

# Technische Universität München

## Lehrstuhl für Metallbau

### Entwicklung von Ingenieurmethoden zur Bestimmung der dynamischen Boden-Bauwerk-Wechselwirkung für aufgeständerte Tankbauwerke zur Lagerung von Flüssiggasen

Till Ferdinand Waas

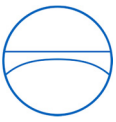
Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

Gutachter:

1. Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle
2. Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger
3. Prof. Dr.-Ing. Gerhard Müller

Die Dissertation wurde am 07.10.2020 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 16.07.2021 angenommen.



## Danksagung

Ganz herzlich bedanken möchte ich mich bei meinem Doktorvater Prof. Dr. Robert Hertle für die vielen Stunden des fachlichen Rats und der mentalen Unterstützung, welche er mir in den vergangenen sechs Jahren hat zukommen lassen. Auch Prof. Dr. Martin Mensinger und Prof. Dr. Gerhard Müller möchte ich für den fachlichen Rat und die Unterstützung danken, ohne welche diese Arbeit nicht hätte entstehen können.

Den aktuellen und ehemaligen Kollegen am Lehrstuhl für Metallbau und am Lehrstuhl für Baudynamik an der TUM möchte ich für die freundschaftliche Aufnahme ins Team und die IT-Unterstützung zu (fast) jeder Tageszeit herzlich danken.

Meinem Mentor Dr. Marian Krol möchte ich für die vielen Stunden der (nicht nur fachlichen) Diskussionen danken, die mir, wie ich hoffe, nicht nur zu einem etwas weiteren Blick auf die komplexe Welt des Tankbaus verholfen haben, sondern auch meinen Blick auf die Welt im Allgemeinen verändert haben.

Nicht zuletzt möchte ich meiner Frau Julia und meinem Sohn Maximilian danken, dass sie mich in den letzten Jahren immer mental und emotional unterstützt haben, und meine (nicht immer guten) Launen ertragen haben.



## Zusammenfassung

Jedes Jahr werden weltweit dutzende aufgeständerte Flachbodentanks zur Lagerung von Flüssiggas, welche auf einer Bodendämmung aus Schaumglasprodukten stehen, in verfahrenstechnischen Anlagen erbaut. Häufig stehen die Tanks in Regionen der Welt, in denen mit zum Teil starken Erdbeben zu rechnen ist.

Obwohl sich das baulastdynamische Verhalten dieser Tanks zur Lagerung von Flüssiggas aufgrund ihrer Konstruktionsmerkmale zum Teil erheblich vom baulastdynamischen Verhalten von ebenerdig aufgestellten Flachbodentanks ohne Bodendämmung zur Lagerung von Flüssigkeiten bei Umgebungstemperatur unterscheidet, gibt es kaum Untersuchungen zu diesem Thema. In den internationalen Regelwerken wird für die dynamische Auslegung der aufgeständerten Flüssiggastanks auf die Regeln zur Auslegung ebenerdig aufgestellten Flachbodentanks ohne Bodendämmung verwiesen.

Ziel dieser Arbeit ist es daher, die besonderen Konstruktionsmerkmale der Tanks zur Lagerung von Flüssiggas zu beschreiben, ihre baulastdynamischen Auswirkungen zu untersuchen, und ein Ingenieurmodell zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens dieser Bauwerke zu entwickeln.

Besonderes Augenmerk wird hierbei auf das Verhalten der Flüssigkeit im Tank gelegt. Durch die besonderen Konstruktionsmerkmale der aufgeständerten Flachbodentanks zur Lagerung von Flüssiggas sind die horizontalen Steifigkeiten unterhalb des Tanks deutlich niedriger als bei vergleichbaren ebenerdig aufgestellten Flachbodentanks ohne Bodendämmung. Aufgrund der weicheren Aufständersituation verändern sich die impulsiven Drücke der Flüssigkeit auf die elastische Tankwand. Diese hydrodynamischen Effekte werden in der vorgelegten Arbeit näher untersucht und ein diskretes Modell zur Berücksichtigung derselben entwickelt. Zur Ermittlung der diskreten Parameter wurden Untersuchungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode durchgeführt.

Zusätzlich wird in dieser Arbeit auf das dynamische Verhalten von Bodendämmungssystemen aus Schaumglasprodukten eingegangen.

Auf Basis der hydrodynamischen Untersuchungen, der baulastdynamischen Beschreibung der Konstruktionsmerkmale und den Untersuchungen zum dynamischen Verhalten der Bodendämmung wird ein auf Basis von Ingenieurmethoden entwickeltes, auf diskreten Elementen basierendes, Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Boden-Bauwerk-Interaktion für aufgeständerte Tankbauwerke zur Lagerung von Flüssiggasen vorgeschlagen. Das vorgeschlagene Berechnungsverfahren gilt hierbei für aufgeständerte Flachbodentanks zur Lagerung von Flüssiggas mit einem Tankvolumen von  $400 \text{ m}^3$  bis zu  $40.000 \text{ m}^3$ .

Schlagwörter: Flachbodentank, Flüssiggas, kryogen, Erdbeben, Schaumglas, Fluid-Struktur-Interaktion



## Abstract

Every year, dozens of elevated flat bottom tanks for storage of liquefied gases, which are erected on a bottom insulation made from cellular glass products, are built in industrial gas processing plants. These tanks are often located in regions of the world with high seismic activity.

Due to the special design features, the dynamic behaviour of these tanks for storage of liquefied gases significantly differs from the dynamic behaviour of flat bottom tanks erected at grade without bottom insulation for storage of warm products. Nevertheless, there are only a few publications on this topic. The international codes and standards for the seismic design of such elevated flat bottom tanks for storage of liquefied gases just refer to the rules for the seismic design of flat bottom tanks erected at grade without bottom insulation for warm products.

Therefore one aim of this work is to describe the special design features of tanks for storage of liquefied gases, to analyse the influence on their dynamic system response, and to provide an engineering model for the determination of the dynamic behaviour of such tanks.

Special attention is brought to the hydrodynamic behaviour of the liquid in the tank. Caused by the special design features, the horizontal stiffness underneath elevated flat bottom tank for storage of liquefied gases is much lower than the horizontal stiffness underneath comparable flat bottom tanks erected at grade without bottom insulation for storage of warm products. Due to the softer support situation, the impulsive dynamic liquid pressures on the elastic tank wall change. In this thesis these hydrodynamic effects are examined in detail, and a discrete model simulating those effects is developed. In order to identify the discrete parameters, studies based on the finite element method have been conducted.

Additionally, this thesis has a focus on the dynamic behaviour of bottom insulation systems built from cellular glass products.

A calculation procedure based on discrete elements for the determination of soil structure interaction effects for elevated flat bottom tanks storing liquefied gases is presented. It is based on the results from the studies on hydrodynamic behaviour of the liquid in the tank, the analysis of the dynamic properties of the special design details, and the dynamic behaviour of cellular glass products. The proposed calculation procedure has been developed based on engineering methods for elevated flat bottom tanks storing liquefied gases with a tank volume between 400 m<sup>3</sup> and 40.000 m<sup>3</sup>.

Keywords: flat bottom tank, liquefied gas, cryogenic, earthquake, cellular glass, fluid-structure-interaction

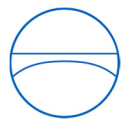


## Inhaltsverzeichnis

<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Motivation / Ziel der Arbeit .....	1
1.2 Aufbau und Abgrenzung der Arbeit .....	2
<b>2 Erdbebeneinwirkung auf (Tank-) Bauwerke</b> .....	<b>4</b>
2.1 Entstehung von Erdbeben .....	4
2.2 Seismologische Einflüsse .....	5
2.3 Beschreibung der Erdbebenstärke .....	7
2.4 Bauortspezifische Gefährdungsermittlung .....	8
2.5 Beschreibung der Erdbebeneinwirkung am (Tank-) Bauwerk.....	9
2.6 Methoden der Tragwerksbemessung .....	16
<b>3 Erdbebeneinwirkung auf Flachbodentanks – Grundlagen</b> .....	<b>25</b>
3.1 Hydrodynamik im Flachbodentank .....	26
3.2 Ersatzmodelle für verankerte Flachbodentanks.....	36
3.3 Boden-Bauwerk-Interaktion – Grundlagen.....	43
3.4 Ersatzmodell für Tanks mit Boden-Bauwerk-Interaktion .....	47
<b>4 Eigenschaften von Flüssiggastanks</b> .....	<b>49</b>
4.1 Eigenschaften von Flüssiggasen .....	50
4.2 Genereller Aufbau von Flüssiggastanks .....	51
4.3 Besonderheiten – Flüssigkeitsbehälter .....	52
4.4 Besonderheiten – Mantel- und Dachdämmung .....	52
4.5 Besonderheiten – lasttragende Bodendämmung.....	54
4.6 Besonderheiten – Fundament .....	64
4.7 Dynamisches Ersatzmodell – Flüssiggastank.....	68
4.8 Bestimmung der Untersuchungsparameter .....	69
4.9 Parameteruntersuchung am Flüssiggastank .....	76
<b>5 Hydrodynamische Betrachtungen</b> .....	<b>82</b>
5.1 FE-Simulation von Flachbodentanks – Grundlagen .....	82
5.2 Einführung in LS-DYNA .....	85
5.3 Modellierung von Tankstruktur und Fundament .....	86
5.4 Fluid-Modellierung und Fluid-Struktur-Interaktion .....	87
5.5 Dämpfungsansätze für die Tanksimulation.....	94
5.6 Eignung der Fluidmodelle für die Tanksimulation .....	95
5.7 Vergleich der ALE-Berechnung mit der ICFD-Berechnung.....	99



<b>6 Parameteruntersuchungen .....</b>	<b>103</b>
6.1 FE-Modelle .....	103
6.2 Diskretes Modell (Parameter-Modell) .....	106
6.3 Äussere Einwirkungen .....	110
6.4 Ermittlung der diskreten Parameter .....	111
6.5 Untersuchungen am starr gelagerten Tank .....	116
6.6 Untersuchungen am flexibel gelagerten Tank .....	122
<b>7 Nichtlineares Verhalten der Bodendämmung .....</b>	<b>140</b>
7.1 Dynamisches Verhalten von Schaumglasprodukten .....	140
7.2 Modellierung von Tanks auf durchrutschender Bodendämmung .....	146
7.3 Untersuchung mit Hilfe von linearelastischen Ersatzmodellen ..	151
7.4 Bewertung der Ersatzmodelle .....	153
7.5 Begrenzung der Verformungen in der Bodendämmung .....	155
<b>8 Diskrete Berechnungsmethode für Flüssiggastanks .....</b>	<b>156</b>
8.1 Beschreibung des FE-Modelles des Sauerstofftanks .....	156
8.2 FE-Berechnung des Sauerstofftanks .....	156
8.3 Diskrete Berechnungsmethode für Flüssiggastanks .....	158
8.4 Bewertung der vorgeschlagenen Berechnungsmethode .....	166
8.5 Konstruktive Anmerkungen .....	166
<b>9 Resümee und Ausblick .....</b>	<b>169</b>
9.1 Resümee .....	169
9.2 Ausblick .....	170
<b>10 Literaturverzeichnis .....</b>	<b>171</b>
<b>11 Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>178</b>
<b>12 Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>184</b>
<b>13 Anhänge .....</b>	<b>187</b>



## Indexverzeichnis

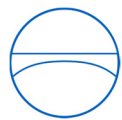
### Lateinische Indices

<b>A</b>	Matritze – Newmark-Beta-Verfahren
$A_D$	Querschnittsfläche der Bodendämmschicht
$A_S$	gesamt Querschnittsfläche der Aufständersstützen
$a$	allgemeine Beschleunigung
$a_g$	Bodenbeschleunigung (Freifeldbeschleunigung)
<b>B</b>	Matritze – Newmark-Beta-Verfahren
<b>C</b>	allgemeine Dämpfungsmatrix
$C_n$	Polynomfaktoren für EOS_LINEAR_POLYNOMIAL
$C_P$	Dämpfungsmatrix des diskreten Modelles für die Parameterstudie
$c$	allgemeiner Dämpfungsbeiwert
$c_i$	diskreter Dämpfungskonstante (impulsiv flexibler Anteil)
$c_k$	diskrete Dämpfungskonstante (konvektiver Anteil)
$c_x$	diskrete Dämpfungskonstante (horizontale Bodenfeder)
$c_\varphi$	diskrete Dämpfungskonstante (Rotations-Bodenfeder)
$D$	Lehrsches Dämpfungsmass
$D_{D,ers}$	Lehrsches Dämpfungsmass der äquivalenten Bodendämpfungsfeder $k_{D,ers}$
$d_g$	Bodenverschiebung (Freifeld)
$d_F$	Durchmesser der Fundamentplatte
$d_S$	Durchmesser der Aufständersstützen
$d_T$	Durchmesser des Tankmantels
$E_C$	E-Modul von Stahlbeton
$E_{Cr}$	reduzierter E-Modul von Stahlbeton
$E_S$	E-Modul von Stahl
$E_{SG}$	E-Modul von Schaumglas
$E_{kin}$	kinetische Energie
$E_{pot}$	potentielle Energie
$E_{Ratio}$	Energieverhältnis in der FE-Berechnung
$E_{Total}$	Gesamtenergie in der FE-Berechnung
$E_{Total}^0$	Gesamtenergie am Anfang der FE-Berechnung
$E_0$	Innere Energie
$F$	allgemeine Kraft



$F_d$	allgemeine Dämpfungskraft
$F_H$	allgemeine Horizontalkraft
$F_{H,D}$	Horizontalkraft aus Erdbeben – mit diskretem Modell ermittelt
$F_{H,FE}$	Horizontalkraft aus Erdbeben – mit FE-Berechnung ermittelt
$F_{H,r}$	Horizontalkraft in der Bodendämmung beim Durchrutschen
$F_k$	allgemeine Federkraft
$F_t$	Trägheitskraft
$F_V$	Vertikalkraft
$F_{V,EG}$	Vertikalkraft aus Eigengewicht
$F_{V,f}$	Vertikalkraft aus dem Eigengewicht des Fundaments
$F_{V,fl}$	Vertikalkraft aus dem Eigengewicht der Flüssigkeit
$F_{V,t}$	Vertikalkraft aus dem Eigengewicht des Stahltanks
$f()$	allgemeine Funktion
$f_b$	normierte Biegelinie des Tankmantels
$f_{h,f}$	vorgeschlagener dimensionsloser Faktor zur Bestimmung der Höhe der diskreten impulsiv flexiblen Masse $m_{if}$ (Parameterstudie)
$f_{h,s}$	vorgeschlagener dimensionsloser Faktor zur Bestimmung der Höhe der diskreten impulsiv starren Masse $m_{is}$ (Parameterstudie)
$f_{if}$	vorgeschlagener dimensionsloser Faktor zur Bestimmung der diskreten impulsiv flexiblen Masse $m_{if}$ abhängig von $V_s$
$f_{if,h}$	dimensionsloser Faktor zur Ermittlung des impulsiv flexiblen Drucks am Warmtank
$f_{is}$	vorgeschlagener dimensionsloser Faktor zur Bestimmung der diskreten impulsiv starren Masse $m_{is}$ abhängig von $V_s$
$f_{is,h}$	dimensionsloser Faktor zur Ermittlung des impulsiv starren Drucks am Warmtank
$f_k$	dimensionsloser Faktor zur Ermittlung des konvektiven Drucks
$f_s$	linearer Skalierungsfaktor
$f_{Ti,h}$	dimensionsloser Faktor zur Ermittlung des impulsiv flexiblen Eigenschwingzeit
$f_{TK}$	dimensionsloser Faktor zur Ermittlung der konvektiven Eigenschwingzeit
$G_{d0}$	dynamischer Schubmodul
$G_s$	statischer Schubmodul
$G_{SG}$	Schubmodul von Schaumglas
$g$	Erdbeschleunigung
$H_F$	Höhe der Fundamentplatte
$H_{FT}$	Höhe der Fundamenttischplatte
$H_M$	Höhe des Tankmantels
$H_L$	Fluidhöhe im Tankmantel
$H_{LV}$	Höhe der Lastverteilerplatte

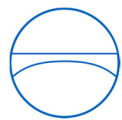




$H_{SD}$	Dicke der abgehängten Decke
$H_{SGa}$	freie Dicke der Bodendämmschicht unter der Randverdickung der Lastverteilerplatte
$H_{SGi}$	freie Dicke der Bodendämmschicht unter der Mitte der Lastverteilerplatte
$h$	allgemeiner diskreter Hebelarm
$h_b$	Höhe der diskreten Masse $m_b$ im Parameter-Modell
$h_D$	Abstand zwischen den diskreten Massen $m_L$ und $m_T$
$h_F$	Höhe der zusammengesetzten diskreten Masse $m_F$
$h_F^*$	Höhe der zusammengesetzten diskreten Masse $m_F^*$
$h_{fp}$	Höhe der zusammengesetzten diskreten Masse $m_{fp}$
$h_g$	Höhe der diskreten Masse $m_g$ im Parameter-Modell
$h_I$	Höhe der zusammengesetzten diskreten Masse $m_{IF}$ , bezogen auf den Fundament-Drehpunkt
$h_{IB}$	Höhe der diskreten Masse $m_{IF}$ im Flüssiggastank-Modell, bezogen auf den Bodendämmungs-Drehpunkt
$h_{IF}$	Höhe der zusammengesetzten diskreten Masse $m_{IF}$
$h_{if}$	Höhe der diskreten Masse $m_{if}$ im Parameter-Modell, bezogen auf den Tankboden
$h_{if,API}$	diskreter impulsiv flexibler Hebelarm, nach dem Tankbauregelwerk API 650 bestimmt
$h_{i,f}$	allgemeiner diskreter Hebelarm (impulsiv flexibler Anteil)
$h_{IS}$	Höhe der diskreten Masse $m_{IS}$ im Parameter-Modell, bezogen auf den Fundament-Drehpunkt
$h_{is}$	Höhe der diskreten Masse $m_{IS}$ im Parameter-Modell, bezogen auf den Tankboden
$h_{i,s}$	allgemeiner diskreter Hebelarm (impulsiv starrer Anteil)
$h_K$	Höhe der diskreten Masse $m_k$ im Parameter-Modell, bezogen auf den Fundament-Drehpunkt
$h_k$	allgemeiner diskreter Hebelarm (konvektiver Anteil)
$h_{KB}$	Höhe der diskreten Masse $m_k$ im Flüssiggastank-Modell, bezogen auf den Bodendämmungs-Drehpunkt
$h_L$	Höhe der diskreten Masse $m_L$
$h_{LB}^*$	Höhe der diskreten Masse $m_L^*$ im Flüssiggastank-Modell, bezogen auf den Bodendämmungs-Drehpunkt
$h_m$	Höhe der diskreten Masse $m_m$ im Parameter-Modell, bezogen auf den Tankboden
$h_S$	Abstand zwischen den diskreten Massen $m_T$ und $m_S$
$h_T$	Höhe der diskreten Masse $m_T$
$h_{\varphi D}$	Höhe des Drehpunktes der Bodendämmung im Flüssiggastank-Modell, bezogen auf den Fundament-Drehpunkt
$h_{\varphi d}$	Höhe des Drehpunktes der Bodendämmung im Flüssiggastank-Modell, bezogen auf die Masse der Fundamenttischplatte $m_T$
$\Delta h_e$	Verdampfungsenthalpie
$I$	allgemeines Flächenträgheitsmoment
$I_B$	Bedeutungsbeiwert zur Ermittlung des Auslegungsspektrums



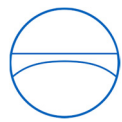
$I_D$	Flächenmoment 2ten Grades des Bodendämmungsquerschnitts
$I_F$	Massenträgheitsmoment aller Massen oberhalb des Fundament-Drehpunktes des Flüssiggastanks
$I_f$	Massenträgheitsmoment des Tanks für die Fundamentrotation im Warmtank-Modell
$I_L$	Massenträgheitsmoment aller Massen oberhalb des Bodendämmungs-Drehpunktes
$I_S$	Flächenmoment 2ten Grades des Aufständersstützenquerschnitts
$i$	freier Zähler
$j$	freier Zähler
<b>K</b>	allgemeine Steifigkeitsmatrix
<b>K*</b>	allgemeine modale Steifigkeitsmatrix
<b>K<sub>P</sub></b>	Steifigkeitsmatrix des diskreten Modelles für die Parameterstudie
$k$	allgemeine diskrete Federsteifigkeit
$k^*$	allgemeine modale Steifigkeit
$k_D$	elastische horizontale Federsteifigkeit der Schaumglasschicht
$k_{D,ers}$	äquivalente horizontale Federsteifigkeit der Bodendämmung
$k_{D,NL}$	nichtlineare elastische horizontale Federsteifigkeit der Schaumglasschicht
$k_E$	elastische horizontale Federsteifigkeit für die einzelne Aufständersstütze
$k_{el,n}$	elastische Federsteifigkeit der Schaumglasschicht bezogen auf die Stapelhöhe
$k_G$	horizontale Gesamtsteifigkeit der Unterkonstruktion
$k_i$	diskrete horizontale Federsteifigkeit (impulsiv flexibler Anteil)
$k_{i,API}$	diskrete impulsiv flexible Federsteifigkeit, nach dem Tankbauregelwerk API 650 bestimmt
$k_k$	diskrete horizontale Federsteifigkeit (konvektiver Anteil)
$k_S$	diskrete horizontale Federsteifigkeit (Aufständers)
$k_x$	diskrete Federsteifigkeit der horizontalen Bodenfeder
$k'_z$	dynamischer Bettungsmodul der Schaumglasschicht
$k_\varphi$	diskrete Drehfedersteifigkeit der Bodenfeder
$k_{\varphi D}$	diskrete Drehfedersteifigkeit der Schaumglasschicht
$k_{\varphi G}$	gesamt Rotationsfedersteifigkeit der Unterkonstruktion
<b>L</b>	Vektor der Partizipationsfaktoren
$L_S$	Länge der Aufständersstützen
$L^*_S$	vergrößerte Länge der Aufständersstützen
<b>M</b>	allgemeine Massenmatrix
<b>M*</b>	allgemeine modale Massenmatrix
<b>M<sub>P</sub></b>	Massenmatrix des diskreten Modelles für die Parameterstudie
$m$	allgemeine diskrete Masse
$m^*$	allgemeine modale Einzelmasse



$m_b$	Masse des Tankbodens im Parameter-Modell
$m_{eff}^*$	effektive modale Einzelmasse
$m_F$	allgemeine diskrete Masse des Fundaments im Flüssiggastank- und, Parameter-Modell
$m_F^*$	kombinierte diskrete Masse des Fundament im Parameter-Modell
$m_f$	allgemeine diskrete Masse der Fundamentplatte im Warmtank-Modell
$m_{Fluid}$	Gesamtmasse der Flüssigkeit im Tank
$m_{fp}$	zusammengesetzte Masse der Fundamentplatte im Parameter-Modell
$m_g$	Masse der Fundamentplatte im Parameter-Modell
$m_{IF}$	kombinierte diskrete Masse (impulsiv flexibler Anteil)
$m_{if}$	diskrete impulsiv flexible Masse im Flüssiggastank- und Parameter-Modell
$m_{i,f}$	allgemeine diskrete Masse (impulsiv flexibler Anteil)
$m_{if,API}$	diskrete impulsiv flexible Masse, nach dem Tankbauregelwerk API 650 bestimmt
$m_{is}$	diskrete impulsiv starre Masse im Flüssiggastank- und Parameter-Modell
$m_{i,s}$	allgemeine diskrete Masse (impulsiv starrer Anteil) im Warmtank-Modell
$m_k$	allgemeine diskrete Masse (konvektiver Anteil)
$m_L$	kombinierte diskrete Masse der Lastverteilerplatte
$m_m$	Masse des Tankmantels im Parameter-Modell
$m_T$	kombinierte diskrete Masse des oberen Fundamenttisches
$N$	Nummer von Freiheitsgraden
$n$	allgemeiner Zähler; Summationsindex
$n_s$	Anzahl der Aufständerungsstützen
$O$	allgemeiner Lastvektor
$o$	allgemeine Einzellast
$p$	allgemeiner Druck
$p_{i,s}$	allgemeiner impulsiv starrer Druck
$p_{if,h}$	impulsiv flexibler Druck aus horizontaler Erdbebenanregung
$p_{is,h}$	impulsiv starrer Druck aus horizontaler Erdbebenanregung
$p_k$	allgemeiner konvektiver Druck
$Q$	äußere Kräfte
$q$	Verschiebung generalisierter Koordinaten
$\dot{q}$	Geschwindigkeit generalisierter Koordinaten
$\ddot{q}$	Beschleunigung generalisierter Koordinaten
$R$	Radius des Tankmantels



$R_D$	Duktilitätsbeiwert zur Abbildung der Energiedissipation im Bauwerk während eines Erdbebens
$R_F$	Radius der Fundamentplatte
$R_{La}$	äußerer Radius der Lastverteilerplatte
$R_{Li}$	innerer Radius der Randverdickung der Lastverteilerplatte
$r$	allgemeiner Radius im Tank
$S_a$	Spektralbeschleunigung
$S_{a,r}$	Spektralbeschleunigung beim Durchrutschen in der Bodendämmung
$s$	Wandstärke des Tankmantels
$s_b$	Wandstärke des Tankbodens
$T$	allgemeine Eigenschwingzeit
$T_k$	konvektive Eigenschwingzeit des Tanks unter horizontaler Erdbebeneinwirkung
$T_{if,API}$	impulsiv flexible Eigenschwingzeit, nach dem Tankbauregelwerk API 650 bestimmt
$T_{if,h}$	impulsiv flexible Eigenschwingzeit des Tankmantels unter horizontaler Erdbebeneinwirkung
$T_{is}$	impulsiv starre Eigenschwingzeit
$T_{sat}$	Sättigungstemperatur
$t$	Zeit
$\Delta t$	Zeitschritt
$U$	allgemeines Umsturzmoment
$U_D$	Umsturzmoment aus Erdbeben – mit diskretem Modell ermittelt
$U_{FE}$	Umsturzmoment aus Erdbeben – mit FE-Berechnung ermittelt
$u$	translatorische Verschiebung
$\dot{u}$	translatorische Geschwindigkeit
$\ddot{u}$	translatorische Beschleunigung
$u_E$	Geschwindigkeitskomponente des Fluides im Euler-Raum
$V$	Flüssigkeitsvolumen des Tanks
$\mathbf{V}_f$	Geschwindigkeitsvektor der Flüssigkeit
$V_H$	Steifigkeitsverhältnis der horizontalen Steifigkeiten der Unterkonstruktion (Warmtank-Modell – Flüssiggastank-Modell)
$V_{H,max}$	maximales Steifigkeitsverhältnis der horizontalen Steifigkeiten der Unterkonstruktion (Warmtank-Modell – Flüssiggastank-Modell)
$V_S$	Steifigkeitsverhältnis der Unterkonstruktion $k_G$ oder $k_x$ zur impulsiv flexiblen Steifigkeit $k_i$
$V_{S,limit}$	vorgeschlagene Obergrenze des Steifigkeitsverhältnisses $V_S$ für die Anwendbarkeit des Parameter-Modelles
$V_{S,max}$	ermittelter Maximalwert des Steifigkeitsverhältnisses $V_S$
$V_0$	anfängliches Volumen
$v_E$	Geschwindigkeitskomponente des Fluides im Euler-Raum



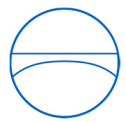
$V_s$	Scherwellengeschwindigkeit in Boden
$V_g$	Bodengeschwindigkeit (Freifeld)
$W_{Extern}$	zugeführte Arbeit
$w$	relativ Verschiebung
$\dot{w}$	relativ Geschwindigkeit
$\ddot{w}$	relativ Beschleunigung
$W_E$	Geschwindigkeitskomponente des Fluides im Euler-Raum
$W_{el}$	elastische Verformung in der Bodendämmung
$W_{plast}$	absolute reibbehaftete (plastische) Verformung in der Bodendämmung
$W_{rutsch}$	reibbehaftete (plastische) Verformung in der Bodendämmung
$W_t$	Gesamtverformung in der Bodendämmung
$x$	allgemeine horizontale Verschiebung; horizontale Raumachse
$\dot{x}$	allgemeine horizontale Geschwindigkeit
$\ddot{x}$	allgemeine horizontale Beschleunigung
$y$	horizontale Raumachse
$z$	vertikale Raumachse

### Griechische Indices

$\alpha$	freier Newmark-Parameter
$\beta$	freier Newmark-Parameter
$\Gamma$	modaler Partizipationsfaktor
$\gamma$	dimensionsloses Schlankkeitsverhältnis ( $H_L/R$ -Verhältnis)
$\zeta$	dimensionslose Höhe im Tank
$\eta$	dynamische Viskosität
$\theta$	Umfangswinkel im Tank
$\lambda_{SG}$	Wärmeleitfähigkeit von Schaumglas
$\mu$	Reibbeiwert
$\mu_{ST}$	Stauchungsgrad für EOS_LINEAR_POLYNOMINAL
$\nu_n$	Hilfswert für die Ermittlung des impulsiv starren Drucks
$\nu_b$	Poissonzahl des Bodens
$\nu_s$	Poissonzahl von Stahl
$\xi$	dimensionsloser Radius im Tank
$\pi$	Kreiszahl Pi



$\rho_b$	Dichte des Bodenmaterials
$\rho_C$	Dichte von Beton
$\rho_G$	Dichte eines Gases
$\rho_L$	Dichte einer Flüssigkeit
$\rho_S$	Dichte von Stahl
$\rho_{SG}$	Dichte von Schaumglas
$\sigma_a$	zulässige Spannung von Stahl
$\sigma_{b,SG}$	durchschnittliche Biegefestigkeit von Schaumglas
$\sigma_{d,SG}$	durchschnittliche Druckfestigkeit von Schaumglas
$\sigma_S$	durchschnittliche Druckspannung in den Aufständersstützen
$\sigma_y$	Streckgrenze von Stahl
$\tau_{SG}$	durchschnittliche Scherfestigkeit von Schaumglas
$v$	modale Verschiebung
$\Phi$	Strömungspotential
$\varphi$	allgemeine rotatorische Verschiebung
$\dot{\varphi}$	allgemeine rotatorische Geschwindigkeit
$\ddot{\varphi}$	allgemeine rotatorische Beschleunigung
$\phi$	Eigenvektor
$\chi$	plastischer Vergrößerungsfaktor im Ersatzmodell der Bodendämmung
$\omega$	Kreisfrequenz
$\omega_0$	Eigenkreisfrequenz



# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation / Ziel der Arbeit

Jedes Jahr werden dutzende aufgeständerte Flachbodentanks zur Lagerung von Flüssiggas (im Folgenden „**Flüssiggastank**“ genannt) in verfahrenstechnischen Anlagen erbaut, viele von ihnen in Regionen in denen sich in der Vergangenheit teilweise starke Erdbeben ereignet haben.

Die internationalen Regelwerke, welche sich mit der Auslegung der Flüssiggastanks beschäftigen, gehen jedoch nicht auf die besonderen Konstruktionsmerkmale dieser Bauwerke ein, sondern verweisen auch für Flüssiggastanks auf die Regeln, welche auch für ebenerdig aufgestellte Lagertanks für warme Produkte ohne Bodendämmung (im Folgenden „**Warmtank**“ genannt) angewendet werden. Die vorliegende Arbeit geht auf die konstruktiven Unterschiede zwischen den beiden Tanktypen ein und untersucht inwiefern die für die Warmtanks angewendeten Bemessungsmethoden auch für die seismische Auslegung von Flüssiggastanks anwendbar sind.

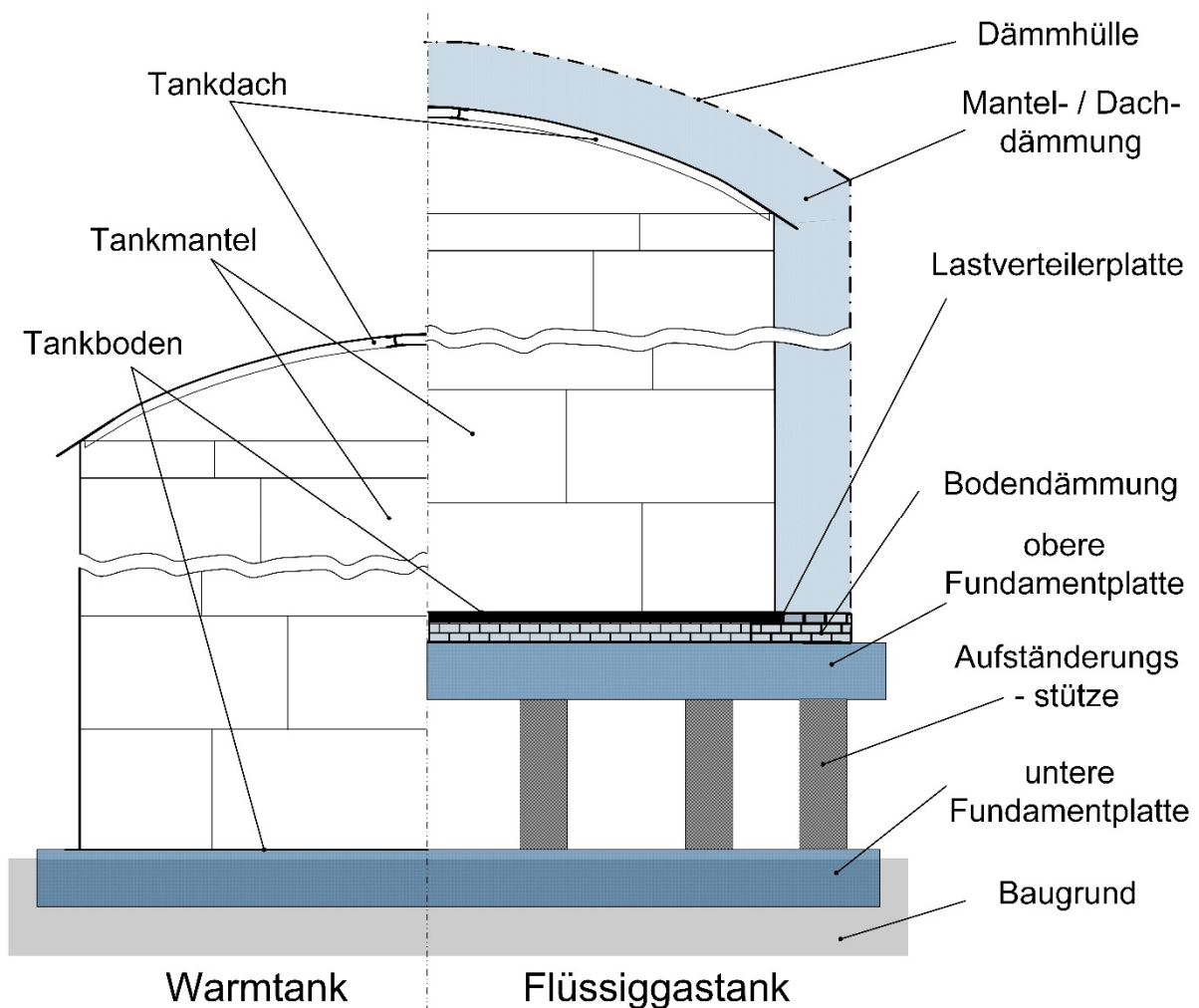


Abbildung 1-1: Warmtank und Flüssiggastank

In Abbildung 1-1 sind beispielhaft ein Warmtank und ein Flüssiggastanks skizziert, um die konstruktiven Unterschiede zwischen den beiden Tanktypen darzustellen.



Ziel der Arbeit ist es, eine praktikable und schnelle Berechnungsmethode für Flüssiggastanks zu entwickeln, um eine einfache und sichere Bemessung dieser Tanks für den Lastfall Erdbeben zu ermöglichen.

## 1.2 Aufbau und Abgrenzung der Arbeit

Diese Arbeit erläutert anfangs (Kapitel 2) grundlegende Zusammenhänge zur Entstehung von Erdbeben und den Einflüssen, welche die Stärke des an der Erdoberfläche beobachteten Erdbebens bestimmen. Im Weiteren wird allgemein auf die Möglichkeiten eingegangen Erdbeben ingenieurstechnisch zu beschreiben und Bauwerke für den Lastfall Erdbeben zu bemessen.

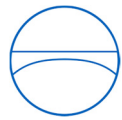
Bezüglich der Erdbebeneinwirkung an Flachbodentanks werden in Kapitel 3 zunächst die verschiedenen hydrodynamischen Drücke, welche während eines Erdbebens in einem Flachbodentank entstehen, am Beispiel eines ebenerdigen Flachbodentanks ohne Bodendämmung (Warmtank) hergeleitet. Zusätzlich werden die in der Literatur vorgeschlagenen Ersatzmodelle zur Beschreibung der horizontalen Erdbebeneinwirkung vorgestellt, und das Vorgehen zur Berechnung von ebenerdigen Flachbodentanks unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion erläutert. Hierbei wird der Fokus auf die horizontale Erdbebeneinwirkung gelegt.

Im nächsten Schritt werden in Kapitel 4 die konstruktiven Besonderheiten von Flüssiggastanks erklärt. Aufbauend auf den dynamischen Ersatzmodellen für Warmtanks wird ein erweitertes dynamisches Ersatzmodell für Flüssiggastanks entwickelt. Anschließend wird mit Hilfe von **Parameterstudien** der Einfluss der konstruktiven Besonderheiten des Flüssiggastanks auf sein dynamisches Verhalten im Vergleich zu dem nicht gedämmten, ebenerdig aufgestellten Flachbodentank ohne Bodendämmung (Warmtank) untersucht.

Ausgehend von den Ergebnissen der **Parameterstudien** in Kapitel 4 werden im Weiteren hydrodynamische Untersuchungen zum Einfluss weicher horizontaler Bodenfedern unterhalb des Tankfundamentes durchgeführt, wobei FE-Methoden zum Einsatz kommen. Hierbei wird in Kapitel 5 auf die Möglichkeiten der Modellierung von Flachbodentanks mit Hilfe von FE-Methoden eingegangen. Es werden verschiedene Modellierungsmöglichkeiten untersucht, und entsprechend ihrer Vor- und Nachteile bewertet.

Nach der Entwicklung eines validierten FE-Modelles für den ebenerdigen Flachbodentank wird im Rahmen einer **Parameteruntersuchung** in Kapitel 6 ein diskretes Ersatzmodell entwickelt, welches in der Lage ist, die Ergebnisse der FE-Berechnungen zu reproduzieren. Um den Einfluss weicherer horizontaler Bodenfedern auf die Hydrodynamik im Tank zu untersuchen, werden des Weiteren in Kapitel 6 diskrete Federn unterschiedlicher Steifigkeit unterhalb des Fundamentes des validierten FE-Modelles angebracht. Anschließend wird versucht, die Berechnungsergebnisse der FE-Berechnungen mit dem Tank auf weicher Bodenfeder mit Hilfe des vorher entwickelten diskreten Tankmodelles nachzuvollziehen. Hierbei zeigt sich, dass die Steifigkeit der Bodenfedern einen Einfluss auf die anzusetzenden impulsiven Fluidmassen hat.





Auf Basis von Parameteruntersuchungen mit FE-Modellen werden in Kapitel 6 für den technisch sinnvollen Bereich diskrete Parameter entwickelt, um Horizontallasten und Umsturzmomente für Flachbodentanks auf weicher Bodenfeder zu ermitteln.

Zusätzlich wird in Kapitel 7 auf das nichtlineare Verhalten von Bodendämmungssystemen aus Schaumglasprodukten unter Horizontallast eingegangen. Hierbei werden die Grundlagen des dynamischen Verhaltens von Schaumglasprodukten erklärt und entsprechende Möglichkeiten der Modellierung des nichtlinearen Verhaltens vorgestellt.

Abschließend wird in Kapitel 8 anhand eines Sauerstofftanks auf weicher Bodenfeder ein diskretes Ersatzmodell vorgestellt, auf dessen Basis Horizontallasten und Umsturzmomente ermittelt werden können, welche mit den Ergebnissen aus einer aufwendigen FE-Berechnung eine gute Übereinstimmung zeigen.

Die vorliegende Arbeit betrachtet aufgeständerte verankerte Flachbodentanks zur Lagerung von Flüssiggas unter horizontaler Erdbebeneinwirkung mit einem Tankvolumen von  $400 \text{ m}^3$  bis zu etwa  $40.000 \text{ m}^3$ . Die Arbeit konzentriert sich hierbei auf die Ermittlung von dynamischen Lasten auf Basis von diskreten Ersatzmodellen.

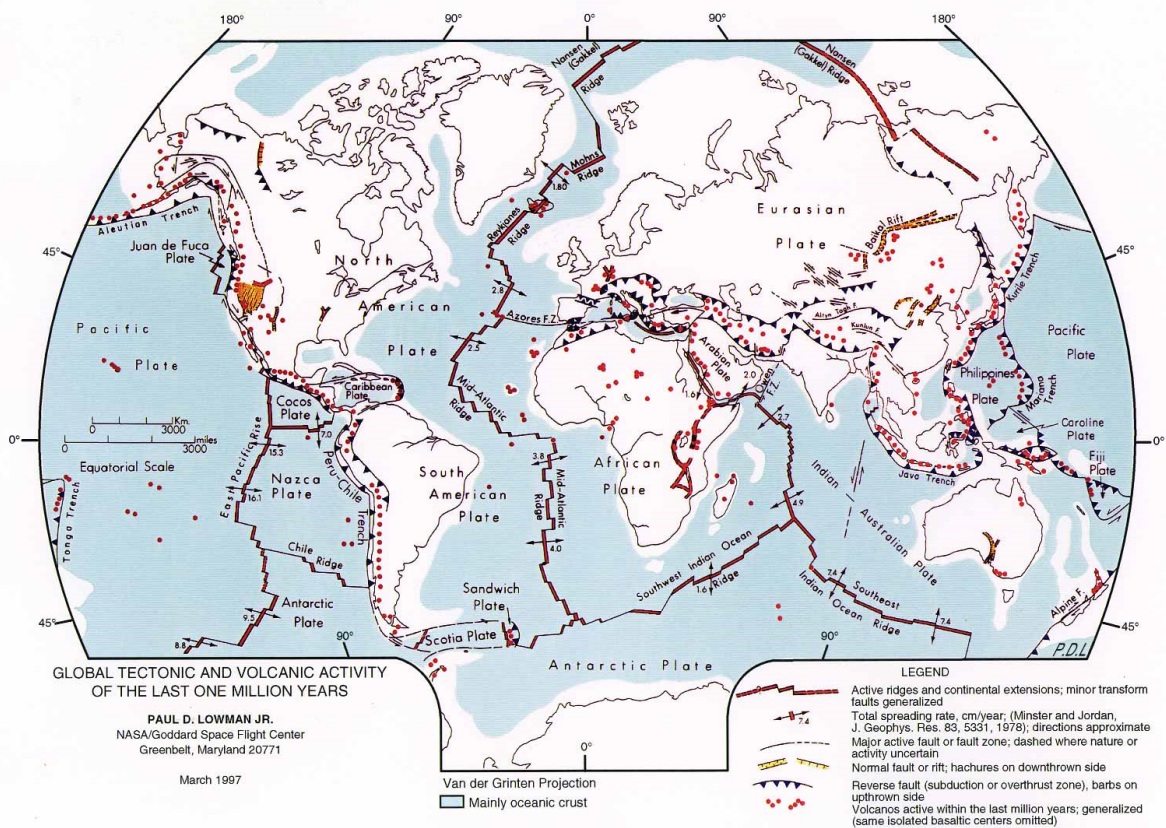


## 2 Erdbebeneinwirkung auf (Tank-) Bauwerke

In diesem Abschnitt wird auf die Grundlagen der Entstehung von Erdbeben eingegangen. Des Weiteren wird auf die Ausbreitung der Erschütterungswellen im Baugrund eingegangen, und auf die ingenieurtechnischen Möglichkeiten die Einwirkung des Erdbebens auf ein Bauwerk zu beschreiben. Auch wird ein Überblick über die Methoden der Tragwerksbemessung gegeben. Diese Themen sind allgemein gültig und treffen für alle Arten von Hochbauten zu.

### 2.1 Entstehung von Erdbeben

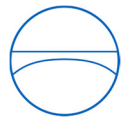
Die Plattentektonik, welche die Oberfläche unseres Planeten so formte wie er sich uns heute zeigt, führt zu einem andauernden Veränderungsprozess, bei dem sich die Kontinentalplatten, aus welchen unsere Erdoberfläche aufgebaut ist, relativ zueinander verschieben. Ursache hierfür ist die Mantelkonvektion in den tieferen Erdschichten, welche aus Masseungleichgewichten und thermischen Ungleichgewichten in den unteren Schichten der Erdkruste resultiert.



F221.001 OD7

Abbildung 2-1: Plattentektonische Karte der Welt [1]

In Abbildung 2-1 sind die Kontinentalplatten der oberen Erdkruste dargestellt. Zusätzlich wurden auf Basis von NASA Messdaten die durch die Plattentektonik hervorgerufenen Verschiebungen in [cm/Jahr] angegeben, und die Art der Verschiebung dargestellt.



Diese Verschiebungen laufen sehr langsam ab (ca. 2-20 cm/Jahr), und sind nicht überall stetig, denn es kommt durch Reibung zwischen den Kontinentalplatten zu Verhakungen.

Je länger eine solche Verhakung andauert, desto mehr potentielle Energie wird aufgrund der verhinderten Bewegung gespeichert, bis die gespeicherte Energie ausreicht, um die Reibung zu überwinden. Dies hat dann eine schlagartige Abgabe der gespeicherten potenziellen Energie zur Folge, wobei sich die Energie radial in Form von Schockwellen ausbreitet.

## **2.2 Seismologische Einflüsse**

Im Folgenden wird allgemein auf die Einflüsse eingegangen, welche die Stärke eines Erdbebens an einem Bauort beeinflussen. Einfluss auf die maximal erwartete Erdbebenstärke haben hierbei die Eigenschaften der seismische Quelle, der Weg der Schockwellenübertragung, und die lokalen Eigenschaften des Baugrundes am Bauort [2, 3].

### **2.2.1 Einfluss der seismischen Quelle**

Die folgenden Eigenschaften der seismischen Quelle haben einen Einfluss auf die bauortspezifische Erdbebengefährdung, wobei diese Daten immer mit einer verhältnismäßig großen Unsicherheit belegt sind [2, 3]:

- Art des Bruches oder der Brüche an der Bruchstelle
- Räumliche und zeitliche Lage der Brüche an der Bruchstelle
- Die Höhe der beim Bruch abgebauten Spannungen in den einzelnen Bruchstellen
- Die spektrale Zusammensetzung der aus den Brüchen entstehenden Schockwelle

### **2.2.2 Einfluss des Übertragungswegs der Schockwellen**

Da sich Erdbeben tief im Inneren des Erdmantels ereignen (oberflächennahe Erdbeben mit einer Herdtiefe von weniger als 70 km [2], bis hin zu „tiefen“ Erdbeben in bis zu ca. 700 km Tiefe), hat der Weg der Schockwellen durch den Erdmantel einen Einfluss auf die Stärke des Erdbebens am Bauort. Unter anderem kommen die folgenden Mechanismen zum Tragen [4]:

- Reflexion und Brechung der Schockwellen
- Entstehung unterschiedlicher Arten von Schockwellen
- Übertragung durch homogene und inhomogene Bodenschichten
- Frequenzabhängige Streuung, Beugung, und Dämpfung der Schockwellen

Am Erdbebenherd bilden sich Raumwellen in Form von Kompressionswellen (P-Wellen) und Scherwellen (S-Wellen), welche sich mit unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten durch den Erdmantel ausbreiten. Die schnelleren P-Wellen breiten sich kugelförmig vom Herd her aus.



Die langsameren S-Wellen können in horizontal (SH-) oder vertikal (SV-) polarisierter Form vorliegen, wobei SH-Wellen an horizontalen Schichtgrenzen wieder als SH-Wellen reflektiert und refraktiert werden, während die SV-Wellen an horizontalen Schichtgrenzen als P-Wellen und SH-Wellen reflektiert und refraktiert werden.

Die Übertragung der Schockwellen zum Bauort geschieht meist über unterschiedlich mächtige Felsgrundschichten. Fels weist hierbei die geringste Materialdämpfung und die größten Wellengeschwindigkeiten auf. An der Erdoberfläche wandeln sich die Raumwellen in Oberflächenwellen um. Es treten Rayleigh-Wellen auf, welche den Oberflächenwellen von Wasser ähnlich sind, oder Love-Wellen, welche aus horizontal polarisierten Scherwellen entstehen. Für eine detailliertere Beschreibung der Vorgänge sei auf einschlägige Fachliteratur verwiesen [2–5].

### **2.2.3 Einfluss des Bauorts**

Die Eigenschaften des Bauorts, an dem das zu betrachtende Bauwerk gegründet wird, haben einen mitunter erheblichen Einfluss auf das Verhalten des Bauwerks im Erdbebenfall. Im Folgenden sind einige wichtige Parameter aufgeführt [2, 3]:

- Die dynamischen Eigenschaften des Baugrundes
- Die Topographie des Baugrundes
- Die Schichtung des Baugrundes mit ihren Unstetigkeiten
- Die Materialdämpfung des Baugrundes

Die Schockwellen des Erdbebens werden im Felsgrund übertragen, und koppeln unterhalb des Bauorts in die oberflächennahen Bodenschichten ein.

Wenn sich die Wellengeschwindigkeiten zwischen dem Felsgrund und den höhergelegenen Bodenschichten erheblich unterscheiden, treten Impedanz Sprünge auf. Diese Impedanz Sprünge führen zu einer Veränderung der spektralen Zusammensetzung und zu einer Veränderung der Partikelgeschwindigkeit.

Bei ungünstigen geologischen Gegebenheiten kann es zu einer Resonanzüberhöhung kommen, wenn die Schockwellen zwischen zwei reflektierenden Schichten – der Erdoberfläche und dem harten Felsgrund – gefangen werden. Hierbei kann es zu sehr starken Beschleunigungen in einem für Bauwerke ungünstigen Frequenzbereich kommen.



## 2.3 Beschreibung der Erdbebenstärke

Nachdem die grundsätzlichen seismologischen Einflüsse auf die Stärke eines Erdbebens beschrieben worden sind, wird im Folgenden auf die Möglichkeiten eingegangen, die Stärke eines Erdbebens quantitativ zu bestimmen, und somit verschiedene Erdbeben vergleichbar zu machen. Zur Beschreibung der Stärke eines Erdbebens werden Erdbebenskalen verwendet, wobei man generell zwischen Magnitudenskalen und Intensitätsskalen unterscheidet [2, 3].

### 2.3.1 Magnitudenskalen

Magnitudenskalen basieren auf der während des Erdbebens vom Erdbebenherd abgestrahlten Energie. Diese Energie wird auf Basis von seismographischen Aufzeichnungen bestimmt, wobei der Abstand der Seismographen vom Erdbebenherd berücksichtigt werden muss. Magnitudenskalen sind stets logarithmische Skalen.

Die bekannteste Magnitudenskala ist die Richter-Skala.

### 2.3.2 Intensitätsskalen

Intensitätsskalen beruhen auf der während und nach dem Beben beobachteten Wirkung des Erdbebens an einem bestimmten Ort.

Die in Europa gebräuchliche EMS (European Macroseismic Scale) [6], welche auf der älteren MSK-Skala (Medwedew-Sponheuer-Kárník-Skala) basiert, gibt für verschiedene Gebäudetypen Tabellen mit zugehörigen Schadensgraden an [2]. Hierbei werden verschiedenen Bauwerkstypen verschiedene Verletzlichkeitsklassen zugeordnet, auch ist für jede der zwölf EMS-Stufen die makroseismische Wirkung auf die Natur und den Menschen beschrieben. Eine weitere häufig verwendete Intensitätsskala ist die in den USA genutzte modifizierte Mercalli-Skala.

Da Intensitätsskalen die Wirkung des Erdbebens an einem Ort beschreiben, sind bereits alle Einflüsse des Erdbebenherdes, der Übertragungstrecke, sowie der lokalen Geologie implizit enthalten.

Ein Vorteil von Intensitätsskalen ist, dass auch historische Erdbebenereignisse aufgrund von Zeitzeugenberichten kategorisiert werden können. Ein Vergleich von verschiedenen Intensitätsskalen macht jedoch nur bedingt Sinn, da die unterschiedlichen Skalen nicht direkt vergleichbar sind [7].

Die Umrechnung von Intensitätsskalen in maximale Bodenbeschleunigungen ist hierbei nur mit einer gewissen Unschärfe möglich.

Ein Vergleich zwischen einer Intensitätsskala (modifizierte Mercalli-Skala) und einer Magnitudenskala (Richter-Skala) wird in Tabelle 2-1 dargestellt. Zusätzlich wird auf Basis der modifizierten Mercalli-Skala die Wirkung eines entsprechenden Erdbebens grob beschrieben. Auch wird ein ungefährender Wert der am Boden wirkenden Freifeldbeschleunigung  $a_g$  angegeben.



Tabelle 2-1: Vergleichswerte mod. Mercalli-Skala und Richter-Skala mit Freifeldbeschleunigungen [8, 9]

Mercalli-Skala (MM)	Stufe	Beschreibung	Freifeld-Beschleunigung $a_g$ [g]	Richter-Skala
I	Instrumental	Wird nur von Seismographen erkannt.	< 0,001	1,0 – 2,0
II	Schwach	Wird nur von besonders empfindlichen Personen bemerkt.	0,001 – 0,002	2,0 – 3,0
III	Leicht	Vergleichbar mit Vibrationen welche durch den Verkehr verursacht werden.	0,002 – 0,005	3,0 – 4,0
IV	Moderat	Wird von gehenden Menschen bemerkt; Schaukeln freistehender Objekte.	0,005 – 0,01	4,0
V	Ziemlich stark	Ein schlafender erwacht und Glocken läuten.	0,01 – 0,025	4,0 – 5,0
VI	Stark	Bäume schwanken, einige Schäden durch Kippen und Herabfallen von Gegenständen.	0,025 – 0,05	5,0 – 6,0
VII	Sehr stark	Allgemeiner Alarm, Rissbildung in Wänden.	0,05 – 0,1	6,0
VIII	Zerstörerisch	Schornsteine fallen, und es gibt Schäden an Gebäuden.	0,1 – 0,25	6,0 – 7,0
IX	Verheerend	Boden beginnt zu reißen, Häuser beginnen einzustürzen, und Rohre brechen.	0,25 – 0,5	7,0
X	Katastrophal	Boden ist rissig und viele Gebäude sind zerstört. Es gibt einige Erdbeben.	0,5 – 1,0	7,0 – 8,0
XI	Sehr Katastrophal	Nur wenige Gebäude bleiben stehen, Brücken und Eisenbahnen sind zerstört, Wasser, Gas, Strom und Telefon sind ausgefallen.	1,0 – 2,0	8,0
XII	Äußerst Katastrophal	Totale Zerstörung, die Gegenstände werden in die Luft geworfen, große Verwerfungen und Verzerrungen des Bodens.	> 2,0	8,0 – .....

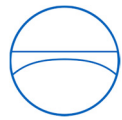
## 2.4 Bauortsspezifische Gefährdungsermittlung

Nachdem bisher auf die Beschreibung von Erdbeben eingegangen wurde, welche sich bereits ereignet haben, wird nun auf die Möglichkeiten eingegangen, die Stärke von zukünftigen Erdbeben zu ermitteln.

Da die direkte Ermittlung von Beschleunigungseinwirkungen für zukünftige Erdbeben aufgrund der vielen Unwägbarkeiten nicht möglich ist, haben sich in der Praxis zwei Methoden zur seismischen Gefährdungsermittlung durchgesetzt:

- Deterministische Methoden
- Probabilistische Methoden

Beide Methoden werden im Folgenden kurz vorgestellt [2, 3].



### 2.4.1 Deterministische Methoden zur seismischen Gefährdungsermittlung

Hier erfolgt die Gefährdungsermittlung über ein seismisches Quellenmodell. Zuerst werden die (bekannten) seismischen Quellen identifiziert, von welchen eine Gefährdung für den Bauort ausgehen könnte. Anschließend wird den seismischen Quellen auf Basis von bekannten Erdbebenereignissen in der Vergangenheit eine maximale Erdbebenmagnitude zugewiesen. Über spektrale Abminderungsbeziehungen werden für den betrachteten Bauort eine maximale Grundbeschleunigung, ein Antwortspektrum sowie eine Starkbebendauer für die Bemessung bestimmt.

Da dieses Vorgehen sehr aufwendig ist, werden deterministische Methoden meist nur für Bauwerke mit einem hohen Gefährdungspotenzial wie Staudämme oder Kernkraftwerke verwendet. Zudem besteht bei einer deterministischen Gefährdungsermittlung das Problem, dass nur Einzelereignisse betrachtet werden, und somit keine Angaben zur Wiederkehrperiode gemacht werden können.

### 2.4.2 Probabilistische Methoden zur seismischen Gefährdungsermittlung

Hier werden Erdbebenkataloge statistisch ausgewertet, wobei für die einzelnen Erdbebenherde die minimale und maximale Magnitude, die geografische Lage der Herde, sowie die Aktivität der Herde berücksichtigt werden [2]. Mit Hilfe von Abminderungsbeziehungen für die räumliche Entfernung eines Ortes von den verschiedenen Erdbebenherden werden seismische Gefährdungskarten entwickelt. Diese Gefährdungskarten enthalten bereits die Unschärfe der verschiedenen zugrunde gelegten Annahmen.

Um eine bauortspezifische Erdbebengefährdung angeben zu können wird hier immer eine Wiederkehrperiode benötigt, der dann eine maximal zu erwartende Erdbebenstärke, meist die Bemessungsbodenbeschleunigung  $a_g$ , zugeordnet werden kann. Die Wiederkehrperiode ist hierbei ein frei wählbares Zeitintervall.

Auch hier können für den Bauort die maximale Grundbeschleunigung, ein Antwortspektrum sowie eine Starkbebendauer für die Bemessung bestimmt werden.

Problematisch ist hierbei, dass alle Ergebnisse von der Genauigkeit der verwendeten Datenbasis abhängen. Die Erfassung historischer Ereignisse ist besonders schwierig.

## 2.5 Beschreibung der Erdbebeneinwirkung am (Tank-) Bauwerk

Um die Belastungen zu beschreiben, welche während eines (zukünftigen) Erdbebens auf ein Bauwerk wirken, eignen sich die zuvor beschriebenen Erdbebenskalen nur bedingt. Zur Bemessung von Bauwerken gegen Erdbebeneinwirkungen werden grundsätzlich (Beschleunigungs-) Einwirkungen benötigt, welche über den Baugrund in das Gebäude eingetragen werden. Die Einwirkungen können sowohl deterministisch als auch probabilistisch ermittelt worden sein.



In der Praxis haben sich zwei Möglichkeiten zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkungen durchgesetzt [5, 10]:

- Ermittlung der Einwirkungen aus Antwortspektren
- Beschreibung der Einwirkungen über Zeitverläufe historischer Erdbebenereignisse oder synthetisch erzeugte Zeitverläufe

Im Folgenden werden beide Möglichkeiten zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkungen erläutert.

### 2.5.1 Lastermittlung aus Antwortspektren

Ein Antwortspektrum entsteht, indem man die maximale Systemantwort eines gedämpften Einmassenschwingers auf einen gegebenen Beschleunigungsverlauf aufzeichnet, und dies mit Einmassenschwingern unterschiedlicher Eigenfrequenzen, aber gleicher Dämpfung wiederholt. Es können hierbei die Beschleunigung, die Geschwindigkeit, oder die Verschiebungen des Einmassenschwingers aufgezeichnet werden.

Das dynamische Verhalten der einzelnen Einmassenschwinger wird bestimmt durch ihre Masse  $m$ , ihre Federsteifigkeit  $k$ , und das Dämpfungsmaß  $D$  [5, 11, 12].

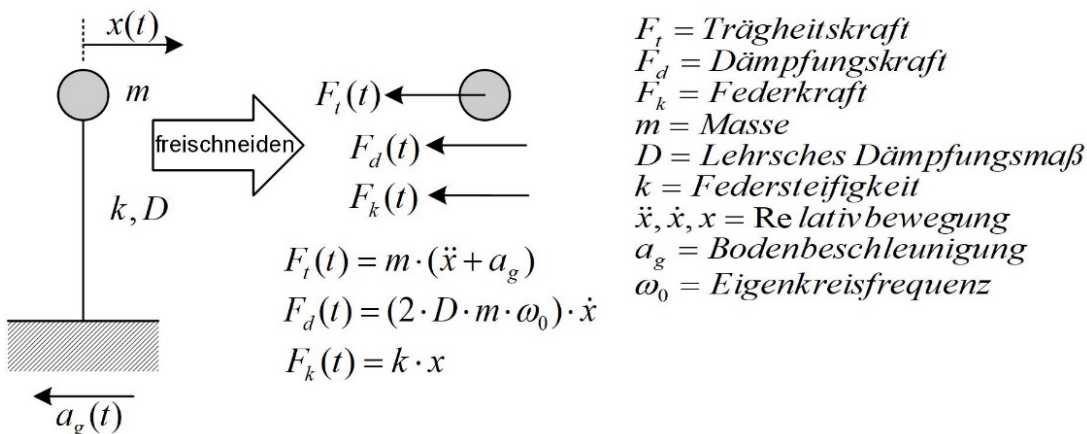


Abbildung 2-2: Verhalten eines gedämpften Einmassenschwingers

Aus den in Abbildung 2-2 dargestellten Schnittgrößen am Einmassenschwinger ergibt sich die Bewegungsdifferentialgleichung des Einmassenschwingers [11, 12]:

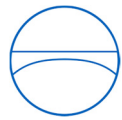
$$\ddot{x} + 2 \cdot D \cdot \omega_0 \cdot \dot{x} + \omega_0^2 \cdot x = -a_g(t) \quad \text{Gl. 2-1}$$

Wobei  $\omega_0$  die Eigenkreisfrequenz, und  $T$  die Eigenperiode ist.

$$\omega_0 = \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad \text{Gl. 2-2}$$

$$\omega_0^2 = \frac{k}{m} \quad \text{Gl. 2-3}$$





Die Dämpfung kann über den Dämpfungsbeiwert  $c$  beschrieben werden. Das Lehrsche Dämpfungsmaß  $D$  beschreibt allgemein die Energiedissipation bei einer Eigenfrequenz als Prozentsatz der kritischen Dämpfung, wobei die der Dämpfung zugrundeliegenden physikalischen Effekte nicht relevant sind. Die kritische Dämpfung ist hierbei die Dämpfung die nötig ist, um den aperiodischen Grenzfall zu erreichen, also die Dämpfung, bei der ein Schwinger bei einer Auslenkung schnellstmöglich ohne Überschwingen wieder in seinen Ruhezustand zurückkehrt.

$$D = \frac{c \cdot \omega_0}{2 \cdot k} \quad \text{Gl. 2-4}$$

Die Aufzeichnung der maximalen Amplituden der Schwingantworten der einzelnen Einmassenschwinger über deren Eigenperiode  $T$  führt zu einem Spektrum der einzelnen Systemantworten.

Abhängig von dem für die einzelnen Einmassenschwinger angesetzten Lehrschen Dämpfungsmaß  $D$  ergeben sich unterschiedliche Spektren, wobei die Systemantwort wie in Abbildung 2-3 dargestellt mit zunehmender Dämpfung abnimmt. Üblicherweise basieren Standardspektren auf 5% Dämpfung.

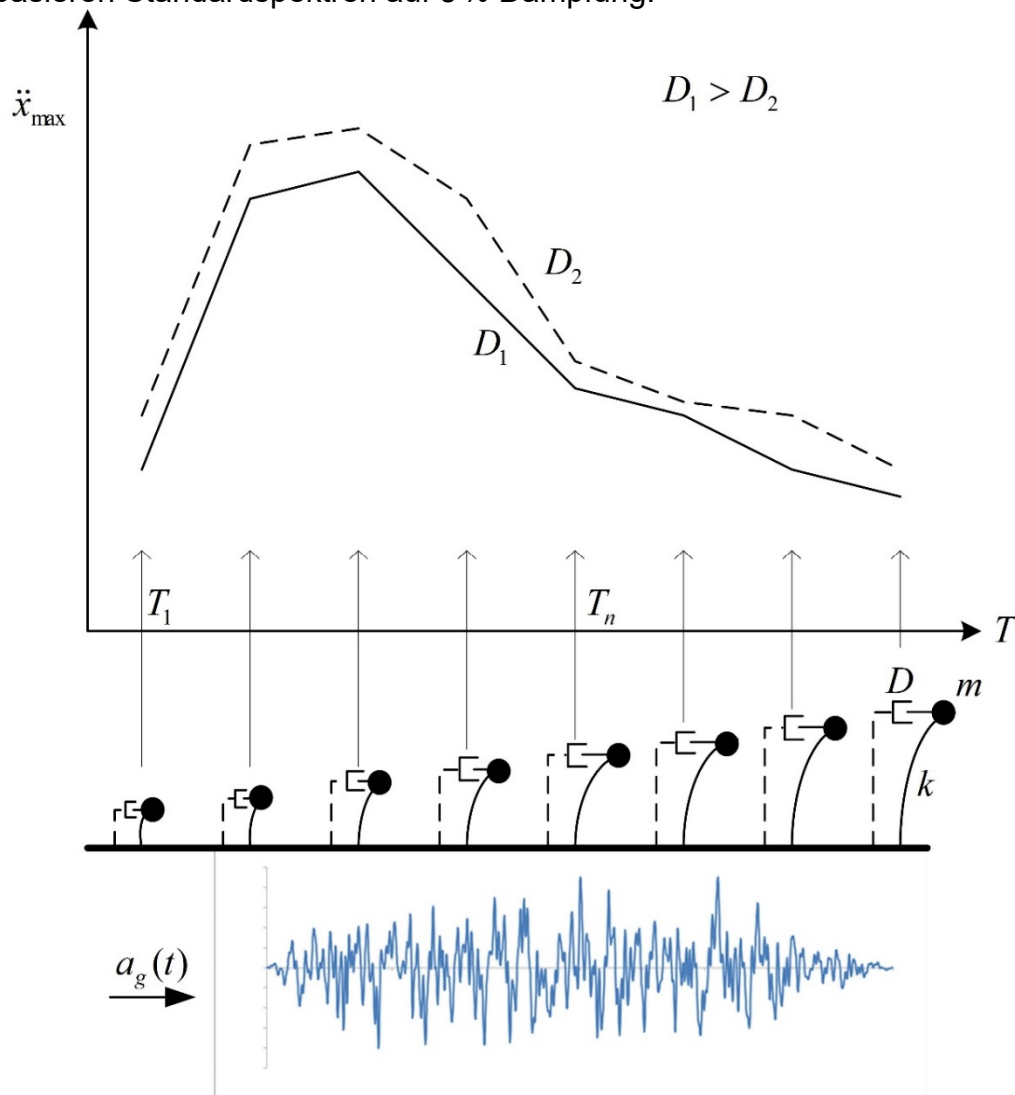


Abbildung 2-3: Entstehung eines Antwortspektrums



Antwortspektren sind eine elegante Methode Erdbeben ingenieurmäßig zu beschreiben, da sie bereits die Eigenschaften der Erdbebenquelle, die Abminderung durch den Übertragungsweg, sowie den Einfluss der lokalen Geologie enthalten, jedoch sind mit Hilfe von Antwortspektren nur linearelastische Bemessungen möglich.

### 2.5.1.1 Typen von Antwortspektren

Die drei gebräuchlichsten Typen von Antwortspektren sind [2, 13]:

- Standard-Antwortspektren
- Standortsspezifische Antwortspektren
- Intensitätsabhängige Antwortspektren

Die verschiedenen Typen von Antwortspektren unterscheiden sich hauptsächlich bei der Datengrundlage auf deren Basis sie erstellt werden.

Die am meisten verwendeten Standard-Antwortspektren enthalten einen relativ breiten Frequenzbereich, da sie auf Basis einer Vielzahl von Antwortspektren unterschiedlicher seismischer Quellen erstellt wurden. Diese Spektren sind auf eine Referenzbeschleunigung normiert, welche standort- und wiederkehrperiodenabhängig angepasst wird.

Standortsspezifische Antwortspektren basieren auf historischen Erdbebenmessungen, welche idealerweise vom Bauort selbst stammen, oder aber von einem Standort mit vergleichbaren seismologischen und geologischen Eigenschaften.

Die seismologischen Eigenschaften des Standortes werden hierbei recht genau erfasst, die Beschleunigungen ergeben sich direkt aus den historischen Messungen.

Intensitätsabhängige Antwortspektren basieren auf der Zusammenfassung gemessener Beschleunigungsverläufe gleicher Intensität. Dies kann generell oder standortsspezifisch erfolgen. Die Beschleunigungen ergeben sich hierbei direkt aus der Intensität der zusammengefassten Starkbeben.

Für weiterführende Informationen bezüglich der Erstellung von Antwortspektren wird auf einschlägige Literatur verwiesen. Siehe auch [2, 5, 13].

In Abbildung 2-4 ist beispielhaft das 5% gedämpfte Standard-Antwortspektrum für felsige Böden (Class B) nach ASCE-7 [14] dargestellt, sowie die 5% gedämpften Standard-Antwortspektren Typ 1 und Typ 2 nach EN 1998-1 [15]. Die angegebenen spektralen Beschleunigungen  $S_a$  beziehen sich hierbei immer auf die Freifeldbeschleunigung  $a_g$ .

Das EN 1998-1 Antwortspektrum Typ 1 (EC-8 – Typ 1) ist für Bauorte mit einer Oberflächenwellenmagnitude größer als 5,5 zu verwenden, das Typ 2 Antwortspektrum (EC-8 – Typ 2) ist für Bauorte mit einer Oberflächenwellenmagnitude kleiner als 5,5 zu verwenden. Die dargestellten Antwortspektren gelten für mittelfeste Böden (Groundtype B).

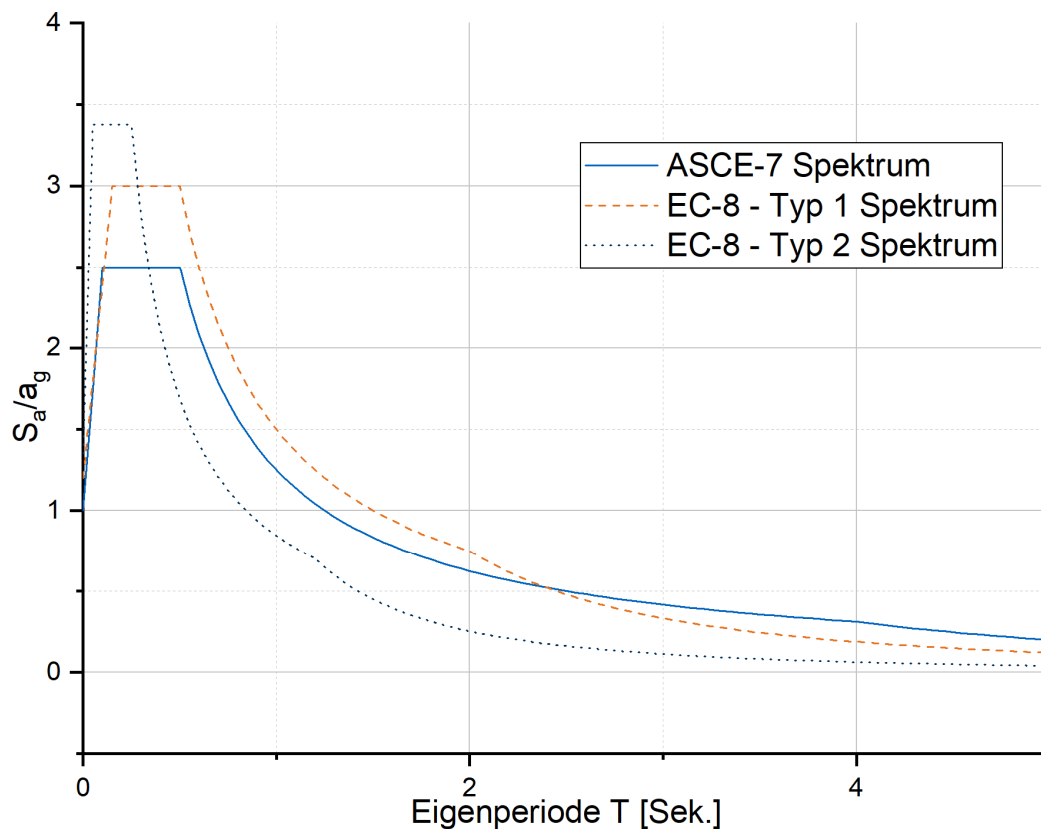
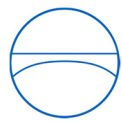


Abbildung 2-4: Standard-Antwortspektren

### 2.5.1.2 Wiederkehrperiode

Die Wiederkehrperiode beschreibt die Wahrscheinlichkeit, mit der ein Erdbebenereignis in einem vorbestimmten Zeitintervall (meist 50 Jahre) auftritt. Der Zusammenhang zwischen Wiederkehrperiode und Auftretenswahrscheinlichkeit folgt der Poisson-Verteilung.

Übliche Wiederkehrperioden sind:

- 475 Jahre (5 % Auftretenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren)
- 2475 Jahre (2 % Auftretenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren)
- 4975 Jahre (1 % Auftretenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren)

### 2.5.2 Lastermittlung aus Zeitverläufen

Die Bemessung mittels Zeitverläufen ermöglicht im Gegensatz zur Lastermittlung aus Antwortspektren nichtlineare Bemessungen.

Bei einem realen Erdbeben ergeben sich für den Bauort zeitabhängige räumliche Beschleunigungsverläufe an der Erdoberfläche, die sogenannte Freifeldbeschleunigung  $a_g$ .



Aus dem zeitlichen Verlauf der Freifeldbeschleunigung  $a_g(t)$  können die folgenden wichtigen Parameter für Erdbeben-Zeitverläufe ermittelt werden [2, 5, 10]:

- Der Geschwindigkeitsverlauf  $v_g(t)$
- Der Verschiebungsverlauf  $d_g(t)$
- Der Frequenzinhalt des Bebens
- Die Dauer der Starkbebenphase

Um einen Zeitverlauf für einen Bauort zu erzeugen gibt es drei Möglichkeiten [2]:

- Es kann ein real gemessener Erdbebenverlauf verwendet werden, wenn durch einfache Skalierung des Zeitverlaufes das benötigte Bemessungsspektrum erzeugt werden kann. In Abbildung 2-5 ist beispielhaft die Nord- Süd- Komponente des El Centro Erdbebens von 1940 dargestellt.

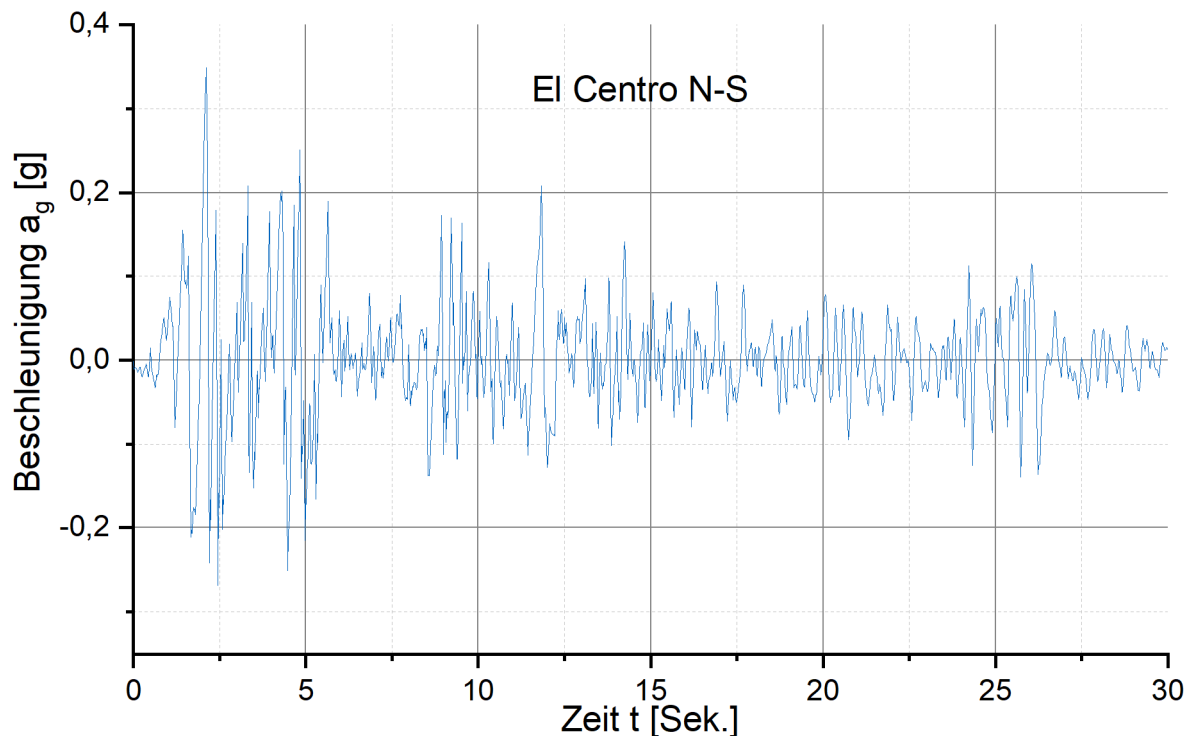
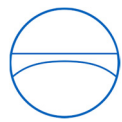


Abbildung 2-5: Nord- Süd- Komponente des El Centro Erdbebens von 1940

Das El Centro Erdbeben von 1940 ist das erste größere Erdbebenereignis, das von einem Seismographen zur Messung starker Bodenbewegungen (strong motion seismograph) erfasst wurde, der in der Nähe der Verwerfung, welche das Erdbeben hervorbrachte, aufgebaut war.

Das Epizentrum des El Centro Erdbebens befand sich nur 70 km entfernt von der Messstation. Das El Centro Erdbeben wurde auf der Mercalliskala mit der Stufe X (Katastrophal) bewertet (vgl. Tabelle 2-1). Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird der El Centro Nord- Süd- Beschleunigungsverlauf verwendet, um die Reaktion von Flachbodentanks auf einen natürlichen Beschleunigungsverlauf bewerten zu können.



- Es kann ein synthetischer, Spektrum kompatibler Beschleunigungsverlauf erstellt werden, welcher das vorgegebene Bemessungsspektrum erfüllt (vgl. Abbildung 2-6).
- Es kann ein real gemessener Zeitverlauf mathematisch modifiziert werden, um das Bemessungsspektrum zu erreichen.

Der Unterschied zwischen realen und synthetischen, Spektrum kompatiblen Beschleunigungsverläufen ist, dass reale Beschleunigungsverläufe nicht alle relevanten Frequenzen ausreichend enthalten, während Spektrum kompatible Beschleunigungsverläufe alle Frequenzen enthalten. Dies hat zur Folge, dass ein synthetischer Beschleunigungsverlauf meist etwas energiereicher ist, was in der Regel zu konservativeren Ergebnissen führt [2].

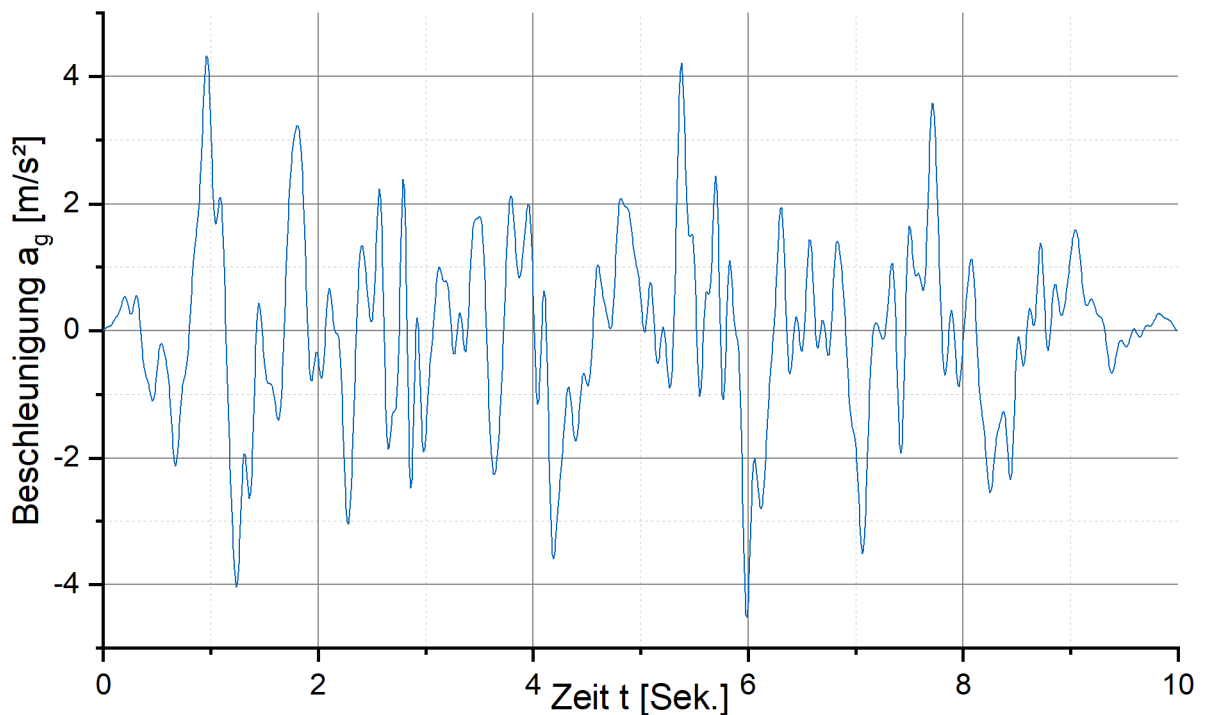


Abbildung 2-6: Synthetisch erzeugter Beschleunigungsverlauf

In Abbildung 2-6 ist ein synthetisch erzeugter Beschleunigungsverlauf dargestellt, der mit Hilfe des Programms SYNTH [5] auf Basis eines Zielspektrums erstellt wurde. Hierbei wurde der synthetische Beschleunigungsverlauf als Summe einiger Hundert von Sinuswellen mit zufallsverteilterm Phasenwinkel erstellt und iterativ an das Zielspektrum angepasst [5]. Der Frequenzbereich der Sinuswellen wird hierfür in einem Frequenzbereich gewählt welcher dem Frequenzbereich eines natürlichen Erdbebens entspricht.

In Abbildung 2-7 ist das Antwortspektrum des in Abbildung 2-6 dargestellten Beschleunigungsverlaufes dargestellt, sowie das Zielspektrum auf dessen Basis der Beschleunigungsverlauf in Abbildung 2-6 erstellt wurde.

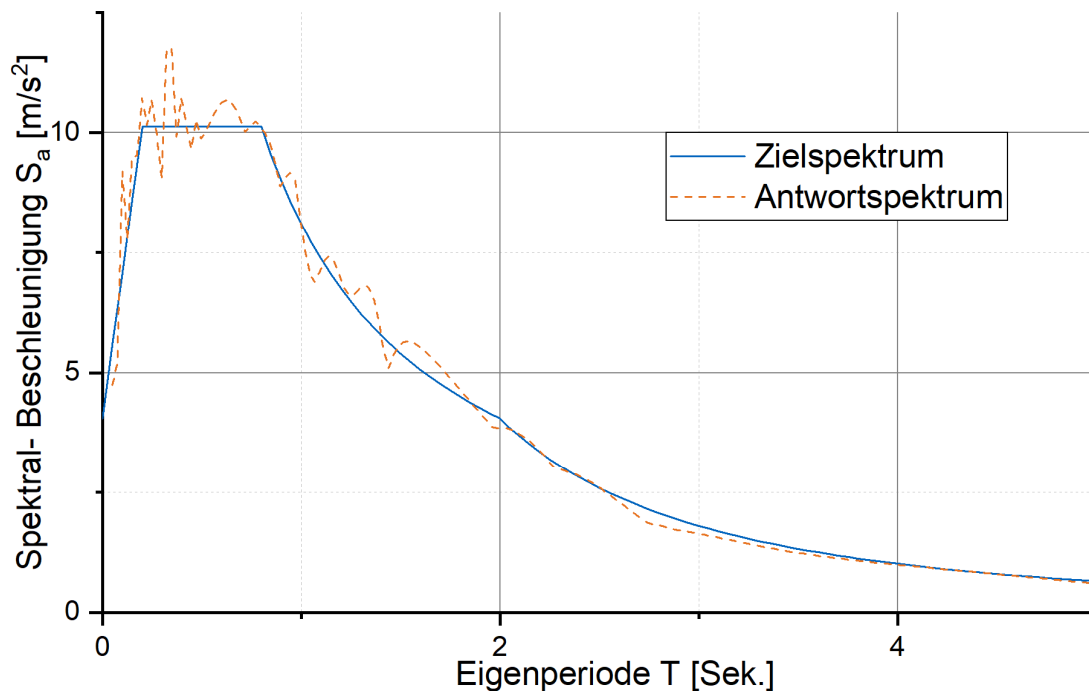


Abbildung 2-7: Antwortspektrum mit zugehörigem Zielspektrum

## 2.6 Methoden der Tragwerksbemessung

Nachdem auf die Möglichkeiten der Beschreibung von Erdbebeneinwirkungen eingegangen wurde, wird im Folgenden auf die Methoden eingegangen mit deren Hilfe ein Bauwerk für den Lastfall Erdbeben bemessen werden kann.

In der Praxis haben sich mehrere Verfahren zur Bemessung von Bauwerken gegen Erdbebeneinwirkungen durchgesetzt [5, 10]:

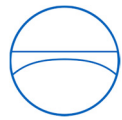
- Statische Ersatzkraftverfahren
- Modalanalytische Verfahren
- Nichtlineare statische Verfahren
- Zeitverlaufsverfahren

Im Folgenden wird kurz auf die einzelnen Verfahren eingegangen und ihre Vor- und Nachteile diskutiert.

### 2.6.1 Statisches Ersatzkraftverfahren

Das statische Ersatzkraftverfahren, oder auch „vereinfachtes Antwortspektrum-Verfahren“ ist die einfachste Möglichkeit ein Bauwerk gegen Erdbebeneinwirkungen auszulegen.

Dies geschieht auf Basis der vereinfachenden Annahme, dass das ganze Bauwerk auf eine punktförmige Einzelmasse  $m$  reduziert werden kann. Anschließend wird eine statische, lineare Bemessung mit Hilfe einer horizontalen Ersatzkraft  $F_H$  durchgeführt.



Die Eigenschwingzeit  $T$  des Bauwerks zur Ermittlung der anzusetzenden spektralen Beschleunigung  $S_a$  kann mit Hilfe von Faustformel oder tabellierten Werten abgeschätzt werden.

$$F_H = m \cdot \frac{S_a(T)}{R_D} \quad \text{Gl. 2-5}$$

Das Ersatzkraftverfahren hat seinen Einsatzbereich bei Hochbauten, deren seismische Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als der Grundeigenform abhängt. Dieses Berechnungsverfahren wird beispielsweise häufig für kleine Druckbehälter in Anlagenbau eingesetzt, wobei es hauptsächlich um den Nachweis der Tragstruktur des Behälters geht.

Die anzusetzende modale Beschleunigung  $S_a(T)$  wird aus einem Antwortspektrum entnommen, und die Nichtlinearitäten werden über einen Verhaltensbeiwert  $R_D$  abgedeckt.

Das sehr einfache Verfahren ist gut nachvollziehbar, jedoch sind dem Verfahren durch die sehr ungenaue Modellbildung Grenzen gesetzt.

## 2.6.2 Modalanalytische Verfahren

Die modale Analyse, auch modales Antwortspektrumverfahren genannt, berücksichtigt im Vergleich zum Ersatzkraftverfahren auch die Mitwirkung höherer Eigenformen bei der Ermittlung der auf das Bauwerk wirkenden Lasten.

### 2.6.2.1 Erstellung von diskreten Bauwerksmodellen

Für eine Modalanalyse muss zuerst ein dynamisches Feder-Masse-Modell des Bauwerks erstellt werden, wobei die Massen der einzelnen Komponenten des Bauwerks zu diskreten Punktmassen zusammengefasst werden, und die Steifigkeiten der Bauelemente als diskrete Federsteifigkeiten in das Modell eingehen.

In Abbildung 2-8 ist beispielhaft das diskrete Ersatzmodell eines dreistöckigen Bauwerks dargestellt. Auf Basis des dynamischen Modelles werden nun mit Hilfe der Massen und Steifigkeiten die charakteristischen Bewegungs-Differentialgleichungen für das Modell aufgestellt. Dies erfolgt bei einfachen Modellen über Freischneiden und Aufstellen eines Kräftegleichgewichtes, in großen (FE)-Modellen werden die Gleichungen von der Programm-Software aufgestellt [16].

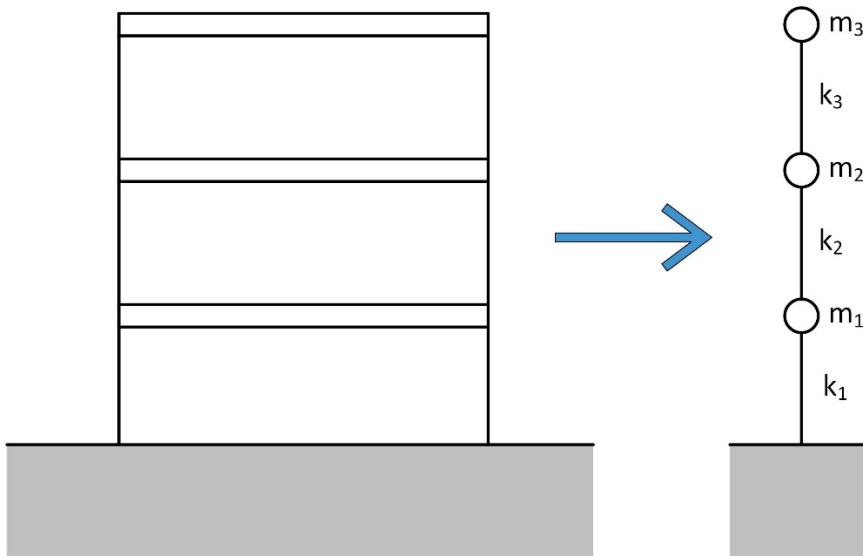


Abbildung 2-8: Beispiel eines Feder-Masse-Modelles für eine Modalanalyse

In Matrixschreibweise ergeben sich für das dynamische Modell, wie in Abbildung 2-9 dargestellt, bei einer Fußpunkt-Anregung die Massenmatrix **M** und die Steifigkeitsmatrix **K**.

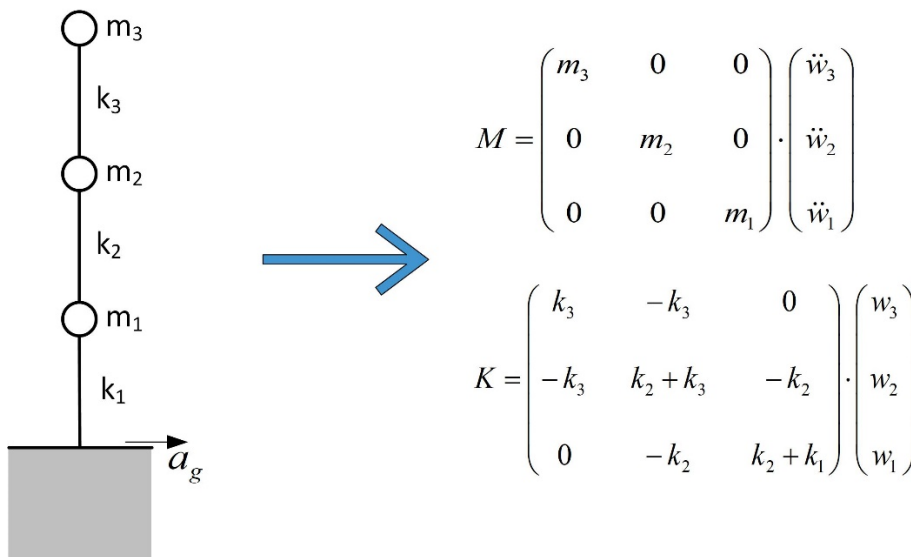


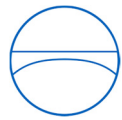
Abbildung 2-9: Massen- und Steifigkeitsmatrix eines Bauwerks

Zusätzlich kann noch eine modale Dämpfungsmatrix **C** aufgestellt werden, die Dämpfung kann jedoch auch erst in einem späteren Schritt über das Antwortspektrum aufgebracht werden.

Zum Aufstellen der Bewegungsgleichungen kann auch die auf dem Energieprinzip basierende allgemeine Lagrange-Bewegungsgleichung (Gl. 2-6) verwendet werden, was sich vor allem bei komplexeren Systemen anbietet, da sie mit generalisierten Koordinaten arbeitet [11, 12]:

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial E_{kin}}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial E_{kin}}{\partial q_i} + \frac{\partial E_{pot}}{\partial q_i} = Q_i \tag{Gl. 2-6}$$





Wobei  $q_i$  generalisierte Koordinaten darstellt,  $E_{kin}$  die kinetische Energie,  $E_{pot}$  die potentielle Energie, und  $\mathbf{Q}_i$  die äußeren Kräfte. Bei den aus dem Potential ableitbaren Kräften aus der kinetischen Energie und der potentiellen Energie spricht man auch von konservativen Kräften. Die äußeren Kräfte und die Dämpfungskräfte sind in  $\mathbf{Q}_i$  enthalten und werden auch nichtkonservative Kräfte genannt.

Für linearelastische Systeme, bei denen nur kleine Verformungen zu erwarten sind, wie es im Lastfall Erdbeben der Fall ist, können die kinetische und die potentielle Energie wie folgt in ihrer quadratischen Form dargestellt werden, da eventuelle Verschiebungsanteile, welche bei der Betrachtung großer Verschiebungen hochgradig nichtlineare Terme erzeugen würden, bei der Betrachtung kleiner Verschiebungen vernachlässigbar werden [11]:

$$E_{kin} = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^N m_{ij} \cdot \dot{q}_i \cdot \dot{q}_j = \frac{1}{2} \cdot \dot{q}^T \cdot m \cdot \dot{q} \quad \text{Gl. 2-7}$$

$$E_{pot} = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^N k_{ij} \cdot q_i \cdot q_j = \frac{1}{2} \cdot q^T \cdot k \cdot q \quad \text{Gl. 2-8}$$

Wobei  $N$  die Nummer der Freiheitsgrade im System ist, und  $m_{ij}$  und  $k_{ij}$  die einzelnen Massen und Steifigkeiten des dynamischen Systems darstellen. Wie in Gl. 2-7 dargestellt sind bei der quadratischen Formulierung der kinetischen Energie keine Verschiebungsterme enthalten, wodurch der zweite Term aus Gl. 2-6  $\frac{\partial E_{kin}}{\partial q_i}$  ( $i = 1, 2, \dots; N$ ) zu Null wird, und sich Gl. 2-6 wie folgt vereinfacht [11]:

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial E_{kin}}{\partial \dot{q}_i} \right) + \frac{\partial E_{pot}}{\partial q_i} = Q_i \quad \text{Gl. 2-9}$$

Durch Einsetzen von Gl. 2-7 und Gl. 2-8 in Gl. 2-9 ergibt sich für die Lagrange-Bewegungsgleichungen in Matrixschreibweise allgemein der folgende Ausdruck, wobei  $\mathbf{M}$  die Massenmatrix darstellt und  $\mathbf{K}$  die Steifigkeitsmatrix [11]:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{q} = \mathbf{Q} \quad \text{Gl. 2-10}$$

Hierbei muss erwähnt werden, dass alle nichtkonservativen Kräfte in den äußeren Kräften  $\mathbf{Q}$  enthalten sind. Um nun noch die Dämpfungskräfte zu separieren wird der Anteil der Dämpfungskraft an den nichtkonservativen Kräften  $\mathbf{Q}$  separat herausgezogen [11], und die äußeren Kräfte durch die Einzeleinwirkungen  $o_i$  dargestellt. Die einzelnen für das jeweilige diskrete Element angesetzten Dämpfungen  $c_{ij}$  sind entsprechend dem Vorgehen für die diskreten Federsteifigkeiten  $k_{ij}$  und Massen  $m_{ij}$  für die  $N$  Freiheitsgrade zu berücksichtigen:

$$Q_i = o_i - \sum_{j=1}^N c_{ij} \cdot \dot{q}_j \quad \text{Gl. 2-11}$$



So ergibt sich abschließend die allgemeine Bewegungsgleichung in Matrixschreibweise, wobei  $\mathbf{C}$  die Dämpfungsmatrix ist und  $\mathbf{O}$  der Lastvektor der äußeren Kräfte:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{q} = \mathbf{O} \quad \text{Gl. 2-12}$$

Ausgehend von den kinetischen und potentiellen Energien können nun für jeden Massen- bzw. Trägheitspunkt des zu betrachtenden dynamischen Systems die Potentiellen (Feder-) Energien, sowie die kinetischen Energien für jeden wirkenden translatorischen und rotatorischen Freiheitsgrad formuliert werden.

### 2.6.2.2 Modale Analyse

Nach dem Aufstellen der Massen- und Steifigkeitsmatrizen werden die Eigenwerte und die Eigenvektoren des dynamischen Systems ermittelt [16]. Im Folgenden wird von einer proportionalen Dämpfung (Rayleigh-Dämpfung) ausgegangen.

Über die Eigenwerte lassen sich die Eigenfrequenzen  $\omega_0$  des dynamischen Systems ermitteln:

$$\det[\mathbf{K} - \omega_0^2 \cdot \mathbf{M}] = 0 \quad \text{Gl. 2-13}$$

Wobei :

$$\omega_{0,n} = \frac{k_n}{m_n} \quad \text{Gl. 2-14}$$

Die Bestimmung der Eigenvektoren  $\phi_n$  erfolgt über:

$$(\mathbf{K} - \omega_{0,n}^2 \cdot \mathbf{M}) \cdot \phi_n = 0 \quad \text{Gl. 2-15}$$

Wobei sich für jede Eigenfrequenz  $\omega_{0,n}$  ein zugehöriger Eigenvektor  $\phi_n$  ergibt.

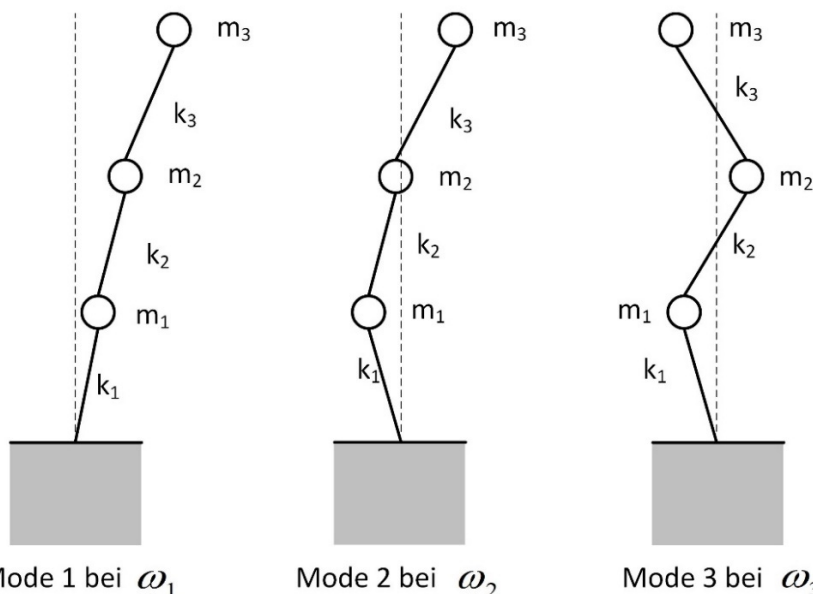
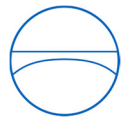


Abbildung 2-10: Eigenmoden eines Bauwerks



Auf Basis der Eigenfrequenzen und Eigenvektoren können nun die modale Massenmatrix  $\mathbf{M}^*$  und die modale Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}^*$  bestimmt werden:

$$\mathbf{M}^* = \boldsymbol{\phi}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi} \quad \text{Gl. 2-16}$$

$$\mathbf{K}^* = \boldsymbol{\phi}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \boldsymbol{\phi} \quad \text{Gl. 2-17}$$

Da bei Erdbebenberechnungen die Massenmatrix in Relativkoordinaten beschrieben ist, kann der Vektor der Partizipationsfaktoren  $\mathbf{L}$  bestimmt werden [12]:

$$\mathbf{L} = \boldsymbol{\phi} \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{1} \quad \text{Gl. 2-18}$$

Auf Basis der Partizipationsfaktoren  $L_n$  und der modalen Einzelmassen  $m_n^*$  lassen sich nun die modalen Partizipationsfaktoren  $\Gamma_n$  bestimmen:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{m_n^*} \quad \text{Gl. 2-19}$$

Woraufhin sich die effektiven modalen Massen  $m_{n,eff}$  bestimmen lassen:

$$m_{n,eff}^* = \Gamma_n^2 \cdot m_n^* \quad \text{Gl. 2-20}$$

Mit Hilfe der aus dem Antwortspektrum entnommenen modalen Beschleunigungen  $S_a(\omega_{0,n}, D)$  lassen sich nun die Maxima der modalen Verschiebungen  $v_{n,max}$  bestimmen, wobei  $D$  dem Lehrschen Dämpfungsmaß entspricht, welches zur Erzeugung des Antwortspektrums angesetzt wurde.

$$v_{n,max} = \frac{|L_n|}{m_n^*} \cdot \frac{1}{\omega_{0,n}^2} \cdot S_a(\omega_{0,n}, D) \quad \text{Gl. 2-21}$$

Zur Ermittlung der maximalen Verschiebungen  $w_{n,max}$  und der maximalen Kräfte  $F_{n,max}$  müssen nun die modalen Ergebnisse wieder rücktransformiert werden:

$$w_{n,max} = v_{n,max} \cdot \boldsymbol{\phi}_n \quad \text{Gl. 2-22}$$

$$F_{n,max} = k \cdot w_{n,max} \quad \text{Gl. 2-23}$$

Die Überlagerung der Verschiebungen und Kräfte der Einzelmoden erfolgt über die Summe der Quadrate (SSR) oder über eine komplette quadratische Kombination (CQC).



Die modale Analyse ist ein vergleichsweise einfaches Verfahren, das das dynamische Verhalten von Bauwerken mit mehreren maßgeblichen Eigenfrequenzen gut nachbilden kann. Eine Berücksichtigung von nicht linearelastischem Verhalten ist jedoch nicht möglich.

Um der ungenauen Modellbildung Rechnung zu tragen stellen Regelwerke zur seismischen Auslegung von Bauwerken Anforderungen an die Genauigkeit der Modelle. EN 1998-1 [15] fordert beispielsweise, dass 90 % der Gesamtbauwerksmasse modal berücksichtigt werden muss, und dass alle modalen Beiträge, deren effektive Modalmasse größer ist als 5 % der Gesamtbauwerksmasse, in der Modalanalyse enthalten sein müssen.

### 2.6.3 Statische nichtlineare Verfahren

Die Auslegung mit Hilfe eines Kapazitätsspektrums, auch Push-Over-Analyse genannt, ist ein verformungsbasierter seismischer Nachweis, der zu den statischen Ersatzkraftverfahren gehört. Mit ihm kann, wie bei den meisten statischen Ersatzkraftverfahren auch nichtlineares Bauwerksverhalten näherungsweise abgebildet werden [10, 17, 18]. Dieses Verfahren ist der Vollständigkeit halber erwähnt, es wird im Rahmen der Arbeit aber nicht weiter darauf eingegangen.

### 2.6.4 Zeitverlaufsverfahren

Bei der Auslegung eines Bauwerks gegen Erdbebeneinwirkungen mittels einer Zeitverlaufsrechnung werden die Bewegungsdifferentialgleichungen durch direkte Integration gelöst. Diese Art der Berechnung kann auch nichtlineare dynamische Effekte erfassen, es wird die Reaktion der Struktur auf einen gegebenen Beschleunigungsverlauf für jeden Zeitpunkt berechnet.

#### 2.6.4.1 Verfahren der finiten Elemente

Zeitverlaufsrechnungen werden meist mit Hilfe von finiten Elementen (im Folgenden FE genannt) durchgeführt, wobei es auf dem Markt eine Reihe von kommerziellen Programmen gibt, welche eine Zeitverlaufsrechnung unterstützen.

Eine wichtige Unterscheidung bei den FE-Programmen zur Berechnung von dynamischen Vorgängen ist die Art des verwendeten Verfahrens zur Lösung der Differentialgleichungen, wobei es zwei Haupttypen gibt, das implizite Verfahren und das explizite Verfahren. Beide Verfahren werden im Folgenden kurz vorgestellt.

- Das implizite Verfahren

Bei den impliziten Verfahren wird die Verschiebung eines Knotens zwischen zwei Zeitschritten iterativ gelöst – Beispiel: implizite Euler-Methode:

$$q(t_{n+1}) = q(t_n) + \Delta t f(t_{n+1}, q(t_{n+1})) \quad \text{Gl. 2-24}$$



- Das explizite Verfahren

Bei den expliziten Verfahren wird die Verschiebung eines Knotens zwischen zwei Zeitschritten direkt gelöst – Beispiel: explizite Euler-Methode:

$$q(t_{n+1}) = q(t_n) + \Delta t f(t_n, q(t_n)) \quad \text{Gl. 2-25}$$

Der Hauptunterschied der beiden Berechnungsverfahren zeigt sich in den in Gl. 2-24 und Gl. 2-25 dargestellten Ausdrücken.

Beim impliziten Verfahren sind sowohl auf der linken Seite wie auch auf der rechten Seite Werte aus dem zu berechnenden Zeitschritt enthalten, wobei das Ergebnis nur iterativ bestimmt werden kann. Dies hat sowohl Einfluss auf den benötigten Rechenaufwand für einen Zeitschritt, wie auch auf die Stabilität des Berechnungsverfahrens, da es bei der Iteration zu Berechnungsproblemen kommen kann.

Beim expliziten Verfahren sind nur auf der linken Seite Werte aus dem zu berechnenden Zeitschritt enthalten, das Ergebnis kann direkt ohne Iteration berechnet werden. Somit ist das explizite Verfahren stabiler als das implizite Verfahren, und der Rechenaufwand pro Zeitschritt ist beim expliziten Verfahren kleiner als beim impliziten Verfahren. Die Zeitschrittweite muss beim expliziten Verfahren jedoch meist deutlich kleiner gewählt werden als bei impliziten Verfahren, wenn eine vergleichbare Qualität der Berechnungsergebnisse erzielt werden soll, was den Vorteil des expliziten Verfahrens in der Berechnungszeit wieder aufheben kann.

#### 2.6.4.2 Direkte Zeitintegration

Neben den FE-Methoden gibt es noch die Verfahren der direkten Zeitintegration [12] an diskreten Elementen mit Hilfe von numerischen Zeitschrittverfahren. Hierbei werden auf Basis des Newtonschen Grundgesetzes spezielle Integrationsformeln entwickelt, mit deren Hilfe sich das dynamische Verhalten von Feder-Masse-Dämpfer-Systemen berechnen lässt. Beispielhaft sei hier das Newmark-Beta-Verfahren beschrieben.

Das Newmark-Beta-Verfahren führt in den Berechnungsformeln zur Bestimmung der Wege, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen der diskreten Massen die freien Parameter  $\alpha$  und  $\beta$  ein, mit denen Einfluss auf die Stabilität des Berechnungsverfahrens genommen werden kann [12].

Ausgehend vom Kräftegleichgewicht am Einmassenschwinger lässt sich für jeden Zeitschritt  $i$  die folgende Gleichung aufstellen, wobei  $x$  die Verschiebung des Einmassenschwingers darstellt:

$$m \cdot \ddot{x}_i + c \cdot \dot{x}_i + k \cdot x_i = F_i \quad \text{Gl. 2-26}$$



Angewendet auf den Mehrmassenschwinger ergibt sich analog für jeden Zeitschritt  $i$  die folgende Formel:

$$M \cdot \ddot{q}_i + C \cdot \dot{q}_i + K \cdot q_i = O_i \quad \text{Gl. 2-27}$$

Wobei  $\mathbf{M}$  die Massenmatrix des Mehrmassenschwingers darstellt,  $\mathbf{K}$  die Steifigkeitsmatrix und  $\mathbf{C}$  die Dämpfungsmatrix. Die Bewegungszustände des Mehrmassenschwingers werden über den Vektor der Verschiebungen  $\mathbf{q}$ , den Vektor der Geschwindigkeiten  $\dot{\mathbf{q}}$ , und den Vektor der Beschleunigungen  $\ddot{\mathbf{q}}$  für jeden Zeitschritt  $i$  beschrieben. Die äußeren Einwirkungen werden für jeden Zeitschritt durch den Lastvektor  $\mathbf{O}$  beschrieben.

Aufbauend auf den Massen-, Steifigkeits- und Dämpfungsmatrizen ergibt sich mit Hilfe der freien Parameter  $\alpha$  und  $\beta$ , der Zeitschrittweite  $\Delta t$ , und des Lastvektors  $\mathbf{O}$  ein Berechnungsalgorithmus auf Basis von zwei Matrizen  $\mathbf{A}$  und  $\mathbf{B}$  [12].

$$A = \frac{1}{\beta} \cdot M + \frac{\alpha}{\beta} \cdot C \cdot \Delta t + K \cdot \Delta t^2 \quad \text{Gl. 2-28}$$

$$B = \left( \frac{1}{\beta} \cdot M + \frac{\alpha}{\beta} \cdot C \cdot \Delta t \right) \cdot q_{i-1} + \left( \frac{1}{\beta} \cdot M + \left( \frac{\alpha}{\beta} - 1 \right) \cdot C \cdot \Delta t \right) \Delta t \cdot \dot{q}_{i-1} + \left( \left( \frac{1}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \cdot M + \left( \frac{\alpha}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \cdot C \cdot \Delta t \right) \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{q}_{i-1} + O_i \cdot \Delta t^2 \quad \text{Gl. 2-29}$$

Auf Basis der Matrizen  $\mathbf{A}$  und  $\mathbf{B}$  lässt sich nun der Vektor der Verschiebungen  $\mathbf{q}$  für den aktuellen Zeitschritt  $i$  wie folgt berechnen:

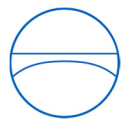
$$q_i = A^{-1} \cdot B \quad \text{Gl. 2-30}$$

Auf Basis des Vektors der Verschiebungen  $\mathbf{q}$  lassen sich mit Hilfe der Anfangswerte die Vektoren der Geschwindigkeiten  $\dot{\mathbf{q}}$  und die Vektoren der Beschleunigungen  $\ddot{\mathbf{q}}$  für den aktuellen Zeitschritt  $i$  berechnen:

$$\dot{q}_i = \frac{\alpha}{\beta \cdot \Delta t} \cdot (q_i - q_{i-1}) - \left( \frac{\alpha}{\beta} - 1 \right) \cdot \dot{q}_{i-1} - \left( \frac{\alpha}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \cdot \Delta t \cdot \ddot{q}_{i-1} \quad \text{Gl. 2-31}$$

$$\ddot{q}_i = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \cdot (q_i - q_{i-1}) - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \cdot \dot{q}_{i-1} - \left( \frac{1}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \cdot \ddot{q}_{i-1} \quad \text{Gl. 2-32}$$

Als Randbedingung müssen bei Erdbebenberechnungen anfangs die Vektoren  $\mathbf{q}$ ,  $\dot{\mathbf{q}}$ , und  $\ddot{\mathbf{q}}$  zu Null gesetzt werden, der Lastvektor  $\mathbf{O}$  wird für jeden Zeitschritt  $i$  über die wirkende Erdbenenbeschleunigung berechnet.



### 3 Erdbebeneinwirkung auf Flachbodentanks – Grundlagen

Im folgenden Kapitel werden die Grundlagen der Hydrodynamik in Flachbodentanks beschrieben. Des Weiteren wird auf diskrete Modelle eingegangen, mit denen das dynamische Verhalten von ebenerdig aufgestellten Flachbodentanks ohne Bodendämmung (Warmtanks) beschrieben werden kann. Zusätzlich werden die Grundlagen der Boden-Bauwerk-Interaktion erläutert, um das dynamische Verhalten von ebenerdigen Flachbodentanks vollständig abbilden zu können.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Flachbodentanks mit einem Schlankheitsverhältnis ( $H_L/R$ -Verhältnis) von 1,0 bis 2,2 betrachtet, wobei  $H_L$  die Fluidhöhe im Tankmantel ist, und  $R$  der Radius des Tankmantels. Die angegebenen Schlankheitsverhältnisse wurden gewählt, weil dies in der industriellen Anwendung der übliche Bereich der verwendeten Schlankheitsverhältnisse ist. In Abbildung 3-1 ist ein typischer Flachbodentank ohne Aufständering und ohne Bodendämmung zur Lagerung von Flüssigkeiten bei Umgebungstemperatur (Warmtank) gezeigt, der ein Schlankheitsverhältnis von ca. 1,6 aufweist.



Abbildung 3-1: Flachbodentank zur Lagerung von Flüssigkeiten (Warmtank)

Im Weiteren wird ausschließlich auf verankerte Flachbodentanks eingegangen, da die in dieser Arbeit betrachteten Flüssiggastanks aufgrund ihres Innendruckes und der verbindenden Rohrleitungen zwischen Innentank und Außentank immer verankert auszuführen sind (vgl. Kapitel 4.3).



### 3.1 Hydrodynamik im Flachbodentank

Im Folgenden werden die theoretischen Grundlagen für die Ermittlung von hydrodynamischen Drücken in Flachbodentanks erläutert. Hierbei wird vor allem auf die Entwicklung der verschiedenen hydrodynamischen Drücke unter **horizontaler Erdbebeneinwirkung** eingegangen.

Im Gegensatz zum dynamischen Verhalten von Starrkörpern, bei denen die seismischen Belastungen maßgeblich aus der Massenträgheit des Bauwerks resultieren, entstehen die dynamischen Einwirkungen von Flüssigkeiten durch hydrodynamische Staudrücke und deren Interaktion mit dem Behälter in dem die Flüssigkeit gelagert ist.

Grundsätzlich lassen sich alle dynamischen Reaktionen der Flüssigkeit in einem Flachbodentank unter Erdbebeneinwirkung aus dem Strömungspotential  $\Phi$  für Flüssigkeiten herleiten [5, 19, 20]. Der allgemeine Geschwindigkeitsvektor  $\mathbf{V}_f$  der Flüssigkeit ergibt sich nach Siegloch [19] zu:

$$\mathbf{V}_f = \text{grad}\Phi = \nabla\Phi = \begin{pmatrix} \partial\Phi/\partial x \\ \partial\Phi/\partial y \\ \partial\Phi/\partial z \end{pmatrix} \quad \text{Gl. 3-1}$$

Ausgehend von einer inkompressiblen Flüssigkeit ohne innere Reibungsverluste ergibt sich nach Meskouris [5] die allgemeine Laplace-Gleichung für eine quellfreie Potentialströmung  $\Delta\Phi$  zu:

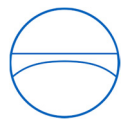
$$\Delta\Phi = \frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Gl. 3-2}$$

Wird die Laplace-Gleichung (Gl. 3-2) auf einen zylindrischen Tank wie in Abbildung 3-2 dargestellt angewendet, so ergibt sich der folgende Ausdruck für die quellfreie Potentialströmung  $\Delta\Phi$  [20, 21]:

$$\Delta\Phi = \frac{\partial^2\Phi}{\partial\xi^2} + \frac{1}{\xi} \cdot \frac{\partial\Phi}{\partial\xi} + \frac{1}{\xi^2} \cdot \frac{\partial^2\Phi}{\partial\theta^2} + \frac{1}{\gamma^2} \cdot \frac{\partial^2\Phi}{\partial\zeta^2} = 0 \quad \text{Gl. 3-3}$$
$$\xi = \frac{r}{R} \quad \zeta = \frac{z}{H_L} \quad \gamma = \frac{H_L}{R}$$

Die Ausdrücke  $\xi$  und  $\zeta$  sind dimensionslose Koordinaten,  $\gamma$  ist ein Maß für die Schlankheit des Tanks ( $H_L/R$ -Verhältnis, Schlankheitsverhältnis), und  $\theta$  steht für den Umfangswinkel.





Weiterhin wird vereinfachend angenommen, dass zwischen Tankwand und Flüssigkeit keine Reibung entsteht. Nach Meskouris [5] ist diese Annahme für Flachbodentanks in ihren üblichen Baugrößen zutreffend, da der Wandbereich im Vergleich zum gesamten Tankquerschnitt klein ist.

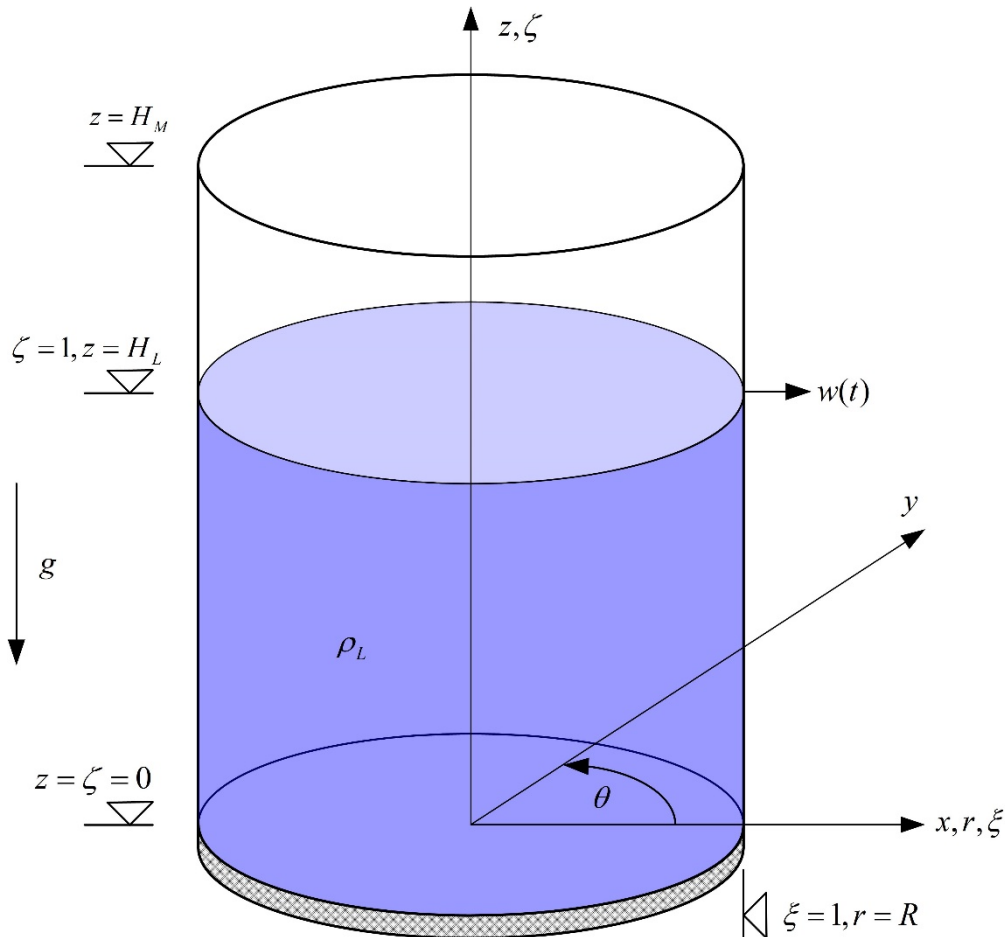


Abbildung 3-2: Koordinaten am zylindrischen, verankerten Tank

Aus dem Strömungspotential  $\Phi$  wird für den zylindrischen Flachbodentank über die zeitliche Ableitung des Geschwindigkeitspotentials der hydrodynamische Druck  $p(\xi, \zeta, \theta, t)$  hergeleitet [20, 21], wobei  $\rho_L$  die Dichte der gelagerten Flüssigkeit ist.

$$p(\xi, \zeta, \theta, t) = -\rho_L \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial t} \quad \text{Gl. 3-4}$$

Um die Druckverläufe an der Tankwand und dem Tankboden zu erhalten, müssen nun die entsprechenden Randbedingungen für die horizontale Erdbebenanregung formuliert werden.



Für die horizontale Erdbebenanregung ergeben sich folgende Randbedingungen (**RB**) um die Differentialgleichung (Gl. 3-4) zu lösen [5, 21]:

- **RB 1:** Die horizontale Geschwindigkeit in  $x$  – Richtung der Tankwand ( $\xi = 1$ ) entspricht der Anregung.
- **RB 2:** Die axiale Geschwindigkeit am Behälterboden ( $\zeta = 0$ ) ist 0 m/s, da die Anregung nur in horizontaler  $x$  - Richtung erfolgt.
- **RB 3a:** An der Flüssigkeitsoberfläche ( $\zeta = 1$ ) schwappt die Flüssigkeit entsprechend der linearisierten Bernoulli-Gleichung (für die Schwappschwingung).
- **RB 3b:** Die axiale Geschwindigkeit an der Flüssigkeitsoberfläche ( $\zeta = 1$ ) ist 0 m/s, da die Anregung nur in horizontaler  $x$ - Richtung erfolgt (für den impulsiven Anteil).

Auf die hydrodynamischen Drücke aus vertikaler Erdbebenanregung wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen. Es sei der Vollständigkeit halber erwähnt, dass sich diese Drücke ebenfalls aus dem Strömungspotential entwickeln lassen. Für weitere Informationen zur theoretischen Herleitung der dynamischen Druckanteile im Flachbodentank sei auf einschlägige Fachliteratur verwiesen [5, 20, 22].

### 3.1.1 Konvektiver Druckanteil

Der konvektive Druckanteil ergibt sich aus der Schwappbewegung der freien Flüssigkeitsoberfläche. Da die Eigenfrequenz der Schwappbewegung in der Regel deutlich niedriger ist, als die Eigenfrequenz der impulsiven Schwingung des Tanks, kann von einer Entkopplung der Schwingungen ausgegangen werden. Dies rechtfertigt die Annahme eines mathematisch starren Tankmantels [5].

Folgende Randbedingungen gelten für die Herleitung des konvektiven Druckanteils:

- Die Tankwand bewegt sich starr in horizontaler  $x$  - Richtung – **RB 1** mit  $w(\zeta) = \text{konstant}$
- Der Tank ist bodenfest verankert (keine Boden-Bauwerk-Interaktion) – **RB 2**
- Die Flüssigkeit schwappt an der Oberfläche – **RB 3a**

In Abbildung 3-3 sind die Schwingungsform der konvektiven Schwappschwingung und der entsprechend entstehende Verlauf der hydrodynamischen Drücke am Tankmantel und am Tankboden schematisch dargestellt.

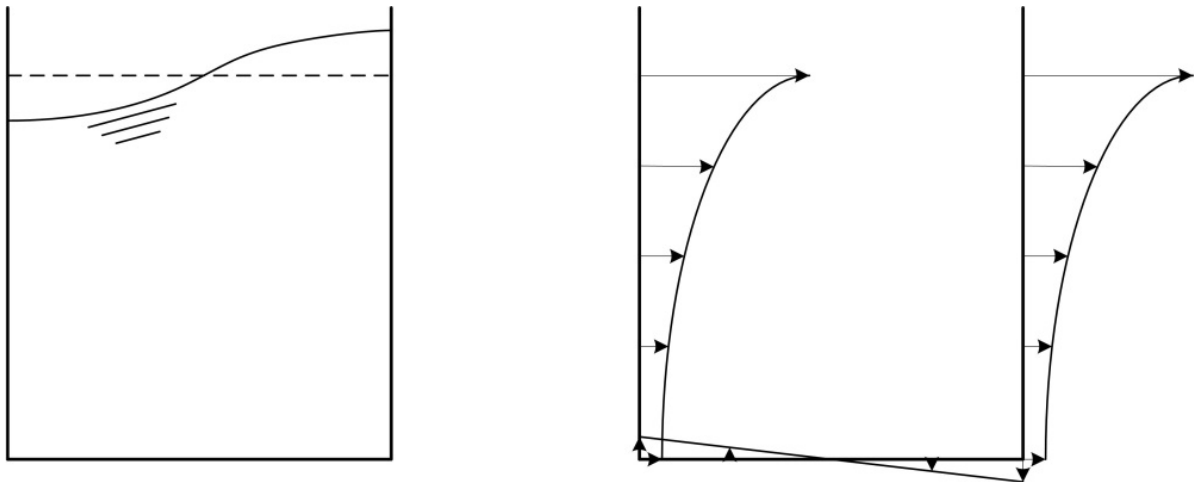
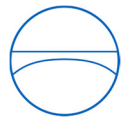


Abbildung 3-3: Schwingungsform und Druckverlauf – konvektive Schwappschwingung

Allgemein ergibt sich der konvektive Druckanteil  $p_k$  zu [5, 20]:

$$p_k(\xi, \zeta, \theta, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot R \cdot \rho_L}{(\lambda_n^2 - 1)} \cdot \left[ \frac{J_1(\lambda_n \cdot \xi)}{J_1(\lambda_n)} \right] \cdot \left[ \frac{\cosh(\lambda_n \cdot \gamma \cdot \zeta)}{\cosh(\lambda_n \cdot \gamma)} \right] \cdot [\cos(\theta)] \cdot [a_{kn}(t) \cdot \Gamma_{kn}] \quad \text{Gl. 3-5}$$

Wobei in der allgemeinen Formel  $n$  Schwapp-Schwingformen berücksichtigt werden, welche auf den Extremstellen  $\lambda_n$  der Besselfunktion erster Ordnung  $J_1$  basieren. Jeder der  $n$  Schwapp-Schwingformen wird ein Partizipationsfaktor  $\Gamma_{kn}$  zugewiesen.

Die anregende Beschleunigung  $a_{kn}(t)$  entspricht der Spektralbeschleunigung aus dem Antwortspektrum für die Eigenperiode der  $n$ -ten Schwingform.

Nach Meskouris [5, 23, 24] ist es in der Regel ausreichend nur die erste Eigenform zu berücksichtigen, wobei sich die Funktion für den konvektiven Druckanteil wie folgt vereinfacht:

$$p_k(\xi = 1, \zeta, \theta, t) = R \cdot \rho_L \cdot \left[ 0,837 \cdot \frac{\cosh(1,841 \cdot \gamma \cdot \zeta)}{\cosh(1,841 \cdot \gamma)} \right] \cdot [\cos(\theta)] \cdot [a_{k1}(t) \cdot \Gamma_{k1}] \quad \text{Gl. 3-6}$$

Der Partizipationsfaktor  $\Gamma_{k1}$  für die erste Schwapp-Eigenform ergibt sich nach Meskouris [5, 23] zu:

$$\Gamma_{k1} = \frac{2 \cdot \sinh(\lambda_1 \cdot \gamma) \cdot [\cosh(\lambda_1 \cdot \gamma) - 1]}{\sinh(\lambda_1 \cdot \gamma) \cdot \cosh(\lambda_1 \cdot \gamma) - \lambda_1 \cdot \gamma} \quad \text{Gl. 3-7}$$

Die Eigenperiode der  $n$ -ten Schwappschwingung  $T_{kn}$  kann wie folgt bestimmt werden:

$$T_{kn} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{g \cdot \lambda_n \cdot \tanh(\lambda_n \cdot \gamma)}{R}}} \quad \text{Gl. 3-8}$$



Im Allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass die Annahme einer starren Tankwand bei der Ermittlung der konvektiven Drücke zulässig ist. Fischer und Rammerstorfer [25] weisen jedoch darauf hin, dass diese Annahme bei sehr weichen Tankschalen zu nicht konservativen Ergebnissen führen kann. Da die im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Tanks aufgrund der hohen Sicherheitsbeiwerte und der hohen seismischen Einwirkungen eher dickere Tankmäntel mit entsprechend höheren Steifigkeiten aufweisen, wird im Weiteren davon ausgegangen, dass die Annahme einer starren Tankwand zulässig ist.

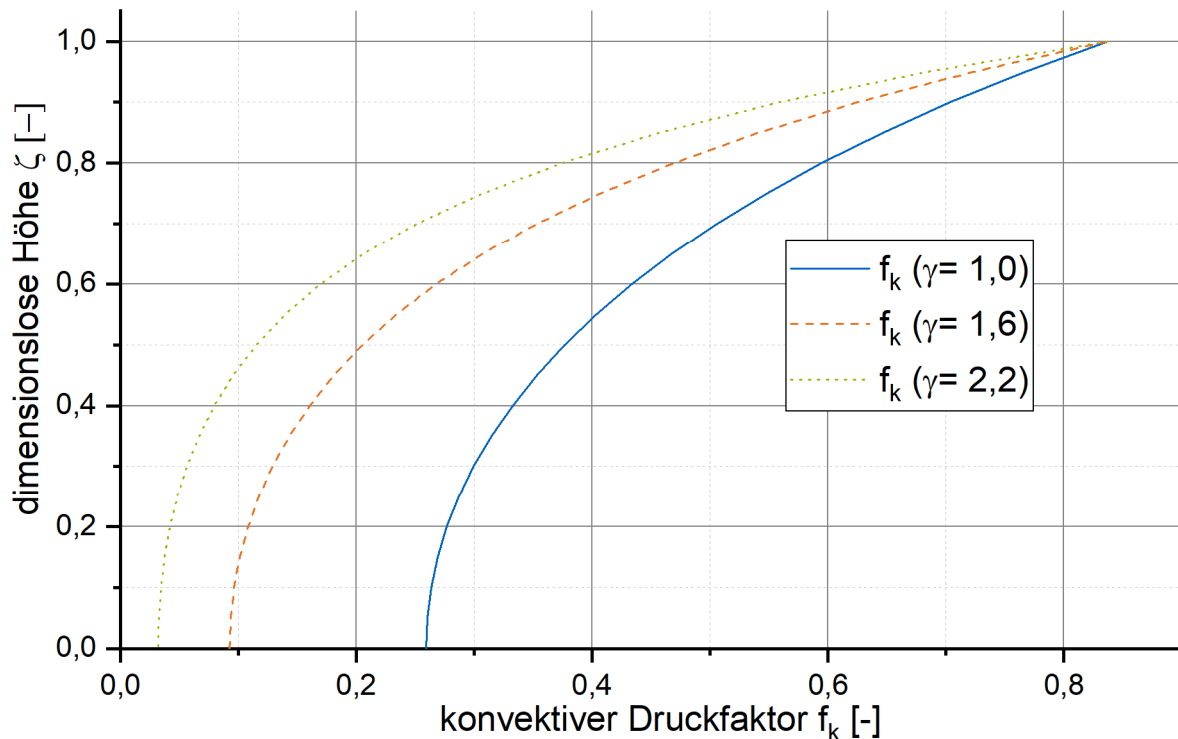


Abbildung 3-4: Normierter Faktor  $f_k$  für konvektiven Druckverlauf am Tankmantel über der Höhe [5]

In Abbildung 3-4 werden beispielhaft normierte Kurven für den Verlauf des konvektiven Druckes über der Höhe des Tanks dargestellt [5]. Die Drücke ergeben sich wie folgt:

$$p_k(\xi = 1, \zeta, \theta, t) = R \cdot \rho_L \cdot f_k(\zeta) \cdot \cos(\theta) \cdot a_k(t) \cdot \Gamma_k \quad \text{Gl. 3-9}$$

### 3.1.2 Impulsiv starrer Druckanteil

Der impulsiv starre Druckanteil resultiert aus der Starrkörperverschiebung des Tanks zusammen mit der Flüssigkeit. Der starre Tank bewegt sich hierbei mit dem Untergrund.

Folgende Randbedingungen gelten hierbei für die Herleitung des impulsiv starren Druckanteils:

- Die Tankwand bewegt sich starr in horizontaler Richtung – **RB 1** mit  $w(\zeta) = \text{konstant}$
- Der Tank ist bodenfest verankert (keine Boden-Bauwerk-Interaktion) – **RB 2**
- Die Flüssigkeit schwappst nicht an der Oberfläche – **RB 3b**



Da sich der Tank mit dem Untergrund bewegt ist die Eigenperiode  $T_{is,h}=0$  Sekunden und der modale Partizipationsfaktor  $\Gamma_{is,h}$  ist gleich Eins.

In Abbildung 3-5 sind die impulsiv starre Anregung und der entsprechend entstehende Verlauf der hydrodynamischen Drücke am Tankmantel und am Tankboden schematisch dargestellt.

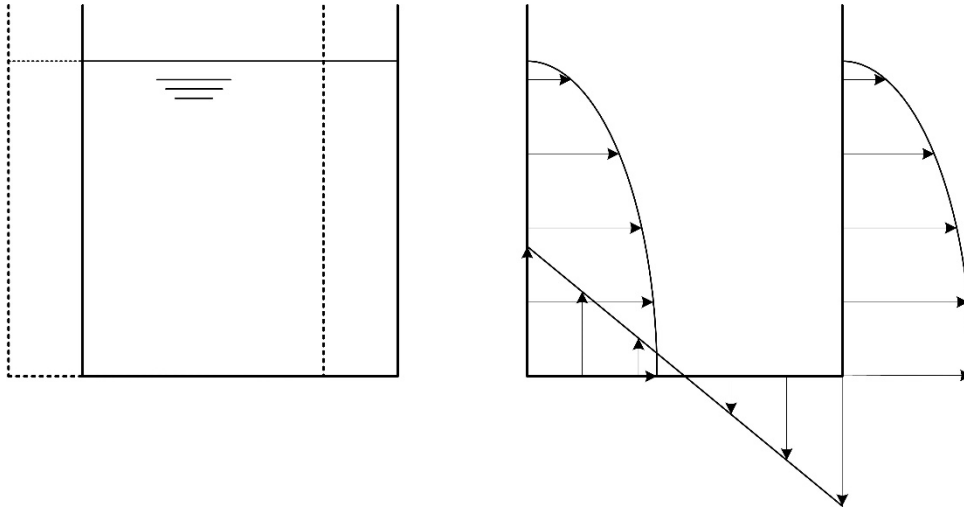


Abbildung 3-5: Anregung und Druckverlauf – Impulsiv starr

Allgemein ergibt sich der impulsiv starre Druckanteil auf die Tankwand  $p_{is,h}$  zu [5, 20, 21, 26]:

$$p_{is,h}(\xi, \zeta, \theta, t) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2 \cdot R \cdot \gamma \cdot \rho_L \cdot (-1)^n}{v_n^2} \cdot \left[ \frac{I_1(v_n/\gamma \cdot \xi)}{I_1'(v_n/\gamma)} \right] \cdot [\cos(v_n \cdot \zeta)] \cdot [\cos(\theta)] \cdot [a_{is,h}(t) \cdot \Gamma_{is,h}] \quad \text{Gl. 3-10}$$

$I_1$  ist die modifizierte Besselfunktion erster Ordnung mit einer rein imaginären Variablen,  $I_1'$  ist deren erste Ableitung [5]. Der anzusetzende Beschleunigungsverlauf entspricht der Freifeldbeschleunigung.

Der Hilfswert  $v_n$  berechnet sich auf Basis des Summationsindex  $n$  mit dem Ausdruck:

$$v_n = \frac{2n+1}{2} \cdot \pi \quad \text{Gl. 3-11}$$

In Abbildung 3-6 werden beispielhaft normierte Kurven auf Basis tabellierter Vorfaktoren  $f_{is,h}$  für den impulsiv starren Druckanteil dargestellt [5]. Die impulsiv starren Drücke  $p_{is,h}$  ergeben sich wie folgt:

$$p_{is,h}(\xi = 1, \zeta, \theta, t) = R \cdot \rho_L \cdot f_{is,h}(\zeta) \cdot \cos(\theta) \cdot a_{is}(t) \quad \text{Gl. 3-12}$$

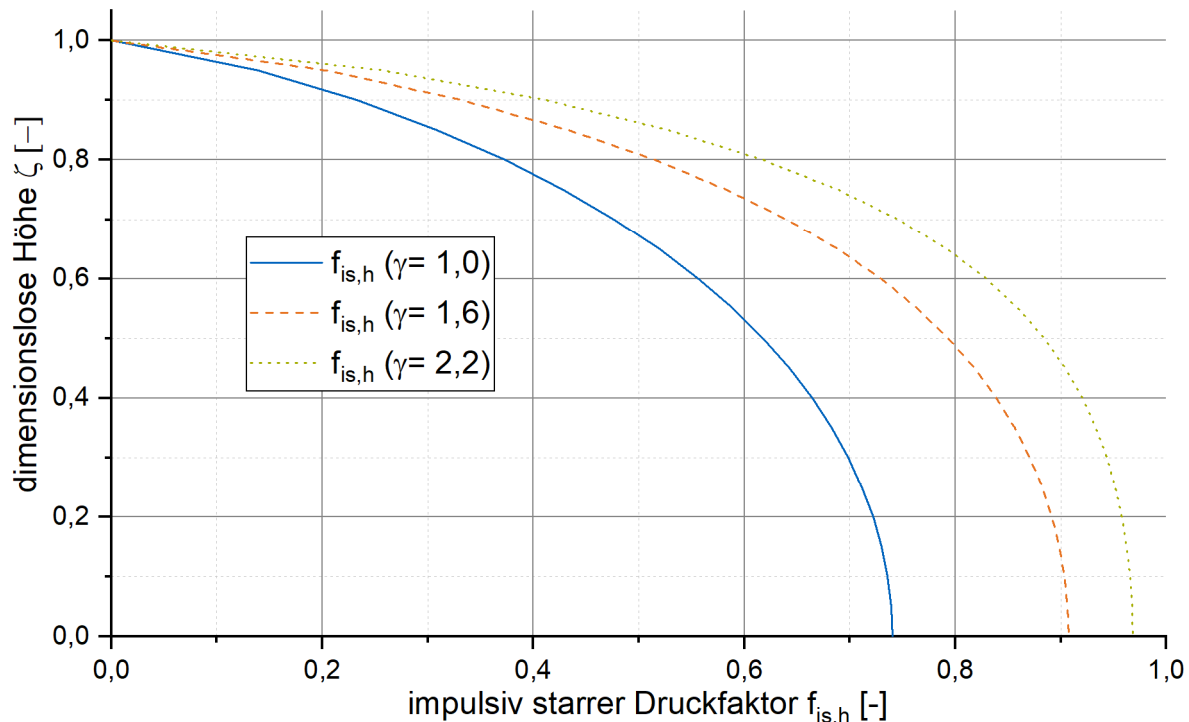


Abbildung 3-6: Normierter Faktor  $f_{is,h}$  für impulsiv starren Druckverlauf am Tankmantel über  $\zeta$  [5]

### 3.1.3 Impulsiv flexibler Druckanteil

Der impulsiv flexible Druckanteil entsteht durch die Interaktion zwischen Flüssigkeit und Tankwand. Die gemeinsame Biegeschwingung resultiert in einer zusätzlichen Druckbelastung auf die Tankwand und den Tankboden.

Folgende Randbedingungen gelten für die Herleitung des impulsiv flexiblen Druckanteils.

- Die Tankwand verformt sich in horizontaler Richtung – **RB 1** mit  $w(\zeta) \neq \text{konstant}$
- Der Tank ist bodenfest verankert (keine Boden-Bauwerk-Interaktion) – **RB 2**
- Die Flüssigkeit schwappt nicht an der Oberfläche – **RB 3b**

Um die Differentialgleichung mit den vorgegebenen Randbedingungen lösen zu können, muss die aus der Interaktion zwischen Flüssigkeit und Tankwand entstehende Biegelinie durch einen iterativen Prozess ermittelt werden, oder aber bekannt sein.

In Abbildung 3-7 sind die Schwingungsform der impulsiv flexiblen Schwingung und der entsprechend entstehende Verlauf der hydrodynamischen Drücke am Tankmantel und am Tankboden schematisch dargestellt.

Für die betrachteten Schlankheitsverhältnisse ( $1 < \gamma < 2,2$ ) empfiehlt Meskouris [5] als Ansatzfunktion für die Biegelinie eine parametrisierte Sinus-Funktion. Nahler et al. [27] empfehlen für Schlankheitsverhältnisse ( $0,75 < \gamma < 1,5$ ) eine lineare Biegelinie.

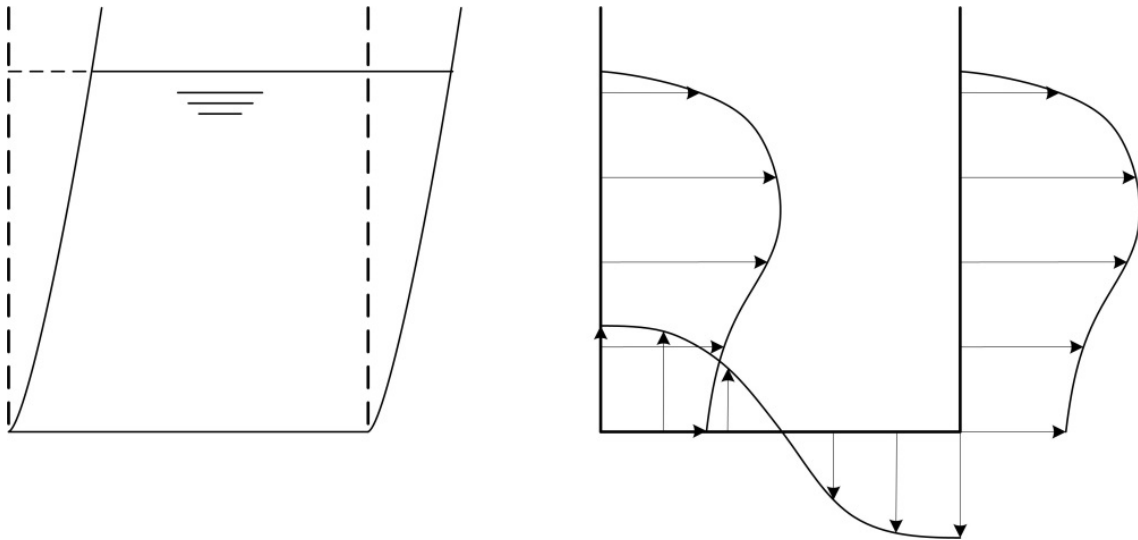
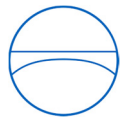


Abbildung 3-7: Schwingungsform und Druckverlauf – Impulsiv flexibel

In der Literatur werden mehrere Verfahren vorgeschlagen, wie die Biegelinie der Tankwand berechnet werden kann. EN 1998-4 [26] schlägt ein Added-Mass-Verfahren vor, nach dem die Biegelinie mit schrittweiser Integration in einem FE-Programm entwickelt werden kann.

In erster Näherung kann die Biegelinie der Tankwand auf Basis der Differentialgleichung der Rotationsschale nach Flügge [28] entwickelt werden. Die Verformung der Tankwand unter einer unsymmetrischen Druckfunktion kann nach Flügge direkt gelöst werden. Auf die weitere Nachintegration wird hierbei verzichtet.

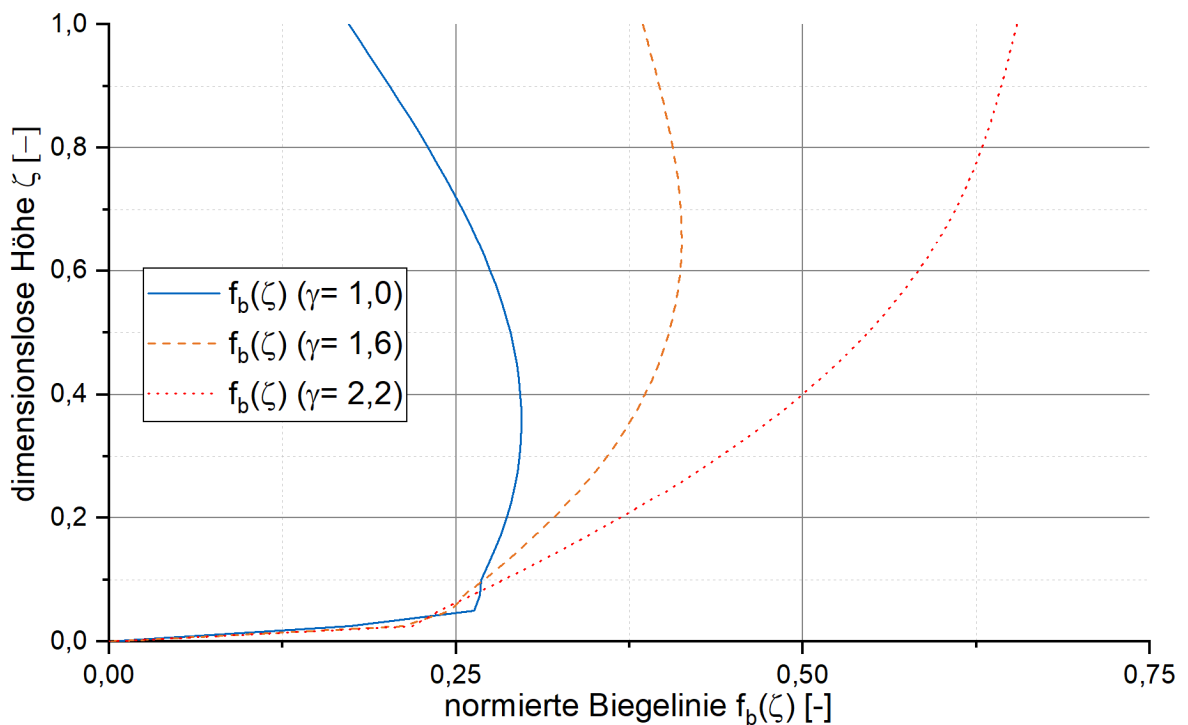


Abbildung 3-8: Biegelinien von Flachbodentanks unter impulsiv starren Druck



In Abbildung 3-8 sind die normierten Biegelinien  $f_b$  von Tanks gleichen Volumens und gleicher Wandstärke unter impulsiv starrer Druckfunktion (vgl. Kapitel 3.1.2) beispielhaft dargestellt. Im unteren Bereich des Tankmantels ist der Biegeanteil der Verformung gut erkennbar, im oberen Bereich des Tankmantels ist der Membrananteil der Verformung maßgebend.

Allgemein ergibt sich der impulsiv flexible Druckanteil auf die Tankwand  $p_{if,h}$  zu [5, 21]:

$$p_{if,h}(\xi = 1, \zeta, \theta, t) = R \cdot \rho_L \cdot [\cos(\theta)] \cdot [a_{if,h}(t) \cdot \Gamma_{if,h}] \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \left[ 2 \cdot \frac{I_1(v_n/\gamma)}{(v_n/\gamma) \cdot I_1'(v_n/\gamma)} \cdot \cos(v_n \cdot \zeta) \cdot \int_0^1 f_b(\zeta) \cdot \cos(v_n \cdot \zeta) d\zeta \right] \quad \text{Gl. 3-13}$$

Hierbei ist  $f_b(\zeta)$  die unbekannte Biegefunktion des Tankmantels. Der modale Partizipationsfaktor für den impulsiv flexiblen Druckanteil  $\Gamma_{if,h}$  ist abhängig von der Funktion der Biegelinie  $f_b(\zeta)$  des Tankmantels. Allgemein errechnet sich der modale Partizipationsfaktor  $\Gamma_{if,h}$  aus [5]:

$$\Gamma_{if,h} = \frac{\int_0^1 \frac{p_{if,h}(\zeta)}{s(\zeta)} d\zeta}{\int_0^1 \frac{f_b(\zeta)}{s(\zeta)} \cdot p_{if,h}(\zeta) d\zeta} \quad \text{Gl. 3-14}$$

Ein Vorschlag für die Abschätzung des modalen Partizipationsfaktors für den impulsiv flexiblen Druckanteil  $\Gamma_{if,h}$  findet sich bei Meskouris [5] und Nahler et al. [27].

Die erste Eigenperiode  $T_{if,h,1}$  des impulsiv flexiblen Druckanteils lässt sich nach Meskouris [5, 26] wie folgt abschätzen:

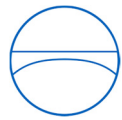
$$T_{if,h,1} = 2 \cdot R \cdot f_{kor}(\gamma) \cdot \sqrt{\frac{H_L \cdot \rho_L}{E_S \cdot s(\zeta = 1/3)}} \quad \text{Gl. 3-15}$$

Wobei  $E_S$  der E-Modul des Werkstoffes ist, aus dem der Tankmantel gefertigt wurde und  $s(\zeta=1/3)$  die Wandstärke des Tankmantels auf 1/3 der Mantelhöhe von Tankboden aus gemessen ist.

Der statistisch ermittelte Korrekturfaktor  $f_{kor}(\gamma)$  kann wie folgt angenähert werden [5]:

$$f_{kor}(\gamma) = 0,157 \cdot \gamma^2 + \gamma + 1,49 \quad \text{Gl. 3-16}$$





Zu beachten ist hierbei, dass es sich bei der Eigenperiode  $T_{if,h}$  (wie auch bei den impulsiv flexiblen Drücken) immer nur um einen Schätzwert handelt, da die genaue Biegelinie der Tankwand nicht bekannt ist. Der Einfluss von variablen Wandstärken im Tankmantel kann hier nicht genau erfasst werden, die Eigenschwingzeit wird auf Basis der Wandstärke auf 1/3 der Mantelhöhe berechnet. Um die Varianz der in der Literatur bereitgestellten Werte für die impulsiv flexiblen Schwingungen an einem Beispiel zu verdeutlichen, werden in Abbildung 3-9 die vorhergesagten impulsiv flexiblen Eigenschwingzeiten  $T_{if,h}$  aus verschiedenen Quellen dargestellt. Die vorhergesagten Eigenschwingzeiten  $T_{if,h}$  ergeben sich auf Basis des dimensionslosen Faktors  $f_{Ti,h}$ ,  $V$  repräsentiert das Volumen des Tanks:

$$T_{if,h} = f_{Ti,h}(\gamma) \cdot \sqrt{\frac{V \cdot \rho_L}{E_S \cdot s(\zeta = 1/3)}} \quad \text{Gl. 3-17}$$

In Abbildung 3-9 werden tabellierte Werte aus dem Europäischen Regelwerk EN 1998-4 [26] (EC-8) und dem Amerikanischen Regelwerk API 650 [29] (API) mit über Korrekturfaktoren ermittelten Werten von Meskouris [5] (B&E) und von Nahler, Fischer, Rammerstorfer [27] (Nahler et al.) verglichen.

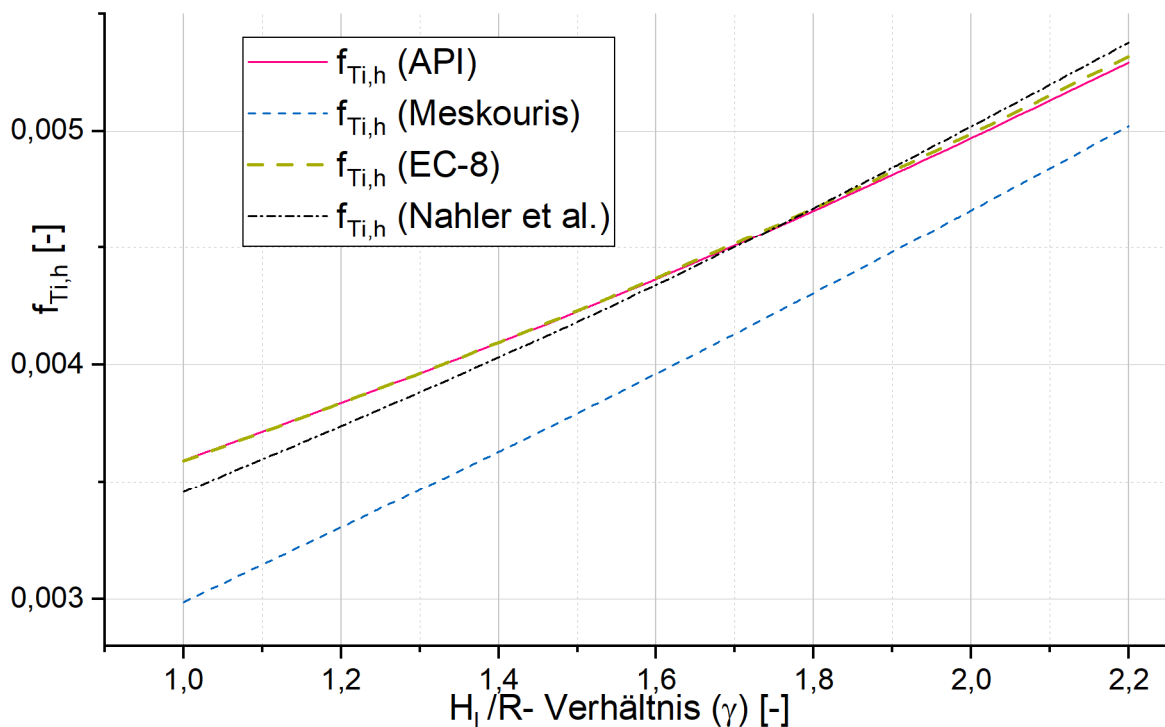


Abbildung 3-9: Varianz der vorhergesagten impulsiven Eigenschwingzeit

Nach Meskouris et al. [23] lassen sich die Unsicherheiten bei der Formulierung der impulsiv flexiblen Drücke jedoch weitestgehend ignorieren, weil ihr Einfluss auf die Druckfunktion klein ist. Meskouris [5, 23] schlägt Druckfunktionen für unterschiedliche Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  vor, welche mit vergleichsweise kleiner Unsicherheit und ohne großen Rechenaufwand verwendet werden können.

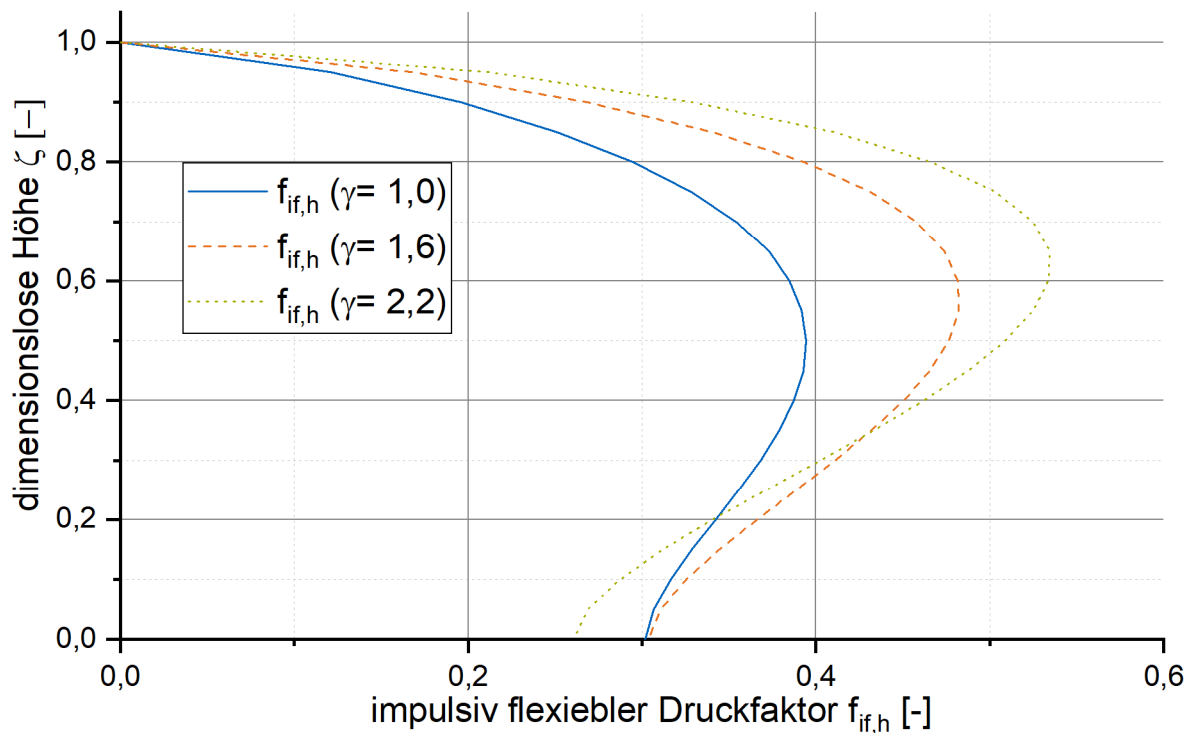


Abbildung 3-10: Normierter Faktor  $f_{if,h}$  für impulsiv flexiblen Druckverlauf am Tankmantel über der Höhe [5]

In Abbildung 3-10 werden normierte Kurven für den Verlauf des impulsiv flexiblen Druckes über der Höhe des Tankmantels dargestellt [5]. Die Drücke ergeben sich wie folgt auf Basis der normierten Faktoren  $f_{if,h}(\zeta)$ :

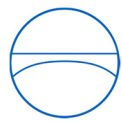
$$p_{if,h}(\xi = 1, \zeta, \theta, t) = R \cdot \rho_L \cdot f_{if,h}(\zeta) \cdot \cos(\theta) \cdot a_{if,h}(t) \cdot \Gamma_{if,h} \quad \text{Gl. 3-18}$$

Der anzusetzende Beschleunigungsverlauf  $a_{if,h}(t)$  entspricht dem relativen Beschleunigungsverlauf des Fluid-Tank-Systems bezogen auf den Boden, da die Starrkörperbeschleunigung bereits im impulsiv starren Druckanteils enthalten ist. Der entstehende Fehler bei Verwendung der absoluten Spektralbeschleunigung aus dem Antwortspektrum ist jedoch gering, da sich das absolute Spektrum und das relative Spektrum im Bereich der üblicherweise angeregten Eigenperioden  $T_{if,h}$  kaum unterscheiden [5].

### 3.2 Ersatzmodelle für verankerte Flachbodentanks

Im Folgenden werden in der Literatur vorgeschlagene dynamische Ersatzmodelle beschrieben. Hierbei wird das Augenmerk auf diskrete Ersatzmodelle gelegt, um praktikable Berechnungsmethoden zur Verfügung zu stellen.

Bereits 1955 publizierte Housner [30, 31] ein Verfahren, um den Horizontalschub und das Umsturzmoment an einem starren verankerten Flachbodentank unter horizontaler Erdbebenanregung berechnen zu können. Das Verfahren von Housner hat seinen Weg in viele international Codes und Standards gefunden [26, 32, 33].



### 3.2.1 Ermittlung diskreter Massen und Hebelarme

Housner beschreibt in seinen Arbeiten zuerst nur den impulsiv starren Druck, welcher durch den Staudruck der Flüssigkeit gegen die Tankwand hervorgerufen wird und den konvektiven Druck, welcher durch das Schwappen der Flüssigkeit im Tank entsteht [30, 31]. Es wird hierbei ein vereinfachtes dynamisches Modell für einen Tank vorgestellt, wobei der impulsive Druckanteil und der konvektive Druckanteil als diskrete Massen abgebildet werden.

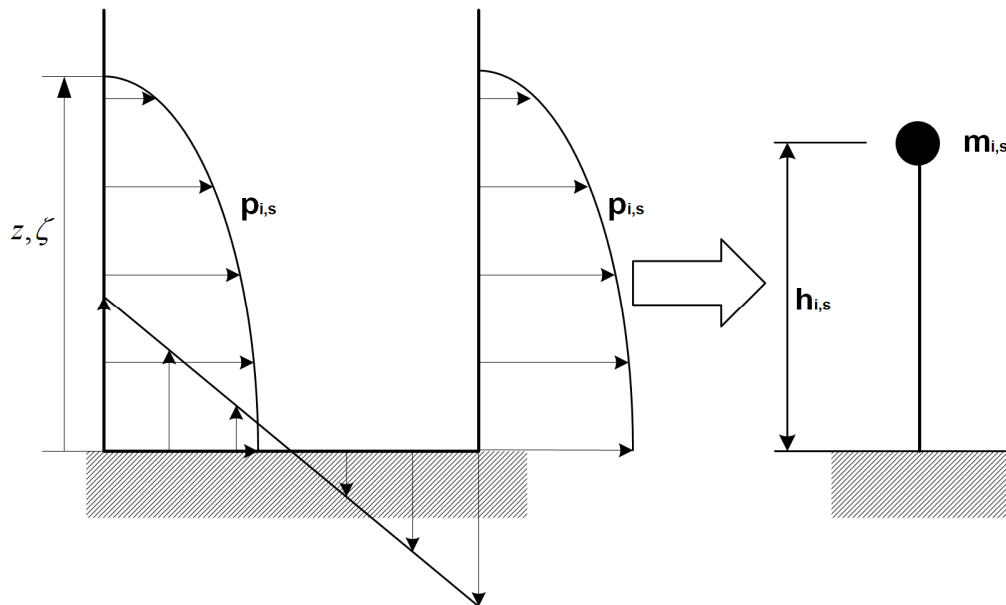


Abbildung 3-11: Ersatzmodell impulsiv starrer Druck

Hierbei werden allgemein die entstehenden Reaktionskräfte der Druckverteilung  $p_n$  auf den Tankmantel und den Tankboden aufsummiert, und die entstehenden resultierenden Kräfte  $F_n$  und Umsturmmente  $U_n$  ermittelt. In Abbildung 3-11 und Abbildung 3-12 sind die hydrodynamischen Drücke und die entsprechenden diskreten Ersatzmodelle für den impulsiv starren Druckanteil und den konvektiven Druckanteil dargestellt.

Die Summation der Druckkräfte in horizontaler Richtung erfolgt allgemein über die Integration der jeweiligen Druckfunktion entlang des Tankmantels:

$$F_n = 2 \cdot \int_{\theta=-\pi/2}^{\theta=\pi/2} \int_{z=0}^{z=H_L} p_n(\xi=1, z, \theta, t) \cdot dz \cdot d\theta \quad \text{Gl. 3-19}$$

Die Berechnung der jeweiligen diskreten Masse erfolgt nach dem zweiten Newtonschen Gesetz:

$$m_n = \frac{F_n}{a_n} \quad \text{Gl. 3-20}$$

Wobei die allgemeine Beschleunigung  $a_n$  jeweils aus einem Antwortspektrum bei der entsprechenden allgemeinen Eigenschwingzeit  $T_n$  zu entnehmen ist.



Die Berechnung des allgemeinen diskreten Hebelarmes  $h_n$  erfolgt über das Gesamtumsturzmoment  $U_n$ , welches sich aus der jeweiligen unsymmetrischen Druckverteilung  $p_n$  ergibt. Hierbei wird der Schwerpunkt der Druckfunktion  $z_n$  an der Tankwand und am Tankboden ermittelt, und mit Hilfe der vorher ermittelten Kräfte  $F_n$  das Gesamtumsturzmoment  $U_n$  errechnet. Das Gesamtumsturzmoment  $U_n$  setzt sich immer aus dem Umsturzmoment aus Manteldruck  $U_{n,M}$  und dem Umsturzmoment aus Bodendruck  $U_{n,B}$  zusammen. Diese Unterscheidung hat für das diskrete Modell keine Auswirkung, ist jedoch wichtig um die Reaktionskräfte am Tankmantel zu bestimmen.

Die Länge des allgemeinen Hebelarmes  $h_n$  ergibt sich somit zu:

$$h_n = \frac{U_n}{F_n} \quad \text{Gl. 3-21}$$

Für schwingfähige Druckanteile (wie dem konvektiven oder dem impulsiv flexiblen Druck) beschreibt Housner bereits ein Feder-Masse-Modell auf Basis der Eigenschwingzeit  $T_n$ . Die Federkonstante der diskreten Feder  $k_n$  ergibt sich allgemein aus der Eigenkreisfrequenz  $\omega_{0,n}$  und der schwingenden Masse  $m_n$  zu:

$$k_n = m_n \cdot \omega_{0,n}^2 \quad \text{Gl. 3-22}$$

Mit:

$$\omega_{0,n} = \frac{2 \cdot \pi}{T_n} \quad \text{Gl. 3-23}$$

### 3.2.2 Diskrete Parameter des konvektiven Druckanteils

Für die Ermittlung der konvektiven Federsteifigkeit  $k_k$  sind entsprechend die konvektive Masse  $m_k$  und die konvektive Eigenschwingzeit  $T_k$  in Gl. 3-22 und Gl. 3-23 einzusetzen.

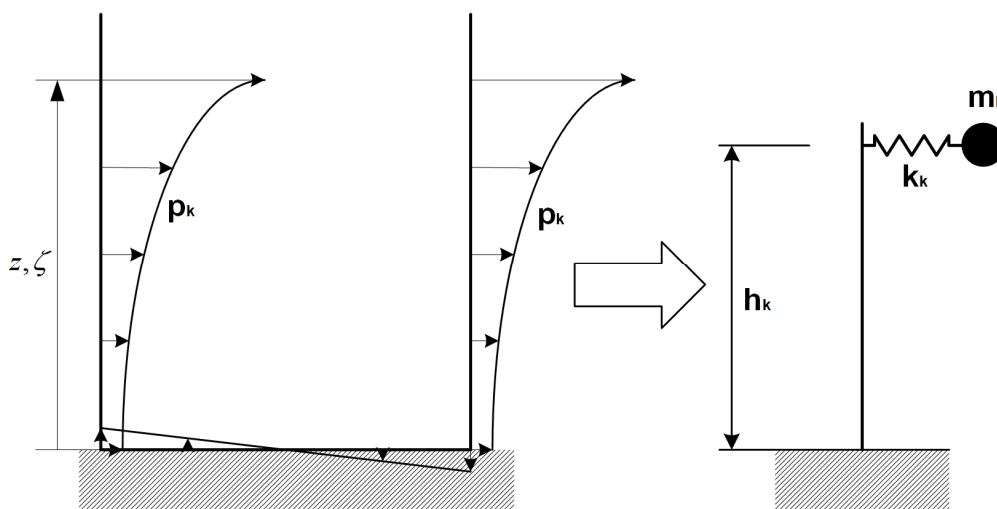


Abbildung 3-12: Ersatzmodell konvektiver Druck



Die Ermittlung der konvektiven Masse  $m_k$ , der konvektiven Eigenschwingzeit  $T_k$  und der konvektiven Höhe  $h_k$  erfolgt in der Praxis häufig auf Basis tabellierter Werte oder mit der Hilfe von Näherungsfunktionen. Die internationalen Codes und Standards sowie Fachbücher liefern hierbei allesamt sehr ähnliche Werte (vgl. Abbildung 3-13 und Abbildung 3-14).

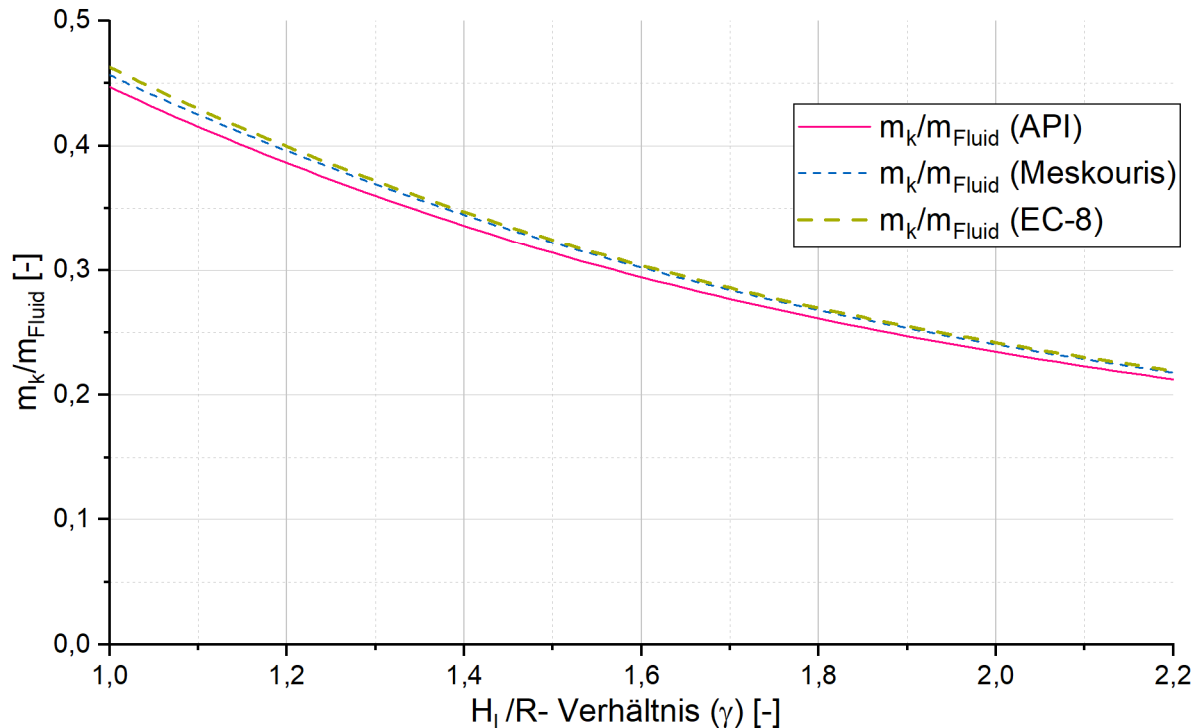


Abbildung 3-13: Verhältnis der diskreten konvektiven Masse zur Gesamtmasse der Flüssigkeit über dem Schlankheitsverhältnis des Tanks – Vergleich unterschiedlicher Publikationen

In Abbildung 3-13 sind beispielhaft einige in der Literatur beschriebene Verhältnisse der diskreten konvektiven Ersatzmasse  $m_k$  zur Gesamtmasse der Flüssigkeit im Tank  $m_{Fluid}$  für die betrachteten Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  dargestellt. Hierbei werden die Werte aus den beiden Tankbauregelwerken API 650 [29] (API) und EN 1998-4 [26] (EC-8) dargestellt, sowie die von Meskouris [5] angegebenen Werte. Meskouris und EN 1998-4 arbeiten hierbei mit tabellierten Werten, während API 650 eine Formel (Gl. 6-17) angibt, nach welcher sich die Werte ermitteln lassen.

Die analog in Abbildung 3-14 dargestellten Faktoren  $f_{T_k}$  zur Ermittlung der konvektiven Eigenschwingzeit  $T_k$  sind ebenfalls auf Basis der Tankbauregelwerke [26, 29] ermittelt worden, zusätzlich ist auch hier die nach Meskouris [5] ermittelte Eigenschwingzeit  $T_{k1}$  der ersten (maßgeblichen) Schwappschwingung abgebildet (vgl. Gl. 3-8). API 650 (API) nutzt hierbei, wie auch für die konvektive Masse, eine Formel zur Abschätzung der Eigenschwingzeit (Gl. 6-21), EN 1998-4 (EC-8) greift wieder auf tabellierte Werte zurück. Die konvektive Eigenschwingzeit  $T_k$  lässt sich auf Basis der dargestellten Faktoren  $f_{T_k}$  und dem Radius des Tankmantels  $R$  mit Hilfe der folgenden Gleichung ermitteln:

$$T_k = f_{T_k} \cdot \sqrt{R}$$

Gl. 3-24

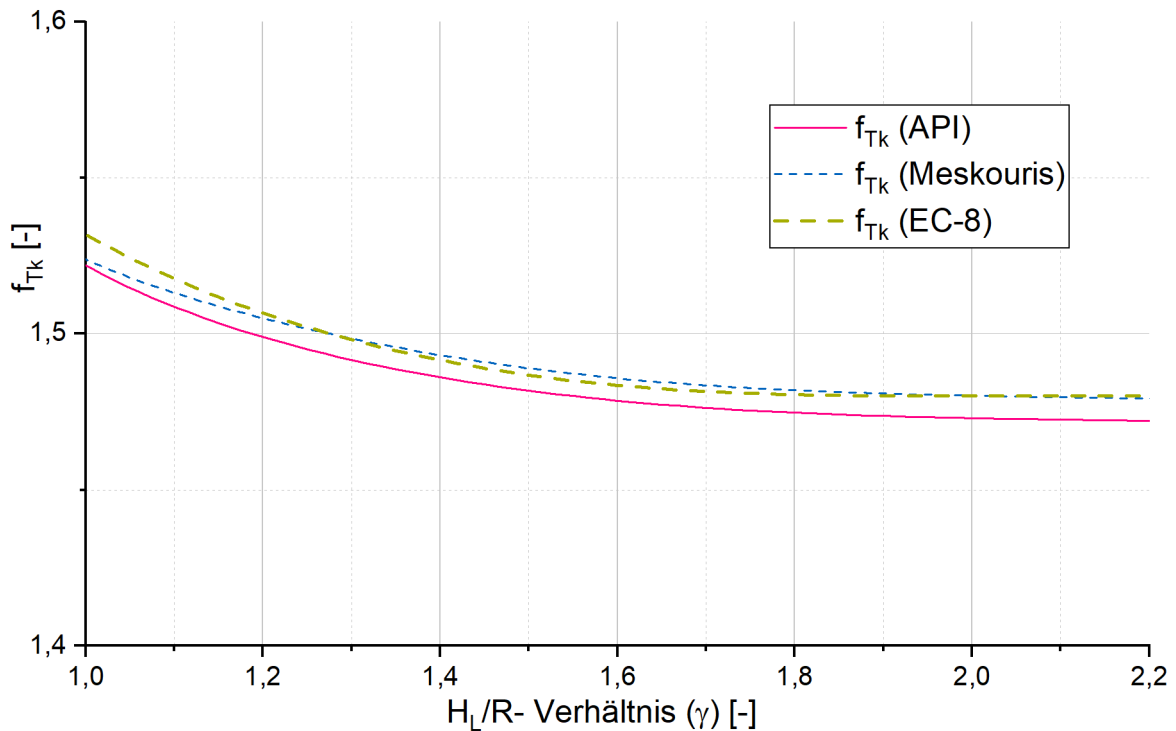


Abbildung 3-14: Dimensionslose Faktoren  $f_{Tk}$  zur Ermittlung der konvektiven Eigenschwingzeit – Vergleich unterschiedlicher Publikationen

### 3.2.3 Ersatzmodell nach Housner

Aus den beschriebenen diskreten Elementen lässt sich nun ein Ersatzmodell für den Wärm tank entwickeln. In Abbildung 3-15 ist das von Housner [30] vorgeschlagene Ersatzmodell dargestellt.

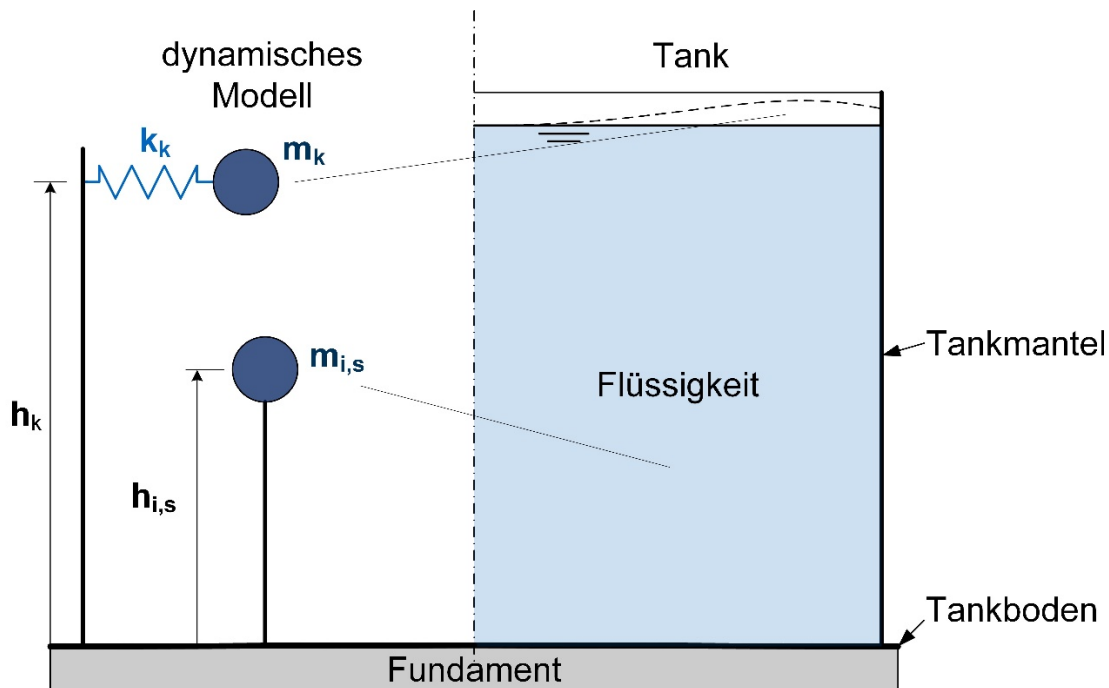
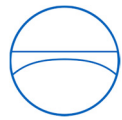


Abbildung 3-15: Housner-Modell für ebenerdigem Flachbodentank



Das von Housner [30, 31] entwickelte Verfahren wird inzwischen als veraltet angesehen, da es die Interaktion zwischen Flüssigkeit und Lagerbehälter nicht berücksichtigt. Besonders für schlanke Behälter ergibt sich nach der Housner-Methode eine Unterschätzung des seismisch induzierten Fundamentschubs sowie der Umsturzmomente [5].

### 3.2.4 Verbesserte Ersatzmodelle für Flachbodentanks

Aufbauend auf dem Verfahren von Housner wurden in den letzten Jahrzehnten verbesserte Modelle entwickelt, welche auch die impulsiv flexible Schwingung des Tanks berücksichtigen. In Abbildung 3-16 wird das impulsiv flexible Ersatzmodell dargestellt. Die Ermittlung der diskreten Ersatzmasse  $m_{i,f}$ , des diskreten Hebelarmes  $h_{i,f}$ , sowie der diskreten Steifigkeit  $k_i$  erfolgt grundsätzlich analog zu dem in Kapitel 3.2.1 beschriebenen Vorgehen, jedoch ist die impulsiv flexible Druckfunktion aufgrund der unbekanntenen Biegefunktion des Tankmantels, wie in Kapitel 3.1.3 beschrieben, nicht geschlossen lösbar.

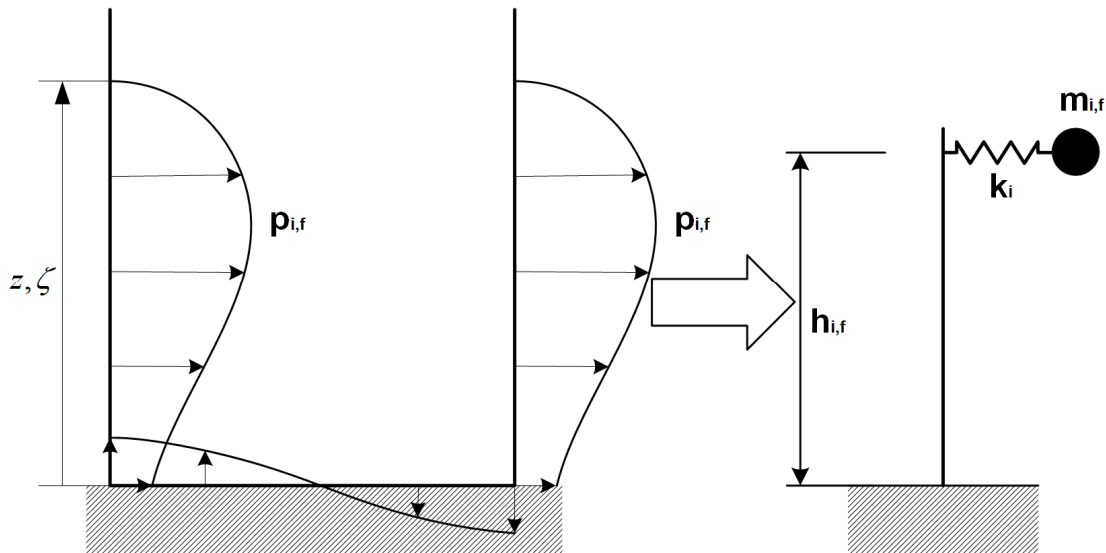


Abbildung 3-16: Ersatzmodell impulsiv flexibler Druck

In der Praxis werden, wie auch für die konvektiven Parameter, meist tabellierte Werte verwendet um die impulsiv flexible Masse  $m_{i,f}$ , den impulsiv flexiblen Hebelarm  $h_{i,f}$  und die impulsiv flexible Eigenschwingzeit  $T_{if,h}$  zu ermitteln. In Abbildung 6-10 und Abbildung 6-11 sind beispielhaft die vorgeschlagenen diskreten Parameter  $m_{i,f}$  und  $h_{i,f}$  aus unterschiedlichen Publikationen dargestellt.

Die in der Literatur vorgeschlagenen, verbesserten Verfahren zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens von ebenerdigen Flachbodentanks teilen sich grundsätzlich in zwei unterschiedliche Modelle auf.

Die Arbeiten von Meskouris [5], Saal [24], Nadler, Rammerstorfer und Fischer [27], Gering [34], Haroun [35] und Preystley [36] schlagen ein verbessertes dynamisches Tankmodell mit einer impulsiv starren Masse, einer konvektiven Masse, und einer impulsiv flexiblen Masse vor. Dieses Tankmodell wird in Abbildung 3-17 gezeigt.

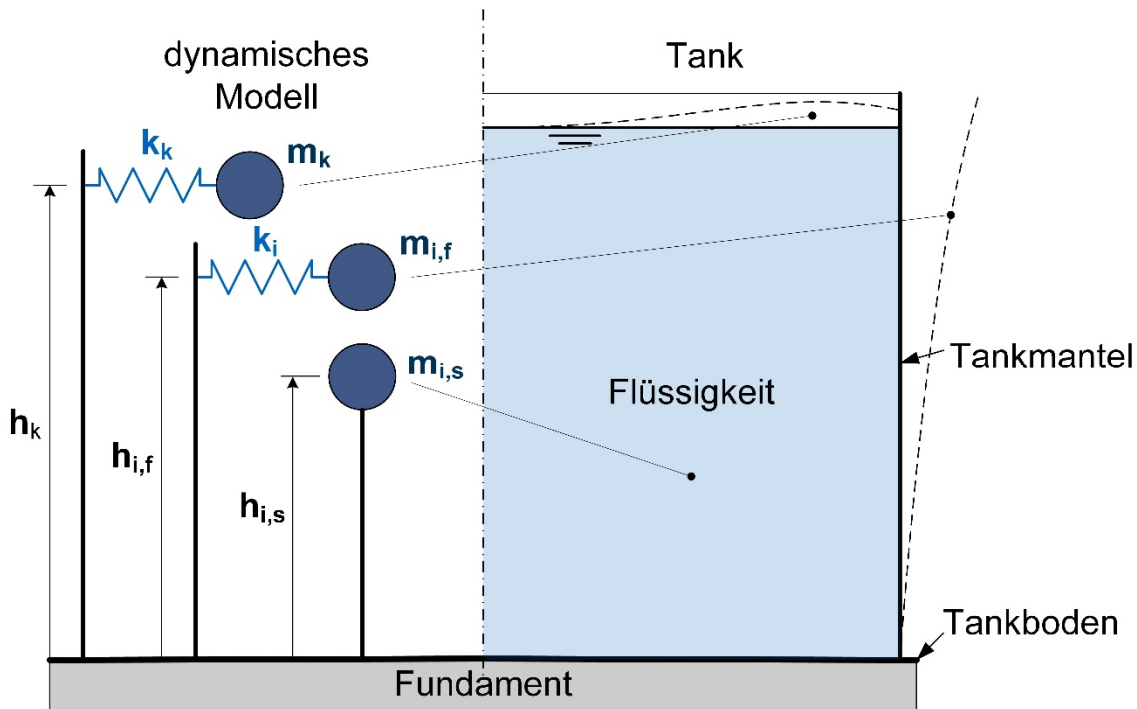


Abbildung 3-17: Dynamisches Modell – impulsiv starr und impulsiv flexibel

Die Arbeiten von Habenberger [20], Malhotra et al [37], Velestos [38] und Mykoniou [39], sowie die internationalen Standards für den Bau von Flachbodentanks [26, 29, 32], schlagen ein verbessertes Modell mit einer konvektiven Masse und einer impulsiv flexiblen Masse vor. Auf die zusätzliche Modellierung einer impulsiv starren Masse, welche starr mit der Fundamentplatte verbunden ist, wird hier verzichtet. Das entsprechende Tankmodell ist in Abbildung 3-18 dargestellt.

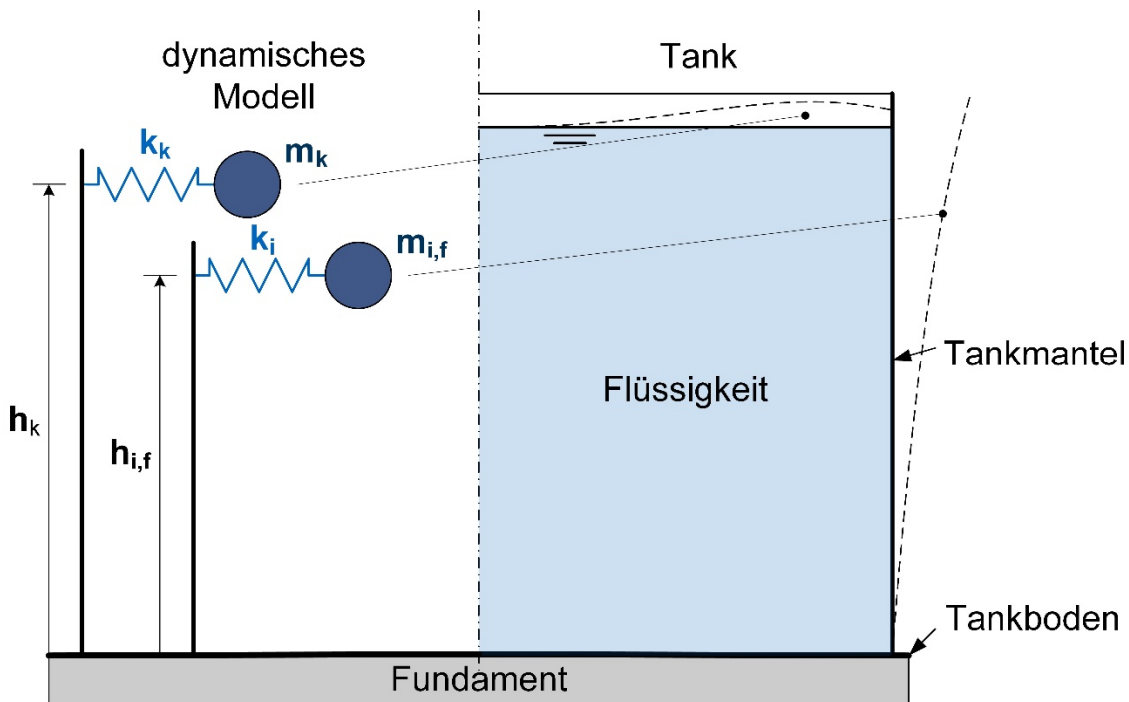
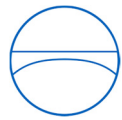


Abbildung 3-18: Dynamisches Modell – impulsiv flexibel





### 3.3 Boden-Bauwerk-Interaktion – Grundlagen

Im Folgenden wird auf die Grundlagen der vereinfachten Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion mit Hilfe von diskreten Feder- und Dämpferelementen eingegangen. Im Rahmen dieser Arbeit wird nur auf die vereinfachten diskreten Modelle eingegangen. Für weitergehende Informationen zu komplexeren Bodenmodellen sei auf einschlägige Fachliteratur verwiesen [2, 4, 40].

Das dynamische Verhalten von Böden ist, sobald man den Bereich der sehr kleinen Verformungen verlässt, nur durch nichtlineare elastoplastische Materialmodelle erklärbar. Die wesentlichen Einflussgrößen für die Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk sind [2]:

- Bodeneigenschaften
- Gründungseigenschaften (Einbettung, Steifigkeit, Dämpfung)
- Spektraler Inhalt und örtliche Verteilung der Anregung
- Bauwerk (Masse, Steifigkeit, Systemantwort)

Da die Energie eines Erdbebens in Form von Wellen durch das Erdreich transportiert wird, haben die physikalischen Eigenschaften des Bodens einen wesentlichen Einfluss auf die Weitergabe der Energie vom Baugrund an das Fundament.

Flachbodentanks benötigen aufgrund der vergleichsweise hohen Masse, welche diese Bauwerke aufgrund der Dichte ihres Lagermediums haben, leistungsfähige Fundamente, um die Lasten sicher in den Boden abtragen zu können. Bei wenig tragfähigen Böden muss häufig auf Pfahlgründungen zurückgegriffen werden.

Im Folgenden wird auf die Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion für das dynamische Ersatzsystem eingegangen. Die nachfolgend aufgeführten Bodenparameter und Formeln dienen zur ingenieurmäßigen Abschätzung der Fundamentsteifigkeiten für Tankfundamente.

#### 3.3.1 Bodenparameter

Die für die Wellenausbreitung maßgebenden Bodenparameter sind der dynamische Schubmodul, die Dichte des Bodens, sowie die Poissonzahl des Bodens [2, 41, 42]. Im Folgenden werden die entsprechenden Parameter kurz erklärt, sowie Durchschnittswerte für die Parameter vorgeschlagen.

##### 3.3.1.1 Dynamischer Schubmodul des Bodens

Der dynamische Schubmodul  $G_{d0}$  ist abhängig von der Bodenart und der im Boden vorherrschenden Schubverzerrung. Der dynamische Schubmodul  $G_{d0}$  ist normalerweise größer als der statische Schubmodul  $G_s$  und kann durch empirische Formeln ermittelt werden. Als Faustformel für den dynamischen Schubmodul kann der folgende Zusammenhang verwendet werden, wobei  $\rho_b$  die Dichte des Bodens ist, und  $v_s$  die Scherwellengeschwindigkeit:

$$G_{d0} = \rho_b \cdot v_s^2 \quad \text{Gl. 3-25}$$



Typische mittlere Werte für den maximalen dynamischen Schubmodul  $G_{d0}$  des Bodens sind [41]:

Tabelle 3-1: Typische mittlere Werte – Dynamischer Schubmodul von Böden

Bodenart	Dynamischer Schubmodul $G_{d0}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Fels: - brüchig, geschichtet - massiv	800 - 5.000 4.000 - 20.000
Bindige Böden: - Schlick, Klei - Lehm, weich bis steif - Ton, halbfest bis hart	3 - 10 20 - 50 80 - 300
Nichtbindige Böden: - Sand, locker - Sand mitteldicht - Kies, sandig, dicht	50 - 120 70 - 170 100 - 300

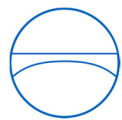
Da der dynamische Schubmodul  $G_{d0}$  direkten Einfluss auf die dynamischen Bodenfedern hat, und eine erhebliche Streubreite aufweisen kann, ist eine Parameterstudie hinsichtlich des Einflusses des Schubmoduls auf die Strukturantwort sinnvoll. Die Streubreite der Maxima und Minima sollte ca.  $\pm 50\%$  betragen [42].

### 3.3.1.2 Dichte des Bodens

Die Dichte des Bodens  $\rho_b$  ist abhängig von der Bodenart. Die in Tabelle 3-2 angegebenen Bodendichten sind mittlere Werte und können abhängig vom Wassergehalt und Konsolidierungsgrad abweichen, wobei die Abweichungen jedoch deutlich geringer sind als beim dynamischen Schubmodul.

Tabelle 3-2: Typische mittlere Werte – Dichte von Böden [43]

Bodenart	Dichte $\rho_b$ [kg/m <sup>3</sup> ]
Fels: - brüchig, geschichtet - massiv	2.500 2.900
Bindige Böden: - Schlick, Klei - Lehm, weich bis steif - Ton, halbfest bis hart	1.600 1.800 2.000
Nichtbindige Böden: - Sand, locker - Sand mitteldicht - Kies, sandig, dicht	1.800 1.900 2.000



### 3.3.1.3 Scherwellengeschwindigkeit im Boden

Basierend auf den Werten für den dynamischen Schubmodul  $G_{d0}$  und den Bodendichten  $\rho_b$  ergeben sich auf Basis von Gl. 3-25 die folgenden mittleren Werte für die Scherwellengeschwindigkeit  $v_s$ . Mit Hilfe der Scherwellengeschwindigkeiten lassen sich Böden einer seismologischen Bodenklasse zuordnen, auf deren Basis sich häufig in einem nationalen Auslegungsregelwerk ein Standard-Antwortspektrum ermitteln lässt.

Tabelle 3-3: Typische mittlere Werte – Scherwellengeschwindigkeiten von Böden [43]

Bodenart	Scherwellengeschwindigkeit $v_s$ [m/s]
Fels: - brüchig, geschichtet - massiv	600 - 1.400 1.100 - 2.600
Bindige Böden: - Schlick, Klei - Lehm, weich bis steif - Ton, halbfest bis hart	40 - 80 100 - 170 200 - 400
Nichtbindige Böden: - Sand, locker - Sand mitteldicht - Kies, sandig, dicht	170 - 260 190 - 300 230 - 400

### 3.3.1.4 Poissonzahl des Bodens

Die Poissonzahl des Bodens  $\nu_b$  ist stark abhängig von der Bodenart und beschreibt das Querkontraktionsverhalten. Die in angegebenen Poissonzahlen sind Anhaltswerte.

Tabelle 3-4: Typische mittlere Werte – Poissonzahlen von Böden

Bodenart	Poissonzahl $\nu_b$ [-]
Fels: - brüchig, geschichtet - massiv	0,15 - 0,25 0,05 - 0,10
Bindige Böden: - Schlick, Klei - Lehm, weich bis steif - Ton, halbfest bis hart	0,35 - 0,45 0,30 - 0,35 0,30 - 0,40
Nichtbindige Böden: - Sand, locker - Sand mitteldicht - Kies, sandig, dicht	0,40 0,35 0,30



Um das Verhalten des Baugrundes mathematisch zu beschreiben, kann der Baugrund durch ein Feder-Dämpfer-System näherungsweise modelliert werden [43]. Die Feder soll hierbei die Elastizität des Bodens beschreiben, und der Dämpfer simuliert die Dissipation der Schwingungsenergie im Erdreich.

### 3.3.2 Dynamische Ersatzmodelle – Flachgründungen

Für kreisrunde Flachgründungen mit dem Radius  $R_F$  ergeben sich nach Savidis [41] die folgenden Federsteifigkeiten starrer Fundamentplatten auf dem Baugrund. Die angegebenen Formeln dienen im Rahmen dieser Arbeit zur groben ingenieurmäßigen Abschätzung der Federsteifigkeiten, und sind nicht geeignet das komplexe Verhalten von dynamisch belasten (Tank-) Gründungen genau zu beschreiben. Im Rahmen dieser Arbeit wird nicht näher auf das dynamische Verhalten von (Tank-) Gründungen eingegangen, für eine genauere Beschreibung des dynamischen Verhaltens der Gründung sei auf einschlägige Fachliteratur verwiesen.

Frequenzunabhängige Federkonstante für horizontale Schwingungen  $k_x$ :

$$k_x = \frac{8 \cdot G_{d0} \cdot R_F}{2 - \nu_b} \quad \text{Gl. 3-26}$$

Frequenzunabhängige Federkonstante für Kippschwingungen  $k_\varphi$ :

$$k_\varphi = \frac{8 \cdot G_{d0} \cdot R_F^3}{3 \cdot (1 - \nu_b)} \quad \text{Gl. 3-27}$$

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Abstrahldämpfung der Fundamente ein Großteil der bei Erdbebenechnungen üblicherweise angesetzten Dämpfung (üblicherweise  $D = 5\%$ ) ausmacht. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird nicht weiter auf die Fundamentdämpfung eingegangen.

### 3.3.3 Dynamische Ersatzmodelle – Tiefgründungen

Das dynamische Verhalten von Tiefgründungen ist nicht ohne Weiteres mit Hilfe von vereinfachten Ersatzmodellen darstellbar. Die Interaktion zwischen weichem Boden, Pfahlgruppe und Fundamentplatte ist komplex und lässt sich nur mit Hilfe von FEM (Finit-Element-Method) und / oder BEM (Boundary-Element-Method) Berechnungen nachvollziehen. Es existieren jedoch vereinfachte Modelle, mit denen das Verhalten von Pfahlgruppen näherungsweise beschrieben werden kann. Beispielhaft sei hier ein vereinfachtes Modell für schwimmende Tiefgründungen erwähnt, bei dem die Fundamentlast über Pfahlreibung an den Baugrund weitergegeben wird. Taherzadeh, Clouteau, und Cottureau [44] schlagen ein vereinfachtes Feder-Masse-Dämpfer-Modell vor, welches gute Übereinstimmungen mit Vergleichsrechnungen mittels FEM/BEM liefert. Die Ersatzmodelle für Tiefgründungen werden hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Alle nachfolgenden Fundamentbetrachtungen beziehen sich auf Flachgründungen.



### 3.4 Ersatzmodell für Tanks mit Boden-Bauwerk-Interaktion

In der Literatur wird für die vereinfachte Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion von Flachbodentanks hauptsächlich auf das in Kapitel 3.3.2 beschriebene Modell für kreisrunde Fundamentplatten zurückgegriffen.

Habenberger [20] untersucht den Einfluss der Behältergründung auf das Schwingverhalten des Tanks und schlägt dazu ein gekoppeltes System wie in Abbildung 3-19 dargestellt vor. Das von Habenberger verwendete Modell entspricht im Aufbau grundsätzlich dem von Velestos und Tang verwendeten Modell. Habenberger verwendet jedoch auch noch diskrete Dämpfer, um den unterschiedlichen Dämpfungen der jeweiligen Verformungen Rechnung zu tragen.

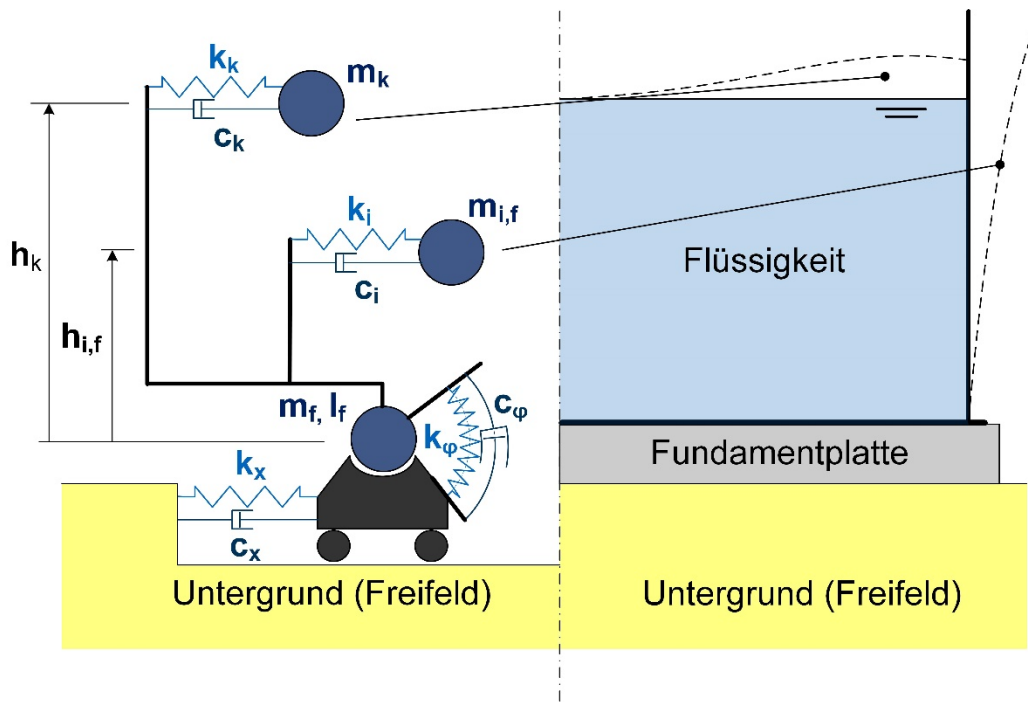


Abbildung 3-19: Modell des ebenerdigen Tanks mit Boden-Bauwerk-Interaktion (Warmtank-Modell)

Veletos und Tang beschreiben das Verhalten eines Flachbodentanks auf kreisrundem Fundament, welches auf einem homogenen elastischen Halbraum gelagert ist [38, 45]. Für die Modellierung der impulsiv flexiblen Masse wird ein Feder-Masse-System analog zu Abbildung 3-16 gewählt. Die Boden-Bauwerk-Interaktion wird ebenfalls mit einem vereinfachten System aus zwei diskreten Fundamentfedern modelliert, wobei die Formeln Gl. 3-26 und Gl. 3-27 mit Modifikationen für frequenzabhängiges Verhalten verwendet werden. Veletos und Tang [45] verwenden das gleiche Fundamentmodell für die Boden-Bauwerk-Interaktion und modellieren zusätzlich noch zwei Feder-Masse-Systeme zur Abbildung der ersten beiden konvektiven Eigenschwingungen, um den Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf konvektive Schwingungen besser untersuchen zu können.

Sagedh-Azar und Rötzer [46] nutzen bei der Untersuchung der Boden-Bauwerk-Interaktion von Flüssiggastanks mit Betonaußenhülle ebenfalls ein vergleichbares Modell zur Berechnung von frequenzabhängigen Steifigkeiten und Dämpfungen.



Mykoniou beschreibt in seiner Arbeit [39] die Interaktion mehrerer nebeneinanderliegender Tankbauwerke auf einem gemeinsamen Baugrund. Auch hier wird zum Teil auf das in Abbildung 3-19 dargestellte kombinierte Modell zurückgegriffen.

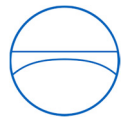
Die bisherigen Arbeiten zur Boden-Bauwerk-Interaktion an ebenerdigen Tankbauwerken kommen übereinstimmend zu dem Schluss, dass die Boden-Bauwerk-Interaktion einen vernachlässigbaren Einfluss auf die konvektive Schwingungsantwort des Tanks hat. Im Gegensatz hierzu hat die Boden-Bauwerk-Interaktion einen zum Teil erheblichen Einfluss auf die impulsive Schwingungsantwort eines Flachbodentanks.

Habenberger [20] weist in seiner Arbeit darauf hin, dass die Interaktion zwischen Tank und Boden vom Schlankheitsverhältnis des Behälters und der Steifigkeit der Behälterschale abhängt. Eine steifere Behälterschale vergrößert hierbei die Interaktionseffekte.

Es wird im Folgenden für die diskrete Formulierung der Fundamente auf das in Kapitel 3.3.2 beschriebene Modell für kreisrunde Fundamentplatten zurückgegriffen. Der Vollständigkeit halber sei hier erwähnt, dass durch die Modellierung einer Fundamentmasse die Anregungsfunktion für die seismische Anregung verändert wird.

Nach Wolf [40] muss auf Basis der Boden-Federsteifigkeiten und der betrachteten Fundamentmasse eine veränderte seismische Anregung auf Basis der ursprünglichen seismischen Anregung erzeugt werden, welche dann auf das Bauwerksmodell (ohne Fundamentmasse) aufgebracht werden kann. Da in dieser Arbeit nur die Systemantwort eines Mehrmassenschwingers auf eine allgemeine Fußpunkterregung betrachtet wird, und der Einfluss des – im Vergleich zur Masse des Tankinhalts – kleinen Fundamentplattengewichts ebenfalls klein ist, wird das von Wolf vorgeschlagenen Verfahren im Rahmen dieser Arbeit nicht zum Einsatz gebracht.

Velestos und Tang [38] behandeln in Ihrem Aufsatz zur Boden-Bauwerk-Interaktion bei Flachbodentanks das von Wolf beschriebene Problem bei der Berücksichtigung der Fundamentmassen. Sie kommen hierbei zu dem Schluss, dass der Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf die impulsive Schwingungsantwort eines Flachbodentanks sehr gut abgeschätzt werden kann, wenn der Einfluss der Bodenfedern auf die impulsive Eigenfrequenz des Tanks berücksichtigt wird. Dieser Ansatz wird auch im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit verfolgt.



## 4 Eigenschaften von Flüssiggastanks

Äußerlich unterscheiden sich die Flüssiggastanks kaum von nicht aufgeständerten Lagertanks ohne Bodendämmung zur Lagerung von Flüssigkeiten bei Umgebungstemperatur (Warmtanks). Jedoch weisen die Flüssiggastanks einige konstruktive Details auf, welche sie grundsätzlich von den Warmtanks unterscheidet.

In den folgenden Kapiteln wird auf die grundsätzlichen Eigenschaften von Flüssiggasen eingegangen. Zudem werden die konstruktiven Besonderheiten von Flüssiggastanks vorgestellt, und auf ihre baulasttechnischen Eigenschaften eingegangen. Abschließend wird ein dynamisches Ersatzsystem für einen Flüssiggastank vorgeschlagen.



Abbildung 4-1: Foto eines Flüssiggastanks

In Abbildung 4-1 wird ein typischer Flüssiggastank mit einem aufgeständerten Fundament gezeigt.



## 4.1 Eigenschaften von Flüssiggasen

Allgemein sind Flüssiggase Medien, welche bei Umgebungsdruck (1.013 hPa) und Umgebungstemperatur (20°C) in gasförmigen Aggregatzustand vorliegen und durch Abkühlung oder Druckerhöhung in einen flüssigen Aggregatzustand gebracht worden sind.

Im Folgenden wird nur auf Flachbodentanks eingegangen, in denen Gase lagern, welche durch Abkühlung verflüssigt worden sind (tiefkalte verflüssigte Gase). Die Lagertemperatur (Sättigungstemperatur) ergibt sich auf Basis des thermodynamischen Gleichgewichtszustandes und ist abhängig vom Lagerdruck und vom Lagermedium.

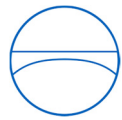
Scurlock definiert alle Flüssigkeiten als Flüssiggas, welche bei Umgebungsdruck bei unter 0°C, dem Schmelzpunkt von Eis, kochen [47]. Jedoch ist diese Definition nicht überall anerkannt. Nach dem europäischen Regelwerk EN 14620-1 [48] fallen Flüssiggase, welche bei 1.013 hPa eine Sättigungstemperatur von 0°C oder darunter haben, unter die tiefkalten verflüssigten Gase. Das Amerikanische Regelwerk API 620 [32] legt die Grenze zu den tiefkalten verflüssigten Gasen bei einer Sättigungstemperatur des Mediums von +4,4°C bei Umgebungsdruck. Flüssiggase mit einer Sättigungstemperatur über der regelwerksabhängigen Grenztemperatur fallen unter die Regularien für Warmtanks.

Tabelle 4-1: Physikalische Eigenschaften von Flüssiggasen im Vergleich zu Wasser [32, 49–55]

Medium	Abk.	Flüssigkeits-Dichte $\rho_{L 1}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Gas-Dichte $\rho_{G 1}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Sättigungs-Temperatur $T_{sat}$ [°C]	Dynamische Viskosität der Flüssigkeit $\eta 1$ [Ns/m <sup>2</sup> ]	Verdampfungs-Enthalpie $\Delta h_e$ (@ 1,0 bara) [kJ/kg]
Wasser @ 100°C	H2O	961,7	0,59	100,1	0,00027	2.256
Wasser @ 20°C	H2O	998,3	-	-	0,001	-
Ammoniak	NH3	673,6	0,88	-33,4	0,00026	1.377
Propane	C3H	581,3	2,40	-42,0	0,00021	428
Ethylene	C2H	566,6	2,08	-103,7	0,00016	486
Ethan	C2H	545,4	2,05	-88,6	0,00017	490
Methan	CH4	423,5	1,80	-161,6	0,00012	509
Argon	Ar	1.389,8	5,75	-185,9	k.A.	162
Sauerstoff	O2	1.145,5	4,46	-183,0	0,00019	214
Stickstoff	N2	804,6	4,60	-195,7	0,00015	199

1) Die Werte gelten jeweils für den Sättigungszustand bei 1 bara





In Tabelle 4-1 sind die physikalischen Eigenschaften von einigen industriell interessanten Flüssiggasen aufgetragen. Als Referenz zu einem in Warmtanks verwendeten Medium wurden die entsprechenden Werte von Wasser am Siedepunkt und bei 20°C dargestellt. Zusätzlich zu den aus einem Tankbauregelwerk [32] entnommenen physikalischen Eigenschaften wurden die dynamischen Viskositäten der Medien aus der Datenbank der Engineering Toolbox [49–55] aufgelistet, um die hydrodynamischen Eigenschaften der tiefkalten verflüssigten Gase vollständig darstellen zu können.

Es wird grundsätzlich davon ausgegangen, dass die tiefkalten verflüssigten Gase in einem Flachbodentank immer am Sättigungszustand gelagert sind.

## 4.2 Genereller Aufbau von Flüssiggastanks

Flüssiggastanks weisen aufgrund ihres tiefkalten Lagermediums einige konstruktive Besonderheiten im Vergleich zu Warmtanks auf. In den folgenden Kapiteln werden die Besonderheiten dargestellt und die Gründe für die gewählten Konstruktionen beschrieben. In Abbildung 4-2 wird schematisch der typische Aufbau eines Flüssiggastanks dargestellt.

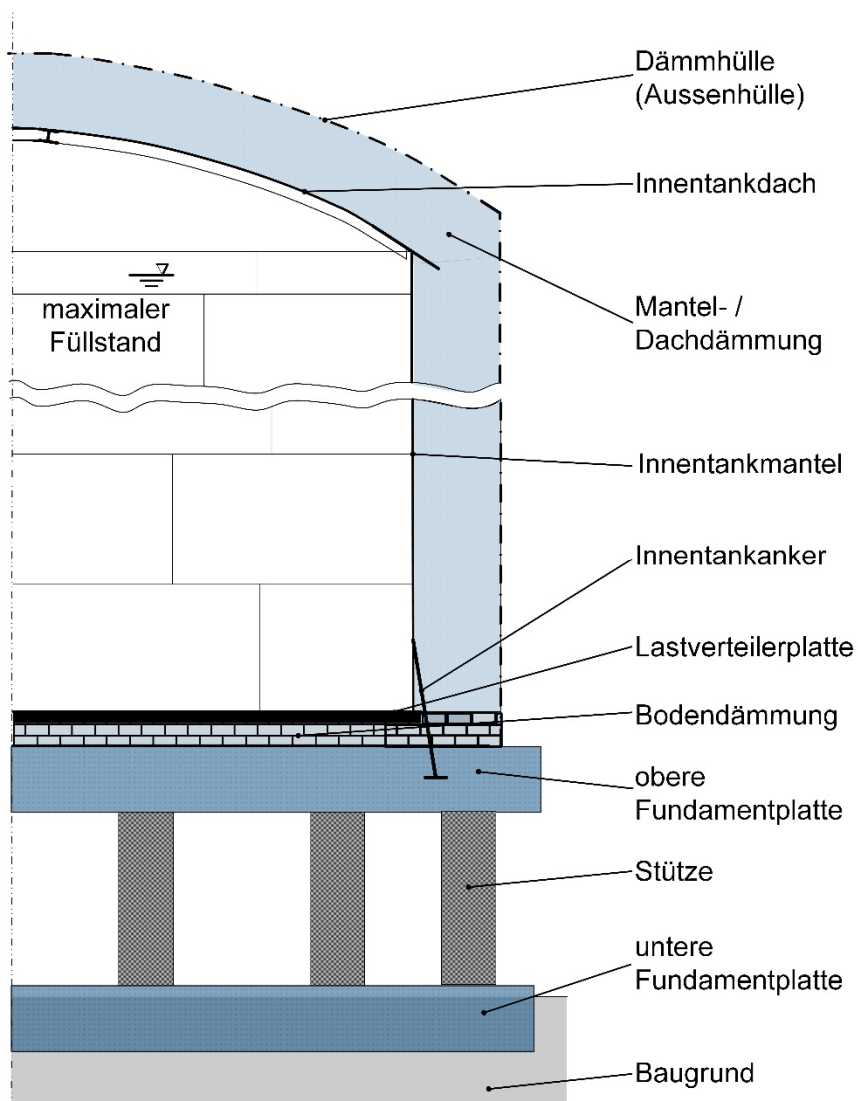


Abbildung 4-2: Schematische Darstellung – Flüssiggastank



Es sei darauf hingewiesen, dass es auch Bauarten von Flüssiggastanks mit offener Innentanktasche gibt, in **Anhang D** ist ein entsprechender Tank beschrieben. Alle im Folgenden beschriebenen Eigenschaften von Flüssiggastanks gelten grundsätzlich für beide Bauarten, mit der Ausnahme, dass bei der Bauart mit der offenen Tasse der Prozessdruck durch den äußeren Tank aufgenommen werden muss.

### 4.3 Besonderheiten – Flüssigkeitsbehälter

Im Gegensatz zu Warmtanks, welche oft frei zur Atmosphäre belüftet sind, ist es bei Flüssiggastanks nicht möglich, die Tanks offen zur Atmosphäre zu halten, und so die Differenzdrücke zwischen Tankinnenraum und Umgebung klein zu halten. Grund hierfür ist, dass die Luftfeuchtigkeit bei den Lagertemperaturen sofort an den Belüftungsventilen anfrieren würde und das entstehende Eis diese auf längere Sicht verblocken würde. Daher sind Flüssiggastanks im Vergleich zu Warmtanks meist gegen einen erhöhten Innendruck auszulegen.

Übliche Auslegungsdrücke für Flüssiggastanks liegen zwischen 100 mbarg und 300 mbarg, in Extremfällen (vor allem bei sehr kleinen Tanks) bis zu 500 mbarg. Im Falle eines geschlossenen Innentanks ist daher immer eine Verankerung des Innentanks von Nöten, um das Abheben des Tankmantels durch eine Ausbauchung des Tankbodens unter Innendruck zu verhindern.

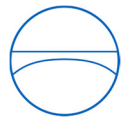
Entsprechend der geltenden Regelwerke für die Auslegung von Flüssiggastanks gegen Erdbebeneinwirkungen sind die meisten Flüssiggastanks, unabhängig von ihrer Bauart, bei starken Erdbebeneinwirkungen verankert auszuführen, um einen Leitungsabriss beim Abheben der Bodenecke zu verhindern.

Bezüglich der Materialauswahl für den Mantelwerkstoff sind aufgrund der zum Teil tiefen Lagertemperaturen für den Innentank Stähle zu verwenden, welche bei der Lagertemperatur nicht zum Sprödbruch neigen.

### 4.4 Besonderheiten – Mantel- und Dachdämmung

Aufgrund der tiefen Lagertemperaturen im Innentank ist ein leistungsfähiges thermisches Dämmsystem nötig, um die Produktverluste durch Verdampfung so klein wie möglich zu halten. Da die Flüssiggastanks ihr Produkt am Siedepunkt lagern sorgt jeder Wärmeeintrag von außen direkt für Verdampfungsverluste im Lagermedium, welche über eine Druckhalteregelung aus dem Tank abgeführt werden müssen, um den Lagerdruck konstant zu halten. Um die Wärmedämmung vor Schäden zu bewahren muss die Dämmung immer dampfdicht ausgeführt werden, um das Eindringen von Luftfeuchtigkeit in die Dämmung zu verhindern.

Das Dämmsystem von Flüssiggastanks lässt sich in zwei gesondert zu behandelnde Bereiche einteilen, die lasttragende Bodendämmung, welche im nachfolgenden Kapitel eingehend behandelt wird, und die Mantel- bzw. Dachdämmung.



Die Ausführung der Mantel- und Dachdämmung ist abhängig von der Lagertemperatur des Tankinhaltes. Während für wärmere Flüssiggase wie Ammoniak und Propan ein Wärmedämmsystem auf Mineralwolle-Basis mit einer Dampfsperre verwendet werden kann, wird bei den tiefkalten Medien wie Sauerstoff und Stickstoff meist ein Dämmsystem auf Basis von geblähtem Perlite gewählt. Da Perlite ein Schüttgut ist, wird für diese Art der Wärmedämmung eine stabile Außenhülle benötigt, welche die Einwirkungen aus der Schüttung aufnehmen kann.

Abhängig von der gewählten Bauart der Mantel- und Dachdämmung müssen die Dämmungsmassen im dynamischen Ersatzmodell verteilt werden.

Bei Dämmsystemen, welche komplett vom Produkttank getragen werden, ist die gesamte Masse der Mantel- und Dachdämmung zusammen mit der Masse der Tankwand und der Masse des Tankdaches der impulsiv flexiblen Masse  $m_{i,f}$  der Flüssigkeit hinzuzufügen [32], da die Dämmung an die Bewegungen der Tankwand gekoppelt ist.

$$m_{IF} = m_{i,f} + m_{\text{Tankmantel}} + m_{\text{Tankdach}} + m_{\text{Tankmanteldämmung}} + m_{\text{Tankdachdämmung}} \quad \text{Gl. 4-1}$$

Bei Dämmsystemen, welche eine lasttragende Außenhülle benötigen, wie z.B. Perlite-Dämmsysteme, sollte das Gewicht der Außenhülle dem Gewicht des Fundamenttisches zugeschlagen werden. Die Masse der Tankmanteldämmung sollte dann zwischen Produkttank und lasttragender Dämmhülle aufgeteilt werden [32].

Die Masse des oberen Fundamenttisches  $m_T$  ergibt sich dann zu:

$$m_T = m_{\text{Tischplatte}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Stützen}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Bodendämmung}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Tankmanteldämmung}} + m_{\text{Dämmhülle}} \quad \text{Gl. 4-2}$$

Die impulsiv flexible Masse  $m_{IF}$  ergibt sich dann zu:

$$m_{IF} = m_{i,f} + m_{\text{Tankmantel}} + m_{\text{Tankdach}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Tankmanteldämmung}} + m_{\text{Tankdachdämmung}} \quad \text{Gl. 4-3}$$

Auf die dynamische Modellierung der lasttragenden Aussenhülle mit Hilfe eines Feder-Masse-Systems wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet, da die Eigenfrequenzen der Aussenhülle deutlich höher sind als die konvektiven oder die impulsiv flexiblen Eigenfrequenzen, und vernachlässigbare modale Beteiligungen liefern. Die Bestimmung der entsprechenden Höhen  $h_n$  der errechneten diskreten Massen  $m_n$  erfolgt über das Momentengleichgewicht.

Bei der 50% / 50% - Aufteilung der Masse der Aufständerstützen  $m_{\text{Stütze}}$  und der Masse der Bodendämmung  $m_{\text{Bodendämmung}}$  wird aufgrund des geringen Einflusses auf die Systemantwort die Verformungsfigur der Stützen und der Bodendämmung nicht näher berücksichtigt.



#### 4.5 Besonderheiten – lasttragende Bodendämmung

Die lasttragende Bodendämmung wird in den allermeisten Fällen mit Schaumglasprodukten ausgeführt. Es gibt auch Sonderlösungen mit Dämmstoffen auf Kohlenwasserstoff-Basis wie verstärkten Polyurethan-Hartschaum, oder Bodendämmungssysteme aus Hartholz, diese werden aber nur sehr selten eingesetzt und werden daher im Weiteren nicht betrachtet. Auf das statische und dynamische Verhalten von Schaumglasprodukten wird in den folgenden Kapiteln eingegangen.

Das Bodendämmungssystem besteht immer aus einer oder mehreren Lagen von Schaumglasblöcken und wird oben meist von einer Lastverteilerplatte aus Stahlbeton abgedeckt. Der Sinn der Lastverteilerplatte besteht darin, die aus dem Tank kommenden Druck- und Schublasten gleichmäßig in die Schaumglasschicht einzuleiten. Die Höhe der Schaumglasschicht ist hierbei abhängig von der Lagertemperatur des Produktes sowie dem prozesstechnisch erlaubten Wärmeeintrag. Die typischen Schaumglasschichten sind von ca. 150 mm bis zu ca. 700 mm dick.

Die Verteilung der Massen der Bodendämmung und der Lastverteilerplatte für das diskrete Modell sind in Abbildung 4-10 dargestellt. Das nichtlineare Verhalten der Bodendämmung unter horizontaler Erdbebeneinwirkung wird in Kapitel 7.1 diskutiert.

Im Folgenden wird auf die Eigenschaften von Schaumglasprodukten eingegangen, da sie sowohl im statischen, als auch im dynamischen Verhalten einige Besonderheiten aufweisen.

Schaumglasprodukte werden seit vielen Jahrzehnten zur Bodendämmung von Flüssiggastanks eingesetzt. Grund hierfür sind die vergleichsweise guten Dämmeigenschaften bei gleichzeitig hoher Druckfestigkeit.

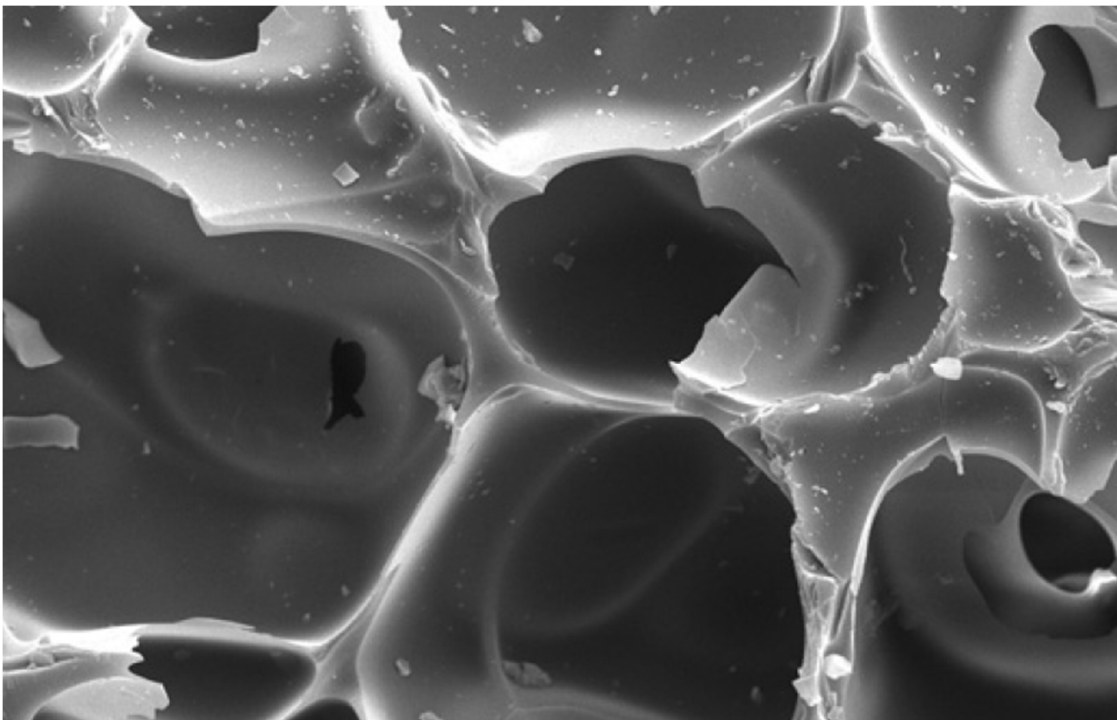


Abbildung 4-3: Beispiel Microstruktur von Schaumglas [56]



Schaumglas ist ein nicht brennbarer, geschlossenerporiger Dämmwerkstoff, welcher aus einer Mischung von gemahlenem Glas, Feldspat, Dolomit, Eisenoxid, Mangandioxid, und Natriumdioxid in einem Ofen gebacken wird. Hierzu wird die Mischung mit Kohlenstoff versetzt und in offenen Schütten bei ca. 1.100°C gebacken. Der Kohlenstoff oxidiert bei diesen Temperaturen und bildet Gasblasen, welche im geschmolzenen Glas eingeschlossen werden, und hierbei das Schaumglas expandieren. Es entsteht ein Gefüge aus dünnwandigen Glaskugeln mit einem Durchmesser von ca. 1-2 mm und mit einer Wandstärke von ca. 10 µm [57].

In Abbildung 4-3 wird beispielhaft die Mikrostruktur eines geschlossenerporigen Schaumglases dargestellt. Die Abbildung zeigt wärme- und druckbehandeltes Borosilicat-Schaumglas [56].

Die Glaskugeln sind durch den Fertigungsprozess mit CO<sub>2</sub>-Gas gefüllt, und haben bei Umgebungstemperatur einen inneren Überdruck von ca. 0,3 bar. In Abbildung 4-4 ist die für Schaumglas typische zerklüftete, raue Oberfläche aus aufgebrochenen Glaskugeln dargestellt. Auch die typische schwarze Farbe ist gut sichtbar.

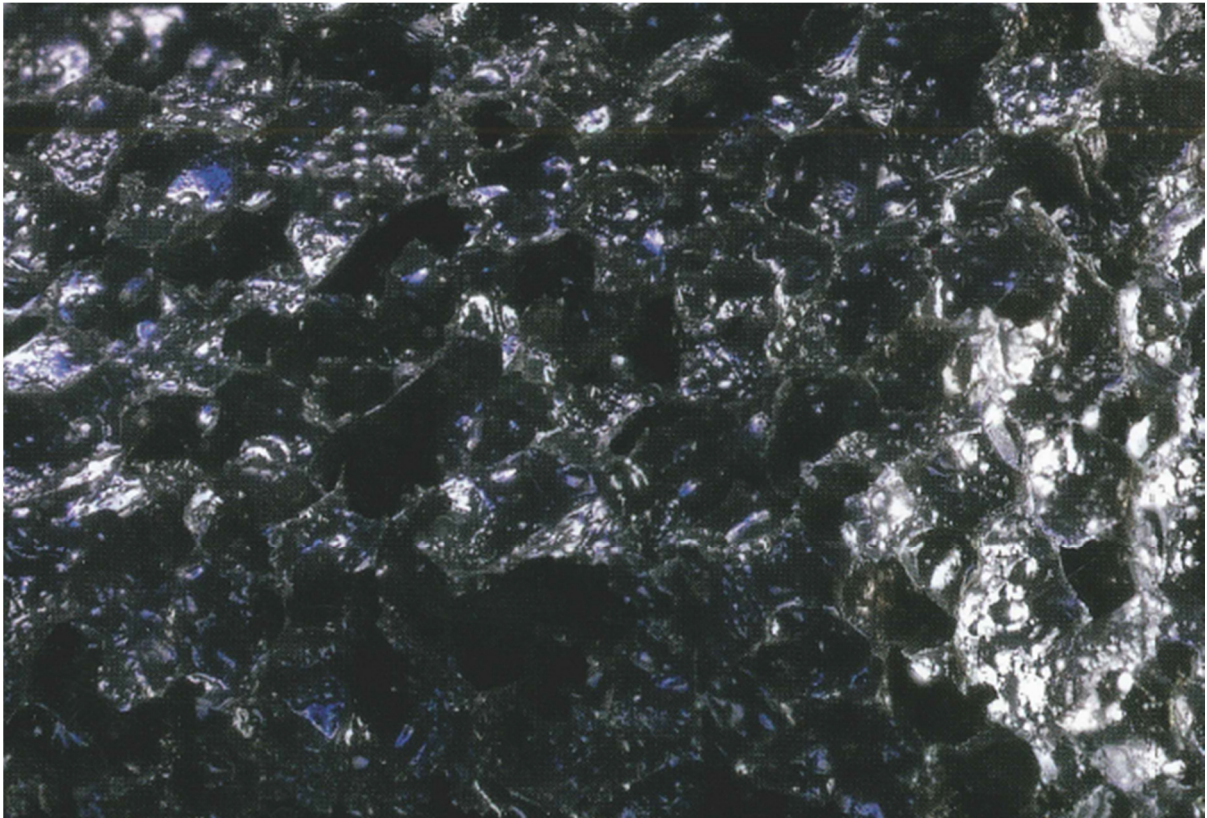


Abbildung 4-4: Beispiel Makrostruktur von Schaumglas

Je nach Mischungsverhältnis der verschiedenen Bestandteile entstehen unterschiedliche Schaumglasqualitäten, welche sich in ihren physikalischen Eigenschaften unterscheiden.

Schaumglasprodukte sind in einem Temperaturbereich von -260°C bis zu 430°C einsetzbar und nehmen aufgrund ihrer geschlossenen Zellstruktur weder Flüssigkeiten noch Gase auf [57].



#### 4.5.1 Normung und Standardisierung

Für die Herstellung von Schaumglasprodukten gibt es zwei führende Regelwerke, in Europa die EN 14305 [58] und in den Vereinigten Staaten den ASTM C552 [59]. Für den Einsatz von Schaumglas als Bodendämmung für Flachbodentanks existieren auch zwei unterschiedliche Regelwerke, in Europa die EN 14620-4 [60], und in den USA den API 620 [32] mit dem API 625 [33].

Mit der Bauausführung von Bodendämmungssystemen auf Basis von Schaumglasprodukten beschäftigen sich das AGI Arbeitsblatt Q137 [61], sowie Hersteller-Kataloge wie der FOAMGLAS INDUSTRY Katalog [62].

#### 4.5.2 Statische Eigenschaften von Schaumglas

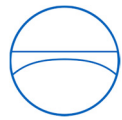
Abhängig von der Schaumglasqualität und der damit einhergehenden unterschiedlichen Materialdichte des Schaumglases ändern sich die physikalischen Eigenschaften des Schaumglases.

In Tabelle 4-2 sind Anhaltswerte für die physikalischen Eigenschaften von unterschiedlichen Schaumglasqualitäten dargestellt, welche im Tankbau als Bodendämmung eingesetzt werden. Hierbei zeigt sich, dass sich mit steigender Materialdichte die mechanischen Eigenschaften verbessern, sich gleichzeitig aber die Dämmeigenschaften verschlechtern.

Tabelle 4-2: Physikalische Eigenschaften von Schaumglas

Eigenschaft	Schaumglasprodukt niedriger Materialdichte	Schaumglasprodukt hoher Materialdichte
Dichte $\rho_{SG}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	100	200
Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{SG}$ bei -100°C [W/(m*K)]	0,028	0,040
Durchschnittliche Druckfestigkeit $\sigma_{d,SG}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	800	2.400
Durchschnittliche Scherfestigkeit $\tau_{SG}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	500	700
Durchschnittliche Biegefestigkeit $\sigma_{b,SG}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	300	600
E-Modul $E_{SG}$ [MPa]	1.100	2.200

Im industriellen Einsatz wird deswegen versucht Schaumglasprodukte hoher Materialdichte nur dort einzusetzen, wo die hohen Druckfestigkeiten auch benötigt werden (meist im Randbereich des Tanks), und in weniger belasteten Bereichen auf Produkte mit niedrigerer Materialdichte und damit besserer Dämmwirkung auszuweichen.



#### 4.5.2.1 Druckfestigkeit von Schaumglasprodukten

Für die Bestimmung der Druckfestigkeit  $\sigma_{d,SG}$  von Schaumglasprodukten sind zwei Versuchsprozeduren vorhanden, in Europa die EN 826 [63] und in den USA der ASTM C240 [64]. Das Besondere an beiden Versuchsprozeduren ist, dass die Prüflinge vor dem Test mit einer Schicht aus heißem Bitumen überzogen werden, um die offenen Glasporen an der Oberfläche zu füllen und so für eine gleichmäßige Lasteinleitung in den Prüfling zu sorgen. Auch wird immer nur ein einzelner Block getestet, wobei durch eine gelenkige Befestigung der Druckplatte in der Prüfmaschine eine momentenfreie Lasteinleitung in den Prüfling erreicht wird. Dies verhindert die Entstehung von unerwünschten Biegespannungen in dem Prüfling.

Da Schaumglasprodukte in Chargen produziert werden, und der Herstellungsprozess durch viele Parameter beeinflusst wird, werden für Schaumglasprodukte immer zwei Druckfestigkeitswerte angegeben:

- Die durchschnittliche Drucklast beim Bruchversagen
- Die garantierte Mindestbruchlast

Das Verhältnis zwischen der durchschnittlichen Drucklast und der garantierten Mindestbruchlast liegt bei ca. 0,7, was auf die vergleichsweise hohen Abweichungen in den Materialeigenschaften innerhalb der einzelnen Chargen hinweist.

Wichtig ist hier auch noch auf das Versagensverhalten von Schaumglasprodukten einzugehen. Schaumglasprodukte zeigen ein deutlich sprödes Versagensverhalten und sollten nur Druck- oder Scherlasten ausgesetzt werden. Biegebelastungen führen rasch zum Versagen.

#### 4.5.2.2 Einflüsse der Einbausituation auf die Druckfestigkeit

In einer Bodendämmung für Flüssiggastank wird das Schaumglas schichtweise aus ca. 100 mm bis 150 mm dicken Schaumglasblöcken aufgestapelt. Die Außen-Abmessungen der Blöcke ergeben sich fertigungsbedingt zu ca. 400 mm x 600 mm. Es sollte darauf geachtet werden, dass die Blöcke jeder Lage versetzt zu den Blöcken der vorherigen Lage verlegt sind, um einen unerwünschten Wärmeeintrag durch Konvektionswalzen in übereinanderliegenden vertikalen Spalten zwischen Schaumglasblöcken zu verhindern. In Abbildung 4-5 wird beispielhaft die Bodendämmschicht eines Flüssiggastanks vor dem Gießen der Lastverteilerplatte gezeigt.

Zwischen den einzelnen Lagen aus Schaumglas wird jeweils eine Zwischenschicht eingebracht, wobei hier – je nach zu lagerndem Medium – unterschiedliche Materialien verwendet werden.



Abbildung 4-5: Bodendämmung eines Kalttanks

Die minimalen anzusetzenden Sicherheitsbeiwerte für die Druckfestigkeit  $\sigma_{d,SG}$  sind entsprechend den internationalen Tankbauregelwerken für Flüssiggastanks, wie in Tabelle 4-3 dargestellt, festgesetzt.

Tabelle 4-3: Minimale anzusetzende Sicherheitsbeiwerte für Bodendämmsysteme

Lastfall	API 625 [33]	EN 14620-4 [60]
Betriebslast	3,00 <sup>1)</sup>	3,00 <sup>3)</sup>
Testlast	2,25 <sup>1)</sup>	2,25 <sup>3)</sup>
Erdbeben (OBE)	1,25 <sup>2)</sup>	2,00 <sup>3)</sup>
Erdbeben (SSE)	1,00 <sup>2)</sup>	1,50 <sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> Relativ zur durchschnittlichen Drucklast beim Bruchversagen nach API 625

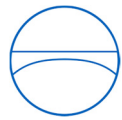
<sup>2)</sup> Relativ zur garantierten Mindestbruchlast beim Bruchversagen nach API 625

<sup>3)</sup> Relativ zur durchschnittlichen Drucklast beim Bruchversagen nach EN 14620-4

Wichtig bei der Betrachtung der vorgeschlagenen Sicherheitsbeiwerte in Tabelle 4-3 ist, dass sich die Werte immer nur auf die Druckbeanspruchung des Schaumglases beziehen. Scherbeanspruchungen im Schaumglas, sowie der daraus folgende zweidimensionale Spannungszustand werden in den internationalen Regelwerken nicht betrachtet.

Grundsätzlich ist beim Einbau von Schaumglasprodukten in Tankbodendämmungen auf die Einhaltung der Bautoleranzen zu achten, da die in den Regelwerken angegebenen Sicherheitsbeiwerte auf vergleichsweise hohen Anforderungen bezüglich der Ebenheit der Auflagefläche basieren. Der FOAMGLAS INDUSTRY Katalog [62] spricht hier von einer maximalen Abweichung von 5 mm in 2,0 m Abstand.





#### 4.5.2.3 Einfluss der Stapelhöhe auf die Druckfestigkeit

Versuche an Schaumglasprodukten haben gezeigt, dass mit zunehmender Stapelhöhe der Bodendämmung die Druckfestigkeit  $\sigma_{d,SG}$  abnimmt. EN 14620-4 [60] spricht über einen Abfall der zulässigen Druckfestigkeit von bis zu 10 % abhängig von der Stapelhöhe. Grund hierfür ist die mit der Stapelhöhe statistisch ansteigende Ansammlung von geometrischen Toleranzabweichungen, welche in den versetzt übereinander gestapelten Schaumglasblöcken zu Biegemomenten-Belastungen und Spannungskonzentrationen führt.

#### 4.5.2.4 Einfluss der Zwischenschicht auf die Druckfestigkeit

Die Auswahl der Zwischenschicht hat einen vergleichsweise großen Einfluss auf die Druckfestigkeit  $\sigma_{d,SG}$  von Bodendämmungssystemen.

Generell hat das Einbringen von Zwischenlagen in Bodendämmungssysteme zwei voneinander unabhängige Wirkungen auf die Druckfestigkeit:

- Eine Zwischenlage sollte gute plastische Verformbarkeit aufweisen, um die aufgebrochenen Glaszellen an der Oberfläche der Schaumglasblöcke zu füllen. Diese Füllung verbessert die Einleitung von Drucklasten in den Block und sorgt für eine flächige Auflagerbedingung. Beispiele für plastisch verformbare Zwischenlagen sind flüssiges Bitumen, Bitumenmatten, oder Kunststoffmatten.
- Eine Zwischenlage sollte als mechanische Membran wirken können, um die unter der Druckbelastung entstehenden Spaltzugkräfte abtragen zu können. Diese Membranwirkung stabilisiert zusätzlich den Schaumglasverbund. Beispiele hierfür sind Gewebe- oder Glasfasermatten.

Im FOAMGLAS Industrial Insulation Handbook [57] wird qualitativ auf den Einfluss von Zwischenschichten auf die Druckfestigkeit eingegangen (vgl. Abbildung 4-6).

Im Spannungs-Verschiebungs-Diagramm sind qualitativ die Ergebnisse mit den folgenden Zwischenlagen dargestellt:

- **A** – Ideale Prüfstandsbedingungen bei Umgebungstemperatur, der Prüfling wurde mit flüssigem Bitumen behandelt, Referenzwert.
- **B** – Zwischenlage aus spezieller, für den Einsatz zugelassener, bitumenkaschierter Gewebematte. Es wird dieselbe Druckfestigkeit wie unter Prüfstands Bedingungen erreicht (es gibt sowohl eine Füllwirkung, wie auch eine Membranwirkung der Zwischenlage).
- **C** – Zwischenlage aus Gewebematerial, es werden ca. 60 % des Referenzwertes erreicht (Es gibt eine Membranwirkung, aber keine Füllwirkung).
- **D** – Drucktest ohne Zwischenlage, es kommt bereits bei ca. 20 % des Referenzwertes zu fortschreitender Zerstörung des Schaumglases, da die dünnen Glaszellwände unter lokalen Druckspitzen zusammenbrechen.

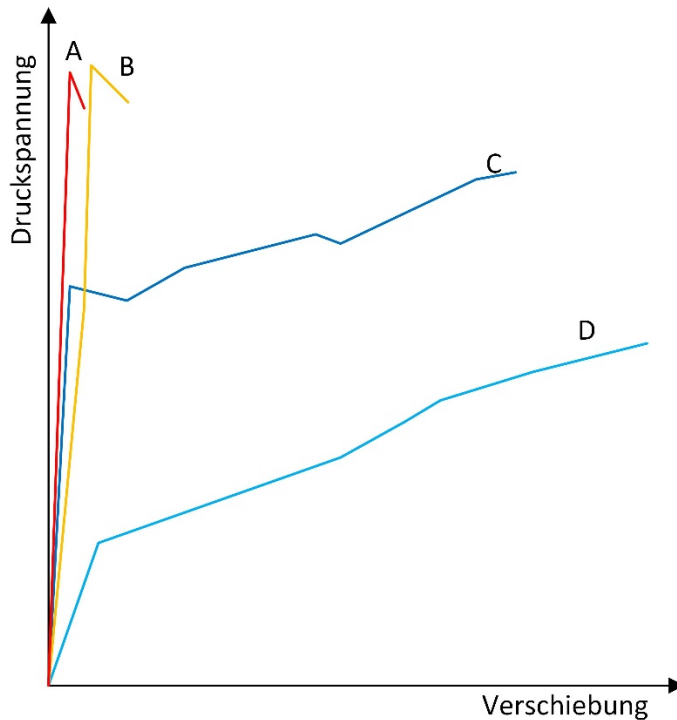
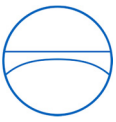
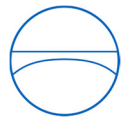


Abbildung 4-6: Einfluss der Zwischenschicht auf die Druckfestigkeit bei Umgebungstemperatur [57]

Oftmals wird auch trockener Sand als Zwischenlage verwendet. Versuche haben jedoch gezeigt, dass Sandlagen die Druckfestigkeit auf bis zu 50% der Referenz-Druckfestigkeit reduzieren. Der Grund für diesen starken Abfall in der Druckfestigkeit ist, dass eine gestreute Sandlage aufgrund der Geometrie der Sandkörner keine gleichmäßige Packungsdichte aufweist. Hierdurch entsteht eine ungleichmäßige Einleitung der Drucklast in die Schaumglasblöcke, was lokale Biegemomente im Block zur Folge hat, und zum vorzeitigen Versagen des Blockes führt. Blöcke, welche unter vertikaler Drucklast mit Sand getestet wurden zeigen vertikale Brüche, welche auf die entstehenden Biegemomente zurückzuführen sind (vgl. Abbildung 4-7).



Abbildung 4-7: Schaumglasblock mit vertikalen Rissen aufgrund von Biegebelastung



#### 4.5.2.5 Scherfestigkeit von Schaumglasprodukten

Die Scherfestigkeit  $\tau_{SG}$  von Schaumglasprodukten wird nach EN 12090 [65] getestet. Hierbei wird das Material selbst getestet, nicht der Verbund. Zu erwähnen ist hierbei, dass die Scherfestigkeit der unterschiedlichen Schaumglasprodukte nicht im selben Maß ansteigt wie die Druckfestigkeit. Grund hierfür sind die beim Test auftretenden hohen lokalen Einwirkungen in Verbindung mit dem spröden Versagensverhalten des Werkstoffs.

#### 4.5.2.6 Biegefestigkeit von Schaumglasprodukten

Die Biegefestigkeit  $\sigma_{b,SG}$  von Schaumglasprodukten wird nach EN 12089 [66] oder nach ASTM C240 [64] getestet. Auch hierbei wird das Material selbst getestet, nicht der Verbund. Zu erwähnen ist auch hier, dass die Biegefestigkeit der unterschiedlichen Schaumglasprodukte nicht im selben Maß ansteigt wie die Druckfestigkeit. Grund sind auch hier die beim Test auftretenden hohen lokalen Einwirkungen in Verbindung mit dem spröden Versagensverhalten des Werkstoffs. An den Biegefestigkeiten, welche abhängig von der Druckfestigkeitsklasse im Durchschnitt 3 – 4 -mal niedriger sind als die Druckfestigkeiten, zeigt sich, dass die in den Druckfestigkeitsversuchen ermittelten Werte in einer realen Einbausituation die mechanischen Fähigkeiten von Schaumglasblöcken eher überbewerten, da die in einer Bodendämmung verbauten Schaumglasblöcke aufgrund von Baulerfordernissen immer auch auf Biegung belastet sein werden. Auch die verwendeten Zwischenschichten können, wie in Kapitel 4.5.2.4 erläutert, durch die Erzeugung von Biegemomenten zum vorzeitigen Versagen von Schaumglasblöcken führen.

### 4.5.3 Dynamisches Ersatzmodell der Bodendämmung

Im Rahmen von Versuchsreihen an Schaumglasblöcken wurden elastische horizontale Federsteifigkeiten von Schaumglasprodukten ermittelt, und in einem diskreten Ersatzmodell für Flüssiggastanks integriert. Das entsprechende Ersatzmodell wurde erstmals 2011 von Hertle [67] im Auftrag der Linde AG untersucht, die entsprechende Veröffentlichung von Waas, Hertle und Krol erfolgte 2019 [68].

In Kapitel 7.1 werden die durchgeführten Versuche näher beschrieben, wobei an dieser Stelle nur auf die in den Test ermittelten linearelastischen Federsteifigkeiten von Schaumglasblöcken eingegangen wird, welche sich zeigen, bevor die Schaumglasschichten beim Durchrutschen ein stark nichtlineares Verhalten zeigen. Vergleiche hierzu auch die Referenzpunkte **A** und **B** im idealisierten Last-Verformungs-Diagramm von gestapelten Schaumglasblöcken in Abbildung 7-4.

Die ermittelten elastischen horizontalen Federsteifigkeiten  $k_D$  der Bodendämmung steigen mit dem E-Modul der verwendeten Schaumglasqualität. Die verwendete Zwischenschicht hat hierbei einen leichten Einfluss auf die horizontale elastische Federsteifigkeit  $k_D$  der Bodendämmung. Die in Tabelle 4-4 aufgeführten durchschnittlichen Steifigkeiten  $k_{el,n}$  beziehen sich auf eine Dämmschichtdicke von 100 mm und auf eine Dämmlagen-Querschnittsfläche von einem Quadratmeter.

Tabelle 4-4: Horiz. Steifigkeit  $k_{el,n}$  der Dämmschicht [N/m<sup>3</sup>] je 100 mm Dämmschichtdicke [67, 68]

Zwischenlage	Schaumglasprodukt niedriger Materialdichte	Schaumglasprodukt hoher Materialdichte
Keine Zwischenlage	$3,3 \cdot 10^7$	$6,0 \cdot 10^7$
Bitumenkaschierte Gewebematte	$3,2 \cdot 10^7$	$5,4 \cdot 10^7$
Nicht kaschierte Gewebematte	$3,1 \cdot 10^7$	$4,8 \cdot 10^7$

Die horizontale Gesamtsteifigkeit  $k_D$  der Schaumglasdämmschicht ergibt sich somit zu:

$$k_D = k_{el,n} \cdot \frac{A_D}{\left( \frac{H_{SGa}}{100mm} \right)} \quad \text{Gl. 4-4}$$

Mit:

$$A_D = R_{La}^2 \cdot \pi \quad \text{Gl. 4-5}$$

Die horizontale Steifigkeit  $k_{el,n}$  ist die durchschnittliche horizontale Federsteifigkeit der Dämmschicht je 100 mm Dämmschichtdicke entsprechend der verwendeten Schaumglasqualität und der verwendeten Zwischenschicht,  $A_D$  ist die Querschnittsfläche der Bodendämmschicht, und  $H_{SGa}$  ist die freie Dicke der Bodendämmschicht unterhalb der Randverdickung der Lastverteilerplatte in mm (vgl. Abbildung 4-9).

Die Drehfedersteifigkeit  $k_{\varphi D}$  lässt sich über die Theorie einer elastisch gestützten starren Scheibe mit Hilfe des E-Moduls des Schaumglases  $E_{SG}$  und der Höhe der Dämmschicht unter der Randverdickung der Lastverteilerplatte  $H_{SGa}$  ermitteln [69]. Hierbei ergibt sich der Bettungsmodul in vertikaler Richtung  $k_z'$  zu (vgl. hierzu Abbildung 4-8):

$$k_z' = \frac{E_{SG}}{H_{SGa}} \quad \text{Gl. 4-6}$$

Die Drehfederkonstante  $k_{\varphi D}$  lässt sich nun auf Basis des Bettungsmoduls  $k_z'$  mit Hilfe des axialen Flächenmoments des Bodendämmungsquerschnittes  $I_D$  bestimmen. Aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse in der Lastverteilerplatte und der Verteilung der Lasten aus Tankboden und Tankmantel wird in einem vereinfachenden Ansatz davon ausgegangen, dass nur die in Abbildung 4-8 dargestellte Kreisringplatte als starre Platte auf elastischer Bettung angesehen werden kann.

$$k_{\varphi D} = k_z' \cdot I_D = k_z' \cdot \frac{\pi \cdot (R_{La}^4 - R_{Li}^4)}{4} \quad \text{Gl. 4-7}$$

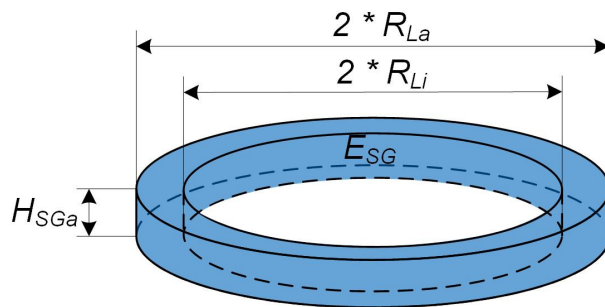


Abbildung 4-8: Bodendämmschicht als elastischer Ring

Hierbei ist  $R_{La}$  der äußere Radius der Lastverteilerplatte, und  $R_{Li}$  der innere Radius der Randverdickung der Lastverteilerplatte. Die Breite des Kreisrings sollte hierbei ca. 10 % des Aussenradius der Lastverteilerplatte  $R_{La}$  betragen, mindestens aber 1,0 m.

Auf Basis der ermittelten Federsteifigkeiten wird das (linearelastische) dynamische Verhalten der Bodendämmung mit dem in Abbildung 4-9 dargestellten Modell beschrieben. Das von Hertle [67] beschriebene, und von Waas, Hertle und Krol [68] veröffentlichte Modell wurde hierbei noch um eine Rotationsfeder erweitert.

In Abbildung 4-9 wird die Detailausprägung der Lastverteilerplatte im Randbereich dargestellt. Die Lastverteilerplatte ist unterhalb des Tankmantels (gestrichelt dargestellt) meist etwas stärker ausgeführt, um in diesem hochbelasteten Bereich die nötige Bewehrung zum Abtragen der Einwirkungen unterbringen zu können. Im mittleren Bereich unterhalb des Tankbodens (auch gestrichelt dargestellt) wird die Platte etwas dünner ausgeführt, um mehr Platz für die Bodendämmung zu bieten.

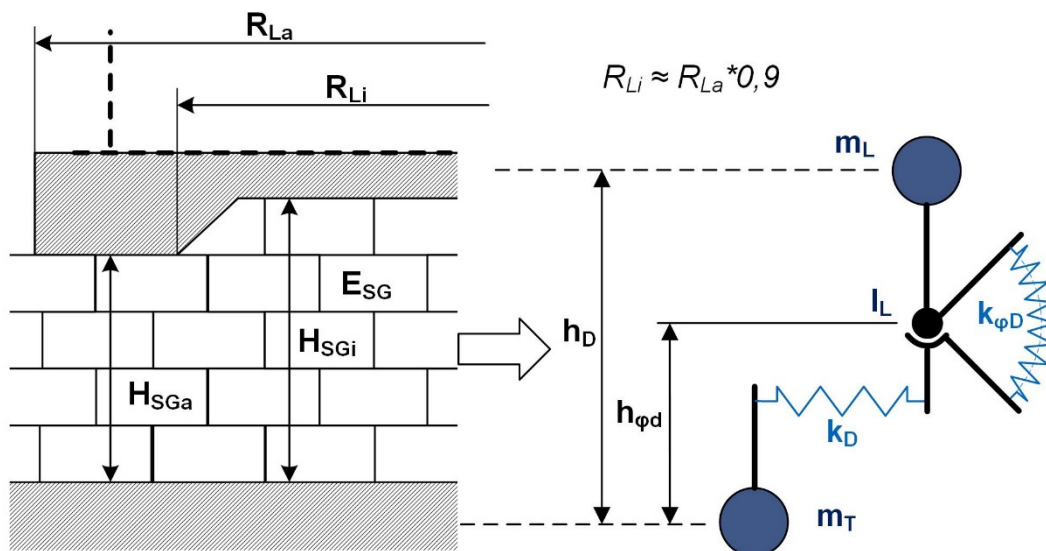


Abbildung 4-9: Dynamisches Ersatzsystem der Bodendämmung

Das in Abbildung 4-9 rechts dargestellte dynamische Ersatzsystem besteht aus der Ersatzmasse für die obere Fundamenttischplatte  $m_T$ , der Ersatzmasse für die Lastverteilerplatte  $m_L$ , dem Massenträgheitsmoment aller Massen oberhalb der Bodendämmungsschicht  $I_L$ , und den beiden diskreten Federsteifigkeiten der Bodendämmungsschicht  $k_D$  und  $k_{\varphi D}$ .



Zusätzlich ist noch die Höhe  $h_D$  zwischen den Schwerpunkten der Ersatzmassen  $m_T$  und  $m_L$  dargestellt, und die Höhe des Drehpunktes der Bodendämmung  $h_{\varphi d}$  bezogen auf die Masse der Fundamenttischplatte  $m_T$ . Auf die Ermittlung der entsprechenden diskreten Massen wird im folgenden Kapitel eingegangen.

#### 4.6 Besonderheiten – Fundament

Die Fundamente von Flüssiggastanks sind häufig aufgeständert ausgeführt. In Abbildung 4-1 ist eine typische Aufständering für einen Flüssiggastank dargestellt.

Es gibt zwei Gründe für diese Aufständering:

- Da das Lagermedium am Sättigungspunkt gelagert wird, benötigen die Prozesspumpen einen vergleichsweise hohen Pumpenvordruck NPSH (Net Pressure Suction Head), um die Pumpe vor Kavitation zu schützen. Hierfür ist es nötig den statischen Druck der Flüssigkeitssäule über dem Pumpeneinlauf zu erhöhen. Die einfachste Lösung hierfür ist, den Tank relativ zur Pumpe höher zu stellen.
- Durch die kalten Temperaturen im Inneren des Tanks wird der Umgebung des Tanks trotz der Wärmedämmung konstant Wärme entzogen. Bei einem auf dem Boden stehenden Tank würde dies langfristig zum Einfrieren des Bodens unter dem Tankfundament führen, was zu einer Zerstörung des Fundamentes führen kann. Eine Lösung für dieses Problem ist die Installation einer Fundamentheizung, welche eine konstante positive Temperatur unterhalb der Fundamentplatte garantiert. Die zweite Lösung ist die Unterlüftung des Tanks durch eine Aufständering, wodurch der Tank von Boden thermisch entkoppelt wird.

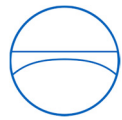
Typischerweise werden die aufgeständerten Fundamente als Stahlbeton-Konstruktion ausgeführt, wobei üblicherweise eine Aufständeringshöhe zwischen 1,5 m und 2,5 m ausreicht, um einen guten Luftaustausch unter der oberen Fundamentplatte zu ermöglichen, und den benötigten statischen Vordruck für die Prozesspumpen bereitzustellen.

Die Dicke der oberen und der unteren Fundamentplatte beträgt üblicherweise zwischen 0,8 m und 1,2 m, wobei die obere Fundamenttischplatte häufig die dickere Platte ist, da hier die Ankerzuglasten abgeführt werden müssen, welche ein Krepelmoment in die obere Platte einbringen.

In Abbildung 4-10 wird die gewählte Massenaufteilung für das dynamische Ersatzmodell dargestellt. Die komplexe Geometrie des aufgeständerten Tankfundaments wird hierbei in drei Hauptmassen unterteilt, wie in Kapitel 4.4 beschrieben wird die Verformungsfigur der Stützen nicht berücksichtigt:

- Die Fundamentmasse  $m_F$  mit der Masse der unteren Fundamentplatte und der halben Masse der Aufständeringstützen.

$$m_F = m_{\text{Fundament}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Stützen}} \quad \text{Gl. 4-8}$$



- Die Fundamenttischmasse  $m_T$  mit der Masse der oberen Fundamentplatte und der halben Masse der Aufständerstützen, sowie der halben Masse der Bodendämmung.

$$m_T = m_{\text{Tischplatte}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Stützen}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Bodendämmung}} \quad \text{Gl. 4-9}$$

- Die Lastverteilerplatten-Masse  $m_L$  mit der Masse der Lastverteilerplatte, der halben Masse der Bodendämmung, sowie der Masse des Tankbodens.

$$m_L = m_{\text{Lastverteilerplatte}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{Bodendämmung}} + m_{\text{Tankboden}} \quad \text{Gl. 4-10}$$

Die Höhen  $h_F$ ,  $h_T$  und  $h_L$  der diskreten Massen  $m_F$ ,  $m_T$ , und  $m_L$  müssen entsprechend der Schwerpunkte der Einzelkomponenten bestimmt werden. Die Berechnung erfolgt über das Momentengleichgewicht.

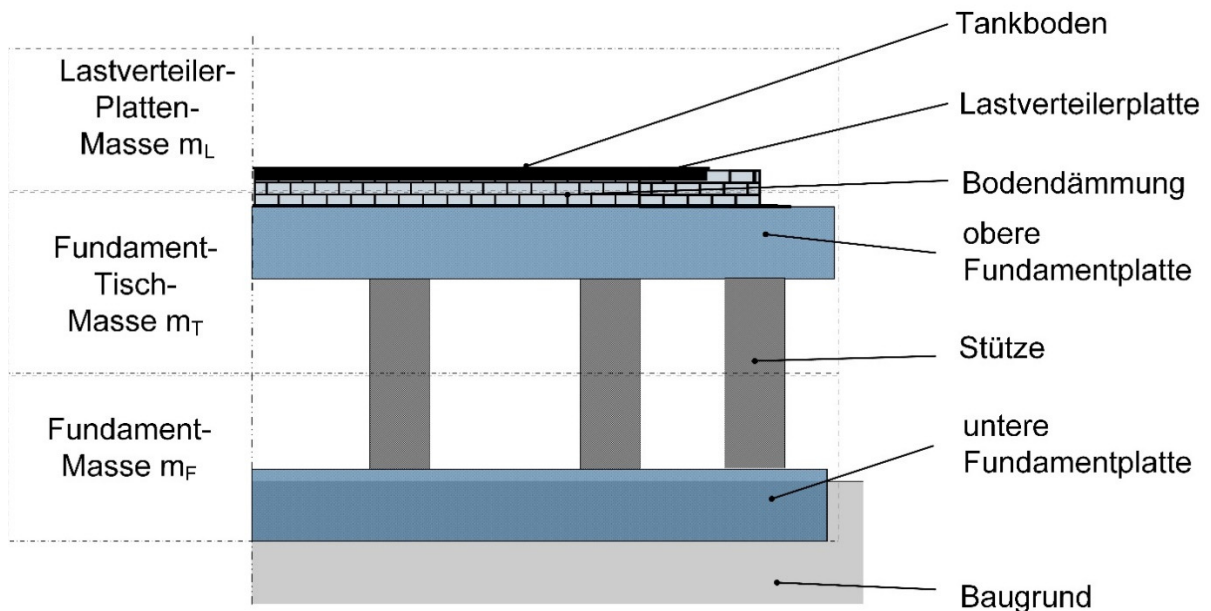


Abbildung 4-10: Massenaufteilung Flüssiggastank-Fundament

Die Aufteilung der Massen erfolgt aufgrund der Steifigkeitsverteilungen über die einzelnen Komponenten des aufgeständerten Tankfundamentes. Während die starren Platten sehr hohe horizontale Steifigkeiten aufweisen, haben die Aufständerstützen und die Bodendämmungsschicht vergleichsweise kleine horizontale Steifigkeiten.

Im Wesentlichen ist das Verhalten von Stahlbeton-Konstruktionen unter dynamischen Einwirkungen abhängig von den folgenden Einflussgrößen [70]:

- Dehnungsgeschwindigkeit
- Verformung
- Lastspielzahl



Für den in dieser Arbeit betrachteten Sonderfall der Erdbebeneinwirkung ist vor allem der Einfluss nichtlinearer Verformungen von Bedeutung, der Einfluss der Dehngeschwindigkeiten und der Lastspielzahl sind von untergeordneter Bedeutung [70].

Die Steifigkeit von Stahlbetonstrukturen unter dynamischen Einwirkungen hängt von mehreren Faktoren ab [70, 71]. Grundsätzlich gehen die geometrischen Größen des Systems, die (nichtlinearen) Materialgesetze von Beton und Betonstahl, der Risszustand des Systems, und das Verbundverhalten der Baustoffe ein [71]. Maßgeblich für die Abschätzung der Verformungen ist jedoch der Übergang der Stahlbetonstützen in den gerissenen Zustand (Zustand 2). Aufgrund der während des Erdbebens in den Aufständersstützen auftretenden Biegemomente und den damit einhergehenden Zugspannungen in den Stützen reißt der Beton auf. Durch die Rissbildung verringert sich der tragende Querschnitt abhängig vom Verhältnis der Normallasten zu den Querlasten.

Das Verhalten von Stahlbeton-Bauwerken unter dynamischer Belastung zeigt im ersten Belastungszyklus eine Erhöhung der Reiß- und Plastifizierungslast um ca. 20–25 % gegenüber den Verhältnissen bei statischer Belastung, doch ist diese Wirkung nach der Plastifizierung in den folgenden Belastungszyklen verschwunden und hat keinen nachhaltigen Einfluss auf das weitere dynamische Verhalten [71].

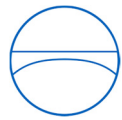
Versuche an symmetrisch bewehrten Stützenquerschnitten unter Biegebeanspruchung haben gezeigt, dass bei großen Verformungen, welche mit hohen Betonstauchungen verbunden sind, eine fortschreitende Zerstörung des Betongefüges eintritt, wobei die Neigung der Kraft-Verformungs-Kurven bei Entlastung beziehungsweise Wiederbelastung mit wachsender plastischer Verformung deutlich abnimmt [71]. Hierbei kann sich die Neigung der Arbeitslinie halbieren.

Um den Einfluss des Überganges der Aufständersstützen in den Zustand 2 auf die Steifigkeit der Aufständersstütze berücksichtigen zu können, wird bei der Ermittlung der Federsteifigkeit der Aufständersstütze im Folgenden der üblicherweise für Stahlbeton-Strukturen anzusetzende E-Modul  $E_C$  von ca. 30.000 MPa auf einen reduzierten E-Modul  $E_{Cr}$  von 15.000 MPa halbiert. Zusätzlich wird Höhe der Aufständersstützen  $L_S$  aus Gründen einer konsistenten Modellbildung erhöht, die Säulen werden hierbei in die Schwereebenen der beiden Fundamentplatten verlängert, die vergrößerte Säulenlänge ist  $L^*_s$ .

Durch die Reduzierung des E-Moduls und die Vergrößerung der Stützenlänge wird versucht bei der Ermittlung der Aufständersstütze steifigkeit konservative Werte für die nachfolgende bauldynamische Betrachtung zu ermitteln. Eventuelle Fehler bei der Einschätzung der tatsächlichen Aufständersstütze steifigkeit aufgrund der vergleichsweise groben Abschätzung haben keinen großen Einfluss auf die später ermittelte Gesamtsteifigkeit, da die Steifigkeit der Bodendämmung meist deutlich geringer ist.

Bauldynamisch wirken die Aufständersstützen wie Geschossstützen zwischen zwei starren Platten. Die horizontale Steifigkeit  $k_E$  für die Einzelstütze lässt sich auf Basis eines beidseitig eingespannten Balkens abschätzen:





$$k_E = \frac{12 \cdot E_{Cr} \cdot I_S}{L_S^{*3}}$$

Gl. 4-11

Hierbei errechnet sich die horizontale Federsteifigkeit  $k_E$  einer Stütze über den (reduzierten) E-Modul  $E_{Cr}$  des Stützenmaterials, über die (modifizierte) Länge  $L_S^*$  der Stütze, und das axiale Flächenmoment 2ten Grades  $I_S$  des Stützenquerschnitts.

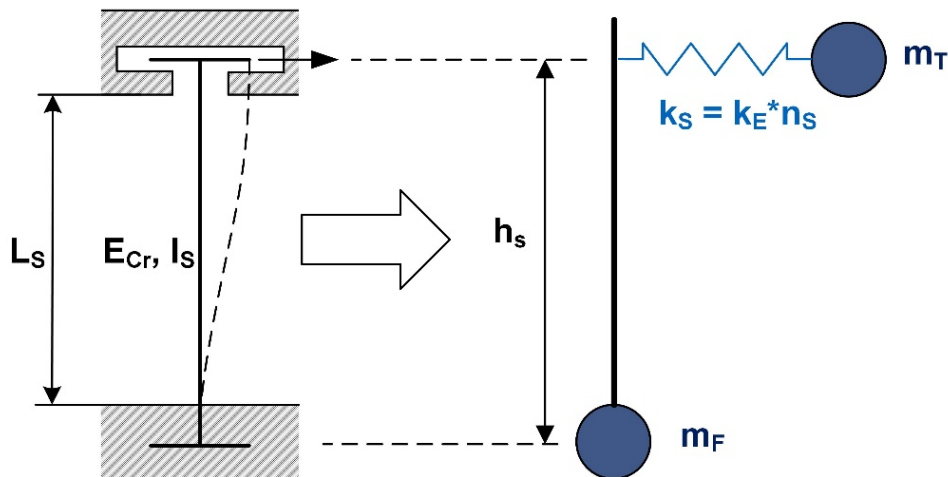


Abbildung 4-11: Diskretes Modell der Aufständerung

In Abbildung 4-11 wird das dynamische Ersatzsystem für das aufgeständerte Fundament dargestellt. Die Höhe  $h_S$  entspricht dem Abstand der Schwerpunkte der Fundamenttischmasse  $m_T$  und der Fundamentmasse  $m_F$ .

Das axiale Flächenmoment 2ten Grades  $I_S$  ergibt sich für eine kreisrunde Stütze mit dem Durchmesser  $d_S$  zu:

$$I_S = \frac{\pi \cdot d_S^4}{64}$$

Gl. 4-12

Da die Aufständerung durch mehrere Stützen erfolgt, und die Steifigkeiten der Einzelstützen durch die Anordnung parallel geschaltet sind, ergibt sich die Federkonstante  $k_S$  aus der Summe der Einzelfedersteifigkeiten  $k_E$ , wobei  $n_S$  die Anzahl der Stützen ist:

$$k_S = n_S \cdot k_E$$

Gl. 4-13

Für die Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion wird das in Kapitel 3.3.2 dargestellte Modell verwendet.



## 4.7 Dynamisches Ersatzmodell – Flüssiggastank

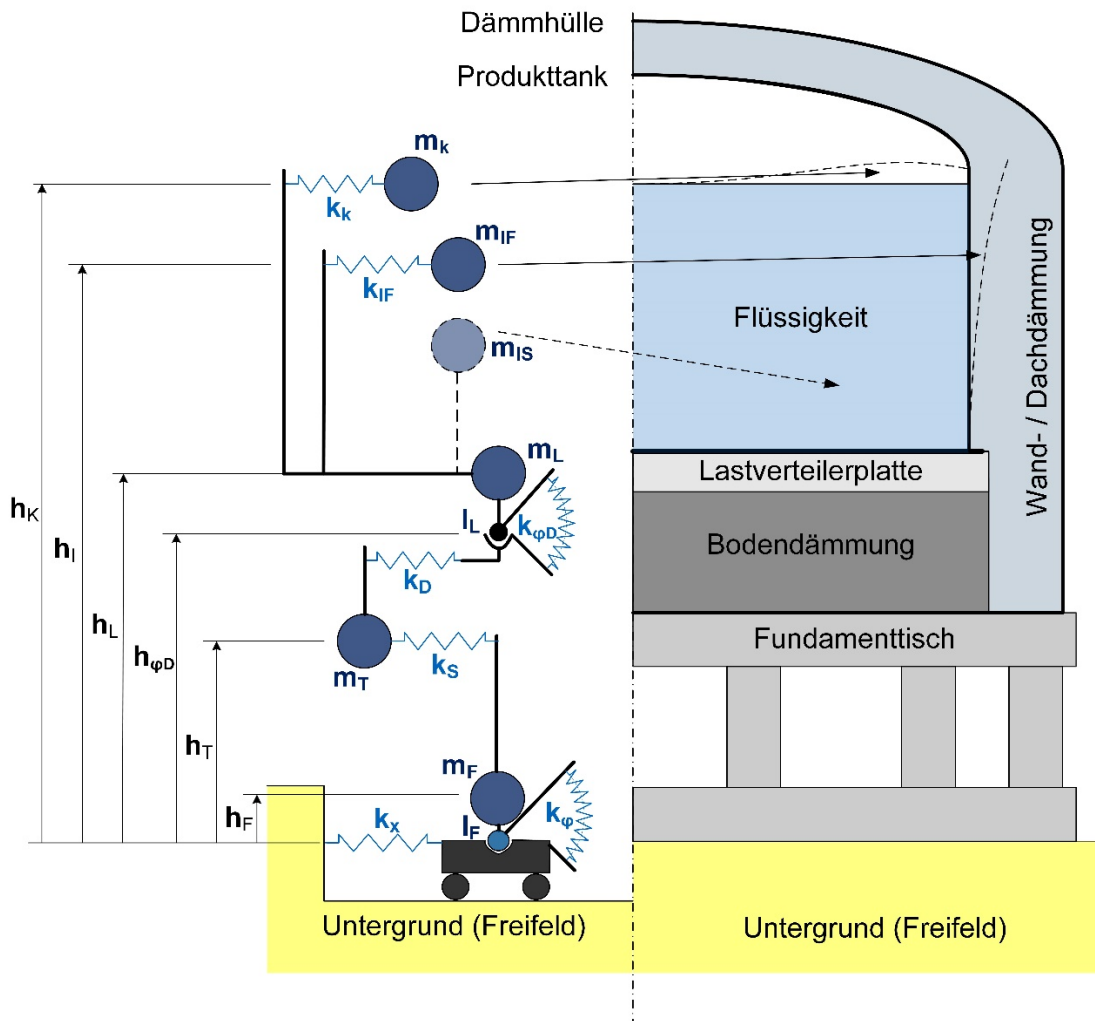


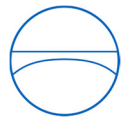
Abbildung 4-12: Dynamisches Ersatzmodell – Flüssiggastank (Flüssiggastank-Modell)

Aufbauend auf dem dynamischen Ersatzmodell für Wärm tanks (vgl. Abbildung 3-19), dem dynamischen Ersatzmodell für die Aufständ erung (vgl. Abbildung 4-11) und dem dynamischen Ersatzmodell für die Bodendämmung (vgl. Abbildung 4-9) wird in Abbildung 4-12 das sich ergebende dynamische Ersatzmodell des Flüssiggastanks (**Flüssiggastank-Modell**) dargestellt. Ein ähnliches Ersatzmodell wurde bereits von Hertle [67] beschrieben und von Waas, Hertle und Krol [68] veröffentlicht.

Die in Abbildung 4-12 dargestellten Höhen  $h_n$  beziehen sich alle auf den Drehpunkt des Fundaments und lassen sich durch Addition der in den vorherigen Kapiteln dargestellten Höhen ableiten.

Auf die Darstellung der entsprechenden Dämpfer wird aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet, jedoch kann zu jedem Federelement  $k_n$  ein entsprechendes Dämpferelement  $c_n$  parallel angeordnet werden.

Für die Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wird als Dämpfungsansatz die Rayleigh-Dämpfung verwendet.



Bei der Rayleigh-Dämpfung, welche auch proportionale Dämpfung genannt wird, handelt es sich um einen rein mathematischen Ansatz zur Beschreibung der Dämpfung eines Mehrmassenschwingers. Die für die Bewegungsgleichungen benötigte Dämpfungsmatrix  $\mathbf{C}$  wird hierbei auf Basis der Annahme erstellt, dass die Dämpfung entweder der Verteilung der Massenmatrix oder der Verteilung der Steifigkeitsmatrix folgt.

Im Unterschied zu dem in Abbildung 3-19 dargestellten diskreten Modell für den Warmtank wurden in dem diskreten Modell für den Flüssiggastank die Drehpunkte von den Massenschwerpunkten entkoppelt, um die sich durch das Zusammenlegen von Einzelmassen ergebenden verschobenen Massenschwerpunkte besser darstellen zu können. Der entsprechende Hebelarm  $h_{n,ges}$  ergibt sich für zusammengesetzte Massen zu:

$$h_{n,ges} = \frac{\sum m_n \cdot h_n}{\sum m_n} \quad \text{Gl. 4-14}$$

In **Anhang A** werden für das in Abbildung 4-12 gezeigte Flüssiggastank-Modell die entsprechenden Massen-, Steifigkeits-, und Dämpfungsmatrizen dargestellt. Auf Basis der vorgestellten Matrizen können linearelastische dynamische Berechnungen für das Modell durchgeführt werden.

Die Bestimmung der Massenträgheitsmomente  $I_F$  und  $I_L$  erfolgt über die in der Literatur angegebenen Formeln zur Ermittlung der Massenträgheitsmomente von runden Platten und Rohren, wobei zu beachten ist, dass die Steiner-Anteile bezogen auf den Drehpunkt nicht gesondert bestimmt werden müssen, weil sie bereits in der Massenmatrix berücksichtigt sind.

Zusätzlich zur impulsiv flexiblen Masse  $m_{IF}$  wird in Abbildung 3-17 noch die impulsiv starre Masse  $m_{IS}$  dargestellt, welche aber für die dynamische Berechnung der Masse der Lastverteilerplatte  $m_L$  zugeschlagen wird, da die impulsiv starre Masse der Starrkörperverschiebung des Tankbodens folgt. Die Höhe der impulsiv starren Masse wird entsprechend in die Höhe der Masse der Lastverteilerplatte  $m_L$  eingerechnet.

## 4.8 Bestimmung der Untersuchungsparameter

In dieser Arbeit wurde eine Parameterstudie zur Bestimmung des Einflusses der konstruktiven Besonderheiten der Flüssiggastanks auf ihr dynamisches Verhalten durchgeführt. In diesem Kapitel werden die technisch sinnvollen Parameter für die Parameterstudie bestimmt.

### 4.8.1 Festlegung der Behälterparameter

In den folgenden Abschnitten werden die Parameter festgelegt, welche das (linearelastische) dynamische Verhalten von Flüssiggastanks beschreiben. Hierbei wird auf das Lagervolumen  $V$ , die Geometrie des Tankmantels, den Werkstoff des Tankmantels, das zu lagernde Medium, die Aufständigerparameter, sowie die Bodendämmungsparameter eingegangen.



#### 4.8.1.1 Lagervolumen der Tanks

Das Lagervolumen  $V$  der betrachteten Flüssiggastanks wird zwischen  $400\text{ m}^3$  und  $200.000\text{ m}^3$  variiert. Für Lagervolumina von weniger als ca.  $400\text{ m}^3$  sind Flachbodentanks zu teuer, hier werden üblicherweise werkstattgefertigte Druckbehälter eingesetzt. Bei den sehr großen Lagereinheiten ergibt sich aufgrund der eingesetzten Werkstoffe und den zulässigen Wandstärken derzeit eine Maximalgröße von etwa  $200.000\text{ m}^3$ .

Tabelle 4-5: Übersicht der in der Parameterstudie betrachteten Tankdimensionen

Lagervolumen $V$	Durchmesser des Tankmantels $d_T$	Höhe des Tankmantels $H_M$
$\sim 400\text{ m}^3$	$\sim 8,0\text{ m} - 10,0\text{ m}$	$\sim 6,0\text{ m} - 9,0\text{ m}$
$\sim 4.000\text{ m}^3$	$\sim 17,0\text{ m} - 22,0\text{ m}$	$\sim 12,0\text{ m} - 19,0\text{ m}$
$\sim 40.000\text{ m}^3$	$\sim 40,0\text{ m} - 46,0\text{ m}$	$\sim 27,0\text{ m} - 35,0\text{ m}$
$\sim 200.000\text{ m}^3$	$\sim 68,0\text{ m} - 80,0\text{ m}$	$\sim 48,0\text{ m} - 58,0\text{ m}$

Die in Tabelle 4-5 angegebene Tankdimensionen sind Schätzwerte auf Basis der betrachteten Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  (vgl. Tabelle 4-6) und sollen ein Gefühl für die Größe der betrachteten Bauwerke geben.

#### 4.8.1.2 Schlankheitsverhältnis der Tanks

Das dimensionslose Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  eines Tanks hat, wie in Kapitel 3.1 dargestellt, einen erheblichen Einfluss auf die hydrodynamischen Drücke im Tank.

Tabelle 4-6: Übersicht der verwendeten Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  – Parameterstudie

Lagervolumen $V$	Schlankheitsverhältnis $\gamma$
$400\text{ m}^3 < V \leq 5.000\text{ m}^3$	1,0 – 2,2
$5.000\text{ m}^3 < V \leq 200.000\text{ m}^3$	1,0 – 1,6

In Erdbebengebieten werden Lagertanks mit kleinen Volumina üblicherweise mit Schlankheitsverhältnissen zwischen  $1,0 \leq \gamma \leq 2,2$  geplant. Große Lagertanks werden in Erdbebengebieten eher gedrunken ausgeführt, wobei die Schlankheitsverhältnisse bei  $1,0 \leq \gamma \leq 1,6$  liegen. In Tabelle 4-6 sind die in der Parameterstudie untersuchten Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  in Abhängigkeit vom Lagervolumen  $V$  dargestellt.

#### 4.8.1.3 Dichte des Lagermediums

Die Dichten  $\rho_L$  von Flüssiggasen haben eine größere Varianz als die Dichten  $\rho_L$  von bei Umgebungstemperatur gelagerten Medien. Besonders die vergleichsweise geringen Dichten von verflüssigten Kohlenwasserstoffen sind hier zu erwähnen. Die in Tabelle 4-1 angegebenen Dichten bieten eine gute Übersicht. In Tabelle 4-7 werden die für die Parameterstudie verwendeten Produktdichten  $\rho_L$  in Abhängigkeit vom Lagervolumen  $V$  gezeigt.



Tabelle 4-7: Übersicht der verwendeten Produktdichten – Parameterstudie

Lagervolumen $V$	Produktdichte $\rho_L$
$400 \text{ m}^3 < V \leq 2.000 \text{ m}^3$	$800 \text{ kg/m}^3 - 1.400 \text{ kg/m}^3$
$2.000 \text{ m}^3 < V \leq 20.000 \text{ m}^3$	$400 \text{ kg/m}^3 - 1.100 \text{ kg/m}^3$
$20.000 \text{ m}^3 < V \leq 200.000 \text{ m}^3$	$400 \text{ kg/m}^3 - 800 \text{ kg/m}^3$

Im Rahmen der Parameterstudie werden für sehr kleinere Tanks Produktdichten  $\rho_L$  zwischen  $800 \text{ kg/m}^3$  und  $1.400 \text{ kg/m}^3$  berücksichtigt, weil die leichteren Medien bei diesen kleinen Volumina aus kommerziellen Gründen meist in werkstattgefertigten Druckbehältern gelagert werden. Für größere Lagervolumina  $V$  werden Produktdichten  $\rho_L$  zwischen  $400 \text{ kg/m}^3$  und  $1.100 \text{ kg/m}^3$  berücksichtigt, weil das sehr Dichte Argon nicht in so großen Mengen gelagert wird. Für sehr große Lagervolumina  $V$  werden Produktdichten  $\rho_L$  zwischen  $400 \text{ kg/m}^3$  und  $800 \text{ kg/m}^3$  berücksichtigt, da in diesem Tankgrößenbereich in der industriellen Anwendung nur noch Kohlenwasserstoffe oder Ammoniak gelagert werden.

#### 4.8.1.4 Wandstärke zu Tankradius-Verhältnis

Das dimensionslose Wandstärke zu Tankradius-Verhältnis ( $s/R$ -Verhältnis) ist abhängig von der Zugfestigkeit des für den Tankmantel verwendeten Werkstoffes, von der Dichte des gelagerten Flüssiggases und der Intensität der Erdbebeneinwirkung.

Um den Einfluss der unterschiedlichen Zugfestigkeiten bei den eingesetzten Werkstoffen für den Tankmantel untersuchen zu können, wurden exemplarisch zwei häufig für Flüssiggastanks verwendete Materialien betrachtet.

Zum einen wurde ein kaltzäher nichtrostender Sahl mit vergleichsweise niedriger Zugfestigkeit betrachtet, wie er häufig für kleinere Lagervolumina bei verflüssigtem Argon, Sauerstoff oder Stickstoff verwendet wird. Außerdem wurde ein kaltzäher niedriglegierter Nickelstahl mit vergleichsweise hoher Zugfestigkeit betrachtet, wie er häufig für große Lagervolumina bei verflüssigten Kohlenwasserstoffen eingesetzt wird.

Die Dicke des Tankmantels  $s$  für Tanks unter Erdbebeneinwirkung ist abhängig von der Größe der hydrodynamischen Drücke. In der Parameterstudie wird davon ausgegangen, dass die Dicke des Tankmantels  $s$  bei  $1/3$  Mantelhöhe der Dicke des Tankmantels im untersten Mantelschuss unter rein hydrostatischem Druck entspricht.

Auf diese Weise wird sichergestellt, dass die Fluidichte, sowie das Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  des Tanks und die Festigkeit des Mantelwerkstoffs berücksichtigt werden, und zusätzlich eine Erhöhung der Mantelwandstärken aufgrund der hydrodynamischen Drücke erfolgt.

Da weltweit die meisten Tanks dieser Art nach den Amerikanischen Regelwerken API 620 [32] und API 625 [33] ausgeführt sind, wird die Wandstärkenabschätzung nach diesen Regelwerken durchgeführt. In Tabelle 4-8 werden die für die Berechnung verwendeten Tankmantel-Werkstoffe mit den für die Bemessung maßgebenden Materialeigenschaften aufgeführt.



Tabelle 4-8: Betrachtete Tankmantel-Werkstoffe (bei -170°C) – Parameterstudie

Material (API) [32, 33]	Materialtyp	Streckgrenze $\sigma_y$ [MPa] [32]	Zulässige Spannung $\sigma_a$ [MPa] [32]	E-Modul $E_s$ [MPa] [72]
ASTM A240 Typ 304L [73]	nichtrostender Stahl	172	129	202.000
ASTM A 553 [74]	niedrig legierter Nickelstahl	586	229	206.000

In der Parameterstudie werden die Tankmantel-Werkstoffe zur Ermittlung der Wandstärken  $s$  der Tanks, wie in Tabelle 4-9 dargestellt, abhängig vom Lagervolumen  $V$  festgelegt.

Tabelle 4-9: Verwendete Tankmantel-Werkstoffe – Parameterstudie

Lagervolumen $V$	verwendetes Material
$400 \text{ m}^3 < V \leq 10.000 \text{ m}^3$	ASTM A240 Typ 304L [73]
$10.000 \text{ m}^3 < V \leq 200.000 \text{ m}^3$	ASTM A 553 [74]

Für die Parameterstudie werden die Wandstärken  $s$ , und damit die impulsiven Steifigkeiten  $k_i$ , unter Berücksichtigung des gelagerten Mediums, der Tankgeometrie, und der üblicherweise verwendeten Werkstoffe ermittelt. Die sich ergebenden Steifigkeiten liefern somit einen guten Schätzwert für die weiteren Untersuchungen.

In Abbildung 4-13 ist die Entwicklung der  $s/R$ -Verhältnisse über verschiedene Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  aufgetragen, wobei das  $s/R$ -Verhältnis jeweils auf Basis des hydrostatischen Druckes für den untersten Schuss des Tankmantels ermittelt wurde.

Es wurde jeweils ein minimaler Wert für das  $s/R$ -Verhältnis  $s/R_{min}$  auf Basis eines Lagermediums mit geringer Dichte und eines Tankmantelmaterials mit hoher Festigkeit ermittelt.

Die Berechnung des entsprechenden maximalen  $s/R$ -Verhältnisses  $s/R_{max}$  erfolge auf Basis eines Lagermediums mit hoher Dichte und eines Tankmantelmaterials mit niedriger Festigkeit.

Für sehr kleine Tankvolumina fallen die Minimalwerte und die Maximalwerte des  $s/R$ -Verhältnisses zusammen, da hier die durch das Auslegungsregelwerk festgelegten Mindestwandstärken zum Tragen kommen. Die maximalen  $s/R$ -Verhältnisse  $s/R_{max}$  sind durch die maximale Mantelwandstärke begrenzt, welche, abhängig von Auslegungsregelwerk, bei ca. 40 mm liegt.

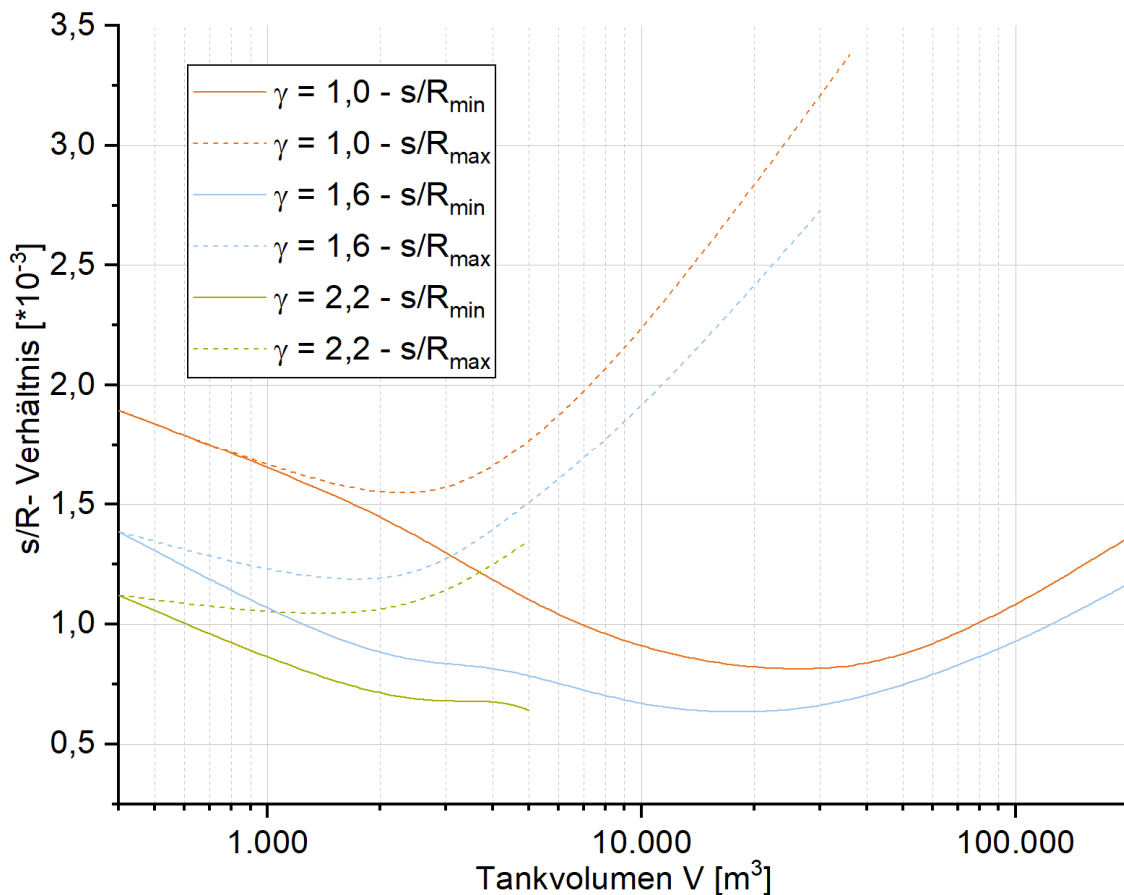
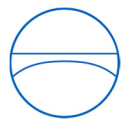


Abbildung 4-13: Größenordnung der zu betrachtenden  $s/R$ -Verhältnisse

Auf Basis der in Abbildung 4-13 dargestellten Entwicklung der Größenordnung der  $s/R$ -Verhältnisse unter Berücksichtigung der Werkstoffe, der betrachteten Tankgrößen, sowie der zu lagernden Medien werden im Rahmen dieser Arbeit Flachbodentanks mit einem  $s/R$ -Verhältnis zwischen  $0,5 \cdot 10^{-3}$  und  $2,9 \cdot 10^{-3}$  untersucht.

#### 4.8.2 Festlegen der Aufständigungsparameter

Die Höhe der Stützen  $L_S$  ist, wie in Kapitel 4.6 dargestellt, von prozesstechnischen und thermodynamischen Überlegungen abhängig und beträgt üblicherweise zwischen 1,5m und 2,5m. Für die Parameterstudie wird mit einer Stützhöhe  $L_S$  von 2,25m gerechnet, was vor allem für Flüssiggastanks in Luftzerlegungsanlagen ein typischer Wert ist, im Rahmen der Parameterstudie zu niedrigeren Steifigkeiten führt, und somit zu konservativen Ergebnissen bezüglich der Gesamtsteifigkeit führt.

Die Anzahl  $n_S$  und der Durchmesser  $d_S$  der Stützen, auf denen der Flüssiggastank steht, sind hingegen abhängig von dem Gewicht des gelagerten Produktes und den zu übertragenden Horizontallasten und Umsturzmomenten während eines Erdbebens.

Die Untersuchung bestehender Aufständigungen für Flüssiggastanks hat ergeben, dass es einen Zusammenhang zwischen der Kraft aus Eigengewicht  $F_{V,EG}$  der Tanks und der Stützenschnittfläche  $A_S$  gibt.



$$\sigma_s = \frac{F_{V,EG}}{A_s} \tag{Gl. 4-15}$$

Für Flüssiggastanks in weniger seismisch aktiven Regionen ergibt sich hierbei eine durchschnittliche Druckspannung in den Stützen  $\sigma_s$  von ca. 3.500–5.000 kN/m<sup>2</sup>.

Für Flüssiggastanks in Regionen mit hoher seismischer Aktivität ergibt sich eine Druckspannung  $\sigma_s$  von ca. 1.500–2.500 kN/m<sup>2</sup>. Wobei sehr kleine Tanks eher eine niedrigere Druckspannung aufweisen, da die Anzahl  $n_s$  der Stützen sonst sehr klein wird.

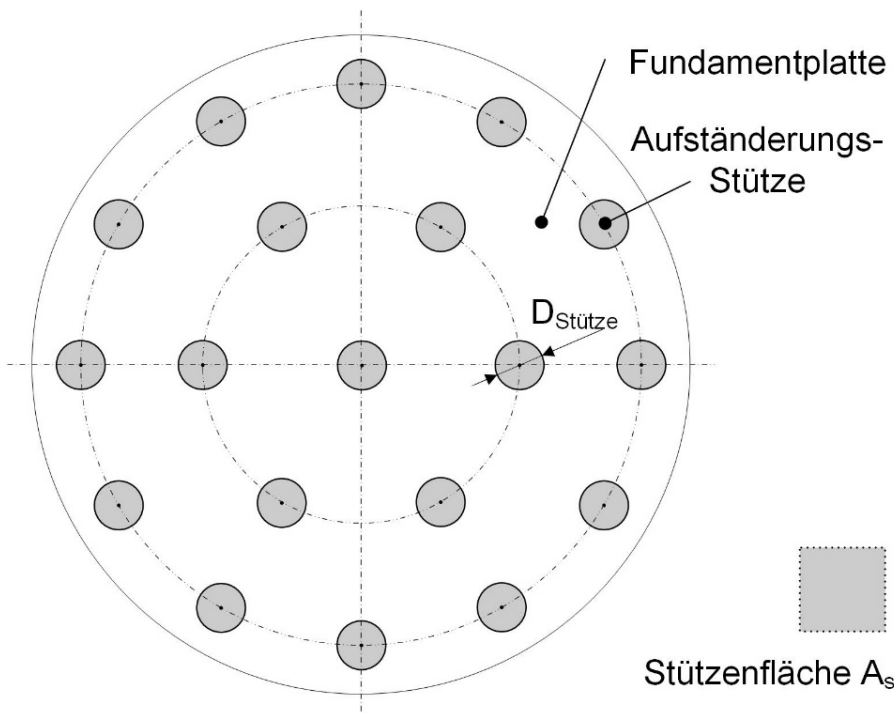


Abbildung 4-14: Stützenfläche der Aufständerung

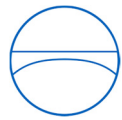
Die genannten Druckspannungen  $\sigma_s$  dienen hier lediglich zur Abschätzung der horizontalen Steifigkeit der Aufständerung und sind nicht zur Auslegung von aufgeständerten Fundamenten geeignet. Im Rahmen dieser Arbeit wird nicht näher auf die Bemessung der Aufständerungsstützen eingegangen, für weitergehende Überlegungen zur Auslegung von Massivbau-Konstruktionen gegen Erdbebeneinwirkungen sei auf einschlägige Fachliteratur verwiesen [70, 71, 75].

In Tabelle 4-10 sind die für die Parameterstudie verwendeten Druckspannungen zur Ermittlung der Stützenfläche  $A_s$  aufgeführt.

Tabelle 4-10: Verwendete Drucksp.  $\sigma_s$  zur Berechnung der Stützenfläche – Parameterstudie

Lagervolumen V	Drucksp. $\sigma_s$ zur Berechnung der Stützenfläche $A_s$
400 m <sup>3</sup> < V ≤ 5.000 m <sup>3</sup>	1.500 kN/m <sup>2</sup>
5.000 m <sup>3</sup> < V ≤ 20.000 m <sup>3</sup>	2.000 kN/m <sup>2</sup>
20.000 m <sup>3</sup> < V ≤ 200.000 m <sup>3</sup>	2.500 kN/m <sup>2</sup>





Der Durchmesser der Aufständersstützen  $d_s$  liegt normalerweise bei ca. 1,0 m. Für große Einheiten ( $V > \text{ca. } 10.000 \text{ m}^3$ ) werden die Stützen mit einem Durchmesser  $d_s$  von ca. 1,2 m ausgeführt.

Der Durchmesser der oberen und der unteren Fundamentplatte ist abhängig von dem Durchmesser des Produkttanks und der Dicke der Wanddämmung. Die Dicke der oberen und der unteren Fundamentplatte beträgt wie bereits in Kapitel 4.6 erwähnt üblicherweise zwischen 0,8 m und 1,2 m, abhängig vom Innerdruck des Produkttanks, der Gründungssituation, und den zu übertragenden seismischen Einwirkungen.

In der Parameterstudie wird für Tanks bis zu einem Lagervolumen  $V$  von  $10.000 \text{ m}^3$  ein Stützendurchmesser  $d_s$  von 1,0 m verwendet, für größere Tanks ein Stützendurchmesser  $d_s$  von 1,2 m. Die gewählten Parameter für die Aufständersung sorgen somit in der Parameterstudie für typische Aufständersungssteifigkeiten.

### 4.8.3 Festlegen der Dämmungsparameter

In den folgenden Abschnitten werden die Parameter festgelegt, welche die Dämmungseigenschaften der Flüssiggastanks für die Parameterstudie beschreiben.

#### 4.8.3.1 Bodendämmungsparameter

Der Durchmesser und damit die Fläche der Bodendämmungsschicht sind abhängig vom Durchmesser des Produkttanks und die freie Dämmschichthöhe  $H_{SGa}$  ist abhängig von den prozesstechnisch erlaubten Verdampfungsverlusten und der Bauart der Lastverteilerplatte.

Für die Produkte aus Luftzerlegungsanlagen (Stickstoff, Sauerstoff und Argon), mit ihren vergleichsweise kleinen Lagervolumina  $V$  (üblicherweise zwischen  $1.000 \text{ m}^3$  und  $5.000 \text{ m}^3$ ) werden aufgrund der kleinen Lagervolumina und der kleinen Verdampfungsenthalpie (vgl. Tabelle 4-1) meist vergleichsweise dicke Bodendämmschichten mit 500 mm bis 600 mm Schichthöhe  $H_{SGa}$  verwendet. Große Flüssiggastanks mit Lagervolumina über  $10.000 \text{ m}^3$  zur Lagerung von verflüssigten Kohlenwasserstoffen oder Flüssiggastanks mit höheren Lagertemperaturen wie z.B. bei Ammoniak tanks kommen hingegen mit dünneren Bodendämmschichten von 200 mm bis 400 mm Schichthöhe  $H_{SGa}$  aus. Die Breite der Randverdickung der Lastverteilerplatte wird in der Parameterstudie jeweils mit 10 % des äußeren Radius der Lastverteilerplatte  $R_{La}$  angenommen, wobei für kleine Tanks eine minimale Breite von 1,0 m gewählt wurde. Die Dicke der Lastverteilerplatte im Bereich der Randverdickung wurde mit 0,2 m angenommen.

In der Parameterstudie wird für kleine Tanks bis  $10.000 \text{ m}^3$  eine freie Dämmschichthöhe  $H_{SGa}$  von 600 mm verwendet, für größere Tanks eine freie Dämmschichthöhe  $H_{SGa}$  von 200 mm. Der E-Modul der Bodendämmung  $E_{SG}$  wird mit 1.500 MPa angenommen und die horizontale Steifigkeit der Dämmschicht  $k_{el,n}$  mit  $4 \cdot 10^7 \text{ N/m}^3$  je 100 mm Dämmschichtdicke (vgl. Kapitel 4.5).

Die gewählten Parameter für die Bodendämmung sorgen in der Parameterstudie für vergleichsweise niedrige Steifigkeiten, was zu konservativen Ergebnissen bezüglich der entstehenden Verschiebungen und der impulsiven Eigenschwingzeiten führt.



### 4.8.3.2 Wanddämmungsparameter

Die Wand- bzw. Dachdämmung wird in der Parameterstudie lediglich als zusätzliche Masse von 100 kg/m<sup>2</sup> auf Mantel und Dach berücksichtigt. Diese Dämmungsmasse geht auch in die Auslegung der Aufständerstützen mit ein.

### 4.8.4 Festlegen der Gründungsparameter

Für die Gründung wird in der Parameterstudie von einer Flachgründung ausgegangen. Es wird ein weicherer Boden (Tonerde) mit den im Tabelle 4-11 angegebenen Eigenschaften angenommen. Die Bodenklasse entspricht Bodenklasse B nach EN 1998-1 [15] oder Bodenklasse C nach ASCE-7 [14].

Tabelle 4-11: Verwendete Bodenparameter – Parameterstudie

Bodenart	Scherwellengeschwindigkeit $v_s$ [m/s]	Poissonzahl $\nu_b$ [-]	dynamischer Schubmodul $G_{d0}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Tonerde (clay)	600	0,3	800

Der gewählte Boden sorgt hierbei für vergleichsweise niedrige Bodensteifigkeiten. Für noch weichere Böden müssen bei Flüssiggastanks aufgrund der hohen vom Boden aufzunehmenden Pressungen meist Bodenverbesserungsmaßnahmen wie Pfahlgründungen vorgesehen werden, welche die horizontalen Steifigkeiten wieder erhöhen.

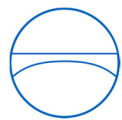
## 4.9 Parameteruntersuchung am Flüssiggastank

Auf Basis der in Kapitel 4.8 festgelegten Parameter werden nun, auf Grundlage der in Kapitel 4.2 bis Kapitel 4.6 hergeleiteten Zusammenhänge, die Steifigkeiten der einzelnen Bestandteile des Flüssiggastanks bestimmt. Es wird hierbei untersucht, welche baulastdynamisch relevanten Unterschiede sich zum ebenerdigen Wärmestank ohne Aufständerstütze und Bodendämmung ergeben.

### 4.9.1 Impulsive Steifigkeit des Tankmantels

Die impulsive Steifigkeit  $k_i$  wird auf Basis der impulsiv flexiblen Eigenschwingzeit des Mantels  $T_{if,h}$  und der impulsiv flexiblen Masse  $m_{i,f}$  bestimmt. Beide Werte können über Tabellen oder Diagramme abgeschätzt werden (vgl. Kapitel 3.1.3). In der Parameterstudie werden sowohl die impulsiv flexible Eigenschwingzeit  $T_{if,h}$ , als auch die impulsiv flexible Masse  $m_{i,f}$ , auf Basis des für die Ermittlung der Mantelwandstärken verwendeten Regelwerks [29] bestimmt:

$$k_i = m_{i,f} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2}{T_{if,h}^2} \quad \text{Gl. 4-16}$$



In Abbildung 4-15 wird beispielhaft die Entwicklung der impulsiven Steifigkeit  $k_i$  für Flüssiggastanks mit kleineren Volumina bis  $20.000\text{ m}^3$  dargestellt. Die in Kapitel 4.8 vorgeschlagenen Parameterbegrenzungen wurden hierbei verwendet. Zusätzlich zur Variation der Tankvolumina  $V$  wurden bei der Ermittlung der Mantelwandstärken  $s$  unterschiedliche Fluidichten  $\rho_L$  untersucht, um den Einfluss der Fluidichte auf die Steifigkeit des Mantels darstellen zu können. Die betrachteten Fluidichten wurden, abhängig vom Lagervolumen, an die industriell üblichen Lagermedien angepasst.

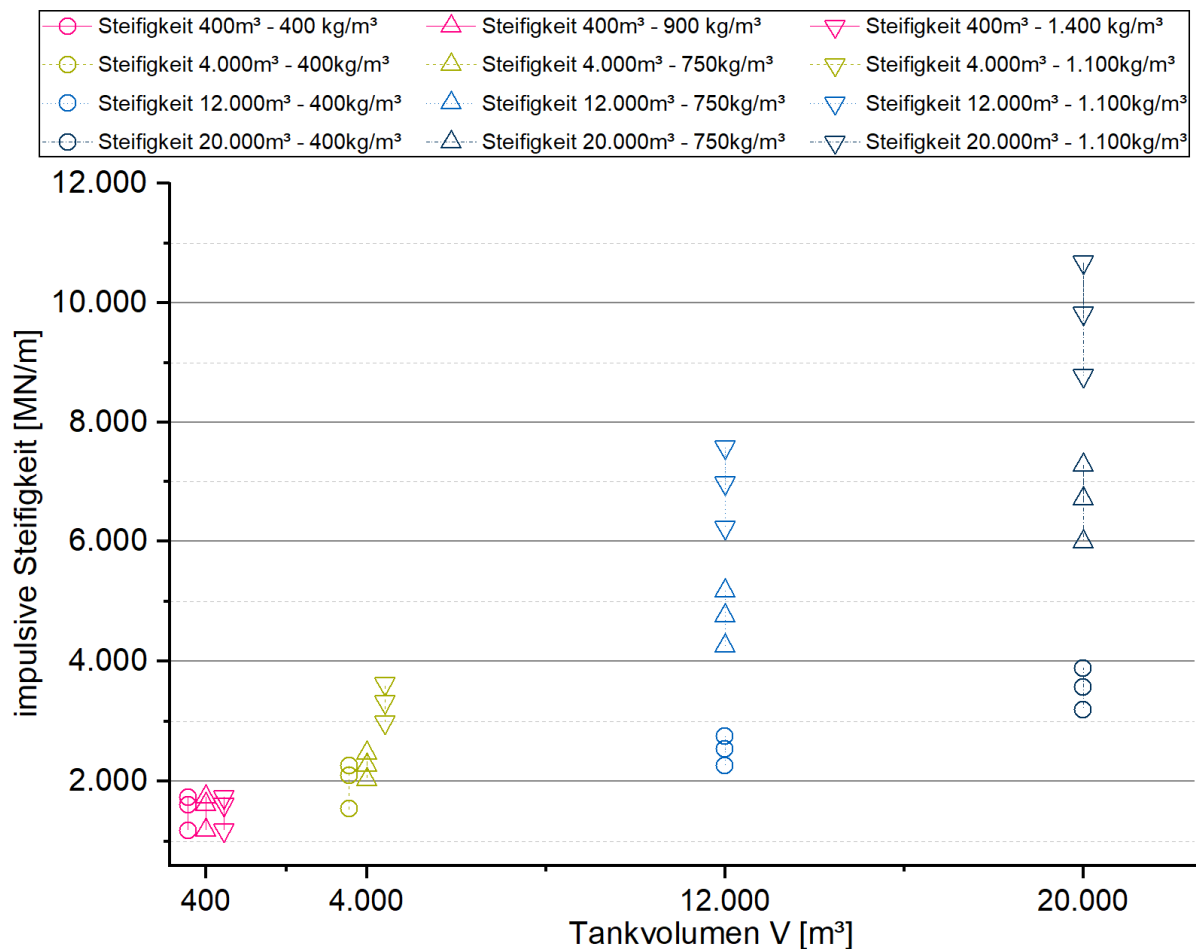


Abbildung 4-15: Impulsive Mantelsteifigkeit – Beispiel nichtrostender Stahl

Die in Abbildung 4-15 dargestellten Mantelsteifigkeiten wurden alle für Tanks mit einem Tankmantel aus nichtrostendem Stahl bestimmt. Es zeigt sich, dass die impulsiven Mantelsteifigkeiten für sehr kleine Tanks unabhängig von der Dichte  $\rho_L$  des Lagermediums sind, da hier immer die Mindestwandstärke des Auslegungsregelwerks zum Tragen kommt. Für die Tanks wurden die impulsiven Steifigkeiten für die Schlankheitsverhältnisse  $\gamma=1,0$ ;  $1,6$ ; und  $2,2$  (siehe 3 Punkte im Diagramm), bestimmt, wobei die Steifigkeit der Schlankheit der Tanks folgt, d.h. der schlanke Tank hat immer die geringste Steifigkeit.



#### 4.9.2 Gesamtsteifigkeit der Unterkonstruktion

Die Entwicklung der Steifigkeiten der verschiedenen Einzelkomponenten unterhalb des Produkttanks wurde, abhängig vom Tankvolumen, im Rahmen der Parameterstudie für die vorher beschriebenen Parameter bestimmt. Die horizontale Gesamtsteifigkeit der Unterkonstruktion  $k_G$  wird in einem vereinfachenden Ansatz über die Summe der Einzelsteifigkeiten der verschiedenen Komponenten abgeschätzt. Modalanalytische Untersuchungen, welche für die gängigen, im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Flüssiggastank-Geometrien auf Basis des in Abbildung 4-12 dargestellten Ersatzmodelles durchgeführt wurden, haben gezeigt, dass dieses Vorgehen die tatsächliche Gesamtsteifigkeit der Unterkonstruktion in dem für die Schwingungsantwort des Flüssiggastanks maßgeblichen zweiten (impulsiven) Eigenmode abhängig von den gewählten Parametern um bis zu ca. 10% überschätzt. In der Beispielberechnung in **Anhang C** wird das entsprechende Vorgehen bei den modalanalytischen Untersuchungen in Kapitel C.2.1 detailliert dargestellt. Für den betrachteten Ammoniaktank ergibt sich hierbei für den maßgeblichen zweiten (impulsiven) Eigenmode eine Überschätzung der Steifigkeit der Unterkonstruktion von 8%. Für die Parameterstudie ist dieser Fehler akzeptabel, da es bei der durchgeführten Studie um die Ermittlung der Größenordnung der zu erwartenden Steifigkeiten geht, nicht um die Ermittlung absoluter Werte.

Auch die Unsicherheiten bei der Bestimmung der Boden-Bauwerk-Interaktion aufgrund der in Kapitel 3.4 beschriebenen Problematik bezüglich der Berücksichtigung der Fundamentmasse werden im Rahmen der Genauigkeit dieser Parameterstudie als vernachlässigbar angesehen. Da die horizontale Fundamentsteifigkeit  $k_x$  durch die gewählten Parameter für den Flüssiggastank immer viel höher ist als die Steifigkeiten der Aufständering  $k_s$  und der Bodendämmung  $k_D$ , ist der Einfluss der Fundamentsteifigkeit  $k_x$  auf die horizontale Gesamtsteifigkeit  $k_G$  vernachlässigbar.

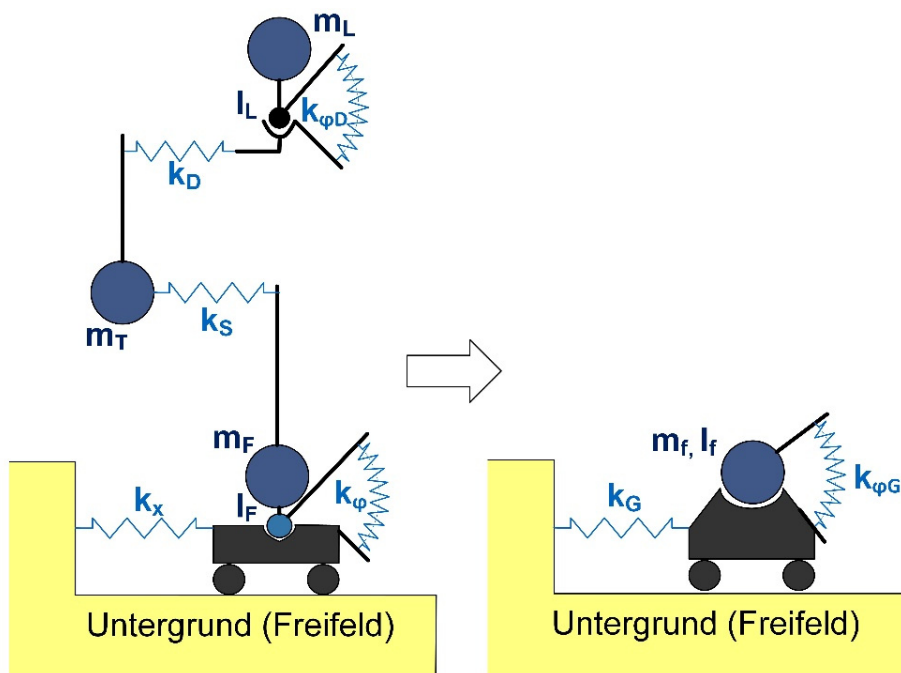


Abbildung 4-16: Reduktion der Steifigkeiten



In Abbildung 4-16 ist die Reduktion der Steifigkeiten der Unterkonstruktion dargestellt, wobei das Feder-Masse-System des Flachbodentanks (impulsive und konvektive Federn) aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt wird. Das komplette Modell des links dargestellten Flüssiggastanks ist in Abbildung 4-12 dargestellt, das komplette Tankmodell des rechts dargestellten Tanks mit reduzierter Unterkonstruktion ist in Abbildung 6-3 dargestellt.

Die Rotationsfedern wurden der Vollständigkeit halber in Abbildung 4-16 auch dargestellt, jedoch ist der Einfluss der Fundamentrotation auf die maßgeblichen Eigenfrequenzen für die untersuchten Tankkonfigurationen von Flüssiggastanks vernachlässigbar. Die Rotationssteifigkeiten des Fundaments von Flüssiggastanks sind für weichere Böden deutlich niedriger als die Rotationssteifigkeiten der Bodendämmung und die Rotationssteifigkeiten des Fundaments von Flüssiggastanks für harte Böden liegen in einer ähnlichen Größenordnung wie die Rotationssteifigkeiten der Bodendämmung. Dadurch hat die zusätzliche Rotationssteifigkeit der Bodendämmung beim Flüssiggastank einen vernachlässigbaren Einfluss auf die dynamische Antwort des Flüssiggastanks, da der Einfluss der Bodendämmung immer deutlich kleiner ist, als der Einfluss des Baugrundes. Somit ist die Auswirkung der Fundamentrotation beim Flüssiggastank vergleichbar mit der Auswirkung der Fundamentrotation beim Wärm tank, weshalb im weiteren Verlauf der Arbeit nur noch auf die horizontalen Steifigkeiten eingegangen wird.

Die horizontale Gesamtsteifigkeit  $k_G$  ergibt sich zu:

$$k_G = \frac{1}{\left(\frac{1}{k_x}\right) + \left(\frac{1}{k_S}\right) + \left(\frac{1}{k_D}\right)} \quad \text{Gl. 4-17}$$

In Abbildung 4-17 wird die Entwicklung der horizontalen Gesamtsteifigkeit  $k_G$  für Flüssiggastanks mit der Entwicklung der Bodensteifigkeit  $k_x$  für Wärm tanks verglichen. Die horizontale Fundamentsteifigkeit  $k_x$  wurde hierbei für einen weichen Boden ermittelt (vgl. Tabelle 4-11). Die Berechnung der Einzelsteifigkeiten erfolgt auf Basis der in Kapitel 4.8 festgelegten Parameter. Es wird jeweils das auf das Tankvolumen bezogene Maximum  $V_{H,max}$  des Steifigkeitsverhältnis  $V_H$  dargestellt, welches sich wie folgt berechnet:

$$V_H = \frac{k_x}{k_G} \quad \text{Gl. 4-18}$$

Wie in Abbildung 4-17 dargestellt haben die konstruktiven Besonderheiten des Flüssiggastanks einen erheblichen Einfluss auf die horizontale Federsteifigkeit unterhalb des Flüssiggastanks.

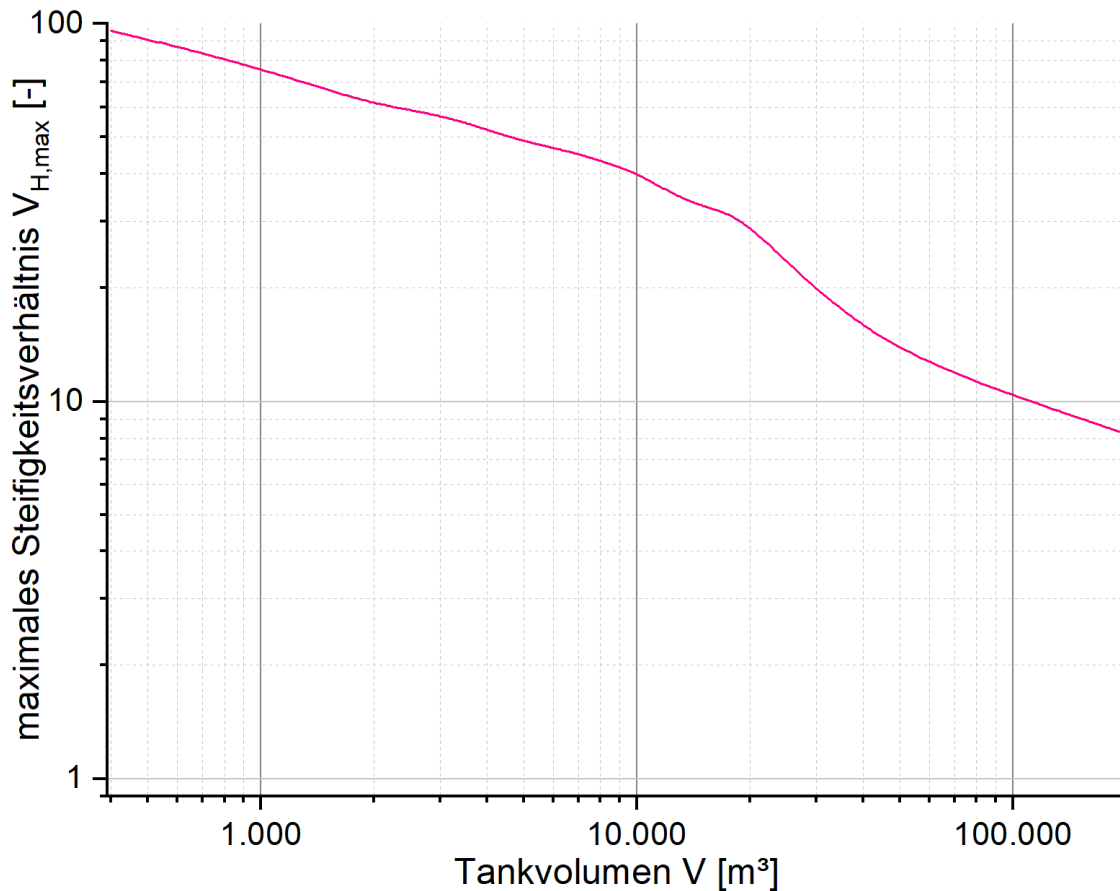
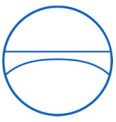


Abbildung 4-17: Steifigkeitsverhältnis des Unterbaus – Warmtank zu Flüssiggastank

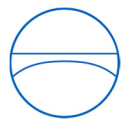
Vor allem für die kleineren Lagervolumina  $V$  bis ca.  $40.000\text{ m}^3$  ist die horizontale Gesamtsteifigkeit des Unterbaus des Flüssiggastanks  $k_G$  um den Faktor 10 bis 100 weicher als die entsprechende horizontale Federsteifigkeit  $k_X$  für einen ebenerdigen Warmtank. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird nun näher untersucht, inwiefern diese deutlich weichere horizontale Bodenfeder einen Einfluss auf das dynamische Verhalten des Flüssiggastanks hat. Aufgrund der in Abbildung 4-17 dargestellten maximalen horizontalen Steifigkeitsverhältnisse  $V_{H,max}$  wird in den nachfolgenden Kapiteln auf Tankvolumina  $V$  zwischen  $400\text{ m}^3$  und  $40.000\text{ m}^3$  eingegangen, da sich hier die größten Unterschiede zwischen Flüssiggastanks und Warmtanks zeigen.

### 4.9.3 Steifigkeitsverhältnis Tank zu Aufständering

Im Folgenden wird das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  von impulsiver Mantelsteifigkeit  $k_i$  zur horizontalen Gesamtsteifigkeit der Aufständering  $k_G$  untersucht, um den technisch sinnvollen Bereich für die nachfolgenden Untersuchungen festzulegen.

$$V_S = \frac{k_i}{k_G}$$

Gl. 4-19



Die Berechnung der in Abbildung 4-18 dargestellten Steifigkeitsverhältnisse  $V_S$  erfolgt auf Basis der in Kapitel 4.8 festgelegten Parameter, wobei für jedes Tankvolumen  $V$  der Maximalwert des Steifigkeitsverhältnisses  $V_{S,max}$  für die drei untersuchten Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  aufgetragen wurde.

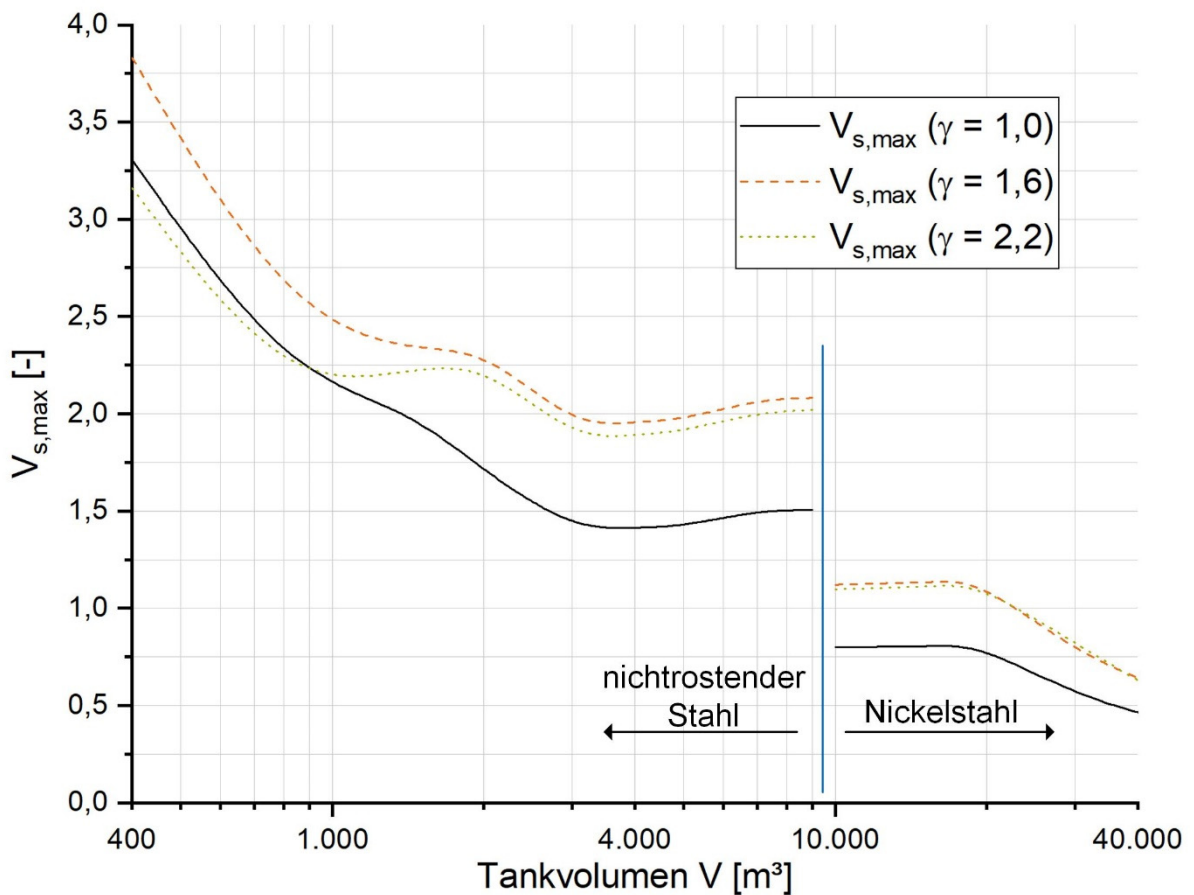


Abbildung 4-18: Maximales Steifigkeitsverhältnis – impulsive Steifigkeit - horizontale Gesamtsteifigkeit

Der plötzliche Abfall des maximalen Steifigkeitsverhältnisses  $V_{S,max}$  in Abbildung 4-18 bei ca.  $10.000\text{ m}^3$  Tankvolumen erklärt sich durch die Änderung des verwendeten Materials für den Tankmantel und der damit einhergehenden Reduktion der Wandstärken  $s$  des Tankmantels. Durch die Reduktion der Wandstärke  $s$  des Tankmantels sinkt entsprechend die impulsive Steifigkeit  $k_i$  und dadurch auch das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$ .

In Abbildung 4-18 zeigt sich, dass die zu untersuchenden Steifigkeitsverhältnisse  $V_S$  vom Volumen  $V$  des untersuchten Tanks abhängig sind, wobei die zu untersuchenden Maximalwerte  $V_{S,max}$ , abhängig vom Tankvolumen  $V$ , zwischen ca. 1,0 und 3,5 liegen.



## 5 Hydrodynamische Betrachtungen

In diesem Kapitel wird auf die Möglichkeiten eingegangen, das hydrodynamische Verhalten von Flachbodentanks unter Erdbebeneinwirkung mit Hilfe von FE-Methoden zu simulieren, um den Einfluss der weichen Aufständigung auf das hydrodynamische Verhalten von Flüssiggastanks untersuchen zu können.

Es wird hierbei in einem ersten Schritt auf die Grundlagen der Fluidsimulation mit Hilfe von FE-Methoden eingegangen. Zusätzlich werden FE-Methoden vorgestellt, um die Wechselwirkung zwischen Fluid und Tankstruktur simulieren zu können. Im Weiteren werden die zur Verfügung stehenden Methoden untersucht, bewertet, und die für die weiteren Untersuchungen verwendeten Methoden dokumentiert.

### 5.1 FE-Simulation von Flachbodentanks – Grundlagen

Um das dynamische Verhalten von Flachbodentanks mit all seinen unterschiedlichen Druckanteilen (vgl. Kapitel 3.1) mit FE-Methoden abbilden zu können, müssen die Flüssigkeit, die Tankstruktur und die Interaktion zwischen Flüssigkeit und Struktur modelliert werden. Im Folgenden wird kurz auf die Grundlagen der Modellierung der einzelnen Komponenten eingegangen.

#### 5.1.1 Fluidsimulation mit FE-Methoden

Grundsätzlich gibt es drei Verfahren, durch welche das Verhalten von Fluiden mit FE-Methoden betrachtet werden kann [22, 76]:

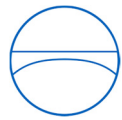
- Die Eulersche Betrachtungsweise
- Die Lagrangesche Betrachtungsweise
- Mischformen wie die Arbitrary-LAGRANGIAN-EULERIAN (ALE) Betrachtungsweise

Diese drei Betrachtungsweisen unterscheiden sich jeweils in der Wahl des Bezugssystems zur Betrachtung der dynamischen Zustände im Fluid.

Grundsätzlich muss bei Strömungsvorgängen zwischen zwei unterschiedlichen Fluidverhalten unterschieden werden, inkompressiblem Fluidverhalten und kompressiblem Fluidverhalten [77].

Im Allgemeinen wird bei der Fluidsimulation in Flachbodentanks von einem inkompressiblen Fluid ausgegangen. Habenberger untersucht in seiner Arbeit [20] den Einfluss der Fluidkompressibilität auf das seismische Antwortverhalten von Flachbodentanks, und kommt hierbei zu dem Schluss, dass der Einfluss der Fluidkompressibilität bei der Interaktionsschwingung von Tankmantel und Fluid vernachlässigt werden kann. Auch für die deutlich langsamer ablaufende Schwappschwingung kann davon ausgegangen werden, dass die Fluidkompressibilität keine Rolle spielt.





Im Folgenden wird bei den expliziten Lösungsverfahren mit Materialmodellen gearbeitet, welche die Fluidkompressibilität abbilden können. Die Fluidkompressibilitäten der im Rahmen der Arbeit betrachteten Lagermedien sind jedoch so hoch, dass das Fluidverhalten als inkompressibel zu bewerten ist, wie es auch der Vergleich der Berechnungsergebnisse zeigt (vgl. Abbildung 5-10).

### 5.1.1.1 Eulersche Betrachtungsweise

Bei der Eulerschen Betrachtungsweise wird ein ortsfestes System zur Beschreibung der dynamischen Zustände im Fluid gewählt. Hierbei werden die drei Geschwindigkeitskomponenten des Fluides  $u_E$ ,  $v_E$ ,  $w_E$  sowie der Druck  $p$  und die Dichte  $\rho_L$  als Funktionen der festen Raumkoordinaten  $x$ ,  $y$ ,  $z$  und der Zeit  $t$  angegeben [77].

Für  $u_E$ ,  $v_E$ , und  $w_E$  erhält man damit die Gleichungen:

$$\begin{aligned} u_E &= f_1(x, y, z, p, \rho_L, t) \\ v_E &= f_2(x, y, z, p, \rho_L, t) \\ w_E &= f_3(x, y, z, p, \rho_L, t) \end{aligned} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Die Eulersche Betrachtungsweise wird häufig auf strömungsmechanische Probleme angewendet, wobei sich die Zustände im Fluid allgemein mit Hilfe der Zustandsvariablen Geschwindigkeit, Druck und Dichte beschreiben lassen. Für den Fall einer inkompressiblen Strömung entfällt die Betrachtung der Dichte, da sie als konstant angenommen wird.

Als problematisch erweist sich bei der rein Eulerschen Betrachtungsweise die genaue Definition der Grenzflächen der Flüssigkeit, sowie die Auflösung von Randeffekten wie der Fluid-Struktur-Interaktion [78].

### 5.1.1.2 Lagrangesche Betrachtungsweise

Bei der Lagrangeschen Betrachtungsweise wird ein teilchenfestes System zur Beschreibung der dynamischen Zustände im Fluid gewählt. Hierbei wird für jedes Fluidteilchen zu jedem Zeitpunkt der Ort angegeben, an dem es sich befindet. Seine Ortsänderung in der Zeit ergibt dann seine Geschwindigkeit und seine Beschleunigung. Man führt also ein mit den Fluidteilchen fest verbundenes, im Raum aber frei bewegliches Koordinatensystem ein [77].

Die Lagrangesche Betrachtungsweise wird meist in der Festkörpermechanik verwendet, da sich die vergleichsweise kleinen Verformungen von Festkörpern hierbei gut umsetzen lassen. Für die Bewegung von Fluiden kommt die Lagrangesche Betrachtungsweise jedoch aufgrund der großen Verformungen schnell an ihre Grenzen. Hauptproblem hierbei sind die entstehenden Netzverzerrungen [76, 78]. Aufgrund der teilchenfesten Beschreibung lassen sich die Grenzflächen des Fluides und der Kontakt zu Festkörpern einfach abbilden.



### 5.1.1.3 ALE-Betrachtungsweise

Die Arbitrary-LAGRANGIAN-EULERIAN (ALE) Methode wurde entwickelt, um die Vorteile der Eulerschen Betrachtungsweise und der Lagrangeschen Betrachtungsweise zu verbinden. In der ALE-Betrachtungsweise können die Knoten des FE-Netzes der Bewegung der Körper wie bei der Lagrangeschen Betrachtungsweise folgen, fix im Raum bleiben wie bei der Eulerschen Betrachtungsweise, oder sich mit einer beliebigen (arbitrary) Mischung aus beiden Betrachtungsweisen in einem beliebigen Bezugssystem bewegen.

Ziel ist es hier, die Mischung der Lagrangeschen und der Eulerschen Betrachtungsweise so abzustimmen, dass das FE-Netz größere Verformungen als bei der Lagrangeschen Betrachtungsweise abbilden kann, zugleich aber eine genauere Definition der Grenzflächen der Flüssigkeit zulässt, als es die Eulerschen Betrachtungsweise zulassen würde.

Da das neue Bezugssystem weder ein ortsfestes System ist, noch ein teilchenfestes System, ist es nötig, ein weiteres Referenz-Bezugssystem einzuführen, in dem Referenz-Koordinaten verwendet werden, um die die geometrische Lage der FE-Netzpunkte zu identifizieren [78].

Zusätzlich bieten ALE-Bezugssysteme die Möglichkeit einer Netzglättung ohne neu vernetzen zu müssen.

Die ALE-Berechnung startet mit einem Lagrangeschen Rechenschritt mit der entsprechenden Verformung des Lagrange-Netzes. Anschließend erfolgt eine Transformation der Lagrange-Elemente auf das Euler-Netz. Wenn nötig, erfolgt nun noch eine Netzglättung, hierbei wird auf Basis der Diskretisierung des unverformten Lagrange-Netzes die Elementverzerrung reduziert.

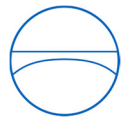
### 5.1.2 Struktursimulation mit FE-Methoden

Das Verhalten von Festkörpern lässt sich aufgrund der vergleichsweise kleinen Verformungen sehr gut mit der Lagrangeschen Betrachtungsweise beschreiben. Durch die Ermittlung aller kinematischen und statischen Größen der Struktur kann das Gleichungssystem der Struktur vollständig gelöst werden. Hierbei können auch nichtlineare Materialeigenschaften und geometrische Nichtlinearitäten (Theorie III-Ordnung) berücksichtigt werden [16].

### 5.1.3 Fluid-Struktur-Interaktion

Die Betrachtung der Interaktion zwischen Fluiden und elastischen Festkörpern wird häufig mit Hilfe von Kontaktelementen oder der Angabe von Kontaktflächen gelöst.

Grundsätzlich muss für jeden Kontakt geklärt werden, welche Art von Bewegungen und Kräften durch ihn übertragen werden sollen. Kräfte und Verformungen normal zur Fläche der sich berührenden Körper werden meist direkt übertragen, tangentiale Kräfte und Verformungen können je nach Art des Kontakts reibungsfrei oder reibungsbehaftet übertragen werden [22].



Zudem gibt es mehrere Möglichkeiten bei der räumlichen Diskretisierung des Kontaktes. Die Kontakte können alle geometrischen Eigenschaften eines FE-Netzes nutzen. Es können Knoten zu Knoten-Beziehungen genutzt werden, Punkt zu Punkt-Beziehungen, Knoten zu Oberflächen-Beziehungen, Punkt zu Oberflächen-Beziehungen, und Oberflächen zu Oberflächen-Beziehungen. Für eine detaillierte Zusammenfassung der Formulierung von Kontakten in FE-Programmen sei auf weiterführende Literatur verwiesen [22, 79].

## 5.2 Einführung in LS-DYNA

Es gibt mehrere kommerzielle FE-Softwarelösungen um Fluide und Strukturen zu modellieren und ihre Interaktion zu untersuchen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das FE-Programm LS-DYNA [80] verwendet, um die Untersuchungen zur Fluid-Struktur-Interaktion durchzuführen. LS-DYNA bietet hierbei eine Vielzahl von Möglichkeiten um das dynamische Verhalten von Festkörpern und Fluiden zu simulieren.

### 5.2.1 Fluidsimulation in LS-DYNA

LS-DYNA bietet mehrere Möglichkeiten an, um inkompressible Fluide zu simulieren. Die einfachste und schnellste Möglichkeit ist die Modellierung der Fluidelemente mit Lagrange-Elementen. Da im Flachbodentank die Fluidverformung an die Strukturverformung der Tankwand gekoppelt ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Fluidverformungen vergleichsweise klein bleiben und damit eine reine Lagrange-Formulierung für die Fluidelemente möglich ist. Für die Lagrange-Elemente stehen in LS-DYNA sowohl explizite wie auch implizite Solver zur Verfügung.

Des Weiteren bietet LS-DYNA den ICFD-Solver (Incompressible Computational Fluid Dynamics-Solver) an, einen impliziten Solver, der auf Basis der inkompressiblen Navier-Stokes-Gleichungen arbeitet. Das verwendete CFD (Computational Fluid Dynamics)-Netz ist ein Euler-Netz. Für Fragestellungen der Fluid-Struktur-Interaktion muss dieses Euler-Netz nun mit einem Lagrange-Netz interagieren, hierfür verwendet der ICFD-Solver einen ALE-Ansatz, in dem die Oberfläche des Fluides im Eulerschen Fluidnetz bestimmt wird. Die Geometrie der Struktur und der Flüssigkeit müssen hierbei übereinstimmen, nicht jedoch die Netze [81].

LS-DYNA bietet auch noch eine ALE-Formulierung für einen expliziten Solver an. Das von LS-DYNA angebotene ALE-Verfahren basiert auf einem im Raum verschieblichen Euler-Netz, dem ein (virtuelles) Lagrange-Netz überlagert wird.

### 5.2.2 Struktursimulation in LS-DYNA

LS-DYNA bietet eine Vielzahl unterschiedlicher Elementtypen und verschiedener Materialmodelle an. Für eine Übersicht über die zur Verfügung stehenden Elementmodelle sein auf das „LS-DYNA – Keyword user’s manual – Volume I“ [82] verwiesen, für die zur Verfügung stehenden Materialmodelle auf das „LS-DYNA – Keyword user’s manual – Volume II“ [83]. In dieser Arbeit wurde nur mit linearelastischen Materialmodellen für Schalen- und Volumenelemente gearbeitet. Die verwendeten Elementtypen und Materialmodelle werden im jeweiligen Kapitel beschrieben.



### 5.2.3 Fluid-Struktur-Interaktion in LS-DYNA

Die Modellierung der Fluid-Struktur-Interaktion ist von der verwendeten Art der Fluidsimulation abhängig. LS-DYNA bietet für jede der beschriebenen Arten der Fluidsimulation mehrere Möglichkeiten der Kontaktformulierung zwischen Fluid und Struktur an. Für eine Übersicht über die zur Verfügung stehenden Kontaktmodelle für Lagrange-Formulierung und ALE-Formulierung des Fluides sein auf das „LS-DYNA – Keyword user’s manual – Volume I“ [82] verwiesen. Eine Übersicht über die entsprechenden Kontaktformulierungen für die ICFD-Solver ist im „LS-DYNA – Keyword user’s manual – Volume III“ [84] zu finden. Die verwendeten Kontaktmodelle werden im jeweiligen Kapitel beschrieben.

### 5.3 Modellierung von Tankstruktur und Fundament

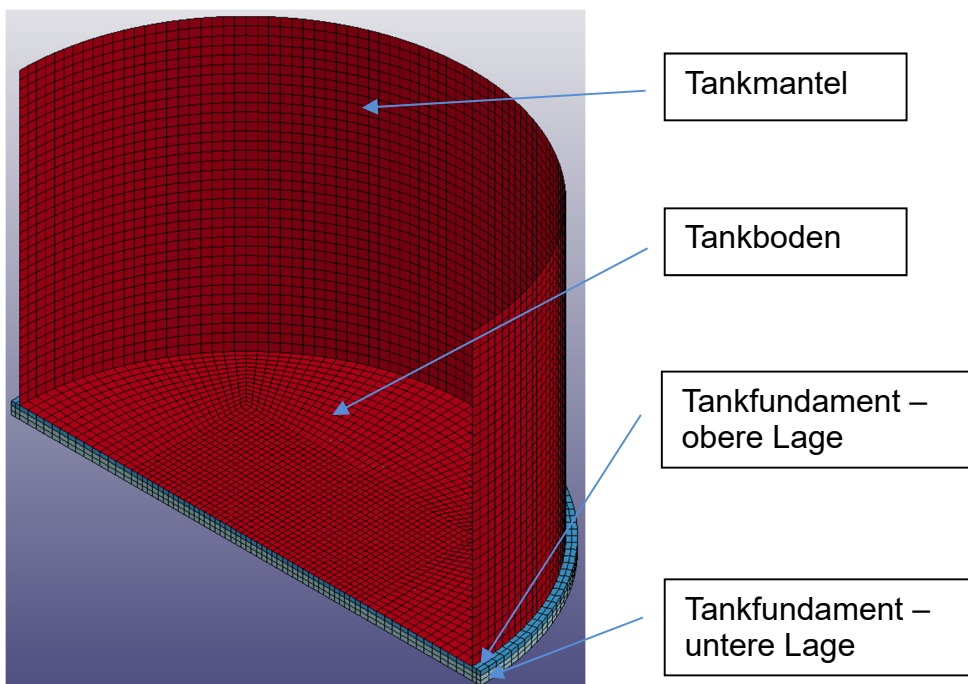


Abbildung 5-1: Beispiel – Strukturmodell

In Abbildung 5-1 wird beispielhaft der Aufbau des Strukturmodelles eines Flachbodentanks dargestellt. Das Modell besteht aus dem Tank und einer Fundamentplatte. Die Untersuchungen wurden mit einem halbierten Tankmodell durchgeführt, da die horizontale Anregung in dieser Arbeit nur einachsig erfolgt. Vergleichsberechnungen mit kompletten Tankmodellen lieferten identische Ergebnisse, wobei die Rechenzeit um ca. 80–90 % länger war.

Da die Flüssiggastanks meist aufgrund ihres Innendrucks oder der Anforderungen aus dem Auslegungsregelwerk verankert sind (vgl. Kapitel 4.3), wird in dieser Arbeit nur auf verankerte Tankbauwerke eingegangen. Modelltechnisch wurde dies berücksichtigt, indem sich der Tankmantel, der Tankboden und die Fundamentplatte die FE-Netzknöten in den Berührungspunkten teilen, wodurch ein direkter Kontakt hergestellt wird. Die Formulierung eines Kontaktes ist hier somit nicht nötig.



Tankmantel und Tankboden wurden mit Schalenelementen modelliert. Als Element-Typ wurde mit Belytschko-Lin-Tsay-Schalenelementen mit reduzierter Integration gearbeitet, wie auch in anderen Arbeiten zu diesem Thema vorgeschlagen [22]. Vergleichsberechnungen mit dem vollintegrierten Element (Typ 16) zeigten längere Rechenzeiten (ca. 5–10%) ohne eine Veränderung in den Ergebnissen.

Als Materialmodell für den Tankmantel und den Tankboden wurde ein isotropes elastisches Modell gewählt. In Tabelle 5-1 werden die gewählten Parameter für die Dichte des Stahls  $\rho_S$ , den E-Modul des Stahls  $E_S$ , und die Poissonzahl  $\nu_S$  gezeigt, welche für die Modellierung des Tankmantels und des Tankbodens verwendet wurden.

Tabelle 5-1: Verwendete Materialeigenschaften – Tankmantel und Tankboden

Dichte $\rho_S$ [kg/m <sup>3</sup> ]	E-Modul $E_S$ [MPa]	Poissonzahl $\nu_S$ [-]
7.850	204.000	0,3

Die Fundamentplatte wurde mit Hexaeder-Volumenelementen modelliert. Direkt unterhalb des Tankbodens wurde eine Schicht mit einem ideal starren Materialmodell (\*MAT\_RIGID [83]) modelliert, um unerwünschte Druckeffekte aus der Verformung des Tankfundamentes auszuschließen. Dieses Materialmodell verhält sich in der Simulation wie ein Starrkörper, und wird bei der Spannungsauswertung der Elemente nicht berücksichtigt, was sich günstig auf die Rechenzeit auswirkt.

Für die Starrkörperelemente muss jedoch die Dichte und (für Kontakt-Berechnungen) der E-Modul und die Poissonzahl angegeben werden.

Unterhalb der ideal starren Schicht wurde eine Lage aus einem isotropen elastischen Material modelliert, um Knoten-Auflagerbedingungen definieren zu können, welche für \*MAT\_RIGID nicht zulässig sind. Hier wurde ebenfalls ein ideal elastisches Materialmodell verwendet, welches sowohl für Schalenelemente als auch für Volumenelemente verfügbar ist.

Die unendlich starr modellierte Fundamentplatte wurde mit der Dichte von Beton  $\rho_C$  (2.500 kg/m<sup>3</sup>) modelliert.

#### 5.4 Fluid-Modellierung und Fluid-Struktur-Interaktion

Im Rahmen dieser Arbeit wurden, wie bereits in Kapitel 5.2.1 erwähnt, drei Arten der Fluidsimulation untersucht:

- Simulation mit Lagrange-Fluidelementen
- Simulation mit ALE-Fluidelementen
- Simulation mit ICFD-Fluidelementen

Im Folgenden wird detaillierter auf die drei Simulationsmethoden eingegangen, und die programmtechnische Umsetzung erklärt.



### 5.4.1 Simulation mit Lagrange-Fluidelementen

Die einfachste und schnellste Elementformulierung für Fluide in LS-DYNA sind Fluidelemente mit Lagrange-Formulierung. Hierbei bewegt sich das Fluidnetz direkt mit dem Fluid und verlässt dabei nicht das Lagrange-Element.

Im Folgenden wird die verwendete Fluidmodellierung, sowie die verwendete Kontaktformulierung erklärt.

#### 5.4.1.1 Lagrange-Fluidmodellierung

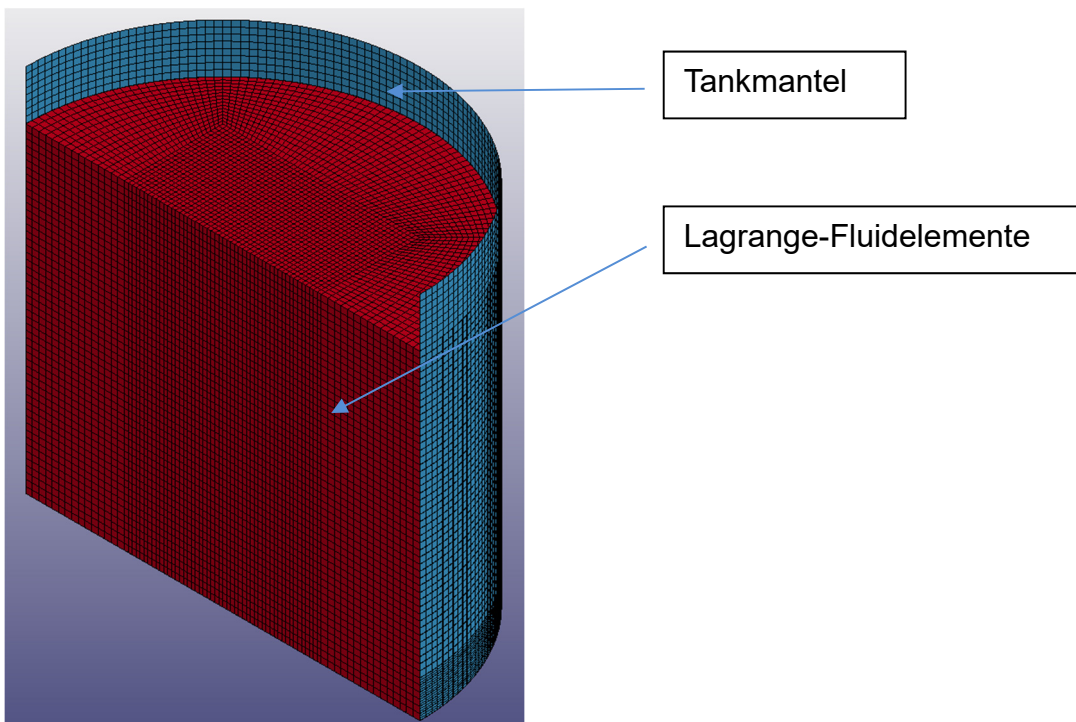
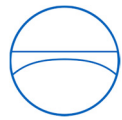


Abbildung 5-2: Lagrange-Tankmodell

Für die Modellierung der Flüssigkeit wurde ein „standard constant stress element“ verwendet. Für das Materialgesetz wurde wie im „Modelling Guidelines Document“ [85] vorgeschlagen \*MAT\_NULL [83] verwendet, ein nichtlineares Materialmodell, welches sich zur Simulation von Flüssigkeiten und Gasen eignet, da es keine Schubsteifigkeit besitzt.

In der Parameteruntersuchung wurde mit Wasser als Lagermedium gerechnet, da die Dichte von Wasser einen guten Mittelwert der Dichten der untersuchten Medien darstellt. Auch ist die Modellierung von Wasser in der Literatur gut beschrieben, was eine Validierung der Berechnungsergebnisse vereinfacht.

Als Stoffgesetz wurde \*EOS\_LINEAR\_POLYNOMIAL [83] verwendet. Das Stoffgesetz \*EOS\_LINEAR\_POLYNOMIAL verwendet einen Polynomansatz um den Druck  $p$  in einem (kompressiblen) Fluid zu beschreiben. Hierbei gehen die innere Energie  $E_0$ , sowie der Stauchungsgrad  $\mu_{ST}$  des Elementes ein. Die Polynomfaktoren  $C_n$  sind materialabhängig zu bestimmen.



$$p = C_0 + C_1 \cdot \mu_{ST} + C_2 \cdot \mu_{ST}^2 + C_3 \cdot \mu_{ST}^3 + (C_4 + C_5 \cdot \mu_{ST} + C_6 \cdot \mu_{ST}^2) \cdot E_0 \quad \text{Gl. 5-2}$$

In der Literatur werden zwei Möglichkeiten beschrieben, Flüssigkeiten mit \*EOS\_LINEAR\_POLYNOMINAL zu modellieren. Ein linearer Ansatz, in dem nur der Kompressionsmodul der Flüssigkeit eingeht, und ein nichtlinearer Ansatz, bei dem sich der Druck nichtlinear abhängig von Stauchungsgrad und der inneren Energie ergibt. Die entsprechenden Parameter für Wasser sind in Tabelle 5-2 angegeben.

Es wurden Vergleichsberechnungen mit dem linearen Ansatz, und mit dem nichtlinearen Ansatz durchgeführt. Beide Ansätze führten zu identischen Ergebnissen, da die Kompressibilität der Flüssigkeit zu gering ist, um einen Einfluss auf die hydrodynamischen Vorgänge in einem Tank unter Erdbebenanregung zu haben. Für die Berechnungen wurde der nichtlineare Ansatz gewählt, da sich die Rechenzeiten für beide Ansätze nicht wesentlich unterscheiden.

Der Anstieg der inneren Energie in dem Tank ist hierbei vernachlässigbar, da die Energie, welche während eines Erdbebens durch die Verschiebungsarbeit in das Fluid eingetragen wird, aufgrund der hohen Wärmekapazitäten der betrachteten Flüssigkeiten zu keiner nennenswerten Temperaturerhöhung führt.

Tabelle 5-2: Verwendete Stoffgesetz-Parameter für Wasser (Lagrange / ALE)

	Symbol	linearer Ansatz [85]	nichtlinearer Ansatz [22]
Polynom Koeffizienten	$C_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	0	0
	$C_1$ [N/m <sup>2</sup> ]	$2,250 \cdot 10^9$	$2,250 \cdot 10^9$
	$C_2$ [N/m <sup>2</sup> ]	0	$8,436 \cdot 10^9$
	$C_3$ [N/m <sup>2</sup> ]	0	$8,010 \cdot 10^9$
	$C_4$	0	0,4394
	$C_5$	0	1,3937
	$C_6$	0	0
Anfängliche innere Energie	$E_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	0	$2,026 \cdot 10^5$
Anfängliches Volumen	$V_0$	1,0	1,0

Alternativ kann zur Beschreibung des Verhaltens der Flüssigkeit auch das Stoffgesetz \*EOS\_GRUNEISEN [83] verwendet werden, welches üblicherweise Anwendung findet, um die Schockwellenausbreitung in Feststoffen zu beschreiben. Das Stoffgesetz \*EOS\_GRUNEISEN wird hauptsächlich eingesetzt um hochdynamische Vorgänge wie Projektilbeschuss zu simulieren [86]. Es kann jedoch auch verwendet werden um die Ausbreitung von Druckstößen in Flüssigkeiten zu simulieren.

Detaillierte Untersuchungen zum Einfluss der beiden Stoffgesetze finden sich in der Arbeit von Rosin [22].



### 5.4.1.2 Lagrange-Kontaktmodellierung

Als Kontaktformulierung zwischen dem Tank und der Flüssigkeit wurde der Befehl `*CONTACT_AUTOMATIC_SINGLE_SURFACE` verwendet. Dieser Standard-Penalty-Kontakt bietet eine effiziente Kontaktformulierung zwischen Festkörpern. Die Penalty-Kontaktmethode realisiert den Kontakt, indem für jeden Kontaktpunkt, welcher die Kontaktfläche durchdringt, eine Kontaktfeder modelliert wird, welche normal zur durchdrungenen Fläche ausgerichtet ist. Ein entsprechendes Beispiel ist in Abbildung 5-3 dargestellt.

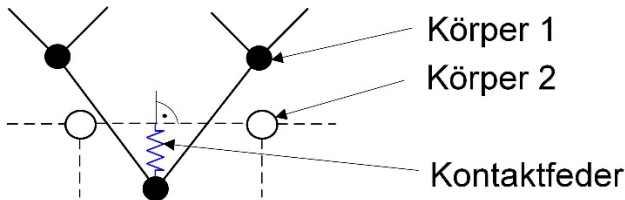


Abbildung 5-3: Beispiel – Penalty-Kontakt

Hierbei werden die beiden Kontaktoberflächen über die interagierenden Körper definiert, im Fall des Flachbodentanks über den Lagrange-Fluidkörper aus Volumenelementen, und dem Tankkörper (Tankmantel und Tankboden) aus Schalenelementen. Untersuchungen haben gezeigt, dass sich für die Modellierung des Kontaktes zwischen Fluid und Tankmantel am besten eine weiche Formulierung der Randbedingung eignet (soft constraint formulation), welche sich besonders für die Beschreibung von Kontakten zwischen Medien mit unterschiedlichen Materialeigenschaften eignet [87].

### 5.4.2 Simulation mit ALE-Fluidelementen

Die Modellierung des Fluides mit ALE-Fluidelementen benötigt aufgrund der aufwendigeren Beschreibung der Fluidelemente bei gleicher Diskretisierung der Elemente deutlich mehr Rechenzeit als die Modellierung mit Lagrange-Elementen, hat jedoch hinsichtlich der Stabilität der Berechnungen und der Qualität der Berechnungsergebnisse deutliche Vorteile.

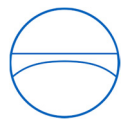
Einige wissenschaftliche Arbeiten [22, 79] beschäftigen sich bereits mit der Modellierung von Erdbebeneinwirkungen an Flachbodentanks mit Hilfe der von LS-DYNA bereitgestellten ALE-Formulierung.

#### 5.4.2.1 ALE-Fluidmodellierung

Für die Modellierung der ALE-Fluidelemente kam ein unterintegriertes „1 point ALE multi-material element“ zur Verwendung [22, 88].

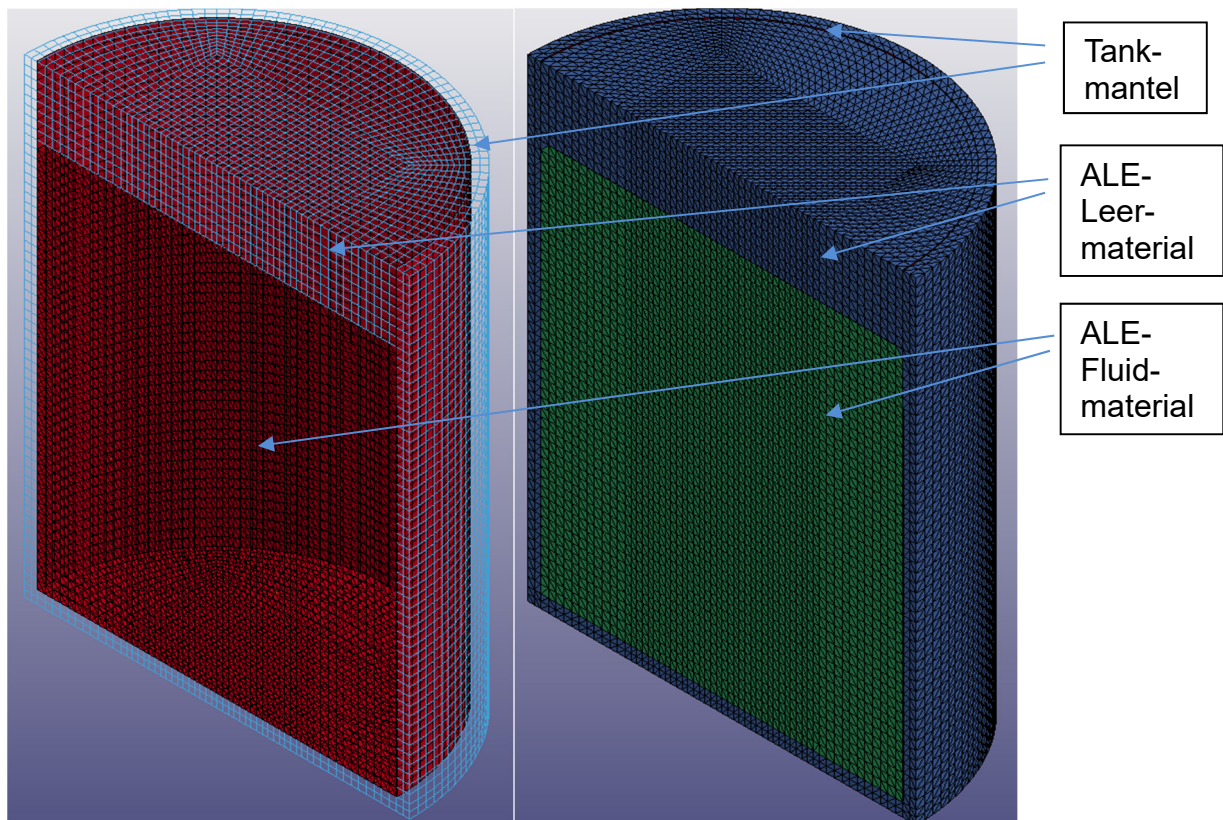
Für das Materialgesetz wurde wie für die Lagrange-Modellierung das nichtlineare Materialmodell `*MAT_NULL` [83] eingesetzt, und als Stoffgesetz wurde ebenfalls `*EOS_LINEAR_POLYNOMIAL` [83] mit dem nichtlinearen Fluidansatz verwendet.





Im Gegensatz zur Lagrange-Formulierung muss bei einem ALE-Ansatz nicht nur das Fluid modelliert werden, sondern auch der das Fluid umgebende Raum. Für die Modellierung des umgebenden Raumes werden ebenfalls die unterintegrierten *1 point ALE multi-material elements* verwendet.

Als Materialmodell für den umgebenden Raum wird das Leermaterial \*MAT\_VACUUM [83] verwendet, welches keinen physikalischen Einfluss hat, und nur den Raum füllt, in dem sich das Fluid theoretisch bewegen können soll.



**Netz des ALE-Leermaterials**

**Modellierte ALE-Leer- und Fluidelemente**

Abbildung 5-4: ALE-Tankmodell

In Abbildung 5-4 ist der prinzipielle Aufbau eines ALE-Tankmodelles dargestellt. Zu Darstellungszwecken ist ein halbiertes Tankmodell gezeigt. Das Netz des ALE-Leermaterials umgibt den Tankmantel und den Tankboden (Bild links), wobei die physikalische Grenze zwischen dem Fluid und dem Leerraum der Tankmantel ist (Bild rechts).

Die Definition des Fluidvolumens erfolgt bei der Initialisierung der ALE-Berechnung durch den Befehl \*INITIAL\_VOLUME\_FRACTION\_GEOMETRY [82], wobei dem Volumen der vorher definierten *ALE multi-material elements* innerhalb des Tankmantels bis zu einem definierten Flüssigkeitsstand das Material \*MAT\_NULL zugeordnet wird. Allen anderen *ALE multi-material elements* wird das Material \*MAT\_VACUUM zugeordnet. Auf diese Weise wird auch die Grenzschicht der freien Flüssigkeitsoberfläche des Tanks erzeugt.



### 5.4.2.2 ALE-Kontaktmodellierung

Für die Modellierung des Kontaktes zwischen Fluid und Tankmantel wurde, wie auch von Rosin [22] vorgeschlagen, `*CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID` [82] verwendet.

Dieser speziell für die Fluid-Struktur-Interaktion zwischen Lagrange- (Struktur)-Elementen und ALE-Fluidelementen entwickelte Kontakt bietet mehrere Möglichkeiten der Fluid-Struktur-Kopplung, wobei in dieser Arbeit mit einem Penalty-Kontakt ähnlich der Kontaktformulierung für den Lagrange-Ansatz gearbeitet wurde.

### 5.4.3 Simulation mit dem ICFD-Solver

Im Gegensatz zur Fluidmodellierung mit Lagrange-Elementen oder mit ALE-Elementen müssen für die Verwendung des ICFD-Solvers zwei Modelle aufgesetzt werden. Ein Modell für die Lagrange-Struktur, und ein Modell für das Euler-Fluid. Dies ist nötig, da das Fluidproblem und das Strukturproblem getrennt voneinander gelöst werden, und die Kräfte und die Verschiebungen an den Grenzflächen übergeben werden.

Die benötigten Rechenzeiten sind beim impliziten ICFD-Solver stark von der Größe des verwendeten Zeitschrittes abhängig, grundsätzlich sind die Rechenzeiten des ICFD-Solvers jedoch mit den Rechenzeiten für ALE-Berechnungen vergleichbar.

#### 5.4.3.1 ICFD-Fluidmodellierung

Die Fluidmodellierung für den ICFD-Solver ist grundsätzlich unterschiedlich zur Fluidmodellierung für Lagrange- oder ALE-Berechnungsansätze, da der ICFD-Solver das Fluidnetz bei der Initialisierung des Modelles selbst generiert. Zur Generierung des Netzes müssen jedoch die Grenzflächen des Fluides mit Dreieckselementen erstellt werden. Ähnlich wie bei dem ALE-Ansatz muss der Luftraum oberhalb des Tanks auch mit ICFD-Elementen vernetzt werden, um die Grenzschicht der Flüssigkeit modellieren zu können.

In Abbildung 5-5 ist das Oberflächennetz für die Erstellung der Fluides und des Luftraumes oberhalb des Fluides dargestellt. Die Erstellung des Fluidnetzes und des Netzes für die umgebende Luft erfolgt bei der Initialisierung der Berechnung mit Hilfe des Befehles `*MESH_VOLUME` [84], die Erstellung der oberen Fluidgrenzschicht mit dem Befehl `*MESH_INTERF` [84].

Tabelle 5-3: Verwendete Stoffgesetzparameter für Wasser (ICFD)

Eigenschaft	Symbol	Wert
Dichte $\rho_L$	ro	1.000 kg/m <sup>3</sup>
dynamische Viskosität	vis	1,0087 *10 <sup>-3</sup> Ns/m <sup>2</sup>
Oberflächenspannung	st	72,6 *10 <sup>-3</sup> N/m

Die Zuweisung der Materialeigenschaften für das Fluid und die umgebende Luft erfolgt über den Befehl `*ICFD_MAT`. Die entsprechenden Materialparameter für Wasser bei 20°C sind in Tabelle 5-3 angegeben.

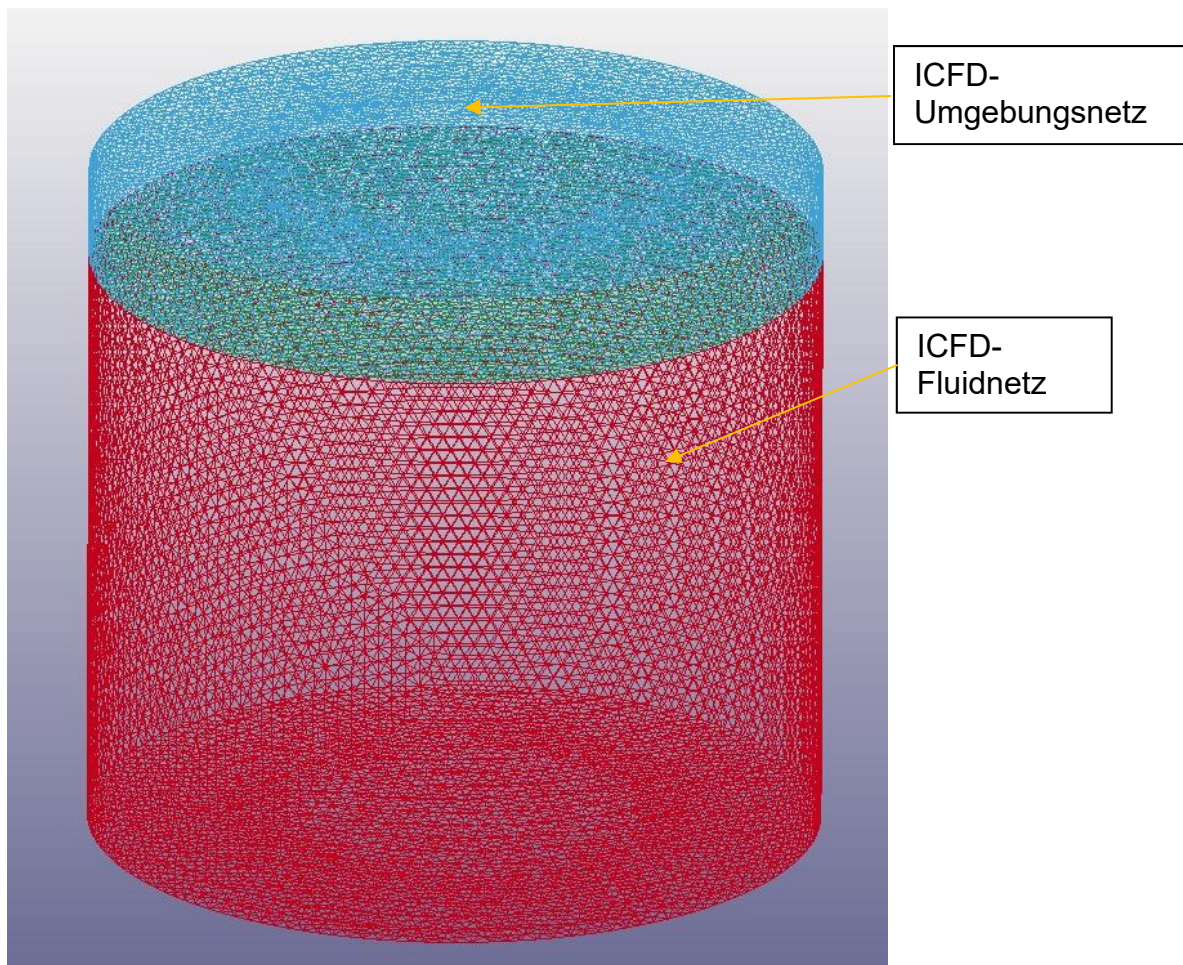
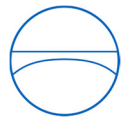


Abbildung 5-5: ICFD-Netze

Bei der ICFD-Modellierung müssen zusätzlich zu den Materialeigenschaften des Fluides noch die Randbedingungen für das Fluidnetz formuliert werden. Für die Bereiche des Fluidnetzes, welche den Tankmantel und den Tankboden berühren, wird eine anhaftende Randbedingung gewählt. Die anderen äußeren Fluidoberflächen wie die freie Oberfläche oder Schnittflächen von Symmetriebedingungen werden mit einer anhaftungsfreien Randbedingung modelliert.

#### 5.4.3.2 ICFD-Kontaktmodellierung

Der Kontakt zwischen Fluid und Struktur wird im ICFD-Solver über den Befehl `*ICFD_BOUNDARY_FSI` [84] modelliert. Unter den zur Verfügung stehenden Kontaktoptionen wurde der starke 2-Wege-Kontakt gewählt, bei dem Lasten und Verschiebungen an den Grenzflächen zwischen Fluid und Struktur an beiden Konstituenten normal zur Elementoberfläche übertragen werden. Diese Kontaktoption ist Rechenzeit intensiver, sorgt jedoch bei Fluid-Struktur-Interaktions-Problemen, bei denen die Fluidichte und die Strukturichte in derselben Größenordnung liegen, für eine bessere Konvergenz der Lösung [81].

In Abbildung 5-6 ist der Unterschied im schematischen Ablauf der Fluid-Struktur-Interaktion (FSI) für die schwache und die starke Kontaktoption dargestellt.

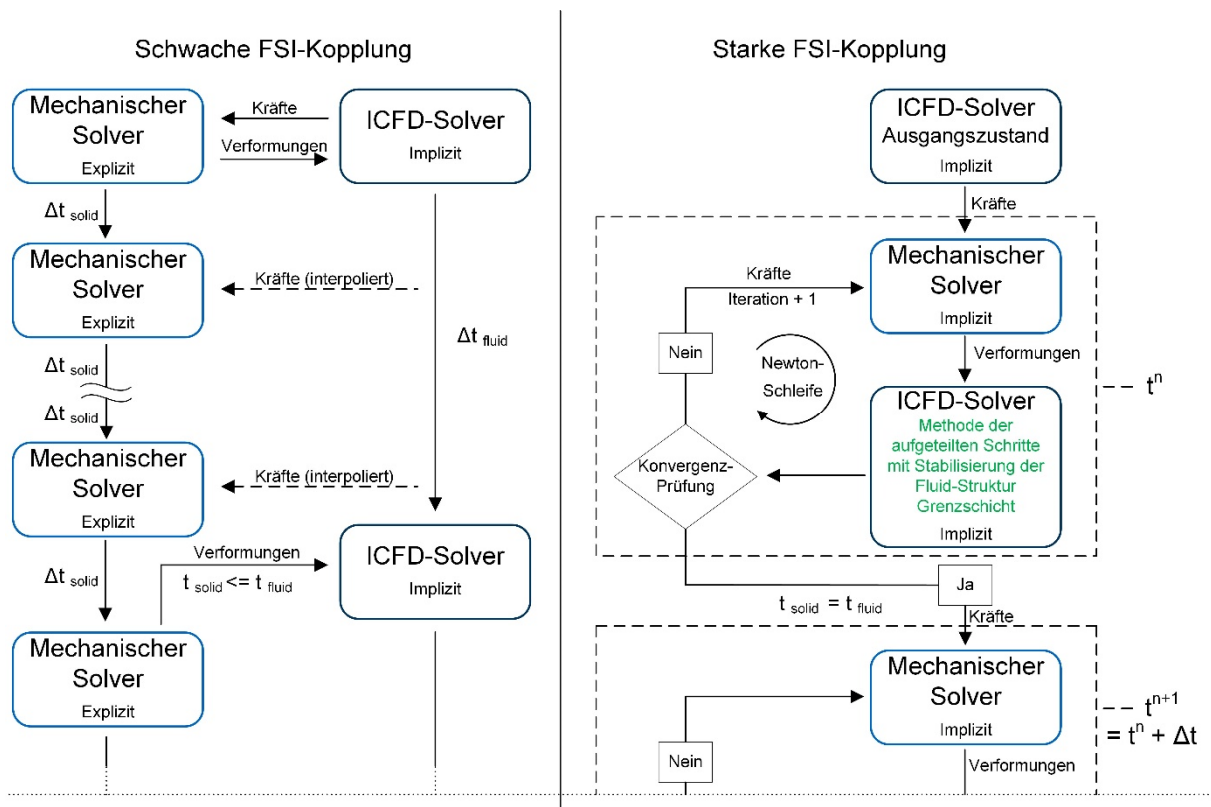


Abbildung 5-6: Schwache und starke ICFD-Kopplung [81]

Während bei der schwachen FSI-Kopplung der mechanische Solver explizit mit deutlich kürzeren Zeitschritten als der implizite ICFD-Solver arbeitet, sind bei der starken FSI-Kopplung beide Solver implizit und haben denselben Zeitschritt.

## 5.5 Dämpfungsansätze für die Tanksimulation

Bei der auf die FE-Modelle aufgebrachten Dämpfung muss grundsätzlich zwischen der Strukturdämpfung und der Dämpfung der Flüssigkeit unterschieden werden.

Für die Strukturdämpfung wird für alle Modelle eine steifigkeitsproportionale Dämpfung mit einem Lehrschen Dämpfungsmaß  $D$  von 2% angesetzt wie es auch in anderen Arbeiten zum dynamischen Verhalten von Flachbodentanks empfohlen wird [22].

Für die Dämpfung des Fluides wird bei der Lagrange-Methode und der ALE-Methode ebenfalls eine steifigkeitsproportionale Dämpfung angewendet, diesmal mit einem Lehrschen Dämpfungsmaß  $D$  von 0,5%, wie von den internationalen Tankbauregelwerken [26, 29] empfohlen. Die Dämpfung des Fluides erfolgt bei der ICFD-Methode über die Viskosität der Flüssigkeit, es wird keine weitere numerische Dämpfung aufgebracht.



## 5.6 Eignung der Fluidmodelle für die Tanksimulation

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Flachbodentankmodelle mit den drei beschriebenen Möglichkeiten der Fluidmodellierung untersucht. Es wurde jeweils das gleiche Strukturmodell für Tankmantel, Tankboden und Fundamentplatte verwendet (vgl. Kapitel 5.3). Auch wurden alle Modelle halbiert, und mit einer Symmetrie-Randbedingung modelliert, um den zum Teil sehr hohen Rechenaufwand etwas verringern zu können. Bei Testläufen mit den jeweiligen kompletten Tankmodellen konnten keine Unterschiede im dynamischen Verhalten der Tanks festgestellt werden.

### 5.6.1 Äußere Einwirkungen am Tankmodell

Auf die Tankmodelle wird anfangs die Erdbeschleunigung aufgebracht, um den hydrostatischen Druck im Fluid zu erzeugen, und die damit einhergehende Mantelverformung in das Strukturmodell einzubringen. Für das Aufbringen der Schwerkraft wurde eine weiche Treppenfunktion wie von Sohoni [89] beschrieben verwendet, um die durch die Aufbringung der Schwerkraft entstehende dynamische Systemantwort klein zu halten.

Trotz dem Einsatz der weichen Treppenfunktion muss in der Zeit während und nach dem Aufbringen der Schwerkraft eine vergleichsweise hohe Dämpfung auf das Modell aufgebracht werden, um die dynamischen Effekte, welche hierbei entstehen, „herausdämpfen“ zu können. Dies ist nötig um einen hydrostatischen Zustand im Tank herzustellen, welcher die Grundlage für alle weiteren Untersuchungen ist.

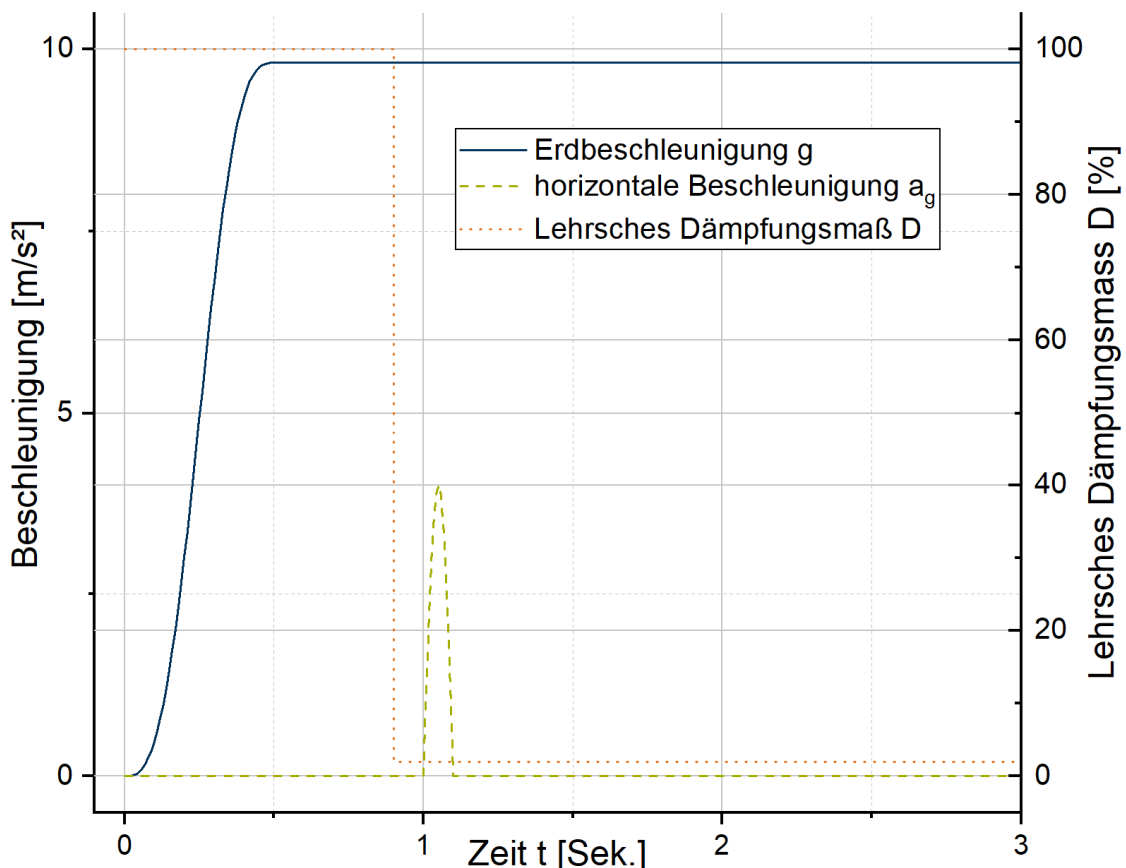


Abbildung 5-7: Aufbringung der Einwirkungen und der Dämpfung



Nachdem sich der hydrostatische Zustand im Fluid eingestellt hat, wird eine horizontale Beschleunigungsfunktion in Form einer Sinus-Halbwellen auf das Fundament des Tanks aufgebracht. Die Sinus-Halbwellen wurde gewählt, weil sie einerseits analytisch einfach beschreibbar ist, und sie andererseits von Ihrem Verlauf her geeignet ist schlagartige Belastungen, ähnlich wie sie bei einem Erdbeben auftreten, nachzubilden.

### 5.6.2 Eignung der Lagrange-Formulierung

Auf Basis des in Kapitel 5.3 beschriebenen Strukturmodelles und der in Kapitel 5.4.1 beschriebenen Fluidmodellierung wurde ein Lagrange-Tankmodell aufgebaut. Es wurde ein  $4.000\text{ m}^3$  Tank mit einem Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  von 1,6 modelliert, wobei für die Fluidelemente und die Schalenelemente eine einheitliche Elementgröße von 0,4m Kantenlänge verwendet wurde. Es wurden Untersuchungen zum Einfluss der Elementgröße durchgeführt, wobei sich weder bei einer weiteren Verfeinerung des Fluidnetzes, noch bei einer weiteren Verfeinerung des Strukturnetzes merkliche Veränderungen in der Qualität der Berechnungsergebnisse zeigten.

#### 5.6.2.1 Ergebnisse der Untersuchungen am Lagrange-Modell

Der hydrostatische Druck baut sich im Lagrange-Modell realitätsgetreu auf, die Lagrange-Kontaktmodellierung ist jedoch anfällig auf unterschiedliche Elementgrößen bei Mantel- und Fluidelementen. Bei ungleicher Größe von Fluidelementen und Mantelelementen im Kontaktbereich bildet der Mantel unter hydrostatischem Druck vertikale Wellen aus. Durch die Massenverteilung (und die Druckverteilung) auf den Knoten kommt es bei ungleicher Mantelnetz- zu Fluidnetz-Verteilung zu unphysikalischen Mantelverformungen. Abhilfe schafft hier eine deckungsgleiche Verteilung der Fluid- und Mantelelemente. Wie auch in anderen Publikationen zum dynamischen Verhalten von Flachbodentanks beschrieben [22, 76], besteht bei der Fluidformulierung mit unterintegrierten Lagrange-Elementen das Problem des Hourglassing. Hierbei verzerren sich die unterintegrierten Fluidelemente, da sie in ihrer Rotation keinerlei Beschränkung unterliegen, zu unphysikalischen Eigenformen und erzeugen dadurch Leakage-Phänomene. In Abbildung 5-8 wird das Hourglassing von Lagrange-Fluidelementen an der Mantel-Bodenecke gezeigt.

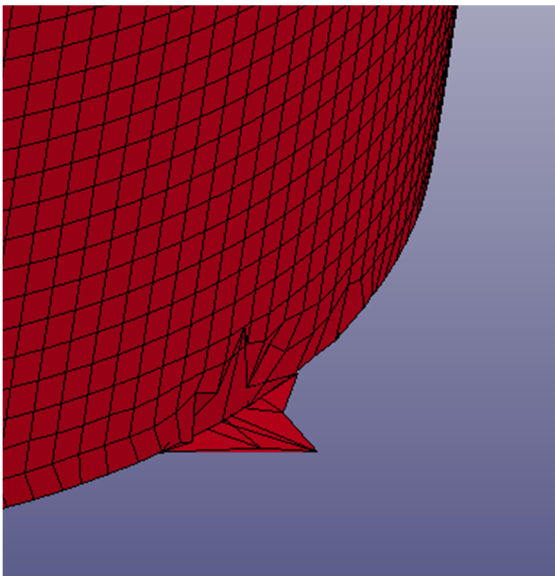
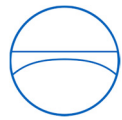


Abbildung 5-8: Hourglassing von Lagrange-Fluidelementen



Abhilfe soll hier die Hourglass-Stabilisierung schaffen, bei der mit Hilfe von inneren Kräften am Element die unphysikalischen Verformungen verhindert werden. In der Literatur [85] wird empfohlen für Flüssigkeiten sehr niedrige Hourglass-Koeffizienten zwischen  $1 \cdot 10^{-3}$  und  $1 \cdot 10^{-6}$  zu verwenden, um die physikalischen Eigenschaften der Fluidelemente nicht durch die künstlich aufgebrachten Hourglass-Stabilisierungskräfte zu verändern.

### 5.6.2.2 Bewertung der Lagrange-Methode

Während der im Verlaufe dieser Arbeit durchgeführten Rechenläufe, um die Fluid-Struktur-Interaktion für seismisch angeregte Flachbodentanks mit Hilfe von Lagrange-Elementen zu simulieren, stellte sich heraus, dass die niedrigen, in der Literatur vorgeschlagenen Hourglass-Koeffizienten nicht ausreichen, um das Hourglassing der Fluidelemente, besonders im unteren Bereich des Tanks, zu verhindern. Daher wurde dieser Modellierungsansatz nicht weiterverfolgt.

### 5.6.3 Eignung der ALE-Formulierung

Auf Basis des in Kapitel 5.3 beschriebenen Strukturmodelles und der in Kapitel 5.4.2 beschriebenen Fluidmodellierung wurde ein ALE-Tankmodell aufgebaut. Es wurde ebenfalls ein  $4.000 \text{ m}^3$  Tank mit einem Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  von 1,6 modelliert, wobei für die Fluidelemente und die Schalenelemente eine einheitliche Elementgröße von 0,4 m Kantenlänge verwendet wurde. Es wurden Untersuchungen zum Einfluss der Elementgröße durchgeführt, wobei sich weder bei einer weiteren Verfeinerung des Fluidnetzes, noch bei einer weiteren Verfeinerung des Strukturnetzes Veränderungen in der Qualität der Berechnungsergebnisse zeigten.

#### 5.6.3.1 Ergebnisse der Untersuchungen am ALE-Modell

Der Aufbau des hydrostatischen Druckes erfolgt im ALE-Modell realitätsgetreu. Da für die ALE-Berechnung dasselbe Materialmodell für das Fluid verwendet wird wie beim Lagrange-Modell muss auch hier mit einer Hourglass-Stabilisierung gearbeitet werden. Im Unterschied zum Lagrange-Modell bietet der ALE-Solver die Möglichkeit, einer Netzglättung über Advektionsschritte, wobei auch die unphysikalischen Hourglass-Eigenformen der unterintegrierten Fluidelemente wieder geglättet werden. Da aber in der Regel mit jedem Advektionsschritt ein Energieverlust im Modell verbunden ist und die Advektionsschritte Rechenzeit kosten, muss mit der Kontrolle der Advektionsschritte vorsichtig umgegangen werden.

Die Energieverluste im ALE-Modell müssen bei expliziten Berechnungen immer überprüft werden, da sich so die Qualität des Berechnungsergebnisses bewerten lässt. In LS-DYNA erfolgt dies über die Energy Ratio  $E_{Ratio}$ .

$$E_{Ratio} = \frac{E_{Total}}{E_{Total}^0 + W_{Extern}} \quad \text{Gl. 5-3}$$



Die Energy Ratio  $E_{\text{Ratio}}$  errechnet sich aus dem Verhältnis der Gesamtenergie im System  $E_{\text{Total}}$  zu der Summe der Anfangsenergie  $E_0$  und der während der Berechnung zugeführten Arbeit  $W_{\text{extern}}$ . Die akzeptablen Energieverluste liegen nach Literaturangaben [22, 85] bei einer Größenordnung von ca. 10 %. Gleichzeitig sollte der Anteil der für die Hourglass-Stabilisierung verwendete Energieanteil nicht größer sein als 10 % der Gesamtenergie [85]. Die Anforderungen bezüglich der Energiebilanzen wurden bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen eingehalten.

### 5.6.3.2 Bewertung der ALE-Methode

Auf Basis der Untersuchungen am ALE-Modell hat sich, wie auch schon in anderen Arbeiten zu diesem Thema [22, 79, 88], gezeigt, dass es mit Hilfe der ALE-Formulierung möglich ist, die Fluid-Struktur-Interaktion eines Flachbodentanks unter Erdbebeneinwirkung zu simulieren. Die ALE-Methode wird daher für die weiteren Untersuchungen im Verlaufe dieser Arbeit verwendet.

### 5.6.4 Eignung der ICFD-Formulierung

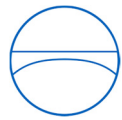
Auf Basis des in Kapitel 5.3 beschriebenen Strukturmodelles und der in Kapitel 5.4.3 beschriebenen Fluidmodellierung wurde ein ICFD-Tankmodell aufgebaut. Es wurde auch hier ein  $4.000\text{ m}^3$  Tank mit einem Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  von 1,6 modelliert, wobei für die Fluidelemente eine Tetraeder-Kantenlänge von 0,4 m gewählt wurde und für die Schalenelemente eine Elementgröße von 0,4 m Kantenlänge verwendet wurde. Es wurden auch hier Untersuchungen zum Einfluss der Elementgröße durchgeführt, wobei sich weder bei einer weiteren Verfeinerung des Fluidnetzes, noch bei einer weiteren Verfeinerung des Strukturnetzes merkbare Veränderungen in der Qualität der Berechnungsergebnisse zeigten.

#### 5.6.4.1 Ergebnisse der Untersuchungen am ICFD-Modell

Der Aufbau des hydrostatischen Druckes erfolgt auch im ICFD-Modell realitätsgetreu. Für die Bewertung der Qualität der ICFD-Berechnung wurde das in der Berechnung tatsächlich enthaltene Volumen der Fluidelemente mit dem theoretisch erforderlichen Fluidvolumen verglichen. Hierbei zeigten sich Volumenschwankungen im Bereich von maximal 0,01 % bezogen auf das Gesamtvolumen  $V$  im Lauf einer Berechnung, was hinsichtlich des zu erwartenden Fehlers bezüglich der hydrodynamischen Kräfte als akzeptabel angesehen wird.

Hinsichtlich des für die implizite ICFD-Berechnung verwendeten Zeitschrittes stellt sich heraus, dass die Berechnung für Zeitschritte  $\Delta t$  kleiner  $2,0 \cdot 10^{-3}$  Sekunden zunehmend instabil wird. Dies liegt an dem bei kleinen Zeitschritten instabil werden FSI-Kontakt zwischen dem Fluid und der dünnen Tankschale. Zudem werden die benötigten Rechenzeiten für die für kleine Zeitschritte sehr groß. Für die Untersuchungen wurde ein Zeitschritt von  $\Delta t = 3,0 \cdot 10^{-3}$  Sekunden gewählt, da dieser ausreicht, um die erwarteten impulsiv flexiblen Schwingungen des Tanks abzubilden.





### 5.6.4.2 Bewertung der ICFD-Methode

Auf Basis der Untersuchungen am ICFD-Modell hat sich gezeigt, dass es mit Hilfe der ICFD-Formulierung möglich ist, die Fluid-Struktur-Interaktion eines Flachbodentanks unter Erdbebeneinwirkung zu simulieren. Die ICFD-Methode wird daher neben der ALE-Methode für die weiteren Untersuchungen im Verlaufe dieser Arbeit verwendet.

## 5.7 Vergleich der ALE-Berechnung mit der ICFD-Berechnung

Nach der Bewertung der Eignung der ALE-Berechnung und der ICFD-Berechnung hinsichtlich der Berechnungsqualität werden im Folgenden die Berechnungsergebnisse der ALE-Berechnung mit den Ergebnissen der ICFD-Berechnung verglichen. Um die Berechnungsergebnisse besser vergleichen zu können werden hierbei die Druckverläufe am Tankmantel dargestellt.

Hierfür werden die Drücke auf verschiedenen Mantelhöhen und an verschiedenen Mantelpositionen aufgezeichnet. Die Lage der Drucksensoren ist in Abbildung 5-9 dargestellt.

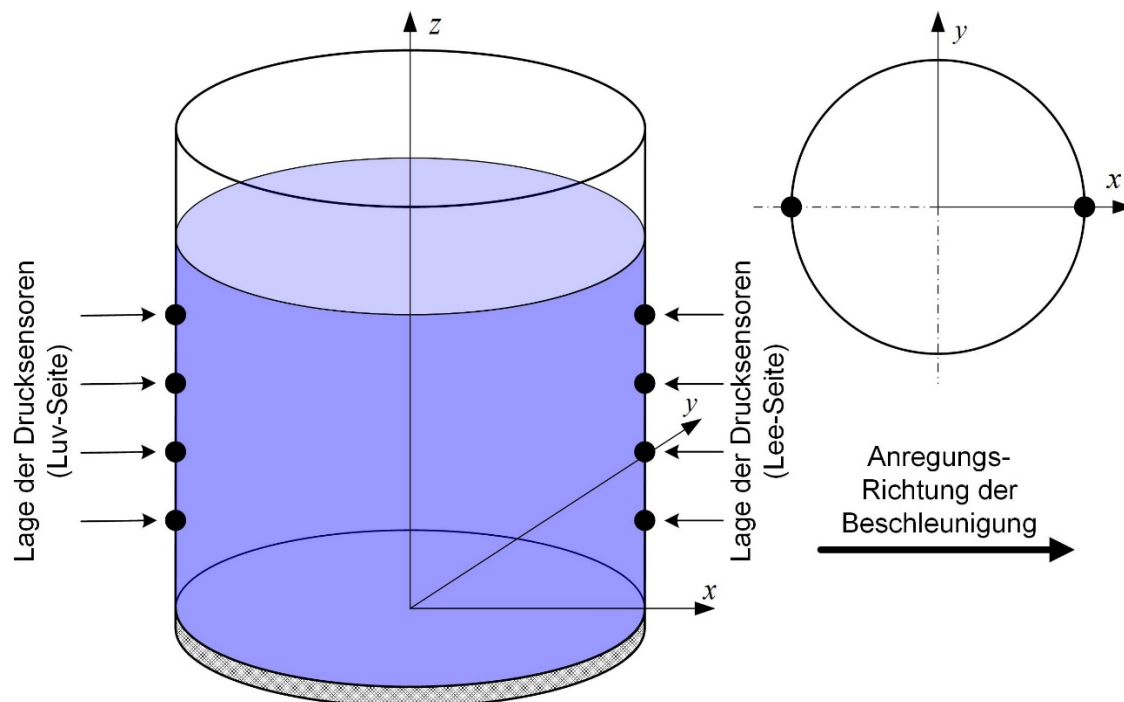


Abbildung 5-9: Lage der Drucksensoren

### 5.7.1 Vergleich der Druckverläufe am Flachbodentank

In Abbildung 5-10 ist der beispielhaft der Verlauf der Drücke an den luvseitigen Drucksensoren dargestellt. Untersucht wurde ein  $4.000 \text{ m}^2$  Tank mit einer Fluidichte  $\rho_L$  von  $1.000 \text{ kg/m}^3$  und einem Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  von 1,6 (Durchmesser  $d_T$ : 18,6 m; Flüssigkeitshöhe  $H_L$ : 14,9 m). Angeregt wurde der Tank wie in Kapitel 5.6.1 beschrieben. Die über die Tankhöhe konstante Wandstärke  $s$  des Tankmantels beträgt 6,00 mm. Die Modellierung von Tankmantel, Tankboden und Fundament erfolgte wie in Kapitel 5.3 beschrieben.



Wie in Abbildung 5-10 zu sehen ist, zeigen beide Solver eine vergleichbare Schwingungsantwort, wobei der explizite ALE-Solver mit seinen deutlich kleineren Zeitschritten ( $\Delta t = 1,8 \cdot 10^{-5}$ ) hochfrequente Schwingungsanteile auflösen kann, welche beim Impliziten ICFD-Solver ( $\Delta t = 3,0 \cdot 10^{-3}$ ) nicht aufgelöst werden können. Besonders im unteren Teil des Tanks ergeben sich hierbei kleine Unterschiede in den Druckverläufen.

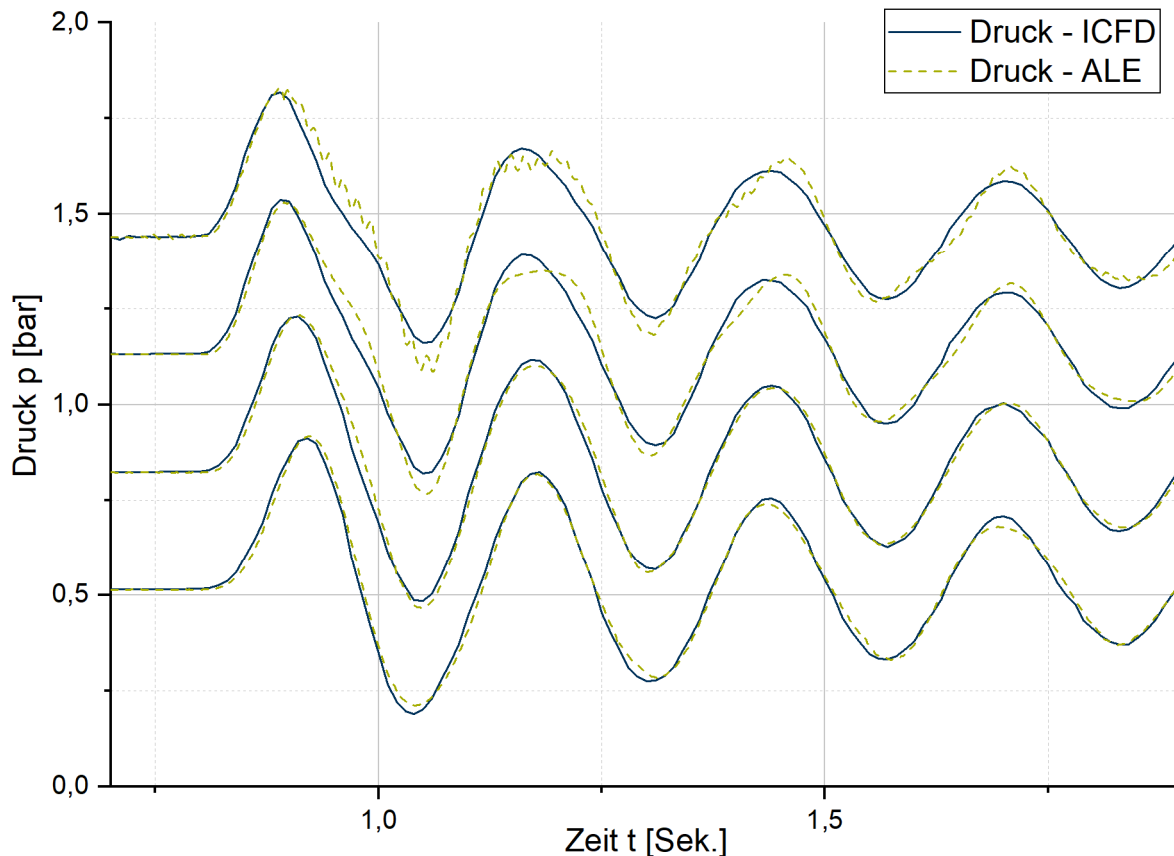


Abbildung 5-10: Vergleich der Druckverläufe am Tankmantel – ICFD - ALE

Der ICFD-Solver zeigt bei den Tankberechnungen zudem eine vergleichsweise hohe numerische Dämpfung, welche nicht programmtechnisch aufgebracht wurde. Um im ALE-Solver eine vergleichbare Dämpfung zu erreichen, müssen ca. 5% kritische Dämpfung für die Struktur angesetzt werden. Untersuchungen haben gezeigt, dass diese unphysikalische Dämpfung abhängig vom Zeitschritt ist.

### 5.7.2 Vergleich der Druckverläufe am vereinfachten Modell

Um den Einfluss des Zeitschrittes auf die Schwingungsantwort des ICFD-Solvers untersuchen zu können, wurde ein vereinfachtes Tankmodell aufgebaut, in welchem mit kleineren Zeitschritten gerechnet werden kann als im ICFD-Flachbodentankmodell.

Hierbei wurde ein 10,0m breites und 13,0m hohes Volumen modelliert und dieses zwischen zwei 15,0m hohen und 1,0m dicken massiven Stahlwänden eingeschlossen. Anschließend wurden die in Abbildung 5-7 dargestellten Einwirkungen auf das Modell aufgebracht. In Abbildung 5-11 ist das vereinfachte Tankmodell dargestellt.

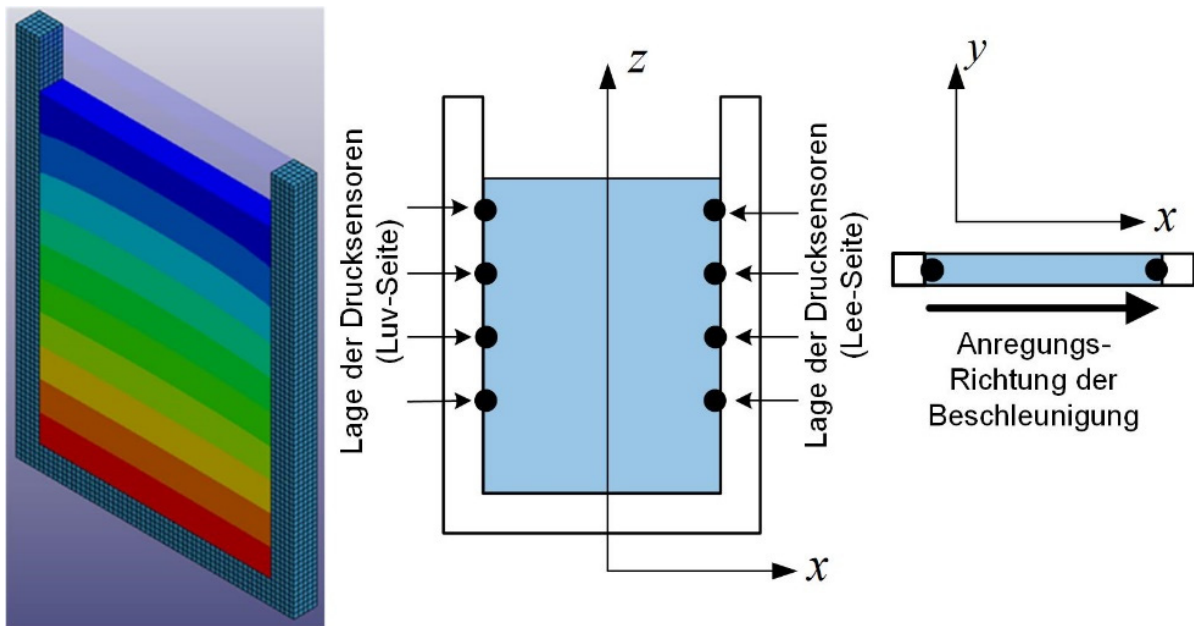
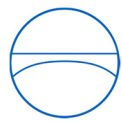


Abbildung 5-11: Vereinfachtes Tankmodell

Auch in diesem Modell wurden analog zum Flachbodentankmodell (vgl. Abbildung 5-9) Drucksensoren an der Wand angebracht, um die Druckverläufe an verschiedenen Mantelhöhen vergleichen zu können.

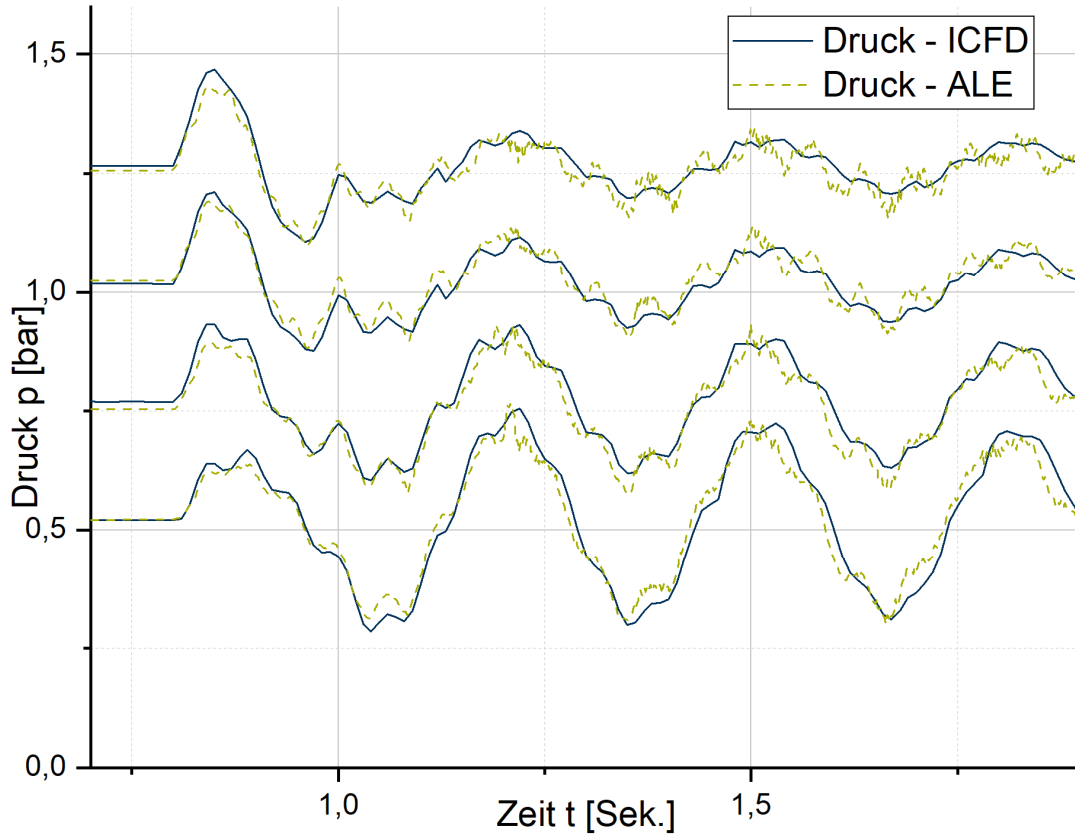


Abbildung 5-12: Vergleich der Druckverläufe am vereinfachten Modell – ICFD - ALE



In Abbildung 5-12 sind die Druckverläufe an den verschiedenen Mantelhöhen für das ICFD-Modell und das ALE-Modell dargestellt. Der explizite ALE-Solver arbeitet hierbei mit einem Zeitschritt  $\Delta t$  von  $2,4 \cdot 10^{-5}$  Sekunden, der implizite ICFD-Solver arbeitet mit einem Zeitschritt  $\Delta t$  von  $5 \cdot 10^{-4}$  Sekunden. Beide Modelle enthalten nur die Fluiddämpfung wie in Kapitel 5.5 beschrieben.

Wie in Abbildung 5-12 zu sehen ist, haben nun sowohl der explizite ALE-Solver als auch der implizite ICFD-Solver eine vergleichbare Schwingungsantwort, wobei diesmal der ICFD-Solver keine zusätzlichen Dämpfungseffekte aufweist.

### 5.7.3 Bewertung des Vergleiches von ICFD- und ALE-Methode

Generell zeigen die implizite ICFD-Methode und die explizite ALE-Methode vergleichbare Berechnungsergebnisse bei der Simulation von mit Flüssigkeit gefüllten Behältern unter Schwerkraft-Belastung und horizontaler Anregung. Jedoch muss bei Flachbodentankmodellen aufgrund von numerischen Instabilitäten im ICFD-Solver mit vergleichsweise großen Zeitschritten gerechnet werden, was zu unerwünschter Dämpfung in der impulsiven Druckschwingung der Tanks führt.

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird aufgrund der kürzeren Rechenzeiten, einer realitätsgetreueren Dämpfung, und der Berücksichtigung höherfrequenter Schwingungsanteile bei den weiteren Untersuchungen der ALE-Solver verwendet.

In Sonderfällen, wie bei den Untersuchungen zu starren Tankmänteln, wird auch der ICFD-Solver verwendet, da hier der Kontakt des starren Tankmantels mit dem Fluid im ALE-Solver zu Berechnungsproblemen führt, welche bei der Verwendung des ICFD-Solvers nicht auftreten. Die bei der Verwendung des ICFD-Solvers entstehenden (bekannten) Dämpfungseffekte müssen dann entsprechend in der Auswertung der Berechnung berücksichtigt werden.

Grundsätzlich wird für hydrodynamische Berechnungen an Flachbodentanks mit Abbildung der Fluid-Struktur-Interaktion wegen der höheren Stabilität der Berechnungen, der einfacheren Modellbildung, und der realitätsgetreueren Abbildung der Dämpfung der ALE-Solver empfohlen.



## 6 Parameteruntersuchungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Parameteruntersuchungen zum hydrodynamischen Verhalten von Flachbodentanks unter horizontaler Beschleunigungsanregung durchgeführt. Hierbei wurden in einem ersten Schritt wassergefüllte Flachbodentanks mit einem Tankvolumen  $V$  von  $4.000\text{ m}^3$  mit unterschiedlichen Schlankheitsverhältnissen  $\gamma$  sowie unterschiedlichen Mantelwandstärken  $s$  untersucht. Unterhalb der Tankfundamente wurden zusätzlich diskrete Federelemente angebracht, um die Auswirkungen einer weichen Aufständering auf die hydrodynamischen Vorgänge im Tank untersuchen zu können.

In einem weiteren Schritt wurden diskrete Tankmodelle entwickelt, mit deren Hilfe die sich aus den FE-Berechnungen ergebenden Fundamentlasten abschätzen lassen. Hierbei werden die sich für den starr gelagerten Tank ergebenden diskreten Parameter mit den diskreten Parametern verglichen, welche in der Literatur angegeben werden.

### 6.1 FE-Modelle

Im Folgenden werden die für die Parameteruntersuchung verwendeten Modellparameter dokumentiert. Zudem werden die Lastaufbringung und die verwendeten Randbedingungen beschrieben. Auf Basis der in Kapitel 4 festgelegten technisch sinnvollen Schlankheitsverhältnisse und Mantelwandstärken wurden die in Tabelle 6-1 bis Tabelle 6-3 dargestellten Tankgeometrien für die Parameteruntersuchung festgelegt.

Tabelle 6-1: Geometrie – Tankmodell A –  $\gamma = 1,0$

<b>Tank Durchmesser <math>d_T</math></b>		<b>21,80 m</b>			
<b>Fluid Höhe <math>H_L</math></b>		<b>10,85 m</b>			
<b>Tank Volumen <math>V</math></b>		<b>4.050 m<sup>3</sup></b>			
<b>Mantel Höhe <math>H_M</math></b>		<b>14,05 m</b>			
<b>Fundament Durchmesser <math>d_F</math></b>		<b>22,60 m</b>			
<b>Fundament Höhe <math>H_F</math></b>		<b>0,60 m</b>			
<b><math>s/R</math>- Verhältnis</b>	0,5 * 10 <sup>-3</sup>	1,3 * 10 <sup>-3</sup>	2,1 * 10 <sup>-3</sup>	2,9 * 10 <sup>-3</sup>	
<b>Wand- stärke <math>s</math></b>	5,45 mm	14,17 mm	22,89 mm	31,61 mm	

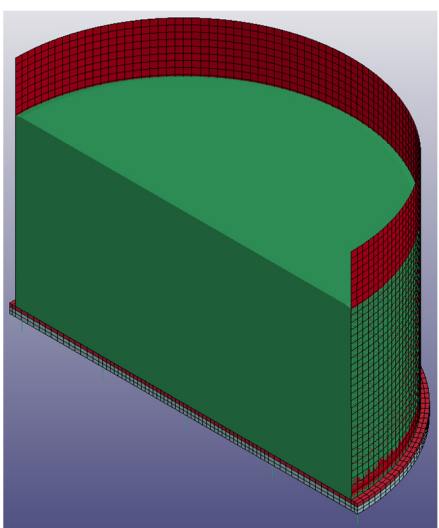




Tabelle 6-2: Geometrie – Tankmodell B –  $\gamma = 1,6$

<b>Tank Durchmesser <math>d_T</math></b>		<b>18,60 m</b>			
<b>Fluid Höhe <math>H_L</math></b>		<b>14,90 m</b>			
<b>Tank Volumen <math>V</math></b>		<b>4.049 m<sup>3</sup></b>			
<b>Mantel Höhe <math>H_M</math></b>		<b>18,10 m</b>			
<b>Fundament Durchmesser <math>d_F</math></b>		<b>19,40 m</b>			
<b>Fundament Höhe <math>H_F</math></b>		<b>0,60 m</b>			
<b>s/R-Verhältnis</b>	0,5 * 10 <sup>-3</sup>	1,3 * 10 <sup>-3</sup>	2,1 * 10 <sup>-3</sup>	2,9 * 10 <sup>-3</sup>	
<b>Wandstärke s</b>	4,65 mm	12,09 mm	19,53 mm	26,97 mm	

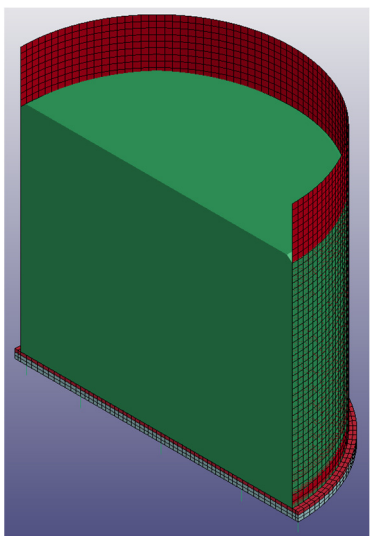
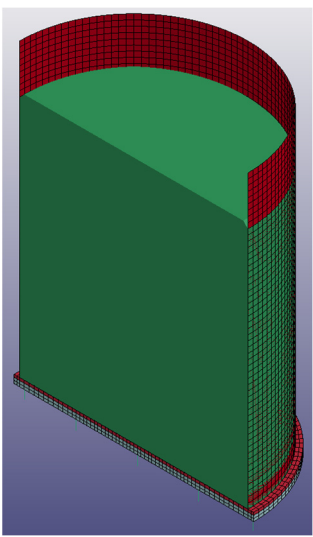


Tabelle 6-3: Geometrie – Tankmodell C –  $\gamma = 2,2$

<b>Tank Durchmesser <math>d_T</math></b>		<b>16,80 m</b>			
<b>Fluid Höhe <math>H_L</math></b>		<b>18,25 m</b>			
<b>Tank Volumen <math>V</math></b>		<b>4.045 m<sup>3</sup></b>			
<b>Mantel Höhe <math>H_M</math></b>		<b>21,45 m</b>			
<b>Fundament Durchmesser <math>d_F</math></b>		<b>17,60 m</b>			
<b>Fundament Höhe <math>H_F</math></b>		<b>0,60 m</b>			
<b>s/R-Verhältnis</b>	0,5 * 10 <sup>-3</sup>	1,3 * 10 <sup>-3</sup>	2,1 * 10 <sup>-3</sup>	2,9 * 10 <sup>-3</sup>	
<b>Wandstärke s</b>	4,20 mm	10,92 mm	17,64 mm	24,36 mm	



### 6.1.1 Modell-Beschreibung

Die Skizze in Abbildung 6-1 stellt schematisch das für die Parameteruntersuchungen verwendete FE-Modell dar. Der Flachbodentank, die darin enthaltene Flüssigkeit und die Fundamentplatte sind wie in den Kapiteln 5.3 und 5.4.2 beschrieben modelliert.

Unterhalb der Fundamentplatte wurden jeweils 11 diskrete Federelemente modelliert.

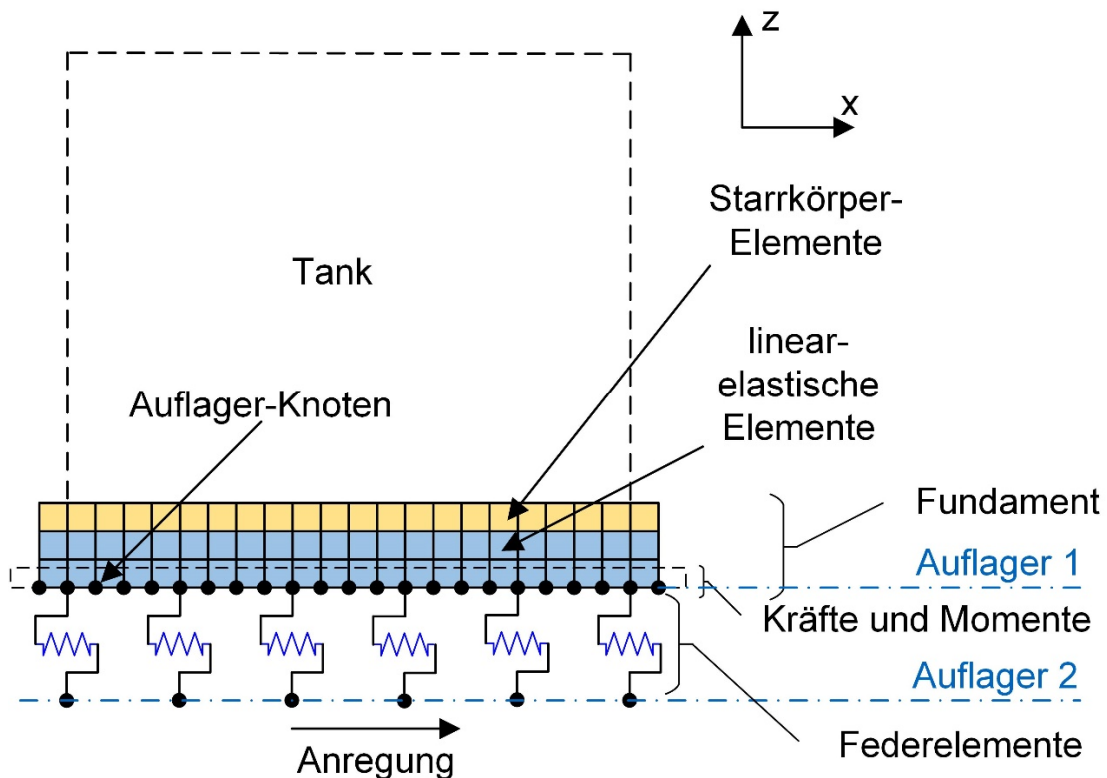
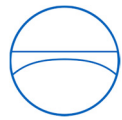


Abbildung 6-1: FE-Modell für die Parameteruntersuchung

Um eine Rotation der Fundamentplatte, und die damit verbundenen, in der Parameteruntersuchung unerwünschten, hydrodynamischen Effekte zu verhindern, wurde auf die FE-Knoten unterhalb der Fundamentplatte (Auflager 1) eine Randbedingung formuliert, welche eine Verschiebung der Knoten in z-Richtung unterbindet.

Die Anregung in Form einer Sinus-Halbwellen wurde am unteren Ende der elastischen Feder-elemente aufgebracht (Auflager 2). Auch hier wurde eine Randbedingung formuliert, welche eine Verschiebung der Knoten in z-Richtung unterbindet.

### 6.1.2 Ermittlung der Fundamentlasten

Zur Ermittlung der Fundamentlasten unterhalb der Fundamentplatte wurde der Befehl \*DATABASE\_CROSS\_SECTION [82] verwendet. Hierbei werden die globalen Kräfte und Momente in einer (Schnitt-) Ebene aufsummiert. Die (Schnitt-) Ebene wird in den Parameteruntersuchungen durch die Knoten auf der unteren Oberfläche der Fundamentplatte definiert, wobei die Horizontalkräfte  $F_{H,FE}$  und Umsturzmomente  $U_{FE}$  aufgezeichnet werden, welche durch die unterste Schicht der linearelastischen Elemente der Fundamentplatte an die Knoten der Schnittfläche weitergegeben werden. In Abbildung 6-1 ist die entsprechende Schicht markiert.



## 6.2 Diskretes Modell (Parameter-Modell)

Auf Basis der in Kapitel 3.4 beschriebenen diskreten Ersatzmodelle wurde für die Parameteruntersuchungen ein **Parameter-Modell** auf Basis von diskreten Massen erstellt.

### 6.2.1 Herleitung des diskreten Modelles

Grundsätzlich entspricht das in Abbildung 6-2 dargestellte diskrete Tankmodell dem in Abbildung 3-19 dargestellten Ersatzmodell für ebenerdige Flachbodentanks mit Boden-Bauwerk-Interaktion. Auf Basis der Arbeiten von Meskouris [5], Saal [24], Nadler, Rammerstorfer und Fischer [27], Gering [34], Haroun [35] und Preystley [36] wird das Ersatzmodell um eine impulsiv starre Masse  $m_{is}$  erweitert, um eventuelle impulsiv starre Druckanteile in der dynamischen Berechnung berücksichtigen zu können. Die Steifigkeit der Bodenfeder  $k_x$  entspricht der Summe der Steifigkeiten der finiten Federelemente, welche in der FE-Berechnung unterhalb des Tanks angebracht sind.

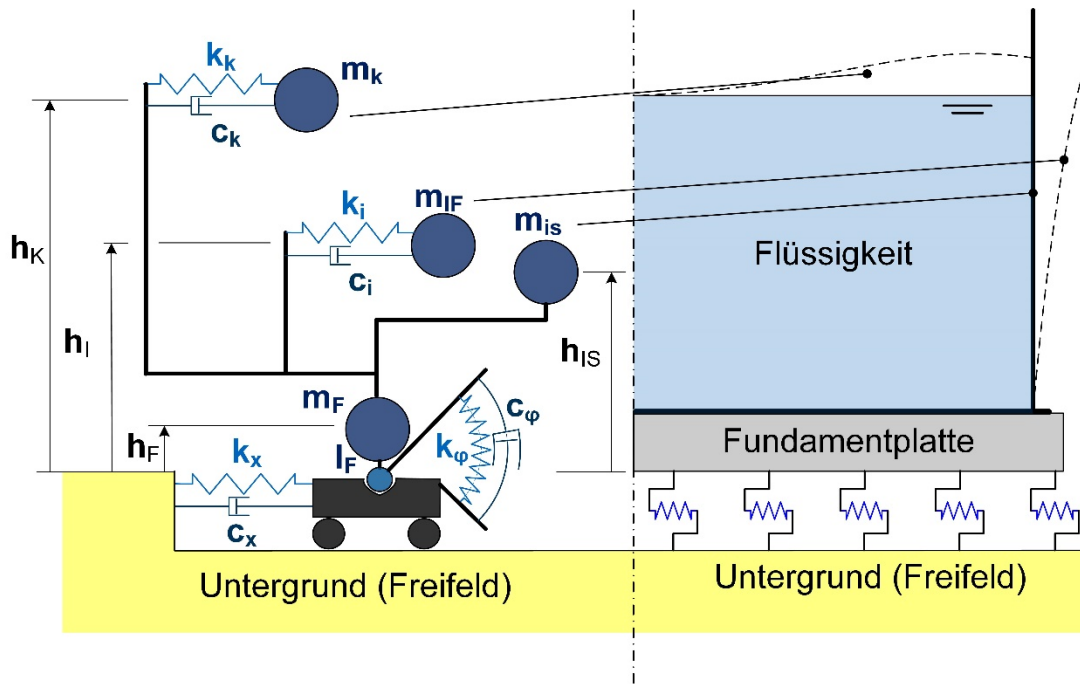


Abbildung 6-2: Erweitertes Ersatzmodell – ebenerdiger Flachbodentank

Da die impulsiv starre Masse  $m_{is}$  starr mit der Fundamentmasse  $m_F$  gekoppelt ist, ergibt sich für das diskrete Modell eine kombinierte Masse  $m_F^*$  und eine kombinierte Fundamenthöhe  $h_F^*$ . Alle Höhen sind hierbei auf den Drehpunkt der Fundamentplatte bezogen (vgl. Abbildung 4-12).

In Abbildung 6-3 ist das diskrete Modell dargestellt, welches für die Parameteruntersuchung verwendet wurde (Parameter-Modell).



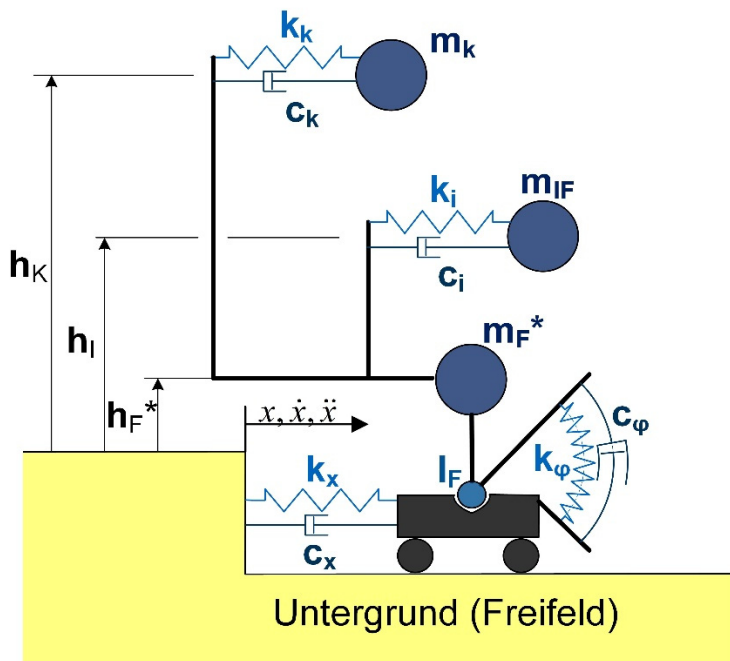
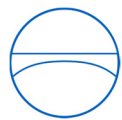


Abbildung 6-3: Diskretes Modell für Parameteruntersuchung (Parameter-Modell)

### 6.2.2 Mathematische Formulierung des diskreten Modelles

Mit Hilfe der in Kapitel 2.6.2.1 beschriebenen allgemeinen Lagrange-Bewegungsgleichungen wurden auf Basis des in Abbildung 6-3 dargestellten diskreten Modelles die entsprechenden Massen-, Steifigkeits- und Dämpfungsmatrizen entwickelt.

#### 6.2.2.1 Massen-, Steifigkeits-, und Dämpfungsmatrizen

Die Massenmatrix  $M_P$  des diskreten Modelles für die Parameteruntersuchung ergibt sich wie folgt:

$$M_P = \begin{bmatrix} m_k & 0 & 0 & m_k \cdot h_K \\ 0 & m_{IF} & 0 & m_{IF} \cdot h_I \\ 0 & 0 & m_{F^*} & m_{F^*} \cdot h_{F^*} \\ m_k \cdot h_K & m_{IF} \cdot h_I & m_{F^*} \cdot h_{F^*} & I_F + m_k \cdot h_K^2 + m_{IF} \cdot h_I^2 + m_{F^*} \cdot h_{F^*}^2 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \ddot{u}_k \\ \ddot{u}_i \\ \ddot{u}_{F^*} \\ \ddot{\phi}_F \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6-1}$$



Die Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}_P$  des diskreten Modelles für die Parameteruntersuchung ergibt sich zu:

$$K_P = \begin{bmatrix} k_k & 0 & -k_k & 0 \\ 0 & k_i & -k_i & 0 \\ -k_k & -k_i & k_x + k_k + k_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_\varphi \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} u_k \\ u_i \\ u_{F^*} \\ \varphi_F \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6-2}$$

Und die Dämpfungsmatrix  $\mathbf{C}_P$  des diskreten Modelles für die Parameteruntersuchung ergibt sich zu:

$$C_P = \begin{bmatrix} c_k & 0 & -c_k & 0 \\ 0 & c_i & -c_i & 0 \\ -c_k & -c_i & c_x + c_k + c_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_\varphi \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \dot{u}_k \\ \dot{u}_i \\ \dot{u}_{F^*} \\ \dot{\varphi}_F \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Die entsprechenden Gesamtverschiebungen  $w_n$  der diskreten Massen  $m_n$  ergeben sich entsprechend der in Abbildung 6-4 dargestellten Formel auf Basis der translatorischen Verschiebungen  $u_n$  und der rotatorischen Verschiebung  $\varphi$ .

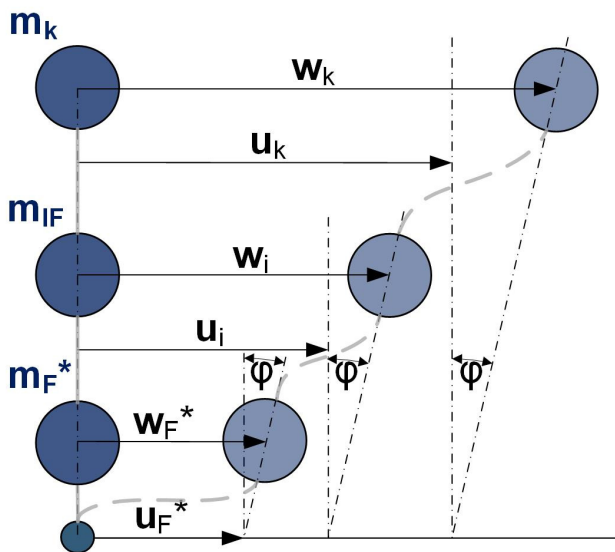
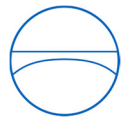


Abbildung 6-4: Verschiebungen – Parameter-Modell

$$w_n = u_n + \varphi \cdot h_n \quad \text{Gl. 6-4}$$



### 6.2.2.2 Validierung des diskreten Modelles

Um sicherzustellen, dass die in Gl. 6-1 bis Gl. 6-3 dargestellten Massen-, Steifigkeits-, und Dämpfungsmatrizen korrekt sind, wurde auf Basis der drei Matrizen eine Newmark-Beta-Zeitintegration aufgebaut (vgl. Kapitel 2.6.4.2).

Zur Validierung der Newmark-Beta-Zeitintegration wurde in LS-DYNA [80] ein identisches Modell mit Hilfe von diskreten Elementen aufgebaut.

Hierfür wurden zur Modellierung der diskreten Massen der Befehl `*ELEMENT_MASS` [82] beziehungsweise `*ELEMENT_INERTIA` [82] verwendet.

Die diskreten Federelemente wurden mit Hilfe des Befehles `*ELEMENT_BEAM` [82] modelliert, wobei dem Balkenelement mit Hilfe des Befehles `*SECTION_BEAM – ELFORM = 6` [82] die Querschnittseigenschaften eines diskreten Balkens zugewiesen wurden. Zur Modellierung der diskreten Federn wurden diskrete Balken mit dem Materialmodell `*MAT_LINEAR_ELASTIC_DISCRETE_BEAM` [83] gewählt. Die Lage der diskreten Massen im Raum wurde über FE-Knoten `*NODE` [82] definiert, wobei die diskreten Balkenelemente jeweils zwischen zwei Knoten angeordnet sind. In Abbildung 6-5 ist das in LS-DYNA aufgebaute diskrete Modell dargestellt. Die diskreten Massen liegen hierbei auf den markierten Knoten 1 bis 6.

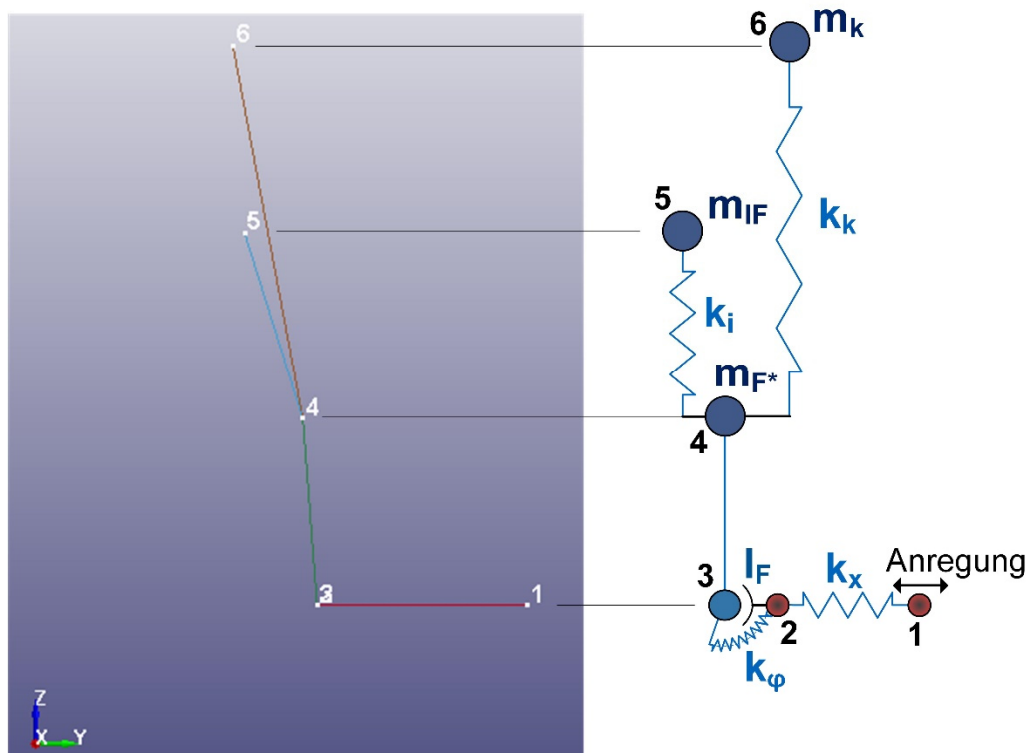


Abbildung 6-5: Diskretes LS-DYNA-Modell

Mit den beiden diskreten Modellen wurden mehrere Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Massen- und Steifigkeitsverteilungen durchgeführt. Hierfür wurden die Verschiebungen der diskreten Massen aus dem FE-Modell mit den Verschiebungen aus der Newmark-Beta-Zeitintegration verglichen, wobei die Ergebnisse identisch waren.



### 6.2.3 Ermittlung der Fundamentlasten

Zur Ermittlung der Fundamentlasten am diskreten Modell wurden die Verformungen der beiden Fundamentfedern  $k_x$  und  $k_\varphi$  mit den entsprechenden Federsteifigkeiten multipliziert um die Horizontallast  $F_{H,D}$  und das Umsturzmoment  $U_D$  für jeden Zeitschritt  $i$  zu ermitteln.

Somit ergibt sich die über das Fundament abzutragende Horizontallast  $F_{H,D}$  für jeden Zeitschritt  $i$  zu:

$$F_{H,D,i} = k_x \cdot u_{F*,i} \quad \text{Gl. 6-5}$$

Und das über das Fundament abzutragende Umsturzmoment  $U_D$  für jeden Zeitschritt  $i$  zu:

$$U_{D,i} = k_\varphi \cdot \varphi_{F,i} \quad \text{Gl. 6-6}$$

### 6.3 Äussere Einwirkungen

Als äußere Einwirkungen für die Parameteruntersuchung wurden die in Abbildung 5-7 dargestellten Einwirkungen aufgebracht.

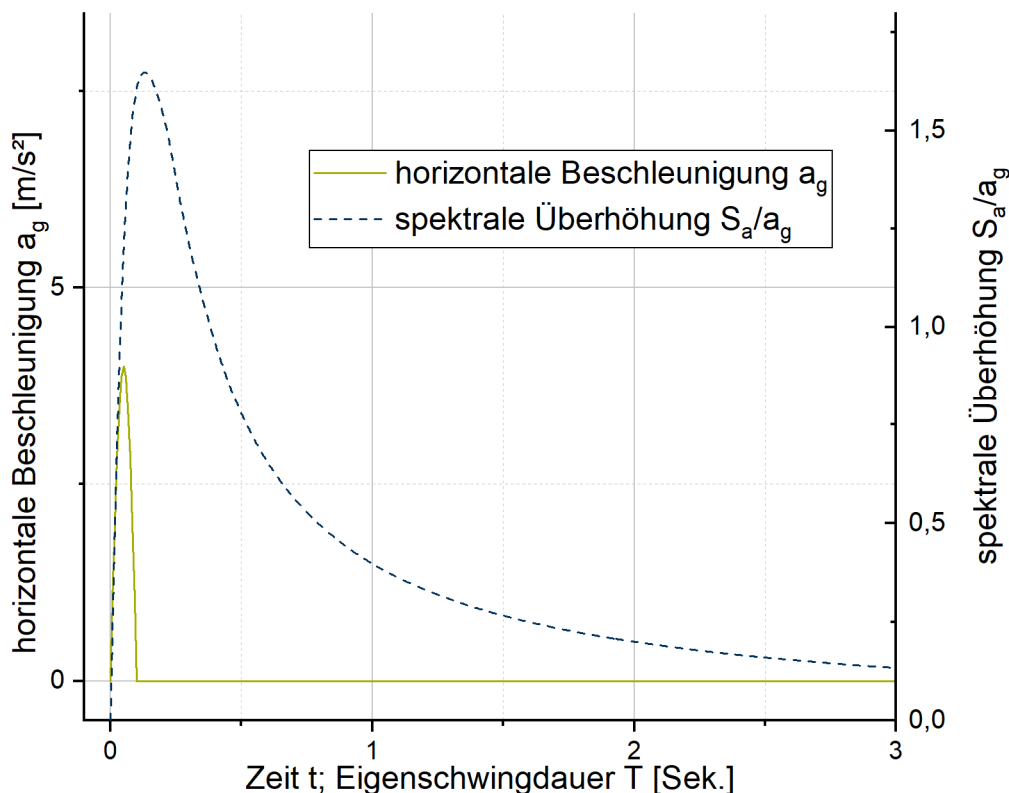


Abbildung 6-6: Horizontale Anregungsfunktion und zugehöriges Antwortspektrum

In Abbildung 6-6 ist die für das Parameter-Modell als horizontale Anregungsfunktion verwendete Sinus-Halbwellenform mit einer Dauer von 0,1 Sekunden und einer Amplitude von 4,0 m/s<sup>2</sup>, sowie das zugehörige Antwortspektrum, dargestellt.



## 6.4 Ermittlung der diskreten Parameter

Ein Hauptziel dieser Arbeit ist es, ein diskretes Tankmodell für die Berechnung von Flüssiggastanks zur Verfügung zu stellen. Hierfür werden auf Basis der in den FE-Berechnungen ermittelten Fundamentlasten (Horizontalschub  $F_{H,FE}$  und Umsturzmoment  $U_{FE}$ ) die entsprechenden diskreten Parameter entwickelt, welche im diskreten Parameter-Modell vergleichbare Fundamentlasten (Horizontalschub  $F_{H,D}$  und Umsturzmoment  $U_D$ ) erzeugen.

### 6.4.1 Ermittelte Berechnungsergebnisse

Im Rahmen der Parameteruntersuchung wurden die folgenden Berechnungsergebnisse der FE-Berechnungen ausgewertet:

- Horizontale Verschiebung des Tankbodens
- Rotation des Tankbodens
- Horizontalschub des Fundamentes  $F_{H,FE}$
- Umsturzmoment des Fundamentes  $U_{FE}$

Am diskreten Parameter-Modell wurden die folgenden Berechnungsergebnisse ausgewertet:

- Horizontale Verschiebung der Fundamentmasse
- Rotation des Fundamentes
- Horizontalschub des Fundamentes  $F_{H,D}$
- Umsturzmoment des Fundamentes  $U_D$

### 6.4.2 Vorgehen zur Ermittlung der diskreten Massen und Steifigkeiten

In den folgenden Kapiteln wird beschrieben wie bei der Ermittlung der diskreten Parameter für das Ersatzmodell vorgegangen wurde.

#### 6.4.2.1 Ermittlung der diskreten Fundamentparameter

Um die diskreten Massen und Steifigkeiten für das Parameter-Modell zu ermitteln, wurden in einem ersten Schritt die kombinierte Fundamentmasse  $m_{fp}$ , das Fundament-Trägheitsmoment  $I_F$  sowie die Fundamentsteifigkeiten  $k_x$  und  $k_\varphi$  bestimmt.

Zur Ermittlung der diskreten Fundamentmasse  $m_{fp}$  wurden die Masse der Fundamentplatte  $m_g$  (mit der Dichte  $\rho_C$ ), sowie die Masse des Tankbodens  $m_b$  (mit der Dicke  $s_b$  und der Dichte  $\rho_S$ ) addiert. Die Massen ergeben sich auf Basis der im FE-Modell verwendeten Tankgeometrie, sowie den zugewiesenen Materialdichten des FE-Modelles.

$$\begin{aligned}
 m_g &= d_F^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot H_F \cdot \sigma_C \\
 m_b &= d_T^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot s_b \cdot \sigma_S \\
 m_{fp} &= m_g + m_b
 \end{aligned}
 \tag{Gl. 6-7}$$



Die Ermittlung des Massenträgheitsmomentes  $I_F$  der Fundamentplatte erfolgt ebenfalls über die Massen und Geometrien der Fundamentplatte und des Tankbodens, wobei die Steiner-Anteile der impulsiven Massen und der konvektiven Masse bereits in der Massenmatrix  $\mathbf{M}_P$  berücksichtigt werden.

Grundsätzlich wurde versucht, die Rotation der Fundamentplatte so klein wie möglich zu halten, um die durch die Rotation induzierten hydrodynamischen Effekte klein zu halten. Die Rotation der Oberseite der Fundamentplatte im FE-Modell beruht auf der Elastizität der unteren Elementschichten der Fundamentplatte, und lässt sich programmtechnisch nicht komplett ausschließen.

$$I_F = d_F^2 \cdot \frac{m_g}{16} + d_T^2 \cdot \frac{m_b}{16} + m_b \cdot \left( \frac{H_F}{2} \right)^2 \quad \text{Gl. 6-8}$$

Im Verlauf der Parameteruntersuchung wurden Studien zum Einfluss der Masse und des E-Moduls der Fundamentplatte durchgeführt. Hierbei zeigte sich, dass die Annahme des Drehpunktes an der Unterseite der Fundamentplatte zu korrekten Ergebnissen führt. Zudem hat das Massenträgheitsmoment  $I_F$  der Fundamentplatte aufgrund der sehr kleinen Rotationen einen vernachlässigbaren Einfluss auf das berechnete Umsturzmoment  $U_{FE}$  des Tanks.

Zur Ermittlung der diskreten Fundamentsteifigkeiten  $k_x$  und  $k_\varphi$  wurden die entsprechenden Fundamentverformungen aus dem FE-Modell bestimmt. Auf Basis der Horizontallast  $F_{H,FE}$  und des Umsturzmoments  $U_{FE}$  lassen sich nun die diskreten Parameter bestimmen.

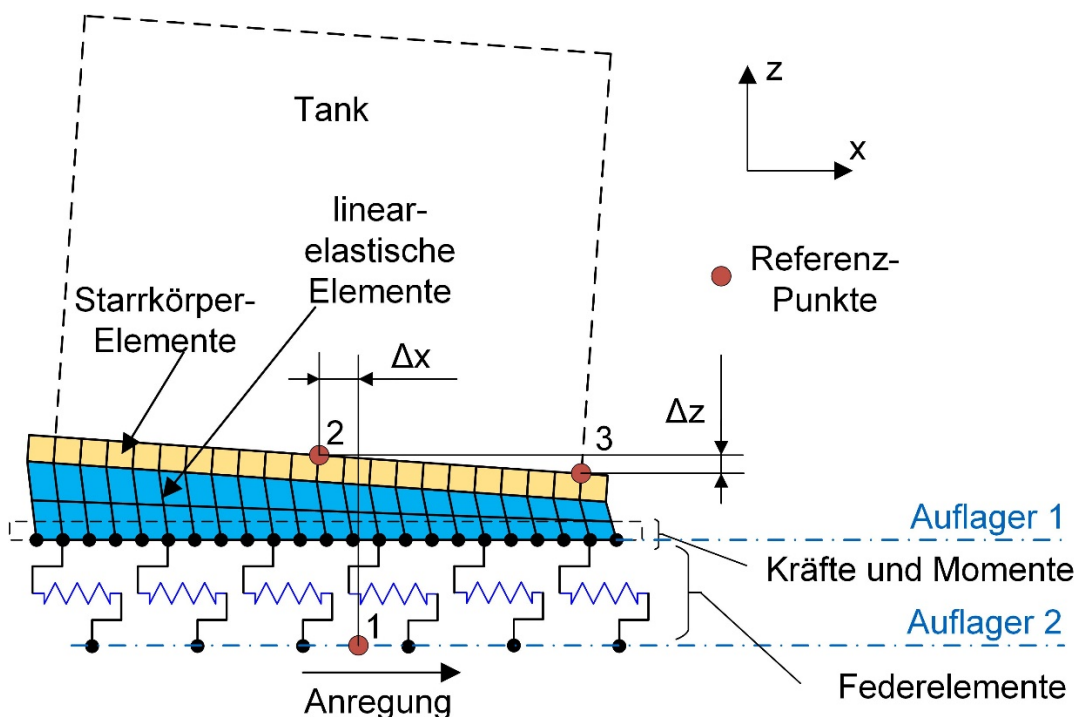
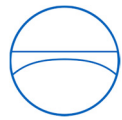


Abbildung 6-7: Ermittlung der Fundamentverschiebungen

In Abbildung 6-7 sind die zur Ermittlung der Fundamentverschiebungen  $\Delta x$  und  $\Delta z$  verwendeten Referenzpunkte dargestellt.



Alle drei Referenzpunkte liegen hierbei in der  $x$ - $z$ -Symmetrieebene des Tanks. Der Referenzpunkt 1 liegt im Zentrum der Auflagerebene 2, der Referenzpunkt 2 liegt im Zentrum der Fundamentplatte, und der Referenzpunkt 3 liegt auf dem Mantelradius der Fundamentplatte.

Die horizontale Steifigkeit  $k_x$  der Aufständerung lässt sich wie folgt ermitteln:

$$k_x = \frac{F_{H,FE}}{\Delta x} \quad \text{Gl. 6-9}$$

Und die Rotationssteifigkeit  $k_\varphi$  ergibt sich aus:

$$k_\varphi = \frac{U_{FE}}{\tan^{-1}\left(\frac{2 \cdot \Delta z}{d_T}\right)} \quad \text{Gl. 6-10}$$

Die horizontalen Verschiebungen  $\Delta x$  ergeben sich aus den horizontalen Verschiebungen der diskreten Federn und den horizontalen Verschiebungen der elastischen Fundamentschicht. Bei den Berechnungen am starren Tankfundament macht die Verschiebungen der linearelastischen Elemente der Fundamentplatte ca. 80% der Gesamtverschiebung aus. Jedoch sind die Gesamtverschiebungen mit 0,03 mm bis 0,05 mm aufgrund des für die elastischen Elemente der Fundamentplatte gewählten E-Moduls sehr klein.

Die nur aus der Nachgiebigkeit der Fundamentschicht resultierende Rotation der Fundamentplatte liegt bei den im Rahmen der Parameteruntersuchung durchgeführten Berechnungen bei Werten zwischen  $2,0 \cdot 10^{-6}^\circ$  und  $5,0 \cdot 10^{-6}^\circ$ . Bei Vergleichsberechnungen mit starrem Fundament ohne Fundamentplattenrotation konnten keine Unterschiede bei den entstehenden dynamischen Drücken im Tank oder an den daraus resultierenden Fundamentlasten festgestellt werden.

Die Ermittlung der Höhe  $h_{fp}$  der zusammengesetzten diskreten Fundamentmasse  $m_{fp}$  erfolgt über die Schwerpunkte des Fundamentes und des Tankbodens.

$$h_{fp} = \frac{m_g \cdot h_g + m_b \cdot h_b}{m_{fp}} \quad \text{Gl. 6-11}$$

Die Schwerpunkthöhen  $h_g$  und  $h_b$  beziehen sich hierbei jeweils auf die Unterkante der Fundamentplatte.

#### 6.4.2.2 Ermittlung der diskreten Tankparameter

Die Ermittlung der impulsiv flexiblen Masse  $m_{if}$ , der impulsiven Eigenschwingzeit  $T_{if,h}$ , und des impulsiv flexiblen Hebelarms  $h_{if}$  für den Tank kann aufgrund der Kapitel 3.1.3 beschriebenen Problematik bezüglich der impulsiv flexiblen Massen und Eigenschwingzeiten nur iterativ erfolgen.

Als initiale Ausgangswerte für die iterative Ermittlung werden die vom Tankbauregelwerk API 650 [29] vorgeschlagenen impulsiven Parameter  $m_{if}$ ,  $h_{if}$ , und  $T_{if,h}$  verwendet, da weltweit die meisten Tanks nach diesem Regelwerk erbaut werden.



Die impulsiv flexible Masse  $m_{IF}$  (vgl. Abbildung 6-3) setzt sich allgemein aus der impulsiv flexiblen Masse der Flüssigkeit  $m_{if}$  und der mitschwingenden Masse des Tankmantels  $m_m$  zusammen. Für die impulsiv flexible Masse können in erster Näherung Werte aus der Literatur angenommen werden.

$$m_{IF} = m_{if} + m_m \quad \text{Gl. 6-12}$$

Wobei sich die Masse des Tankmantels  $m_m$  auf Basis des Tankdurchmessers  $d_T$ , der Tankmantelhöhe  $H_M$ , der Mantelwandstärke  $s$  sowie der Dichte des Mantelwerkstoffes  $\rho_S$  wie folgt berechnet:

$$m_m = d_T \cdot \pi \cdot s \cdot H_M \cdot \rho_S \quad \text{Gl. 6-13}$$

Die impulsiv flexible Höhe  $h_{IF}$  (vgl. Abbildung 6-3) wird auf Basis der Teilmassen  $m_{if}$  und  $m_m$  und ihren jeweiligen Hebelarmen  $h_{if}$  und  $h_m$  bestimmt. Die initiale Ersatzhöhe der impulsiv flexiblen Masse  $h_{if}$  kann hierbei auf Basis von Literaturwerten abgeschätzt werden.

$$h_{IF} = \frac{m_{if} \cdot h_{if} + m_m \cdot h_m}{m_{IF}} \quad \text{Gl. 6-14}$$

Die absolute Höhe der impulsiv flexiblen Masse  $h_I$ , bezogen auf den Drehpunkt des Fundaments (vgl. Abbildung 6-3), ergibt sich auf Basis der Ersatzhöhe der impulsiv flexiblen Masse  $h_{IF}$  bezogen auf den Tankboden und der Höhe des Tankbodens  $h_b$ .

$$h_I = h_{IF} + h_b \quad \text{Gl. 6-15}$$

Die entsprechende impulsive Federsteifigkeit  $k_i$  (vgl. Abbildung 6-3) lässt sich auf Basis der impulsiven Eigenschwingzeit  $T_{if,h}$  bestimmen.  $T_{if,h}$  und damit  $k_i$  können hierbei auf Basis von Literaturwerten abgeschätzt werden (vgl. Kapitel 3.1.3).

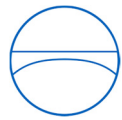
$$k_i = \left( \frac{2 \cdot \pi}{T_{if,h}} \right)^2 \cdot m_{if} \quad \text{Gl. 6-16}$$

Für die konvektiven Fluidparameter gibt es, wie in Kapitel 3.2.2 erklärt, in der Literatur eine Vielzahl von Quellen. Die internationalen Regelwerke [26, 29] kommen bei den konvektiven Parametern bezüglich der konvektiven Eigenschwingzeit  $T_k$  (vgl. Abbildung 3-14), der konvektiven Masse  $m_k$  (vgl. Abbildung 3-13) und dem konvektiven Hebelarm  $h_k$  auf sehr ähnliche Werte. Die konvektive Masse  $m_k$  (vgl. Abbildung 6-3) wird für die Parameteruntersuchungen, analog zu den initialen impulsiv flexiblen Parametern, unverändert aus dem Amerikanischen Tankbauregelwerk [29] entnommen. Die Fluidmasse  $m_{Fluid}$  ist hierbei auf Basis des Volumens der Flüssigkeit im Tank und der Fluidichte  $\rho_L$  zu bestimmen.

$$m_k = 0,230 \cdot \frac{d_T}{H_L} \cdot \tanh \left( \frac{3,67 \cdot H_L}{d_T} \right) \cdot m_{Fluid} \quad \text{Gl. 6-17}$$

Die absolute Höhe der konvektiven Masse  $h_K$  (vgl. Abbildung 6-3) ergibt sich auf Basis der Ersatzhöhe der konvektiven Masse  $h_k$  bezogen auf den Tankboden, welche ebenfalls unverändert aus [29] entnommen wird, und der Höhe des Tankbodens  $h_b$ .





$$h_K = h_k + h_b \quad \text{Gl. 6-18}$$

Wobei

$$h_k = \left( 1 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67 \cdot H_L}{d_T}\right) - 1,937}{\frac{3,67 \cdot H_L}{d_T} \cdot \sinh\left(\frac{3,67 \cdot H_L}{d_T}\right)} \right) \cdot H_L \quad \text{Gl. 6-19}$$

Die konvektive Federsteifigkeit  $k_k$  (vgl. Abbildung 6-3) wird auf Basis der konvektiven Masse  $m_k$  und der konvektiven Eigenschwingzeit  $T_k$  berechnet. Die konvektive Eigenschwingzeit  $T_k$  wurde ebenfalls auf Basis der in API 650 [29] dargestellten Methoden bestimmt.

$$k_k = \left( \frac{2 \cdot \pi}{T_k} \right)^2 \cdot m_k \quad \text{Gl. 6-20}$$

Mit

$$T_k = 1,0404 \cdot \sqrt{\frac{d_T}{\tanh\left(\frac{3,68 \cdot H_L}{d_T}\right)}} \quad \text{Gl. 6-21}$$

Um eventuelle impulsiv starre Fluidmassen  $m_{is}$  im diskreten Modell berücksichtigen zu können wird nun, wie in Abbildung 6-2 dargestellt, eine impulsiv starre Masse  $m_{is}$  an die Fundamentmasse  $m_{fp}$  angehängt, welche im Folgenden korrigierte Fundamentmasse  $m_F^*$  (vgl. Abbildung 6-3) genannt wird.

$$m_F^* = m_{fp} + m_{is} \quad \text{Gl. 6-22}$$

Der absolute Hebelarm der impulsiv starren Masse  $h_{is}$  ergibt sich aus dem auf den Tankboden bezogenen Hebelarm der impulsiv starren Fluidmasse  $h_{is}$  und der Höhe des Tankbodens  $h_b$ .

$$h_{IS} = h_{is} + h_b \quad \text{Gl. 6-23}$$

Die Höhe  $h_F^*$  (vgl. Abbildung 6-3) der korrigierten Fundamentmasse  $m_F^*$  ergibt sich somit zu:

$$h_F^* = \frac{m_{fp} \cdot h_{fp} + m_{is} \cdot h_{IS}}{m_F^*} \quad \text{Gl. 6-24}$$



## 6.5 Untersuchungen am starr gelagerten Tank

Anfangs wurden im Verlauf der Parameteruntersuchungen Berechnungen am starr gelagerten Flachbodentank durchgeführt. Hierfür wurde den diskreten Federn unterhalb der Fundamentplatte eine hohe horizontale Steifigkeit zugewiesen.

### 6.5.1 Ermittlung der tankspezifischen Parameter

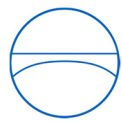
Auf Basis der in den FE-Berechnungen ermittelten Horizontallasten  $F_{H,FE}$  und der ermittelten Umsturzmomente  $U_{FE}$  wurden, für das in Abbildung 6-3 dargestellte Ersatzmodell, die diskreten Parameter  $m_{if}$ ,  $h_{if}$ ,  $k_i$ ,  $m_{is}$ , und  $h_{is}$  ermittelt, welche nötig sind, um im diskreten Parameter-Modell vergleichbare Fundamentlasten  $F_{H,D}$  und  $U_D$  zu erhalten wie im FE-Modell. Die impulsiven Fluidparameter, welche sich aus der Parameteruntersuchung ergeben, werden im Weiteren für die impulsiv flexible Masse als  $m_{if}$  mit der auf den Tankboden bezogenen diskreten Höhe  $h_{if}$  benannt, und für die impulsiv starre Masse  $m_{is}$  mit der auf den Tankboden bezogenen diskreten Höhe  $h_{is}$ .

Die anderen benötigten Parameter  $m_b$ ,  $h_b$ ,  $m_m$ ,  $h_m$ ,  $m_g$  und  $h_g$  werden auf Basis der jeweiligen Geometriedaten, welche für die einzelnen Parameter-Modelle in Tabelle 6-1 bis Tabelle 6-3 angegeben sind, berechnet. Die Parameter für die konvektive Schwappschwingung  $m_k$ ,  $k_k$  und  $h_k$  werden hierbei wie zuvor beschrieben ermittelt.

Tabelle 6-4: Initiale diskrete Parameter – starres Fundament – Tankmodell A –  $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,78	$k_k$	2,84	$h_k$	8,40
$m_{if,API}$	<b>2,19</b>	$k_{i,API}$	<b>5.120</b>	$h_{if,API}$	<b>8,68</b>
$m_{is}$	0,00			$h_{is}$	0,00
$m_g$	0,60	$k_x$	$4,65 \cdot 10^5$	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	<b>0,00</b>			$h_m$	<b>0,00</b>
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	$8,00 \cdot 10^9$		

Ausgehend von der verwendeten initialen impulsiv flexiblen Masse  $m_{if,API}$  und der initialen impulsiv flexiblen Eigenschwingzeit  $T_{if,API}$  wird die initiale impulsive Federsteifigkeit  $k_{i,API}$  bestimmt, mit der der iterative Prozess der Bestimmung der modellspezifischen diskreten Parameter  $m_{if}$ ,  $m_{is}$  und  $k_i$  gestartet werden kann.



Am Beispiel des flachen Tanks (Tankmodell A) mit einem  $s/R$ -Verhältnis von  $1,3 \cdot 10^{-3}$  wurden die in Tabelle 6-4 dargestellten initialen diskreten Parameter ermittelt. Die Höhen  $h_k$ ,  $h_{if}$ ,  $h_{is}$  und  $h_m$  beziehen sich zur besseren Übertragbarkeit der Parameter auf andere diskrete Modelle jeweils auf die Höhe des Tankbodens. Die Höhen  $h_g$  und  $h_b$  beziehen sich jeweils auf den Drehpunkt des Fundamentes an der Unterkante der Fundamentplatte. Die Masse der Tankschale  $m_m$  wurde in diesem ersten Schritt noch nicht berücksichtigt, da dies in den internationalen Tankbauregelwerken nicht gefordert wird.

In Abbildung 6-8 werden die in der FE-Berechnung ermittelte Horizontallast  $F_{H,FE}$  und das Umsturzmoment  $U_{FE}$  mit den Fundamentlasten  $F_{H,D}$  und  $U_D$  aus den Newmark-Beta-Berechnungen auf Basis der in Tabelle 6-4 dargestellten diskreten Parameter verglichen. Hierbei zeigt sich, dass die auf Basis des Amerikanischen Regelwerks [29] ermittelten diskreten Parameter von der Größenordnung passen, jedoch im Detail etwas abweichen.

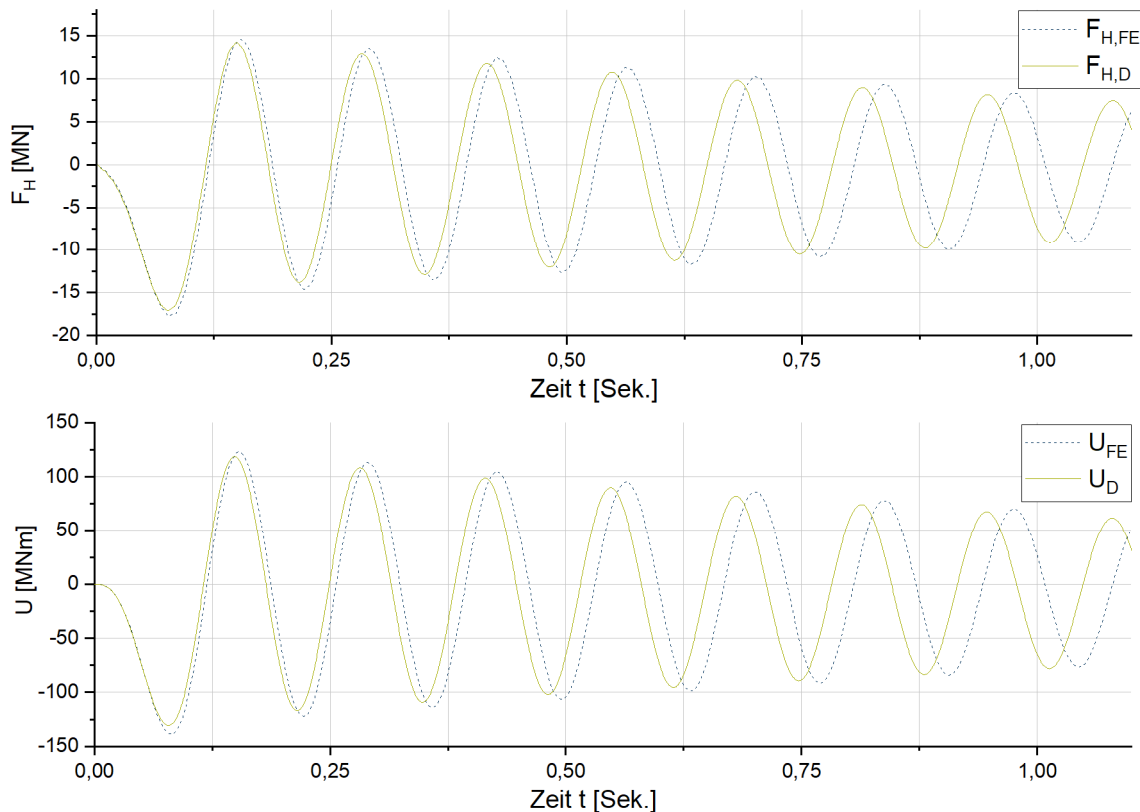


Abbildung 6-8: Vergleich der Fundamentlasten am starr gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell mit Fluidparametern nach API 650

Eine genauere Betrachtung der Daten in Abbildung 6-8 zeigt, dass die tatsächlichen Fundamentlasten leicht unterschätzt werden und dass die in der FE-Berechnung ermittelte Eigenschwingzeit etwas länger ist, als die nach dem Tankbauregelwerk ermittelte. Diese vergleichsweise kleinen Abweichungen lassen sich auf die in Kapitel 3.1.3 beschriebenen vereinfachten Annahmen zurückführen (z.B. die Form der Biegelinie des Tankmantel), welche getroffen werden müssen, um die impulsiv flexible Druckschwingung im Rahmen eines Regelwerks angenähert beschreiben zu können.



Um für die weiteren Untersuchungen tankspezifische diskrete impulsive Fluidparameter zur Verfügung zu haben, wurden in einem weiteren Schritt die initialen Parameter  $m_{if,API}$ ,  $k_{i,API}$ , und  $h_{if,API}$  angepasst, um eine Übereinstimmung der diskreten Fundamentlasten  $F_{H,D}$  und  $U_D$  mit den Fundamentlasten der FE-Berechnung  $F_{H,FE}$  und  $U_{FE}$  zu erreichen. Hierbei wurde auch die Mantelmasse  $m_m$  bei der Berechnung der impulsiv flexiblen Masse  $m_{IF}$  berücksichtigt.

Tabelle 6-5: Tankspezifische diskrete Parameter – starres Fundament – Tankmodell A –  $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,78	$k_k$	2,84	$h_k$	8,40
$m_{if}$	<b>2,25</b>	$k_i$	<b>5.000</b>	$h_{if}$	<b>7,90</b>
$m_{is}$	0,00			$h_{is}$	0,00
$m_g$	0,60	$k_x$	$4,65 \cdot 10^5$	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	<b>0,11</b>			$h_m$	<b>7,03</b>
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	$8,00 \cdot 10^9$		

In Tabelle 6-5 werden die ermittelten tankspezifischen diskreten Parameter dargestellt, auf deren Basis die in Abbildung 6-9 dargestellten Fundamentlasten ermittelt wurden. Auch hier beziehen sich die Höhen  $h_k$ ,  $h_{if}$ ,  $h_{is}$  und  $h_m$  jeweils auf die Höhe des Tankbodens. Die Höhen  $h_g$  und  $h_b$  beziehen sich jeweils auf den Drehpunkt des Fundamentes an der Unterkante der Fundamentplatte.

In Abbildung 6-9 sind beispielhaft die in der FE-Berechnung ermittelten Fundamentlasten  $F_{H,FE}$  und  $U_{FE}$  dargestellt, sowie die Fundamentlasten  $F_{H,D}$  und  $U_D$  aus den Newmark-Beta-Berechnungen auf Basis der in Tabelle 6-5 dargestellten diskreten Parameter. Durch die Anpassung der vom Auslegungsregelwerk vorgeschlagenen Parameter lässt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse der direkten Zeitintegrationsberechnung mit den Ergebnissen der FE-Berechnung herbeiführen.

Es zeigt sich auch, dass für die Simulation eines Flachbodentanks auf starrem Fundament keine impulsiv starren Massen  $m_{is}$  benötigt werden. Für Flachbodentanks auf starrem Fundament scheint somit das in Kapitel 3.2 beschriebene Ersatzmodell ohne Berücksichtigung einer impulsiv starren Masse anwendbar zu sein.

Bei der Ermittlung der benötigten Dämpfungswerte für das diskrete Modell zeigte sich, dass es eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der FE-Berechnung und den Ergebnissen der Newmark-Beta-Zeitintegration gibt, wenn die Bewegung der konvektive Masse mit 0,5 % gedämpft ist, und die Bewegung der impulsiv flexiblen Masse mit ca. 1 % bis 1,5 % Dämpfung versehen wird. Die Streuung in der angesetzten Dämpfung für die impulsiv flexible Masse liegt an den unterschiedlichen Dämpfungen, welche im FE-Modell für Struktur und Flüssigkeit angesetzt wurden (vgl. Kapitel 5.5).

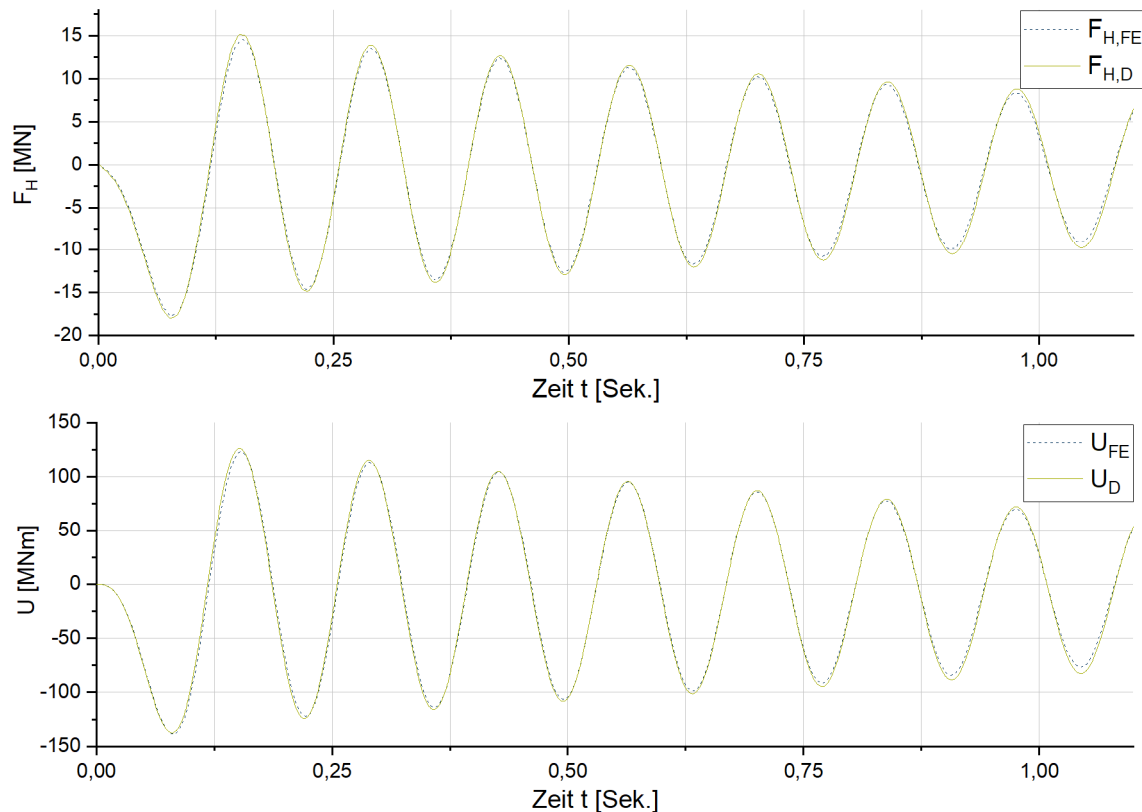


Abbildung 6-9: Vergleich der Fundamentlasten am starr gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell mit tankspezifischen Fluidparametern

### 6.5.2 Tankspezifische Parameter – starres Fundament

Die entsprechenden tankspezifischen diskreten impulsiven Parameter wurden im Rahmen der Parameteruntersuchungen für 16 Tankmodelle auf Basis der in Kapitel 6.1.1 dargestellten geometrischen Parameter ermittelt.

In Abbildung 6-10 sind die auf Basis der FE-Berechnungen ermittelten impulsiv flexiblen Massen  $m_{if}$  dargestellt. Auch wurden als Referenzwerte einige in der Literatur angegebene Werte für die impulsiv flexible Masse dargestellt. Hierbei zeigt  $m_{i,f}(EC-8)$  die von EN 1998-4 [26] für das vereinfachte Verfahren vorgeschlagenen impulsiv flexiblen Massen,  $m_{i,f}(API)$  zeigt die vom Amerikanischen Regelwerk [29] vorgeschlagenen impulsiv flexiblen Massen, und  $m_{i,f}(B\&E)$  zeigt die auf Basis tabellierter Werte aus dem Fachbuch „Bauwerke und Erdbeben“ [5] ermittelte impulsiv flexiblen Massen.

Die in Abbildung 6-10 dargestellten impulsiv flexiblen Massen wurden auf Basis von Tanks mit je 4.000 m<sup>3</sup> Fluidvolumen und unterschiedlicher Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  ermittelt.

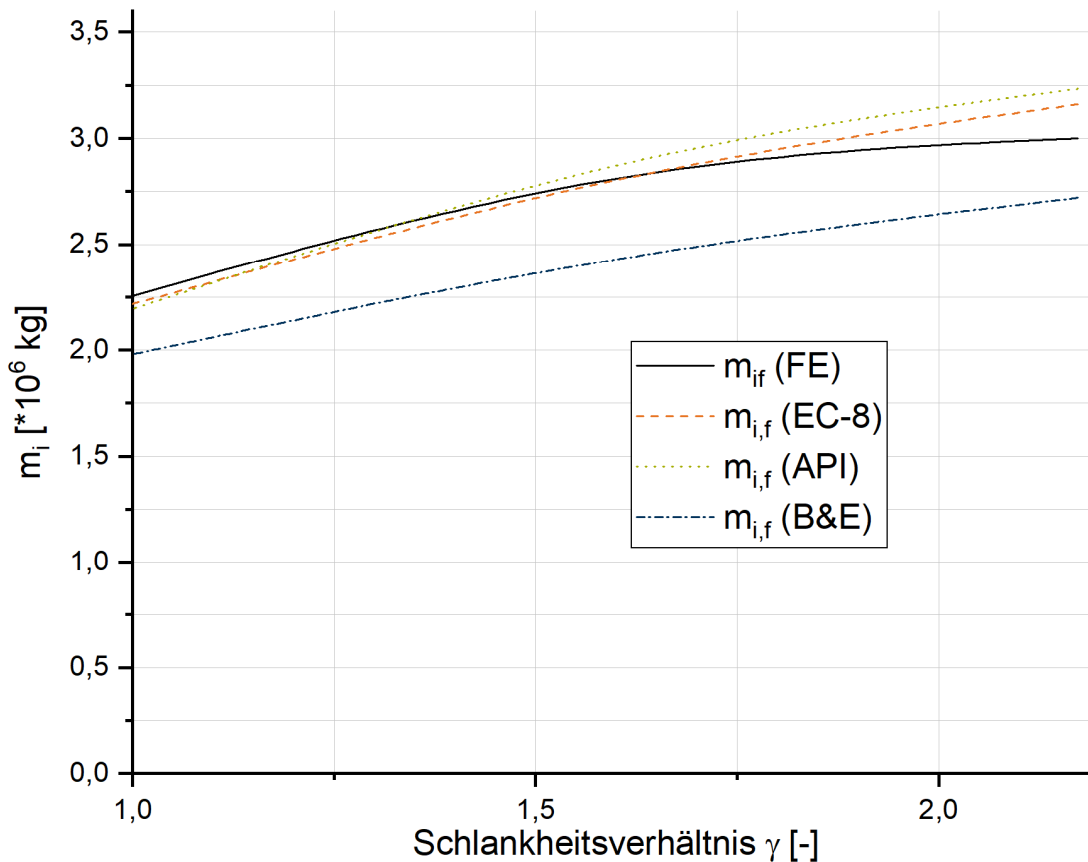


Abbildung 6-10: Ermittelte impulsiv flexible Masse im Vergleich zu den in der Literatur vorgeschlagenen impulsiv flexiblen Massen ( $V= 4.000 \text{ m}^3$ ,  $\rho_L= 1.000 \text{ kg/m}^3$ )

Abbildung 6-10 zeigt, dass die in den FE-Berechnungen ermittelten Werte mit den in der Literatur vorhergesagten Werten eine gute Übereinstimmung zeigen. Die jeweils angesetzten Biegelinien der Tankmäntel haben jedoch einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die impulsiv flexible Masse, welche sich aus der Interaktion zwischen Tankmantel und Fluid ergibt (vgl. Kapitel 3.1.3).

In Abbildung 6-11 ist die entsprechende Entwicklung der auf Basis der FE-Berechnungen ermittelten impulsiv flexiblen Höhen  $h_{if}$  dargestellt. Die zusätzlich angegebenen impulsiv flexiblen Höhen  $h_{i,f}(EC-8)$ ,  $h_{i,f}(API)$ , und  $h_{i,f}(B\&E)$  wurden analog zum Vorgehen bei den impulsiv flexiblen Massen als Referenzwerte aus der Literatur ermittelt.

In Abbildung 6-11 zeigt sich, dass sich die in den FE-Berechnungen ermittelten impulsiv flexiblen Höhen im Bereich der von der Literatur vorgeschlagenen impulsiv flexiblen Höhen bewegen.

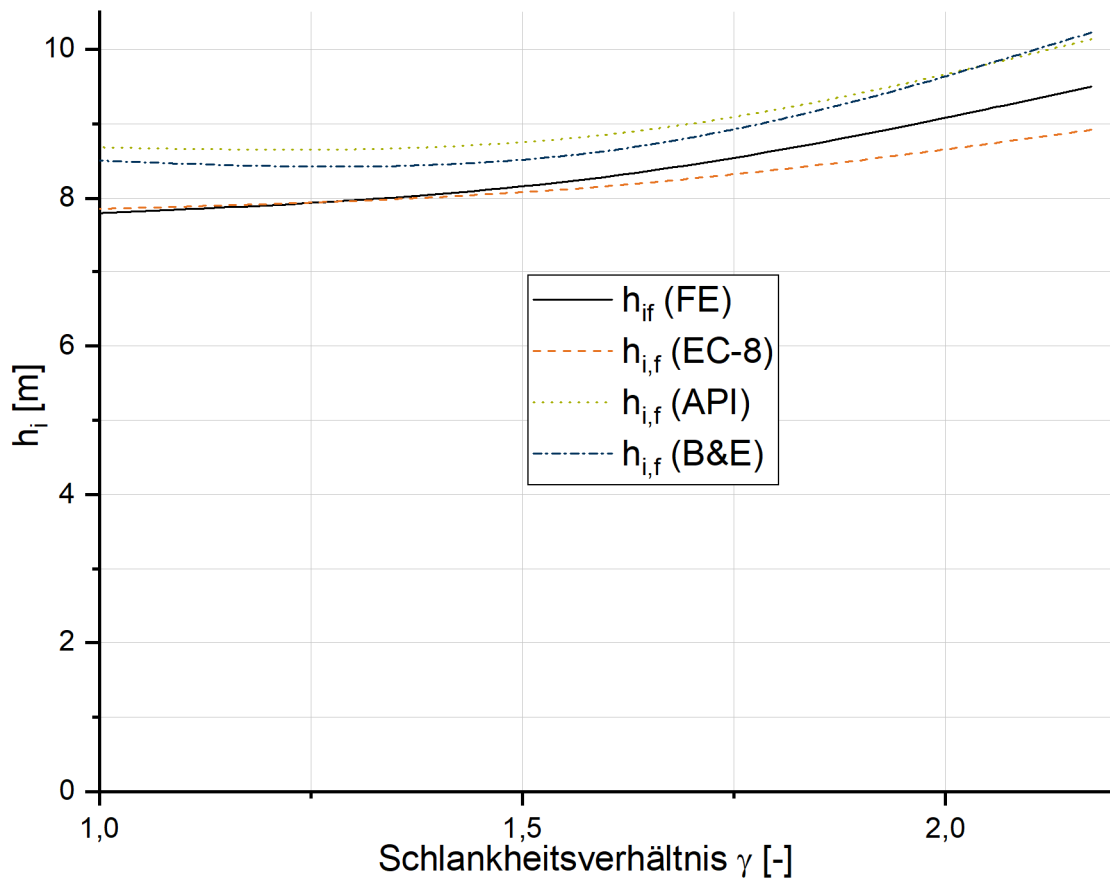
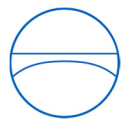


Abbildung 6-11: Ermittelte impulsiv flexible Höhe im Vergleich zu den in der Literatur vorgeschlagenen impulsiv flexiblen Höhen ( $V= 4.000 \text{ m}^3$ ,  $\rho_L= 1.000 \text{ kg/m}^3$ )

### 6.5.3 Prüfung des dynamischen Modells

Da die Ermittlung der diskreten Parameter auf Basis einer idealisierten horizontalen Anregung in Form einer Sinus-Halbwelle erfolgte (vgl. Abbildung 6-6), wurden die entwickelten tankspezifischen diskreten Parameter mit Hilfe einer realen Erdbebenanregung überprüft. Als horizontale Anregungsfunktion wurde der Beschleunigungsverlauf des El Centro Erdbebens (vgl. Abbildung 2-5) verwendet.

In Abbildung 6-12 sind beispielhaft die Fundamentlasten  $F_{H,FE}$  und  $U_{FE}$  für den flachen Tank (Tankmodell A) mit einem  $s/R$ -Verhältnis von  $1,3 \cdot 10^{-3}$  dargestellt, wenn er mit dem Beschleunigungsverlauf des El Centro Erdbebens belastet wird.

Zusätzlich sind in Abbildung 6-12 die Fundamentlasten  $F_{H,D}$  und  $U_D$  aus dem diskreten Modell dargestellt, wenn die in Tabelle 6-5 dargestellten tankspezifischen diskreten Parameter verwendet werden.

Der Vergleich der Fundamentlasten aus dem FE-Modell und dem diskreten Modell zeigt eine gute Übereinstimmung der beiden Modelle.

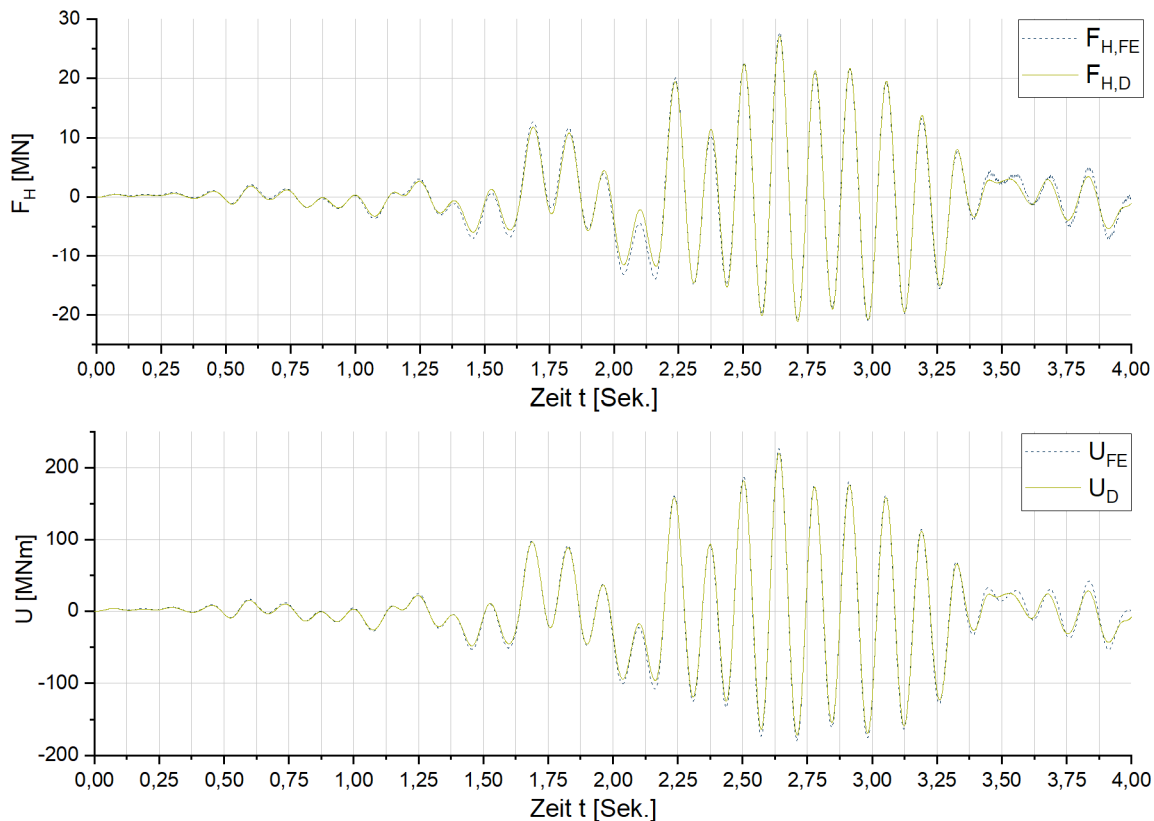


Abbildung 6-12: Vergleich der Fundamentlasten am starr gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell unter Erdbebenanregung

## 6.6 Untersuchungen am flexibel gelagerten Tank

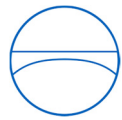
In einem weiteren Schritt sind während der Parameteruntersuchung Berechnungen am flexibel gelagerten Flachbodentank durchgeführt worden. Hierfür wurden den in Abbildung 6-1 dargestellten diskreten Feder-elementen unterhalb der Fundamentplatte unterschiedliche horizontale Steifigkeiten zugewiesen. Die zugewiesenen Federsteifigkeiten wurden auf Basis der in Kapitel 4.9.2 ermittelten Ergebnisse zur Gesamtsteifigkeit der Aufständigung gewählt.

### 6.6.1 Ermittlung der tankspezifischen Parameter

Ausgehend von den in den FE-Berechnungen ermittelten Horizontallasten  $F_{H,FE}$  und den zugehörigen Umsturzmomenten  $U_{FE}$  wurden für das in Abbildung 6-3 dargestellte Ersatzmodell die diskreten Parameter ermittelt, welche nötig sind, um im diskreten Parameter-Modell dieselben Fundamentlasten  $F_{H,D}$  und  $U_D$  zu erhalten wie im FE-Modell.

Die benötigten Parameter  $m_b$ ,  $h_b$ ,  $m_m$ ,  $h_m$ ,  $m_g$  und  $h_g$  werden, wie bei den Untersuchungen zum starr gelagerten Fundament, auf Basis der jeweiligen Geometriedaten aus dem FE-Modell berechnet und sind somit identisch zu den diskreten Parametern, welche für die Untersuchungen am starr gelagerten Tank zur Verwendung kamen.





Die Parameter für die konvektive Schwappschwingung  $m_k$ ,  $k_k$  und  $h_k$  sind, wie auch für die Untersuchungen zu starren Fundament, aus API 650 [29] entnommen worden, und sind identisch zu den für das starre Tankfundament verwendeten Parametern.

Durch die reduzierte Steifigkeit des Federpaketes unterhalb der Fundamentplatte ändert sich die horizontale Fundamentsteifigkeit  $k_x$ . Die Fundamentsteifigkeiten sind, wie in Kapitel 6.4.2.1 beschrieben, über die entsprechenden Fundamentverformungen aus dem FE-Modell bestimmt worden.

Ausgehend von den für das starre Tankfundament ermittelten modellspezifischen diskreten Parameter  $m_{if}$ ,  $m_{is}$ ,  $k_i$ ,  $h_{if}$ , und  $h_{is}$  wurde in einem ersten Schritt versucht, das dynamische Verhalten von Tanks auf weichem Fundament mit denselben impulsiven Fluidparametern zu modellieren wie für den Tank auf starrem Fundament.

Die entsprechenden diskreten Parameter sind beispielhaft für den bereits zuvor betrachteten flachen Tank mit 14,5 mm Fundamentverschiebung in Tabelle 6-6 dargestellt.

Tabelle 6-6: Diskrete Parameter ohne  $m_{is}$  – weiches Fundament (14,5 mm) Tankmod. A –  $s/R= 1,3 \cdot 10^{-3}$

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,78	$k_k$	2,84	$h_k$	8,40
$m_{if}$	2,25	$k_i$	5.000	$h_{if}$	7,90
$m_{is}$	0,00			$h_{is}$	0,00
$m_g$	0,60	$k_x$	<b>830</b>	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	0,11			$h_m$	7,03
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	$8,00 \cdot 10^9$		

In Abbildung 6-13 sind die Fundamentlasten aus dem FE-Modell und der diskreten Berechnung mit den in Tabelle 6-6 aufgeführten diskreten Parametern dargestellt. Die Anregung erfolgte für die beiden Modelle wieder jeweils mit der in Abbildung 6-6 dargestellten Sinus-Halbwellen.

Auf Basis von Abbildung 6-13 kann festgestellt werden, dass das diskrete Modell für den starr gelagerten Tank die Fundamentlasten unterschätzt. Zudem ist die sich aus dem diskreten Modell ergebende Eigenschwingdauer  $T_{if,h}$  kürzer als die sich aus dem FE-Modell ergebende Eigenschwingdauer.

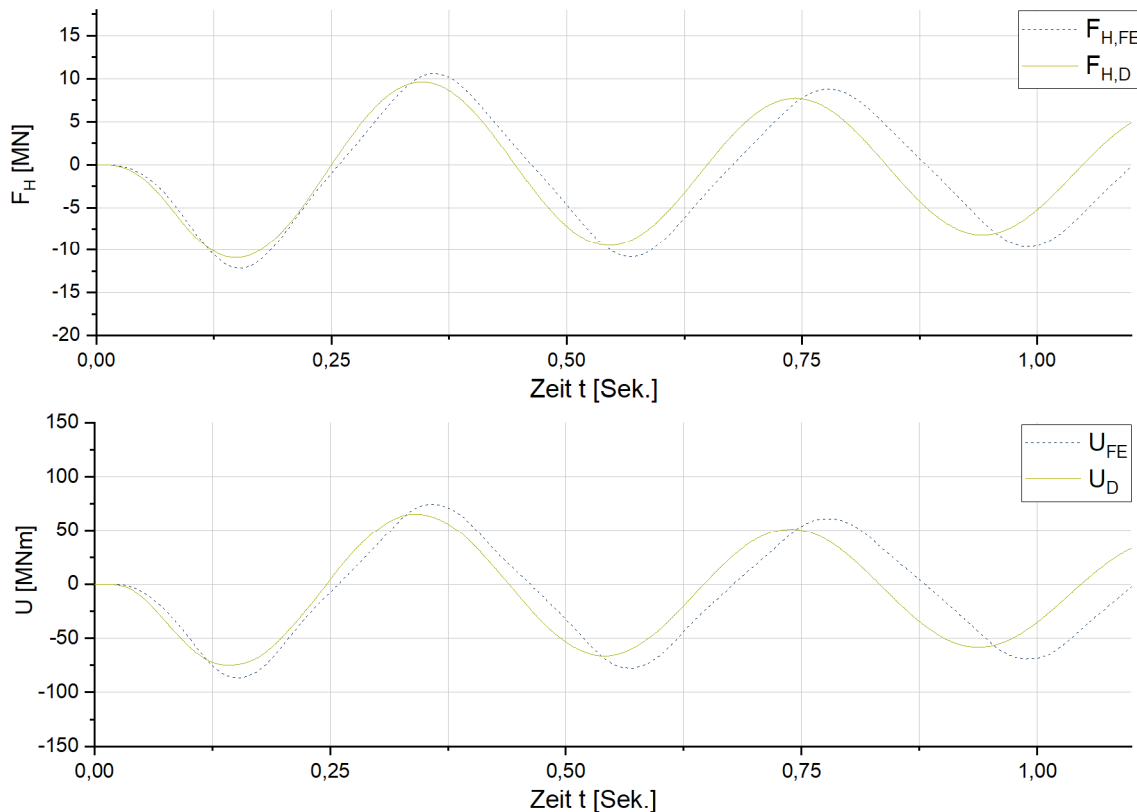


Abbildung 6-13: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank ohne die Annahme impulsiv starrer Massen – 14,5mm Fundamentplattenverschiebung

Da die diskreten impulsiv flexiblen Parameter für den Tank auf starrem Fundament das dynamische Verhalten für den flexibel gelagerten Tank nur unzureichend abbilden können, wurde in einem weiteren Schritt versucht das dynamische Verhalten der flexibel gelagerten Tanks mit Hilfe einer zusätzlichen impulsiv starren Fluidmasse  $m_{is}$  und dem zugehörigen Hebelarm  $h_{is}$  zu beschreiben (siehe auch erweitertes Ersatzmodell in Abbildung 6-2).

Im weiteren Verlauf sind Parameteruntersuchungen durchgeführt worden, in denen die diskreten Parameter  $m_{if}$ ,  $m_{is}$ , und  $h_{is}$  variiert wurden, mit dem Ziel dass das diskrete Modell vergleichbare Fundamentlasten liefert wie das FE-Modell. Hierbei wurde die Annahme getroffen, dass die Steifigkeit des Tankmantels  $k_i$  sowie der Hebelarm der impulsiv flexiblen Masse  $h_{if}$  in erster Näherung unverändert bleibt, da die Biegelinie des unveränderten Tankmantels den Regeln der Schalendynamik folgend gleich bleiben muss. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass eventuelle kleine Veränderungen der Biegelinie durch sich verändernde impulsiv flexible Druckverteilungen keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben.

In Tabelle 6-7 sind beispielhaft für den zuvor betrachteten flachen Tank mit 14,5 mm Fundamentverschiebung diskrete Parameter dargestellt, mit denen die im FE-Modell ermittelten Fundamentlasten nachvollzogen werden können.

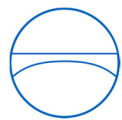


Tabelle 6-7: Diskrete Parameter mit  $m_{is}$  – weiches Fundament (14,5 mm) – Tankmod. A –  $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,78	$k_k$	2,84	$h_k$	8,40
$m_{if}$	2,25	$k_i$	5.000	$h_{if}$	7,90
<b><math>m_{is}</math></b>	<b>0,45</b>			<b><math>h_{is}</math></b>	<b>7,80</b>
$m_g$	0,60	$k_x$	830	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	0,11			$h_m$	7,03
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	$8,00 \cdot 10^9$		

In Abbildung 6-14 werden die auf Basis der in Tabelle 6-7 dargestellten diskreten Parameter ermittelten Fundamentlasten aus dem diskreten Modell mit den in der entsprechenden FE-Berechnung ermittelten Fundamentlasten verglichen.

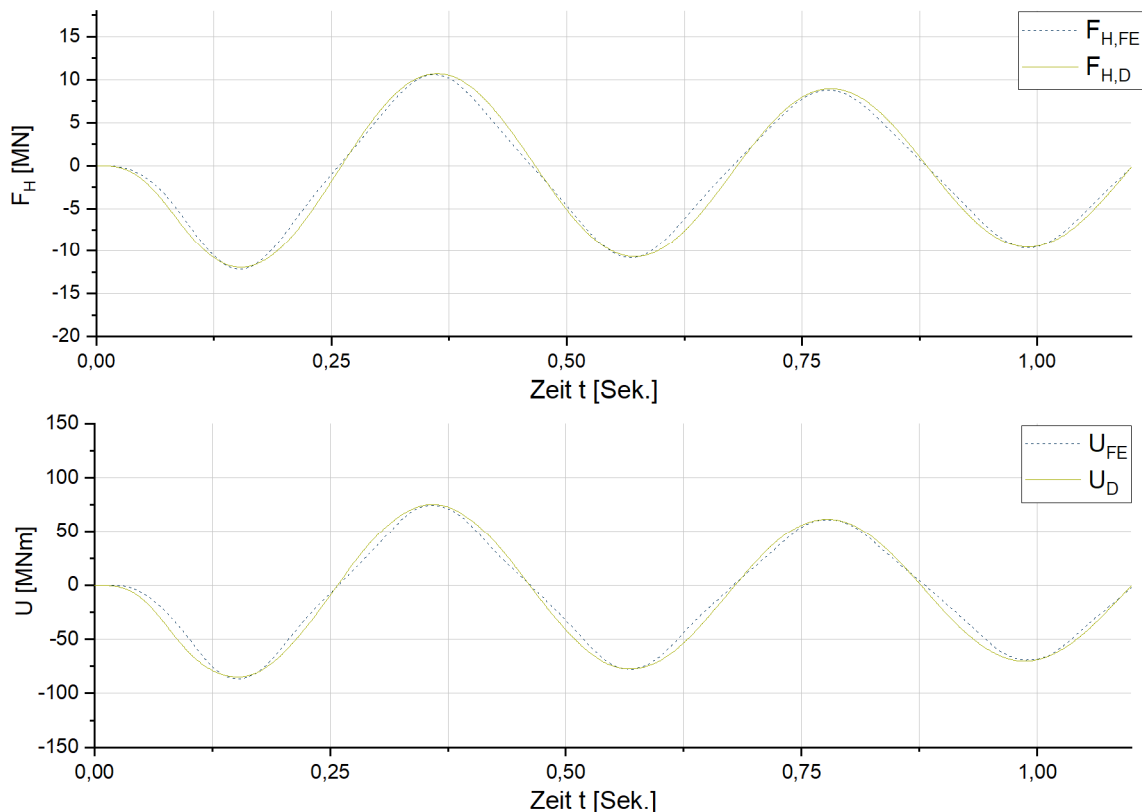


Abbildung 6-14: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank mit Annahme impulsiv starrer Massen– 14,5mm Fundamentplattenverschiebung

Wie in Abbildung 6-14 dargestellt, kann das dynamische Verhalten eines Flachbodentanks auf flexiblem Fundament durch die Einführung von impulsiv starren Massenanteilen in einem diskreten Modell angenähert werden.



Im Verlauf der Parameteruntersuchung wurde festgestellt, dass es mehrere Kombinationen von diskreten Parametern gibt, mit denen die Fundamentlasten aus dem FE-Modell angenähert werden können. In Tabelle 6-8 ist beispielhaft ein Parameterbereich für die Untersuchung der möglichen Verteilungen der impulsiv flexiblen Masse  $m_{if}$  und der impulsiv starren Masse  $m_{is}$  mit den jeweils zugehörigen Hebelarmen dargestellt.

Tabelle 6-8: Variation der impulsiv starren und impulsiv flexiblen Massen – Tankmod. A –  $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$

Parametervariante	$m_{if}$ [ $\cdot 10^6$ kg]	$h_{if}$ [m]	$m_{is}$ [ $\cdot 10^6$ kg]	$h_{is}$ [m]
A	2,25	7,9	0,45	7,8
B	2,00	7,9	0,75	7,8
C	1,7	7,9	1,1	7,8
D	1,3	7,9	1,4	7,8

In Abbildung 6-15 sind die sich aus dem diskreten Modell ergebenden Fundamentlasten für die in Tabelle 6-8 dargestellten Werte für die impulsiven Massen  $m_{if}$  und  $m_{is}$  dargestellt. Alle anderen diskreten Parameter entsprechen den in Tabelle 6-7 dargestellten Parametern.

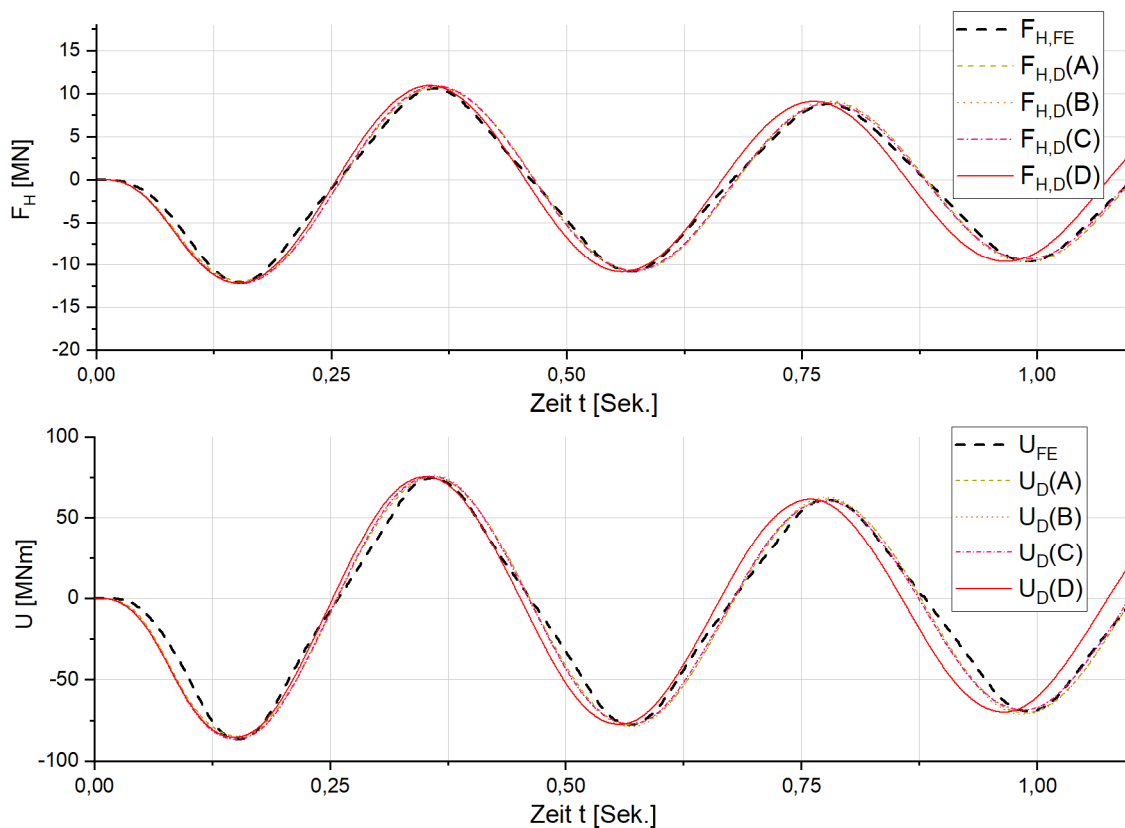


Abbildung 6-15: Auswirkung unterschiedlicher Verteilungen von impulsiv starrer und impulsiv flexibler Masse auf die Fundamentlasten



Wie in Abbildung 6-15 zu sehen ist, liefern die Parameter-Varianten **A**, **B** und **C** nahezu identische Werte, welche auch die Ergebnisse der FE-Berechnung hinsichtlich der Amplituden und der Eigenschwingzeiten gut abbilden. Parameter-Variante **D** jedoch zeigt einen nicht vernachlässigbaren Abfall in der Eigenschwingzeit, der mit zunehmender Verschiebung der impulsiv flexiblen Masse zur impulsiv starren Masse noch zunimmt.

## 6.6.2 Tankspezifische Parameter – Tank auf elastischem Fundament

Die entsprechenden tankspezifischen diskreten impulsiven Parameter wurden für 16 Tankmodelle auf Basis der in Kapitel 6.1.1 dargestellten geometrischen Parameter ermittelt. Für die 16 Tankmodelle wurden jeweils bis zu vier FE-Berechnungen mit verschiedenen Aufständerungssteifigkeiten durchgeführt, und auf Basis der Berechnungsergebnisse die entsprechenden diskreten Parameter  $m_{if}$ ,  $h_{if}$ ,  $m_{is}$  und  $h_{is}$  bestimmt, wobei auch jeweils die möglichen Variationen der Verteilungen von  $m_{if}$  und  $m_{is}$  ermittelt wurden. Die übrigen diskreten Parameter wurden jeweils aus den Untersuchungen zum starren Fundament übernommen.

Bei der Auswertung der ermittelten diskreten Parameter kann festgestellt werden, dass ein Zusammenhang zwischen der Verteilung der impulsiven Massen und dem dimensionslosen Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  besteht (vgl. Kapitel 4.9.3.).

$$V_S = \frac{k_i}{k_x} \quad \text{Gl. 6-25}$$

Das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  drückt das Verhältnis von der impulsiven Steifigkeit des Tankmantels  $k_i$  zur Steifigkeit der Bodenfeder (der Unterkonstruktion)  $k_x$  aus und geht für Tanks auf starrem Fundament gegen Null. Für weiche Aufständerungen kann das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  Werte annehmen, welche deutlich größer als Eins sind (vgl. Abbildung 4-18).

In Abbildung 6-16 ist qualitativ der Verlauf der Verteilung der impulsiven Massen über dem Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  dargestellt. Für die Flachbodentanks auf starrem Fundament mit  $V_S \approx 0$  gilt der linke Rand des Diagramms mit einer maximalen impulsiv flexiblen Masse  $m_{if}$  und einer vernachlässigbaren impulsiv starren Masse  $m_{is}$ .

Für Steifigkeitsverhältnisse  $V_S > 0$  zeigt sich, dass mit steigendem Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  die beteiligte impulsiv flexible Masse  $m_{if}$  abnimmt, während die beteiligte impulsiv starre Masse  $m_{is}$  zunimmt. Wie in Abbildung 6-15 dargestellt, gibt es für jedes Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  eine gewisse Bandbreite der gewählten impulsiven Parameter  $m_{if}$  und  $m_{is}$ , welche das Ergebnis der FE-Berechnung hinreichend genau abbilden können. Diese Bandbreite ist in Abbildung 6-16 dargestellt, wobei das mögliche Maximum der impulsiv flexiblen Masse  $m_{if}$  als Obergrenze der Variation der impulsiven Massen bezeichnet wird, und das mögliche Maximum der impulsiv starren Masse  $m_{is}$  als Untergrenze der Variation der impulsiven Massen bezeichnet wird.

In Abbildung 6-16 ist auch der Mittelwert der Variation der impulsiven Massen dargestellt, um das Feld der möglichen impulsiven Massenverteilungen auf eine Kurve der impulsiven Massenverteilungen über dem Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  reduzieren zu können.

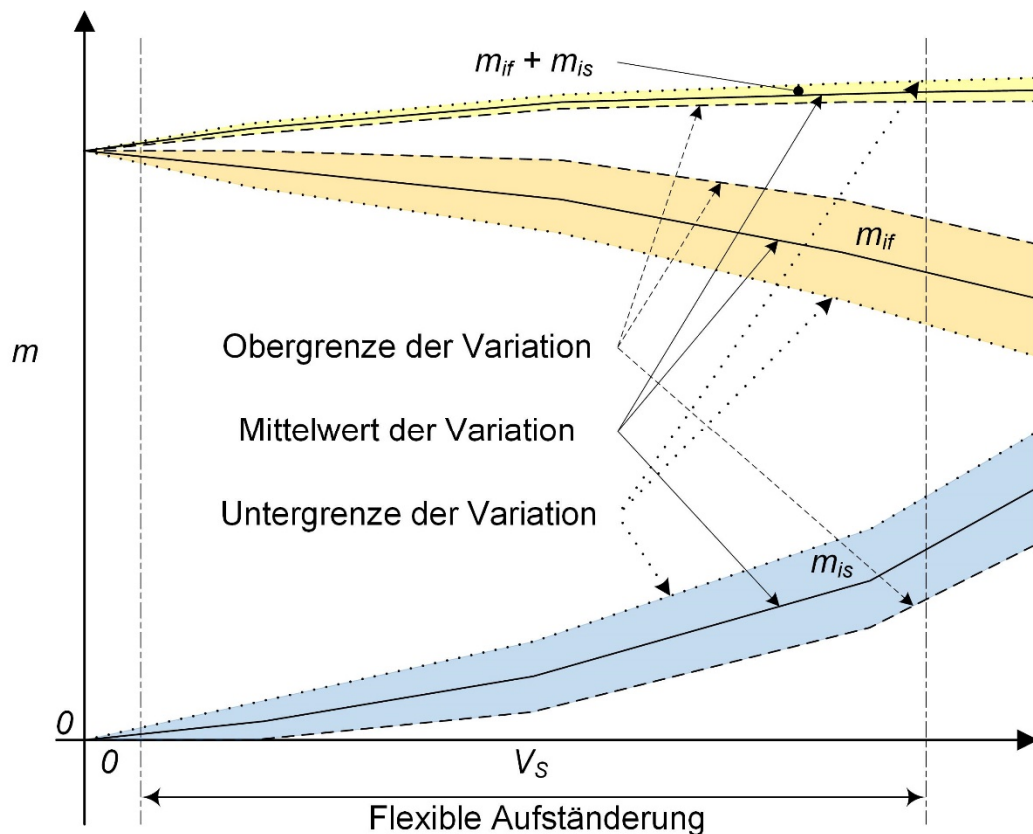


Abbildung 6-16: Entwicklung der impulsiven Massen über dem Steifigkeitsverhältnis

Die Auswertung der Parameteruntersuchungen zum flexibel gelagerten Tank zeigt, dass die angeregte Gesamtmasse der Flüssigkeit (die Summe der impulsiv flexiblen und der impulsiv starren Fluidmasse) mit zunehmenden Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  ansteigt, da die impulsiv starre Masse in stärkerem Maße anwächst, als sich die impulsiv flexible Masse verringert.

Die sich ergebenden Kurven der impulsiven Massenverteilungen über dem Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  sind jeweils abhängig vom Schlankheitsverhältnis  $\gamma$ . Im Verlauf der Parameteruntersuchungen wurden für die drei in Kapitel 6.1.1 dargestellten Schlankheitsverhältnisse die entsprechenden Kurven für die Verteilung der impulsiven Massen entwickelt.

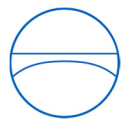
In den folgenden Kapiteln werden die auf Basis der FE-Berechnungen ermittelten Parameter  $f_{if}$  und  $f_{is}$  für die impulsiven Massen angegeben, wobei die Parameter jeweils auf die Gesamtmasse der Flüssigkeit im Tank  $m_{Fluid}$  bezogen sind.

Die impulsiv flexible Masse errechnet sich somit wie folgt:

$$m_{if} = m_{Fluid} \cdot f_{if} \quad \text{Gl. 6-26}$$

Und die impulsiv starre Masse ergibt sich aus:

$$m_{is} = m_{Fluid} \cdot f_{is} \quad \text{Gl. 6-27}$$



Es ist zu beachten, dass die impulsiv flexible Masse  $m_{if}$  auch hier von der Biegelinie des jeweiligen Tanks abhängt, und somit der in Abbildung 6-10 dargestellten Unschärfe unterliegt. Analog verhält es sich mit der impulsiv flexiblen Hebelarmlänge  $h_{if}$ , welche ebenfalls von der Biegelinie des jeweiligen Tanks abhängt, und somit der in Abbildung 6-11 dargestellten Unschärfe unterliegt. Die Parameteruntersuchungen ergaben, dass die Hebelarme der impulsiven Massen  $h_{if}$  und  $h_{is}$  bei steigendem Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  als konstant angenommen werden können.

### 6.6.2.1 Impulsive Parameter – $\gamma = 1,0$

Für den flachen Tank mit  $\gamma=1,0$  ergeben sich die in Abbildung 6-17 dargestellten impulsiven Faktoren  $f_{if}$  und  $f_{is}$  zur Ermittlung der impulsiven Massen. Es wird jeweils die Obergrenze der Variation, die Untergrenze der Variation, und der entsprechende Mittelwert angegeben.

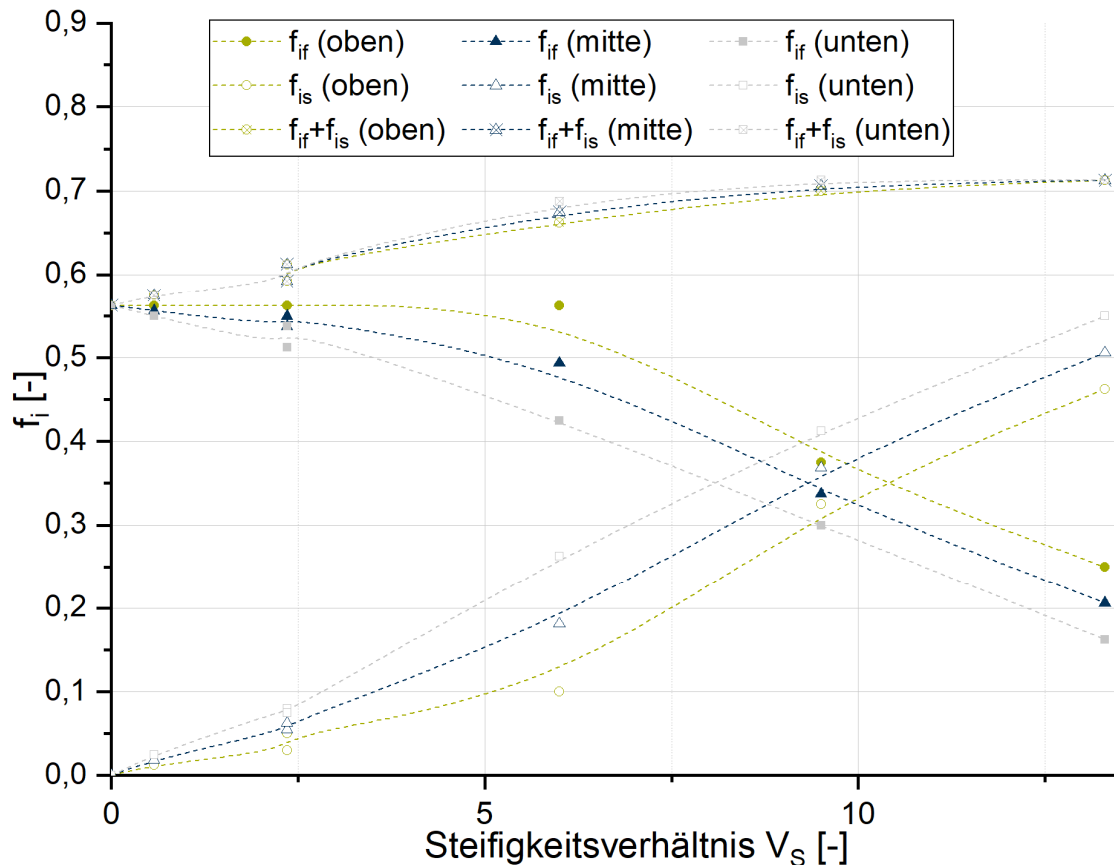


Abbildung 6-17: Entwicklung der impulsiven Fluidmassen abhängig vom Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  –  $\gamma = 1,0$

Die impulsiven Hebelarme ergeben sich auf Basis der Flüssigkeitshöhe  $H_F$  im Tank:

Der impulsiv flexible Hebelarm  $h_{if}$  ergibt sich zu:

$$h_{if} = 0,728 \cdot H_F \quad \text{Gl. 6-28}$$

Der impulsiv starre Hebelarm  $h_{is}$  ergibt sich zu:

$$h_{is} = 0,719 \cdot H_F \quad \text{Gl. 6-29}$$



### 6.6.2.2 Impulsive Parameter – $\gamma = 1,6$

Für den mittelschlanken Tank mit  $\gamma = 1,6$  ergeben sich die in Abbildung 6-18 dargestellten impulsiven Faktoren  $f_{if}$  und  $f_{is}$  zur Ermittlung der impulsiven Massen. Auch hier werden jeweils die Obergrenze der Variation, die Untergrenze der Variation, und der entsprechende Mittelwert angegeben.

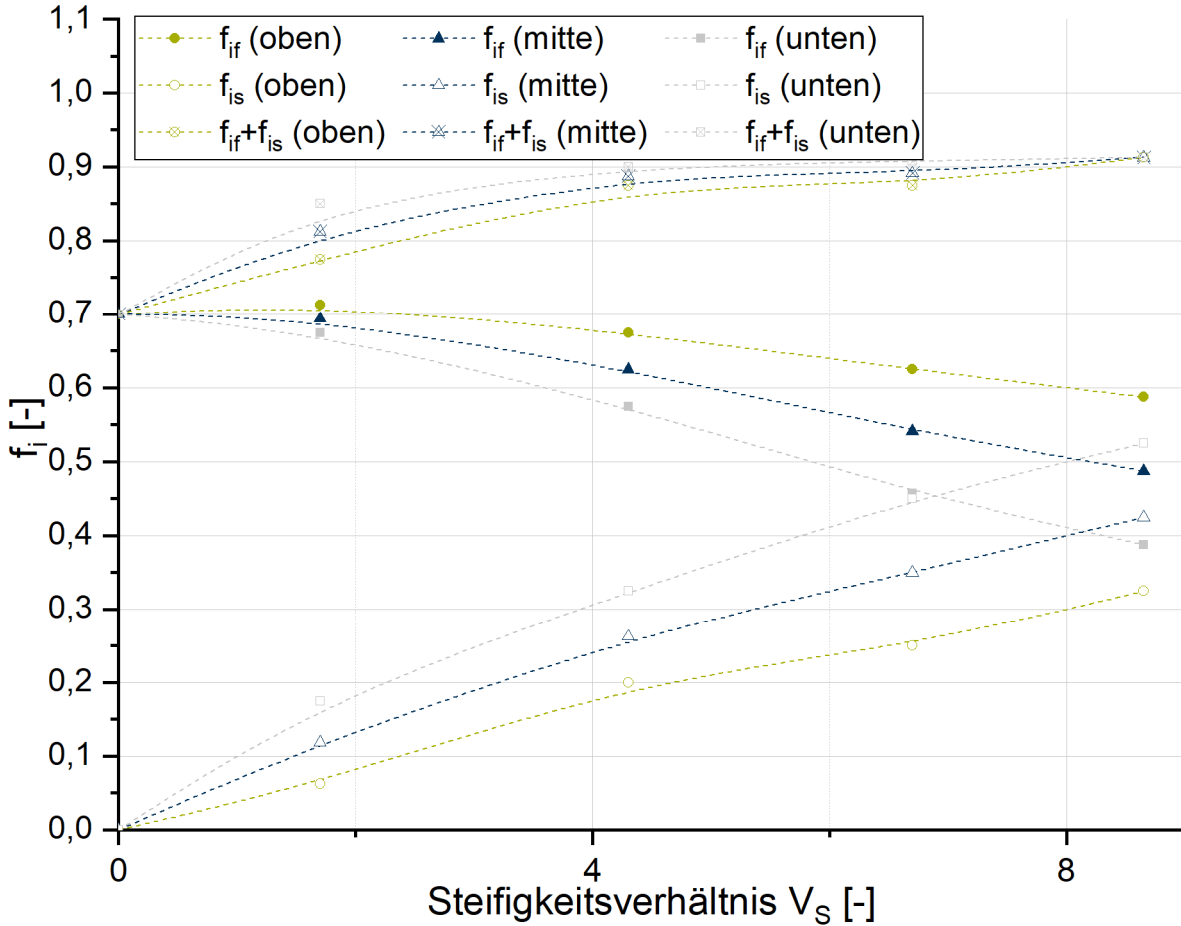


Abbildung 6-18: Entwicklung der impulsiven Fluidmassen abhängig vom Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  –  $\gamma = 1,6$

Die impulsiven Hebelarme ergeben sich auf Basis der Flüssigkeitshöhe  $H_F$  im Tank:

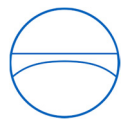
Der impulsiv flexible Hebelarm  $h_{if}$  ergibt sich zu:

$$h_{if} = 0,557 \cdot H_F \tag{Gl. 6-30}$$

Der impulsiv starre Hebelarm  $h_{is}$  ergibt sich zu:

$$h_{is} = 0,530 \cdot H_F \tag{Gl. 6-31}$$





### 6.6.2.3 Impulsive Parameter – $\gamma = 2,2$

Für den schlanken Tank mit  $\gamma = 2,2$  ergeben sich die in Abbildung 6-19 dargestellten impulsiven Faktoren  $f_{if}$  und  $f_{is}$  zur Ermittlung der impulsiven Massen. Auch hier werden jeweils die Obergrenze der Variation, die Untergrenze der Variation, und der entsprechende Mittelwert angegeben.

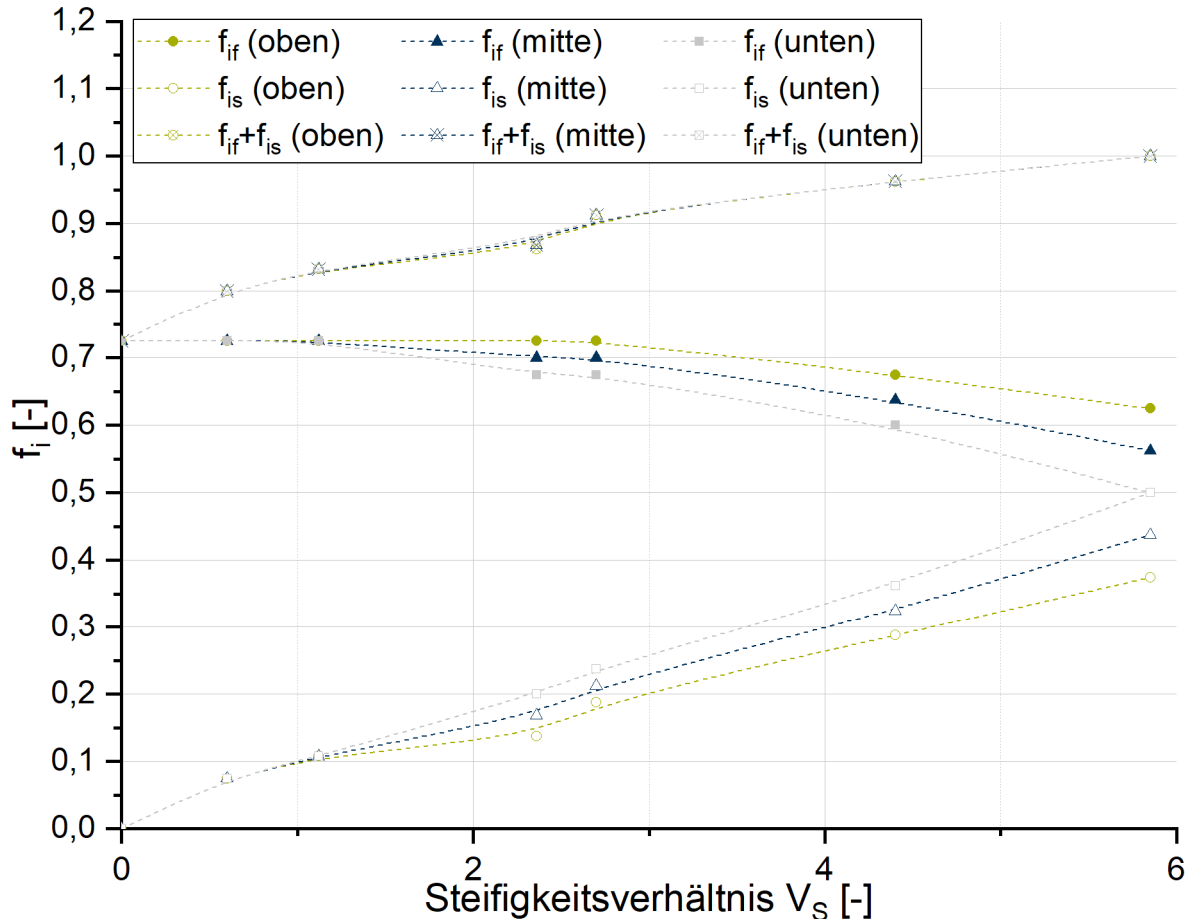


Abbildung 6-19: Entwicklung der impulsiven Fluidmassen abhängig vom Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  –  $\gamma = 2,2$

Die impulsiven Hebelarme ergeben sich auf Basis der Flüssigkeitshöhe  $H_F$  im Tank:

Der impulsiv flexible Hebelarm  $h_{if}$  ergibt sich zu:

$$h_{if} = 0,521 \cdot H_F \quad \text{Gl. 6-32}$$

Der impulsiv starre Hebelarm  $h_{is}$  ergibt sich zu:

$$h_{is} = 0,466 \cdot H_F \quad \text{Gl. 6-33}$$

In **Anhang B** sind die auf Basis der Parameteruntersuchungen vorgeschlagenen impulsiven Faktoren  $f_{if}$  und  $f_{is}$  für den untersuchten Bereich der Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  und die technisch sinnvollen Steifigkeitsverhältnisse  $V_S$  tabellarisch dargestellt.



Zusätzlich werden in **Anhang B** die Faktoren  $f_{h,f}$  und  $f_{h,s}$  für die untersuchten Schlankheitsverhältnisse  $\gamma$  angegeben, auf deren Basis die Länge der Hebelarme  $h_{if}$  und  $h_{is}$  für die zuvor ermittelten diskreten Massen bestimmt werden kann.

### 6.6.3 Prüfung des dynamischen Modelles

Da die Ermittlung der diskreten Parameter auch für den flexibel gelagerten Tank auf Basis einer idealisierten horizontalen Anregung in Form einer Sinus-Halbwellen erfolgte (vgl. Abbildung 6-6), wurden auch hier die entwickelten tankspezifischen diskreten Parameter mit Hilfe einer realen Erdbebenanregung überprüft. Als horizontale Anregungsfunktion wurde der Beschleunigungsverlauf des El Centro Erdbebens verwendet (vgl. Abbildung 2-5).

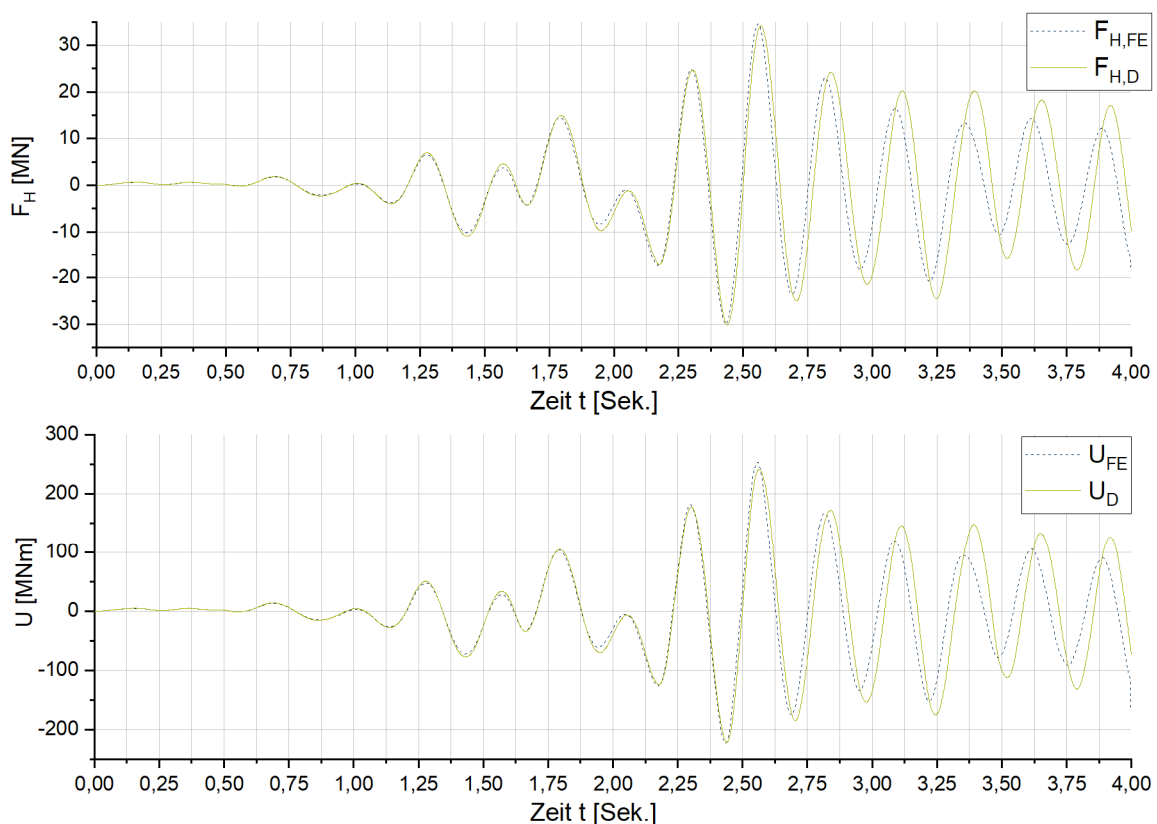


Abbildung 6-20: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell unter Erdbebenanregung

In Abbildung 6-20 sind beispielhaft die Fundamentlasten  $F_{H,FE}$  und  $U_{FE}$  für den flachen Tank (Tankmodell A) mit einem  $s/R$ -Verhältnis von  $1,3 \cdot 10^{-3}$  auf weichem Fundament (7,5 mm horizontale Fundamentverschiebung) dargestellt, wenn er mit dem Beschleunigungsverlauf des El Centro Erdbebens belastet wird.

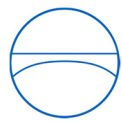


Tabelle 6-9: Diskrete Parameter mit  $m_{is}$  – weiches Fundament (7,5 mm) – Tankmod. A –  $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,78	$k_k$	2,84	$h_k$	8,40
$m_{if}$	2,21	$k_i$	5.000	$h_{if}$	7,90
$m_{is}$	<b>0,21</b>			$h_{is}$	<b>7,80</b>
$m_g$	0,60	$k_x$	2.140	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	0,11			$h_m$	7,03
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	$8,00 \cdot 10^9$		

Zusätzlich sind in Abbildung 6-20 die Fundamentlasten  $F_{H,D}$  und  $U_D$  aus dem diskreten Modell dargestellt, wobei die in Tabelle 6-9 dargestellten tankspezifischen diskreten Parameter verwendet wurden.

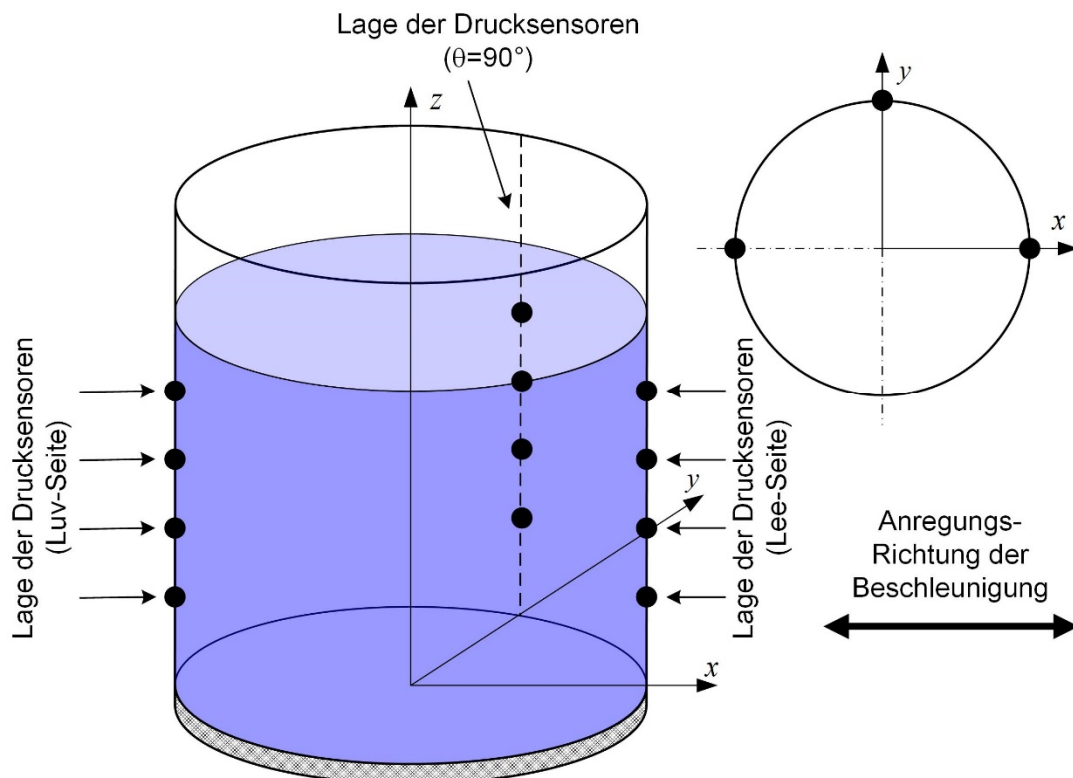


Abbildung 6-21: Lage der Drucksensoren – ALE-Modell

Bei dem Vergleich der Fundamentlasten in Abbildung 6-20 kann festgestellt werden, dass nach ca. 2,5 Sekunden der Berechnung eine leichte Abweichung zwischen den in der FE-Berechnung ermittelten Fundamentlasten und den Fundamentlasten aus dem diskreten Modell entsteht. Diese Berechnung wurde beispielhaft gewählt, um eine beobachtete Schwierigkeit bei der Verwendung der FE-Berechnungen aufzuzeigen, wobei das gewählte Beispiel die größte im Rahmen der Parameteruntersuchung beobachtete Abweichung darstellt.



Die Abweichung lässt sich bei genauerer Betrachtung der Druckverläufe im Tank erklären. Ein Vergleich der Drücke im Tank auf einer konstanten Mantelhöhe  $z$  zeigt, dass sich bei längeren Rechenläufen zum Teil die horizontale Druckschwingung mit einer sich entwickelnden (unphysikalischen) vertikalen Druckschwingung überlagert, obwohl keine vertikale Anregung erfolgt. Hierdurch geht ein Teil der zugeführten Energie für die horizontale Anregung verloren, was sich in einer leichten Reduktion der Horizontallasten  $F_{H,FE}$  und Umsturzmomente  $U_{FE}$  zeigt.

In Abbildung 6-21 ist die Lage der Drucksensoren im ALE-Modell dargestellt, wobei sich die Sensoren auf jeweils konstanter Mantelhöhe  $z$  bei den Umfangswinkeln  $\theta=0^\circ$  (Luv),  $\theta=90^\circ$  (Mitte) und  $\theta=180^\circ$  (Lee) befinden.

In Abbildung 6-22 wird beispielhaft der Druckverlauf auf 9,4 m Mantelhöhe für die in Abbildung 6-20 dargestellten Fundamentlasten gezeigt. Hier ist sichtbar, dass es in diesem Rechenlauf bei ca. 2,5 Sekunden Berechnungszeit zu einer Schwingung der Drücke bei einem Umfangswinkel  $\theta=90^\circ$  (Mitte) kommt.

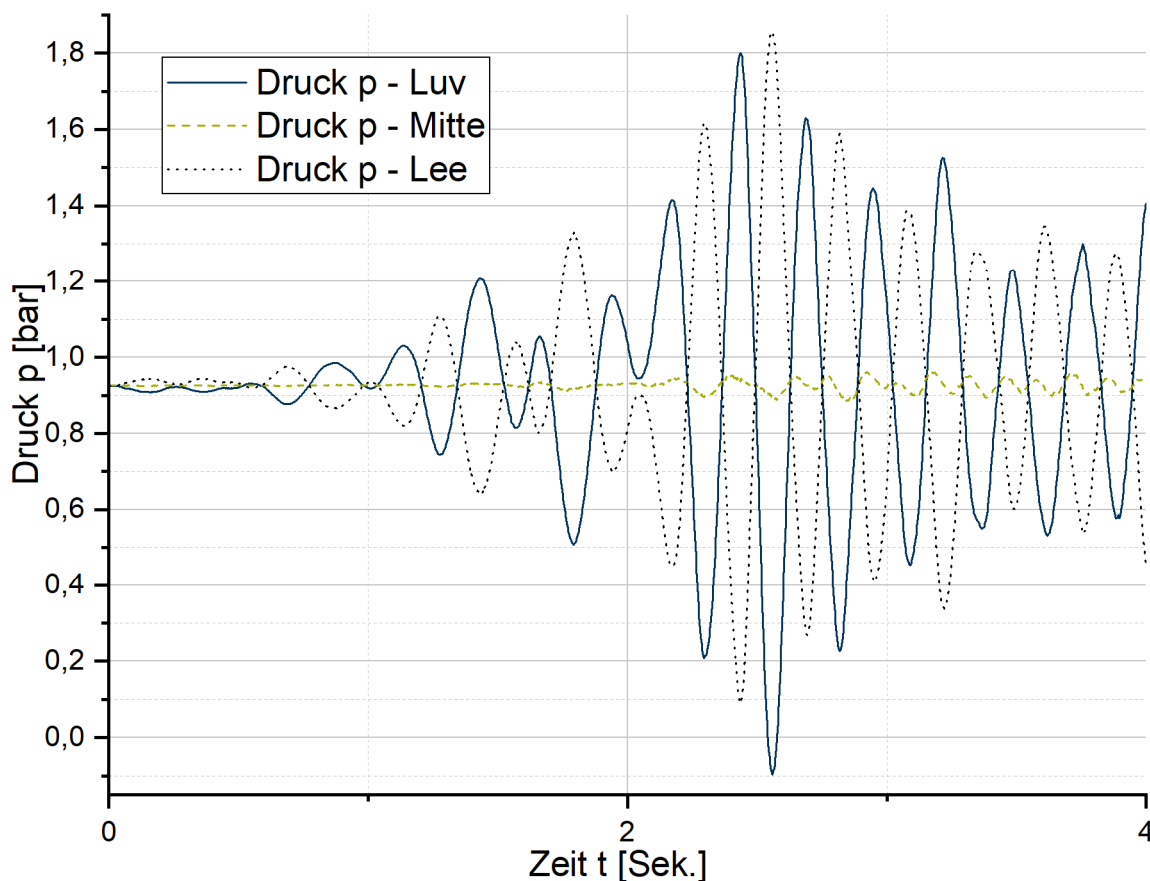


Abbildung 6-22: Druckverläufe auf konstanter Mantelhöhe

Das Aufschwingen der Drücke bei einem Umfangswinkel  $\theta=90^\circ$  lässt sich ab einer gewissen Berechnungszeit bei allen FE-Modellen beobachten, wobei die Höhe der Schwingungsamplituden und der damit einhergehende Einfluss auf die Berechnungsergebnisse modellabhängig ist.



Unter Berücksichtigung der beschriebenen Aufschwingeffekte im FE-Solver zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen dem FE-Modell und dem diskreten Modell. In **Anhang D** sind weitere FE-Berechnungen dokumentiert, welche zur Prüfung des dynamischen Modells durchgeführt wurden. Bei den dort dargestellten Berechnungen fällt der Einfluss der vertikalen Druckschwingungen deutlich geringer aus.

#### 6.6.4 Anwendbarkeit und Grenzen des dynamischen Modells

Im Rahmen der Parameteruntersuchungen zum hydrodynamischen Verhalten von Flüssiggastanks auf weicher Aufständering wurden auch Berechnungen für Tanks auf sehr weicher Aufständering durchgeführt, wobei die Schlankheitsverhältnisse  $V_s$  zum Teil deutlich größer waren, als die in Kapitel 4.9.3 ermittelten technisch sinnvollen Schlankheitsverhältnisse.

Bei den Untersuchungen mit sehr großen Schlankheitsverhältnissen  $V_s$  zeigten sich hierbei hydrodynamische Effekte, welche sich durch das zuvor beschriebene diskrete Parameter-Modell nicht abbilden lassen.

##### 6.6.4.1 Anwendbarkeit des dynamischen Modelles

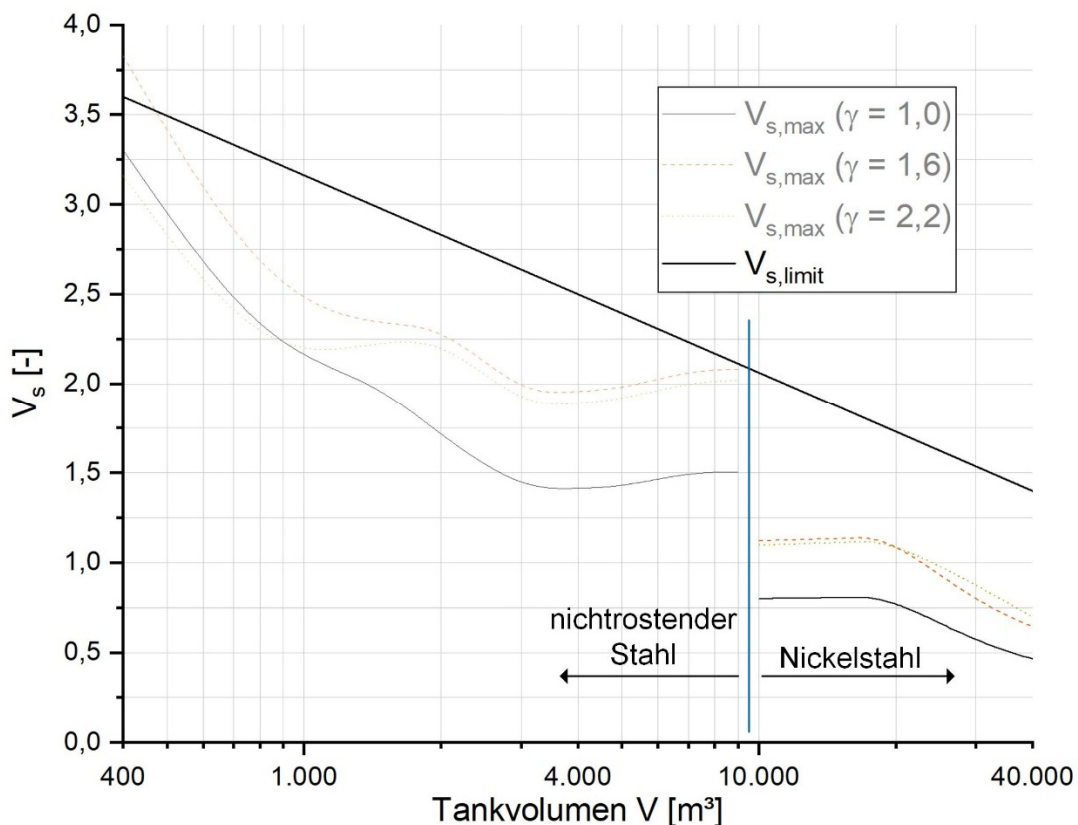


Abbildung 6-23: Anwendbarkeitsgrenze des dynamischen Modelles

Generell ist das dynamische Modell für die im Rahmen der Parameteruntersuchung ermittelten maximalen Steifigkeitsverhältnisse  $V_{s,max}$  anwendbar, wobei aufgrund der Vielzahl möglicher Kombinationen von Tankvolumen, Schlankheitsverhältnis, Fluidichte, Mantelwandstärke und Gesamtsteifigkeit der Aufständering nur eine Auswahl technisch sinnvoller Varianten berechnet werden konnte.



Es wurden zusätzlich zu den Berechnungen am 4.000 m<sup>3</sup> Tank sowohl für sehr kleine Tanks mit 400 m<sup>3</sup> Tankvolumen Berechnungen durchgeführt, wie auch für große Tanks mit 40.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen. In **Anhang D** ist eine Auswahl der Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen dargestellt.

In Abbildung 6-23 ist neben den in Kapitel 4.9.3 ermittelten maximalen technisch sinnvollen Steifigkeitsverhältnissen  $V_{S,max}$  auch die sich aus den Untersuchungen ergebende vorgeschlagene Obergrenze  $V_{S,limit}$  für den Einsatz des vorgestellten dynamischen Modelles dargestellt. Diese Obergrenze berücksichtigt die Ergebnisse der durchgeführten Vergleichsberechnungen und deckt den technisch sinnvollen Bereich für Flüssiggastanks ab. Teilweise lassen einzelne Vergleichsberechnungen auch höhere Steifigkeitsverhältnisse  $V_S$  zu, jedoch kommt es in Einzelfällen jenseits der Obergrenze schon zu hydrodynamischen Effekten, welche von dem diskreten Parameter-Modell nicht mehr abgedeckt werden. Der in Abbildung 6-23 dargestellte plötzliche Abfall des maximalen Steifigkeitsverhältnisses  $V_{S,max}$  bei ca. 10.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen wird in Kapitel 4.9.3 erläutert.

Bei kleinen Überschreitungen der Obergrenze  $V_{S,limit}$  im Bereich von ca. 10% - 15% haben die Vergleichsberechnungen ergeben, dass sich der beschriebene dynamische Effekt zwar teilweise bereits zeigt, dieser dann aber dann noch so klein ausfällt, dass sich das dynamische Verhalten des Tanks nicht maßgeblich ändert (vgl. Kapitel D.3.2). Für Tanks, bei denen das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  den angegebenen Grenzbereich oberhalb von  $V_{S,limit}$  verlässt, sollte das vorgeschlagene Berechnungsverfahren nicht mehr angewendet werden.

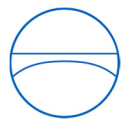
#### 6.6.4.2 Grenzen des dynamischen Modelles

Bei Untersuchungen mit sehr weicher Bodenfeder zeigte sich in den FE-Berechnungen ein dynamischer Effekt, welcher nicht durch das vorgeschlagene dynamische Modell beschrieben werden kann.

In Tabelle 6-10 sind die diskreten Parameter für einen flachen Tank auf sehr weicher Aufständering angegeben, die impulsiven Fluidmassen entsprechen den im Laufe der Parameteruntersuchung ermittelten diskreten Parametern.

Tabelle 6-10: Diskr. Param. mit  $m_{is}$  – sehr weiches Fundament (23 mm) – Tankmod. A –  $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,78	$k_k$	2,84	$h_k$	8,4
$m_{if}$	<b>1,92</b>	$k_i$	5.000	$h_{if}$	7,90
$m_{is}$	<b>0,76</b>			$h_{is}$	7,80
$m_g$	0,60	$k_x$	880	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	0,11			$h_m$	7,03
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	$8,00 \cdot 10^9$		



In Abbildung 6-24 werden die mittels FE-Berechnung ermittelten Fundamentlasten mit den sich aus dem diskreten Modell ergebenden Fundamentlasten verglichen.

Die Eigenfrequenzen des diskreten Modells stimmen gut mit den Eigenfrequenzen aus der FE-Berechnung überein, die Amplituden der FE-Berechnung gehen jedoch teilweise über die von der diskreten Berechnung bestimmten Amplituden hinaus. Je weicher die Bodenfeder gewählt wird, desto größer wird der dynamische Effekt, welcher mit dem beschriebenen Modell nicht abgebildet werden kann.

Die Ergebnisse der Parameteruntersuchungen haben gezeigt, dass dieser dynamische Effekt sowohl von der Größe der Fundamentplattenverschiebungen  $\Delta x$  abhängig ist als auch von dem verwendeten Steifigkeitsverhältnis  $V_S$ .

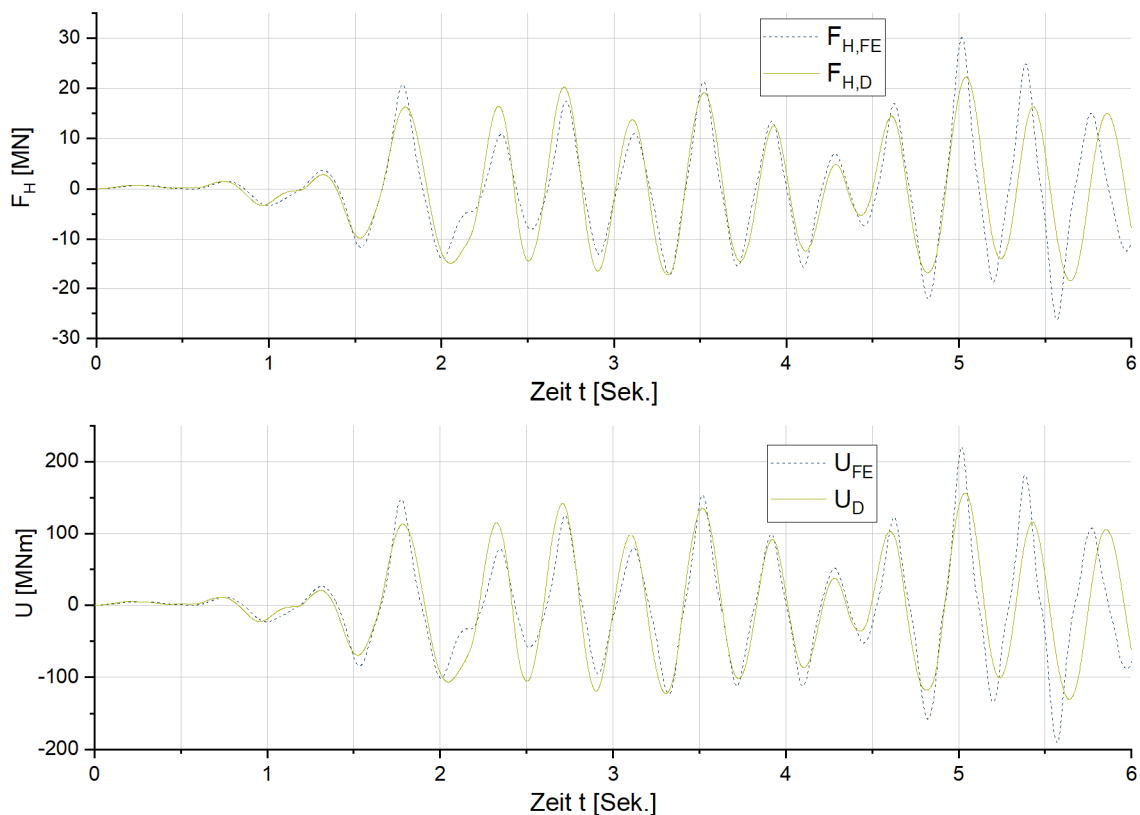


Abbildung 6-24: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank auf sehr weicher Bodenfeder – FE-Modell - diskretes Modell unter Erdbebenanregung

Um auszuschließen, dass der dynamische Effekt mit dem verwendeten FE-Verfahren zusammenhängt, wurden während der Parameteruntersuchung Vergleichsberechnungen mit ICFD-Modellen durchgeführt.



In Abbildung 6-25 sind ausgewählte Druckverläufe von Messpunkten auf der Luv-Seite bei unterschiedlichen Mantelhöhen (vgl. Abbildung 5-9 und Abbildung 6-21) des ALE-Modelles mit den entsprechenden Druckverläufen des ICFD-Modelles dargestellt. Hierbei wurde für die Tankgeometrie ein schlanker Tank (Tankmodell C) gewählt. Um die impulsiv flexiblen Druckanteile klein zu halten, wurde eine Mantelwandstärke mit einem  $s/R$ -Verhältnis von  $2,9 \cdot 10^{-3}$  gewählt. Die beiden Tankmodelle wurden jeweils auf sehr weiche Bodenfedern gesetzt wobei die Fundamentplattenverschiebung  $\Delta x$  jeweils bei 23 mm lag. Als Anregungsfunktion wurde die in Abbildung 6-6 dargestellte Sinus-Halbwellen verwendet.

Die in Abbildung 6-25 dargestellten Druckverläufe zeigen, dass sich der dynamische Effekt unabhängig von dem verwendeten Solver entwickelt.

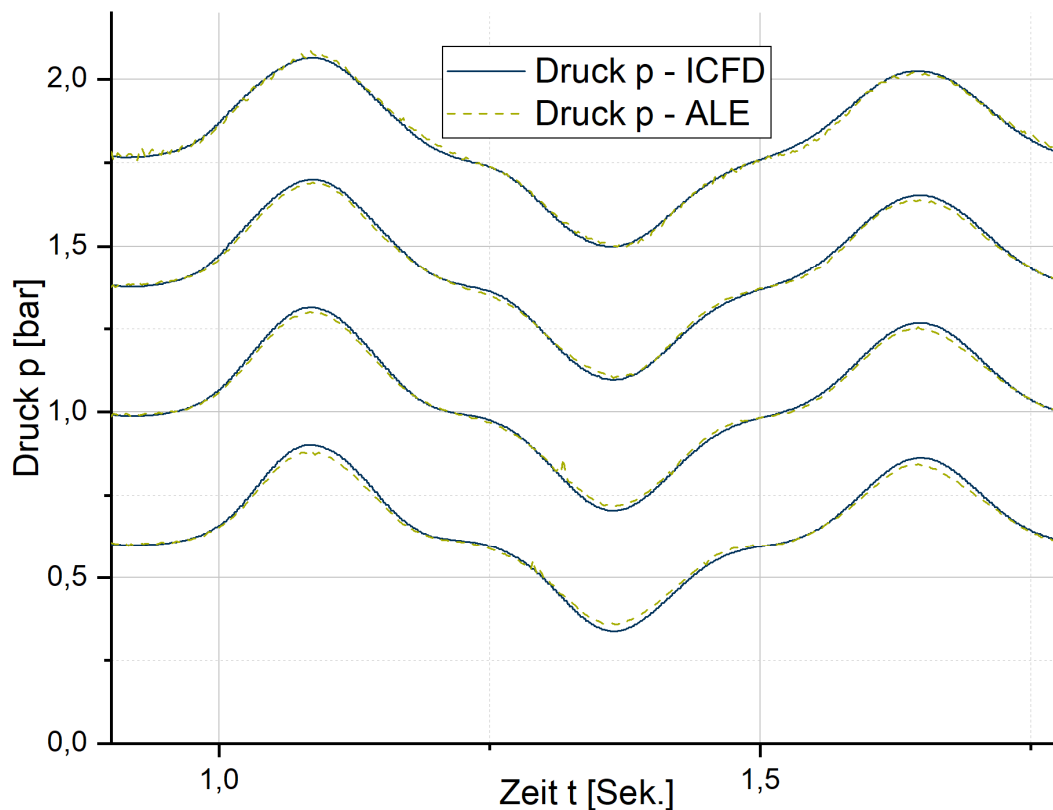
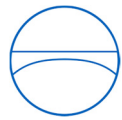


Abbildung 6-25: Vergleich der Druckverläufe mit beobachtetem dynamischen Effekt – ICFD - ALE

Bei weiteren Berechnungsläufen zur Erlangung eines besseren Verständnisses für den dynamischen Effekt zeigte sich, dass der Effekt von den impulsiv starren Druckanteilen auszugehen scheint. Für nähere Untersuchungen des dynamischen Effektes wurde der Tankmantel als Starrkörper modelliert, um eventuelle Einflüsse aus der impulsiv flexiblen Druckschwingung auszuschalten.

Mit Hilfe eines als Starrkörper modellierten Tankmantels sind Parameteruntersuchungen durchgeführt worden, um die Einflussfaktoren auf den dynamischen Effekt näher zu untersuchen.





In Abbildung 6-26 ist beispielhaft die Entwicklung der impulsiv starren Drücke mit zunehmender Weichheit der Bodenfeder dargestellt. Hierbei wurde für die Tankgeometrie ein schlanker Tank (Tankmodell C) gewählt. Als Anregungsfunktion ist wieder die in Abbildung 6-6 dargestellte Sinus-Halbwelle verwendet worden. Für die Ermittlung der in Abbildung 6-26 dargestellten Druckverläufe kam der ICFD-Solver zum Einsatz.

In Abbildung 6-26 zeigt sich, dass sich die hydrodynamischen Drücke an dem starren Tankmantel für kleine Fundamentplattenverschiebungen  $\Delta x$  bis zu ca. 15mm als Sinuswelle mit der entsprechenden Eigenschwingzeit abbilden. Für größere Fundamentplattenverschiebungen  $\Delta x$  ist zunehmend der dynamische Effekt sichtbar. Die Untersuchungen scheinen darauf hinzuweisen, dass der dynamische Effekt durch den impulsiv starren Druckanteil erzeugt wird.

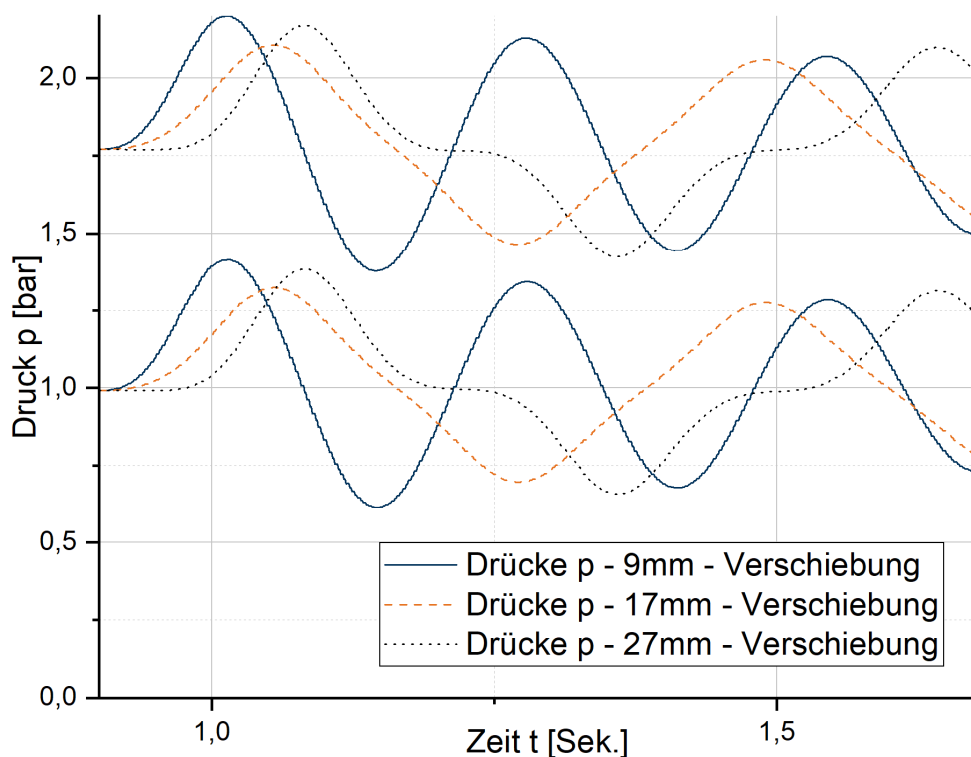


Abbildung 6-26: Vergleich der impulsiv starren Drücke für unterschiedliche Fundamentverschiebungen

Da der dynamische Effekt bei den für Flüssiggastanks typischen Steifigkeitsverhältnissen  $V_S$  nicht auftritt (vgl. Abbildung 6-23), wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter auf den dynamischen Effekt eingegangen.

Weitere Untersuchungen hierzu, sowie eine genauere physikalische Beschreibung des dynamischen Effektes seien nachfolgenden Arbeiten überlassen.



## 7 Nichtlineares Verhalten der Bodendämmung

Im Folgenden wird auf das (nichtlineare) dynamische Verhalten von Schaumglasprodukten in Tankbodendämmungen unter Erdbebeneinwirkung eingegangen. Aufbauend auf dem linearelastischen Verhalten von Schaumglasprodukten, welches in Kapitel 4.5 beschrieben ist, wird in diesem Kapitel das Durchrutschen in der Bodendämmung unter Horizontallasten beschrieben.

Generell wird von den Amerikanischen Regelwerken [29, 32] bei der seismischen Auslegung von Flachbodentanks eine Begrenzung des Reibbeiwertes zwischen dem Tankboden und dem Fundament gefordert, um das Durchrutschen des Tanks auf dem Fundament zu verhindern. Hierbei unterscheiden sich die Anforderungen für Wärm tanks (API 650) und die Anforderungen für Flüssiggastanks (API 620). Die entsprechenden Obergrenzen des erlaubten Reibbeiwertes sind abhängig vom Schutzziel, wobei die beiden Regelwerke von zwei unterschiedlichen Bemessungserdbeben ausgehen. Einerseits sind die Tanks für ein Betriebserdbeben zu bemessen, wobei der Flachbodentank nach dem Erdbebenereignis ohne größere Reparaturen weiter betrieben werden können soll. Flüssiggastanks müssen nach API 620 [32] zusätzlich auf ein maximal zu erwartendes Erdbebenereignis ausgelegt werden (SSE = Save Shutdown Earthquake), nach dem der Tank zwar Schäden aufweisen darf, aber keine Gefährdung von ihm ausgehen soll. Die entsprechenden Reibbeiwerte  $\mu$  sind in Tabelle 7-1 dargestellt. Hierbei ist zu erwähnen, dass diese Beschränkungen für Flüssiggastanks in Starkerbebengebieten meist nicht einhaltbar sind, weil der Horizontalschub die Reibkraft übersteigt.

Tabelle 7-1: Beschränkungen des Reibbeiwertes zwischen Tankboden und Fundament

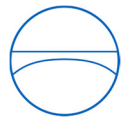
Regelwerk	$\mu_{\text{Betrieb}} [-]$	$\mu_{\text{SSE}} [-]$
API 650 [29]	0,400	-
API 620 [32]	0,385	0,577

Da die Horizontallasten beim Flüssiggastank vom Tankboden über die Bodendämmung an das Fundament weitergeben werden, muss auch das Verhalten des in der Bodendämmung verwendeten Schaumglases unter Horizontallast betrachtet werden.

### 7.1 Dynamisches Verhalten von Schaumglasprodukten

Das Verhalten von Schaumglasprodukten unter horizontaler Erdbebeneinwirkung wird in den internationalen Regelwerken kaum angesprochen.

EN 14620-4 [60] fordert, dass lasttragende Bodendämmung, welche einer Kombination aus Druck- und Scherlast ausgesetzt ist, gesondert zu betrachten ist, und dass die anzusetzenden Sicherheitsbeiwerte durch die gesonderte Betrachtung erlangt werden sollen. API 620 [32] hat bezüglich der Auslegung der Bodendämmung für den Lastfall Erdbeben keine zusätzlichen Anforderungen, welche über die Begrenzung des Reibwertes zwischen Tankboden und Fundament hinausgehen.



### 7.1.1 Untersuchungen zum dynamisches Verhalten von Schaumglasprodukten

Das dynamische Verhalten von Schaumglasprodukten unter statischer Drucklast und zyklischer Scherlast ist von Waas, Hertle und Krol im Auftrag der LINDE AG untersucht worden [67, 68]. Die Durchführung der Versuchsreihen zur Scherfestigkeit von Schaumglasprodukten erfolgte in einem Versuchstand der Universität der Bundeswehr (UNIBW) in München. In Abbildung 7-1 ist der entsprechende Prüfaufbau dargestellt.

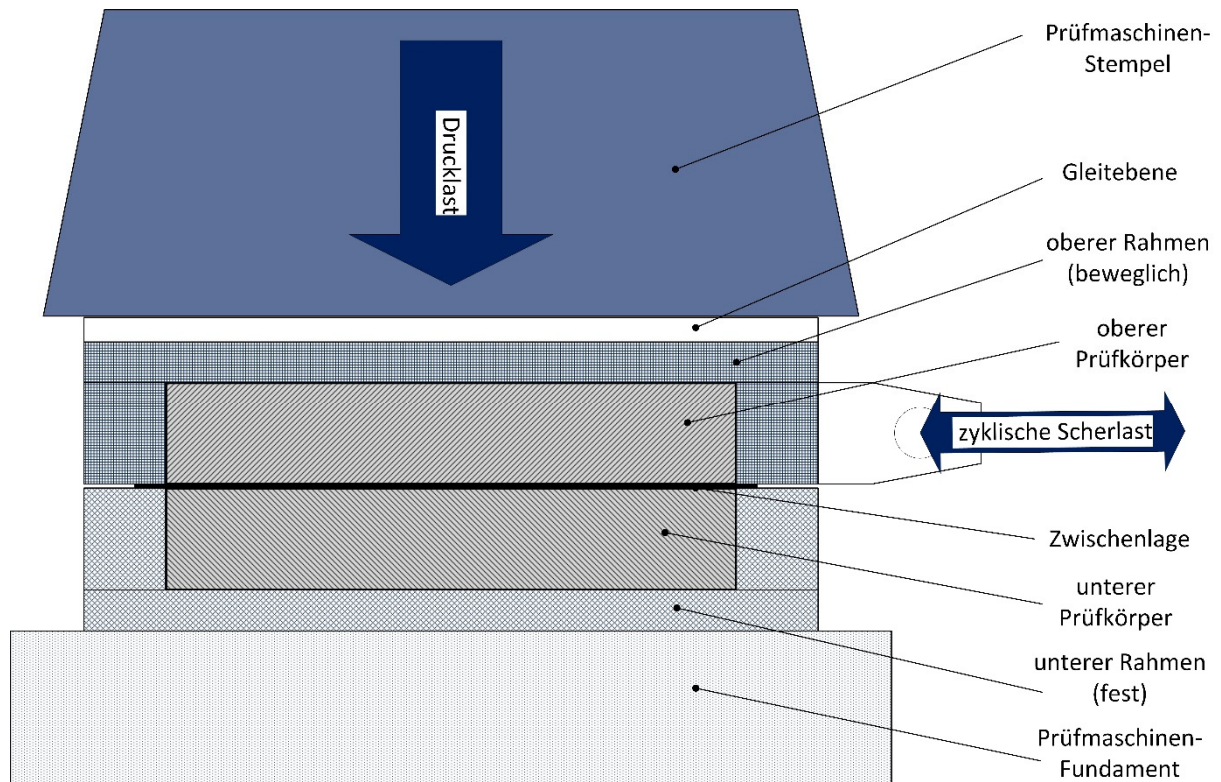


Abbildung 7-1: Prüfaufbau für zyklische Schertests an Schaumglas

Im Prüfaufbau kamen zwei aufeinandergestapelte Schaumglasblöcke (je 600 mm lang, und 450 mm breit) zu Einsatz. Die Fixierung der Prüflinge erfolgte in zwei separaten Stahlrahmen, und die beiden Prüflinge sind durch unterschiedliche Zwischenlagen getrennt worden.

Zusätzlich zu den Tests mit zwei Schaumglasblöcken konnten Versuche mit Betonplatten im oberen Stahlrahmen durchgeführt werden, um Aussagen für Bodendämmungssysteme von Flüssiggastanks treffen zu können. Der obere Stahlrahmen ist hierbei mit einem horizontal montierten weggesteuerten Hydraulikzylinder verbunden. Zwischen dem vertikalen Zylinder zur Aufbringung der Drucklast und dem oberen Prüfrahm ist noch eine Gleitschicht aus PTFE eingebracht worden. In Abbildung 7-2 ist ein Foto des Prüfstands dargestellt.

Auf dem Prüfstand wurden Versuche mit unterschiedlichen Schaumglasqualitäten bei unterschiedlichen vertikalen Drucklasten gefahren.



Abbildung 7-2: Foto des Prüfstands an der UNIBW [68]

### 7.1.2 Zyklische Schertests an Schaumglasprodukten

Ein typisches Scherlast-Verformungs-Diagramm eines zyklischen Scherlastversuches ist in Abbildung 7-3 dargestellt. Das Kraft-Verformungs-Diagramm zeigt eine typische Hysterese Schleife, wie sie in den Versuchen an der UNIBW ermittelt wurden [68].

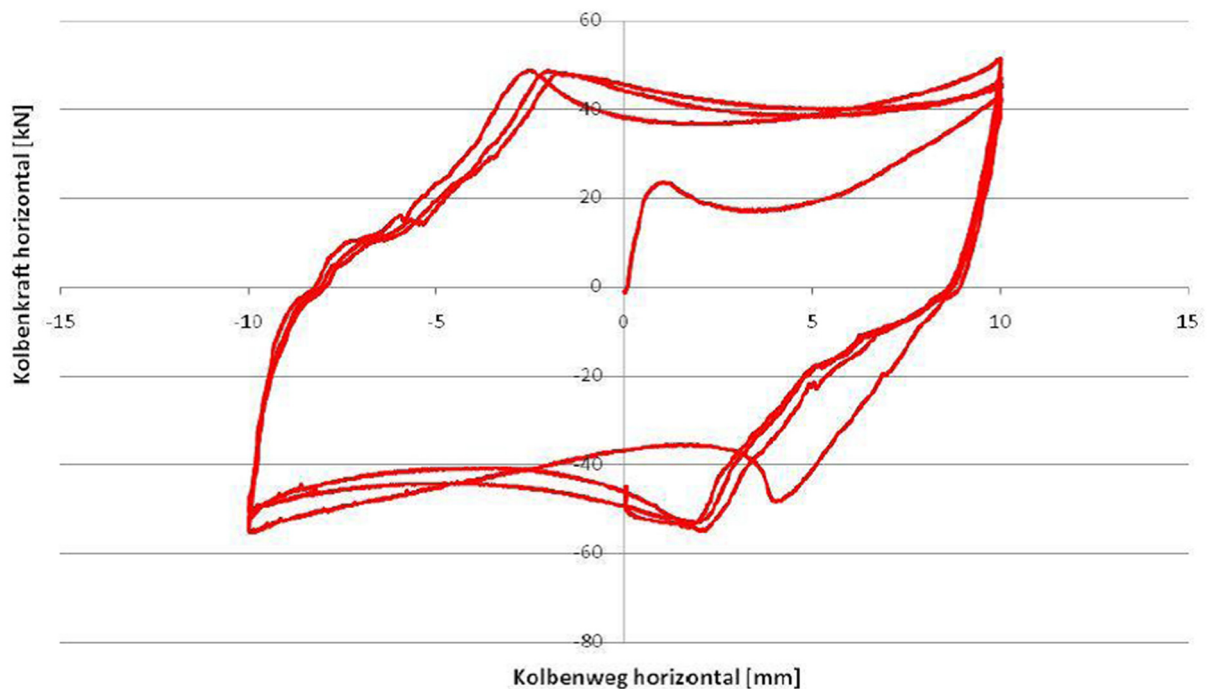


Abbildung 7-3: Exemplarischer Messschrieb eines zyklischen Schaumglastests [68]

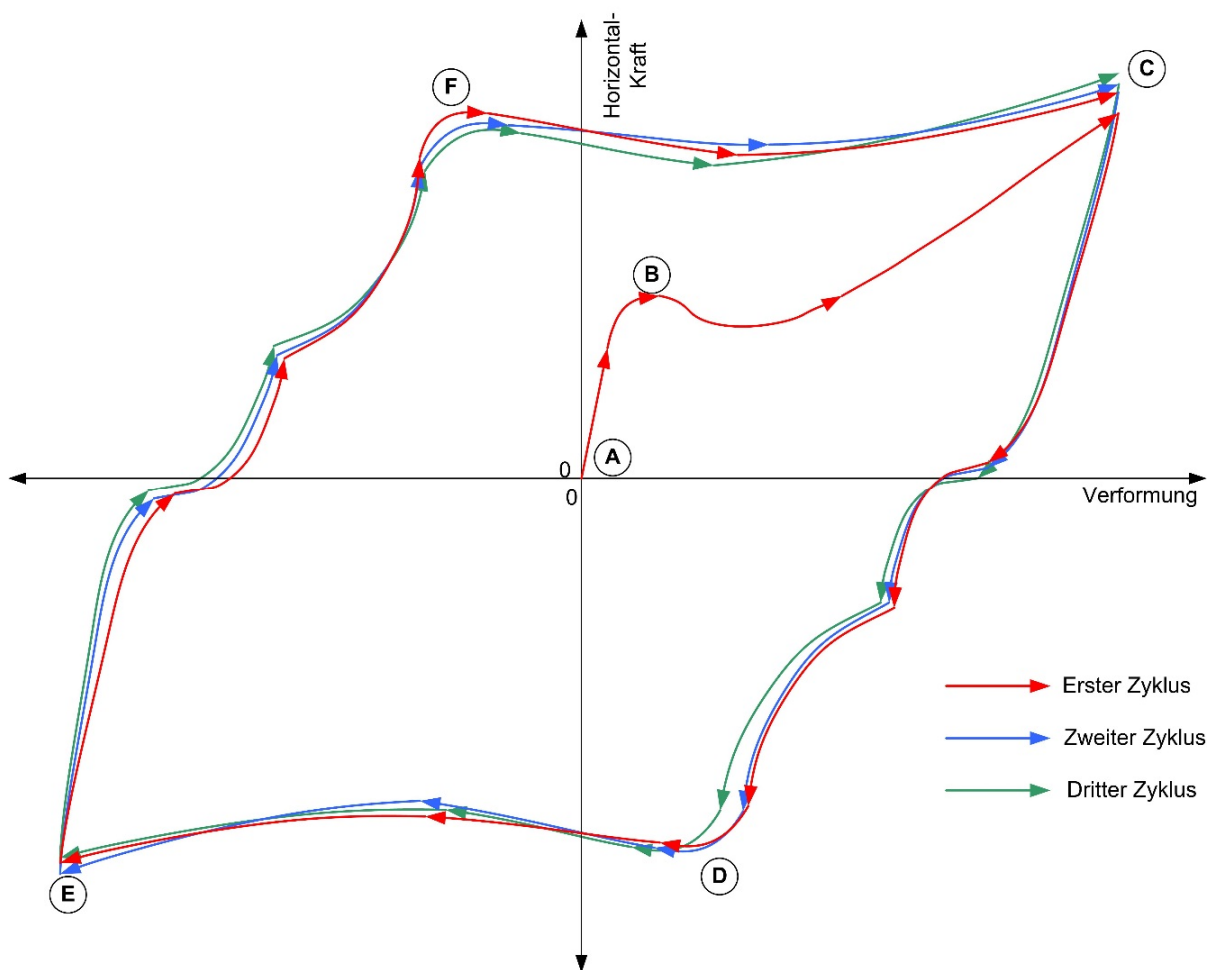


Abbildung 7-4: Idealisiertes Kraft-Verformungs-Diagramm von gestapelten Schaumglasblöcken unter zyklischer Horizontallast [68]

Die grundsätzlichen Ergebnisse der Scherlastversuche lassen sich mit Hilfe der Referenzpunkte **A – F** aus dem idealisierten Kraft-Verformungs-Diagramm in Abbildung 7-4 wie folgt erklären:

- Nachdem die konstante Vertikallast  $F_V$  aufgebracht wurde, wird der Scherlasttest gestartet (Punkt **A**).
- Zuerst zeigt sich ein linearelastisches Verhalten mit dem Schubmodul  $G_{SG}$  des Schaumglases (Punkt **A** – Punkt **B**), dann kommt es zum ersten Rutschen zwischen den beiden Schaumglasblöcken bis die eingestellte Verschiebung des weggesteuerten horizontalen Zylinders erreicht ist (Punkt **B** – Punkt **C**).
- Nun dreht sich die Wirkrichtung des Horizontalzylinders um, und das Schaumglas verhält sich linearelastisch mit einzelnen kurzen Bereichen des Durchrutschens (Punkt **C** – Punkt **D**). Nach Erreichen einer kritischen Horizontalkraft rutschen die beiden Schaumglasblöcke mit nahezu konstantem Reibungskoeffizienten aneinander vorbei (Punkt **D** – Punkt **E**). Die geschieht, bis die eingestellte Verschiebung des weggesteuerten horizontalen Zylinders erreicht ist.
- Nach Erreichen der maximalen Verschiebung dreht sich erneut die Wirkrichtung des horizontalen Zylinders um, und das Schaumglas verhält sich wieder linearelastisch mit einzelnen kurzen Bereichen des Durchrutschens (Punkt **E** – Punkt **F**).



- Anschließend rutschen die beiden Schaumglasblöcke wieder mit annähernd konstantem Reibkoeffizienten aneinander vorbei (Punkt **F** – Punkt **C**).

Die Länge der Rutschbereiche (Punkt **D** – Punkt **E** und Punkt **F** – Punkt **C**) hängt hierbei vom eingestellten Vorschub des horizontal verbauten Hydraulikzylinders ab, die Höhe der Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  hängt von der vertikalen Druckkraft  $F_V$  und der verwendeten Zwischenschicht ab [68].

### 7.1.3 Ergebnisse der zyklischen Scherlastversuche

Die Auswertung der zyklischen Scherlastversuche zeigt, dass sich zur weiteren Beschreibung von Schaumglasprodukten unter zyklischer Scherlast eine vereinfachte Hysterese Schleife einführen lässt [67, 68]. Die gemessenen Kraft-Verformungs-Diagramme können vereinfachend, wie Abbildung 7-5 dargestellt, in Bereiche elastischer Verformung  $w_{el}$  und Bereiche reibbehafteter Verformung  $w_{rutsch}$  aufgeteilt werden.

Die elastischen Verformungen  $w_{el}$  basieren auf den auf Basis von Gl. 4-4 berechneten elastischen Federsteifigkeiten  $k_D$ .

Die reibbehaftete Verformung  $w_{rutsch}$  ist nur von der Relativverschiebung der beiden Blöcke zueinander abhängig. Die Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  wird durch den Reibbeiwert  $\mu$  zwischen den beiden Blöcken und der Höhe der während des Versuchs konstant gehaltenen vertikalen Drucklast  $F_V$  bestimmt.

$$F_{H,r} = \mu \cdot F_V \quad \text{Gl. 7-1}$$

Die Reibbeiwerte  $\mu$  variieren mit der verwendeten Zwischenschicht, durchschnittliche Reibwerte für verschiedene Zwischenschichten sind in Tabelle 7-2 angegeben. Ein Zusammenhang zwischen der verwendeten Schaumglasqualität und den erzielten Reibbeiwerten konnte nicht festgestellt werden [67, 68].

Tabelle 7-2: Durchschnittliche Reibbeiwerte von verschiedenen Zwischenlagen [67, 68]

Zwischenlagenmaterial	Durchschnittlicher Reibbeiwert $\mu$ [-]
Keine Zwischenlage	0,49
Bitumenkaschierte Gewebematte	0,70
Nicht kaschierte Gewebematte	0,51
Abgezogener Beton	0,68

Bezüglich der vergleichsweise ausgeprägten Hysterese Schleifen, welche bei den durchgeführten zyklischen Scherlastversuchen auftreten, ist wichtig zu erwähnen, dass das hohe Maß an Energiedissipation in den Bereichen reibbehafteter Verformung auf eine Zerstörung der Oberflächenstruktur des Schaumglases zurückzuführen ist (vgl. Abbildung 4-3).

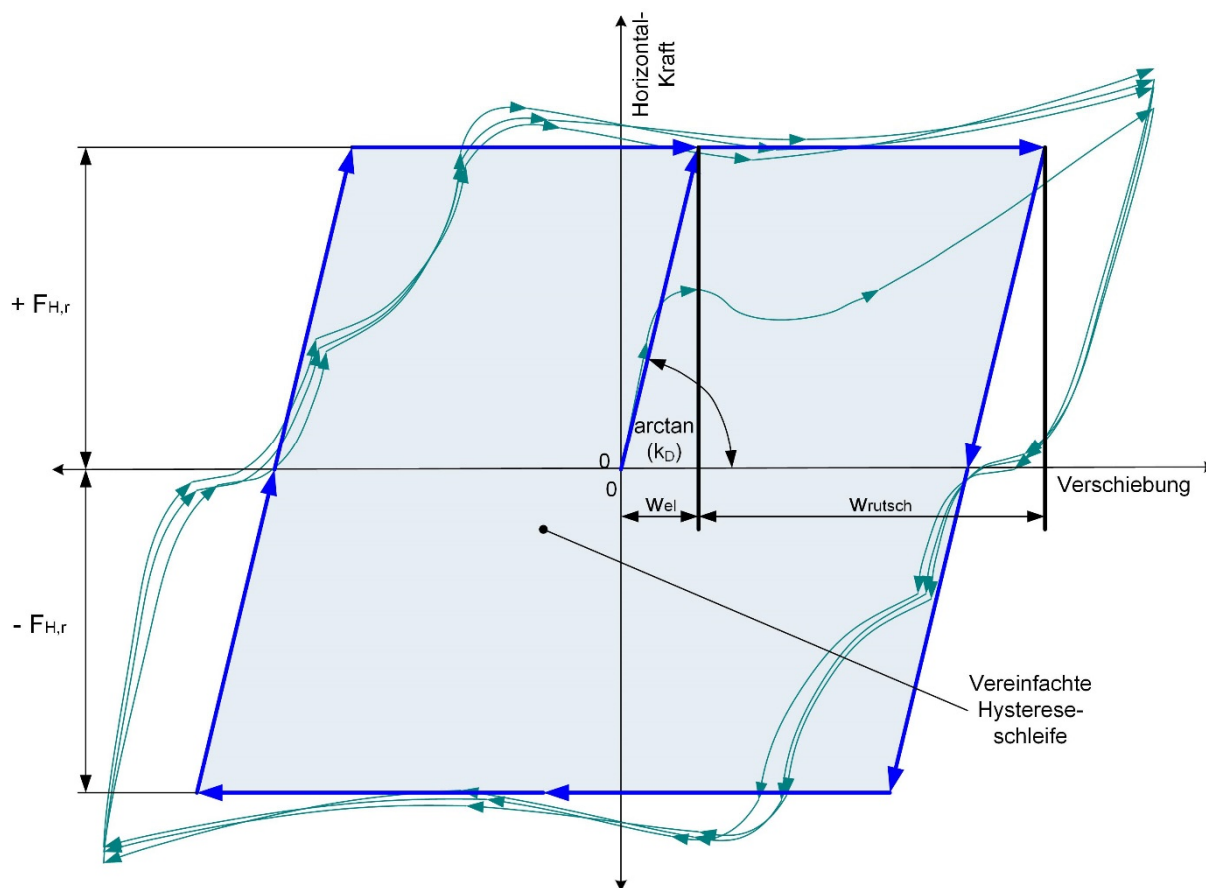


Abbildung 7-5: Kraft-Verformungs-Diagramm mit vereinfachter Hysterese Schleife [67, 68]

Bei den zyklischen Scherlastversuchen [67, 68] hat sich gezeigt, dass die Schaumglasblöcke in den Bereichen reibbehafteter Verformung einen abrasiven Abtrag in Dickenrichtung aufweisen. Der gemessene Abtrag war bis zu 0,06 mm pro mm reibbehafteter Verformung bei einer vertikalen Drucklast von 40 % der durchschnittlichen Drucklast bei Bruchversagen, wobei hier keine Zwischenlage zwischen den Schaumglasblöcken eingebracht war. Die Werte verbesserten sich, wenn eine Zwischenlage eingebracht wurde, oder das vertikale Drucklastniveau abgesenkt wurde.

Die Ergebnisse aus den Schaumglastest [68] können wie folgt zusammengefasst werden:

- Der in API 620 [32] vorgeschlagene Reibbeiwert  $\mu$  von ca. 0,40 scheint bei der Entscheidung, ob bei der Auslegung eines Flüssiggastanks gegen horizontale Erdbebeneinwirkungen nichtlineare dynamische Effekte in der Bodendämmung berücksichtigt werden müssen, ein sinnvoller Grenzwert zu sein (vgl. Tabelle 7-1).
- Bei einer vorherrschenden Druckspannung in einer Größe von mehr als 40 % der durchschnittlichen Druckfestigkeit war es nicht möglich, Testreihen mit mehr als 3 vollen Hysterese Schleifen zu fahren, bevor die Schaumglasblöcke unter dem zweiachsigen Spannungszustand kollabierten. Einige der untersuchten Schaumglasblöcke versagten bereits nach nur 4 mm Durchrutschweg.



- Bei einer vorherrschenden Druckspannung in einer Größe von mehr als 50 % der durchschnittlichen Druckfestigkeit war es nicht möglich, Testreihen mit mehr als einer vollen Hysterese Schleife zu fahren, bevor die Schaumglasblöcke unter dem zweiachsigen Spannungszustand kollabierten.
- Der Einsatz von speziellen Zwischenlagen, mit der Fähigkeit die aufgebrochenen Zellen an der Oberfläche des Schaumglases zu füllen, führt zu einer Erhöhung der aufnehmbaren Horizontallast, bevor die Oberflächenzellen zerbrechen, und es zu einem Durchrutschen kommt. Dieser Effekt hat keinen Einfluss auf den Kollaps der Schaumglasblöcke unter dem zweiachsigen Spannungszustand, jedoch verringern sich hierdurch die beim Durchrutschen entstehenden Verformungen.
- Die Versuche zeigen deutliche Hysterese Schleifen, welche auf eine ausgeprägte Fähigkeit des Schaumglases zur Energiedissipation durch abrasiven Materialabtrag hinweisen.

## 7.2 Modellierung von Tanks auf durchrutschender Bodendämmung

In diesem Kapitel werden verschiedene baulynamische Möglichkeiten dargestellt, mit welchen es möglich ist, das nichtlineare dynamische Verhalten von Bodendämmungen zu modellieren. Es wird hierbei auch auf Untersuchungsmethoden für basisisolierte Tanks zurückgegriffen, da das dynamische Verhalten von Flachbodentanks auf durchrutschender Bodendämmung Ähnlichkeiten mit dem dynamischen Verhalten von Tanks auf Basisisolatoren aufweist.

Im Unterschied zu einem Basisisolator, bei dem die dynamischen Eigenschaften wie Verschiebung und Dämpfung durch seine Bauart in einem weiten Bereich auf die dynamischen Eigenschaften des Tanks eingestellt werden können, ist es bei der Bodendämmung praktisch nicht möglich, Einfluss auf das dynamische Verhalten zu nehmen. Vergleicht man das dynamische Verhalten von Basisisolatoren mit dem dynamischen Verhalten einer durchrutschenden Bodendämmung zeigen sich die folgenden Unterschiede:

- Die Horizontalkraft, bei der erste Dämpfungseffekte auftreten, wird bei Basisisolatoren meist deutlich niedriger gewählt, als sie sich bei der Bodendämmung ergibt.
- Die bei Basisisolatoren gewählten Verschiebungen sind meist deutlich größer, als die Verschiebungen, welche sich bei der Bodendämmung ergeben.
- Die vergleichsweise hohe Energiedissipation ergibt sich bei der Bodendämmung durch abrasive Materialzerstörung, bei Basisisolatoren wird die Dämpfung durch Reibungseffekte erzielt.



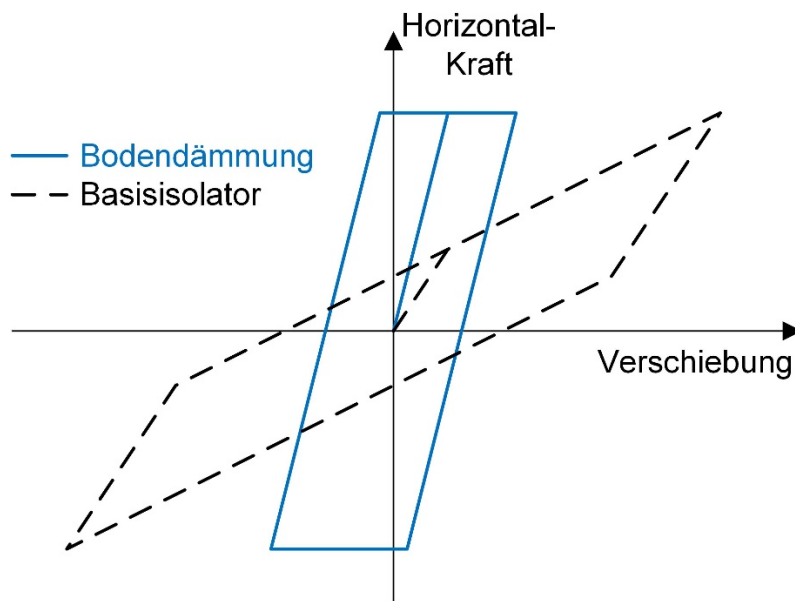
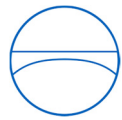


Abbildung 7-6: Hysterese Schleifen – Bodendämmung und Basisisolierung

In Abbildung 7-6 wird beispielhaft die typische vereinfachte Hysterese Schleife einer Bodendämmung mit einer typischen vereinfachten Hysterese Schleife eines Basisisolators verglichen. Hierbei zeigen sich die Unterschiede in den zu erwartenden Verformungen bei vergleichbarer Energiedissipation.

Während für die Simulation von Basisisolierungen häufig nichtlineare Federkennlinien verwendet werden, muss für die Simulation von durchdringender Bodendämmung auf eine Kombination aus linearen Federelementen und nichtlinearen Reibelementen zurückgegriffen werden.

### 7.2.1 Untersuchung mit Hilfe von FE-Methoden

Um das dynamische Verhalten eines Flachbodentanks auf einer Unterkonstruktion mit stark nichtlinearer horizontaler Steifigkeit untersuchen zu können, muss im FE-Modell neben der sich nichtlinear verhaltenden Bodendämmung auch der Tank mit Flüssigkeit modelliert werden.

Rosin und Butenweg [90] haben mit Hilfe eines ALE-Fluidmodelles das Verhalten von Flachbodentanks auf seismischen Isolatoren untersucht. Für die Modellierung der Basisisolatoren wurde auf diskrete Feder-Dämpfer-Elemente zurückgegriffen, welche die dynamischen Eigenschaften der Isolatoren abbilden sollen. Rosin [22] schlägt in Ihrer Arbeit auch Methoden vor, wie seismische Isolatoren konkret in einem FSI-Modell dargestellt werden können.

Für die direkte Modellierung des Durchdringens der Bodendämmung kann in einem FE-Modell der Effekt der reibbehafteten Verschiebung direkt modelliert werden. Der Vorteil hierbei ist, dass im Modell der Zusammenhang zwischen der wirkenden Drucklast im Fundament und der angreifenden Horizontallast hergestellt wird.



Hydrodynamische Effekte, wie die dynamischen Drücke am Tankboden, werden so automatisch bei der Berechnung des Durchrutschens der Bodendämmung berücksichtigt.

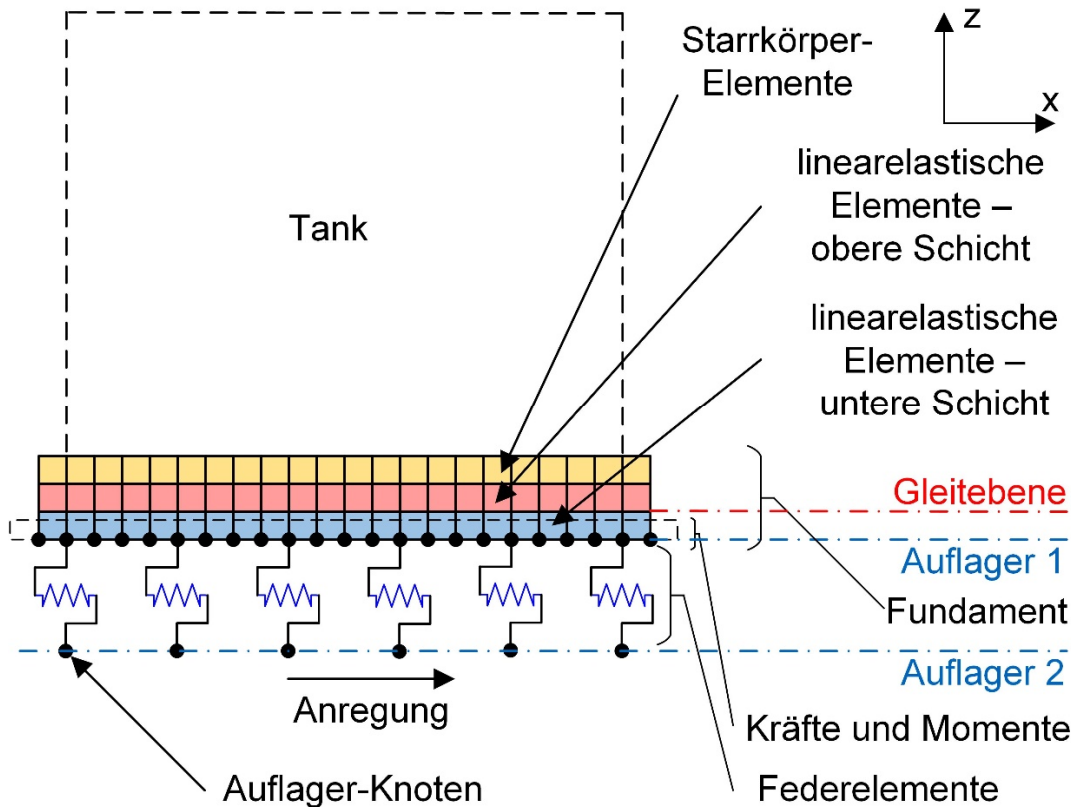


Abbildung 7-7: FE-Modell mit Gleitebene im Fundament

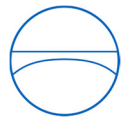
In Abbildung 7-7 ist der schematische Aufbau eines FE-Modelles zur Bestimmung des Durchrutschens in der Bodendämmung dargestellt. Aufbauend auf dem in Kapitel 6.1.1 beschriebenen FE-Modell wird die Schicht der linearelastischen Elemente in der Fundamentplatte getrennt und für die Trennschicht eine Reibbedingung formuliert.

Moderne FE-Programme stellen eine Vielzahl von Möglichkeiten zu Verfügung, eine entsprechende Kontaktbedingung zwischen den beiden Oberflächen zu modellieren. Es wurden mehrere Möglichkeiten zur Modellierung des Reibkontaktes mit der FE-Software LS-DYNA untersucht, wobei sich mit dem Befehl `*CONTACT_AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE` [82] gute Ergebnisse erzielen ließen.

## 7.2.2 Untersuchung mit Hilfe von diskreten Modellen

Aufbauend auf den zuvor vorgestellten diskreten Modellen zur Beschreibung von Flüssiggastanks können diskrete Modelle mit Reibelementen zum Einsatz kommen, um das Durchrutschen der Bodendämmung zu bestimmen.

Ähnliche diskrete Modelle mit nichtlinearen Federelementen werden auch für die Simulation des Verhaltens von Flachbodentanks auf Basisisolierung vorgeschlagen.



Malhotra [91, 92] verwendet ein diskretes Modell zur Simulation des dynamischen Verhaltens eines Flachbodentanks auf seismischen Isolatoren um die Auswirkung von radial angeordneten seismischen Isolatoren auf das Schwingverhalten eines Flachbodentanks darzustellen.

Böhler und Baumann [93] untersuchen das Schwingverhalten eines LNG (Liquefied Natural Gas)-Tanks auf Basisisolatoren mit Hilfe eines aus diskreten Elementen aufgebauten Mehrmassenschwingers, wobei das dynamische Verhalten der Basisisolatoren mit Hilfe zweier nichtlinearer Federelemente abgebildet wird.

Christovasilis und Whittaker [94] untersuchen ebenfalls das Verhalten eines basisisolierten LNG-Tanks mit Hilfe eines Tankmodelles auf Basis von diskreten Elementen. Das Verhalten der Basisisolatoren wird über ein nichtlineares Federelement simuliert.

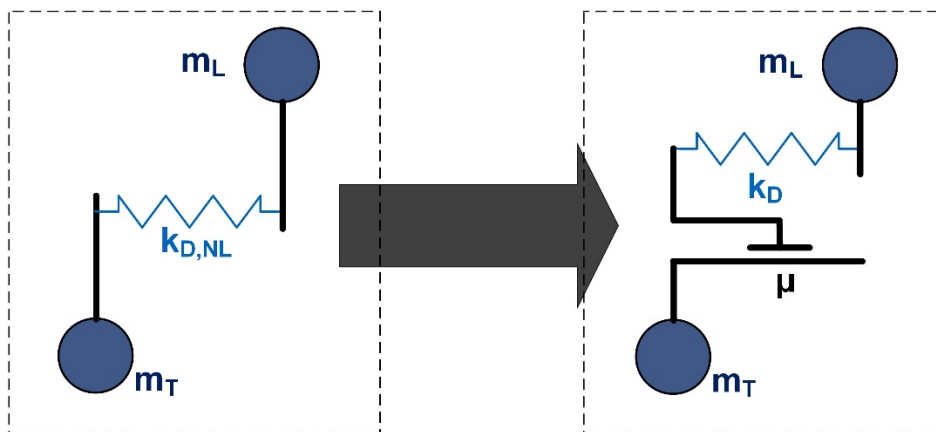


Abbildung 7-8: Änderung des dynamischen Ersatzsystems

In Abbildung 7-8 links ist das für basisisolierte Tanks verwendete diskrete Modell mit einer nichtlinearen Feder  $k_{D,NL}$  zwischen der unteren Fundamentplatte (reduziert auf  $m_T$ ) und der oberen Fundamentplatte (reduziert auf  $m_L$ ) dargestellt. Rechts ist das vorgeschlagene Modell für einen Tank auf Bodendämmung dargestellt. Die nichtlineare Feder  $k_{D,NL}$  wird hierbei durch eine Kombination aus einem linearen Federelement  $k_D$  und einem Reibelement  $\mu$  ersetzt.

### 7.2.2.1 Multimodales Tankmodell

Aufbauend auf dem in Abbildung 4-12 dargestellten diskreten Modell für einen Flüssiggastank kann auf Basis der in Abbildung 7-8 dargestellten Änderungen ein erweitertes nichtlinearelastisches Modell für einen Flüssiggastank mit durchrutschender Bodendämmung entwickelt werden.

In Abbildung 7-9 ist das entsprechende diskrete Modell mit Reibelement dargestellt. Die in Abbildung 4-12 dargestellten starr gekoppelten Massen  $m_L$  mit der Höhe  $h_L$  und  $m_{IF}$  mit der Höhe  $h_{IF}$  wurden analog zu dem in Kapitel 6.4.2.2 beschriebenen Vorgehen zur Masse  $m_L^*$  mit der Höhe  $h_L^*$  zusammengefasst.

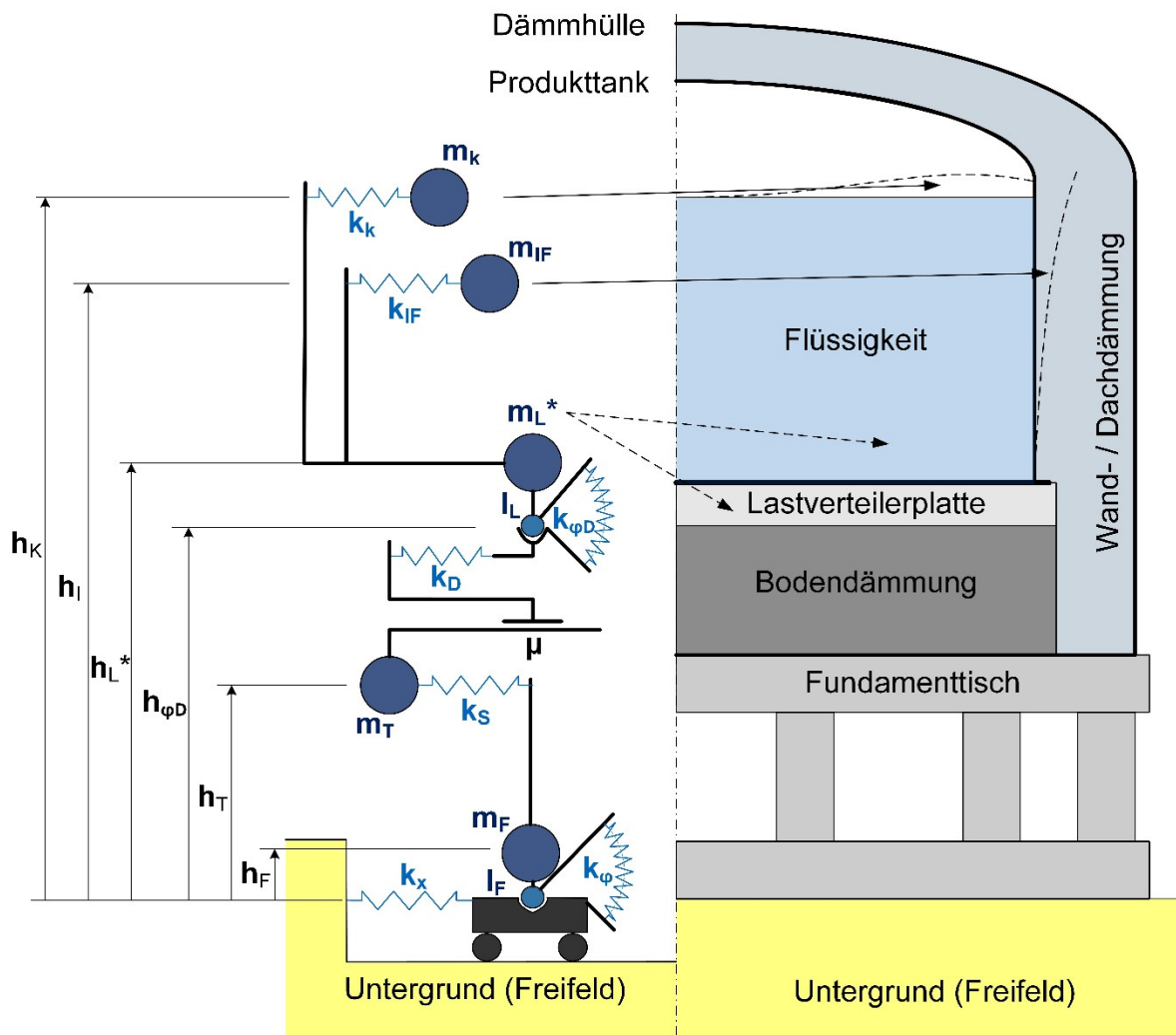
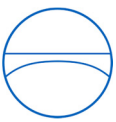


Abbildung 7-9: Diskretes Modell – Flüssiggastank mit Reibelement

Die Berechnung des nichtlinearen dynamischen Modelles kann auf Basis einer modifizierten Newmark-Beta-Zeitintegration erfolgen [68] (vgl. Kapitel 2.6.4.2). Hierbei muss, sobald die Horizontallast  $F_H$  in der Bodendämmung die Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  überschreitet, die Steifigkeit der Bodendämmschicht  $k_D$  auf null gesetzt werden und gleichzeitig der Lastvektor  $\mathbf{O}$  der Anregung für die Massen oberhalb der Bodendämmung um die Reibkraft  $F_{H,r}$  reduziert werden. Hierdurch wird das Durchrutschen der Bodendämmung simuliert. Nach Unterschreiten der Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  müssen der Lastvektor  $\mathbf{O}$  und die Steifigkeit der Schaumglasschicht  $k_D$  wieder auf die ursprünglichen Werte zurückgesetzt werden. Bei der programmtechnischen Umsetzung ist wichtig, dass die Verformungen in der Bodendämmung nach dem Zurücksetzen der Steifigkeit  $k_D$  auf die ursprünglichen Werte um die plastischen Verschiebungen korrigiert werden, um einen sprunghaften Anstieg der Federkraft in der Bodendämmung zu verhindern.

Alternativ kann ein entsprechendes dynamisches Modell auch mit Hilfe einer kommerziellen FE-Software aufgebaut werden (vgl. Kapitel 6.2.2.2), wobei für die Simulation des Durchrutschens plastische Materialmodelle für diskrete Balken eingesetzt werden können.



### 7.2.2.2 Einmodales Tankmodell

Bei den Untersuchungen zum Durchrutschen der Bodendämmung von Flachbodentanks [68] wurde das Durchrutschen der Bodendämmung mit Hilfe eines Einmassenschwingers untersucht, welcher auf einem Reibelement angebracht ist.

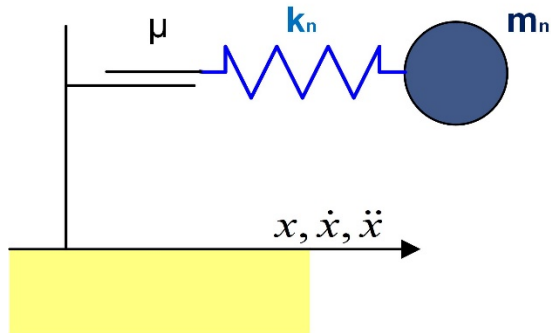


Abbildung 7-10: Einmassenschwinger mit Reibelement

Der verwendete Einmassenschwinger repräsentiert den 2ten (impulsiven) Eigenmode eines Flüssiggastanks. Für die Ermittlung der entsprechenden modalen Masse und der modalen Steifigkeit wird an dem in Abbildung 4-12 dargestellten diskreten Modell für einen Flüssiggastank eine Modalanalyse durchgeführt (vgl. Kapitel 2.6.2.2).

## 7.3 Untersuchung mit Hilfe von linearelastischen Ersatzmodellen

Die Reduktion von nichtlinearen Feder-Dämpfer-Systemen zu linearelastischen Feder-Dämpfer-Systemen ist eine in der Baudynamik häufig angewendete Vereinfachung eines dynamischen Systems.

Das ATC-40 Bulletin der California Seismic Safety Commission [18] schlägt entsprechende Berechnungsmethoden zur Auslegung von armierten Stahlbetonstützen unter Erdbebeneinwirkung vor.

Auch für eine vereinfachte Auslegung von Flachbodentanks auf seismischen Isolatoren schlagen Böhler und Baumann ein Ersatzsystem mit einer elastischen Feder und einem viskosen Dämpfer vor [93].

In den Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten [67, 68] wird das nichtlineare Verhalten der Bodendämmung auf Basis der vom ATC-40 [18] vorgeschlagenen Methoden auf ein linearelastisches dynamisches System reduziert. Auf Basis der in den zyklischen Scherlastversuchen ermittelten Kraft-Verschiebungs-Diagramme kann eine äquivalente Bodendämmungsfeder eingeführt werden, welche für eine Modalanalyse des dynamischen Tanksystems die Verformungen der Bodendämmung und die dadurch erzielten Dämpfungseffekte berücksichtigt.

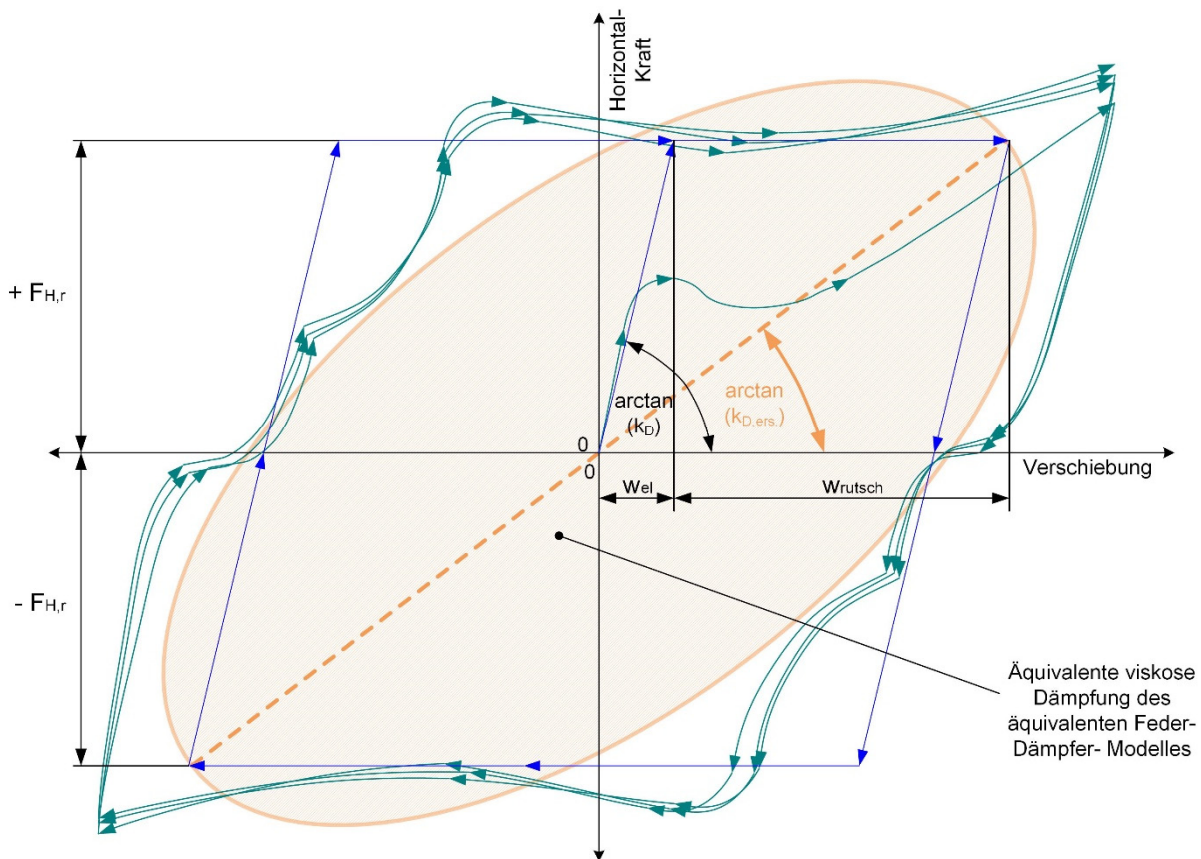


Abbildung 7-11: Kraft-Verformungs-Diagramm mit den dynamischen Eigenschaften des linearen Ersatzsystems [67, 68]

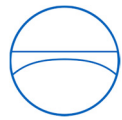
In Abbildung 7-11 sind aufbauend auf den typischen Kraft-Verformungs-Diagrammen aus Abbildung 7-4 und Abbildung 7-5 die dynamischen Eigenschaften des linearelastischen Ersatzmodelles dargestellt. Es wird sowohl die Ersatzfedersteifigkeit  $k_{D,ers}$  wie auch die Hysterese Schleife des äquivalenten viskosen Dämpfers gezeigt.

Aufbauend auf den in Abbildung 7-5 und Abbildung 7-11 dargestellten elastischen Verformungen  $w_{el}$  und plastischen Verformungen  $w_{rutsch}$  kann ein plastischer Vergrößerungsfaktor  $\chi$  eingeführt werden [67, 68].

$$\chi = \frac{w_t}{w_{el}} - 1 \tag{Gl. 7-2}$$

Die Gesamtverformung  $w_t$  ergibt sich aus der Summe der elastischen Verformung  $w_{el}$  und der plastischen Verformung  $w_{rutsch}$  [67, 68].

$$w_t = w_{el} + w_{rutsch} \tag{Gl. 7-3}$$



Die Federkonstante  $k_{D,ers}$  der äquivalenten Bodendämpfungsfeder ergibt sich somit wie in Abbildung 7-11 dargestellt zu [67, 68]:

$$k_{D,ers} = \frac{k_D}{1 + \chi} \quad \text{Gl. 7-4}$$

Die Dämpfungsrate  $D_{D,ers}$  der äquivalenten Bodendämpfungsfeder ergibt sich zu [67, 68]:

$$D_{D,ers} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\chi}{(1 + \chi)} \quad \text{Gl. 7-5}$$

Bei der Verwendung des plastischen Vergrößerungsfaktors  $\chi$  ist zu beachten, dass  $\chi$  stark von den elastischen Verschiebungen in der Bodendämmschicht abhängt. Die  $\chi$  Werte sind daher abhängig vom Aufbau der Bodendämmschicht, und können nicht für generelle Aussagen über das Dämpfungsverhalten von durchrutschender Bodendämmung herangezogen werden.

#### 7.4 Bewertung der Ersatzmodelle

Die meisten der vorgeschlagenen Modelle zur Untersuchung des Durchrutschens in der Bodendämmung beruhen auf direkter Zeitintegration und benötigen einen Beschleunigungsverlauf als Eingangsgröße.

Für die Bemessung von Bauwerken gegen zukünftige Erdbeben stehen jedoch meist nur Antwortspektren zur Verfügung, bzw. auf Basis von Antwortspektren erzeugte synthetische Beschleunigungsverläufe (vgl. Kapitel 2.5.2).

In den Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten [68] werden die Verschiebungen in der Bodendämmung auf Basis von zwei synthetischen Beschleunigungsverläufen abgeschätzt, welche Beide auf demselben Antwortspektrum basieren. Hierbei zeigt sich, dass die maximalen plastischen Verformungen in einem Rutschzyklus  $w_{rutsch,Zyklus}$  von der modalen Spektralbeschleunigung  $S_a$  abhängig sind. Die akkumulierten plastischen Verformungen  $w_{rutsch,Total}$  sind hingegen von der Starkbebendauer abhängig. In Abbildung 7-12 sind beispielhaft die Rutschwege  $w_{rutsch}$  und die entsprechenden plastischen Verformungen  $w_{plast}$  für einen Beschleunigungsverlauf dargestellt. Es wird zwischen den maximalen Verformungen pro Rutschzyklus  $w_{plast,Zyklus}$  und  $w_{rutsch,Zyklus}$  und den akkumulierten Verformungen  $w_{plast,Total}$  und  $w_{rutsch,Total}$  unterschieden. Für den in Abbildung 7-12 dargestellten beispielhaften Verformungsverlauf wären die maximalen Rutschverformungen pro Zyklus  $w_{plast,Zyklus,max}$  und  $w_{rutsch,Zyklus,max}$  somit  $w_{plast,Zyklus} \cdot 1$  und  $w_{rutsch,Zyklus} \cdot 1$ .

Auf Basis solcher Beschleunigungs-Verformungs-Diagramme (vgl. auch **Anhang C**) kann die Größe der zu erwartenden plastischen Verformungen in der Bodendämmung abgeschätzt werden. Die plastischen Verformungen im größten Rutschzyklus  $w_{rutsch,Zyklus}$  und  $w_{plast,Zyklus}$  sind abhängig von den dynamischen Eigenschaften des betrachteten Tanks.

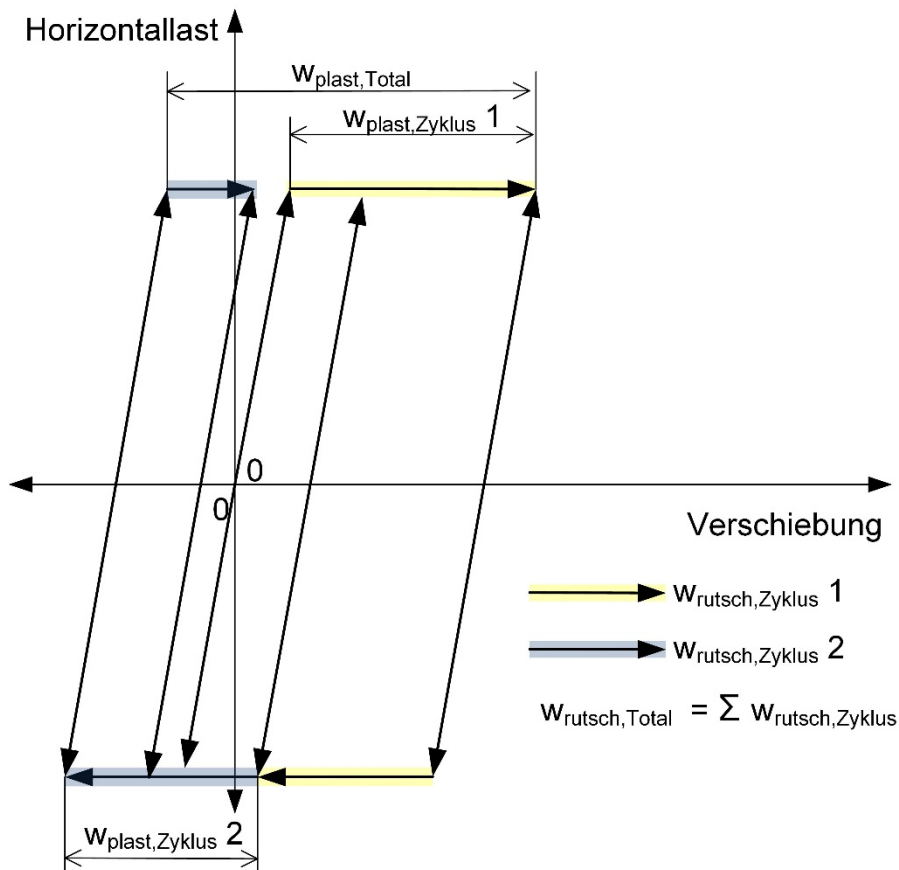


Abbildung 7-12: Rutschwege und plastische Verformungen in der Bodendämmung

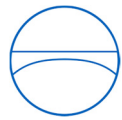
Die folgenden Parameter haben einen erheblichen Einfluss auf die Verschiebungen in der Bodendämmung:

- Das Schlankheitsverhältnis  $\gamma$ , da dieses maßgeblich das Verhältnis der impulsiven Masse zur Gesamtmasse des Tanks bestimmt.
- Das Steifigkeitsverhältnis  $V_s$ , da dieses die impulsiven Eigenschwingzeiten des Tanks bestimmt.
- Der angesetzten Reibbeiwert  $\mu$  der Bodendämmung, da dieser die Rutschwege in der Bodendämmung maßgeblich bestimmt.

Die akkumulierten plastischen Verformungen  $w_{rutsch,Total}$  und  $w_{plast,Total}$  sind abhängig von der Dauer des Starkbebens.

Auf Basis der in den Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten [68] dargestellten Verformungen können die Gesamtverformungen  $w_{rutsch,Total}$  in erster Näherung als ein vielfaches der maximalen Rutschverformung pro Zyklus  $w_{rutsch,Zyklus,max}$  dargestellt werden. Für Konstellationen mit kleinen Verformungen ( $w_{rutsch,Zyklus,max} \leq \text{ca. } 15 \text{ mm}$ ), welche den durchgeführten Berechnungen entsprechen, würde ein Faktor von ca. 2,5 konservative Werte liefert.





Für die Ermittlung der plastischen Verformungen  $w_{plast,Total}$ , welche etwas kleiner sein müssen als die Rutschverformungen  $w_{rutsch,Total}$ , wird für Konstellationen mit kleinen Verformungen ( $w_{rutsch,Zyklus,max} \leq \text{ca. } 15 \text{ mm}$ ), welche den durchgeführten Berechnungen entsprechen, ein Faktor von 2,0 vorgeschlagen.

Aufgrund der Vielzahl von Einflussparametern auf das Durchrutschen der Bodendämmung ist eine tankspezifische Betrachtung zur Abschätzung der plastischen Verformungen notwendig. Es muss auf Verfahren der direkten Zeitintegration zurückgegriffen werden. Auf der Basis von tankspezifischen Beschleunigungs-Verformungs-Diagrammen kann dann eine modalanalytische Bemessung mit Hilfe von linearelastischen Modellen erfolgen.

Eine Abschätzung der Verschiebungen über das vorgeschlagene linearelastische Ersatzmodell ist schwierig, da eine allgemein gültige Vorhersage des plastischen Vergrößerungsfaktors  $\chi$  wegen der Vielzahl der Einflussgrößen nicht möglich ist. Zur Herleitung allgemein gültiger Aussagen zur Ermittlung von plastischen Verschiebungen in der Bodendämmung sind weitergehende Untersuchungen auf Basis statistischer Verteilungen notwendig.

## 7.5 Begrenzung der Verformungen in der Bodendämmung

Die ermittelten plastischen Verformungen in der Bodendämmung müssen abhängig von der Bauart des betrachteten Flüssiggastanks bewertet werden.

Zusätzlich zu den in der Veröffentlichung zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten [68] beschriebenen Rahmenbedingungen bezüglich des Drucklastverhältnisses im Schaumglas, und dem damit verbundenen Versagensverhalten der Bodendämmung unter bi-axialer Last, welches in Kapitel 7.1.3 zusammengefasst ist, gibt es noch weitere Konstruktionsmerkmale an Flüssiggastanks welche die zulässigen plastischen Verformungen begrenzen können.

In Kapitel 8.3.2.3 werden beispielhaft die plastischen Verschiebungen und die Belastungen in der Bodendämmung auf Basis der in Kapitel 7.1.3 zusammengefassten Testergebnisse bewertet. In Kapitel 8.5 sind zusätzlich einige konstruktive Anmerkungen zum Umgang mit durchrutschender Bodendämmung zusammengefasst, hierbei wird auch auf weitere Konstruktionsmerkmale von Flüssiggastanks eingegangen, welche die plastischen Verformungen zusätzlich begrenzen können.



## 8 Diskrete Berechnungsmethode für Flüssiggastanks

Im Folgenden wird, ausgehend von einer FE-Berechnung für einen Flüssiggastank unter Berücksichtigung der Fluid-Struktur-Interaktion (vgl. Kapitel 6.1.1) und des Durchrutschens in der Bodendämmung (vgl. Kapitel 7.2.1), eine auf diskreten Elementen basierende Berechnungsmethode vorgeschlagen. Die auf dem zuvor vorgestellten diskreten Parameter-Modell aufbauende Berechnungsmethode wird im Folgenden erklärt, und die entsprechenden Berechnungsergebnisse aus dem diskreten Modell mit den Ergebnissen aus einer FE-Berechnung verglichen.

Für die Erklärung des Vorgehens bei der vorgeschlagenen Berechnungsmethode wird beispielhaft ein  $4.000\text{ m}^3$  Flüssiggastank zur Lagerung von flüssigem Sauerstoff (im Folgenden **Sauerstofftank** genannt) betrachtet.

### 8.1 Beschreibung des FE-Modelles des Sauerstofftanks

Im FE-Programm LS-DYNA wurde, analog zu den für die Parameteruntersuchungen verwendeten Modellen, ein  $4.000\text{ m}^3$  großer Sauerstofftank mit einem Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  von 1,6 modelliert (die geometrischen Abmessungen des Tanks sind in Tabelle 6-2 dargestellt), die gewählte Mantelwandstärke  $s$  beträgt 12 mm. Aufbauend auf der in Kapitel 5.3 und Kapitel 5.4.2 beschriebenen Modellierung des Tanks mit Hilfe von ALE-Elementen ist das Modell wie in Kapitel 6.1.1 beschrieben aufgebaut worden.

Das Modell wurde zusätzlich um eine Gleitebene in der Fundamentplatte erweitert, wie sie in Kapitel 7.2.1 beschrieben ist. Da bei Lagertanks für flüssigen Sauerstoff aus Sicherheitsgründen (erhöhte Brandgefahr bei Kohlenwasserstoff-Verbindungen in Sauerstoffatmosphäre) keine Bitumenzwischenlagen in der Bodendämmung verwendet werden können, wurde entsprechend Tabelle 7-2 eine unkaschierte Zwischenschicht mit einem Reibbeiwert  $\mu$  von 0,51 gewählt. Dieser Reibbeiwert kommt bei der Modellierung der Gleitebene zum Einsatz.

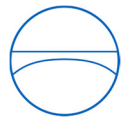
Die Steifigkeit der Aufständering wurde entsprechend der Ergebnisse aus der Parameterstudie so gewählt, dass das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  bei ca. 1,7 liegt, was für einen  $4.000\text{ m}^3$  Tank mit einem Schlankheitsverhältnis  $\gamma$  von 1,6 bereits in der Nähe der maximal zu erwartenden Werte liegt (vgl. Abbildung 4-18).

### 8.2 FE-Berechnung des Sauerstofftanks

Als horizontale Anregungsfunktion für das FE-Modell des Sauerstofftanks wurde das El Centro Erdbeben (vgl. Abbildung 2-5) verwendet.

Um die Wirkung des Durchrutschens in der Bodendämmung darzustellen, ist zusätzlich eine FE-Berechnung mit einer blockierten Gleitschicht ( $\mu = 1$ ) durchgeführt worden.

In Abbildung 8-1 sind die Verläufe der Horizontallasten  $F_H$  und der Umsturzmomente  $U$  für die FE-Berechnung mit Durchrutschen (sliding) und ohne Durchrutschen (nonsliding) in der Bodendämmung dargestellt.



Für den betrachteten Sauerstofftank ergibt sich die in der Bodendämmung wirkende Vertikalkraft  $F_V$  auf Basis der Eigengewichte des Tanks wie folgt:

- Flüssigkeit:  $4,56 \cdot 10^6$  kg ( $F_{V,f} = 44,7$  MN)
- Tankmantel und Tankboden:  $0,090 \cdot 10^6$  kg ( $F_{V,t} = 0,88$  MN)
- Fundament (oberhalb der Gleitebene):  $0,32 \cdot 10^6$  kg ( $F_{V,f} = 3,2$  MN)

Das Gesamte zu betrachtende Eigengewicht des Tanks oberhalb der Gleitebene beträgt somit  $4,97 \cdot 10^6$  kg ( $F_V = 48,8$  MN). Mit dem angesetzten Reibbeiwert von  $\mu = 0,51$  ergibt sich auf Basis von Gl. 7-1 eine Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  von 24,9 MN. Dieser Wert zeigt eine gute Übereinstimmung mit den maximalen Horizontallasten aus der FE-Berechnung mit durchrutschender Bodendämmung, wobei die aufgezeichneten Horizontallasten beim Durchrutschen in der Gleitebene aufgrund der Kontaktbedingung etwas instabil werden und sich leicht aufschwingen. Eine genaue Betrachtung kommt zu einem Mittelwert der Horizontalspannung  $F_{H,FE}$  beim Durchrutschen von ca. 25,5 MN, das maximale Umwurfmoment  $U_{FE}$  beim Durchrutschen beträgt ca. 208 MNm.

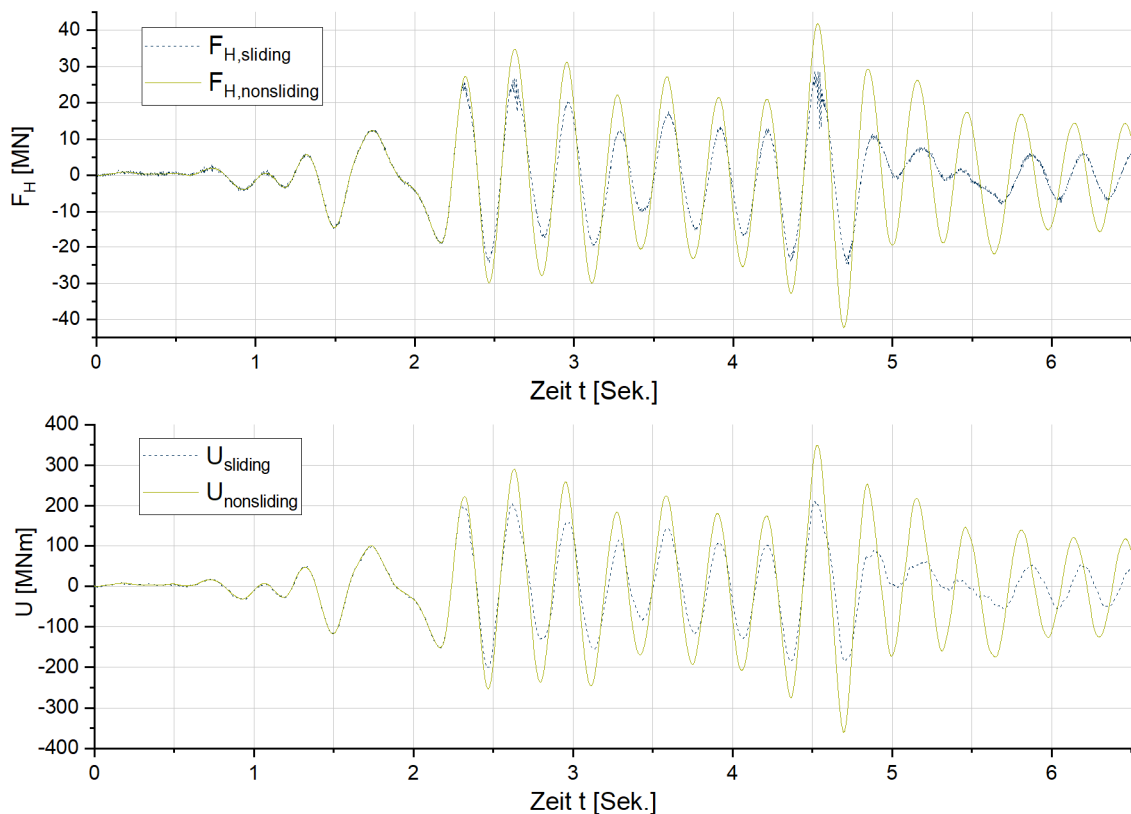


Abbildung 8-1: Vergleich Fundamentlasten – Sauerstofftank mit und ohne Durchrutschen in der Bodendämmung

Die beim Durchrutschen beobachteten plastischen Verformungen in der Bodendämmung sind in Abbildung 8-2 dargestellt. Zusätzlich zu den plastischen Verformungen wird noch die entsprechende Horizontallast  $F_H$  in der Gleitfuge der Bodendämmung dargestellt.

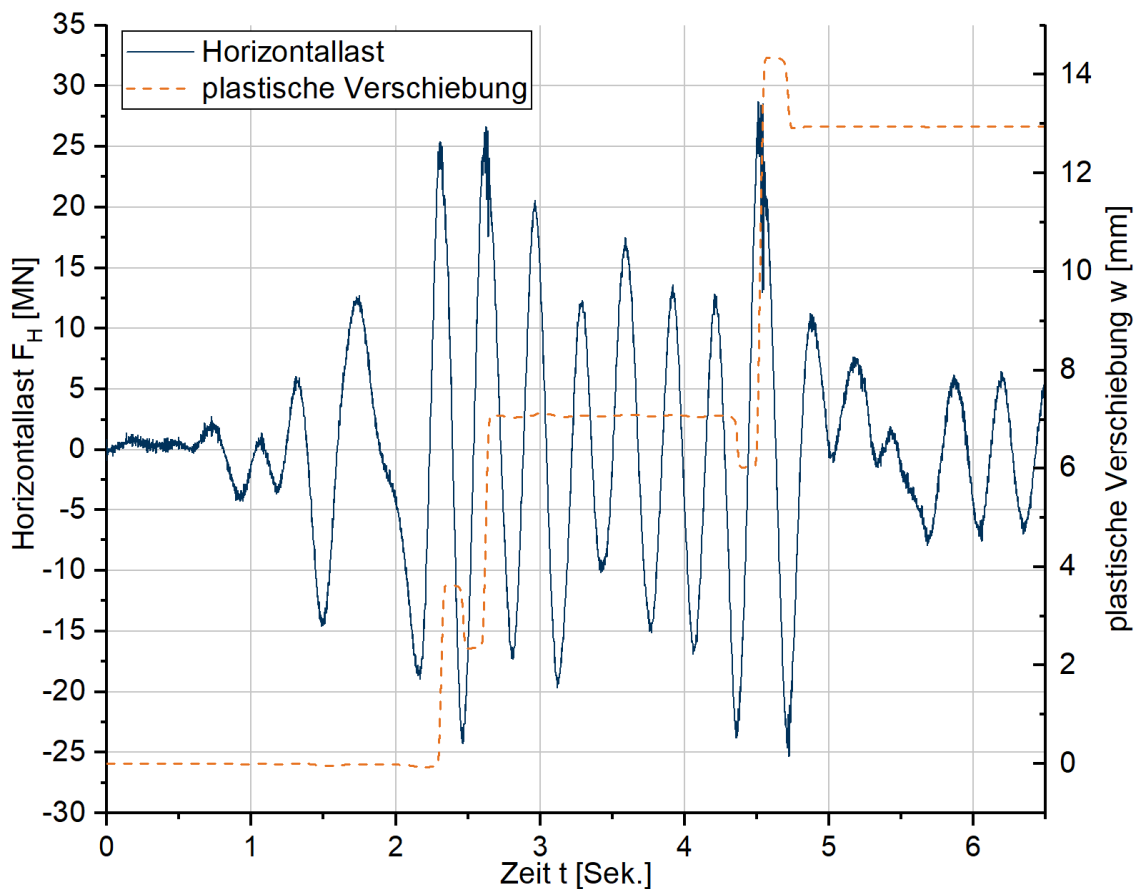


Abbildung 8-2: Durchrutschen in der Bodendämmung mit vorherrschender Horizontallast

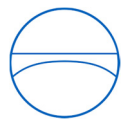
In Abbildung 8-2 zeigt sich, dass das Durchrutschen in zwei Rutschzyklen stattfindet. Eine Auswertung der Rutschzyklen analog zu den in Abbildung 7-12 dargestellten Verformungen zeigt, dass  $w_{rutsch,Zyklus,max}$  ca. 11 mm beträgt,  $w_{plast,Zyklus,max}$  ca. 8 mm beträgt,  $w_{rutsch,Total}$  ca. 21 mm beträgt und  $w_{plast,Total}$  ca. 14 mm beträgt.

### 8.3 Diskrete Berechnungsmethode für Flüssiggastanks

Für die vorgeschlagene diskrete Berechnungsmethode wird eine modalanalytische Untersuchung an dem diskreten Modell des zu untersuchenden Flüssiggastanks durchgeführt. Im Folgenden wird beispielhaft die entsprechende Bemessung für den in Kapitel 8.1 beschriebenen Sauerstofftank dargestellt. Das analoge Vorgehen für einen Flüssiggastank mit vollständigem diskretem Modell der Aufständigung wird in **Anhang C** erläutert.

Für die linearelastische Bemessung wird ein diskretes Modell des Flüssiggastanks analog zu Abbildung 6-3 erstellt. Für die Ermittlung der entsprechenden diskreten Massen der Flüssigkeit werden die in Kapitel 6.6.2 dargestellten Gleichungen verwendet, wobei darauf zu achten ist, dass die Grenzen der Anwendbarkeit des dynamischen Modelles nicht überschritten werden (vgl. Abbildung 6-23).

Für den in Kapitel 8.1 beschriebenen Sauerstofftank wurden die in Tabelle 8-1 dargestellten diskreten Parameter ermittelt.

Tabelle 8-1: Diskrete Parameter – 4.000 m<sup>3</sup> Sauerstofftank

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,32	$k_k$	2,57	$h_k$	10,9
$m_{if}$	<b>3,01</b>	$k_i$	3.500	$h_{if}$	8,2
$m_{is}$	<b>0,45</b>			$h_{is}$	8,1
$m_g$	0,43	$k_x$	2.100	$H_g$	0,32
$m_b$	0,03			$h_b$	0,60
$m_m$	0,10			$h_m$	9,05
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	12,1	$k_\varphi$	$8,00 \cdot 10^9$		

Eine Berechnung des diskreten Modelles mit Hilfe einer Newmark-Beta-Zeitschritt-Integration zeigt bei den entstehenden Horizontallasten  $F_{H,D}$  und den Umsturzmomenten  $U_D$  eine gute Übereinstimmung mit den in Abbildung 8-1 dargestellten Horizontallasten  $F_{H,nonsliding}$  und der Umsturzmomente  $U_{nonsliding}$ .

Eine Modalanalyse des diskreten Modelles mit den Parametern aus Tabelle 8-1 zeigt die in Tabelle 8-2 dargestellten modalen Eigenschaften des Sauerstofftanks.

Tabelle 8-2: Modale Eigenschaften des Sauerstofftanks

Mode	1	2	3	4
<b>Eigenschwingzeit <math>T</math></b>	4,5 Sek.	0,32 Sek.	0,076 Sek.	0,00025 Sek.
<b>modale Masse <math>m^*</math></b>	$1,32 \cdot 10^6$ kg	$3,50 \cdot 10^6$ kg	$1,04 \cdot 10^6$ kg	$0,10 \cdot 10^6$ kg $\cdot$ m <sup>2</sup>
<b>modale Steifigkeit <math>k^*</math></b>	2,57 MN/m	1.320 MN/m	7.130 MN/m	60.500.000 MNm/rad
<b>effektive modale Masse <math>m_{eff}^*</math></b>	$1,33 \cdot 10^6$ kg	$3,91 \cdot 10^6$ kg	$0,090 \cdot 10^6$ kg	$0,00 \cdot 10^6$ kg $\cdot$ m <sup>2</sup>

### 8.3.1 Linearelastische Bemessung ohne Durchrutschen

Auf Basis der Modalanalyse lassen sich mit Hilfe des Antwortspektrums des El Centro Erdbebens (vgl. Abbildung 2-5) die Amplitudenmaximalwerte der Fundamentlasten ermitteln.

Analog zu den in Kapitel 6.5.1 beschriebenen, für das diskrete Modell anzusetzenden Dämpfungen müssen aufgrund der im FE-Modell angesetzten Dämpfungen für die Modalanalyse die 0,5%, 1,1%, und 2,0% gedämpften Antwortspektren für die Bemessung verwendet werden. In Tabelle 8-3 sind die entsprechenden modalen Beschleunigungen für die entsprechenden Eigenschwingzeiten dargestellt.



Tabelle 8-3: Modale Beschleunigungen des Sauerstofftanks ohne Durchrutschen

Mode	1	2	3	4
Eigenschwingzeit $T$	4,5 Sek.	0,32 Sek.	0,076 Sek.	0,00025 Sek.
Dämpfung des Spektrums $D$	0,5%	1,1%	2%	2%
modale Beschleunigung $S_a$	0,36 m/s <sup>2</sup>	10,96 m/s <sup>2</sup>	4,80 m/s <sup>2</sup>	3,50 m/s <sup>2</sup>

Auf Basis der modalen Beschleunigungen lassen sich über die Eigenvektoren der einzelnen Moden die Fundamentlasten ermitteln. In Tabelle 8-4 sind die modalen Lasten des Sauerstofftanks dargestellt. Die Kraft am Fundament ist hierbei die Summe der Horizontallasten aus impulsiver Masse, konvektiver Masse und der Masse des Fundamentes. Das dargestellte Moment am Fundament berechnet sich analog zur Kraft am Fundament aus der Summe der Horizontallasten aus impulsiver Masse, konvektiver Masse und der Masse des Fundamentes unter Berücksichtigung der zugehörigen Hebelarme und auf Basis des Massenträgheitsmomentes des Tanks.

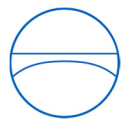
Tabelle 8-4: Modale (Fundament-) Lasten des Sauerstofftanks ohne Durchrutschen

Mode	1	2	3	4
Eigenschwingzeit $T$	4,5 Sek.	0,32 Sek.	0,076 Sek.	0,00025 Sek.
Kraft aus konvektiver Masse	472 kN	-52,9 kN	-0,51 kN	0,060 kN
Kraft aus impulsiver Masse	1,36 kN	35.800 kN	-866 kN	0,11 kN
<b>Kraft am Fundament (incl. Kraft aus Fundament Masse)</b>	<b>473 kN</b>	<b>42.850 kN</b>	<b>434 kN</b>	<b>0,19 kN</b>
<b>Moment am Fundament</b>	<b>5.440 kNm</b>	<b>345.580 kNm</b>	<b>-1.880 kNm</b>	<b>-0,06 kNm</b>

Bei einer Überlagerung der Einzelmoden nach der CQC (Complete Quadratic Combination)-Methode ergibt sich eine maximale Horizontallast  $F_H$  von 42.860 kN und ein maximales Umsturzmoment  $U$  von 345.620 kNm, was mit den Extremwerten der in Abbildung 8-1 dargestellten Fundamentlasten aus der FE-Berechnung des Sauerstofftanks ohne Durchrutschen der Bodendämmung übereinstimmt.

### 8.3.2 Linearelastische Bemessung mit Durchrutschen

Um eine linearelastische Bemessung eines Flüssiggastanks mit Durchrutschen in der Bodendämmung durchführen zu können, wird vorgeschlagen, einen zweigeteilten Nachweis durchzuführen. In einen ersten Schritt werden die Fundamentlasten auf Basis einer Modalanalyse berechnet, und in einem zweiten Schritt die entstehenden plastischen Verformungen in der Bodendämmung abgeschätzt.



### 8.3.2.1 Modalanalytische Berechnung der Fundamentlasten

Um das nichtlineare Durchrutschen in der Bodendämpfung in einer linearelastischen Bemessung abbilden zu können wird analog zu dem in den Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten [68] vorgeschlagenen Vorgehen der 2te (impulsive) Eigenmode des diskreten Modelles mit einer höheren Dämpfung versehen. Dies wird getan, um die durch das Durchrutschen in der Bodendämpfung erhöhte Energiedissipation in dem linearelastischen Modell zu berücksichtigen.

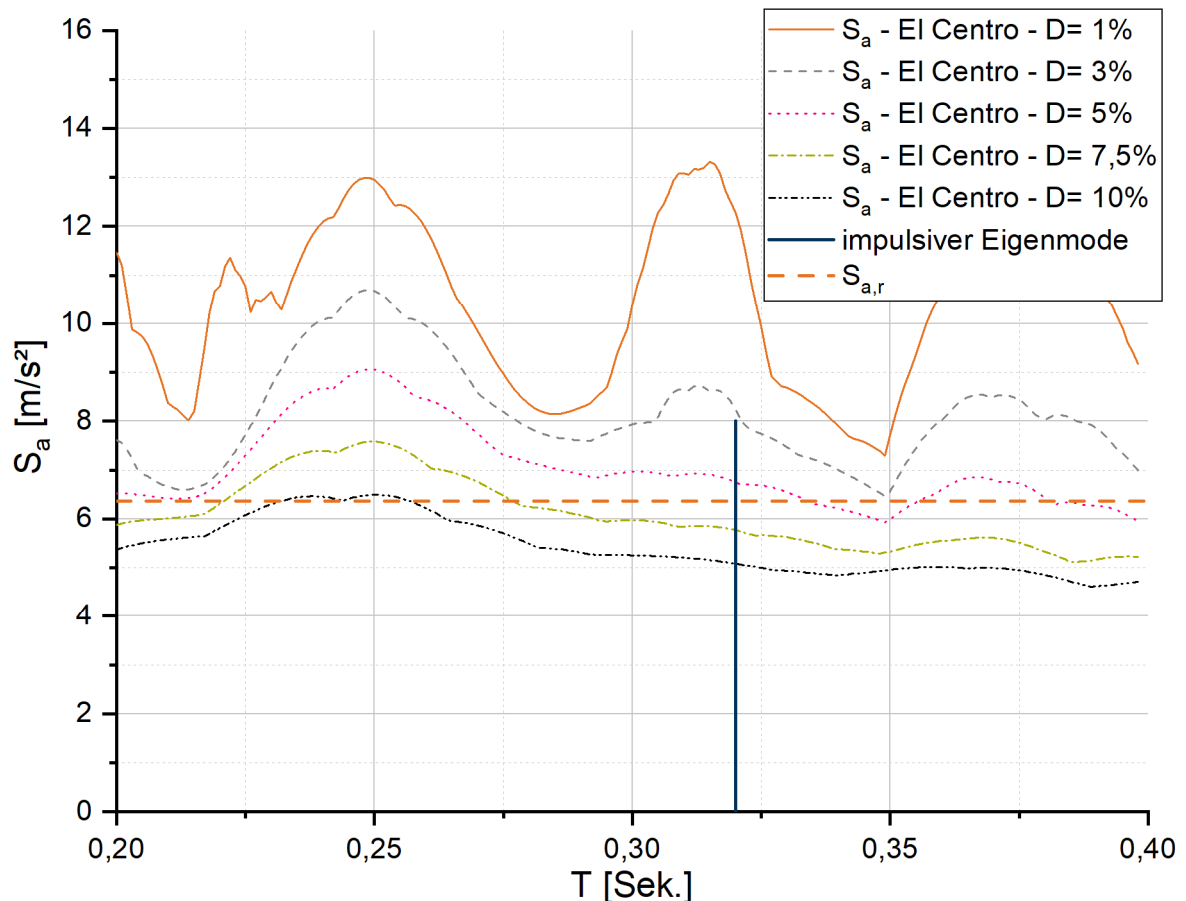


Abbildung 8-3: Dämpfungsermittlung über gedämpfte Antwortspektren

Auf Basis der bekannten Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  von 24,9 MN (vgl. Kapitel 8.2), und der effektiven modalen Masse für den impulsiven Eigenmode  $m_{2,eff}^*$  in Höhe von  $3,91 \cdot 10^6$  kg (vgl. Tabelle 8-2) kann eine Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  bestimmt werden, bis zu welcher kein Durchrutschen zu erwarten ist:

$$S_{a,r} = \frac{F_{H,r}}{m_{2,eff}^*} \quad \text{Gl. 8-1}$$

Um die benötigte Dämpfung zu ermitteln, wird in die in Abbildung 8-3 dargestellte Schar der Antwortspektren unterschiedlicher Dämpfung für das El Centro Erdbeben (vgl. Abbildung 2-5) die Eigenperiode  $T_2$  des impulsiven Eigenmodes und die Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  eingetragen.



Wie in Abbildung 8-3 dargestellt, ergibt sich für das El Centro Erdbeben für den betrachteten Sauerstofftank bei einer Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  von  $6,36 \text{ m/s}^2$  und einer impulsiven Eigenperiode  $T_2$  von 0,32 Sekunden eine benötigte Dämpfung von ca. 6%.

Für die modalanalytische Bemessung des Sauerstofftanks mit Durchrutschen in der Bodendämmung kann nun, wie in den Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten [68] vorgeschlagenen, der impulsive Eigenmode mit dem 6% gedämpften Antwortspektrum beaufschlagt werden, wobei die modale Beschleunigung der Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  entspricht.

Tabelle 8-5: Modale Beschleunigungen des Sauerstofftanks mit Durchrutschen

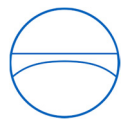
Mode	1	2	3	4
Eigenschwingzeit $T$	4,5 Sek.	0,32 Sek.	0,076 Sek.	0,00025 Sek.
Dämpfung des Spektrums $D$	0,5 %	6 %	2 %	2 %
modale Beschleunigung $S_a$	0,36 $\text{m/s}^2$	6,36 $\text{m/s}^2$	4,8 $\text{m/s}^2$	3,5 $\text{m/s}^2$

Auf Basis der modifizierten modalen Beschleunigungen lassen sich über die Eigenvektoren der einzelnen Eigenmoden die Fundamentlasten des Sauerstofftanks mit Durchrutschen in der Bodendämmung ermitteln. In Tabelle 8-6 sind die entsprechenden modalen Lasten des Sauerstofftanks dargestellt. Die dargestellte Kraft am Fundament ist hierbei die Summe der Horizontallasten aus impulsiver Masse, konvektiver Masse und der Masse des Fundamentes. Das dargestellte Moment am Fundament berechnet sich analog zur Kraft am Fundament aus der Summe der Horizontallasten aus impulsiver Masse, konvektiver Masse und der Masse des Fundamentes, unter Berücksichtigung der zugehörigen Hebelarme, sowie des Massenträgheitsmomentes des Sauerstofftanks.

Tabelle 8-6: Modale (Fundament-) Lasten des Sauerstofftanks mit Durchrutschen

Mode	1	2	3	4
Eigenschwingzeit $T$	4,5 Sek.	0,32 Sek.	0,076 Sek.	0,00025 Sek.
Kraft aus konvektiver Masse	472 kN	-30,7 kN	-0,51 kN	0,060 kN
Kraft aus impulsiver Masse	1,36 kN	20.800 kN	-866 kN	0,11 kN
Kraft am Fundament (incl. Kraft aus Fundament Masse)	473 kN	24.800 kN	434 kN	0,19 kN
Moment am Fundament	5.440 kNm	201.000 kNm	-1.880 kNm	-0,06 kNm





Bei einer Überlagerung der Einzelmoden nach der CQC-Methode ergibt sich für den Tank mit durchdruschender Bodendämmung eine maximale Horizontallast  $F_{H,D}$  von 25.000 kN und ein maximales Umsturmmoment  $U_D$  von 201.000 kNm, was mit den Extremwerten der in Abbildung 8-1 dargestellten Fundamentlasten aus der FE-Berechnung des Sauerstofftanks mit durchdruschender Bodendämmung übereinstimmt.

### 8.3.2.2 Ermittlung der plastischen Verformungen in der Bodendämmung

Wie in Kapitel 7.4 beschrieben, ist die Ermittlung der plastischen Verformungen in der Bodendämmung von einer Vielzahl von Faktoren abhängig, und kann nur über Methoden der direkten Zeitintegration abgeschätzt werden.

Für eine vereinfachte Bemessung wird die in Kapitel 7.2.2.2 beschriebene Berechnung der Verformungen mit Hilfe eines Einmassenschwingers auf einem Reibelement vorgeschlagen. Ein solches Modell kann mit Hilfe eines modifizierten Newmark-Beta-Verfahrens ohne den Einsatz von FE-Software erstellt werden, wie es auch in den Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten von Waas, Hertle und Krol [68] beschrieben wird.

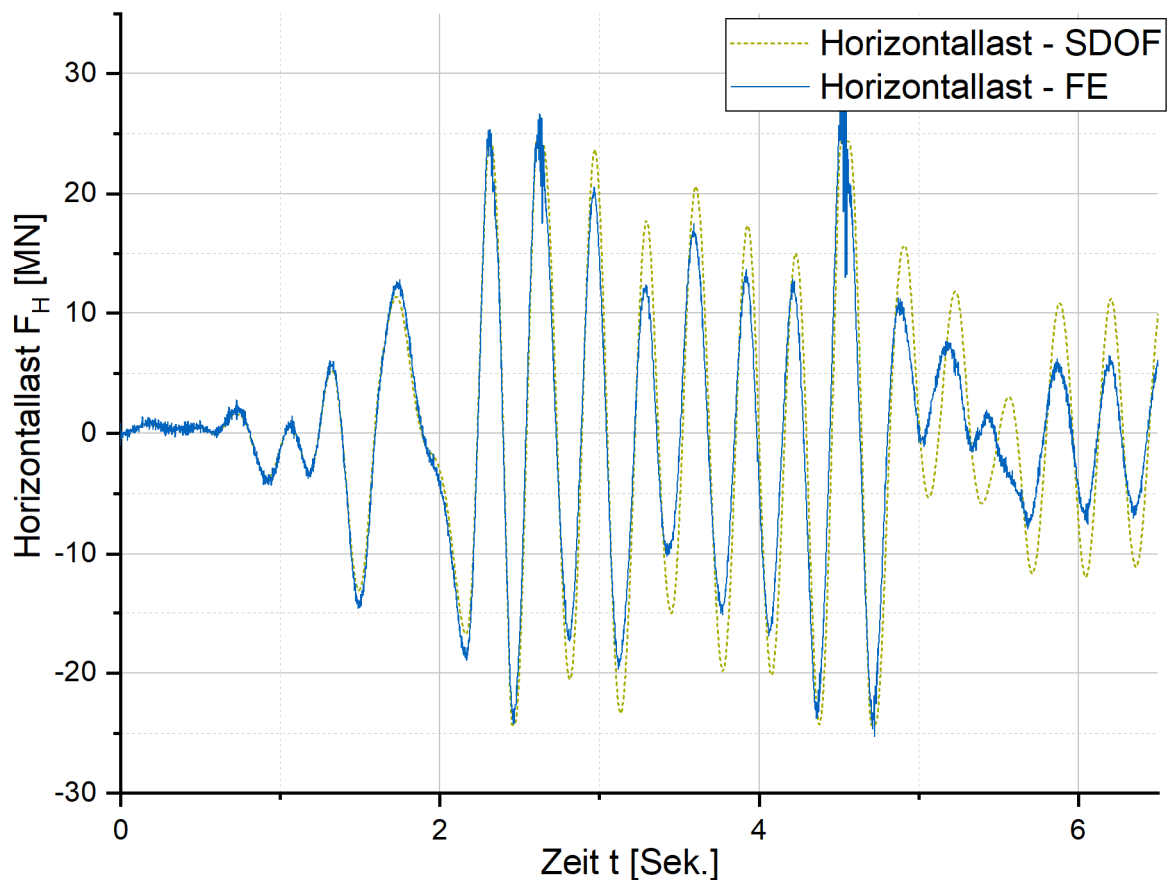


Abbildung 8-4: Horizontallasten – Vergleich FE-Berechnung zu nichtlinearem Einmassenschwinger



Zur Überprüfung, ob die Vereinfachung des dynamischen Systems eines aufgeständerten Flüssiggastanks auf einen Einmassenschwinger zulässig ist, wurden die Verformungen in der Bodendämmung mit Hilfe eines Einmassenschwingers auf einem Reibelement berechnet. Für die Berechnung wurden die modale Masse und die modale Steifigkeit des zweiten Eigenmodes verwendet (vgl. Tabelle 8-2), und ein Lehrsches Dämpfungsmaß  $D$  von 1,1 % angesetzt (vgl. Tabelle 8-3). Die Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  wurde mit 24,9 MN angesetzt. Die Anregungsfunktion ist identisch mit der Anregungsfunktion für das FE-Modell des Sauerstofftanks.

In Abbildung 8-4 werden die in der FE-Berechnung ermittelten Horizontallasten in der Bodendämmung (FE) mit den Horizontallasten verglichen, welche mit dem nichtlinearen Einmassenschwinger (SDOF) ermittelt wurden. Hier zeigt sich, dass der Einmassenschwinger bis zum Einsetzen der ersten plastischen Verformungen bei den Horizontallasten eine gute Übereinstimmung mit dem FE-Modell liefert. Dies ist möglich, da die impulsive Eigenschwingung maßgeblich das dynamische Verhalten des Tanks bestimmt. Nach dem Durchrutschen zeigt der Einmassenschwinger jeweils etwas größere Amplituden als die FE-Berechnung, weil die Bodendämmung im FE-Programm aufgrund zusätzlicher Lasten aus anderen Moden wie der konvektiven Eigenschwingung im ersten Rutschzyklus etwas weiter rutscht (vgl. Tabelle 8-7), und daher im 1sten Rutschzyklus mehr Energie dissipiert. Die nachfolgenden Horizontallasten sind daher nicht mehr direkt vergleichbar.

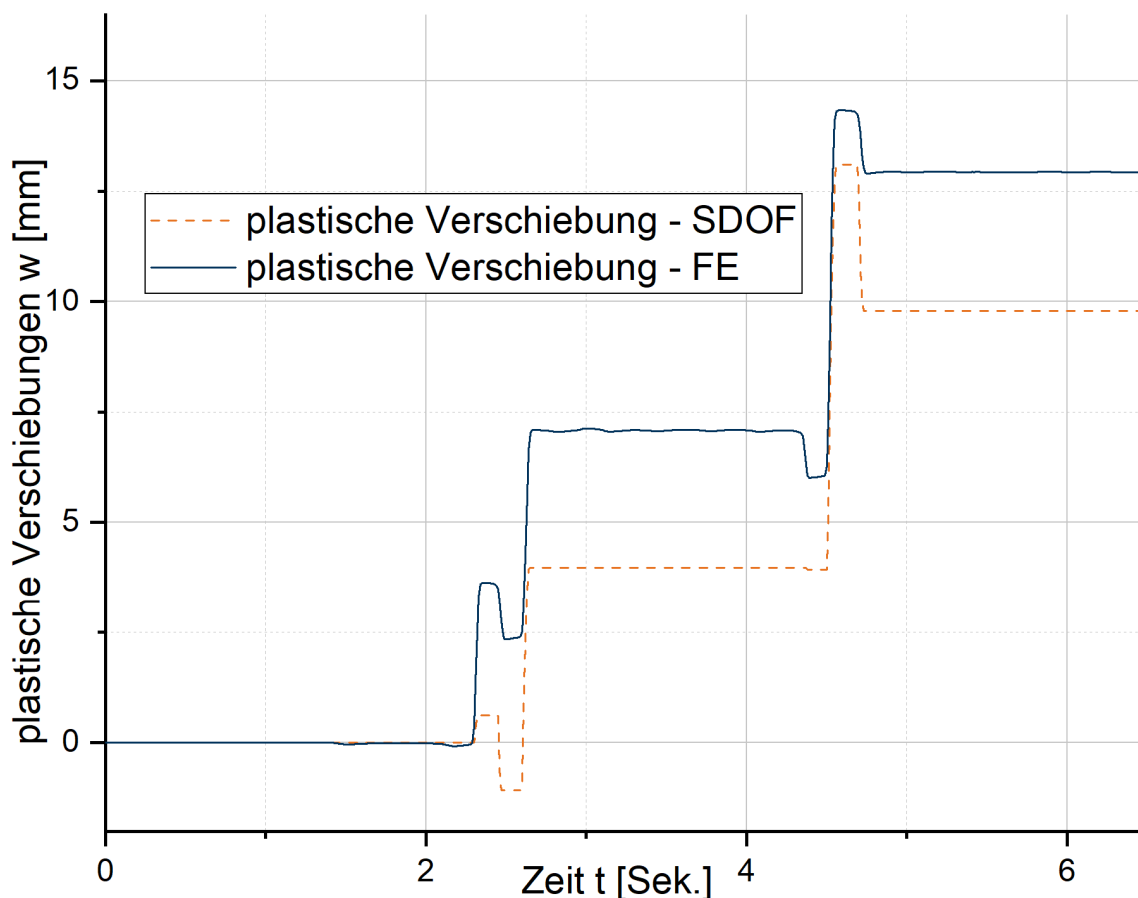
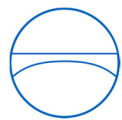


Abbildung 8-5: Rutschwege – Vergleich FE-Berechnung zu nichtlinearem Einmassenschwinger



In Abbildung 8-5 werden die in der FE-Berechnung ermittelten plastischen Verschiebungen in der Bodendämmung (FE) mit den plastischen Verschiebungen verglichen, welche mit dem nichtlinearen Einmassenschwinger (SDOF) ermittelt wurden. Hierbei ist zu sehen, dass die beiden Berechnungen zwar kleine Unterschiede hinsichtlich des Zeitpunktes des Durchrutschens und in den Rutschwegen pro Zyklus zeigen (vgl. Tabelle 8-7), die ermittelten globalen Rutschwege jedoch vergleichbar sind (vgl. Tabelle 8-8). Grund für die kleinen Unterschiede hinsichtlich des Zeitpunktes des Durchrutschens sind zusätzlich Lasten aus anderen Moden wie der konvektiven Eigenschwingung, welche im Einmassenschwinger nicht abgebildet werden.

In Abbildung 8-5 ist sichtbar, dass das Durchrutschen beim Einmassenschwinger (SDOF) wie bei der FE-Berechnung in zwei Rutschzyklen stattfindet. Eine Auswertung der Rutschzyklen analog zu den in Abbildung 7-12 dargestellten Verformungen zeigt die in Tabelle 8-7 dargestellten Verformungen pro Zyklus  $W_{rutsch,zyklus}$  und  $W_{plast,zyklus}$ .

Tabelle 8-7: Vergleich der ermittelten Verschiebungen pro Rutschzyklus

	$W_{rutsch,zyklus1}$	$W_{rutsch,zyklus2}$	$W_{plast,zyklus1}$	$W_{plast,zyklus2}$
FE-Berechnung	9,1 mm	10,8 mm	8,0 mm	9,6 mm
vorgeschlagene Berechnungsmethode	7,6 mm	12,5 mm	5,0 mm	10,6 mm

Bezüglich der relevanten Größen, wie den jeweils zurückgelegten Rutschwegen  $W_{rutsch,Total}$  und den akkumulierten plastischen Verformungen  $W_{plast,Total}$  zeigen die beiden Berechnungsverfahren, wie in Tabelle 8-8 dargestellt, nahezu identische Werte.

Tabelle 8-8: Vergleich der ermittelten akkumulierten Fundamentlasten und plastischen Verschiebungen

	Horizontallast $F_H$	Umwurfmoment $U$	$W_{rutsch,Total}$	$W_{plast,Total}$
FE-Berechnung	25.500 kN	208.000 kNm	21,0 mm	14,4 mm
vorgeschlagene Berechnungsmethode	25.000 kN	201.000 kNm	20,1 mm	14,2 mm

Die Berechnung der Verformungen mit Hilfe eines Einmassenschwingers auf einem Reibelement scheint somit ein geeignetes Verfahren zu sein, um die auftretenden Verformungen in der Bodendämmung abschätzen zu können.

Da während der Planung eines Bauwerks meist nur Antwortspektren zur Verfügung stehen, um das Bemessungserdbeben zu beschreiben, muss für die Abschätzung der plastischen Verschiebungen auf generierte Beschleunigungsverläufe zurückgegriffen werden. Diese können sowohl synthetisch erzeugt werden, oder auf Basis alter, bekannter Beschleunigungs-Zeit-Schriebe erstellt werden. Bei generierten Beschleunigungsverläufen ist bei der Bestimmung der Rutschwege und plastischen Verformungen besonders auf die Dauer der Starkbebenphase zu achten, da diese einen erheblichen Einfluss auf die berechneten Verformungen hat.



Die für eine Abschätzung der akkumulierten plastischen Verformungen in Kapitel 7.4 vorgeschlagenen Faktoren auf Basis der maximalen Rutschverformungen in einem Zyklus  $W_{rutsch,Zyklus,max}$  zeigen hier konservative Ergebnisse. Auf Basis einer mit dem Einmassenschwinger ermittelten maximalen Rutschverformung  $W_{rutsch,Zyklus,max}$  von 12,5 mm ergibt sich eine akkumulierte Rutschverformung  $W_{rutsch,Total}$  von 31,3 mm und eine akkumulierte plastische Verformung  $W_{plast,Total}$  von 25,0 mm.

### 8.3.2.3 Bewertung der plastischen Verformungen in der Bodendämmung

Die für das El Centro Erdbeben ermittelten plastischen Verformungen  $W_{plast,Total}$  sind unproblematisch, da die ca. 14 mm plastische Verformung (vgl. Tabelle 8-8) bei üblicher Bauausführung nicht zu Kollisionen des Tanks mit seiner Verankerung führen würden.

Die ermittelten Rutschwege  $W_{rutsch,Total}$  von ca. 21 mm (vgl. Tabelle 8-8) sind bei korrekter Wahl der Schaumglasfestigkeitsklasse ebenfalls unproblematisch, da dieser Rutschweg etwa einem vollen Testzyklus der durchgeführten Schaumglastests [68] entspricht. Bei einer vorherrschenden Druckspannung im Schaumglas kleiner als 40 % der nominalen Druckfestigkeit sollte ein voller Zyklus sicher erreicht werden, ohne dass es zu einem Versagen der Schaumglasblöcke in der Bodendämmung kommt.

## 8.4 Bewertung der vorgeschlagenen Berechnungsmethode

Die vorgeschlagene Berechnungsmethode zeigt bei dem untersuchten Sauerstofftank sowohl bezüglich der Fundamentlasten, als auch bezüglich der plastischen Verformungen in der Bodendämmung nahezu identische Ergebnisse. In Tabelle 8-8 werden die Ergebnisse aus der FE-Berechnung und der vorgeschlagenen Berechnungsmethode auf Basis diskreter Elemente verglichen.

Die vorgestellte Berechnungsmethode ist daher geeignet die Einflüsse der Boden-Bauwerk-Interaktion auf aufgeständerte Tankbauwerke zur Lagerung von Flüssiggasen abzubilden.

In **Anhang C** ist eine Beispielberechnung auf Basis der vorgestellten Berechnungsmethode dargestellt, anhand derer die Bemessung eines Flüssiggastanks auf Basis eines Antwortspektrums durchgeführt werden kann.

## 8.5 Konstruktive Anmerkungen

Für die statische Auslegung des Tankmantels kann auf die in der Literatur angegebenen Druckfunktionen [5, 26] zurückgegriffen werden. Da die ermittelten impulsiven Massen  $m_{if}$  und  $m_{is}$  das Äquivalent einer Druckverteilung am Tankmantel sind, lässt sich der Tankmantel als eine mit der Druckfunktion belastete Schale statisch nachweisen.



Zur Umsetzung der vorgeschlagenen Berechnungsmethode an einem realen Tankbauwerk muss darauf geachtet werden, dass der Flüssiggastank konstruktiv dazu in der Lage ist die während des Durchrutschens in der Bodendämmung auftretenden Verformungen aufzunehmen. Neben den in Kapitel 7.5 und Kapitel 8.3.2.3 beschriebenen nötigen Begrenzungen der Verformung in der Bodendämmung zur Verhinderung des Versagens der Bodendämmung müssen insbesondere bezüglich der Anker Elemente noch einige konstruktive Punkte beachtet werden.

Aufgrund der vergleichsweise großen thermischen Verformungen des Innentankmantels bei der Inbetriebnahme des Flüssiggastanks wird bei der Verankerung der Flüssiggastanks meist auf aus Blechstreifen gefertigte Ankerzugbänder zurückgegriffen. In Abbildung 8-6 ist schematisch das Schrumpfen des Innentanks und die damit verbundene Veränderung der Lage der Innentankanker dargestellt.

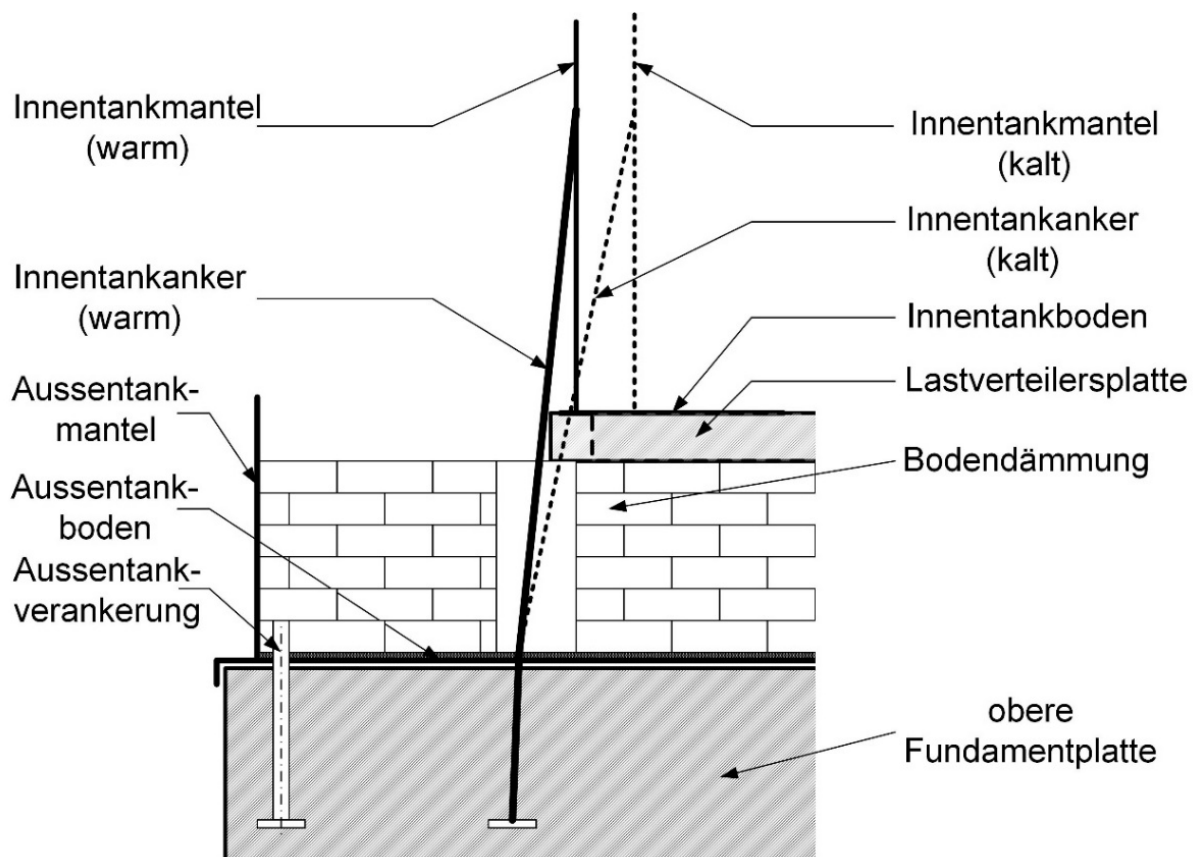


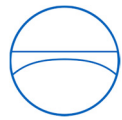
Abbildung 8-6: Geometrische Veränderungen am Innentankanker bei der Inbetriebnahme

Bei der Auslegung der geometrischen Abmessungen der Innentankanker sind zusätzlich zu den Verformungen des Innentanks (das Zusammenziehen des Innentanks während des Kaltfahrens des Tanks und dem Ausbauchen des Tanks unter hydrostatischem Druck) die abgeschätzten plastischen Verformungen in der Bodendämmung  $w_{plast, Total}$  zu berücksichtigen.



Die Geometrie der Innentankanker sollte so gewählt werden, dass es bei der schlimmstmöglichen Kombination der Mantelverformungen aus thermischer Schrumpfung und hydrostatischem Druck und der maximalen erwarteten plastischen Verformung in der Bodendämmung nicht zu einer Kollision des Innentankankers mit dem Bodenrandblech des Innentanks oder der (ebenfalls schrumpfenden) Lastverteilerplatte kommt. Andererseits sollte der Winkel zwischen Innentankwand und Innentankanker einen Grenzwert von ca.  $5^\circ$  nicht überschreiten [29, 32], um die durch den Anker in den Tankmantel eingeleiteten Horizontallasten in einem akzeptablen Maß zu halten. Die Anbindung des Innentankankers an den Tankmantel und der Tankmantel selbst an der Stelle der Anbindung sollten rechnerisch nachgewiesen werden.

Zusätzlich ist darauf zu achten, dass die Verformungen in der Bodendämmung oder dem Innentankmantel nicht zu einem Abriss der Rohrleitungen führt, welche den Innentank mit dem Aussentank verbinden.



## 9 Resümee und Ausblick

### 9.1 Resümee

Aufbauend auf den in der Literatur beschriebenen diskreten Modellen zur Abbildung des dynamischen Verhaltens von ebenerdigen Flachbodentanks unter horizontaler Erdbebenanregung wurde im Rahmen dieser Arbeit mit Hilfe von FE-Modellen eine auf Ingenieurmethoden basierende Berechnungsmethode zur Abbildung des dynamischen Verhaltens von Flüssiggastanks unter horizontaler Erdbebeneinwirkung vorgestellt.

Im Verlauf der hydrodynamischen Untersuchungen zeigte sich, dass bei Flüssiggastanks im Gegensatz ebenerdigen Warmtanks eine impulsiv starre Flüssigkeitsmasse berücksichtigt werden muss, um das dynamische Verhalten von Flüssiggastanks mit hinreichender Genauigkeit abbilden zu können. Der Einfluss der impulsiv starren Masse wird hierbei stärker, je größer das Verhältnis der Steifigkeit der Aufständigung des Flüssiggastanks zur Steifigkeit der impulsiv flexiblen Feder wird. Das vorgeschlagene Ersatzmodell für den Flüssiggastank wird mathematisch beschrieben, und die ermittelten impulsiven Fluidparameter werden für den technisch sinnvollen Bereich für Tanks zwischen  $400 \text{ m}^3$  und  $40.000 \text{ m}^3$  angegeben. Das um eine impulsiv starre Masse erweiterte Ersatzmodell zeigt innerhalb der Anwendungsgrenzen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den FE-Berechnungen. Es sei hierbei darauf hingewiesen, dass das vorgeschlagene Ersatzmodell nicht geeignet ist, um das hydrodynamische Verhalten von Flachbodentanks auf Basisisolierung abzubilden, da die niedrigen horizontalen Steifigkeiten der Basisisolierung meist dazu führen, dass die Anwendbarkeitsgrenzen für das dynamische Modell überschritten werden.

Zusätzlich wurden im Rahmen dieser Arbeit weitere Untersuchungen zu dem in der Literatur kaum beschriebenen Durchrutschen in der Bodendämmung unter horizontaler Erdbebeneinwirkung durchgeführt. Abhängig vom Aufbau der Bodendämmung und der Geometrie des Flüssiggastanks tritt ein Durchrutschen in der Bodendämmung ab einer Spektralbeschleunigung von etwa  $6,0 \text{ m/s}^2$  bis ca.  $8,0 \text{ m/s}^2$  auf. Im Rahmen der Arbeit wird eine Methode zur Abschätzung der plastischen Verformungen in der Bodendämmung vorgeschlagen.

In **Anhang C** ist eine Beispielberechnung für einen aufgeständerten Flüssiggastank beigefügt, welche das vorgeschlagene Berechnungsverfahren erläutert. Hierbei wird die Erstellung des dynamischen Modelles beispielhaft dargestellt, die modalen Eigenschaften des Flüssiggastanks werden bestimmt, und die modalen Lasten auf den Flüssiggastank werden, unter Berücksichtigung des Durchrutschens in der Bodendämmung, ermittelt.



## 9.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit sind nur Flüssiggastanks mit verankertem Innentank untersucht worden, da ein Großteil der in Erdbebengebieten erbauten Flüssiggastanks aufgrund von Prozessanforderungen oder Anforderungen aus dem Auslegungsregelwerk mit verankertem Innentank ausgeführt werden müssen. Trotzdem gibt es auch in Erdbebengebieten erbaute Flüssiggastanks mit unverankertem Innentank, für welche das hydrodynamische Verhalten noch nicht untersucht wurde. Diese Thematik könnte in nachfolgenden Arbeiten aufgegriffen werden.

Zusätzlich wurde das genaue dynamische Verhalten einiger konstruktiver Details von Flüssiggastanks für den Lastfall Erdbeben noch nicht näher untersucht. Das Verhalten der Schüttgutdämmung zwischen Innentank und Aussentank während eines Erdbebens, und die damit verbundenen zusätzlich Einwirkungen auf den Tankmantel sind bisher nicht untersucht worden. Auch gibt es keine detaillierten Untersuchungen zur Lastsituation in der Tankverankerung während eines Erdbebens, wobei sich beispielsweise aus der Untersuchung des Einflusses fehlender Ankervorspannung auf die Einwirkungen in der Tankverankerung interessante Fragestellungen ergeben könnten. Zudem sind auch bezüglich des dynamischen Verhaltens von Schaumglasprodukten noch Fragen offen, wie beispielsweise die angesprochene Entwicklung allgemein gültiger Aussagen zur Ermittlung plastischer Verschiebungen in der Bodendämmung, oder weitergehende Untersuchungen zur Stabilität von Schaumglasprodukten unter mehrachsigen Spannungszustand.

Während der hydrodynamischen Untersuchungen zum Verhalten von flexibel gelagerten Flachbodentanks auf sehr weicher Bodenfeder zeigten sich dynamische Effekte bei den beobachteten Druckschwingungen am Tankmantel, welche sich durch die vorgestellte Berechnungsmethode nicht abbilden lassen. Während dieser in Kapitel 6.6.4.2 beschriebene dynamische Effekt für die im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Federsteifigkeiten der Aufständigung nicht maßgeblich ist, kann eine weitere Untersuchung des dynamischen Effektes für Flachbodentanks auf weicherer Aufständigung, wie es zum Beispiel für Tanks auf Basisisolierung der Fall ist, von Interesse sein.

Auch kann der für das diskrete Ersatzmodell des Flüssiggastanks gewählte Ansatz mit den zwei impulsiven Massen  $m_{if}$  und  $m_{is}$  in einer nachfolgenden Arbeit verfeinert werden. Hierbei könnte eine nähere Untersuchung der hydrodynamischen Vorgänge in einem Flüssiggastank unter Berücksichtigung der tatsächlich auftretenden Mantelverformungen durchgeführt werden, mit dem Ziel die beiden impulsiven Massen zu vereinigen.





## 10 Literaturverzeichnis

- [1] Paul D. Lowman Jr., *GLOBAL TECTONIC AND VOLCANIC ACTIVITY OF THE LAST ONE MILLION YEARS*. [Online] Verfügbar unter: <https://bowie.gsfc.nasa.gov/research/lowman/lowman.html> [Accessed 20.04.2017].
- [2] J. A. Studer, J. Laue und M. G. Koller, *Bodendynamik: Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze. Mit 29 Tabellen*, 3. Aufl. Berlin u.a.: Springer, 2007.
- [3] E. L. Krinitzsky, J. P. Gould und P. H. Edinger, *Fundamentals of earthquake-resistant construction*. New York: Wiley, 1993.
- [4] J. P. Wolf, *Dynamic soil-structure interaction*. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, 1985.
- [5] K. Meskouris, *Bauwerke und Erdbeben: Grundlagen - Anwendung - Beispiele*, 3. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH Wiesbaden, 2011.
- [6] G. Grünthal, Hg., *European macroseismic scale 1998 EMS-98*. Luxembourg, 1998.
- [7] R. M. W. Musson, *New Manual of Seismological Observatory Practice (NMSOP): Intensity and Intensity Scales*. [Online] Verfügbar unter: [http://doi.org/10.2312/GFZ.NMSOP\\_r1\\_ch12](http://doi.org/10.2312/GFZ.NMSOP_r1_ch12) [Accessed 20.05.2019].
- [8] UPSeis, *Modified Mercalli Intensity Scale: Mercalli Intensity and equivalent Richter Magnitude*. [Online] Verfügbar unter: <http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/Mercalli.html> [Accessed 21.09. 2020].
- [9] UWI Seismic, *Modified Mercalli Scale: Intensity, Effects and corresponding PGA*. [Online] Verfügbar unter: [http://uwiseismic.com/Downloads/Eq\\_mercalli\\_scale.pdf](http://uwiseismic.com/Downloads/Eq_mercalli_scale.pdf) [Accessed 21.09. 2020].
- [10] Britta Holtschoppen, „Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen“. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, RWTH Aachen, Aachen, 2009.
- [11] R. W. Clough, J. Penzien und A. K. Chopra, *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, 8. Aufl. New York u.a.: McGraw-Hill; Computers and Structures, 2010.
- [12] C. Petersen, *Dynamik der Baukonstruktionen*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2000.
- [13] T. Schmitt, *Zusammenhänge zwischen makroseismischen Intensitäten und Antwortspektren, Erdbebendauer und Bauwerksvulnerabilität*, 1. Aufl. Aachen: Mainz, 2012.



- [14] ASCE American Society of Civil Engineers, *ASCE 7-16 - Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston: American Society of Civil Engineers, 2017.
- [15] *DIN EN 1998-1 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*, DIN EN 1998-1, 2010.
- [16] H. Werkle, *Finite Elemente in der Baustatik: Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke ; 43 Tabellen*, 3. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2008.
- [17] H. Norda, *Beitrag zum statischen nichtlinearen Erdbebennachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Berücksichtigung einer und höherer Modalformen*. Aachen, Techn. Hochsch., Diss., 2012. Aachen: Hochschulbibliothek der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2013.
- [18] *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - Volume 1*, ATC-40, 1996.
- [19] H. Sigloch, *Technische Fluidmechanik*, 10. Aufl. Berlin: Springer-Verlag, 2017.
- [20] J. Habenberger, „Beitrag zur Berechnung von nachbiebig gelagerten Behältertragwerken unter seismischer Einwirkung“. Dissertation, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus Universität Weimar, Weimar, 2001.
- [21] D. Fischer, „Dynamic fluid effects in liquid-filled flexible cylindrical tanks“, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 7, S. 587–601, 1979.
- [22] J. Rosin, *Seismische Auslegung von Tankbauwerken*. Aachen: RWTH Aachen University, 2016.
- [23] K. Meskouris, B. Holtschoppen, C. Butenweg, J. Rosin, „SEISMIC ANALYSIS OF LIQUID STORAGE TANKS“ in *2nd INQUA-IGCP-567 International Workshop on Active Tectonics, Earthquake Geology, Archaeology and Engineering, Corinth, Greece (2011)*.
- [24] E. A. H. Saal, Hg., *Seismische Auslegung von verankerten, zylindrischen, oberirdischen Flachbodentankbauwerken aus Stahl*. Ernst & Sohn, 1995.
- [25] F. D. Fischer, F. G. Rammerstorfer, „A refined analysis of sloshing effects in seismically excited tanks“, *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, Nr. 76, S. 693–709, 1999.
- [26] *EN 1998-4 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen*, EN 1998-4, 2007.
- [27] F. Nahler, F. D. Fischer, F. D. Rammerstorfer, Hg., *Erdbebensichere Bemessung zylindrischer Behälter*, 131. Aufl. ÖIAZ Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift, 1986.



- [28] W. Flügge, *Statik und Dynamik der Schalen*. Berlin, Heidelberg, s.l.: Springer Berlin Heidelberg, 1957.
- [29] *API 650 - Welded Tanks for Oil Storage*, API 650, 2018.
- [30] G. W. Housner, „The dynamic behavior of water tanks“, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Nr. 53, S. 381–387, 1963.
- [31] G. W. Housner, „Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers“, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Jg. 1955, S. 15–35.
- [32] *API 620 - Design and Construction of Large, Welded, Low-pressure Storage Tanks*, API 620, 2018.
- [33] *API 625 - Tank Systems for Refrigerated Liquid Gas Storage*, API 625, 2018.
- [34] H. Gehrig, „Vereinfachte Berechnung flüssigkeitsgefüllter verankerter Kreiszyinderschalen unter Erdbebenbelastung“, *Stahlbau*, Jg. 73, Nr. 1, S. 37–45, 2004.
- [35] M. A. Haroun, „Vibration studies and tests of liquid storage tanks“, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Jg. 1983, Vol. 11, S. 179–206.
- [36] M. J. N. Priestley, J. H. Wood, B. J. Davidson, „Seismic Design of storage tanks“, *Bulletin of the New Zealand National Society for earthquake Engineering*, Vol. 19, Nr. 4, S. 272–284, 1986.
- [37] P. K. Malhotra, T. Wenk, M. Wieland, „Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks“, *SEI - Structural Engineering International*, Nr. 3, S. 197–201, 2000.
- [38] A. S. Veletsos und Y. Tang, „Soil structure interaction effects for laterally excited liquid storage tanks“, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Jg. 19, Nr. 19, S. 473–496, 1990.
- [39] K. Mykoniou, *Dynamic analysis of multiple liquid- storage tanks*. Zugl.: Aachen, Techn. Hochsch., Diss., 2014. Aachen: Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen Fakultät für Bauingenieurwesen Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, 2015.
- [40] J. P. Wolf, *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Englewood Cliffs, N.J.: PTR Prentice Hall, 1994.
- [41] S. Savidis, „Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 "Baugrunddynamik" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT)“, *Bautechnik*, Jg. 75, Nr. 10, S. 792–805, 1998.
- [42] DGET, „Empfehlungen des Arbeitskreises 9 "Baugrunddynamik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Juli 1992“, *Bautechnik*, Jg. 69, Nr. 9, S. 518–534, 1992.



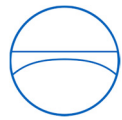
- [43] *Grundbau-Taschenbuch*, 7. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2010.
- [44] R. Taherzadeh, D. Clouteau, R. Cottureau, „Simple formulas for the dynamic stiffness of pile groups“, *Earthquake engineering and structural dynamics*, 2002.
- [45] A. S. Veletsos, Y. Tang, H. T. Tang, „Dynamic Response of flexibly supported liquid-storage tanks“, *Journal of structural engineering*, Vol. 118, Nr. 1, S. 264–283, 1992.
- [46] P. Sagedh-Azar und J. Rötzer, „Boden-Bauwerk-Interaktion bei Flüssiggastanks unter Berücksichtigung der frequenzabhängigen Steifigkeiten und Dämpfungen“, *Tagungsband D-A-CH Tagung 2011*, S. 93–112, 2011.
- [47] R. G. Scurlock, *Stratification, Rollover and Handling of LNG, LPG and Other Cryogenic Liquid Mixtures*, 1. Aufl. Cham, s.l.: Springer International Publishing, 2016.
- [48] *DIN EN 14620-1 - Design and manufacturing of site built, vertical, cylindrical, flat bottomed steel tanks for the storage of refrigerated, liquified gases with operating temperatures between 0°C and -165°C - Part 1: General*, DIN EN 14620-1, 2006.
- [49] Engineering ToolBox, *Ethylene - Dynamic and Kinematic Viscosity*. [online]. [Online] Verfügbar unter: [https://www.engineeringtoolbox.com/ethylene-ethene-acetene-C2H4-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d\\_2107.html](https://www.engineeringtoolbox.com/ethylene-ethene-acetene-C2H4-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d_2107.html) [Accessed 09 03. 2019].
- [50] Engineering ToolBox, *Methane - Dynamic and Kinematic Viscosity*. [online]. [Online] Verfügbar unter: [https://www.engineeringtoolbox.com/methane-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d\\_2068.html](https://www.engineeringtoolbox.com/methane-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d_2068.html) [Accessed 09 03. 2019].
- [51] Engineering ToolBox, *Nitrogen - Dynamic and Kinematic Viscosity*. [online]. [Online] Verfügbar unter: [https://www.engineeringtoolbox.com/nitrogen-N2-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d\\_2067.html](https://www.engineeringtoolbox.com/nitrogen-N2-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d_2067.html) [Accessed 09 03.2019].
- [52] Engineering ToolBox, *Propane - Dynamic and Kinematic Viscosity*. [online]. [Online] Verfügbar unter: [https://www.engineeringtoolbox.com/Propane-C3H8-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d\\_2064.html](https://www.engineeringtoolbox.com/Propane-C3H8-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d_2064.html) [Accessed 09 03. 2019].
- [53] Engineering ToolBox, *Ethane - Dynamic and Kinematic Viscosity*. [online]. [Online] Verfügbar unter: [https://www.engineeringtoolbox.com/ethane-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d\\_2069.html](https://www.engineeringtoolbox.com/ethane-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d_2069.html) [Accessed 09 03.2019].
- [54] Engineering ToolBox, *Ammonia - Dynamic and Kinematic Viscosity*. [online]. [Online] Verfügbar unter: [https://www.engineeringtoolbox.com/ammonia-dynamic-kinematic-viscosity-gas-liquid-pressure-temperature-d\\_2015.html](https://www.engineeringtoolbox.com/ammonia-dynamic-kinematic-viscosity-gas-liquid-pressure-temperature-d_2015.html) [Accessed 09 03. 2019].



- [55] Engineering ToolBox, *Oxygen - Dynamic and Kinematic Viscosity*. [online]. [Online] Verfügbar unter: [https://www.engineeringtoolbox.com/oxygen-O2-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d\\_2081.html](https://www.engineeringtoolbox.com/oxygen-O2-dynamic-kinematic-viscosity-temperature-pressure-d_2081.html) [Accessed 09 03.2019].
- [56] B. Wang, K. Matsumaru, J. Yang, Z. Fu, K. Ishizaki, „Mechanical behavior of cellular borosilicate glass with pressurized Ar-filled closed pores“, *Acta Materialia*, Nr. 60, S. 4185–4193, 2012.
- [57] Pittsburgh Corning Europe, *Foamglas industrial insulation handbook*. Waterloo, Belgium: Pittsburgh Corning Europe, 1992.
- [58] *DIN EN 14305 - Wärmedämmstoffe für die technische Gebäudeausrüstung und für betriebstechnische Anlagen in der Industrie - Werkmäßig hergestellte Produkte aus Schaumglas (CG) – Spezifikation*, DIN EN 14305, 2016.
- [59] *ASTM C552 - Standard Specification for Cellular Glass Thermal Insulation*, ASTM C552-17e1, 2017.
- [60] *DIN EN 14620-4 - Design and manufacturing of site built, vertical, cylindrical, flat bottomed steel tanks for the storage of refrigerated, liquified gases with operating temperatures between 0°C and -165°C - Part 4: Insulation Components*, DIN EN 14620-4, 2006.
- [61] *AGI Arbeitsblatt Q 137. Dämmstoffe für betriebstechnische Anlagen - Schaumglas*, AGI Q 137, 2015.
- [62] Pittsburgh Corning Europe, „FOAMGLAS INDUSTRY Catalog 08/2002“, Aug. 2002.
- [63] *DIN EN 826 - Wärmedämmstoffe für das Bauwesen - Bestimmung des Verhaltens bei Druckbeanspruchung*, DIN EN 826, 2013.
- [64] *ASTM C240 - Standard Test Methods for Testing Cellular Glass Insulation Block*, ASTM C240 - 18, 2018.
- [65] *DIN EN 12090 - Wärmedämmstoffe für das Bauwesen - Bestimmung des Verhaltens bei Scherbeanspruchung*, DIN EN 12090:2013-06, 2013.
- [66] *DIN EN 12089 - Wärmedämmstoffe für das Bauwesen - Bestimmung des Verhaltens bei Biegebeanspruchung*, DIN EN 12089:2013-06, 2013.
- [67] R. Hertle, *Expertise Statement - Load bearing characteristics and mechanical properties of cellular glass insulation used for cryogenic liquid storage tanks (unpublished)*. Gräfelfing, 2011.
- [68] T. Waas, R. Hertle, M. Krol, „Static and dynamic behaviour of cellular glass products used for the bottom insulation of flat bottom tanks“, *Civil Engineering Design*, Nr. 1, S. 106–119, 2019.



- [69] H. Kramer, *Angewandte Baudynamik*. Hoboken: Wiley-VCH, 2008.
- [70] F. P. Müller, E. Keintzel und H. Charlier, Hg., *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau*. Berlin: Beuth, 1983.
- [71] F. P. Müller, E. Keintzel, H. Charlier und J. Eibl, Hg., *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau*. Berlin: Beuth, 1988.
- [72] American Society of Mechanical Engineers, Hg., *ASME VIII - ASME boiler & pressure vessel code: An international code*, 2017. Aufl. New York, N.Y.: American Society of Mechanical Engineers, 2017.
- [73] *A240/A240M—18 - Standard Specification for Chromium and Chromium-Nickel Stainless Steel Plate, Sheet, and Strip for Pressure Vessels and for General Applications*<sup>1</sup>, A240/A240M, 2018.
- [74] *A553/A553M—17 - Standard Specification for Pressure Vessel Plates, Alloy Steel, Quenched and Tempered 7, 8, and 9 % Nickel*, A553/A553M, 2017.
- [75] E. Grasser, Hg., *Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken: Nach DIN 1045, Ausg. Juli 1988*, 3. Aufl. Berlin: Beuth, 1991.
- [76] Marion Brüggemann, „Zur nichtlinearen Zeitbereichssimulation flüssigkeitsgefüllter Tankbauwerke unter Erdbebenanregung“. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bergische Universität, Wuppertal, 2002.
- [77] H. Oertel, L. Prandtl und M. Böhle, *Prandtl - Führer durch die Strömungslehre: Grundlagen und Phänomene*, 13. Aufl., 2012.
- [78] J. Donea, A. Huerta, J. P. Ponthot, A. Rodriguez-Ferran, *Encyclopedia of computational mechanics: Arbitrary Lagrangian-Eulerian methods (Chapter 14)*. Chichester: Wiley, 2004.
- [79] Z. Ozdemir, M. Souli, Y.M. Fahjan, „Application of nonlinear fluid-structure interaction methods to seismic analysis of anchored and unanchored tanks“, *Engineering Structures*, Jg. 32, S. 409–423, [www.elsevier.com/locate/engstruct](http://www.elsevier.com/locate/engstruct), 2010.
- [80] LS-DYNA. Livermore Software Technology Corporation (LSTC), 2016.
- [81] LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION, *ICFD THEORY MANUAL: Incompressible fluid solver in LS-DYNA*. Livermore, California, 2014.
- [82] LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION, *LS-DYNA - KEYWORD USER'S MANUAL - VOLUME I*. LS-DYNA R9.0. Livermore, California, 2016.



- [83] LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION, *LS-DYNA - KEYWORD USER'S MANUAL - VOLUME II: Material Models*. LS-DYNA R9.0. Livermore, California, 2016.
- [84] LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION, *LS-DYNA - KEYWORD USER'S MANUAL - VOLUME III: Multi-Physics Solvers*. LS-DYNA R9.0. Livermore, California, 2016.
- [85] LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION, *LS-DYNA Aerospace Working Group - Modeling Guidelines Document: Version 13-1 dated August 30, 2013*. Livermore, California, 2013.
- [86] J. A. Zukas, *Introduction to hydrocodes*. Amsterdam: Elsevier, 2004.
- [87] LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION, *LS-DYNA Theory Manual: 03/12/15 (r:6267) LS-DYNA Dev*. Livermore, California, 2015.
- [88] Z. Ozdemir, M. Souli, Y. Fahjan, „ALE Formulation for the Evaluation of Seismic Behaviour of Anchored and Unanchored Tanks“, 2009.
- [89] Vikram N. Sohoni, *A new Smooth Step Function for ADAMS*. Mechanical Dynamics Inc., 1995.
- [90] J. Rosin *et al.*, „Seismic isolation of cylindrical liquid storage tanks: Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014“, 2014.
- [91] P. K. Malhotra, „New method for seismic isolation of liquid storage tanks“, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Nr. 26, S. 839–847, 1997.
- [92] P. K. Malhotra, „Method for base isolation of liquid-storage tanks“, *Journal of structural engineering*, Jan. 1997, S. 113–116.
- [93] T. B. J. Böhler, „Different numerical models for the hysteretic behaviour of HDRB's on the dynamic response of base-isolated structures with lumped-mass models under seismic loading“ in *Constitutive models for rubber: Proceedings of the First European Conference on Constitutive Models for Rubber, Vienna, Austria, 9 - 10 September 1999*, A. Dorfmann, Hg., Rotterdam: Balkema, 1999, S. 267–273.
- [94] I. P. Christovasilis und A. S. Whittaker, „Seismic Analysis of Conventional and Isolated LNG Tanks Using Mechanical Analogs“, *Earthquake Spectra*, Jg. 24, Nr. 3, S. 599–616, 2008.



## 11 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Warmtank und Flüssiggastank .....	1
Abbildung 2-1: Plattentektonische Karte der Welt [1].....	4
Abbildung 2-2: Verhalten eines gedämpften Einmassenschwingers .....	10
Abbildung 2-3: Entstehung eines Antwortspektrums.....	11
Abbildung 2-4: Standard-Antwortspektren.....	13
Abbildung 2-5: Nord- Süd- Komponente des El Centro Erdbebens von 1940 .....	14
Abbildung 2-6: Synthetisch erzeugter Beschleunigungsverlauf .....	15
Abbildung 2-7: Antwortspektrum mit zugehörigem Zielspektrum .....	16
Abbildung 2-8: Beispiel eines Feder-Masse-Modelles für eine Modalanalyse.....	18
Abbildung 2-9: Massen- und Steifigkeitsmatrix eines Bauwerks.....	18
Abbildung 2-10: Eigenmoden eines Bauwerks.....	20
Abbildung 3-1: Flachbodentank zur Lagerung von Flüssigkeiten (Warmtank).....	25
Abbildung 3-2: Koordinaten am zylindrischen, verankerten Tank .....	27
Abbildung 3-3: Schwingungsform und Druckverlauf – konvektive Schwappschwingung .....	29
Abbildung 3-4: Normierter Faktor $f_k$ für konvektiven Druckverlauf am Tankmantel über der Höhe [5] .....	30
Abbildung 3-5: Anregung und Druckverlauf – Impulsiv starr .....	31
Abbildung 3-6: Normierter Faktor $f_{is,h}$ für impulsiv starren Druckverlauf am Tankmantel über $\zeta$ [5].....	32
Abbildung 3-7: Schwingungsform und Druckverlauf – Impulsiv flexibel.....	33
Abbildung 3-8: Biegelinien von Flachbodentanks unter impulsiv starren Druck .....	33
Abbildung 3-9: Varianz der vorhergesagten impulsiven Eigenschwingzeit.....	35



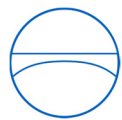


Abbildung 3-10: Normierter Faktor $f_{ir,h}$ für impulsiv flexiblen Druckverlauf am Tankmantel über der Höhe [5].....	36
Abbildung 3-11: Ersatzmodell impulsiv starrer Druck.....	37
Abbildung 3-12: Ersatzmodell konvektiver Druck.....	38
Abbildung 3-13: Verhältnis der diskreten konvektiven Masse zur Gesamtmasse der Flüssigkeit über dem Schlankheitsverhältnis des Tanks – Vergleich unterschiedlicher Publikationen .....	39
Abbildung 3-14: Dimensionslose Faktoren $f_{Tk}$ zur Ermittlung der konvektiven Eigenschwingzeit – Vergleich unterschiedlicher Publikationen.....	40
Abbildung 3-15: Housner-Modell für ebenerdigen Flachbodentank.....	40
Abbildung 3-16: Ersatzmodell impulsiv flexibler Druck .....	41
Abbildung 3-17: Dynamisches Modell – impulsiv starr und impulsiv flexibel .....	42
Abbildung 3-18: Dynamisches Modell –impulsiv flexibel .....	42
Abbildung 3-19: Modell des ebenerdigen Tanks mit Boden-Bauwerk-Interaktion (Warmtank-Modell).....	47
Abbildung 4-1: Foto eines Flüssiggastanks .....	49
Abbildung 4-2: Schematische Darstellung – Flüssiggastank .....	51
Abbildung 4-3: Beispiel Microstruktur von Schaumglas [56].....	54
Abbildung 4-4: Beispiel Makrostruktur von Schaumglas.....	55
Abbildung 4-5: Bodendämmung eines Kalttanks .....	58
Abbildung 4-6: Einfluss der Zwischenschicht auf die Druckfestigkeit bei Umgebungstemperatur [57].....	60
Abbildung 4-7: Schaumglasblock mit vertikalen Rissen aufgrund von Biegebelastung .....	60
Abbildung 4-8: Bodendämmschicht als elastischer Ring .....	63
Abbildung 4-9: Dynamisches Ersatzsystem der Bodendämmung.....	63
Abbildung 4-10: Massenaufteilung Flüssiggastank-Fundament .....	65



Abbildung 4-11: Diskretes Modell der Aufständering .....	67
Abbildung 4-12: Dynamisches Ersatzmodell – Flüssiggastank (Flüssiggastank-Modell) .....	68
Abbildung 4-13: Größenordnung der zu betrachtenden s/R-Verhältnisse .....	73
Abbildung 4-14: Stützenfläche der Aufständering .....	74
Abbildung 4-15: Impulsive Mantelsteifigkeit – Beispiel nichtrostender Stahl .....	77
Abbildung 4-16: Reduktion der Steifigkeiten .....	78
Abbildung 4-17: Steifigkeitsverhältnis des Unterbaus – Warmtank zu Flüssiggastank.....	80
Abbildung 4-18: Maximales Steifigkeitsverhältnis – impulsive Steifigkeit - horizontale Gesamtsteifigkeit .....	81
Abbildung 5-1: Beispiel – Strukturmodell.....	86
Abbildung 5-2: Lagrange-Tankmodell.....	88
Abbildung 5-3: Beispiel – Penalty-Kontakt .....	90
Abbildung 5-4: ALE-Tankmodell .....	91
Abbildung 5-5: ICFD-Netze .....	93
Abbildung 5-6: Schwache und starke ICFD-Kopplung [81].....	94
Abbildung 5-7: Aufbringung der Einwirkungen und der Dämpfung .....	95
Abbildung 5-8: Hourglassing von Lagrange-Fluidelementen .....	96
Abbildung 5-9: Lage der Drucksensoren .....	99
Abbildung 5-10: Vergleich der Druckverläufe am Tankmantel – ICFD - ALE .....	100
Abbildung 5-11: Vereinfachtes Tankmodell.....	101
Abbildung 5-12: Vergleich der Druckverläufe am vereinfachten Modell – ICFD - ALE .....	101
Abbildung 6-1: FE-Modell für die Parameteruntersuchung .....	105
Abbildung 6-2: Erweitertes Ersatzmodell – ebenerdiger Flachbodentank .....	106



Abbildung 6-3: Diskretes Modell für Parameteruntersuchung (Parameter-Modell) .....	107
Abbildung 6-4: Verschiebungen – Parameter-Modell.....	108
Abbildung 6-5: Diskretes LS-DYNA-Modell.....	109
Abbildung 6-6: Horizontale Anregungsfunktion und zugehöriges Antwortspektrum .....	110
Abbildung 6-7: Ermittlung der Fundamentverschiebungen.....	112
Abbildung 6-8: Vergleich der Fundamentlasten am starr gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell mit Fluidparametern nach API 650.....	117
Abbildung 6-9: Vergleich der Fundamentlasten am starr gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell mit tankspezifischen Fluidparametern .....	119
Abbildung 6-10: Ermittelte impulsiv flexible Masse im Vergleich zu den in der Literatur vorgeschlagenen impulsiv flexiblen Massen ( $V= 4.000 \text{ m}^3$ , $\rho_L= 1.000 \text{ kg/m}^3$ ) .....	120
Abbildung 6-11: Ermittelte impulsiv flexible Höhe im Vergleich zu den in der Literatur vorgeschlagenen impulsiv flexiblen Höhen ( $V= 4.000 \text{ m}^3$ , $\rho_L= 1.000 \text{ kg/m}^3$ ) .....	121
Abbildung 6-12: Vergleich der Fundamentlasten am starr gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell unter Erdbebenanregung .....	122
Abbildung 6-13: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank ohne die Annahme impulsiv starrer Massen – 14,5mm Fundamentplattenverschiebung .....	124
Abbildung 6-14: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank mit Annahme impulsiv starrer Massen– 14,5mm Fundamentplattenverschiebung.....	125
Abbildung 6-15: Auswirkung unterschiedlicher Verteilungen von impulsiv starrer und impulsiv flexibler Masse auf die Fundamentlasten.....	126
Abbildung 6-16: Entwicklung der impulsiven Massen über dem Steifigkeitsverhältnis.....	128
Abbildung 6-17: Entwicklung der impulsiven Fluidmassen abhängig vom Steifigkeitsverhältnis $V_s - \gamma = 1,0$ .....	129
Abbildung 6-18: Entwicklung der impulsiven Fluidmassen abhängig vom Steifigkeitsverhältnis $V_s - \gamma = 1,6$ .....	130



Abbildung 6-19: Entwicklung der impulsiven Fluidmassen abhängig vom Steifigkeitsverhältnis $V_s - \gamma = 2,2$ .....	131
Abbildung 6-20: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank – FE-Modell - diskretes Modell unter Erdbebenanregung.....	132
Abbildung 6-21: Lage der Drucksensoren – ALE-Modell .....	133
Abbildung 6-22: Druckverläufe auf konstanter Mantelhöhe .....	134
Abbildung 6-23: Anwendbarkeitsgrenze des dynamischen Modelles .....	135
Abbildung 6-24: Vergleich der Fundamentlasten am flexibel gelagerten Tank auf sehr weicher Bodenfeder – FE-Modell - diskretes Modell unter Erdbebenanregung .....	137
Abbildung 6-25: Vergleich der Druckverläufe mit beobachtetem dynamischen Effekt – ICFD - ALE .....	138
Abbildung 6-26: Vergleich der impulsiv starren Drücke für unterschiedliche Fundamentverschiebungen .....	139
Abbildung 7-1: Prüfaufbau für zyklische Schertests an Schaumglas.....	141
Abbildung 7-2: Foto des Prüfstands an der UNIBW [68].....	142
Abbildung 7-3: Exemplarischer Messschrieb eines zyklischen Schaumglastests [68] .....	142
Abbildung 7-4: Idealisiertes Kraft-Verformungs-Diagramm von gestapelten Schaumglasblöcken unter zyklischer Horizontallast [68] .....	143
Abbildung 7-5: Kraft-Verformungs-Diagramm mit vereinfachter Hysterese Schleife [67, 68] .....	145
Abbildung 7-6: Hysterese Schleifen – Bodendämmung und Basisisolierung .....	147
Abbildung 7-7: FE-Modell mit Gleitebene im Fundament.....	148
Abbildung 7-8: Änderung des dynamischen Ersatzsystems .....	149
Abbildung 7-9: Diskretes Modell – Flüssiggastank mit Reibelement .....	150
Abbildung 7-10: Einmassenschwinger mit Reibelement .....	151

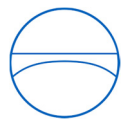


Abbildung 7-11: Kraft-Verformungs-Diagramm mit den dynamischen Eigenschaften des linearen Ersatzsystems [67, 68] .....	152
Abbildung 7-12: Rutschwege und plastische Verformungen in der Bodendämmung.....	154
Abbildung 8-1: Vergleich Fundamentlasten – Sauerstofftank mit und ohne Durchrutschen in der Bodendämmung .....	157
Abbildung 8-2: Durchrutschen in der Bodendämmung mit vorherrschender Horizontallast.....	158
Abbildung 8-3: Dämpfungsermittlung über gedämpfte Antwortspektren.....	161
Abbildung 8-4: Horizontallasten – Vergleich FE-Berechnung zu nichtlinearem Einmassenschwinger .....	163
Abbildung 8-5: Rutschwege – Vergleich FE-Berechnung zu nichtlinearem Einmassenschwinger .....	164
Abbildung 8-6: Geometrische Veränderungen am Innentankanker bei der Inbetriebnahme.....	167



## 12 Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Vergleichswerte mod. Mercalli-Skala und Richter-Skala mit Freifeldbeschleunigungen [8, 9] .....	8
Tabelle 3-1: Typische mittlere Werte – Dynamischer Schubmodul von Böden .....	44
Tabelle 3-2: Typische mittlere Werte – Dichte von Böden [43] .....	44
Tabelle 3-3: Typische mittlere Werte – Scherwellengeschwindigkeiten von Böden [43] .....	45
Tabelle 3-4: Typische mittlere Werte – Poissonzahlen von Böden .....	45
Tabelle 4-1: Physikalische Eigenschaften von Flüssiggasen im Vergleich zu Wasser [32, 49–55] .....	50
Tabelle 4-2: Physikalische Eigenschaften von Schaumglas .....	56
Tabelle 4-3: Minimale anzusetzende Sicherheitsbeiwerte für Bodendämmsysteme .....	58
Tabelle 4-4: Horiz. Steifigkeit $k_{el,n}$ der Dämmschicht [ $\text{N/m}^3$ ] je 100 mm Dämmschichtdicke [67, 68] .....	62
Tabelle 4-5: Übersicht der in der Parameterstudie betrachteten Tankdimensionen .....	70
Tabelle 4-6: Übersicht der verwendeten Schlankheitsverhältnisse $\gamma$ – Parameterstudie .....	70
Tabelle 4-7: Übersicht der verwendeten Produktdichten – Parameterstudie .....	71
Tabelle 4-8: Betrachtete Tankmantel-Werkstoffe (bei $-170^\circ\text{C}$ ) – Parameterstudie .....	72
Tabelle 4-9: Verwendete Tankmantel-Werkstoffe – Parameterstudie .....	72
Tabelle 4-10: Verwendete Drucksp. $\sigma_s$ zur Berechnung der Stützenfläche – Parameterstudie .....	74
Tabelle 4-11: Verwendete Bodenparameter – Parameterstudie .....	76
Tabelle 5-1: Verwendete Materialeigenschaften – Tankmantel und Tankboden .....	87
Tabelle 5-2: Verwendete Stoffgesetz-Parameter für Wasser (Lagrange / ALE) .....	89
Tabelle 5-3: Verwendete Stoffgesetzparameter für Wasser (ICFD) .....	92
Tabelle 6-1: Geometrie – Tankmodell A – $\gamma = 1,0$ .....	103

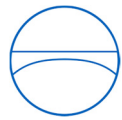


Tabelle 6-2: Geometrie – Tankmodell B – $\gamma = 1,6$ .....	104
Tabelle 6-3: Geometrie – Tankmodell C – $\gamma = 2,2$ .....	104
Tabelle 6-4: Initiale diskrete Parameter – starres Fundament – Tankmodell A – $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$ .....	116
Tabelle 6-5: Tankspezifische diskrete Parameter – starres Fundament – Tankmodell A – $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$ .....	118
Tabelle 6-6: Diskrete Parameter ohne $m_{is}$ – weiches Fundament (14,5 mm) Tankmod. A – $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$ .....	123
Tabelle 6-7: Diskrete Parameter mit $m_{is}$ – weiches Fundament (14,5 mm) – Tankmod. A – $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$ .....	125
Tabelle 6-8: Variation der impulsiv starren und impulsiv flexiblen Massen – Tankmod. A – $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$ .....	126
Tabelle 6-9: Diskrete Parameter mit $m_{is}$ – weiches Fundament (7,5 mm) – Tankmod. A – $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$ .....	133
Tabelle 6-10: Diskr. Param. mit $m_{is}$ – sehr weiches Fundament (23 mm) – Tankmod. A – $s/R = 1,3 \cdot 10^{-3}$ .....	136
Tabelle 7-1: Beschränkungen des Reibbeiwertes zwischen Tankboden und Fundament .....	140
Tabelle 7-2: Durchschnittliche Reibbeiwerte von verschiedenen Zwischenlagen [67, 68].....	144
Tabelle 8-1: Diskrete Parameter – 4.000 m <sup>3</sup> Sauerstofftank .....	159
Tabelle 8-2: Modale Eigenschaften des Sauerstofftanks .....	159
Tabelle 8-3: Modale Beschleunigungen des Sauerstofftanks ohne Durchrutschen.....	160
Tabelle 8-4: Modale (Fundament-) Lasten des Sauerstofftanks ohne Durchrutschen.....	160
Tabelle 8-5: Modale Beschleunigungen des Sauerstofftanks mit Durchrutschen .....	162
Tabelle 8-6: Modale (Fundament-) Lasten des Sauerstofftanks mit Durchrutschen.....	162
Tabelle 8-7: Vergleich der ermittelten Verschiebungen pro Rutschzyklus .....	165



Tabelle 8-8: Vergleich der ermittelten akkumulierten Fundamentlasten und plastischen Verschiebungen ..... 165





## **13 Anhänge**

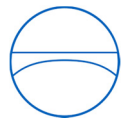
Anhang A: Diskretes dynamisches Ersatzmodell – Flüssiggastank

Anhang B: Vorgeschlagene Werte für die Ermittlung der impulsiven Fluidparameter

Anhang C: Beispielberechnung eines aufgeständerten Flüssiggastanks

Anhang D: Ausgewählte FE-Berechnungsergebnisse für Tanks mit  $400\text{ m}^3$ ,  $4.000\text{ m}^3$   
und  $40.000\text{ m}^3$  Tankvolumen

- Leerseite -



## A Diskretes dynamisches Ersatzmodell – Flüssiggastank

In Anhang A werden die Massenmatrix  $\mathbf{M}$  und die Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}$  für das vorgeschlagene dynamische Ersatzmodell des Flüssiggastanks dargestellt. Die Matrizen wurden mit Hilfe der in Kapitel 2.6.2.1 dargestellten Methoden ermittelt, und mit Hilfe einer FE-Berechnung mit diskreten Elementen überprüft.

### A.1 Diskretes Ersatzmodell

In Abbildung A-1 ist das vorgeschlagene diskrete Ersatzmodell für den Flüssiggastank dargestellt. Die impulsiv starre Masse der Flüssigkeit  $m_{is}$  und die Masse der Lastverteilerplatte  $m_L$  sind hierbei schon zur Ersatzmasse  $m_L^*$  zusammengefasst.

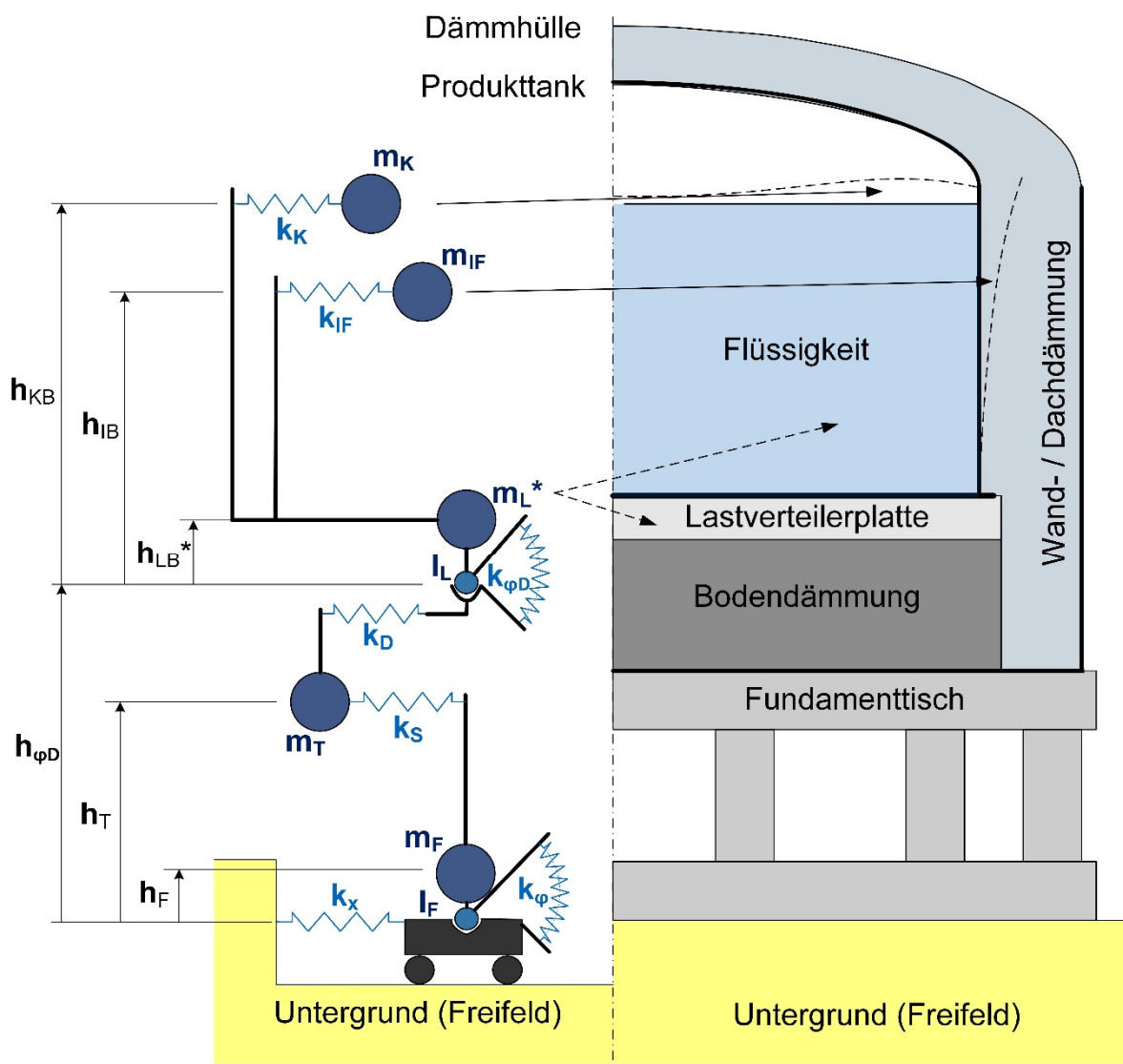
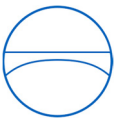


Abbildung A-1: Diskretes Ersatzmodell mit 7 Freiheitsgraden



### A.2 Mathematische Beschreibung des diskreten Ersatzmodelles

Abbildung A-2 zeigt die Massenmatrix **M** des vorgeschlagenen, in Abbildung A-1 dargestellten, diskreten Modelles.

$$M = \begin{bmatrix}
 m_K & 0 & 0 & 0 & 0 & m_K \cdot h_{KB} & m_K \cdot h_{\varphi D} \\
 0 & m_{IF} & 0 & 0 & 0 & m_{IF} \cdot h_{IB} & m_{IF} \cdot h_{\varphi D} \\
 0 & 0 & m_L^* & 0 & 0 & m_L^* \cdot h_{LB} & m_L^* \cdot h_{\varphi D} \\
 0 & 0 & 0 & m_T & 0 & 0 & m_T \cdot h_T \\
 0 & 0 & 0 & 0 & m_F & 0 & m_F \cdot h_F \\
 m_K \cdot h_{KB} & m_{IF} \cdot h_{IB} & m_L^* \cdot h_{LB} & 0 & 0 & I_L + m_K \cdot h_{KB}^2 + m_{IF} \cdot h_{IB}^2 + m_L^* \cdot h_{LB}^2 & m_K \cdot h_{KB} \cdot h_{\varphi D} + m_{IF} \cdot h_{IB} \cdot h_{\varphi D} + m_L^* \cdot h_{LB} \cdot h_{\varphi D} \\
 m_K \cdot h_{\varphi D} & m_{IF} \cdot h_{\varphi D} & m_L^* \cdot h_{\varphi D} & m_T \cdot h_T & m_F \cdot h_F & m_K \cdot h_{KB} \cdot h_{\varphi D} + m_{IF} \cdot h_{IB} \cdot h_{\varphi D} + m_L^* \cdot h_{LB} \cdot h_{\varphi D} & I_F + (m_K + m_{IF} + m_L^*) \cdot h_{\varphi D}^2 + m_T \cdot h_T^2 + m_F \cdot h_F^2
 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix}
 \ddot{u}_K \\
 \ddot{u}_{IF} \\
 \ddot{u}_L \\
 \ddot{u}_T \\
 \ddot{u}_F \\
 \ddot{\varphi}_T \\
 \ddot{\varphi}_F
 \end{bmatrix}$$

Abbildung A-2: Massenmatrix **M** des dynamischen Ersatzmodelles

Abbildung A-3 zeigt die Steifigkeitsmatrix **K** des vorgeschlagenen, in Abbildung A-1 dargestellten, diskreten Modelles.

$$K = \begin{bmatrix}
 k_K & 0 & -k_K & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & k_{IF} & -k_{IF} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -k_K & -k_{IF} & k_K + k_{IF} + k_D & -k_D & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -k_D & k_D + k_S & -k_S & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -k_S & k_S + k_X & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{\varphi D} & -k_{\varphi D} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{\varphi D} & k_{\varphi D} + k_{\varphi}
 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix}
 u_K \\
 u_{IF} \\
 u_L \\
 u_T \\
 u_F \\
 \varphi_T \\
 \varphi_F
 \end{bmatrix}$$

Abbildung A-3: Steifigkeitsmatrix **K** des dynamischen Ersatzmodelles



Die Gesamtverformungen  $w_n$  der diskreten Massen ergeben sich hierbei wie folgt:

Für die konvektive Masse  $m_k$ :

$$w_k = u_k + \varphi_F \cdot h_{kX} + \varphi_T \cdot h_{kB} \quad \text{Gl. A-1}$$

Für die impulsive Masse  $m_{IF}$ :

$$w_{IF} = u_{IF} + \varphi_F \cdot h_{IX} + \varphi_T \cdot h_{IB} \quad \text{Gl. A-2}$$

Für die Masse der Lastverteilerplatte  $m_L$ :

$$w_L = u_L + \varphi_F \cdot h_{LX} + \varphi_T \cdot h_{LB} \quad \text{Gl. A-3}$$

Bei der Berechnung der Verschiebungen  $w_L$  der Lastverteilerplatte ist darauf zu achten, dass die relativen Höhen der Lastverteilerplatte  $h_{LX}$  und  $h_{LB}$  verwendet werden. Die modifizierten Höhen  $h_{LX}^*$  und  $h_{LB}^*$  führen zu erhöhten Verformungen.

Für die Masse der Fundamenttischplatte  $m_T$ :

$$w_T = u_T + \varphi_F \cdot h_T \quad \text{Gl. A-4}$$

Für die Masse des Fundamentes  $m_F$ :

$$w_F = u_F + \varphi_F \cdot h_F \quad \text{Gl. A-5}$$

Für die Geschwindigkeiten  $\dot{w}$  und die Beschleunigungen  $\ddot{w}$  ergeben sich die Gesamtgeschwindigkeit  $\dot{w}_n$  und die Gesamtbeschleunigung  $\ddot{w}_n$  analog.

- Leerseite -



## **B      Vorgeschlagene Werte für die Ermittlung der impulsiven Fluidparameter**

In Anhang B werden die auf Basis der FE-Berechnungen ermittelten impulsiven Faktoren  $f_{if}$  und  $f_{is}$  für den untersuchten Bereich der Schlankkeitsverhältnisse  $\gamma$  und die technisch sinnvollen Steifigkeitsverhältnisse  $V_S$  gezeigt. Zusätzlich werden die ermittelten Faktoren zur Ermittlung der Höhen der impulsiven Massen  $f_{h,f}$  und  $f_{h,s}$  dargestellt.

Hierbei sind die Parameter jeweils auf die Gesamtmasse  $m_{Fluid}$  des Fluides im Tank und die Füllhöhe  $H_F$  im Tank bezogen.

Die impulsiv flexible Masse  $m_{if}$  errechnet sich somit wie folgt:

$$m_{if} = m_{Fluid} \cdot f_{if} \quad \text{Gl. B-1}$$

Der zugehörige Hebelarm der impulsiv flexible Masse  $h_{if}$  ergibt sich wie folgt:

$$h_{if} = H_f \cdot f_{if,h} \quad \text{Gl. B-2}$$

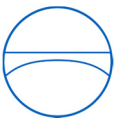
Die impulsiv starre Masse ergibt sich aus:

$$m_{is} = m_{Fluid} \cdot f_{is} \quad \text{Gl. B-3}$$

Der zugehörige Hebelarm der impulsiv starren Masse ergibt sich aus:

$$h_{is} = H_f \cdot f_{is,h} \quad \text{Gl. B-4}$$

Es ist zu beachten, dass die impulsiv flexiblen Massen auch hier von der Biegelinie des jeweiligen Tanks abhängen, und somit für unterschiedliche Tankmäntel etwas variieren können.



### B.1 Faktoren zur Ermittlung der impulsiv flexiblen Parameter

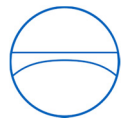
In Tabelle B-1 sind die auf Basis der Parameteruntersuchungen vorgeschlagenen Faktoren  $f_{if}$  und  $f_{h,i}$  zur Ermittlung der impulsiv flexiblen Masse  $m_{if}$  und des impulsiv flexiblen Hebelarms  $h_{if}$  aufgeführt. Zwischen den Werten darf linear interpoliert werden.

Tabelle B-1: Faktoren  $f_{if}$  und  $f_{h,i}$

		Steifigkeitsverhältnis $V_s$ [-]						
		$f_{if}$ [-]	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5
Schlankheitsverhältnis $\gamma$ [-]	1	0,563	0,562	0,562	0,561	0,560	0,559	0,558
	1,1	0,593	0,593	0,592	0,592	0,590	0,589	0,587
	1,2	0,620	0,620	0,619	0,619	0,617	0,616	0,614
	1,3	0,644	0,643	0,643	0,643	0,641	0,640	0,637
	1,4	0,665	0,665	0,664	0,664	0,662	0,661	0,658
	1,5	0,683	0,683	0,683	0,682	0,681	0,679	0,676
	1,6	0,700	0,700	0,700	0,699	0,698	0,696	0,692
	1,7	0,705	0,705	0,705	0,704	0,703	0,701	0,697
	1,8	0,710	0,710	0,710	0,709	0,707	0,705	0,701
	1,9	0,714	0,714	0,714	0,713	0,712	0,709	0,705
	2	0,718	0,718	0,718	0,717	0,715	0,713	0,709
	2,1	0,722	0,722	0,721	0,721	0,719	0,716	0,712
2,2	0,725	0,725	0,725	0,724	0,722	0,719	0,715	

		Steifigkeitsverhältnis $V_s$ [-] (fortgesetzt)						$f_{h,i}$ [-]
		$f_{if}$ [-]	2,1	2,4	2,7	3	3,3	
Schlankheitsverhältnis $\gamma$ [-]	1	0,556	0,553	0,549	0,544	0,539	0,533	0,728
	1,1	0,585	0,581	0,576	0,571	0,565	0,558	0,677
	1,2	0,610	0,606	0,601	0,595	0,588	0,581	0,639
	1,3	0,633	0,628	0,622	0,616	0,609	0,600	0,610
	1,4	0,653	0,647	0,641	0,634	0,627	0,618	0,588
	1,5	0,671	0,665	0,658	0,650	0,643	0,633	0,571
	1,6	0,687	0,680	0,673	0,665	0,657	0,647	0,557
	1,7	0,692	0,685	0,678	0,670	0,662	0,652	0,549
	1,8	0,696	0,690	0,682	0,675	0,666	0,656	0,541
	1,9	0,700	0,694	0,686	0,679	0,670	0,660	0,535
	2	0,704	0,698	0,690	0,683	0,674	0,664	0,530
	2,1	0,707	0,701	0,693	0,686	0,677	0,667	0,525
2,2	0,710	0,704	0,696	0,689	0,680	0,670	0,521	





## B.2 Faktoren zur Ermittlung der impulsiv starren Parameter

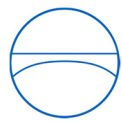
In Tabelle B-2 sind die auf Basis der Parameteruntersuchungen vorgeschlagenen Faktoren  $f_{is}$  und  $f_{h,s}$  zur Ermittlung der impulsiv starren Masse  $m_{is}$  und des impulsiv starren Hebelarms  $h_{is}$  aufgeführt. Zwischen den Werten darf linear interpoliert werden.

Tabelle B-2: Faktoren  $f_{is}$  und  $f_{h,s}$

		Steifigkeitsverhältnis $V_s$ [-]						
		$f_{is}$ [-]	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5
Schlankheitsverhältnis $\gamma$ [-]	1	0,000	0,005	0,010	0,016	0,022	0,028	0,035
	1,1	0,000	0,009	0,018	0,028	0,037	0,046	0,056
	1,2	0,000	0,013	0,025	0,038	0,050	0,062	0,075
	1,3	0,000	0,016	0,032	0,047	0,062	0,076	0,091
	1,4	0,000	0,019	0,038	0,055	0,072	0,089	0,106
	1,5	0,000	0,022	0,043	0,063	0,082	0,100	0,119
	1,6	0,000	0,024	0,047	0,069	0,090	0,110	0,130
	1,7	0,000	0,027	0,052	0,074	0,095	0,115	0,134
	1,8	0,000	0,030	0,056	0,079	0,099	0,119	0,138
	1,9	0,000	0,033	0,060	0,083	0,103	0,123	0,142
	2	0,000	0,036	0,064	0,087	0,107	0,126	0,145
	2,1	0,000	0,038	0,067	0,090	0,110	0,129	0,148
2,2	0,000	0,040	0,070	0,093	0,113	0,132	0,151	

		Steifigkeitsverhältnis $V_s$ [-] (fortgesetzt)						$f_{h,s}$ [-]
		$f_{is}$ [-]	2,1	2,4	2,7	3	3,3	
Schlankheitsverhältnis $\gamma$ [-]	1	0,042	0,050	0,059	0,069	0,079	0,090	0,719
	1,1	0,065	0,075	0,086	0,097	0,109	0,120	0,663
	1,2	0,086	0,098	0,110	0,122	0,135	0,147	0,621
	1,3	0,104	0,118	0,132	0,145	0,158	0,171	0,589
	1,4	0,120	0,136	0,151	0,164	0,179	0,192	0,564
	1,5	0,134	0,151	0,167	0,182	0,197	0,211	0,545
	1,6	0,147	0,165	0,182	0,197	0,213	0,227	0,530
	1,7	0,152	0,170	0,187	0,203	0,219	0,234	0,515
	1,8	0,156	0,174	0,192	0,208	0,225	0,240	0,502
	1,9	0,160	0,178	0,196	0,213	0,230	0,246	0,491
	2	0,164	0,182	0,200	0,217	0,234	0,251	0,481
	2,1	0,167	0,185	0,204	0,221	0,238	0,256	0,473
2,2	0,170	0,188	0,207	0,224	0,242	0,260	0,466	

- Leerseite -



## C Beispielberechnung eines aufgeständerten Flüssiggastanks

Aufbauend auf dem in Kapitel 8 beschriebenen Verfahren auf Basis von diskreten Elementen wird in diesem Anhang das Berechnungsverfahren für einen Flachbodentank mit vollständigem diskretem Modell der Aufständering erläutern. Hierbei wird auf die Ermittlung der Fundamentlasten unter horizontaler Anregung eingegangen.

Es wird das Vorgehen bei der Erstellung des entsprechenden diskreten Modelles des Flüssiggastanks vorgeführt, und die Ermittlung der Fundamentlasten auf Basis eines geglätteten Standard-Antwortspektrums gezeigt.

Die Berechnungsmethode wird beispielhaft anhand eines  $6.700 \text{ m}^3$  Ammoniak ( $\text{NH}_3$ ) Tanks vorgestellt. Hierbei wurde die Berechnungsmethode genutzt um ein besseres Verständnis für das dynamische Verhalten des betrachteten Tanks zu erhalten. Die Wirkung des Ersatzsystems für das Fundament wird nur hinsichtlich seines Einflusses auf die Eigenfrequenzen des Tankbauwerks berücksichtigt. Dämpfungseffekte aus dem Fundament bleiben hierbei unberücksichtigt.

### C.1 Beschreibung des Flüssiggastanks

Im Folgenden wird der beispielhaft betrachtete Ammoniaktank beschrieben und das entsprechende dynamische Modell abgeleitet.

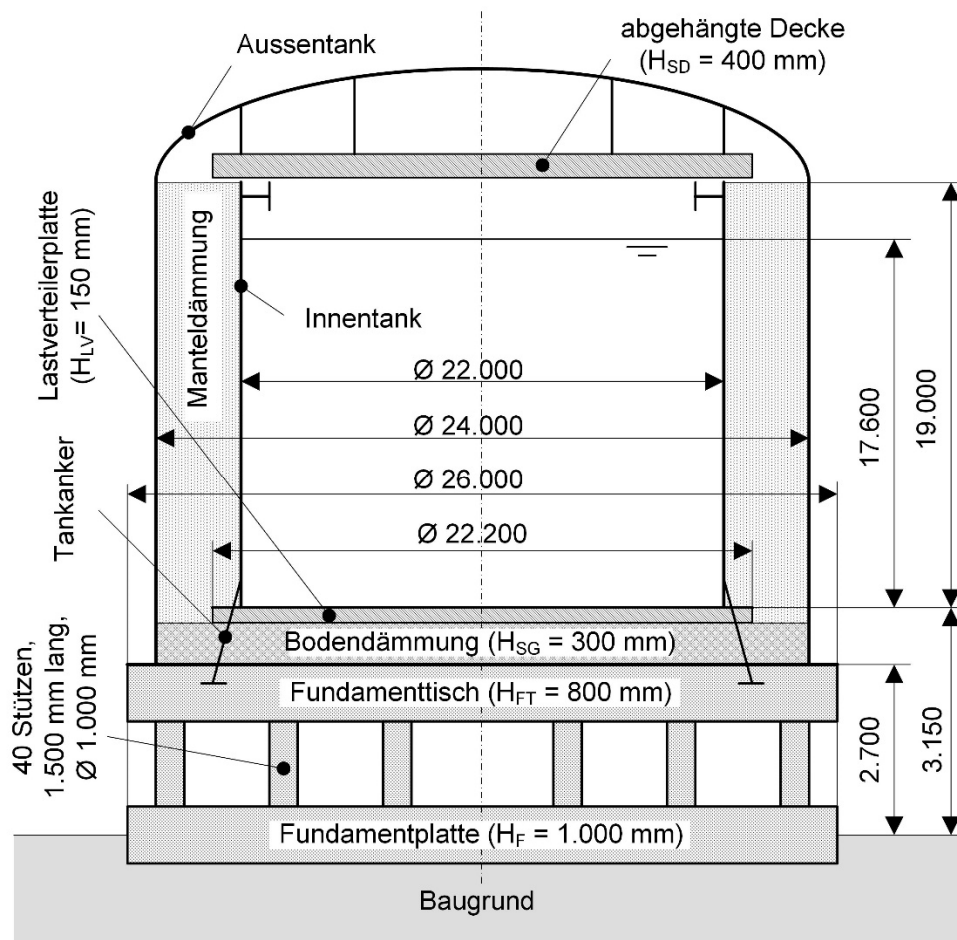


Abbildung C-1: Dimensionen des betrachteten Ammoniak tanks



In Abbildung C-1 sind die geometrischen Abmessungen des betrachteten Ammoniak tanks dargestellt. Die dargestellte Bauart mit der Ausführung des Innentanks als offene Tasse ist eine Variante des in Abbildung 4-2 dargestellten Flüssiggastanks, wobei die nach oben offene Innentanktasse von einem geschlossenen Außentank umgeben ist. Die Dämmung des Innentanks erfolgt durch eine lasttragende Bodendämmung aus Schaumglas, einer Manteldämmung aus Perlite, und einer mit Mineralwolle gedämmten abgehängten Decke, welche am Außentank aufgehängt wird.

Innen- und Außentank sind aus kaltzähem Stahl gefertigt und das aufgeständerte Fundament aus Stahlbeton.

### C.1.1 Ermittlung der diskreten Parameter des Ersatzmodelles

Auf Basis der in Abbildung C-1 dargestellten geometrischen Abmessungen und zusätzlichen Annahmen bezüglich der Materialeigenschaften werden im Folgenden die diskreten Parameter des beispielhaft betrachteten Ammoniak tanks bestimmt.

#### C.1.1.1 Diskrete Parameter für den Innentank

In Tabelle C-1 sind die benötigten geometrischen Abmessungen und Materialeigenschaften für den Innentank aufgeführt. Auf Basis dieser Werte werden die diskreten Parameter für den Innentank ermittelt.

Tabelle C-1: Eingangswerte – Innentank

<b>Tankdurchmesser <math>d_T</math></b>	<b>22,00 m</b>
<b>Fluidhöhe <math>H_L</math></b>	<b>17,60 m</b>
<b>Fluiddichte <math>\rho_L</math></b>	<b>673,6 kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Tankvolumen <math>V</math></b>	<b>6.700 m<sup>3</sup></b>
<b>Mantelhöhe <math>H_M</math></b>	<b>19,00 m</b>
<b>Mantelwandstärke <math>s</math></b>	<b>14,00 mm</b>
<b>Bodenwandstärke <math>s_b</math></b>	<b>7,00 mm</b>
<b>E-Modul von Stahl <math>E_s</math></b>	<b>204.000 MPa</b>
<b>Dichte von Stahl <math>\rho_s</math></b>	<b>7.850 kg/m<sup>3</sup></b>

Die impulsive Eigenschwingzeit  $T_i$ , die konvektive Eigenschwingzeit  $T_k$ , die konvektive Masse  $m_k$ , und der auf den Tankboden bezogene Hebelarm der konvektiven Masse  $h_k$  werden, analog zu Vorgehen bei der Parameteruntersuchung, auf Basis der vom Amerikanischen Regelwerk API 650 [29] vorgeschlagenen Faktoren ermittelt.



In Tabelle C-2 sind die entsprechenden nach API 650 [29] ermittelten Fluidparameter angegeben. Zur initialen Abschätzung der impulsiven Steifigkeit  $k_i$  des Tankmantels wird auch die impulsive Masse  $m_{if,API}$  für den Tank auf harter Bodenfeder ermittelt. Die fehlenden Fluidparameter  $m_{if}$ ,  $h_{if}$ ,  $m_{is}$ , und  $h_{is}$  werden zu einem späteren Zeitpunkt ermittelt, da sie von der Steifigkeit der Aufständigung abhängig sind. Alternativ können die initialen impulsiv flexiblen Fluidparameter sowie die konvektiven Fluidparameter auch nach den Vorgaben anderer Regelwerke oder Veröffentlichungen ermittelt werden.

Tabelle C-2: Ermittelte Fluidparameter für den Innentank

<b>impulsive Eigenschwingzeit <math>T_i</math></b>	<b>0,17 Sek.</b>
<b>impulsive Masse <math>m_{if,API}</math> (hartes Fundament)</b>	<b><math>3,28 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>impulsiv flexible Steifigkeit <math>k_i</math></b>	<b>4.530 MN/m</b>
<b>konvektive Eigenschwingzeit <math>T_k</math></b>	<b>4,89 Sek.</b>
<b>konvektive Masse <math>m_k</math></b>	<b><math>1,29 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>konvektiver Hebelarm <math>h_k</math> (bez. auf Innentankboden)</b>	<b>12,8 m</b>
<b>konvektive Steifigkeit <math>k_k</math></b>	<b>2,13 MN/m</b>
<b>Gesamtmasse der Flüssigkeit <math>m_{Fluid}</math></b>	<b><math>4,50 \cdot 10^6</math> kg</b>

Zusätzlich lassen sich noch die Masse des Mantels  $m_m$ , der zugehörige auf den Tankboden bezogene Hebelarm  $h_m$ , die Masse des Tankbodens  $m_b$ , und die entsprechenden Massenträgheitsmomente ermitteln.

Tabelle C-3: Massen, Hebelarme und Massenträgheitsmomente für den Innentank

<b>Mantelmasse <math>m_m</math></b>	<b><math>0,14 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Massenträgheitsmoment des Tankmantels <math>I_m</math></b>	<b><math>13,3 \cdot 10^6</math> kg*m<sup>2</sup></b>
<b>Hebelarm der Mantelmasse <math>h_m</math> (bez. auf Innentankboden)</b>	<b>9,50 m</b>
<b>Masse des Tankbodens <math>m_b</math></b>	<b><math>0,021 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Massenträgheitsmoment des Tankbodens <math>I_b</math></b>	<b><math>2,42 \cdot 10^6</math> kg*m<sup>2</sup></b>

### C.1.1.2 Diskrete Parameter für die Dämmung

In Tabelle C-4 sind die benötigten geometrischen Abmessungen und Materialeigenschaften für die Tankdämmung aufgeführt. Auf Basis dieser Werte werden die diskreten Parameter für die Dämmung ermittelt.

In Tabelle C-5 sind die ermittelten diskreten Massen und deren Hebelarme auf Basis der geometrischen Abmessungen und Materialeigenschaften für die Tankdämmung aufgeführt.

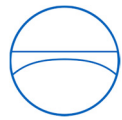


Tabelle C-4: Eingangswerte – Dämmung

Durchmesser des Aussentanks $d_{\text{Aussentank}}$	24,00 m
Gewicht des Aussentankmantels	$0,12 \cdot 10^6$ kg
Gewicht des Aussentankdachs	$0,060 \cdot 10^6$ kg
Gewicht des Aussentankbodens	$0,024 \cdot 10^6$ kg
Dichte der Wanddämmung (Perlite)	60 kg/m <sup>3</sup>
Volumen der Wanddämmung (Perlite)	1.380 m <sup>3</sup>
Radius der Lastverteilerplatte aussen $R_{La}$ / innen $R_{Li}$	11,10 m / 10,0 m
Dicke der Lastverteilerplatte aussen $H_{LVa}$ / innen $H_{LVi}$	0,15 m / 0,10 m
Dichte der Lastverteilerplatte	2.500 kg/m <sup>3</sup>
Gewicht der abgehängte Decke (Stahl)	$0,025 \cdot 10^6$ kg
Gewicht der abgehängte Decke (Dämmung)	$0,007 \cdot 10^6$ kg
Radius der Bodendämmung	24,00 m
Dicke der Bodendämmung $H_{SGa}$ / $H_{SGi}$	0,30 m / 0,35 m
Dichte der Bodendämmung $\rho_{SG}$	160 kg/m <sup>3</sup>

Tabelle C-5: Diskrete Massen, Hebelarme und Massenträgheitsmomente für das Dämmsystem

Gewicht der Dämmhülle $m_{\text{Dämmhülle}}$	$0,21 \cdot 10^6$ kg
Hebelarm für die Dämmhülle $h_{m,\text{Dämmhülle}}$ (bez. auf OK Fundamenttisch)	12,9 m
Massenträgheitsmoment der Dämmhülle $I_{\text{Dämmhülle}}$	$51,4 \cdot 10^6$ kg*m <sup>2</sup>
Gewicht der Wanddämmung $m_{\text{Wanddämmung}}$	$0,083 \cdot 10^6$ kg
Hebelarm für die Wanddämmung $h_{m,\text{Wanddämmung}}$ (bez. auf Innentankboden)	9,50 m
Massenträgheitsmoment der Wanddämmung $I_{\text{Wanddämmung}}$	$25,0 \cdot 10^6$ kg*m <sup>2</sup>
Gewicht der Lastverteilerplatte $m_{\text{Lastverteilerplatte}}$	$0,14 \cdot 10^6$ kg
Hebelarm der Lastverteilerplatte $h_{m,\text{Lastverteilerplatte}}$ (bez. auf OK Fundamenttisch)	0,38 m
Massenträgheitsmoment der Lastverteilerplatte $I_{\text{Lastverteilerplatte}}$	$17,2 \cdot 10^6$ kg*m <sup>2</sup>
Gewicht der abgehängten Decke $m_{\text{Dachdämmung}}$	$0,032 \cdot 10^6$ kg
Hebelarm für die abgehängte Decke $h_{m,\text{Dachdämmung}}$ (bez. auf OK Fundamenttisch)	19,6 m
Massenträgheitsmoment der abgehängten Decke $I_{\text{Dachdämmung}}$	$3,4 \cdot 10^6$ kg*m <sup>2</sup>
Gewicht der Bodendämmung $m_{\text{Bodendämmung}}$	$0,022 \cdot 10^6$ kg
Hebelarm der Bodendämmung $h_{m,\text{Bodendämmung}}$ (bez. auf OK Fundamenttisch)	0,15 m
Massenträgheitsmoment der Bodendämmung $I_{\text{Bodendämmung}}$	$2,4 \cdot 10^6$ kg*m <sup>2</sup>



Zusätzlich zu den diskreten Massen und Hebelarmen lassen sich auf Basis der Angaben zur Bodendämmung noch die in Tabelle C-6 aufgeführten Steifigkeiten der Schaumglasschicht sowie der Rutschbeiwert der Bodendämmung ermitteln. Für den betrachteten Tank wird angenommen, dass die Bodendämmung mit Zwischenlagen aus bitumenkaschierten Gewebematten ausgeführt wird. Die Steifigkeiten werden auf Basis der in Kapitel 4.5.3 dargestellten Formeln ermittelt.

Tabelle C-6: Steifigkeiten und Rutschbeiwert des Dämmsystem

Verwendete durchschnittliche horizontale Steifigkeit $k_{el,n}$ der Dämmschicht je 100 mm Dämmschichtdicke	$4,5 \cdot 10^7 \text{ N/m}^3$
Verwendeter E-Modul $E_{SG}$ der Dämmschicht	1.760 MPa
Horizontale Steifigkeit der Bodendämmung $k_D$	6.790 MN/m
Rotationssteifigkeit der Bodendämmung $k_{\varphi D}$	$2,4 \cdot 10^{13} \text{ Nm/rad}$
Rutschbeiwert der Bodendämmung $\mu$	0,70
Horizontalkraft bei Durchrutschen $F_{H,r}$	33,3 MN

Die Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  wird auf Basis der in der Bodendämmungsschicht wirkenden Druckkraft aus dem Eigengewicht und dem gewählten Reibbeiwert errechnet. Bei der Ermittlung der Druckkraft werden das Eigengewicht des Produktes, des Innentanks, der Lastverteilerplatte, sowie die halbe Masse der Wand- und Bodendämmung berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.4).

### C.1.1.3 Diskrete Parameter für die Fundament und Aufständering

Tabelle C-7: Eingangswerte – Fundament und Aufständering

Durchmesser der Fundamentplatte $d_F$	26,00 m
Dicke der Fundamentplatte $H_F$	1,00 m
Dichte der Stahlbetonbauteile $\rho_C$ (Fundamentplatte, Fundamenttisch und Stützen)	$2.500 \text{ kg/m}^3$
Durchmesser der Fundamenttischplatte	26,00 m
Dicke der Fundamenttischplatte $H_{FT}$	0,80 m
Durchmesser der Aufständeringsstützen $d_s$	1,00 m
Höhe der Aufständeringsstützen $L$	1,50 m
Vergrößerte Höhe der Aufständeringsstützen $L^*$	2,00 m
Anzahl der Aufständeringsstützen $n$	40
Verwendeter E-Modul für die Stahlbetonstützen $E_{Cr}$ (vgl. Kap. 4.2.2)	15.000 MPa
Durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit $v_s$ (obere 30m Baugrund)	750 m/s
Dynamischer Schubmodul des Baugrundes $G_{d0}$	$1.200 \text{ MN/m}^2$
Poissonzahl des Baugrundes $\nu_b$	0,23



In Tabelle C-7 sind die benötigten geometrischen Abmessungen und Materialeigenschaften für die Fundamentplatte und die Aufständering aufgeführt. Auf Basis dieser Werte werden die diskreten Parameter für Fundament und Aufständering ermittelt. Für den betrachteten Tank wird davon ausgegangen, dass der Baugrund aus brüchigem Fels besteht.

In Tabelle C-8 sind die diskreten Massen, deren Hebelarme und die entsprechenden Massenträgheitsmomente, welche auf Basis der geometrischen Abmessungen und der Materialeigenschaften für Fundament und Aufständering ermittelt wurden, aufgeführt.

Tabelle C-8: Massen, Hebelarme und Massenträgheitsmomente für Fundament und Aufständering

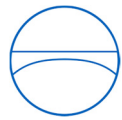
<b>Gewicht der Fundamentplatte <math>m_{Fundament}</math></b>	<b>1,33 *10<sup>6</sup> kg</b>
<b>Hebelarm für die Fundamentplatte <math>h_{m,Fundament}</math> (bez. auf UK Fundamentplatte)</b>	<b>0,5 m</b>
<b>Massenträgheitsmoment der Fundamentplatte <math>I_{Fundament}</math></b>	<b>56,0 *10<sup>6</sup> kg*m<sup>2</sup></b>
<b>Gewicht der Fundamenttischplatte <math>m_{Tischplatte}</math></b>	<b>1,06 *10<sup>6</sup> kg</b>
<b>Hebelarm für die Fundamenttischplatte <math>h_{m,Tischplatte}</math> (bez. auf UK Fundamentplatte)</b>	<b>2,9 m</b>
<b>Massenträgheitsmoment der Fundamenttischplatte <math>I_{Tischplatte}</math></b>	<b>44,8 *10<sup>6</sup> kg*m<sup>2</sup></b>
<b>Gewicht der Aufständeringstützen <math>m_{Stützen}</math></b>	<b>0,12 *10<sup>6</sup> kg</b>
<b>Hebelarm für die Aufständeringstützen <math>h_{m,Stützen}</math> (bez. auf UK Fundamentplatte)</b>	<b>1,75 m</b>
<b>Massenträgheitsmoment der Aufständeringstützen <math>I_{Stützen}</math></b>	<b>4,00 *10<sup>6</sup> kg*m<sup>2</sup></b>

Zusätzlich zu den diskreten Parametern für das aufgeständerte Fundament lassen sich auf Basis der Angaben in Tabelle C-7 die Fundamentsteifigkeiten sowie die horizontale Steifigkeit der Aufständeringstützen ermitteln. Die Ermittlung der Fundamentsteifigkeiten erfolgt hierbei über die in Kapitel 3.3.2 dargestellten Formeln, die Ermittlung der horizontalen Steifigkeit der Aufständeringstützen erfolgt über die in Kapitel 4.6 vorgestellten Zusammenhänge. Die zur Ermittlung der Fundamentsteifigkeiten verwendeten Bodenparameter wurden auf Basis der in Kapitel 3.3.1 dargestellten typischen mittleren Werte gewählt. Besonders bei weicheren Böden empfiehlt sich aufgrund der großen Varianz der Bodenparameter eine Parameterstudie hinsichtlich des Einflusses des Schubmoduls auf die Strukturantwort. Die Streubreite der Maxima und Minima sollte ca. ±50% betragen.

Tabelle C-9: Steifigkeiten des Fundamentes und der Aufständeringstützen

<b>Horizontale Steifigkeit des Fundaments <math>k_x</math></b>	<b>70.500 MN/m</b>
<b>Rotationssteifigkeit des Fundaments <math>k_\varphi</math></b>	<b>9,13 *10<sup>6</sup> MNm/rad</b>
<b>Horizontale Steifigkeit der Aufständeringstützen <math>k_s</math></b>	<b>44.200 MN/m</b>





### C.1.1.4 Abschätzung der impulsiven Fluidparameter

Auf Basis der ermittelten Steifigkeiten wird nun das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  abgeschätzt. Entsprechend dem in Kapitel 4.9.2 vorgestellten Vorgehen ergibt sich die Gesamtsteifigkeit des Fundamentes in erster Näherung zu  $k_G = 5.450 \text{ MN/m}$ . Somit ergibt sich das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  zu **0,83**.

Auf Basis der Tabellen B-1 und B-2 lassen sich die Faktoren für die diskreten impulsiven Massen wie in Tabelle C-10 dargestellt abschätzen.

Tabelle C-10: Faktoren zur Abschätzung der impulsiven Fluidparameter

<b>Faktor für die impulsiv flexible Masse <math>f_{ff}</math></b>	<b>0,699</b>
<b>Faktor für den Hebelarm der impulsiv flexible Masse <math>f_{h,f}</math></b>	<b>0,557</b>
<b>Faktor für die impulsiv starre Masse <math>f_{is}</math></b>	<b>0,0638</b>
<b>Faktor für den Hebelarm der impulsiv starren Masse <math>f_{h,s}</math></b>	<b>0,530</b>

Die auf Grundlage der Faktoren abgeschätzten impulsiven Fluidparameter sind in Tabelle C-11 angegeben.

Tabelle C-11: Impulsive Fluidparameter

<b>Impulsiv flexible Masse <math>m_{if}</math></b>	<b><math>3,15 \cdot 10^6 \text{ kg}</math></b>
<b>Hebelarm der impulsiv flexible Masse <math>h_{if}</math></b>	<b>9,80 m</b>
<b>Impulsiv starre Masse <math>m_{is}</math></b>	<b><math>0,29 \cdot 10^6 \text{ kg}</math></b>
<b>Hebelarm der impulsiv starren Masse <math>h_{is}</math></b>	<b>9,33 m</b>

### C.1.2 Erstellung des Ersatzmodelles

Da nun alle benötigten diskreten Parameter ermittelt wurden, können die Einzelmassen und Einzelsteifigkeiten zu dem dynamischen Ersatzsystem zusammengesetzt werden.

Zur Berechnung der relativen Höhen der diskreten Einzelmassen ist es in einem ersten Schritt nötig die entsprechenden Drehpunkte für das dynamische Ersatzsystem festzulegen.

Wie in Kapitel 3 und Kapitel 4 beschrieben, wird der Drehpunkt für die die Bodenfeder auf die Unterseite der Fundamentplatte gelegt, und der Drehpunkt für die Bodendämmung auf die Mitte der Schaumglasschicht.

Auf Grundlage der in Abbildung C-1 dargestellten geometrischen Parameter ergeben sich für das Ersatzmodell die in Tabelle C-12 dargestellten Höhen für die beiden Drehpunkte. Der Drehpunkt der Fundamentfeder  $h_{\varphi F}$  wird hierbei als Basis für alle anderen Höhen verwendet und somit zu Null gesetzt.



Tabelle C-12: Höhe der Drehpunkte für das Ersatzmodell

<b>Drehpunkt der Fundamentfeder <math>h_{\varphi F}</math></b>	<b>0,00 m</b>
<b>Drehpunkt der Bodendämmungsfeder <math>h_{\varphi D}</math></b>	<b>3,45 m</b>

### C.1.2.1 Ersatzmodell oberhalb der Bodendämmungs-Rotationsfeder

Im Folgenden werden die diskreten Parameter für das Ersatzmodell oberhalb der Bodendämmungsfeder bestimmt. Auf Basis der in Abbildung C-1 dargestellten geometrischen Parameter ergeben sich für das Ersatzmodell die in Tabelle C-13 dargestellten diskreten Parameter.

Tabelle C-13: Massen, Hebelarme und Massenträgheitsmoment oberhalb der Bodendämmung

<b>Konvektive Masse <math>m_k</math></b> (unverändert)	<b><math>1,29 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Konvektiver Hebelarm <math>h_{KB}</math></b> (bez. auf den Drehpunkt der Bodendämmung)	<b>13,1 m</b>
<b>Impulsiv flexible Masse <math>m_{IF}</math></b> (zusammengesetzt)	<b><math>3,33 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Impulsiv flexibler Hebelarm <math>h_{IB}</math></b> (bez. auf den Drehpunkt der Bodendämmung)	<b>10,1 m</b>
<b>Masse der Lastverteilerplatte <math>m_L^*</math></b> (zusammengesetzt)	<b><math>0,46 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Hebelarm der Lastverteilerplatte <math>h_{LB}^*</math></b> (bez. auf den Drehpunkt der Bodendämmung)	<b>6,10 m</b>
<b>Massenträgheitsmoment oberhalb des Drehpunktes der Bodend. <math>I_L</math></b>	<b><math>46,6 \cdot 10^6</math> kg*m<sup>2</sup></b>

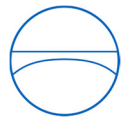
Die entsprechenden diskreten Massen und Hebelarme berechnen sich jeweils auf Basis der in Kapitel 4 angegebenen Zusammenhänge. Für den in diesem Beispiel betrachtenden Tank mit einer offenen Tasse als Innentank wird die Masse der Dachdämmung (der abgehängten Decke) komplett dem Gewicht des Außentanks zugeschlagen.

### C.1.2.2 Ersatzmodell oberhalb der Fundament-Rotationsfeder

Im Folgenden werden die fehlenden diskreten Parameter für das Ersatzmodell oberhalb der Fundamentfeder bestimmt. Auf Grundlage der in Abbildung C-1 dargestellten geometrischen Parameter ergeben sich für das Ersatzmodell die in Tabelle C-14 dargestellten diskreten Parameter.

Tabelle C-14: Massen, Hebelarme und Massenträgheitsmoment oberhalb des Fundaments

<b>Masse des Fundamenttisches <math>m_T</math></b> (zusammengesetzt)	<b><math>1,42 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Hebelarm des Fundamenttisches <math>h_T</math></b> (bez. auf den Drehpunkt des Fundaments)	<b>5,60 m</b>
<b>Masse der Fundamentplatte <math>m_F</math></b> (zusammengesetzt)	<b><math>1,39 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Hebelarm der Fundamentplatte <math>h_F</math></b> (bez. auf den Drehpunkt des Fundaments)	<b>0,54 m</b>
<b>Massenträgheitsmoment oberhalb des Fundament-Drehpunktes <math>I_F</math></b>	<b><math>220 \cdot 10^6</math> kg*m<sup>2</sup></b>



### C.1.2.3 Zusammengesetztes Ersatzmodell des Ammoniak tanks

In Tabelle C-15 sind die diskreten Parameter, welche für das in **Anhang A** dargestellte diskrete Modell des Flüssiggastanks benötigt werden, dargestellt.

Tabelle C-15: Ersatzmodell des Ammoniak tanks

Index	Masse [ $*10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_K$	1,29	$k_k$	2,13	$h_{KB}$	13,1
$m_{IF}$	3,33	$k_i$	4.530	$h_{IB}$	10,1
$m_{L^*}$	0,46	$k_D$	6.790	$h_{LB}$	6,10
$m_T$	1,42	$k_S$	44.200	$h_T$	5,60
$m_F$	1,39	$k_X$	70.500	$h_F$	0,54
Index	Trägheitsmoment [ $*10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_L$	46,6	$k_{\varphi D}$	$27,0 * 10^6$	$h_{\varphi D}$	3,45
$I_F$	220	$k_{\varphi}$	$9,13 * 10^6$	$h_{\varphi F}$	0,00

## C.2 Modalanalytische Bestimmung der Lasten

Auf Basis der zuvor hergeleiteten diskreten Parameter für den zu untersuchenden Ammoniak tank wird nun eine Modalanalyse des Tanks mit Hilfe des in **Anhang A** dargestellten dynamischen Ersatzmodelles durchgeführt.

### C.2.1 Modale Eigenschaften des Ammoniak tanks

In Tabelle C-16 sind die modalen Eigenschaften des Ammoniak tanks dargestellt, welche auf Grundlage des dynamischen Modelles aus **Anhang A** und der in Tabelle C-15 dargestellten diskreten Parameter ermittelt wurden.

Tabelle C-16: Modale Eigenschaften des Ammoniak tanks

Mode	1	2	3	4	5	6	7
<b>Eigenschwing-Zeit <math>T</math> [Sek.]</b>	4,89	0,241	0,0533	0,0363	0,0325	0,0197	0,00742
<b>Modale Masse <math>m^*</math></b>	1,29 $*10^6$ kg	3,90 $*10^6$ kg	2,14 $*10^6$ kg	0,58 $*10^6$ kg	1,02 $*10^6$ kg	1,88 $*10^6$ kg*m <sup>2</sup>	0,38 $*10^6$ kg*m <sup>2</sup>
<b>Modale Steifigkeit <math>k^*</math></b>	2,13 MN/m	2.630 MN/m	29.740 MN/m	17.400 MN/m	37.900 MN/m	190.500 MNm/rad	279.900 MNm/rad
<b>Effektive Modale Masse <math>m_{eff}^*</math></b>	1,29 $*10^6$ kg	4,10 $*10^6$ kg	1,73 $*10^6$ kg	0,23 $*10^6$ kg	0,29 $*10^6$ kg	0,26 $*10^6$ kg*m <sup>2</sup>	0,00 $*10^6$ kg*m <sup>2</sup>



Auf Basis der impulsiven Eigenschwingzeit (2ter Mode) kann nun das zuvor abgeschätzte Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  überprüft und gegebenenfalls korrigiert werden. Die zuvor getroffene Annahme, dass sich die Steifigkeiten der Aufständering addieren lassen, muss aufgrund der modalen Beteiligungen der Massen der Aufständering überprüft werden.

Für die Korrektur des Steifigkeitsverhältnisses  $V_S$  wird auf Basis des in Kapitel 6.2 beschriebenen diskreten Modelles für die Parameteruntersuchungen das entsprechende Parametermodell (vgl. Abb. 6-3), mit welchem die impulsiven Fluidparameter bestimmt wurden, aufgebaut. So kann sichergestellt werden, dass die modalen Einflüsse aus den nicht vernachlässigbaren Massen der Aufständering berücksichtigt werden.

Tabelle C-17: Diskretes Parameterstudien-Modell des Ammoniaktanks

Index	Masse [ $*10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	1,29	$k_k$	2,13	$h_k$	12,8
$m_{if}$	3,15	$k_i$	4.530	$h_{if}$	9,80
$m_{is}$	0,29			$h_{is}$	9,33
$m_g$	0,61	$k_x$	5.450	$h_g$	0,30
$m_b$	0,021			$h_b$	0,60
$m_m$	0,14			$h_m$	9,50
Index	Trägheitsmoment [ $*10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	$8,00*10^9$		

Für den betrachteten Tank ergibt sich das diskrete Modell für die Parameteruntersuchung wie in Tabelle C-17 dargestellt. Eine Modalanalyse des Modelles für die Parameteruntersuchungen zeigt für den impulsiven (2ten) Eigenmode eine Eigenschwingzeit  $T_2$  von 0,236 Sekunden.

Um den 2ten Eigenmode des Parameterstudien-Modells auf die benötigte Eigenschwingzeit  $T_2$  von 0,241 Sekunden einstellen zu können, wie es die Modalanalyse des betrachteten Ammoniaktanks ergibt, muss die Steifigkeit der Aufständeringfeder  $k_x$  von 5.450 MN/m auf 5.050 MN/m reduziert werden. Dies führt zu einer leichten Vergrößerung des Steifigkeitsverhältnisses  $V_S$  von **0,83** auf **0,90**. Dementsprechend müssen die impulsiven Fluidparameter nochmals angepasst werden.

In Tabelle C-18 sind die korrigierten Faktoren zur Abschätzung der impulsiven Fluidparameter angegeben. Die impulsiv flexible Masse bleibt hierbei unverändert, während die impulsiv starre Masse leicht ansteigt. Die Hebelarme der diskreten impulsiven Massen bleiben unverändert, da sie nur von der Tankschlankheit  $\gamma$  abhängen.



Tabelle C-18: Korrigierte Faktoren zur Abschätzung der impulsiven Fluidparameter

<b>Faktor für die impulsiv flexible Masse <math>f_{if}</math> (korrigiert)</b>	<b>0,699</b>
<b>Faktor für die impulsiv starre Masse <math>f_{is}</math> (korrigiert)</b>	<b>0,0690</b>

In Tabelle C-19 sind die aufgrund der modalen Beteiligungen der Massen der Aufständering korrigierten impulsiven Fluidparameter angegeben.

Tabelle C-19: Korrigierte impulsive Fluidparameter

<b>Impulsiv flexible Masse <math>m_{if}</math> (korrigiert)</b>	<b><math>3,15 \cdot 10^6</math> kg</b>
<b>Impulsiv starre Masse <math>m_{is}</math> (korrigiert)</b>	<b><math>0,31 \cdot 10^6</math> kg</b>

Entsprechend der geänderten Fluidparameter müssen die diskreten Parameter für die impulsiv flexible Masse  $m_{IF}$  und die Lastverteilerplatte  $m_L^*$  korrigiert werden. In Tabelle C-20 sind alle diskreten Parameter des Ammoniaktanks nochmals zusammengefasst.

Tabelle C-20: Korrigierte diskrete Parameter des Ammoniaktanks

Index	Masse [ $\cdot 10^6$ kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_K$	1,29	$k_K$	2,13	$h_{KB}$	13,1
$m_{IF}$	3,33	$k_{IF}$	4.530	$h_{IB}$	10,1
$m_L^*$	<b>0,48</b>	$k_D$	6.790	$h_{LB}$	<b>6,29</b>
$m_T$	1,42	$k_S$	44.200	$h_T$	5,60
$m_F$	1,39	$k_X$	70.500	$h_F$	0,54
Index	Trägheitsmoment [ $\cdot 10^6$ kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_L$	46,6	$k_{\varphi D}$	$27,0 \cdot 10^6$	$h_{\varphi D}$	3,45
$I_F$	220	$k_{\varphi}$	$9,13 \cdot 10^6$	$h_{\varphi F}$	0,00

In Tabelle C-21 sind die modalen Eigenschaften des korrigierten diskreten Modelles des Ammoniaktanks dargestellt. Im Vergleich zu den in Tabelle C-16 dargestellten modalen Eigenschaften zeigt sich, dass die Korrektur der impulsiven Massen kaum Einfluss auf die modalen Eigenschaften hat. Die impulsive Eigenschwingzeit  $T_2$  bleibt durch die Korrektur der impulsiven Massen unbeeinflusst, wodurch das Steifigkeitsverhältnis  $V_S$  nicht nochmals angepasst werden muss.

Auf Basis der in Tabelle C-21 dargestellten modalen Eigenschaften können nun die modalen Lasten ermittelt werden.



Tabelle C-21: Korrigierte modale Eigenschaften des Ammoniak tanks

Mode	1	2	3	4	5	6	7
<b>Eigenschwing-Zeit <math>T</math> [Sek.]</b>	4,89	0,242	0,0537	0,0368	0,0325	0,0198	0,00742
<b>Modale Masse <math>m^*</math></b>	1,29 *10 <sup>6</sup> kg	3,91 *10 <sup>6</sup> kg	2,05 *10 <sup>6</sup> kg	0,64 *10 <sup>6</sup> kg	1,01 *10 <sup>6</sup> kg	1,88 *10 <sup>6</sup> kg*m <sup>2</sup>	0,38 *10 <sup>6</sup> kg*m <sup>2</sup>
<b>Modale Steifigkeit <math>k^*</math></b>	2,13 MN/m	2.630 MN/m	28.140 MN/m	18.610 MN/m	37.610 MN/m	190.200 MNm/rad	272.900 MNm/rad
<b>Effektive Modale Masse <math>m^{*eff}</math></b>	1,29 *10 <sup>6</sup> kg	4,11 *10 <sup>6</sup> kg	1,69 *10 <sup>6</sup> kg	0,28 *10 <sup>6</sup> kg	0,28 *10 <sup>6</sup> kg	0,26 *10 <sup>6</sup> kg*m <sup>2</sup>	0,00 *10 <sup>6</sup> kg*m <sup>2</sup>

### C.2.2 Ermittlung der modalen Lasten

Für die modalanalytische Bestimmung der Lasten wird beispielhaft ein 5 % gedämpftes Typ 1 Auslegungsspektrum nach EN 1998-1 [15] mit einer Freifeld-Beschleunigung von 3,3 m/s<sup>2</sup> verwendet. Aufgrund der gewählten Bodenparameter wird für die Auslegungsspektren die Bodenklasse „B“ gewählt. Für den hier betrachteten Tank wird ein Bedeutungsbeiwert  $I_B$  von 1,0 gewählt, und das Auslegungsspektrum wird nicht durch Duktilitätsbeiwerte  $R_D$  reduziert ( $R_D = 1,0$ ).

Bezüglich der anzusetzenden Dämpfungen für die zu verwendenden Antwortspektren sei auf die entsprechenden Auslegungsregelwerke für Flüssiggastanks verwiesen. API 620 [32] und EN 1998-4 [26] weisen beide standardmäßig auf ein 5 % gedämpftes Antwortspektrum für die Ermittlung der impulsiven Lasten, und ein 0,5 % gedämpftes Antwortspektrum für die Ermittlung der konvektiven Lasten. Beide Regelwerke lassen jedoch für die Ermittlung der impulsiven Lasten auch höhere Dämpfungen zu, wenn diese technisch begründet werden können.

Im Rahmen dieser Beispielberechnung wird für die Ermittlung der konvektiven Lasten ein 0,5 % gedämpftes Antwortspektrum verwendet, für alle höheren Eigenmoden wird ein 5 % gedämpftes Antwortspektrum für die Ermittlung der Lasten gewählt.

Auf Basis des zuvor beschriebenen 5 % gedämpften Spektrums wird das 0,5 % gedämpfte Spektrum auf Basis der im EN 1998-1 [15] beschriebenen Methoden erstellt. In Abbildung C-2 sind das 5 % gedämpfte und das 0,5 % gedämpfte Auslegungsspektrum dargestellt. Zusätzlich ist in Abbildung C-2 noch die Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  dargestellt. Die Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  ergibt sich auf Basis der in der Mitte der Bodendämmung wirkenden Horizontalkraft beim Durchrutschen  $F_{H,r}$  von 33,3 MN und der effektiven modalen Masse des impulsiven (2ten) Eigenmodes. Für den Ammoniak tank ergibt sich somit eine Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  von 8,1 m/s<sup>2</sup> (vgl. Gl. 8-1).

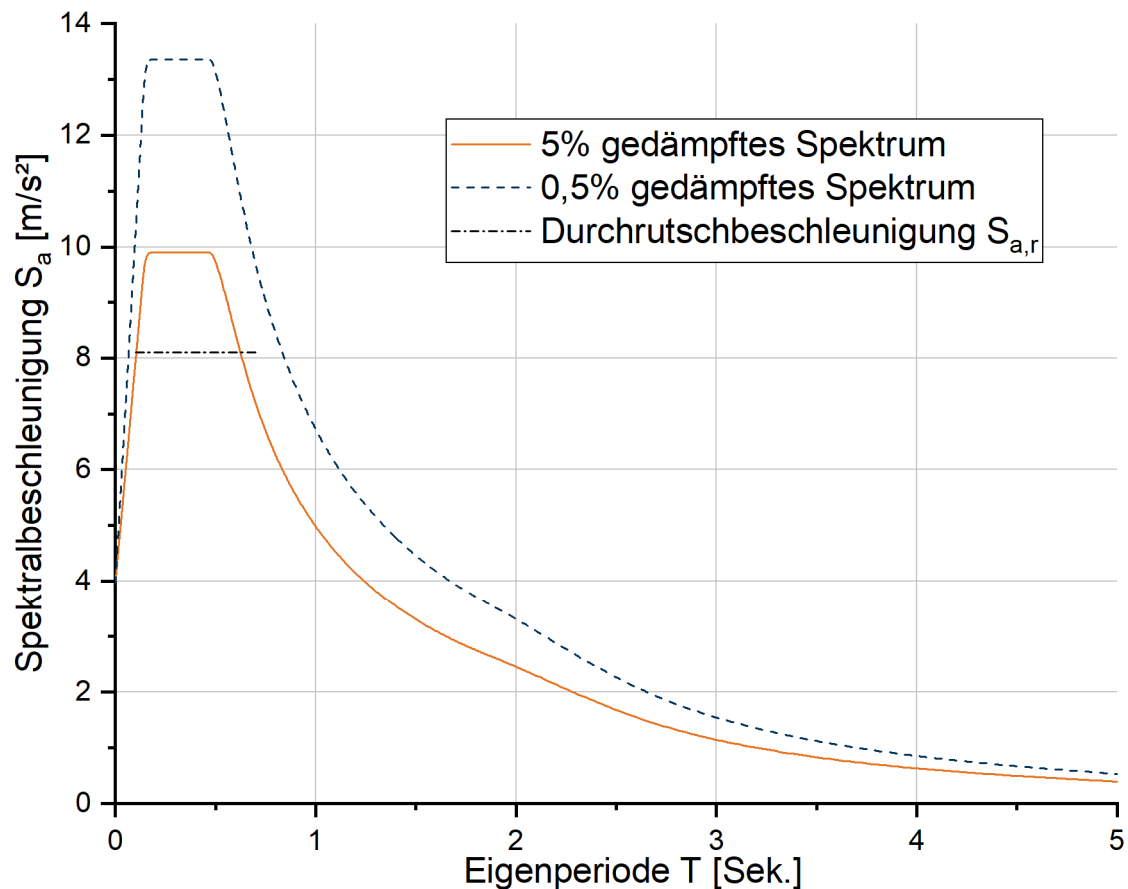
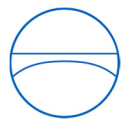


Abbildung C-2: Auslegungsspektren mit Durchschnittsbeschleunigung

Da das 5% gedämpfte Auslegungsspektrum die ermittelte Durchschnittsbeschleunigung  $S_{a,r}$  überschreitet, ist mit einem Durchrutschen in der Bodendämmung zu rechnen. Die modale Beschleunigung des impulsiven (2ten) Eigenmodes muss entsprechend angepasst werden (vgl. Kap. 8).

Um den Plateauwert des Antwortspektrums auf die errechnete Durchschnittsbeschleunigung  $S_{a,r}$  von 8,1 m/s<sup>2</sup> reduzieren zu können, muss die Dämpfung  $D$  des Antwortspektrums auf ca. 10% erhöht werden.

Tabelle C-22: Modale Beschleunigungen des Ammoniak tanks – mit Durchrutschen

Mode	1	2	3	4	5	6	7
Eigenschwingzeit $T$ [Sek.]	4,89	0,242	0,0537	0,0368	0,0325	0,0198	0,00742
Dämpfung des Spektrums $D$	0,5 %	~ 10 %	5 %	5 %	5 %	5 %	5 %
Modale Beschleunigung $S_a$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,559	8,10	6,08	5,41	5,25	4,74	4,25



Auf Basis der Auslegungsspektren und der Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  ergeben sich für die sieben Eigenmoden die in Tabelle C-22 angegebenen modalen Beschleunigungen.

Mit Hilfe der in Tabelle C-22 angegebenen modalen Beschleunigungen lassen sich über die Eigenvektoren der einzelnen Moden die Fundamentlasten des Ammoniak tanks mit Berücksichtigung des Durchrutschens in der Bodendämmung ermitteln. In Tabelle C-23 sind die entsprechenden modalen Lasten des Ammoniak tanks dargestellt. Die angegebenen Kräfte sind hierbei immer die Summe der Horizontallasten aus dem betrachteten diskreten Element, und den darüber liegenden diskreten Elementen. Die angegebenen Momente werden ebenfalls auf Basis der jeweiligen Summe der Horizontallasten, sowie der entsprechenden Hebelarme und der Massenträgheitsmomente ermittelt.

Tabelle C-23: Modale Lasten des Ammoniak tanks mit Durchrutschen

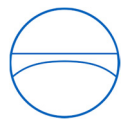
Mode	1	2	3	4	5	6	7
Eigenschwingzeit $T$ [Sek]	4,89	0,242	0,0537	0,0368	0,0325	0,0198	0,00742
Kraft an $k_k$ [kN]	721	-14	-1	0	0	0	0
Kraft an $k_i$ [kN]	1	29.360	-2.480	520	85	-13	0
Kraft an $k_D^*$ [kN] (incl. $k_k$ und $k_i$ )	722	31.400	600	-1.060	69	61	0
Kraft an $k_s$ [kN] (incl. Kraft an $k_D$ )	722	32.820	7.460	610	501	-1.240	0
Kraft an $k_x$ [kN] (incl. Kraft an $k_D$ )	721	33.290	10.300	1.490	1.450	1.230	0
Moment an $k_{\varphi D}$ [kNm]	9.450	311.000	-1.470	-3.560	-7.080	2.020	10
Moment an $k_{\varphi}$ [kNm] (incl. Moment an $k_{\varphi D}$ )	11.940	434.700	60.540	8.850	-38.720	2.590	-1

Bei einer Überlagerung der Einzelmoden nach der CQC-Methode (Complete Quadratic Combination) ergibt sich für den Ammoniak tank mit durchrutschender Bodendämmung in der Bodendämmungsschicht (Kraft an  $k_D$ ) eine maximale Horizontallast  $F_D$  von 31.400 kN und ein maximales Umsturzmoment  $U_D$  von 311.400 kNm. Unterhalb der Fundamentplatte ergibt sich eine maximale Horizontallast  $F_F$  von 35.100 kN und ein maximales Umsturzmoment  $U_F$  von 440.700 kNm.

### C.2.3 Abschätzung der Verschiebung in der Bodendämmung

Da die Durchrutschbeschleunigung  $S_{a,r}$  überschritten wurde, müssen nun die zu erwartenden plastischen Verformungen in der Bodendämmung abgeschätzt werden. Hierbei wird die in Kapitel 8 beschriebene vereinfachte Bemessung mit Hilfe eines Einmassenschwingers auf einem Reibelement verwendet.





Da die Abschätzung der plastischen Verformungen, wie in Kapitel 8 beschrieben, nur auf Basis von direkter Zeitintegration erfolgen kann, werden für das 5% gedämpfte Auslegungsspektrum zwei Spektrum kompatible Beschleunigungsverläufe erzeugt. Die beiden Beschleunigungsverläufe sind in Abbildung C-3 dargestellt.

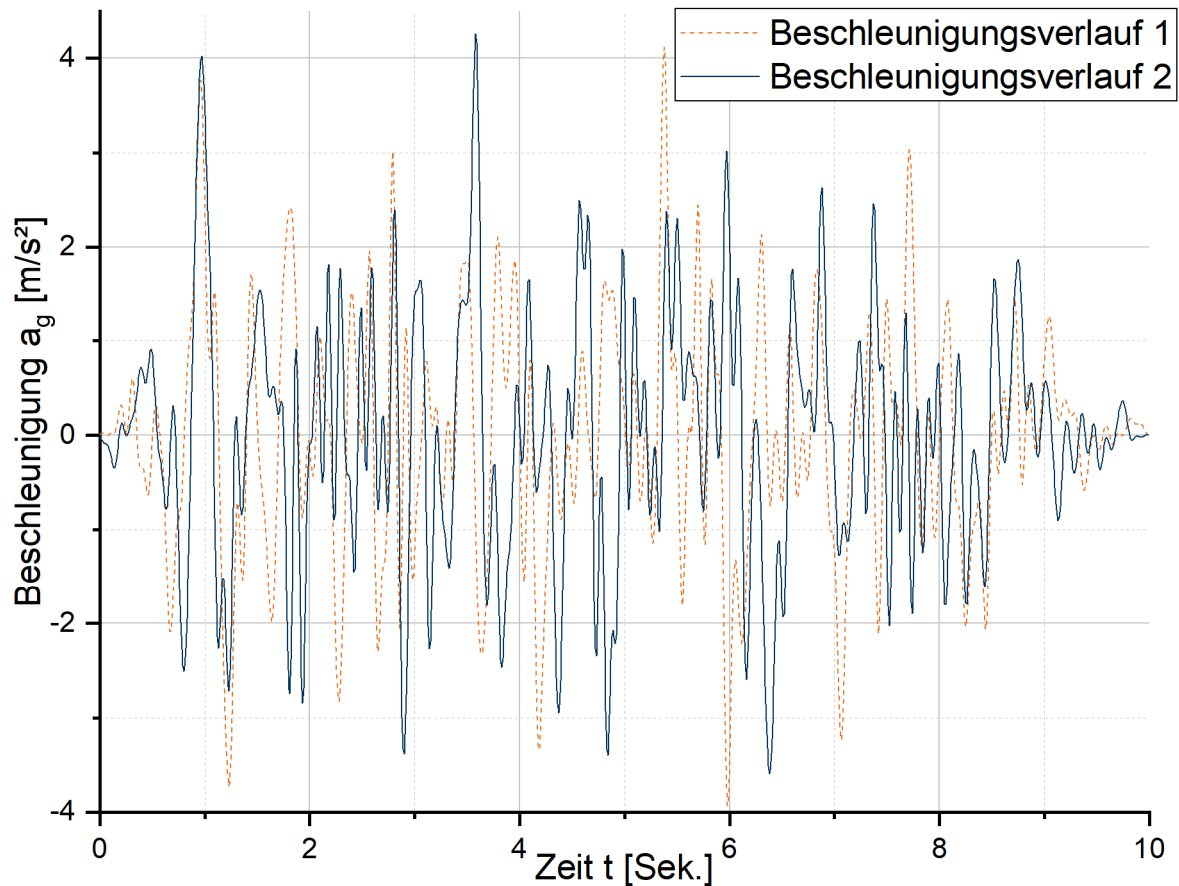


Abbildung C-3: Synthetische Beschleunigungsverläufe 1 und 2

Die 5% gedämpften Antwortspektren der Beiden in Abbildung C-3 dargestellten Spektrum kompatiblen Beschleunigungsverläufe 1 und 2 zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem 5% gedämpften Auslegungsspektrum, wie in Abbildung C-4 dargestellt ist.

Mit Hilfe der Beschleunigungsverläufe 1 und 2 kann nun eine Abschätzung der zu erwartenden Verformungen in der Bodendämmung erfolgen. Mit Hilfe eines Einmassenschwingers auf einem Reibelement lassen sich für den zweiten Eigenmode die entsprechenden Verformungen ermitteln. Die modale Masse des verwendeten Einmassenschwingers beträgt  $3,91 \cdot 10^6 \text{ kg}$ , die modale Steifigkeit beträgt  $2.630 \text{ MN/m}$ , die modale Dämpfungskonstante beträgt  $10,1 \text{ MNs/m}$ , und die Horizontalkraft bei Durchrutschen  $F_{H,r}$  beträgt  $33,3 \text{ MN}$ .



Wie in der Veröffentlichung zum dynamischen Verhalten von Schaumglasprodukten beschrieben, werden zur Abschätzung der Verformungen in der Bodendämmung jeweils mehrere Berechnungen mit dem nichtlinearen Einmassenschwinger durchgeführt. Hierbei werden die Beschleunigungswerte der Beschleunigungsverläufe 1 und 2 mit einem linearen Faktor  $f_s$  skaliert, um die Größe der plastischen Verformungen in Abhängigkeit von der Spektralbeschleunigung  $S_a$  zu ermitteln. Für den verwendeten Beschleunigungsverlauf 1 ergibt sich für die betrachtete impulsive Eigenschwingzeit  $T_2$  eine Spektralbeschleunigung  $S_{a,1}$  von  $10,3 \text{ m/s}^2$ , und für den Beschleunigungsverlauf 2 eine Spektralbeschleunigung  $S_{a,2}$  von  $11,1 \text{ m/s}^2$ .

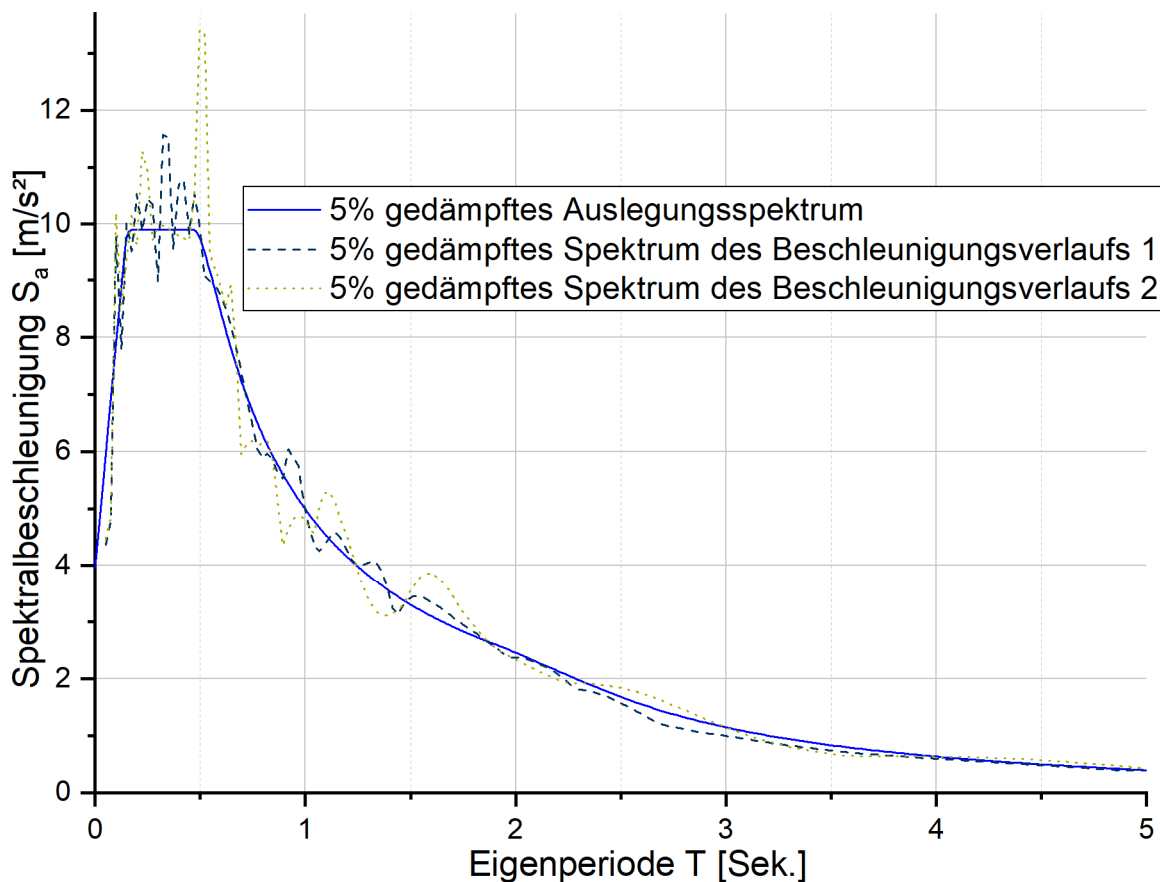


Abbildung C-4: Vergleich des Auslegungsspektrums mit den Spektren der synthetischen Beschleunigungsverläufe 1 und 2

In Abbildung C-5 sind beispielhaft die Horizontallasten und die plastischen Verformungen des nichtlinearen Einmassenschwingers dargestellt. Der Einmassenschwinger wurde mit dem Beschleunigungsverlauf 2 angeregt, der lineare Skalierungsfaktor  $f_s$  beträgt 1,0.

Wie in Abbildung C-5 zu sehen ist, entstehen für den betrachteten Einmassenschwinger bei der beschriebenen Anregung zwei voneinander getrennte plastische Verformungszyklen. Die plastischen Verformungen ergeben sich zu  $W_{rutsch,Zyklus,max}$  ca. 4,9 mm,  $W_{plast,Zyklus,max}$  ca. 2,5 mm,  $W_{rutsch,Total}$  ca. 7,1 mm, und  $W_{plast,Total}$  ca. 4,7 mm (vgl. Abb. 7-12).

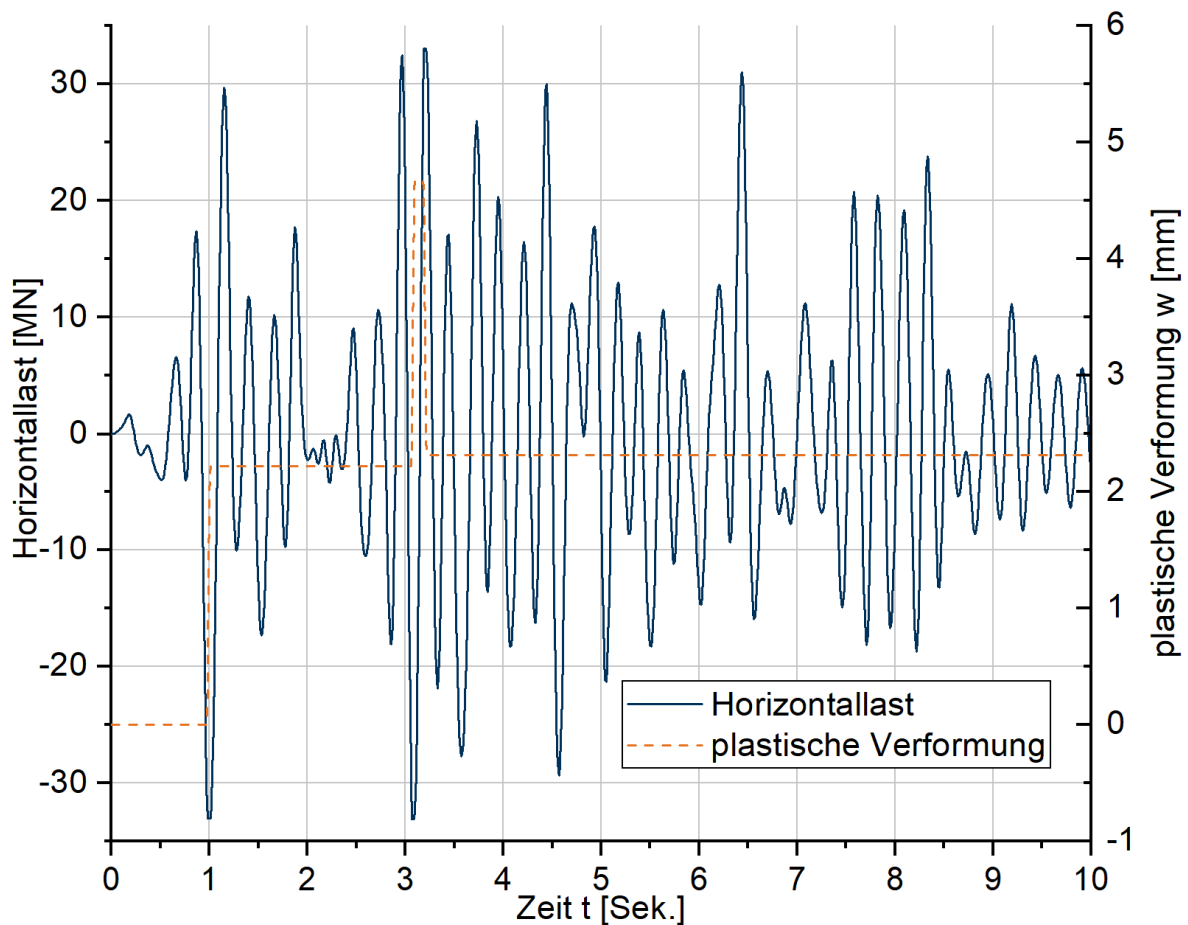
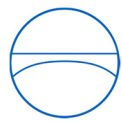


Abbildung C-5: Horizontallast und plastische Verformung des nichtlinearen Einmassenschwingers für den Beschleunigungsverlauf 2 mit  $f = 1,0$ .

In Abbildung C-6 sind die maximalen ermittelten plastischen Verformungen in einem zusammenhängenden Zyklus  $w_{rutsch,Zyklus,max}$  (vgl. Kap. 7.4) dargestellt. Zusätzlich ist in Abbildung C-6 die Spektralbeschleunigung des 5% gedämpften Antwortspektrums für die impulsive Eigenschwingzeit  $T_2$  eingetragen worden.

Wie in Abbildung C-6 zu sehen ist, ergeben sich für die beiden synthetischen Beschleunigungsverläufe nahezu identische plastische Verformungen  $w_{rutsch,Zyklus,max}$  wenn die Verformungen auf die entsprechende modale Beschleunigung bezogen werden. Bei einer modalen Beschleunigung von  $9,9\text{ m/s}^2$ , wie sie das Auslegungsspektrum aufweist, lassen sich somit die plastische Verformungen  $w_{rutsch,Zyklus,max}$  auf ca. 2,5 mm abschätzen.

Da, wie in Kapitel 7.4 beschrieben, für das Auslegungsspektrum keinerlei Informationen bezüglich der Starkbebendauer oder dem zeitlichen Verlauf der horizontalen Beschleunigungen vorliegen, können die akkumulierten plastischen Verformungen  $w_{rutsch,Total}$  und  $w_{plast,Total}$  nur grob über Faktoren abgeschätzt werden.

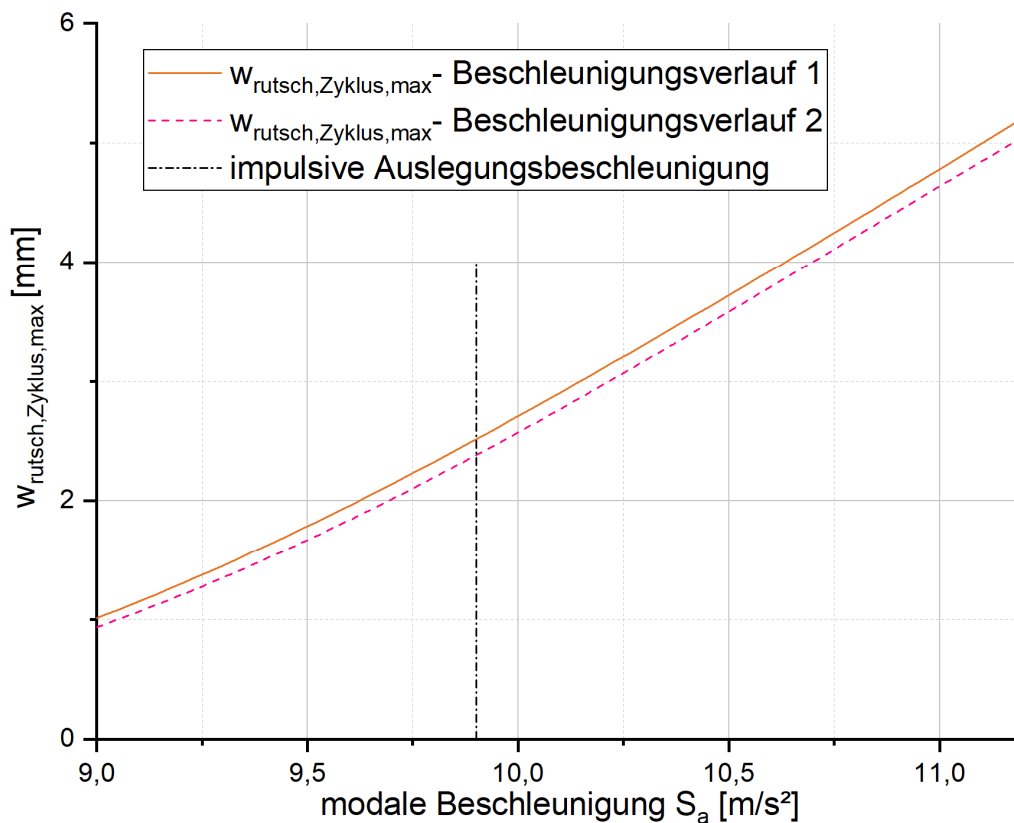
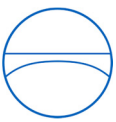


Abbildung C-6: Ermittlung der plastische Verformungen in der Bodendämmung aus den plastischen Verformungen der synthetischen Beschleunigungsverläufe

Auf Basis der vergleichsweise kleinen plastischen Verformungen  $W_{\text{rutsch,Zyklus,max}}$ , welche für das betrachtete Auslegungsspektrum entstehen, können die akkumulierten plastischen Verformungen  $W_{\text{rutsch,Total}}$  wie in Kapitel 7.4 beschrieben, mit einem Faktor von ca. 2,5, und  $W_{\text{plast,Total}}$  mit einem Faktor von ca. 2,0 konservativ abgeschätzt werden.

Die akkumulierten plastischen Verformungen würden sich somit zu  $W_{\text{rutsch,Total}} = 6,3$  mm und  $W_{\text{plast,Total}} = 5,0$  mm ergeben. Verformungen in dieser Größenordnung sind wie in Kapitel 8.3.2.3 beschrieben, bei korrekter Wahl der Schaumglasfestigkeitsklasse, unproblematisch.



## D      **Ausgewählte FE-Berechnungsergebnisse für Tanks mit 400 m<sup>3</sup>, 4.000 m<sup>3</sup> und 40.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen**

In diesem Anhang werden beispielhaft die Berechnungsergebnisse verschiedener im Rahmen der Parameteruntersuchungen erstellter FE-Berechnungen dargestellt. Auf Basis dieser und ähnlicher Berechnungen wurden die in **Anhang B** dargestellten diskreten Fluidparameter entwickelt. Die in diesem Anhang beispielhaft dargestellten FE-Berechnungen sind somit die Basis für die Ergebnisse der Parameteruntersuchungen. Zusätzlich werden jeweils die ermittelten diskreten Parameter des entsprechenden Ersatzmodelles dargestellt. Es werden die mit Hilfe von FE-Methoden berechneten Fundamentlasten (Umsturzmoment  $U_{FE}$  und Horizontalschub  $F_{H,FE}$ ), sowie die sich auf dem Ersatzmodell ergebenden Fundamentlasten (Umsturzmoment  $U_D$  und Horizontalschub  $F_{H,D}$ ) dargestellt.

Als horizontale Anregungsfunktion wurden die ersten 4 Sekunden der Nord- Süd-Komponente des Beschleunigungsverlaufs des El Centro Erdbebens von 1940 verwendet (vgl. Abbildung 2-5). Alle dargestellten Berechnungen basieren auf einer Füllung des Tanks mit Wasser.

Die verwendeten FE-Modelle entsprechen in ihrem Aufbau den in Kapitel 6.1 beschriebenen FE-Modellen, wobei für die 400 m<sup>3</sup> Tanks und 40.000 m<sup>3</sup> Tanks die geometrischen Abmessungen der Modelle entsprechend angepasst wurden. Das verwendete diskrete Modell entspricht dem in Kapitel 6.2 beschriebenen diskreten Modell.

Bei der Wahl der Steifigkeit der Aufständering wurden Steifigkeiten verwendet, welche sich in den im Rahmen der Parameterstudie zur Steifigkeit der Aufständering des dynamischen Modelles ermittelten Grenzen bewegen. Zum Teil wurden „weiche Bodenfedern“ verwendet, welche zu Steifigkeitsverhältnissen  $V_S$  an der Anwendbarkeitsgrenze führen, bei anderen Modellen wurden „harte Bodenfedern“ verwendet, welche sich im unteren bis mittleren Bereich der Steifigkeitsverhältnisse  $V_S$  bewegen.



### D.1 Berechnungen an Tanks mit 400 m<sup>3</sup>

Im Folgenden werden beispielhaft Ergebnisse aus den FE-Berechnungen an Tanks mit 400 m<sup>3</sup> Tankvolumen dargestellt, und mit den Berechnungsergebnissen aus dem diskreten Modell verglichen.

#### D.1.1 Flacher Tank ( $\gamma = 1,0$ ) – 400 m<sup>3</sup> – 6 mm Wandstärke

Tabelle D-1: Geometrie – Parameter-Modell – 400 m<sup>3</sup>, flacher Tank

<b>Tankdurchmesser <math>d_T</math></b>	<b>10,10 m</b>
<b>Fluidhöhe <math>H_L</math></b>	<b>5,00 m</b>
<b>Tankvolumen <math>V</math></b>	<b>401 m<sup>3</sup></b>
<b>Mantelhöhe <math>H_M</math></b>	<b>6,00 m</b>
<b>Fundamentdurchmesser <math>d_F</math></b>	<b>10,90 m</b>
<b>Höhe der Fundamentplatte <math>H_F</math></b>	<b>0,60 m</b>
<b>s/R-Verhältnis</b>	<b>1,19 * 10<sup>-3</sup></b>
<b>Wandstärke <math>s</math></b>	<b>6,00 mm</b>

In Tabelle D-1 sind die in der FE-Berechnung verwendeten geometrischen Parameter für einen flachen Tank mit 400 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Die Wandstärke wurde auf 6 mm festgelegt, da dies häufig die erforderliche Mindestwandstärke für Tanks dieser Art ist.

Tabelle D-2: Diskrete Parameter 400 m<sup>3</sup>, flacher Tank, sehr weiche Bodenfeder

<b>Index</b>	<b>Masse [*10<sup>6</sup> kg]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MN/m]</b>	<b>Index</b>	<b>Höhe [m]</b>
$m_k$	0,18	$k_k$	0,61	$h_k$	3,90
$m_{if}$	0,20	$k_i$	2.100	$h_{if}$	3,64
$m_{is}$	0,048			$h_{is}$	3,60
$m_g$	0,140	$k_x$	480	$h_g$	0,30
$m_b$	0,004			$h_b$	0,60
$m_m$	0,010			$h_m$	3,0
<b>Index</b>	<b>Trägheitsmoment [*10<sup>6</sup> kgm<sup>2</sup>]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MNm/rad]</b>		
$I_F$	1,20	$k_\varphi$	8,00*10 <sup>9</sup>		

In Tabelle D-2 sind die verwendeten diskreten Parameter für einen flachen Tank mit 400 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Das gewählte Steifigkeitsverhältnis  $V_S=4,37$  liegt hier etwas oberhalb der Anwendbarkeitsgrenze.

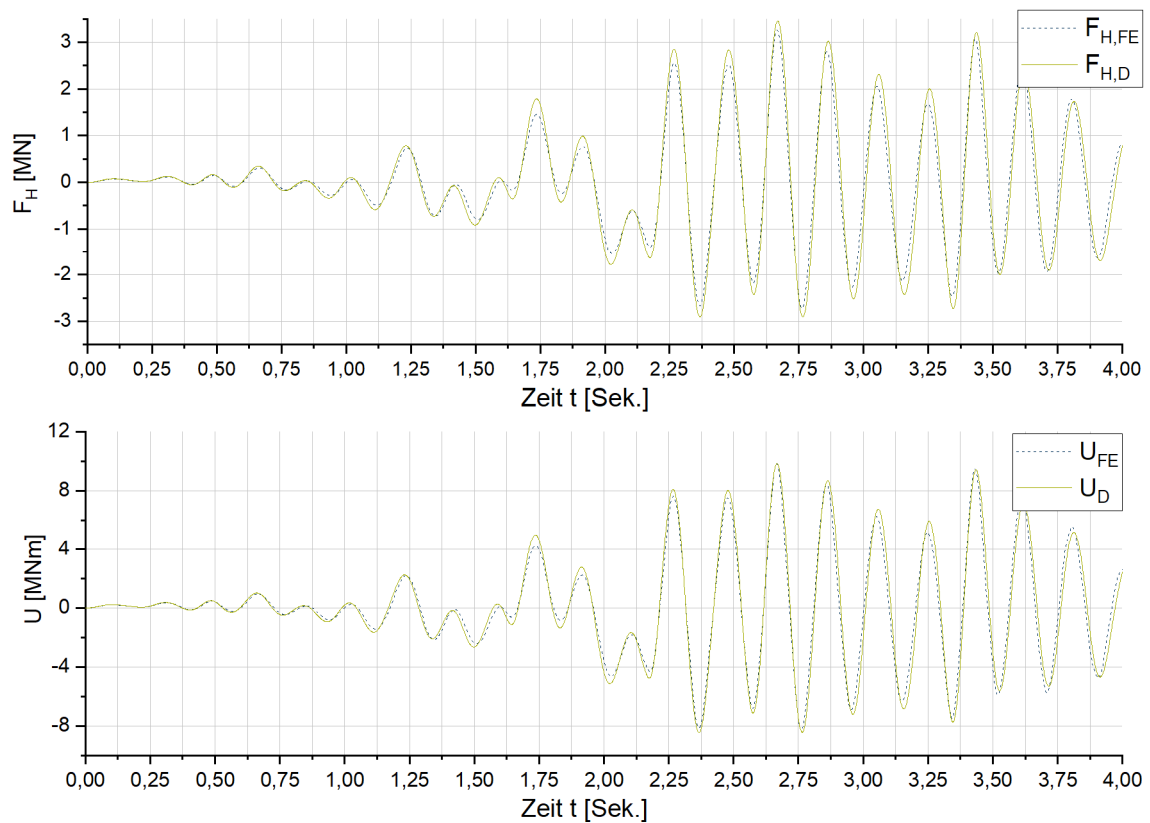
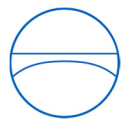


Abbildung D-1: Vergleich der Fundamentlasten – FE-Modell - diskretes Modell, flacher Tank, 400 m<sup>3</sup>

In Abbildung D-1 werden die mit dem FE-Modell ermittelten Fundamentlasten mit den Fundamentlasten verglichen, welche mit dem in Tabelle D-2 beschriebenen diskreten Modell ermittelt wurden. Hierbei zeigt sich eine gute Übereinstimmung.



### D.1.2 Schlanker Tank ( $\gamma = 2,2$ ) – 400 m<sup>3</sup> – 6,0 mm Wandstärke

Tabelle D-3: Geometrie – Parameter-Modell – 400 m<sup>3</sup>, schlanker Tank

<b>Tankdurchmesser <math>d_T</math></b>	<b>7,75 m</b>
<b>Fluidhöhe <math>H_L</math></b>	<b>8,50 m</b>
<b>Tankvolumen <math>V</math></b>	<b>401 m<sup>3</sup></b>
<b>Mantelhöhe <math>H_M</math></b>	<b>9,50 m</b>
<b>Fundamentdurchmesser <math>d_F</math></b>	<b>8,55 m</b>
<b>Höhe der Fundamentplatte <math>H_F</math></b>	<b>0,60 m</b>
<b>s/R-Verhältnis</b>	<b>1,55 * 10<sup>-3</sup></b>
<b>Wandstärke <math>s</math></b>	<b>6,00 mm</b>

In Tabelle D-3 sind die in der FE-Berechnung verwendeten geometrischen Parameter für einen schlanken Tank mit 400 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Die Wandstärke wurde auf 6 mm festgelegt, da dies häufig die erforderliche Mindestwandstärke für Tanks dieser Art ist.

Tabelle D-4: Diskrete Parameter 400 m<sup>3</sup>, schlanker Tank, weiche Bodenfeder

<b>Index</b>	<b>Masse [*10<sup>6</sup> kg]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MN/m]</b>	<b>Index</b>	<b>Höhe [m]</b>
$m_k$	0,086	$k_k$	0,40	$h_k$	6,54
$m_{if}$	0,275	$k_i$	1.030	$h_{if}$	4,70
$m_{is}$	0,059			$h_{is}$	4,50
$m_g$	0,086	$k_x$	490	$h_g$	0,30
$m_b$	0,002			$h_b$	0,60
$m_m$	0,012			$h_m$	4,75
<b>Index</b>	<b>Trägheitsmoment [*10<sup>6</sup> kgm<sup>2</sup>]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MNm/rad]</b>		
$I_F$	0,44	$k_\varphi$	8,00*10 <sup>9</sup>		

In Tabelle D-4 sind die verwendeten diskreten Parameter für den schlanken Tank mit 400 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Das gewählte Steifigkeitsverhältnis  $V_s = 2,1$  liegt etwas unterhalb der Anwendbarkeitsgrenze.



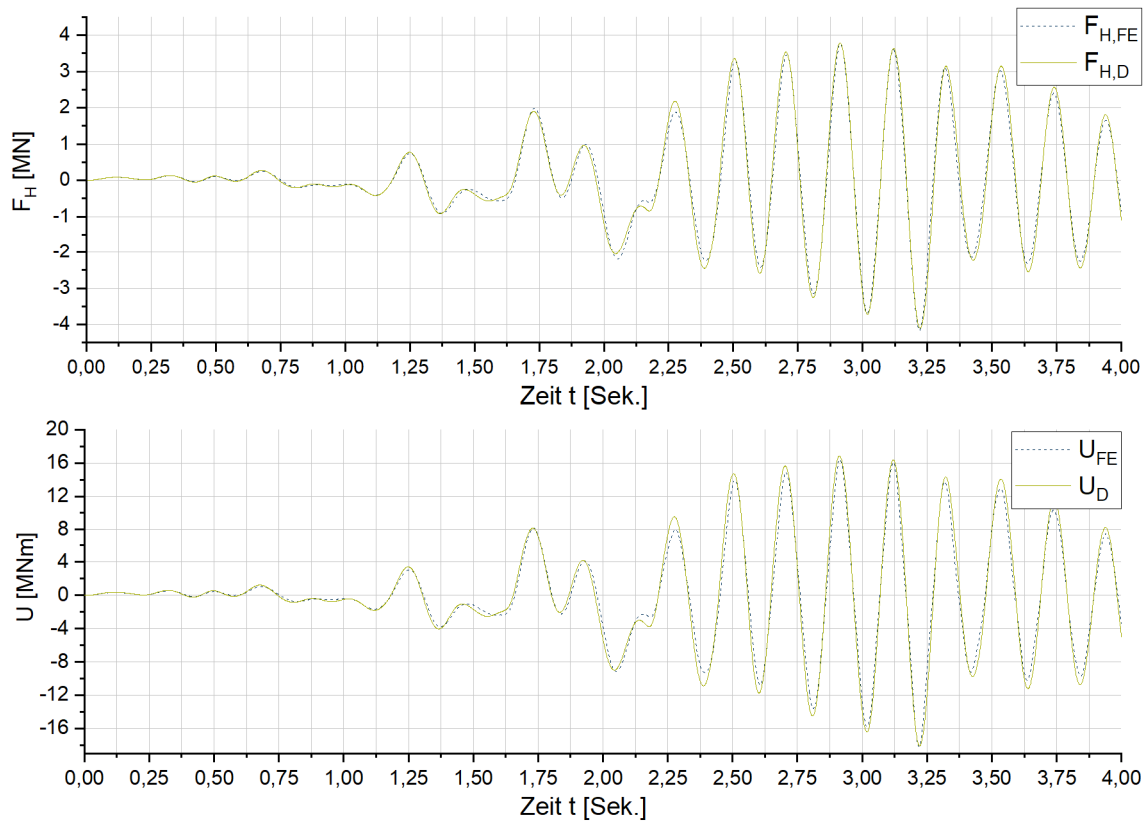
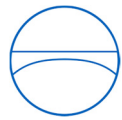


Abbildung D-2: Vergleich der Fundamentlasten – FE-Modell - diskretes Modell, schlanker Tank, 400 m<sup>3</sup>

In Abbildung D-2 werden die mit dem FE-Modell ermittelten Fundamentlasten mit den Fundamentlasten verglichen, welche mit dem in Tabelle D-4 beschriebenen diskreten Modell ermittelt wurden. Hierbei zeigt sich eine gute Übereinstimmung.



## D.2 Berechnungen an Tanks mit 4.000 m<sup>3</sup>

Im Folgenden werden beispielhaft die Ergebnisse aus den FE-Berechnungen an Tanks mit 4.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen dargestellt, und mit den Berechnungsergebnissen aus dem diskreten Modell verglichen.

### D.2.1 Flacher Tank ( $\gamma = 1,0$ ) – 4.000 m<sup>3</sup> – 14,2 mm Wandstärke

Tabelle D-5: Geometrie – Parameter-Modell – 4.000 m<sup>3</sup>, flacher Tank

<b>Tankdurchmesser <math>d_T</math></b>	<b>21,80 m</b>
<b>Fluidhöhe <math>H_L</math></b>	<b>10,85 m</b>
<b>Tankvolumen <math>V</math></b>	<b>4.050 m<sup>3</sup></b>
<b>Mantelhöhe <math>H_M</math></b>	<b>14,05 m</b>
<b>Fundamentdurchmesser <math>d_F</math></b>	<b>22,60 m</b>
<b>Höhe der Fundamentplatte <math>H_F</math></b>	<b>0,60 m</b>
<b>s/R-Verhältnis</b>	<b>1,3 * 10<sup>-3</sup></b>
<b>Wandstärke <math>s</math></b>	<b>14,20 mm</b>

In Tabelle D-5 sind die in der FE-Berechnung verwendeten geometrischen Parameter für einen flachen Tank mit 4.000 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Das s/R-Verhältnis wurde im Rahmen der Ergebnisse aus der Parameterstudie gewählt.

Tabelle D-6: Diskrete Parameter 4.000 m<sup>3</sup>, flacher Tank, harte Bodenfeder

<b>Index</b>	<b>Masse [*10<sup>6</sup> kg]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MN/m]</b>	<b>Index</b>	<b>Höhe [m]</b>
$m_k$	1,78	$k_k$	2,84	$h_k$	8,40
$m_{if}$	2,25	$k_i$	5.000	$h_{if}$	7,90
$m_{is}$	<b>0,04</b>			$h_{is}$	<b>7,80</b>
$m_g$	0,60	$k_x$	8.600	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	0,11			$h_m$	7,03
<b>Index</b>	<b>Trägheitsmoment [*10<sup>6</sup> kgm<sup>2</sup>]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MNm/rad]</b>		
$I_F$	22,7	$k_\varphi$	8,00*10 <sup>9</sup>		

In Tabelle D-6 sind die verwendeten diskreten Parameter für den flachen Tank mit 4.000 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Das gewählte Steifigkeitsverhältnis  $V_s = 0,58$  liegt unterhalb der Anwendbarkeitsgrenze.

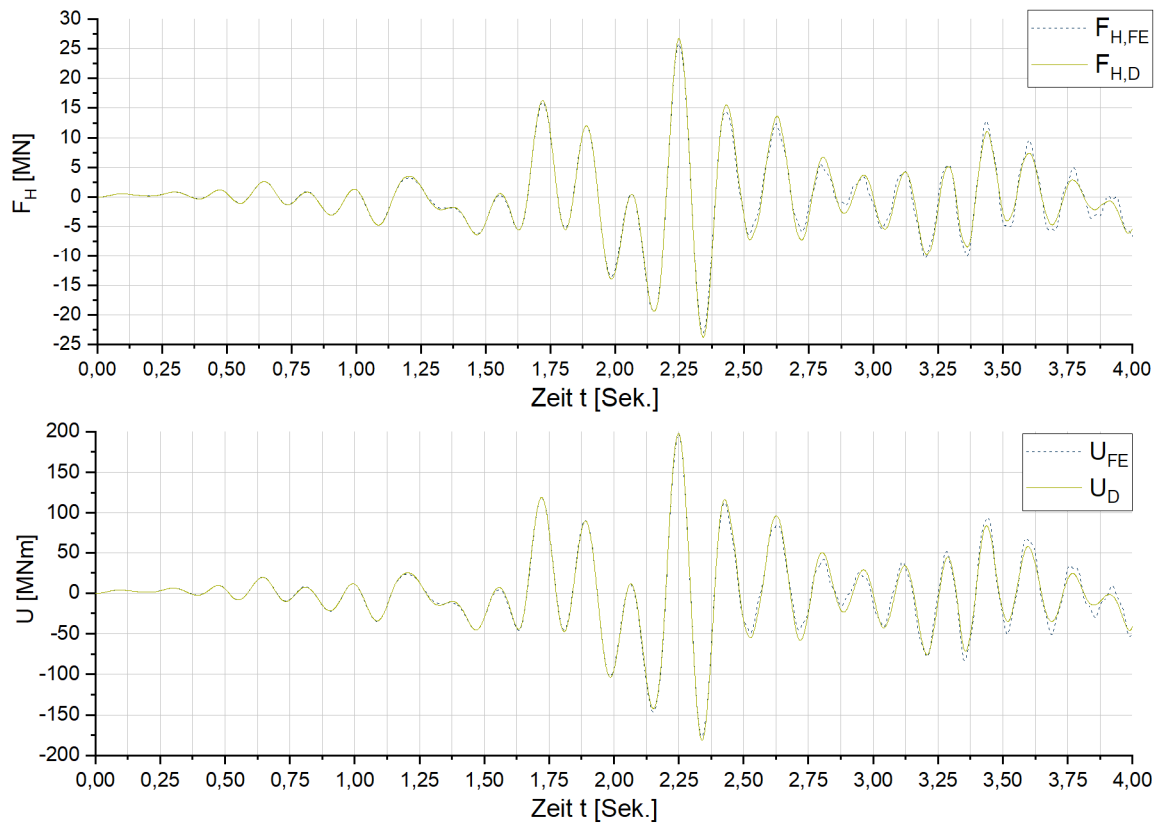
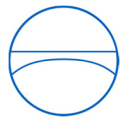


Abbildung D-3: Vergleich der Fundamentlasten – FE-Modell - diskretes Modell, flacher Tank, 4.000 m<sup>3</sup>

In Abbildung D-3 werden die mit dem FE-Modell ermittelten Fundamentlasten mit den Fundamentlasten verglichen, welche mit dem in Tabelle D-6 beschriebenen diskreten Modell ermittelt wurden. Hierbei zeigt sich eine gute Übereinstimmung.



### D.2.2 Schlanker Tank ( $\gamma = 2,2$ ) – 4.000 m<sup>3</sup> – 24,3 mm Wandstärke

Tabelle D-7: Geometrie – Parameter-Modell – 4.000 m<sup>3</sup>, schlanker Tank

<b>Tankdurchmesser <math>d_T</math></b>	<b>16,80 m</b>
<b>Fluidhöhe <math>H_L</math></b>	<b>18,25 m</b>
<b>Tankvolumen <math>V</math></b>	<b>4.045 m<sup>3</sup></b>
<b>Mantelhöhe <math>H_M</math></b>	<b>21,45 m</b>
<b>Fundamentdurchmesser <math>d_F</math></b>	<b>17,60 m</b>
<b>Höhe der Fundamentplatte <math>H_F</math></b>	<b>0,60 m</b>
<b>s/R-Verhältnis</b>	<b>2,9 * 10<sup>-3</sup></b>
<b>Wandstärke <math>s</math></b>	<b>24,30 mm</b>

In Tabelle D-7 sind die in der FE-Berechnung verwendeten geometrischen Parameter für einen schlanken Tank mit 4.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen dargestellt. Das s/R-Verhältnis wurde in Rahmen der Ergebnisse der Parameterstudie gewählt.

Tabelle D-8: Diskrete Parameter 4.000 m<sup>3</sup>, schlanker Tank, weiche Bodenfeder

<b>Index</b>	<b>Masse [*10<sup>6</sup> kg]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MN/m]</b>	<b>Index</b>	<b>Höhe [m]</b>
$m_k$	0,86	$k_k$	1,86	$h_k$	14,00
$m_{if}$	2,82	$k_i$	5.200	$h_{if}$	9,50
$m_{is}$	<b>0,75</b>			$h_{is}$	<b>8,50</b>
$m_g$	0,36	$k_x$	2.350	$h_g$	0,30
$m_b$	0,04			$h_b$	0,60
$m_m$	0,22			$h_m$	9,10
<b>Index</b>	<b>Trägheitsmoment [*10<sup>6</sup> kgm<sup>2</sup>]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MNm/rad]</b>		
$I_F$	8,80	$k_\varphi$	8,00*10 <sup>9</sup>		

In Tabelle D-8 sind die verwendeten diskreten Parameter für den schlanken Tank mit 4.000 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Das gewählte Steifigkeitsverhältnis  $V_s = 2,2$  liegt leicht unterhalb der Anwendbarkeitsgrenze.

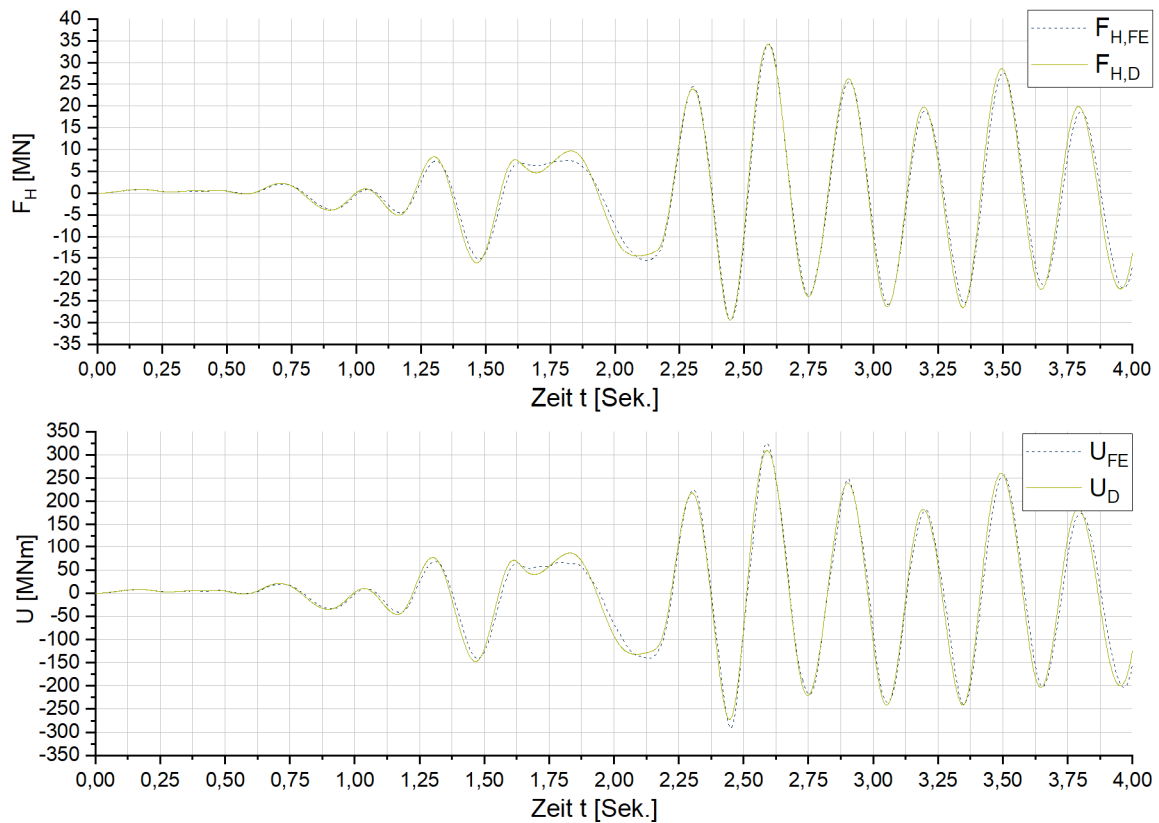


Abbildung D-4: Vergleich der Fundamentlasten – FE-Modell - diskretes Modell, schlanker Tank, 4.000 m<sup>3</sup>

In Abbildung D-4 werden die mit dem FE-Modell ermittelten Fundamentlasten mit den Fundamentlasten verglichen, welche mit dem in Tabelle D-8 beschriebenen diskreten Modell ermittelt wurden. Hierbei zeigt sich eine gute Übereinstimmung.



### D.3 Berechnungen an Tanks mit 40.000 m<sup>3</sup>

Im Folgenden werden beispielhaft die Ergebnisse aus den FE-Berechnungen an Tanks mit 40.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen dargestellt und mit den Berechnungsergebnissen aus dem diskreten Modell verglichen.

#### D.3.1 Flacher Tank ( $\gamma = 1,0$ ) – 40.000 m<sup>3</sup> – 30,4 mm Wandstärke

Tabelle D-9: Geometrie – Parameter-Modell – 40.000 m<sup>3</sup>, flacher Tank

<b>Tankdurchmesser <math>d_T</math></b>	<b>46,80 m</b>
<b>Fluidhöhe <math>H_L</math></b>	<b>23,30 m</b>
<b>Tankvolumen <math>V</math></b>	<b>40.250 m<sup>3</sup></b>
<b>Mantelhöhe <math>H_M</math></b>	<b>27,50 m</b>
<b>Fundamentdurchmesser <math>d_F</math></b>	<b>47,60 m</b>
<b>Höhe der Fundamentplatte <math>H_F</math></b>	<b>0,60 m</b>
<b>s/R-Verhältnis</b>	<b>1,3 * 10<sup>-3</sup></b>
<b>Wandstärke <math>s</math></b>	<b>30,40 mm</b>

In Tabelle D-9 sind die in der FE-Berechnung verwendeten geometrischen Parameter für einen flachen Tank mit 40.000 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Das s/R-Verhältnis wurde in Rahmen der Ergebnisse der Parameterstudie gewählt.

Tabelle D-10: Diskrete Parameter 40.000 m<sup>3</sup>, flacher Tank, weiche Bodenfeder

Index	Masse [*10 <sup>6</sup> kg]	Index	Steifigkeit [MN/m]	Index	Höhe [m]
$m_k$	17,6	$k_k$	13,1	$h_k$	18,10
$m_{if}$	22,4	$k_i$	10.500	$h_{if}$	17,0
$m_{is}$	<b>0,96</b>			$h_{is}$	<b>16,7</b>
$m_g$	2,67	$k_x$	8.400	$h_g$	0,30
$m_b$	0,42			$h_b$	0,60
$m_m$	0,99			$h_m$	15,1
Index	Trägheitsmoment [*10 <sup>6</sup> kgm <sup>2</sup> ]	Index	Steifigkeit [MNm/rad]		
$I_F$	490	$k_\varphi$	8,00*10 <sup>9</sup>		

In Tabelle D-10 sind die verwendeten diskreten Parameter für den flachen Tank mit 40.000 m<sup>3</sup> Volumen dargestellt. Das gewählte Steifigkeitsverhältnis  $V_S = 1,25$  liegt leicht unterhalb der Anwendbarkeitsgrenze.

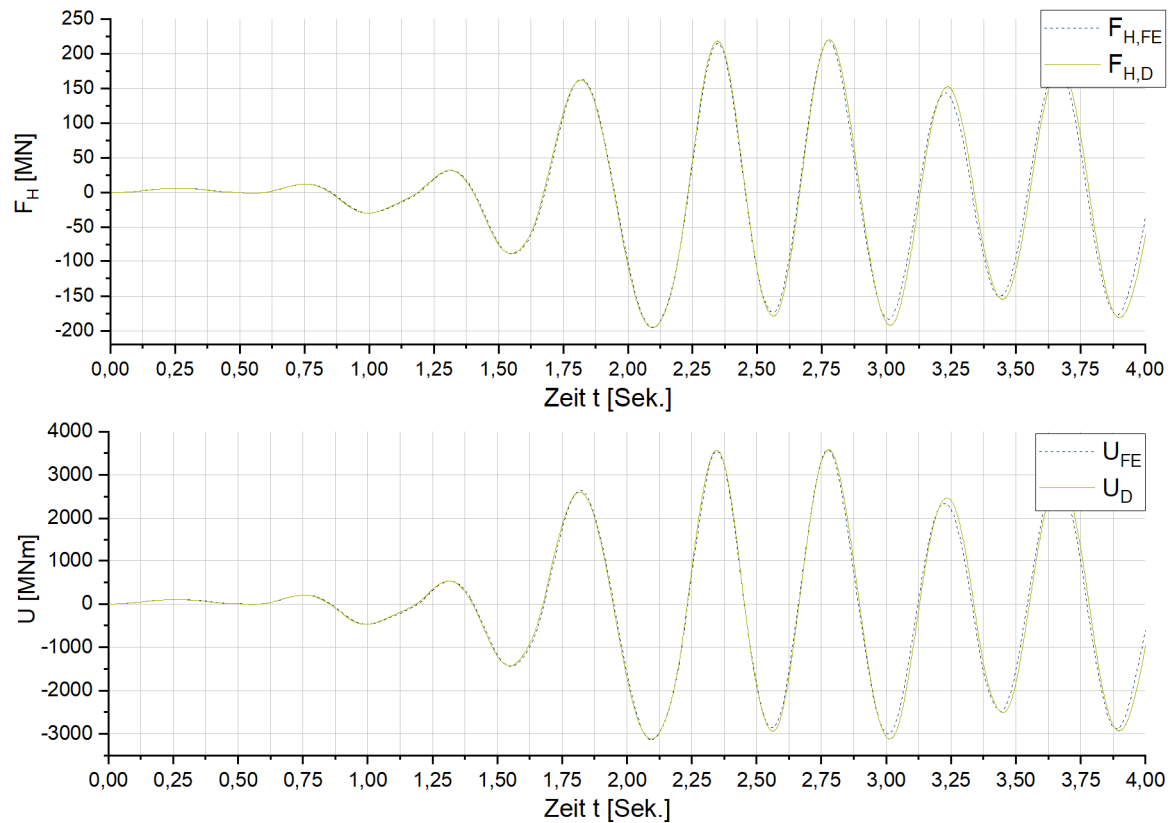
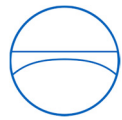


Abbildung D-5: Vergleich der Fundamentlasten – FE-Modell - diskretes Modell, flacher Tank, 40.000 m<sup>3</sup>

In Abbildung D-5 werden die mit dem FE-Modell ermittelten Fundamentlasten mit den Fundamentlasten verglichen, welche mit dem in Tabelle D-10 beschriebenen diskreten Modell ermittelt wurden. Hierbei zeigt sich eine gute Übereinstimmung.



### D.3.2 Halbschlanker Tank ( $\gamma = 1,6$ ) – 40.000 m<sup>3</sup> – 26,0 mm Wandstärke

Tabelle D-11: Geometrie – Parameter-Modell – 40.000 m<sup>3</sup>, halbschlanker Tank

<b>Tankdurchmesser <math>d_T</math></b>	<b>40,00 m</b>
<b>Fluidhöhe <math>H_L</math></b>	<b>31,90 m</b>
<b>Tankvolumen <math>V</math></b>	<b>40.090 m<sup>3</sup></b>
<b>Mantelhöhe <math>H_M</math></b>	<b>36,10 m</b>
<b>Fundamentdurchmesser <math>d_F</math></b>	<b>40,80 m</b>
<b>Höhe der Fundamentplatte <math>H_F</math></b>	<b>0,60 m</b>
<b>s/R-Verhältnis</b>	<b>1,3 * 10<sup>-3</sup></b>
<b>Wandstärke <math>s</math></b>	<b>26,00 mm</b>

In Tabelle D-11 sind die in der FE-Berechnung verwendeten geometrischen Parameter für einen halbschlanken Tank mit 40.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen dargestellt. Das s/R-Verhältnis wurde in Rahmen der Ergebnisse der Parameterstudie gewählt.

Tabelle D-12: Diskrete Parameter 40.000 m<sup>3</sup>, halbschlanker Tank, weiche Bodenfeder

<b>Index</b>	<b>Masse [*10<sup>6</sup> kg]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MN/m]</b>	<b>Index</b>	<b>Höhe [m]</b>
$m_k$	11,50	$k_k$	10,40	$h_k$	23,20
$m_{if}$	23,2	$k_i$	7.600	$h_{if}$	17,8
$m_{is}$	<b>4,40</b>			$h_{is}$	<b>16,9</b>
$m_g$	1,96	$k_x$	5.100	$h_g$	0,30
$m_b$	0,26			$h_b$	0,60
$m_m$	1,20			$h_m$	18,0
<b>Index</b>	<b>Trägheitsmoment [*10<sup>6</sup> kgm<sup>2</sup>]</b>	<b>Index</b>	<b>Steifigkeit [MNm/rad]</b>		
$I_F$	258	$k_\varphi$	8,00*10 <sup>9</sup>		

In Tabelle D-12 sind die verwendeten diskreten Parameter für den halbschlanken Tank mit 40.000 m<sup>3</sup> Tankvolumen dargestellt. Das gewählte Steifigkeitsverhältnis  $V_S = 1,50$  liegt leicht oberhalb der Anwendbarkeitsgrenze.



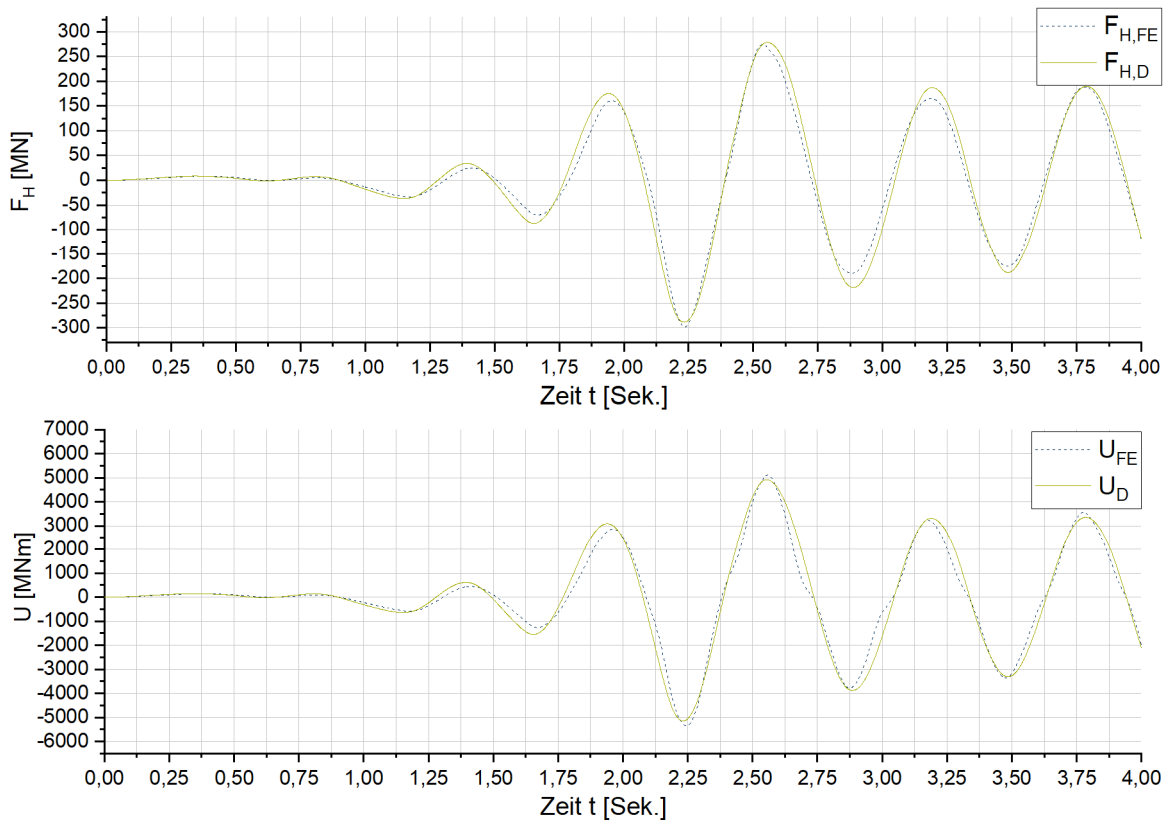
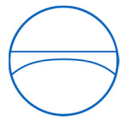


Abbildung D-6: Vergleich der Fundamentlasten – FE-Modell - diskretes Modell, halbschlanker Tank, 40.000 m<sup>3</sup>

In Abbildung D-6 werden die mit dem FE-Modell ermittelten Fundamentlasten mit den Fundamentlasten verglichen, welche mit dem in Tabelle D-12 beschriebenen diskreten Modell ermittelt wurden. Hierbei zeigt sich noch eine gute Übereinstimmung, jedoch entstehen bei der FE-Berechnung schon leichte nichtlineare Effekte (vergl. Kap. 6.6.4.2), welche aber noch akzeptabel sind, da sie die Eigenschwingzeiten noch nicht maßgeblich beeinflussen.