinstimmung mit den Regelungen der vorliegenden Norm auf eindeutig definierte Bereiche des Tanks zu beschränken.
- Die Grenzverformungen der Materialien werden nicht überschritten.
- Art und Ausmaß von Beulerscheinungen sind nach den entsprechenden Nachweisen zu kontrollieren.
- Das im Tank enthaltene oder mit ihm verbundene hydraulische System ist so ausgebildet, dass durch ein Versagen, auch von einzelnen Komponenten, keine Verluste des Tankinhalts auftreten.

4.2 Kombination der Komponenten der Bodenbewegung

(1)P Die Tanks müssen 3.2(1)P erfüllen.

(2) Die Tanks sollten 3.2(2) erfüllen.

(3)P Die Tanks müssen 3.2(3)P erfüllen.

4.3 Berechnungsverfahren

4.3.1 Allgemeines

(1)P Mit dem Modell zur Bestimmung der seismischen Einwirkungen sind die Steifigkeit, die Masse und die geometrischen Eigenschaften des Tanks genau zu erfassen. Es sind die hydrodynamischen Antwortgrößen der Tankflüssigkeit und, sofern erforderlich, die Wechselwirkungen mit dem Untergrund zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Die Parameter der Boden-Flüssigkeits-Bauwerk-Interaktion haben einen bedeutenden Einfluss auf die Eigenfrequenzen und die Abstrahlungsdämpfung im Boden. Mit Erhöhung der Scherwellengeschwindigkeit des Bodens, verändert sich das Schwingungsverhalten von einer horizontalen Schwingung mit Kippanteil durch den Bodeneinfluss zu einer typischen Schwingungsform des Tanks auf starrem Boden. Bei hochbeanspruchten Tankbauwerken oder bei gefährlichem Inhalt kann eine globale (dreidimensionale) Berechnung erforderlich werden.

(2) Für die Berechnung des Tanks sollte elastisches Verhalten zugrunde gelegt werden. In besonderen Fällen kann jedoch auch die Berücksichtigung eines nicht-linearen Verhaltens unter Anwendung geeigneter Berechnungsverfahren gerechtfertigt sein.

ANMERKUNG Berechnungsmethoden für übliche Tankgeometrien sind im informativen Anhang A enthalten.

(3) Mögliche Wechselwirkungen des Tanks mit angeschlossenen Rohrleitungen sollten, soweit erforderlich, berücksichtigt werden.

4.3.2 Hydrodynamische Effekte

(1)P Es muss ein zweckmäßiges Verfahren auf der Grundlage von Lösungen hydromechanischer Bewegungsgleichungen und Berücksichtigung geeigneter Randbedingungen für die Ermittlung des Verhaltens des Tanksystems bei seismischer Einwirkung verwendet werden.

(2)P Die Berechnung muss insbesondere folgende Sachverhalte angemessen berücksichtigen, soweit sie für den konkreten Fall maßgebend sind:

- die konvektive und impulsive Komponente der Flüssigkeitsbewegung;
- die Verformung der Tankschale infolge des hydrodynamischen Drucks und der Interaktion mit der impulsiven Druckkomponente;
- die Nachgiebigkeit des Untergrundes und die daraus resultierenden Änderungen der Antwortgrößen;
- die Auswirkungen eines Schwimmdaches, wenn von Bedeutung.

(3) Zur Berechnung der dynamischen Antwort bei seismischer Einwirkung darf die Flüssigkeit als inkompressibel angenommen werden.

(4) Für eine exakte Bestimmung des maximalen hydrodynamischen Drucks infolge der horizontalen und vertikalen Einwirkung ist eine nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnung erforderlich. Bei Verwendung vereinfachter Berechnungsmethoden mittels mechanischer Ersatzsysteme für das Flüssigkeitsverhalten ist die Anwendung der Antwortspektrenmethode möglich. Die Maximalwerte der modalen Antworten sind mit Hilfe von ausreichend konservativen Überlagerungsregeln zu kombinieren.

ANMERKUNG Der informative Anhang A enthält geeignete Verfahren für die Überlagerung der Maximalwerte der modalen Antworten. Dort sind auch Gleichungen zur Bestimmung der Höhe der Schwappwelle zu finden.

4.4 Verhaltensbeiwerte

(1)P Für Tanks, die nicht in (4)P und (5) genannt werden, ist zur Auslegung entweder elastisches Verhalten anzunehmen (q bis 1,5, um die Überfestigkeit zu berücksichtigen) oder in ausreichend gerechtfertigten und nachgewiesenen Fällen (siehe 2.3.1(2)) ist die Annahme eines nicht elastischen Verhaltens nachzuweisen.

(2)P Die Energiedissipation entsprechend dem gewählten Wert von q ist genau nachzuweisen und die benötigte Duktilität durch eine duktile Bemessung bereitzustellen.

(3)P Der konvektive Anteil der Flüssigkeitsantwort (sloshing) ist auf Grundlage einer elastischen Antwort (d. h. mit $q = 1,0$) und den zugehörigen Spektren zu berechnen (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 und 3.2.2.3).

(4) Die Verhaltensbeiwerte nach 3.4 sollten auf den Teil der Antwort von Hochbehältern angewendet werden, der nicht aus der Schwappbewegung der Flüssigkeit resultiert. Für diesen Teil können die Regeln für auf einer Standzarge gegründete Silos auch für Hochbehälter auf einem Einzelsockel angewendet werden.

(5) Direkt auf dem Boden oder der Gründung gelagerte Stahltanks (mit Ausnahme seismisch basisisolierter) mit vertikaler Achsenorientierung, dürfen mit einem Verhaltensbeiwert q größer als 1,5 bemessen werden. Dabei ist Folgendes zu berücksichtigen:

- Für den aus der Schwappbewegung resultierenden Teil der Antwort ist der Verhaltensbeiwert mit $q = 1,0$ anzusetzen.
- Der Tank ist für ein Abheben und/oder ein Gleiten zu bemessen.
- Das Festlegen von plastischen Deformationen in der Schalenwand, der Bodenplatte oder ihrer Verbindungsfläche ist zu vermeiden.

Unter diesen Bedingungen darf der Verhaltensbeiwert q nicht größer als die folgenden Werte gewählt werden, außer wenn die nicht elastische Antwort durch einen genaueren Ansatz berechnet wird:

- 2,0 für unverankerte Tanks, vorausgesetzt, dass die Bemessungsregeln nach EN 1993-4-2:2006 vollständig erfüllt werden, insbesondere jene hinsichtlich, dass die Dicke der Bodenplatte kleiner als die Dicke im unteren Bereich der Schale sein soll.
- 2,5 für Tanks mit speziell bemessenen duktilen Verankerungen, die eine Erhöhung der Verankerungslänge auf $R/200$ (R – Tankradius) ohne einen Bruch erlauben.

4.5 Nachweise

4.5.1 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

4.5.1.1 Allgemeines

(1)P Unter der für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung relevanten seismischen Beanspruchung, sind die Nachweise nach EN 1992-3 und EN 1993-4-2 zu erfüllen.

4.5.1.2 Schale

4.5.1.2.1 Stahlbeton- und Spannbetonschalen

(1) Die Rissbreiten unter der seismischen Einwirkungskombination für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung sollten nach den Grenzwerten von EN 1992-1-1:2004, 4.4.2, nachgewiesen werden. Dabei sind die Umweltgefährdungsklasse und die Korrosionsempfindlichkeit des Stahls zu beachten.

(2) Bei Betontanks mit Innenliner sollten die durch die Risse im Beton hervorgerufenen lokalen Verformungen des Liners nicht größer als 50 % der Bruchverformung sein.

4.5.1.2.2 Stahlschalen

(1) Die Stahltanks sollten 3.5.1(2) erfüllen.

4.5.1.3 Rohrleitungen

(1) Außer wenn spezielle Anforderungen an die aktiven angeschlossenen Bauteile, wie Pumpen und Ventile, festgelegt sind, brauchen Rohrleitungen nicht für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung nachgewiesen werden.

(2)P Relativverschiebungen zwischen Tank und Rohrleitung infolge unterschiedlicher Bodenbewegungen sind zu berücksichtigen, wenn sich die Rohrleitungen und der Tank (die Tanks) auf unterschiedlichen Fundamenten befinden.

(3) Der Tankbereich, an dem die Rohrleitung befestigt ist, sollte so ausgelegt werden, dass er sich unter den eingeleiteten Kräften elastisch verhält, wobei die über die Rohrleitung eingeleiteten Kräfte mit dem Faktor γ_{p1} zu erhöhen sind.

ANMERKUNG Die Werte für den Verstärkungsfaktor γ_{p1} sind im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes zu finden. Der empfohlene Wert ist $\gamma_{p1} = 1,3$.

4.5.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

4.5.2.1 Stabilität

(1)P Die Tanks müssen 3.5.2.1(1)P erfüllen.

(2)P Die Tanks müssen 3.5.2.1(2)P erfüllen.

4.5.2.2 Schale

(1)P Die Tanks müssen 3.5.2.2(1)P erfüllen.

ANMERKUNG Informationen über die Grenzfestigkeit der Schale für die verschiedenen Versagensarten werden im informativen Anhang A angegeben.

4.5.2.3 Rohrleitungen

(1) Wenn keine zuverlässigen Daten für die Relativverschiebung zwischen dem ersten Verankerungspunkt der Rohrleitung und dem Tank vorhanden sind oder keine genaue Berechnung durchgeführt wird, so ist folgender Mindestwert anzunehmen:

$$\Delta = \frac{x}{x_0} d_g \quad (4.1)$$

Dabei ist

x die Entfernung zwischen dem Verankerungspunkt der Rohrleitung und dem Verbindungspunkt mit dem Tank (in m);

$x_0 = 500$ m; und

d_g die Bemessungsbodenverschiebung nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.4(1).

(2)P Es ist nachzuweisen, dass bei der Bemessung, einschließlich der geforderten relativen Verschiebungen aus (1), das Fließen auf die Rohrleitung beschränkt bleibt, und nicht auf die Verbindung zum Tank übergeht, gerade wenn ein Überfestigkeitsfaktor γ_{p2} bei der Bemessungstragfähigkeit berücksichtigt wird.

ANMERKUNG Die Werte für den Verstärkungsfaktor γ_{p2} sind im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes zu finden. Der empfohlene Wert ist $\gamma_{p2} = 1,3$.

(3)P Der Bemessungswiderstand der Rohrleitungskomponenten ist wie für ständige und veränderliche Bemessungssituationen zu ermitteln.

4.5.2.4 Verankerungen

(1)P Die Tanks müssen 3.5.2.3(1)P erfüllen.

4.5.2.5 Gründungen

(1)P Die Tanks müssen 3.5.2.4(1)P erfüllen.

(2)P Die Tanks müssen 3.5.2.4(2)P erfüllen.

4.6 Zusätzliche Maßnahmen

4.6.1 Auffangvorrichtungen

(1)P Wenn einzelne Tanks oder Tankgruppen gegen den Verlust oder für einen kontrollierten Verlust der Flüssigkeit ausgelegt werden, um Feuer, Explosionen oder das Austreten von toxischen Stoffen zu verhindern, so sind sie mit schützenden Vorrichtungen, d. h. durch einen Graben oder/und einem Damm zu umfassen.

(2)P Wenn die Tanks in Gruppen angeordnet sind, so ist die Auffangvorrichtung entweder um jeden einzelnen Tank oder um die gesamte Gruppe anzuordnen. Wenn die Folgen, die mit einem Versagen der Tankgruppe verbunden sind, als sehr schwerwiegend einzuschätzen sind, so ist jeder Tank einzeln zu umschließen.

(3)P Die Auffangvorrichtung ist so auszulegen, dass sie ihre volle Funktionsfähigkeit (Vermeidung von Leckagen) unter der seismischen Bemessungseinwirkung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit des umschlossenen Systems behält.

4.6.2 Schwappschwingung der Flüssigkeit

(1)P Wenn kein genauere Nachweis geführt wird (siehe 4.1.2(1)P), so ist die Höhe des Freibords nicht kleiner als die berechnete Höhe der Schwappschwingung zu wählen.

ANMERKUNG Verfahren, um die Höhe der Schwappschwingung zu berechnen, werden im informativen Anhang A gegeben.

(2)P Die Freibordhöhe ist mindestens so hoch wie die Höhe der berechneten Schwappschwingung vorzusehen, wenn der Inhalt toxisch ist oder wenn ein Überschwappen Schäden an Rohrleitungen oder eine Unterspülung der Gründung verursachen kann.

(3) Eine Freibordhöhe kleiner als die Höhe der berechneten Schwappschwingung ist ausreichend, wenn das Dach für den damit verbundenen Auftriebsdruck bemessen oder wenn ein Abflusskanal zum kontrollierten Überlaufen vorhanden ist.

(4) Dämpfungseinbauten, wie z. B. Gitter oder vertikale Unterteilungen, dürfen zur Reduzierung der Schwappschwingung verwendet werden.

4.6.3 Interaktion mit Rohrleitungen

(1)P Rohrleitungen sind so auszubilden, dass nachteilige Wirkungen der Interaktionen zwischen Tanks sowie zwischen Tank und anderen Tragwerken minimiert werden.

5 Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für oberirdisch verlegte Rohrleitungen

5.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt enthält Prinzipien und Anwendungsregeln für die seismische Auslegung von oberirdisch verlegten Rohrleitungssystemen unter konstruktiven Aspekten. Die Angaben dürfen ebenfalls zur Abschätzung der Tragfähigkeit bestehender oberirdischer Rohrleitungen und zur Berechnung von Verstärkungsmaßnahmen verwendet werden.

(2) Die seismische Auslegung von oberirdisch verlegten Rohrleitungen beinhaltet die Festlegung der Lage und der Charakteristiken der Auflager, um die Dehnungen in den Rohrleitungskomponenten zu begrenzen, sowie die Begrenzung der Lasten auf die Ausrüstung an der Rohrleitung, wie z. B. auf Ventile, Tanks, Pumpen oder der Instrumentierung. Diese Begrenzungen werden in dieser Norm nicht festgelegt und sind vom Eigentümer der Anlage oder dem Hersteller der Ausrüstung bereitzustellen.

(3) Rohrleitungssysteme umfassen üblicherweise verschiedene mit ihnen verbundene zusätzliche Einrichtungen, wie Pumpenstationen, Schaltstationen, Wartungsstationen usw. Jede dieser Einrichtungen umfasst unterschiedliche mechanische und elektrische Geräte. Jede dieser Einrichtungen hat einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Funktionsfähigkeit des Systems. Es ist notwendig, diesen Einrichtungen eine entsprechende Beachtung im Entwurfsprozess zu schenken, um die Gesamtzuverlässigkeit sicherzustellen. Diese zusätzlichen Einrichtungen werden nicht in dieser Norm behandelt. Die Auslegung von einigen dieser Anlagen wird durch EN 1998-1 geregelt. Die seismische Auslegung der mechanischen und elektrischen Geräte erfordert die Betrachtung zusätzlicher Kriterien und ist nicht Gegenstand des Eurocode 8 (siehe 1.1(8) für den seismischen Schutz der einzelnen Anlagen oder Komponenten von Rohrleitungssystemen durch seismische Isolation).

(4)P Für die folgenden allgemeinen Anforderungen und deren Anwendung sind im Rahmen dieser Norm zwei unterschiedliche Arten von Rohrleitungssystemen zu unterscheiden:

- Einzelleitungen und
- redundante Netzwerke.

(5)P Eine Rohrleitung muss als Einzelleitung betrachtet werden, wenn ihr Verhalten während und nach einem seismischen Ereignis nicht von anderen Rohrleitungen beeinflusst wird und wenn die Versagensfolgen nur von den an diese Rohrleitung gestellten Forderungen abhängen.

5.2 Sicherheitsanforderungen

5.2.1 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1)P Rohrleitungssysteme sind so zu konstruieren, dass die Versorgungsleistung des vollständigen Versorgungssystems auch bei erheblichen lokalen Schäden unter einer seismischen Einwirkung, welche maßgebend für die „minimale Betriebsfähigkeit“ ist (siehe 2.1.3), sichergestellt wird.

(2) Es ist eine globale Verformung der Rohrleitung zulässig, welche nicht größer als die 1,5fache Fließverformung ist, vorausgesetzt, dass kein Beulrisiko besteht und die Belastung auf die aktive Ausrüstung, wie Ventile, Pumpen usw., den Betrieb nicht unterbricht.

5.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1)P Mit einem Rohrleitungsbruch infolge eines seismischen Ereignisses ist direkt Explosions- und Feuergefahr verbunden. Das trifft insbesondere für Gasrohrleitungen zu. Zur Festlegung erforderlicher Vorkehrungen des Erdbebenschutzes sind die Entfernungen von Siedlungen und der Bevölkerung zu berücksichtigen, die den Auswirkungen von Rohrleitungsbrüchen ausgesetzt sind.

(2)P Bei der Festlegung des akzeptierbaren Risikos sind die bei einem Versagen möglichen Umweltschäden zu berücksichtigen, wenn sich die Rohrleitungssysteme in Gebieten mit einer empfindlichen Ökologie befinden.

5.3 Seismische Einwirkungen

5.3.1 Allgemeines

(1)P Für die Bemessung von oberirdischen Rohrleitungssystemen sind die folgenden direkten und indirekten seismischen Beanspruchungen relevant:

- Bewegungen infolge der Trägheit der Rohrleitungen, welche durch die seismischen Verschiebungen der Auflager erzeugt werden.
- Unterschiedliche Verschiebungen der Auflager der Rohrleitung.

(2) Den unterschiedlichen Verschiebungen der Auflager können zwei verschiedene Situationen zugrunde liegen:

- Bei direkt auf dem Boden befindlichen Auflagern ist eine unterschiedliche Verschiebung nur möglich, wenn es ein Baugrundversagen und/oder bleibende Verformungen gibt.
- Wenn sich die Auflager auf verschiedenartigen Strukturen befinden, kann die seismische Beanspruchung unterschiedliche Verschiebungen der Rohrleitungen hervorrufen.

5.3.2 Seismische Beanspruchung infolge Trägheitsbewegung

(1)P Die Quantifizierung der horizontalen seismischen Einwirkungskomponenten ist im Hinblick auf das Antwortspektrum (oder einer vergleichbaren Zeitverlaufsdarstellung) nach EN 1998-1:2004, 3.2.2, vorzunehmen.

(2) Nur die drei translatorischen Komponenten der seismischen Einwirkung sollten berücksichtigt werden (d. h., die Rotationskomponenten sind vernachlässigbar).

5.3.3 Unterschiedliche Verschiebung

(1) Bei direkt auf dem Boden gelagerten Rohrleitungen, dürfen unterschiedliche Verschiebungen vernachlässigt werden, außer wenn das Eintreten eines Bodenversagens oder bleibende Verformungen wahrscheinlich sind. In diesen Fällen ist der Maximalwert der Verschiebung mit geeigneten Methoden zu bestimmen.

(2) Für Rohrleitungen, die auf verschiedenen Tragwerken gelagert sind, sollte deren unterschiedliche Verschiebung anhand ihrer seismischen Berechnung oder mit einer einfachen sicheren Näherung bestimmt werden.

5.4 Berechnungsverfahren

5.4.1 Modellbildung

(1)P Das Modell muss in der Lage sein, die Steifigkeits-, Dämpfungs- und Masseigenschaften sowie die dynamischen Freiheitsgrade der Rohrleitung in geeigneter Weise zu erfassen, mit besonderer Betrachtung folgender Aspekte:

- Nachgiebigkeit des Untergrundes und des Gründungssystems;
- Masse der Flüssigkeit im Inneren der Rohrleitung;
- dynamische Eigenschaften der Lagerkonstruktion;
- Art der Verbindung zwischen Rohrleitung und Stützkonstruktion;
- Verbindungen entlang der Rohrleitung und zwischen den Unterstützungen.

5.4.2 Berechnung

(1) Oberirdische Rohrleitungen dürfen unter Anwendung der modalen Antwortspektrenmethode mit den in EN 1998-1:2004, 3.2.2.5, angegebenen Bemessungsantwortspektren berechnet werden, wobei die modalen Antworten nach EN 1998-1:2004, 4.3.3.3.2, zu kombinieren sind.

ANMERKUNG Zusätzliche Regeln hinsichtlich der Kombination der modalen Antworten, nämlich für die Anwendung der vollständigen quadratischen Kombination sind in EN 1998-2:2005, 4.2.1.3, zu finden.

(2) Eine Zeitverlaufsberechnung unter Verwendung spektrenkompatibler Zeitverläufe nach EN 1998-1:2004, 3.2.3, ist ebenfalls zulässig.

(3) Die „Ersatzkraftmethode“ der (linear-elastischen) Berechnung ist ebenfalls anwendbar, wenn der angenommene Beschleunigungswert begründet wird. Ein vertretbarer Wert ist der 1,5fache Maximalwert des am Auflager angesetzten Spektrums. Die Richtlinien und Anwendungsregeln nach EN 1998-1:2004, 4.3.3.2, sind anwendbar, sofern sie ausreichend berücksichtigt wurden.

(4)P Die seismische Einwirkung ist in zwei zueinander orthogonalen Richtungen am Berechnungsmodell anzusetzen (parallel und senkrecht bei geraden Rohrleitungen). Das Maximum der überlagerten Antwort ist nach EN 1998-1:2004, 4.3.3.5.1(2) und (3) zu bestimmen.

(5)P Die räumliche Veränderlichkeit der Bewegung ist zu berücksichtigen, wenn die Länge der Rohrleitung 600 m überschreitet, wenn geologische Unstetigkeiten vorliegen oder wenn markante topographische Änderungen vorhanden sind.

(6) Die Prinzipien und Anwendungsregeln in EN 1998-2:2005, 3.3, dürfen angewendet werden, um die räumliche Veränderlichkeit der Bodenbewegungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Geeignete Modelle zur Einbeziehung der räumlichen Veränderlichkeit der Bodenbewegungen sind im informativen Anhang D der EN 1998-2:2005 angegeben.

5.5 Verhaltensbeiwerte

(1) Die dissipative Kapazität ist, sofern eine solche vorliegt, bei oberirdischen Rohrleitungen auf die Stützkonstruktion zu beschränken, da es sowohl schwierig als auch ungewöhnlich ist, dissipierte Energie in den unterstützten Rohren selbst aufzunehmen. Ausnahme hierbei besteht bei geschweißten Rohren. Die Vielzahl der für Stützkonstruktionen verwendeten Materialien und Konstruktionen machen es unmöglich, allgemeingültige Verhaltensbeiwerte anzugeben.

(2) Für die Lagerkonstruktion von seismisch nicht isolierten Rohrleitungen können geeignete Werte für den Verhaltensbeiwert q aus EN 1998-1 und EN 1998-2 in Abhängigkeit vom spezifischen Entwurf, des Materials und der konstruktiven Lösung entnommen werden.

(3) Geschweißte Stahlrohrleitungen weisen bei ausreichender Dicke eine erhebliche Verformungs- und Dissipationsfähigkeit auf. Für seismisch nicht isolierte Rohrleitungen mit einem Radius-/Dicken-Verhältnis (r/t) von weniger als 50, darf ein Verhaltensbeiwert q von 3,0 angenommen werden, um die Rohrleitung nachzuweisen. Bei einem r/t -Verhältnis kleiner als 100 darf q mit 2,0 angesetzt werden. Sonst darf der Wert von q zur Bemessung der Rohrleitung nicht größer als 1,5 verwendet werden.

(4) Für den Nachweis der Auflager, ist die seismische Beanspruchung aus der Berechnung mit $(1 + q)/2$ zu multiplizieren. Dabei ist q der Verhaltensbeiwert der Rohrleitung, der bei ihrer Bemessung verwendet wurde.

5.6 Nachweise

(1)P Die Beanspruchungen in den Stützkonstruktionen (Stützen, Rahmen usw.) infolge der seismischen Bemessungseinwirkung für die Rohrleitung müssen kleiner oder gleich der Grenztragfähigkeit in der ständigen oder veränderlichen Bemessungssituation sein.

(2)P Unter der ungünstigsten Kombination von axialen Verformungen und Verdrehungen, infolge der seismischen Beanspruchung für „die minimale Funktionsfähigkeit“ dürfen die Verbindungen keine Schäden, welche zu Undichtheiten führen können, erleiden.

6 Besondere Prinzipien und Anwendungsregeln für eingeedete Rohrleitungen

6.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt hat als Ziel, Prinzipien und Anwendungsregeln zur Berechnung der Tragfähigkeit von eingeedeten Rohrleitungen unter Erdbebeneinwirkung bereitzustellen.

(2) Obwohl Unterscheidungen zwischen den verschiedenen Rohrleitungssystemen getroffen werden können, z. B. zwischen Einzelleitungen und redundanten Systemen, ist der Anwendbarkeit halber die Rohrleitung als Einzelleitung mit ihrem mechanischen Verhalten während und nach dem seismischen Ereignis, als von anderen Rohrleitungen unbeeinflusst zu betrachten. Die Folgen eines möglichen Versagens beziehen sich nur auf die geforderten Funktionen der Rohrleitung.

(3) Netzwerke sind oft zu umfangreich und zu komplex, um als Gesamtsystem behandelt werden zu können. Es ist möglich und ratsam, das Gesamtsystem durch separate Teilsysteme darzustellen. Die Unterteilung kann nach den Größenverhältnissen erfolgen, die innerhalb eines Systems vorliegen (z. B. vom regionalen System zum feineren städtischen System) oder den unterschiedlichen Funktionen, die durch das gleiche System erfüllt werden.

(4) Ein Beispiel für (3) ist die Unterteilung eines städtischen Wasserversorgungssystems in ein Netzwerk zur Sicherung der Löschwasserversorgung und ein weiteres Netzwerk zur Sicherung der Trinkwasserversorgung der Bevölkerung. Durch die Unterteilung nach der Funktion können den beiden Systemen unterschiedliche Zuverlässigkeitsanforderungen zugewiesen werden. Die Trennung bezieht sich dabei ausschließlich auf die unterschiedlichen Funktionen und ist nicht notwendigerweise physisch. Gewöhnlich werden die beiden Netzwerke zum Teil aus den gleichen Elementen bestehen.

(5) Der Entwurf von Rohrleitungsnetzwerken beinhaltet weitere Zuverlässigkeitsanforderungen und Entwurfsentscheidungen, als in dieser Norm behandelt sind.

6.2 Sicherheitsanforderungen

6.2.1 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1)P Eingeedete Rohrleitungen sind so zu bemessen und konstruieren, dass ihre Unversehrtheit und ihre Versorgungsleistung nach einem für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung (siehe 2.1.3) maßgebenden seismischen Ereignis sichergestellt wird, selbst wenn dabei ein erheblicher lokaler Schaden auftritt.

6.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1)P Die eingeedeten Rohrleitungen müssen 5.2.2(1)P erfüllen.

(2)P Die eingeedeten Rohrleitungen müssen 5.2.2(2)P erfüllen.

6.3 Seismische Einwirkung

6.3.1 Allgemeines

(1)P Für die seismische Auslegung von Rohrleitungssystemen sind die folgenden direkten und indirekten seismischen Gefährdungstypen zu berücksichtigen:

- a) Seismische Wellenausbreitung in festem Untergrund, die unterschiedliche Bodenbewegungen an verschiedenen Punkten der Oberfläche und räumliche Verformungsmuster im Boden hervorruft.
- b) Erdbebeninduzierte bleibende Verformungen wie seismische Verwerfungen, Versagen des Bodens wie Rutschungen, Bodenverflüssigung.

(2)P Die allgemeinen Anforderungen an den Schadensbegrenzungszustand und den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind prinzipiell für alle in (1)P genannten Gefährdungen zu erfüllen.

(3) Für die Gefährdung (b) nach (1)P darf angenommen werden, dass mit dem Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit auch die Anforderungen an den Schadensbegrenzungszustand erfüllt werden, so dass nur ein Nachweis geführt werden muss.

(4) Aufgrund der Tatsache, dass Rohrleitungssysteme große geographische Gebiete durchqueren und bestimmte Anschlüsse notwendig sind, ist es nicht immer möglich, den günstigsten Untergrund für die Rohrleitung zu wählen. Weiterhin ist es nicht immer möglich, solche Gebiete zu vermeiden, in denen potentielle seismisch aktive Bruchzonen, Böden mit Verflüssigungsneigung, seismisch induzierte Rutschungen oder große unterschiedliche ständige Bodenbewegungen vorhanden sind.

(5) Die Situation nach (4) unterscheidet sich völlig von der bei anderen Bauwerken, bei denen vorausgesetzt werden kann, dass die Wahrscheinlichkeit des Untergrundversagens vernachlässigbar ist. In den meisten Fällen kann folglich das Auftreten der Gefährdungen (b) nach (1)P nicht ausgeschlossen werden. Auf der Grundlage von verfügbaren Daten und Erfahrungen sollten begründete Annahmen für die Entwicklung eines Gefährdungsmodells getroffen werden.

6.3.2 Seismische Einwirkung bei Trägheitsverschiebung

(1)P Die Quantifizierung dieser Komponenten der Erdbebenschwingung richtet sich nach 2.2.

6.3.3 Modellierung der seismischen Wellen

(1)P Es ist ein Modell für die seismischen Wellen zu verwenden, mit dem die Rohrleitung beeinflussenden Bodendehnungen und -krümmungen berechnet werden können.

ANMERKUNG Der informative Anhang B stellt für einige Fälle Methoden zur Berechnung von Dehnungen und Krümmungen in der Rohrleitung bereit. Dabei werden sichere vereinfachte Annahmen getroffen.

(2) Die Bodenbewegungen bei Erdbeben setzen sich aus Scher-, Kompressions-, Love- und Rayleigh-Wellen zusammen. Die Wellengeschwindigkeiten sind von dem Übertragungsweg abhängig, der in Medien mit höherer und geringerer Wellengeschwindigkeit zurückgelegt wird. Durch die zu den Wellenarten gehörenden unterschiedlichen Partikelbewegungen sind die Dehnungen und Krümmungen im Boden vom Einfallswinkel der Wellen abhängig. Allgemein sind für Standorte in der Nähe des Epizentrums Scher- und Kompressionswellen (Raumwellen) ausschlaggebend, während für Standorte mit größerer Epizentralentfernung Love- und Rayleighwellen (Oberflächenwellen) einen größeren Einfluss besitzen.

(3)P Die Auswahl der zu untersuchenden Wellenarten und der zugehörigen Wellengeschwindigkeiten ist mit Hilfe von geophysikalischen Betrachtungen zu treffen.

6.3.4 Bleibende Bodenverschiebungen

(1)P Durch die Bodenbewegungen während eines Erdbebens können Brucherscheinungen im Untergrund als Folge von Oberflächenverwerfungen oder Geländerutschungen hervorgerufen werden. Die Brucherscheinungen sind sehr komplex und von den Verschiebungen abhängig, die aus geologischen Setzungen, der Bodenart, der Magnitude und der Dauer des Erdbebens resultieren. Es ist die Wahrscheinlichkeit zu untersuchen, mit der solche Erscheinungen an einem bestimmten Standort auftreten können. Dazu sind geeignete Modelle zu entwickeln (siehe EN 1998-5).

6.4 Berechnungsmethoden (Wellendurchgang)

(1)P Die Ausnutzung von post-elastischen Verformungen der Rohrleitungen ist zulässig. Die Verformungskapazität der Rohrleitung ist zu bestimmen.

ANMERKUNG Eine zulässige Berechnungsmethode für eingeedete Rohrleitungen in festem Boden, welche auf Näherungsannahmen der Eigenschaften der Bodenbewegung beruht, wird im informativen Anhang B angegeben.

6.5 Nachweise

6.5.1 Allgemeines

(1) Eingeedete Rohrleitungen in stabilen und ausreichend homogenen Böden dürfen allein auf die Bodenverformungen infolge des Wellendurchgangs untersucht werden.

(2)P In Gebieten in denen Untergrundversagen oder konzentrierte Untergrundstörungen wie z. B. horizontaler Versatz, Verflüssigung, Bodenrutschungen, Bruchflächenverschiebungen auftreten können, sind eingeedete Rohrleitungen auf ihre Widerstandsfähigkeit gegenüber diesen Erscheinungen zu überprüfen.

6.5.2 Eingeedete Rohrleitungen in stabilem Boden

(1)P Die aus der Berechnung erhaltenen Antwortgrößen enthalten die Maximalwerte der axialen Dehnungen und der Krümmungen und für ungeschweißte Verbindungen (Stahlbeton- oder Spannbetonrohrleitungen) die Verdrehungen und die axialen Verformungen an den Verbindungen.

(2)P In geschweißten Stahlrohrleitungen muss die Kombination von axialen Dehnungen und Krümmungen infolge der seismischen Einwirkung mit der verfügbaren Duktilität des Materials bei Zugbeanspruchung und mit dem lokalen und globalen Beulwiderstand unter Druckbeanspruchung kompatibel sein:

- zulässige Zugdehnung: 3 %;
- zulässige Druckstauchung: $\min \{1 \%; 20 t/r (\%)\}$;

wobei t und r die Dicke und den Radius der Rohrleitung darstellen.

(3)P Die Grenzdehnungen in EN 1992-1-1 für Beton und Stahl dürfen bei Betonrohrleitungen für die ungünstigste Kombination von axialer Dehnung und Krümmung infolge der Bemessungsbeanspruchung nicht überschritten werden.

(4)P Unter der ungünstigsten Kombination von axialer Dehnung und Krümmung unter der seismischen Beanspruchung im Schadensbegrenzungszustand ist sicherzustellen, dass die Dehnungen des Stahls nicht überschritten werden, bei denen ständige Risse hervorgerufen werden, so dass die Anforderungen an die Dichtheit nicht mehr erfüllt werden können.

(5)P Unter der ungünstigsten Kombination von axialen Verformungen und Verdrehungen dürfen die Verbindungen der Rohrleitung keine Schäden erleiden, bei denen die spezifischen Schadensanforderungen nicht mehr erfüllt werden können.

6.5.3 Eingeardete Rohrleitungen bei unterschiedlichen Bodenbewegungen (geschweißte Stahlrohrleitungen)

(1)P In den durch Bodenverschiebungen (Bruchflächenbewegungen, Bodenrutschungen, Horizontalversatz im Boden) deformierten Teilen der Rohrleitung dürfen die verfügbare Duktilität des Materials für Zugbeanspruchung sowie der lokale und globale Beulwiderstand für Druckbeanspruchung nicht überschritten werden. Die Grenzdehnungen müssen mit 6.5.2 übereinstimmen.

6.6 Maßnahmen an Verwerfungen

(1) Eine konkrete Auslegung von Rohrleitungen bei der Kreuzung von potentiell aktiven Verwerfungen ist abhängig von den Kosten, der Bruchzonenaktivität, den Konsequenzen eines Rohrbruches, den Schadensauswirkungen auf die Umwelt und den anderen möglichen Gefahren während der Lebenszeit der Rohrleitung.

(2) Die Auslegungsmaßnahmen in (3) bis (9) dienen zur allgemeinen Verbesserung der Widerstandsfähigkeit der Rohrleitung gegenüber unterschiedlichen Bewegungen entlang der Verwerfung.

(3) Die Rohrleitung ist, wenn praktisch möglich, beim Kreuzen der Scherbruchzone so anzuordnen, dass nur Zugspannungen in der Rohrleitung entstehen.

(4) Reverse Bruchzonen sind mit einem möglichst kleinen Winkel zu überqueren, um Stauchungen zu vermeiden. Wenn auch wesentliche Scherbruchverschiebungen vorausgesetzt werden müssen, sollte der Kreuzungswinkel der Rohrleitung so gewählt werden, dass Zugdehnungen in Richtung der Rohrleitungsachse entstehen.

(5) Die Verlegungstiefe von eingeardeten Rohrleitungen ist in Bruchzonen zu minimieren, um die Behinderung der Bewegungsfähigkeit der Rohrleitung bei Bruchflächenverschiebungen zu minimieren.

(6) Eine Vergrößerung der Wanddicke bei gleicher Zugfestigkeit der Rohrleitung erhöht die Kapazität der Rohrleitung bei Verschiebungen der Bruchflächen. Es ist zweckmäßig, relativ dickwandige Rohrleitungen auf einer Länge von 50 m beidseitig der Bruchfläche zu verwenden.

(7) Eine Verringerung des Reibungswinkels zwischen Rohrwand und Boden erhöht ebenfalls die Kapazität der Rohrleitung unter Verschiebungen der Bruchflächen bei gleicher Zugfestigkeit. Der Reibungswinkel kann durch eine harte, glatte Beschichtung verringert werden.

(8) Beidseitig der Bruchfläche sollte über eine Entfernung von 50 m eine enge Kontrolle der Rohrleitungsverfüllung durchgeführt werden. Für die Verfüllung sollte im Allgemeinen ein mittelkörniges Material ohne Einlagerungen von größeren Steinen verwendet werden. Wenn der vorhandene Boden von diesen Anforderungen abweicht, sollten größere Schürfungen auf einer Länge von etwa 15 m beidseitig der Bruchzone angelegt werden.

(9) Bei der Verwendung von geschweißten Stahlrohrleitungen können diese durch die Möglichkeit ausreichender Verformungen bei Zugbeanspruchung im elastischen Bereich im Falle der Bewegungen von

Bruchstücken befähigt werden, den Störungen im Untergrund ohne Bruch zu folgen. Die Anordnung der Rohrleitung an der Verwerfung sollte so erfolgen, dass Zugbeanspruchungen und geringe Biegebeanspruchungen in der Rohrleitung entstehen. Anordnungen der Rohrleitungen, bei denen Druckbeanspruchungen hervorgerufen werden, sollten vermieden werden, da Stauchungen ohne Bruch weit weniger aufgenommen werden können als Dehnungen. Wenn Stauchungen nicht verhindert werden können, sollten diese so begrenzt werden, dass kein Verdrehen und kein lokales Beulen auftreten.

(10) In allen Gebieten mit potentiellm Untergrundversagen sollten die Rohrleitungen in geraden Abschnitten verlegt werden. Große Änderungen in Richtung und Tiefenlage sollten vermieden werden. Die Rohrleitungen sollten möglichst ohne Bögen, scharfe Krümmungen und Flansche konstruiert werden, die zu einer Verankerung der Rohrleitung mit dem Boden beitragen können.

Anhang A (informativ)

Seismische Berechnungsverfahren für Tankbauwerke

A.1 Einführung und Anwendungsbereich

Dieser Anhang enthält Angaben zur seismischen Berechnung von Tankbauwerken unter horizontaler und vertikaler Einwirkung. Die Tankbauwerke besitzen die folgenden Merkmale:

- a) zylinderförmig, mit vertikaler Achse und kreisförmigem oder rechteckigem Grundriss;
- b) starre oder flexible Gründung;
- c) vollständige oder teilweise Verankerung mit der Gründung.

Die zur Berechnung von Hochbehältern und zylindrischen Tanks mit horizontaler Achse erforderlichen Erweiterungen werden kurz behandelt.

Die genaue Berechnung der dynamischen Interaktion von Flüssigkeitsschwingung, Tankwandverformung und Untergrund unter Berücksichtigung eines möglichen Abhebens des Tanks ist eine äußerst komplexe Problemstellung, die zur numerischen Behandlung hohe Rechenkapazitäten und -leistungen erfordert. Für die speziellen Bemessungssituationen wurden verschiedene Berechnungsverfahren entwickelt. Ihre Genauigkeit ist von dem betrachteten Problem abhängig. Der Planer muss deshalb über ein ausreichendes Wissen verfügen, um das geeignete Verfahren auswählen zu können.

Es ist erforderlich, ein gleich bleibendes Maß an Genauigkeit über die verschiedenen Berechnungs- und Bemessungsschritte einzuhalten. Wenn eine exakte Lösung für die Ermittlung der hydrodynamischen Drücke gewählt wird, so ist zur Ermittlung der Druckzustände ein ebenso genaues mechanisches Modell des Tanks (z. B. ein FEM-Modell) zu verwenden.

A.2 Vertikale, starre, zylindrische Tanks

A.2.1 Horizontale Erdbebeneinwirkung

A.2.1.1 Allgemeines

Die Bewegung der Flüssigkeit im starren Zylinder darf als Summe von zwei separaten Beiträgen, dem „starken impulsiven“ und dem „konvektiven“ Druck, dargestellt werden. Der „starre impulsive“ Druckanteil ergibt sich aus den Randbedingungen an der Tankwand und dem Tankboden (Kompatibilität zwischen den Geschwindigkeiten zwischen Tankwand und Flüssigkeit). Dieser Anteil liefert aber einen Druck von null an der Oberfläche der Flüssigkeit, was infolge der Wellenbewegung unzutreffend ist.

Der „konvektive“ Term lässt die schon erfüllten Randbedingungen unverändert, stellt aber die Gleichgewichtsbedingungen an der Flüssigkeitsoberfläche wieder her.

Es wird ein zylindrisches Koordinatensystem eingeführt, mit:

r, z, θ	Ursprung im Zentrum des Tankbodens, z -Achse vertikal
H	Höhe
R	Radius
ρ	Massendichte der Flüssigkeit
$\xi = r/R; \zeta = z/H; \gamma = H/R$	dimensionslose Koordinaten

A.2.1.2 Starrer, impulsiver Druck

Die räumlich-zeitliche Änderung des starren, impulsiven Druckanteils wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t) \tag{A.1}$$

Dabei ist

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n / \gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \tag{A.2}$$

und

$$v_n = \frac{2n+1}{2} \pi; \quad \gamma = H / R$$

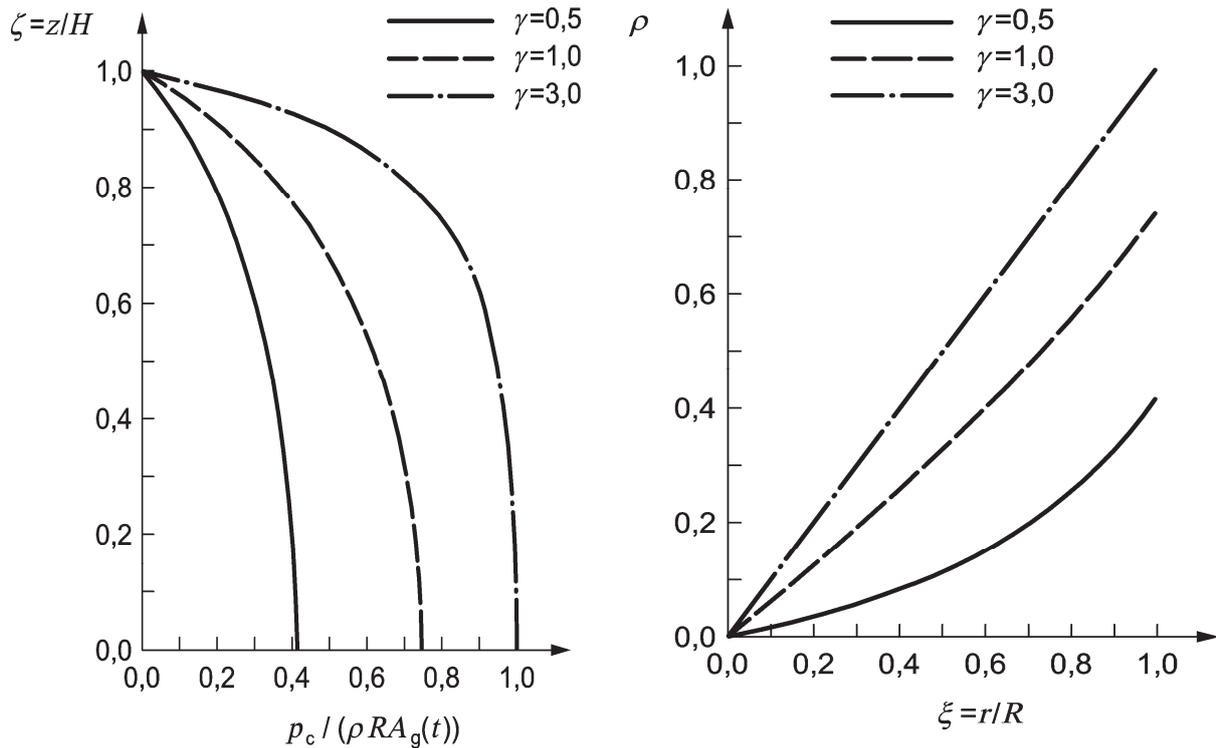
$I_1(\cdot)$ und $I_1'(\cdot)$ sind die modifizierten Besselfunktionen erster Ordnung bzw. deren Ableitung⁵⁾.

$A_g(t)$ in Gleichung (A.1) ist der Zeitverlauf der Freifeldbeschleunigung (der Spitzenwert von $A_g(t)$ wird als a_g bezeichnet). Die Verteilung von p_i über die Höhe wird durch die Funktion C_i bestimmt und in Bild A.1 a) für $\xi = 1$ (d. h. an der Tankwand) und $\cos \theta = 1$ (d. h. in der Bewegungsebene) bezogen auf $\rho R a_g$ für drei Werte von $\gamma = \frac{H}{R}$ dargestellt.

Bild A.1 b) zeigt die radiale Veränderung von p_i am Tankboden in Abhängigkeit vom Schlankheitsparameter γ . Mit zunehmender Schlankheit γ wird der Druckverlauf am Tankboden zunehmend linear.

5) Die Ableitungen der modifizierten Besselfunktionen 0. und 1. Ordnung sind:

$$I_1'(x) = \frac{dI_1(x)}{dx} = I_0(x) - \frac{I_1(x)}{x}$$



a) Verteilung über die Höhe

b) radiale Verteilung am Tankboden

(Werte sind auf $\rho R a_g$ normiert)

Bild A.1 — Verteilung des impulsiven Druckes für drei Werte $\gamma = H/R$

Druck-Resultierende:

Die horizontale Resultierende des „starreren impulsiven“ Druckes Q_i am Tankfuß erhält man nach (A.1).

Impulsive Basisschubkraft:

$$Q_i(t) = m_i A_g(t) \tag{A.3}$$

Der als impulsive Masse m_i bezeichnete Flüssigkeitsanteil bewegt sich synchron mit der Tankwand und wird durch folgenden Ausdruck bestimmt:

$$m_i = m 2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)} \tag{A.4}$$

mit $m = \rho \pi R^2 H$ als Gesamtmasse der gespeicherten Flüssigkeit.

Das Gesamtmoment M_i' orthogonal zur Richtung der seismischen Einwirkung, unmittelbar unter dem Tankboden, erfasst die Druckverteilung auf die Behälterwand nach Gleichung (A.1) und die Druckverteilung auf den Tankboden.

Das Gesamtmoment M_i direkt über dem Tankboden erfasst nur den Druck auf die Tankwand.

Impulsives Basismoment (unmittelbar unter dem Tankboden):

$$M_i'(t) = m_i h_i' A_g(t) \quad (\text{A.5 a})$$

Dabei ist

$$h_i' = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1} I_1(v_n / \gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n / \gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)}} \quad (\text{A.6 a})$$

Impulsives Basismoment (direkt über dem Tankboden):

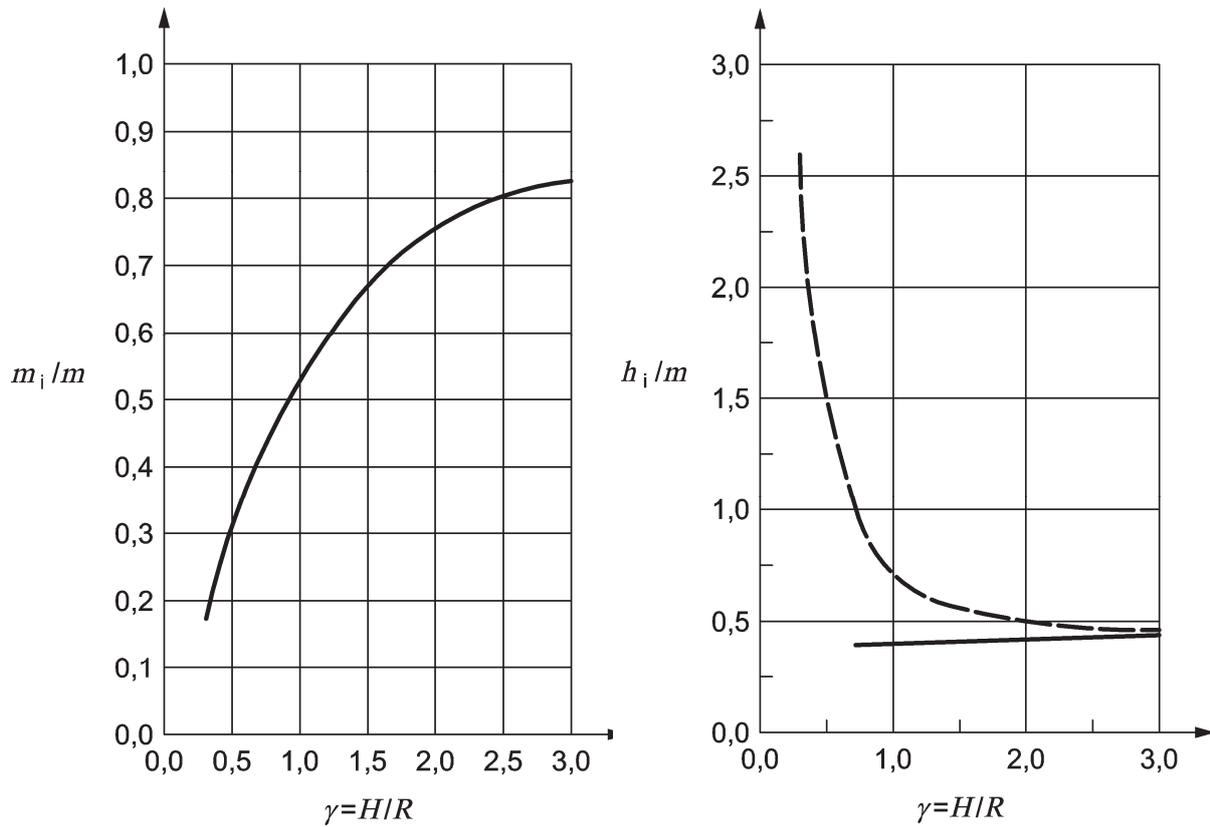
$$M_i(t) = m_i h_i A_g(t) \quad (\text{A.5 b})$$

mit

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1(v_n / \gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n / \gamma)} (v_n (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)}} \quad (\text{A.6 b})$$

Die beiden Größen m_i und h_i sind in Bild A.2 als Funktionen von $\gamma = H/R$ angegeben. Dabei ist zu erkennen, dass m_i mit γ anwächst und asymptotisch gegen die Gesamtmasse tendiert, während die Höhe h_i' für große γ mit der halben Tankhöhe übereinstimmt. Bei gedrungenen Tanks ist h_i etwas kleiner als die halbe Tankhöhe, während h_i' infolge des vorherrschenden Beitrages von M_i auf die Drücke auf den Tankboden deutlich größer als H ist.

Infolge des großen Betrages des auf den Tankboden wirkenden Druckanteils, ergeben sich bei gedrungenen Tanks für h_i' Werte, die größer als die Tankhöhe H sind.



Legende

- über der Bodenplatte
- unter der Bodenplatte

Bild A.2 — Verhältnis der Ersatzgrößen m_i/m , h_i/H und \dot{h}_i/H in Abhängigkeit von der Tankschlankheit
(siehe auch Tabelle A.2, Spalten 4, 6 und 8)

A.2.1.3 Konvektiver Druckanteil

Die räumlich-zeitliche Veränderung des „konvektiven“ Druckanteils wird durch folgende Beziehung bestimmt:

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cos h(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_{cn}(t) \tag{A.7}$$

Dabei ist

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cos h(\lambda_n \gamma)} \tag{A.8}$$

Dabei ist

J_1 die Besselfunktion 1. Ordnung;

$\lambda_1 = 1,841, \lambda_2 = 5,331, \lambda_3 = 8,536;$

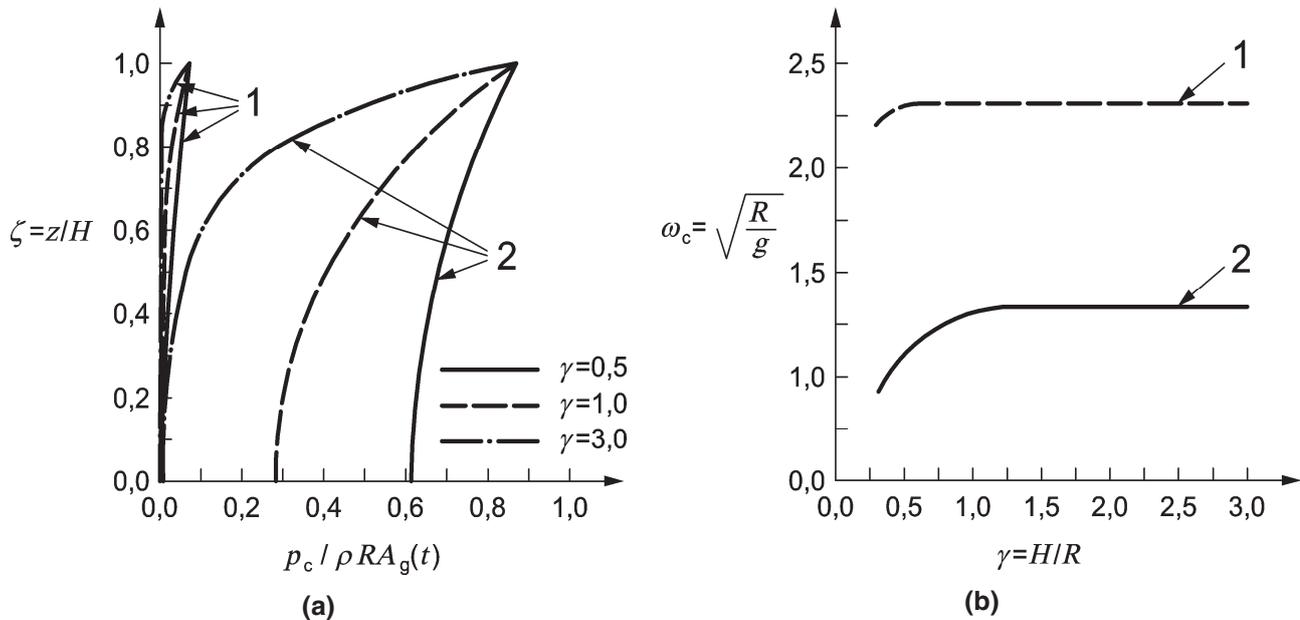
$A_{cn}(t)$ der Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn} :

$$\omega_{cn} = \sqrt{g \frac{\lambda_n}{R} \tan h(\lambda_n \gamma)} \tag{A.9}$$

und einem entsprechenden Dämpfungswert für die Schwappschwingung der Flüssigkeit (siehe [1] für die Berechnung der Dämpfung).

Für die Bemessung ist es ausreichend, die erste Eigenform und -frequenz (Sloshing) der schwingenden Flüssigkeit ($n = 1$) nach Gleichung (A.7) zu berücksichtigen.

Die vertikale Verteilung des Druckes für die ersten beiden Eigenformen ist aus Bild A.3 a) zu entnehmen. Bild A.3 b) zeigt die Werte der ersten beiden Frequenzen in Abhängigkeit vom Verhältnis H/R . Bei gedrungenen Tanks führt der Sloshing-Effekt auch im unteren Bereich zu relativ hohen Drücken, während dieser bei schlanken Tanks nur direkt unter der Oberfläche auftritt.



Legende

- 1 1. Eigenform
- 2 2. Eigenform

Bild A.3 — a) Verteilung der ersten zwei Modes der Sloshing-Druckverteilung über die Tankhöhe und b) Werte der ersten beiden Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von γ

Die Sloshing-Frequenzen werden für $\gamma > 1$ unabhängig von γ . Der Wert von ω_{c1} kann in diesem Fall näherungsweise bestimmt werden mit:

$$\omega_{c1} = 4,2 / \sqrt{R} \quad (R \text{ in m}) \tag{A.10}$$

Für die üblichen Werte von R ergeben sich Schwingungsperioden von einigen Sekunden.

Druck-Resultierende:

Konvektive Basisschubkraft:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \tag{A.11}$$

mit der konvektiven Masse in der n -ten Eigenform:

$$m_{cn} = m \frac{2 \tan h(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \tag{A.12}$$

Das Moment direkt unter der Bodenplatte des Tanks ergibt sich aus:

$$M'_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h'_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h'_{cn} \quad (\text{A.13 a})$$

Dabei ist

$$h'_{cn} = H \left(1 + \frac{2 - \cos h(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sin h(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14 a})$$

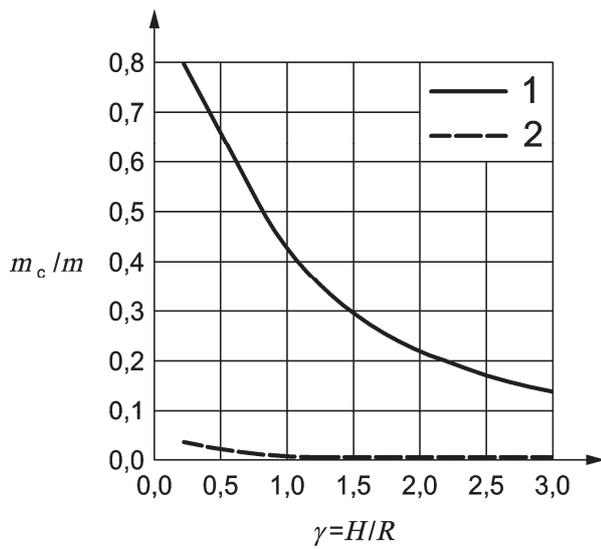
Die Werte von m_{c1} , m_{c2} und die entsprechenden Höhen h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} und h'_{c2} werden in Bild A.4 in Abhängigkeit von γ dargestellt.

Das Moment in der Tankwand unmittelbar über der Bodenplatte folgt aus:

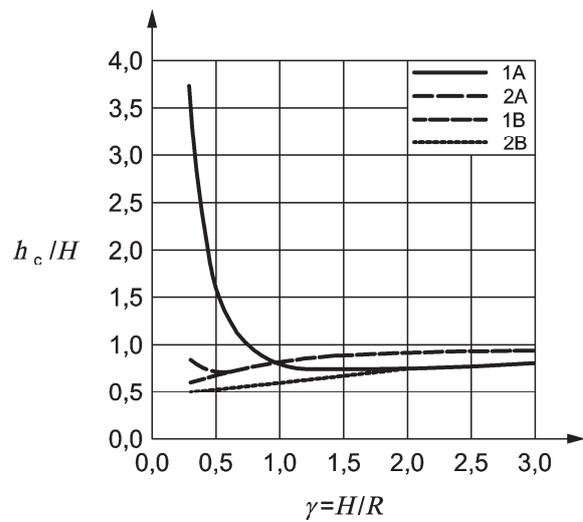
$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn} \quad (\text{A.13 b})$$

mit:

$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{1 - \cos h(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sin h(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14 b})$$



(a)



(b)

Legende:

1	1. Eigenform	2A	2. Eigenform unter der Bodenplatte
2	2. Eigenform	1B	1. Eigenform über der Bodenplatte
1A	1. Eigenform unter der Bodenplatte	2B	2. Eigenform über der Bodenplatte

Bild A.4 — a) 1. und 2. modale Sloshing-Masse und b) ihre korrespondierenden Höhen h_{c1} und h_{c2} als Funktionen von γ

(siehe auch Tabelle A.2, Spalten 5, 7 und 9)

Die konvektive Komponente der Behälterantwort erhält man aus Einmassenschwingern mit den Massen m_{cn} . Diese sind mit dem starren Tank durch Federn der Steifigkeiten: $K_n = \omega_n^2 m_{cn}$ gekoppelt. (Ein Schwinger für jeden Mode ist als maßgeblich zu berücksichtigen, üblicherweise nur der Erste).

Der Tank wird dabei mit der Bodenbeschleunigung $A_g(t)$ angeregt und die Massen antworten mit den Beschleunigungen $A_{cn}(t)$. h'_{cn} bzw. h_{cn} sind die Bezugshöhen, um die korrekten Werte von M'_{cn} bzw. M_{cn} zu ermitteln.

A.2.1.4 Höhe der Schwappbewegung

Den größten Beitrag zur Schwapphöhe liefert die erste Eigenform. Die maximale Höhe an der Tankwand beträgt:

$$d_{\max} = 0,84 RS_e(T_{c1})/g \tag{A.15}$$

mit $S_e(\cdot)$ als Spektralbeschleunigung der ersten konvektiven Eigenform der Flüssigkeit mit einer angemessenen Dämpfung der Sloshing-Antwort (g = Erdbeschleunigung).

A.2.1.5 Wirkungen der Wandträgheitskräfte

Die Trägheitskräfte der Tankwand infolge ihrer Eigenmasse sind bei Stahl tanks im Vergleich zu den hydrodynamischen Kräften gering und können üblicherweise vernachlässigt werden. Für Betontanks sind Wandträgheitskräfte zu berücksichtigen. Die Trägheitskräfte wirken parallel zur horizontalen seismischen Einwirkung. Entsprechend ihrer normal zur Schalenoberfläche wirkenden Komponente erhält man die auftretenden Drücke:

$$p_w = \rho_s s(\zeta) \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.16})$$

Dabei ist

ρ_s die Massendichte des Tankmaterials;

$s(\zeta)$ die Wanddicke.

Der Effekt dieser Druckkomponente verändert sich in Abhängigkeit von der Wanddicke über die Höhe. Sie ist zu der impulsiven Komponente nach Gleichung (A.1) zu addieren.

Die Gesamtschubkraft aus den Trägheitskräften am Fußpunkt erhält man durch Multiplikation der Gesamtmasse der Tankwand und des -dachs mit der Bodenbeschleunigung.

Die Verteilung des Umsturzmomentes am Fußpunkt ergibt sich in gleicher Weise: durch Multiplikation der Tankmasse mit der halben Wandhöhe (bei konstanter Wanddicke); zuzüglich der Masse des Daches multipliziert mit seiner mittleren Höhe über dem Tankfuß und der Bodenbeschleunigung.

A.2.1.6 Überlagerung der impulsiven und konvektiven Drücke

Der Zeitverlauf des resultierenden Druckes besteht aus der Summe der Zeitverläufe infolge:

- des impulsiven Druckes mit $A_g(t)$ (mit der Wandträgheit);
- des konvektiven Druckes mit $A_{cl}(t)$ (bei Vernachlässigung der Anteile höherer Ordnung).

Auf die gleiche Weise, wie die dynamische Antwort der beiden Druckanteile durch ihre unterschiedlichen Dämpfungswerte bestimmt ist, können ihr auch unterschiedliche hysteretische Energiedissipationsmechanismen zugeordnet werden.

Mit der konvektiven Flüssigkeitsantwort kann keine Energiedissipation verbunden werden. Eine hysteretische Energiedissipation kann mit dem impulsiven Druck und der Massenträgheit der Tankwand verbunden sein. Diese entsteht dabei aus dem Tank selbst und der Art der Gründung (bzw. der Verankerung) im Boden.

Falls die Energiedissipation durch Modifikation des elastischen Antwortspektrums mit einem Verhaltensbeiwert q berücksichtigt wird, sollten unterschiedliche Werte q für die Herleitung der Bewegungseffekte der beiden Komponenten verwendet werden:

- $q = 1,0$ für die Wirkung des konvektiven Drucks;
- $q = 1,5$ (oder ein größerer Wert) für die Wirkung des impulsiven Drucks und der Massenträgheit der Tankwand.

Bei der in der Bemessungspraxis üblichen Verwendung von Antwortspektren zur Berechnung der maximalen seismischen Antwort, sollten die Maxima der aus den beiden Zeitverläufen resultierenden seismischen Einwirkungen in geeigneter Weise überlagert werden.

Aufgrund des üblicherweise großen Abstandes zwischen der Grundfrequenz der Bodenbewegung und der Sloshing-Frequenz, kann die seismische Antwort bei Verwendung der SRSS-Regel (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate) unterschätzt werden. Es ist deshalb die Addition der Absolutwerte der Maxima als oberer Grenzwert vorzuziehen. Dabei ist jedes der beiden Maxima mit dem zugehörigen Verhaltensbeiwert q und dem Dämpfungswert für die entsprechende Komponente zu berechnen.

Für die Nachweise ist das Moment und die Querkraft unmittelbar über der Bodenplatte des Tanks zur Berechnung der Spannung und der Schnittkräfte in der Tankwand und der Verbindung zur Bodenplatte zu verwenden. Das Moment direkt unter der Bodenplatte des Tanks ist zum Nachweis der Stützkonstruktion, der Verankerung oder der Gründung zu verwenden.

Für den Nachweis des statischen Gleichgewichts ist, aufgrund der langen Eigenperiode des konvektiven Anteils der Flüssigkeitsantwort, nur das Moment unter der Bodenplatte des Tanks infolge dieses Druckanteils (Kippen) relevant. Wegen der hohen Eigenfrequenz braucht der destabilisierende Beitrag der impulsiven Drücke und der Massenträgheit der Tankwand, nicht für den Nachweis gegen Kippen berücksichtigt werden.

A.2.2 Vertikale Erdbebeneinwirkung

Der hydrodynamische Druck auf die Wand eines starren Tanks infolge der vertikalen Bodenbeschleunigung $A_v(t)$ wird bestimmt durch:

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho H(1 - \zeta) A_v(t) \quad (\text{A.17})$$

Dieser hydrodynamische Druck ist axialsymmetrisch. Daher resultiert aus ihm in keiner Höhe des Tanks oder direkt unter oder über der Bodenplatte, eine Querkraft oder ein Moment.

A.2.3 Überlagerung der Drücke infolge horizontaler und vertikaler Komponenten der Erdbebeneinwirkung mit den Effekten aus anderen Einwirkungen

Der maximale Druck auf die Tankwand aus Überlagerung von vertikaler und horizontaler Einwirkung wird durch die Anwendung der Regel aus 3.2 bestimmt. Die überlagerten Drücke sollten auf der einen Seite zum hydrostatischen Druck auf die Tankwand addiert werden (die Tankwand wird zur Flüssigkeit hin beschleunigt) und auf der gegenüberliegenden Seite subtrahiert werden. Die Wirkung des dynamischen Erddrucks und des Grundwasserdrucks ist im eingeerdeten Bereich des Tanks zu berücksichtigen. Sie sollte auf der Seite angesetzt werden, wo der seismische Druck als Sog betrachtet wird.

Der Erddruck sollte dabei als Erdruhedruck berechnet werden.

A.3 Verankerte, flexible vertikal zylindrische Tanks

A.3.1 Horizontale Erdbebeneinwirkung

Allgemein ist es nicht ausreichend, den Tank als starr zu betrachten (insbesondere Stahl tanks). In verformbaren Tanks wird der Flüssigkeitsdruck als Summe von drei Verteilungen ausgedrückt. Diese werden als „starrer impulsiver“ Anteil, „Sloshing“-Anteil und „flexibler“ Anteil bezeichnet.

Der dritte Anteil erfüllt die Bedingung, dass die radiale Geschwindigkeit der Flüssigkeit und die radiale Verformungsgeschwindigkeit der Tankwand übereinstimmen. Weiterhin wird wie bei der „starr impulsiven“ Komponente gefordert, dass die Flüssigkeitgeschwindigkeit in vertikaler Richtung am Tankboden und der Druck an der Flüssigkeitsoberfläche null sind.

Die dynamische Kopplung zwischen der Sloshing- und der flexiblen Komponente ist dabei sehr schwach. Ursache ist der große Unterschied in den Eigenfrequenzen der Sloshing-Bewegung und der Verformung der Tankwand. Dies erlaubt es, die dritte Komponente unabhängig von den anderen zu betrachten. Die starre impulsive und die Sloshing-Komponente nach A.2 bleiben daher von der flexiblen Komponente unbeeinflusst.

Die flexible Druckverteilung ist von den Eigenformen der Schwingungen des Tank-Flüssigkeitssystems abhängig. Es sind dabei nur die ersten Ringharmonischen zu berücksichtigen:

$$\phi(\zeta, \theta) = f(\zeta) \cos \theta \quad (\text{A.18})$$

Im Weiteren steht die Bezeichnung erste Eigenfrequenz oder erste Eigenform nicht mit der tatsächlichen ersten Eigenform des vollen Tanks in Beziehung, sondern nur mit den Eigenformen vom Typ der Gleichung (A.18).

Die radiale Verteilung des flexiblen impulsiven Drucks am Tankboden ist qualitativ vergleichbar mit der des starren impulsiven Drucks. Unter der Annahme, dass die Eigenformen bekannt sind, berechnet sich der flexible Druckanteil nach der folgenden Gleichung:

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \cos \theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) A_{fn}(t) \quad (\text{A.19})$$

mit:

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s(\zeta)}{H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s(\zeta)}{H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (\text{A.20})$$

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n}{v_n^2} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I'_1(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.21})$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta}{v_n} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I'_1(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.22})$$

Dabei sind ρ_s die Massendichte der Schale, $s(\zeta)$ die Dicke der Schale, $A_{fn}(t)$ die Relativbeschleunigung eines Einmassenschwingers (relativ zu seinem Fußpunkt) mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform. Gewöhnlich ist die Eigenform der Grundschiwingung $n=1$ ausreichend, so dass in den Gleichungen (A.19), (A.21) und (A.22) die Indizes für die Modes n und die Summation über die Eigenformen entfallen können.

Für flexible Tanks liefert vorwiegend der Druck $p_f(\cdot)$ aus Gleichung (A.19) den größeren Anteil am Gesamtdruck, da der Druck infolge Starrkörperverschiebung (Gleichung (A.1)) von der Freifeldbeschleunigung $A_g(t)$, die flexible impulsive Komponente – Gleichung (A.19) aber von der Spektralbeschleunigung abhängig ist. Für die üblichen Eigenperioden von Tank-Flüssigkeit-Systemen ist die Antwortbeschleunigung $A_{fn}(t)$ fast immer beträchtlich größer als die Freifeldbeschleunigung $A_g(t)$.

Zur Bestimmung der ersten Eigenform wird in [2], [3] die nachfolgende, iterative Vorgehensweise vorgeschlagen. Es wird eine Anfangseigenform $f(\zeta)$ festgelegt (A.18) bis (A.22) (eine Eigenform proportional zu ζ ist üblicherweise eine gute Näherung, insbesondere für schlanke Tanks).

Mit $f^i(\zeta)$ wird die Eigenform des i -ten Iterationsschrittes bezeichnet. Die „effektive“ Masse der Schale für den i -ten Schritt lässt sich mit folgender Gleichung angeben:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2 g s(\zeta) f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (\text{A.23})$$

Darin sind $p_f^i(\zeta)$ die Amplitude der Druckverteilung entsprechend Gleichung (A.19) im i -ten Schritt und $s(\zeta)$ die Schalendicke.

Die effektive Dichte entsprechend Gleichung (A.23) des i -ten Schrittes wird zur Eigenwertanalyse des Tanks im $(i+1)$ Schritt verwendet. Diese Prozedur ist zu wiederholen, bis eine ausreichende Konvergenz erreicht ist.

Die erste Eigenfrequenz des Tank-Flüssigkeit-Systems kann mit der folgenden in [4] für Stahl tanks abgeleiteten Näherungsgleichung abgeschätzt werden:

$$\omega_f = 2\pi \frac{\sqrt{Es(\zeta) / \rho H}}{2 R (0,157\gamma^2 + \gamma + 1,49)} \quad (\text{für } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.24})$$

dabei ist E der Elastizitätsmodul der Tankwand.

Die Basisschubkraft folgt aus:

$$Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (\text{A.25})$$

Dabei ist

$$m_f = m \psi \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n \quad (\text{A.26})$$

Das Moment unmittelbar über dem Tankboden kann berechnet werden:

$$M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad (\text{A.27})$$

Dabei ist

$$h_f = H \frac{\left[\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1'(v_n / \gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad (\text{A.28})$$

A.3.2 Überlagerung der Druckanteile infolge horizontaler Komponenten der seismischen Einwirkung

A.3.2.1 Allgemeine Vorgehensweisen

Der Zeitverlauf des Gesamtdrucks ergibt sich für flexible Tanks aus der Summe von drei Zeitverläufen: starrer impulsiver Druck (Gleichung (A.1)), konvektiver Druck (Gleichung (A.7)) und flexibler impulsiver Druck (Gleichung (A.19)). Jeder dieser Anteile hat eine unterschiedliche Druckverteilung über die Tankhöhe und einen unterschiedlichen Zeitverlauf.

Den Zeitverlauf der durch diese Drücke erzeugten Basisschubkräfte (Gleichungen (A.3), (A.11), (A.25)), erhält man aus folgendem Ausdruck:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) + m_f A_f(t) \quad (\text{A.29})$$

Dabei ist

$A_{cn}(t)$ die absolute Beschleunigung des Einmassenschwingers mit der Kreisfrequenz ω_{cn} (Gleichung (A.9)) und der entsprechenden Dämpfung für die Sloshing-Antwort infolge der Bodenbeschleunigung $A_g(t)$.

$A_f(t)$ die relative Antwortbeschleunigung des Einmassenschwingers mit der Kreisfrequenz ω_f Gleichung (A.4) und einer Dämpfung entsprechend der des Tank-Flüssigkeit-Systems infolge der Bodenbeschleunigung $A_g(t)$.

Die Maxima der einzelne Ausdrücke in Gleichung (A.29) können unter Verwendung eines Antwortspektrums für absolute und relative Beschleunigungen bestimmt werden. Die für eine genaue Spannungsanalyse notwendigen Drücke können damit aus den entsprechenden Verteilungen über die Tankwand und den Tankboden bestimmt werden.

Um die Bemessung zu vereinfachen, sind die Massen m_i , m_{cn} und m_f , letztere unter Verwendung einer angenommenen ersten Eigenform, als Funktionen von γ zu berechnen. Diese sind in Tabellen oder Diagrammen verfügbar, (z. B. Bilder A.2 a), A.4 a), Spalten 4 und 5 in Tabelle 2 [4]).

Bei Verwendung von Gleichung (A.29) in Kombination mit einem Antwortspektrum entsteht das Problem der Überlagerung der Druckanteile. Abgesehen von der erforderlichen Aufstellung eines Antwortspektrums der Relativbeschleunigungen für $A_f(t)$, gibt es keine Möglichkeit zur exakten Überlagerung der Spitzenwerte von $A_g(t)$ mit $A_f(t)$.

Die seismische Einwirkung und die hervorgerufene Systemantwort können in dem relativ großen betrachteten Frequenzbereich nicht als unabhängig voneinander angesehen werden. Die Anwendung der SRSS-Regel (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate) zur Überlagerung der Komponenten unterschätzt die maximale Systemantwort. Andererseits kann die einfache Addition der einzelnen Komponenten zu überhöhten Antwortgrößen führen.

Zu dieser Problemstellung sind verschiedene Näherungsverfahren, basierend auf der vorher beschriebenen Theorie, vorgeschlagen worden.

Verfahren sind u. a. von Veletsos und Yang, Haroun und Housner und Scharf entwickelt worden. Sie sind detailliert in [4], [5] beschrieben.

Im Vorschlag von Veletsos und Yang wird im Wesentlichen der Ausdruck (A.29) durch die folgende Gleichung ersetzt:

$$Q(t) = m_i A_{fa}(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \quad (\text{A.30})$$

Es wird dabei angenommen, dass die gesamte impulsive Masse entsprechend der absoluten Spektralbeschleunigung des flexiblen Tanks reagiert ($A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$) (mit der Kreisfrequenz ω_f (siehe Gleichung (A.24)) und der entsprechenden Dämpfung des Tank-Flüssigkeitssystems).

Das Maximum von $A_{fa}(t)$ kann direkt aus einem entsprechenden Antwortspektrum bestimmt werden. Die Gesamtschubkraft am Tankfuß aus den Trägheitskräften kann näherungsweise durch folgenden Ausdruck bestimmt werden:

$$Q_w(t) = (\varepsilon_0 \cdot m) \cdot A_{fa}(t) \quad (\text{A.31})$$

Dabei ist

$(\varepsilon_0 \cdot m)$ die effektiv beteiligte Masse der Tankwand in der ersten Eigenform, m als Gesamtmasse des Tank-Flüssigkeitssystems. Der Faktor ε_0 kann Tabelle A.1 entnommen werden.

Tabelle A.1 — Effektiv beteiligte Masse der Tankwand in der ersten Eigenform als Anteil der Gesamtmasse nach dem Vorschlag von Veletsos und Yang

H/R	0,5	1,0	3,0
ε_0	0,5	0,7	0,9

Das Verfahren nach Veletsos und Yang liefert für H/R -Werte die nicht viel größer als 1 sind, einen ausreichend abgesicherten oberen Grenzwert. Für größere Werte von H/R wurden Korrekturen vorgeschlagen, um die Überbewertung der seismischen Antwortgrößen zu verhindern. Da diese Methode konservativ ist, können die Wirkungen der Trägheitskräfte der Tankwand im Allgemeinen vernachlässigt werden.

Nach Vorschlag von Haroun und Housner wird Gleichung (A.29) in der folgenden Form aufgestellt:

$$Q(t) = (m_i - m_f) A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (\text{A.32})$$

Die Massen m_i und m_f sind zusammen mit den entsprechenden Ersatzhöhen (zur Berechnung des korrekten Momentes am Fußpunkt) in Abhängigkeit von H/R und s/R in Diagrammen angegeben [5].

Die Trägheitskräfte der Tankwand sind in diesen Angaben zu den Massen und Höhen enthalten.

Für die Überlagerung der Maximalwerte der drei Komponenten in Gleichung (A.32) wird die SRSS-Regel angewendet.

Ausgehend davon, dass die absolute und die relative Antwortbeschleunigung im relevanten Frequenzbereich nicht zu sehr voneinander abweichen dürfen, ergibt schließlich die Gleichung (A.29) nach Scharf [4]:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (\text{A.33})$$

Für die Überlagerung der Maximalwerte der drei Komponenten in Gleichung (A.34) wird die SRSS-Regel angewendet.

$$Q = \sqrt{(m_i a_g)^2 + (m_f a_{fa})^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} a_{cn}\right)^2} \quad (\text{A.34})$$

Ähnlich zum Verfahren von Veletsos und Yang wurde eine noch einfachere Näherung von [6] entwickelt. Diese wird nachfolgend dargestellt.

Bezüglich der unterschiedlichen hysteretischen Energiedissipationsvorgänge (und dem damit verbundenen Verhaltensbeiwert q), welche die verschiedenen Druckkomponenten charakterisiert, gilt A.2.1.4.

A.3.2.2 Vereinfachtes Verfahren für verankerte, zylindrische Tanks [6]

A.3.2.2.1 Modell

Das Tank-Flüssigkeit-System wird durch zwei Einmassenschwinger dargestellt, wobei einer die impulsive Komponente, welche sich zusammen mit der flexiblen Tankwand bewegt, und der andere die konvektive Komponente repräsentiert. Die impulsiven und die konvektiven Antworten werden durch Summation überlagert.

Die Grundperioden für den impulsiven und den konvektiven Druck (in s) ergeben sich aus:

$$T_{\text{imp}} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (\text{A.35})$$

$$T_{\text{con}} = C_c \sqrt{R} \quad (\text{A.36})$$

Dabei ist

H die Bemessungsfüllhöhe;

R der Tankradius;

s die äquivalente gleichmäßige Wanddicke (gewichtetes Mittel über die benetzte Höhe der Tankwand, die Wichtung kann proportional zur Dehnung in der Tankwand vorgenommen werden, welche ihr Maximum am Tankfuß hat);

ρ die Dichte der Flüssigkeit;

E der E -Modul der Tankwand.

Die Koeffizienten C_i und C_c sind Tabelle A.2 zu entnehmen. Der Koeffizient C_i ist dimensionslos, während, wenn R in m eingesetzt wird, C_c in $\text{s/m}^{1/2}$ ausgedrückt wird.

Die impulsive und die konvektive Masse m_i und m_c sind in Tabelle A.2 als Anteile an der Gesamtmasse m angegeben. Ebenso sind die Ersatzhöhen h_i und h_c vom Fußpunkt bis zum Angriffspunkt der Resultierenden des impulsiven und konvektiven Wanddrucks enthalten.

Tabelle A.2 — Koeffizienten C_i und C_c für die Grundperiode, Massen m_i und m_c und die Höhen h_i und h_c des Angriffspunktes der Resultierenden der impulsiven und konvektiven Druckkomponenten auf die Tankwand

H/R	C_i	C_c ($\text{s/m}^{1/2}$)	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h'_i/H	h'_c/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

A.3.2.2.2 Seismische Antwort

Die Gesamtschubkraft ergibt sich aus:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (A.37)$$

Dabei ist

- m_w die Masse der Tankwand;
- m_r die Masse des Tankdaches;
- $S_e(T_{imp})$ die impulsive Spektralbeschleunigung aus einem elastischen Antwortspektrum der Dämpfung im Grenzzustand nach 2.3.2.1;
- $S_e(T_{con})$ die konvektive Spektralbeschleunigung aus dem 0,5 % gedämpften elastischen Antwortspektrum.

Das Umsturzmoment direkt über der Bodenplatte ergibt sich aus:

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (A.38)$$

h_w und h_r sind die Höhen der Massenschwerpunkte von Tankwand und -dach.

Das Umsturzmoment unter der Bodenplatte ergibt sich aus:

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (A.39)$$

Die vertikale Verschiebung der freien Flüssigkeitsoberfläche ist nach Gleichung (A.15) zu bestimmen.

A.3.3 Vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung

Der Druckanteil $p_{vf}(\zeta, t)$ aus der Tankwanddeformation (radiales „Atmen“) ist zusätzlich zum starren impulsiven Druck $p_v(\zeta, t)$ infolge der Vertikalbeschleunigung $A_{vf}(t)$ nach Gleichung (A.17) zu beachten [7]. Die zusätzliche Komponente kann bestimmt werden aus:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0,815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2} \zeta\right) A_{vf}(t) \quad (A.40)$$

Dabei ist

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln(\gamma) \quad \text{für } 0,8 \leq \gamma < 4 \quad (A.41 a)$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{für } \gamma < 0,8 \quad (A.41 b)$$

$A_{vf}(t)$ ist die Beschleunigung des Einmassenschwingers mit der Frequenz der axialsymmetrischen Interaktions-Schwingung von Tank und Flüssigkeit.

Die Grundfrequenz ergibt sich aus:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[\frac{2E I_1(\gamma_1) s(\zeta)}{\pi \rho H (1-\nu^2) I_0(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad (\text{mit } \zeta = 1/3) \quad (A.42)$$

Dabei ist

$$\gamma_1 = \pi / (2\gamma);$$

$I_0(\cdot)$ und $I_1(\cdot)$ sind die modifizierten Besselfunktionen der Ordnung 0 und 1.

E und ν sind der E -Modul bzw. die Querdehnzahl des Tankmaterials.

Die maximalen Werte von $p_{vf}(t)$ ergeben sich aus dem vertikalen Beschleunigungsantwortspektrum mit entsprechenden Dämpfungen und Perioden. Bei Vernachlässigung der Bodennachgiebigkeit (siehe A.7) ergibt sich die Dämpfung aus den Eigenschaften des Schalenmaterials (Beton, Stahl). Der für die Antwort infolge der impulsiven Druckkomponente und der Wandträgeit angenommene Verhaltensbeiwert q , ist auch für die Antwort der vertikalen Komponente der seismischen Einwirkung zu verwenden.

Der maximale Druck aus der Überlagerung von $p_{vr}(\cdot)$ und $p_{vf}(\cdot)$ wird durch Anwendung der SRSS-Regel (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate) bestimmt.

A.3.4 Überlagerung der Drücke infolge horizontaler und vertikaler Komponenten der Erdbebeneinwirkung mit den Effekten aus anderen Einwirkungen

Der Druck auf die Tankwand ist nach A.2.3 zu berechnen.

A.4 Rechteckige Tanks

A.4.1 Verankerte starre rechteckige Tanks am Boden

Für Tanks mit starrer Wand erhält man den Gesamtdruck aus der Summe eines impulsiven und eines konvektiven Anteils:

$$p(z,t) = p_i(z,t) + p_c(z,t) \quad (\text{A.43})$$

Die impulsive Komponente folgt aus der Beziehung:

$$p_i(z,t) = q_o(z) \rho L A_g(t) \quad (\text{A.44})$$

Dabei ist

L die halbe Breite des Tanks in der Einwirkungsrichtung;

$q_o(z)$ gibt die Änderung von $p_i(\cdot)$ über die Höhe an. Sie ist in Bild A.5 dargestellt. Der Druck $p_i(\cdot)$ ist orthogonal zur Einwirkungsrichtung konstant. Der Verlauf und die Werte der Funktion $q_o(z)$ sind ähnlich denen eines zylindrischen Tanks mit dem Radius $R = L$ (siehe Bild A.6).

Der konvektive Druckanteil ergibt sich aus der Summe der modalen Anteile (Sloshing-Modes). Analog zu den zylindrischen Tanks, liefert der erste Mode den dominanten Beitrag. Dieser ergibt sich aus:

$$p_{c1}(z,t) = q_{c1}(z) \rho L A_1(t) \quad (\text{A.45})$$

Dabei ist

$q_{c1}(z)$ wird in Bild A.7 zusammen mit dem Anteil aus dem zweiten Mode $q_{c2}(z)$ dargestellt;

$A_1(t)$ ist die Beschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Frequenz des ersten Sloshing-Modes und dem zugehörigen Dämpfungswert unter der Freifeldbeschleunigung $A_g(t)$.

Die Schwingungsperiode des ersten Sloshing-Modes ergibt sich aus:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi}{2} \frac{H}{L}\right)} \right)^{1/2} \quad (\text{A.46})$$

Die Basisschubkraft und das Moment an der Gründung können mit Hilfe der Gleichungen (A.44) und (A.45) berechnet werden.

Zu Bemessungszwecken können die für zylindrische Tanks ermittelten Massen m_i und m_{c1} , sowie die zugeordneten Höhen h_i' und h_{c1} auch für rechteckige Tanks verwendet werden. Sie sind durch die Gleichungen (A.4), (A.12) und (A.6), (A.14) zu bestimmen. Die Größe R ist dabei durch L zu ersetzen. Die auftretenden Abweichungen sind kleiner als 15 % [8].

A.4.2 Verankerte flexible rechteckige Tanks am Boden

Die Flexibilität der Tankwand führt im Allgemeinen zu einer bedeutenden Zunahme des impulsiven Druckes, während der konvektive Druck praktisch unverändert bleibt.

Die Anzahl der Studien über das Verhalten flexibler rechteckiger Tanks ist nicht sehr umfangreich und die Lösungen liegen in einer Form vor, die für eine direkte Verwendung in der Bemessung nicht geeignet ist. Eine aktuelle Behandlung des Themas ist z. B. in [9] enthalten.

Für Bemessungszwecke wird in [8] eine Näherungslösung vorgeschlagen, welche die vertikale Druckverteilung von Tanks mit starren Wänden verwendet (siehe Gleichung (A.44) und Bilder A.5, A.6. Dabei wird die Grundbeschleunigung $A_g(t)$ in Gleichung (A.44) durch die Antwortbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Frequenz und dem Dämpfungswert des ersten Modes der impulsiven Tank-Flüssigkeits-Schwingung ersetzt.

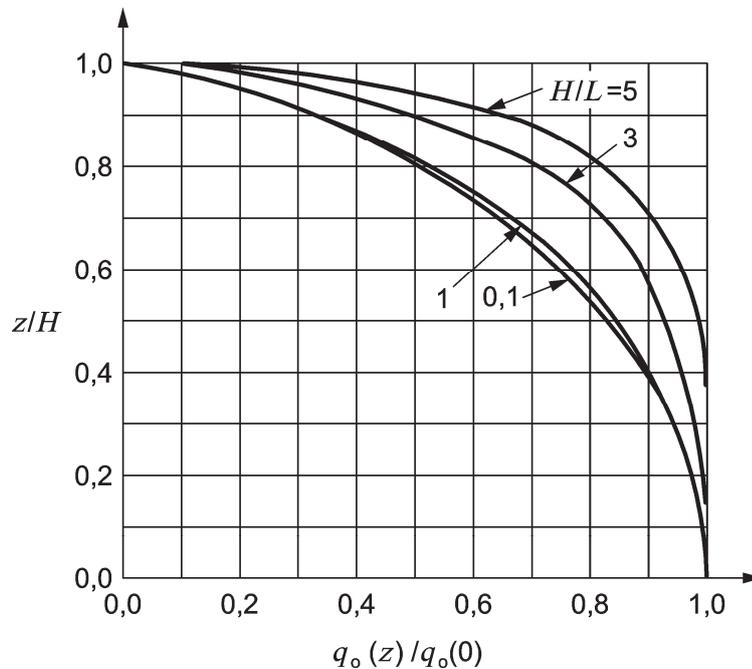


Bild A.5 — Normierter impulsiver Druck auf die Wand eines rechteckigen Tanks senkrecht zur horizontalen Einwirkungsrichtung (nach [8])

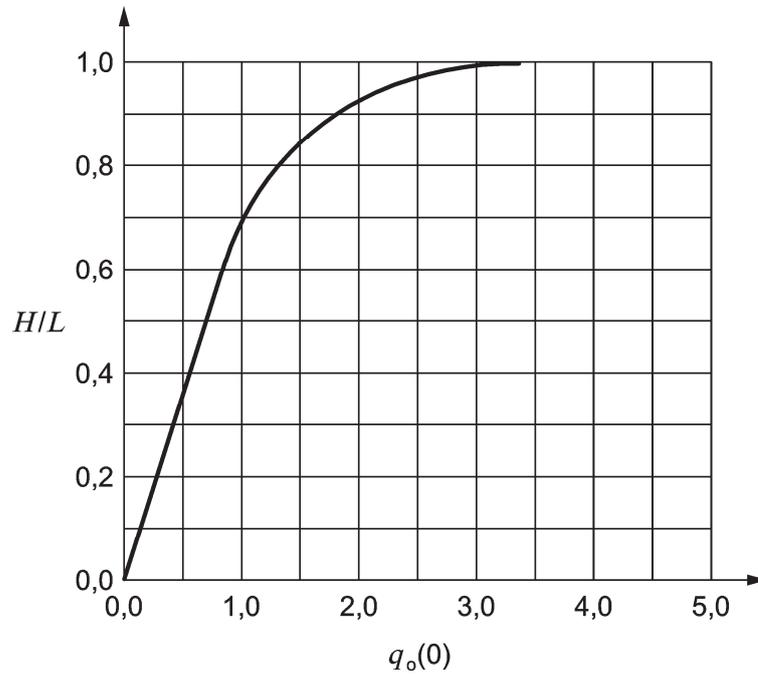


Bild A.6 — Maximalwert des normierten impulsiven Druckes auf eine rechteckige Wand senkrecht zur horizontalen Einwirkungsrichtung (nach [8])

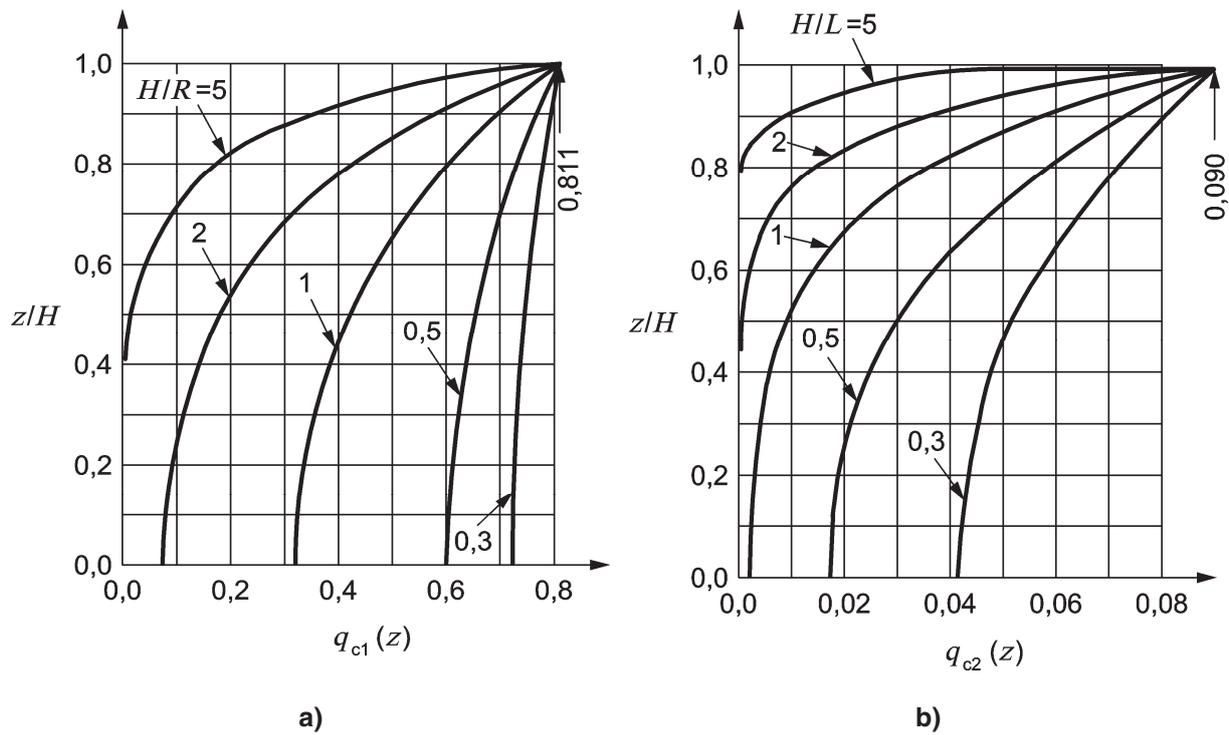


Bild A.7 — Normierter konvektiver Druck auf die Wand eines rechteckigen Tanks senkrecht zur horizontalen Einwirkungsrichtung (nach [8])

Die Schwingungsperiode ergibt sich näherungsweise zu:

$$T_i = 2\pi(d_f / g)^{1/2} \tag{A.47}$$

Dabei ist

d_f die Auslenkung der Wand auf der vertikalen Mittellinie und auf Höhe der impulsiven Masse; die Wand wird durch eine Last in Richtung der Bodenbewegung und mit der Größe $m_i g / 4BH$ beansprucht;

$2B$ die Tankbreite senkrecht zur Einwirkungsrichtung.

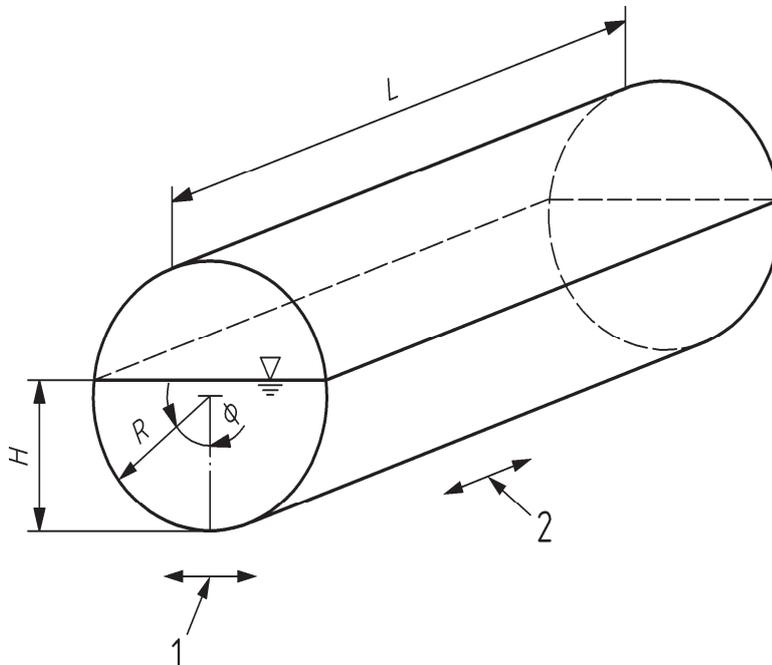
Die impulsive Masse m_i erhält man aus Gleichung (A.4), Bild A.2(a) oder Spalte 4 aus Tabelle A.2 unter Einbeziehung der Wandmasse.

A.4.3 Kombination der Einwirkungseffekte infolge der unterschiedlichen Komponenten und Einwirkungen

Hinsichtlich der verschiedenen hysteretischen Energiedissipationsmechanismen (und der verbundenen Verhaltensbeiwerte q) für die unterschiedlichen Druckkomponenten ist A.2.1.6 anwendbar. A.2.2 darf zur Berechnung der Effekte aus der Vertikalkomponente der seismischen Einwirkung und A.2.3 für die Überlagerung der Effekte aus den horizontalen und vertikalen Komponenten, mit den Effekten aus anderen Einwirkungen für die seismische Bemessung, angewendet werden.

A.5 Horizontale, zylindrische Tanks [8]

Horizontale, zylindrische Tanks sollten für seismische Einwirkungen in Längs- und Querrichtung nachgewiesen werden (Bezeichnungen siehe Bild A.8).



Legende

- 1 Seismische Einwirkung in Querrichtung
- 2 Seismische Einwirkung in Längsrichtung

Bild A.8 — Bezeichnungen für zylindrische Tanks mit horizontaler Achse (nach [8])

Näherungswerte für die hydrodynamischen Drücke unter horizontaler Einwirkung in Längs- und Querrichtung dürfen aus den Lösungen für den rechteckigen Tank abgeleitet werden. Der äquivalente rechteckige Tank muss dafür die gleichen Abmessungen in Höhe des Flüssigkeitspegels und in Richtung der Einwirkung besitzen. Die Tankbreite ist so zu wählen, dass sich ein gleichgroßes Volumen ergibt. Diese Näherung ist im Schlankheitsbereich H/R von 0,5 bis 1,6 für Bemessungszwecke ausreichend genau. Wenn die Schlankheit H/R den Wert 1,6 überschreitet, so sollte der Tank als vollständig gefüllt angenommen werden. Die gesamte Flüssigkeitsmasse bewegt sich dabei starr mit dem Tank.

Für eine seismische Einwirkung in Querrichtung, ist eine genauere Lösung für teilgefüllte Tanks vorhanden.

Die impulsive Druckverteilung erhält man in diesem Fall aus:

$$p_i(\phi) = q_o(\phi) \gamma R A_g(t) \quad (\text{A.48})$$

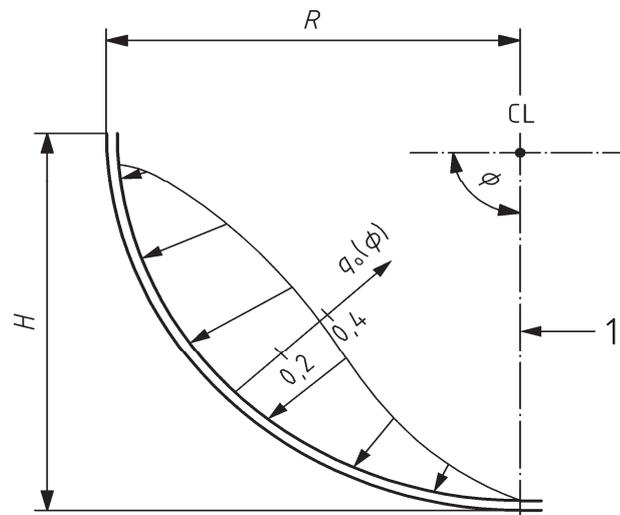
Für $H = R$ nimmt die Druckfunktion $q_o(\cdot)$ die Form an:

$$q_o(\phi) = \frac{4}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n)^2 - 1} \sin 2n\phi \quad (\text{A.49})$$

Die Funktion $q_o(\cdot)$ ist in Bild A.9 dargestellt.

Durch Integration der Druckverteilung wird die impulsive Masse für $H = R$ bestimmt:

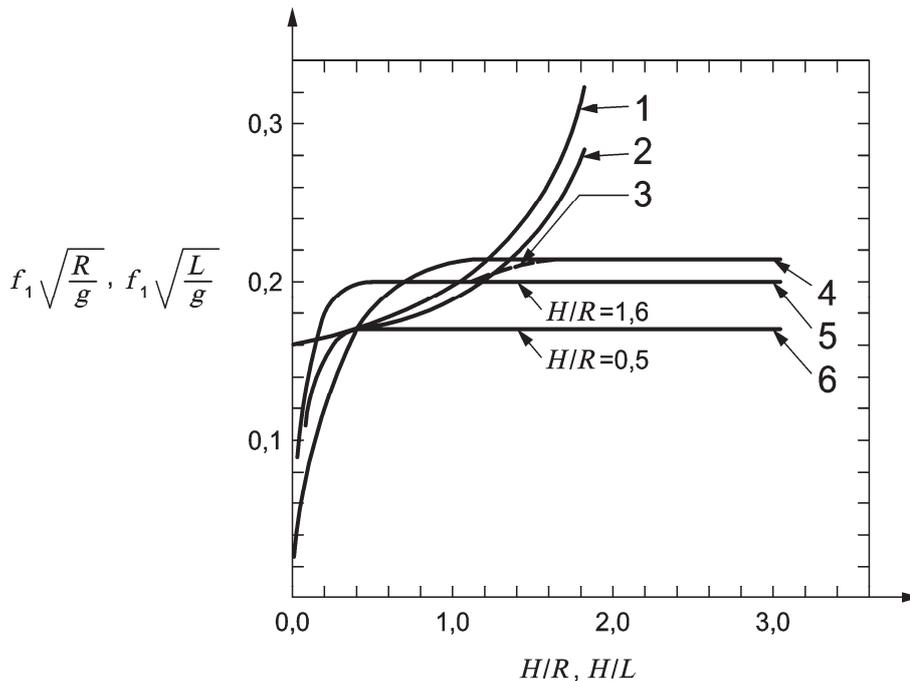
$$m_i = 0,4 m \quad (\text{A.50})$$



Legende

- 1 Druck asymmetrisch über der Mittellinie

Bild A.9 — Impulsive Drücke auf einen horizontalen Zylinder mit $H = R$ bei Einwirkung in Querrichtung (nach [8])



Legende

- | | |
|--|---|
| 1 Kugel | 4 Vertikaler Zylinder |
| 2 Horizontaler Zylinder, quer | 5 Rechteckig (Länge = 2L) |
| 3 Vertikaler Zylinder, kugelförmiger Boden | 6 Horizontaler Zylinder, längs (Länge = 2L) |

Bild A.10 — Dimensionslose erste konvektive Eigenfrequenzen für starre Tanks unterschiedlicher Form (nach [8])

Da die Drücke in radialer Richtung angreifen, verlaufen die auf den Zylinder wirkenden Kräfte durch das Zentrum des Kreissektors. Es ist daher anzunehmen, dass die impulsive und die konvektive Masse in diesem Punkt angreifen.

Für den konvektiven Druck sind keine Lösungen in einer für die Bemessung geeigneten Form verfügbar. Wenn der Tank etwa zur Hälfte gefüllt ist ($H \cong R$), kann die Masse des ersten Sloshing-Modus wie folgt abgeschätzt werden:

$$m_{c1} = 0,6 m \tag{A.51}$$

Die Gleichungen (A.50), A.51) ergeben akzeptable Näherungswerte in einem Schlankheitsbereich H/R von 0,8 bis 1,2.

Die Frequenzen für den ersten Sloshing-Mode von Tanks mit unterschiedlicher Geometrie sind in Bild A.10 angegeben. Für kreisförmige Tanks mit horizontaler Achse ist die Frequenz für eine Schwingung in Längs- und Querrichtung enthalten.

A.6 Hochbehälter

Im Strukturmodell welches die Stützkonstruktion umfasst, werden zur Berücksichtigung der Flüssigkeit im Hochbehälter zwei Massen betrachtet:

- die impulsive Masse m_i mit der Höhe h'_i oder h_i über dem Tankboden (Gleichungen (A.4) und (A.6 a), (A.6 b));

- und eine Masse m_{c1} mit der Höhe h'_{c1} oder h_{c1} (Gleichungen (A.12) und (A.14 a), (A.14 b)). Die Masse m_i ist mit den Tankwänden starr verbunden, während die Masse m_{c1} mit den Tankwänden durch eine Feder mit der Steifigkeit: $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$ gekoppelt ist. Der Wert von ω_{c1} wird durch Gleichung (A.9) bestimmt.

Die Antwort des Systems kann durch Anwendung der modalen Analyse und der Antwortspektrenmethode ermittelt werden.

Im einfachsten Fall hat das gesamte Modell nur zwei Freiheitsgrade. Diesen entsprechen die Massen m_i und m_{c1} . Eine Masse Δm des Tanks und eine entsprechende Masse der Stützkonstruktion ist zu m_i zu addieren. Die Masse $(m_i + \Delta m)$ ist mit dem Untergrund über eine Feder gekoppelt, welche die Steifigkeit der Stützkonstruktion repräsentiert.

Üblicherweise ist es erforderlich, auch die Trägheitsmomente der Massen $(m_i + \Delta m)$ und die damit verbundenen zusätzlichen Freiheitsgrade zu berücksichtigen.

Hochbehälter mit der Form eines umgekehrten Kegelstumpfes können als äquivalenter Zylinder mit gleichem Flüssigkeitsvolumen und einem Durchmesser von dem des Kegels auf Höhe des Flüssigkeitspegels betrachtet werden.

A.7 Boden-Bauwerk-Interaktionseffekte

A.7.1 Allgemeines

Für Tanks, die auf relativ nachgiebigen Böden gegründet sind, kann die resultierende Fußpunktbewegung von der Freifeldbewegung sehr abweichen. Sie enthält neben der modifizierten Verschiebungskomponente im Allgemeinen eine zusätzliche Kippkomponente.

Bei einer Erhöhung der Nachgiebigkeit des Untergrundes vergrößert sich die Schwingungsperiode und reduziert sich die maximale Antwort des Tank-Flüssigkeit-Systems bei gleicher Einwirkung aufgrund der Zunahme der Gesamtdämpfung.

Die Erhöhung der Schwingungsperiode ist für hohe, schlanke Tanks ausgeprägter, da der Anteil der Kippkomponente größer ist. Die Verringerung der maximalen Antwort ist jedoch bei hohen Tanks im Allgemeinen weniger bedeutend, da die Dämpfung infolge des Kippens geringer ist als die Dämpfung infolge horizontaler Bewegung.

Ein einfaches Verfahren ist in [10] vorgeschlagen. Es berücksichtigt die Erhöhung von Eigenperiode und Dämpfung des Bauwerks. Das Bauwerk ist dabei starr gelagert und wird durch die Freifeldbeschleunigung angeregt.

Dieses Verfahren ist in [11], [12], [13] für die impulsiven (starren und flexiblen) Komponenten der Tankantwort erweitert worden.

Für die Schwingungsperioden und Druckverteilungen der konvektiven Komponente wurde angenommen, dass sie durch die Boden-Bauwerk-Interaktion nicht beeinflusst werden.

Ausreichend genaue Ergebnisse erhält man bei Verwendung eines äquivalenten Einmassenschwingers, dessen Parameter so zu wählen sind, dass die Frequenz und die maximale Antwort mit denen des tatsächlichen Systems übereinstimmen.

Die Eigenschaften des äquivalenten Einmassenschwingers sind in [11], [13] angegeben. Sie liegen in Form von Diagrammen vor und sind in Abhängigkeit von dem Verhältnis H/R für unterschiedliche Tankparameter (bezogene Wanddicke s/R , die Anfangsdämpfung usw.) angegeben.

A.7.2 Näherungsverfahren

A.7.2.1 Einleitung

Ein etwas ungenaueres Verfahren [8] wird nachfolgend zusammengefasst. Das Verfahren verwendet veränderte Frequenzen und Dämpfungswerte für die impulsiven starren und flexiblen Druckkomponenten in A.2 bis A.5. Die zeitliche Veränderung für die starre impulsive Druckkomponente ist durch die horizontale $A_g(t)$ und die vertikale Freifeldbeschleunigung $A_v(t)$ gegeben. Unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion sind die Zeitverläufe der Freifeldbeschleunigung durch die Antwortbeschleunigung eines Einmassenschwingers zu ersetzen. Die Eigenschaften des Einmassenschwingers (Frequenz und Dämpfungswert) sind wie nachfolgend anzunehmen.

A.7.2.2 Modifizierte Eigenperioden

— „starrer Tank“ impulsiver Effekt, horizontal:

$$T_i^* = 2\pi \left(\frac{m_i + m_0}{k_x \alpha_x} + \frac{m_i h_i'^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right)^{1/2} \quad (\text{A.52})$$

— „verformbarer Tank“ impulsiver Effekt, horizontal:

$$T_i^* = T_f \left(1 + \frac{k_f}{k_x \alpha_x} + \left[1 + \frac{k_x h_f^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right] \right)^{1/2} \quad (\text{A.53})$$

— „starrer Tank“, vertikal:

$$T_{vr}^* = 2\pi \left(\frac{m_{\text{tot}}}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (\text{A.54})$$

— „verformbarer Tank“, vertikal:

$$T_{vd}^* = T_{vd} \left(1 + \frac{k_1}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (\text{A.55})$$

Dabei ist

- m_i, h_i' die Masse und Höhe der impulsiven Komponente;
- m_0 die Masse der Gründung;
- $k_f = 4\pi^2 \frac{m_f}{T_f^2}$, Steifigkeit des „verformbaren Tanks“;
- m_{tot} die Gesamtmasse des gefüllten Tanks einschließlich der Gründung; und
- $k_1 = 4\pi^2 \frac{m_1}{T_{vd}^2}$ mit $m_1 =$ Masse der Flüssigkeit;
- k_x, k_θ, k_v die horizontale, Kipp- und vertikale Steifigkeit der Gründung;
- $\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ die frequenzabhängigen Faktoren zur Umwandlung der statischen in dynamische Steifigkeiten [14].

A.7.2.3 Modifizierte Dämpfungswerte

Der allgemeine Ausdruck für das effektive Dämpfungsverhältnis des Tank-Gründung-Systems ist:

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^*/T)^3} \quad (\text{A.56})$$

Dabei ist

ξ_s die Abstrahlungsdämpfung des Bodens; und

ξ_m die Materialdämpfung des Tanks.

Sowohl ξ_s als auch ξ_m sind von der spezifischen Schwingungsform abhängig.

Für ξ_s gilt:

— für die horizontale, impulsive „starre“ Tankwandeigenform:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_i}{k_x T_i^{*2}} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_i^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.57})$$

— für die horizontale, impulsive „flexible“ Tankwandeigenform:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_f}{k_x T_f^{*2}} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_f^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.58})$$

— für die vertikale „starre“ Tankwandeigenform:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_{tot}}{k_v T_{vr}^{*2}} a \frac{\beta_v}{\alpha_v} \quad (\text{A.59})$$

Dabei ist

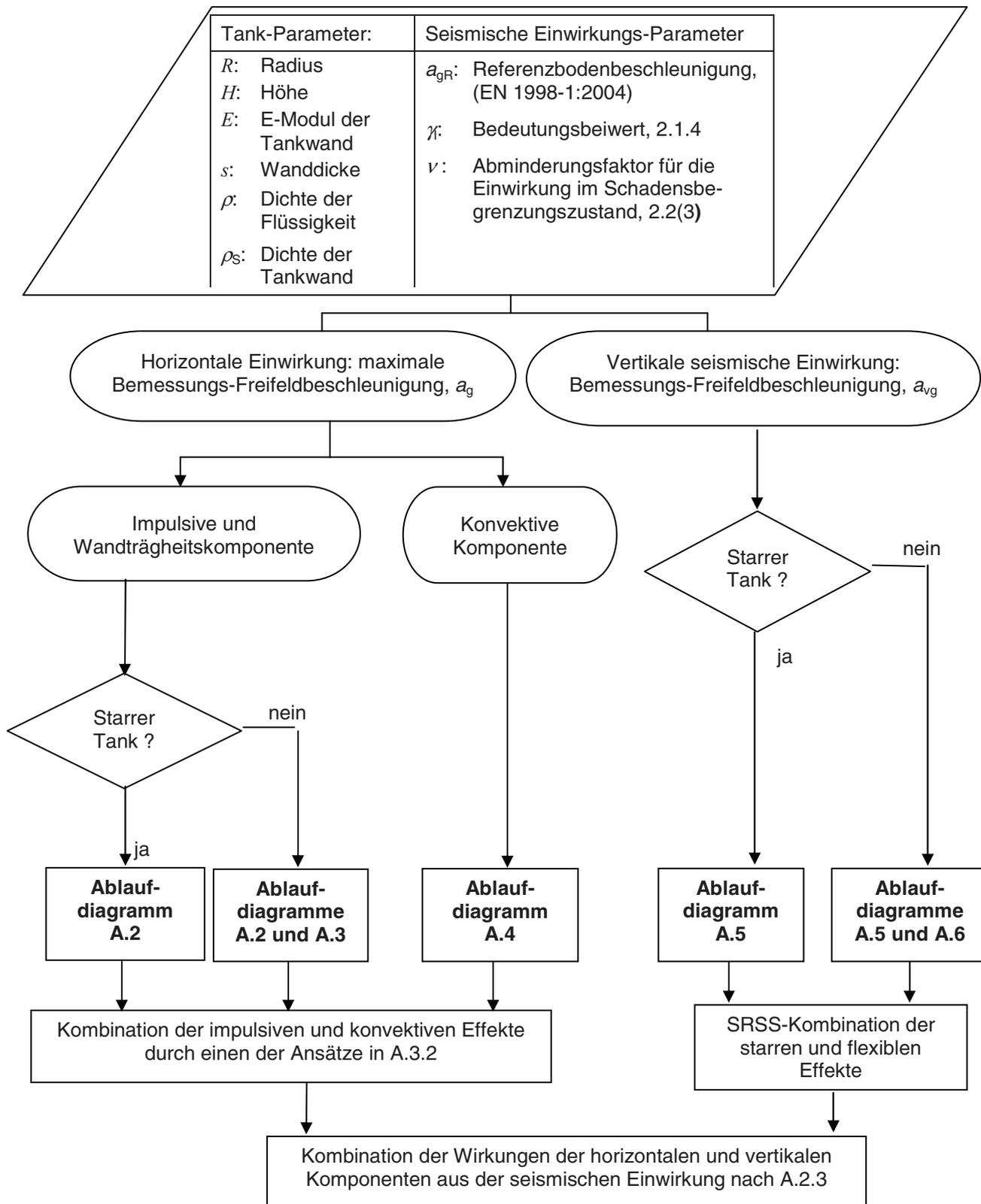
$a = \frac{2\pi R}{V_s T}$; dimensionslose Frequenzfunktion (V_s = Scherwellengeschwindigkeit des Bodens);

$\beta_x, \beta_v, \beta_\phi$ frequenzabhängige Faktoren für die Dämpfungswerte bei horizontaler, vertikaler und Kippbewegung [14].

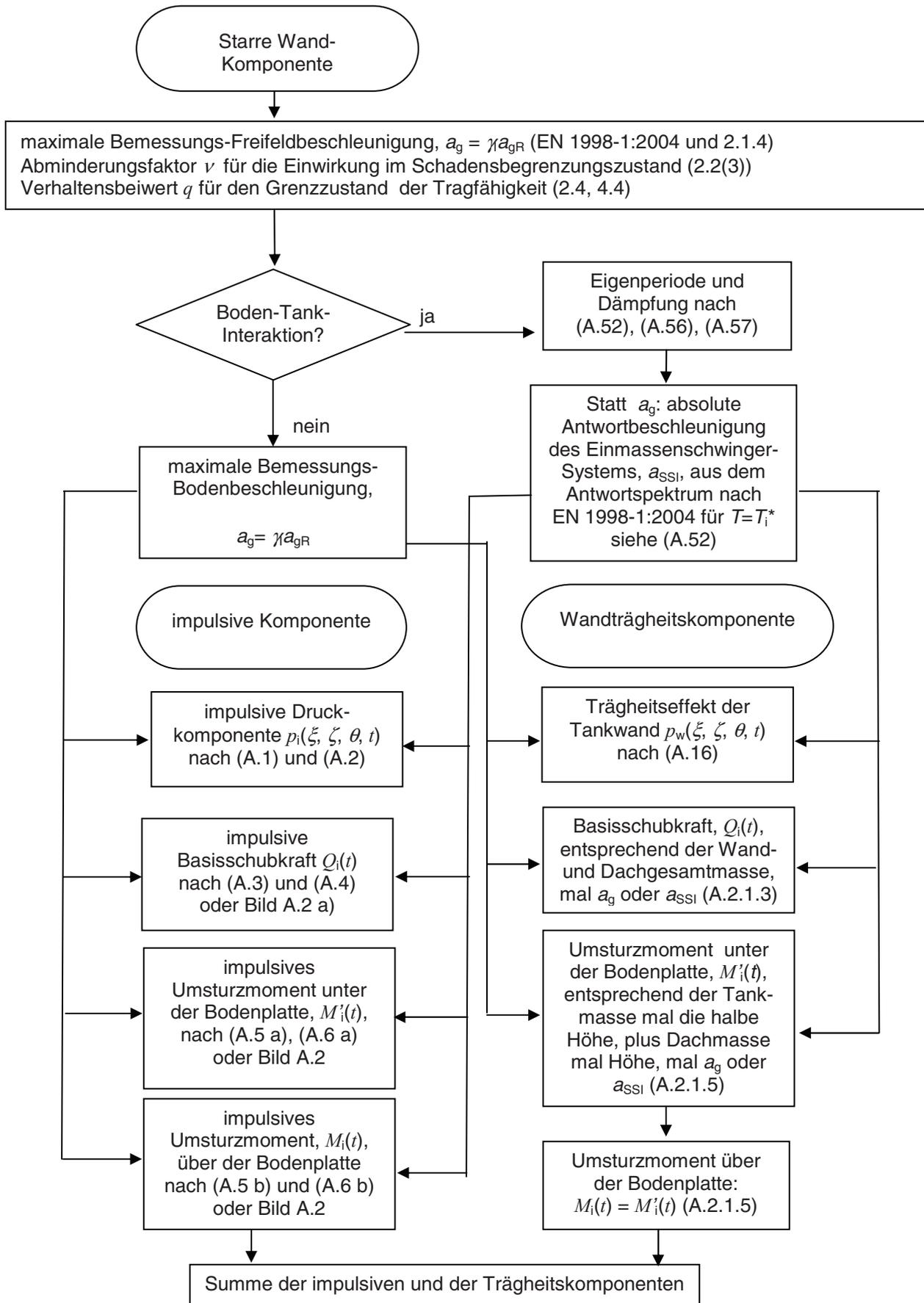
A.8 Ablaufdiagramme zur Berechnung der hydrodynamischen Effekte in vertikal zylindrischen Tanks

Die folgenden Ablaufdiagramme geben einen Überblick über die Bestimmung der hydrodynamischen Effekte in vertikal zylindrischen Tanks infolge horizontaler und vertikaler seismischer Einwirkung. Die Ablaufdiagramme behandeln hauptsächlich die Antwortspektrenmethode.

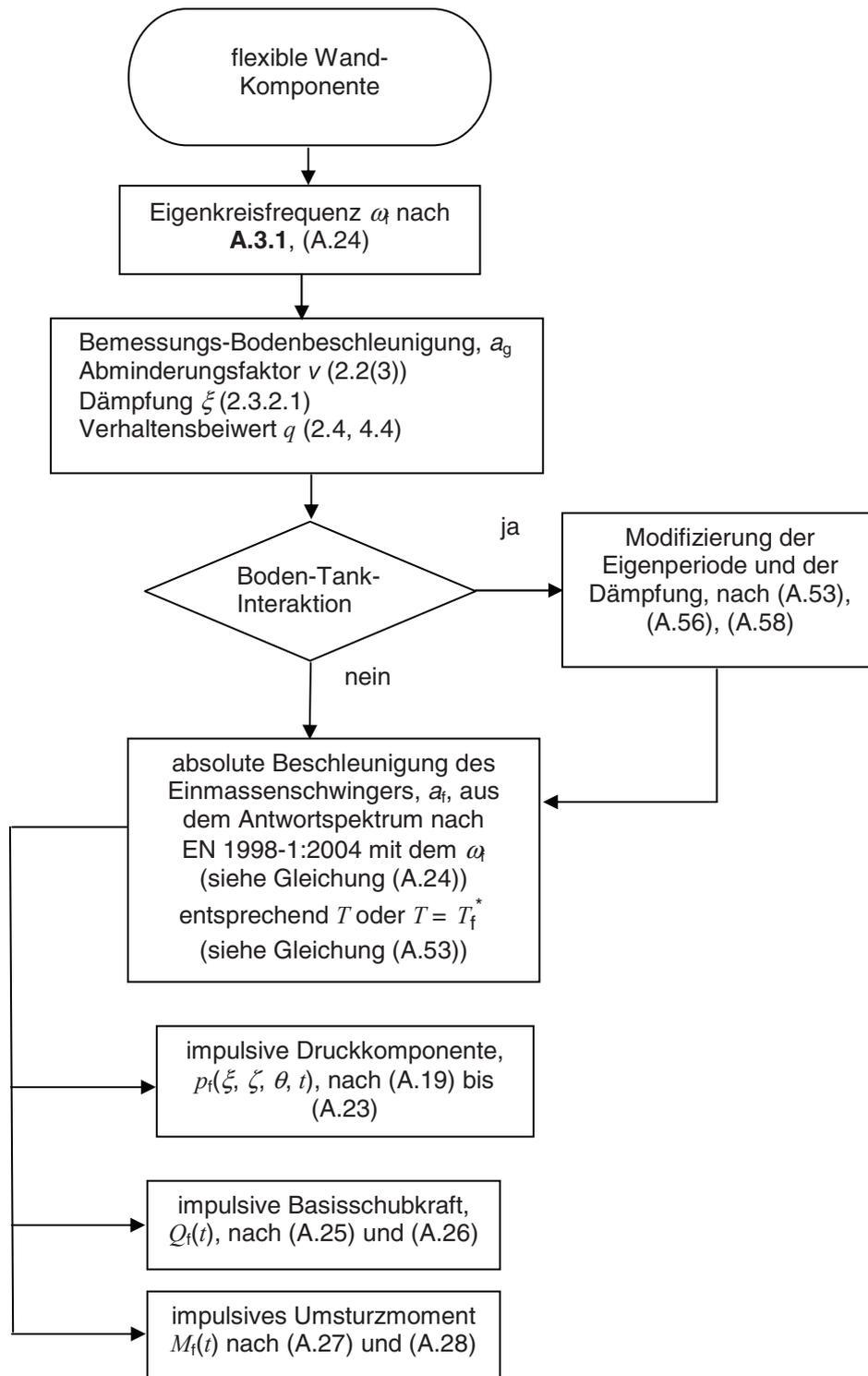
Ablaufdiagramm 1 gibt einen Überblick über den Berechnungsablauf und die Kombination der verschiedenen Antwortkomponenten. Die Ablaufdiagramme 2 bis 6 zeigen die verschiedenen hydrodynamischen Komponenten bzw. die seismischen Einwirkungskomponenten.



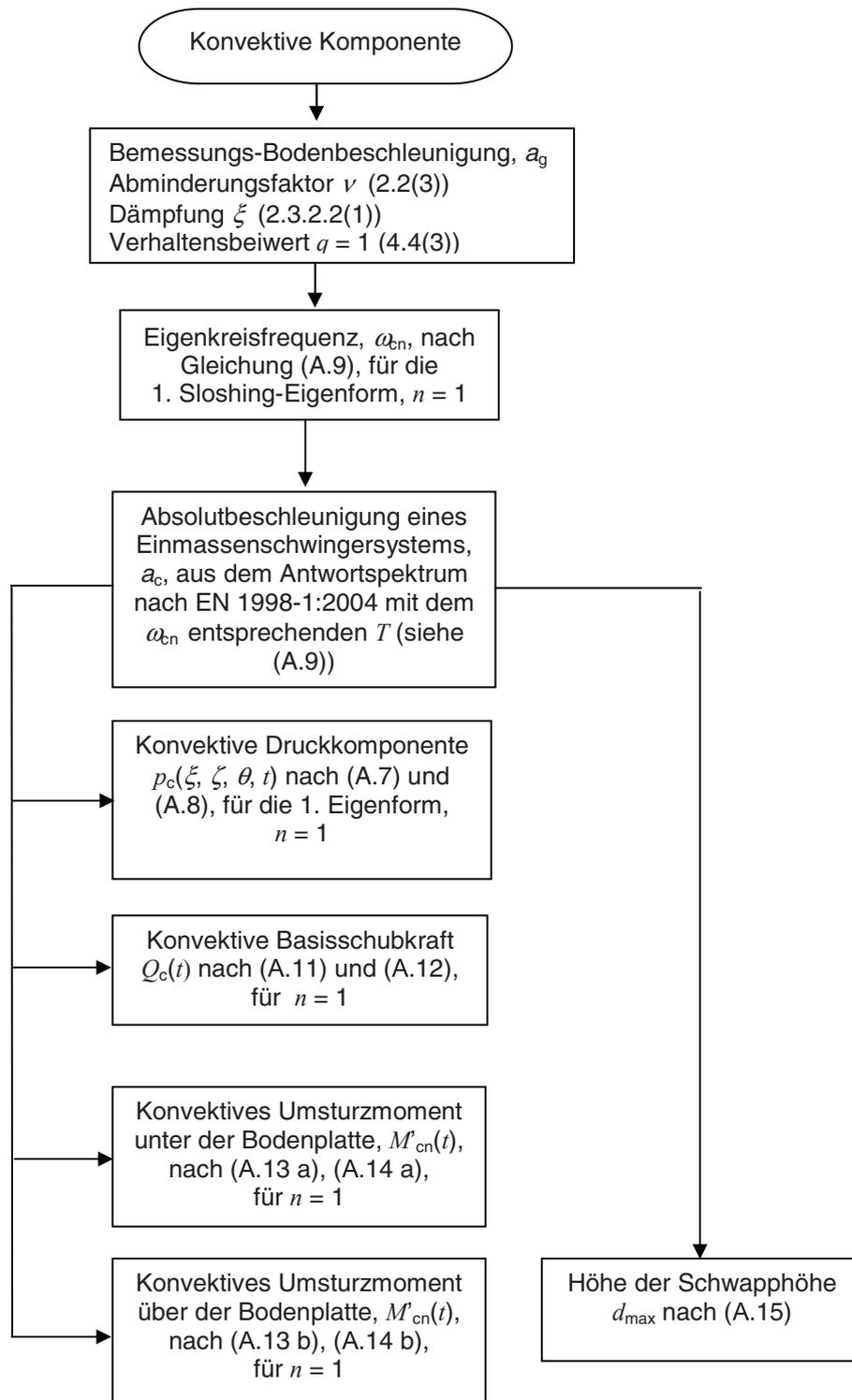
Ablaufdiagramm A.1 — Überblick über die Bestimmung der hydrodynamischen Effekte in verankerten vertikal zylindrischen Behältern am Boden, unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion



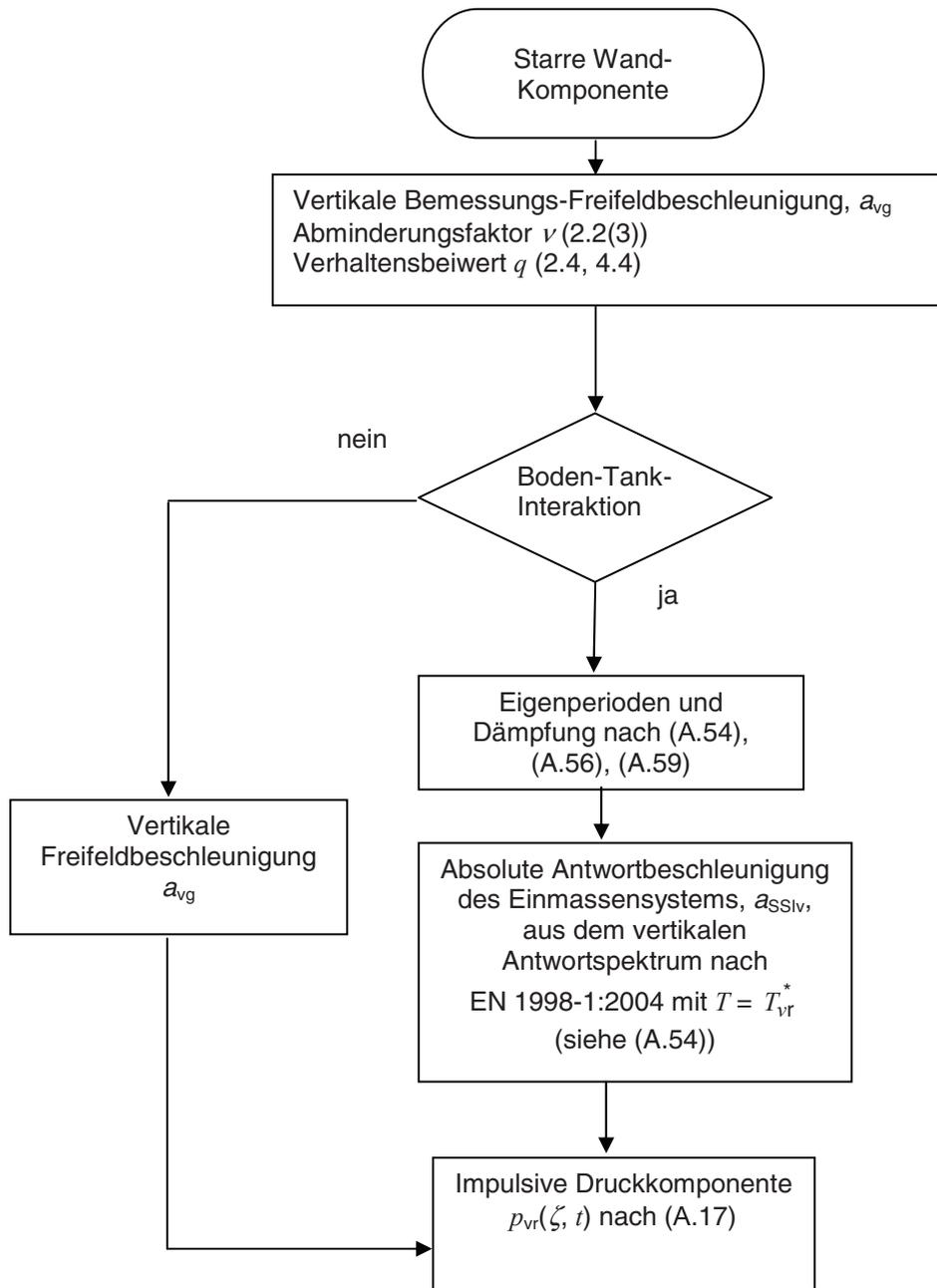
Ablaufdiagramm A.2 — Horizontale seismische Einwirkung, starre Wand impulsive Komponente (siehe A.2.1, A.7.2)



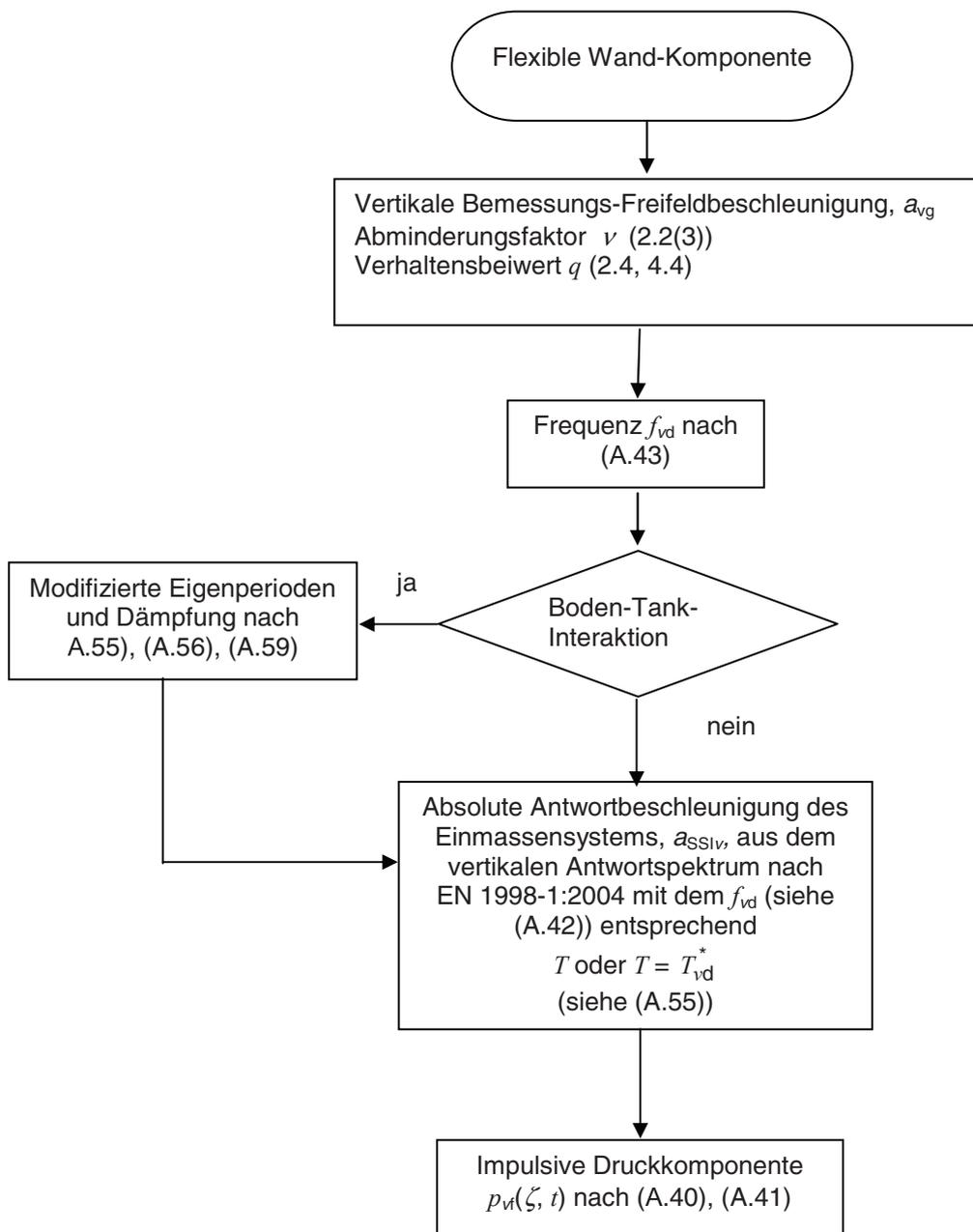
Ablaufdiagramm A.3 — Horizontale seismische Einwirkung, flexible Wand impulsive Komponente (siehe A.3.1, A.7.2)



Ablaufdiagramm A.4 — Horizontale seismische Einwirkung, konvektive Komponente (siehe A.2.1)



Ablaufdiagramm A.5 — Vertikale seismische Einwirkung, starre Wandkomponente (siehe A.2.2, A.7.2)



Ablaufdiagramm A.6 — Vertikale seismische Einwirkung, flexible Wand Komponente (siehe A.3.3, A.7.2)

A.9 Unverankerte Tanks

A.9.1 Allgemeines

Bei Tanks am Boden, die nicht mit der Gründung verankert sind, kann ein Abheben des Tankbodens infolge des seismischen Kippmomentes auftreten. Das Abheben tritt häufiger bei oben offenen Tanks auf. Das Abheben kann insbesondere an der Bodenplatte plastische Verformungen hervorrufen. Das Aufreißen des Tanks und das Auslaufen der Flüssigkeit ist durch die Bemessung zu verhindern.

In den meisten Fällen werden die Auswirkungen des Abhebens und der damit verbundenen Kippbewegung auf die Größe und die Verteilung der Drücke vernachlässigt. Diese Vorgehensweise ist in den meisten Fällen konservativ, da durch das Kippen die Flexibilität des Tank-Flüssigkeit-Systems erhöht wird und sich die Perioden in Richtung einer niedrigeren dynamischen Verstärkung der Kräfte verschieben.

Eine iteratives Näherungsverfahren für vertikal zylindrische Tanks, welches das Abheben des Tanks und die dynamischen Eigenschaften des Problems berechnet, wird in [2] und [4] vorgestellt. Bemessungsdiagramme aus dem Verfahren für Tanks mit festen Dach beziehen sich auf spezielle Parameter, wie das Verhältnis von Wanddicke und Radius, die Bodensteifigkeit, den Typ der Wandgründung usw.

Ist der hydrodynamische Druck ermittelt worden, ob unter Berücksichtigung oder Vernachlässigung der entsprechenden Abhebeeffekte, so ist die folgende Berechnung der Spannungen in den kritischen Tankbereichen, eine statische Berechnungsaufgabe. In der Strukturanalyse hat der Konstrukteur Freiheiten in der Auswahl und Verfeinerung der Methoden. Für die genaue Berechnung eines abhebenden Tanks ist eine nichtlineare FEM-Analyse erforderlich, welche das Modell des Tanks, des Bodens und deren Kopplung umfasst.

Vereinfachte, aber umfassende computergestützte Verfahren werden in aktuellen Veröffentlichungen vorgeschlagen (z. B. [15], [16]). Für einfachere Verfahren, die keine Computerberechnungen benötigen (z. B. [8]), wurde durch Experimente und genauere Berechnungen nachgewiesen, dass diese Verfahren die auftretenden Antwortgrößen unterschätzen und die Einflussgrößen des Problems nicht adäquat erfassen.

Die prinzipielle Wirkung des Abhebens besteht in einer Erhöhung der vertikalen Druckspannungen in der Schale. Diese sind für das Beulversagen der Schale kritisch. Gegenüber der abhebenden Seite mit den maximalen Druckspannungen werden in der Schale durch die Membranwirkung der Bodenplatte Ringdruckspannungen erzeugt.

In der Bodenplatte wird plastisches Verhalten infolge von Biegemomenten zugelassen. Es ist eine Überprüfung der maximalen Zugspannungen ausreichend.

A.9.2 Vertikale Membrandruckkräfte und -spannungen in der Wand infolge des Abhebens

Für die in der petrochemischen Industrie üblichen Stahltanks mit Festdach kann die Erhöhung der vertikalen Spannung infolge des Abhebens (N_u), in Bezug auf die Spannung im verankerten Fall (N_a), nach Bild A.11 als Funktion des dimensionslosen Umsturzmomentes M/WH (W -Gesamtgewicht der Flüssigkeit) abgeschätzt werden [4]. Insbesondere bei schlanken Tanks ist die Erhöhung sehr ausgeprägt. Die Werte in Bild A.11 für die Festdachtanks liegen auf der sicheren Seite, da sie unter der Annahme berechnet wurden (statische FEM-Analyse), dass der darunterliegende Boden starr ist (Bettungszahl: $k = 4\,000\text{ MN/m}^3$). Dies ist eine ungünstige Bedingung für die vertikalen Membrankräfte.

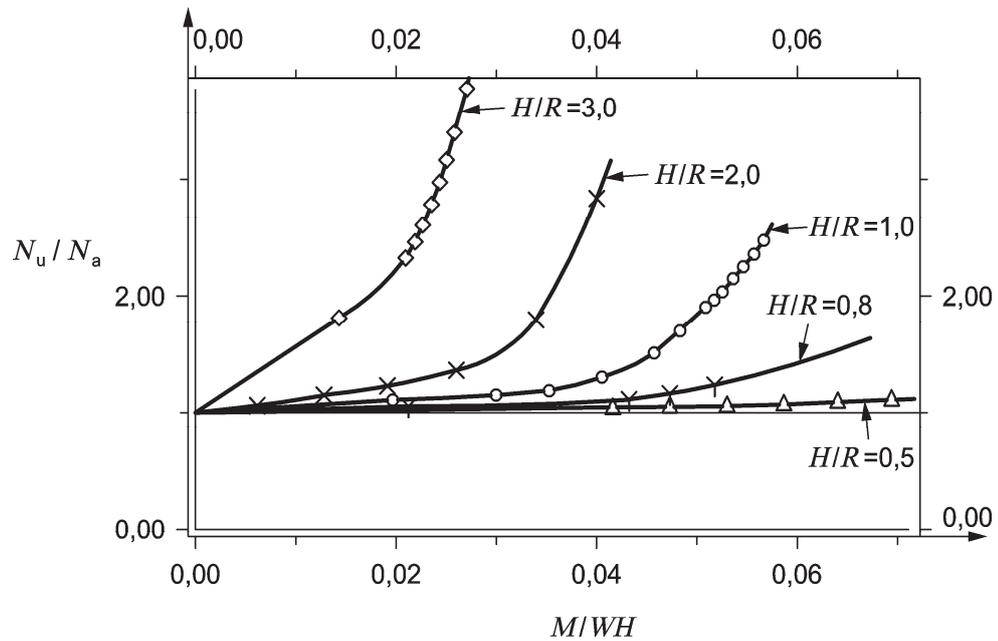


Bild A.11 — Verhältnis der axialen Membrandruckkraft von verankerten und unverankerten Festdachtanks am Boden in Abhängigkeit vom Umsturzmoment [4]

A.9.3 Abhebehöhe der Schale und Abhebelänge der Bodenplatte

Die Abhebehöhe w an der Außenseite der Bodenplatte, wurden aus Parameterstudien mit FEM-Modellen für unverankerte, Stahltanks mit Bodenlagerung abgeleitet [4]. Die Tanks haben charakteristische Geometrien und das Festdach ist schwer belastet.

Die Abhebehöhen sind in Bild A.12 in Abhängigkeit vom Umsturzmoment M/WH für verschiedene Werte des Verhältnisses H/R angegeben. Die Ergebnisse in Bild A.12 unterschätzen die Abhebehöhen bei Behältern mit offenem Oberteil oder Schwimmdach.

Zur Abschätzung der radialen Membranspannungen in der Bodenplatte wird die Länge L des abhebenden Tankbodenbereichs benötigt. Die aus der Parameterstudie [4] gewonnenen Ergebnisse sind in Bild A.13 dargestellt. Die Abhängigkeit der Länge L von der Abhebehöhe w ist nahezu linear.

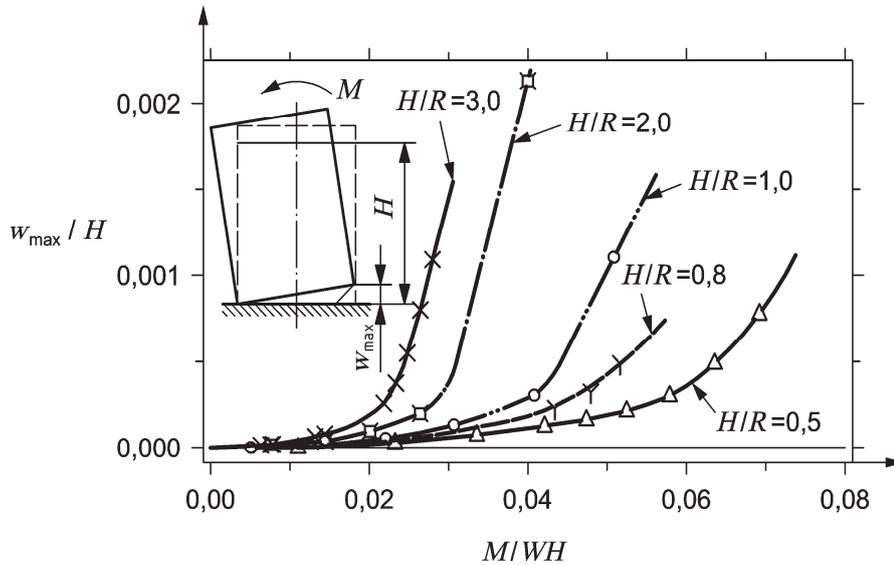


Bild A.12 — Maximale vertikale Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung in Abhängigkeit vom Umsturmmoment M/WH [4]

A.9.4 Radiale Membranspannungen in der Bodenplatte [17], [18]

Eine Möglichkeit zur Abschätzung der Membranspannungen σ_{rb} in der Bodenplatte infolge des Abhebens wird in [17] gegeben:

$$\sigma_{rb} = \frac{1}{s} \left(\frac{2}{3} \frac{E}{1-\nu^2} s p^2 R^2 (1-\mu)^2 \right)^{1/3} \quad (A.60)$$

Dabei ist

- s die Dicke der Bodenplatte;
- p der hydrodynamische Druck am Boden;
- $\mu = 1 - L/(2R)$, mit L = abhebender Teil der Bodenplatte.

Bei starken Abheben von Tanks mit großem Durchmesser werden die Beanspruchungen im abgehobenen Teil der Bodenplatte im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Plattenbiegung (mit der Druckwirkung auf die Bodenplatte), und nicht von den Membranspannungen bestimmt. Für diesen Fall ist die FEM-Methode zur Berechnung des Spannungszustandes zu verwenden.

A.9.5 Plastische Verdrehung der Bodenplatte

In der Praxis wird empfohlen, das Bodenrandblech mit einer geringeren Dicke auszubilden als die Wand. Damit werden plastische Verformungen infolge Biegebeanspruchung im unteren Wandbereich vermieden.

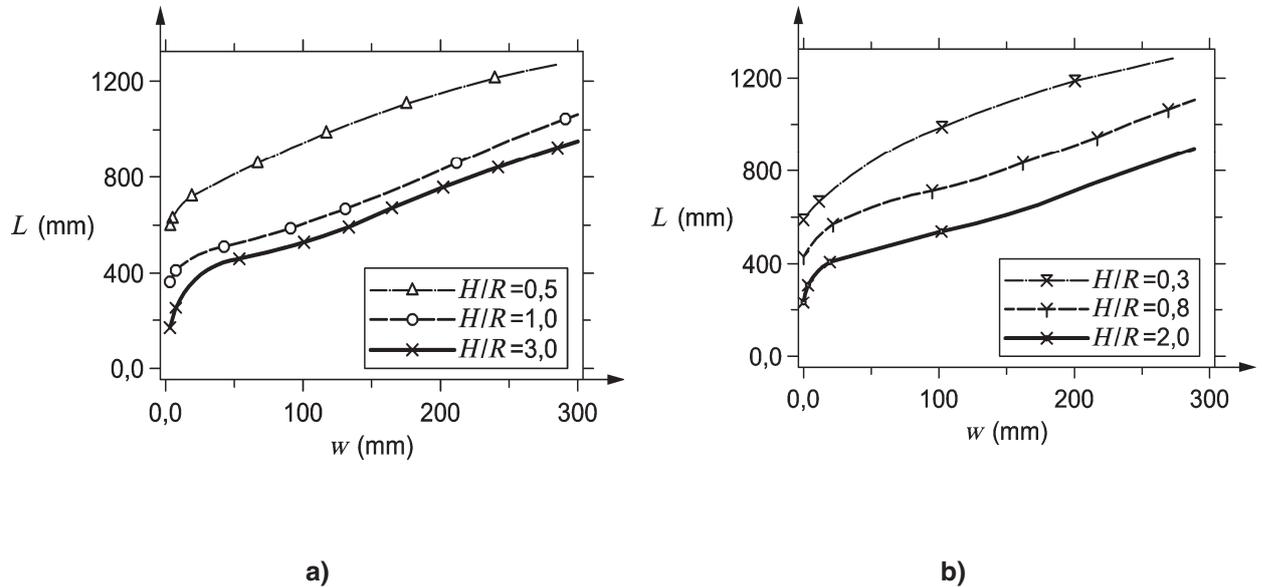


Bild A.13 — Länge des abhebenden Bereichs in von unverankerten, bodengelagerten zylindrischen Festdachtanks in Abhängigkeit von der Abhebehöhe [4]

Die Verdrehung des plastischen Gelenks am Tankfuß muss mit der verfügbaren Biegeduktilität aufnehmbar sein. Mit einer maximalen zulässigen Stahldehnung von 0,05 und einer Länge des plastischen Gelenks von $2s$ beträgt maximal zulässige Verdrehung 0,20 rad.

Die mit der Abhebehöhe w und der Abhebelänge L verbundene Verdrehung ergibt sich nach Bild A.14 zu:

$$\theta = \left(\frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad (\text{A.61})$$

Die Verdrehung muss dabei kleiner als die geschätzte Rotationskapazität von 0,20 rad sein.

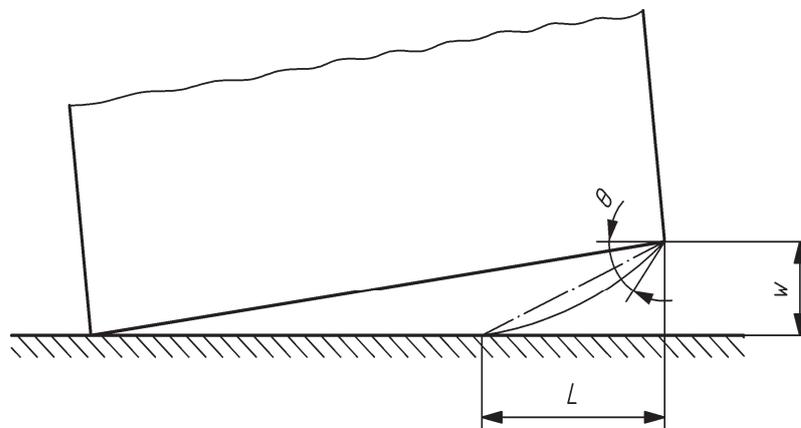


Bild A.14 — Plastische Verdrehung der Bodenplatte des abhebenden Tanks [8]

A.10 Stabilitätsnachweise für Stahl tanks

A.10.1 Einleitung

Die Unversehrtheit der Eckregion zwischen Bodenplatte und der Wand von verankerten oder unverankerten Tanks ist mit den Spannungen und Dehnungen aus der Bemessung nachzuweisen. Zusätzlich sind Stabilitätsnachweise der Tankwand im Fußpunktbereich auf zwei mögliche Versagensarten durchzuführen.

A.10.2 Nachweis gegen elastisches Beulen

Diese Beulform tritt in Schalenbereichen auf, in denen die Dicke in Bezug auf die Dicke am Fußpunkt verringert ist. Ebenfalls ist der stabilisierend wirkende Innendruck in Bezug auf den Maximalwert am Boden reduziert. Bei Tanks mit konstanter oder variabler Wanddicke ist der Nachweis sowohl am Fußpunkt als auch in der Wand darüber durchzuführen. Infolge des stabilisierenden Effekts des Innendrucks ist der Nachweis mit dem niedrigsten möglichen Innendruckwert aus der seismischen Bemessung durchzuführen.

Der Nachweis kann nach EN 1993-1-6:2006 geführt werden.

Alternativ kann folgende Ungleichung nachgewiesen werden [19] bis [23]:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad (\text{A.62})$$

Dabei ist

σ_m die maximale vertikale Membranspannung;

$$\sigma_{c1} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R}, \text{ die ideale kritische Beulspannung für Zylinder unter axialem Druck, und} \quad (\text{A.63})$$

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1} \quad (\text{A.64})$$

Dabei ist

$$\frac{\bar{p}}{p} = \frac{pR}{s\sigma_{c1}} < 5 \quad (\text{A.65})$$

mit p wird der minimal mögliche Innendruck aus der seismischen Bemessung bezeichnet,

$$\sigma_o = f_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \text{ wenn: } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma \sigma_{c1}} \leq 2 \quad (\text{A.66 a})$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \sigma_{c1} \text{ wenn: } \lambda^2 \geq 2 \quad (\text{A.66 b})$$

mit

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (\text{A.67})$$

wobei δ/s als das Verhältnis der maximalen Imperfektion zur Wanddicke bezeichnet und aus [8] übernommen werden kann.

$$\left(\frac{\delta}{s}\right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (\text{A.67})$$

Dabei ist

$a = 1,0$ für normale Konstruktionen;

$a = 1,5$ für hochwertige Konstruktionen;

$a = 2,5$ für sehr hochwertige Konstruktionen.

A.10.3 Elastisch-plastisches Versagen

Diese Beulform tritt üblicherweise am Tankfuß infolge Kombination von vertikalen Druckspannungen, Ringzugspannungen und hohen Schubspannungen auf. Dies verursacht einen inelastischen zweiachsigen Spannungszustand. Diese Art des Versagens wird mit „Elefantenfußbeulen“ bezeichnet. In Tanks mit variabler Wandstärke ist dieser Nachweis nicht nur auf den Bereich in der Nähe des Tankfußes beschränkt, sondern ist auf das Unterteil aller Wandteile mit konstanter Dicke zu erweitern.

Die in [24] und [25] angegebene empirische Nachweisgleichung für diese Form des Stabilitätsversagens lautet:

$$\sigma_m = \sigma_{c1} \left[1 - \left(\frac{pR}{sf_y} \right)^2 \right] \left[1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right] \left[\frac{r + f_y / 250}{r + 1} \right] \quad (\text{A.69})$$

Dabei ist

$$r = \frac{R/s}{400};$$

f_y die Streckgrenze des Materials der Tankwand (in MPa);

p der maximal mögliche Innendruck aus der Bemessung (in MPa).

Anhang B (informativ)

Unterirdische Rohrleitungen

B.1 Allgemeine Entwurfsgrundlagen

(1) Rohrleitungen sollten in Böden verlegt werden, die auf ihre Stabilität unter seismischer Bemessungseinwirkung geprüft wurden. Wenn diese Bedingung nicht erfüllt werden kann, so sollten Art und Umfang von nachteiligen Auswirkungen ausdrücklich abgeschätzt und im Entwurf entsprechende Gegenmaßnahmen vorgesehen werden.

(2) Die beiden Extremfälle von Bodenverflüssigung und Bruchflächenbewegungen sollten generell berücksichtigt werden, da sie im Allgemeinen spezielle Entwurfslösungen erfordern.

(3) Wenn in der Vergangenheit Bodenverflüssigungen auftraten, so waren sie ein Hauptfaktor für Rohrleitungsschäden bei Erdbeben.

(4) In Abhängigkeit von den gegebenen Bedingungen kann die Konstruktionslösung entweder in der Vergrößerung der Verlegetiefe (möglich ist auch ein Einschließen in Kanäle) oder in der oberirdischen Verlegung der Leitung bestehen. Die Leitung sollte durch sicher gegründete Pfeiler mit vorzugsweise großen Abständen unterstützt werden. Im letzteren Fall sollten flexible Verbindungen berücksichtigt werden, um den Relativverschiebungen zwischen den Auflagern Rechnung zu tragen.

(5) Die Bemessung für Bruchflächenbewegungen erfordert die Abschätzung bzw. auch Annahme von einer Reihe von Parametern: der Lage der Bruchfläche, der Größe des betroffenen Gebietes, Art und Größe der Bruchflächenbewegungen. Sind diese Parameter bekannt, so ist die Annahme einer starren Verschiebung zwischen den Bodenmassen an der Verwerfung die einfachste Möglichkeit, diese Einwirkung zu modellieren.

(6) Die Wirkung von aufgezwungenen Verschiebungen kann durch die Berücksichtigung einer hohen Flexibilität in dem betrachteten System verringert werden.

(7) Zur Erhöhung der Flexibilität gibt es folgende Möglichkeiten:

- Verringerung der Verlegetiefe, so dass sich die Einspannung am Boden verringert;
- Herstellen eines großen Rohrgrabens gefüllt mit weichem Material;
- oberirdische Verlegung der Rohre und Einführung flexibler und dehnbarer Rohrelemente.

B.2 Seismische Einwirkungen auf unterirdische Rohrleitungen

(1) Die sich unter der Bodenoberfläche ausbreitende Bodenbewegung setzt sich aus Raum- (Kompressions-, Scherwellen) und Oberflächenwellen (Rayleigh-, Lovewellen usw.) zusammen. Die tatsächliche Zusammensetzung hängt am stärksten von der Herdtiefe und der Entfernung zwischen Herd und Standort ab.

(2) Die verschiedenen Wellenarten besitzen unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeiten und unterschiedliche Teilchenbewegungen (parallel oder rechtwinklig zur Ausbreitung der Wellen, elliptisch usw.). Obwohl geophysikalisch-seismologische Untersuchungen Einblick in die Wellenausbreitung geben, ist es im Allgemeinen nicht möglich, das tatsächliche Wellenmuster vorherzusagen, so dass konservative Annahmen getroffen werden müssen.

(3) Eine häufig gewählte Vorgehensweise besteht darin, Wellenmuster zu betrachten, die lediglich aus einem Wellentyp bestehen, der jeweils die ungünstigste Wirkung auf die Rohrleitung erzeugt.

(4) Die Wellenzüge können in diesem Fall auf der Basis des Frequenzgehaltes des zugrunde gelegten elastischen Spektrums für den betreffenden Standort konstruiert werden. Dabei wird jeder Frequenzkomponente ein Nährungswert für die Ausbreitungsgeschwindigkeit zugeordnet.

(5) Theoretische Untersuchungen und eine Reihe numerischer Analysen zeigen, dass die aus der Interaktion zwischen Rohrleitung und Boden entstehenden Trägheitskräfte viel kleiner sind, als die aus der Bodendeformation eingetragenen Kräfte. Diese Tatsache erlaubt es, die Boden-Rohrleitung-Interaktion auf ein statisches Problem zu reduzieren. Die Rohrleitung wird beim Durchlauf der Verschiebungswellen verformt, ohne dass dynamische Effekte auftreten.

(6) Die Kräfte in der Rohrleitung können deshalb aus einer Zeitverlaufsanalyse bestimmt werden. Mit der Zeit als Parameter wird die Welle längs oder quer zur Rohrleitung verschoben. Die Rohrleitung ist über Dreh- und Translationsfedern mit dem Boden verbunden.

(7) Oftmals wird eine viel einfachere Methode verwendet, deren Genauigkeit mit dem oben genannten genaueren Verfahren vergleichbar ist. Sie liefert in jeden Fall eine Abschätzung für den oberen Grenzwert der Dehnungen in der Rohrleitung, da sie davon ausgeht, dass die Leitung flexibel genug ist, den Bodenverformungen ohne Schlupf oder Interaktion zu folgen.

(8) Entsprechend dieser Methode [1] wird die Bodenbewegung durch eine sinusförmige Welle dargestellt:

$$u(x,t) = d \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.1})$$

Dabei ist

d die Amplitude der Gesamtverschiebung;

c die auftretende Wellengeschwindigkeit.

(9) Die Teilchenbewegung ist nacheinander entlang (Kompressionswellen) und normal zur Ausbreitungsrichtung (Scherwellen) anzunehmen. Zur Vereinfachung und zur Erfassung des ungünstigsten Falls wird angenommen, dass die Rohrachse und die Ausbreitungsrichtung zusammenfallen.

(10) Die in Längsrichtung verlaufende Teilchenbewegung erzeugt Dehnungen im Boden und in der Rohrleitung, die durch folgende Gleichung dargestellt werden können:

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\omega d}{c} \cos \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.2})$$

mit dem Maximalwert von:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{v}{c} \quad (\text{B.3})$$

Dabei ist

$v = \omega d$ der Spitzenwert der Bodengeschwindigkeit.

(11) Die in Querrichtung laufende Teilchenbewegung erzeugt eine Krümmung χ im Boden und in der Rohrleitung. Diese ergibt sich aus:

$$\chi = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -\frac{\omega^2 d}{c^2} \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.4})$$

mit dem Maximalwert von:

$$\chi_{\max} = \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.5})$$

und dem Spitzenwert der Bodenbeschleunigung $a = \omega^2 d$.

(12) Für einen perfekten Verbund zwischen Rohr und Boden muss die vorhandene Reibungskraft mit der Änderung der Längskräfte je Längeneinheit im Gleichgewicht stehen. Daraus ergibt sich die Gleichung:

$$\tau_{av} = s E \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.6})$$

Dabei ist

- E das Elastizitätsmodul der Rohrleitung;
- s die Wanddicke der Rohrleitung; und
- τ_{av} die gemittelte Schubspannung zwischen Rohr und Boden in Abhängigkeit vom Reibungskoeffizienten zwischen Boden und Rohr und der Verlegetiefe.

Literaturhinweise zu Anhang A

- [1] Habenberger, J. and Schwarz, J., Damping effects of the fluid in cylindrical liquid storage tanks, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2005, **33**. (zur Veröffentlichung eingereicht).
- [2] Fischer, F.D.; Rammerstorfer, F.G. and Scharf, K., *Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks under Three-dimensional Earthquake Excitation. Structural Dynamics Recent Advances*, Schueller, G.L. (Ed.). Springer Verlag. 1991.
- [3] Rammerstorfer, F.G., Scharf, K., Fischer, F.D. and Seeber, R., Collapse of Earthquake Excited Tanks, *Res Mechanica*. 1988, **25**, 129-143.
- [4] Scharf, K., Beiträge zur Erfassung des Verhaltens von erdbebenerregten, oberirdischen Tankbauwerken, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4. Bauingenieurwesen, Nr. 97, VDI Verlag, Düsseldorf, 1990.
- [5] Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems. ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering. 1987.
- [6] Malhotra, P.K., Seismic Response of Soil-Supported Unanchored Liquid-Storage Tanks, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 1997, **123**, 440-449.
- [7] Fischer, F.D., Seeber, R., Dynamic Analysis of Vertically Excited Liquid Storage Tanks considering Liquid-Soil-Interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1988, **16**, 319-314.
- [8] Priestley, M.J.N. (Ed.), Davidson, B.J., Honey, G.D., Hopkins, D.C., Martin, R.J., Ramsay, G., Vessey, J.V. and Wood, J.H., Seismic Design of Storage Tanks – Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. December 1986.
- [9] Kim, J.K., Koh, H.M. and Kwack, I.J., Dynamic Response of Rectangular Flexible Fluid Containers. *Journal of Engineering Mechanics*, 1996, **122** (9), 807-817.
- [10] Veletsos, B.S., Dynamics of Structure — Foundation Systems — Structural and Geotechnical Mechanics. Ed. W.J. Hall, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1977, 333-361.
- [11] Veletsos, A.S. and Yu Tang, Soil-Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1990, **19**, 473-496.
- [12] Veletsos A.S., Yu Tang and H.T. Tang, Dynamic Response of Flexibly Supported Liquid Storage Tanks. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. 1992, **118** (1), 264-283.
- [13] Habenberger, J. and Schwarz, J., Seismic Response of Flexibly Supported Anchored Liquid Storage Tanks, Proc. *13th European Conference on Earthquake Engineering*, London, 2002.
- [14] Gazetas, G., Analysis of Machine Foundation Vibrations: State-of-the-Art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1983, **2**(1), 2-43.
- [15] Malhotra, P.K., Practical Nonlinear Seismic Analysis of Tanks. *Earthquake Spectra*. 2000, **16** (2), 473-492.
- [16] Peek, R. and Jennings, P.C., Simplified Analysis of Unanchored Tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1988, **16**, 1073-1085.
- [17] Cambra F.J., *Earthquake Response Considerations of Broad Liquid Storage Tanks*, Report EERC 82/25, 1982

- [18] Fischer, F.D.; Rammerstorfer, F.G. and Schreiner, The Extensible Uplifted Strip. *Acta Mechanica*. 1989, **80**, 227-257.
- [19] Rotter, J.M., Buckling of Ground-Supported Cylindrical Steel Bins under Vertical Compressive Wall Loads, *Proc., Metal Structures Conference*, Institution of Engineers of Australia, Melbourne, 1985, 112-127.
- [20] Rotter, J.M., Buckling of cylindrical shells under axial compression, in *Buckling of Thin Metal Shells*, eds J.G. Teng & J.M. Rotter, Spon, London, 2004, 42-87.
- [21] Rotter, J.M. and Hull, T.S., Wall Loads in Squat Steel Silos during Earthquakes, *Engineering Structures*, 1989, **11**, No. 3, 139-147.
- [22] Gaylord, E.H. and Gaylord, C.N., *Design of Steel Bins for Storage of Bulk Solids*, 1984, Prentice Hall.
- [23] Trahair, N.S., Abel, A., Ansourian, P., Irvine, H.M. and Rotter, J.M., *Structural Design of Steel Bins for Bulk Solids*, Australian Institute of Steel Construction, 1983, Sydney.
- [24] Rotter, J.M., Local Inelastic Collapse of Pressurised Thin Cylindrical Steel Shells under Axial Compression, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **116**, No. 7, 1990, 1955-1970.
- [25] Rotter, J.M., Seide, P., On the Design of Unstiffened Shells Subjected to an Axial Load and Internal Pressure. *Proc of ECCS Colloquium on Stability of Plate and Shell Structures*. Ghent University, 1987, 539-548.
- [26] Fischer, F.D. and Rammerstorfer, F.G., Coupling of Sloshing with the Wall Motion in Seismically Excited Tanks. *Intl Journal of Pressure Vessel and Piping*, **76**, 693-709, 1999.

Literaturhinweis zu Anhang B

- [1] Newmark, N.M., Problems in Wave Propagation in Soil and Rock, *Proc. Intl. Symp. on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Univ. of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, 1967, 7-26