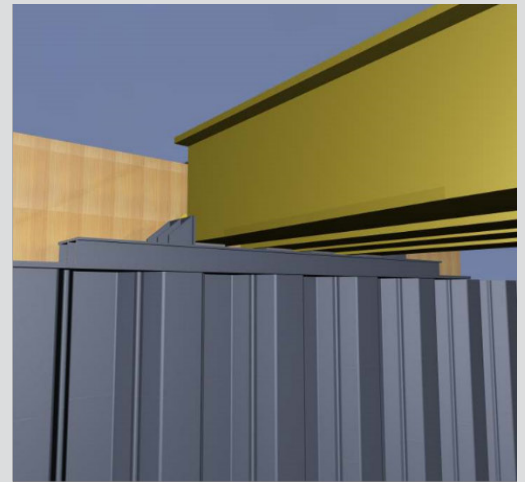
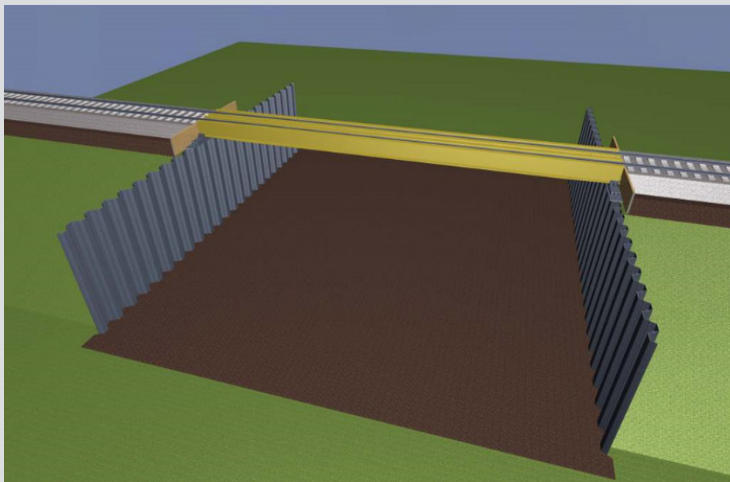


# Machbarkeitsstudie für eine unmittelbare stählerne Spundwandlagerung von Hochleistungshilfsbrücken für den Eisenbahnverkehr



**D-5-63/2018**

**Andreas Bichler**  
Institut für Stahlbau  
Technische Universität Graz



# MASTERARBEIT

## **MACHBARKEITSSTUDIE FÜR EINE UNMITTELBARE STÄHLERNE SPUNDWANDLAGERUNG VON HOCHLEISTUNGSHILFSBRÜCKEN FÜR DEN EISENBAHNVERKEHR**

Andreas Bichler

Vorgelegt am  
Institut für Stahlbau

Betreuer  
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterweger

Mitbetreuender Assistent  
Dipl.-Ing. BSc Baumeister Andreas Kamplleitner

Graz am 08. Jänner 2018

### EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am .....

.....  
(Unterschrift)

### STATUARY DECLARATION

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, .....  
(date)

.....  
(signature)

### *Danksagung*

An dieser Stelle möchte ich allen Personen danken, die mir während meiner Diplomarbeit mit Rat und Tat zur Seite standen.

Für die Betreuung von universitärer Seite bedanke ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterweger und Dipl.-Ing. BSc Baumeister Andreas Kamleitner.

Besonderer Dank gebührt meiner Familie, die mich die gesamte Ausbildungszeit hindurch unterstützte.

(Ort), am (Datum)

\_\_\_\_\_  
(Unterschrift des Studenten)

## Kurzfassung

Im Zuge der Errichtung von Brückentragwerken entlang bestehender Eisenbahnstrecken kommen häufig Spundwände als Baugrubensicherung zum Einsatz. Für eine neue Generation von stählernen, einfeldrigen Hochleistungshilfsbrücken mit Stützweiten von 10,0 m bis 29,0 m soll eine alternative Lagerung ausgeführt werden. Diese sieht eine unmittelbare Abtragung der vertikalen Auflagerkräfte der Brücke in die, in den Auflagerachsen, senkrecht zur Brückenlängsachse, angeordneten Spundwandbohlen vor.

Diese unmittelbare Spundwandlagerung stellt noch keine häufig erprobte Bauweise dar. Daher beschäftigt sich die vorliegende Arbeit mit der Ausarbeitung eines Bemessungsmodelles, welches die aktuelle Normenlage zutreffend abbildet. Ein Punkt der Machbarkeitsstudie erarbeitet ein statisches Modell für die Spundwandbohlen mit Erfassung der Erddruckbelastung und Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe für die hohen Auflagerkräfte. Mithilfe des statischen Modells erfolgten Systemberechnungen für die Spundwandprofile im gesamten Parameterbereich der möglichen vertikalen Auflagerkräfte für drei unterschiedliche Bodenarten und Ermittlungen der erforderlichen Einbindetiefen.

Abschließend wurde die Stahlbauliche Tragfähigkeit der Spundwandprofile hinsichtlich der Querschnitts- und Bauteilnachweise überprüft.

## Abstract

When building bridges along existing train routes, sheet pile walls are a common excavation support. This thesis explores a new method to bear one-field provisional bridges made of steel, with widths between 10.0 and 29.0 meters.

This new generation of provisional bridges is located directly on the sheet pile wall. The sheet pile walls, which are positioned at the beginning and the end of the building pit, rectangular to the axis of the train route, are now carrying the weight of the provisional bridges and put them down to the ground. It is not a common way to bear the provisional bridge directly on the sheet pile wall.

Therefore, this thesis draws up a model to calculate this way of bearing bridges, based on existing standards and norms.

One chapter introduces a static model, which includes the pressure of the soil pushing towards the sheet pile wall. Another part shows how the depth, which the sheet pile wall has to sink into the ground to stand safe, is calculated. The following chapters show how to use the static model to calculate the whole spectre of vertical impacts of different soils with different parameters. This is shown by calculating three typical soils.

The final chapter shows how to proof the bearing capacity of the sheet pile wall by checking their profile parameter and stability.

## Inhaltsverzeichnis

0	AUSGANGSSITUATION .....	8
0.1	Ausgangssituation .....	9
0.2	Vorbemerkungen.....	13
1	MODELLBILDUNG UND LASTERMITTLUNG .....	14
1.1	Statisches Modell .....	15
1.2	Übersicht der wesentlichen zutreffenden Einwirkungen auf die Spundwand.....	16
1.2.1	Lastverteilungsbreiten.....	16
1.2.2	Ständige Auflasten auf Geländeoberkante.....	17
1.2.3	Veränderliche Lasten aus Eisenbahnverkehr auf Geländeoberfläche.....	18
1.2.4	Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke .....	19
2	ERDDRUCKBERECHNUNG .....	20
2.1	Allgemeines .....	21
2.1.1	Statisches System des „Beispielmodells“ .....	21
2.1.2	Normengrundlagen .....	22
2.1.3	Notwendige Parameter für Erddruckbemessung.....	22
2.1.4	Vereinfachungen.....	23
2.1.5	Erddruckneigungswinkel $\delta_a$ und $\delta_p$ .....	24
2.2	Erdruhedruck .....	25
2.2.1	Erdruhedruck aus Bodeneigenlast.....	25
2.2.2	Erdruhedruck aus flächenhaften Auflasten .....	26
2.2.3	Resultierender Erdruhedruck: .....	26
2.3	Aktiver Erddruck .....	27
2.3.1	Allgemeines.....	27
2.3.2	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast .....	29
2.3.3	Aktiver Erddruck aus Kohäsion .....	30
2.3.4	Kontrolle des Mindesterdruks .....	31
2.3.5	Aktiver Erddruck aus flächenhaften Auflasten.....	32
2.3.6	Tabellierte Erddruckbeiwerte .....	33
2.3.7	Resultierender aktiver Erddruck.....	34
2.4	Erhöhter aktiver Erddruck.....	35
2.5	Erddruckumlagerung .....	37
2.6	Einschub Ankertechnik .....	38
2.7	Passiver Erddruck .....	39
2.7.1	Passiver Erddruckneigungswinkel $\delta_p$ .....	40
2.7.2	Passive Erddruckbeiwerte.....	40
2.7.3	Umrechnung der passiven Erddruckbeiwerte für Horizontalanteil.....	42
2.7.4	Passiver Erdwiderstand aus Bodeneigenlast .....	42
2.7.5	Passiver Erdwiderstand aus Kohäsion:.....	43
2.7.6	Resultierender passiver Erdwiderstand .....	43
2.7.7	Abminderung des passiven Erdwiderstand .....	44
2.8	Charakteristisches Lastbild am statischen Modell der Machbarkeitsstudie .....	46
3	Bodenmechanische Kennwerte für die drei Modellböden .....	48
4	Normative Regelungen zur vorliegenden Machbarkeitsstudie zur unmittelbaren Brückenlagerung auf Spundwänden .....	50

4.1	Ö-NORM B 1997-1-1: 2013 / 4.7 Stützbauwerke.....	51
4.2	Bemessungssituation und Teilsicherheitsbeiwerte.....	52
4.3	Ö-NORM EN 1997-1 : 2004 / 2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2.....	53
4.4	Zusammenfassung der wichtigsten normativen Regelungen zur vorliegenden Machbarkeitsstudie.....	55
4.5	Normengrundlagen für die Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$ .....	56
5	<i>BERECHNUNG DER EINBINDETIEFE <math>t_{ges}</math></i> .....	57
5.1	Berechnung der Mindesteinbindetiefe $t_0$ .....	59
5.1.1	Ermittlung der Einwirkungen und Widerstände.....	61
5.1.2	Nachweisführung.....	62
5.2	Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$ .....	63
5.2.1	Statisches Modell zur Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$ .....	63
5.2.2	Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes.....	66
5.2.3	Mantelreibung und Spitzenwiderstand.....	67
5.2.4	Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$ .....	68
6	<i>STAHLBAULICHE NACHWEISE</i> .....	70
6.1	<i>SCHNITTKRAFTERMITTLUNG</i> .....	71
6.1.1	Allgemeines.....	71
6.1.2	Berechnung Querkraft und Moment.....	72
6.1.3	Berechnung Normalkraft.....	75
6.2	<i>BAUTEILNACHWEIS SPUNDWAND</i> .....	77
6.3	Allgemeines.....	77
6.3.1	Widerstandsmoment und Grad der Schubkraftübertragung in den Schlössern.....	78
6.3.2	Querschnittsklassifizierung.....	80
6.4	Werkstoffeigenschaften.....	83
6.5	Teilsicherheitsbeiwerte nach EN.....	83
6.6	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	84
6.6.1	Nachweis des Schubkraftwiderstandes des Spundwandsteges.....	84
6.6.2	Nachweis Moment und Querkraft:.....	84
6.6.3	Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Spundwandsteges.....	85
6.6.4	Querschnittsnachweis Biegung mit Normalkraft.....	86
6.6.5	Stabilitätsnachweis Moment, Normalkraft und Querkraft.....	87
7	<i>Systemberechnung und Spundwandnachweise – Ergebnisse der Parameterstudie</i> .....	92
7.1	Baugrubensituation.....	93
7.2	Untersuchte Modellböden.....	94
7.3	Auflagerkräfte der untersuchten Hochleistungshilfsbrücken.....	95
7.4	Zusammenstellung der Gesamteinbindetiefen.....	96
7.5	Gesamteinbindetiefe bei Lastausbreitungswinkel $\varphi=15^\circ$ .....	97



8	<i>Schlussfolgerung und offene Punkte für die Umsetzung</i> .....	99
8.1	Zusammenfassung .....	100
8.2	Ausblick .....	101
9	<i>ANHANG</i> .....	102
9.1	BERECHNUNGSBEISPIEL .....	102
9.1.1	VORBEMERKUNGEN .....	102
9.1.2	NACHWEISFÜHRUNG UND BEMESSUNGSSITUATION .....	102
9.1.3	ÜBERBLICK ÜBER DIE ANLAGENVERHÄLTNISSE .....	103
9.1.4	STATISCHES SYSTEM .....	104
9.1.5	EINWIRKUNGEN.....	105
9.1.6	ERDDRUCKBERECHNUNG.....	107
9.1.7	BERECHNUNG DER MINDESTEINBINDETIEFE $t_0$ .....	116
9.1.8	BESTIMMUNG DER ANKERKRAFT $A_{h,d}$ .....	120
9.1.9	BERECHNUNG DER ZUSÄTZLICHEN EINBINDETIEFE $\Delta t_0$ .....	121
9.1.10	GESAMTEINBINDETIEFE .....	129
9.1.11	SCHNITTKRAFTERMITTLUNG .....	130
9.1.12	STAHLBAULICHE NACHWEISE SPUNDWANDPROFIL .....	142
10	<i>Literaturverzeichnis</i> .....	151
11	<i>Abbildungsverzeichnis</i> .....	152

## 0 AUSGANGSSITUATION

Bei Bautätigkeiten entlang von Bahnstrecken werden oftmals Spundwände als Baugrubenverbauten eingesetzt. Um den Betrieb der Strecke während der Arbeiten aufrecht zu erhalten kommen Hochleistungshilfsbrücken zum Einsatz.

Diese werden zumeist auf Stahlbeton- Fertigteilmfundamenten hinter den Spundwänden aufgelagert. Diese Arbeit untersucht nun die Möglichkeit diese, direkt auf auf den Spundwandverbauten aufzusetzen. Hierfür wird anhand bestehender Normen und Arbeiten die Machbarkeit dieser unmittelbaren Lagerung auf Spundwänden untersucht.

### 0.1 Ausgangssituation

Bei Bautätigkeiten entlang von Bahnstrecken werden oftmals Spundwände als Baugrubenverbauten eingesetzt. Um den Betrieb während der Bautätigkeiten aufrecht zu erhalten kommen Hochleistungshilfsbrücken zum Einsatz. Diese werden zumeist auf Stahlbetonfertigteilefundamenten hinter den Spundwänden aufgelagert. In Zukunft sollen diese direkt auf den Spundwandverbauten gelagert werden.

Der dafür notwendige Auflagerbalken ist nicht Teil dieser Arbeit und wird als gegeben vorausgesetzt. Dieser garantiert, dass nur Vertikalkräfte in die Spundwand eingeleitet werden. Horizontalkräfte werden nicht übertragen.

Nun soll die vorliegende Machbarkeitsstudie anhand bestehender Normen und Arbeiten untersuchen ob es möglich ist, die hohen Auflagerkräfte der Hilfsbrücken über die Spundwandbohlen in den Boden abtragen zu können.

Als Grundlage dient die Annahme einer Baustelle entlang einer Bahnstrecke, für die eine Baugrube nötig ist. Den Abschluss in Richtung der Gleisachsen bilden Spundwandverbauten. Diese werden in den Boden eingerüttelt und zusätzlich durch eine Ankerlage oder eine Steifenlage im Kopfbereich unverschieblich gesichert.

Den Betrieb der Strecke während des Bauvorganges gewährleisten Hochleistungshilfsbrücken. Diese sollen direkt auf den Spundwänden gelagert werden. Die hierfür vorgesehenen Auflagerbalken sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

In Abb. 0-1 ist ein 3D Modell einer Baugrube entlang einer eingleisigen Bahnstrecke, mit Spundwänden als Baugrubenverbauten, schematisch dargestellt.

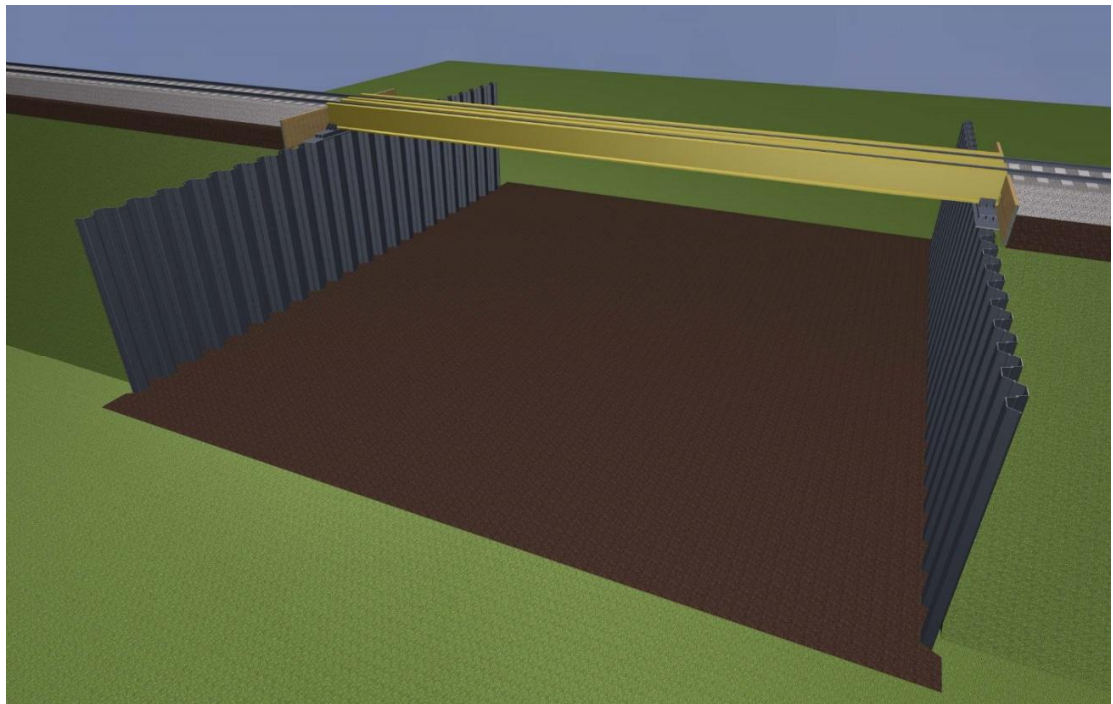


Abb. 0-1 Ausgangssituation - 3D-Modell - Gesamtansicht einer Baugrube

In den Abbildungen Abb. 0-2 und Abb. 0-3 sind beispielhaft die 3D – Visualisierungen eines systematischen Auflagerbalkens dargestellt. Der an die Hilfsbrücke – ohne Schotterbett mit offener Fahrbahn – anliegende Gleiskörper wird mit Hilfe einer Holztrennwand von der Baugrube getrennt.

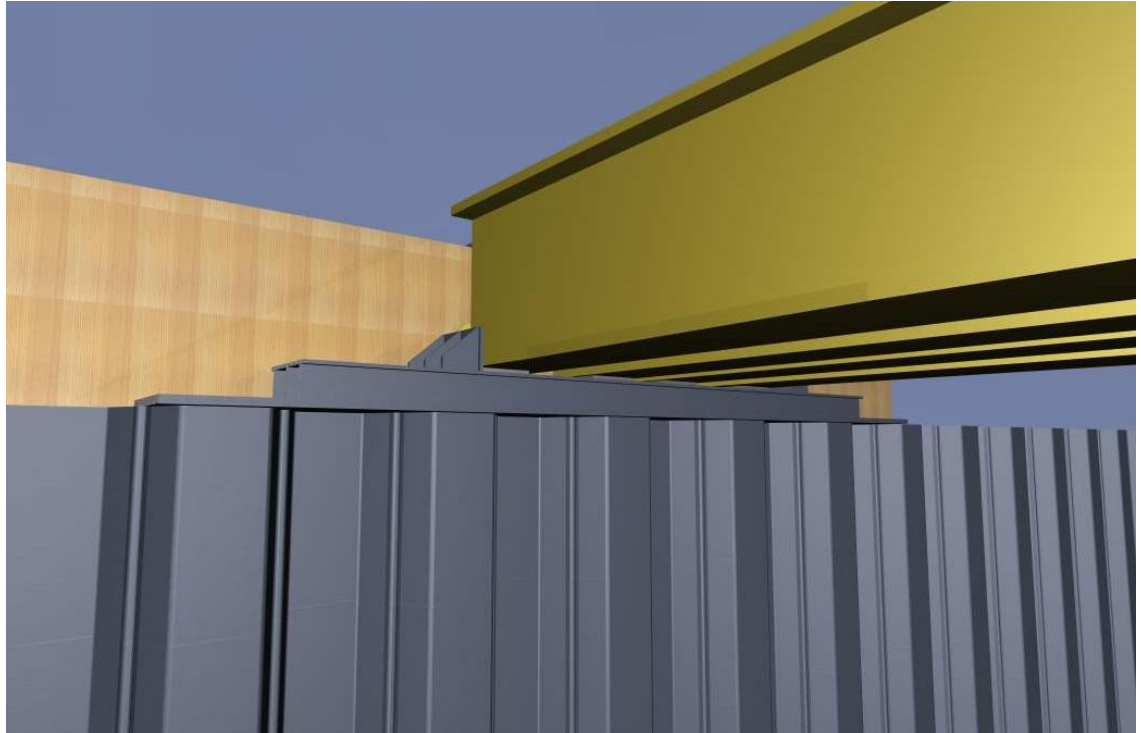


Abb. 0-2 Ausgangssituation - 3d Modell - Detailansicht Auflagerbalken

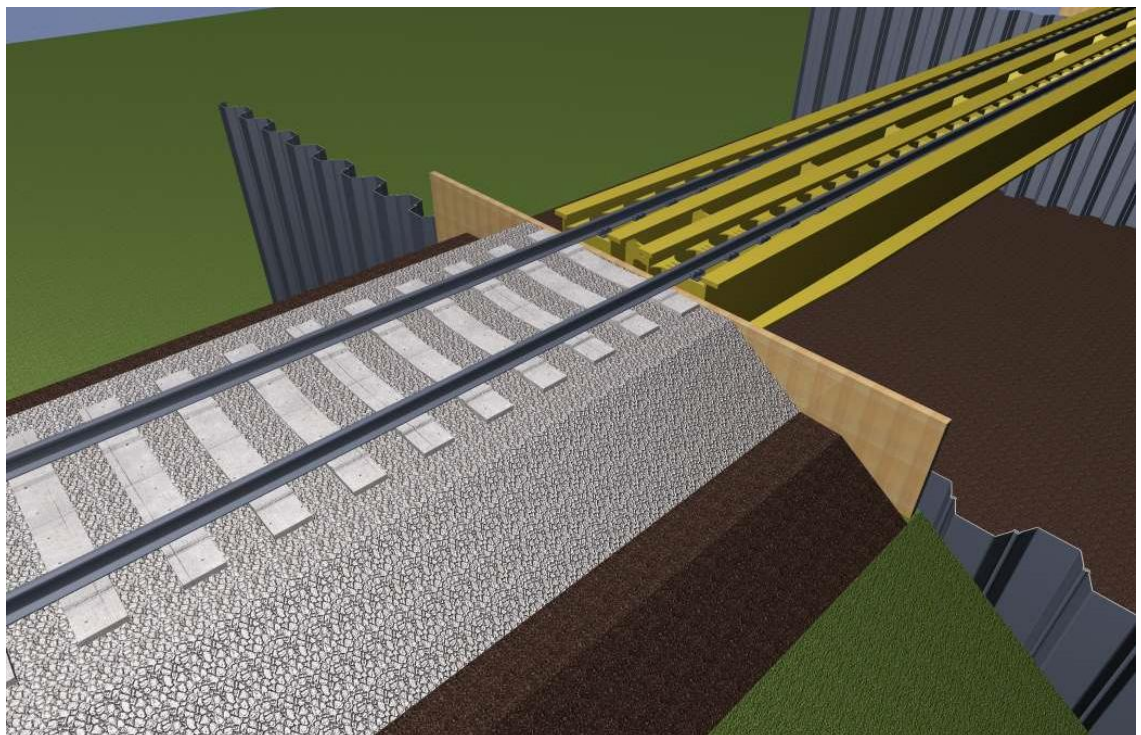


Abb. 0-3 Ausgangssituation - 3d-Modell - Übergang Bahnkörper zu Hochleistungshilfsbrücke

Grundriss:

Bei der Betrachtung des Grundrisses in Abb. 0-4 kann man erkennen, welche Vorteile die Lagerung der Hochleistungshilfsbrücken direkt auf den Spundwänden bietet:

- Sperrzeiten von Strecken werden verkürzt.
- Der Bereich direkt hinter der Spundwand bleibt intakt.
- Man erspart sich das Liefern und Versetzen von Betonfertigteilmfundamenten.
- Die notwendige Spannweite der Hochleistungshilfsbrücken wird minimiert.
- Spundwände, Auflagerbalken und Hochleistungshilfsbrücken können mehrmals eingesetzt werden.

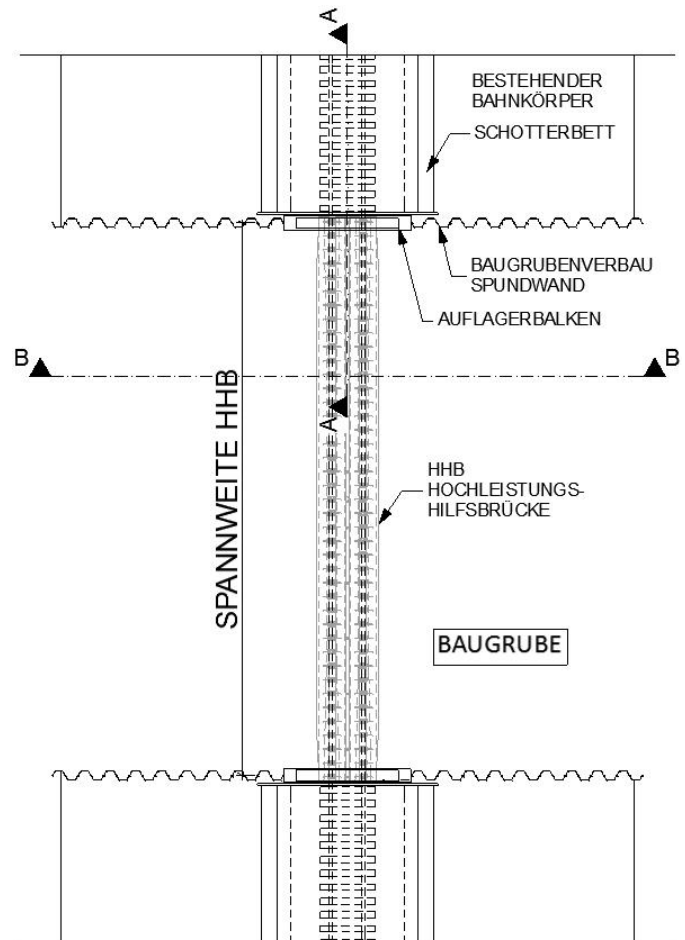


Abb. 0-4 Ausgangssituation - Grundriss einer Baugrube - einseitige Strecke

In Abb. 0-5 wird ein Schnitt quer zur Gleisachse gezeigt.

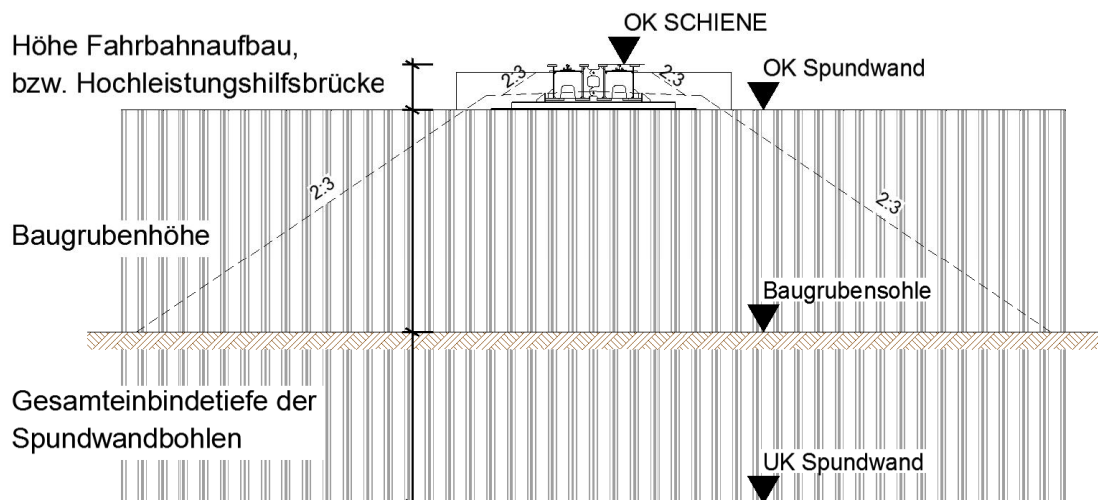


Abb. 0-5 Ausgangssituation - Schnitt B-B quer zu Gleisachse

**Schnitt A-A: AUSGANGSSITUATION**

Der Schnitt A-A in Abb. 0-6 entlang der Gleisachse zeigt die Ausgangssituation für diese Arbeit. Auf diesem Schnitt beruht die Modellbildung und folglich, das in der folge erklärte Beispielmmodell. Der Bahnkörper entspricht dem DB 740, gemäß Regelplanung ÖBB.

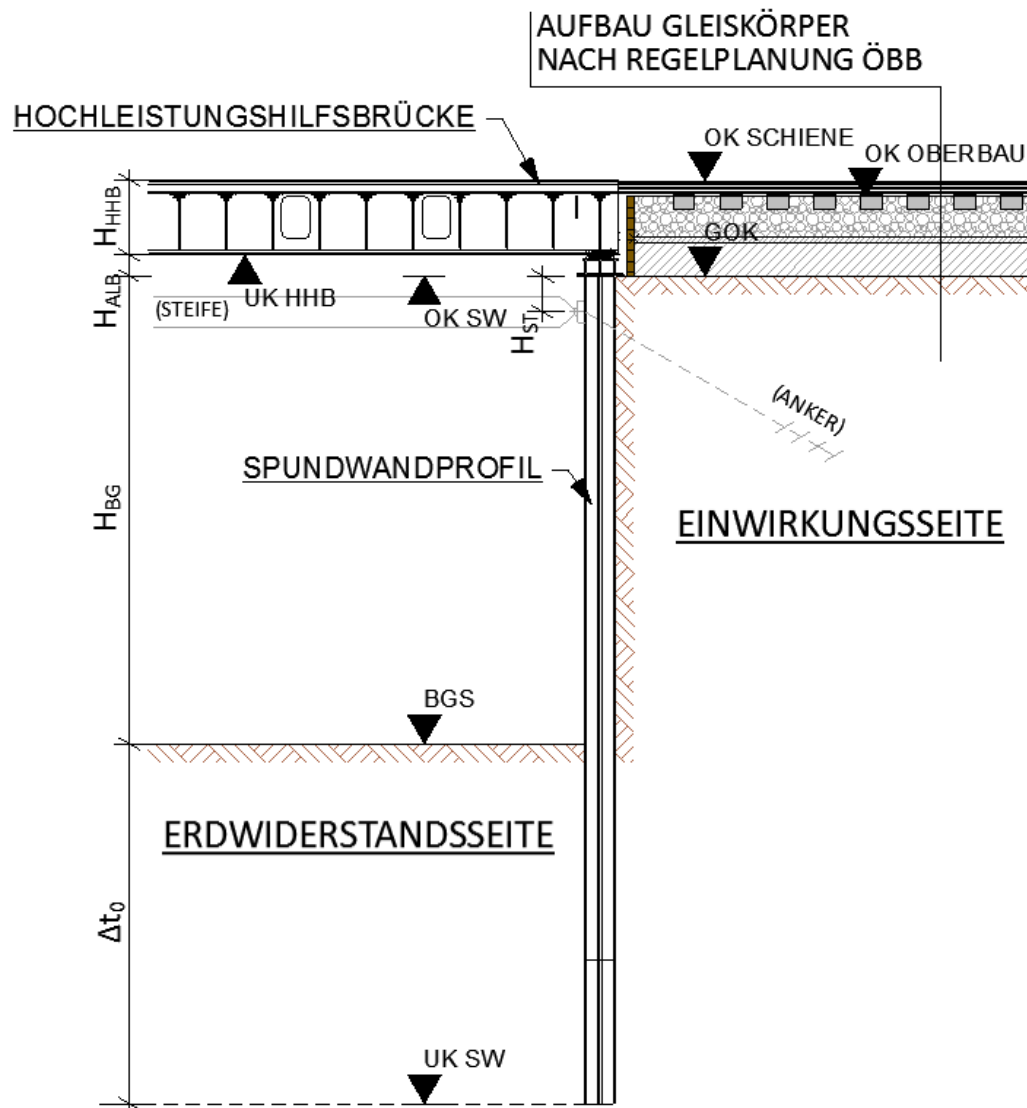


Abb. 0-6 Ausgangssituation - Schnitt A-A in Gleisachse

OK HHB ...	Oberkante Hochleistungshilfsbrücke
UK HHB ...	Unterkante Hochleistungshilfsbrücke
OK SW ...	Oberkante Spundwand
UK SW ...	Unterkante Spundwand
$H_{ST}$ ...	Abstand der Ankerlager (oder Steife) zur Spundwand Oberkante
$B_{GS}$ ...	Baugrubensohle
$t_{ges}$ ...	Gesamteinbindetiefe

## 0.2 Vorbemerkungen

Diese Machbarkeitsstudie setzt eine vereinfachte Betrachtungsweise voraus, ohne Berücksichtigung individueller Besonderheiten, welche zu höheren Spundwandbeanspruchungen führen könnten oder zusätzliche Bodenmechanische Nachweise erforderlich machen.

Folgende in der Praxis im Einzelfall auftretende Gegebenheiten wurden in der Parameterstudie untersucht:

- Es liegt ein homogener Boden mit nur einer Schichte vor.
- Dieser ist auf der Einwirkungsseite und Widerstandsseite ident.
- Der Grundwasserspiegel liegt mit ausreichendem Abstand unterhalb der Unterkante der Spundwand, sodass der Einfluss von Grundwasser ausgeschlossen werden kann.
- Die Spundwand wird im Kopfbereich durch eine Steifen- oder eine Ankerlage unverschieblich gehalten.
  - Steifenlage: unverschieblich und unnachgiebig
  - Ankerlage: vorgespannte Litzenanker sind zu verwenden
- Die Geländeoberkante der Bahnstrecke ist waagrecht ( $\beta=0$ ).
- Die Baugrubensohle ist waagrecht ( $\beta=0$ ).
- Die Spundwand wird vertikal eingebaut ( $\alpha=0$ ).
- Die ausgewählte Hochleistungshilfsbrücke (HHB) liegt auf einer Auflagerbank auf, welche die Auflagerkräfte gleichmäßig auf die Breite  $b_{v01}$  verteilt und in der Schwerachse der Spundwand einleitet.
- Es werden durch die Hochleistungshilfsbrücke keine Horizontalkräfte in die Spundwand eingeleitet.
- Der Bahnkörper ab oberhalb des Unterbauplanums wird als ständige Auflast betrachtet.
- Die Baugrubensohle wird frei von ständigen Auflasten gerechnet.

Nicht untersucht wurden:

- Einflüsse aus der Herstellung des Wandverbau (z.B. Rammeinflüsse auf den Nahebereich) oder aus der Durchführung der Baumaßnahme.
- Einfluss zufolge dynamischer Lasten aus der Zugüberfahrt.
- Die Ankerkonstruktion, sowie die Lastverteilung aus den Ankern in die Spundwand.

Für die Berechnung der Gesamteinbindetiefe und Bestimmung der dafür notwendigen Bodenkennwerte sollte immer ein Geologe hinzugezogen werden.

Werte wie der Reibungswinkel, Kohäsion, Mantelreibung und Spitzenwiderstand sollten durch ein Bodengutachten angegeben werden.

## 1 MODELLBILDUNG UND LASTERMITTLUNG

In diesem Kapitel wird das, dieser Arbeit zu Grunde liegende Beispielmodell erklärt. Im Besonderen wird auf die Vereinfachungen und Annahmen eingegangen welche angewendet werden.

Im Punkt Lastermittlung wird auf die Ermittlung und Handhabung der einwirkenden Lasten auf das Stützbauwerk eingegangen. Im Speziellen auf das verwendete Lastmodell sowie die Möglichkeit einer Lastverteilung aufgrund des Auflagerbalkens und des Schotterbetts.



### 1.1 Statisches Modell

Auf Grundlage des Schnittes A-A und Einhaltung der zuvor angeführten Bedingungen wird das nachfolgend in Abb. 1-1 gezeigte statische Modell abgeleitet. Dieses im Zuge der Machbarkeitsstudie verwendete Modell zur Systembetrachtung der Spundwand entspricht dem Stand der Technik unter Miteinbeziehung der aktuellen europäischen Normen. Hinsichtlich des Erddruckansatzes werden indirekt die zu erwartenden Verformungen der Spundwand sowie baupraktische Erfahrungen mitberücksichtigt.

Es wird von einem ebenen System (vgl. Abb. 1-1) ausgegangen (Betrachtung auf 1 lfm Breite der Spundwand). Die bodenseitige Auflast infolge ständiger Last des Gleiskörpers (Gleise, Schwellen, Schotterbett) sowie vertikale Verkehrslast aus dem Ersatzverkehr wird als gleichmäßige Flächenlast, die auf eine Breite von  $b_{v01} = 4,0\text{m}$  wirkt, aufgefasst.

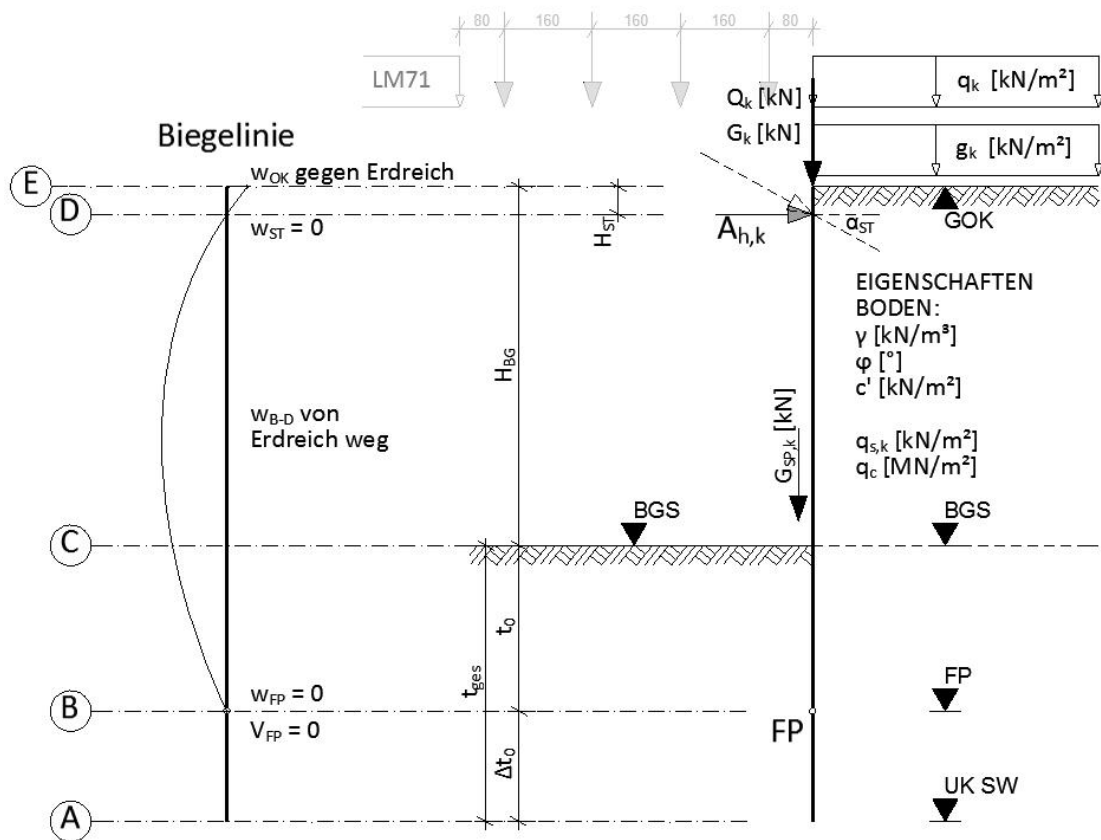


Abb. 1-1 Modellbildung – Beispielmodell und Biegelinie

<b>A</b>	Achssystem
$H_{BG}$	Höhe bzw. Tiefe der Baugrube
$H_{ST}$	Abstand der Steife zu Geländeoberkante (GOK), bzw. zu OK der Spundwand
$t_0$	Mindesteinbindetiefe der Spundwand
$\Delta t_0$	Zusätzliche Einbindetiefe der Spundwand
$t_{ges}$	Gesamteinbindetiefe der Spundwand
GOK	Geländeoberkante: Oberkante des gewachsenen Erdreichs auf der Einwirkungs-

	seite ist zugleich Oberkante, bzw. oberes Ende der Spundwand. (ACHSE E)	
$A_{h,k}$	Horizontalanteil der Steifenkraft oder Ankerkraft	(ACHSE D)
$\alpha_{ST}$	Neigungswinkel der Steifenkraft oder Ankerkraft bezogen auf Horizontale	
BGS	Baugrubensohle, Oberkante des gewachsenen Erdreichs auf der	(ACHSE C)
	Erdwiderstandsseite	
FP	Theoretischer Fußpunkt.	(ACHSE B)
	Bildet den unteren Abschluss der Mindesteinbindetiefe	
UK SPW	Unterkante, bzw. unteres Ende der Spundwand	(ACHSE A)

Bei der Modellbildung der Spundwand wurde der Grenzfall der gelenkigen Lagerung im Fußpunkt gewählt.

Die erforderliche Einbindetiefe  $t_0$  ergibt sich hier aus der Bedingung, dass die Querkraft  $V_{FP}$  am Fußpunkt der Spundwand in diesem Querschnitt verschwindet ( $V_{FP} = 0$ ).

## 1.2 Übersicht der wesentlichen zutreffenden Einwirkungen auf die Spundwand

### 1.2.1 Lastverteilungsbreiten

In Abb. 1-2 werden die Lastverteilungsbreite  $b_{V01}$  und die mögliche Lastausbreitung in der Spundwandebene auf die Breite  $b_{V02}$  gezeigt.

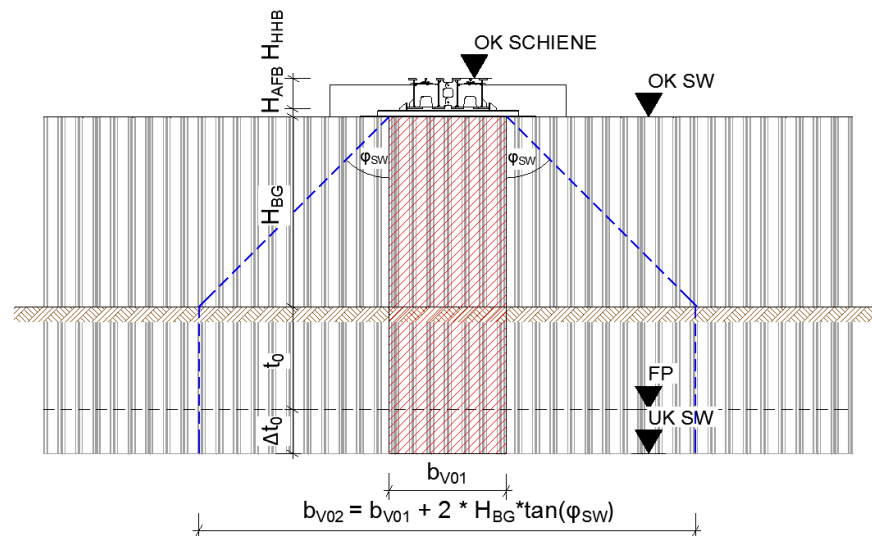


Abb. 1-2 Modellbildung - Lastverteilungsbreiten

$$b_{V01} = 4,00m$$

$$b_{V02} = b_{V01} + 2 * H_{BG} * \tan(\varphi_{SW})$$

$\varphi_{SW}$  = Kraftausbreitungswinkel der Vertikallast in der Spundwandebene

### Ungünstigste Lastverteilungsbreite

$b_{V01}$  = ungünstigste Lastverteilungsbreite für die Berechnung der Mindesteinbindetiefe und der Schnittkräfte für den Bauteilnachweis. Die Breite  $b_{V01}$  darf aufgrund des vorausgesetzten Auflagerbalkens, und dem vorhandenen Schotterbett angesetzt werden.

Diese wird in dieser Arbeit mit 4,00m festgelegt, da der minimale Gleisabstand laut BUNDESGESETZBLATT FÜR DIE REPUBLIK ÖSTERREICH - 398. Verordnung: Eisenbahnbau- und -betriebsverordnung // §10 Gleisabstand, 4,00m beträgt und dieser Behelf auch für mehrgleisige Strecken adaptierbar sein soll.

#### Erweiterte Lastverteilungsbreite

$b_{v02}$  = erweiterte Lastverteilungsbreite für die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$ , bedingt aus der Abtragung der Vertikalbelastung. Diese erweiterte Lastausbreitung nützt der

#### Lastausbreitungswinkel

$\varphi_{SW}$  = Lastausbreitungswinkel in Scheibenrichtung:  $0 \leq \varphi_{SW} \leq 15^\circ$

Lasten bzw. Einwirkungen auf die Geländeoberfläche wirken als flächenhafte Erddruckbelastung auf die Spundwand. Diese dürfen aufgrund des Schotterbettes gleichmäßig auf die Breite  $b_{v01}$  verteilt werden.

#### 1.2.2 Ständige Auflasten auf Geländeoberkante

Der Aufbau des Bahnkörpers wurde dem Dienstblatt 740 (DB 740) der ÖBB Regelplanung entnommen und wird in Abb. 1-3 dargestellt.

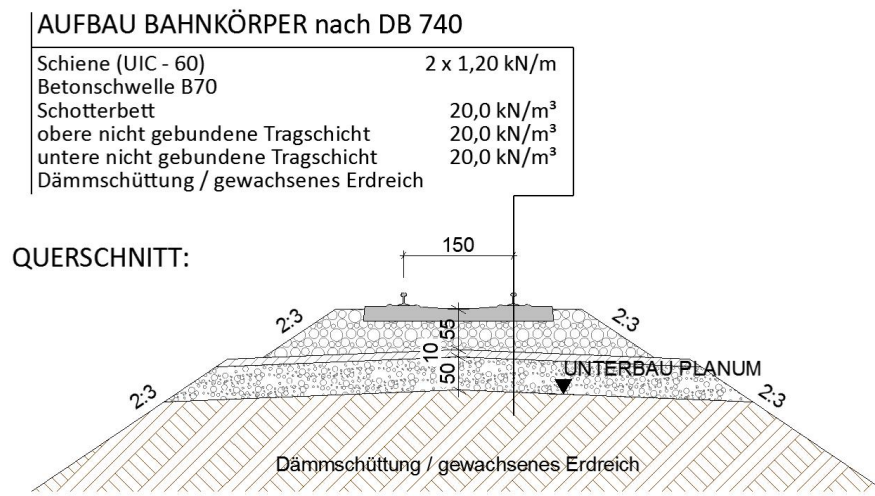


Abb. 1-3 Modellbildung - Querschnitt durch Bahnkörper nach DB 740 – ÖBB Regelplanung

#### Aufbau Bahnkörper für das Beispielmmodell ab Unterbauplanum:

Bezeichnung	Wichte	Dicke	Last kN/m <sup>2</sup>
Schiene (UIC – 60)	2 x 1,20 kN/m = 2,40 / $b_{v01}$		0,60
Schotterbett inkl. Betonschwelle B 70 è 0,65m	20,0 kN/m <sup>3</sup>	0,55m	11,00
obere Tragschicht (nicht gebunden)	20,0 kN/m <sup>3</sup>	0,10m	2,00
untere Tragschicht (nicht gebunden)	20,0 kN/m <sup>3</sup>	0,50m	10,00
Gleisbettmatte			
	gesamt: $g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ] =		23,60 kN/m <sup>2</sup>

\* mit  $b_{v01} = 4,00m$

Ö-NORM EN  
1991-2  
Eurocode 1:  
Einwirkungen auf  
Tragwerke  
Teil 2:  
Verkehrslasten auf  
Brücken  
(konsolidierte  
Fassung)

### 1.2.3 Veränderliche Lasten aus Eisenbahnverkehr auf Geländeoberfläche

Für die Bemessung der Hochleistungshilfsbrücken (HHB) und folglich auch für die Lagerung dieser, wird das Lastmodell 71 angewendet. Dieses wird der Ö-NORM EN 1991-2 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke // Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken // (konsolidierte Fassung) // Ausgabe: 2012-03-01 entnommen und in Abb. 1-4 gezeigt.

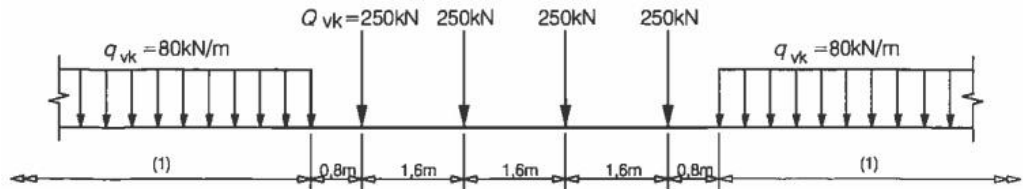


Abb. 1-4 Modellbildung - Lastmodell 71

(1) ... keine Begrenzung in der Ausdehnung

Das Lastmodell 71 stellt den statischen Anteil der Einwirkungen aus dem Regelverkehr dar und wirkt als Vertikallast auf das Gleis. Es wird so angesetzt, dass die größten Auflagerkräfte in Vertikalrichtung zu erwarten sind. Daher werden die Achslasten zu je 250kN an den Rand der Hochleistungshilfsbrücke gerückt (siehe: Abb. 1-5). Mit Beginn des Bahnkörpers beginnt die Linienlast  $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$ , bzw.  $q_k = q_{vk}/b_{v01} = 80,0/4,00\text{m} = 20 \text{ kN/m}^2$ .

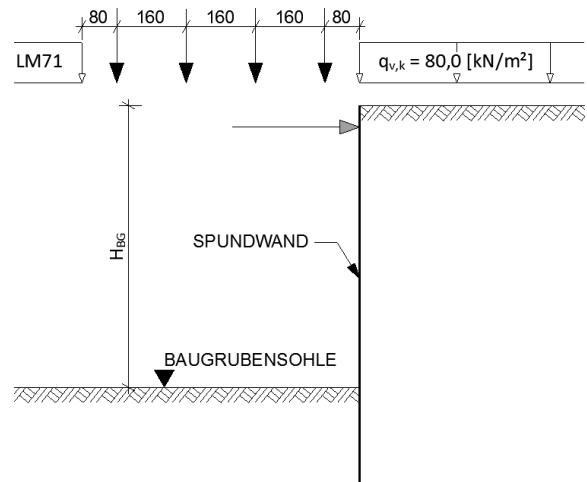


Abb. 1-5 Modellbildung - Anordnung Lastmodell 71

#### Lastklassenbeiwert $\alpha$

Die vertikalen Lasten können mit Hilfe des Lastklassenbeiwerts  $\alpha$  an die jeweilige Nutzung der Strecke angepasst werden. Dieser ist abhängig vom zu erwartenden Verkehr auf der Strecke und kann folgende Werte betragen:

$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

In dieser Arbeit wird mit einem Lastklassenbeiwert  $\alpha = 1,0$  gerechnet.

#### Lastverteilung

Aufgrund des Schotterbettes darf die Auflast auf die Breite  $b_{v01}$  verteilt betrachtet werden.

Somit ergibt sich folgende Formel:

$$q_k [kN/m^2] = \frac{q_{vk} * \alpha}{b_{v01}}$$

Für das Beispielmodell ergibt das folgende Belastung:

$$q_k [kN/m^2] = \frac{q_{vk} * \alpha}{b_{v01}} = \frac{80,0 * 1,00}{4,00} = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

SIEHE:  
1.2.1 Last-  
verteilungsbreiten

Schimetta  
Consult  
Ziviltechniker  
Ges.m.b.H  
A-4020 Linz  
Landwiedstr. 23

### 1.2.4 Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke

Die Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücken (HHB) aus Eigenlast und dem Lastmodell 71 wurden von der Firma Schimetta Konsult Ziviltechniker GmbH zur Verfügung gestellt.

Die Auflagerkräfte werden als vier Punktlasten in den Auflagerbalken eingeleitet. Für diese Arbeit darf nun davon ausgegangen werden, dass der Auflagerbalken diese Punktlasten gleichmäßig verteilt und in die Schwerachse der Spundwand einleitet. Somit gelten für die Belastung der Spundwand resultierend aus den Auflagerkräften der Hochleistungshilfsbrücken folgende Zusammenhänge:

$$G_k [kN/m] = \frac{\sum A_{g,k}}{b_{v01}} \quad Q_k [kN/m] = \frac{\sum A_{q,k} \cdot \alpha}{b_{v01}}$$

$A_{g,k}$  ... Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke aus ständigen Lasten (Eigengewicht)

$A_{q,k}$  ... Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke aus veränderlichen Lasten (LM 71)

In Tabelle 1-1 werden die Auflagerkräfte aus der Bauteilbemessung der Hochleistungshilfsbrücken aufgelistet. Die angeführten Werte stellen die Gesamtauflagerkräfte (Summe aller vier Auflagerpunkte) in vertikaler Richtung dar.

Für diese Arbeit und die Parameterstudie wird festgelegt, dass der Auflagerbalken so konstruiert ist, dass keine Horizontalkräfte in die Spundwand eingeleitet werden.

Tabelle 1-1 Modellbildung - Auflagerkräfte der Hilfsbrücken

Bauteil- bezeichnung		Lage auf gerader Strecke
	Eigengewicht $A_{g,k}$ [kN]	$R \Rightarrow \infty, \alpha = 1,0$ $A_{q,k}$ [kN]
	charakteristische Werte	charakteristische Werte
HHB 109	-67,85	-1570,21
HHB 135	-99,04	-1764,76
HHB 161	-158,44	-1980,69
HHB 187	-193,85	-2249,93
HHB 213	-227,93	-2249,93
HHB 239	-266,44	-2478,14
HHB 265	-313,48	-2771,31
HHB 291	-353,56	-3049,10

#### Lastklassenbeiwert $\alpha$

Die Auflagerkräfte aus dem Lastmodell 71 für die Hochleistungshilfsbrücken wurden mit einem Lastklassenbeiwert von  $\alpha = 1,0$  berechnet.

## 2 ERDDRUCKBERECHNUNG

Im folgenden Kapitel wird die Ermittlung der Erddruckbelastung zufolge der einwirkenden Lasten erläutert. Dieser wirkt, zusammen mit den vertikalen Auflagerkräften der Hilfsbrücken als Einwirkungen auf die Spundwand.

Die in Folge angeführten Formeln wurden der Ö-NORM B 4434, sowie der EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben, entnommen und an das Beispielmodell angepasst.

SIEHE:  
1.1 Statisches  
Modell

## 2.1 Allgemeines

### 2.1.1 Statisches System des „Beispielmodells“

Die Erddruckberechnung erfolgt am, in Abb. 2-1 gezeigten, Beispielmodell.

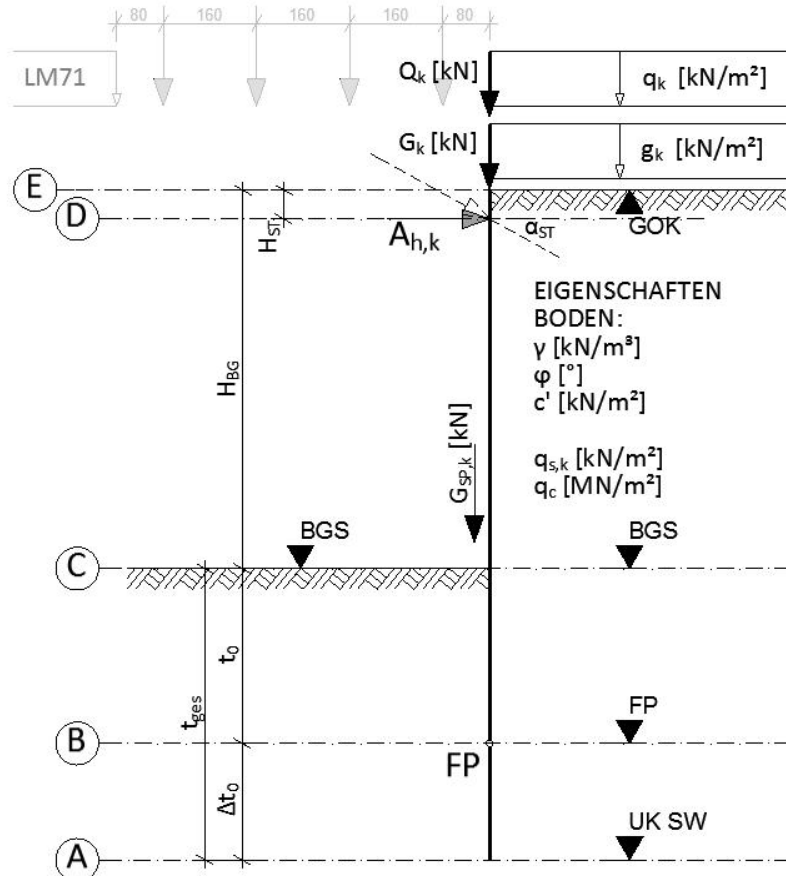


Abb. 2-1 Erddruckermittlung - Beispielmodell

$H_{BG}$	Tiefe der Baugrube	
$H_{ST}$	Abstand der Steifen- oder Ankerlage zur Geländeoberkante (GOK), bzw. zur OK der Spundwand	
$t_0$	Mindesteinbindetiefe der Spundwand	
$\Delta t_0$	Zusätzliche Einbindetiefe der Spundwand	
$t_{ges}$	Gesamteinbindetiefe der Spundwand	
GOK	Geländeoberkante: Oberkante des gewachsenen Erdreichs auf der Einwirkungsseite. Zugleich Oberkante, bzw. oberes Ende der Spundwand.	(ACHSE E)
$A_{h,k}$	Horizontalanteil der Steifenkraft oder Ankerkraft	(ACHSE D)
$\alpha_{ST}$	Neigungswinkel der Steifenkraft oder Ankerkraft bezogen auf Horizontale	
BGS	Baugrubensohle, Oberkante des gewachsenen Erdreichs auf der Erdwiderstandsseite	(ACHSE C)
FP	Theoretischer Fußpunkt. Bildet den unteren Abschluss der Mindesteinbindetiefe	(ACHSE B)
UK SPW	Unterkante, bzw. unteres Ende der Spundwand	(ACHSE A)

Ö-NORM B  
 1997-1-1  
 Eurocode 7:  
 Entwurf,  
 Berechnung und  
 Bemessung in der  
 Geotechnik Teil 1:  
 Allgemeine  
 Regeln Nationale  
 Festlegungen zu  
 Ö-NORM EN  
 1997-1 und  
 nationale  
 Ergänzungen  
  
 Ö-NORM B 4434  
 Erd- und  
 Grundbau  
 Erddruck-  
 berechnung

### 2.1.2 Normengrundlagen

In der Ö-NORM B 1997-1-1 ist festgelegt, dass die Berechnung des Erddruckes nach Ö-NORM B 4434 zu erfolgen hat. Abweichungen in der Anwendung werden punktuell angeführt und werden in dieser Arbeit berücksichtigt.

Weiter wird das Nachweisverfahren 2 für die Bestimmung der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  (SIEHE Kapitel 5) vorgeschrieben. Hierbei werden die Erddrücke getrennt für die ständigen und veränderlichen Einwirkungen ermittelt und mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt.

### 2.1.3 Notwendige Parameter für Erddruckbemessung

Folgende Parameter müssen für die Berechnung des Erddruckes bekannt sein:

#### SYSTEM

Aus der Baugrubengröße ergibt sich die Länge der HHB und die die Tiefe der Baugrube.

$H_{BG}$  [m] ... geplante Tiefe der Baugrube

$H_{ST}$  [m] ... Lage der Steifen- oder der Ankerlage

HHB ... Typus der Hochleistungshilfsbrücke. Dieser hängt von der gewünschten Spannweite der HHB ab. Daraus resultieren die abzutragenden Auflagerkräfte.

#### EINWIRKUNGEN

Die Einwirkungen setzen sich aus ständigen und veränderlichen Anteilen zusammen.

Ständige Einwirkungen:

- $G_k$  [kN] ... verteilte Auflagerlast aus dem Eigengewicht der HHB
- $g_k$  [kN/m<sup>2</sup>] ... Ständige Auflast auf Geländeoberkante  
Flächenlast aus Oberbau + Gleiskörper
- $G_{SP,k}$  [kN] ... resultierendes Eigengewicht des Spundwandprofils
- $E_{a,G,k}$  [kN] ... resultierender Erddruck aus ständigen Lasten

Veränderliche Lasten:

- $Q_k$  [kN] ... verteilte Auflagerlast aus Lastmodell 71 auf Hochleistungshilfsbrücke
- $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>] ... Die veränderliche Flächenlast auf die Geländeoberkante, resultierend aus dem gewählten Lastmodell
- $E_{a,Q,k}$  [kN] ... resultierender Erddruck aus veränderlichen Lasten



## BODENKENNWERTE

Für diese Arbeit wird von einem homogenen Boden mit nur einer Schichte ausgegangen. Der Boden ist auf der Einwirkungsseite ident mit jenem Boden auf der Widerstandsseite.

Für die Wichte des Bodens werden die Bezeichnungen aus der Ö-NORM B 4434 übernommen:

$\gamma_k$ [ $kN/m^3$ ]	... Trockenwichte
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	... totale Wichte des Bodens
$\gamma'$ [ $kN/m^3$ ]	... Wichte unter Auftrieb

Für das Beispielmodell wird die Annahme getroffen, dass sich der Grundwasserspiegel unter der Unterkante der Spundwand befindet und es daher keinen Einfluss auf die Rechnung hat.

Es wird somit mit der totalen Wichte  $\gamma$  [ $kN/m^3$ ] gerechnet.

Für diesen Boden müssen bekannt sein:

$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	... totale Wichte
$\varphi'$ [°]	... effektiver Reibungswinkel des Bodens
$c'$ [ $kN/m^2$ ]	... effektive Kohäsion

### 2.1.4 Vereinfachungen

Die nachfolgenden Formeln für die Berechnung des aktiven (Einwirkungsseite) und passiven (Erdwiderstandsseite) Erddrucks wurden der Ö-NORM B 4434 entnommen. Die in den Formeln vorkommenden Neigungswinkel des Geländes, sowie der Kräfte, sind gemäß der Abb. 2-2 definiert.

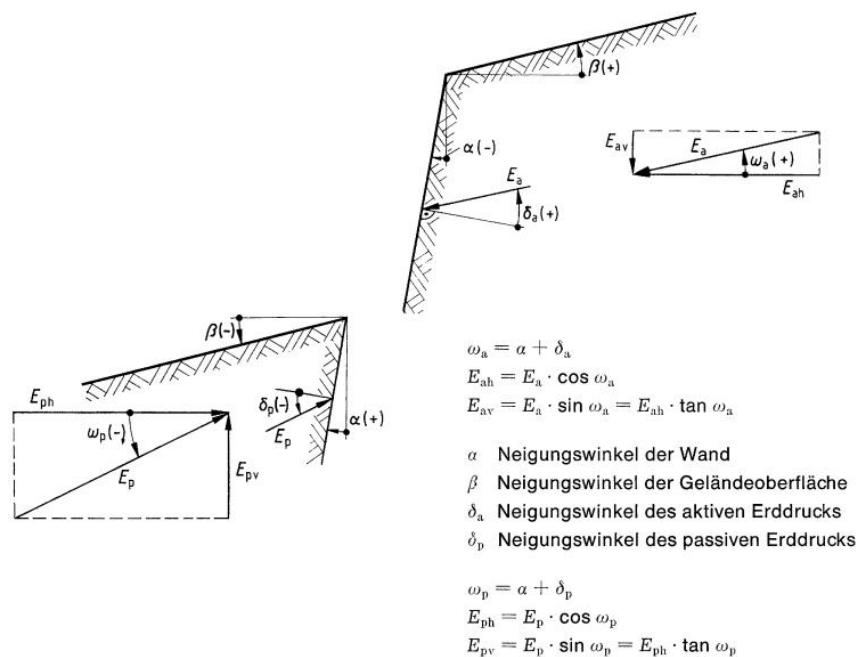


Abb. 2-2 Erddruckermittlung - Vorzeichendefinition nach Ö-NORM B 4434 / 4.10 – Bild 2

Bezogen auf das Beispielmodell können folgende Vereinfachungen vorgenommen werden:

- |   |  |
|---|--|
| 1. Wandneigungswinkel $\alpha = 0$<br>somit gilt: $\omega_a = \delta_a$       | Die Spundwand wird vertikal eingebaut.                         |
| 2. Geländeneigungswinkel $\beta = 0$<br><br>somit gilt: $\omega_p = \delta_p$ | Sowohl der Oberbau als auch die Baugrubensohle sind waagrecht. |

### 2.1.5 Erddruckneigungswinkel $\delta_a$ und $\delta_p$

Der Erddruckneigungswinkel beeinflusst maßgeblich die Größe und Wirkungsrichtung der resultierenden Erddrücke.

Der Erddruckneigungswinkel ist von folgenden Parametern abhängig:

1. Reibbeiwert des Bodens  $\varphi$  [°]
2. Oberflächenrauigkeit der Wand.
3. Art der Einbringung der Spundwand.  
Spundwände die eingerüttelt werden dürfen als „verzahnt“ betrachtet werden.
4. Gleitflächenform des Bruchkörpers hinter der Spundwand
5. Aus der Summe dieser Parameter ergibt sich für das Beispielmodell:

Einwirkungsseite:	für:	$0 \leq \varphi \leq 35^\circ$	=>	$\delta_a = 2/3 * \varphi$
		$\varphi > 35^\circ$	=>	$\delta_a = \varphi$

Widerstandsseite:	für:	$0 \leq \varphi \leq 35^\circ$	=>	$\delta_p = -2/3 * \varphi$
		$\varphi > 35^\circ$	=>	$\delta_p = -\varphi$

In der Folge werden nun die Formeln für die Berechnung der Erddrücke aus Bodeneigenlast, Kohäsion, Mindesterdrunderdruck, Auflasten und dem Erdwiderstand angeführt. Hierbei werden die allgemeinen Formeln aus der Ö-NORM verwendet und diese für das Beispielmodell angepasst.

$\alpha = \beta = 0$                       daraus folgt:     $\omega_a = \delta_a$  und  $\omega_p = \delta_p$

## 2.2 Erdruchdruck

Der Erdruchdruck stellt sich ein, wenn die Verschiebung der Spundwand null ist. Das ist vor allem bei sehr steifen Stützwänden und über die gesamte Höhe ausgesteiften Konstruktionen der Fall. Nach Ö-NORM B 4434 ist der Neigungswinkel  $\delta_0$  des Erdruchdrucks = 0, somit wirkt der Erdruchdruck stets normal auf die Rückseite des Stützbauwerkes.

Im Beispielmodell bedeutet das, dass der Erdruchdruck horizontal wirkt.

Er berechnet sich für das Beispielmodell aus der Überlagerung der im Folgenden näher beschriebenen Anteile:

$$E_{0,k} = E_{0,\gamma,k} + E_{0,G,k} + E_{0,Q,k}$$

$E_{0,k}$  ... resultierende Erdruchdruckkraft

$E_{0,\gamma,k}$  ... Erdruchdruckkraft aus Bodeneigenlast

$E_{0,G,k}$  ... Erdruchdruckkraft aus ständigen Auflasten

$E_{0,Q,k}$  ... Erdruchdruckkraft aus veränderlichen Auflasten

Die Kohäsion wird aufgrund der Voraussetzung für den Erdruchdruck, dass es keine Wandbewegungen gibt, nicht aktiviert und ist somit null.

### 2.2.1 Erdruchdruck aus Bodeneigenlast

Der Erdruchdruck aus Bodeneigenlast hat, wie in Abb. 2-3 dargestellt, einen dreiecksförmigen Verlauf und beginnt mit  $e_{0,\gamma,k} = 0$  an der Geländeoberkante (GOK). Das Maximum liegt, bezogen auf das Beispielmodell, auf Höhe des Fußpunktes.

Allgemeine Formel des Erdruchdruckbeiwertes:

$$K_0 = \frac{1 + \frac{2}{3} * \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} * (1 - \sin \varphi)$$

Formel nach Jaky für  $15^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$ :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

$$e_{0,\gamma,k} = \gamma * K_0 * z_a$$

$$E_{0,\gamma,k} = \gamma * \frac{(H_{BG} + t_0)^2}{2} * K_0$$

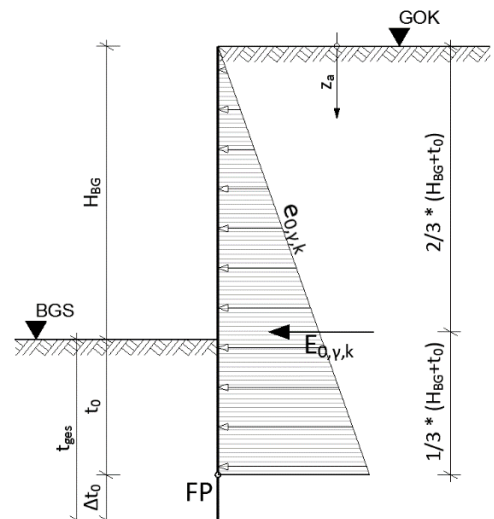


Abb. 2-3 Erdruchdruck aus Bodeneigenlast

### 2.2.2 Erdruchedruck aus flächenhaften Auflasten

Der Erdruchedruck aus flächenhaften Auflasten wird grundsätzlich in zwei Fälle unterschieden.

1. Die Flächenauflast ist begrenzt
2. Die Flächenauflast ist unbegrenzt

Bei ersterem muss untersucht werden, wo die Ausbreitungswinkel des Erddrucks auf die Spundwand treffen um bestimmen zu können welche Bereiche belastet werden.

Im Fall des Beispielmodells, ist die Auflast unbegrenzt, wie in Abb. 2-4 ersichtlich. Außerdem beginnt die Auflast direkt hinter der Spundwand.

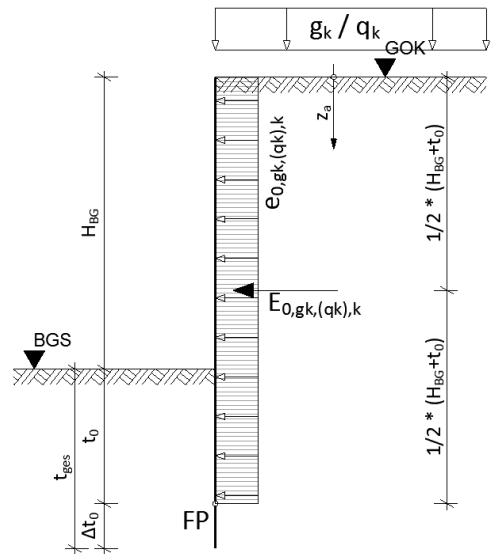


Abb. 2-4 Erdruchedruck aus flächenhaften Auflasten

SIEHE:  
1.2.3  
Veränderliche  
Lasten aus  
Eisenbahn-  
verkehr auf  
Gelände-  
oberfläche

$$K_{0,p} = \frac{\cos(\alpha) * \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} * K_0$$

Angepasst an das Beispielmodell:

$$K_{0,p} = K_0$$

$$e_{0,g_k,k} = g_k * K_{0,p}$$

$$E_{0,g_k,k} = e_{0,g_k,k} * (H_{BG} + t_0)$$

$$e_{0,q_k,k} = q_k * K_{0,p}$$

$$E_{0,q_k,k} = e_{0,q_k,k} * (H_{BG} + t_0)$$

### 2.2.3 Resultierender Erdruchedruck:

In Abb. 2-5 ist die resultierende Erdruchedruckfigur zu sehen. Dieser resultierende Erdruchedruck ergibt sich aus der Addition der Teilerdruchedrucke aus Bodeneigenlast und flächenhaften Auflasten.

$$e_{0,k} = e_{0,\gamma,k} + e_{0,g_k,k} + e_{0,q_k,k}$$

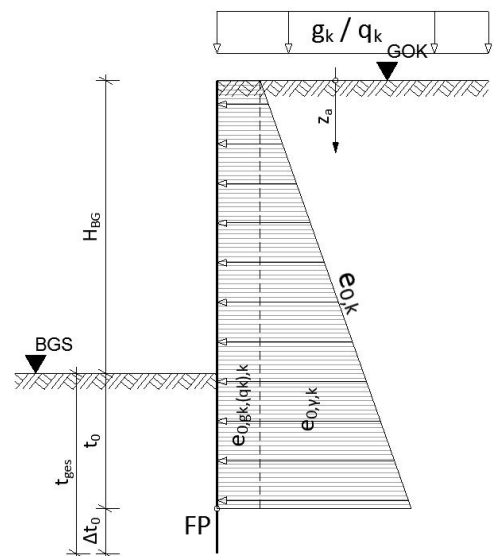


Abb. 2-5 Resultierender Erdruchedruck

## 2.3 Aktiver Erddruck

### 2.3.1 Allgemeines

Der aktive Erddruck stellt sich ein wenn sich die Spundwand vom Erdreich wegbewegt und bewirkt eine Reduzierung des Erdrudrucks. Im Beispielmodell betrifft dies die Einwirkungsseite.

Einerseits, da man bei einer Spundwand von einem relativ weichen Bauteil ausgeht und daher mit einer Verschiebung zu rechnen ist. Andererseits da vorausgesetzt wird, dass die Anker, bzw. Steifen im Kopfbereich so bemessen werden, dass sich keine Wandbewegung gegen das Erdreich und folglich passiver Erddruck auf der Einwirkungsseite einstellt.

Nach Ö-NORM B 4434 – 8.2 Aktiver Erddruck darf der aktive Erddruck mit für die Praxis ausreichender Genauigkeit nach der Coulomb'schen Erddrucktheorie (ebene Gleitflächen) berechnet werden.

Abb. 2-6 wurde der Ö-NORM B 4434 entnommen und zeigt bei welcher Wandbewegung mit welchem Erddruck zu rechnen ist.

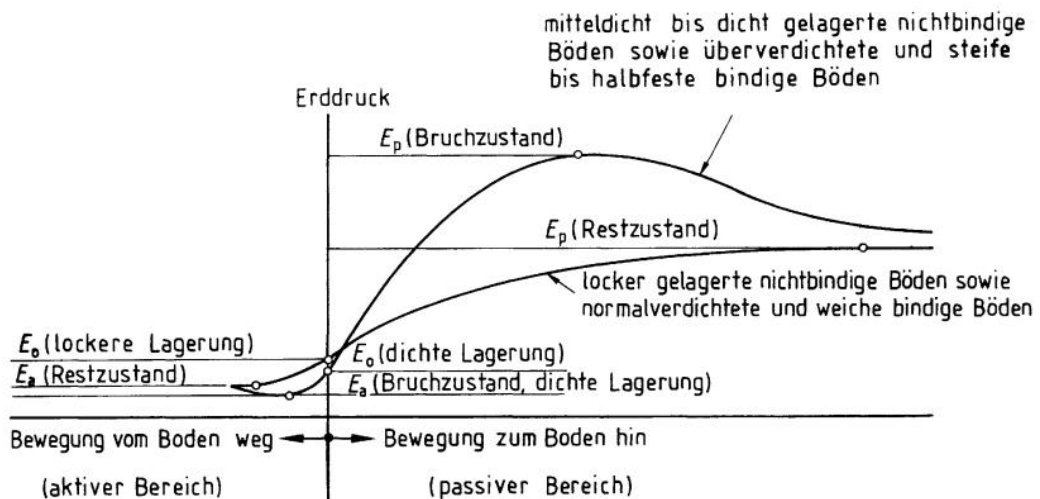


Abb. 2-6 Darstellung des Erddrucks abhängig von der Wandbewegung nach Ö-NORM B 4434

Der aktive Erddruck setzt sich nach Ö-NORM B 4434 aus folgenden Anteilen zusammen:

$$E_a = \frac{\gamma * h^2}{2} * K_{a,\gamma} + c * h * K_{a,c} + p_v * h * K_{a,p} + P_v * K_{a,P}$$

- $E_a$  ... resultierende gesamte aktive Erddruckkraft
- $K_{a,\gamma}$  ... aktiver Erddruckbeiwert für Bodeneigenlast
- $K_{a,c}$  ... aktiver Erddruckbeiwert für Kohäsion
- $K_{a,p}$  ... aktiver Erddruckbeiwert für flächige Auflasten
- $K_{a,P}$  ... aktiver Erddruckbeiwert für Einzelaufasten

SIEHE:  
Ö-NORM B 4434  
Erd- und  
Grundbau  
Erddruck-  
berechnung

Der horizontale aktive Erddruck lässt sich wie folgt bestimmen:

$$e_{a,h,k(z_a)} = \gamma * z_a * K_{a,\gamma,h} + c * K_{a,c,h} + p_v * K_{a,p,h}$$

Auf das Beispielmodell abgestimmt errechnet sich der aktive Erddruck wie folgt:

$$e_{a,h,k(z_a)} = \underbrace{\gamma * z_a * K_{a,\gamma,h}}_{\text{Bodeneigenlast}} + \underbrace{c * K_{a,c,h}}_{\text{Kohäsion}} + \underbrace{g_k * K_{a,\gamma,h}}_{\text{ständige Auflasten}} + \underbrace{q_k * K_{a,\gamma,h}}_{\text{veränderliche Auflasten}}$$

Kontrolle Mindesterdruk:  $e_{a,\gamma,h(z_a)} + e_{a,c,h} \geq e_{\min(z_a)} = 0,20 * \gamma * z_a$   
nur bei Böden mit Kohäsion.

- $e_{a,h,k(z_a)}$  ... resultierender aktiver Erddruck in der Höhe  $z_a$
- $e_{a,\gamma,h(z_a)}$  ... resultierender aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast in der Höhe  $z_a$
- $e_{a,c,h}$  ... resultierender aktiver Erddruck aus Kohäsion
- $e_{a,\min(z_a)}$  ... Mindesterdruk in der Höhe  $z_a$
- $\gamma$  ... totale Wichte des Erdreichs
- $z_a$  ... Abstand des betrachteten Punktes zur Geländeoberkante
  
- $K_{a,\gamma,h}$  ... aktiver Erddruckbeiwert für Bodeneigenlast
- $K_{a,c,h}$  ... aktiver Erddruckbeiwert für Kohäsion
- $K_{a,p,h}$  ... aktiver Erddruckbeiwert für flächigen Auflasten

In der Folge werden die allgemeinen Formeln aus der Ö-NORM B 4434 – 8.2 Aktiver Erddruck angeführt. Diese gelten für die jeweiligen Erddrücke, bezogen auf deren Wirkungsrichtung. Für die Anwendung werden jedoch die Horizontalanteile benötigt. Aus diesem Grund werden bereits die Beiwerte, für die direkte Berechnung dieser Anteile umgerechnet. Außerdem lassen sich, bezogen auf das Beispielmodell, einige Vereinfachungen durchführen.

### 2.3.2 Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast

Der aktive Erddruck aus Bodeneigenlast hat, ident zum Erdruhedruck aus Bodeneigenlast, einen dreiecksförmigen Verlauf, der an der Geländeoberkante (GOK) mit  $e_{a,\gamma,h,k} = 0$  beginnt.

Die aktive Erddruckfigur wird in Abb. 2-7 dargestellt.

$$e_{a,\gamma,k} = \gamma * K_{a,\gamma} * z_a$$

aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast

$$e_{a,\gamma,h,k} = e_{a,\gamma,k} * \cos(\delta_a)$$

Horizontalanteil des aktiven Erddrucks

mit:

$$K_{a,\gamma} = \frac{1}{\cos(\alpha + \delta_a)} * \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha * \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) * \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2$$

Mit  $\alpha = 0$  und  $\beta = 0$  ergibt sich für den horizontalen Erddruckbeiwert aus Bodeneigenlast:

$$K_{a,\gamma,h} = K_{a,\gamma} * \cos(\omega_a) = K_{a,\gamma} * \cos(\delta_a)$$

daraus folgt:

$$K_{a,\gamma,h} = \frac{\cos^2(\varphi)}{\left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi)}{\cos(\delta_a)}} \right)^2}$$

$$e_{a,\gamma,h,k} = \gamma * K_{a,\gamma,h} * z_a$$

Resultierende aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast:

$$E_{a,\gamma,h,k} = \gamma * K_{a,\gamma,h} * \frac{(H_{BG} + t_0)^2}{2}$$

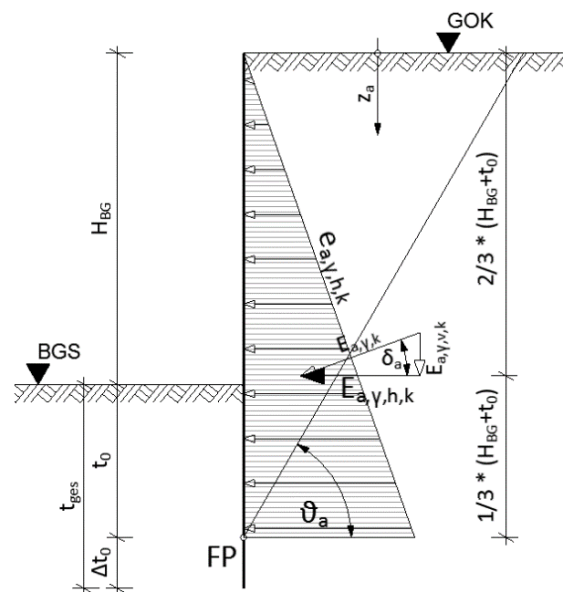


Abb. 2-7 Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast

### 2.3.3 Aktiver Erddruck aus Kohäsion

Als Kohäsion werden die zwischen den Körnern des Bodens wirkenden Haftkräfte bezeichnet.

Es werden zwei Typen von Kohäsion unterschieden:

1. Echte Kohäsion:  
Diese kommt bei bindigen Böden vor und beschreibt die Oberflächenkräfte bei feinsten Bodenteilchen, wenn diese mit einer Hülle verdichteten Wassers umgeben sind.
2. Scheinbare Kohäsion oder Kapillarkohäsion:  
Zusammenhalt in einem nichtbindigen Boden, der durch kapillare Oberflächenkräfte des Porenwassers hervorgerufen wird. In Kapillaren entsteht ein Unterdruck der die Körner des Bodens näher aneinander rücken lässt. Es entsteht so eine Verzahnung die für eine Verformung des Bodens überwunden werden muss.  
Die scheinbare Kohäsion verschwindet sowohl bei völliger Wassersättigung des Bodens, als auch bei kompletter Austrocknung.

Für die Aktivierung der Kohäsionskräfte sind nur sehr geringe Verschiebungen nötig. Die Kohäsion wirkt konstant über die gesamte Spundwandhöhe dem aktiven Erddruck aus Bodeneigenlast und Auflasten entgegen. In Abb. 2-8 zeigen die Pfeile in der Erddruckfigur die Wirkungsrichtung an.

Allgemeine Formel nach Ö-NORM B 4434:

$$e_{a,c,k} = c' * K_{a,c} \quad \text{Aktiver Erddruck aus Kohäsion}$$

$$e_{a,c,h,k} = e_{a,c,k} * \cos(\delta_a) \quad \text{Horizontalanteil}$$

$$K_{a,c} = - \frac{2 * \cos(\alpha - \beta) * \cos(\varphi)}{\cos(\alpha) * [1 + \sin(\alpha + \delta_a + \varphi - \beta)]}$$

Mit  $\alpha = 0$  und  $\beta = 0$  ergibt sich für den horizontalen Erddruckbeiwert aus Kohäsion:

$$K_{a,c,h} = K_{a,c} * \cos(\omega_a) = K_{a,c} * \cos(\delta_a)$$

daraus folgt:

$$K_{a,c,h} = - \frac{2 * \cos(\varphi) * \cos(\delta_a)}{1 + \sin(\delta_a + \varphi)}$$

$$e_{a,c,h,k} = c' * K_{a,c,h}$$

$$E_{a,c,h,k} = c' * K_{a,c,h} * (H_{BG} + t_0)$$

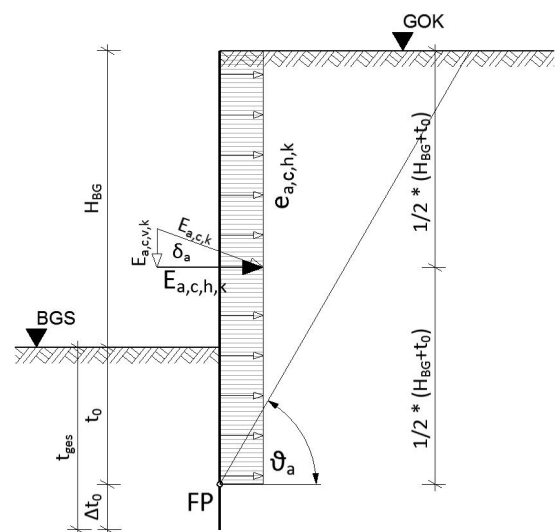


Abb. 2-8 Aktiver Erddruck aus Kohäsion



### 2.3.4 Kontrolle des Mindesterdrucks

Bei der Überlagerung des Erddrucks aus Kohäsion und Bodeneigenlast, wie in Abb. 2-9 gezeigt, kann es in oberflächennahen Bereichen zu einem negativen Erddruck kommen. Da es aber keine dauerhafte Haftung des Bodens an der Spundwand gibt und somit keine Zugkräfte übertragen werden, gilt für diese Bereiche der Mindesterdruck. Zugkräfte, speziell in nicht-bindigen Böden können generell ausgeschlossen werden.

Die Kontrolle des Mindesterdrucks ist nur nötig wenn Kohäsion vorhanden ist!

#### Kontrolle des Mindesterdrucks:

In Abb. 2-9 wird die Kontrolle des Mindesterdruck gezeigt.

$$e_{a,\gamma,h,k} + e_{a,c,h,k} \geq e_{min} = 0,20 * z_a * \gamma$$

$$\gamma * K_{a,\gamma,h} * z_a + c' * K_{a,c,h} \geq e_{min} = 0,20 * z_a * \gamma$$

Aus dieser Gleichung lässt sich die Lage des Schnittpunktes des Mindesterdrucks mit der Summer des aktiven Erddrucks aus Bodeneigenlast und Kohäsion wie folgt berechnen:

$$z_{grenz} = \frac{c' * K_{a,c,h}}{\gamma * (0,20 - K_{a,\gamma,h})}$$

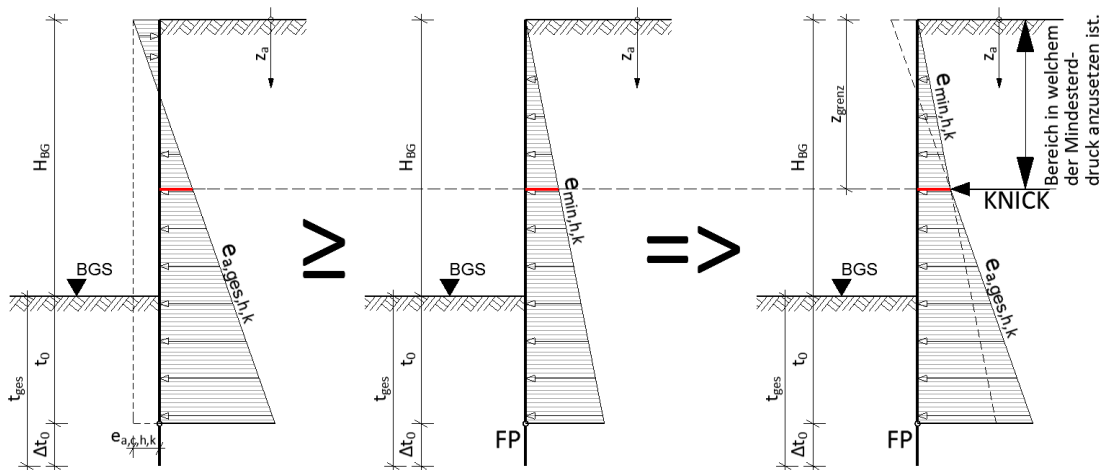


Abb. 2-9 Überlagerung aktiver Erddruck

$$z_{grenz} = \frac{c' * K_{a,c,h}}{\gamma * (0,20 - K_{a,\gamma,h})}$$

SIEHE:  
EAB –  
Empfehlungen  
des  
Arbeitskreises  
„Baugruben“  
5. Auflage  
Herausgegeben  
von der  
Deutschen  
Gesellschaft für  
Geotechnik e.V.

### 2.3.5 Aktiver Erddruck aus flächenhaften Auflasten

Für die Ermittlung des aktiven Erddruckes darf nach EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben, EB 6 – Größe der Gesamlast des aktiven Erddruckes aus Nutzlasten, derselbe Erddruckneigungswinkel  $\delta_a$  verwendet werden, wie für die Ermittlung des Erddruckes aus Bodeneigenlast.

#### Großflächige Auflasten:

Als „großflächig“ werden Auflasten bezeichnet die, wie in Abb. 2-10 zu sehen, ab der Spundwand und bis über den Schnittpunkt der Gleitfläche mit der Geländeoberkante hinweg wirken.

Für die Auflasten die auf das Beispielmodell einwirken können folgende Annahmen getroffen werden:

- ständige Auflast:  
Die ständige Auflast ist der Aufbau des Bahnkörpers ab dem Unterbauplanum. Somit wirkt diese Auflast über den Schnittpunkt zwischen Gleitfläche und GOK hinweg.
- veränderliche Auflast:  
Die veränderliche Auflast ergibt sich aus dem Lastmodell 71. Dieser wirkt per Definition auf eine unbegrenzte Länge und es kann somit auch hier davon ausgegangen werden, dass die Auflast über den Schnittpunkt zwischen Gleitfläche und GOK hinweg wirkt.

Der aktive Erddruck aus flächenhaften Auflasten wirkt, wie in Abb. 2-10 dargestellt, konstant über die Höhe GOK bis zum Fußpunkt.

allgemeine Formel nach Ö-NORM B 4434:

$$e_{a,p,k,k} = p_k * K_{a,p}$$

$p_k$  ... allgemein für Auflasten

$$e_{a,p,k,h,k} = e_{a,p,k,k} * \cos(\delta_a)$$

$$K_{a,p} = \frac{\cos(\alpha) * \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} * K_{a,\gamma}$$

Mit  $\alpha = 0$  und  $\beta = 0$  ergibt sich für den horizontalen Erddruckbeiwert aus Kohäsion:

$$K_{a,p,h} = K_{a,\gamma,h}$$

$$e_{a,g_k,h,k} = g_k * K_{a,\gamma,h}$$

$$e_{a,q_k,h,k} = q_k * K_{a,\gamma,h}$$

$$E_{a,g_k,h,k} = g_k * (H_{BG} + t_0) * K_{a,\gamma,h}$$

$$E_{a,q_k,h,k} = q_k * (H_{BG} + t_0) * K_{a,\gamma,h}$$

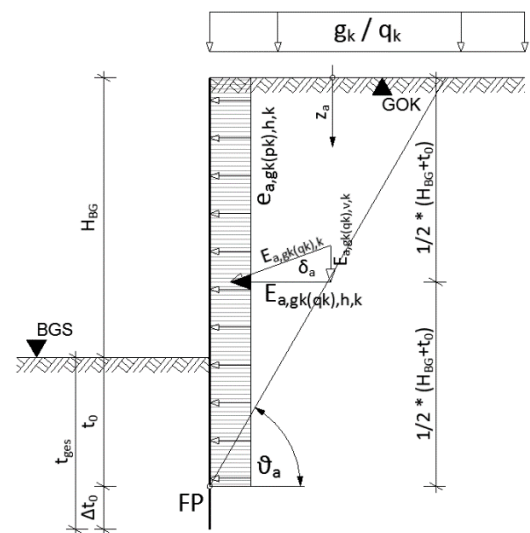


Abb. 2-10 Aktiver Erddruck aus flächenhaften Auflasten

## 2.3.6 Tabellierte Erddruckbeiwerte

Aus der Tabelle 2-1 können die aktiven Erddruckbeiwerte, abgestimmt auf das Beispielmodell entnommen werden. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

Tabelle 2-1 Aktive Erddruckbeiwerte, abgestimmt auf das Beispielmodell

$\varphi'$	Beiwert	$\delta a = 0$	$\delta a = 1/3 \cdot \varphi'$	$\delta a = 1/2 \cdot \varphi'$	$\delta a = 2/3 \cdot \varphi'$	$\delta a = 1,0 \cdot \varphi'$
0,0	$K_{a,y,h}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$K_{a,p,h}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$K_{a,c,h}$	-2,00	-2,00	-2,00	-2,00	-2,00
5,0	$K_{a,y,h}$	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79
	$K_{a,p,h}$	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79
	$K_{a,c,h}$	-1,83	-1,78	-1,76	-1,74	-1,69
10,0	$K_{a,y,h}$	0,70	0,67	0,66	0,65	0,63
	$K_{a,p,h}$	0,70	0,67	0,66	0,65	0,63
	$K_{a,c,h}$	-1,68	-1,60	-1,56	-1,52	-1,45
15,0	$K_{a,y,h}$	0,59	0,55	0,54	0,52	0,50
	$K_{a,p,h}$	0,59	0,55	0,54	0,52	0,50
	$K_{a,c,h}$	-1,53	-1,43	-1,39	-1,34	-1,24
20,0	$K_{a,y,h}$	0,49	0,45	0,44	0,43	0,40
	$K_{a,p,h}$	0,49	0,45	0,44	0,43	0,40
	$K_{a,c,h}$	-1,40	-1,29	-1,23	-1,18	-1,08
25,0	$K_{a,y,h}$	0,41	0,37	0,36	0,35	0,32
	$K_{a,p,h}$	0,41	0,37	0,36	0,35	0,32
	$K_{a,c,h}$	-1,27	-1,16	-1,10	-1,04	-0,93
30,0	$K_{a,y,h}$	0,33	0,30	0,29	0,28	0,26
	$K_{a,p,h}$	0,33	0,30	0,29	0,28	0,26
	$K_{a,c,h}$	-1,15	-1,04	-0,98	-0,92	-0,80
35,0	$K_{a,y,h}$	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20
	$K_{a,p,h}$	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20
	$K_{a,c,h}$	-1,04	-0,93	-0,87	-0,81	-0,69
40,0	$K_{a,y,h}$	0,22	0,20	0,20	0,20	0,20
	$K_{a,p,h}$	0,22	0,20	0,19	0,18	0,16
	$K_{a,c,h}$	-0,93	-0,83	-0,77	-0,71	-0,59
45,0	$K_{a,y,h}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	$K_{a,p,h}$	0,17	0,15	0,15	0,14	0,13
	$K_{a,c,h}$	-0,83	-0,73	-0,68	-0,62	-0,50

### 2.3.7 Resultierender aktiver Erddruck

Der Gesamtwert des aktiven horizontalen Erddrucks errechnet sich aus der Überlagerung der Einzelerddrücke aus Bodeneigenlast, Kohäsion und ständigen bzw. veränderlichen Auflasten.

$$e_{a,h,k}(z_a) = e_{a,\gamma,h,k}(z_a) + e_{a,c,h,k} + e_{a,g_k,h,k} + e_{a,q_k,h,k}$$

$$e_{a,h,k}(z_a) = \underbrace{\gamma * z_a * K_{a,\gamma,h}}_{\text{Bodeneigenlast}} + \underbrace{c * K_{a,c,h}}_{\text{Kohäsion}} + \underbrace{g_k * K_{a,\gamma,h}}_{\text{ständige Auflasten}} + \underbrace{q_k * K_{a,\gamma,h}}_{\text{veränderliche Auflasten}}$$

Bodeneigenlast
Kohäsion
ständige Auflasten
veränderliche Auflasten

Kontrolle Mindesterdruk:  $e_{a,\gamma,h}(z_a) + e_{a,c,h} \geq e_{\min}(z_a) = 0,20 * \gamma * z_a$

In Abb. 2-11 wird beispielhaft die Erddruckberechnung für Böden ohne Kohäsion gezeigt. Hier entfällt die Kontrolle des Mindesterdruk.

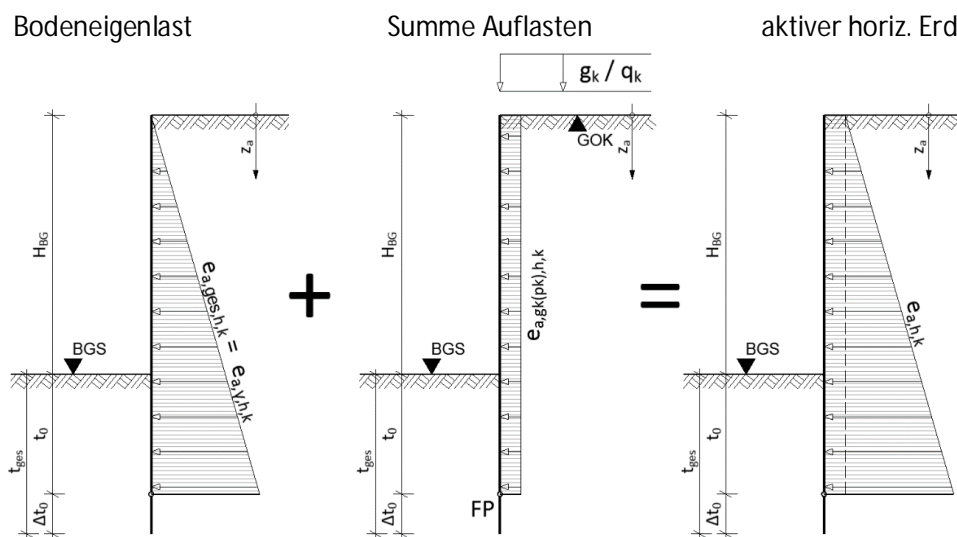


Abb. 2-11 Beispiel: Aktiver Erddruck - Böden ohne Kohäsion

In Abb. 2-12 wird beispielhaft die Erddruckermittlung für Böden mit Kohäsion gezeigt. Hier ist eine Kontrolle des Mindesterdruk erforderlich.

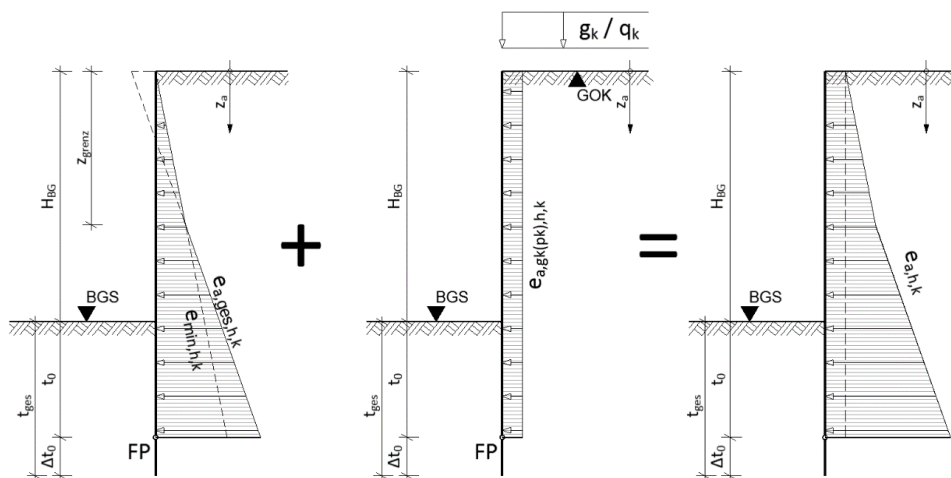


Abb. 2-12 Beispiel: Aktiver Erddruck - Böden mit Kohäsion

## 2.4 Erhöhter aktiver Erddruck

Der erhöhte aktive Erddruck stellt sich ein, wenn eine Verschiebung der Spundwand vom Erdreich weg stattfindet, aber der Verschiebeweg nicht ausreicht, um den Erdruchdruck bis auf den aktiven Erddruck absinken zu lassen. Somit liegt ein erhöhter aktiver Erddruck zwischen dem Erdruchdruck und dem aktiven Erddruck vor.

Da die Spundwand im Beispielmodell im Kopfbereich verankert ist und auch die Wandbewegung aufgrund der Baugrubensituation zu begrenzen ist, ist der erhöhte aktive Erddruck anzusetzen.

In Tabelle 2-2 aus der Ö-NORM B 4434 – 6.2 Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks, wird die Fallunterscheidung für den erhöhten aktiven Erddruck gezeigt:

Tabelle 2-2 Fallunterscheidung erhöhter aktiver Erddruck

Bezeichnung	Beschreibung	Formel
FALL 1: nachgiebig	Stützbauwerke bei denen geringe Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung zulässig sind. z.B. Stützwände gegründet auf Lockergestein	aktiver Erddruck <i>daraus folgt:</i> $e_{a,res,h,k} = e_{a,h,k}$
FALL 2: wenig nachgiebig	Stützbauwerke bei denen geringe Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung unerwünscht, jedoch zu erwarten sind.	$0,75 * E_a + 0,25 * E_0$ <i>daraus folgt:</i> $e_{a,res,h,k} = 0,75 * e_{a,h,k} + 0,25 * e_{0,k}$
FALL 3: annähernd unnachgiebig	Stützbauwerke die aufgrund ihrer Konstruktion nur anfangs als gering nachgiebig sind und später keine Verformungen mehr aufweisen.	$0,50 * E_a + 0,50 * E_0$ <i>daraus folgt:</i> $e_{a,res,h,k} = 0,50 * e_{a,h,k} + 0,50 * e_{0,k}$
FALL 4: unnachgiebig	Stützkonstruktionen die aufgrund ihrer Konstruktion weitgehend unnachgiebig sind.  Beziehungweise Stützkonstruktionen die darauf bemessen werden sollen, keine Verformungen zuzulassen.	$0,25 * E_a + 0,75 * E_0$ <i>daraus folgt:</i> $e_{a,res,h,k} = 0,25 * e_{a,h,k} + 0,75 * e_{0,k}$  oder: Erdruchdruck $e_{a,res,h,k} = e_{0,k}$

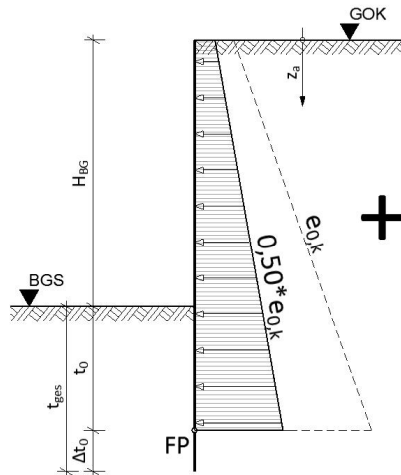
Baupraktischen Erfahrungswerten zufolge wurde für den erhöhten aktiven Erddruck der Fall 3 zugrunde gelegt, welcher sich aus 50% Erdruchdruck und 50% aktiven Erddruck zusammensetzt.

In Abb. 2-13 wird beispielhaft die Erddruckverteilung des erhöhten aktiven Erddrucks für Böden mit Kohäsion dargestellt. In Abb. 2-14 erfolgt die Darstellung beispielhaft für einen nicht bindigen Boden ohne Kohäsion.

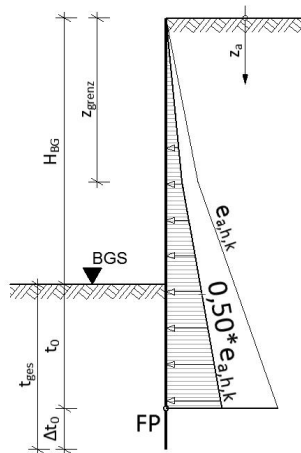
FALL 3:  $0,50 * E_a + 0,50 * E_0$   
 daraus folgt:

$$e_{a,h,k} = 0,50 * e_{a,ges,h,k} + 0,50 * e_{0,k}$$

Anteil Erdruhedruck



Anteil aktiver Erddruck



erhöhter aktiver Erddruck

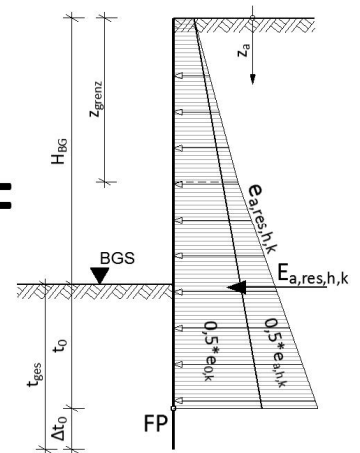


Abb. 2-13 Erhöhter aktiver Erddruck - Böden ohne Kohäsion

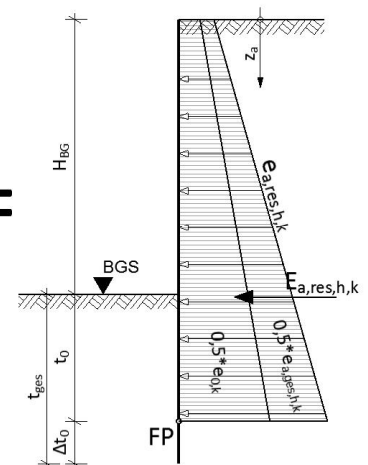
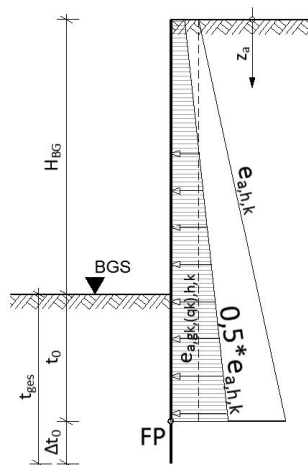
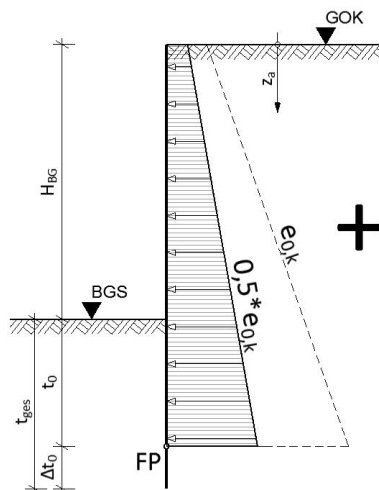


Abb. 2-14 Erhöhter aktiver Erddruck - Böden mit Kohäsion

Ö-NORM B 4434  
9.2 –  
Erddruckum-  
lagerungen

sowie:  
EAU 2012  
Empfehlungen  
des Arbeitsaus-  
schusses  
„Ufereinfassunge  
n“ Häfen und  
Wasser-straßen  
11. Auflage

8.2.3.2 Erddruck-  
umlagerung

Spundwand-  
Handbuch  
*Berechnung*

ThyssenKrupp  
GfT Bautechnik  
GmbH  
HSP Hoesch  
Spundwand und  
Profil GmbH

Ö-NORM B  
1997-1-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik Teil 1:  
Allgemeine  
Regeln

## 2.5 Erddruckumlagerung

Um eine wirklichkeitsnahe Belastung der Wand zu erreichen ist gemäß „Ö-NORM B 4434 9.2 – Erddruckumlagerungen“ der aktive Erddruck auf der Einwirkungsseite umzulagern, sofern folgende Punkte erfüllt sind:

- die Geländeoberfläche ist waagrecht
- mitteldicht oder dicht gelagerter nicht bindiger Boden, oder mindestens steifer bindiger Boden auf der Einwirkungsseite
- eine wenig nachgiebige Stützung (Ankerlage oder Steifenlage) ist vorhanden

In Abb. 2-15 werden die Grundlagen der Erddruckumlagerung dargestellt. Die klassische Erddruckbelastung mit der in Bild 1 oben gezeigten Dreiecksform stellt sich bei einer Drehverformung der Stützwand um den Fußpunkt ein. Dieser Fall darf bei frei im Boden eingespannten Spundwänden angenommen werden.

Die Steifenlage bzw. Ankerlage stellt jedoch eine Stützstelle am Spundwandkopf dar und verhindert diese Drehbewegung. Die somit veränderte Verformungsfigur bedingt eine Umlagerung des Erddrucks.

Die Einteilung der Bereiche für die Umlagerung sowie die Größe und Anordnung der Umlagerung sind der Ö-NORM B 4434 entnommen.

Im nationalen Anwendungsdokument zur Ö-NORM EN 1997-1-1 wird festgelegt, dass die Erddruckumlagerung, im Gegensatz zur Ö-NORM B 4434, nur bis Höhe Baugrubensohle passiert.

Ab der Baugrubensohle wirkt auf der Einwirkungsseite der aktive, bzw. der erhöhte aktive Erddruck.

Schematische Erddruckverteilung des aktiven Erddrucks und des Erdruheendrucks

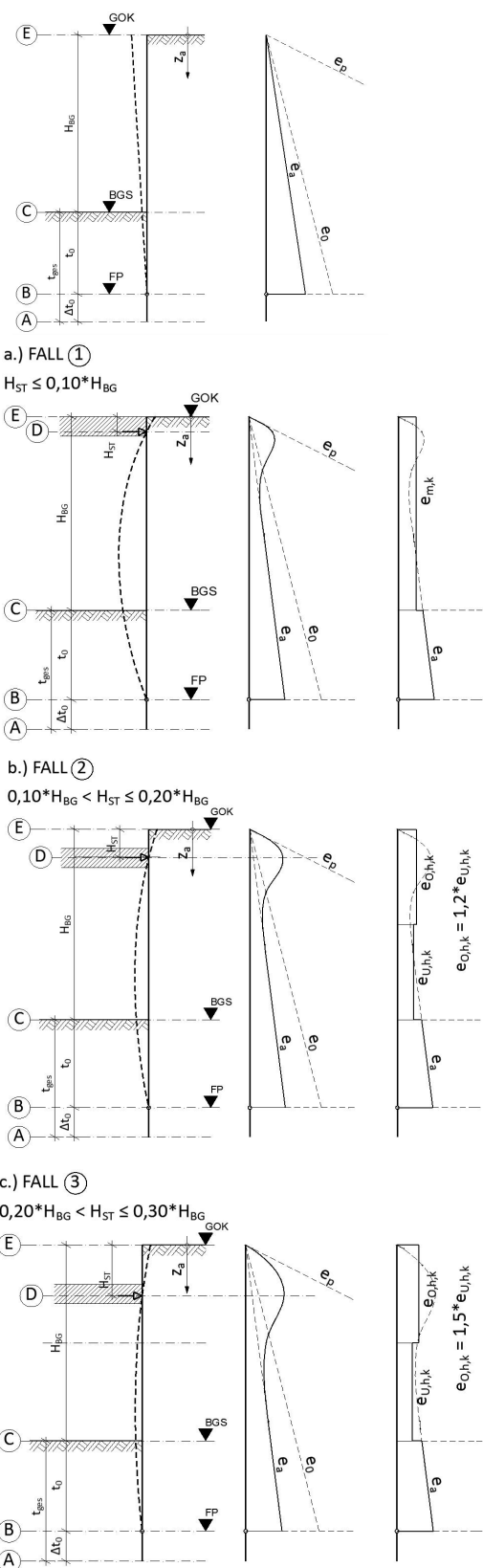


Abb. 2-15 Erddruckumlagerung - Grundlagen

EAU 2012  
Empfehlungen  
des  
Arbeitsausschuss  
es  
„Ufereinfassung  
en“ Häfen und  
Wasserstraßen  
11. Auflage

8.2.3.2 Erddruck-  
umlagerung

Die Berechnung des Mittelwertes  $e_m$  erfolgt in Anlehnung an die EAU 2012 8.2.3.2 Erddruckumlagerung. Der mittlere erhöhte aktive Erddruck errechnet sich dabei mit der Formel:

$$e_m = \frac{E_{a,res,h,k}}{H_{BG} + t_0}$$

$e_m$  ... mittlerer erhöhter aktiver Erddruck

$E_{a,res,h,k}$  ... Resultierende Kraft des erhöhten aktiven Erddrucks

Je nach Lage der Horizontalstützung wird zu drei Fällen unterschieden (siehe Abb. 2-16):

a)  $H_{ST} \leq 0,10 \cdot H_{BG}$ , b)  $0,10 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 \cdot H_{BG}$  und c)  $0,20 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$

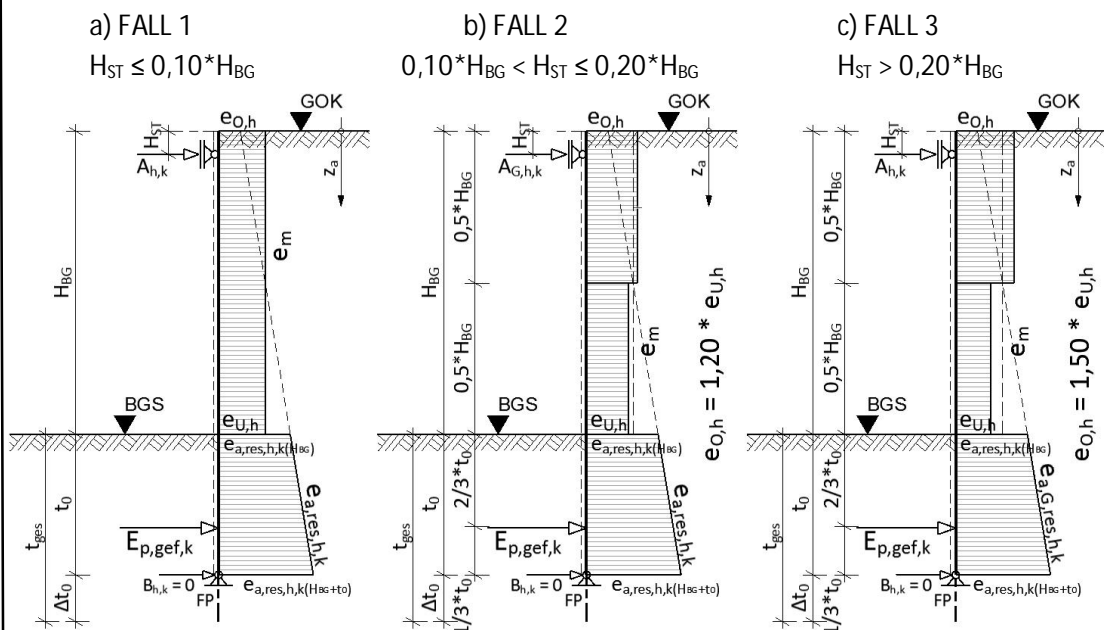


Abb. 2-16 Erddruckumlagerung - Umlagerungsfiguren

	Bereich: $0 \leq z_a < H_{BG}/2$	Bereich: $0 \leq z_a < H_{BG}/2$
$e_{0,h} = e_{U,h} = e_m$	$e_{0,h} = \frac{12}{11} * e_m$	$e_{0,h} = \frac{6}{5} * e_m$
	Bereich: $H_{BG}/2 \leq z_a \leq H_{BG}$	$H_{BG}/2 \leq z_a \leq H_{BG}$
	$e_{U,h} = \frac{10}{11} * e_m$	$e_{U,h} = \frac{4}{5} * e_m$
Bereich $t_0$ : $e_{a,res,h,k}$	Bereich $t_0$ : $e_{a,res,h,k}$	Bereich $t_0$ : $e_{a,res,h,k}$

## 2.6 Einschub Ankertechnik

In dieser Arbeit wird von einer unverschieblichen Lagerung im Punkt  $A_{h,k}$  (Achse D) ausgegangen. Diese Annahme bedingt jedoch den Einbau vorgespannter Anker oder Steifen.

Es wird daher festgelegt, dass nur vorgespannte Anker beziehungsweise Steifen, die bereits bei sehr geringen Verformungen vollen Widerstand leisten, zulässig sind.



## 2.7 Passiver Erddruck

Der passive Erddruck stellt sich ein, wenn die Spundwand gegen das Erdreich gedrückt wird. Im Beispielmmodell trifft das auf die Widerstandsseite zu.

Es ist im Vergleich zum aktiven Erddruck eine viel größere Wandverschiebung notwendig um den gesamten passiven Erddruck (Erddruck) zu mobilisieren. In der Ö-NORM B 4434 wird die Mobilisierung, ausgehend vom Erdruchedruck, abhängig von der Wandverschiebung dargestellt. In Abb. 2-17 wird veranschaulicht, dass bereits nach einer geringen Verschiebung vom Boden weg der aktive Erddruck ( $E_a$ ) erreicht wird. Für die Mobilisierung des passiven Erddrucks ( $E_p$ ) ist jedoch eine viel größere Verschiebung zum Boden hin notwendig. Des Weiteren wird der Einfluss von der Lagerungsdichte gezeigt. Locker gelagerte Böden reagieren, sowohl bei der Absenkung vom Erdruchedruck hin zum aktiven Erddruck, als auch bei der Erhöhung vom Erdruchedruck hin zum passiven Erddruck, träger als dicht gelagerte Böden.

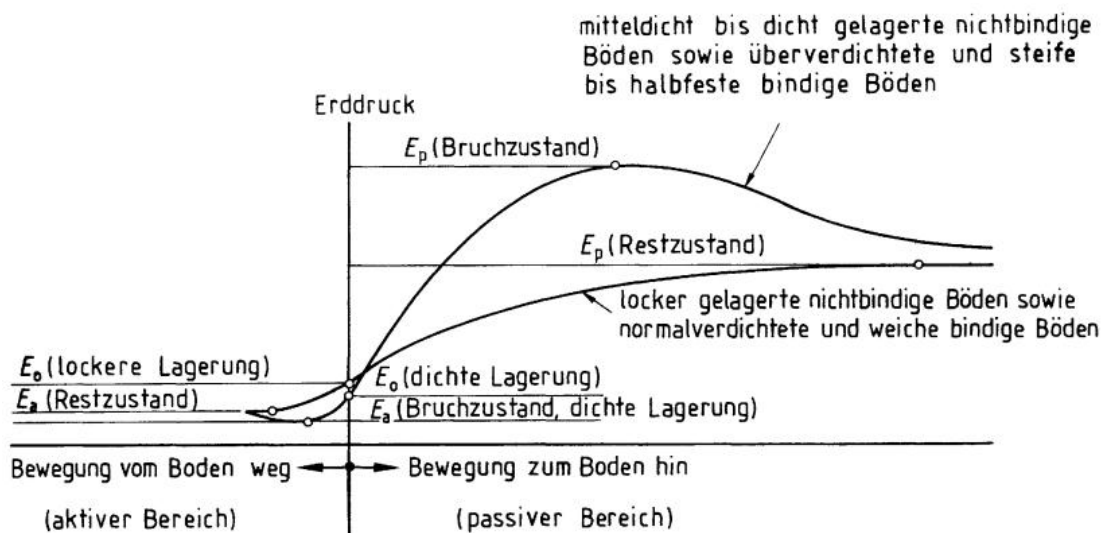


Abb. 2-17 Passiver Erddruck - Grundlagen Ö-NORM B 4434

Mithilfe des passiven Erddruckes muss das Gleichgewicht der Horizontalkräfte im System erfüllt werden. Für die Aktivierung des vollen passiven Erddrucks sind jedoch sehr große Verformungen der Spundwand zum Erdreich hin notwendig (ca. um den Faktor 20 bis 50 größer, verglichen mit dem aktiven Erddruck, siehe Abb. 2-17), weshalb in dieser Machbarkeitsstudie zur zusätzlichen Lastabtragung vertikaler Brückenaufleger, baupraktischen Erfahrungen zufolge, nur 33% des maximal mobilisierbaren Erddrucks angesetzt werden.

Ö-NORM B 4434  
8.3 – Passiver  
Erddruck

### Passiver Erddruck nach Ö-NORM B 4434

Der passive Erddruck setzt sich nach Ö-NORM B 4434 - 8.3 Passiver Erddruck wie folgt zusammen:

$$E_{p,k} = \frac{\gamma * h^2}{2} * K_{p,\gamma} + g_k * h * K_{p,p} + c' * h * K_{p,c}$$

Daraus ergibt sich für den passiven Erddruck in Abhängigkeit der Tiefe  $z_p$  folgende Formel:

$$e_{p,k(z_p)} = \gamma * z_p * K_{p,\gamma} + g_k * K_{p,p} + c' * K_{p,c}$$

$K_{p,\gamma}$  ... passiver Erddruckbeiwert für Bodeneigenlast

$K_{p,p}$  ... passiver Erddruckbeiwert für ständige Auflasten

$K_{p,c}$  ... passiver Erddruckbeiwert für Kohäsion

### Umrechnung zu Horizontalem passivem Erddruck:

$$e_{p,h,k(z_p)} = e_{p,k(z_p)} * \cos(\omega_p) = e_{p,k(z_p)} * \cos(\delta_p)$$

$\omega_p = \alpha + \delta_p$  ... Wandneigungswinkel + Passiver Erddruckneigungswinkel

#### 2.7.1 Passiver Erddruckneigungswinkel $\delta_p$

Erddruckneigungswinkel: für:  $0 \leq \varphi \leq 35^\circ$  =>  $\delta_p = -2/3 * \varphi$   
 $\varphi > 35^\circ$  =>  $\delta_p = -\varphi$

Wandreibungswinkel  $\alpha$ : Es wird vorausgesetzt, dass die Spundwand vertikal eingebaut wird. Somit ergibt sich:  $\alpha = 0$   
 daraus folgt:  $\omega_p = \delta_p$

Geländeneigungswinkel  $\beta$ : Es wird vorausgesetzt das die Baugrubensohle waagrecht, oder zumindest annähernd waagrecht ausgeführt wird.  
 Somit ergibt sich:  $\beta = 0$

#### 2.7.2 Passive Erddruckbeiwerte

Für die Berechnung der passiven Erddruckbeiwerte ist entscheidend, welche Gleitflächenform für die Ausbildung des Gleitkegels gewählt wird. Die Theorie nach Coulomb geht hierbei von ebenen Gleitflächen aus. Der Vorteil dieser Betrachtung ist ein sehr einfacher Formelapparat der sich schnell und unkompliziert für alle Böden anwenden lässt.

Der Vergleich mit Versuchsergebnissen zeigt jedoch, dass die Ergebnisse der Erddruckberechnung nach Coulomb für den passiven Erddruck auf der unsicheren Seite liegen.

Die Ö-NORM B 4434 empfiehlt daher die Verwendung von gekrümmten Gleitflächen für die Ermittlung der passiven Erddruckbeiwerte.

Ö-NORM B 4434  
8.3 – Passiver  
Erddruck

In Tabelle 2-3 sind die passiven Erddruckbeiwerte nach Ö-NORM B 4434 für gekrümmte Gleitflächen angeführt. Diese setzen voraus, dass:

1. Wandneigungswinkel  $\alpha = 0$
2. Neigung der Geländeoberfläche  $\beta = 0$

Gegeben sind:

- $K_{p,\gamma}$  ... Beiwert für den passiven Erdwiderstand resultierend aus Bodeneigenlast  
 $K_{p,p}$  ... Beiwert für den passiven Erdwiderstand resultierend aus Auflasten  
 $K_{p,c}$  ... Beiwert für den passiven Erdwiderstand resultierend aus Kohäsion

Zwischenwerte sind zu interpolieren.

Für Werte außerhalb Tabellenwerte ist der nächst - gelegene konservative Wert zu wählen.

Tabelle 2-3 Passiver Erddruck - Erddruckbeiwerte gemäß Ö-NORM B 4434

$\varphi$	Beiwert	Erddruckneigungswinkel $\delta_p$								
		0,0	-5,0	-10,0	-15,0	-20,0	-25,0	-30,0	-35,0	-40,0
0,0	$K_{p,\gamma}$	1,00								
	$K_{p,p}$	1,00								
	$K_{p,c}$	2,00								
5,0	$K_{p,\gamma}$	1,19	1,30							
	$K_{p,p}$	1,19	1,27							
	$K_{p,c}$	2,18	2,98							
10,0	$K_{p,\gamma}$	1,42	1,56	1,69						
	$K_{p,p}$	1,42	1,55	1,63						
	$K_{p,c}$	2,38	3,07	3,47						
15,0	$K_{p,\gamma}$	1,70	1,89	2,08	2,27					
	$K_{p,p}$	1,70	1,88	2,03	2,14					
	$K_{p,c}$	2,61	3,26	3,77	4,14					
20,0	$K_{p,\gamma}$	2,04	2,30	2,58	2,85	3,13				
	$K_{p,p}$	2,04	2,29	2,52	2,72	2,89				
	$K_{p,c}$	2,86	3,52	4,12	4,62	5,03				
25,0	$K_{p,\gamma}$	2,46	2,82	3,21	3,63	4,04	4,45			
	$K_{p,p}$	2,46	2,80	3,14	3,46	3,76	4,03			
	$K_{p,c}$	3,14	3,86	4,55	5,20	5,78	5,29			
27,5	$K_{p,\gamma}$	2,72	3,13	3,60	4,11	4,64	5,15			
	$K_{p,p}$	2,72	3,11	3,51	3,91	4,30	4,65			
	$K_{p,c}$	3,30	4,05	4,80	5,53	6,21	5,81			
30,0	$K_{p,\gamma}$	3,00	3,49	4,04	4,66	5,26	5,04	6,98		
	$K_{p,p}$	3,00	3,45	3,95	4,44	4,93	5,40	5,85		
	$K_{p,c}$	3,46	4,26	5,08	5,90	5,70	7,44	8,14		
32,5	$K_{p,\gamma}$	3,32	3,89	4,56	5,32	5,16	7,07	7,90		
	$K_{p,p}$	3,32	3,87	4,45	5,05	5,57	5,29	6,87		
	$K_{p,c}$	3,65	4,50	5,39	6,31	7,24	8,14	8,97		
35,0	$K_{p,\gamma}$	3,69	4,36	5,16	6,10	7,05	8,25	9,54	10,92	
	$K_{p,p}$	3,69	4,34	5,03	5,78	6,56	7,36	8,15	8,92	
	$K_{p,c}$	3,84	4,76	5,74	6,77	7,85	8,93	9,98	11,00	
37,5	$K_{p,\gamma}$	4,11	4,91	5,87	7,02	8,35	9,89	11,51	13,27	
	$K_{p,p}$	4,11	4,88	5,72	6,64	7,62	9,65	9,71	10,73	
	$K_{p,c}$	4,06	5,05	6,13	7,30	9,55	9,84	11,15	12,40	
40,0	$K_{p,\gamma}$	4,60	5,55	6,72	8,15	9,69	11,68	13,86	16,44	18,59
	$K_{p,p}$	4,60	5,51	6,54	7,67	8,92	10,25	11,65	13,08	14,52
	$K_{p,c}$	4,29	5,38	6,58	7,91	9,36	10,90	12,51	14,13	15,63

Ö-NORM B 4434  
8.3 – Passiver  
Erddruck

SIEHE:  
2.1.5 Erddruck-  
neigungswinkel  
 $\delta_a$  und  $\delta_p$

### 2.7.3 Umrechnung der passiven Erddruckbeiwerte für Horizontalanteil

Die in Tabelle 2-3 gegebenen Beiwerte beziehen sich auf die resultierenden passiven Erddruckkräfte. Um die Vorgehensweise der Erddruckermittlung aus Erdruhedruck sowie aktivem Erddruck beibehalten zu können, müssen die ermittelten passiven Beiwerte nun auf deren Horizontalkomponente umgerechnet werden.

Die Gesamtniegung des passiven Erddrucks setzt sich aus der negativen Neigung der Stützwand ( $-\alpha$ ) sowie dem Erddruckneigungswinkel ( $\delta_p$ ) zusammen:  $\omega_p = |-\alpha + \delta_p|$

Für das Beispielmodell wurde der vertikale Einbau der Spundwand festgelegt.

Daraus folgt:  $\alpha = 0$  und somit:  $\omega_p = |\delta_p|$

Umrechnung der allgemeinen Beiwerte auf den Horizontalanteil:

$$K_{p,\gamma,h} = K_{p,\gamma} * \cos(|\delta_p|)$$

$$K_{p,p,h} = K_{p,p} * \cos(|\delta_p|)$$

$$K_{p,c,h} = K_{p,c} * \cos(|\delta_p|)$$

### 2.7.4 Passiver Erdwiderstand aus Bodeneigenlast

Der Erdwiderstand aus Bodeneigenlast hat, wie in Abb. 2-18 dargestellt, eine dreiecksförmige Verteilung. Diese beginnt mit  $e_{p,\gamma,h,k(0)} = 0$  an der Oberkante der Baugrubensohle und steigt linear bis zum Fußpunkt an.

$$e_{p,\gamma,h,k(z_p)} = \gamma * z_p * K_{p,\gamma,h}$$

mit:

$$K_{p,\gamma,h} = K_{p,\gamma} * \cos(|\delta_p|)$$

Resultierende Erdwiderstandskraft:

$$E_{p,\gamma,h,k} = e_{p,\gamma,h,k(t_0)} * \frac{t_0}{2}$$

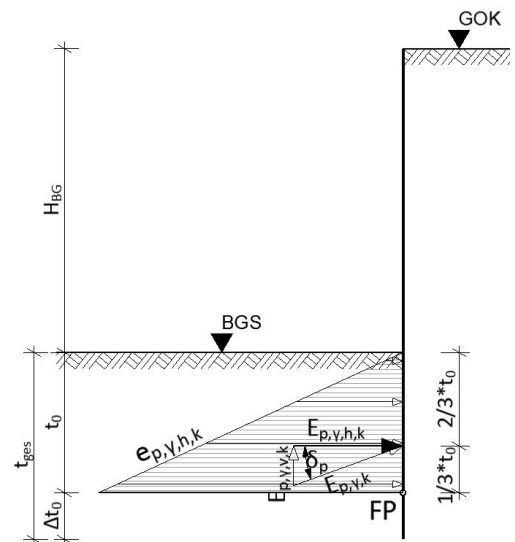


Abb. 2-18 Passiver Erddruck - Bodeneigenlast

SIEHE:  
2.7.2 Passive  
Erddruckbeiwerte

2.7.5 Passiver Erdwiderstand aus Kohäsion:

Der Erwiderstand aus Kohäsion hat, wie in Abb. 2-19 dargestellt, einen konstanten Verlauf.

$$e_{p,c,h,k}(z_p) = c' * K_{p,c,h}$$

mit:

$$K_{p,c,h} = K_{p,c} * \cos(|\delta_p|)$$

Resultierende Erdwiderstandskraft:

$$E_{p,c,h,k} = e_{p,c,h,k} * t_0$$

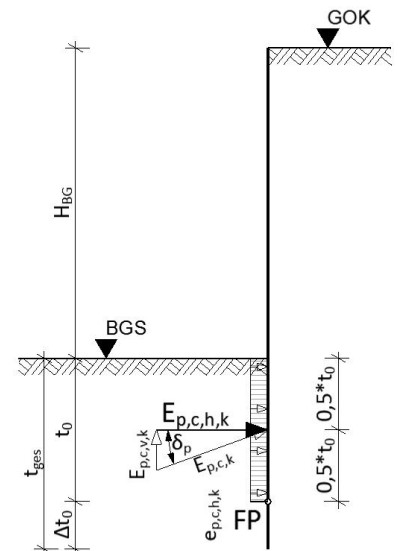


Abb. 2-19 Passiver Erddruck - Kohäsion

2.7.6 Resultierender passiver Erdwiderstand

Der passive Erddruck (Erwiderstand) setzt sich aus Anteilen Bodeneigenlast, Kohäsion und Auflasten zusammen. Die Kohäsion wirkt nun in dieselbe Richtung wie der Erdwiderstand aus Bodeneigenlast und Auflasten. Auflasten in der Baugrube bleiben, auf der sicheren Seite liegend, unberücksichtigt.

Wie in Abb. 2-20 gezeigt, erhöht die Kohäsion den Erdwiderstand.

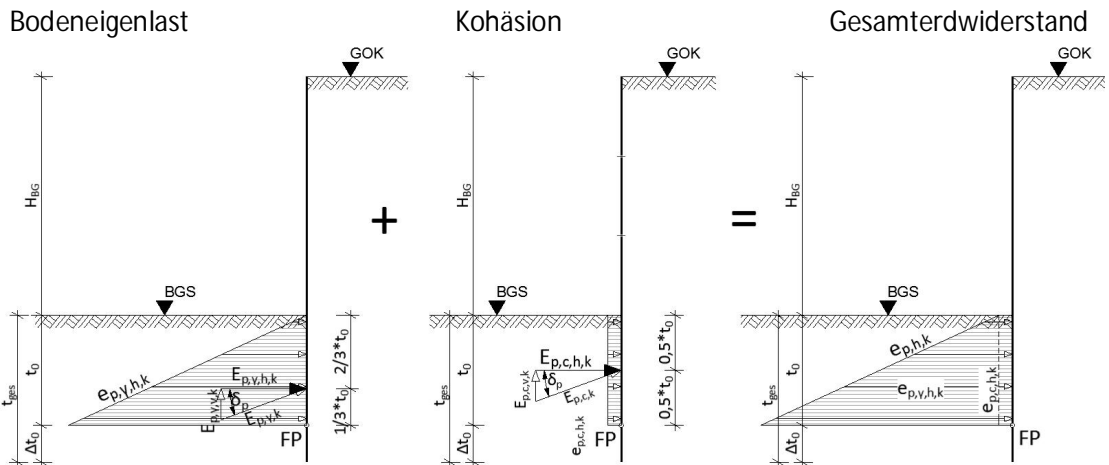


Abb. 2-20 Passiver Erddruck - Berechnung des Erdwiderstandes

$$e_{p,\gamma,h,k}(z_p) = \gamma * z_p * K_{p,\gamma,h}$$

$$e_{p,c,h,k} = c' * K_{p,c,h}$$

$$e_{p,h,k}(z_p) =$$

$$E_{p,h,k} = e_{p,\gamma,h,k}(t_0) * \frac{t_0}{2}$$

$$E_{p,c,h,k} = e_{p,c,h,k} * t_0$$

$$e_{p,\gamma,h,k}(z_p) + e_{p,c,h,k}$$

### 2.7.7 Abminderung des passiven Erdwiderstand

Für die Mobilisierung des passiven Erdwiderstandes sind sehr große Verformungen notwendig. Die Ö-NORM B 4434 unterscheidet folgende Arten der Wandverschiebung (siehe Abb. 2-21): Fußpunktdrehung, Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung.

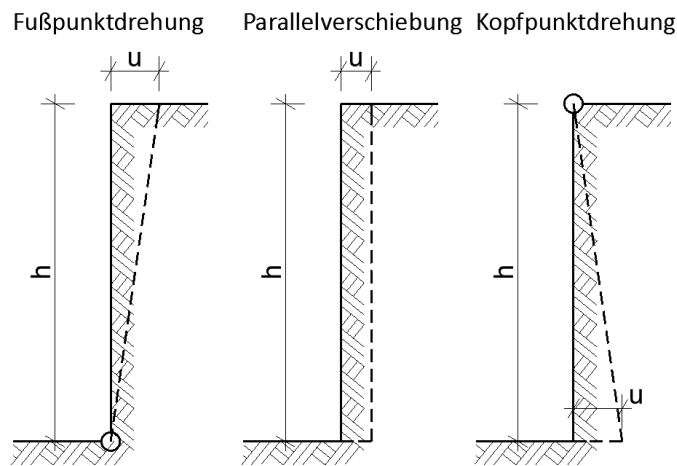


Abb. 2-21 Passiver Erddruck - Varianten der Wandverschiebung

In Tabelle 2-4 wird nun die notwendige Wandbewegung, abhängig vom anstehenden Boden beziffert. Die Werte geben die notwendige Verschiebung  $u$  (Abb. 2-21) in % der der Wandhöhe  $h$  an. Die Klammerwerte beschreiben die notwendige Verschiebung bis zur Mobilisierung von 50% des maximalen passiven Erddruckes.

Tabelle 2-4 Notwendige Wandverschiebung für Mobilisierung passiver Erddruck

	lockere Lagerung	dichte Lagerung	Werte geben die notwendige Verschiebung $u$ in % von $h$ an, die für die Mobilisierung des passiven Erddruckes notwendig ist. Klammerwerte beziehen sich auf die Verschiebung für 50%.
Fußpunktdrehung	30 (10)	10 (2,5)	
Paralle Verschiebung	10 (0,5)	5 (0,5)	
Drehung am Kopfpunkt	15 (0,5)	5 (0,5)	

#### Mobilisierungsfunktion passiver Erddruck:

Gemäß „Ö-NORM B 4434 Bewegungen von Stützkonstruktionen“ kann die Mobilisierungsfunktion grafisch wie in Abb. 2-22 gezeigt dargestellt werden.

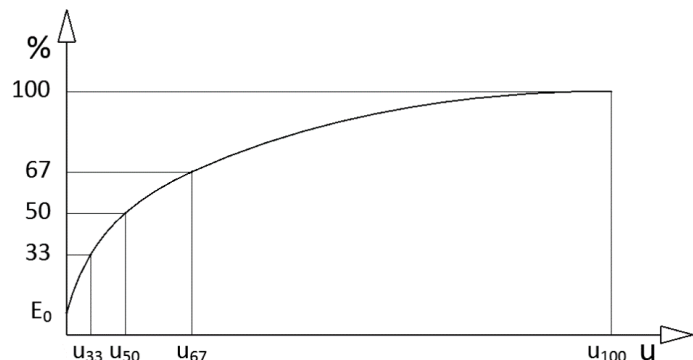


Abb. 2-22 Passiver Erddruck - Mobilisierungsfunktion

Zusammengefasst kann gesagt werden, dass eine Teilmobilisierung des Erdwiderstandes sehr bald eintritt. Für den Gesamtwert des passiven Erdwiderstandes sind jedoch sehr große Verformungen nötig.

Für die vorliegende Machbarkeitsstudie wurde, baupraktischen Erfahrungswerte zugrunde liegend, angenommen, dass 33% des maximalen Erdwiderstandes mobilisiert werden können.

Die Abminderung des Erdwiderstandes betrifft den Erdwiderstand aus Bodeneigenlast. Der Erdwiderstand aus Kohäsion wird bereits bei sehr kleinen Verformungen vollständig mobilisiert und ist daher von der Abminderung nicht betroffen.

$$e_{p,res,h,k} = \frac{e_{p,\gamma,h,k}}{3} + e_{p,c,h,k}$$

In Abb. 2-23 wird der abgeminderte Erdwiderstand dargestellt. Dieser setzt sich aus dem, um den Faktor 3, abgeminderten Erdwiderstand aus Bodeneigenlast und dem Erdwiderstand aus Kohäsion zusammen.

Der Erdwiderstand aus Kohäsion ist nicht abzumindern.

$$e_{p,res,h,k} = \frac{e_{p,\gamma,h,k}}{3} + e_{p,c,h,k}$$

$$e_{p,res,\gamma,h,k} = \frac{e_{p,\gamma,h,k}}{3}$$

$$E_{p,res,\gamma,h,k} = \frac{e_{p,\gamma,h,k}(t_0)}{3} * \frac{t_0}{2} = e_{p,res,\gamma,h,k} * \frac{t_0}{2}$$

$$E_{p,c,h,k} = e_{p,c,h,k} * t_0$$

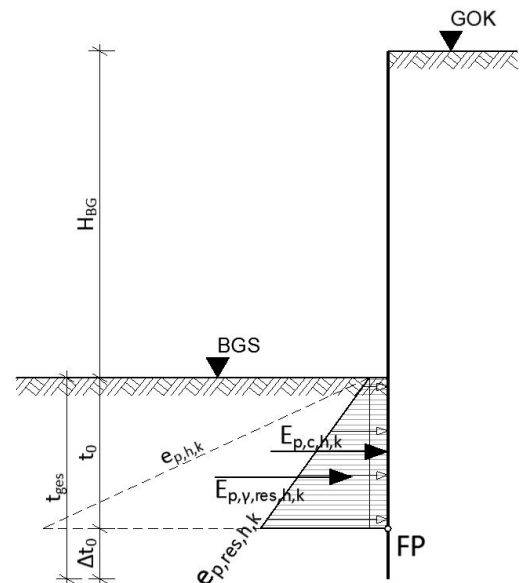


Abb. 2-23 auf 33% abgeminderter passiver Erdwiderstand

2.8 Charakteristisches Lastbild am statischen Modell der Machbarkeitsstudie

Fügt man den erhöhten und umgelagerten aktiven Erddruck, den abgeminderten passiven Erdwiderstand sowie die vertikalen Brückenauflegerkräfte auf die Spundwand zusammen ergeben sich die zwei folgenden Lastbilder Abb. 2-24 und Abb. 2-25. Sie sollen exemplarisch zeigen, wie die endgültige charakteristische Lastfigur bezogen auf das Beispielmodell aussehen kann.

FALL 1: Böden ohne Kohäsion

$$H_{ST} \leq 0,10 \cdot H_{BG}$$

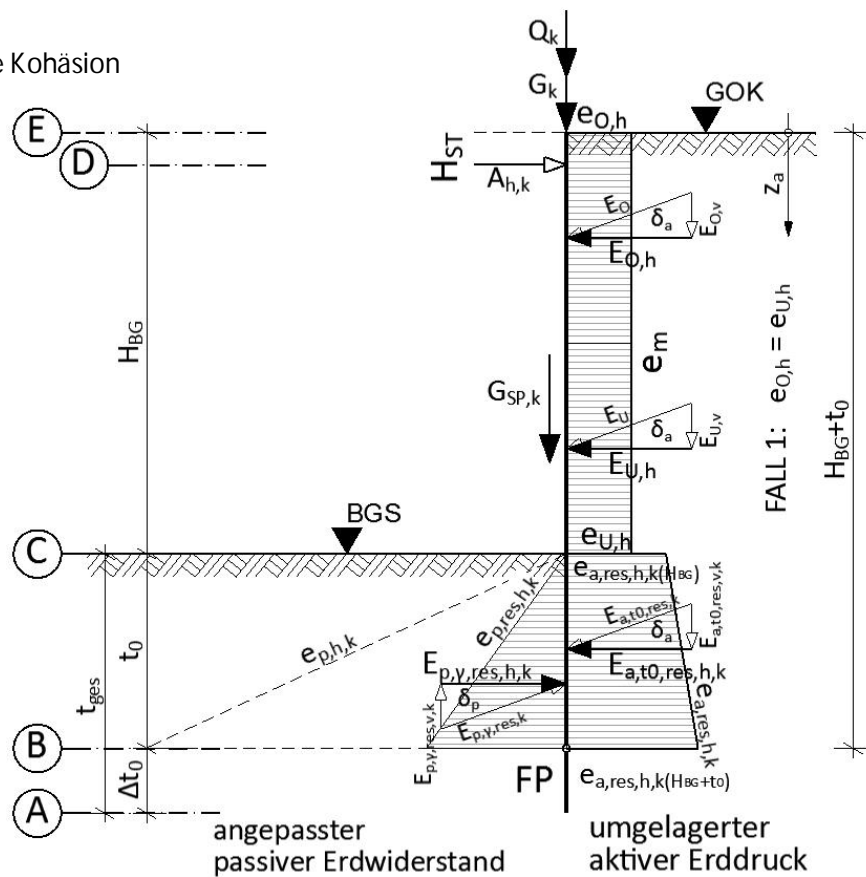


Abb. 2-24 Lastbild - Boden ohne Kohäsion -  $H_{ST} \leq 0,10 \cdot H_{BG}$

$$G_k [kN] = \frac{\sum A_{g,k}}{b_{v01}}$$

$A_{g,k}$  ständiger Anteil der Auflagerkraft der HHB verteilt auf  $b_{v01}$

$$Q_k [kN] = \frac{\sum A_{q,k}}{b_{v01}}$$

$A_{q,k}$  veränderlicher Anteil der Auflagerkraft der HHB verteilt auf  $b_{v01}$

$$G_{SP,k} [kN/m^2]$$

Eigengewicht des Spundwandprofils

$$E_{O,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil der erhöhten aktiven umgelagerten Erddruckkraft  
Bereich:  $0,00 \leq z_a < H_{BG}/2$

$$E_{U,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil der erhöhten aktiven umgelagerten Erddruckkraft  
Bereich:  $H_{BG}/2 \leq z_a < H_{BG}$

$$E_{a,t_0,res,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil der erhöhten aktiven Erddruckkraft im Bereich  $t_0$   
aktiver Erddruckneigungswinkel

$$\delta_a$$

$$E_{p,\gamma,res,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil des abgeminderten passiven Erdwiderstandes aus  
Bodeneigenlast

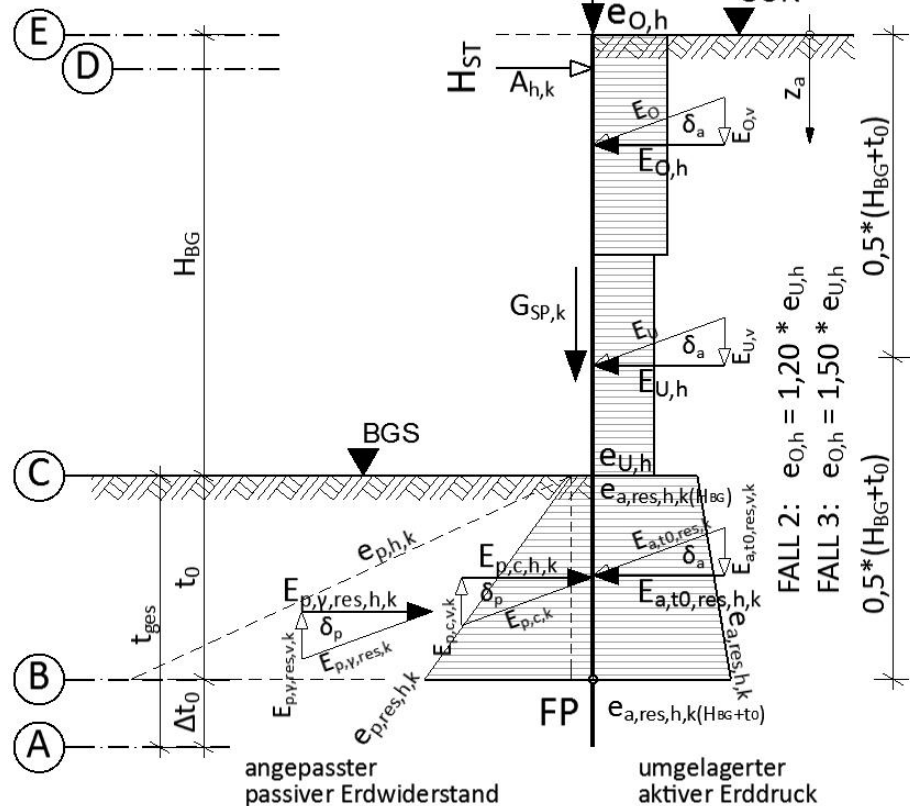
$$\delta_p$$

passiver Erddruckneigungswinkel



## FALL 2: Böden mit Kohäsion

$$0,10 \cdot H_{BG} \leq H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$$


 Abb. 2-25 Lastbild - Boden mit Kohäsion -  $0,10 \cdot H_{BG} \leq H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$ 

$$G_k [kN] = \frac{\sum A_{g,k}}{b_{v01}}$$

 $A_{g,k}$  ständiger Anteil der Auflagerkraft der HHB verteilt auf  $b_{v01}$ 

$$Q_k [kN] = \frac{\sum A_{q,k}}{b_{v01}}$$

 $A_{q,k}$  veränderlicher Anteil der Auflagerkraft der HHB verteilt auf  $b_{v01}$ 

$$G_{SP,k} [kN/m^2]$$

Eigengewicht des Spundwandprofils

$$E_{O,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil der erhöhten aktiven umgelagerten Erddruckkraft

 Bereich:  $0,00 \leq z_a < H_{BG}/2$ 

$$E_{U,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil der erhöhten aktiven umgelagerten Erddruckkraft

 Bereich:  $H_{BG}/2 \leq z_a < H_{BG}$ 

$$E_{a,t_0,res,h,k} [kN]$$

 Horizontalanteil der erhöhten aktiven Erddruckkraft im Bereich  $t_0$ 

$$\delta_a$$

aktiver Erddruckneigungswinkel

$$E_{p,\gamma,res,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil des abgeminderten passiven Erdwiderstandes aus

Bodeneigenlast

$$E_{p,c,h,k} [kN]$$

Horizontalanteil des passiven Erdwiderstandes aus Kohäsion

$$\delta_p$$

passiver Erddruckneigungswinkel

Unterhalb der Einbindetiefe  $t_0$  wirkt beiderseits der Spundwand der Erdruchdruck, da vereinfacht angenommen wird, dass ab diesem Punkt keine Horizontalverschiebung der Spundwand mehr auftritt. Demzufolge wirken beidseits die gleichen Einwirkungen, was zu keinen Momenten- und Querkraftbeanspruchungen in der Spundwand führt.

### 3 Bodenmechanische Kennwerte für die drei Modellböden

Nachfolgend werden die drei Modellböden, an denen die Machbarkeitsstudie durchgeführt wird angeführt. Es wurden drei praxistaugliche, nicht bindige Böden ausgewählt.

Bodenmechanische Kennwerte für die drei Modellböden

Im Zuge der Machbarkeitsstudie zur Spundwandlagerung wurden drei repräsentative Modellböden untersucht. Hierbei wurden nachfolgende Böden, welche repräsentativ und praxistauglich für die Umsetzung eines Wandverbaus aus Spundwänden sind betrachtet:

- BODEN A:  
*nicht bindiger Boden*  

totale Wichte $\gamma$ :	21,0 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'$ :	35,0°
Kohäsion $c'$ :	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung $q_{s,k}$ :	90,0 kN/m <sup>2</sup>
Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ :	25,0 MN/m <sup>2</sup>
  
- BODEN B:  
*nicht bindiger Boden*  

totale Wichte $\gamma$ :	20,0 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'$ :	32,5°
Kohäsion $c'$ :	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung $q_{s,k}$ :	70,0 kN/m <sup>2</sup>
Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ :	15,0 MN/m <sup>2</sup>
  
- BODEN C:  
*nicht bindiger Boden*  

totale Wichte $\gamma$ :	18,0 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'$ :	30,0°
Kohäsion $c'$ :	0 kN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung $q_{s,k}$ :	50,0 kN/m <sup>2</sup>
Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ :	10,0 MN/m <sup>2</sup>

#### 4 Normative Regelungen zur vorliegenden Machbarkeitsstudie zur unmittelbaren Brückenlagerung auf Spundwänden

Im folgenden Kapitel werden die normativen Grundlagen für diese Machbarkeitsstudie erläutert. Besonderes Augenmerk gilt der Ö-NORM EN 1997-1 und dem dazugehörigen nationalen Anwendungsdokument Ö-NORM B 1997-1-1.

Ö-NORM B 1997-1-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik Teil 1:  
Allgemeine  
Regeln

Nationale  
Festlegungen zu  
Ö-NORM EN  
1997-1 und  
nationale  
Ergänzungen

Ö-NORM  
EN 1997-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine  
Regeln

Ö-NORM B 4434  
Erd- und  
Grundbau  
Erddruck-  
berechnung

#### 4.1 Ö-NORM B 1997-1-1: 2013 / 4.7 Stützbauwerke

Nach „Ö-NORM B 1997-1-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln // Nationale Festlegungen zu Ö-NORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen“, werden folgende Punkte für die Bemessung von Stützbauwerken festgelegt.

- Für die Bemessung von Stützbauwerken ist das Nachweisverfahren 2 gemäß „Ö-NORM EN 1997-1:2009, Abschnitt 2.4.7.3.4.3(1)P“ anzuwenden.
- Die Teilsicherheitsbeiwerte sind auf die aus den Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen und auf die Widerstände des Baugrunds anzuwenden. Die hierfür zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte sind den Tabellen 15, 16 und 17 in Abb. 4-1 zu entnehmen.
- Erddrücke und Erdwiderstände sind nach „Ö-NORM B 4434“ zu berechnen.
- In der „Ö-NORM B 4434 / Abschnitt 9.2 – Erddruckumlagerung“ ist  $h'$  durch  $h$  zu ersetzen, was zur Auswirkung hat, dass, wenn der aktive Erddruck umgelagert wird, dieser nur bis zur Baugrubensohle umzulagern ist. Ab der Baugrubensohle wirkt der aktive, oder erhöhte aktive Erddruck in nicht umgelagerter Form.
- Der Abschnitt 11 in der „Ö-NORM B 4434“, welcher die Teilsicherheitsbeiwerte regelt ist durch die Regelungen des Nationalen Anwendungsdokumentes (Tabelle 15, 16 und 17) zu ersetzen.

**Tabelle 15 — Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen ( $\gamma_E$ )**

Beanspruchung		Symbol	Wert		
Dauer	Bedingung		BS 1	BS 2	BS 3
ständig	ungünstig	$\gamma_G$	1,35	1,20	1,00
	günstig	$\gamma_G$	1,00	1,00	1,00
veränderlich	ungünstig	$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,00
	günstig	$\gamma_Q$	0	0	0

**Tabelle 16 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen ( $\gamma_M$ )**

Bodenkenngröße	Symbol	Wert
wirksamer Reibungswinkel <sup>a</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,00
wirksame Kohäsion	$\gamma_c$	1,00
undrainierte Scherfestigkeit	$\gamma_{cu}$	1,00
einaxiale Druckfestigkeit	$\gamma_{qu}$	1,00
Wichte	$\gamma_\gamma$	1,00

<sup>a</sup> Dieser Beiwert wird auf  $\tan \varphi'$  angewendet.

**Tabelle 17 — Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände von Stützbauwerken ( $\gamma_R$ )**

Widerstand	Symbol	Wert		
		BS 1	BS 2	BS 3
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e}$	1,40	1,30	1,20

Abb. 4-1 Ö-NORM B 1997-1 - Teilsicherheitsbeiwerte

Ö-NORM B  
1997-1-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik Teil 1:  
Allgemeine  
Regeln

Nationale  
Festlegungen zu  
Ö-NORM EN  
1997-1 und  
nationale  
Ergänzungen

Ö-NORM  
EN 1997-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine  
Regeln

Ö-NORM B 4434  
Erd- und  
Grundbau  
Erddruck-  
berechnung

## 4.2 Bemessungssituation und Teilsicherheitsbeiwerte

Die in der „Ö-NORM B 4435-1“ beschriebenen Lastfallklassen LFK werden im Eurocode durch die Bemessungssituationen ersetzt. Von der zutreffenden Bemessungssituation hängen in der Folge die Teilsicherheitsbeiwerte ab. In diesem Abschnitt wird nun erklärt, welche Lastfallklasse, welcher Bemessungssituation entspricht.

### Lastfallklassen nach Ö-NORM B 4435-1 / Abschnitt 5 – Lastfallklassen

- LFK 1: Lastfallklasse 1 (Regellastfall)  
Dazu gehören alle im normalen Betrieb zu erwartenden Lasten und Lastkombinationen wie ständige Lasten, ständig vorhandene Nutzlasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten sowie Schnee, Grundwasser und Wind.
- LFK 2: Lastfallklasse 2 (Ausnahmelastfall)  
Lasten wie im Regelfall, jedoch mit einer nicht regelmäßig auftretenden größten Verkehrslastwirkung; Eisdruck sowie Lasten, die nur in der Bauzeit auftreten (Montage- und Bauzustände).
- LFK 3: Lastfallklasse 3 (Sonderlastfälle)  
Lasten, die während der Nutzungsdauer des Bauwerkes nur mit äußerst geringer Wahrscheinlichkeit auftreten; dazu gehören z.B. extremes Grund- bzw. Hochwasser

### Bemessungssituationen nach Ö-NORM EN 1990 / 3.2 Bemessungssituationen

- BS 1: ständige Bemessungssituation  
Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen.
- BS 2: vorübergehende Bemessungssituation  
Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung;
- BS 3: außergewöhnliche Bemessungssituation  
Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk beziehen, z.B. auf Brand, Explosionen, Anprall oder Folgen lokalen Versagens.

### ZUORDNUNG:

Die Ö-NORM B 1997-1-1 / 4.2 Bemessungssituationen und Schadenfolgeklassen gibt nun folgende Zuordnungen vor:

BS 1 (Bemessungssituation 1)	entspricht:	LFK 1 (Lastfallklasse 1)
BS 2 (Bemessungssituation 2)	entspricht:	LFK 2 (Lastfallklasse 2)
BS 3 (Bemessungssituation 3)	entspricht:	LFK 3 (Lastfallklasse 3)

Für die Situation einer Baustelle entlang einer Bahnstrecke ist die Bemessungssituation 2 zutreffend.

Für die Systemberechnung der vorliegenden Machbarkeitsstudie werden die Teilsicherheitsbeiwerte für die zutreffende Bemessungssituation 2 verwendet.

Ö-NORM B 1997-1-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik Teil 1:  
Allgemeine  
Regeln

Nationale  
Festlegungen zu  
Ö-NORM EN  
1997-1 und  
nationale  
Ergänzungen

Ö-NORM  
EN 1997-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine  
Regeln

Ö-NORM B 4434  
Erd- und  
Grundbau  
Erddruck-  
berechnung

In Tabelle 4-1 werden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach „Ö-NORM EN 1997-1 : 2004 / 2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2“, Bemessungssituation 1 aufgelistet:

*ständige Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen*

Tabelle 4-1 Ö-NORM EN 1997-1 - Teilsicherheitsbeiwerte Bemessungssituation 1

ständige Einwirkungen		veränderliche Einwirkungen		Erdwiderstand
günstig	$\gamma_G = 1,00$	günstig	$\gamma_Q = 0,00$	
ungünstig	$\gamma_G = 1,35$	ungünstig	$\gamma_Q = 1,50$	
				$\gamma_{Re} = 1,40$

In Tabelle 4-2 werden die Teilsicherheitsbeiwerte für die „Ö-NORM EN 1997-1 : 2004 / 2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2“, Bemessungssituation 2 gezeigt:

*vorübergehende Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung*

Tabelle 4-2 Ö-NORM EN 1997-1 - Teilsicherheitsbeiwerte Bemessungssituation 2

ständige Einwirkungen		veränderliche Einwirkungen		Erdwiderstand
günstig	$\gamma_G = 1,00$	günstig	$\gamma_Q = 0,00$	
ungünstig	$\gamma_G = 1,20$	ungünstig	$\gamma_Q = 1,30$	
				$\gamma_{Re} = 1,30$

#### 4.3 Ö-NORM EN 1997-1 : 2004 / 2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2

ALLGEMEINES:

*Bei der Betrachtung eines durch Bruch oder sehr große Verformung gekennzeichneten Grenzzustandes in einem Tragelement, in einem Querschnitt oder im Baugrund (STR und GEO\*) muss nachgewiesen werden dass:*

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$  ... Bemessungswert der Summe der Einwirkungen (Belastungen)

$R_d$  ... Bemessungswert der Summe der Widerstände

\*STR ... structural failure

Inneres Versagen oder sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellen/vände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist.

GEO ... geotechnical failure

Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist.

Ö-NORM  
EN 1997-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine  
Regeln

Ö-NORM B  
1997-1-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik Teil 1:  
Allgemeine  
Regeln

Nationale  
Festlegungen zu  
Ö-NORM EN  
1997-1 und  
nationale  
Ergänzungen

### Bemessungswert der Beanspruchungen:

In der Ö-NORM EN 1997-1-1 werden für das Nachweisverfahren 2, zwei Möglichkeiten gezeigt wie das semiprobabilistische Sicherheitskonzept angewendet werden darf. Die Teilsicherheitsbeiwerte können hierbei entweder direkt auf die Einwirkungen ( $F_{rep}$ ) oder auf die durch diese hervorgerufenen Beanspruchungen (E) angewendet werden.

$E_d = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$  Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte direkt auf die Einwirkungen  $F_{rep}$ .

$E_d = \gamma_E * E \left\{ F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$  Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Beanspruchungen E.

Das nationale Anwendungsdokument Ö-NORM B 1991-1 schreibt folgendes vor:

Da es in der Geotechnik bei Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten direkt auf Einwirkungen wie z.B. Wasserdruck, Erddrücke etc. zu physikalisch unmöglichen Größen kommen kann, gibt der nationale Anhang die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Beanspruchungen vor.

Somit werden die Beanspruchungen charakteristisch berechnet und anschließend mit den Teilsicherheitsbeiwerten (Tabelle 15) multipliziert!

### Bemessungswert des Widerstandes

Die Teilsicherheitsbeiwerte können entweder auf die Baugrundeigenschaften (X) oder auf die Widerstände (R) oder auf beide folgendermaßen angewandt werden:

$R_d = R \left\{ \gamma_F * F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$  Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Bodenkennwerte  $X_k$

$R_d = \frac{R \{ \gamma_F * F_{rep}; X_k; a_d \}}{\gamma_R}$  Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte ausschließlich auf die errechneten Widerstände R.

$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F * F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}}{\gamma_R}$  Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die errechneten Widerstände R sowie den Bodenkennwerten  $X_k$ .

Das nationale Anwendungsdokument „Ö-NORM B 1991-1“ schreibt folgendes vor:

Es ist die Verwendung von Variante 3, Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf den errechneten Widerstand und die Bodenkennwerte, zu verwenden. Da jedoch alle Teilsicherheitsbeiwerte für die Bodenkennwerte (Tabelle 17) mit 1,0 gegeben sind, ergibt sich folgendes:

Der Erdwiderstand ist charakteristisch zu errechnen und anschließend durch den in Tabelle 16 gegebenen Teilsicherheitsbeiwert zu dividieren.



#### 4.4 Zusammenfassung der wichtigsten normativen Regelungen zur vorliegenden Machbarkeitsstudie

Zusammengefasst bedeutet das für diese Arbeit und das darin verwendete Modell:

- Die Berechnung der Beanspruchungen (E) aus den Einwirkungen ( $F_{rep}$ ), sowie die Widerstände (R) haben nach dem Nachweisverfahren 2 des Eurocode 7 zu erfolgen.
- Die Erddruckberechnung hat nach Ö-NORM B 4434, mit dem Zusatz, dass die Erddruckumlagerung nur bis zur Baugrubensohle geschieht, zu erfolgen.
- Es sind die Teilsicherheitsbeiwerte des nationalen Anwendungsdokuments des Eurocode 7 zu verwenden.
- Diese Teilsicherheitsbeiwerte sind auf die Beanspruchungen und Widerstände anzuwenden. Daraus ergibt sich, dass diese charakteristisch zu berechnen sind und erst anschließend für die weitere Bemessung zu Designwerten umzurechnen sind.
- Um die Teilsicherheitsbeiwerte anwenden zu können, müssen die Einwirkungen (Erddrücke) für ständige Lasten und veränderliche Lasten getrennt berechnet werden.

#### Bemessungssituation und Teilsicherheitsbeiwerte

Für das Beispielmodell, Baustellensituation, trifft die Bemessungssituation BS 2 zu. Die daraus resultierenden Teilsicherheitsbeiwerte sind der Tabelle 4-3 zu entnehmen.

Ö-NORM EN 1997-1 : 2004 / 2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2, Bemessungssituation 2: *vorübergehende Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung*

Tabelle 4-3 Mindesteinbindetiefe - Teilsicherheitsbeiwerte Bemessungssituation 2

ständige Einwirkungen		veränderliche Einwirkungen		Erdwiderstand
günstig	$\gamma_G = 1,00$	günstig	$\gamma_Q = 0,00$	
ungünstig	$\gamma_G = 1,20$	ungünstig	$\gamma_Q = 1,30$	

SIEHE:  
4.2 Bemessungssituation

Ö-NORM  
EN 1997-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine  
Regeln

#### 4.5 Normengrundlagen für die Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$

Die Abtragung von Vertikalkräften in den Boden ist in den Normen Ö-NORM EN 1997-1-1 und dem dazugehörigen nationalen Anwendungsdokument Ö-NORM B 1997-1 geregelt. Zusätzliche Berechnungshinweise und Hilfestellungen geben die EAU – Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, sowie die EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“.

##### Ö-NORM EN 1997-1 / 9.7.5 Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung

Nach Ö-NORM EN 1997-1 / 9.7.5 Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung, muss bei Stützbauwerken, sobald eine axiale Vertikalbelastung auftritt das Gleichgewicht in Vertikalrichtung betrachtet werden.

Hierfür sind die Bemessungswerte der Einwirkungen sowie des Widerstandes zu verwenden.

Es wird darauf verwiesen, dass bei Wänden die als Fundament genutzt werden die Bestimmungen von Abschnitt 7 gelten.

##### Ö-NORM EN 1997-1 / 7.6.2.2 Grenzwert des Druckwiderstands aus statischen Probelastungen

*Unterpunkt (12):*

Es wird festgelegt, dass der charakteristische Erdwiderstand  $R_{c,k}$  aus den Anteilen der Mantelreibung  $R_{s,k}$  und dem Anteil des Spitzenwiderstandes  $R_{b,k}$  besteht.

*Unterpunkt (13):*

Dieser legt fest, dass der charakteristische Wert des Widerstandes direkt aus Probelastungen ermittelt werden darf oder anhand von Vergleichswerten abgeschätzt werden darf.

*Unterpunkt (14):*

Die Ermittlung der Designwerte des Erdwiderstandes hat wie folgt zu passieren:

Widerstandswert direkt aus Probelastungen:  $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$

Widerstandswert aus Vergleichswerten:  $R_{c,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b}$

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_t$ ,  $\gamma_s$  und  $\gamma_b$  sind der Tabelle 4-4 zu entnehmen.

##### Ö-NORM B 1997-1-1 / 4.5.2 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Nationale Anhang zu Ö-NORM EN 1991-1 legt für die Bemessung von vertikal beanspruchten Stützbauwerken folgende, in Tabelle 4-4 angeführten, Teilsicherheitsbeiwerte fest:

Tabelle 4-4: Zusätzliche Einbindetiefe - Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

Widerstand	Symbol	Wert
Spitzendruck	$\gamma_b$	1,10
Mantelreibung	$\gamma_s$	1,10
Widerstand aus Probelastung	$\gamma_t$	1,10
Mantelreibung bei Zug	$\gamma_{s,t}$	1,15

Ö-NORM  
B 1997-1-1  
Eurocode 7:  
Entwurf,  
Berechnung und  
Bemessung in der  
Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine  
Regeln

## 5 BERECHNUNG DER EINBINDETIEFE $t_{\text{ges}}$

In Punkt 1 wird die Ermittlung der notwendigen Mindesteinbindetiefe  $t_0$ , die sich aus der Summe der Momente um die Achse D errechnet beschrieben. Punkt 2 behandelt die Berechnung der zusätzlich notwendigen Einbindetiefe  $\Delta t_0$ , die notwendig ist um in vertikaler Richtung ein Kräftegleichgewicht herzustellen.

Die Berechnung der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  ist ein iterativer Prozess.

Für die Berechnung der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  wird die Summe der Momente um den Angriffspunkt der Ankerlage oder Steifenlage (Achse D) gebildet. Diese Summe der Momente muss sich zu null ergeben. Dabei werden die horizontalen Anteile des Erddrucks für die Berechnung verwendet. Das Eigengewicht der Spundwand, sowie die Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke haben keinen Normalabstand zum Angriffspunkt und werden daher für die Summe der Momente nicht berücksichtigt.

Die Mindesteinbindetiefe  $t_0$  ergibt sich nun aus der Forderung, dass sich die horizontalen Einwirkungen (erhöhter aktiver Erddruck auf Einwirkungsseite) mit dem Widerstand (passiver Erddruck auf Widerstandsseite) aufheben.

Die horizontale Auflagerkraft  $B_{h,k}$  des gedachten Auflagerpunktes B im Fußpunkt muss 0 sein.

In der Abb. 5-1 ist das dargestellte statische Modell für die Berechnung der Einbindetiefe  $t_0$  dargestellt. Im Kopfbereich kann die unverschiebliche Lagerung durch eine Anker- oder Steifenlage als Auflager angenommen werden. Aus den Randbedingungen lässt sich im Fußpunkt ebenfalls ein Auflager ansetzen. Dieses hat jedoch die Vorgabe, dass die Horizontalaullagerkraft gleich null sein muss. Unterhalb des Fußpunktes muss die Querkraft null sein.

1.1 Statisches Modell

Randbedingungen:

1.  $\sum M_D = 0$  ... Summe der Momente um die Achse D ist gleich null
2.  $B_{h,k} = 0$  ... Die Einwirkungen heben sich mit dem Widerstand

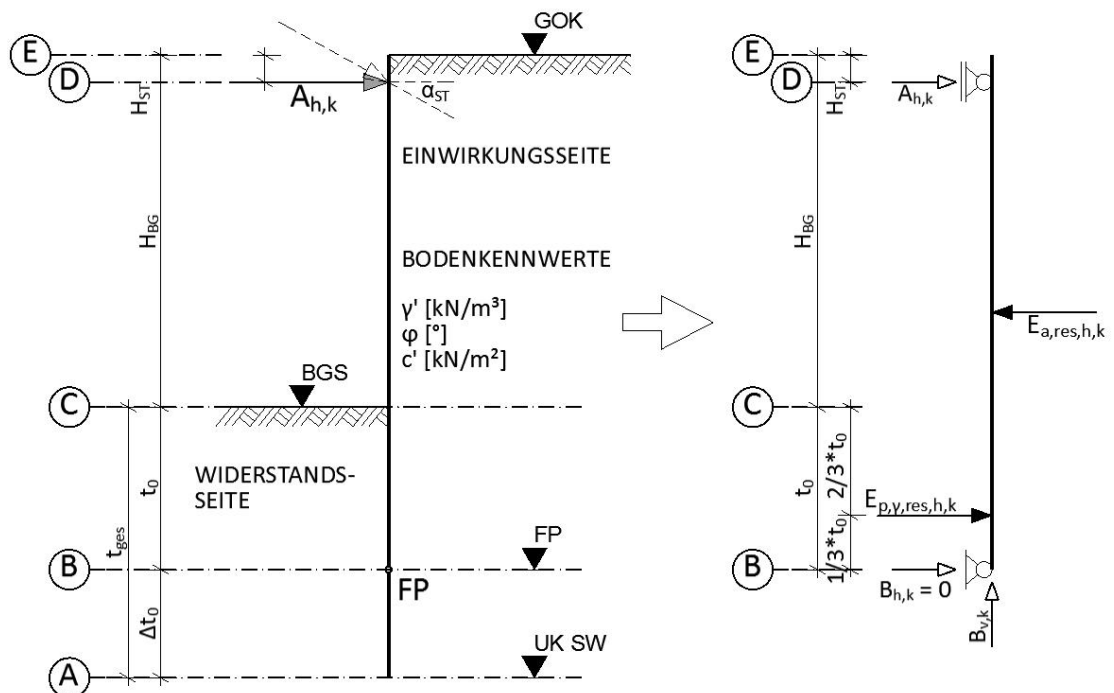


Abb. 5-1 Mindesteinbindetiefe - Statisches Modell

### 5.1 Berechnung der Mindesteinbindetiefe $t_0$

Der Einfachheit halber sind in den nachfolgenden Abbildungen die Erddruckverteilungen bzw. deren horizontalen Resultierenden getrennt für ständige und veränderliche Einwirkungen dargestellt.

Es muss gelten, dass die resultierende Erddruckkraft zufolge ständiger Einwirkungen, erhöht mit dem Teilsicherheitsfaktor für ständige Einwirkungen, addiert mit den resultierenden Erddruckkräften zufolge veränderlicher Einwirkungen, erhöht mit dem Teilsicherheitsfaktoren für veränderliche Einwirkungen, kleiner sein muss als die Summe der Erdwiderstände, abgemindert mit dem Teilsicherheitsbeiwert.

$$E_{g,k,h} * \gamma_G + E_{q,k,h} * \gamma_Q \leq \frac{E_{p,k,h}}{\gamma_R}$$

Die Abb. 5-2 zeigt schematisch die Erddruckverteilung und resultierende Erddrücke für den FALL 1:  $H_{ST} \leq 0,10 * H_{BG}$  für die ständigen Einwirkungen. In Abb. 5-2 rechts ist das entsprechende statische System dargestellt.

FALL 1:  $H_{ST} \leq 0,10 * H_{BG}$

Boden mit Kohäsion

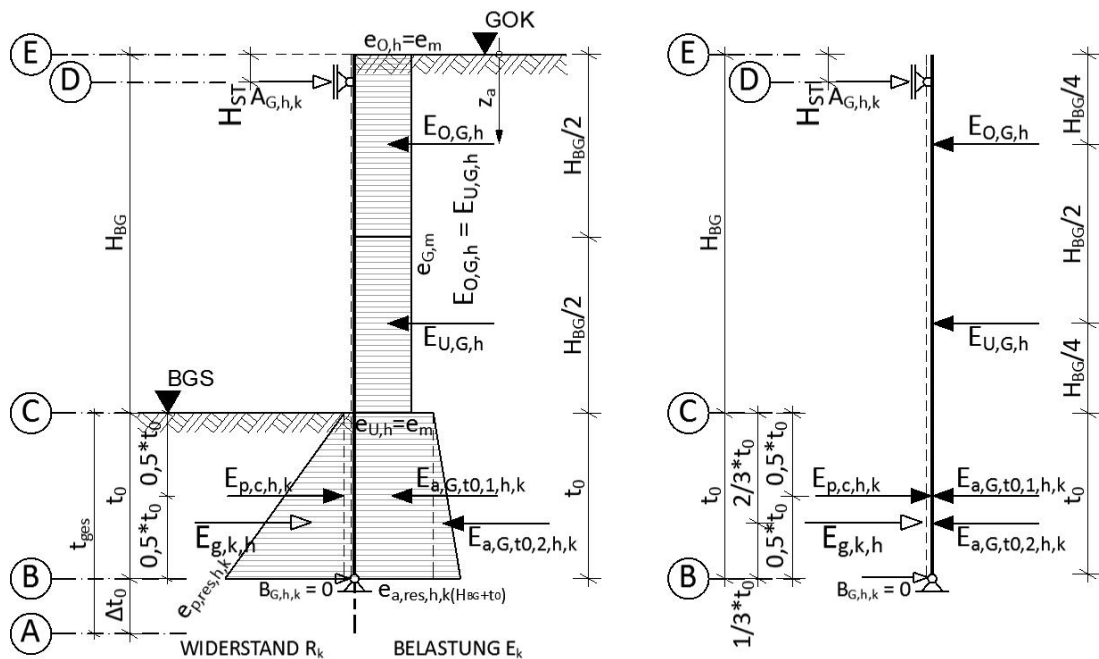


Abb. 5-2 Summe der Momente um Achse D - ständige Lasten  $H_{ST} \leq 0,10 * H_{BG}$

In Abb. 5-3 wird, ident zu Abb. 5-2, links das Beispielmodell mit den aktiven erhöhten umgelagerten Erdrücken, sowie dem Erdwiderstand aus Kohäsion gezeigt. Rechts sieht man das statische System mit den Resultierenden und deren Lage am System.

FALL 2 ODER 3:  $0,10 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$

Boden mit Kohäsion

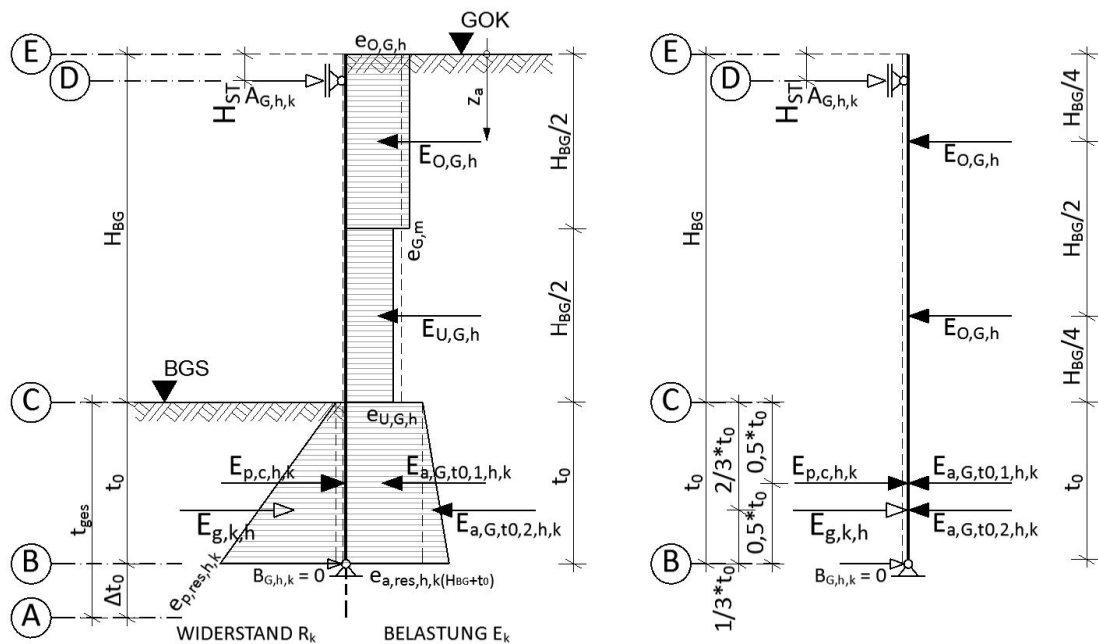


Abb. 5-3 Summe der Momente um Achse D - ständige Lasten -  $0,10 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$

#### Summe der Momente um die Achse D

$$\begin{aligned} \sum M_D = 0 = & E_{O,G,h} \cdot \left[ \frac{H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{U,G,h} \cdot \left[ \frac{3 \cdot H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{a,G,t0,1,h,k} \\ & \cdot \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right] + E_{a,G,t0,2,h,k} \cdot \left[ H_{BG} + \frac{2 \cdot t_0}{3} - H_{ST} \right] - E_{p,c,h,k} \\ & \cdot \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right] - E_{g,k,h} \cdot \left[ H_{BG} + \frac{2}{3} \cdot t_0 - H_{ST} \right] \end{aligned}$$

#### Bestimmungsformel für $E_{g,k,h}$

$$\begin{aligned} E_{g,k,h} = & \frac{E_{O,G,h} \cdot \left[ \frac{H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{U,G,h} \cdot \left[ \frac{3 \cdot H_{BG}}{4} - H_{ST} \right]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} \cdot t_0 - H_{ST} \right]} \\ & + \frac{(E_{a,G,t0,1,h,k} - E_{p,c,h,k}) \cdot \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} \cdot t_0 - H_{ST} \right]} + E_{a,G,t0,2,h,k} \end{aligned}$$

## 5.1.1 Ermittlung der Einwirkungen und Widerstände

Der Horizontalanteil der Anker- oder Steifenkraft  $A_{G,h,k}$ , resultierend aus den ständigen Einwirkungen wird mit der Summe der Horizontalkräfte ermittelt. Diese sehen wie folgt aus:

$$A_{G,h,k} = E_{O,G,h} + E_{U,G,h} + E_{a,G,t0,1,h,k} + E_{a,G,t0,2,h,k} - E_{p,c,h,k} - E_{g,k,h}$$

Für die Ermittlung der erforderlichen Erdwiderstandskraft aufgrund der veränderlichen Einwirkungen, wird die Summe der Momente um die Achse D berechnet. Als Belastung werden die Resultierenden der Erddrücke aus veränderlichen Einwirkungen angesetzt.

In Abb. 5-4 wird, links das Beispielmodell mit dem aktiven erhöhten umgelagerten Erddruck, bedingt aus veränderlichen Einwirkungen gezeigt. Rechts sieht man das statische System mit den Resultierenden und deren Lage am System.

FALL 2 ODER 3:  $0,10 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$

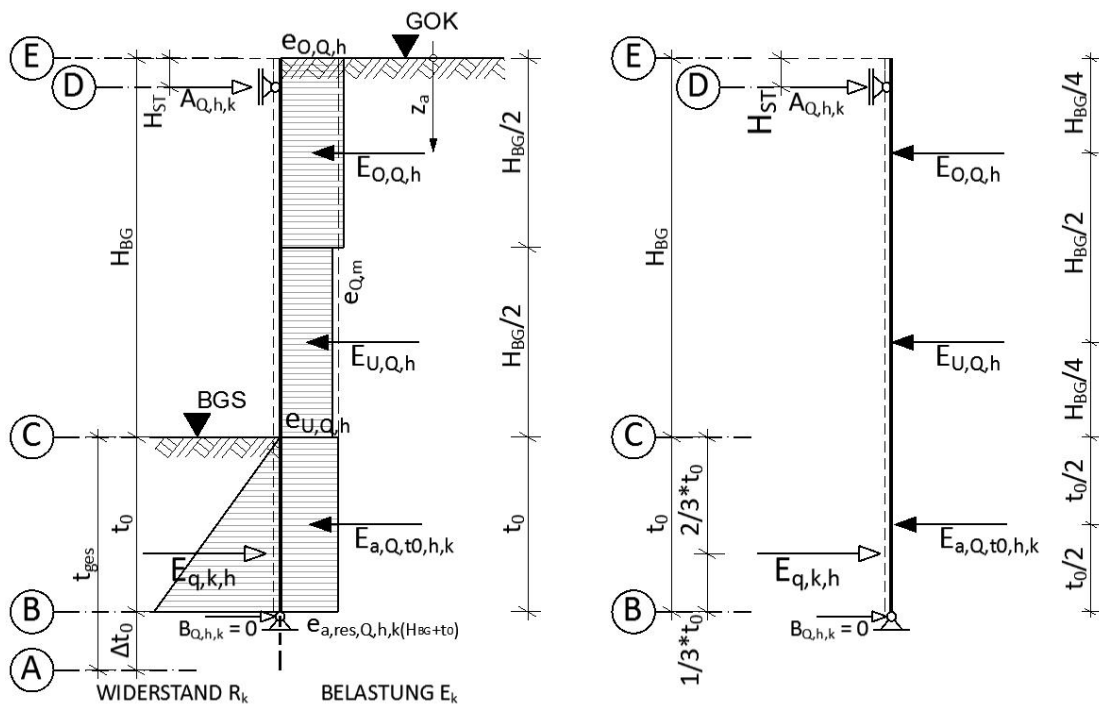


Abb. 5-4 Summe der Momente um die Achse D - veränderliche Lasten

Summe der Momente um die Achse D

$$\sum M_D = 0 = E_{O,Q,h} * \left[ \frac{H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{U,Q,h} * \left[ \frac{3 * H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{a,Q,t_0,h,k} * \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right] - E_{q,k,h} * \left[ H_{BG} + \frac{2}{3} * t_0 - H_{ST} \right]$$

Bestimmungsformel für  $E_{p,gef,G,k}$ 

$$E_{q,k,h} = \frac{E_{O,Q,h} * \left[ \frac{H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{U,Q,h} * [0,75 * H_{BG} - H_{ST}] + E_{a,Q,t_0,h,k} * \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} * t_0 - H_{ST} \right]}$$

Der Horizontalanteil der Anker- oder Steifenkraft  $A_{Q,h,k}$ , resultierend aus den veränderlichen Einwirkungen wird mit der Summe der Horizontalkräfte ermittelt. Diese sehen wie folgt aus:

$$A_{Q,h,k} = E_{O,Q,h} + E_{U,Q,h} + E_{a,Q,t_0,h,k} - E_{q,k,h}$$

## 5.1.2 Nachweisführung

Der Nachweis der ausreichenden Mindesteinbindetiefe  $t_0$  erfolgt über den den Vergleich, ob die Summe der geforderten Erdwiderstandskräfte  $E_{g,k,h}$  und  $E_{q,k,h}$  kleiner oder gleich der maximal mobilisierbaren, abgeminderten Erdwiderstandskraft aus Bodeneigenlast ist.

NACHWEISFORMEL:

$$E_{g,k,h} * \gamma_G + E_{q,k,h} * \gamma_Q \leq \frac{E_{p,res,\gamma,h,k}}{\gamma_{R,e}}$$

mit:

Abgeminderter maximal mobilisierbarer Erdwiderstand aus Bodeneigenlast:

$$E_{p,res,\gamma,h,k} = e_{p,res,\gamma,h,k} * \frac{t_0}{2} = \frac{e_{p,\gamma,h,k}(t_0)}{3} * \frac{t_0}{2}$$



## 5.2 Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$

In Kapitel 5.2 wird die zusätzlich notwendige Einbindetiefe berechnet, die notwendig ist, um die angesetzten Vertikallasten in den Boden ableiten zu können. Hierfür werden der Spitzenwiderstand und die Mantelreibung in Rechnung gestellt.

### 5.2.1 Statisches Modell zur Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$

Für die Abtragung der Vertikalkräfte wird die Spundwand nun um den Bereich  $\Delta t_0$  unterhalb des Fußpunktes erweitert.

Es gilt:

- $B_{h,d} = 0$
- $B_{v,d} \leq R_{b,d}$

Die Bedingung  $B_{h,d} = 0$  ergibt sich aus der Vorgabe, dass ab dem Fußpunkt beidseitig der Erdruchedruck herrscht und sich somit die horizontalen Kräfte gegenseitig aufheben. Die zweite Bedingung ist bereits ein Vorgriff auf die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$ . Diese sieht vor, dass im Punkt B (Achse A) maximal der Spitzenwiderstand des Spundwandprofils herrschen darf.

In Abb. 5-5 wird das statische System für die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$ , inklusive der Belastungen und Widerstände gezeigt.

In Anlehnung an die EAU – Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, werden in dieser Arbeit zwei Systemvorstellungen betrachtet.

In Abb. 5-5 werden die zwei Systembetrachtungen (System A und System B) nach EAU gezeigt. Es wird das statische Modell mit den Vertikalanteilen der resultierenden Einwirkungen und Widerstände dargestellt.

EAU –  
Empfehlungen  
des  
Arbeitskreises  
„Ufereinfassungen“ Häfen und  
Wasserstraßen

10. Auflage  
Herausgegeben  
von der  
Deutschen  
Gesellschaft für  
Geotechnik e.V.

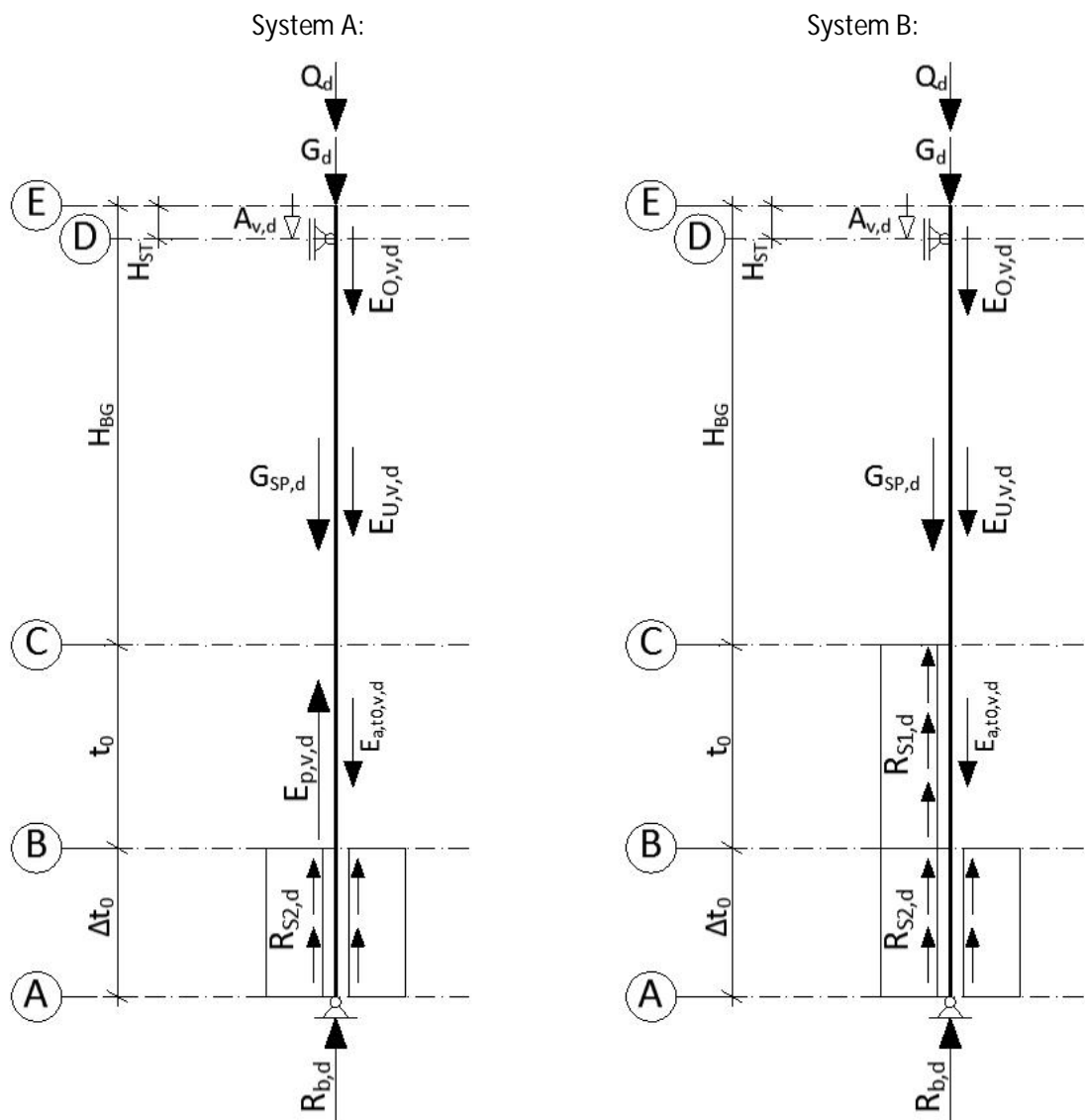


Abb. 5-5 Zusätzliche Einbindetiefe - System A und System B nach EAU

Darin sind:

$Q_d, G_d \dots$	Auflagerkräfte HHB
$A_{v,d} \dots$	Vertikalanteil der Anker- oder Steifenkraft
$E_{O,v,d}, E_{U,v,d} \dots$	Vertikalanteile des aktiven erhöhten umgelagerten Erddrucks
$G_{SP,d}$	Eigengewicht des Spundwandprofils
$E_{a,t_0,v,d} \dots$	Vertikalanteil des erhöhten aktiven Erddrucks im Bereich $t_0$ $E_{a,t_0,v,d} = E_{a,t_0,1,v,d} + E_{a,t_0,2,v,d}$
$E_{p,c,v,d} \dots$	Vertikalkomponente des Erdwiderstandes aus Kohäsion
$E_{p,v,d} \dots$	Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes aus Bodeneigenlast
$R_{S1,d}, R_{S2,d} \dots$	Mantelreibung
$R_{b,d} \dots$	Spitzenwiderstand

EAU –  
Empfehlungen  
des  
Arbeitskreises  
„Ufereinfassungen“  
Häfen und  
Wasserstraßen

10. Auflage  
Herausgegeben  
von der  
Deutschen  
Gesellschaft für  
Geotechnik e.V.

### SYSTEM A:

In dieser Betrachtung wird die Vertikalkomponente des mobilisierten passiven Erdwiderstandes im Bereich  $t_0$  angesetzt. Die Mantelreibung wird hingegen erst ab dem Fußpunkt (Bereich  $\Delta t_0$ ) berücksichtigt. Der Bemessungswert des Spitzenwiderstand  $R_{b,d}$  bezeichnet den Eindringwiderstand des Erdreichs, der am unteren Ende der Spundwand stirnseitig gegen das Profil wirkt.

Nachweisformel:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - E_{p,v,d} - R_{S2,d} - R_{b,d} = 0$$

### SYSTEM B:

In der zweiten Betrachtungsweise werden ausschließlich die Mantelreibung ( $R_{S1,d}$  und  $R_{S2,d}$ ) und der Spitzenwiderstand ( $R_{b,d}$ ) für die Abtragung der Vertikalkräfte in den Untergrund in Rechnung gestellt. Im Bereich  $t_0$  darf die Mantelreibung ( $R_{S1,d}$ ) jedoch nur auf der Widerstandsseite angesetzt werden.

Auf der Einwirkungsseite wird mit dem erhöhten aktiven Erddruck gerechnet, welcher eine Wandverschiebung vom Erdreich weg bedingt. Diese Verschiebung würde die Mantelreibung auf dieser Seite abmindern und daher darf in diesem Bereich keine Reibung berücksichtigt werden. Ab dem Fußpunkt (FP) wirkt beidseitig der Erddruck und daher darf die Mantelreibung beidseitig angesetzt werden ( $R_{S2,d}$ ).

Nachweisformel:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - R_{S1,d} - R_{S2,d} - R_{b,d} = 0$$

Das Eigengewicht des Spundwandprofils bezogen auf den betrachteten 1m Streifen ist zu berücksichtigen.

$G_{SP,d}$  Bemessungswert des Eigengewichts des Spundwandprofils  
 $G_{SP,d} [kN] = \gamma_{SP} [kN/m^2] * \gamma_G * (H_{BG} + t_0 + \Delta t_0)$  mit  $\gamma_{SP}$  ... Wichte Spundwandprofil

Die Summe der Horizontalkräfte,  $\sum H = 0$ , bei der Bemessung der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  führte zur notwendigen horizontalen Steifen- oder Ankerkraft für ständige und veränderliche Lasten. Bei der Verwendung von Ankern gibt es einen Neigungswinkel  $\alpha_{ST} \geq 12^\circ$ . Dieser Winkel ist nun für die Berechnung der Vertikalkomponente heranzuziehen.

Bei der Verwendung von Ankern wird die Verwendung von vorgespannten Litzenankern vorgeschrieben. Aufgrund der Vorspannung ist die Vertikalkomponente für die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$  um 20% zu erhöhen.

Steifen werden in der Regel horizontal eingebaut. Somit entfällt die Vertikalkomponente.

Verwendung von Ankern:

$A_{v,d}$  Bemessungswert der Vertikalkomponente der Ankerkraft

$$A_{v,d} = [A_{G,h,k} * \gamma_G + A_{Q,h,k} * \gamma_Q] * \tan(\alpha_{ST}) * 1,20$$

$A_{G,h,k} \dots$  Horizontalanteil der Anker- oder Steifenkraft aus ständigen Einwirkungen

$A_{Q,h,k} \dots$  Horizontalanteil der Anker- oder Steifenkraft aus veränderlichen Einwirkungen

 2 ERDDRUCK-  
BERECHNUNG

 2.4 Erhöhter  
aktiver Erddruck

Die Berechnung der einzelnen Komponenten des aktiven erhöhten Erddrucks werden allgemein in Kapitel 2, speziell im Unterpunkt 2.4 erklärt und gezeigt. Für die Bestimmung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$  müssen diese nun auf ihre Vertikalkomponenten umgerechnet werden und zu Designwerten erhöht werden.

Erhöhter aktiver umgelagerter Erddruck im Bereich  $H_{BG}$ :

$$E_{O,v,d} = (E_{O,G,h} * \gamma_G + E_{O,Q,h} * \gamma_Q) * \tan(\delta_a)$$

$$E_{U,v,d} = (E_{U,G,h} * \gamma_G + E_{U,Q,h} * \gamma_Q) * \tan(\delta_a)$$

Erhöhter aktiver Erddruck im Bereich  $t_0$ :

$$E_{a,t_0,v,d} = (E_{a,t_0,1,G,h,k} * \gamma_G + E_{a,t_0,2,G,h,k} * \gamma_G + E_{a,Q,t_0,h,k} * \gamma_Q) * \tan(\delta_a)$$

## 5.2.2 Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes

Im Bereich  $t_0$  wird der Erdwiderstand  $E_{p,v,d}$  mobilisiert. Dessen Horizontalkomponente  $E_{p,h,d}$  ist aus der Berechnung der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  bekannt. Nun muss die Vertikalkomponente mit Hilfe des passiven Erddruckneigungswinkel  $\delta_p$  berechnet werden:

 5.1 Berechnung  
der Mindest-  
einbindetiefe  $t_0$ 

$$E_{p,k,h} = E_{g,k,h} + E_{q,k,h}$$

$E_{g,k,h} \dots$  mobilisierter horizontaler Erdwiderstand, resultierend aus ständigen Einwirkungen

$E_{q,k,h} \dots$  mobilisierter horizontaler Erdwiderstand, resultierend aus veränderlichen Einwirkungen

$$E_{p,v,d} = (E_{g,k,h} * \gamma_G + E_{q,k,h} * \gamma_Q) * \tan(\delta_p)$$

$\gamma_G = 1,20$  Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten, Bemessungssituation 2

$\gamma_Q = 1,30$  Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten, Bemessungssituation 2

### 5.2.3 Mantelreibung und Spitzenwiderstand

Die Mantelreibung und der Spitzenwiderstand kann auf zwei Arten berechnet werden:

#### 1. SYSTEM A

Hier wird die Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes  $E_{p,v,d}$  in Rechnung gestellt. Jedoch darf dafür im Bereich  $t_0$  keine Mantelreibung berücksichtigt werden.

#### 2. SYSTEM B

Hier wird im Bereich  $t_0$  die Mantelreibung  $R_{S1,d}$  einseitig, an der, dem Erdwiderstand zugewandten Seite angesetzt. Die Vertikalkomponente des Erdwiderstandes  $E_{p,v,d}$  darf nicht in Rechnung gestellt werden.

#### Berechnung der Widerstandskraft $R_{S1,d}$

Mantelreibung im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  (SYSTEM B)

Bei der Systembetrachtung B wird im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  auf der Erdwiderstandsseite die Mantelreibung  $R_{S1,d}$  aktiviert. Diese errechnet sich aus dem Produkt des halben Umfanges des Spundwandprofils je Meter und der Mantelreibung  $q_{s,k}$ . Die Mantelreibung  $q_{s,k}$  sollte immer durch ein Bodengutachten eines Geologen angegeben werden. In der EAB werden, in Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes einer Drucksondierung, Werte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand angegeben. Diese sind jedoch sehr konservativ und führen zu unwirtschaftlichen Ergebnissen.

Der Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw}$  berücksichtigt eine Lastausbreitung in der Spundwandebene. Dieser wird bis zur Baugrubensohle berücksichtigt und verbreitert somit die Fläche die für die Mantelreibung in Rechnung gestellt werden darf.

$$q_{s,d} [kN/m^2] = \frac{q_{s,k}}{\gamma_s} \quad \text{mit: } \gamma_s = 1,10$$

$$R_{S1,d} = q_{s,d} * t_0 * \frac{U_{SP}}{2} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}}$$

$U_{SP}$  ... Umfang des Spundwandprofils bezogen auf einen Meter Breite

$\frac{b_{V02}}{b_{V01}}$  ... Erhöhungsfaktor für Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw}$  in der Spundwandebene

$\varphi_{sw}$  ... Lastausbreitungswinkel  $0^\circ \leq \varphi_{sw} \leq 45^\circ$

In Tabelle 5-1 werden Erfahrungswerte für Spitzenwiderstände und Mantelreibung nach EAB angeführt:

*Tabelle 5-1 Zusätzliche Einbindetiefe - Erfahrungswerte nach EAB für Mantelreibung und Spitzenwiderstand*

Sondierspitzenwiderstand der Drucksonde $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
7,5	7,5	20
15	15	40
≥ 25	20	50

### Berechnung der Widerstandskraft $R_{S2,d}$

Mantelreibung im Bereich der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$

SYSTEM A & B

Ab dem Fußpunkt wirkt beidseitig der Erdruchdruck und somit darf die Mantelreibung beidseitig angesetzt werden. Die Widerstandskraft  $R_{S2,d}$  entspricht somit der doppelten Widerstandskraft  $R_{S1,d}$ .

$$q_{s,d} [kN/m^2] = \frac{q_{s,k}}{\gamma_s} \quad \text{mit: } \gamma_s = 1,10$$

$$R_{S2,d} = q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}}$$

### Berechnung der Widerstandskraft $R_{b,d}$

Spitzenwiderstand

SYSTEM A & B

Der Spitzenwiderstand  $R_{b,d}$  beschreibt den Designwert des Eindringwiderstand bedingt durch die Druckkraft des Bodens die dem Spundwandprofil stirnseitig entgegen wirkt.

$$R_{b,d} = q_{b,d} * A_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}}$$

$$q_{b,d} [kN/m^2] = \frac{q_{b,k}}{\gamma_b} \quad \text{mit: } \gamma_b = 1,10$$

$A_{SP} [m^2]$  ... Querschnittsfläche des Spundwandprofils je Meter

### Ermittlung des Gesamterdwiderstandes $R_{t,d}$ aus Probelastungen

Alternativ zur Ermittlung des Widerstandes aus Erfahrungswerten, kann diese durch statische und dynamische Probelastungen ermittelt werden.

Es gilt:

$$q_{t,d} [kN/m^2] = \frac{q_{t,k}}{\gamma_t} \quad \text{mit: } \gamma_t = 1,10$$

#### 5.2.4 Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe $\Delta t_0$

Die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$  für das System A unterscheidet sich von der für das System B in der Berechnung der Widerstände. In System A wird der Vertikalanteil des passiven Erdwiderstandes im Bereich  $t_0$  in Rechnung gestellt. In System B die Mantelreibung.

Es sind beide Nachweise zu führen. Der, der die geringere zusätzliche Einbindetiefe  $\Delta t_0$  ergibt ist maßgebend.

In den Nachweisformeln ist die zusätzliche Einbindetiefe  $\Delta t_0$  die einzige Unbekannte. Somit lässt sich die Formel auf  $\Delta t_0$  umformen und eine direkte Berechnung ist möglich.

SIEHE:  
2.1.5 Erddruck-  
neigungswinkel  
 $\delta_a$  und  $\delta_p$

### SYSTEM A

Im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  wirkt der passive Erdwiderstand. Dieser ist um den passiven Erddruckneigungswinkel, bezogen auf die Normale der Spundwand nach oben geneigt und hat somit eine Vertikalkomponente die nach oben gerichtet ist. Es darf im Bereich  $t_0$  keine Mantelreibung berücksichtigt werden.

Nachweisformel:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - E_{p,gef,v,d} - R_{S2,d} - R_{b,d} = 0$$

daraus folgt:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP} * \gamma_G * (H_{BG} + t_0 + \Delta t_0) + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} - E_{p,gef,v,d} - R_{b,d} = 0$$

$$\Delta t_{0,A} = \frac{Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP,d} * (H_{BG} + t_0) + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - E_{p,gef,v,d} - R_{b,d}}{q_{s,d} * U_{SP} - \gamma_{SP,d}}$$

### SYSTEM B

Die Vertikalkomponente des passiven Erdwiderstandes wird in diesem Format durch die Mantelreibung auf der Erdwiderstandsseite ersetzt.

Nachweisformel:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - R_{S1,d} - R_{S2,d} - R_{b,d} = 0$$

daraus folgt:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP} * \gamma_G * (H_{BG} + t_0 + \Delta t_0) + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} - R_{S1,d} - R_{b,d} = 0$$

$$\Delta t_{0,B} = \frac{Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP,d} * (H_{BG} + t_0) + E_{O,v,d} + E_{U,v,d} + E_{a,t_0,v,d} - R_{S1,d} - R_{b,d}}{q_{s,d} * U_{SP} - \gamma_{SP,d}}$$

maßgebende zusätzliche Einbindetiefe:  $\Delta t_0 = \min\{\Delta t_{0,A}; \Delta t_{0,B}\}$

## 6 STAHLBAULICHE NACHWEISE

In den vorangegangenen Kapiteln wurde das statische System, die Belastungen sowie die Einwirkungen berechnet. Hierfür wurde ein Spundwandprofil angenommen. Nun werden die Schnittkräfte ermittelt und die Eignung des Profils mit Hilfe der Stahlbaulichen Nachweise überprüft.

Die dafür verwendeten Nachweise werden den Normen:

- Ö-NORM EN 1993-5 // Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
Teil 5: Pfähle und Spundwände
- Ö-NORM B 1993-5 // Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
Teil 5: Pfähle und Spundwände - Nationale Festlegungen zur Ö-NORM EN 1993-5
- Ö-NORM EN 1993-1-1 // Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- Ö-NORM B 1993-1-1 // Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zur Ö-NORM EN 1993-1-1

entnommen und im Folgenden erläutert.



## 6.1 SCHNITTKRAFTERMITTLUNG

In den vorangegangenen Kapiteln wurden aus die Einwirkungen auf die Spundwand bestimmt. Die geforderten Einbindetiefe  $t_0$  und  $\Delta t_0$  sind berechnet und somit das statische System vollständig. Somit sind Belastungen und Abmessungen bekannt, und die Schnittkräfte können berechnet werden.

1.1 Statisches Modell

### 6.1.1 Allgemeines

Für die Bestimmung der Querkraft und des Momentes ist das statische System mit dem Fußpunkt nach unten hin begrenzt, da ab diesem Punkt, die Vorgabe herrscht, dass die Querkraft und das Moment null sind. Die Ermittlung der Querkraft und des Moments erfolgt für ständige und veränderliche Lasten getrennt, da die Teilsicherheitsbeiwerte erst auf die Beanspruchungen (Schnittgrößen) angewendet werden dürfen.

5 BERECHNUNG DER EINBINDETIEFE  $t_{ges}$

Bei der Ermittlung des Normalkraft – Verlaufes werden die Teilsicherheitsbeiwerte, wie bei der Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$ , bereits auf die Einwirkungen angewandt. Es ist darauf zu achten, dass der Normalkraftverlauf im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  an das maßgebende System angepasst wird.

5.2 Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$

Die Mindesteinbindetiefe  $t_0$  und der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$  wurden in Kapitel 5 berechnet.

1. Mindesteinbindetiefe  $t_0$ :  
SIEHE Abschnitt 5.1
2. zusätzliche Einbindetiefe  $\Delta t_0$ :  
SIEHE Abschnitt 5.2

Es sind somit alle Abmessungen des statischen Systems bekannt.

Somit können die Schnittkräfte für die Bauteilbemessung berechnet werden.

6.1.2 Berechnung Querkraft und Moment

Das nachfolgende Bild Abb. 6-1 zeigt schematisch die einwirkenden horizontalen Erddrücke aus ständigen Lasten auf das statische System der Spundwand.

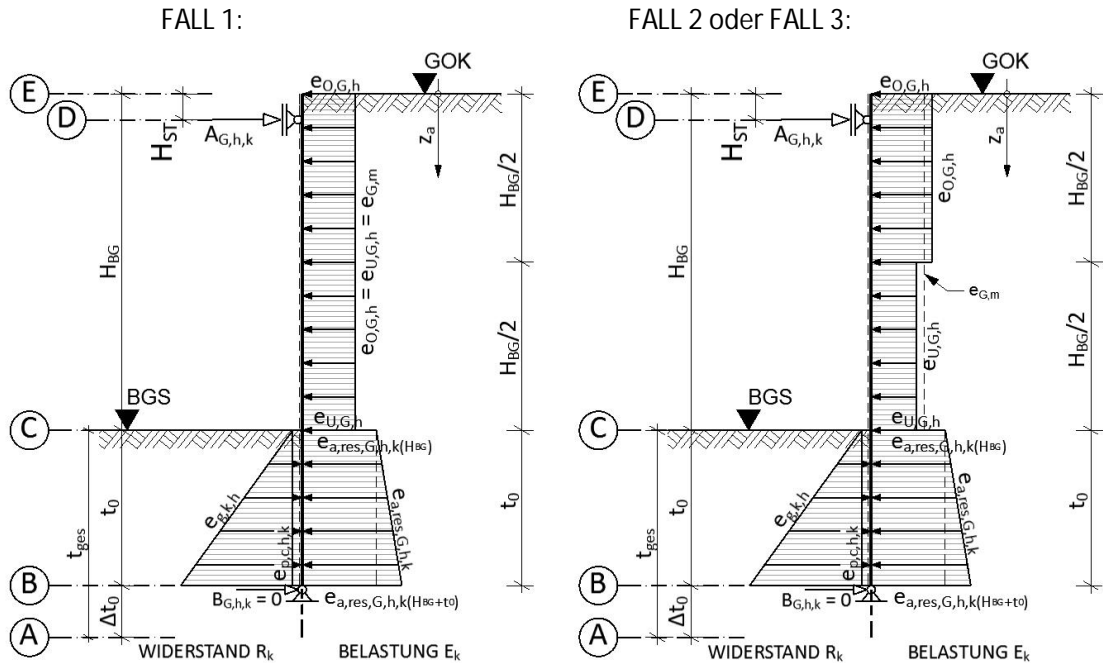


Abb. 6-1 Schnittkraftbemessung - Querkraft und Moment - ständige Lasten

FALL 1:  $H_{ST} \leq 0,10 * H_{BG}$

FALL 2:  $0,10 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 * H_{BG}$

FALL 3:  $0,20 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 * H_{BG}$

Erddrücke und Widerstände, resultierend aus ständigen Einwirkungen:

- $e_{O,G,h}$  ... char. aktiver erhöhter umgelagerter Erddruck im Bereich  $0 \leq z_a < H_{BG}/2$
- $e_{U,G,h}$  ... char. aktiver erhöhter umgelagerter Erddruck im Bereich  $H_{BG}/2 \leq z_a < H_{BG}$
- $e_{G,m}$  ... mittlerer char. aktiver erhöhter umgelagerter Erddruck im Bereich  $H_{BG}$
- $e_{a,res,G,h,k}$  ... char. aktiver erhöhter Erddruck im Bereich  $t_0$
- $e_{g,k,h}$  ... der durch die ständigen Lasten mobilisierte abgeminderte charakteristische Erdwiderstand aus Bodeneigenlast
- $e_{p,c,h,k}$  ... char. passiver Erdwiderstand aus Kohäsion
- $A_{G,h,k}$  ... Horizontalkomponente der char. Anker- oder Steifenkraft
- $B_{G,h,k}$  ... Horizontalkomponente des gedachten Bodenauflegers im Fußpunkt

Geometrie

- $H_{ST}$  ... Abstand der Anker- oder Steifenlage zur Oberkante der Spundwand
- $H_{BG}$  ... Baugrubentiefe
- $t_0$  ... Basis- oder Mindesteinbindetiefe  $t_0$
- $\Delta t_0$  ... zusätzliche Einbindetiefe

SIEHE Theorie:  
2 ERDDRUCK-  
BERECHNUNG

2.2 Erdrudruck

2.3 Aktiver  
Erddruck

2.4 Erhöhter  
aktiver Erddruck

2.5 Erddruck-  
umlagerung

2.7 Passiver  
Erddruck

SIEHE  
Anwendungs-  
beispiel:

9.1.11  
SCHNITTKRAFT-  
ERMITTLUNG

SIEHE Theorie:  
2 ERDDRUCK-  
BERECHNUNG

2.2 Erdruehdruck

2.3 Aktiver  
Erddruck

2.4 Erhöhter  
aktiver Erddruck

2.5 Erddruck-  
umlagerung

2.7 Passiver  
Erddruck

SIEHE  
Anwendungs-  
beispiel:  
9.1.11  
SCHNITTKRAFT-  
ERMITTLUNG

Das Lastbild für veränderliche Lasten, abhängig von der Lage der Anker- oder Steifenlage, wird in Abb. 6-2 gezeigt.

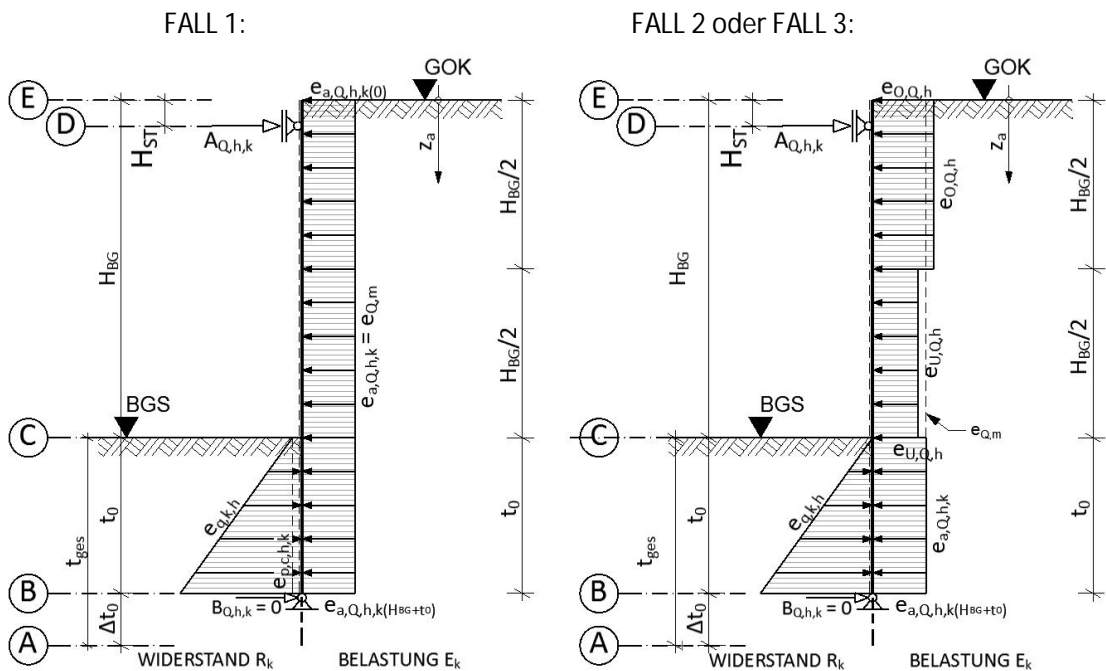


Abb. 6-2 Schnittkraftbemessung - Querkraft und Moment - veränderliche Lasten

FALL 1:  $H_{ST} \leq 0,10 * H_{BG}$

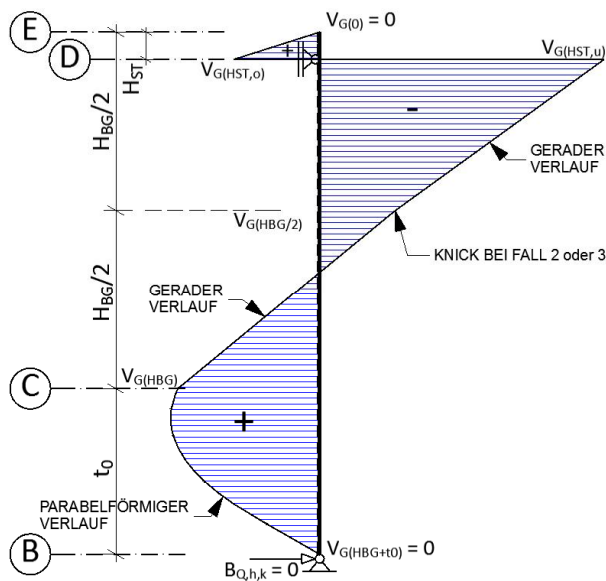
FALL 2:  $0,10 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 * H_{BG}$

FALL 3:  $0,20 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 * H_{BG}$

Die nachfolgende Abb. Abb. 6-3 zeigt schematisch die typischen Querkraftverläufe aus ständigen (links) und veränderlichen Einwirkungen (rechts).

4.2 Bemessungs-  
situation und  
Teilsicherheits-  
beiwerte

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN:



VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN:

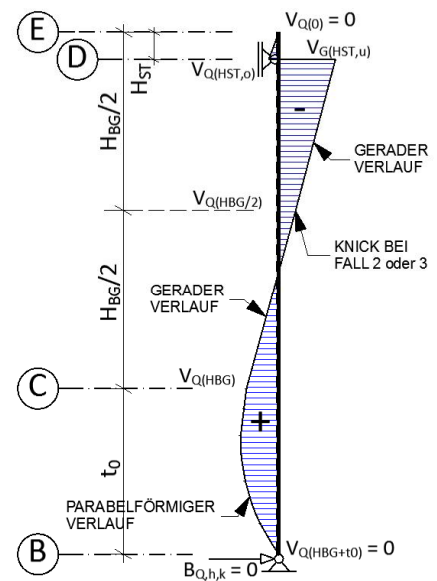
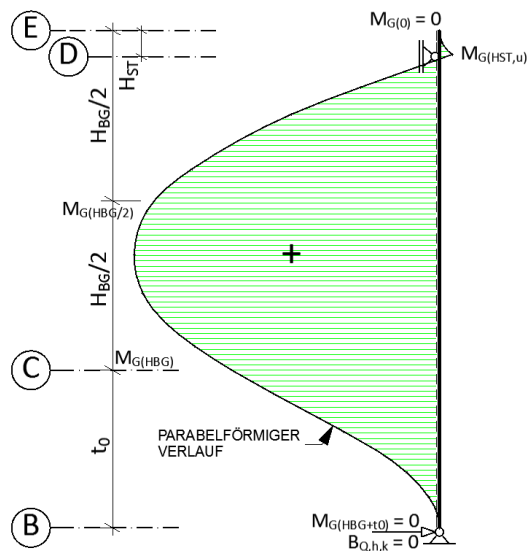


Abb. 6-3 schematische Querkraftverläufe aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen

In Abb. 6-4 sind schematisch die typischen Momentenverläufe aus ständigen (links) und veränderlichen Einwirkungen (rechts) dargestellt.

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN:



VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN:

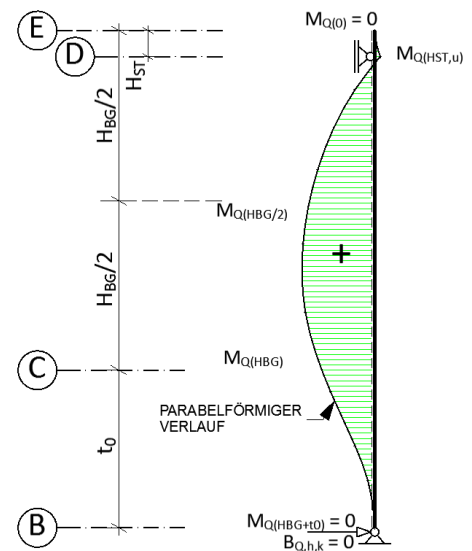


Abb. 6-4 Schematische Momentenverläufe aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen

Die berechneten Schnittkräfte für ständige und veränderliche Lasten werden nun mit den zutreffenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert und zu Bemessungswerten superponiert.

Die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte sind von der gewählten Bemessungssituation abhängig und können in Kapitel 4.2 aus Tabelle 4-1 und Tabelle 4-2 entnommen werden.

Querkraftverlauf:

$$V_d = V_{G,k} * \gamma_G + V_{Q,k} * \gamma_Q$$

Momentenverlauf:

$$M_d = M_{G,k} * \gamma_G + M_{Q,k} * \gamma_Q$$

$V_{G,k}, M_{G,k}$  ... charakteristische Querkraft- und Momentenverlauf für ständige Lasten

$V_{Q,k}, M_{Q,k}$  ... charakteristische Querkraft- und Momentenverlauf für veränderliche Lasten

$\gamma_G$  ... Teilsicherheitsbeiwert für ständige Belastungen

$\gamma_Q$  ... Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Belastungen

SIEHE Theorie:  
5.2 Ermittlung  
der zusätzlichen  
Einbindtiefe  $\Delta t_0$

SIEHE  
Anwendungs-  
beispiel:  
9.1.11  
SCHNITTKRAFT-  
ERMITTLUNG

9.1.11.1  
Ermittlung des  
Schnittkraft-  
verlaufes:  
Normalkraft

### 6.1.3 Berechnung Normalkraft

Der Normalkraftverlauf wird abweichend vom Momenten- und Querkraftverlauf, direkt mit Designwerten ermittelt. Es werden die Teilsicherheitsbeiwerte bereits auf die Einwirkungen angewendet. Der Grund hierfür liegt darin, dass, wie von der Norm gefordert, bereits bei der Berechnung der zusätzlichen Einbindtiefe  $\Delta t_0$  mit Designwerten gerechnet wird. Es lässt sich daher für das errechnete System nur mit Designwerten ein Gleichgewicht herstellen.

Es ist darauf zu achten welche Systembetrachtung für die Bestimmung von  $\Delta t_0$  maßgebend ist. Davon ist auch der Verlauf der Normalkraft abhängig. Die in der Berechnung von  $\Delta t_0$  betrachteten Systeme werden in Kapitel 0 erklärt und in Abb. 6-5 dargestellt.

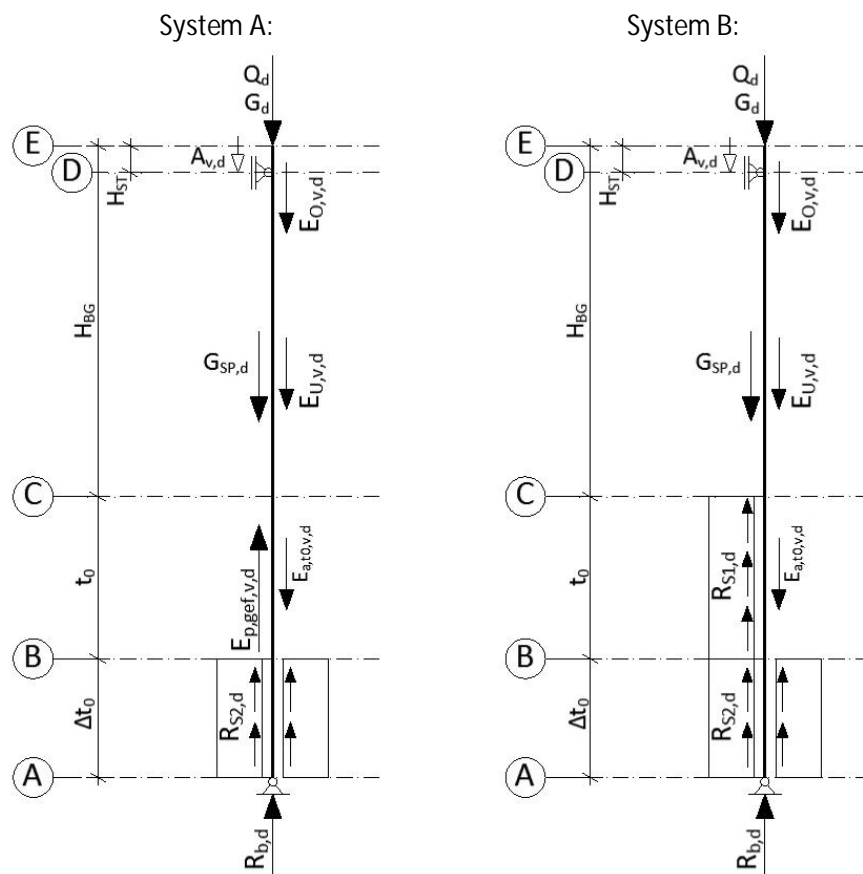


Abb. 6-5 Schnittkraftbemessung - Systembetrachtungen nach EAU

- $G_d, Q_d \dots$  Bemessungswerte der Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke
- $G_{SP,d} \dots$  Bemessungswert des Eigengewichts des Spundwandprofils
- $E_{O,v,d}, E_{U,v,d} \dots$  Bemessungswerte der Vertikalkomponenten des erhöhten aktiven umgelagerten Erddrucks im Bereich der Baugrubentiefe  $H_{BG}$
- $E_{a,t_0,v,d} \dots$  Bemessungswert der Vertikalkomponente des erhöhten aktiven Erddrucks im Bereich der Mindesteinbindtiefe  $t_0$
- $E_{p,gef,v,d} \dots$  Vertikalkomponente des mobilisierten passiven Erdwiderstandes
- $R_{S1,d}, R_{S2,d} \dots$  Widerstände aus Mantelreibung
- $R_{b,d} \dots$  Widerstand aus Spitzendruck auf die Querschnittsfläche des Spundwandprofils

In Abb. 6-6 ist schematisch ein typischer Normalkraftverlauf dargestellt. Dieser wird, da auch die zusätzliche Einbindetiefe  $\Delta t_0$  mit Bemessungswerten berechnet wurde, direkt mit Designwerten berechnet.

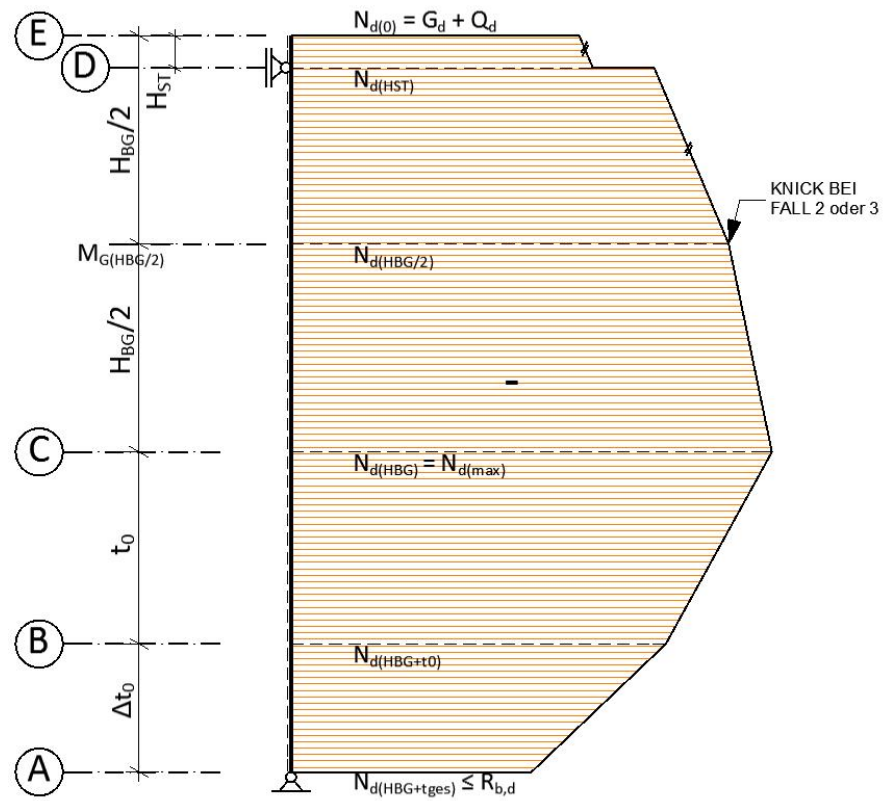


Abb. 6-6 Schematischer Normalkraftverlauf

## 6.2 BAUTEILNACHWEIS SPUNDWAND

In den vorangegangenen Kapiteln wurden am statischen Modell der Spundwand die Schnittkräfte am System ermittelt. Hierfür wurde das Spundwandprofil Larssen 607n angenommen. Anhand der ermittelten Schnittkräfte erfolgen nun die stahlbaulichen Nachweise. Die dafür verwendeten Nachweise werden den Normen:

- Ö-NORM EN 1993-5 // Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
Teil 5: Pfähle und Spundwände
- Ö-NORM B 1993-5 // Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
Teil 5: Pfähle und Spundwände - Nationale Festlegungen zur Ö-NORM EN 1993-5
- Ö-NORM EN 1993-1-1 // Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- Ö-NORM B 1993-1-1 // Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zur Ö-NORM EN 1993-1-1

entnommen und im Folgenden erläutert.

## 6.3 Allgemeines

Die Bemessung der Stahlspundwand erfolgt nach den Angaben der Ö-NORM EN 1993-5 - Eurocode 3 // Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten // Teil 5: Pfähle und Spundwände. Sie beschäftigt sich ausschließlich mit den Bauteilnachweisen von Stahlspundwänden und Stahlpfählen und ist komplementär zum Teil 1 des Eurocode 3.

Auf Aspekte die bereits in den Teilen 1993-1-x abgedeckt werden wird in dieser Norm verwiesen.

Diese Norm gibt folgende Punkte vor.

- Querschnittsklassifizierung
- Spundwände mit reiner Biegung
- Spundwände bei Biegung und Querkraft
- Spundwände mit Biegung, Quer- und Normalkraft

Da Spundwände primär als Baugrubenverbau eingesetzt werden und sich daraus eine vorwiegende Beanspruchung auf Biegung und Querkraft ergibt, sind auch die Nachweise dahingehend aufgebaut.

Die Querschnittsklassifizierung deckt nur den Fall der reinen Biegung ab und wird für diese Arbeit mit dem allgemeinen Querschnittsnachweis nach Ö-NORM EN 1993-1-1 erweitert.

Dadurch ergeben sich Querschnittsklassen die von den Tabellenwerten abweichen können.

Die Querschnittsnachweise für Querkraft, Querkraft in Kombination mit Biegung und Querkraft mit Biegung und Normalkraft werden der Ö-NORM EN 1993-5 entnommen.

Ö-NORM EN 1993-5  
- Eurocode 3  
Bemessung und  
Konstruktion von  
Stahlbauten  
Teil 5: Pfähle und  
Spundwände  
Ausgabe: 2012-03-  
01

Ö-NORM B 1993-5  
Teil 5: Pfähle und  
Spundwände  
Nationale  
Festlegungen zur  
ÖNORM EN 1993-5  
Ausgabe: 2008-12-  
01

Der bereitgestellte vereinfachte Knicknachweis:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + 1,15 * \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

wird durch den allgemeinen Stabilitätsnachweis aus der Ö-NORM EN 1993-1-1 ersetzt. Da die EN 1993-5 von einer Spundwandbeanspruchung vorwiegend durch Horizontallasten ausgeht, liegt der Interaktionsfaktor von 1,15 eventuell auf der unsicheren Seite für die vorliegende Machbarkeitsstudie der Vertikallastabtragung. Hierbei entstehen hohe Normalkräfte in der Spundwand.

Das verwendete Nachweisformat sieht wie folgt aus:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_y * \frac{c_{my} * M_{Ed}}{M_{c,Rd} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$N_{Ed}$ ...	maximale Normalkraft (Druck positiv)
$N_{pl,Rd}$ ...	plastischer Normalkraftwiderstand des Spundwandprofils
$\chi$ ...	Abminderungsfaktor des Normalkraftwiderstandes
$M_{Ed}$ ...	maximales einwirkendes Moment
$M_{c,Rd}$ ...	maximal aufnehmbares Moment
$k_y$ ...	Interaktionsbeiwert Normalkraft mit Moment
$c_{my}$ ...	Momentenfaktor

Ö-NORM EN 1993-5  
- Eurocode 3  
Bemessung und  
Konstruktion von  
Stahlbauten  
Teil 5: Pfähle und  
Spundwände  
Ausgabe: 2012-03-  
01

Anmerkungen nach Ö-NORM EN 1993-5:

- Die Rammfähigkeit der Spundbohlen wird vorausgesetzt.
- Die in der Ö-NORM EN 1993-5 angegebenen Regeln gelten gleichermaßen für temporäre und permanente Bauwerke.

### 6.3.1 Widerstandsmoment und Grad der Schubkraftübertragung in den Schlössern

Der Momentwiderstand einer Spundwand ist maßgeblich vom Grad der Schubkraftübertragung in den Spundwandschlössern abhängig. In der Bestimmung von  $M_{c,Rd}$  fließt dieser in Form des Abminderungsbeiwertes  $\beta_B$  ein.

$M_{c,Rd}$	Bemessungswert Momentenwiderstandes des Querschnittes
für Querschnittsklasse 1 und 2:	$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$
für Querschnittsklasse 3:	$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{el} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$\beta_B$  ... Abminderungsfaktor der Momententragfähigkeit

Ö-NORM B 1993-5  
Teil 5: Pfähle und  
Spundwände  
Nationale  
Festlegungen zur  
ÖNORM EN 1993-5  
Ausgabe: 2008-12-  
01

DIN EN 1993-5/NA  
Teil 5: Pfähle und  
Spundwände  
Nationale  
Festlegungen zur  
DIN EN 1993-5



Der Grad der Schubkraftübertragung ist von folgenden Parametern abhängig:

- Bodentyp in dem die Spundwand eingebracht wird
- Ausführung und Typ der Spundwand
- Anzahl der Auflagerebenen und deren Anschluss zur Wandebene
- Einbringverfahren
- Ausführung der Baustellenfädelschlösser (geschmiert oder abschnittsweise verriegelt durch Verschweißungen oder einen Betonholm usw.)
- die in Bezug auf die Lage der Auflagerebenen vorhandenen Auskragungen der Wand

In der Ö-NORM B 1993-5 wird im Punkt 4.3.2, welcher sich auf die Werte des Abminderungsfaktors  $\beta_B$  bezieht, auf die Auslegungen der DIN EN 1993-5/NA verwiesen. In der Tabelle 6-1 werden die Abminderungsfaktoren für U-Bohlen aufgelistet.

Allgemein gilt:  $\beta_B = 1,0$  für Z-Bohlen und Dreifach U-Bohlen  
 $\beta_B \leq 1,0$  für Einzel und Doppelbohlen

Für Doppelbohlen gibt es jedoch gemäß DIN EN 1993-5/NA folgende Erleichterung:

*„Werden U-Bohlen elastisch – elastisch bemessen, so kann mit einem Abminderungsfaktor  $\beta_B$  von 1,0 gerechnet werden, falls die U-Bohlen in jedem zweiten, auf der Wandachse liegenden Schloss schubfest verbunden sind.“*

Zusammengefasst lassen sich die Abminderungsfaktoren für den Grad der Schubübertragung in den Spundwandschlössern wie folgt darstellen:

- Z-Bohlen und Dreifach U-Bohlen:  $\beta_B = 1,0$
- U-Bohlen:
  - Doppelbohlen QS-Klasse 3:  $\beta_B = 1,0$
  - Doppelbohlen QS-Klasse 1 oder 2: Abminderung gemäß Tabelle 6-1
  - Einzelbohle Abminderung gemäß Tabelle 6-1

Tabelle 6-1 Stahlbau NW - Abminderungsfaktoren  $\beta_B$  (Biegetragfähigkeit) und  $\beta_D$  (Biegesteifigkeit) für U-Bohlen

U-Bohlen	Anzahl der Anker/Steifen	Festigkeit / Konsistenz	$\beta_B =$
Einzelbohle	---	---	0,60
Doppelbohle	0,00	locker bis mitteldicht	0,70
		dicht bis sehr dicht	0,80
	1,00	locker bis mitteldicht	0,80
		dicht bis sehr dicht	0,90
	>1	locker bis mitteldicht	0,90
		dicht bis sehr dicht	1,00

#### ZUSAMMENFASSUNG:

In dieser Arbeit werden ausschließlich Z-Bohlen oder U-Doppelbohlen betrachtet. Die Schnittkräfte werden, wie in Kapitel 6.1 gezeigt, elastisch ermittelt. Die Widerstände sind gemäß den nach Punkt 6.3.2 ermittelten Querschnittsklassen zu bestimmen.

#### 6.3.2 Querschnittsklassifizierung

Eine bedeutende Rolle für die Bestimmung der Widerstandswerte des Spundwandprofils spielt dessen Querschnittsklasse. Es werden folgende Klassen unterschieden:

- Klasse 1: Querschnitte, für die eine plastische Berechnung einschließlich Momenten Umlagerung ausgeführt werden darf, vorausgesetzt, dass sie eine Ausreichende Rotationskapazität besitzen.
- Klasse 2: Querschnitte, für die eine elastische Berechnung notwendig ist, jedoch kann der Vorteil des plastischen Querschnittswiderstandes ausgenutzt werden.
- Klasse 3: Querschnitte, die für die Anwendung einer elastischen Berechnung und elastischer Spannungsverteilung im Querschnitt bemessen sind, wobei in den Randfasern Fließen auftreten kann.
- Klasse 4: Querschnitte, für die lokales Beulen den Querschnittswiderstand vermindert.

### Querschnittsklassifikation nach Ö-NORM EN 1993-5

In der Abb. 6-7 wird die Querschnittsklassifizierung nach „Ö-NORM EN 1993-5 // 5.2.1 Querschnittsklassifizierung“ gezeigt. Hierbei werden rein die Flanschen betrachtet, sprich jene Bereiche die für die Abtragung einer Biegebeanspruchung benötigt werden.

Die in Profiltabellen angegebenen Querschnittsklassen beziehen sich auf diese Klassifikation.

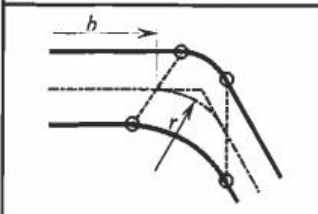
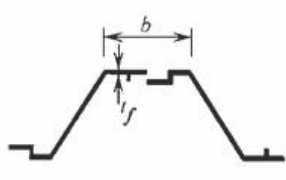
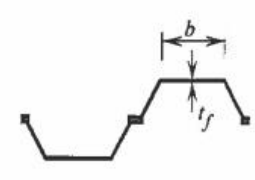
Klassifizierung		Z-Profile				U-Profile	
							
Klasse 1		— dieselben Grenzwerte wie für Klasse 2 — ein Rotationsnachweis ist durchzuführen					
Klasse 2		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$	
Klasse 3		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$	
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y$ in N/mm <sup>2</sup>	240	270	320	355	390	430
	$\epsilon$	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
<b>Erläuterung:</b> b Flanschbreite, zwischen den Eckausrundungen, wenn das Verhältnis $r/t_f$ nicht größer als 5,0 ist, andernfalls muss eine genauere Methode verwendet werden; t <sub>f</sub> Flanschdicke bei Flanschen mit konstanter Dicke; r Radius der Querschnittsmittellinie in der Ecke zwischen Flansch und Steg; f <sub>y</sub> Streckgrenze.							
<b>ANMERKUNG</b> Bei Klasse-1-Querschnitten ist in der Regel nachzuweisen, dass die plastische Rotationskapazität des Querschnitts nicht geringer ist als die wirklich erforderliche plastische Rotation im Bemessungsfall. Eine Anleitung für diesen Nachweis (Rotationsnachweis) ist in Anhang C zu finden.							

Abb. 6-7 Querschnittsklassifizierung nach Ö-NORM EN 1993-5

Die in der „Ö-NORMEN 1993-5“ vorgenommene Querschnittsklassifizierung ist für die, in dieser Arbeit betrachteten Beanspruchungen aus Biegung, Normal- und Querkraft nicht ausreichend. Die Querschnittsklasse muss zusätzlich nach den allgemeinen Regeln nach „Ö-NORMEN 1993-1-1 // 5.5 Klassifizierung von Querschnitten“, betrachtet werden. Die in Abb. 6-8 gezeigten Regeln zur Querschnittsklassifikation nach Ö-NORM EN 1993-1-1 werden sinngemäß für die Bestimmung der QS-Klasse der Spundwandprofile verwendet.

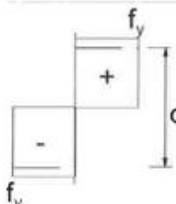
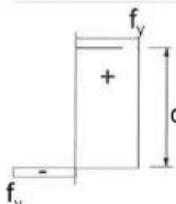
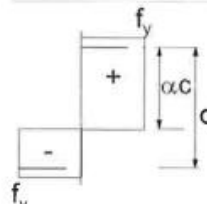
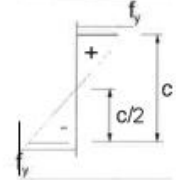
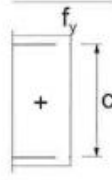
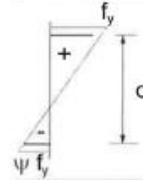
Klasse	auf Biegung beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile			
						
1	$clt \leq 72\varepsilon$	$clt \leq 33\varepsilon$	für $\alpha > 0,5$ : $clt \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0,5$ : $clt \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$clt \leq 83\varepsilon$	$clt \leq 38\varepsilon$	für $\alpha > 0,5$ : $clt \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0,5$ : $clt \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
						
3	$clt \leq 124\varepsilon$	$clt \leq 42\varepsilon$	für $\psi > -1$ : $clt \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ für $\psi \leq -1$ <sup>a</sup> : $clt \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
<sup>a</sup> Es gilt $\psi \leq -1$ falls entweder die Druckspannungen $\sigma \leq f_y$ , oder die Dehnungen infolge Zug $\varepsilon_y > \frac{f_y}{E}$ sind.						

Abb. 6-8 Querschnittsklassifizierung nach Ö-NORMEN 1993-1-1

Die Querschnittsklassifikation erfolgt an der Stelle der größten Beanspruchung, dies ist die Stelle des maximalen Momentes, mit zugehöriger Normalkraft, sowie an der Stelle der maximalen Normalkraft mit zugehörigem Moment.

## 6.4 Werkstoffeigenschaften

### Warmgewalzte Stahlspundbohlen

Warmgewalzte Stahlspundbohlen müssen EN 10248 entsprechen.

Die Nennwerte der Streckgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_u$  für warmgewalzte Spundbohlen sind Tabelle 6-2 zu entnehmen:

Tabelle 6-2 Nennwerte der Streckgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_u$  für warmgewalzte Stahlspundbohlen

Stahl nach EN 10027	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>
S240GP	240	340
S270GP	270	410
S320GP	320	440
S355GP	355	480
S390GP	390	490
S430GP	430	510

### Kaltgeformte Stahlspundbohlen

Kaltgeformte Stahlspundbohlen müssen EN 10249 entsprechen.

Die Nennwerte der Streckgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_u$  für warmgewalzte Spundbohlen sind Tabelle 6-3 zu entnehmen:

Tabelle 6-3 Nennwerte der Streckgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_u$  für kaltgeformte Stahlspundbohlen

Stahl nach EN 10027	$f_{yb}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>
S235JRC	235	340
S275JRC	275	410
S355JOC	355	490

## 6.5 Teilsicherheitsbeiwerte nach EN

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand sind Ö-NORM EN 1993-1-1 und dem nationalen Anwendungsdokument Ö-NORM B 1993-1-1 zu entnehmen.

Diese betragen:

Für alle Querschnittsnachweise, unabhängig von der Querschnittsklasse:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

Für Stabilitätsnachweise von Bauteilen:

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

Für Bauteile die auf Zug beansprucht werden:

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

## 6.6 Grenzzustand der Tragfähigkeit

### 6.6.1 Nachweis des Schubkraftwiderstandes des Spundwandsteges

Es ist nachzuweisen, dass die Spundwandstege über einen ausreichenden Schubwiderstand verfügen. Der zu führende Nachweis sieht wie folgt aus:

$$V_{Ed} \leq V_{Pl,Rd}$$

mit:  $V_{Ed}$  Bemessungswert der Querkraft bezogen auf einen 1-m Streifen der Spundwand

$V_{Pl,Rd}$  Bemessungswert des plastischen Querkraftwiderstandes

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

Um  $V_{Ed}$  mit  $V_{Pl,Rd}$  vergleichen zu können, wird die projizierte Stegfläche berechnet. Nun muss  $V_{Pl,Rd}$  noch vom Widerstand eines Einzelsteges auf einen Flächenwiderstand eines 1m – Streifens umgerechnet werden. Hierfür wird die Fläche  $A_v$  durch die Breite  $b$  des Spundwandprofils dividiert.

$A_v$  Schubfläche für einzelnen Steg, projiziert in die Richtung von  $V_{Ed}$

$$A_v = t_w * (h - t_f) * \frac{100}{b[cm]} \quad b \dots \text{Breite des Spundwandprofils}$$

### 6.6.2 Nachweis Moment und Querkraft:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Bei der Kombination von Biegung mit Querkraft ist zu überprüfen ob der plastische Momentenwiderstand abzumindern ist.

mit:

$M_{Ed}$  Bemessungswert des Biegemomentes

#### Berechnung des Momentenwiderstandes $M_{c,Rd}$ :

$M_{c,Rd}$  Bemessungswert Momentenwiderstandes des Querschnittes

für Querschnittsklasse 1 und 2: 
$$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

für Querschnittsklasse 3: 
$$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{el} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

mit:  $\beta_B \dots$  Siehe Abschnitt 6.3.1

#### Abminderung des des Momentenwiderstandes aufgrund von $V_{Ed}$ :

Wenn die Querkraftbeanspruchung  $V_{Ed}$  größer als 50% des Querkraftwiderstandes des Profils ist, muss der Momentenwiderstand  $M_{c,Rd}$  für diesen und die folgenden Nachweise abgemindert werden.

Für das in dieser Arbeit verwendete Beispielmmodell kann dieser Fall ausgeschlossen werden.

Bedingung für Abminderung:

$$V_{Ed} > 0,5 * V_{pl,Rd}$$

Abminderungsformel des Momentenwiderstands:

$$M_{V,Rd} = \left[ \beta_B * W_{pl} - \frac{\rho * A_v^2}{4 * t_w * \sin \alpha} \right] * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \text{ jedoch } M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

mit: 
$$\rho = \left( 2 * \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

### 6.6.3 Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Spundwandsteges

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes ist nur für Querschnitte mit einer Stegshlankheit von  $\frac{c}{t_w} > 72 * \varepsilon$  notwendig. Dabei ist  $c$  die Steghöhe und  $t_w$  die Stegdicke wie in den Abbildungen Abb. 6-9 und Abb. 6-10 dargestellt. Spundwandprofile mit  $\frac{c}{t_w} > 72 * \varepsilon$  müssen folgenden Nachweis erfüllen:

$$V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$$

Bedingung für Nachweis:

- Z - Profile: 
$$c = \frac{h - t_f}{\sin \alpha}$$

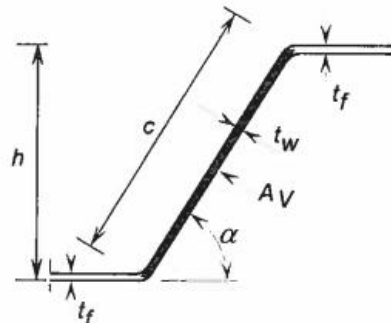


Abb. 6-9 Fläche  $A_v$  bei Z-Bohlen

- U - Profile: 
$$c = \frac{h - t_f}{2 * \sin \alpha}$$

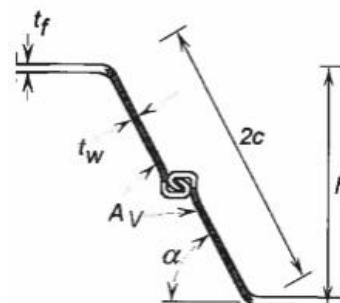


Abb. 6-10 Fläche  $A_v$  bei U-Bohlen

Schubbeulwiderstand:

$$V_{b,Rd} = \frac{(h - t_f) * t_w * \frac{100}{b} * f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

mit:

$f_{bv}$  Schubbeulfestigkeit nach EN 1993-1-3, Tabelle 6-1

Die Schubbeulfestigkeit ist gemäß Ö-NORM EN 1993-1-3 zu berechnen. In Tabelle 6-4 ist die Ermittlung von  $f_{bv}$  in Abhängigkeit des Stegslankheitsgrades und der Ausführung des Auflagers zu sehen.

bezogene Stegslankheit: 
$$\bar{\lambda}_w = 0,346 * \frac{c}{t_w} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Tabelle 6-4 Schubbeulfestigkeit nach Ö-NORM EN 1993-1-3 // Tabelle 6.1

Stegslankheitsgrad	Am Auflager nicht ausgesteifter Steg	Am Auflager ausgesteifter Steg <sup>a</sup>
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

<sup>a</sup> Aussteifung am Lager, z. B. durch Lagerknaggen oder Lagerleisten zur Vermeidung von Stegverformungen und zur Aufnahme von Lagerreaktionen

#### 6.6.4 Querschnittsnachweis Biegung mit Normalkraft

Der plastische Normalkraftwiderstand  $N_{pl,Rd}$  ist abzumindern wenn  $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$  den, vom Profiltyp und der Querschnittsklasse abhängigen Grenzwert, überschreitet. Dieser ist wie folgt definiert:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} > 0,10 \quad \text{für Z-Profil der Klassen 1, 2 und 3, sowie U-Bohlen der Klasse 3}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} > 0,25 \quad \text{für U-Profil der Klassen 1 und 2}$$

Wird der Grenzwert nicht überschritten ist keine Abminderung nötig.



Abminderungsformeln:

Z-Bohlen der Klassen 1 und 2:

$$M_{N,Rd} = 1,11 * M_{c,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right) \text{ jedoch } M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

Auf das bekannte Nachweisformat umgeformt und  $M_{N,Rd}$  durch  $M_{N,Ed}$  ersetzt ergibt:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{N,Ed}}{1,11 * M_{c,Rd}} \leq 1$$

U-Bohlen der Klassen 1 und 2:

$$M_{N,Rd} = 1,33 * M_{c,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right) \text{ jedoch } M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

Auf das bekannte Nachweisformat umgeformt und  $M_{N,Rd}$  durch  $M_{N,Ed}$  ersetzt ergibt:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{N,Ed}}{1,33 * M_{c,Rd}} \leq 1$$

Querschnitte der Klasse 3:

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)$$

Auf das bekannte Nachweisformat umgeformt und  $M_{N,Rd}$  durch  $M_{N,Ed}$  ersetzt ergibt:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{N,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

### 6.6.5 Stabilitätsnachweis Moment, Normalkraft und Querkraft

Biegeknicken:

Der Nachweis des ausreichenden Widerstandes gegen Biegeknicken kann vernachlässigt werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

$N_{Ed}$  ... Bemessungslast der Normalkraft

$N_{cr}$  ... Verzweigungslast der Spundbohle, berechnet mit einem geeigneten Bodenmodell unter der Berücksichtigung reiner Druckkräfte in der Bohle.

Abschätzungsformel nach Ö-NORM EN 1993-5:  $N_{cr} = E * I * \beta_D * \frac{\pi^2}{l_k^2}$

mit:  $\beta_D$  ... Abminderungsfaktor für die Kraftübertragung in den Spundwandschlössern. SIEHE 6.3.1

$EI$  Steifigkeit einer durchgängigen Spundwand (Schlösser werden nicht berücksichtigt)

$l_k$  ... Knicklänge

Die Knicklänge ist gemäß der zu erwartenden Knickfigur zu bestimmen und entspricht  $l$  in Abb. 6-11.

Für das Beispielmodell lässt sich  $l_k$  mittels  $l_k = H_{BG} - H_{ST} + t_0$  berechnen.

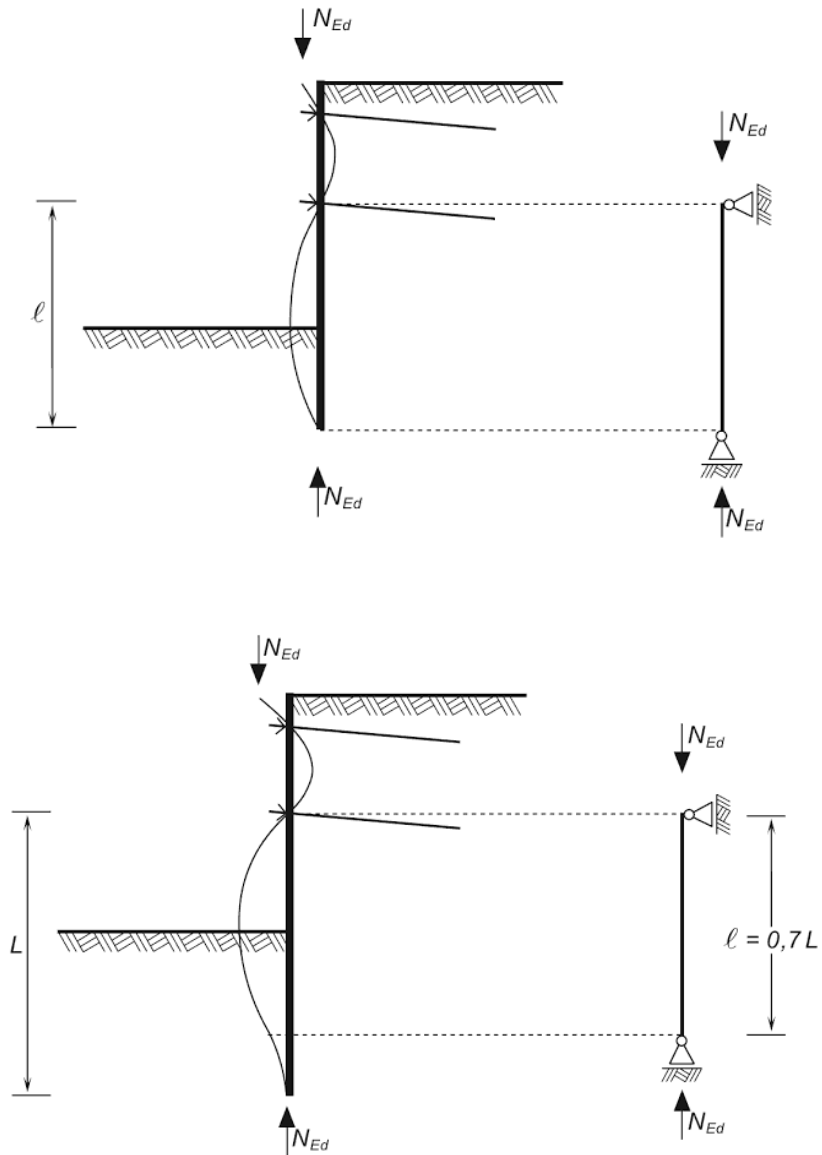


Abb. 6-11 Bestimmung der Knicklänge  $l_k$  nach Ö-NORM EN 1993-5

Überprüfung ob ein Knicknachweis notwendig ist:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

Nach EN 1993-5 ist Knicklinie d zutreffend für Spundwandprofile:

$\chi$  Knickbeiwert nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2, ermittelt mit der in Abb. 6-12 dargestellten Knicklinie d.

bezogene Schlankheit:  $\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$

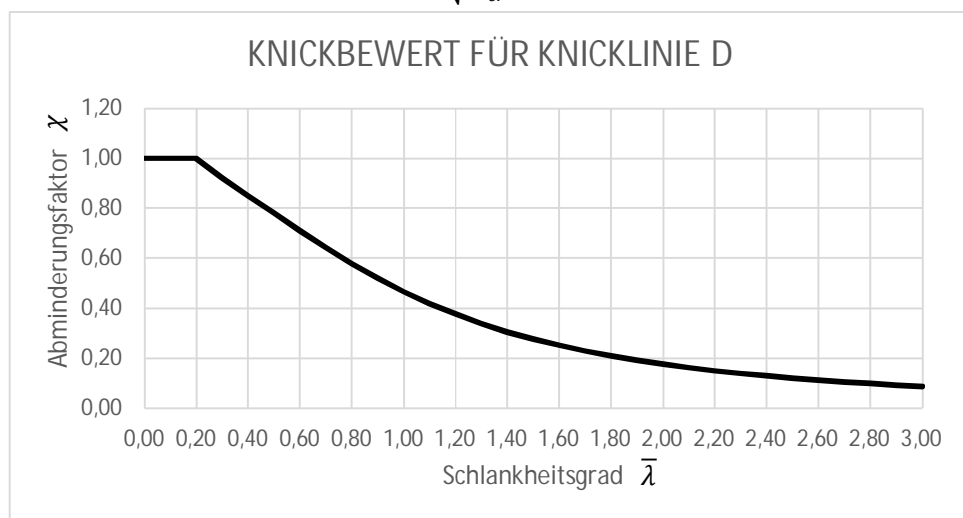


Abb. 6-12 Knicklinie d nach EN 1993-1-1

Rechnerische Ermittlung des Abminderungsbeiwertes  $\chi$ :

Unter der Voraussetzung, dass die Normalkraft zentrisch in das Profil eingeleitet wird, kann der Knickbeiwerte  $\chi$  nach „Ö-NORMEN 1993-1-1 / 6.3.1.2 Knicklinien“ wie folgt berechnet werden.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0$$

mit:  $\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$   
 $\alpha = 0,76 \dots$  Imperfektionsbeiwert für die gewählte Knicklinie d

### Allgemeiner Knicknachweis nach Ö-NORM EN 1993-1-1

In dieser Arbeit wird der allgemeine Knicknachweis nach Ö-NORM EN 1993-1-1 verwendet. Dieser hat folgendes Format:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_y * \frac{c_{my} * M_{Ed}}{M_{c,Rd} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Er unterscheidet sich vom vereinfachten Nachweis gemäß Ö-NORM EN 1993-5 in der Anwendung von  $k_y$  und  $c_{my}$ . Diese werden im vereinfachten Format mit 1,15 für den Kombinationsbeiwert  $k_y$  und 1,0 für den Momentenbeiwert  $c_{my}$  sehr konservativ angesetzt.

Bei vorhandener Querschnittsklasse 3 (Kombination aus Biegung und Normalkraft) müssen in der oben angeführten Nachweisformel die elastischen Querschnittswerte eingesetzt werden! Üblicherweise eingesetzte Spundwandprofile (z.B. Larssen 607n) entsprechen bei Druck und Biegung der Querschnittsklasse 3.

Somit kann, gemäß „DIN EN 1993-5/NA“, auf welche in der „Ö-NORM B 1993-5“ verwiesen wird, auf eine Abminderung des maximal aufnehmbaren Moments verzichtet werden:

$$\beta_B = 1,0 \quad \dots \text{gemäß DIN EN 1993-5/NAD (Siehe Abschnitt 6.3.1)}$$

Das Widerstandsmoment ist somit:

$$M_{c,Rd} = W_{el} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

mit:  $\gamma_{m0} = 1,0$

Die Normalkrafttragfähigkeit ergibt sich mit:

$$N_{el,Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### Ermittlung des Momentenbeiwertes $c_{my}$ :

Der Momentenbeiwert  $c_{my}$  berücksichtigt den positiven Effekt veränderlicher Momentenverläufe im Vergleich zu einem konstanten Verlauf.

Für das vorliegende Systeme mit parabelförmigen Schnittkraftverlauf ist  $c_{my} = 0,9$ .

Für das Beispielmoment darf  $c_{my}$  mit 0,9 angesetzt werden.

### Ermittlung des Interaktionsbeiwertes $k_y$

Der Interaktionsbeiwert  $k_y$  ist vom Verhältnis  $\frac{N_{Ed}}{N_{PL,Rd}}$  und der Schlankheit des Profils abhängig. Bei einer Schlankheit von  $\bar{\lambda}_y = 0$  ergibt sich für den Nachweis annähernd die Summe aus  $N_{Ed} + M_y$ . Mit steigender Schlankheit steigt auch der Interaktionsbeiwert an, da die Effekte der Theorie 2. Ordnung zum Tragen kommen. Ab einer Schlankheit von  $\bar{\lambda}_y = 1$  ist eine weitere Steigerung von  $k_y$  nicht mehr notwendig, da diese ab diesem Punkt vom Knickbeiwert  $\chi_y$  mit abgedeckt werden..

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * n_y \leq 1 + 0,8 * n_y$$

mit:

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{PL,Rd}}$$

Schlankheit

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{k,y}}{i_y * \lambda_1}$$

$l_{k,y}$  ... Knicklänge um die Achse y-y

$i_y$  ... Trägheitsradius:  $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$

$\lambda_1$  ... Schlankheitsgrad:  $\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_{y,k}}}$

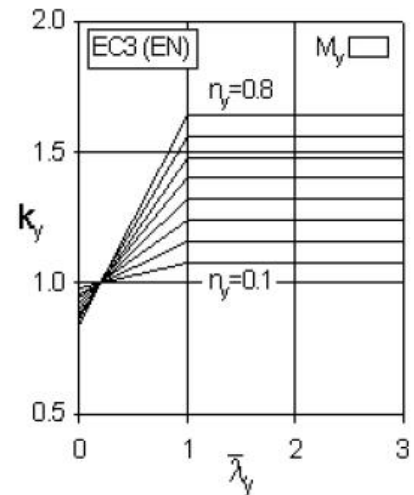


Abb. 6-13 Interaktionsbeiwert  $k_y$  nach EC3

## 7 Systemberechnung und Spundwandnachweise – Ergebnisse der Parameterstudie

Das in dieser Arbeit gezeigte Verfahren zur Ermittlung der Gesamteinbindetiefe  $t_{\text{ges}}$  wird nun an drei Referenzböden angewendet.

Ziel ist es abzuschätzen, ob die hier gezeigte Lagerung der Hochleistungshilfsbrücken grundsätzlich möglich ist.

SIEHE:  
1 MODELL-  
BILDUNG UND  
LAST-  
ERMITTLUNG

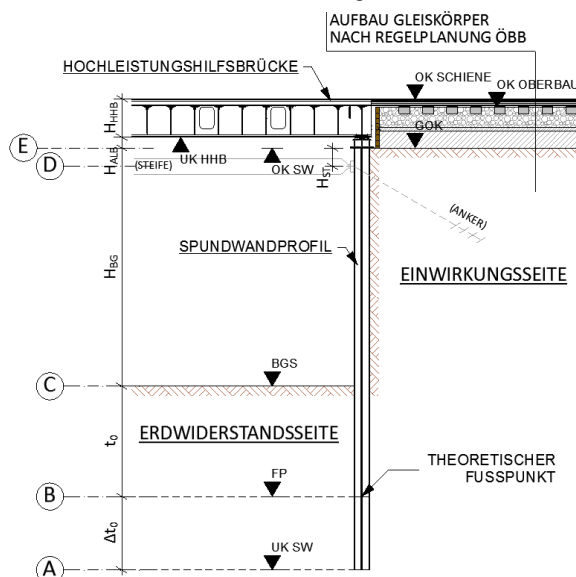
## 7.1 Baugrubensituation

Die Berechnung der Gesamteinbindetiefe wird am, in Abb. 7-1 gezeigten Beispiel, durchgeführt. Dieses bildet eine häufig vorliegende Baugrubensituation entlang einer eingleisigen Bahnstrecke ab.

Es müssen folgende Bedingungen gelten:

1. Es liegt ein homogener Boden sowohl auf der Einwirkungsseite, als auch auf der Widerstandsseite vor.
2. Es gibt keine Beeinflussung durch Grundwasser.
3. Die Spundwand wird im Kopfbereich ( $H_{ST} \leq 0,30 H_{BG}$ ) unnachgiebig gehalten.
  - o Ankerlage: Es dürfen nur vorgespannte Litzanker verwendet werden.
  - o Steifenlage: Steifen müssen unnachgiebig ausgeführt werden.
4. Der anstehende Boden (GOK), als auch die Baugrubensohle (BGS) sind waagrecht  $\beta = 0$ .
5. Die Spundwand wird vertikal eingebaut  $\alpha = 0$ .
6. Durch die HHB werden keine Horizontalkräfte in die Spundwand eingeleitet.
7. Der Auflagerbalken verteilt die Auflagerkräfte gleichmäßig auf die Breite  $b_{V01}$ .
8. Der Gleiskörper verfügt über ein Schotterbett, das die gleichmäßige Verteilung der Auflasten auf die Breite  $b_{V01}$  garantiert.

Schnitt A-A: Mittelachse Auflagerbereich HHB



Beispielmodell

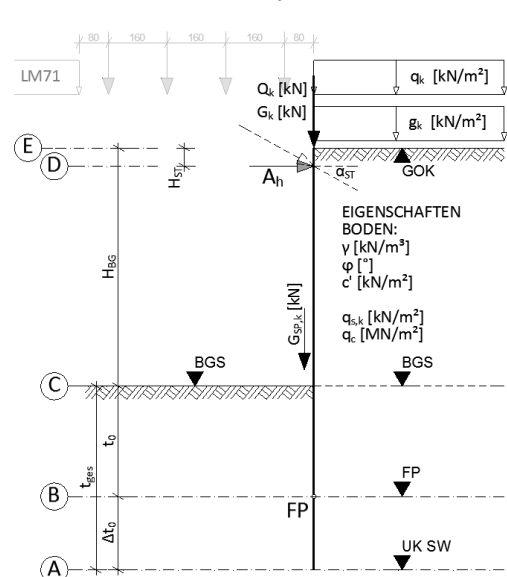


Abb. 7-1 Anwendung - Modellbildung Beispielmodell

- $H_{BG} = 6,50\text{m}$  ... Tiefe der Baugrube  
 $H_{ST} = 1,00\text{m}$  ... Abstand der Ankerlage ( $A_h$ ) zu Geländeoberkante GOK  
 $\alpha_{ST} = 12^\circ$  ... Neigungswinkel der Ankerlage  
 $t_0 = 6,50\text{m}$  ... Annahme Mindesteinbindetiefe für 1. Iterationsschritt  
 Als erste Abschätzung empfiehlt sich  $t_0 = H_{BG}$ .

## 7.2 Untersuchte Modellböden

Das in dieser Arbeit gezeigte Verfahren zur Bestimmung der Gesamteinbindetiefe  $t_{ges}$  wird nun an drei nicht bindigen Böden angewendet. Diese wurden vom Institut für Bodenmechanik der TU Graz vorgegeben. Es wurde ein „sehr guter“, ein „guter“ und ein „schlechter“ Boden gewählt.

### BODEN A:

*mitteldicht gelagerter Kies - Sand*

Bodenart:	nicht bindig
Lagerung:	mitteldicht
totale Wichte $\gamma$ :	21,0 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'$ :	35°
Kohäsion $c'$ :	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung $q_{s,k}$ :	90,0 kN/m <sup>2</sup>
Spitzenwiderstand $q_c$ :	25,0 MN/m <sup>2</sup>

### BODEN B:

*mitteldichter kiesiger Boden*

Bodenart:	nicht bindig
Lagerung:	mitteldicht
totale Wichte $\gamma$ :	20,0 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'$ :	32,5°
Kohäsion $c'$ :	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung $q_{s,k}$ :	70,0 kN/m <sup>2</sup>
Spitzenwiderstand $q_c$ :	15,0 MN/m <sup>2</sup>

### BODEN C:

*locker gelagerter Sand*

Bodenart:	nicht bindig
Lagerung:	locker
totale Wichte $\gamma$ :	18,5 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'$ :	30°
Kohäsion $c'$ :	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung $q_{s,k}$ :	50,0 kN/m <sup>2</sup>
Spitzenwiderstand $q_c$ :	10,0 MN/m <sup>2</sup>



### 7.3 Auflagerkräfte der untersuchten Hochleistungshilfsbrücken

In Tabelle 7-1 werden die Auflagerkräfte aus der Bauteilbemessung der Hochleistungshilfsbrücken aufgelistet. Die angeführten Werte stellen die Gesamtauflagerkräfte (Summe aller vier Auflagerpunkte) in vertikaler Richtung dar.

Tabelle 7-1 Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücken

Bauteil- bezeichnung		Lage auf gerader Strecke
	Eigengewicht $A_{g,k}$ [kN]	$R = > \infty, \alpha = 1,0$ $A_{q,k}$ [kN]
	charakterische Werte	charakterische Werte
HHB 109	-67,85	-1570,21
HHB 135	-99,04	-1764,76
HHB 161	-158,44	-1980,69
HHB 187	-193,85	-2249,93
HHB 213	-227,93	-2249,93
HHB 239	-266,44	-2478,14
HHB 265	-313,48	-2771,31
HHB 291	-353,56	-3049,10

#### Lastklassenbeiwert $\alpha$

Die Auflagerkräfte für die Hochleistungshilfsbrücken wurden mit dem Lastmodell 71 und einem Lastklassenbeiwert von  $\alpha = 1,0$  berechnet.

#### 7.4 Zusammenstellung der Gesamteinbindetiefen

Die Berechnung der Gesamteinbindetiefe ergibt folgende in der Tabelle 7-2 angeführten Ergebnisse. Die Ergebnisse zeigen, dass bei Boden A eine Lagerung der Hochleistungshilfsbrücke, rechnerisch möglich ist. Bei Boden B sind bereits sehr große Gesamteinbindetiefen notwendig. Eine Abtragung der Vertikallasten in den Untergrund ist aber auch hier rechnerisch möglich. Erst bei Boden C, überschreiten die Gesamteinbindetiefen die Höchstmaße wirtschaftlich herstellbarer Spundwandverbauten.

Tabelle 7-2 Gesamteinbindetiefen

$\varphi_{SW} = 0^\circ$	BODEN A			BODEN B			BODEN C		
	$t_0$ [m]	$\Delta t_0$ [m]	$t_{ges}$ [m]	$t_0$ [m]	$\Delta t_0$ [m]	$t_{ges}$ [m]	$t_0$ [m]	$\Delta t_0$ [m]	$t_{ges}$ [m]
HHB-109	3,02	0,00	3,02	6,41	0,44	6,85	9,82	2,54	12,36
HHB-135	3,02	0,00	3,02	6,41	0,84	7,25	9,82	3,10	12,92
HHB-161	3,02	0,34	3,36	6,41	1,31	7,72	9,82	3,77	13,59
HHB-187	3,02	0,70	3,72	6,41	1,78	8,19	9,82	4,43	14,25
HHB-213	3,02	0,80	3,82	6,41	1,90	8,31	9,82	4,60	14,42
HHB-239	3,02	1,16	4,18	6,41	2,37	8,78	9,82	5,25	15,07
HHB-265	3,02	1,62	4,64	6,41	2,96	9,37	9,82	6,09	15,91
HHB-291	3,02	2,05	5,07	6,41	3,52	9,93	9,82	6,87	16,69

In Abb. 7-2 wird der Anstieg der notwendigen Gesamteinbindetiefe, abhängig von Boden und Wahl der Hochleistungshilfsbrücke (HHB), veranschaulicht. Es ist ein annähernd paralleler, geradliniger Anstieg erkennbar. Dieser lässt für Vorabschätzungen eine grobe grafische Bestimmung der Gesamteinbindetiefe zu.

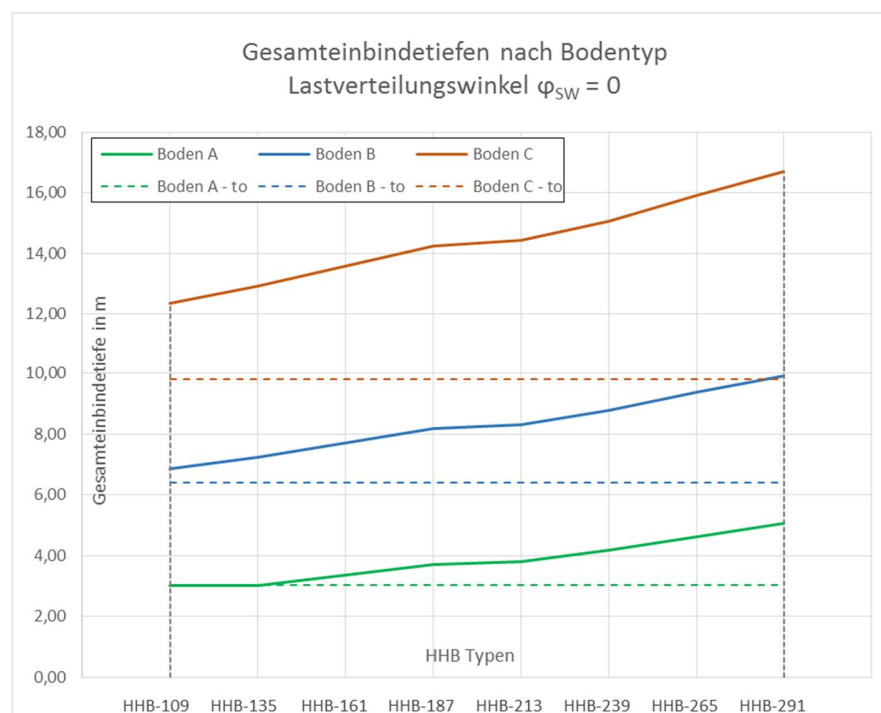


Abb. 7-2 Gesamteinbindetiefen nach Bodentyp ohne Berücksichtigung des Lastausbreitungswinkels



In Abb. 7-4 wird nochmals der Zusammenhang zwischen gewählter HHB und Gesamteinbindetiefe, für den gewählten Lastausbreitungswinkel  $\phi_{sw} = 15^\circ$  veranschaulicht.

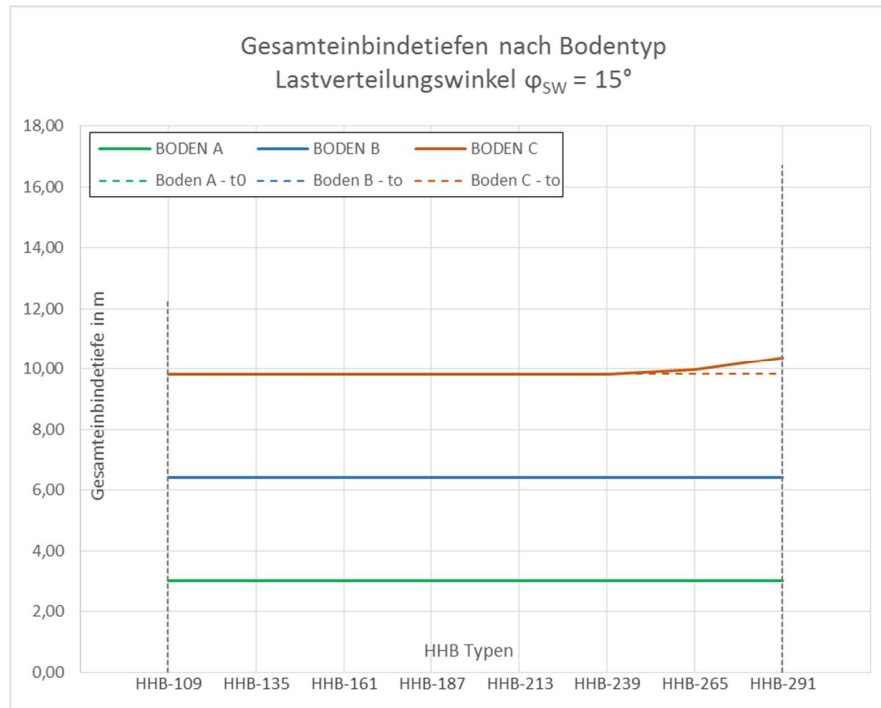


Abb. 7-4 Gesamteinbindetiefen mit Berücksichtigung des Lastausbreitungswinkels  $\phi_{sw} = 15^\circ$

## 8 Schlussfolgerung und offene Punkte für die Umsetzung

In dieser Arbeit wurde der Fall einer Baugrube entlang einer Bahnstrecke betrachtet. Diese wird mittels Spundwänden gesichert. Der Zugverkehr soll mit Hilfe von Hochleistungshilfsbrücken während der Bauarbeiten aufrecht gehalten werden.

Es konnte rechnerisch, für den Spezialfall des Beispielmodells gezeigt werden, dass es möglich ist die Vertikalkräfte aus dem Eigengewicht der HHB sowie einer Zugüberfahrt, gemäß Lastmodell 71, in den Untergrund abzutragen.

Die dazu notwendige Gesamteinbindetiefe variiert jedoch sehr stark und es ist gut ersichtlich, dass diese besonders von folgenden Parametern abhängt:

- effektiver Reibungswinkel des Bodens  $\varphi'$
- der ansetzbaren Mantelreibung
- dem ansetzbaren Spitzenwiderstand
- Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw}$

Der Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw}$  hat maßgeblichen Einfluss auf die ansetzbaren Flächen für die Widerstände aus Mantelreibung und Spitzendruck. Dieser wiederum hängt direkt von der Kraftübertragung in den Spundwandschlössern ab und war nicht Teil dieser Arbeit.

### 8.1 Zusammenfassung

Es konnte gezeigt werden, dass es bei nicht bindigen Böden mit „guten“ bis „sehr guten“ Bodenkennwerten möglich ist die Vertikalkräfte der Hochleistungshilfsbrücke aus Eigenlast und Zugüberfahrt in den Untergrund abzuleiten.

Der zusammengestellte Formelapparat ist jedoch auf den Spezialfall des Beispielmodells zugeschnitten und daher nur für Voruntersuchungen, bzw. für die Abschätzung der Sinnhaftigkeit einer direkten Auflagerung auf der Spundwand, geeignet.

Folgende Einschätzungen sind bei der praktischen Umsetzung zu beachten:

Durch die dynamische Beanspruchung der Spundwand infolge der Hochgeschwindigkeitsüberfahrt der Züge ist ohne eingehende Untersuchung von einer Ausführung bei folgenden Bodenverhältnissen abzuraten:

- weiche bindige Böden
- sehr locker gelagerte nicht bindige Böden

## 8.2 Ausblick

Diese Arbeit hat die grundsätzliche Machbarkeit der Lagerung von Hochleistungshilfsbrücken auf Spundwandverbauten untersucht und für den Spezialfall des Beispielmotells einen Formelapparat zusammengestellt.

Nachdem nun die grundsätzliche Machbarkeit gezeigt werden konnte und mittels Normen untermauert werden konnte, sollten als nächster Schritt folgende Themen untersucht werden:

- Kraftübertragung in den Spundwandschlössern ohne Verpressen oder Verschweißen.
- Welchen Einfluss hat Grundwasser auf die Vertikaltragfähigkeit von Spundwänden?
- Wie sieht das Setzungsverhalten der Spundwand aus?

## 9 ANHANG

### 9.1 BERECHNUNGSBEISPIEL

#### 9.1.1 VORBEMERKUNGEN

Das nachfolgende Anwendungsbeispiel des entwickelten Berechnungsmodells zur Lastabtragung vertikaler Brückenauflagerkräfte setzt folgende Vereinfachungen zwingend voraus;

1. ES LIEGT EIN HOMOGENER BODEN VOR.
2. ES GIBT KEINE BEEINFLUSSUNG DURCH GRUNDWASSER.
3. DIE SPUNDWAND WIRD IM KOPFBEREICH ( $H_{ST} \leq 0,30 H_{BG}$ ) UNNACHGIEBIG GEHALTEN.
  - o Ankerlage: Es dürfen nur vorgespannte Litzenanker verwendet werden.
  - o Steifenlage: Steifen müssen unnachgiebig ausgeführt werden.
4. DER ANSTEHENDE BODEN (GOK) UND DIE BAUGRUBENSOHLE (BGS) SIND HORIZONTAL:  $\beta = 0$
5. DIE SPUNDWAND WIRD VERTIKAL EINGEBAUT:  $\alpha = 0$
6. DIE HOCHLEISTUNGSHILFSBRÜCKE (HHB) ÜBERTRÄGT AUSSCHLIESSLICH VERTIKALKRÄFTE IN DIE SPUNDWAND
7. EIN AUFLAGERBALKEN VERTEILT DIE AUFLAGERKRÄFTE GLEICHMÄSSIG AUF DIE BREITE  $b_{v01}$
8. DER GLEISKÖRPER VERFÜGT ÜBER EIN SCHOTTERBETT UND ERLAUBT DIE GLEICHMÄSSIGE VERTEILUNG DER AUFLASTEN AUF DIE BREITE  $b_{v01}$

#### 9.1.2 NACHWEISFÜHRUNG UND BEMESSUNGSSITUATION

Die Berechnung der Mindesteinbindetiefe erfolgt nach dem Nachweisverfahren 2 gemäß Ö-NORM EN 1997-1. Das nationale Anwendungsdokument Ö-NORM B 1997-1-1 gibt für die Bemessung von Stützbauwerken im Kapitel 4.7 Stützbauwerke folgende Bestimmungen vor:

- Die Teilsicherheitsbeiwerte sind auf die, aus den Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen auf das Stützbauwerk und die Widerstände des Baugrundes anzuwenden.
- Die Teilsicherheitsbeiwerte sind den Tabellen 15, 16 und 17 des nationalen Anwendungsdokumentes zu entnehmen.
- Hinsichtlich der Berechnung der Erddrücke ist die Ö-NORM B 4434 anzuwenden.
- Eine Umlagerung des Erddrucks erfolgt nur bis zur Baugrubensohle

Als Bemessungssituation wird die Situation 2 (Baustellensituation) gewählt.

Daraus ergeben sich folgende Teilsicherheitsbeiwerte:

Ö-NORM EN 1997-1 : 2004 / 2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2, Bemessungssituation 2:

*vorübergehende Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung*

ständige Einwirkungen		veränderliche Einwirkungen		Erdwiderstand	
günstig	$\gamma_G = 1,00$	günstig	$\gamma_Q = 0,00$		$\gamma_{Re} = 1,30$
ungünstig	$\gamma_G = 1,20$	ungünstig	$\gamma_Q = 1,30$		

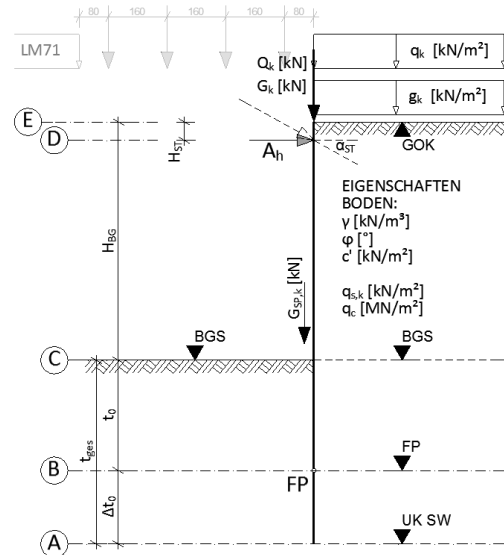
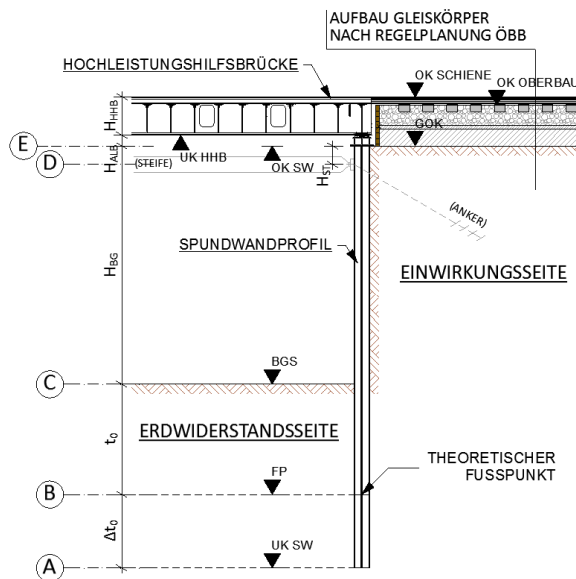


SIEHE KAPITEL:  
1.1 Statisches  
Modell

9.1.3 ÜBERBLICK ÜBER DIE ANLAGENVERHÄLTNISSE

Schnitt A-A: Mittelachse Auflagerbereich HHB

Beispielmodell



- GOK ... Geländeoberkante
- BGS ... Baugrubensohle
- FP ... theoretischer Fußpunkt
- UK SW ... Unterkante der Spundwand

Abmessungen:

- $H_{BG} = 6,50\text{m}$  ... Tiefe der Baugrube
- $H_{ST} = 1,00\text{m}$  ... Abstand der Steifen- oder Ankerlage ( $A_h$ ) zu Geländeoberkante GOK
- $\alpha_{ST} = 12^\circ$  ... Neigungswinkel der Ankerlage (falls vorhanden)
- $t_0 = 6,50\text{m}$  ... Annahme Mindesteinbindetiefe für 1. Iterationsschritt  
Als erste Abschätzung empfiehlt sich  $t_0 = H_{BG}$ .

Bodenkennwerte: BODEN B - mitteldicht gelagerter Kies - Sand

- $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$  ... totale Wichte
- $\varphi = 32,5^\circ$  ... effektiver Reibungswinkel des Bodens
- $c' = 2,00 \text{ kN/m}^2$  ... effektive Kohäsion des Bodens
- $q_c = 15,00 \text{ MN/m}^2$  ... Spitzenwiderstand
- $q_{s,k} = 70,00 \text{ kN/m}^2$  ... Mantelreibung

gesucht sind:

- $t_{ges}$  ... Gesamteinbindetiefe
- $\Delta t_0$  ... zusätzliche Einbindetiefe

### 9.1.4 STATISCHES SYSTEM

Der Berechnung der Gesamteinbindtiefe wird folgendes statisches System zugrunde gelegt:

#### MINDESTEINBINDETIEFE $t_0$

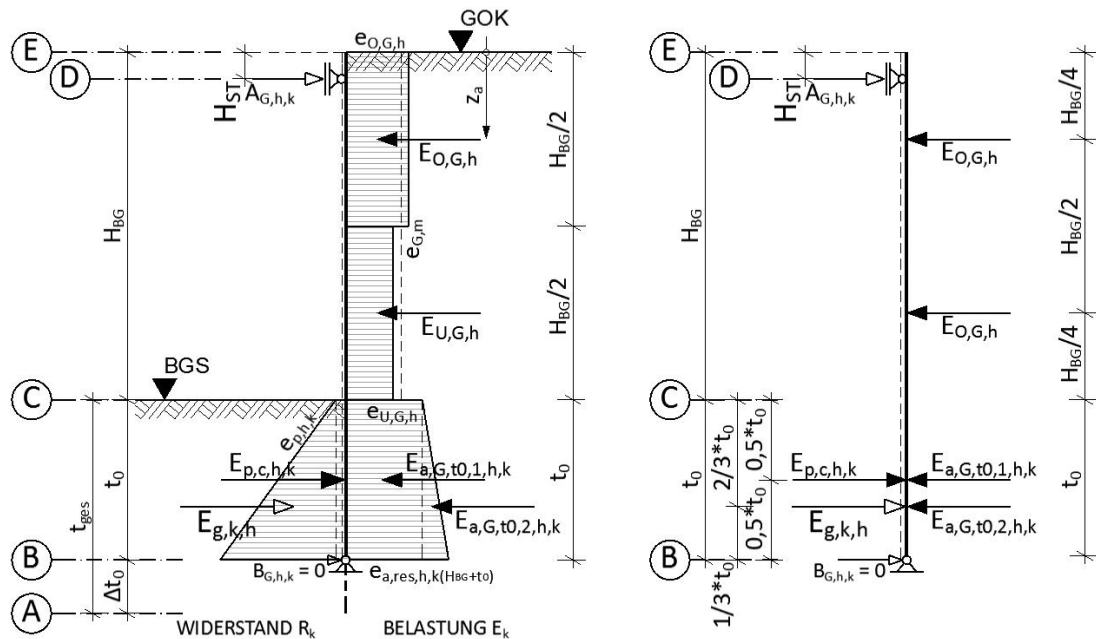
Für die Bemessung der Mindesteinbindtiefe  $t_0$  werden nur die Horizontalkomponenten der einwirkenden Kräfte betrachtet. Das statische System ist auf den Bereich oberhalb des Fußpunktes beschränkt. Betrachtet wird ein 1-m Streifen.

Es gelten folgende Randbedingungen:

1.  $\sum M_D = 0$  Die Momente um die Achse D (Angriffspunkt Anker- oder Steifenlage) sind in Summe null.
2.  $Q_{FP} = 0$  Im Fußpunkt ist Querkraft gleich null.

Aus Bedingung 1 lässt sich der mobilisierte Erdwiderstand berechnen.

Anschließend lässt sich aus der Summe der Horizontalkräfte die Horizontalkomponente der Ankerkraft berechnen.



9.1.5 EINWIRKUNGEN

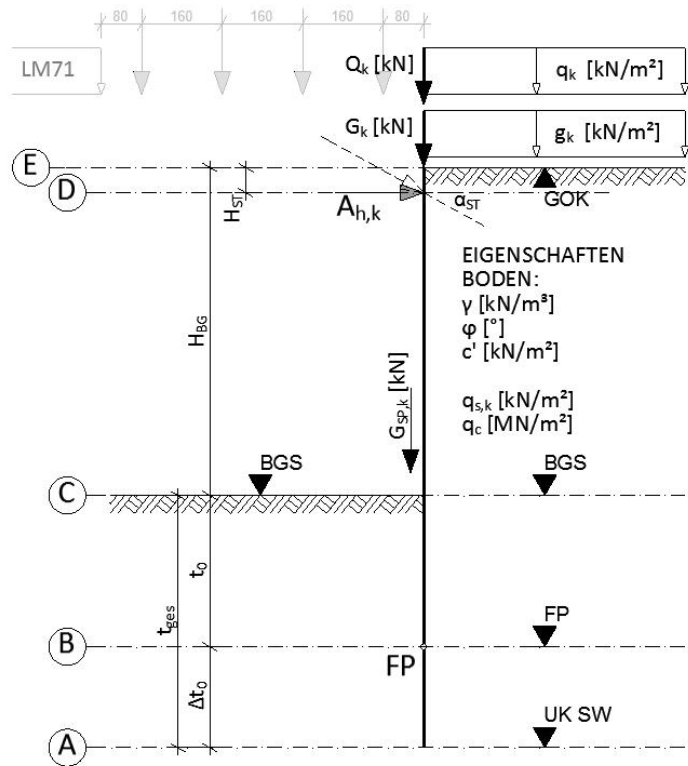
gewählte Hochleistungshilfsbrücke:  
HHB 291

Aufbau Strecke:  
Bahnkörper nach Regel-  
planung ÖBB - DB 740

gewähltes Lastmodell:  
Lastmodell 71  
 $Q_{vk} = 80 \text{ kN}$   
 $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$

Lastklassenbeiwert  
 $\alpha = 1,0$

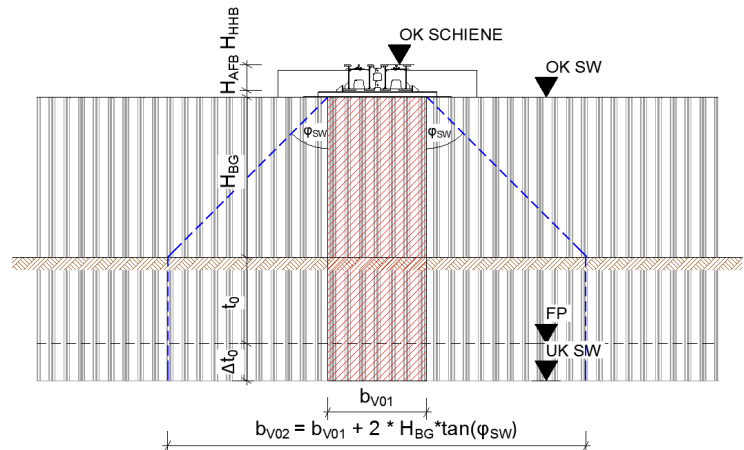
gewähltes Spundwandprofil:  
Larssen 607n



Lastverteilungsbreite  $b_{v01}$ :

Im Beispielmmodell werden folgende Bedingungen vorausgesetzt:

1. Der Bahnkörper verfügt über ein Schotterbett und daher dürfen Auflasten in diesem Bereich, als gleichmäßig über die Breite  $b_{v01}$  verteilt betrachtet werden.
2. Der Auflagerbalken am oberen Ende der Spundwand verteilt die Auflagerkräfte der HHB gleichmäßig auf die Breite  $b_{v01}$ .
3. Der Auflagerbalken garantiert eine gezielte Einleitung der Auflagerkräfte in die Schwerachse der Spundwand
4. Die Breite  $b_{v01}$  wird mit 4,00m festgelegt.  
(Bundesgesetzblatt für die Republik Österreich – Nr. 398 gibt für den minimalen Gleisabstand 4,00m an)



SIEHE KAPITEL:  
1.2.1  
Lastverteilungs-  
breiten

SIEHE KAPITEL:  
1.2.2 Ständige  
Auflasten auf  
Geländeoberkante

1.2.3  
Veränderliche  
Lasten aus Eisen-  
bahnverkehr auf  
Gelände-  
oberflächen

1.2.4 Auflager-  
kräfte der Hoch-  
leistungshilfs-  
brücken

Auflast aus ständigen Lasten (Regelplanung ÖBB – DB 740):

$$g_k = 23,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Bahnkörper nach Regelplanung ÖBB – DB 740}$$

$$b_{V01} = 4,00\text{m}$$

Auflast aus veränderlichen Lasten (Lastmodell 71):

$$q_k = \frac{q_{vk} * \alpha}{b_{V01}} = \frac{80,0 * 1,00}{4,00} = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

Lastmodell 71 mit Lastklassenbeiwert  $\alpha = 1,00$

Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücken (HHB)

Gegeben sind die charakteristischen vertikalen Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke HHB 291. Es wird unterschieden zwischen der Auflagerkraft  $A_{g,k}$  aus dem Eigengewicht (ständige Last) und der Auflagerkraft zufolge einer Zugüberfahrt (LM 71 – veränderliche Last)  $A_{q,k}$ .

Auflagerkraft HHB aus ständigen Lasten bezogen auf einen 1m – Streifen ( $b_{V01} = 4,0\text{m}$ ):

$$G_k = \frac{A_{g,k}}{b_{V01}} = \frac{353,56}{4,00} = 88,39 \text{ kN}$$

$A_{g,k}$  ... Summe der Auflagerkräfte aus ständigen Lasten.

$b_{V01}$  ... Lastverteilungsbreite, aufgrund von Auflagerbalken und Schotterbett ( $b_{V01} = 4,0\text{m}$ )

Auflagerkraft HHB aus veränderlichen Lasten bezogen auf einen 1m – Streifen ( $b_{V01} = 4,0\text{m}$ ):

$$Q_k = \frac{A_{q,k}}{b_{V01}} = \frac{3049,10}{4,00} = 762,28 \text{ kN}$$

$A_{q,k}$  ... Summe der Auflagerkräfte aus veränderlichen Lasten.

$b_{V01}$  ... Lastverteilungsbreite, aufgrund von Auflagerbalken und Schotterbett ( $b_{V01} = 4,0\text{m}$ )

SIEHE KAPITEL:  
2 ERDDRUCK-  
BERECHNUNG

 2.1.4  
Vereinfachungen

## 9.1.6 ERDDRUCKBERECHNUNG

## 9.1.6.1 Bestimmung der Erddruckneigungswinkel

Die Erddruckneigungswinkel werden nach Ö-NORM B 4434 bestimmt.

- Einwirkungsseite: für:  $0 \leq \varphi \leq 35^\circ$   $\Rightarrow \delta_a = 2/3 * \varphi$   
 $\varphi > 35^\circ$   $\Rightarrow \delta_a = \varphi$
- Widerstandsseite: für:  $0 \leq \varphi \leq 35^\circ$   $\Rightarrow \delta_p = -2/3 * \varphi$   
 $\varphi > 35^\circ$   $\Rightarrow \delta_p = -\varphi$

daraus folgt für  $\varphi' = 32,5^\circ$ ,  $\Rightarrow \delta_a = \frac{2}{3} * \varphi = 21,67^\circ$   
 $\delta_p = -\frac{2}{3} * \varphi = -21,67^\circ$

## 9.1.6.2 Erdruhedruck

2.2 Erdruhedruck

 2.2.1  
Erdruhedruck aus  
Bodeneigenlast

Erddruckbeiwert für den Erdruhedruck aus Bodeneigenlast:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(32,5^\circ) = 0,463$$

Erddruckbeiwert für den Erdruhedruck aus Auflasten:

$$K_{0,p} = K_0 = 0,463$$

 2.2.2  
Erdruhedruck aus  
flächenhaften  
Auflasten

charakteristischer Erdruhedruck:

Bodeneigenlast:

allgemein:  $e_{0,\gamma,k(z_a)} = \gamma * K_0 * z_a$

GOK  $e_{0,\gamma,k(0)} = 20,0 * 0,463 * 0 = 0,00 \text{ kN/m}^2$

H<sub>BG</sub>  $e_{0,\gamma,k(H_{BG})} = 20,0 * 0,463 * 6,50 = 60,15 \text{ kN/m}^2$

H<sub>BG</sub> + t<sub>0</sub>  $e_{0,\gamma,k(H_{BG}+t_0)} = 20,0 * 0,463 * (6,50 + 6,50) = 120,30 \text{ kN/m}^2$

ständige Auflasten:

 konstant über gesamte Höhe H<sub>BG</sub> + t<sub>0</sub>

$$e_{0,g,k} = g_k * K_{0,p}$$

$$e_{0,g,k} = 23,60 * 0,463 = 10,92 \text{ kN/m}^2$$

veränderliche Auflasten:

 konstant über gesamte Höhe H<sub>BG</sub> + t<sub>0</sub>

$$e_{0,q,k} = q_k * K_{0,p}$$

$$e_{0,q,k} = 20,00 * 0,463 = 9,25 \text{ kN/m}^2$$

SIEHE KAPITEL:  
2 ERDDRUCK-  
BERECHNUNG

2.2.1  
Erdruck aus  
Bodeneigenlast

2.2.2  
Erdruck aus  
flächhaften  
Auflasten

2.2.3  
Resultierender  
Erdruck:

### Erdruck aus ständigen Lasten

$$e_{0,G,k} = e_{0,\gamma,k} + e_{0,g,k}$$

GOK  $e_{0,G,k(0)} = 0,00 + 10,92 = 10,92 \text{ kN/m}^2$

$H_{BG}$   $e_{0,G,k(H_{BG})} = 60,15 + 10,92 = 71,07 \text{ kN/m}^2$

$H_{BG} + t_0$   $e_{0,G,k(H_{BG}+t_0)} = 120,30 + 10,92 = 131,22 \text{ kN/m}^2$

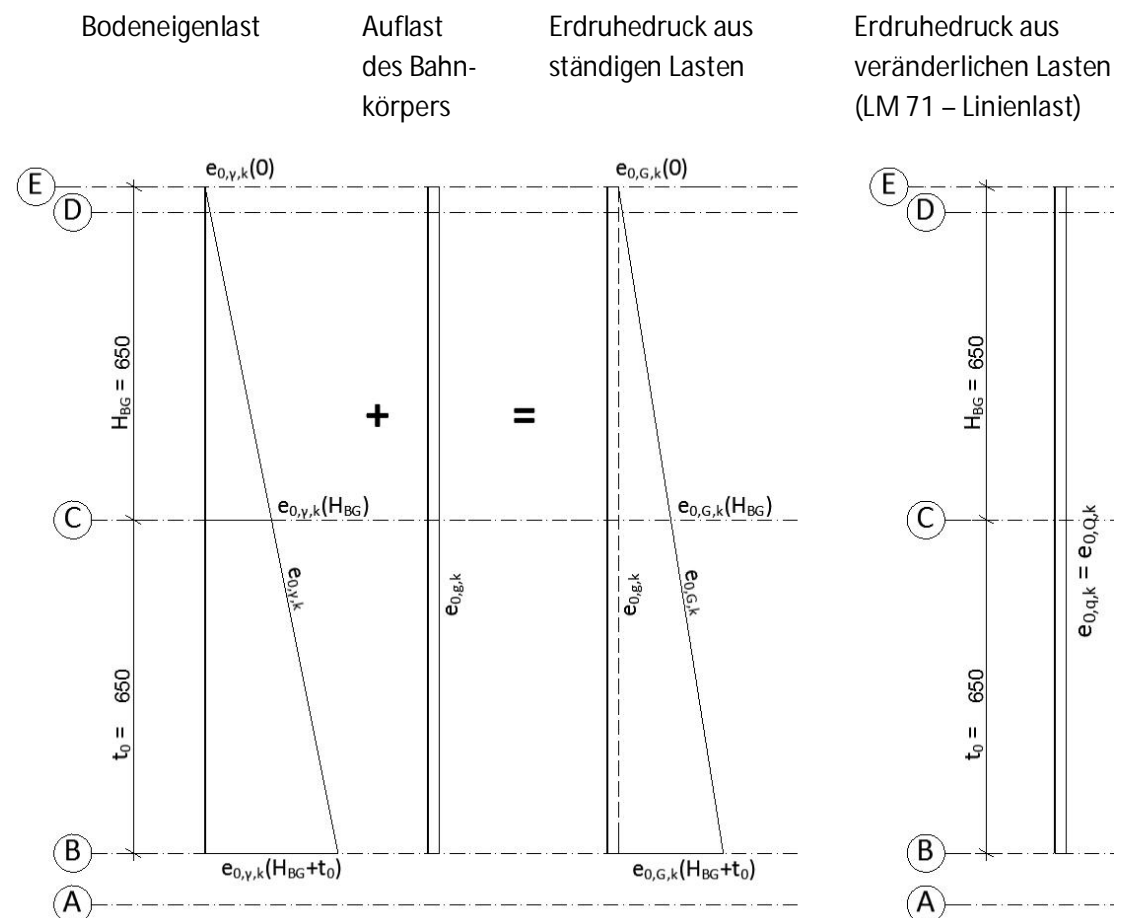
### Erdruck aus veränderlichen Lasten

konstant über gesamte Höhe  $H_{BG} + t_0$

$$e_{0,Q,k} = e_{0,q,k}$$

$$e_{0,Q,k} = 9,25 \text{ kN/m}^2$$

Darstellung der Horizontalkomponenten der Erdrücke resultierend aus:



SIEHE KAPITEL:  
2.3 Aktiver  
Erddruck

### 9.1.6.3 Aktiver Erddruck

#### Aktiver Erddruckbeiwert für Bodeneigenlast:

$$K_{a,\gamma,h} = \frac{\cos^2(\varphi)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi)}{\cos(\delta_a)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(32,5)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32,5 + 21,67) * \sin(32,5)}{\cos(21,67)}}\right)^2} = 0,251$$

2.3.3 Aktiver  
Erddruck aus  
Kohäsion

#### Aktiver Erddruckbeiwert für Kohäsion:

$$K_{a,c,h} = -\frac{2 * \cos(\varphi) * \cos(\delta_a)}{1 + \sin(\delta_a + \varphi)} = -\frac{2 * \cos(32,5) * \cos(21,67)}{1 + \sin(21,67 + 32,5)} = -0,866$$

2.3.5 Aktiver  
Erddruck aus  
flächenhaften  
Auflasten

#### Aktiver Erddruckbeiwert für Auflasten auf Geländeoberkante:

$$K_{a,p,h} = K_{a,\gamma,h} = 0,251$$

2.3.2 Aktiver  
Erddruck aus  
Bodeneigenlast

#### Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast:

$$e_{a,\gamma,h,k} = \gamma * K_{a,\gamma,h} * z_a$$

GOK  $e_{a,\gamma,h,k(0)} = 20,0 * 0,251 * 0 = 0,00 \text{ kN/m}^2$

H<sub>BG</sub>  $e_{a,\gamma,h,k(H_{BG})} = 20,0 * 0,251 * 6,50 = 32,58 \text{ kN/m}^2$

H<sub>BG</sub> + t<sub>0</sub>  $e_{a,\gamma,h,k(H_{BG}+t_0)} = 20,0 * 0,251 * (6,50 + 6,50) = 65,17 \text{ kN/m}^2$

#### Aktiver Erddruck aufgrund von Kohäsion:

konstant über gesamte Höhe H<sub>BG</sub> + t<sub>0</sub>

$$e_{a,c,h,k} = c' * K_{a,c,h}$$

$$e_{a,c,h,k} = 2,00 * -0,866 = -1,73 \text{ kN/m}^2$$

2.3.4 Kontrolle  
des Mindest-  
erddrucks

#### Mindesterddruck bei Böden mit Kohäsion:

$$e_{min} = 0,20 * \gamma * z_a$$

Mit der Bedingung:  $e_{a,\gamma,h,k} + e_{a,c,h,k} \geq e_{min} = 0,20 * z_a * \gamma$

$$\gamma * K_{a,\gamma,h} * z_a + c' * K_{a,c,h} \geq e_{min} = 0,20 * z_a * \gamma$$

Lässt sich die Lage des Übergangs von z<sub>grenz</sub> (Schnittpunkt zwischen e<sub>min</sub> und e<sub>a,\gamma,h,k</sub> + e<sub>a,c,h,k</sub>) wie folgt bestimmen:

$$z_{grenz} = \frac{c' * K_{a,c,h}}{\gamma * (0,20 - K_{a,\gamma,h})} = \frac{2,0 * (-0,866)}{20 * (0,20 - 0,251)} = 1,71 \text{ m}$$

#### Aktiver Erddruck aus ständigen Auflasten:

konstant über gesamte Höhe H<sub>BG</sub> + t<sub>0</sub>

$$e_{a,g,h,k} = g_k * K_{a,p,h}$$

$$e_{a,g,h,k} = 23,60 * 0,251 = 5,92 \text{ kN/m}^2$$

Aktiver Erddruck aus veränderliche Auflasten:

 konstant über gesamte Höhe  $H_{BG} + t_0$ 

$$e_{a,Q,h,k} = q_k * K_{a,p,h}$$

$$e_{a,Q,h,k} = 20,00 * 0,251 = 5,01 \text{ kN/m}^2$$

Aktiver Erddruck aus ständigen Lasten

$$e_{a,G,h,k} = \max\{e_{a,\gamma,h,k} + e_{a,c,h,k}; e_{min}\} + e_{a,g,h,k}$$

$$\text{GOK} \quad e_{a,G,h,k(0)} = \max\{-1,73; 0,00\} + 5,92 = 5,92 \text{ kN/m}^2$$

$$z_{grenz} \quad e_{a,G,h,k(z_{grenz})} = \max\{6,84; 6,84\} + 5,92 = 12,75 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{BG} \quad e_{a,G,h,k(H_{BG})} = \max\{30,85; 26,00\} + 5,92 = 36,77 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{BG} + t_0 \quad e_{a,G,h,k(H_{BG}+t_0)} = \max\{65,17; 52,00\} + 5,92 = 69,35 \text{ kN/m}^2$$

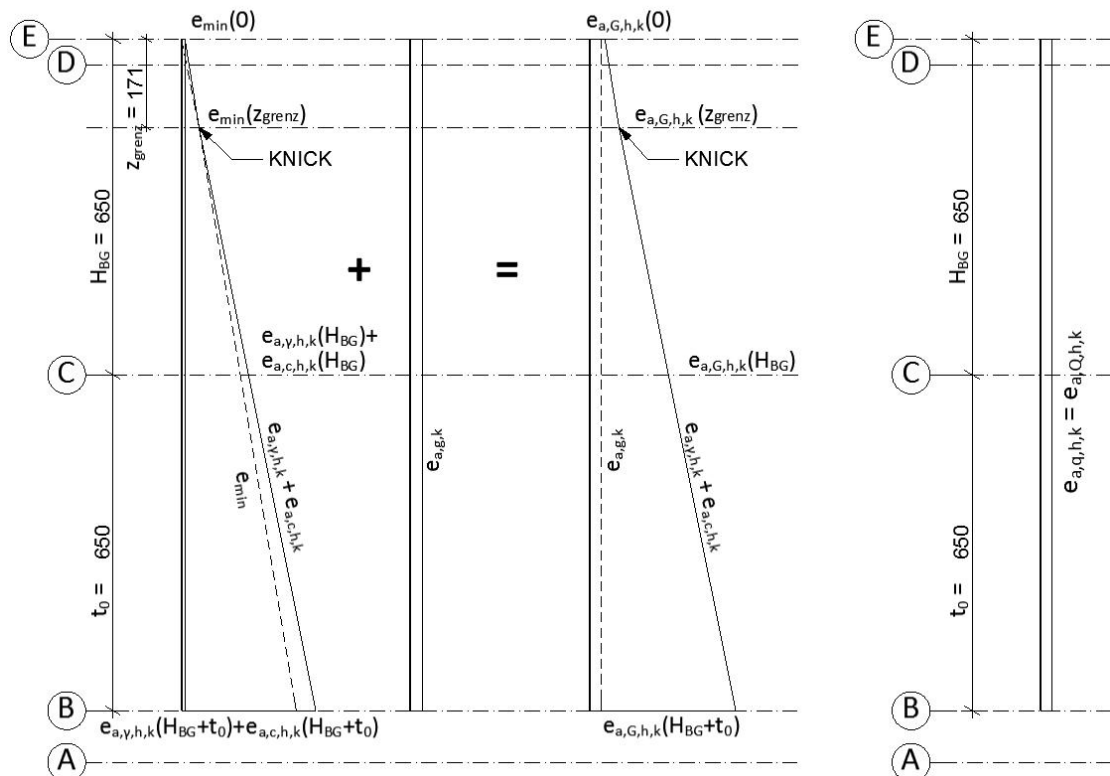
Aktiver Erddruck aus veränderliche Lasten:

 konstant über gesamte Höhe  $H_{BG} + t_0$ 

$$e_{a,q,h,k} = e_{a,Q,h,k} = 5,01 \text{ kN/m}^2$$

Darstellung:

 aktiver Erddruck aus  
ständigen Lasten

 aktiver Erddruck aus  
veränderlichen Lasten




SIEHE KAPITEL:  
2.4 Erhöhter  
aktiver Erddruck

### 9.1.6.4 Erhöhter aktiver Erddruck

Das Beispielmodell wird als annähernd unnachgiebig festgelegt.

Daraus folgt:  $e_{a,res} = 0,5 * e_0 + 0,5 * e_a$

#### Erhöhter aktiver Erddruck aus ständige Lasten

$$e_{a,G,res,h,k(i)} = 0,5 * e_{0,G,k(i)} + 0,5 * e_{a,G,h,k(i)}$$

GOK	$e_{a,G,res,h,k(0)} = 0,5 * 10,92 + 0,5 * 5,92$	= 8,42 kN/m <sup>2</sup>
Z <sub>grenz</sub>	$e_{a,G,res,h,k(z_{grenz})} = 0,5 * 26,74 + 0,5 * 12,75$	= 19,75 kN/m <sup>2</sup>
H <sub>BG</sub>	$e_{a,G,res,h,k(H_{BG})} = 0,5 * 71,07 + 0,5 * 36,77$	= 53,92 kN/m <sup>2</sup>
H <sub>BG</sub> + t <sub>0</sub>	$e_{a,G,res,h,k(H_{BG}+t_0)} = 0,5 * 131,22 + 0,5 * 69,35$	= 100,29 kN/m <sup>2</sup>

#### Erhöhter aktiver Erddruck aus veränderlichen Lasten

konstant über gesamte Höhe H<sub>BG</sub> + t<sub>0</sub>

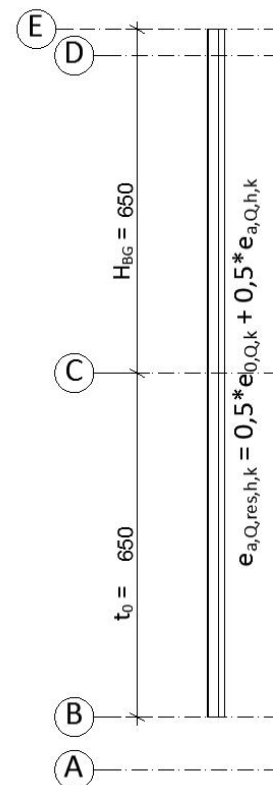
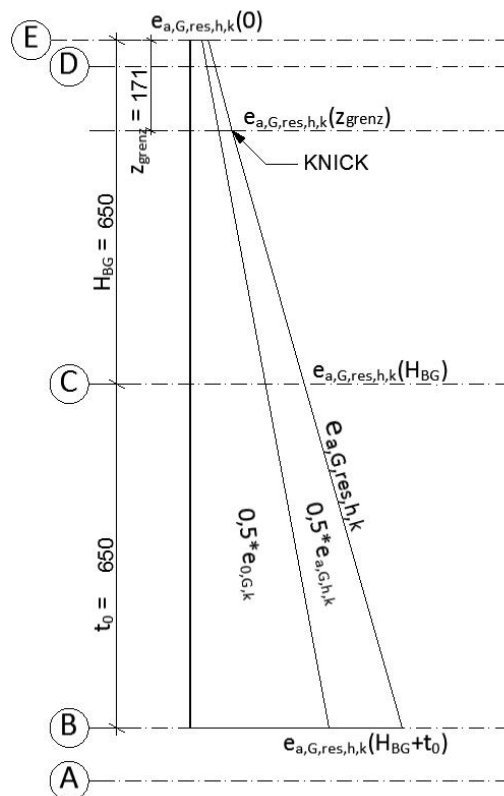
$$e_{a,Q,res,h,k(i)} = 0,5 * e_{0,Q,k} + 0,5 * e_{a,Q,h,k}$$

GOK	$e_{a,Q,res,h,k(0)} = 0,5 * 9,25 + 0,5 * 5,01$	= 7,13 kN/m <sup>2</sup>
-----	--	--------------------------

Darstellung:

Erhöhter aktiver Erddruck aus  
ständigen Lasten:

Erhöhter aktiver Erddruck  
aus veränderlichen Lasten



SIEHE KAPITEL:  
2.5 Erddruck-  
umlagerung

### 9.1.6.5 Umgelagerter erhöhter aktiver Erddruck

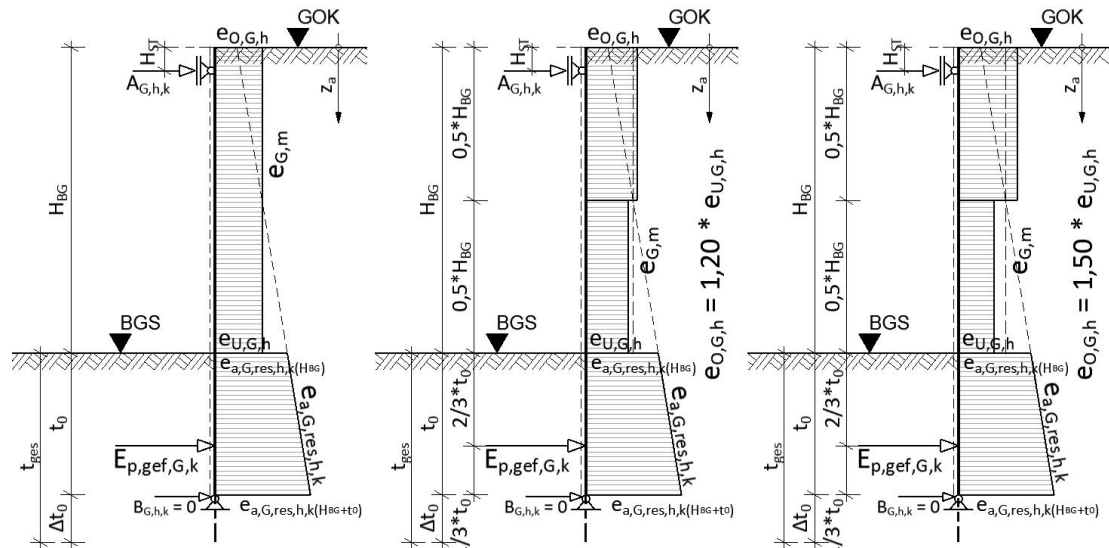
Für eine realistischere Belastung der Spundwand ist der erhöhte aktive Erddruck gemäß Ö-NORM B 4434, in Abhängigkeit der Lage der Aussteifung (Anker) umzulagern. Das nationale Anwendungs-dokument Ö-NORM B 1997-1, gibt an, dass die Umlagerung nur bis zur Baugrubensohle zu erfolgen hat.

#### Umgelagerter erhöhter Erddruck aus ständigen Lasten:

FALL 1:  $H_{ST} \leq 0,10 \cdot H_{BG}$

FALL 2:  $0,10 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 \cdot H_{BG}$

FALL 3:  $H_{ST} > 0,20 \cdot H_{BG}$



Fall 1:  $e_{O,G,h} = e_{U,G,h} = e_{G,m}$

Fall 2:  $e_{O,G,h} = \frac{12}{11} * e_{G,m}$   
 $e_{U,G,h} = \frac{10}{11} * e_{G,m}$

Fall 3:  $e_{O,G,h} = \frac{6}{5} * e_{G,m}$   
 $e_{U,G,h} = \frac{4}{5} * e_{G,m}$

mit:

$$H_{ST} = 1,00m \quad \frac{H_{ST}}{H_{BG}} = \frac{1,00}{6,50} = 0,15 > 0,10 \text{ und } \leq 0,20 \quad \Rightarrow \text{FALL 2}$$

$$H_{BG} = 6,50m$$

$$E_{a,G,res,h,k} = \frac{e_{a,G,res,h,k(0)} + e_{a,G,res,h,k(z_{grenz})}}{2} * z_{grenz} + \frac{e_{a,G,res,h,k(z_{grenz})} + e_{a,G,res,h,k(H_{BG})}}{2} * (H_{BG} - z_{grenz})$$

$$E_{a,G,res,h,k} = \frac{8,42 + 19,75}{2} * 1,71 + \frac{19,75 + 53,92}{2} * (6,50 - 1,71) = 200,52 \text{ kN}$$

daraus folgt:

$$e_{G,m} = \frac{E_{a,G,res,h,k}}{H_{BG}} = \frac{200,52}{6,50} = 30,85 \text{ kN/m}^2$$

sowie:

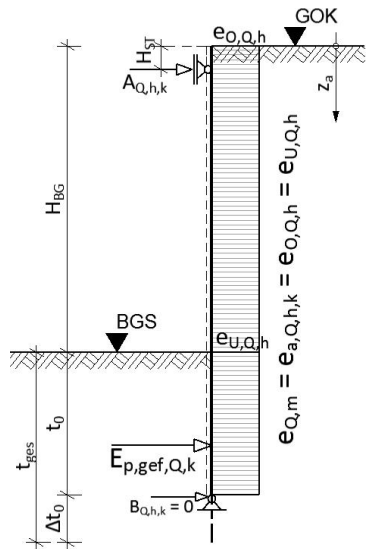
$$e_{O,G,h} = \frac{12}{11} * e_{G,m} = 33,65 \text{ kNm}^2$$

$$e_{U,G,h} = \frac{10}{11} * e_{G,m} = 28,05 \text{ kNm}^2$$

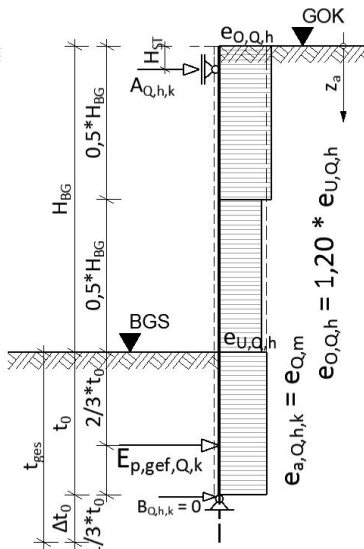
SIEHE KAPITEL:  
2.5 Erddruck-  
umlagerung

Umgelagerter erhöhter aktiver Erddruck aus veränderlichen Lasten:

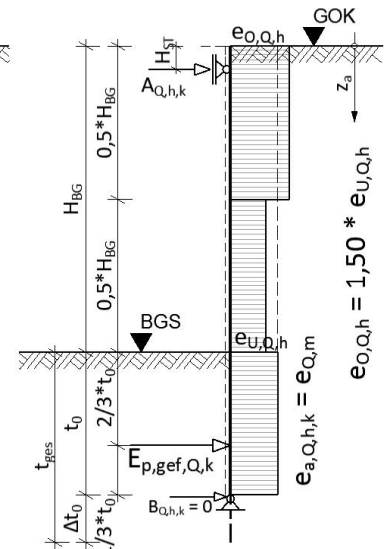
FALL 1:  $H_{ST} \leq 0,10 \cdot H_{BG}$



FALL 2:  $0,10 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 \cdot H_{BG}$



FALL 3:  $H_{ST} > 0,20 \cdot H_{BG}$



Fall 1:  $e_{O,Q,h} = e_{O,Q,h} = e_{Q,m}$

Fall 2:  $e_{O,Q,h} = \frac{12}{11} * e_{Q,m}$

Fall 3:  $e_{O,Q,h} = \frac{6}{5} * e_{Q,m}$

$e_{Q,m} = e_{a,Q,h,k}$

$e_{U,Q,h} = \frac{10}{11} * e_{Q,m}$

$e_{U,Q,h} = \frac{4}{5} * e_{Q,m}$

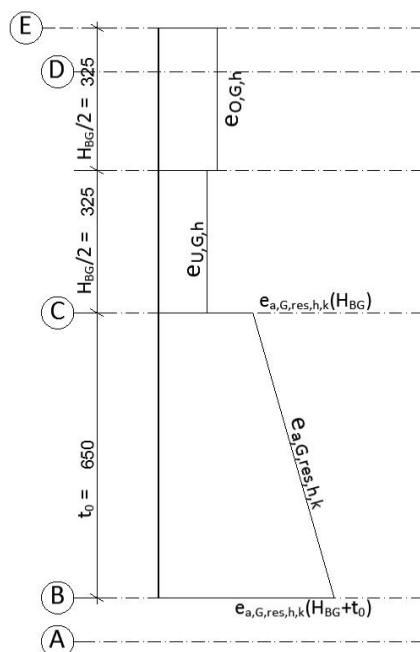
$e_{Q,m} = e_{a,Q,h,k} = 7,13 \text{ kN/m}^2$

daraus folgen:  $e_{O,Q,h} = \frac{12}{11} * e_{Q,m} = 7,78 \text{ kNm}^2$

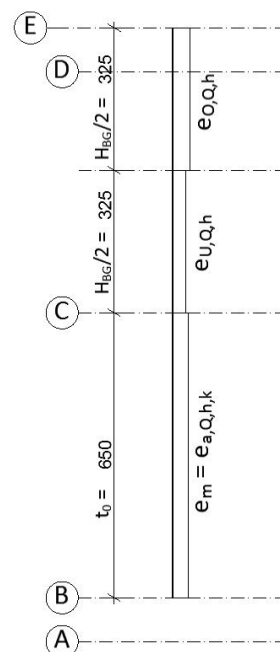
$e_{U,Q,h} = \frac{10}{11} * e_{Q,m} = 6,48 \text{ kNm}^2$

Darstellung: erhöhter umgelagerter aktiver Erddruck:

ständige Lasten



veränderliche Lasten



SIEHE KAPITEL:  
2.7 Passiver  
Erddruck

2.7.1 Passiver  
Erddruck-  
neigungswinkel  
 $\delta_p$

2.7.2 Passive  
Erddruckbeiwerte

### 9.1.6.6 Passiver Erdwiderstand

#### Erddruckbeiwerte für den passiven Erddruck:

Die passiven Erddruckbeiwerte werden nach Ö-NORM B 4434 und der darin zur Verfügung gestellten Tabelle 3 für gekrümmte Gleitflächen ermittelt. Voraussetzungen:

- Wandneigungswinkel  $\alpha = 0$
- Neigung der Geländeoberfläche  $\beta = 0$

Zwischenwerte sind zu interpolieren.

Sollten die Werte des Reibungswinkels  $\varphi$  und  $\delta_p$  außerhalb der Tabelle liegen, ist der nächstgelegene konservative Wert zu verwenden.

#### Beiwerte aus Tabelle 3 der Ö-NORM B 4434:

Diese Werte beziehen sich auf den resultierenden passiven Erddruck.

Für die Horizontalkomponente sind die Beiwerte mit  $\cos(|\omega_p|) = \cos(|-\alpha + \delta_p|) = \cos(|\delta_p|)$  zu multiplizieren.

mit:  $\varphi = 32,5^\circ$  und  $\delta_p = -21,67^\circ$

folgen:

$$K_{p,\gamma} = 5,797$$

$$K_{p,\gamma,h} = K_{p,\gamma} * \cos(|\delta_p|) = 5,797 * \cos(21,67^\circ) = 5,387$$

$$K_{p,p} = 5,477$$

$$K_{p,p,h} = K_{p,p} * \cos(|\delta_p|) = 5,477 * \cos(21,67^\circ) = 5,090$$

$$K_{p,c} = 7,540$$

$$K_{p,c,h} = K_{p,c} * \cos(|\delta_p|) = 7,540 * \cos(21,67^\circ) = 7,007$$

#### Passiver Erdwiderstand aus Bodeneigenlast

$$e_{p,\gamma,h,k(z_p)} = \gamma * K_{p,\gamma,h} * z_p$$

BGS  $e_{p,\gamma,h,k(0)} = 20,00 * 5,387 * 0,00 = 0,00 \text{ kN/m}^2$

to  $e_{p,\gamma,h,k(t_0)} = 20,00 * 5,387 * 6,50 = 700,33 \text{ kN/m}^2$

#### Passiver Erdwiderstand aus Kohäsion

konstant über gesamte Mindesteinbindetiefe  $t_0$ .

$$e_{p,c,h,k} = c' * K_{p,c,h}$$

$$e_{p,c,h,k} = 2,00 * 7,007 = 14,01 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristischer passiver Erdwiderstand:

$$e_{p,h,ges,k(z_p)} = e_{p,\gamma,h,k(z_p)} + e_{p,c,h,k}$$

$$\text{BGS} \quad e_{p,ges,h,k(0)} = 0,00 + 14,01 \quad = 14,01 \text{ kN/m}^2$$

$$t_0 \quad e_{p,ges,h,k(t_0)} = 700,33 + 14,01 \quad = 714,34 \text{ kN/m}^2$$

resultierender passiver Erdwiderstand

Der resultierende passive Erdwiderstand setzt sich aus dem Widerstand infolge Kohäsion und Bodeneigenlast zusammen. Wobei sich der Widerstand, resultierend aus Kohäsion bereits mit kleinen Verformungen mobilisieren lässt, sind für die Mobilisierung des Widerstandes aus Bodeneigenlast sehr große Wandverschiebungen nötig. Aus diesem Grund wird der Widerstand aus Bodeneigenlast zufolge baupraktischer Erfahrungswerte um den Faktor 3 abgemindert.

$$e_{p,h,k(0)} = \frac{e_{p,\gamma,h,k(0)}}{3} + e_{p,c,h,k} = 0 + 14,01 \quad = 14,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{p,h,k(t_0)} = \frac{e_{p,\gamma,h,k(t_0)}}{3} + e_{p,c,h,k} = \frac{700,33}{3} + 14,01 \quad = 247,46 \text{ kN/m}^2$$

Maximale mobilisierbare Erdwiderstandskräfte:

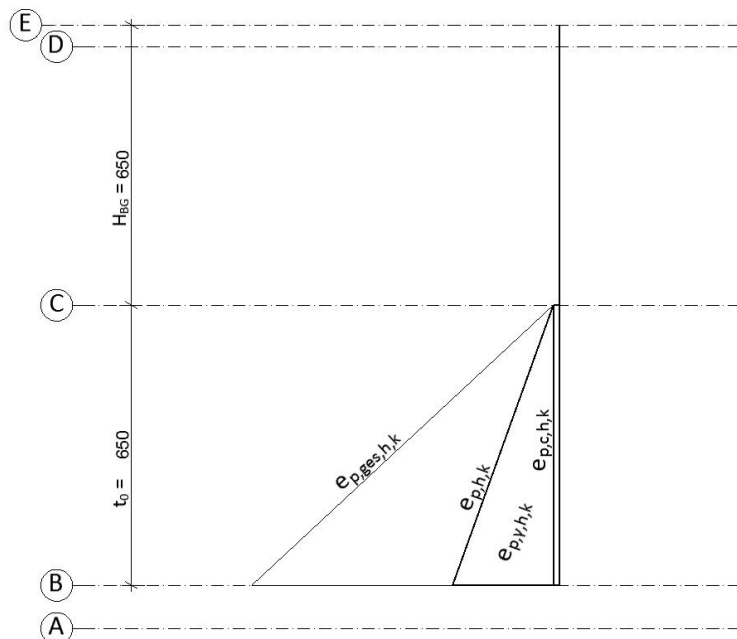
Maximal mobilisierbarer Erdwiderstand aus Kohäsion:

$$E_{p,c,h,k} = e_{p,c,h,k} * t_0 = 14,01 * 6,50 \quad = 91,09 \text{ kN}$$

Maximal mobilisierbarer Erdwiderstand aus Bodeneigenlast:

$$E_{p,\gamma,h,k} = \frac{e_{p,\gamma,h,k(t_0)}}{3} * \frac{t_0}{2} = \frac{700,33}{3} * \frac{6,50}{2} = \quad = 758,69 \text{ kN}$$

Darstellung:



SIEHE KAPITEL:

5 BERECHNUNG DER EINBINDETIEFE  $t_{ges}$

Ö-NORM B 1997-1  
Eurocode 7:  
Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine Regeln  
Nationale Festlegungen zur Ö-NORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen

### 9.1.7 BERECHNUNG DER MINDESTBINDETIEFE $t_0$

#### 9.1.7.1 Bestimmung der Mindestbinde­tiefe $t_0$

Für das statische System mit der angenommenen Mindestbinde­tiefe  $t_0$  wird die Summe der Momente um die Achse D ( $A_{h,k}$ ) berechnet.

Es gelten folgende Randbedingungen:

$$\sum M_D = 0$$

$$Q_{FP} = 0$$

Die Summe der Momente muss für das Lastbild aus ständigen Lasten und für das Lastbild aus veränderlichen Lasten getrennt berechnet werden. Grundlage ist das statische System eines Einfeldträgers mit Kragarm, bei dem der Angriffspunkt der Ankerkraft einerseits und der Fußpunkt andererseits als Auflager betrachtet werden.

Aus diesen Gleichungen errechnen sich die notwendigen Kräfte  $B_{G,h,k}$  und  $A_{G,h,k}$  für die ständigen Lasten, sowie  $B_{Q,h,k}$  und  $A_{Q,h,k}$  für die veränderlichen Lasten.

Die Erdwiderstandskraft aus Kohäsion  $E_{p,c,h,k}$  wird für die Berechnung der ständigen Lasten als vollständig aktiviert angenommen. Beim Momentengleichgewicht um D für das Lastbild aus veränderlichen Lasten wird die Kohäsion nicht berücksichtigt. Der Grund hierfür liegt darin, dass  $E_{p,y,h,k} \gg E_{p,c,h,k}$  ist und somit die Aktivierung des Erdwiderstandes aus Kohäsion durch die Eigenlast des Bodens vorausgesetzt werden kann.

Als Ergebnisse erhält man die Auflagerreaktionen  $A_{G,h,k}$ ,  $B_{G,h,k}$ ,  $A_{Q,h,k}$  und  $B_{Q,h,k}$ .

Der Erdwiderstand aus Kohäsion wird als vollständig aktiviert betrachtet und als Einwirkung im Lastbild aus ständigen Lasten berücksichtigt. Somit bleibt der Erdwiderstand aus Bodeneigenlast als einzige Variable übrig.  $B_{G,h,k}$  und  $B_{Q,h,k}$  müssen somit als Nachweis ausreichender Tragfähigkeit mit dem maximal mobilisierbaren Erdwiderstand aus Bodeneigenlasten verglichen werden.

Der Erdwiderstand aus Bodeneigenlasten hat einen dreiecksförmigen Verlauf. Die Lage der Resultierenden lässt sich dabei mit  $2/3 \cdot t_0$  errechnen.

Im nationalen Anwendungsdokument Ö-NORM B 1997-1 wird festgelegt, dass die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Beanspruchungen (Schnittkräfte, Auflagerreaktionen...) zu erfolgen hat.

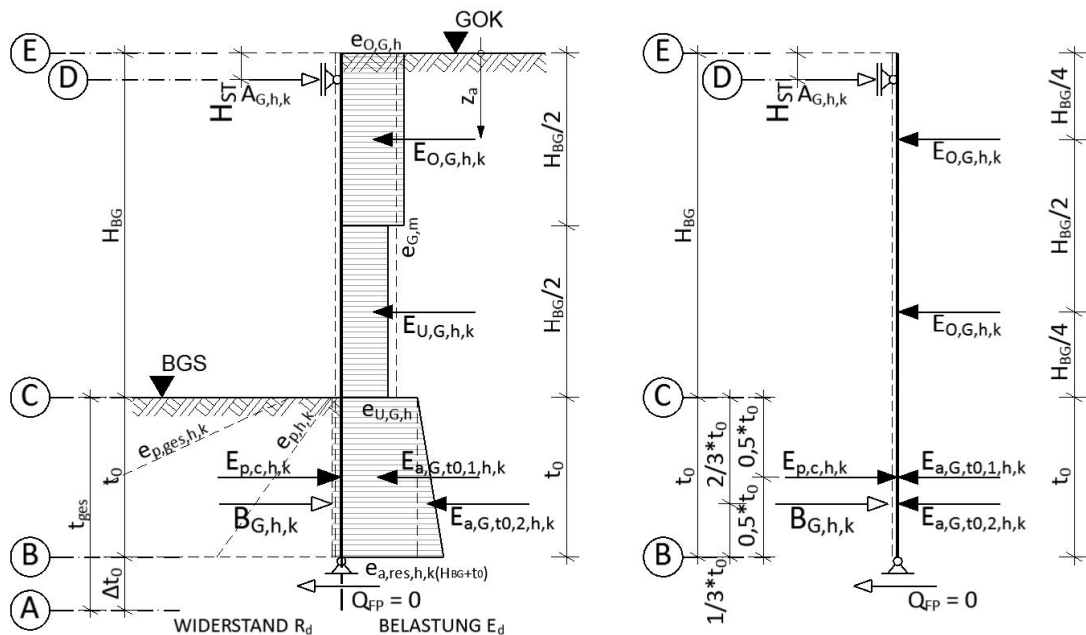
Nachweisformat:

$$B_{G,h,k} \cdot \gamma_G + B_{Q,h,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{E_{p,y,h,k}}{\gamma_{R,e}}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte ergeben sich für die Bemessungssituation 2 (Baustellensituation) nach Ö-NORM EN 1997-1 : 2004 / 2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2, Bemessungssituation 2 zu:

ständige Einwirkungen		veränderliche Einwirkungen		Erdwiderstand
günstig	$\gamma_G = 1,00$	günstig	$\gamma_Q = 0,00$	
ungünstig	$\gamma_G = 1,20$	ungünstig	$\gamma_Q = 1,30$	
				$\gamma_{R,e} = 1,30$

Ständige Lasten:



Geometrie:

$$H_{BG} = 6,50m$$

$$H_{ST} = 1,00m$$

Annahme für die Mindesteinbindetiefe  $t_0$ :

Für die erste Abschätzung der Mindesteinbindetiefe empfiehlt sich  $t_0 = H_{BG}$ . Dies ist notwendig da es sich bei der Berechnung um ein iteratives Verfahren handelt.

$$t_0 = 6,50m$$

Summe der Momente um die Achse D:

$$\begin{aligned} \sum M_D = 0 = & E_{O,h,k} * [0,25 * H_{BG} - H_{ST}] + E_{U,h,k} * [0,75 * H_{BG} - H_{ST}] + E_{a,t0,1,h,k} \\ & * \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right] + E_{a,t0,2,h,k} * \left[ H_{BG} + \frac{2 * t_0}{3} - H_{ST} \right] - E_{p,c,h,k} \\ & * \left[ H_{BG} + 0,5 * t_0 - H_{ST} \right] - B_{G,h,k} * \left[ H_{BG} + \frac{2}{3} * t_0 - H_{ST} \right] \end{aligned}$$

Somit ergibt sich  $B_{G,h,k}$ :

$$\begin{aligned} B_{G,h,k} = & \frac{E_{O,h,k} * [0,25 * H_{BG} - H_{ST}] + E_{U,h,k} * [0,75 * H_{BG} - H_{ST}]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} * t_0 - H_{ST} \right]} \\ & + \frac{(E_{a,t0,1,h,k} - E_{p,c,h,k}) * [H_{BG} + 0,5 * t_0 - H_{ST}]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} * t_0 - H_{ST} \right]} + E_{a,t0,2,h,k} \end{aligned}$$

Für das Beispiel ergeben sich folgende Kräfte:

$$B_{G,h,k} = \frac{E_{O,G,h,k} * [0,25 * H_{BG} - H_{ST}] + E_{U,G,h,k} * [0,75 * H_{BG} - H_{ST}]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} * t_0 - H_{ST} \right]} + \frac{(E_{a,G,t0,1,h,k} - E_{p,c,h,k}) * [H_{BG} + 0,5 * t_0 - H_{ST}]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} * t_0 - H_{ST} \right]} + E_{a,G,t0,2,h,k}$$

$$B_{G,h,k} = \frac{109,37 * [0,63] + 91,14 * [3,88] + (350,47 - 91,09) * [8,75]}{[9,83]} + 150,69 =$$

$$B_{G,h,k} = \mathbf{424,36 \text{ kN}}$$

Die notwendige Ankerkraft  $A_{G,h,k}$  ergibt sich aus der Summe der Horizontalkräfte:

$$\sum H = 0$$

$$A_{G,h,k} = E_{O,G,h,k} + E_{U,G,h,k} + E_{a,G,t0,1,h,k} + E_{a,G,t0,2,h,k} - E_{p,c,h,k} - B_{G,h,k}$$

$$A_{G,h,k} = 109,37 + 91,13 + 350,47 + 150,69 - 91,09 - 424,36 = 186,23 \text{ kN}$$

$$A_{G,h,k} = \mathbf{186,23 \text{ kN}}$$

mit:

9.1.6.5  
Umgelagerter  
erhöhter aktiver  
Erddruck

$$E_{O,G,h,k} = e_{O,G,h} * \frac{H_{BG}}{2} = 33,65 * \frac{6,50}{2} = 109,37 \text{ kN}$$

$$E_{U,G,h,k} = e_{U,G,h} * \frac{H_{BG}}{2} = 28,04 * \frac{6,50}{2} = 91,14 \text{ kN}$$

$$E_{a,G,t0,1,h,k} = e_{a,G,res,h,k(H_{BG})} * t_0 = 53,92 * 6,50 = 350,47 \text{ kN}$$

$$E_{a,G,t0,2,h,k} = (e_{a,G,res,h,k(H_{BG}+t_0)} - e_{a,G,res,h,k(H_{BG})}) * \frac{t_0}{2} =$$

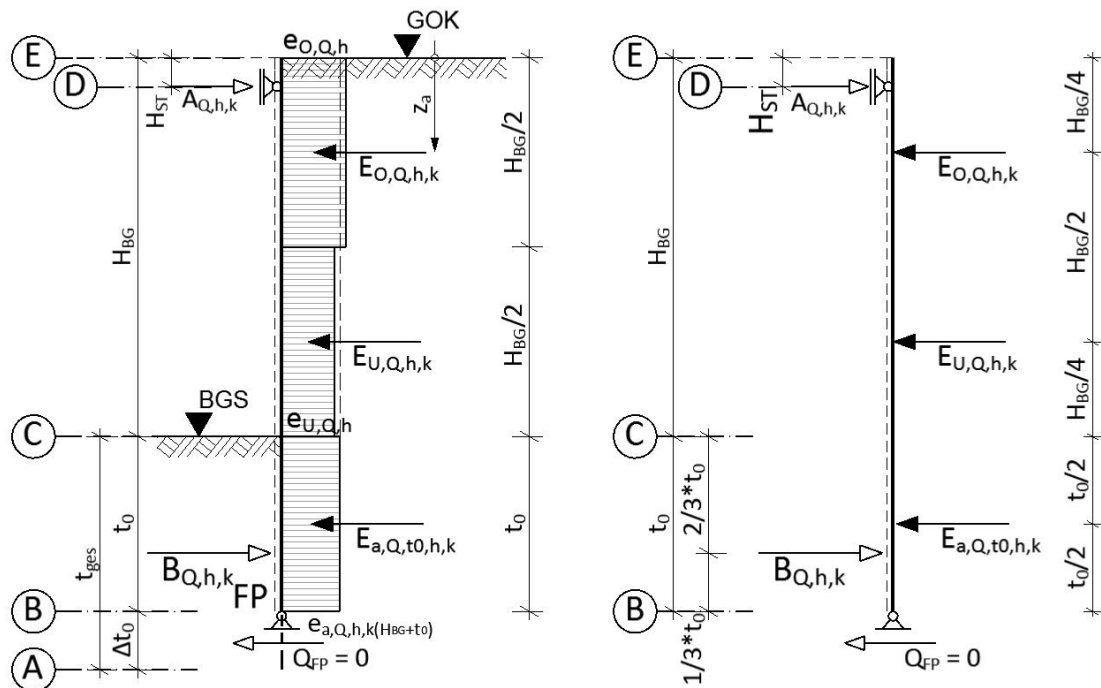
$$= (103,85 - 53,92) * \frac{6,50}{2} = 150,69 \text{ kN}$$

9.1.6.6 Passiver  
Erddruck

$$E_{p,c,h,k} = e_{p,c,h,k} * t_0 = 14,01 * 6,50 = 91,09 \text{ kN}$$



Veränderliche Lasten:



Für das Beispiel ergeben sich folgende Kräfte:

Summe der Momente um die Achse D:

$$\sum M_D = 0 = E_{0,Q,h,k} \cdot \left[ \frac{H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{U,Q,h,k} \cdot \left[ \frac{3 \cdot H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{a,Q,t_0,h,k} \cdot \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right] - B_{Q,h,k} \cdot \left[ H_{BG} + \frac{2}{3} \cdot t_0 - H_{ST} \right]$$

$$B_{Q,h,k} = \frac{E_{0,Q,h,k} \cdot \left[ \frac{H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{U,Q,h,k} \cdot \left[ \frac{3 \cdot H_{BG}}{4} - H_{ST} \right] + E_{a,Q,t_0,h,k} \cdot \left[ H_{BG} + \frac{t_0}{2} - H_{ST} \right]}{\left[ H_{BG} + \frac{2}{3} \cdot t_0 - H_{ST} \right]}$$

$$B_{Q,h,k} = \frac{25,29 \cdot [0,63] + 21,08 \cdot [3,88] + 46,37 \cdot [8,75]}{[9,83]} =$$

$$B_{Q,h,k} = 51,17 \text{ kN}$$

Die notwendige Ankerkraft  $A_{Q,h,k}$  ergibt sich aus der Summe der Horizontalkräfte:

$$\sum H = 0 \quad A_{Q,h,k} = E_{0,Q,h,k} + E_{U,Q,h,k} + E_{a,Q,t_0,h,k} - B_{Q,h,k}$$

$$A_{Q,h,k} = 25,29 + 21,08 + 46,37 - 51,17 =$$

$$A_{Q,h,k} = 41,56 \text{ kN}$$

mit:

$$E_{O,Q,h,k} = e_{O,Q,h} * \frac{H_{BG}}{2} = 7,78 * \frac{6,50}{2} = 25,29 \text{ kN}$$

$$E_{U,Q,h,k} = e_{U,Q,h} * \frac{H_{BG}}{2} = 6,48 * \frac{6,50}{2} = 21,08 \text{ kN}$$

$$E_{a,Q,t_0,h,k} = e_{a,Q,res,h,k} * t_0 = 7,13 * 6,50 = 46,37 \text{ kN}$$

### Nachweis der resultierenden Erdwiderstandskraft

Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die resultierenden Auflagerreaktionen und Vergleich mit dem Designwert der maximal mobilisierbaren Erdwiderstandskraft aus Bodeneigenlast:

$$B_{G,h,k} * \gamma_G + B_{Q,h,k} * \gamma_Q \leq \frac{E_{p,\gamma,h,k}}{\gamma_{R,e}}$$

mit: Bemessungssituation 2

$$\gamma_G = 1,20$$

$$\gamma_Q = 1,30$$

$$\gamma_{R,e} = 1,30$$

folgt der Nachweis mit:

$$424,36 * 1,20 + 51,17 * 1,30 \leq \frac{758,69}{1,30}$$

$$575,76 \text{ kN} \leq 583,60 \text{ kN}$$

Ausnutzungsgrad: 99 %

Die gewählte Mindesteinbindetiefe ist somit ausreichend!

Iterativ könnte die Mindesteinbindetiefe nun noch optimiert werden ( $t_{0,min} = 6,42\text{m}$ ).

### 9.1.8 BESTIMMUNG DER ANKERKRAFT $A_{h,d}$

Die notwendige Horizontalkomponente der Ankerkraft ergibt sich aus der Summe der bereits berechneten Einzelkomponenten.

$$A_{h,d} = A_{G,h,k} * \gamma_G + A_{Q,h,k} * \gamma_Q$$

$$A_{h,d} = 186,23 * 1,20 + 41,56 * 1,30 = 277,50 \text{ kN}$$

Die notwendige Ankerkraft ist somit:

$$A_d = \frac{A_{h,d}}{\cos(\alpha_{ST})} = \frac{277,50}{\cos(12)} = 283,70 \text{ kN}$$

ACHTUNG: Die ermittelte Ankerkraft  $A_d$  ist für einen 1m-Streifen gerechnet.

5.2 Ermittlung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$

4.5 Normen-grundlage

EAU – Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen

10. Auflage Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.

### 9.1.9 BERECHNUNG DER ZUSÄTZLICHEN EINBINDETIEFE $\Delta t_0$

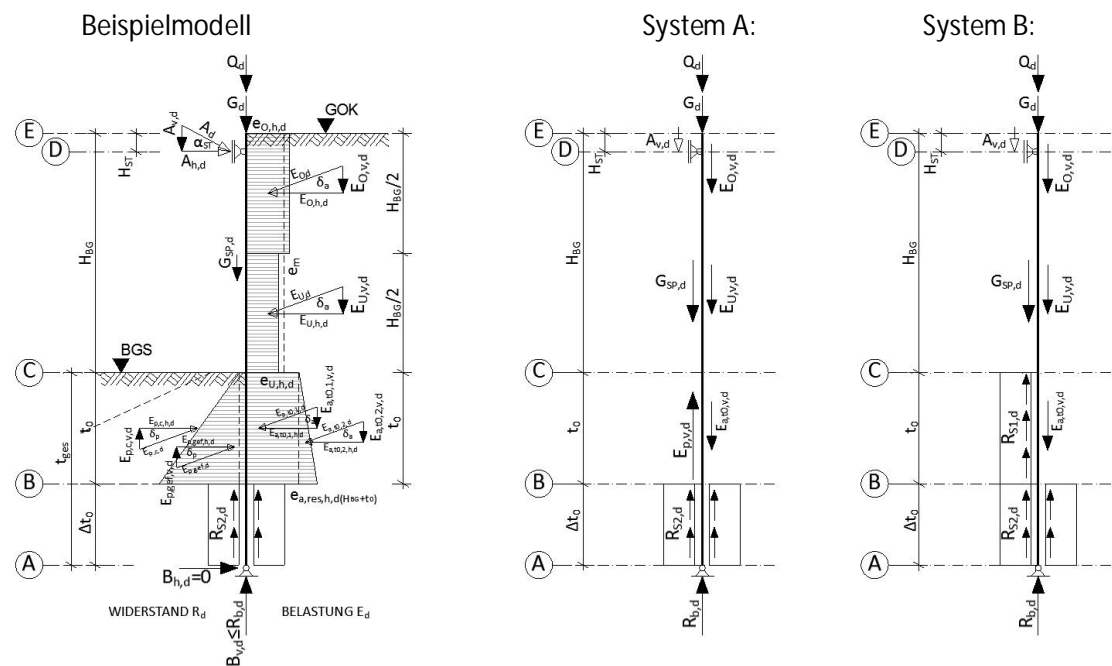
Für die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$  wird das statische System unter dem Fußpunkt nach unten (Achse A bis Achse B) erweitert. Von nun an werden die Vertikalanteile der Einwirkungen betrachtet.

Randbedingung:

$\Delta t_0$  errechnet sich aus der Summe der Vertikalkräfte.  $\sum V_d = 0$ .

Die EAU – Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, unterscheidet zwei Systeme für die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe:

1. SYSTEM A:  
Ableitung der Vertikalkräfte durch die Vertikalkomponente des Erdwiderstands. Die Mantelreibung wirkt beidseits der Spundwand ab dem Fußpunkt und der Spitzenwiderstand an der Unterkante der Spundwand.
2. SYSTEM B:  
Ableitung der Vertikalkräfte in den Boden ausschließlich über Mantelreibung und Spitzenwiderstand. Die Mantelreibung darf dafür bereits einseitig, an der zur Verschiebungsrichtung hin geneigten Seite, im Bereich  $t_0$  an der Erdwiderstandsseite angesetzt werden.



Nachweisformat System A:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{a,res,v,d} - B_{v,d} - R_{S2,d} - R_{b,d} = 0$$

Nachweisformat System B:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{a,res,v,d} - R_{S1,d} - R_{S2,d} - R_{b,d} = 0$$

5.2 Ermittlung  
der zusätzlichen  
Einbindetiefe  $\Delta t_0$ 

### 1. Berechnung der Einwirkungen

Als Einwirkungen werden alle äußeren Einflüsse auf die Spundwand sowie der Erddruck bezeichnet.

Teilsicherheitsbeiwerte

Bemessungssituation 2: Baustellensituation

Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten:  $\gamma_G = 1,20$

Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten:  $\gamma_Q = 1,30$

Teilsicherheitsbeiwert für Widerstände:  $\gamma_{R,e} = 1,30$

Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke (HHB):

Aus der Bemessung der Hochleistungshilfsbrücken liegen die Auflagerreaktionen für ständige und veränderliche Lasten vor. Diese wurden mit einem Lastklassenbeiwert  $\alpha = 1,0$  berechnet und können bei Bedarf linear angepasst werden.

Die Lastverteilungsbreite  $b_{v01}$  für das Beispielmodell beträgt 4,0m.

 9.1.5  
EINWIRKUNGEN

Ständige Auflasten:

$$G_d[kN] = \frac{A_{g,k}}{b_{v01}} * \gamma_G = \frac{353,56}{4,00} * 1,20 = 106,07 \text{ kN}$$

Veränderlichen Lasten (Lastmodell 71)

$$Q_d[kN] = \frac{A_{q,k} * \alpha}{b_{v01}} * \gamma_Q = \frac{3049,10 * 1,00}{4,00} * 1,30 = 990,96 \text{ kN}$$

mit:  $\alpha$  ... Lastklassenbeiwert für Bahnstrecke = 1,00

Eigengewicht des Spundwandprofils

Bemessungswert des Eigengewichts des Spundwandprofils bezogen auf einen 1m - Streifen:

$$G_{SP,d}[kN] = (H_{BG} + t_0 + \Delta t_0) * \gamma_{SP,k} * \gamma_G$$

Umgeformt ergibt das:

$$G_{SP,d}[kN] = (H_{BG} + t_0) * \gamma_{SP,k} * \gamma_G + \gamma_{SP,k} * \gamma_G * \Delta t_0$$

$$G_{SP,d}[kN] = (6,50 + 6,50) * 1,90 * 1,20 + 1,90 * 1,20 * \Delta t_0$$

$$G_{SP,d} = 29,64 + 2,28 * \Delta t_0$$

SIEHE KAPITEL:

 9.1.6 ERDDRUCK-  
BERECHNUNG

 9.1.6.4 Erhöhter  
aktiver Erddruck

Vertikalkomponenten der erhöhten aktiven Erddruckkräfte:

Die charakteristischen Werte der Vertikalkomponenten des erhöhten aktiven Erddrucks sind aus dem NACHWEIS DER VERTIKALKOMPONENTE DES ERDWIDERSTANDES bekannt.

$$\begin{array}{lll}
 E_{O,G,h,k} = 109,37 \text{ kN} & E_{O,G,v,d} = E_{O,G,h,k} * \tan(\delta_a) * \gamma_G = & = 52,14 \text{ kN} \\
 E_{U,G,h,k} = 91,14 \text{ kN} & E_{U,G,v,d} = E_{U,G,h,k} * \tan(\delta_a) * \gamma_G = & = 52,14 \text{ kN} \\
 E_{a,G,t0,1,h,k} = 350,47 \text{ kN} & E_{a,G,t0,1,v,d} = E_{a,G,t0,1,h,k} * \tan(\delta_a) * \gamma_G = & = 167,08 \text{ kN} \\
 E_{a,G,t0,2,h,k} = 150,69 \text{ kN} & E_{a,G,t0,2,v,d} = E_{a,G,t0,2,v,k} * \tan(\delta_a) * \gamma_G = & = 71,84 \text{ kN} \\
 E_{O,Q,h,k} = 25,29 \text{ kN} & E_{O,Q,v,d} = E_{O,Q,h,k} * \tan(\delta_a) * \gamma_Q = & = 13,06 \text{ kN} \\
 E_{U,Q,h,k} = 21,08 \text{ kN} & E_{U,Q,v,d} = E_{U,Q,h,k} * \tan(\delta_a) * \gamma_Q = & = 10,88 \text{ kN} \\
 E_{a,Q,t0,h,k} = 46,37 \text{ kN} & E_{a,Q,t0,v,d} = E_{a,Q,t0,h,k} * \tan(\delta_a) * \gamma_Q = & = 23,95 \text{ kN}
 \end{array}$$

Daraus ergibt sich zusammengefasst:

$$E_{a,res,v,d} = E_{O,G,v,d} + E_{U,G,v,d} + E_{a,G,t0,1,v,d} + E_{a,G,t0,2,v,d} + E_{O,Q,v,d} + E_{U,Q,v,d} + E_{a,Q,t0,v,d}$$

$$\mathbf{E_{a,res,v,d} = 382,41 \text{ kN}}$$

Vertikalkomponente der Ankerkraft:

 Bei der Verwendung von Ankern ist  $A_{h,d}$  für die Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe um 20% zu erhöhen. Diese Erhöhung ergibt sich aus den Sicherheitsbeiwerten die bei der Dimensionierung der Anker einzuhalten sind.

 9.1.8  
BESTIMMUNG  
DER ANKERKRAFT  
 $A_{h,d}$ 

Bereits bekannt:

$$A_{G,h,k} = 186,23 \text{ kN} \quad \text{sowie} \quad A_{Q,h,k} = 41,56 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{daraus folgt: } A_{h,d} = A_{G,h,k} * \gamma_G + A_{Q,h,k} * \gamma_Q \\
 A_{h,d} = 186,23 * 1,20 + 41,56 * 1,50 \qquad \qquad \qquad = 277,50 \text{ kN}
 \end{array}$$

 Im Beispiel wird ein vorgespannter Litzenanker verwendet, daher wird die notwendige Ankerkraft um 20% erhöht. Die Neigung der Ankerlage wird für das Beispielmodell mit  $12^\circ$  festgelegt.

$$\text{Neigung der Ankerlage:} \quad \alpha_{ST} = 12^\circ$$

$$A_{v,d} = 1,20 * A_{h,d} * \tan(\alpha_{ST}) = 1,20 * 277,50 \text{ kN} * \tan(12)$$

$$\mathbf{A_{v,d} = 70,78 \text{ kN}}$$

5.2 Ermittlung  
der zusätzlichen  
Einbindetiefe  $\Delta t_0$

## 2. Berechnung der Widerstände

Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes:

bereits bekannt:

$$B_{G,h,k} = 424,36 \text{ kN} \quad \dots \text{ mobilisierter Erdwiderstand aus ständigen Lasten}$$

$$B_{Q,h,k} = 51,17 \text{ kN} \quad \dots \text{ mobilisierter Erdwiderstand aus veränderlichen Lasten}$$

$$\delta_p = -\frac{2}{3} * \varphi = -21,67^\circ \quad \dots \text{ passiver Erddruckneigungswinkel}$$

Werte für  $B_{G,h,k}$   
und  $B_{Q,h,k}$  :  
9.1.7  
BERECHNUNG  
DER MINDEST-  
EINBINDETIEFE  $t_0$

daraus folgen:

$$B_{G,v,k} = B_{G,h,k} * \tan(|\delta_p|) = 424,36 * \tan(21,67) = 168,59 \text{ kN}$$

$$B_{Q,v,k} = B_{Q,h,k} * \tan(|\delta_p|) = 51,17 * \tan(21,67) = 20,33 \text{ kN}$$

$$B_{v,d} = \frac{B_{G,v,k}}{\gamma_{R,e}} + \frac{B_{Q,v,k}}{\gamma_{R,e}} = \frac{168,59}{1,30} + \frac{20,33}{1,30} = 145,32 \text{ kN}$$

SIEHE  
9.1.6.6 Passiver  
Erdwiderstand

Vertikalkomponente der Kohäsion auf der Erdwiderstandsseite:

Bereits bekannt:

$$E_{p,c,h,k} = 91,09 \text{ kN}$$

daraus folgt:

$$E_{p,c,v,k} = E_{p,c,h,k} * \tan(|\delta_p|) = 91,09 * \tan(21,67) = 36,19 \text{ kN}$$

$$E_{p,c,v,d} = \frac{E_{p,c,v,k}}{\gamma_{R,e}} = \frac{36,19}{1,30} = 27,84 \text{ kN}$$

Lastverteilungsbreiten für Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$

Im Beispielmmodell werden folgende Bedingungen vorausgesetzt:

1. Der Bahnkörper verfügt über ein Schotterbett. Daher dürfen Auflasten in diesem Bereich, als gleichmäßig, über die Breite  $b_{v01}$  verteilt, betrachtet werden.
2. Der Auflagerbalken am oberen Ende der Spundwand verteilt die Auflagerkräfte der Hochleistungshilfsbrücke (HHB) gleichmäßig auf die Breite  $b_{v01}$ .
3. Der Auflagerbalken garantiert eine gezielte Einleitung der Auflagerkräfte in die Schwerachse der Spundwand

Lastausbreitungsbreite  $b_{v02}$

Die Lastausbreitung in der Spundwand ist maßgebend vom Grad der Schubkraftübertragung in den Spundwandschlössern abhängig. Diese Übertragung wird in dieser Arbeit nicht näher behandelt, daher wird der Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW}$  mit  $15^\circ$  konservativ angenommen. Bis  $30^\circ$  (entspricht dem Lastausbreitungswinkel bei Lastangriff in Scheiben) wären bedenkenlos möglich.

Es werden die Fälle Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 0^\circ$  und  $\varphi_{SW} = 15^\circ$  betrachtet.

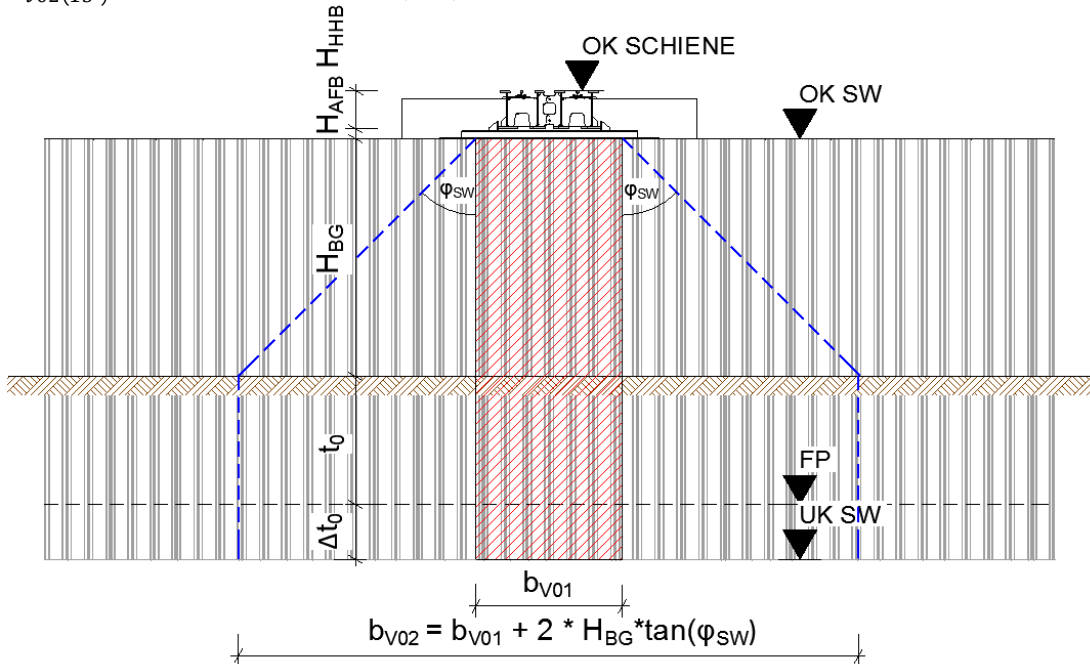
$$b_{v02, \varphi_{SW}} = b_{v01} + 2 * H_{BG} * \tan(\varphi_{SW})$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 0^\circ$ :

$$b_{v02(0)} = 4,00 + 2 * 6,50 * \tan(0) = 4,00 \text{ m}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 15^\circ$ :

$$b_{v02(15^\circ)} = 4,00 + 2 * 6,50 * \tan(15^\circ) = 7,48 \text{ m}$$



5.2 Ermittlung  
der zusätzlichen  
Einbindetiefe  $\Delta t_0$

Spitzenwiderstand und Mantelreibung:

Die ansetzbare Mantelreibung sowie der Spitzenwiderstand sollten von einem Geologen durch ein Bodengutachten bestimmt werden.

Für dieses Beispiel sind folgende Werte gegeben:

$$q_c = 15,00 \text{ MN/m}^2 \quad \dots \text{Spitzenwiderstand}$$

$$q_{s,k} = 70,00 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{Mantelreibung}$$

Die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte können dem nationalen Anhang: Ö-NORM B 1997-1-1 entnommen werden:

Ö-NORM B 1997-1-1 / Tabelle 7:

Widerstand	Symbol	Wert
Spitzendruck	$\gamma_b$	1,10
Mantelreibung	$\gamma_s$	1,10
Widerstand aus Probelastung	$\gamma_t$	1,10
Mantelreibung bei Zug	$\gamma_{s,t}$	1,15

Mantelreibung im Bereich  $t_0$  (System B)

Bei der Systembetrachtung B wird im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  die Mantelreibung  $R_{S1,d}$  aktiviert. Diese darf jedoch nur auf der Erdwiderstandsseite angesetzt werden. Somit errechnet sich diese aus dem Produkt des halben Umfanges des Spundwandprofils je Meter und der Mantelreibung  $q_{s,k}$ .

Mantelreibung wirkt über die Breite  $b_{V02}$ .

$$q_{s,d} [\text{kN/m}^2] = \frac{q_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{70,00}{1,10} = 63,64 \text{ kN/m}^2 \quad \text{mit: } \gamma_{R,e} = 1,10$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 0^\circ$

$$R_{S1,d}(\varphi_{SW}=0) = q_{s,d} * t_0 * \frac{U_{SP}}{2} * \frac{b_{V02}(\varphi_{SW}=0)}{b_{V01}} = 63,64 * 6,50 * \frac{2,93}{2} * \frac{4,00}{4,00} =$$

$$R_{S1,d}(\varphi_{SW}=0) = \mathbf{605,98 \text{ kN}}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 15^\circ$

$$R_{S1,d}(\varphi_{SW}=15) = q_{s,d} * t_0 * \frac{U_{SP}}{2} * \frac{b_{V02}(\varphi_{SW}=15)}{b_{V01}} = 63,64 * 6,50 * \frac{2,93}{2} * \frac{7,48}{4,00} =$$

$$R_{S1,d}(\varphi_{SW}=15) = \mathbf{1133,68 \text{ kN}}$$

mit:  $U_{SP}$  Umfang des Spundwandprofils bezogen auf einen Meter Breite  
Spundwandprofil: *Larssen 607n*  $U = 2,93 \text{ m/m}$

$\frac{b_{V02}}{b_{V01}}$  Erhöhungsfaktor für Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW}$  in der Spundwandebene



Berechnung der Widerstandskraft  $R_{S2,d}$  aus Mantelreibung im Bereich der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$

Ab dem Fußpunkt wirkt beidseitig der Erdruchdruck und somit darf die Mantelreibung beidseitig angesetzt werden. Die Widerstandskraft  $R_{S2,d}$  entspricht somit der doppelten Widerstandskraft  $R_{S1,d}$ .

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 0^\circ$

$$R_{S2,d}(\varphi_{SW}=0) = q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} * \frac{b_{V02}(\varphi_{SW}=0)}{b_{V01}} = 63,64 * \Delta t_0 * 2,93 * \frac{4,00}{4,00} =$$

$$\mathbf{R_{S2,d}(\varphi_{SW}=0) = 186,45 * \Delta t_0}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 15^\circ$

$$R_{S2,d}(\varphi_{SW}=15) = q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} * \frac{b_{V02}(\varphi_{SW}=15)}{b_{V01}} = 63,64 * \Delta t_0 * 2,93 * \frac{7,48}{4,0} =$$

$$\mathbf{R_{S2,d}(\varphi_{SW}=15) = 348,83 * \Delta t_0}$$

Berechnung der Widerstandskraft  $R_{b,d}$  aus dem Spitzenwiderstand

Der Spitzenwiderstand  $R_{b,d}$  beschreibt den Designwert des Eindringwiderstandes bedingt durch die Druckkraft des Bodens die dem Spundwandprofil stirnseitig entgegen wirkt.

$$q_{b,d} [kN/m^2] = \frac{q_{b,k}}{\gamma_b} \quad \text{mit: } \gamma_b = 1,10$$

$$q_{b,k} = 15\,000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{b,d} [kN/m^2] = \frac{15\,000}{1,10} = 13636,36 \text{ kN/m}^2$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 0^\circ$

$$R_{b,d}(\varphi_{SW}=0) = q_{b,d} * A_{SP} * \frac{b_{V02}(\varphi_{SW}=0)}{b_{V01}} = 13636,36 * 0,0242 * \frac{4,00}{4,00} =$$

$$\mathbf{R_{b,d}(\varphi_{SW}=0) = 329,59 \text{ kN}}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 15^\circ$

$$R_{b,d}(\varphi_{SW}=15) = q_{b,d} * A_{SP} * \frac{b_{V02}(\varphi_{SW}=15)}{b_{V01}} = 13636,36 * 0,0242 * \frac{7,48}{4,00} = 616,61 \text{ kN}$$

$$\mathbf{R_{b,d}(\varphi_{SW}=15) = 616,61 \text{ kN}}$$

mit:

$$A_{SP} = 0,0245 \text{ m}^2/\text{m} \quad \dots \text{ Querschnittsfläche: LARSEN 607n}$$

SIEHE:  
5.2 Ermittlung  
der zusätzlichen  
Einbindetiefe  $\Delta t_0$

#### NACHWEIS SYSTEM A:

Im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  wird der Vertikalanteil des mobilisierten Erdwiderstandes als Widerstand angesetzt:

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{a,res,v,d} - B_{v,d} - E_{p,c,v,d} - R_{S2,d(\varphi_{sw})} - R_{b,d(\varphi_{sw})} = 0$$

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP} * (H_{BG} + t_0 + \Delta t_0) + E_{a,res,v,d} - B_{v,d} - E_{p,c,v,d} - q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}} - R_{b,d(\varphi_{sw})} = 0$$

$$\Delta t_{0,A} = \frac{1}{q_{s,d} * U_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}} - \gamma_{SP} * (Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP} * (H_{BG} + t_0) + E_{a,res,v,d} - R_{S1,d(\varphi_{sw})} - R_{b,d(\varphi_{sw})})}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw} = 0^\circ$

$$\Delta t_{0,A(\varphi_{sw}=0)} = \mathbf{5,85\ m}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw} = 15^\circ$

$$\Delta t_{0,A(\varphi_{sw}=15)} = \mathbf{2,28\ m}$$

#### NACHWEIS SYSTEM B:

Im Bereich  $t_0$  wird an der Erdwiderstandsseite die Mantelreibung angesetzt.

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + G_{SP,d} + E_{a,res,v,d} - R_{S1,d(\varphi_{sw})} - R_{S2,d(\varphi_{sw})} - R_{b,d(\varphi_{sw})} = 0$$

$$Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP} * (H_{BG} + t_0 + \Delta t_0) + E_{a,res,v,d} - R_{S1,d(\varphi_{sw})} - q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}} - R_{b,d(\varphi_{sw})} = 0$$

$$\Delta t_{0,B} = \frac{1}{q_{s,d} * U_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}} - \gamma_{SP} * (Q_d + G_d + A_{v,d} + \gamma_{SP} * (H_{BG} + t_0) + E_{a,res,v,d} - R_{S1,d(\varphi_{sw})} - R_{b,d(\varphi_{sw})})}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw} = 0^\circ$

$$\Delta t_{0,B(\varphi_{sw}=0)} = \mathbf{3,50\ m}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{sw} = 15^\circ$

$$\Delta t_{0,B(\varphi_{sw}=15)} = \mathbf{0,00\ m}$$

Maßgebend ist der kleinere Wert der Nachweise.

SIEHE:  
5.2 Ermittlung  
der zusätzlichen  
Einbindetiefe  $\Delta t_0$

ZUSÄTZLICHE MINDESTEINBINDETIEFE:  $\Delta t_0$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 0^\circ$

$$\Delta t_{0(\varphi_{SW}=0)} = \min\{\Delta t_{0,A(\varphi_{SW}=0)}; \Delta t_{0,B(\varphi_{SW}=0)}\}$$

$$\Delta t_{0(\varphi_{SW}=0)} = \min\{5,85; 3,50\} \geq 1,40$$

$$\Delta t_{0(\varphi_{SW}=0)} = \mathbf{3,50\ m}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 15^\circ$

$$\Delta t_{0(\varphi_{SW}=15)} = \min\{\Delta t_{0,A(\varphi_{SW}=15)}; \Delta t_{0,B(\varphi_{SW}=15)}\}$$

$$\Delta t_{0(\varphi_{SW}=15)} = \min\{2,28; 0,00\}$$

$$\Delta t_{0(\varphi_{SW}=15)} = \mathbf{0,00\ m}$$

#### 9.1.10 GESAMTEINBINDETIEFE

Die Gesamteinbindetiefe stellt die Summe der Mindesteinbindetiefe  $t_0$  und der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t_0$  dar.

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 0^\circ$

$$t_{ges(\varphi_{SW}=0)} = t_{0(\varphi_{SW}=0)} + \Delta t_{0(\varphi_{SW}=0)} = 6,50 + 3,50 =$$

$$t_{ges(\varphi_{SW}=0)} = \mathbf{10,00\ m}$$

Lastausbreitungswinkel  $\varphi_{SW} = 15^\circ$

$$t_{ges(\varphi_{SW}=15)} = t_{0(\varphi_{SW}=15)} + \Delta t_{0(\varphi_{SW}=15)} = 6,50 + 0,00 =$$

$$t_{ges(\varphi_{SW}=15)} = \mathbf{6,50\ m}$$

SIEHE:  
6.1  
SCHNITTKRAFT-  
ERMITTLUNG

### 9.1.11 SCHNITTKRAFTERMITTLUNG

Nach erfolgter Berechnung der Gesamteinbindetiefe  $t_{ges} = t_0 + \Delta t_0$  ist nun die gesamte Spundwandlänge inklusive den Einwirkungen auf die Spundwand bekannt. Somit können die Schnittkräfte für Querschnitts- und Bauteilnachweise berechnet werden.

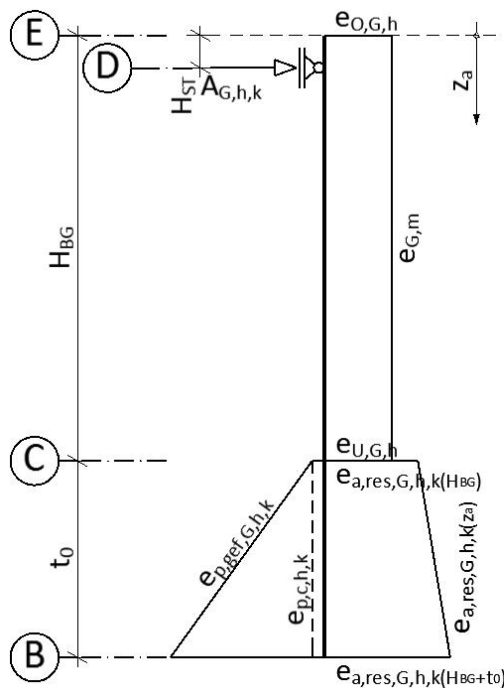
Die Bemessung der Spundwand erfolgt nach dem Nachweisverfahren 2 gemäß „Ö-NORM EN 1997-1“, sowie dem nationalen Anwendungsdokument „Ö-NORM B 1997-1-1“ für die Bemessung von Stützbauwerken. Im Kapitel 4.7 Stützbauwerke sind folgende Bestimmungen zu finden:

- Die Teilsicherheitsbeiwerte sind einerseits auf die, aus den Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen (Schnittkräfte) auf das Stützbauwerk und andererseits auf die Widerstände des Baugrundes (Mantelreibung und Spitzenwiderstand) anzuwenden.

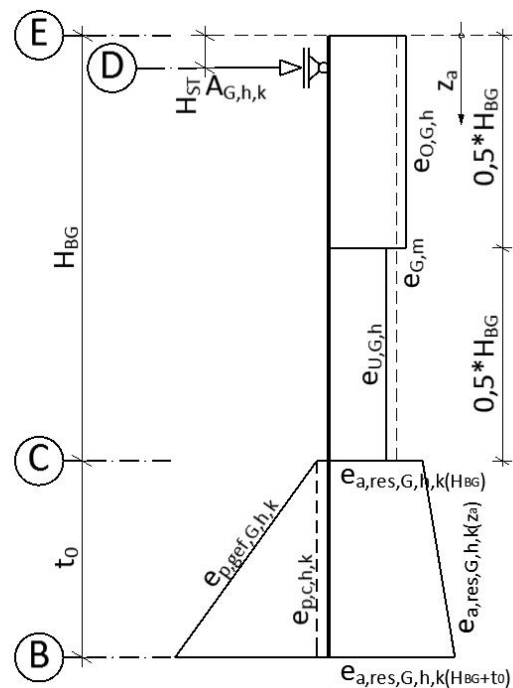
Um das semiprobabilistische Sicherheitskonzept des Eurocode wie gefordert anwenden zu können, müssen die Schnittkräfte für ständige und veränderliche Einwirkungen getrennt berechnet werden. Anschließend werden diese mit den jeweiligen Sicherheitsfaktoren multipliziert und superponiert.

Ermittlung der Schnittkraftverläufe: Querkraft und Moment

Lastbild: ständige Einwirkungen:



$$\text{FALL 1: } H_{ST} \leq 0,10 * H_{BG}$$



$$\text{FALL 2: } 0,10 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 * H_{BG}$$

$$\text{FALL 3: } 0,20 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 * H_{BG}$$

Für das hier gezeigte Beispiel sehen das System und die Einwirkungen wie folgt aus:

Statisches System Geometrie:

In den Abschnitte 8.1.7 und 8.1.10 wurden die Mindesteinbindetiefe und die zusätzlich notwendige Einbindetiefe berechnet.

9.1.7  
BERECHNUNG  
DER DER  
MINDEST-  
EINBINDETIEFE  $t_0$

Baugrubentiefe:

$$H_{BG} = 6,50 \text{ m}$$

Abstand der Ankerlage zu OK Spundwand:

$$H_{ST} = 1,00 \text{ m}$$

Verhältnis  $H_{ST}$  zu  $H_{BG}$  :

$$H_{ST} / H_{BG} = 0,15 \Rightarrow \text{FALL 2}$$

erforderliche Mindesteinbindetiefe:

$$t_0 = 6,50 \text{ m}$$

notwendige zusätzliche Einbindetiefe für

$$\Delta t_0 = 3,50 \text{ m}$$

(ohne Lastausbreitungswinkel innerhalb der Spundwand)

9.1.9  
BERECHNUNG  
DER  
ZUSÄTZLICHEN  
EINBINDETIEFE  
 $\Delta t_0$

Auf der Einwirkungsseite ist der erhöhte umgelagerte aktive Erddruck anzusetzen.

Dieser wurde bereits im Abschnitt 8.1.6.5 berechnet.

Für die Umlagerung ist der Fall 2 ( $H_{ST}/H_{BG} = 1,00/6,50 = 0,15$ ) zu wählen.

Ab der Baugrubensohle wirkt der nicht umgelagerte erhöhte Erddruck.

Allgemein:

$$e_{G,m} = 30,85 \text{ kN/m}^2$$

9.1.6.5  
Umgelagerter  
erhöhter aktiver  
Erddruck

Bereich  $0 \leq z_a < H_{BG}/2$

$$e_{O,G,h} = 33,65 \text{ kN/m}^2$$

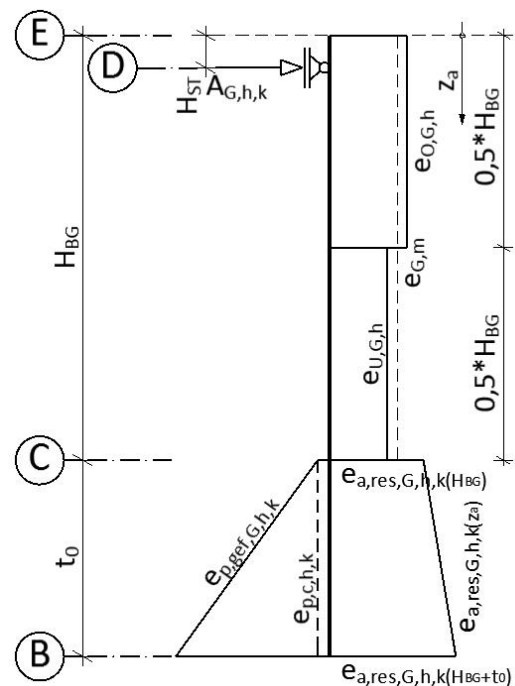
Bereich  $H_{BG}/2 \leq z_a < H_{BG}$

$$e_{U,G,h} = 28,04 \text{ kN/m}^2$$

Bereich  $H_{BG} \leq z_a \leq H_{BG} + t_0$

$$e_{a,res,G,h,k(HBG)} = 53,92 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{a,res,G,h,k(HBG+t_0)} = 100,29 \text{ kN/m}^2$$



$$\text{FALL 2: } 0,10 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 * H_{BG}$$

9.1.7  
 BERECHNUNG  
 DER MINDEST-  
 EINBINDETIEFE  $t_0$ 

Widerstandsseite:

Auf der Widerstandsseite wirkt der passive Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion.

Horizontale Ankerkraft:

$$A_{G,h,k} = 186,23 \text{ kN}$$

 Auflagerreaktion  $B_{G,h,k}$ :

 Die resultierende Erdwiderstandskraft, bedingt aus den ständigen Einwirkungen setzt sich aus dem mobilisierten passiven Erdwiderstand aus Bodeneigenlast zusammen. Diese muss nun für die Schnittkraftberechnung auf ihren dreiecksförmigen Verlauf umgelegt werden. Dieser beginnt an der Baugrubensohle mit  $e_{p,gef,G,h,k(HBG)} = 0$  und steigt darunter linear an.

$$B_{G,h,k} = e_{p,gef,G,h,k(HBG+t_0)} * \frac{t_0}{2} = 424,36 \text{ kN}$$

$$e_{p,gef,G,h,k(HBG)} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{p,gef,G,h,k(HBG+t_0)} = \frac{2 * B_{G,h,k}}{t_0} = \frac{2 * 424,36}{6,50} = 130,57 \text{ kN/m}^2$$

 9.1.6.6 Passiver  
 Erdwiderstand

Widerstand aus Kohäsion:

$$e_{p,c,h,k} = 14,01 \text{ kN/m}^2$$

Schnittkraftverlauf: MOMENT aus ständigen Lasten:

$$M_{GOK} = 0,00 \text{ kNm}$$

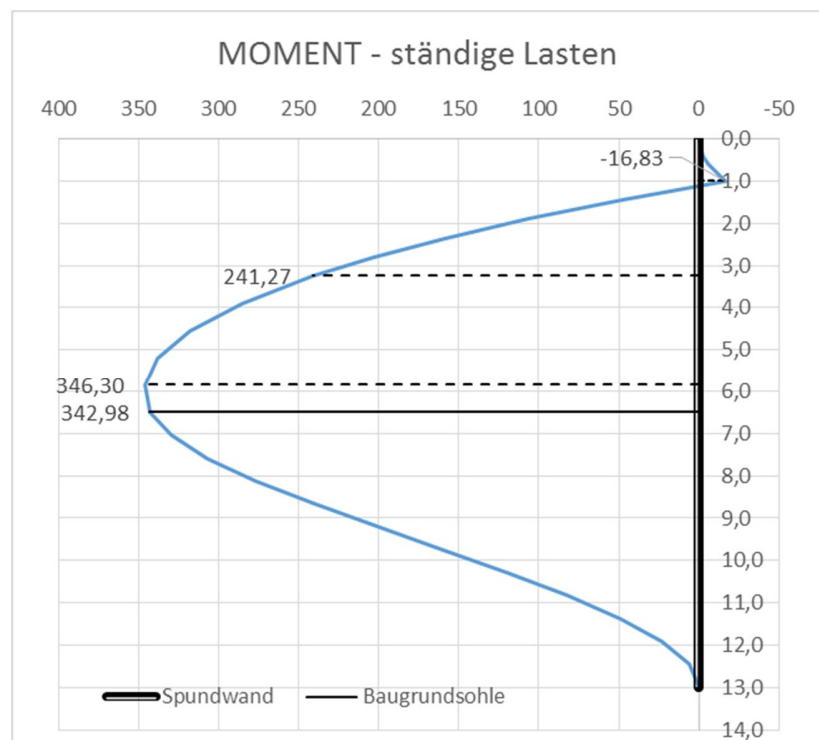
$$M_{HST} = -16,83 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG/2} = 241,27 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = 346,30 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG} = 342,98 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG+t_0} = 0,00 \text{ kNm}$$



Schnittkraftverlauf: QUERKRAFT aus ständigen Lasten:

$V_{GOK} = 0,00 \text{ kN}$

$V_{HST,0} = 33,62 \text{ kN}$

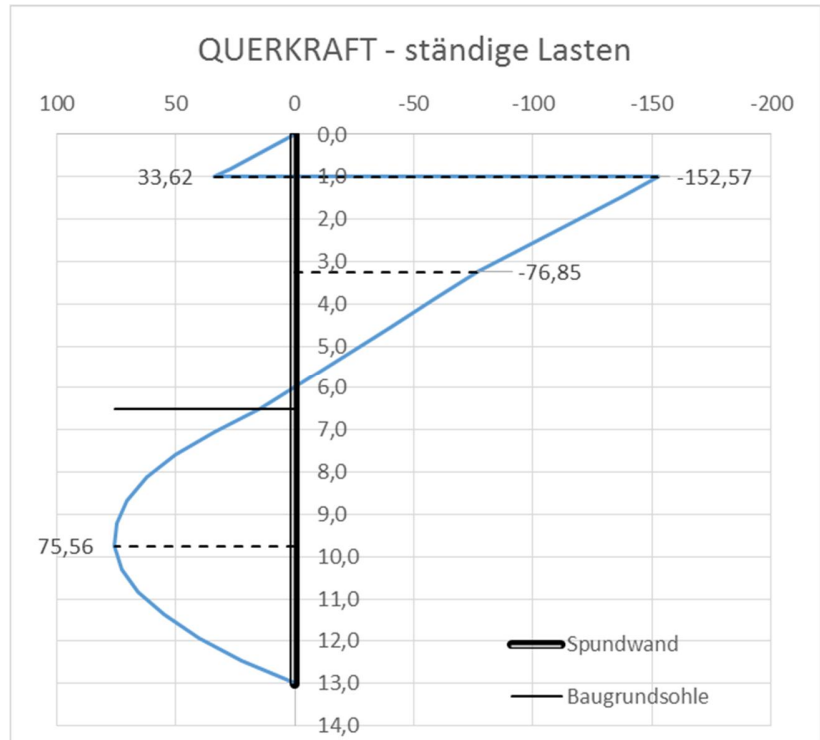
$V_{HST,u} = -152,57 \text{ kN}$

$V_{HBG/2} = -76,85 \text{ kN}$

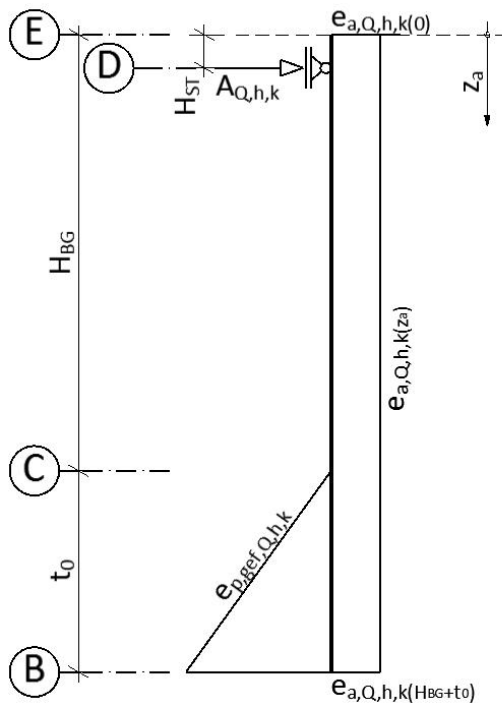
$V_{HBG} = 0,00 \text{ kN}$

$V_{max} = 75,56 \text{ kN}$

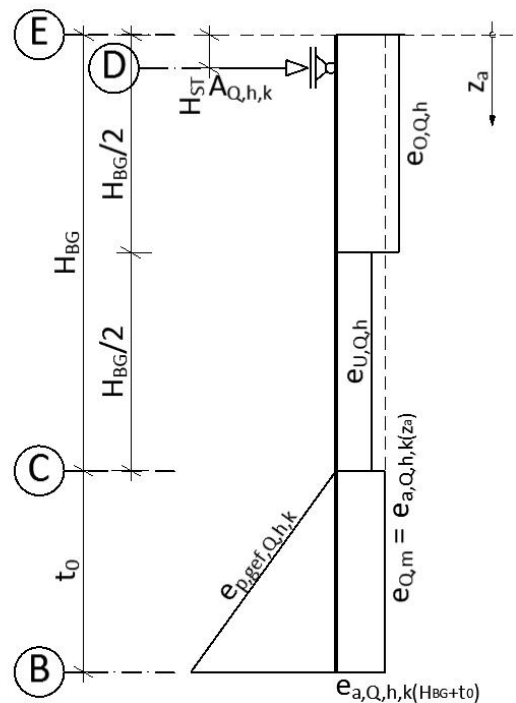
$V_{HBG+t_0} = 0,00 \text{ kN}$



Lastbild: veränderliche Einwirkungen:



FALL 1:  $H_{ST} \leq 0,10 * H_{BG}$



FALL 2:  $0,10 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 * H_{BG}$

FALL 3:  $0,20 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 * H_{BG}$

Einwirkungsseite:

Auf der Einwirkungsseite ist der erhöhte umgelagerte aktive Erddruck anzusetzen. Dieser wurde in Abschnitt 9.1.6.5 berechnet. Ab der Baugrubensohle ( $z_a > H_{BG}$ ) wirkt der nicht umgelagerte erhöhte Erddruck.

Geometrie:

$$H_{ST} / H_{BG} = 1,00 / 6,50 = 0,15 \Rightarrow \text{FALL 2}$$

Allgemein:

$$e_{Q,m} = e_{a,Q,h,k} = 7,13 \text{ kN/m}^2$$

Bereich  $0 \leq z_a < H_{BG}/2$

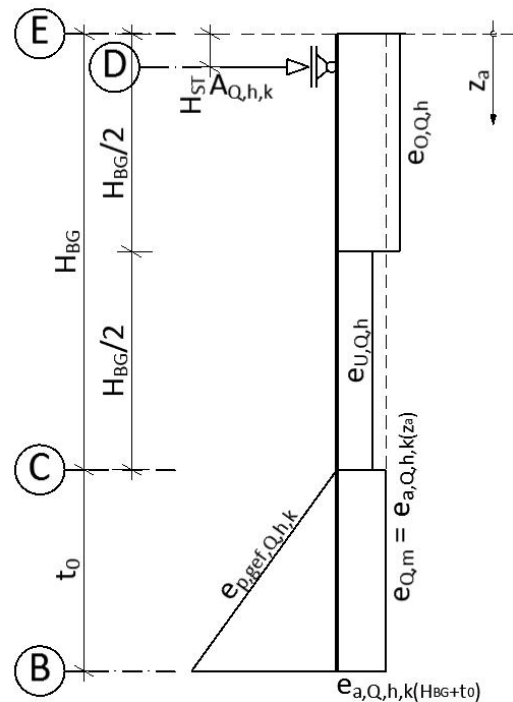
$$e_{O,Q,h} = 7,78 \text{ kN/m}^2$$

Bereich  $H_{BG}/2 \leq z_a < H_{BG}$

$$e_{U,Q,h} = 6,48 \text{ kN/m}^2$$

Bereich  $H_{BG} \leq z_a \leq H_{BG} + t_0$

$$e_{a,Q,h,k} = 7,13 \text{ kN/m}^2$$



$$\text{FALL 2: } 0,10 * H_{BG} < H_{ST} \leq 0,20 * H_{BG}$$

SIEHE:  
9.1.6.5  
Umgelagerter  
erhöhter aktiver  
Erddruck

Widerstandsseite:

Auflagerreaktion Ankerlage:

$$A_{Q,h,k} = 41,56 \text{ kN}$$

Auflagerreaktion  $B_{Q,h,k}$ :

Die resultierende Erdwiderstandskraft, bedingt aus den veränderlichen Einwirkungen muss nun für die Schnittkraftberechnung, wie jene, bedingt aus ständigen Einwirkungen, auf ihren dreiecksförmigen Verlauf umgelegt werden. Dieser beginnt an der Baugrubensohle mit  $e_{p,gef,Q,h,k}(H_{BG}) = 0$  und steigt darunter linear an.

$$B_{Q,h,k} = e_{p,gef,Q,h,k}(H_{BG}+t_0) * \frac{t_0}{2} = 51,17 \text{ kN}$$

$$e_{p,gef,Q,h,k}(H_{BG}) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{p,gef,Q,h,k}(H_{BG}+t_0) = \frac{2 * B_{Q,h,k}}{t_0} = \frac{2 * 51,17}{6,50} = 15,75 \text{ kN/m}^2$$

SIEHE:  
9.1.7  
BERECHNUNG  
DER MINDEST-  
EINBINDETIEFE  $t_0$



Schnittkraftverlauf: MOMENT aus veränderlichen Lasten

$$M_{GOK} = 0,00 \text{ kNm}$$

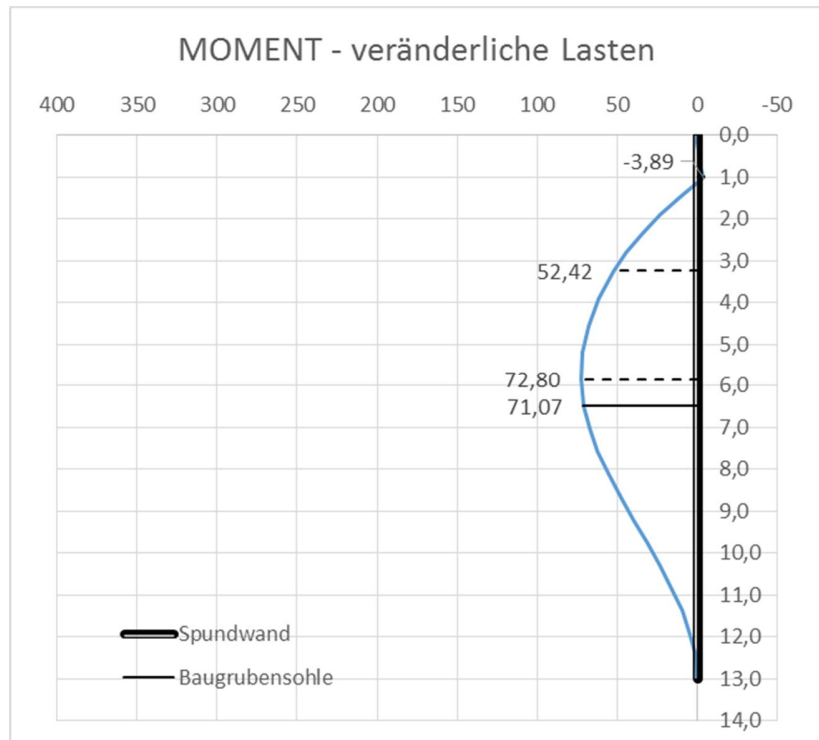
$$M_{HST} = -3,89 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG/2} = 52,42 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = 72,80 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG} = 71,07 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG+t_0} = 0,00 \text{ kNm}$$



Schnittkraftverlauf: QUERKRAFT aus veränderlichen Lasten

$$V_{GOK} = 0,00 \text{ kN}$$

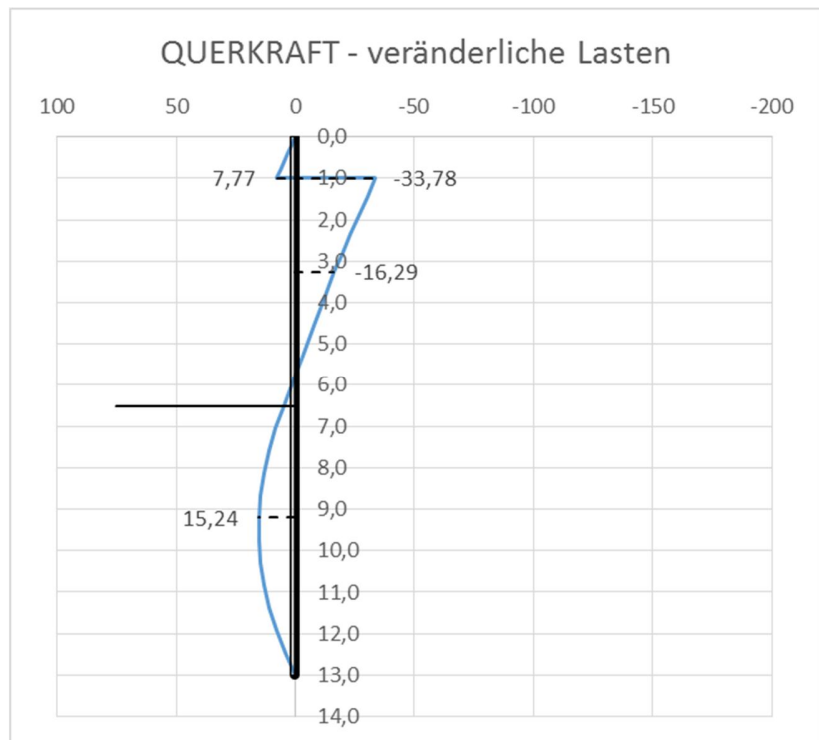
$$V_{HST,o} = 7,77 \text{ kN}$$

$$V_{HST,u} = -33,78 \text{ kN}$$

$$V_{HBG/2} = -16,29 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 15,24 \text{ kN}$$

$$V_{HBG+t_0} = 0,00 \text{ kN}$$



### Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte und Überlagerung

Abschließend werden die berechneten Belastungen (charakteristische Schnittkräfte) mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert und miteinander überlagert.

Teilsicherheitsbeiwerte:  $\gamma_G = 1,20$   
 $\gamma_Q = 1,30$

### MOMENTENVERLAUF GESAMT:

$$M_{GOK,d} = 0,00 \text{ kNm}$$

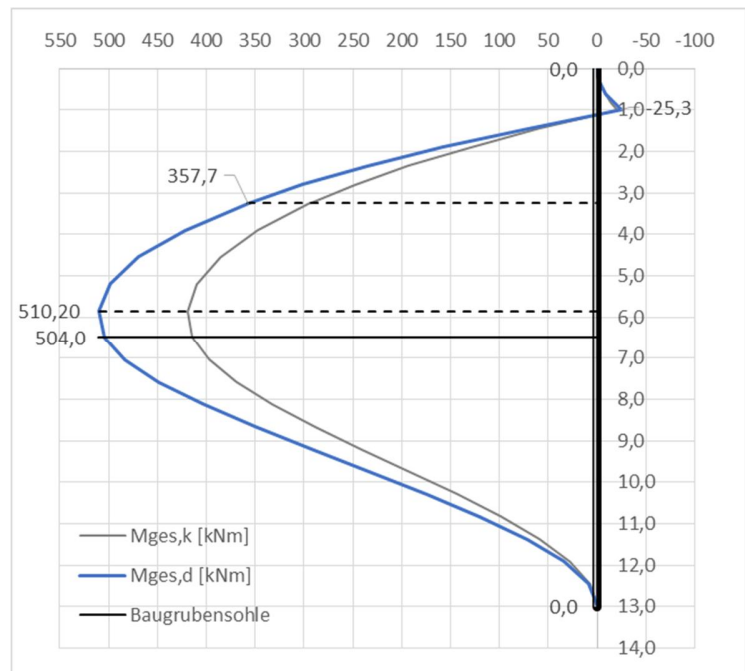
$$M_{HST,d} = -25,30 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG/2,d} = 357,70 \text{ kNm}$$

$$M_{max,d} = 510,20 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG,d} = 504,00 \text{ kNm}$$

$$M_{HBG+t_0,d} = 0,00 \text{ kNm}$$



### QUERKRAFTVERLAUF GESAMT

$$V_{GOK,d} = 0,00 \text{ kN}$$

$$V_{HST,o,d} = 50,50 \text{ kN}$$

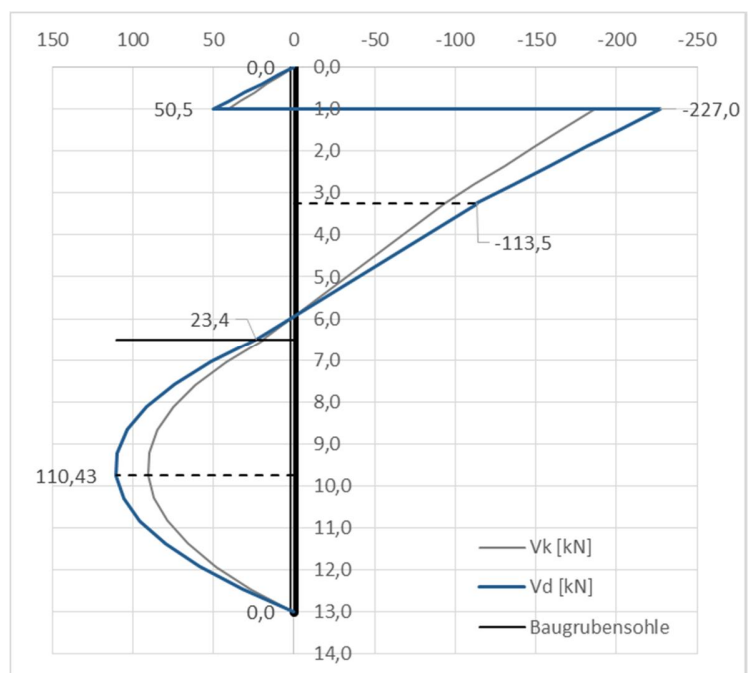
$$V_{HST,u,d} = -227,00 \text{ kN}$$

$$V_{HBG/2,d} = -113,50 \text{ kN}$$

$$V_{HBG,d} = 23,40 \text{ kN}$$

$$V_{max,d} = 110,43 \text{ kN}$$

$$V_{HBG+t_0} = 0,00 \text{ kN}$$

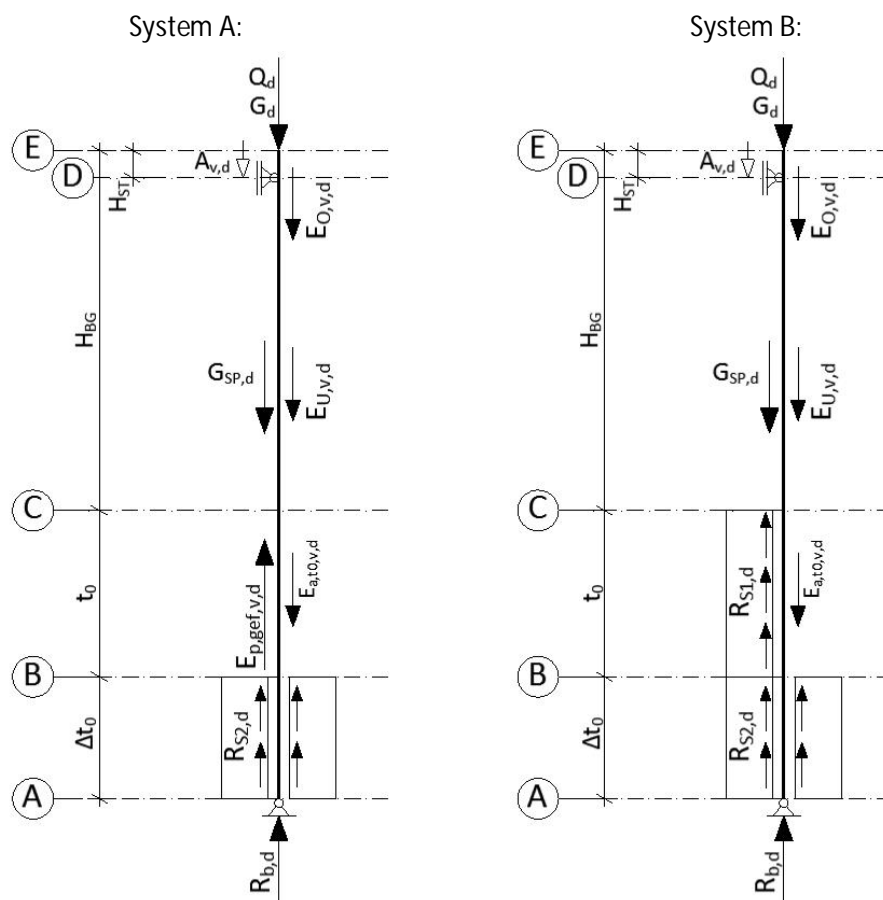


SIEHE:  
 6.1  
 SCHNITTKRAFT-  
 ERMITTLUNG  
  
 5.2 Ermittlung  
 der zusätzlichen  
 Einbindtiefe  $\Delta t_0$   
  
 9.1.9  
 BERECHNUNG  
 DER  
 ZUSÄTZLICHEN  
 EINBINDETIEFE  
 $\Delta t_0$

### 9.1.11.1 Ermittlung des Schnittkraftverlaufes: Normalkraft

Der Normalkraftverlauf wird abweichend vom Momenten- und Querkraftverlauf, direkt mit Designwerten ermittelt. Es werden die Teilsicherheitsbeiwerte bereits auf die Einwirkungen angewendet. Der Grund hierfür liegt darin, dass, wie von der Norm gefordert, bereits bei der Berechnung der zusätzlichen Einbindtiefe  $\Delta t_0$  mit Designwerten gerechnet wird. Es lässt sich daher für das errechnete System nur mit Designwerten ein Gleichgewicht herstellen.

Es ist darauf zu achten welche Systembetrachtung für die Bestimmung von  $\Delta t_0$  maßgebend ist. Davon ist auch der Verlauf der Normalkraft abhängig.



Im hier gezeigten Beispiel ergab die Systembetrachtung B, Ansatz der mitwirkenden Mantelreibung auf der Widerstandsseite im Bereich  $t_0$ , die geringere zusätzlich erforderliche Einbindtiefe und wurde somit als Rechenmodell ausgewählt. Demzufolge wird für dieses System nachfolgend der Normalkraftverlauf bestimmt. Siehe Abschnitt 9.1.9.

#### Geometrie

Höhe der Baugrube:	$H_{BG} = 6,50 \text{ m}$
Abstand der Ankerlage zu OK Spundwand:	$H_{ST} = 1,00 \text{ m}$
nachgewiesene Mindesteinbindtiefe:	$t_0 = 6,50 \text{ m}$
zusätzlich erforderliche Einbindtiefe:	$\Delta t_0 = 3,50 \text{ m}$

9.1.5  
EINWIRKUNGEN

Einwirkungen

Auf das Gesamtsystem wirken in vertikaler Richtung folgende Kräfte:

Diese sind mit deren Designwerten anzusetzen.

Auflagerkräfte aus Eigengewicht und Zugüberfahrt der HHB

gewählte Hochleistungshilfsbrücke: HHB 291

 9.1.9  
BERECHNUNG  
DER  
ZUSÄTZLICHEN  
EINBINDETIEFE  
 $\Delta t_0$ 

 ständige Lasten:  $G_d = 106,07 \text{ kN}$ 

 veränderliche Lasten:  $Q_d = 990,96 \text{ kN}$ 
Eigengewicht des Spundwandprofils

gewähltes Spundwandprofil: Larssen 607n

 Wichte je Quadratmeter:  $\gamma_{SP,d} = 2,28 \text{ kN/m}^2$ 
Ankerkraft in Vertikalrichtung

Die für die Bemessung des Systems vorgenommene Erhöhung um 20% muss auch für die Berechnung der Schnittkräfte berücksichtigt werden.

 SIEHE:  
9.1.8  
BESTIMMUNG  
DER ANKERKRAFT  
 $A_{h,d}$ 

 Neigungswinkel der Ankerlage:  $\alpha_{ST} = 12^\circ$ 

 Resultierende Vertikalkraft der Ankerlage:  $A_{v,d} = 70,78 \text{ kN}$ 

 9.1.9  
BERECHNUNG  
DER  
ZUSÄTZLICHEN  
EINBINDETIEFE  
 $\Delta t_0$ 
Erhöhter aktiver Erddruck aus ständigen Lasten

 Teilsicherheitsbeiwert: Bemessungssituation 2:  $\gamma_G = 1,20$ 

 Erddruckneigungswinkel des aktiven Erddrucks:  $\delta_a = 21,67^\circ$ 

$$e_{i,G,v,d} = e_{i,G,h} * \gamma_G * \tan \delta_a$$

 SIEHE:  
9.1.6.5  
Umgelagerter  
erhöhter aktiver  
Erddruck

 mittlerer umgelagerter erhöhter Erddruck:  $e_{G,m} = 30,85 \text{ kN/m}^2$   $e_{G,m,v,d} = 14,71 \text{ kN/m}^2$ 

 Bereich  $0 \leq z_a < H_{BG} / 2$ :  $e_{0,G,h} = 33,65 \text{ kN/m}^2$   $e_{0,G,v,d} = 16,04 \text{ kN/m}^2$ 

 Bereich  $H_{BG} / 2 \leq z_a < H_{BG}$ :  $e_{U,G,h} = 28,04 \text{ kN/m}^2$   $e_{0,G,v,d} = 13,37 \text{ kN/m}^2$ 

 9.1.9  
BERECHNUNG  
DER  
ZUSÄTZLICHEN  
EINBINDETIEFE  
 $\Delta t_0$ 

 erhöhter aktiver Erddruck im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$ :

 Baugrubensohle  $H_{BG}$ :  $e_{a,G,res,h,k(HBG)} = 53,92 \text{ kN/m}^2$   $e_{a,G,res,v,d(HBG)} = 25,70 \text{ kN/m}^2$ 

 Fußpunkt FP:  $H_{BG} + t_0$   $e_{a,G,res,h,k(FP)} = 100,29 \text{ kN/m}^2$   $e_{a,G,res,v,d(FP)} = 47,81 \text{ kN/m}^2$

Erhöhter aktiver Erddruck aus veränderlichen Lasten

Teilsicherheitsbeiwert:  $\gamma_Q = 1,30$   
(Bemessungssituation 2)

Erddruckneigungswinkel des aktiven Erddrucks:  $\delta_a = 21,67^\circ$

$$e_{i,Q,v,d} = e_{i,Q,h} * \gamma_Q * \tan \delta_a$$

mittlerer umgelagerter erhöhter Erddruck:  $e_{Q,m} = 7,13 \text{ kN/m}^2$        $e_{G,m,v,d} = 3,68 \text{ kN/m}^2$

Bereich  $0 \leq z_a < H_{BG} / 2$ :  $e_{O,Q,h} = 7,78 \text{ kN/m}^2$        $e_{O,Q,v,d} = 4,02 \text{ kN/m}^2$

Bereich  $H_{BG} / 2 \leq z_a < H_{BG}$ :  $e_{U,G,h} = 6,48 \text{ kN/m}^2$        $e_{O,G,v,d} = 3,35 \text{ kN/m}^2$

erhöhter aktiver Erddruck im Bereich der Mindesteinbindetiefe  $t_0$ :

Baugrubensohle  $H_{BG}$ :  $e_{a,Q,res,h,k(HBG)} = 7,13 \text{ kN/m}^2$        $e_{a,G,res,v,d(HBG)} = 3,68 \text{ kN/m}^2$

Fußpunkt FP:  $H_{BG} + t_0$        $e_{a,G,res,h,k(FP)} = 7,13 \text{ kN/m}^2$        $e_{a,G,res,v,d(FP)} = 3,68 \text{ kN/m}^2$

Widerstände: Vertikalanteil des mobilisierten passiven Erdwiderstandes

 9.1.6.6 Passiver  
Erdwiderstand

Teilsicherheitsbeiwert:  $\gamma_{R,e} = 1,30$   
(Bemessungssituation 2)

 9.1.9  
BERECHNUNG  
DER  
ZUSÄTZLICHEN  
EINBINDETIEFE  
 $\Delta t_0$ 

$B_{G,v,k} = 168,59 \text{ kN}$        $B_{v,d} = \frac{B_{G,v,k}}{\gamma_{R,e}} + \frac{B_{Q,v,k}}{\gamma_{R,e}}$        $B_{v,d} = 145,32 \text{ kN}$

$B_{Q,v,k} = 20,33 \text{ kN}$

Der mobilisierte passive Erdwiderstand hat einen dreiecksförmigen Verlauf.

$b_{v,d(0)} = 0,00 \text{ kN}$        $b_{v,d(t_0)} = \frac{2 * B_{v,d}}{t_0}$        $b_{v,d(t_0)} = 44,71 \text{ kN}$

Widerstände: Vertikalanteil des mobilisierten Erdwiderstand aus Kohäsion

Teilsicherheitsbeiwert:  $\gamma_{R,e} = 1,30$   
(Bemessungssituation 2)

Erddruckneigungswinkel des passiven Erddrucks:  $\delta_a = 21,67^\circ$

$e_{p,ch,k} = 4,67 \text{ kN/m}$        $e_{p,c,v,d} = \frac{e_{p,c,v,k}}{\gamma_{R,e}} * \tan(|\delta_p|)$        $e_{p,c,v,d} = 1,43 \text{ kN/m}$

Widerstände: Mantelreibung:

Bereich der Mindesteinbindetiefe:  $H_{BG} \leq z_a < H_{BG} + t_0$

$R_{S1,d} = q_{s,d} * t_0 * \frac{U_{SP}}{2} * \frac{b_{v02}}{b_{v01}}$        $R_{S1,d} = 605,98 \text{ kN}$

Diese verteilt sich gleichmäßig auf den Bereich  $t_0$ :  $r_{S1,d} = \frac{R_{S1,d}}{t_0} = 93,23 \text{ kN/m}$

9.1.9  
BERECHNUNG  
DER  
ZUSÄTZLICHEN  
EINBINDETIEFE  
 $\Delta t_0$

Bereich der Mindesteinbindetiefe:  $H_{BG} + t_0 \leq z_a \leq H_{BG} + t_0 + \Delta t_0$

$$R_{S2,d} = q_{s,d} * \Delta t_0 * U_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}} \quad R_{S2,d} = 652,26 \text{ kN}$$

Diese verteilt sich gleichmäßig auf den Bereich  $\Delta t_0$ :  $r_{S2,d} = \frac{R_{S2,d}}{\Delta t_0} = 186,45 \text{ kN/m}$

Widerstände: Spitzenwiderstand

$$R_{b,d} = q_{b,d} * A_{SP} * \frac{b_{V02}}{b_{V01}} \quad R_{b,d} = 329,59 \text{ kN}$$

Diese wirkt als vertikal nach oben gerichtete Punktlast die an der Unterkante des Spundwandprofils angreift.

NORMALKRAFTVERLAUF GESAMT

$$N_{GOK,d} = -1097,03 \text{ kN}$$

$$N_{HST,o,d} = -1119,35 \text{ kN}$$

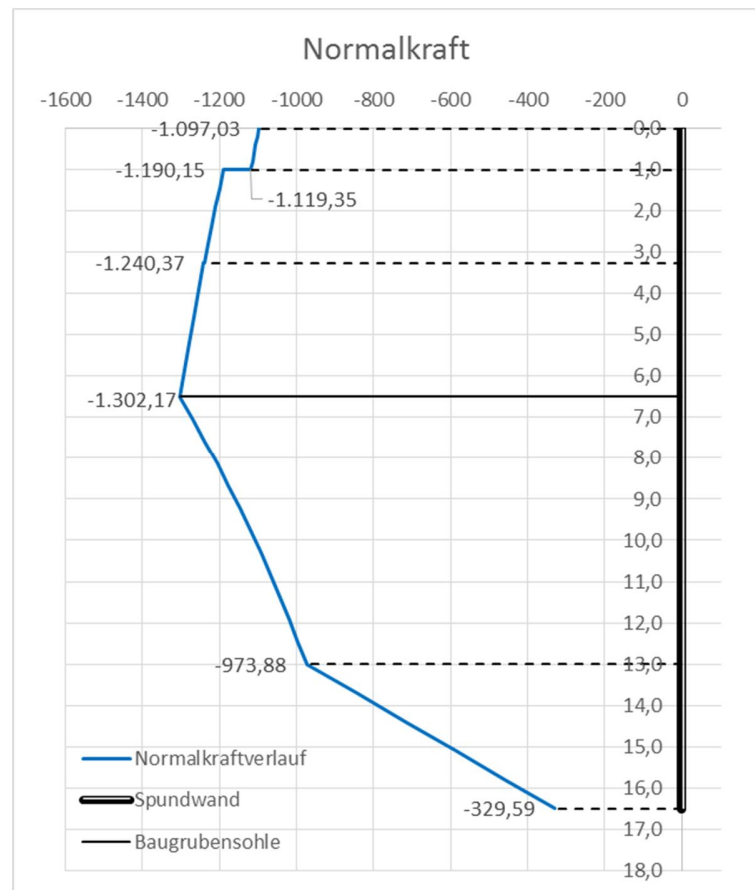
$$N_{HST,u,d} = -1190,15 \text{ kN}$$

$$N_{HBG/2,d} = -1240,37 \text{ kN}$$

$$N_{HBG,d} = -1302,17 \text{ kN}$$

$$N_{HBG+t_0} = 973,88 \text{ kN}$$

$$N_{HBG+t_{ges}} = -329,59 \text{ kN}$$



MAXIMALE UND MINIMALE BELASTUNGEN

Maßgebendes Moment:

$$M_{\max,Ed} = 510,20 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{zug},Ed} = 0,00 \text{ kN}$$

$$N_{\text{zug},Ed} = -1289,82 \text{ kN}$$

Maßgebende Querkraft:

$$V_{\min,Ed} = -227,00 \text{ kN}$$

$$M_{\text{zug},Ed} = -25,25 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{zug},Ed} = -1190,15 \text{ kN}$$

Maßgebende Normalkraft:

$$N_{Ed} = -1302,17 \text{ kN}$$

$$M_{\text{zug},Ed} = 503,88 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{zug},Ed} = 23,40 \text{ kN}$$

## 9.1.12 STAHLBAULICHE NACHWEISE SPUNDWANDPROFIL

Querschnittswerte des Spundwandprofils:

LARSEN 607n

EINGEBAUT ALS DOPPELBOHLE

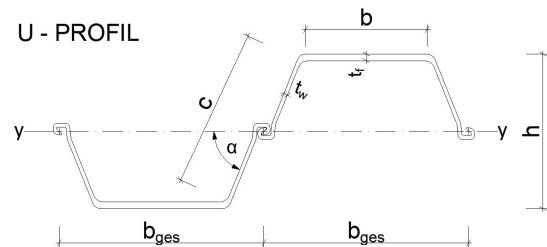
$$h = 45,2 \text{ cm} \quad A_{\text{ges}} = 241,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b_{\text{ges}} = 60,0 \text{ cm} \quad U_{\text{ges}} = 293,00 \text{ cm/m}$$

$$t_w = 10,60 \text{ mm} \quad \alpha = 66,00^\circ$$

$$t_f = 19,00 \text{ mm}$$

$$c = \frac{h-t_f}{\sin \alpha} = \frac{45,2-19}{\sin 66^\circ} = 473,98 \text{ mm}$$



$$W_{y,el} = 3200,00 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$W_{y,pl} = 3620,00 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$I_y = 72320 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Stahlgüte: S355 GP

## 9.1.12.1 Teilsicherheitsbeiwerte

Das nationale Anwendungsdokument, Ö-NORM B 1993-5 legt fest, dass die in der Ö-NORM EN 1993-5 - Pfähle und Spundwände empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte zu verwenden sind.

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

 Ö-NORM EN  
1993-5

 5. Grenzzustände  
der Tragfähigkeit  
5.1 Grundlagen

 5.1.1 Allgemeines  
Anmerkungen:  
Empfohlene  
Teilsicherheits-  
beiwerte

 Ö-NORM B 1993-  
5

 4.3 Grenz-  
zustände der  
Tragfähigkeit

4.3.1 Allgemeines



### 9.1.12.2 Bestimmung der Querschnittsklasse

Von besonderer Bedeutung für die Querschnitts- und Bauteilnachweise der Spundwand ist die Querschnittsklasse des Profils

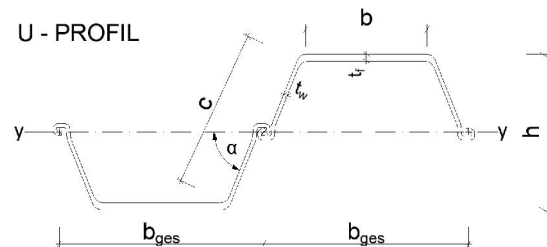
#### 1. Querschnittsklassifizierung nach Ö-NORM EN 1993-5

Hier handelt es sich um eine Betrachtung der Eignung des Querschnittes für reine Biegung.

$$b = b_{ges} - \frac{h}{\tan \alpha} \quad b = 398,76 \text{ mm}$$

$$t_f = 19,00 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81 \quad f_y = 355 \text{ n/mm}^2$$



Grenzbedingung für U-Profile:

$$\text{QS-Klasse 2:} \quad \frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 37$$

$$\text{QS-Klasse 3:} \quad \frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 49$$

Betrachtete Schlankheit des Spundwandprofils:

$$\frac{b/t_f}{\varepsilon} = \frac{398,76/19}{0,81} = 25,91 \leq 37$$

QS-KLASSE 2

#### 2. Querschnittsklassifizierung nach Ö-NORM EN 1993-1-1: Biegung und Normalkraft

Maßgebend für die Querschnittsklassifizierung des Spundwandprofils ist jener Querschnitt mit der höchsten Beanspruchung ( $\sigma_x \approx f_y$ ).

#### Bestimmung der Grenzwerte:

#### Querschnittsklasse 1 oder 2:

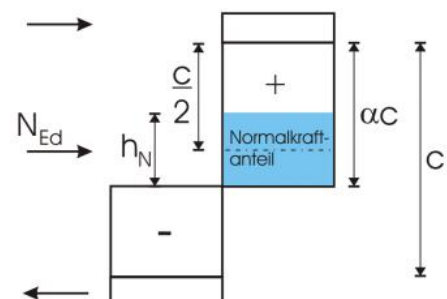
Plastischer Nulllinie:

$$\alpha = \frac{\frac{c}{2} + \frac{h_n}{2}}{c} = \alpha = \frac{\frac{473,98}{2} + \frac{346}{2}}{473,98} = 0,865$$

mit:

$$h_n = \frac{N_{Ed}}{f_y * t_w} = \frac{1302,17 * 100}{355 * 10,60} = 346 \text{ mm}$$

schematische Darstellung eines plastischen Spannungsverlaufes:



### 3. Querschnittsklassifizierung nach Ö-NORM EN 1993-1-1: Reine Normalkraft

Da sich an Stellen mit reiner Normalkraft der Spundwand sehr geringe Auslastungen ergeben ( $N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1192,67 / 8580,13 = 0,14 \ll 1,00$ ), braucht diese Klassifizierung nicht erfolgen.

Grenzwert QS-Klasse 1:

mit:  $\alpha > 0,5$

daraus folgt:

$$c/t \leq \frac{396 * \varepsilon}{13 * \alpha - 1} = \frac{396 * 0,81}{13 * 0,865 - 1}$$

$$473,98/10,60 \leq \frac{396 * 0,81}{13 * 0,865 - 1} \Rightarrow 31,3 > 44,71$$

Grenzwert QS-Klasse 2:

mit:  $\alpha > 0,5$

$$c/t \leq \frac{456 * \varepsilon}{13 * \alpha - 1} =$$

$$473,98/10,60 \leq \frac{456 * 0,81}{13 * 0,865 - 1} \Rightarrow 36,1 > 44,71$$

Querschnittsklasse 3:

$$\psi = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{10,56}{-21,33} = -0,49 > -1$$

QS-Klasse 3:

$$c/t \leq \frac{42 * \varepsilon}{0,67 + 0,33 * \psi} = \frac{42 * 0,81}{0,67 + 0,33 * -0,49} = 67,44$$

mit:

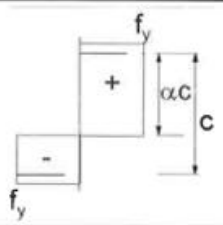
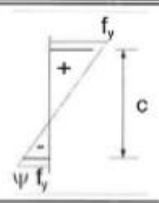
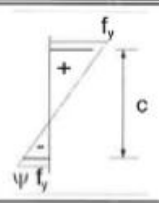
$$\sigma_{OG} = \frac{N_{zug,Ed}}{A_{ges}} - \frac{M_{max,Ed}}{W_{y,el}} = -\frac{1302,17}{241,70} - \frac{510,20}{3200,00} = -21,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{UG} = \frac{N_{zug,Ed}}{A_{ges}} + \frac{M_{max,Ed}}{W_{y,el}} = -\frac{1302,17}{241,70} + \frac{510,20}{3200,00} = 10,56 \text{ kN/cm}^2$$

Vergleich des c/t Verhältnisses mit den Grenzwerten:

$$c/t = 473,98/10,60 = 44,71 > 36,10 \text{ und } < 67,44$$

QS-KLASSE 3

auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile	
	<p>für <math>\alpha &gt; 0,5</math>: <math>ct \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}</math></p> <p>für <math>\alpha \leq 0,5</math>: <math>ct \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}</math></p>
	<p>für <math>\alpha &gt; 0,5</math>: <math>ct \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}</math></p> <p>für <math>\alpha \leq 0,5</math>: <math>ct \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}</math></p>
	<p>für <math>\psi &gt; -1</math>: <math>ct \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}</math></p> <p>für <math>\psi \leq -1</math>: <math>ct \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}</math></p>

### 9.1.12.3 Widerstandsmoment und Grad der Schubkraftübertragung in den Schlössern

Der Momentwiderstand einer Spundwand ist maßgeblich vom Grad der Schubkraftübertragung in den Spundwandschlössern abhängig. In der Bestimmung von  $M_{c,Rd}$  fließt dieser in Form des Abminderungsbeiwertes  $\beta_B$  ein.

$M_{c,Rd}$  Bemessungswert Momentenwiderstandes des Querschnittes  
für Querschnittsklasse 3:

$$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{el} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,0 * 3200,00 * \frac{35,5}{1,00} = 1136,00 \text{ kNm}$$

$\beta_B = 1,0$  Abminderungsfaktor der Momententragfähigkeit:

In der Ö-NORM B 1993-5 wird im Punkt 4.3.2, der sich auf die Werte des Abminderungsfaktors  $\beta_B$  bezieht, auf die Auslegungen des DIN EN 1993-5/NA verwiesen.

Für Doppelbohlen gilt gemäß DIN EN 1993-5/NA folgende Erleichterung:

*„Werden U-Bohlen elastisch – elastisch bemessen, so darf mit einem Abminderungsfaktor  $\beta_B = 1,0$  gerechnet werden, falls die U-Bohlen in jedem zweiten, auf der Wandachse liegenden Schloss schubfest verbunden sind.“*

Dem hier gezeigten Nachweis liegen elastisch berechnete Schnittkräfte zugrunde. Die Widerstände werden aufgrund der Querschnittsklasse 3 ebenfalls elastisch bestimmt. Die Forderung der schubfesten Verbindung der Schlösser in mindestens jedem zweiten Schloss ist durch die Verwendung von Doppelbohlen erfüllt.

Daraus folgt:  $\beta_B = 1,0$

### 9.1.12.4 Nachweis des Schubkraftwiderstandes des Spundwandsteges

Es ist nachzuweisen, dass die Spundwandsteg über einen ausreichenden Schubwiderstand verfügen. Der zu führende Nachweis sieht wie folgt aus:

$$V_{Ed} \leq V_{Pl,Rd}$$

mit:  $V_{Ed}$  Bemessungswert der Querkraft bezogen auf einen 1m - Streifen der Spundwand

$V_{Pl,Rd}$  Bemessungswert des plastischen Querkraftwiderstandes

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{76,50 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,00} = 1567,87 \text{ kN}$$

Um  $V_{Ed}$  mit  $V_{Pl,Rd}$  vergleichen zu können, wird die projizierte Stegfläche berechnet. Nun muss  $V_{Pl,Rd}$  noch vom Widerstand eines Einzelsteges auf einen Flächenwiderstand eines 1m – Streifens umgerechnet werden.

$A_v$  Schubfläche für einzelnen Steg, projiziert in die Richtung von  $V_{Ed}$   
 $A_v = t_w * (h - t_f) * \frac{100}{b[cm]}$   $b$  ... Breite des Spundwandprofils  
 $A_v = 1,06 * (45,20 - 1,90) * \frac{100}{60,00} = 76,50 cm^2$

NACHWEIS:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{227,00}{1576,87} = 0,14 \leq 1,0$$

Nachweis des Schubkraftwiderstandes des Spundwandsteges erbracht.

9.1.12.5 Nachweis Moment und Querkraft:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Bei der Kombination von Biegung mit Querkraft ist zu überprüfen ob der plastische Momentenwiderstand abzumindern ist. Die Bedingung für eine Abminderung lautet:

$$V_{Ed} > 0,5 * V_{pl,Rd}$$

$$110,43 > 783,94$$

Es ist keine Abminderung des Momentenwiderstandes nötig.

9.1.12.6 Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Spundwandsteges

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes ist nur für Querschnitte mit einer Stegslankheit von  $\frac{c}{t_w} > 72 * \varepsilon$  notwendig. Dabei ist  $c$  die Steghöhe und  $t_w$  die Stegdicke.

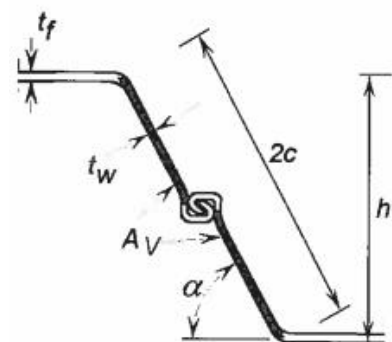
Bedingung für Nachweis::  $\frac{c}{t_w} > 72 * \varepsilon$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{236,99}{10,6} = 22,36 > 72 * \varepsilon = 72 * 0,81 = 58,32$$

mit:

$$c = \frac{h - t_f}{2 * \sin \alpha} = \frac{452 - 19}{2 * \sin 66} = 236,99 mm$$

Kein Nachweis des Schubbeulwiderstandes notwendig.



### 9.1.12.7 Querschnittsnachweis Biegung mit Normalkraft

Der Querschnittsnachweis für die Kombination aus Biegung und Normalkraft lässt sich wie folgt anschreiben:

Vorhandener Querschnitt: LARSEN 607n                      Querschnittsklasse 3

Querschnittsnachweis für Profile der Klasse 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{N,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Querschnittsnachweis an der Stelle mit maximalem Moment:

$$\frac{N_{zug,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{max,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1289,82}{8580,35} + \frac{510,20}{1136,00} = 0,53 \leq 1$$

Querschnittsnachweis an der Stelle mit maximaler Normalkraft:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{zug,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1302,17}{8580,35} + \frac{503,88}{1136,00} = 0,52 \leq 1$$

Der Querschnittsnachweis für Biegung und Normalkraft ist erfüllt.

### 9.1.12.8 STABILITÄTSNACHWEIS

Der Nachweis des ausreichenden Widerstandes gegen Biegeknicken kann vernachlässigt werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

$N_{Ed}$  ... Bemessungslast der Normalkraft                       $N_{Ed} = 1274,74 \text{ kN}$

$N_{cr}$  ... Verzweigungslast der Spundbohle, berechnet mit einem geeigneten Bodenmodell unter der Berücksichtigung reiner Druckkräfte in der Bohle.

Abschätzungsformel nach Ö-NORM EN 1993-5:

$$N_{cr} = E * I_y * \beta_D * \frac{\pi^2}{l_k^2} = 21000 * 72320 * 1,0 * \frac{\pi^2}{1200^2} = 10409,10 \text{ kN}$$

mit:  $\beta_D = 1,0 \dots$  Abminderungsfaktor für die Kraftübertragung in den Spundwandschlössern. SIEHE 6.3.1

$E$                       E-Modul Stahl =                      21000 kN/cm<sup>2</sup>

$I_y$                       Trägheitsmoment 2. Grades  
für Larsen 607n:                       $I_y = 72320 \text{ cm}^4$

$l_k \dots$                       Knicklänge: Die Knicklänge ergibt sich aus dem Abstand der Steifenlage bis zum Fußpunkt.

$$l_k = H_{BG} - H_{ST} + t_0 = 6,50 - 1,00 + 6,50 = 12,00 \text{ m}$$

Daraus folgt:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{1302,17}{10409,10} = 0,125 > 0,04$$

Es ist ein Stabilitätsnachweis zu führen.

Knicknachweis nach Ö-NORM EN 1993-5

Die Ö-NORM EN 1993-5 stellt einen vereinfachten Knicknachweis zur Verfügung. Dieser darf bei Einhaltung folgender Bedingungen angewendet werden:

- Randbedingungen für Knicken mit unverschieblichen Stützungen durch Bauteile (Anker, Erdaufleger, Kopfholme usw.) sind gegeben
- Querschnittsklasse 1, 2 oder 3 ist gegeben

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * N_{pl,Rd} * \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}}\right)} + 1,15 * \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd} * \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}}\right)} \leq 1,0$$

Dabei ist:

$N_{pl,Rd}$  der Bemessungswert des plastischen Querschnittswiderstandes

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = 8580,35 kN$$

$M_{c,Rd}$  Widerstandsmoment des Querschnitts

$$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{el} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1136,00 kN$$

$\chi$  Knickbeiwert nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2, ermittelt mit der Knicklinie d.

Rechnerische Ermittlung: 
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

mit: 
$$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] =$$

$$\phi = 0,5 * [1 + 0,76 * (0,908 - 0,2) + 0,908^2] = 1,181$$

$\alpha = 0,76$  ... Imperfektionsbeiwert für die Knicklinie D

$\bar{\lambda}$  bezogene Schlankheit

$$\bar{\lambda} = \frac{l_k}{i_y * \lambda_1} = \frac{1200}{17,30 * 76,41} = 0,908$$

$i_y$  ... Trägheitsradius

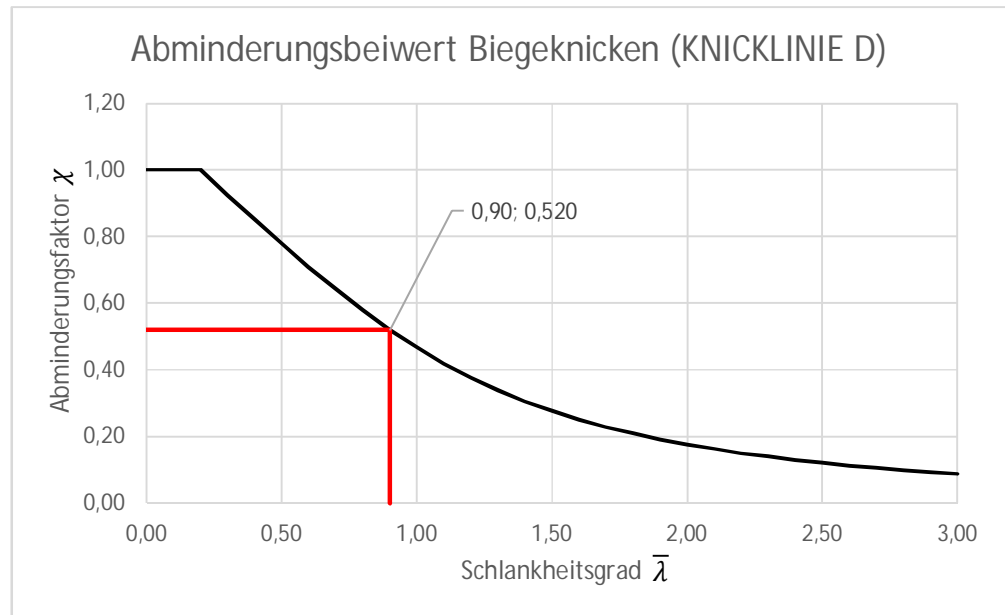
$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{72320}{241,70}} = 17,30 cm$$

$\lambda_1$  ... Schlankheitsgrad

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_{y,k}}} = \pi * \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Daraus folgt:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,181 + \sqrt{1,181^2 - 0,908^2}} = 0,516 \leq 1,0$$



Vereinfachter Knicknachweis nach Ö-NORM EN 1993-5:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * \frac{N_{pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} + 1,15 * \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{c,Rd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{1302,17}{0,516 * \frac{8580,35}{1,10}} + 1,15 * \frac{510,20}{\frac{1136,00}{1,10}} = 0,89 \leq 1,0$$

Der Knicknachweis nach EN 1993-5 ist somit erbracht.

Allgemeiner Knicknachweis nach Ö-NORM EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * \frac{N_{pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} + k_y * \frac{c_{my} * M_{Ed}}{\frac{M_{c,Rd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Ermittlung des Momentenbeiwertes  $c_{my}$ :

Der Momentenbeiwert  $c_{my}$  berücksichtigt den positiven Effekt veränderlicher Momentenverläufe im Vergleich zu einem konstanten Verlauf.

Für Systeme mit einem parabelförmigen Schnittkraftverläufen ist  $c_{my} = 0,9$ .

$$c_{my} = 0,90$$

Ermittlung des Interaktionsbeiwertes  $k_y$ 

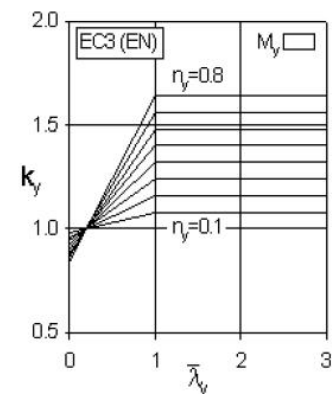
Der Interaktionsbeiwert  $k_y$  ist vom Verhältnis  $n = \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{pl,Rd}}$  und der Schlankheit des Profils abhängig. Mit steigender Schlankheit steigt auch der Interaktionsbeiwert an, da die Effekte der Theorie 2. Ordnung zum Tragen kommen.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * n_y \leq 1 + 0,8 * n_y$$

$$k_y = 1 + (0,908 - 0,2) * 0,30 \leq 1 + 0,8 * 0,30 = 1,21$$

$$\text{mit: } n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{pl,Rd}} = \frac{1302,17}{0,516 * 8580,35} = 0,29$$

$\bar{\lambda}_y$ ,  $l_{k,y}$ ,  $i_y$  und  $\lambda_1$  ... Siehe Knicknachweis nach EN 1993-5.



NACHWEIS:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * \frac{N_{pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} + k_y * \frac{c_{my} * M_{Ed}}{\frac{M_{c,Rd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{1302,17}{0,516 * \frac{8580,35}{1,10}} + 1,21 * \frac{0,90 * 510,20}{\frac{1136,00}{1,10}} = 0,86 \leq 1,0$$

Der Allgemeine Knicknachweis ist somit erbracht.



## 10 Literaturverzeichnis

[1] ÖNORM EN 1990, Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung  
Ausgabe: 2003-03-01

[2] ÖNORM EN 1993-5, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
Teil 5: Pfähle und Spundwände  
Ausgabe: 2012-03-01

[3] Ö-NORM EN 1997-1, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine Regeln  
Ausgabe: 2009-05-15

[4] Ö-NORM B 1997-1-1, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine Regeln  
Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen  
Ausgabe: 2013-09-01

[5] Ö-Norm B 4434 Erd- und Grundbau, Erddruckberechnung  
Stand: 1. Jänner 1993

[6] DIN 4085 Baugrund – Berechnung des Erddrucks  
Stand: 2011-05

[7] EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“  
5. Auflage  
Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.

[8] EAU – Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen  
10. Auflage  
Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.

[9] Zum Stand der vertikalen Tragfähigkeiten von Spundwandprofilen aus Erfahrungswerten  
Manuskript (2008): P. Becker & H.-G. Kempfert;  
Institut für Geotechnik und Geohydraulik; Universität Kassel  
Anmerkung: Manuskript zum Stand der Berechnungen des Vertikalen Tragverhaltens  
von Spundwänden. Jedoch stark bezogen auf das Gebiet Norddeutschland

[10] Geotechnik Grundbau  
2. Auflage; Gerd Möller 2012  
Published 2012 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.  
Anmerkung: Lehrbuch für Geotechnik und Grundbau  
Berechnung und Bemessung von Spundwänden

[11] Spundwandhandbuch  
 4. Auflage; Stand 04/2010  
 Thyssen Krupp GfT Bautechnik

[12] Spundwandhandbuch – Berechnung  
 ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH  
 HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH

## 11 Abbildungsverzeichnis

Abb. 0-1 Ausgangssituation - 3D-Modell - Gesamtansicht einer Baugrube.....	9
Abb. 0-2 Ausgangssituation - 3d Modell - Detailansicht Auflagerbalken.....	10
Abb. 0-3 Ausgangssituation - 3d-Modell - Übergang Bahnkörper zu Hochleistungshilfsbrücke.....	10
Abb. 0-4 Ausgangssituation - Grundriss einer Baugrube - eingleisige Strecke.....	11
Abb. 0-5 Ausgangssituation - Schnitt B-B quer zu Gleisachse.....	11
Abb. 0-6 Ausgangssituation - Schnitt A-A in Gleisachse.....	12
Abb. 1-1 Modellbildung – Beispielmodell und Biegelinie.....	15
Abb. 1-2 Modellbildung - Lastverteilungsbreiten.....	16
Abb. 1-3 Modellbildung - Querschnitt durch Bahnkörper nach DB 740 – ÖBB Regelplanung.....	17
Abb. 1-4 Modellbildung - Lastmodell 71.....	18
Abb. 1-5 Modellbildung - Anordnung Lastmodell 71.....	18
Abb. 2-1 Erddruckermittlung - Beispielmodell.....	21
Abb. 2-2 Erddruckermittlung - Vorzeichendefinition nach Ö-NORM B 4434 / 4.10 – Bild 2.....	23
Abb. 2-3 Erdruehdruck aus Bodeneigenlast.....	25
Abb. 2-4 Erdruehdruck aus flächenhaften Auflasten.....	26
Abb. 2-5 Resultierender Erdruehdruck.....	26
Abb. 2-6 Darstellung des Erddrucks abhängig von der Wandbewegung nach Ö-NORM B 4434.....	27
Abb. 2-7 Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast.....	29
Abb. 2-8 Aktiver Erddruck aus Kohäsion.....	30
Abb. 2-9 Überlagerung aktiver Erddruck.....	31
Abb. 2-10 Aktiver Erddruck aus flächenhaften Auflasten.....	32
Abb. 2-11 Beispiel: Aktiver Erddruck - Böden ohne Kohäsion.....	34
Abb. 2-12 Beispiel: Aktiver Erddruck - Böden mit Kohäsion.....	34
Abb. 2-13 Erhöhter aktiver Erddruck - Böden ohne Kohäsion.....	36
Abb. 2-14 Erhöhter aktiver Erddruck - Böden mit Kohäsion.....	36
Abb. 2-15 Erddruckumlagerung - Grundlagen.....	37
Abb. 2-16 Erddruckumlagerung - Umlagerungsfiguren.....	38
Abb. 2-17 Passiver Erddruck - Grundlagen Ö-NORM B 4434.....	39
Abb. 2-18 Passiver Erddruck - Bodeneigenlast.....	42
Abb. 2-19 Passiver Erddruck - Kohäsion.....	43
Abb. 2-20 Passiver Erddruck - Berechnung des Erdwiderstandes.....	43
Abb. 2-21 Passiver Erddruck - Varianten der Wandverschiebung.....	44
Abb. 2-22 Passiver Erddruck - Mobilisierungsfunktion.....	44
Abb. 2-23 auf 33% abgeminderter passiver Erdwiderstand.....	45
Abb. 2-24 Lastbild - Boden ohne Kohäsion - $H_{ST} \leq 0,10 \cdot H_{BG}$ .....	46
Abb. 2-25 Lastbild - Boden mit Kohäsion - $0,10 \cdot H_{BG} \leq H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$ .....	47
Abb. 4-1 Ö-NORM B 1997-1 - Teilsicherheitsbeiwerte.....	51
Abb. 5-1 Mindesteinbindetiefe - Statisches Modell.....	58
Abb. 5-2 Summe der Momente um Achse D - ständige Lasten $H_{ST} \leq 0,10 \cdot H_{BG}$ .....	59

Abb. 5-3 Summe der Momente um Achse D - ständige Lasten -  $0,10 \cdot H_{BG} < H_{ST} \leq 0,30 \cdot H_{BG}$  ..... 60

Abb. 5-4 Summe der Momente um die Achse D - veränderliche Lasten ..... 61

Abb. 5-5 Zusätzliche Einbindetiefe - System A und System B nach EAU..... 64

Abb. 6-1 Schnittkraftbemessung - Querkraft und Moment - ständige Lasten ..... 72

Abb. 6-2 Schnittkraftbemessung - Querkraft und Moment - veränderliche Lasten ..... 73

Abb. 6-3 schematische Querkraftverläufe aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen ..... 73

Abb. 6-4 Schematische Momentenverläufe aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen ..... 74

Abb. 6-5 Schnittkraftbemessung - Systembetrachtungen nach EAU ..... 75

Abb. 6-6 Schematischer Normalkraftverlauf..... 76

Abb. 6-7 Querschnittsklassifizierung nach Ö-NORM EN 1993-5..... 81

Abb. 6-8 Querschnittsklassifizierung nach Ö-NORM EN 1993-1-1 ..... 82

Abb. 6-9 Fläche  $A_v$  bei Z-Bohlen ..... 85

Abb. 6-10 Fläche  $A_v$  bei U-Bohlen..... 85

Abb. 6-11 Bestimmung der Knicklänge  $l_k$  nach Ö-NORM EN 1993-5..... 88

Abb. 6-12 Knicklinie  $d$  nach EN 1993-1-1 ..... 89

Abb. 6-13 Interaktionsbeiwert  $k_y$  nach EC3 ..... 91

Abb. 7-1 Anwendung - Modellbildung Beispielmodell ..... 93

Abb. 7-2 Gesamteinbindetiefen nach Bodentyp ohne Berücksichtigung des Lastausbreitungswinkels ..... 96

Abb. 7-3 Lastverteilungsbreite  $b_{v02}$ ..... 97

Abb. 7-4 Gesamteinbindetiefen mit Berücksichtigung des Lastausbreitungswinkels  $\varphi_{sw} = 15^\circ$  ..... 98

Dies ist eine Veröffentlichung des

## **FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ**

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplom-, Masterarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte  
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau  
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke  
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft  
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik  
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl