



## DIPLOMARBEIT Master Thesis

### **Nachweis der inneren Standsicherheit eines "Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems"**

Verification for the internal stability of a  
"Prestressed Anchors-Steel Strips-Mesh-System"

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

**Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam**

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

**Univ.Ass. Dipl.-Ing. Armin Steuerer**

E220

Institut für Geotechnik

*Forschungsbereich für Grundbau-, Boden- und Felsmechanik*

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Alexandru Tudor Tomozei**

0926502

Fourniergasse 4-6/11  
A – 1130 Wien

Wien, am 30.08.2015

.....  
(Alexandru Tudor Tomozei)

---

## Vorwort

Die Idee zum Inhalt dieser Diplomarbeit entstand im November 2013 während eines Gespräches mit dem Leiter des Forschungsbereiches Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Universität Wien, Herr Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam. Im Zuge des Gesprächs wurde das Thema der Diplomarbeit definiert: Die Entwicklung einer Nachweisführung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung für ein noch nicht in der Praxis eingesetztes Böschungssicherungssystem: das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System.

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Diplomarbeit unterstützt haben. Ich bedanke mich herzlich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam für die Möglichkeit, die Diplomarbeit am Institut für Geotechnik zu verfassen. Ganz besonders bedanke ich mich bei Univ.Ass. Dipl.-Ing. Armin Steurer für die Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit.

Weiters bedanke ich mich bei meinen Kollegen aus dem Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Kurt Ströhle Ziviltechniker G.m.b.H und ganz besonders bei Herrn Dipl.-Ing. Kurt Ströhle für die Unterstützung bei der Erstellung und Korrektur dieser Arbeit.

Meiner Familie bin ich jedoch am dankbarsten, denn egal, was ich machen wollte, sie mich in der gesamten Ausbildungs- und Studienzeit unterstützt hat. Ganz besonders möchte ich mich bei meiner Freundin Alexandra bedanken, die mich während des Schreibens dieser Arbeit ertragen hat und immer für mich da ist.

Diese Arbeit widme ich meinem Vater und allen Helden der rumänischen Revolution von 1989, da sie durch ihr großes Opfer für meine Generation und für mich die Freiheit wiedergewonnen haben.

---

## Kurzfassung

Ziel der gegenständlichen Arbeit ist es, für das neuartige System zur Sicherung von Böschungen sowie Baugruben, das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System, eine theoretische Grundlage zur praktischen Umsetzung zu entwickeln. Dabei wird, in Anlehnung zu allgemein bekannten Systemen, ein Konzept für die Nachweisführung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems ermittelt.

Nach der Beschreibung des Systems sowie der Erläuterung der Vorteile im Vergleich zu den Böschungssicherungssystemen mit Spritzbetonschalen, der Anwendungsgrenzen und der Randbedingungen für die Herstellung, werden die theoretischen Grundlagen zur Berechnung des Erddruckes dargelegt.

Weiters werden die theoretischen Grundlagen zur Bemessung der Ankerwände erläutert. Anschließend wird, basierend auf den theoretischen Grundlagen zur Bemessung von aufgelösten Ankerwänden (Elementwänden), ein Modell zur Berechnung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems erarbeitet.

Zum besseren Verständnis werden exemplarisch anhand eines Beispiels der Nachweis der Gesamtsicherheit sowie der Nachweis der inneren Standsicherheit der Frontausbildung für das neu entwickelte System geführt.

Eine ausführliche Überprüfung des entwickelten analytischen Berechnungsmodells zur Berechnung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems würde über den Rahmen dieser Arbeit hinaus gehen. Daher werden im letzten Kapitel der gegenständlichen Arbeit die empfohlenen, weiterführenden Arbeiten zusammengefasst.

---

## Abstract

The aim of this thesis is to serve as a theoretical basis for the practical development of a new slope retaining system, the Prestressed Anchors-Steel Strips-Mesh-System. Thereby, based on well-known slope retaining systems, the calculation method for the internal stability of the front construction for the Prestressed Anchors-Steel Strips-Mesh-System will be determined.

After the description of the system as well as the explanation of benefits compared to slope stabilization systems with shotcrete shells, the application boundaries and the boundary conditions for the production, there will be presented the theoretical basics for the calculation of the earth pressure.

Furthermore, the theoretical basics for the design of anchor walls will be explained. Then, based on the theoretical basics for the design of resolved anchor walls (element walls), a model for the calculation of the internal stability of the Prestressed Anchors-Steel Strips-Mesh-System will be developed.

For a better understanding, the calculation method of the global stability as well as of the internal stability of the front construction for the newly developed system will be performed by means of an example.

Since a detailed verification of the derived analytical calculation model of the internal stability for the front construction of the Prestressed Anchors-Steel Strips-Mesh-System would exceed the framework of the current thesis, the necessary further studies will be summarized in the last chapter.

---

## Inhaltsverzeichnis

Vorwort.....	2
Kurzfassung .....	3
Abstract .....	4
Inhaltsverzeichnis.....	5
1 Einleitung.....	7
2 Beschreibung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems .....	8
3 Erddruck.....	12
3.1 Erddrucktheorien .....	13
3.2 Formen des Erddruckes .....	18
4 Modellierung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.....	26
4.1 Elementwände (Ankerwände) .....	26
4.1.1 Äußere Tragfähigkeit von Ankern .....	28
4.1.2 Nachweis der Gesamtsicherheit gemäß DIN 4084.....	31
4.1.3 Nachweis der lokalen Elementsicherheit, gemäß Noll / Heckötter [8].....	33
4.2 Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System .....	37
4.2.1 Theoretische Ansätze für die Modellbildung zur analytischen Berechnung der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems .....	38
4.2.1.1 Modell zur Berechnung der Einwirkungen auf die Frontausbildung für das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System.....	38
4.2.1.2 Ansätze der Seilstatik zur Bemessung der vorgespannten Stahlbänder.....	45
4.2.1.3 Ansätze der Bemessung der Seilnetze zur Bemessung des vorgespannten Hochleistungsgitters.....	50
4.2.1.4 Ermittlung der von den Ankern zusätzlich aufzunehmenden Einwirkungen (Auflagerkräfte für die Frontausbildung) .....	58
4.2.2 Zusammenfassung der für die Bemessung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems erforderlichen Nachweise.....	61
4.2.3 Beispiel zur Nachweisführung der Gesamtsicherheit sowie zur Nachweisführung der inneren Standsicherheit des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems .....	65
5 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Empfehlungen für weiterführende Arbeiten.....	94
Abbildungsverzeichnis .....	97

Inhaltsverzeichnis	6
<hr/>	
Tabellenverzeichnis .....	100
Literaturverzeichnis .....	101

---

# 1 Einleitung

Geländesprünge sind generell, in Abhängigkeit von den Bodenverhältnissen, nur bei bestimmten Höhen und Neigungen frei geböscht standsicher. Als Böschungssicherungsmaßnahmen können in Abhängigkeit von den Arbeitsraumbedingungen Erosionsschutzmaßnahmen über Spritzbetonnagelwände bis hin zu massiven Stützkonstruktionen ausgewählt werden.

In der vorliegenden Arbeit wird ein neuartiges System zur Sicherung von Böschungen sowie Baugruben beschrieben. Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System wird in der Praxis noch nicht eingesetzt, weswegen die gegenständliche Arbeit als theoretische Grundlage zur praktischen Entwicklung dienen soll. Für das neue Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System ist derzeit keine allgemeingültige Nachweisführung für die innere Standsicherheit der Frontausbildung vorhanden. Somit wurde die Erarbeitung der Nachweisführung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems als Thema der vorliegenden Diplomarbeit definiert.

**In Kapitel 2** wird das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System beschrieben, die Vorteile dieses Systems im Vergleich zu konventionellen Ankerwänden (Elementwänden) sowie die Anwendungsgrenzen und Randbedingungen für die Herstellung erläutert.

**In Kapitel 3**<sup>1</sup> werden die theoretischen Grundlagen zur Berechnung des Erddruckes dargelegt. Dabei werden die Erddrucktheorien in Kapitel 3.1 beschrieben und die Formen des Erddruckes in Kapitel 3.2 erläutert.

**In Kapitel 4**<sup>1</sup> wird die Modellierung für die analytische Berechnung der inneren Standsicherheit des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems präsentiert. Dieses Kapitel ist in zwei Unterkapitel unterteilt:

- In Kapitel 4.1 werden die theoretischen Grundlagen zur Bemessung der aufgelösten Ankerwand (Elementwand) erläutert.
- Basierend auf den theoretischen Grundlagen zur Bemessung von aufgelösten Ankerwänden (Elementwänden), wird ein Modell zur Berechnung der inneren Standsicherheit des Vorgespannten Anker-Stahlbänder Gitter-Systems in Kapitel 4.2 erarbeitet. Anschließend wird exemplarisch anhand eines Beispiels der Nachweis der inneren Standsicherheit für das neu entwickelte System geführt.

**In Kapitel 5** der Diplomarbeit werden im Zuge des erstellten analytischen Berechnungsmodells für das gegenständliche System Schlussfolgerungen getroffen. Zusätzlich werden die empfohlenen, weiterführenden Arbeiten zur ausführlichen Untersuchung und Überprüfung des abgeleiteten analytischen Berechnungsmodells zur Berechnung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung des Systems zusammengefasst.

---

<sup>1</sup> Die statischen Berechnungen und Nachweisführungen aus der gegenständlichen Arbeit erfolgen nach DIN, da in Deutschland der Eurocode für Grundbau vollständig umgesetzt wurde und in Österreich nicht.

## 2 Beschreibung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems

Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System besteht aus vorgespannten Ankern, die mittels Ankerkopfplatten, vorgespannten Stahlbändern und einem vorgespannten Hochleistungsgitter einen Geländesprung stabilisieren.

Ein verzinktes vorgespanntes Hochleistungsgitter bildet mit einer vollflächig untergelegten Erosionsschutzmatte die Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems. Die einzelnen Bahnen des Gitters werden entsprechend vernäht und die horizontal verlaufenden Stahlbänder werden gemäß den statischen Erfordernissen vorgespannt.

Für die Herstellung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems kommen in der Praxis folgende Produkte in Frage:

- Marktübliche vorgespannte Anker:
  - Bündelanker,
  - Litzenanker.
- Vorgespannte Stahlbänder der Stahlsorte S 235 (Elastizitätsmodul  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ , charakteristische Festigkeit  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) oder höherwertig, rechteckiger Querschnitt (z.B.: 5,0 mm x 50,0 mm).
- Vorgespanntes Hochleistungsgitter der Stahlsorte S 235 (Elastizitätsmodul  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ , charakteristische Festigkeit  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) oder höherwertig, rechteckige Maschenform (z.B.: Maschenweite  $m_{AB} = 50 \text{ mm}$ ).

In der gegenständlichen Arbeit wird das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System mit einem rechteckigen Ankerverteileraster behandelt (s. Abbildung 1). Die Ausführungs- und Bemessungsmöglichkeiten des Systems mit einem dreieckigen Ankerverteileraster (versetzte horizontale Ankerreihen) sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Für die Herstellung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems, bei dem die Anker lageweise eingebracht sowie ein Hochleistungsgitter und je Ankerreihe ein Stahlband vorgespannt werden, kann auf große Kompressoren und Siloanlagen verzichtet werden. Es sind lediglich ein Bohrgerät für die Herstellung der Verankerungen sowie ein Gerät oder eine Voreinrichtung für das Vorspannen der Anker nötig. Zusätzlich muss noch erwähnt werden, dass in Bereichen, in denen die Befahrung mit einem Kettenfahrwerk nicht möglich oder unerwünscht ist, die Anker auch mit einer Kran-Lafette hergestellt werden können.



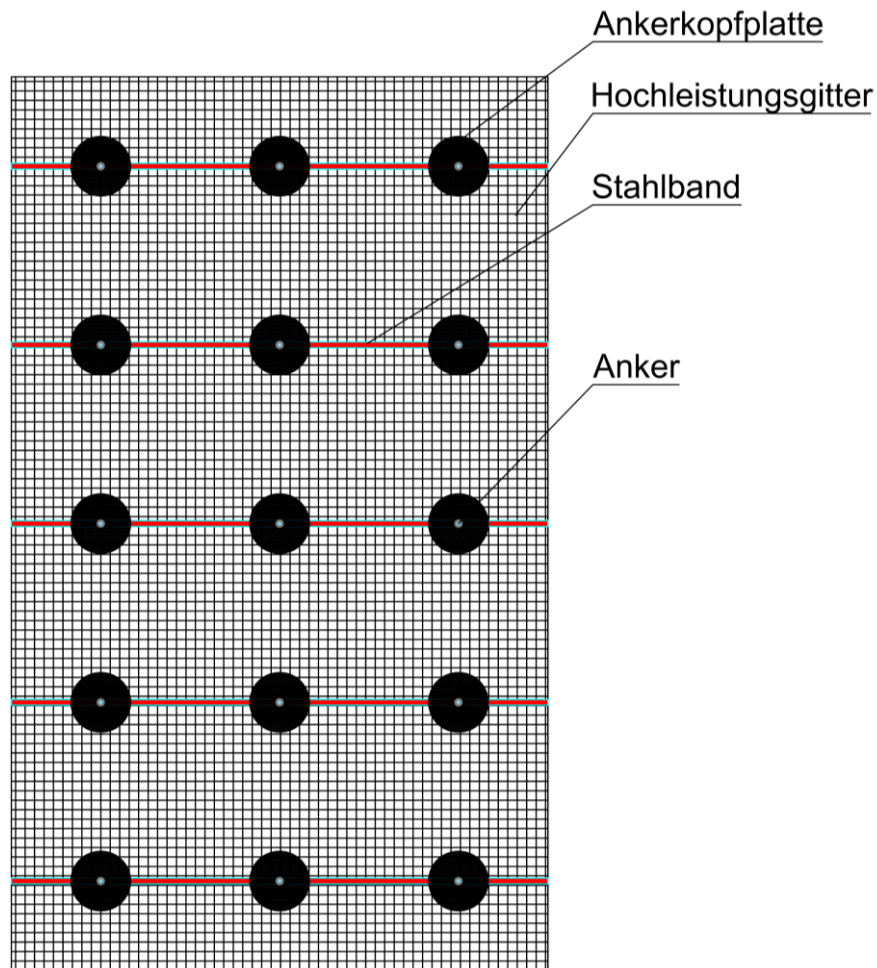


Abbildung 1: Schematische Ansicht des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.

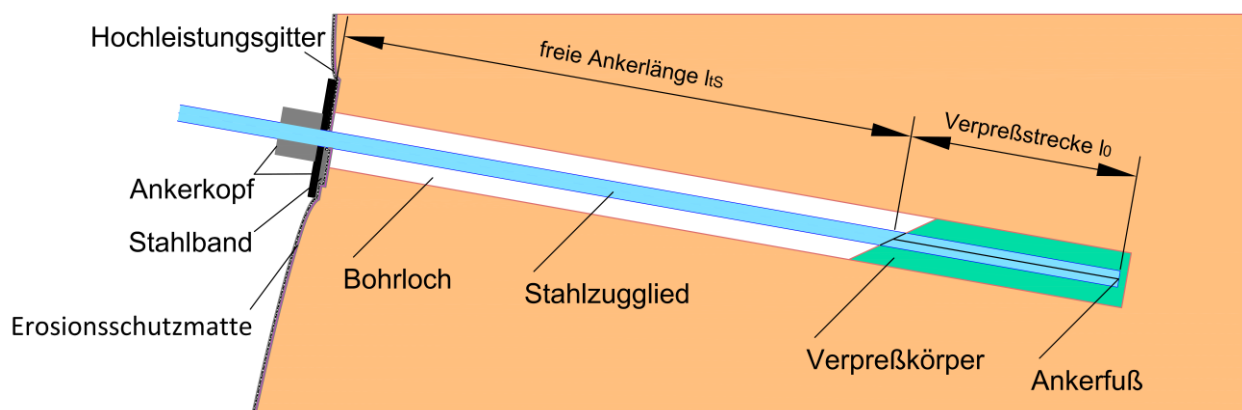


Abbildung 2: Schematischer Querschnitt des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.

Beim Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-System werden durch die Vorspannung der Anker – im Rahmen der Herstellung – die Verschiebungen, welche für die Aktivierung der Bodenwiderstände erforderlich sind, entlang der Verpresskörper erzielt bzw. vorweggenommen. Somit kann ein signifikanter Anstieg der Verschiebungen entlang der Anker beim Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-System während der Nutzungsdauer als Böschungssicherung vermieden werden. Zusätzlich wird auch die

Frontausbildung des Systems vorgespannt. Durch die Vorspannung der Elemente der Frontausbildung des Systems (Stahlbänder und Hochleistungsgitter) kann das Verformungsverhalten der Frontausbildung gesteuert werden. Um Ausbrüche von lokalen Bruchschollen zwischen den Ankerplatten zu verhindern, sind die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der Frontausbildung nachzuweisen. Die Einwirkungen aus den Bruchschollen werden, ausgehend vom Hochleistungsgitter auf die Stahlbänder übertragen, welche in weiterer Folge die Kräfte über die Anker in den Untergrund einleiten.

Da die gegenständliche Arbeit in erster Linie die theoretische Grundlage für die Bemessung eines komplett neuartigen Systems schaffen soll, muss das spezifische, technische Verfahren zur Vorspannung der Stahlbänder und des Hochleistungsgitters erst in Detail ermittelt und in Rahmen von Versuchen erprobt werden. Die Entwicklung eines Verfahrens zur Vorspannung der Stahlbänder und des Hochleistungsgitters sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

### **A) Vorteile gegenüber Böschungssicherungssystemen mit Spritzbetonschalen**

Die Sicherung von Geländesprüngen mittels Spritzbeton geht mit entsprechenden Lärm- und Staubemissionen einher. Diese stellen insbesondere in urbanen Gebieten eine Belastung für Anrainer dar. Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System soll eine nahezu staubfreie Herstellung der Sicherung von Geländesprüngen und Baugruben mit einem reduzierten Geräteeinsatz ermöglichen.

Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System könnte sich in den folgenden Punkten als vorteilhaft gegenüber Böschungssicherungssystemen mit Spritzbetonschalen erweisen:

- geringere Staubentwicklung
- geringere Lärmbelastung durch Druckluftgeräte
- kein Spritzbetonverbrauch
- kein Rückstau von Hangwasser, infolge mangelhafter oder fehlender Sickeröffnungen in der Spritzbetonschale
- einfache Rekultivierung
- kürzere Bauzeit
- geringerer Platzbedarf der Baustelleneinrichtung
- geringerer Aufwand beim Transport der Baumaterialien
- verringerter Großgeräteeinsatz (Ankerbohrgerät od. Kranlafette), kein Kompressor und keine Siloanlage erforderlich

### **B) Anwendungsgrenzen und Randbedingungen**

Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System eignet sich sowohl für die temporäre, wie auch für die permanente Sicherung von Geländesprüngen, wobei die Nutzungsdauer bei der Auswahl der Anker zu berücksichtigen ist. Prinzipiell kann diese Form der Sicherung bei allen Böden angewendet werden, welche über eine ausreichende Eigenfestigkeit (Kohäsion) verfügen, um kurzfristig (wenige Tage) die

---

Standicherheit in den einzelnen Bauzuständen (analog zur Herstellung von Elementwänden) ohne Sicherungsmaßnahmen gewährleisten zu können.

Die Drahtstärke des Gitters variiert je nach statischem Erfordernis und ist vom Ankerabstand abhängig. Die Frontausbildung, bestehend aus den Stahlbändern und dem Hochleistungsgitter, ist beim Verlegen äußerst elastisch. Somit ist auch bei unregelmäßigen Profilierungen des Bodens eine vollflächige Auflage auf der zu sichernden Oberfläche möglich. Bei Einbuchtungen der Böschung kann der Ankerraster angepasst oder zusätzliche Anker angebracht werden.

Für die Herstellung einer permanenten Sicherung sind zusätzliche Korrosionsschutzmaßnahmen, wie beispielsweise die Ausführung des Gitters mit einer Dickverzinkung, vorzusehen.

Das in der gegenständlichen Diplomarbeit entwickelte Verfahren zum Nachweis der inneren Standicherheit darf nur angewendet werden, wenn sämtliche Elemente, das heißt Anker, Stahlbänder und Gitter, vorgespannt werden. Sollte eines der Elemente nicht vorgespannt werden (können), so sind die Voraussetzungen für das Nachweisverfahren nicht mehr gegeben. Der Grund dafür ist, dass die Verformungen nur damit entsprechend der Berechnungsannahmen eingehalten werden können.

### 3 Erddruck

„Erddruck tritt auf, wenn der Boden durch eine künstliche Abstützung daran gehindert wird, sich als unabgestützte Böschung einzustellen, die unter dem natürlichen Böschungswinkel ohne Abstützung in sich standsicher wäre. Der Erddruck ist dabei die seitliche Druckwirkung des Erdreichs durch sein Eigengewicht und allfälliger Geländeaufasten auf das Stützbauwerk oberhalb der Gründungssohle. Die Größe, Richtung und Verteilung des Erddrucks über die Höhe des Stützbauwerks hängen von der Größe und der Art der Bewegung des Stützbauwerks ab“ [1].

Je nach Bodenart wirken im Boden Reibungskräfte, Kohäsionskräfte oder Reibungs- und Kohäsionskräfte. Der Ansatz einer Reibungskraft setzt unter anderem eine Bewegung voraus. Somit besteht ein direkter Zusammenhang zwischen der Bewegung sowie der Größe und Wirkungsrichtung der dabei auftretenden Kräfte. Auf ein Bodenelement wirken die Hauptspannungen  $\sigma_v$  und  $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$  (Links in Abbildung 3). Wenn man die vertikale Spannung  $\sigma_v$  vergrößert und sich das Bodenteilchen in horizontaler Richtung deformiert, spricht man von einer aktiven Deformation. Mit zunehmender Vertikalspannung wächst die Deformation an, so dass das Verhältnis  $\sigma_h / \sigma_v = K$  bis auf ein Minimum  $K_{\min} = K_a$  (= aktiver Erddruckbeiwert, Mitte in Abbildung 3) absinkt. Bei zunehmender horizontaler Hauptspannung  $\sigma_h$  wächst die Deformation an, wobei man dann von einer passiven Deformation spricht, wenn das Verhältnis  $\sigma_h / \sigma_v = K$  ein Maximum von  $K_{\max} = K_p$  (= passiver Erddruckbeiwert, rechts in der Abbildung 3) erreicht [1].

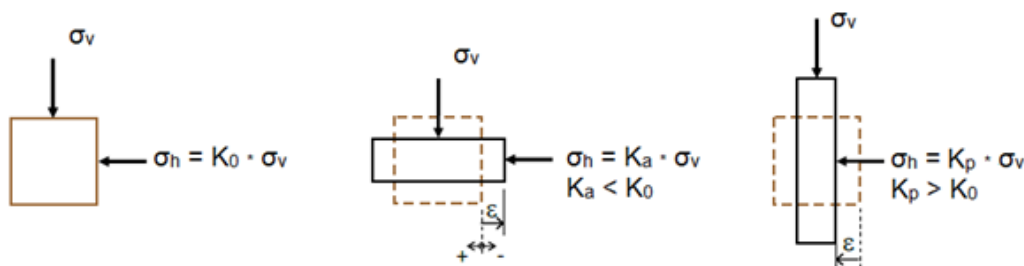


Abbildung 3: Links: Ruhedruckzustand, Mitte: aktive Verformung, Rechts: passive Verformung [1].

Die Bestimmung der horizontalen Hauptspannung  $\sigma_h$  wird wie folgt erzielt [1]:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad (1)$$

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \text{ bei } K_a < K_0 \quad (2)$$

$$\sigma_h = K_p \cdot \sigma_v \text{ bei } K_p > K_0 \quad (3)$$

$\sigma_v$	vertikale Hauptspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_h$	horizontale Hauptspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$K_0$	Erdruhedruckbeiwert	[-]
$K_a$	aktiver Erddruckbeiwert	[-]
$K_p$	passiver Erddruckbeiwert	[-]

„Die passive Deformation  $\varepsilon_p$ , bei welcher sich  $K_{\max} = K_p$  einstellt, ist wesentlich größer als die aktive Grenzdeformation  $\varepsilon_a$ . Es gilt allgemein:  $|\varepsilon_a| \ll |\varepsilon_p|$ “ [1].

Nur wenn sich entsprechend große Deformationen im Boden und damit auch Verschiebungen des Stützbauwerks auch tatsächlich einstellen können, treten die Grenzwerte  $K_p$  und  $K_a$  auf (s. Abbildung 4) [1].

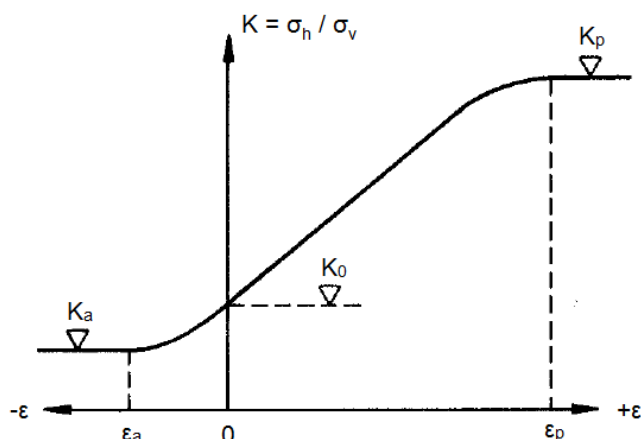


Abbildung 4: Die Abhängigkeit des Erddruckbeiwertes  $K$  von den Deformationen [1].

Um die aktiven Erddruckspannungen zu mobilisieren, ist eine Kopfverschiebung der Stützkonstruktion in einer Größe von rund 0,1% der Wandhöhe erforderlich. Für die Aktivierung des maximalen passiven Erddruckes ist hingegen eine Verschiebung von rund 1,0% der Wandhöhe notwendig [2].

Neben den drei erwähnten Arten des Erddruckes, aktiver Erddruck, Erdruhedruck und passiver Erddruck, können noch weitere Sonderfälle des Erddruckes auftreten (siehe Kapitel 3.2) [2].

### 3.1 Erddrucktheorien

Die Grenzen der horizontalen Spannungen einer Wand vor einem Bodenelement lassen sich anhand der Mohr-Coulomb'schen Bruchgerade ableiten. Die Spannungskreise, die bei den verformungsbedingten Änderungen den Grenzzustand erreichen, bilden die Zustände des aktiven bzw. des passiven Erddruckes ab. Das Mohr-Coulomb'sche Stoffmodell (s. Abbildung 5) zeigt besonders deutlich, dass auch alle Zwischenzustände ebenso zulässig und möglich sind [3].

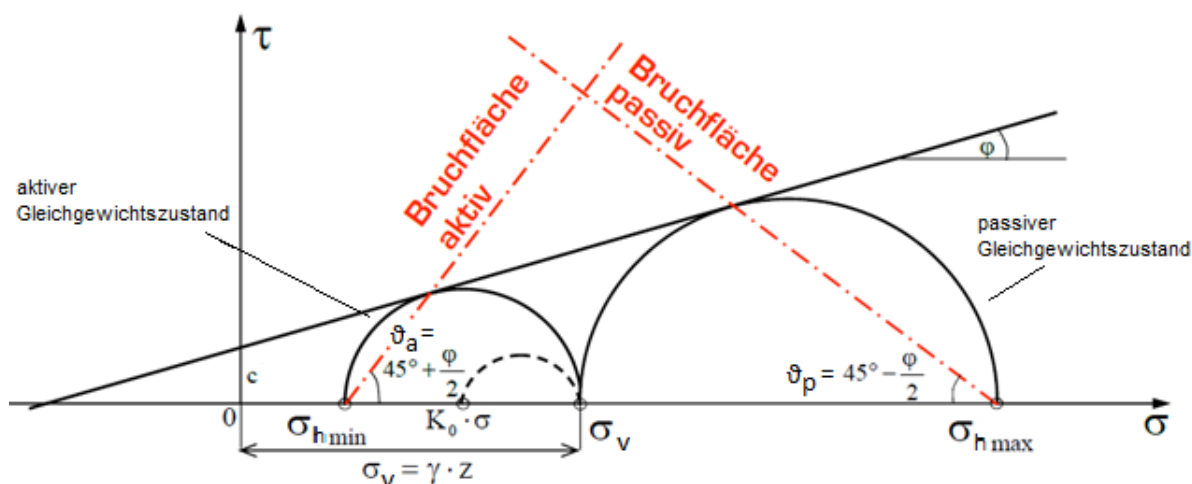


Abbildung 5: Mohr-Coulomb-Stoffmodell mit den Spannungskreisen für einen aktiven und einen passiven Gleichgewichtszustand und dem zugehörigen Ruhedruckkreis [1].

Zur Bestimmung der Erddruckspannungen bzw. des Erddruckes gibt es zwei Ansätze, die Erddrucktheorie nach Rankine (Links in Abbildung 6) und die Erddrucktheorie nach Coulomb (Rechts in Abbildung 6) [2].

„Bei der Erddrucktheorie nach Rankine wird davon ausgegangen, dass infolge einer Bewegung des Stützbauwerks das gesamte Erdreich hinter dem Bauwerk in einen Zustand plastischen Fließens gerät, man erhält eine Schar von Gleitflächen. Der Boden gleitet reibungsfrei an der Wand ab und die für die Ausbildung des aktiven Grenzzustands erforderliche Verschiebung muss von Null unten beginnend, bis zu einem Maximalwert oben zunehmen, damit sich der Erddruck zwängungsfrei einstellen kann. Dies kann auch mit einer Fußpunktdrehung der Stützkonstruktion erklärt werden. Die Spannungsverteilung an der lotrechten Rückseite einer Stützkonstruktion ist linear. Im Gegensatz dazu betrachtet Coulomb die Verschiebung eines starren Körpers auf einer einzelnen Gleitfuge. Beim Nachgeben der Mauer löst sich ein Teil der Hinterfüllung und rutscht auf einer einzelnen Gleitfuge, die Coulomb als eben angenommen hat, ab. Die Größe der Erddruckresultierenden wird als Kraft errechnet, jedoch erhält man keine Aussage über die Verteilung der Spannungen an der Vorderkante des Erdkörpers oder über den Kraftangriffspunkt“ [1].

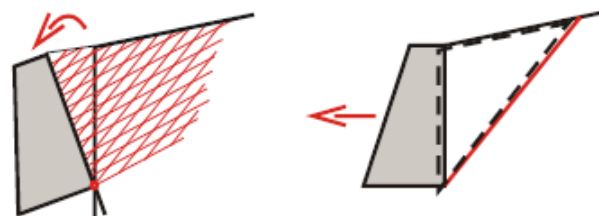


Abbildung 6: Links: Drehung um den Fußpunkt führt zu plastischem Fließen im gesamten Erdkeil – Erddrucktheorie nach Rankine. Rechts: Parallelverschiebung führt zum Abrutschen des Erdkeils, plastisches Fließen herrscht nur in der Gleitfläche vor – Erddrucktheorie nach Coulomb [1].

### A) Rankine'sche Theorie

Die Rankine'sche Theorie betrachtet die im Grenzzustand (Bruchzustand) befindlichen Spannungszustände. Es werden die Bedingungen, die ausgehend vom Ruhezustand zur Ausbildung des Spannungskreises im Bruchzustand führen, untersucht (Abbildung 5). Für den einfachen Grundfall, in welchem der Wandneigungswinkel  $\alpha$ , der Geländeneigungswinkel  $\beta$  und der Erddruckneigungswinkel  $\delta$  gleich Null sind und der Boden kohäsionslos ist ( $\alpha=\beta=\delta=c=0$ ), werden die Grenzspannungszustände wie folgt beschrieben [2]:

- aktiver Rankine'scher Grenzspannungszustand [2]:

$$\frac{\sigma_{h \min}}{\sigma_v} = K_a \quad (4)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right), \vartheta_a = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad (5)$$

- passiver Rankine'scher Grenzspannungszustand [2]:

$$\frac{\sigma_{h \max}}{\sigma_v} = K_p \quad (6)$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right), \vartheta_p = 45 - \frac{\varphi}{2} \quad (7)$$

$\sigma_v$	vertikale Hauptspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_h$	horizontale Hauptspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$K_a$	Erddruckbeiwert für den aktiven Fall	[-]
$K_p$	Erddruckbeiwert für den passiven Fall	[-]
$\vartheta_a$	Gleitflächenwinkel im aktiven Fall	[°]
$\vartheta_p$	Gleitflächenwinkel im passiven Fall	[°]
$\varphi$	Reibungswinkel	[°]

Die resultierende aktive Erddruckkraft  $E_a$  und die resultierende passive Erddruckkraft  $E_p$  auf eine Stützwand von der Höhe  $h$  leiten sich aus dem aktiven Erddruck nach Rankine  $e_a$  beziehungsweise aus dem passiven Erddruck nach Rankine  $e_p$  ab [2]:

- aktiver Erddruck nach Rankine  $e_a$  und die resultierende aktive Erddruckkraft  $E_a$  [2]:

$$\sigma_{h \min} = e_a = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad (8)$$

$$E_a = \int_0^{z=h} e_a \, dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

- passiver Erddruck nach Rankine  $e_p$  und die resultierende passive Erddruckkraft  $E_p$  [2]:

$$\sigma_{h \max} = e_p = K_p \cdot \gamma \cdot z \quad (10)$$

$$E_p = \int_0^{z=h} e_p dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (11)$$

$\sigma_v$	vertikale Hauptspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_a$	aktive Erddruckkraft nach Rankine	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_p$	passive Erddruckkraft nach Rankine	[kN/m <sup>2</sup> ]
$e_a$	aktiver Erddruck	[kN/m]
$e_p$	passiver Erddruck	[kN/m]
$K_a$	Erddruckbeiwert für den aktiven Fall	[-]
$K_p$	Erddruckbeiwert für den passiven Fall	[-]
$\gamma$	Wichte	[kN/m <sup>3</sup> ]
$h$	Höhe	[m]
$\varphi$	Reibungswinkel	[°]

## B) Coulomb'sche Erddrucktheorie

Nach dem Grundfall der Coulomb'schen Erddrucktheorie (Abbildung 7), ergibt sich der Erddruck aus der Lösung einer Extremwertaufgabe mit der Neigung einer ebenen Gleitfläche als Variable, wobei folgende Vereinfachungen getroffen werden [1]:

- kohäsionsloses Erdreich und horizontales Gelände (ebenes Problem)
- drehungsfreie Verschiebung der Mauer
- ebene Gleitfläche (vertikale Mauerrückwand)
- Vernachlässigung der Reibung zwischen Mauerrückwand und Boden
- Mobilisierung der vollen Reibungskraft in der Gleitfläche (Bildung des Reibungswinkels zwischen der Stützkraft  $Q$  und der Normalen zur Gleitfläche).

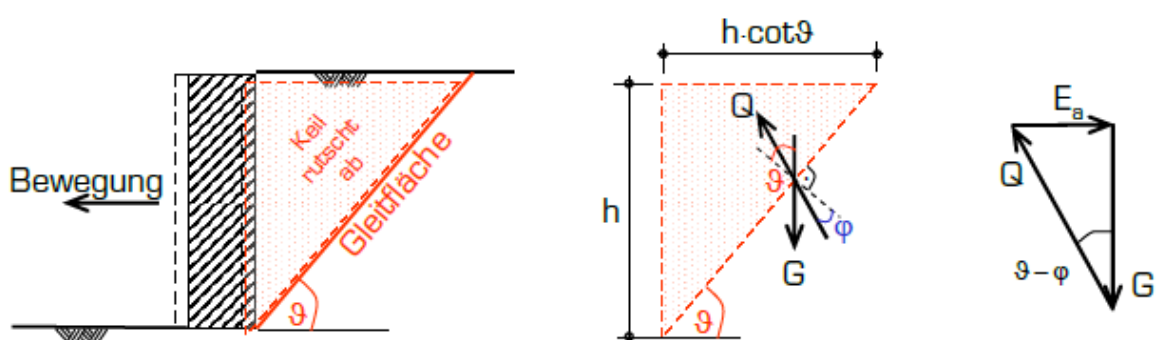


Abbildung 7: Darstellung der Coulomb'schen Erddrucktheorie. Ermittlung des aktiven Erddruckes am Gleitkeil [1].

Die Neigung der Gleitfläche ist anfangs unbekannt. Das Gewicht des losgelösten Keils  $G$  wird durch die aktive Erddruckkraft  $E_a$  auf die Wand und durch die Reaktionskraft  $Q$  in der Gleitfläche im Gleichgewicht gehalten. Anschließend wird durch Variation des Gleitflächenwinkles der Extremwert der Erddruckkraft  $E_a$  gesucht. Aus einer mit veränderlichen Gleitflächenrichtungen durchgeführten Extremwertberechnung



(Suche nach dem Maximum) folgt der aktive Erddruck. Dieser ist daher der größte aller Drücke auf die ausweichende Stützkonstruktion, die zu den verschiedenen hypothetischen Gleitflächenneigungen  $\vartheta$  gehören, aber gleichzeitig auch der kleinste Erddruck, der auf die Mauer überhaupt wirken kann [1].

Die in Abbildung 7 dargestellten Kräfte werden wie folgt berechnet [1]:

$$G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cot(\vartheta) \quad (12)$$

$$E_a = G \cdot \tan(\vartheta - \varphi) \quad (13)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cot(\vartheta) \cdot \tan(\vartheta - \varphi) \quad (14)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a \quad (15)$$

G	Gewicht des Gleitkeils	[kN/m]
$\vartheta$	Gleitflächenwinkel	[°]
$E_a$	aktive Erddruckkraft	[kN/m]
$K_a$	Erddruckbeiwert für den aktiven Fall	[-]
$\gamma$	Wichte	[kN/m <sup>3</sup> ]
h	Höhe	[m]
$\varphi$	Reibungswinkel	[°]

Der passive Erddruck folgt aus der Extremwertberechnung (Suche nach dem Minimum), die mit veränderlichen Gleitflächenrichtungen durchgeführt wird. Die Stützkonstruktion wird gegen das Erdreich gedrückt und die Reaktionskraft ist in der anderen Richtung als beim aktiven Fall, um den Winkel  $\varphi$  gegen G geneigt. Somit ergibt sich der Winkel ( $\vartheta + \varphi$ ) zur Horizontalen [1].

Dabei wird die Berechnung der passiven Erddruckkraft wie folgt durchgeführt [1]:

$$G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cot(\vartheta) \quad (16)$$

$$E_p = G \cdot \tan(\vartheta + \varphi) \quad (17)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cot(\vartheta) \cdot \tan(\vartheta + \varphi) \quad (18)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p \quad (19)$$

G	Gewicht des Gleitkeils	[kN/m]
$\vartheta$	Gleitflächenwinkel	[°]
$E_p$	passive Erddruckkraft	[kN/m]
$K_p$	Erddruckbeiwert für den passiven Fall	[-]

$\gamma$	Wichte	[kN/m <sup>3</sup> ]
$h$	Höhe	[m]
$\varphi$	Reibungswinkel	[°]

### 3.2 Formen des Erddruckes

Die Berechnung des Erddruckes erfolgt mit Hilfe der Erddruckbeiwerte  $K_a$  (aktiver Erddruck),  $K_0$  (Erdruhedruck) bzw.  $K_p$  (passiver Erddruck). Aus der Fläche der errechneten Erddruckspannungen ergibt sich die Erddruckkraft, wobei der Angriffspunkt der Erddruckkraft im Schwerpunkt der Spannungsfläche liegt. [2]

In weiterer Folge werden die Formen des Erddruckes erläutert. Tabelle 1 enthält die Benennung der Formelzeichen und der Indizes für die Berechnung des Erddruckes. Abbildung 8 stellt die verwendeten Vorzeichen für die Erddruckberechnung dar. Die Gleichungen zur Berechnung des Erddruckes basieren auf DIN 4085: 2011—05.

Tabelle 1: Benennung der Formelzeichen und Indizes für die Berechnung des Erddruckes.

Formelzeichen		
Formelzeichen	Benennung	Einheit
$e$	Erddruck	kN/m <sup>2</sup>
$E$	Erddruckkraft	kN oder kN/m
$K$	Erddruckbeiwert	-
$c$	Kohäsion	kN/m <sup>2</sup>
$F$	Vertikale Punkt- oder Linienlast	kN oder kN/m
$p_v$	Streifenlast	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$	Wichte	kN/m <sup>3</sup>
$h$	Höhe	m
$\alpha$	Wandneigungswinkel	°
$\beta$	Geländeneigungswinkel	°
$\delta$	Erddruckneigungswinkel	°
$\varphi$	Reibungswinkel des Bodens	°
$\vartheta$	Neigungswinkel der Gleitfläche	°

Tabelle 1: Benennung der Formelzeichen und Indizes für die Berechnung des Erddruckes.(Fortsetzung).

Indizes	
Index	Benennung
a	Aktiver Zustand
c	Infolge Kohäsion
g	Infolge Bodeneigenlast
h	Horizontalkomponente
0	Ruhezustand
p	Passiver Zustand
v	Vertikalkomponente

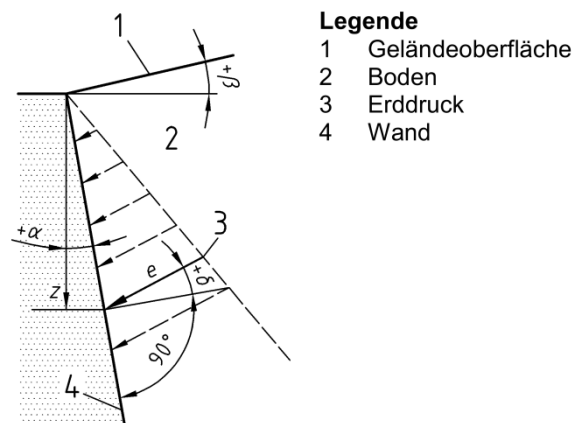


Abbildung 8: Vorzeichenregel für die Erddruckberechnung [4].

### A) Aktiver Erddruck:

Die aktive Erddruckkraft  $E_a$  besteht aus mehreren Anteilen, wie den Erddruckanteil aus Eigenlast des Bodens  $E_{ag}$ , den Erddruckanteil aus Kohäsion  $E_{ac}$ , den Erddruckanteil aus gleichmäßig verteilten Lasten  $E_{ap}$  und den Erddruckanteil aus Linienlasten oder Streifenlasten  $E_{aF}$  [2].

Die aktive Erddruckkraft setzt sich aus folgenden Anteilen zusammen [2]:

$$E_{ah} = E_{agh} + E_{ach} + E_{ap,h} + E_{aFh} \quad (20)$$

- Erddruckanteil aus der Eigenlast des Bodens [2]:

$$E_{agh} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_{agh}}{2} \quad (21)$$

$$E_{agv} = E_{agh} \cdot \tan(\alpha + \delta) \quad (22)$$

$$K_{agh} = \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad (23)$$

$$\vartheta_{ag} = \varphi + \arctan \left( \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\sin(\varphi - \alpha) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}}} \right) \quad (24)$$

- Erddruckanteil infolge Kohäsion [2]:

$$E_{ach} = -c \cdot h \cdot K_{ach} \quad (25)$$

$$K_{ach} = \frac{2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos \varphi \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}{[1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)] \cos \alpha} \quad (26)$$

- Erddruckanteil infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast  $p_v$  [2]:

$$E_{ap_v,h} = p_v \cdot h \cdot K_{ap_v,h} \quad (27)$$

$$K_{ap_v,h} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{agh} \quad (28)$$

- Erddruckanteil infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast, der die Neigung der Erddruckgleitfläche aus Eigenlast des Bodens nicht wesentlich verändert, wobei diese Bedingung näherungsweise erfüllt wird, wenn die Last auf dem Gleitkeil angreift und nicht größer ist als 1/10 der Eigenlast des Gleitkeils [2].

$$E_{aFh} = F \cdot \frac{\sin(\vartheta_{ag} - \varphi) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}{\cos(\vartheta_{ag} - \alpha - \delta_a - \varphi)} \quad (29)$$

Örtliche Lasten vergrößern lokal den Erddruck und verändern maßgeblich die Gleitfläche, wobei in der Literatur Näherungsmethoden für die Berechnung beschrieben werden. Im Fall von wandparallelen Linien- oder Streifenlasten wirkt der zusätzliche Erddruck über die gesamte Länge. Im Fall von Einzelfundamenten und Punktlasten wird eine Lastverteilung unter 45° zur Wand angenommen und die Last  $Q$  als Linienlast  $Q'$  über die Länge  $b + 2 \cdot a$  angesetzt [2]:

$$Q' = \frac{Q}{b + 2 \cdot a} \quad (30)$$

$Q$	vertikale Einzellast	[kN]
$Q'$	vertikale Linienlast	[kN/m]
$a, b$	Gemäß der Abbildung 9	[m]

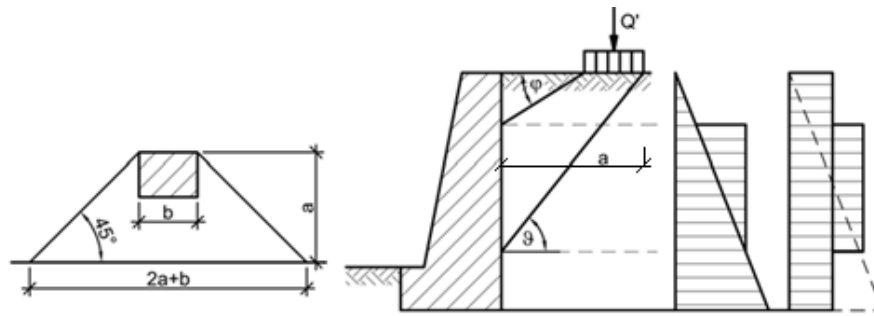


Abbildung 9: Darstellung der Erddruckverteilung bei Einzel- und Linienlasten [2].

Somit berechnet sich der Erddruckanteil zufolge einer räumlich begrenzten Auflast gemäß [2] wie folgt:

$$\Delta E_a = Q \cdot \frac{\sin(\vartheta_a - \varphi)}{\cos(\vartheta_a - \varphi - \bar{\delta}_a)} \quad (31)$$

$$\Delta E_{ah} = \Delta E_a \cdot \cos \bar{\delta}_a \quad (32)$$

$$\Delta E_{av} = \Delta E_a \cdot \sin \bar{\delta}_a \quad (33)$$

$\Delta E_a$	Erddruckkraft zufolge Streifenlast	[kN/m]
$\Delta E_{ah}$	horizontale Erddruckkraft zufolge Streifenlast	[kN/m]
$\Delta E_{av}$	vertikale Erddruckkraft zufolge Streifenlast	[kN/m]

$$e_x = \frac{2 \cdot \Delta E_a}{d} \quad (34)$$

$$e_y = \frac{\Delta E_a}{d} \quad (35)$$

$e_x$	dreiecksförmige Erddruckspannungen	[kN/m <sup>2</sup> ]
$e_y$	rechtecksförmige Erddruckspannungen	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\Delta E_a$	Erddruckkraft zufolge Streifenlast	[kN/m]

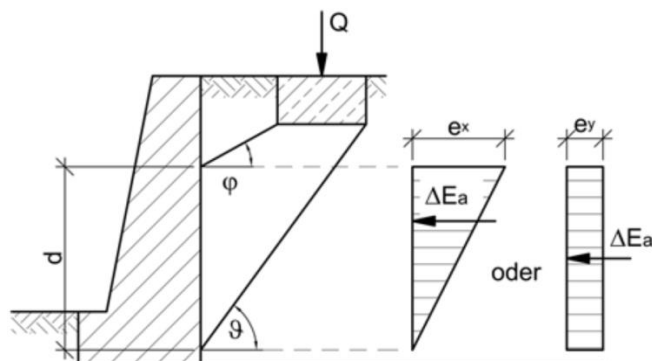


Abbildung 10: Darstellung der Verteilung des Erddruckes zufolge einer Streifenlast. [2]

Zufolge der Kohäsion treten eine Verringerung des aktiven und eine Erhöhung des passiven Erddruckes auf. Gemäß DIN 4085 ist bei der Dimensionierung von Stützbauwerken ein aktiver Erddruck  $e_a \leq 0$  nicht zulässig und es ist daher der sogenannte Mindesterdruk auf das Stützbauwerk anzusetzen. Daher muss bei Vorhandensein einer Kohäsion für erdstatische Berechnungen ein Mindesterdruk  $K_{ah} = 0,20$  und  $c = 0 \text{ kN/m}^2$  gemäß Abbildung 11 angesetzt werden. Somit ergibt sich der Mindesterdruk gemäß [2] zu:

$$e_{\min} = 0,20 \cdot \gamma \cdot h \quad (36)$$

$e_{\min}$  Mindesterdruk [kN/m<sup>2</sup>]

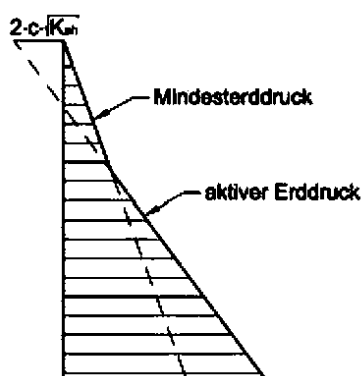


Abbildung 11: Darstellung des Mindesterdruk. [2]

## B) Passiver Erddruk:

Die passive Erddruckkraft  $E_p$  besteht aus mehreren Anteilen, wie der Erddruckanteil aus Eigenlast des Bodens  $E_{pg}$ , der Erddruckanteil aus der Kohäsion  $E_{pc}$  und der Erddruckanteil aus gleichmäßig verteilten Lasten  $E_{pp}$ , wobei diese mit Hilfe von Erddruckbeiwerten berechnet werden [2].

$$E_{ph} = E_{pgh} + E_{ppv,h} + E_{pch} \quad (37)$$

- Erddruckanteil aus der Eigenlast des Bodens, gemäß [5]:

$$E_{pgh} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_{pgh}}{2} \quad (38)$$

$$E_{pgv} = E_{pgh} \cdot \tan(\alpha + \delta_p) \quad (39)$$

$$K_{pgh} = \left[ \frac{\cos(\varphi + \alpha)}{\cos \alpha \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_p)}} \right)} \right]^2 \quad (40)$$

$$\vartheta_{pg} = -\varphi + \operatorname{arccot} \left( \tan(\alpha - \varphi) + \sqrt{\frac{\sin(-\varphi + \bar{\delta}_p) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin(-\varphi - \beta) \cdot \cos(\bar{\delta}_p - \alpha)}} \right) \quad (41)$$

- Erddruckanteil infolge Kohäsion, gemäß [5]:

$$E_{pch} = c \cdot h \cdot K_{pch} \quad (42)$$

$$K_{pch} = \frac{2 \cdot \cos \varphi \cdot \cos \bar{\delta}_p}{1 - \sin(\varphi - \bar{\delta}_p)} \quad (43)$$

- Erddruckanteil infolge einer gleichmäßig räumlich unendlich verteilten vertikalen Auflast  $p_v$  [5]:

$$E_{pp_v,h} = p_v \cdot h \cdot K_{pp_v,h} \quad (44)$$

$$K_{pp_v,h} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{pgh} \quad (45)$$

### C) Erdruhedruck:

Die Erdruhedruckkraft  $E_0$  besteht aus mehreren Anteilen, wie der Erddruckanteil aus Eigenlast des Bodens  $E_{0g}$ , der Erddruckanteil aus gleichmäßig verteilten Lasten  $E_{0p}$  und der Erddruckanteil aus Linienlasten oder Streifenlasten  $E_{0F}$ , wobei diese mit Hilfe von Erddruckbeiwerten berechnet werden [2].

$$E_{0h} = E_{0gh} + E_{0ph} + E_{0Fh} \quad (46)$$

- Erddruckanteil aus der Eigenlast des Bodens [6]:

$$E_{0gh} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_{0gh}}{2} \quad (47)$$

$$E_{0gv} = E_{0gh} \cdot \tan(\alpha + \bar{\delta}_0) \quad (48)$$

$$K_{0gh} = K_1 \cdot f \cdot \frac{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta_0} \quad (49)$$

$$K_1 = \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \cdot \cos^2 \beta \quad (50)$$

$$\tan \alpha_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{K_1} + \tan^2 \beta}} \quad (51)$$

$$f = 1 - |\tan \alpha \cdot \tan \beta| \quad (52)$$

Im Sonderfall  $\alpha=\beta=\delta_0=0$  ergibt sich der übliche Näherungsansatz nach Jaky [6]:

$$K_{0gh} = K_{0g} = 1 - \sin \varphi \quad (53)$$

Bei überkonsolidierten Böden gelten andere Ansätze.

- Erddruckanteil infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast  $p_v$  [6]:

$$E_{0ph} = p_v \cdot h \cdot K_{0ph} \quad (54)$$

$$K_{0ph} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{0gh} \quad (55)$$

- Erddruckanteil infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast [6]:

$$E_{0vh} = E_{avh} \cdot \frac{K_{0gh}}{K_{agh}} \quad (56)$$

#### D) Siloerddruck, Erddruck auf Kellerwände

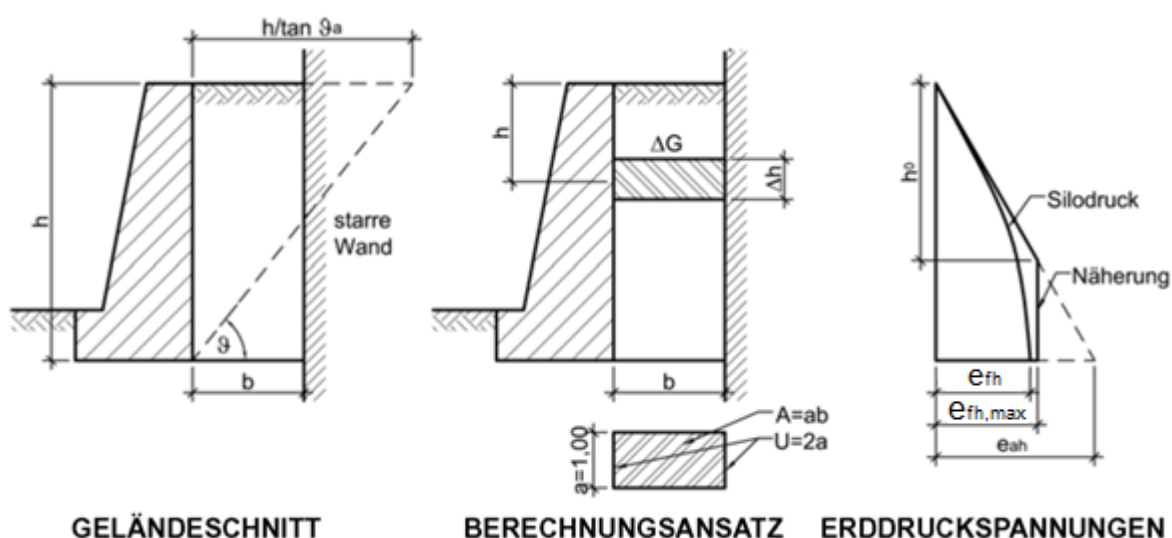


Abbildung 12: Darstellung des Berechnungsverfahrens des Siloerddruckes [2]

Bei einem begrenzten Hinterfüllbereich eines Stützbauwerks, z.B. nahe einer Felsböschung und bei gestaffelt oder nebeneinander angeordneten Stützbauwerken, tritt der sogenannte Siloerddruck auf. In solchen Fällen ist der von der Hinterfüllung auf das Stützbauwerk ausgeübte Erddruck kleiner als der Coulomb'sche Erddruck, weil ein Teil des Bodeneigengewichts über Schubspannungen auf die Wände übertragen wird. [1]

Abbildung 12 zeigt, dass unterhalb der Grenzhöhe  $h_0$  die vertikalen Spannungen und die Erddruckspannungen näherungsweise als konstant angenommen werden können. Durch die Berücksichtigung des Einflusses der Wandreibung im oberen Bereich auf die vertikale Spannung im



Boden und damit auch auf die Erddruckspannung, erhält man bei Ansatz eines Abminderungsfaktors  $\Phi$  den Verlauf des Siloerddruckes. [2]

Gemäß [2] wird der Siloerddruck mit Hilfe folgender Gleichungen berechnet:

$$e_{fh,max} = \gamma \cdot h_0 \cdot K_{fh} = \frac{0,5 \cdot b \cdot \gamma}{\tan \bar{\delta}_f} \quad (57)$$

$$e_{fh} = e_{fh,max} \cdot 1 - e^{-\frac{h}{e}} \quad (58)$$

$$(59)$$

$e_{fh}$	Siloerddruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$e_{fh,max}$	maximale Erddruckspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$K_{fh}$	Siloerddruckbeiwert	[-]
$\bar{\delta}_f$	Wandreibungswinkel	[°]
$e$	Eulerzahl	[-]

### E) Erddruck auf schmale Baukörper

Ein noch ungelöstes Problem ist der Ansatz des Erddruckes auf einzelstehende schmale Baukörper. Der Ansatz des Erddruckes über die dreifache Breite des schmalen Gründungskörpers stellt eine mögliche Lösungsidee dar. Wenn das Erdreich durch einzelne Pfeiler abgestützt wird, kann von einer Gewölbekonstruktion zwischen den Pfeilern im Untergrund ausgegangen werden. Für das Verhältnis  $a/L > 0,5$ , wobei  $a$  die Breite des Pfeilers und  $L$  der mittlere Achsabstand der Pfeiler sind, ist der volle Erddruck  $e_a \times L$  anzusetzen [2].

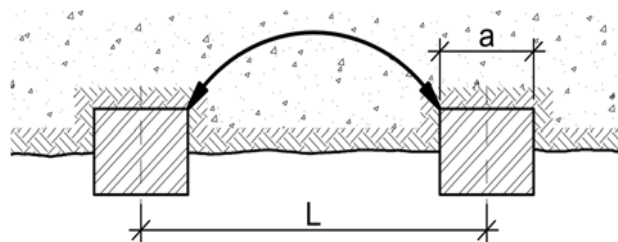


Abbildung 13: Darstellung der Gewölbekonstruktion zwischen zwei Bauwerken [2].

## 4 Modellierung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems

Im gegenständlichen Kapitel werden zunächst die theoretischen Ansätze zur Modellierung der Ankerwände (Elementwände), insbesondere der aufgelösten Ausführung, beschrieben. Weiters werden die Bemessungsgrundlagen der aufgelösten Ankerwände im Detail betrachtet. Dabei wird vor allem der Nachweis der lokalen Elementsicherheit gegen Herausbrechen von Bodenschollen bei aufgelösten Elementwänden im Detail betrachtet. Darauf aufbauend werden die vorhandenen theoretischen Grundlagen zur Modellierung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems erläutert und daraus die Nachweisführung der inneren Standsicherheit des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems abgeleitet. Anschließend werden die Nachweisführung der Gesamtsicherheit sowie die Nachweisführung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung anhand des Beispiels einer Böschungssicherung mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems exemplarisch durchgeführt.

### 4.1 Elementwände (Ankerwände)

Elementwände (Ankerwände) werden als Stützkonstruktion für steile und rutschgefährdete Hänge verwendet. Da die Ankerkräfte erhöht oder reduziert werden können, und zwar in Anpassung an die Ergebnisse von Kontrollmessungen, eignen sich die Elementwände besonders für die semi-empirische Dimensionierung. Die grundlegende Voraussetzung für die Anwendung von Elementwänden ist die Verwendung vorgespannter Anker mit Freispielwirkung. Die Herstellung solcher Wände erfolgt in Abschnitten von oben nach unten (s. Abbildung 14) [7].

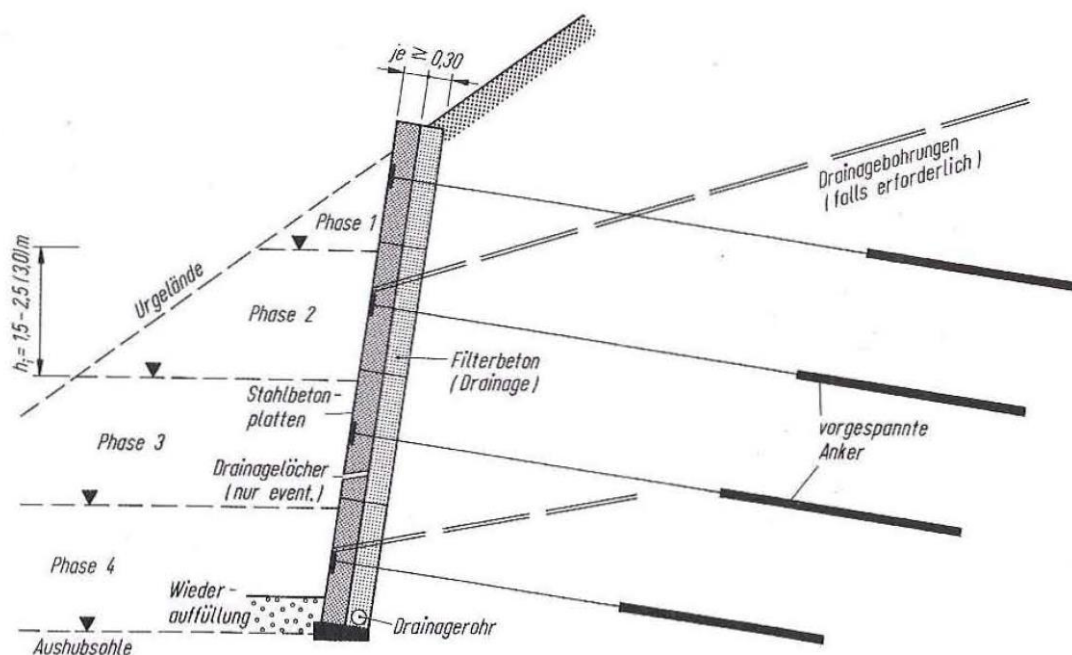


Abbildung 14: Bauphasen einer Ankerwand in Etagen von oben nach unten [7].

Der erforderliche Arbeitsraum und die eingesetzten Geräte sind bei diesen Hangsicherungsverfahren relativ klein, so dass solche Stützbauwerke auch im unwegsamen Gelände hergestellt werden können [7].

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen geschlossenen Ankerwänden, bei welchen die Ankerplatten Mann an Mann liegen, und aufgelösten Ankerwänden, wobei die Ankerplatten, die aus Fertigteilplatten (i. Allg. 1 – 2 m<sup>2</sup> Stahlbeton) bestehen, meist in einem einheitlichen Raster versetzt werden und jeweils nur einen Anker aufweisen. Als Zugglied können Nägel oder vorgespannte Injektionsanker verwendet werden. Die Zwischenräume werden meist mit Spritzbeton gesichert. Gegebenenfalls werden die Wände auch ohne Spritzbeton ausgeführt, wenn der Boden oder Fels an sich ausreichend standfest ist. Allerdings sind die Ankerplatten so aufzuteilen, dass sie im Bedarfsfall zu einer geschlossenen Wand ergänzt werden können [7].

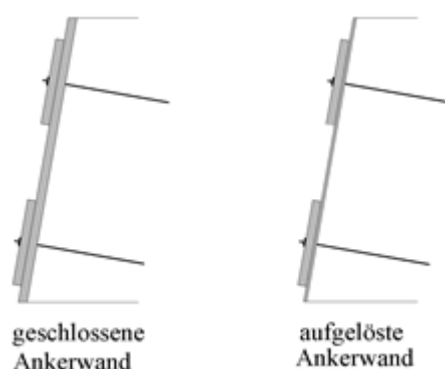


Abbildung 15: Schematische Darstellung einer geschlossenen Ankerwand und einer aufgelösten Ankerwand [8].

Die aufgelösten Ankerwände weisen im Vergleich zu den geschlossenen Ankerwänden eine relativ biegeweichere Frontausbildung (siehe Abbildung 15) auf. In weiterer Folge werden nur die aufgelösten Ankerwände mit vorgespannten Ankern betrachtet, da diese Stützkonstruktionen grundsätzlich dem Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System ähnlich sind (Verwendung der vorgespannten Anker mit biegeweicher Frontausbildung).

Die Stützwirkung von aufgelösten Ankerwänden ist im Vergleich zu geschlossenen Ankerwänden geringer. Vorteile bietet die aufgelöste Elementwand hinsichtlich der Flexibilität, der rascheren Herstellung und der geringeren Baukosten. Darüber hinaus wird eine gezielte Anpassung an Inhomogenitäten im Untergrund durch lokales Erhöhen oder Absenken der Ankerkräfte ermöglicht [7].

Werden die freien Flächen (Zwischenräume) bei den aufgelösten Ankerwänden frei gelassen oder mit einer Spritzbetonschale abgedeckt, muss bei Böden auch eine ausreichende Sicherheit in horizontaler Richtung nachgewiesen werden. Somit werden bei den aufgelösten Elementwänden die für geschlossene Ankerwände üblichen Stabilitätsuntersuchungen um diesem Nachweis ergänzt [7].

Bei der Bemessung einer aufgelösten Ankerwand sind folgende grundlegende Schritte durchzuführen:

- Nachweis der Gesamtsicherheit der Böschung, gemäß DIN 4084 [8]
- Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (EQU)
- Nachweis der Grundbruchsicherheit (GEO-2)
- Nachweis der Gleitsicherheit (GEO-2)
- Nachweis gegen Herausziehen der Anker (äußere Tragfähigkeit der Anker)
- Nachweis des Stahlzuggliedes (innere Tragfähigkeit der Anker), gemäß DIN 1054
- Nachweis der Grundbruchsicherheit bei den Ankerplatten (GEO-2)
- Nachweis der lokalen Elementsicherheit, gemäß Noll / Heckötter [8] <sup>2</sup>
- Bemessung der Spritzbetonschale nach EC 2, bzw. DIN 1045. [8]

In weiterer Folge werden die Grundgedanken zur Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit der Anker, der Nachweis der Gesamtsicherheit und der Nachweis der lokalen Elementsicherheit erörtert. Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Anker ist gemäß DIN 1054 durchzuführen, wobei die Einwirkungen auf die jeweiligen Anker sowie beim Nachweis gegen Herausziehen der Anker, aus dem Nachweis der Gesamtstandsicherheit zu entnehmen sind. Die Bemessung der Spritzbetonschale ist analog jener eines konventionellen Bodenvernagelungssystems durchzuführen.

#### 4.1.1 Äußere Tragfähigkeit von Ankern

Im Vergleich zu Bodennägeln, bei welchen sich die Schubspannungen auf der ganzen Länge der Nägel im Boden abtragen lassen, werden bei Ankern die Schubspannungen nur über die Verpresskörperlänge in den Untergrund abgetragen. Die so aufnehmbaren Schubspannungen sind für die äußere Tragfähigkeit der Anker maßgebend. Die außerordentlich hohe Tragkraft von Verpressankern wird durch die radiale Verspannung des Verpresskörpers im umliegenden Boden bzw. Fels bestimmt, wobei die radialen Druckspannungen durch folgende Komponenten erzeugt werden können [1]:

- Verpressdrücke bei der Ankerherstellung
- Dilatanz des Bodens während der Belastung des Ankers.

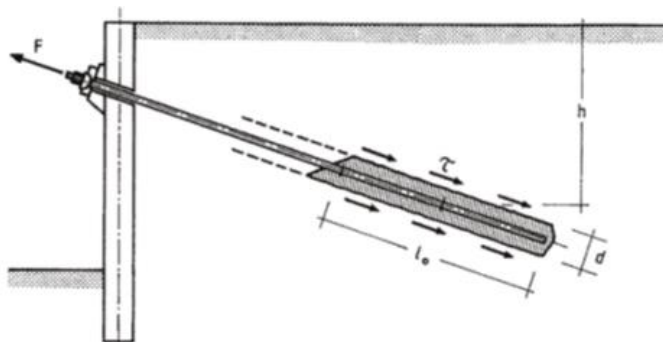


Abbildung 16: Erdstatische Ansätze zur Ermittlung der Ankertragfähigkeit [1].

<sup>2</sup> Der Nachweis der lokalen Elementsicherheit ist der Nachweis, dass der Boden eine ausreichende Sicherheit in horizontaler Richtung gegen das Ausbrechen lokaler Bruchschollen zwischen den Ankerplatten aufweist (s. Kapitel 4.1.3).

Für die Herstellung des Verpresskörpers wird eine Zementsuspension in den Untergrund injiziert. Der hierbei verwendete Verpressdruck beträgt i.d.R. 5 – 15 bar. Der Verpressdruck führt zu Radialspannungen, die sich nach dem Verpressen wieder bis auf einen Restdruck abbauen. Abhängig vom w/b – Wert (Wasser-Bindemittel-Verhältnis) der Zementsuspension und der Fähigkeit des umgebenen Bodens, Wasser aus der Zementsuspension abzusickern, können Quelldrücke beim Abbinden der Zementsuspension entstehen (vor allem bei nichtbindigen Böden) und somit können in nichtbindigen Böden die Radialspannungen im Verpresskörper wieder ansteigen. Während des Spannens des Ankers kommt es zu einer Relativverschiebung in der Fuge zwischen Verpresskörper und Untergrund, die in mitteldicht und dicht gelagerten nichtbindigen Böden zu einer Auflockerung des Bodens in dieser Fuge führt. Da die Auflockerung mit einer Volumenzunahme (Dilatanz) des Bodens einhergeht, führen diese zu einem Anstieg der Radialspannungen zwischen Verpresskörper und Boden. Die Radialspannungen betragen ein Vielfaches des Überlagerungsdruckes. Somit ist die Tragfähigkeit eines Ankers ab einer Überlagerungshöhe von ca. 4 m weitgehend unabhängig von der Auflast über dem Verpresskörper. Zusätzlich werden die Bohrungen, die für den Einbau von Ankern erforderlich sind, oft standfest hergestellt. Somit entwickelt sich allein aus diesem Grund nur eine geringere Auflast auf dem Verpresskörper. Der gegenteilige Effekt der Dilatanz ist die Kontraktanz, die durch eine Volumenreduktion des Porenraums im Boden infolge der Relativverschiebung des Verpresskörpers und des Bodens gekennzeichnet ist. Dieses Phänomen kann bei locker gelagerten, nicht bindigen Böden bzw. bei (plastischen) bindigen Böden auftreten. Bei diesen Böden kommt es zu keiner Radialverspannung in der Scherfuge [1].

Grundsätzlich hat der Verpresskörper von Ankern einen Durchmesser von 100 mm bis 150 mm und eine Länge von 4 bis 10 m. Die Tragkraft der Anker wächst mit der Scherfestigkeit (Lagerungsdichte, Konsistenz) des Bodens. Der Durchmesser des Verpresskörpers hat bei nichtbindigen Böden nur einen geringeren Einfluss auf die Tragkraft. Die Verspannung des Verpresskörpers durch die Dilatanz ist entscheidend für die Größe der Tragkraft. Die Tragkraft eines Ankers nimmt in bindigen Böden mit wachsender Plastizität ab. Die Mantelreibung ist in bindigen Böden unabhängig vom Verpresskörperdurchmesser und die Tragkraft wächst mit dem Durchmesser des Verpresskörpers (im Gegensatz zu nichtbindigen Böden). Die Tragkraft eines Ankers lässt sich in bindigen Böden durch Nachverpressen erheblich erhöhen [1].

Die folgenden Diagramme dienen zur Abschätzung der äußeren Tragkraft von Ankern in Lockergesteinen, wobei diese auf Forschungsvorhaben und Grundsatzprüfungen unter genau kontrollierten Rahmenbedingungen, welche im Baustellenbetrieb nicht gewährleistet werden können, beruhen. Daher sind die Werte für die Abschätzung der Gebrauchslast mit dem Faktor 0,5 abzumindern [1].

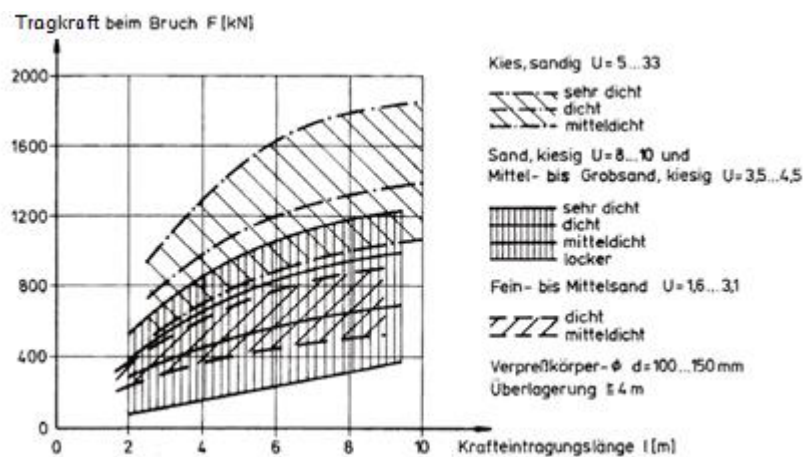


Abbildung 17: Tragkraft in nichtbindigen Böden [1].

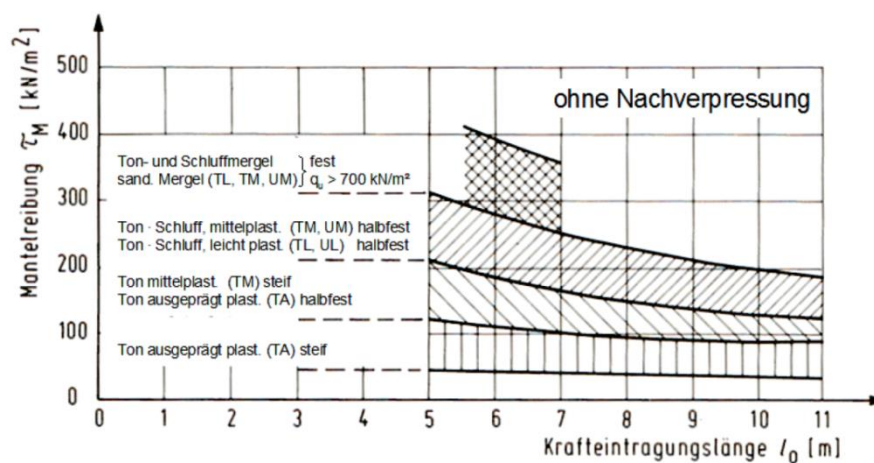


Abbildung 18: Grenzwerte der Mantelreibung bei Ankern in bindigen Böden ohne Nachverpressung [3].

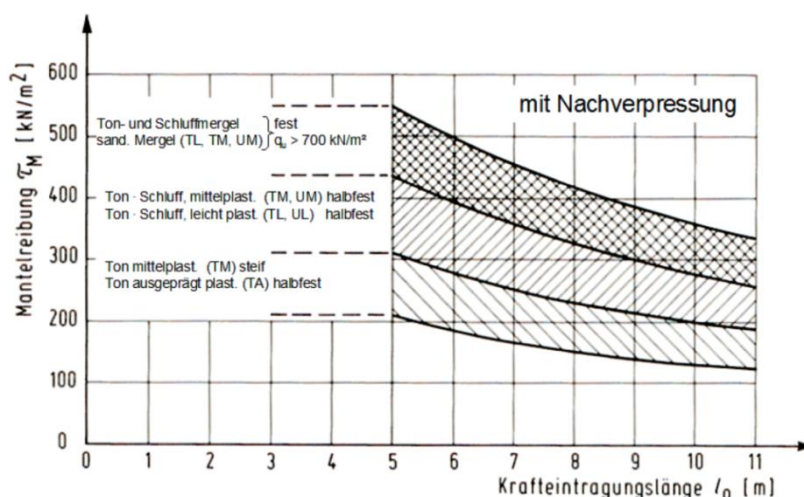
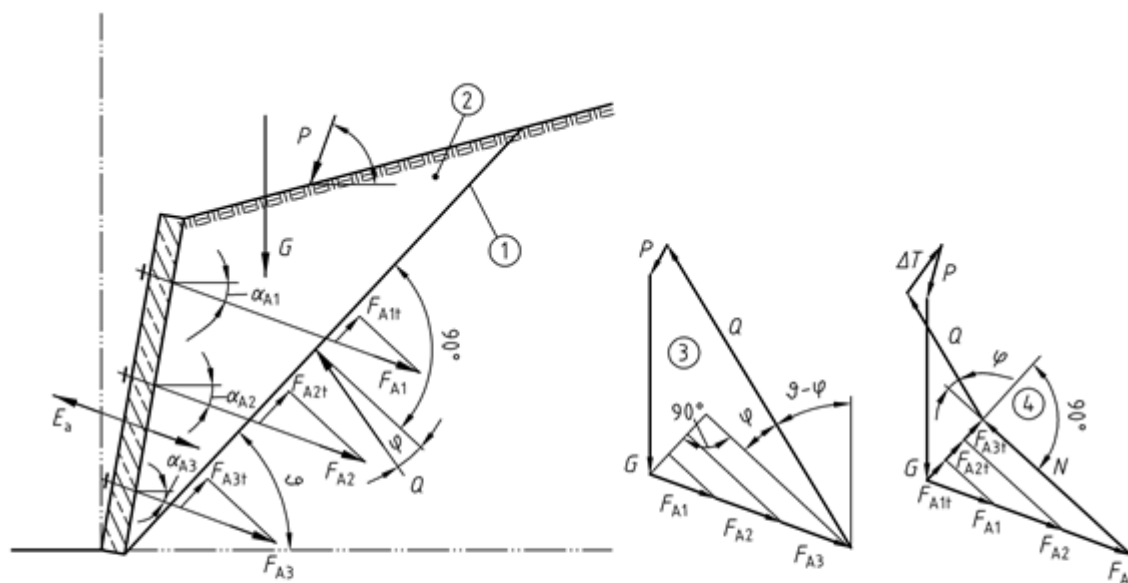


Abbildung 19: Grenzwerte der Mantelreibung bei Ankern in bindigen Böden mit Nachverpressung [3].

### 4.1.2 Nachweis der Gesamtsicherheit gemäß DIN 4084



#### Legende

- 1 Gleitlinie
- 2 Gleitkörper
- 3 Krafteck für den Endzustand: es ergibt sich Gleichgewicht zwischen den angesetzten Werten der Einwirkungen und der Widerstände
- 4 Krafteck für den Anfangszustand: die Normalkomponenten der Ankerkräfte erzeugen erst nach der Konsolidierung Reibungswiderstände; daher ist für Gleichgewicht eine haltende Zusatzkraft  $\Delta T$  erforderlich, d. h., die Sicherheit reicht nicht aus
- $N$  Normalkraft in der Gleitlinie infolge aller Ankerkräfte

Abbildung 20: Gleitkörper mit einer geraden Gleitlinie bei einer verankerten Wand ohne Einbindung in den Untergrund und die daraus resultierenden Kräfte [4].

Vorausgesetzt, dass die Scherparameter  $\varphi$  und  $c$ , sowie die Geometrie des Bruchkörpers und eine eventuelle Verkehrslast  $P$  bekannt sind, kann die prinzipielle Vorgangsweise des Nachweises der Gesamtsicherheit einer aufgelösten Ankerwand wie folgt beschrieben werden:

1. Berechnung der Größen für die Gewichtskraft  $G$ , die Kohäsionskraft  $C$  und die Reaktionskraft in der Gleitfläche  $Q$ .
2. Zeichnen des Krafteckes (siehe Abbildung 20) oder berechnen der Kräfte über die Gleichgewichtsbedingungen  $\sum V = 0$  und  $\sum H = 0$ .
3. Die Gesamtsicherheit einer aufgelösten Ankerwand reicht nicht aus, wenn zur Erzielung des Gleichgewichts eine rückhaltende Zusatzkraft  $\Delta T$  erforderlich ist. Wird für ein Gleichgewicht eine treibende Zusatzkraft  $\Delta T$  erhalten, ist eine ausreichende Sicherheit vorhanden.
4. Falls eine haltende Zusatzkraft erforderlich ist, kann das Krafteck durch Festlegen des Winkels und der Größe einer eventuellen Sicherungsmaßnahme (in diesem Fall vorgespannte Anker) geschlossen werden.
5. Die Reaktionskraft  $Q$  in der Gleitfuge ändert sich jedoch hinsichtlich ihrer Größe durch die Einführung einer haltenden Zusatzkraft [1].

Gemäß DIN 4084 [4] sind die folgenden Formeln zur Berechnung der Böschungsbruchsicherheit bei gerader Gleitlinie anzusetzen:

- Die Beanspruchung E parallel zur Gleitlinie:

$$E = G \cdot \sin \vartheta + P \cdot \cos(\varepsilon - \vartheta) - \sum_i F_{A0i} \cdot \cos(\vartheta + \alpha_{A0i}) \quad (60)$$

- Der Widerstand R:

$$R = \left( G \cdot \cos \vartheta + \sum_j F_{Aj} \cdot \sin(\alpha_{Aj} + \vartheta) + \sum_i F_{A0i} \cdot \sin(\alpha_{A0i} + \vartheta) + P \cdot \sin(\varepsilon - \vartheta) - U \right) \cdot \tan \varphi + c \cdot l_c + \sum_j F_{Aj} \cdot \cos(\alpha_{Aj} + \vartheta) \quad (61)$$

Zur Erzielung einer globalen Sicherheit  $\eta \geq 1$  müssen die Einwirkungen E kleiner (gleich) als die Widerstände R sein ( $E \leq R$ ). Somit muss der Ausnutzungsgrad  $\mu \leq 1$  sein, wobei [1]:

$$\frac{E}{R} = \mu \leq 1 \quad (62)$$

Bei vorgespannten Ankern, unter deren Kraft der Boden im Bereich der Gleitlinie konsolidiert, ist in Gleichung (61) der Term  $\sum_j F_{Aj} \cdot \sin(\alpha_{Aj} + \vartheta) = 0$  zu setzen [4].

Tabelle 2 definiert gemäß DIN 4084 die Formelzeichen und die Indizes, die in den oben erläuterten Gleichungen verwendet werden.

Tabelle 2: Formelzeichen und Indizes gemäß DIN 4084 [4].

Nr.	Formelzeichen	Benennung	Einheit
1	E	Beanspruchung	kN/m
2	R	Resultierende der Widerstände	kN/m
3	G	Totale Eigenlast des Gleitkörpers	kN/m
4	P	Last, auf den Gleitkörper einwirkend	kN/m
5	U	Resultierende Porenwasserdruckkraft auf der Gleitfläche des Gleitkörpers	kN/m
6	$F_A$	Kraft eines Zugglieds	kN/m
7	$F_{A0}$	Festlegekraft vorgespannter Zugglieder	kN/m
8	c	Kohäsion in der äußeren Gleitfläche des Gleitkörpers	kN/m <sup>2</sup>
9	$l_c$	Länge einer Gleitlinie des Gleitkreises, soweit die Kohäsion wirkt	m
10	$\varphi$	Reibungswinkel in einer Gleitlinie des Gleitkörpers	°
11	$\alpha_A$	Neigungswinkel der Achse eines Zugglieds gegen die Horizontale	°
12	$\vartheta$	Neigungswinkel der Gleitlinie gegen die Horizontale	°
13	$\varepsilon$	Neigungswinkel der Last P gegen die Horizontale	°
14	$\eta$	Globale Sicherheit	-



Tabelle 2: Formelzeichen und Indizes gemäß DIN 4084 [4] (Fortsetzung).

Nr.	Formelzeichen	Benennung	Einheit
15	$\mu$	Ausnutzungsgrad	-
Nr.	Indizes	Benennung	
1	$i, j$	Fortlaufende Nummerierung von Kräften	
2	A	Ankerkraft bzw. Ankerkraftkomponenten	
3	0	Festlegekraft des Zugglieds	

#### 4.1.3 Nachweis der lokalen Elementsicherheit, gemäß Noll / Heckötter [8]

„Bei aufgelösten Elementwänden kann ein statischer Nachweis für den Boden zwischen den Elementen erforderlich sein. Zwischen den Ankerplatten verspannt sich der Boden und bildet ein Gewölbe. Der aus der Überlagerung wirkende Erddruck kann nach Wahl eines Biegestiches von diesem Gewölbe ausschließlich durch Druckspannungen abgetragen werden. Der Boden luftseits dieses Gewölbes kann nur standfest sein, wenn der Boden eine Kohäsion und damit eine gewisse Zugfestigkeit aufweist. Einen Nachweis hierzu bieten NOLL / HECKÖTTER (2003) an“ [3].

Im Zuge des Nachweises der lokalen Elementsicherheit gegen das Ausbrechen lokaler Bruchschollen beim ungesichertem Zwischenraum der aufgelösten Ankerwände (Elementwände), wird anhand der vorhandenen effektiven Scherfestigkeit ( $\varphi'$ ,  $c'$ ) analysiert, ob die Scherfestigkeit des Bodens ausreichend groß ist, um das lokale Ausbrechen von Bruchschollen zu verhindern [8].

Es werden die vorhandene Kohäsionskraft  $C_{vor}$  und die vorhandene Haltekraft  $Z_{vor}$  über ein Kräftegleichgewicht an einem pyramidenförmigen angenommenen Bruchkörper ermittelt. Die vorhandene Haltekraft  $Z_{vor}$  für das obere und die vorhandene Kohäsionskraft  $C_{vor}$  für das untere Pyramidenviertel, sind in Abbildung 21 dargestellt. Die rückhaltenden Kräfte der Seitenflächen des Bruchkörpers werden vernachlässigt [8].

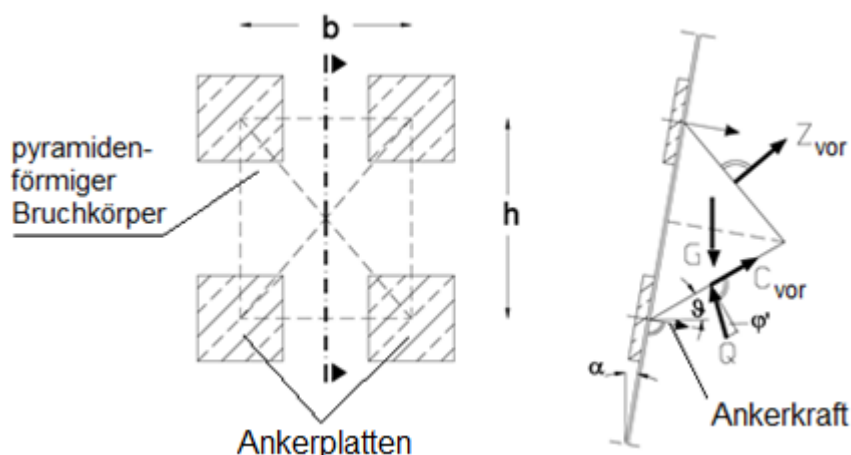


Abbildung 21: Ansicht und Schnitt einer aufgelösten Elementwand mit Darstellung der angesetzten Kräfte am pyramidenförmigen Bruchkörper [8].

Gemäß Abbildung 21, unter Zugrundelegung des Gleichgewichtes der wirkenden Kräfte ( $G$ ,  $Q$ ,  $C_{\text{vor}}$  und  $Z_{\text{vor}}$ ) bei senkrecht zur Wandoberfläche eingebauten Ankern, lassen sich diese Kräfte wie folgt definieren [8]:

- Gewichtskraft:

$$G = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\cot(\vartheta + \alpha)}{\cos^2 \alpha} \quad (63)$$

- Vorhandene Haltekraft:

$$Z_{\text{vor}} = \frac{1}{8} \cdot b \cdot h \cdot c' \cdot \cot \varphi' = \frac{1}{2} \cdot C_{\text{vor}} \cdot \cot \varphi' \quad (64)$$

- Gleitflächenresultierende:

$$Q = \frac{G - Z_{\text{vor}} \cdot \cos(\vartheta + 2 \cdot \alpha) + C_{\text{vor}} \cdot \sin \vartheta}{\cos(\vartheta - \varphi')} \quad (65)$$

- Vorhandene Kohäsionskraft:

$$C_{\text{vor}} = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h \cdot c' = 2 \cdot Z_{\text{vor}} \cdot \tan \varphi' \quad (66)$$

Grundsätzlich wird zwischen zwei Nachweissituationen unterschieden [8]:

- Vorhandene Haltekraft  $Z_{\text{vor}} > 0$
- Vorhandene Haltekraft  $Z_{\text{vor}} = 0$ .

Unter der Annahme der vorhandenen Haltekraft  $Z_{\text{vor}} > 0$  sind in Abbildung 22 die Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  für Reibungswinkel von  $\varphi' = 22,5^\circ$  bis  $30^\circ$ , in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$ , dargestellt.

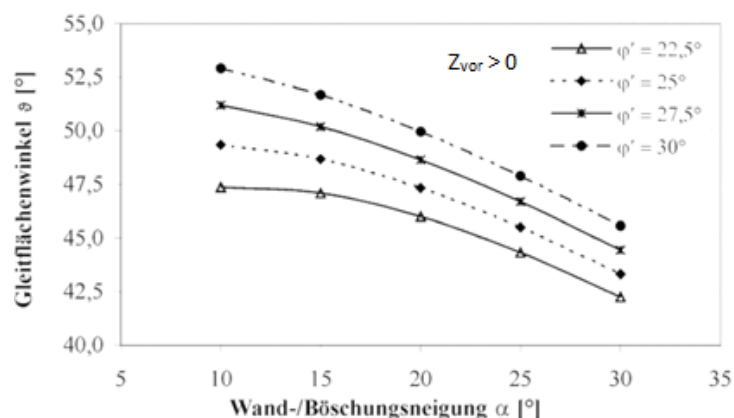


Abbildung 22: Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  ( $Z_{\text{vor}} > 0$ ) für Reibungswinkel  $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$  [8].

Für den Nachweis der lokalen Elementsicherheit ist die Bestimmung der Größe der erforderlichen Haltekraft  $Z_{\text{erf}}$  sowie der erforderlichen Kohäsionskraft  $C_{\text{erf}}$  notwendig. Diese können in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  mittels Abbildung 23 sowie Abbildung 24 bestimmt werden. Bei einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 26,6^\circ$  gehen die Kräfte  $C_{\text{vor}}$  und  $Z_{\text{vor}}$  zu gleichen Anteilen in die Summe der rückhaltenden Kräfte

ein. Bei einem Reibungswinkel  $\varphi' < 26,6^\circ$  wächst der Einfluss der Haltekraft an den rückhaltenden Kräften und bei einem Reibungswinkel  $\varphi' > 26,6^\circ$  wächst der Einfluss der Kohäsionskraft an den rückhaltenden Kräften [8].

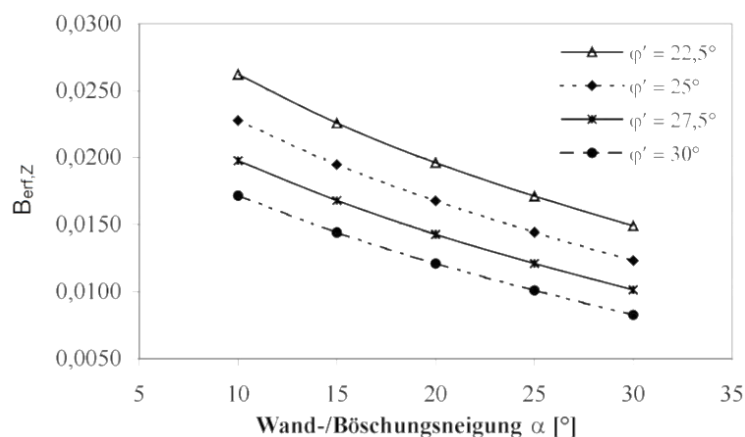


Abbildung 23: Beiwert  $B_{\text{erf},Z}$  zur Berechnung der erforderlichen Haltekraft  $Z_{\text{erf}}$  in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  für Reibungswinkel  $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$  [8].

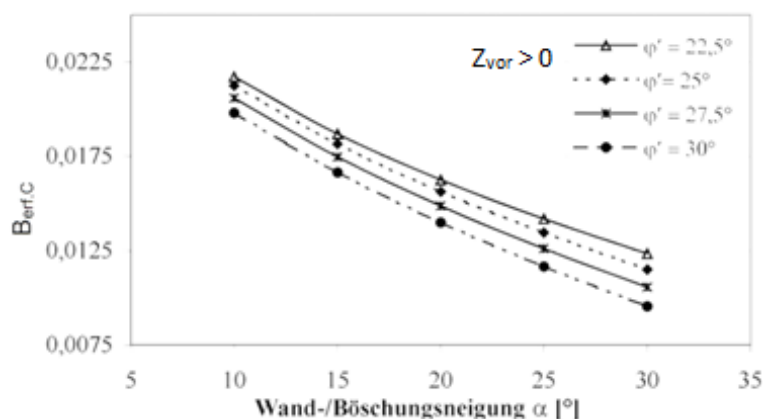


Abbildung 24: Beiwert  $B_{\text{erf},C}$  zur Berechnung der erforderlichen Kohäsionskraft  $C_{\text{erf}}$  in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  ( $Z_{\text{vor}} > 0$ ) für Reibungswinkel  $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$  [8].

Im Falle, dass dem Boden eine Haltekraft  $Z_{\text{vor}}$  zugesprochen wird ( $Z_{\text{vor}} > 0$ ), lässt sich die erforderliche Haltekraft  $Z_{\text{erf}}$  mittels des Beiwertes  $B_{\text{erf},Z}$ , ermittelt aus Abbildung 23, wie folgt berechnen [8]:

$$Z_{\text{erf}} = B_{\text{erf},Z} \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma \quad (67)$$

Die erforderliche Kohäsionskraft  $C_{\text{erf}}$  errechnet sich wie folgt aus der erforderlichen Haltekraft [8]:

$$C_{\text{erf}} = 2 \cdot Z_{\text{erf}} \cdot \tan \varphi' \quad (68)$$

Die vorhandene Haltekraft  $Z_{\text{vor}}$  errechnet sich wie folgt aus der vorhandenen Kohäsion [8]:

$$Z_{\text{vor}} = \frac{1}{8} \cdot b \cdot h \cdot c' \cdot \cot \varphi' \quad (64)$$

Die vorhandene Kohäsionskraft  $C_{\text{vor}}$  errechnet sich wie folgt aus der vorhandenen Kohäsion [8]:

$$C_{\text{vor}} = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h \cdot c' \quad (66)$$

Der Nachweis der lokalen Elementsicherheit entsprechend der ersten Nachweissituation ( $Z_{\text{vor}} > 0$ ) ist dann erbracht, wenn der Sicherheitsgrad  $\eta \geq 1$  ist. Dabei ist der Sicherheitsgrad wie folgt zu ermitteln [8]:

$$\eta = \frac{C_{\text{vor}} + Z_{\text{vor}}}{C_{\text{erf}} + Z_{\text{erf}}} \quad (69)$$

Für die Nachweissituation, in welcher die vorhandene Haltekraft  $Z_{\text{vor}} = 0$  angenommen wird, sind in Abbildung 25 die Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  für Reibungswinkel von  $\varphi' = 22,5^\circ$  bis  $30^\circ$  in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  dargestellt. Zur Berechnung der Größe der erforderlichen Kohäsionskraft  $C_{\text{erf}}$  in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  dient Abbildung 26. Zur Erfüllung der lokalen Standsicherheit ist eine etwa doppelt so große Kohäsion  $c$  nötig, als unter Berücksichtigung der vorhandenen Haltekraft  $Z_{\text{vor}} > 0$  notwendig wäre [8].

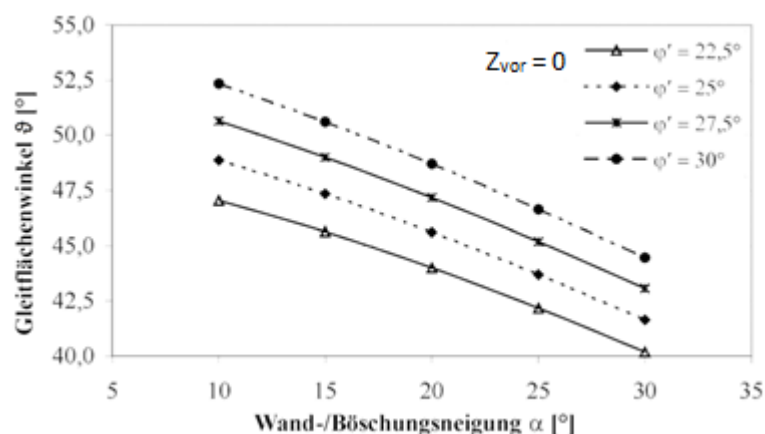


Abbildung 25: Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  ( $Z_{\text{vor}} = 0$ ) für Reibungswinkel  $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$  [8].

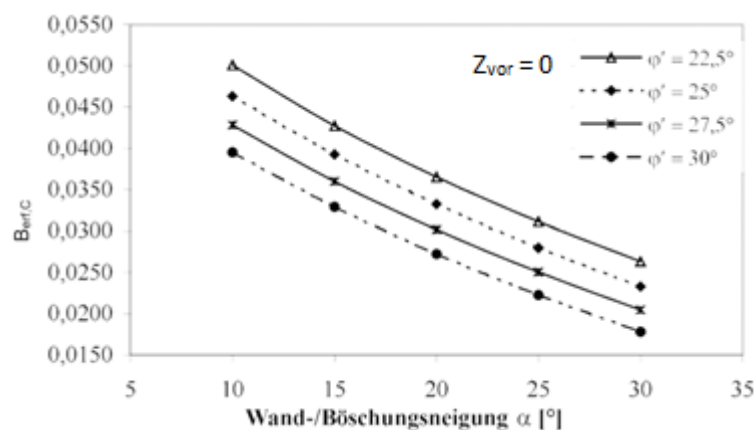


Abbildung 26: Beiwert  $B_{\text{erf},c}$  zur Berechnung der erforderlichen Kohäsionskraft  $C_{\text{erf}}$  in Abhängigkeit der Wandneigung  $\alpha$  ( $Z_{\text{vor}} = 0$ ) für Reibungswinkel  $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$  [8].

Falls dem Boden keine vorhandene Haltekraft zugesprochen wird ( $Z_{\text{vor}} = 0$ ), lässt sich die erforderliche Kohäsionskraft  $C_{\text{eff}}$  mittels des Beiwertes  $B_{\text{eff,C}}$ , ermittelt aus Abbildung 26, wie folgt errechnen [8]:

$$C_{\text{eff}} = B_{\text{eff,C}} \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma \quad (70)$$

Die vorhandene Kohäsionskraft  $C_{\text{vor}}$  errechnet sich wie folgt aus der vorhandenen Kohäsion [8]:

$$C_{\text{vor}} = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h \cdot c' \quad (66)$$

Der Nachweis der lokalen Elementsicherheit entsprechend der zweiten Nachweissituation ( $Z_{\text{vor}} = 0$ ) ist dann erbracht, wenn der Sicherheitsgrad  $\eta \geq 1$  ist. Dabei ist der Sicherheitsgrad wie folgt zu ermitteln [8]:

$$\eta = \frac{C_{\text{vor}}}{C_{\text{eff}}} \quad (71)$$

## 4.2 Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System

Das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System besteht aus vorgespannten Ankern, zwischen welchen Stahlbänder und ein Hochleistungsgitter vorgespannt werden. Die Anker des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems besitzen nicht auf der ganzen Länge des Zuggliedes, sondern nur auf einer Teilstrecke (Ankerende), einen Verbund mit dem Untergrund. Somit ist ein Vorspannen des Zugglieds nach dem Erhärten des Verpresskörpers möglich. Durch die Vorspannung wird im Bereich des Verpresskörpers eine Mantelreibung zwischen dem Untergrund und dem Verpresskörper hervorgerufen. Dadurch können bei vorgespannten Ankern, im Gegensatz zu Nägeln, signifikante Zuwächse der Verschiebungen entlang der Anker (nach der Herstellung) ausgeschlossen werden. In Folge der Einwirkungen lokaler Bruchschollen auf der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems sind Verformungen dieser zu erwarten.

Durch die Verwendung von vorgespannten Ankern und der relativ biegeweichen Frontausbildungen, lässt sich das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System ähnlich zu einer aufgelösten Elementwand ausführen und hat im Vergleich zu dieser dieselben Anwendungsgrenzen und Randbedingungen. Die äußere Standsicherheit ist ähnlich zu einer, in mehreren Lagen rückverankerten, aufgelösten Elementwand (Ankerwand) nachzuweisen.

Die Bemessung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems unterteilt sich in die Bemessung des vorgespannten Hochleistungsgitters und der Bemessung der vorgespannten Stahlbänder. Bei der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems werden Verformungen zufolge der Einwirkungen lokaler Bruchschollen, die sich zwischen den Ankern bilden, erwartet. Durch die Einwirkungen aus diesen Bruchschollen entstehen Zugspannungen im Hochleistungsgitter. Als Auflager für das Hochleistungsgitter wirken die Stahlbänder, die wiederum die Einwirkungen über die Anker in den Boden übertragen. Durch die Vorspannung der

Stahlbänder und des Hochleistungsgitters können die Verformungen der Frontausbildung kontrolliert werden.

In weiterer Folge wird auf Basis des Modells, welches für den Nachweis der lokalen Elementsicherheit gegen Herausbrechen von Bodenschollen bei aufgelösten Elementwänden verwendet wird, ein Modell für die analytische Berechnung der Frontausbildung des Anker-Gitters-Stahlbänder-Systems ermittelt.

#### **4.2.1 Theoretische Ansätze für die Modellbildung zur analytischen Berechnung der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems**

Um die Elemente der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems, das vorgespannte Hochleistungsgitter und die vorgespannten Stahlbänder bemessen zu können, muss ein geeignetes Berechnungsmodell zur Bestimmung der Einwirkungen aus dem Boden zwischen den Ankern entwickelt werden. Um die Einwirkung aus dem Bodenbruchkörper auf einen vorgespannten Hochleistungsgitterabschnitt zwischen zwei nachfolgenden vertikalen Ankerreihen und zwei nachfolgenden horizontalen Ankerreihen berechnen zu können, wird in der gegenständlichen Arbeit von dem Modell, welches für den Nachweis der lokalen Elementsicherheit bei der aufgelösten Ankerwand Verwendung findet, ausgegangen. Dieses wird sinngemäß für die Ermittlung der Beanspruchung des Hochleistungsgitters angewendet. Um die Gültigkeit des Modells auch für das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System zu erhalten, sind die Anker senkrecht zur Böschungswand auszuführen.

##### **4.2.1.1 Modell zur Berechnung der Einwirkungen auf die Frontausbildung für das Vorgespannte Anker-Stahlbänder-Gitter-System**

Beim Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-System treten Verschiebungen des Hochleistungsgitters und der Stahlbänder auf. Somit ist zu erwarten, dass wie bei dem Berechnungsmodell, welches für den Nachweis der lokalen Elementsicherheit bei einer aufgelösten Ankerwand verwendet wird, sich die Einwirkungen auf das Hochleistungsgitter aus Bodenbruchkörpern zusammensetzen. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich zwischen den Ankern pyramidenförmige Bodenbruchkörper ausbilden, die durch die vorhandene Haltekraft  $Z_{\text{vor}}$  für das obere Pyramidenviertel, die vorhandene Kohäsionskraft  $C_{\text{vor}}$  für das untere Pyramidenviertel und das Hochleistungsgitter zurückgehalten werden. Dabei werden die rückhaltenden Kräfte der Seitenflächen vernachlässigt. Da nur die vorhandenen rückhaltenden Kräfte betrachtet werden, gilt in weiterer Folge, dass die Haltekraft gleich der vorhandenen Haltekraft ( $Z = Z_{\text{vor}}$ ) sowie die Kohäsionskraft gleich der vorhandenen Kohäsionskraft ( $C = C_{\text{vor}}$ ) ist.

Das analytische Modell für die Berechnung der inneren Tragfähigkeit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems kann über das Kräftegleichgewicht (Abbildung 27 und Abbildung 28) an einem pyramidenförmigen Bodenbruchkörper wie folgt vereinfacht beschrieben werden:

- Die Haltekraft  $Z$  wirkt am oberen Pyramidenviertel.
- Die Kohäsionskraft  $C$  wirkt am unteren Pyramidenviertel.
- Auf das Hochleistungsgitter wirkt die Bodenbruchkörperkraft  $E_B$ .

Dabei wirken die Stahlbänder als Auflager des Hochleistungsgitters und werden vorgespannt, um die Verformung der Frontausbildung gering zu halten. Die Ankerplatten bzw. die Anker wirken als Auflager für die Stahlbänder, wobei die Ankerplatten vereinfacht als starre Körper angenommen werden. Schlussendlich werden über die Anker die jeweilige Bodenbruchkörperkräfte  $E_B$  in den Untergrund eingeleitet.

#### A) Analytisches Modell zur Ermittlung der Einwirkungen auf das Hochleistungsgitter

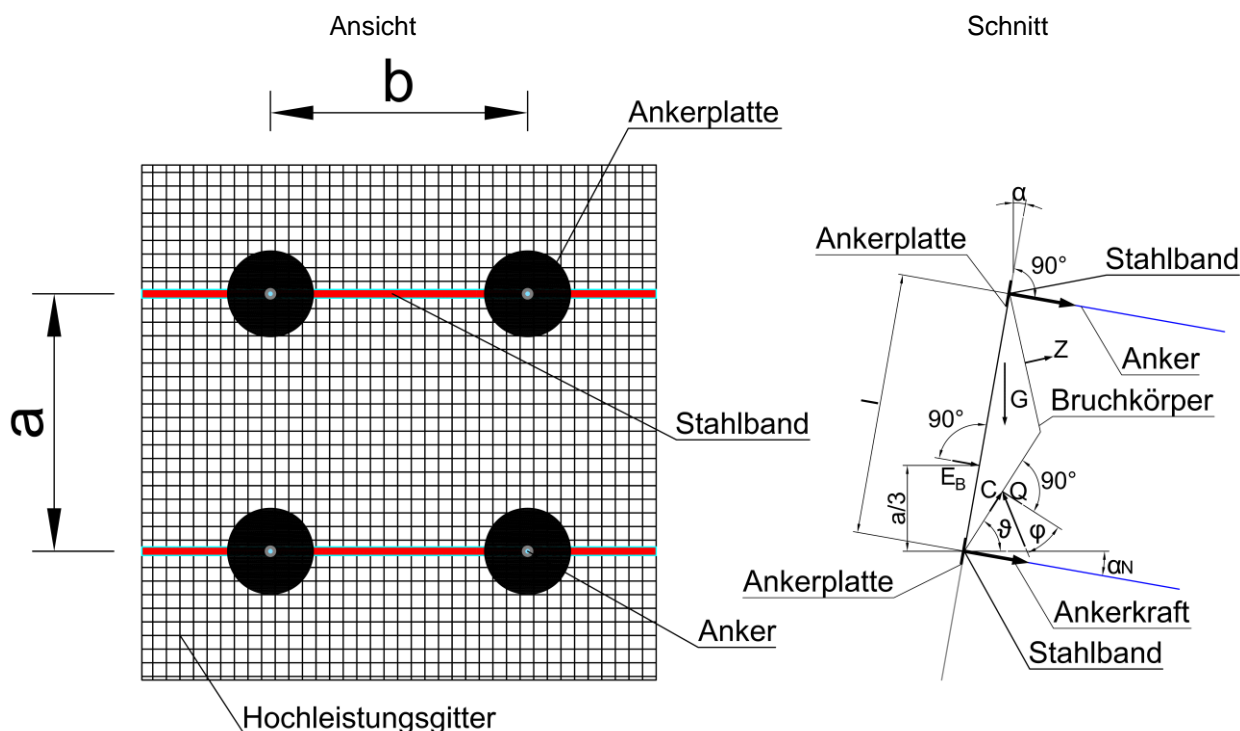


Abbildung 27: Ansicht und Schnitt eines Teilsystems des Anker-Gitter Stahlbänder-Systems.

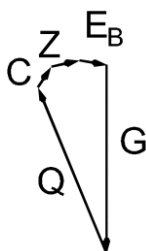


Abbildung 28: Kräfteck des Teilsystems des Anker-Gitter Stahlbänder-Systems.

Die Kräfte, die im oben dargestellten Modell wirken, lassen sich wie folgt berechnen:

- Gewichtskraft ...  $G$  [kN]:

$$G = \frac{1}{6} \cdot b \cdot a^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\cot(\vartheta - \alpha)}{\cos^2 \alpha} \quad (72)$$

- Haltekraft ...  $Z$  [kN]:

$$Z = \frac{1}{8} \cdot b \cdot a \cdot c \cdot \cot \varphi \quad (73)$$

- Gleitflächenresultierende ...  $Q$  [kN] (siehe Gleichung (76)),
- Kohäsionskraft ...  $C$  [kN]:

$$C = \frac{1}{4} \cdot b \cdot a \cdot c \quad (74)$$

- Einwirkende Kraft aus dem pyramidenförmigen Bruchkörper ...  $E_B$  [kN] (siehe Gleichung (78))
- mit:

- $a$  ... vertikaler Ankerabstand [m],
- $b$  ... horizontaler Ankerabstand [m],
- $\varphi$  ... innerer Reibungswinkel [°],
- $c$  ... Kohäsion [kN/m<sup>2</sup>],
- $\gamma$  ... Wichte [kN/m<sup>3</sup>],
- $\vartheta$  ... Neigungswinkel der Gleitfläche [°],
- $\alpha$  ... Wandneigungswinkel [°],
- $l$  ... vertikaler Ankerabstand bezogen auf den Wandneigungswinkel [m],
- $\alpha_N$  ... Ankerneigungswinkel [°].

Die Summe aller Kräfte in vertikaler Richtung auf den Bruchkörper lautet:

$$\sum V = -G + Z \cdot \cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) + C \cdot \sin \vartheta + Q \cdot \cos(\vartheta - \varphi) - E_B \cdot \sin \alpha = 0 \quad (75)$$

Somit lässt sich die Gleitflächenresultierende  $Q$  wie folgt ausrechnen:

$$Q = \frac{G - Z \cdot \cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) - C \cdot \sin \vartheta + E_B \cdot \sin \alpha}{\cos(\vartheta - \varphi)} \quad (76)$$

Die Summe aller Kräfte in horizontaler Richtung auf den Bruchkörper lautet:

$$\sum H = Z \cdot \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N) + C \cdot \cos \vartheta - Q \cdot \sin(\vartheta - \varphi) + E_B \cdot \cos \alpha = 0 \quad (77)$$

Aus der oben angeführten Gleichung ( $\sum H = 0$ ) ergibt sich die einwirkende Kraft  $E_B$  aus dem pyramidenförmigen Bruchkörper wie folgt:

$$E_B = \frac{Q \cdot \sin(\vartheta - \varphi) - Z \cdot \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N) - C \cdot \cos \vartheta}{\cos \alpha} \quad (78)$$



In weiterer Folge wird die obige Gleichung für die Kraft  $E_B$  derart umgeformt, dass die Berechnung von  $E_B$  direkt mit den Bodenkennwerten  $\varphi$ ,  $c$  und  $\gamma$  und den geometrischen Größen des Systems  $a$ ,  $b$ ,  $l$ ,  $\alpha$ ;  $\alpha_N$  und  $\vartheta$  erfolgen kann. Durch Ersetzen der Gleitflächenresultierende  $Q$  in der Gleichung der Kraft  $E_B$  ergibt sich somit:

$$E_B = \frac{\frac{G - Z \cdot \cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) - C \cdot \sin \vartheta + E_B \cdot \sin \alpha}{\cos(\vartheta - \varphi)} \cdot \sin(\vartheta - \varphi) - Z \cdot \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N) - C \cdot \cos \vartheta}{\cos \alpha} \quad (79)$$

$$= \frac{[G - Z \cdot \cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) - C \cdot \sin \vartheta + E_B \cdot \sin \alpha] \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - Z \cdot \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N) - C \cdot \cos \vartheta}{\cos \alpha}$$

Durch die Subtraktion beider Gleichungsterme mit  $E_B \cdot \tan \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)$  ergibt sich:

$$E_B \cdot [1 - \tan \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)] =$$

$$= \frac{G \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - Z \cdot \cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - C \cdot \sin \vartheta \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - Z \cdot \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N) - C \cdot \cos \vartheta}{\cos \alpha} \quad (80)$$

Durch das Dividieren der beiden Gleichungsterme durch  $1 - \tan \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)$ , wird die oben angeführte Gleichung zu:

$$E_B = \frac{G \cdot \tan(\vartheta - \varphi)}{\cos \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} -$$

$$- \frac{Z \cdot [\cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) \cdot \tan(\vartheta - \varphi) + \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N)]}{\cos \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} -$$

$$- \frac{C \cdot [\sin \vartheta \cdot \tan(\vartheta - \varphi) + \cos \vartheta]}{\cos \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} \quad (81)$$

Durch Einsetzen der Gewichtskraft (72), der Haltekraft (73) und der Kohäsionskraft (74) in der vorherigen Gleichung (81) ergibt sich die Gleichung für  $E_B$  in Abhängigkeit von  $\varphi$ ,  $c$  und  $\gamma$  sowie  $a$ ,  $b$ ,  $l$ ,  $\alpha$ ;  $\alpha_N$  und  $\vartheta$ :

$$E_B = \frac{\frac{1}{6} \cdot b \cdot a^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\cot(\vartheta - \alpha)}{\cos^2 \alpha} \cdot \tan(\vartheta - \varphi)}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} -$$

$$- \frac{\frac{1}{8} \cdot b \cdot a \cdot c \cdot \cot \varphi \cdot [\cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) \cdot \tan(\vartheta - \varphi) + \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N)]}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} -$$

$$- \frac{\frac{1}{4} \cdot b \cdot a \cdot c \cdot [\sin \vartheta \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - \cos \vartheta]}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} \quad (82)$$

## B) Vereinfachungen

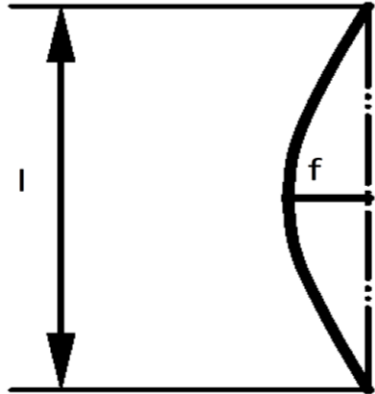
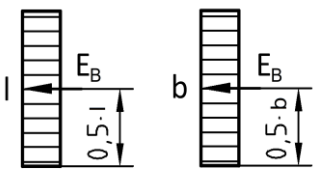
Zur Vereinfachung der Berechnung der Kraft  $E_B$  wird die Reibung zwischen Boden und Hochleistungsgitter nicht berücksichtigt ( $\delta = 0$ ). Dadurch ergibt sich keine Kraftkomponente parallel zur Frontausbildung. Somit wird dem vorgespannten rechteckigen Hochleistungsgitterabschnitt zwischen zwei benachbarten vertikalen und zwei benachbarten horizontalen Ankerreihen nur eine senkrecht zur Frontausbildung wirkende Kraft zugewiesen.

Gemäß Tabelle B.1 aus DIN 4085 wird für die Form der Verformung der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems, welche einem Durchhang entspricht, die einwirkende Kraft aus dem pyramidenförmigen Bruchkörper vereinfachend gleichmäßig auf die Fläche eines Hochleistungsgitterabschnittes verteilt (siehe Tabelle 3). Die Fläche des Hochleistungsabschnittes ergibt sich aus dem Produkt der Länge  $l$  (vertikaler Ankerabstand bezogen auf den Wandneigungswinkel) und der Breite  $b$  (horizontaler Ankerabstand). Somit ergibt sich die Belastung  $e_B$  auf einen Hochleistungsgitterabschnitt vereinfacht zu:

$$e_B = \frac{E_B}{A_{HGA}} = \frac{E_B}{l \cdot b} \quad (83)$$

$A_{HGA}$  ... Fläche eines Hochleistungsabschnittes.

Tabelle 3: Vereinfachungen zur Verteilung der Kraft  $E_B$  auf die Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.

Art der Verformung der Frontausbildung: Durchhang	Kraft $E_B$
	vereinfachte Kraftverteilung
	 $e_B = E_B / (l \cdot b)$

## C) Gebrauchstauglichkeit

Die Anker des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems werden bei der Herstellung bereits vorgespannt. Somit sind die Reibungskräfte entlang der Verpresskörper der Anker ab Herstellung mobilisiert. In der Nutzungsphase des Systems sind also keine nennenswerten Verformungen entlang der Anker mehr zu erwarten. Die Einwirkungen aus den Bodenbruchkörpern auf die Frontausbildung des

Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systeme führen zu Verformungen. Durch die kontrollierte Vorspannung der Stahlbänder und des Hochleistungsgitters können diese Verformungen der Frontausbildung gesteuert werden.

Gemäß DIN EN 1997-1 muss der Grenzwert für die Verformung der Frontausbildung – bei dem zu vermuten ist, dass die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gegeben ist – während der Planung festgelegt werden [9]. Somit wird in der gegenständlichen Arbeit, für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, die Größe der Gesamtverformung  $f$  der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems, durch den Wert  $f_{zul}$  begrenzt:

$$f \leq f_{zul} \quad (84)$$

Die Gesamtverformung der Frontausbildung  $f$  des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems setzt sich aus der Verformung der Stahlbänder  $f_s$  sowie aus der Verformung des Hochleistungsgitters  $\Delta f$  zusammen. Abbildung 29 stellt einen verformten Hochleistungsgitterabschnitt zwischen zwei Stahlbändern (rot) dar.

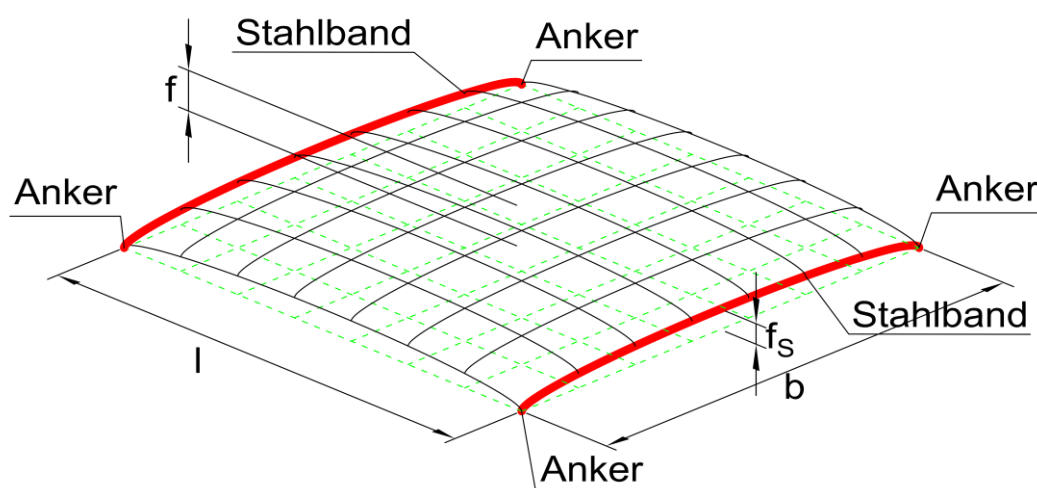


Abbildung 29: Verformter Hochleistungsgitterabschnitt zwischen zwei Stahlbändern (rot), wobei  $f$  dem Stich des Gitters an der Stelle der stärksten Ausbauchung und  $f_s$  dem Stich des Stahlbandes entspricht.

#### D) Auflagerprinzip der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-System

Das Auflagerprinzip der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems sieht vor, dass die Stahlbänder als Auflager des Hochleistungsgitters wirken. Hierbei entspricht das Tragprinzip des Hochleistungsgitters dem eines Seilnetzes. Somit wird dieses Prinzip für die Ermittlung der Zugkräfte und der Verformungen des Hochleistungsgitters herangezogen. Die Zugkräfte und Verformungen der vorgespannten Stahlbänder werden über Ansätze aus der Seilstatik bestimmt. Schlussendlich werden die Einwirkungen aus den pyramidenförmigen Bruchkörpern über das Hochleistungsgitter und von da über die Stahlbänder in die Anker und von dort aus über die Verpresskörper in den Untergrund abgeleitet.

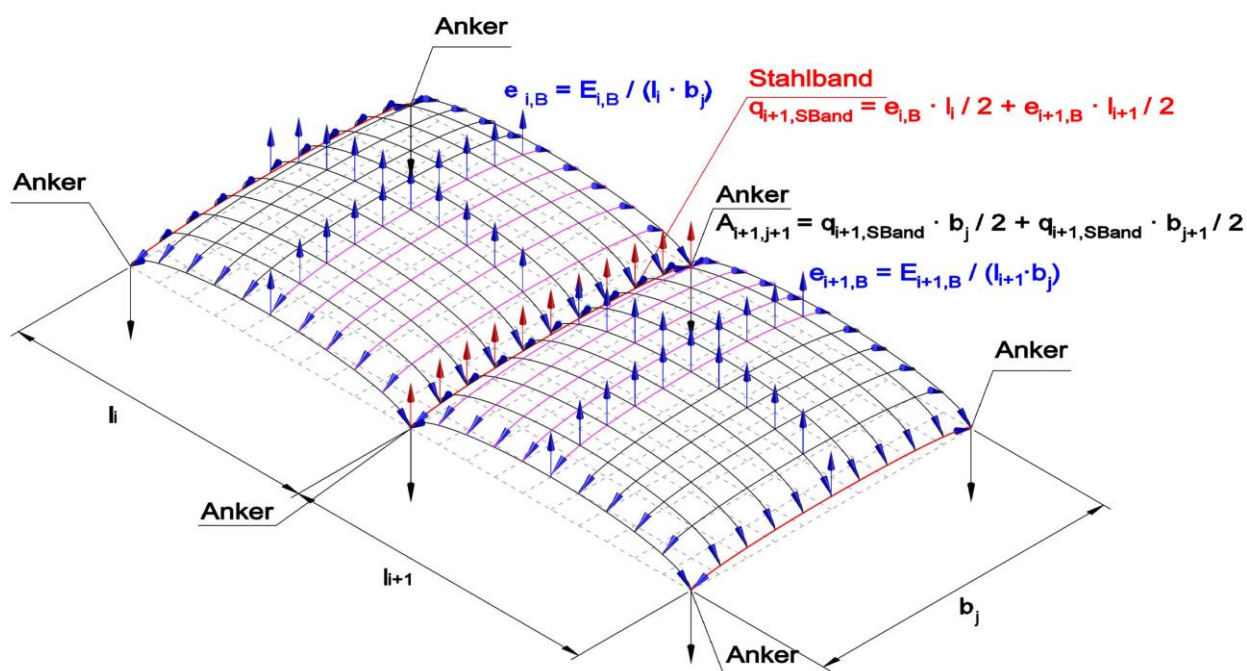
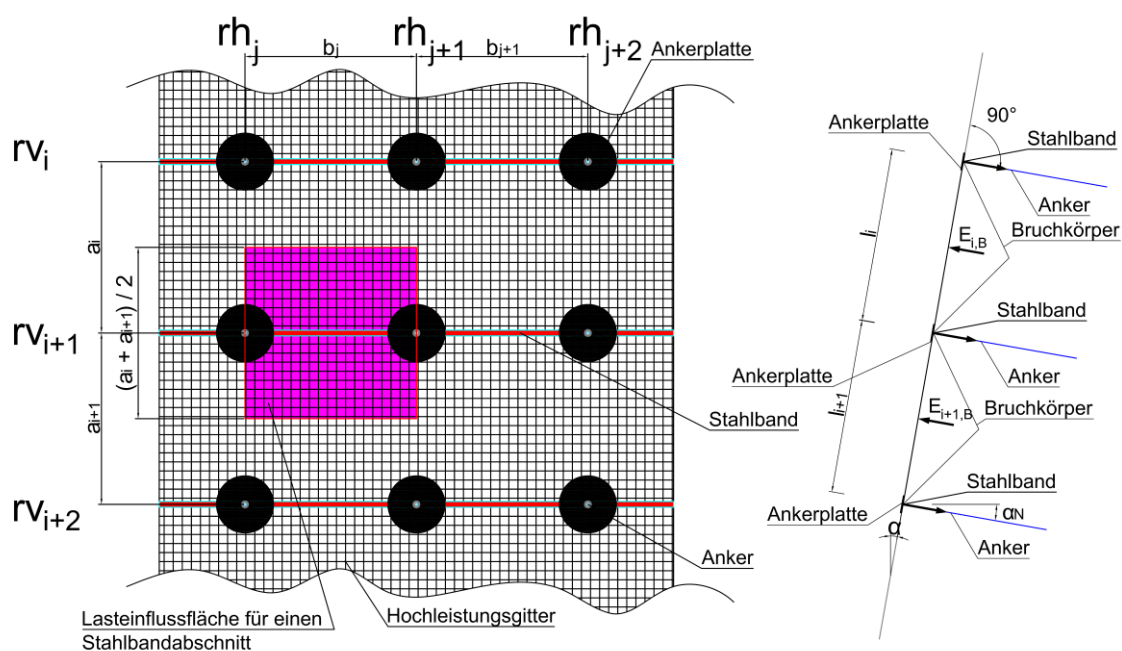


Abbildung 30: Schematische Darstellung des Auflagerprinzips der Frontansicht des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.

Durch die Einwirkungen aus den Bodenbruchkörpern (über das Hochleistungsgitter) auf die Stahlbänder werden diese in Richtung der Luftseite verformt. Diese Verformung der Stahlbänder bewirkt eine Krümmung des Hochleistungsgitters (Seilnetz). Aus diesem Grund werden zuerst die Stahlbänder bemessen, um deren Verformungen bei der Bemessung des Hochleistungsgitters zu berücksichtigen.

#### 4.2.1.2 Ansätze der Seilstatik zur Bemessung der vorgespannten Stahlbänder

Die vorgespannten Stahlbänder werden für die Bemessung als vorgespannte Seile modelliert, welche mit einer Gleichlast beansprucht werden.

##### A) Ansätze der Seilstatik gemäß [10]

„Bei stark gespannten Seilen, wie sie z.B. bei Schrägseilbrücken vorkommen, muss die Seildehnung berücksichtigt werden. Man kann jedoch mit der Näherung einer parabolischen Seillinie rechnen, da das Verhältnis  $f/L$  klein ist“ [10]. Die Seildehnung (Seilverlängerung  $\Delta s$ ) lässt sich gemäß Abbildung 31 mittels folgender Gleichung berechnen [10]:

$$\Delta s = \frac{S \cdot L}{A \cdot E} \quad (85)$$

wobei  $L$  die Spannweite,  $A$  der Seilquerschnitt und  $E$  das Elastizitätsmodul sind.

Weiters sind  $s_0$  die Länge des ungedehnten, unbelasteten Seiles,  $q_0$  das Gewicht je Meter des ungedehnten Seiles,  $S$  die Seilkraft und  $\bar{S}$  (in Folgenden) die Auflagerkraft. Die Wirkungsrichtung der Seilkraft  $S$  ist normal zum Seilquerschnitt und weicht daher von der Auflagerkraft  $\bar{S}$  ab. Basierend auf der Annahme, dass der Stich  $f$  bei „stark gespannten Seilen“<sup>3</sup> klein ist, kann  $S = \bar{S}$  angenommen werden<sup>4</sup> [10].

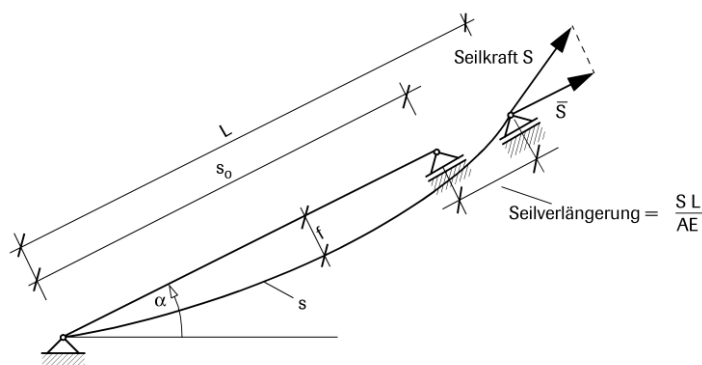


Abbildung 31: „Stark gespanntes Seil“ [10].

Durch die Verkleinerung des Seilquerschnitts im Zuge einer starken Vorspannung des Seiles, reduziert sich auch das Gewicht pro Meter Seil. Aus der Bedingung, dass das Gesamtgewicht ( $Q$ ) des Seiles konstant bleibt muß, erhält man das veränderte Gewicht pro Meter Seil [10]:

$$Q = q_0 \cdot s_0 = q \cdot L \quad (86)$$

<sup>3</sup> Bei den „stark gespannten Seilen“ ist der Verhältniswert der Querbelastung zur Vorspannung kleiner als eins.

<sup>4</sup> Die Annahme, dass die Seilkraft  $S$  und die Auflagerkraft  $\bar{S}$  gleich sind, gilt nur für die Bemessung der Stahlbänder. Die vertikale Komponente der Auflagerkraft ist die Umlenkkraft aus der Frontausbildung in den Anker.

wobei  $q$  das Gewicht pro Meter des gedehnten Seils ist. Somit ist das Gewicht pro Meter des gedehnten Seils  $q$  [10]:

$$q = \frac{q_0 \cdot s_0}{L} \quad (87)$$

Die Gleichlastkomponenten in Richtung normal und tangential zur Sehne betragen [10]:

$$q_{\perp} = q \cdot \cos \alpha \quad (88)$$

$$q_s = q \cdot \sin \alpha \quad (89)$$

Die Haltekraft  $\bar{S}$  setzt sich aus 2 Komponenten zusammen (s. Abbildung 32), der Querbelastung  $\bar{S}_1$  und der Längsbelastung (Vorspannung)  $\bar{S}_2$ . Die „stark gespannten Seile“ kennzeichnen sich durch einen sehr kleinen Verhältniswert der Querbelastung zur Längsbelastung [10]:

$$\frac{\bar{S}_1}{\bar{S}_2} < 1 \quad (90)$$

Somit wird im Folgenden angenommen, dass  $S = \bar{S} = \bar{S}_1$  ist. Unter der Annahme, dass die Seilkraft  $S$  über die Seillänge konstant ist, ergibt sich die Länge des gedehnten Seiles  $s$  aus folgender Gleichung [10]:

$$s = s_0 + \frac{S \cdot L}{A \cdot E} \quad (91)$$

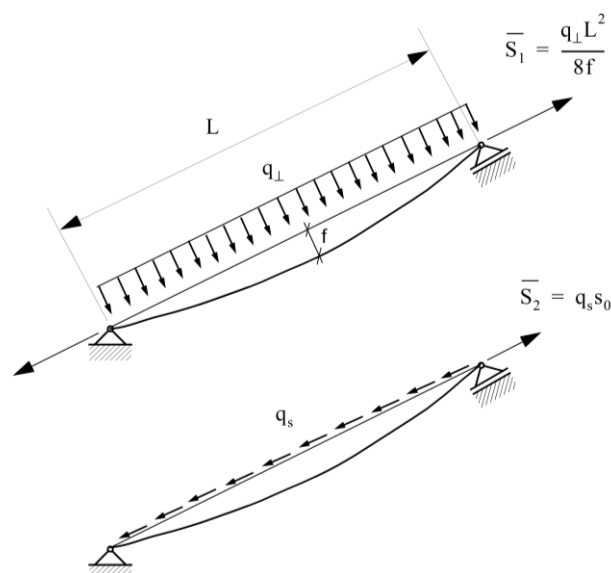


Abbildung 32: Komponenten der Haltekraft  $S$  [10].

## B) Bemessung der Stahlbänder

Die Gleichungen der Seilstatik gemäß [10] wurden für die Bemessung der vorgespannten Stahlbänder entsprechend den gegenständlichen Erfordernissen adaptiert bzw. abgeleitet.

Die Lasteinflussfläche für die Bestimmung der Einwirkungen auf ein Stahlband besteht jeweils aus zwei Hälften zweier vertikal nachfolgenden Hochleistungsgitterabschnitten (HGA), welche auf dem Stahlband auflagen (s. Abbildung 33).

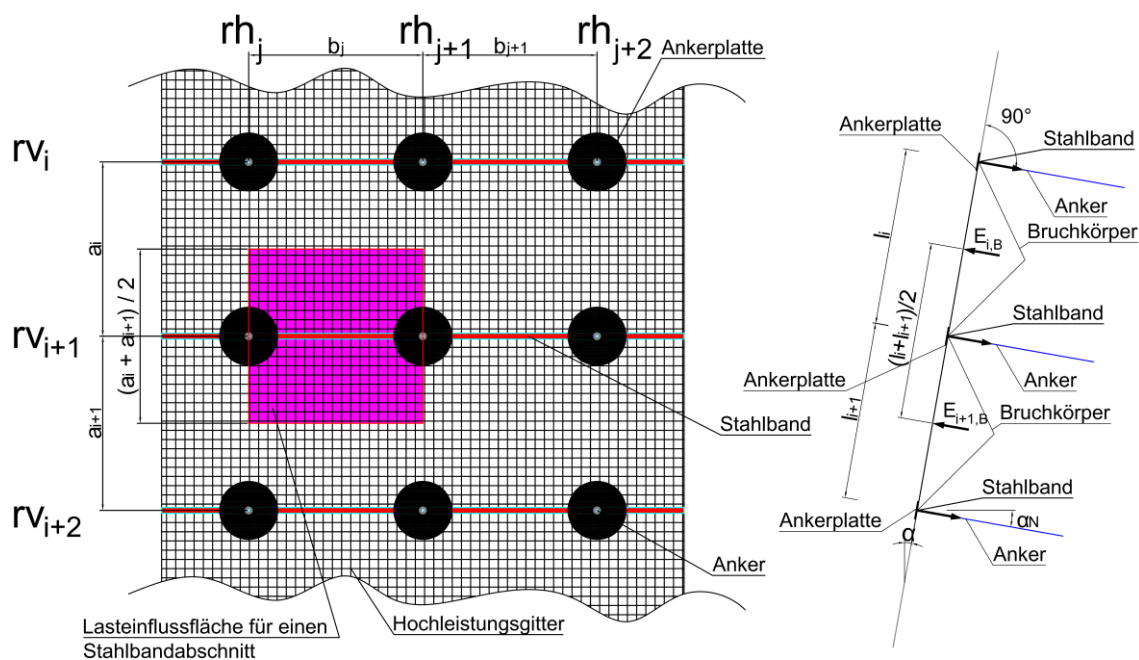


Abbildung 33: Darstellung des Lasteinflussbereiches des Hochleistungsgitters auf einem Stahlbandabschnitt.

Somit lässt sich die Einwirkung auf ein Stahlband wie folgt berechnen:

$$Q_{i+1,SBand} = \left( \frac{E_{i,B}}{2} + \frac{E_{i+1,B}}{2} \right) \quad (92)$$

wobei:

- $E_{i,B}$  ... Einwirkende Kraft aus der Bodenbruchschole für den Hochleistungsgitterabschnitt  $i$
- $Q_{i+1,SBand}$  ... Resultierende der Einwirkungen auf das Stahlband zwischen zwei nachfolgenden vertikalen Hochleistungsgitterabschnitten,
- $a_i$  ... Höhe des Hochleistungsgitterabschnittes  $i$ ,
- $l_i$  ... Länge des Hochleistungsgitterabschnittes  $i$ ,
- $b_j$  ... Breite des Hochleistungsgitterabschnittes  $j$ .

Angenommen, dass beim Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-System die Spannweite gleich der Seillänge des ungedehnten Seiles ist, ergibt sich die Einwirkung pro Meter des gedehnten Seils zu:

$$q_{i+1,SBand} = \frac{Q_{i+1,SBand}}{b_j} \quad (93)$$

Unter Berücksichtigung der Vorspannkraft  $S_{i+1,V,SBand}$ , der Einwirkung pro Meter  $q_{i+1,SBand}$  und des Stahlbanddurchhangs  $f_{i+1,S}$  stellt Abbildung 34 das statische System eines vorgespannten und belasteten Stahlbandes des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems dar. Dabei ergibt sich die gesamte Bandkraft normal zum Querschnitt  $S_{i+1,SB}$  aus der Summe der Vorspannkraft  $S_{i+1,V,SBand}$  und der Bandkraft aus der Einwirkung des Gitters  $\Delta S_{i+1,SB}$ :

$$S_{i+1,SB} = S_{i+1,V,SBand} + \Delta S_{i+1,SB} \quad (94)$$

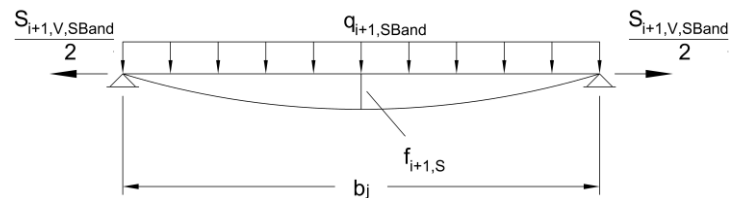


Abbildung 34: Darstellung des statischen Systems eines vorgespannten Stahlbandes des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.

Die Länge des vorgespannten und belasteten Stahlbandes  $s_2$  wird wie folgt definiert:

$$s_{i+1} = b_j + \frac{\Delta S_{i+1,SB} \cdot b_j}{A \cdot E} \quad (95)$$

A ... Querschnitt des Stahlbandes,

E ... Elastizitätsmodul des Stahlbandes.

Unter der Annahme einer parabolischen Seillinie erhält man aus der Geometrie die Länge des vorgespannten und belasteten Stahlbandes mit:

$$s_{i+1} = b_j + \frac{8 \cdot f_{i+1,S}^2}{3 \cdot b_j} \quad (96)$$

Der Stich  $f_{i+1,S}$  des vorgespannten und belasteten Stahlbandes wird mittels folgender Gleichung berechnet:

$$f_{i+1,S} = \frac{q_{i+1,SBand} \cdot b_j^2}{8 \cdot S_{i+1,SB}} \quad (97)$$

Durch Einsetzen des Stiches  $f_{i+1,S}$  gemäß Gleichung 97 ergibt sich aus Gleichung 96 :

$$s_{i+1} = b_j + \frac{8}{3 \cdot b_j} \cdot \left( \frac{q_{i+1,SBand} \cdot b_j^2}{8 \cdot S_{i+1,SB}} \right)^2 = b_j + \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{i+1,SBand}^2 \cdot b_j^3}{S_{i+1,SB}^2} \quad (98)$$



Durch Gleichsetzen von Gleichung 95 und Gleichung 98 für die Länge des gedehnten Stahlbandes  $s_{i+1}$  erhält man gemäß [10] folgende Gleichung 99, mittels welche sich nach weiteren Umformungen die Bandkraft  $\Delta S_{i+1,SB}$  durch Auflösung der kubischen Gleichung (102) ergibt:

$$b_j + \frac{\Delta S_{i+1,SB} \cdot b_j}{A \cdot E} = b_j + \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{i+1,SBand}^2 \cdot b_j^3}{S_{i+1,SB}^2} \quad (99)$$

$$b_j \cdot S_{i+1,SB}^2 + \frac{S_{i+1,SB}^2 \cdot \Delta S_{i+1,SB} \cdot b_j}{A \cdot E} = S_{i+1,SB}^2 \cdot b_j + \frac{1}{24} \cdot q_{i+1,SBand}^2 \cdot b_j^3 \quad (100)$$

$$S_{i+1,SB}^2 \cdot \Delta S_{i+1,SB} - \frac{A \cdot E}{24} \cdot Q_{i+1,SBand}^2 = 0 \quad (101)$$

$$(S_{i+1,V,SBand} + \Delta S_{i+1,SB})^2 \cdot \Delta S_{i+1,SB} - \frac{A \cdot E}{24} \cdot Q_{i+1,SBand}^2 = 0 \quad (102)$$

Da die Vorspannkraft  $S_{i+1,V,SBand}$  bekannt ist, lässt sich nach Lösung der oben stehenden Gleichung 102 die Bandkraft  $\Delta S_{i+1,SB}$  aus der Einwirkung und mittels Gleichung 94 die Bandkraft  $S_{i+1,SB}$  normal zum Querschnitt berechnen. Zur Erzielung eines Ausnutzungsgrades  $\mu \leq 1$  muss die Stahlbandkraft  $S_{i+1,SB}$  kleiner oder gleich dem Stahlbandwiderstand  $S_{SB,R}$  sein ( $S_{i+1,SB} \leq S_{SB,R}$ ), wobei sich der Ausnutzungsgrad  $\eta$  wie folgt ergibt:

$$\frac{S_{i+1,SB}}{S_{SB,R}} = \mu \leq 1 \quad (103)$$

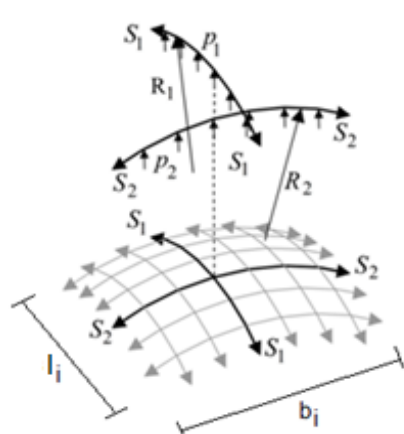
Der Stich des Stahlbandes  $f_{i+1,S}$  wird für die Bemessung des vorgespannten Hochleistungsgitters, zur Bestimmung der Ausgangsform ( $f_v$ ), übernommen.

### 4.2.1.3 Ansätze der Bemessung der Seilnetze zur Bemessung des vorgespannten Hochleistungsgitters

Für die Bemessung des vorgespannten Hochleistungsgitters wird jeweils ein Hochleistungsgitterabschnitt zwischen zwei nachfolgenden vertikalen Ankerreihen und zwei nachfolgenden horizontalen Ankerreihen betrachtet. Dabei werden die Ansätze zur Berechnung des Gleichgewichtszustandes (Form und Zugkräfte) eines vorgespannten synklastisch gekrümmten Seilnetzes gewählt. Vereinfacht betrachtet besteht das Modell des Seilnetzes aus zwei sich in der Systemmitte kreuzenden Seilen. Die zwei sich kreuzenden Seile sind das Spannseil, welches entlang der Vertikalen des Systems verläuft, und das Trageil, welches entlang der Horizontale des Systems verläuft. Am Modell des synklastisch gekrümmten Seilnetzes lässt sich das Tragverhalten des Hochleistungsgitters, als biegeeweiche Struktur, beschreiben.

#### A) Ansätze zur Bemessung von Seilnetzen gemäß [11]

Das Modell des synklastisch gekrümmten Seilnetzes gemäß [11] ist in Abbildung 35 dargestellt.



- |       |     |                                                          |
|-------|-----|----------------------------------------------------------|
| $S_1$ | ... | Zugkraft normal zum Querschnitt im Spannseil (vertikal), |
| $S_2$ | ... | Zugkraft normal zum Querschnitt im Trageil (horizontal), |
| $p_1$ | ... | Last pro Meter Spannseil,                                |
| $p_2$ | ... | Last pro Meter Trageil,                                  |
| $R_1$ | ... | Radius der Krümmung des Spannseils,                      |
| $R_2$ | ... | Radius der Krümmung des Trageils.                        |

Abbildung 35: Darstellung des synklastisch gekrümmten Seilnetzes [11].

In beiden Richtungen der Seilscharen sind die Vorspannkräfte  $S_1$  und  $S_2$  proportional zu den Krümmungsradien  $R_1$  und  $R_2$  und der gleichmäßigen Belastung  $p$ . Größere Seilkräfte führen zu größeren Krümmungsradien, die wiederum geringere Krümmungen ergeben [11].

Die Einwirkung  $p$  aus der Vorspannung pro Laufmeter lässt sich aus der Flächenlast  $q$  ableiten, dabei wird der Maschenabstand  $m_{AB}$  für die Berechnung der Einflussbreite auf die Seile herangezogen. Ausgedrückt in folgender Gleichung ergibt sich für die Einwirkung  $p$  auf einen Laufmeter je Spann- und Trageil zu:

$$p = q \cdot \frac{m_{AB}}{2} \quad (104)$$

Das Gleichgewicht eines synklastisch gekrümmten Seilnetzes in der Seilschare des Spannseils und des Tragseils gemäß [11] wird wie folgt beschrieben:

$$\frac{S_1}{R_1} + \frac{S_2}{R_2} = p \quad (105)$$

Die Lastaufteilung der Einwirkung zufolge der Vorspannung je Laufmeter Seil wird durch folgende Gleichung beschrieben [11]:

$$p = p_1 + p_2 \quad (106)$$

Die Radien der Krümmungen lassen sich auch mittels der Verhältnisse der Seilkräfte  $S_1$  und  $S_2$  und der Einwirkungen auf die jeweiligen Seile  $p_1$  und  $p_2$  wie folgt berechnen [11]:

$$R_1 = \frac{S_1}{p_1} \quad (107)$$

und

$$R_2 = \frac{S_2}{p_2} \quad (108)$$

Die Radien der Krümmungen  $R_1$  und  $R_2$  lassen sich auch mittels der Verhältnisse der Spannweiten  $l_i$  und  $b_i$  und der Seilstiche  $f_1$  und  $f_2$  wie folgt berechnen [11]:

$$R_1 = \frac{l_i}{8 \cdot f_1} \quad (109)$$

und

$$R_2 = \frac{b_i}{8 \cdot f_2} \quad (110)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (107 und 109 bzw. 108 und 110) erhält man die Gleichungen für die Berechnung der Seilstiche  $f_1$  und  $f_2$  [11]:

$$R_1 = \frac{S_1}{p_1} = \frac{l_i}{8 \cdot f_1} \rightarrow f_1 = \frac{p_1 \cdot l_i}{8 \cdot S_1} \quad (111)$$

und

$$R_2 = \frac{S_2}{p_2} = \frac{b_i}{8 \cdot f_2} \rightarrow f_2 = \frac{p_2 \cdot b_i}{8 \cdot S_2} \quad (112)$$

In einem weiteren Schritt wird bei der Umsetzung der Gleichgewichtsformen im Tragwerk das Werkstoffverhalten berücksichtigt. Dies gilt für die Untersuchung hinsichtlich der Lastabtragung und für die Nachweise der Standsicherheit des Hochleistungsgitters [11].

„Für das Verhalten unter äußeren Lasten muss bei kinematischen Tragsystemen unterschieden werden zwischen Belastungen, die sich im Betrag unterscheiden, in Richtung und Verteilung dem Lastfall zur

Bestimmung der Gleichgewichtsform entsprechen und Belastungen, die sich auch in Richtung und Verteilung von der Vorbelastung oder Vorspannung unterscheiden“ [11].

Die äußeren Belastungen, die sich nur im Betrag von der Belastung zur Bestimmung der Gleichgewichtsform unterscheiden, werden als zur Geometrie affine Lasten bezeichnet und führen zu Geometrieänderungen infolge elastischer Dehnungen. Die Form bleibt erhalten, da das Gleichgewicht auch im verformten Zustand erfüllt sein muss [11].

„Unterscheidet sich die Belastung in Verteilung und Größe von der Vorbelastung oder Vorspannung, ergibt sich im verformten Zustand eine andere Gleichgewichtsform. Zu den elastischen Dehnungen kommen dehnungslose Verformungen, die abhängig vom Tragsystem groß sein können. Die dehnungslosen Verformungen lassen sich nur über die Geometrie, die Vorbelastung oder die Vorspannung beeinflussen“ [11].

„Werden das Gleichgewicht im verformten Zustand und der Einfluss der Vorspannung berücksichtigt, lassen sich Lastaufteilung, Spannungen und Verformungen unter äußeren Einwirkungen analytisch erfassen, wenn die Umlenkkräfte zwischen Trag- und Spannrichtung bekannt, die Belastungen zur Gleichgewichtsform affin und die Seilscharen oder Fadenrichtungen in Richtung der Hauptspannungen orientiert sind“ [11].

## **B) Bemessung des vorgespannten Hochleistungsgitters**

Die Gleichungen der Seilnetzstatik, gemäß [11], wurden für die Bemessung des vorgespannten Hochleistungsgitters entsprechend den gegenständlichen Erfordernissen adaptiert bzw. abgeleitet. Für die Bemessung des Hochleistungsgitters sind zwei Schritte notwendig:

- Der erste Schritt beschreibt das Ausgangsgleichgewicht der Seilnetzform in Folge der Vorspannung und Verformung der Auflager (Stahlbänder).
- Im zweiten Schritt wird das geometrische nicht lineare Tragverhalten des Seilnetzes (Hochleistungsgitter) unter Berücksichtigung der Vorspannkkräfte und der äußeren Einwirkungen zufolge der Bodenbruchscholle ermittelt.

Dabei wird vereinfachend angenommen, dass die Seilzugkräfte (normal zum Querschnitt) des Spannseils und des Tragseils gleich deren horizontalen Komponenten sind.

Abbildung 36 stellt die Ausgangsform eines verformten Hochleistungsgitterabschnittes zwischen zwei verformten Auflager (Stahlbänder) dar. Die Stahlbänder sind mit Rot gekennzeichnet. Dabei wurden folgende Notierungen verwendet:

- $S_{v,1}$  ... Zugkraft normal zum Querschnitt des Spannseils, infolge Vorspannung,
- $S_{v,2}$  ... Zugkraft normal zum Querschnitt des Tragseils, infolge Vorspannung,
- $q_{v,1}$  ... Ausgangsbelastung pro Meter Spannseil, infolge Vorspannung,
- $q_{v,2}$  ... Ausgangsbelastung pro Meter Tragseil, infolge Vorspannung,

- $q_v$  ... Ausgangsbelastung pro Meter Seil in der Systemmitte,  
 $m_{AB}$  ... Maschenabstand,  
 $f_{v,1}$  ... Ausgangsdurchhang des Spannseils,  
 $f_{v,2}$  ... Ausgangsdurchhang des Tragseils (Durchhang Stahlband),  
 $f_v$  ... Ausgangsdurchhang des Hochleistungsgitterabschnittes,  
 $b$  ... Spannlänge des Spannseils,  
 $l$  ... Spannlänge des Tragseils.

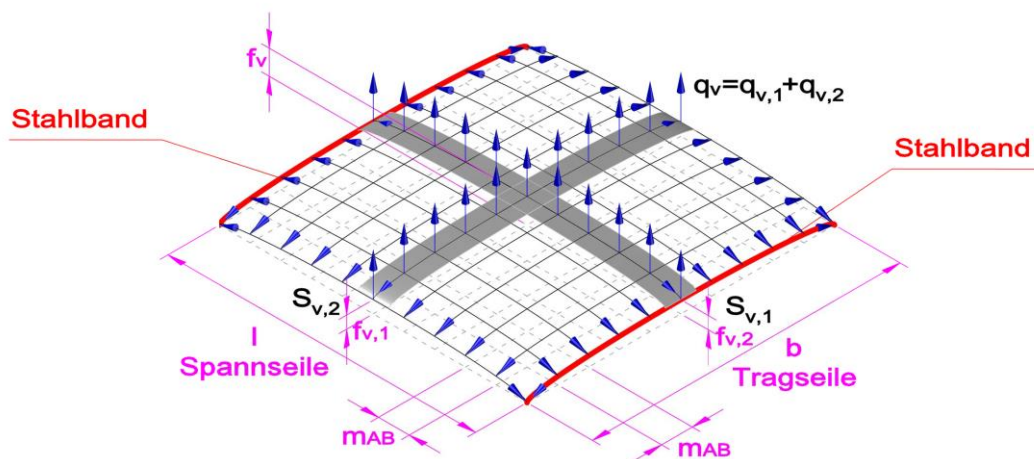


Abbildung 36: Seilnetzform in Folge der Vorspannung und Verformung der Auflager (Stahlbänder).

Das Ausgangsgleichgewicht infolge Vorspannung und Verformung der Auflager wird wie folgt beschrieben:

$$\frac{S_{v,1}}{R_{v,1}} + \frac{S_{v,2}}{R_{v,2}} = q_v \quad (113)$$

Wobei die Lastaufteilung auf einen Laufmeter Seil durch folgende Gleichung beschrieben wird:

$$q_v = q_{v,1} + q_{v,2} \quad (114)$$

Die Radien der Krümmungen  $R_{v,1}$  und  $R_{v,2}$  lassen sich auch mittels der Verhältnisse der Vorspannkraft der Seile  $S_{v,1}$  und  $S_{v,2}$  und der entsprechenden Ausgangsbelastungen auf die Seile  $q_{v,1}$  und  $q_{v,2}$  wie folgt berechnen:

$$R_{v,1} = \frac{S_{v,1}}{q_{v,1}} \quad (115)$$

und

$$R_{v,2} = \frac{S_{v,2}}{q_{v,2}} \quad (116)$$

Darüber hinaus können die Radien der Krümmungen  $R_{v,1}$  und  $R_{v,2}$  auch anhand der Verhältnisse der Längen  $l$  und  $b$  sowie der Seilstiche  $f_{v,1}$  und  $f_{v,2}$  berechnet werden:

$$R_{v,1} = \frac{l}{8 \cdot f_{v,1}} \quad (117)$$

und

$$R_{v,2} = \frac{b}{8 \cdot f_{v,2}} \quad (118)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen 115 und 117, bzw. 116 und 118 für die Radien erhält man Gleichungen 120 und 122 für die Berechnung der Seilstiche  $f_{v,1}$  und  $f_{v,2}$ :

$$\frac{S_{v,1}}{q_{v,1}} = \frac{l}{8 \cdot f_{v,1}} \quad (119)$$

$$f_{v,1} = \frac{q_{v,1} \cdot l}{8 \cdot S_{v,1}} \quad (120)$$

und

$$\frac{S_{v,2}}{q_{v,2}} = \frac{b}{8 \cdot f_{v,2}} \quad (121)$$

$$f_{v,2} = \frac{q_{v,2} \cdot b}{8 \cdot S_{v,2}} \quad (122)$$

wobei der Ausgangsstich  $f_v$  des Hochleistungsgitterabschnittes wie folgt berechnet wird:

$$f_v = f_{v,1} + f_{v,2} \quad (123)$$

Da die vorgespannten Stahlbänder die Auflager des Hochleistungsgitterabschnittes sind, wird für die Ausgangsform des Seilnetzes der Stich der verformten Stahlbänder für den Stich des Trageils übernommen. Um die Bemessung des Hochleistungsgitters zu ermöglichen wird vorausgesetzt, dass die Vorspannkraft  $S_{v,1}$  und  $S_{v,2}$  proportional zu den Längen  $l$  und  $b$  bleiben. Somit sind die Ausgangsstiche  $f_{v,1}$  und  $f_{v,2}$  proportional zu den Längen  $l$  und  $b$ :

$$\frac{S_{v,1}}{l} = \frac{S_{v,2}}{b} \quad (124)$$

$$\frac{f_{v,1}}{l} = \frac{f_{v,2}}{b} \quad (125)$$

Da die Vorspannkraft des Spannschleifs  $S_{v,1}$  und des Trageils  $S_{v,2}$  bekannt sind, lassen sich die Längen des Spannschleifs  $L_{v,1}$  und des Trageils  $L_{v,2}$  folgendermaßen berechnen:

$$L_{v,1} = l + \frac{S_{v,1} \cdot l}{E_1 \cdot A_1} \quad (126)$$

$$L_{v,2} = b + \frac{S_{v,2} \cdot b}{E_2 \cdot A_2} \quad (127)$$

wobei:

- $A_1$  ... Querschnitt des Spannseils,
- $E_1$  ... Elastizitätsmodul des Spannseils,
- $A_2$  ... Querschnitt des Tragseils,
- $E_2$  ... Elastizitätsmodul des Tragseils.

Die Herleitung des geometrisch nicht linearen Tragverhaltens des synklastisch gekrümmten Seilnetzes (= Hochleistungsgitterabschnitt) erfolgt unter Berücksichtigung der Vorspannkkräfte und der äußeren Einwirkungen zufolge der Bodenbruchscholle sowie der Vereinfachung, dass die äußere Einwirkung einer konstanten Gleichlast entspricht. Die Bemessung erfolgt an jenen Seilen, welche durch den Mittelpunkt (Systemmitte) des Hochleistungsgitterabschnittes verlaufen (s. Abbildung 37).

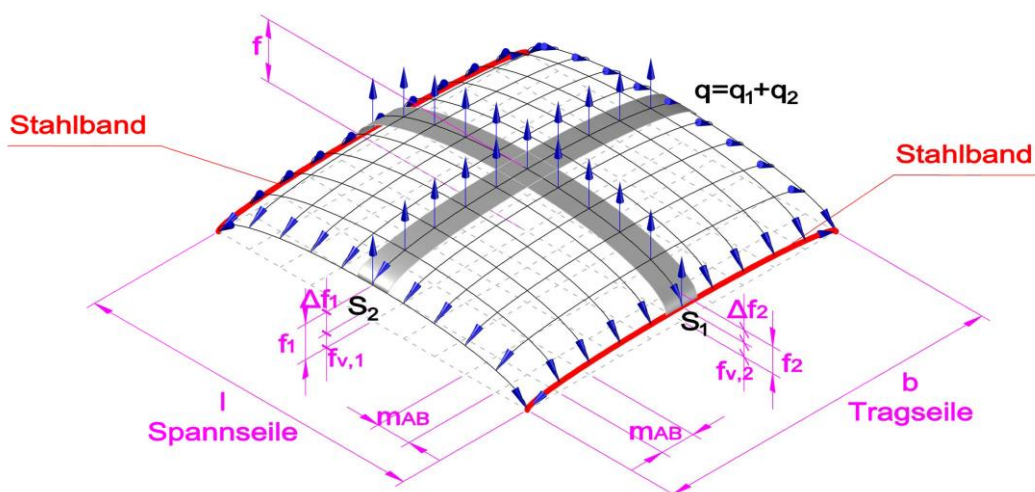


Abbildung 37: Seilnetzsystem unter Berücksichtigung der Vorspannkkräfte  $S_{v,1}$  und  $S_{v,2}$  und der äußeren Einwirkungen  $q$  zufolge der Bodenbruchscholle.

Somit lässt sich die äußere Einwirkung  $e_B$  zufolge der Bodenbruchscholle wie folgt berechnen:

$$e_B = \frac{E_B}{l \cdot b} \quad (128)$$

wobei:

- $E_B$  ... Einwirkungskraft zufolge Bodenbruchscholle für den Hochleistungsgitterabschnitt,
- $e_B$  ... Äußere Einwirkung pro Quadratmeter des Hochleistungsgitters,
- $l$  ... Länge des Hochleistungsgitterabschnittes,
- $b$  ... Breite des Hochleistungsgitterabschnittes.

Dabei lässt sich die Querbelastung pro Meter Seil in der Systemmitte mittels des Maschenabstands wie folgt berechnen:

$$q_e = e_B \cdot \frac{m_{AB}}{2} \quad (129)$$

$$q_e = q_{e,1} + q_{e,2} \quad (130)$$

wobei:

$m_{AB}$  ... Maschenabstand,

$q_{e,1}$  ... Querbelastrung pro Meter Spannseil, infolge Einwirkung,

$q_{e,2}$  ... Querbelastrung pro Meter Tragseil, infolge Einwirkung,

$q_e$  ... Querbelastrung pro Meter Seil in der Systemmitte, infolge Einwirkung.

Die Gesamtquerbelastrung pro Laufmeter Seil in der Systemmitte ergibt sich wie folgt:

$$q = q_1 + q_2 \quad (131)$$

$$q = q_e - q_v \quad (132)$$

wobei:

$q_1$  ... Gesamtquerbelastrung pro Meter Spannseil,

$q_2$  ... Gesamtquerbelastrung pro Meter Tragseil,

$q_e$  ... Querbelastrung pro Meter Seil in der Systemmitte, infolge Einwirkung,

$q_v$  ... Querbelastrung pro Meter Seil in der Systemmitte, infolge Vorspannung,

$q$  ... Gesamtquerbelastrung pro Meter Seil in der Systemmitte.

Die gesamten Zugkräfte normal zum Querschnitt für das Spannseil  $S_1$  und für das Tragseil  $S_2$  ergeben sich aus der Summe der Vorspannkräfte  $S_{v,1}$  bzw.  $S_{v,2}$  und der Zugkräfte resultierend aus der Einwirkung auf das Gitter  $\Delta S_1$  bzw.  $\Delta S_2$ :

$$S_1 = S_{v,1} + \Delta S_1 \quad (133)$$

und

$$S_2 = S_{v,2} + \Delta S_2 \quad (134)$$

Die Längenänderung infolge äußerer Belastung berechnet sich:

- für das Spannseil:

$$\Delta L_1 = \frac{\Delta S_1 \cdot l}{E_1 \cdot A_1} \quad (135)$$

- und für das Tragseil:

$$\Delta L_2 = \frac{\Delta S_2 \cdot b}{E_2 \cdot A_2} \quad (136)$$

Die gedehnten Seillängen ergeben sich:

- für das Spannseil:



$$L_1 = L_{v,1} + \frac{8}{3} \cdot \frac{\Delta f_1^2}{l} = L_{v,1} + \Delta L_1 = l + \frac{S_{v,1} \cdot l}{E_1 \cdot A_1} + \frac{\Delta S_1 \cdot l}{E_1 \cdot A_1} \quad (137)$$

- und für das Tragseil:

$$L_2 = L_{v,2} + \frac{8}{3} \cdot \frac{\Delta f_2^2}{b} = L_{v,2} + \Delta L_2 = b + \frac{S_{v,2} \cdot b}{E_2 \cdot A_2} + \frac{\Delta S_2 \cdot b}{E_2 \cdot A_2} \quad (138)$$

Durch Einsetzen der Stichdifferenz ( $\Delta f_1$  bzw.  $\Delta f_2$ ), infolge der äußeren Belastung:

- für das Spannseil:

$$\Delta f_1 = \frac{q_{e,1} \cdot l^2}{8 \cdot S_1} \quad (139)$$

- und für das Tragseil:

$$\Delta f_2 = \frac{q_{e,2} \cdot b^2}{8 \cdot S_2} \quad (140)$$

in den Gleichungen 137 bzw. 138 ergeben sich:

- für das Spannseil:

$$L_{v,1} + \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{e,1}^2 \cdot l^3}{S_1^2} = L_{v,1} + \frac{\Delta S_1 \cdot l}{E_1 \cdot A_1} \quad (141)$$

- und für das Tragseil:

$$L_{v,2} + \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{e,2}^2 \cdot b^3}{S_2^2} = L_{v,2} + \frac{\Delta S_2 \cdot b}{E_2 \cdot A_2} \quad (142)$$

Durch Subtraktion von  $L_{v,1}$  bzw.  $L_{v,2}$  aus beiden Terme der Gleichungen 141 bzw. 142 ergeben sich folgende Gleichungen:

- für das Spannseil:

$$\frac{1}{24} \cdot \frac{q_{e,1}^2 \cdot l^3}{S_1^2} = \frac{\Delta S_1 \cdot l}{E_1 \cdot A_1} \quad (143)$$

$$S_1^2 \cdot \Delta S_1 \cdot l - \frac{E_1 \cdot A_1}{24} \cdot q_{e,1}^2 \cdot l^3 = 0 \quad (144)$$

$$(S_{v,1} + \Delta S_1)^2 \cdot \Delta S_1 \cdot l - \frac{E_1 \cdot A_1}{24} \cdot q_{e,1}^2 \cdot l^3 = 0 \quad (145)$$

- und für das Tragseil:

$$\frac{1}{24} \cdot \frac{q_{e,2}^2 \cdot b^3}{S_2^2} = \frac{\Delta S_2 \cdot b}{E_2 \cdot A_2} \quad (146)$$

$$S_2^2 \cdot \Delta S_2 \cdot b - \frac{E_2 \cdot A_2}{24} \cdot q_{e,2}^2 \cdot b^3 = 0 \quad (147)$$

$$(S_{v,2} + \Delta S_2)^2 \cdot \Delta S_2 \cdot b - \frac{E_2 \cdot A_2}{24} \cdot q_{e,2}^2 \cdot b^3 = 0 \quad (148)$$

Der gesamte Durchhang des Hochleistungsabschnittes ergibt sich aus:

$$f = f_1 + f_2 \quad (149)$$

wobei:

- der gesamte Durchhang des Spannseils:

$$f_1 = f_{v,1} + \Delta f_1 \quad (150)$$

- der gesamte Durchhang des Tragseils:

$$f_2 = f_{v,2} + \Delta f_2 \quad (151)$$

Unter der Voraussetzung der vereinfachenden Annahme, dass sich die äußeren Lasten gleichmäßig verteilen:

$$q_e = q_{e,1} + q_{e,2} \quad (152)$$

mit

$$q_{e,1} = q_{e,2} \quad (153)$$

lässt sich ein Gleichungssystem mit 2 Gleichungen und 2 Unbekannten bilden:

$$(S_{v,1} + \Delta S_1)^2 \cdot \Delta S_1 \cdot l - \frac{E_1 \cdot A_1}{24} \cdot q_{e,1}^2 \cdot l^3 = 0 \quad (154)$$

$$(S_{v,2} + \Delta S_2)^2 \cdot \Delta S_2 \cdot b - \frac{E_2 \cdot A_2}{24} \cdot q_{e,2}^2 \cdot b^3 = 0 \quad (155)$$

In den Gleichungen 154 und 155 sind die Unbekannten die Zugkräfte infolge der äußeren Einwirkungen  $\Delta S_1$  und  $\Delta S_2$ . Nach Lösung der oben stehenden Gleichungen erhält man die Zugkräfte des Spannseiles  $S_1$  bzw. des Tragseiles  $S_2$ . Zur Erzielung jenes Ausnutzungsgrades  $\mu_i \leq 1$  müssen die Zugkräfte kleiner oder gleich der Stahlseilwiderstände  $S_{1,R}$  und  $S_{2,R}$  sein ( $S_1 \leq S_{1,R}$  bzw.  $S_2 \leq S_{2,R}$ ). Somit ergeben sich die jeweilige Ausnutzungsgrade  $\mu_1$  und  $\mu_2$  wie folgt:

$$\frac{S_1}{S_{1,R}} = \mu_1 \leq 1 \quad (156)$$

$$\frac{S_2}{S_{2,R}} = \mu_2 \leq 1 \quad (157)$$

Um den Gebrauchstauglichkeitsnachweis zu erfüllen, wird die Gesamtverformung des Hochleistungsgitterabschnittes  $f$  wie folgt begrenzt:

$$f \leq f_{zul} \quad (158)$$

#### 4.2.1.4 Ermittlung der von den Ankern zusätzlich aufzunehmenden Einwirkungen (Auflagerkräfte für die Frontausbildung)

Gemäß des Auflagerprinzips der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems, welches im Kapitel 4.2.1 der gegenständlichen Arbeit beschrieben wurde, gilt folgendes:

- Das vorgespannte Hochleistungsgitter übernimmt die Einwirkungen aus den Bodenbruchschollen zwischen den Ankerreihen (Ankerplatten) und leitet diese über Zugkräfte in die vorgespannten Stahlbänder.
- Die vorgespannten Stahlbänder übernehmen die Einwirkungen vom vorgespannten Hochleistungsgitter und leiten diese über Zugkräfte in die vorgespannten Anker.
- Die vorgespannten Anker übernehmen die Einwirkungen von den vorgespannten Stahlbändern und leiten diese in den Untergrund.

Man nehme an, eine Böschung wird mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesichert, mit  $n$  – vertikalen und  $m$  – horizontalen Ankerreihen ( $a_i$  – vertikale Ankerabstände,  $b_i$  – horizontale Ankerabstände).

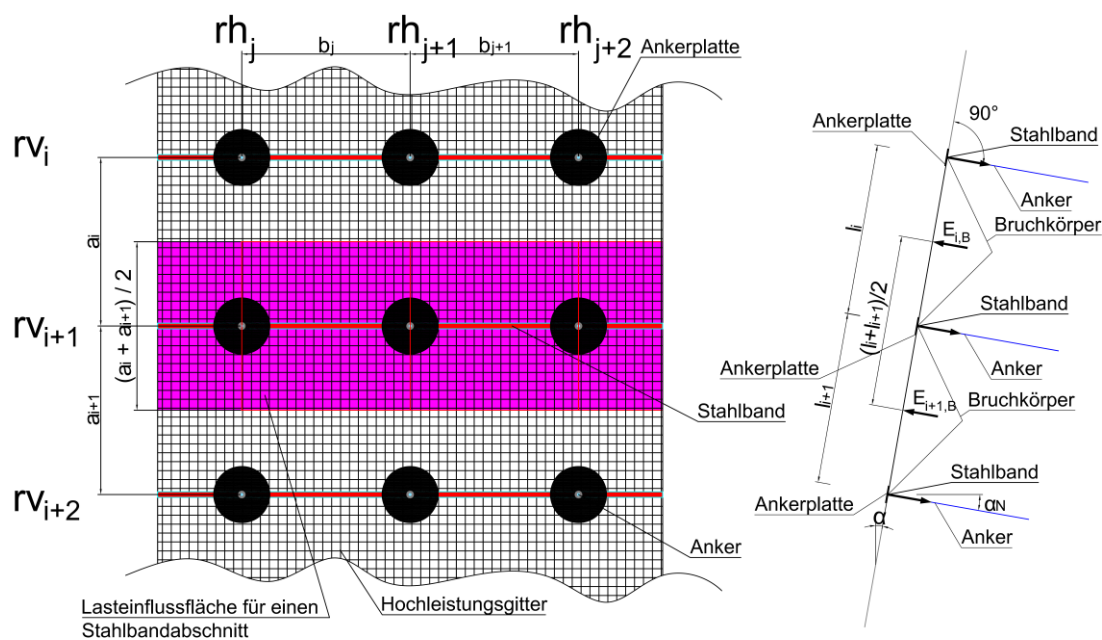


Abbildung 38: Teilsystem einer mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherten Böschung.

Wird ein horizontaler Schnitt durch die mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherte Böschung betrachtet (Abbildung 39), ist ersichtlich, dass, um die Vorspannkräfte der Stahlbänder in den Untergrund einzuleiten, die Randanker einer Ankerreihe gegen die vertikale Achse mit einem Winkel  $\theta$  horizontal geneigt angeordnet werden müssen.

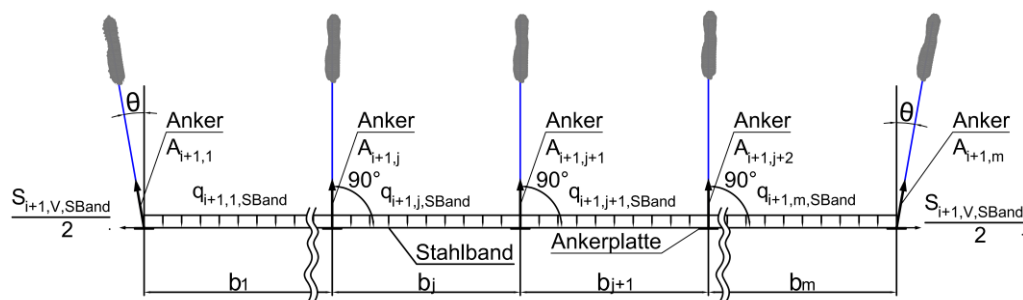


Abbildung 39: Horizontaler Schnitt durch die mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherte Böschung entlang der horizontalen Ankerreihe  $rv_{i+1}$ .

Für den oben angeführten horizontalen Schnitt ergibt sich folgendes statisches System (Abbildung 40), wobei die einzelnen Stahlbänderabschnitte sich biegeweich verformen.

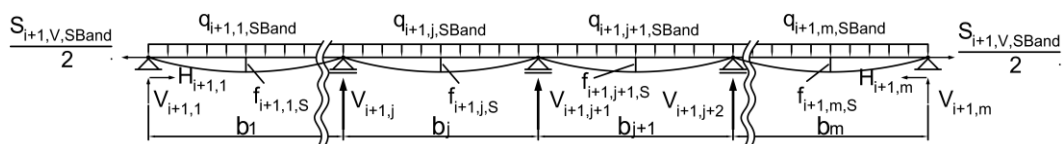


Abbildung 40: Statisches System des horizontalen Schnittes dargestellt in Abbildung 39.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergeben sich für das oben angeführte statische System folgende Auflagerreaktionen:

- Randauflager:

$$V_{i+1,1} = q_{i+1,1,SBand} \cdot \frac{b_1}{2} \quad (159)$$

$$H_{i+1,1} = \frac{S_{i+1,V,SBand}}{2} \quad (160)$$

- Feldauflager:

$$V_{i+1,j+1} = q_{i+1,j,SBand} \cdot \frac{b_j}{2} + q_{i+1,j+1,SBand} \cdot \frac{b_{j+1}}{2} \quad (161)$$

Die Auflagerreaktionen  $V_i$  sind die Komponenten der Kräfte, welche zusätzlich von den Ankern in den Untergrund abgetragen werden müssen. Somit ergeben sich aus den Auflagerreaktionen folgende zusätzliche Ankerkräfte  $A_i$  aus den Einwirkungen auf die Frontausbildung:

- Randanker:

$$A_{i+1,1} = \frac{V_{i+1,1}}{\cos \theta} + \frac{H_{i+1,1}}{\sin \theta} \quad (162)$$

- Feldanker<sup>5</sup>:

$$A_{i+1,j+1} = V_{i+1,j+1} \quad (163)$$

<sup>5</sup> Für doppelsymmetrische Systeme sind die Werte der Bodenbruchkörperkräfte  $E_B$  und der Ankerkräfte der Feldanker  $A_i$  gleich groß.

#### **4.2.2 Zusammenfassung der für die Bemessung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems erforderlichen Nachweise**

Zur Bemessung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems sind sowohl die Nachweise der Gesamtsicherheit als auch die Nachweise der inneren Standsicherheit der Frontausbildung des Systems erforderlich. Dabei werden die Ankerkräfte für den Grenzzustand GEO-2 nach DIN 1054:2010-12 bemessen. Dazu werden die Ankerkräfte auf Basis des aktiven Erddruckes mit charakteristischen Bodenkennwerten bestimmt. Diese charakteristische Ankerkräfte werden durch Multiplikation mit Teilsicherheitsbeiwerten für den Grenzzustand GEO-2 in Bemessungswerte umgerechnet. Mit den Bemessungswerten wird die zur Ermittlung der erforderlichen Ankerlängen und zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit dienende Geländebruchberechnung für einen Grenzzustand GEO-3 durchgeführt. Bei der Geländebruchberechnung wird ein zusammengesetzter Bruchmechanismus mit zwei Gleitkörpern untersucht, welcher so lange variiert wird, bis der ungünstigste Mechanismus bekannt ist [12].

Der Verbundkörper – bestehend aus dem Baugrubensicherungssystem und dem gesicherten Untergrund – ist für den Nachweis der äußeren Standsicherheit monolithisch zu betrachten. Dazu ist eine gedachte Rückwand durch das Ende der Anker anzunehmen. Für den geometrisch definierten Bodenkörper, welcher ähnlich wie eine Schwergewichtsmauer wirkt, sind die Nachweise gegen Grundbruch und Gleiten – Grenzzustand GEO-2 – sowie gegen Kippen – Grenzzustand EQU – zu erbringen.

Die Bemessung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung ist gemäß des zuvor erläuterten Berechnungsmodells durchzuführen. Da die Bestandteile der Frontausbildung aus Stahl sind, ist hierfür die Bemessung nach EC 3 durchzuführen. Dabei werden die Tragfähigkeit (Festigkeit) und die Gebrauchstauglichkeit (Verformung) der vorgespannten Stahlbänder über Ansätze aus der Seilstatik sowie die Tragfähigkeit (Festigkeit) und die Gebrauchstauglichkeit (Verformung) des Gitters über Ansätze zur Bemessung von Seilnetzen bei den maßgebenden Ankerlagen nachgewiesen.

Die Nachweise gegen das Herausziehen der Anker (äußere Tragfähigkeit der Anker) und des Stahlzuggliedes (innere Tragfähigkeit der Anker) sind gemäß DIN 1054 durchzuführen, wobei die Einwirkungen auf die jeweiligen Anker dem Nachweis der Gesamtstandsicherheit zu entnehmen sind. Zusätzlich sind bei den Ankerkräften die Einwirkungen aus der Frontausbildung zu berücksichtigen. Der Bemessungswert des Herausziehewiderstands eines vorgespannten Ankers wird zuerst angenommen und erst im Zuge der Bauausführung durch Prüfungen nachgewiesen.

Für die Bemessung der Ankerplatten ist der Grundbruchnachweis unter der Einwirkung der Ankerkräfte durchzuführen.

Bei der Bemessung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems sind folgende Nachweise durchzuführen:

- Nachweis der Gesamtsicherheit der Böschung, gemäß DIN 4084
- Nachweise der äußeren Standsicherheit am monolithischen Verbundkörper:
  - Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (EQU)
  - Nachweis der Grundbruchsicherheit (GEO-2)
  - Nachweis der Gleitsicherheit (GEO-2)
- Bemessung der Frontausbildung gemäß Kapitel 4.2.1 der gegenständlichen Arbeit:
  - Ermittlung der Einwirkungen auf die Frontausbildung des Systems
  - Bemessung der Stahlbänder (Seilstatik)
  - Bemessung des Hochleistungsgitters (Seilnetzstatik)
  - Ermittlung der von den Ankern zusätzlich aufzunehmenden Einwirkungen (Auflagerkräfte für die Frontausbildung)
- Nachweis gegen Herausziehen der Anker (äußere Tragfähigkeit der Anker)
- Nachweis des Stahlzugliedes (innere Tragfähigkeit der Anker), gemäß DIN 1054
- Nachweis der Grundbruchsicherheit bei den Ankerplatten (GEO-2)

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  bzw.  $\gamma_E$  für Einwirkungen und Beanspruchungen, gemäß DIN 1054: 2010-12 [13].

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen</b>				
Destabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q, dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q, stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,80	1,60	1,35
<b>EQU: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit</b>				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_Q$	1,50	1,25	1,00
<b>GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund</b>				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein	$\gamma_G$	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen	$\gamma_{G, inf}$	1,00	1,00	1,00

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  bzw.  $\gamma_E$  für Einwirkungen und Beanspruchungen, gemäß DIN 1054: 2010-12 [13] (Fortsetzung).

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	$\gamma_{G, E0}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	$\gamma_Q$	0	0	0
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit</b>				
Ständige Einwirkungen	$\gamma_G$	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_Q$	1,30	1,20	1,00
<b>SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</b>				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				

Tabelle 5: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für geotechnische Kenngrößen, gemäß DIN 1054 [13].

Bodenkenngrößen	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion $c'$ des dränierten Bodens und Scherfestigkeit $c_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
<b>GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion $c'$ des dränierten Bodens und Scherfestigkeit $c_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion $c'$ des dränierten Bodens und Scherfestigkeit $c_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,25	1,15	1,10

Tabelle 6: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_R$  für Widerstände, gemäß DIN 1054 [13].

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund</b>				
Bodenwiderstände				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Herauszieh Widerstände				
Boden- bzw. Felsnägel	$\gamma_a$	1,40	1,30	1,20
Verpresskörper von Verpressankern	$\gamma_a$	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	$\gamma_a$	1,40	1,30	1,20
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit</b>				
Scherfestigkeit - siehe Tabelle 5				
Herauszieh Widerstände - siehe STR und GEO-2				

Tabelle 7: Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit in Stahlbau, gemäß EC3 [6].

Beanspruchbarkeit von Querschnitten	$\gamma_{M0}$	1,00
Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen	$\gamma_{M1}$	1,10
Beanspruchbarkeit von Querschnitten bei Bruchversagen infolge Zugbeanspruchbarkeit	$\gamma_{M2}$	1,25



### 4.2.3 Beispiel zur Nachweisführung der Gesamtsicherheit sowie zur Nachweisführung der inneren Standsicherheit des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems

Im weiteren Verlauf werden anhand eines konkreten Beispiels **die Nachweise der äußeren und der inneren Standsicherheit** eines **Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems** geführt. Bei diesem Berechnungsbeispiel wird ein Geländesprung mit einer Höhe  $h = 7,50$  m gesichert. Das Gelände oberhalb des Geländesprunges ist horizontal ( $\beta = 0^\circ$ ). Die vertikalen Ankerabstände betragen  $a_0 = 0,75$  m und  $a = 1,50$  m. Somit ergeben sich 5 Ankerlagen. Der horizontale Ankerabstand ist mit  $b = 1,50$  m definiert. Der Böschungswinkel beträgt  $80^\circ$  und es ergibt sich eine Wandneigung  $\alpha = -10^\circ$ . Die Ankerneigung beträgt  $\alpha_N = 10^\circ$  gegen die Horizontale. Die Bodenkennwerte entsprechen einem nichtbindigen Boden mit einem Reibungswinkel  $\varphi = 35^\circ$ , einer Kohäsion  $c = 0$  kN/m<sup>2</sup> und einer Wichte von  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>. Um die Ausführbarkeit des Systems zu ermöglichen, muss der Boden über eine temporäre Kohäsion verfügen. Es wird eine vertikale veränderliche Auflast am oberen Rand des Geländesprunges von  $p = 10$  kN/m<sup>2</sup> vorgesehen.

Der Einbau jeder Ankerlage wird nach dem Aushub des Bodens vor der Wand von bis 0,5 m unter das Niveau jeweiliger Ankerlage durchgeführt. Im nächsten Schritt werden die Anker auf die rechnerische Kraft vorgespannt.

Zur Erfüllung des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit wird beim gegenständlichen Beispiel von einer höchstzulässigen Verformung der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems von  $f_{\max} = 30$  mm ausgegangen.

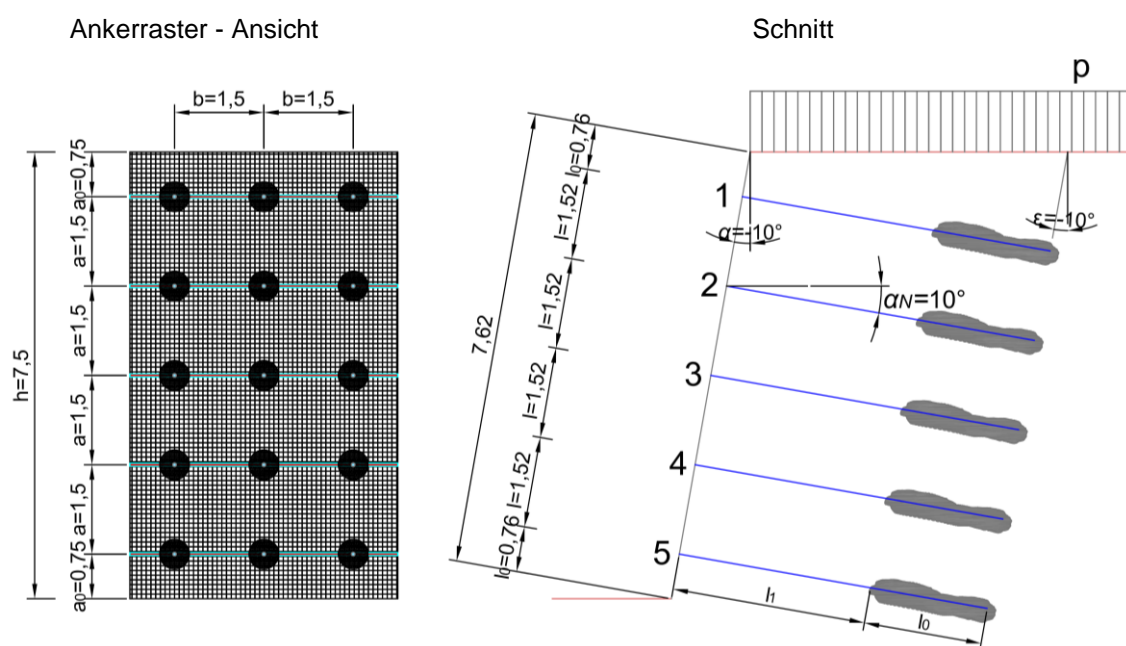


Abbildung 41: Ankerraster und Querschnitt.

**A) Nachweis der Gesamtsicherheit der Böschung, gemäß DIN 4084**

Als erstes werden die erforderlichen Ankerkräfte, die ausreichende Länge der Anker und die Gesamtstandsicherheit der Wand nachgewiesen.

**A.1) Bestimmung der erforderlichen Ankerkräfte (GEO-2):**

Die Anker müssen in jedem Bauzustand sowie im Endzustand mindestens den jeweiligen Bemessungswert des aktiven Erddruckes nach Größe und Verteilung aufnehmen. Somit werden die Erddruckkräfte an der Böschungswand sowie der Erddruckverlauf entlang der Böschungswand ermittelt. Für den zuvor beschriebenen Boden ergeben sich die Erddruckbeiwerte  $K_{agh}$  und  $K_{aph}$ , für  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\alpha = -10^\circ$ ,  $\beta = 0^\circ$  und  $\delta_a = 0^\circ$  wie folgt:

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right]^2} \quad (164)$$

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(35 - (-10))}{\cos^2(-10) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 0) \cdot \sin(35 - 0)}{\cos((-10) - 0) \cdot \cos((-10) + 0)}} \right]^2} = 0,206$$

$$K_{aph} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{agh} = \frac{\cos(-10) \cdot \cos 0}{\cos((-10) - 0)} \cdot 0,206 = 0,205 \quad (165)$$

und der zugehörige Gleitlinien-Neigungswinkel  $\vartheta_{ag}$  ergibt sich zu:

$$\vartheta_{ag} = \varphi + \arctan \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos(\varphi - \alpha) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\varphi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}}} \right] \quad (166)$$

$$\vartheta_{ag} = 35 + \arctan \left[ \frac{\cos(35 - (-10))}{\cos(35 - (-10)) + \sqrt{\frac{\sin(35 + 0) \cdot \sin((-10) - 0)}{\cos(35 - 0) \cdot \cos((-10) + 0)}}} \right] = 57,5^\circ$$

Der charakteristische Wert der Horizontalkomponente der Erddruckkraft infolge der Eigenlast des Bodens auf die Böschungswand ergibt sich zu:

$$E_{agh,k} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_{agh}}{2} = \frac{18 \cdot 7,5^2 \cdot 0,206}{2} = 104,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (167)$$

und somit berechnet sich die Horizontalkomponente der Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Neigungswinkels der Böschungswand  $\alpha = -10^\circ$  zu:

$$E_{ag,k} = \frac{E_{agh,k}}{\cos \alpha} = \frac{104,22}{\cos(-10)} = 105,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (168)$$

Um die verschiedenen Sicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Beanspruchungen zu berücksichtigen wird die Oberflächenlast  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  mit den  $\gamma_Q/\gamma_G = 1,5/1,3 = 1,11$  multipliziert [12]. Daher ergibt sich der charakteristische Wert der horizontalen Erdruckkraft der Flächenlast  $p \times \gamma_Q/\gamma_G$  auf die Böschungswand wie folgt:

$$E_{aph,k} = p \cdot \frac{\gamma_G}{\gamma_Q} \cdot h \cdot K_{aph} = 10 \cdot \frac{1,5}{1,3} \cdot 7,5 \cdot 0,205 = 17,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (169)$$

und somit berechnet sich die Horizontalkomponente der Erdruckkraft der Flächenlast  $p \times \gamma_Q/\gamma_G$  unter Berücksichtigung des Neigungswinkels der Böschungswand  $\alpha = -10^\circ$  zu:

$$E_{ap,k} = \frac{E_{aph,k}}{\cos \alpha} = \frac{17,16}{\cos(-10)} = 17,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (170)$$

Der charakteristische Wert der horizontalen Erdruckkraft auf die Böschungswand ergibt sich aus der Summe von  $E_{agh,k}$  und  $E_{aph,k}$ :

$$E_{ah,k} = E_{agh,k} + E_{aph,k} = 104,23 + 17,16 = 121,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (171)$$

und dementsprechend berechnet sich die Horizontalkomponente der Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Neigungswinkels der Böschungswand  $\alpha = -10^\circ$  zu:

$$E_{a,k} = E_{ag,k} + E_{ap,k} = 105,84 + 17,42 = 123,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (172)$$

Die Erdruckverteilung an der um  $\alpha = -10^\circ$  zur Vertikalen geneigten Böschungswand ist in Abbildung 42 dargestellt.

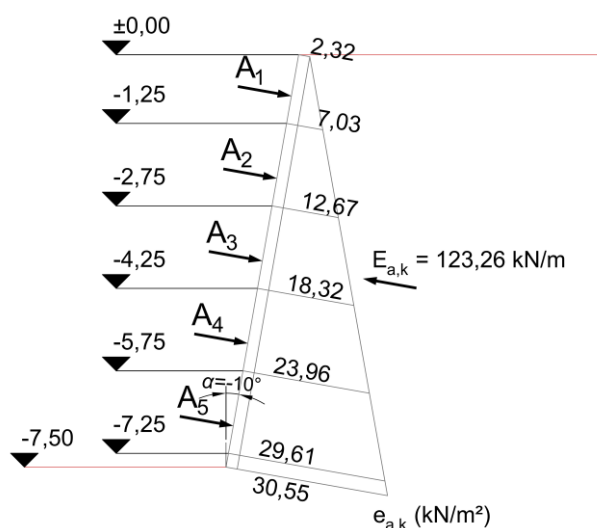


Abbildung 42: Erdruckverteilung zur Berechnung der Ankerkräfte – charakteristisch.

Unter Berücksichtigung der Bauzustände ergeben sich folgende Bemessungswerte der Ankerkräfte je laufenden Meter Wandlänge:

Anker A1: A1 soll im Bauzustand den Erddruck von 0 m bis -2,75 m aufnehmen:

$$F_{A1,d} = \frac{Y_G \cdot (e_{akh0} + e_{akh1}) \cdot h_2}{2} = \frac{1,35 \cdot (2,32 + 12,67) \cdot 2,75}{2} = 27,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (173)$$

Anker A2: A2 soll im Bauzustand den Erddruck von -2,75 m bis -4,25 m aufnehmen:

$$F_{A2,d} = \frac{Y_G \cdot (e_{akh2} + e_{akh3}) \cdot (h_3 - h_2)}{2} = \frac{1,35 \cdot (12,67 + 18,32) \cdot (4,25 - 2,75)}{2} = 31,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (174)$$

Anker A3: A3 soll im Bauzustand den Erddruck von -4,25 m bis -5,75 m aufnehmen:

$$F_{A3,d} = \frac{Y_G \cdot (e_{akh3} + e_{akh4}) \cdot (h_4 - h_3)}{2} = \frac{1,35 \cdot (18,32 + 23,96) \cdot (5,75 - 4,25)}{2} = 42,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (175)$$

Anker A4: A4 soll im Bauzustand den Erddruck von -5,75 m bis -7,25 m aufnehmen:

$$F_{A4,d} = \frac{Y_G \cdot (e_{akh4} + e_{akh5}) \cdot (h_5 - h_4)}{2} = \frac{1,35 \cdot (23,96 + 29,61) \cdot (7,25 - 5,75)}{2} = 54,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (176)$$

Anker A5: A5 soll im Endzustand den Erddruck von -5,75 m bis -7,50 m aufnehmen:

$$F_{A5,d} = \frac{Y_G \cdot (e_{akh4} + e_{akh6}) \cdot (h_6 - h_4)}{2} = \frac{1,35 \cdot (23,96 + 30,55) \cdot (7,50 - 5,75)}{2} = 64,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (177)$$

Der Erddruck von -5,75 m bis -7,25 m ist sowohl für Anker A4 als auch für Anker A5 maßgebend. Dabei ist A4 für den Bauzustand zu bemessen und A5 für den Endzustand. Infolge des fortschreitenden Einbaus der Anker ist die gesamte installierte Ankerkraft größer als der rechnerische Gesamterddruck [12].

Als Verpresskörperlänge wird einheitlich  $l_0 = 2,5$  m gewählt.

Für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit sind die Anker selbstspannend nach [4], 7.2.3.4, denn für den Winkel  $\psi_A$  nach [4], Bild 2 ist in diesem Fall die Gleitlinie für den aktiven Erddruck mit dem Neigungswinkel  $\vartheta_{ag} = 57,5^\circ$  maßgebend; daher ist  $\psi_A = \vartheta_{ag} + \alpha_N = 57,5^\circ + 10^\circ = 67,5^\circ < 85^\circ$  (für mitteldicht gelagerte nicht bindige und halb feste bindige Böden). Danach werden nach [4], 7.2.1 die Ankerkräfte, welche für die Gesamtstandsicherheit maßgebend sind, durch die Herauszieh Widerstände der Verpresskörper begrenzt. Die charakteristischen Werte der nachzuweisenden Herauszieh Widerstände berechnen sich für den Grenzzustand GEO-2 zu [12]:

$$F_{A1,k} \geq Y_a \cdot F_{A1,d} = 1,10 \cdot 27,83 = 30,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (178)$$

$$F_{A2,k} \geq Y_a \cdot F_{A2,d} = 1,10 \cdot 31,38 = 34,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (179)$$

$$F_{A3,k} \geq Y_a \cdot F_{A3,d} = 1,10 \cdot 42,81 = 47,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (180)$$

$$F_{A4,k} \geq \gamma_a \cdot F_{A4,d} = 1,10 \cdot 54,24 = 57,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (181)$$

$$F_{A5,k} \geq \gamma_a \cdot F_{A5,d} = 1,10 \cdot 64,39 = 70,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (182)$$

## A.2) Ermittlung der erforderlichen Ankerlängen bzw. Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GEO-3):

Die Ankerlängen sind so zu wählen, dass mit den oben berechneten Bemessungswerten der Ankerkräfte alle in Frage kommenden Bruchmechanismen (für den Grenzzustand GEO-3) verhindert werden. Dazu müssen als Mindestanforderung alle Verpresskörper hinter der unter  $\vartheta_{ag} = 57,5^\circ$  geneigten geraden Gleitlinie (Ansatzpunkt: Wandfußpunkt) liegen. Es sind aber auch zusammengesetzte Bruchmechanismen mit zwei Gleitkörpern, welche einen Teil der Verpresskörper einschließen und ggf. größere Ankerlängen erfordern, möglich [12].

Im Folgenden werden zur Bestimmung der erforderlichen Ankerlänge des Ankers A1 beispielhaft zwei zusammengesetzte Bruchmechanismen untersucht, bei welchen die Gleitlinienschnittpunkte auf der Achse von Anker A1 liegen.

Der Bemessungswert des Reibungswinkels für den Grenzzustand GEO-3 ergibt sich wie folgt:

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 35^\circ}{1,25}\right) = 29,3^\circ \quad (183)$$

Nach der oben genannten Mindestforderung wird die freie Länge des Ankers A1 zu  $l_1 = 3,00$  m gewählt.

**Variante 1:** Der Gleitlinienschnittpunkt liegt in der Mitte der Verpressstrecke von A1 (Abbildung 43). Dadurch ergibt sich aus der Geometrie der Neigungswinkel des 2. Bruchkörpers  $\vartheta_2 = 48^\circ$ . Der Neigungswinkel der Gleitlinie des 1. Bruchkörpers wurde durch Interpolation der Tabellenwerte aus [6], Tabelle 11.38a für den Fall  $\alpha=\beta=0^\circ$  und  $\delta=\varphi_d=29,3^\circ$ , mit  $\vartheta_1 = 53,9^\circ$  ermittelt.

Die Bemessungswerte der Vertikalkräfte aus dem Eigengewicht der Gleitkörper und der Oberflächenlast ergeben sich wie folgt:

$$G_{1,d} = \gamma_G \cdot \gamma \cdot A_{B1} = 1,0 \cdot 18 \cdot 0,81 = 14,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (184)$$

$$G_{2,d} = \gamma_G \cdot \gamma \cdot A_{B2} = 1,0 \cdot 18 \cdot 19,20 = 345,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (185)$$

$$P_{1,d} = \gamma_Q \cdot p \cdot b_{B1} = 1,3 \cdot 10 \cdot 1,09 = 14,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (186)$$

$$P_{2,d} = \gamma_Q \cdot p \cdot b_{B2} = 1,3 \cdot 10 \cdot 4,05 = 52,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (187)$$

$$V_{1,d} = G_{1,d} + P_{1,d} = 14,58 + 14,17 = 28,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (188)$$

$$V_{2,d} = G_{2,d} + P_{2,d} = 345,60 + 52,65 = 398,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (189)$$

wobei:

$A_{B1}$  ... Fläche des 1. Bruchkörpers im Querschnitt

$A_{B2}$  ... Fläche des 2. Bruchkörpers im Querschnitt

$b_{B1}$  ... Einflussbreite der Oberflächenlast auf den 1. Bruchkörper im Querschnitt

$b_{B2}$  ... Einflussbreite der Oberflächenlast auf den 2. Bruchkörper im Querschnitt

Die Bemessungswerte der vorhandenen Herauszieh Widerstände der Verpresskörper am 2. Gleitkörper errechnen sich wie folgt:

$$\sum F_{A,d} = 0,5 \cdot F_{A1,d} + F_{A2,d} + F_{A3,d} + F_{A4,d} + F_{A5,d} \quad (190)$$

$$\sum F_{A,d} = 0,5 \cdot 27,83 + 31,38 + 42,81 + 54,24 + 64,39 = 206,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mit den Vertikalkräften aus dem Eigengewicht der Gleitkörper und der Oberflächenlast sowie den vorhandenen Herauszieh Widerständen der Verpresskörper am 2. Gleitkörper und einer unbekanntes Zusatzkraft  $\Delta T_2$  am 2. Gleitkörper wird unter Ansatz des Bemessungswertes des Reibungswinkels in allen Gleitlinien Gleichgewicht hergestellt. Zur Berechnung der Gleitlinienkräfte sowie der Zusatzkraft  $\Delta T_2$  kann sowohl eine rechnerische Lösung als auch eine zeichnerische Lösung des Gleichgewichtes herangezogen werden.

In weiterer Folge wird nur die zeichnerische Lösung des Gleichgewichtes verwendet (ein Beispiel für die Durchführung der rechnerischen Lösung kann aus [12] entnommen werden). Somit ergeben sich aus dem Kräftepolygon (Abbildung 44) folgende Ergebnisse:

- Die Zusatzkraft  $\Delta T_2$ , welche für den Gleichgewichtszustand erforderlich ist:

$$\Delta T_2 = 46,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Die Zugkraft  $\Delta T_2$  verläuft in der Bewegungsrichtung (antreibende Richtung) des 2. Gleitkörpers, das heißt, dieser Bruchmechanismus ist ausreichend sicher.

- Die Gleitlinienkräfte sind:

$$Q_{1,d} = 25,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; Q_{21,d} = 12,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; Q_{2,d} = 501,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

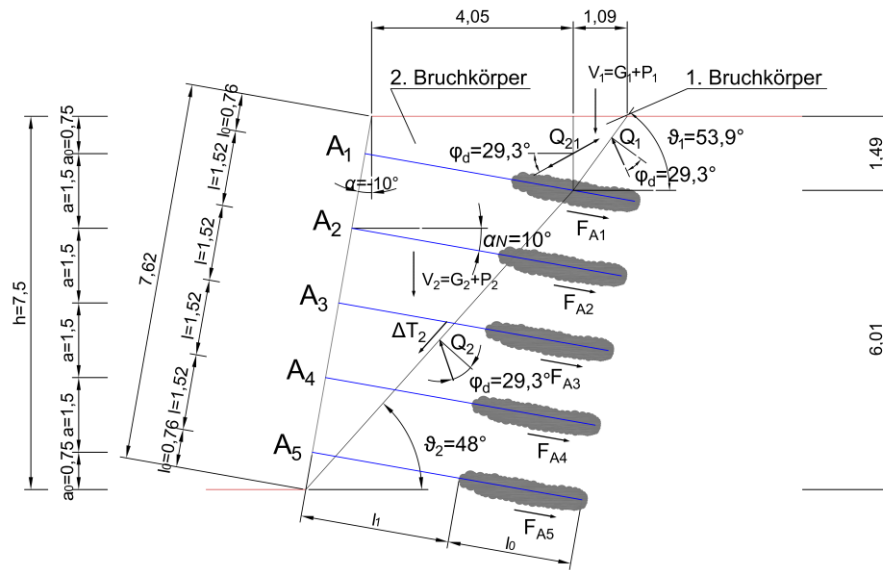


Abbildung 43: 2 Körperbruchmechanismus mit Krafrichtungen für Variante 1.

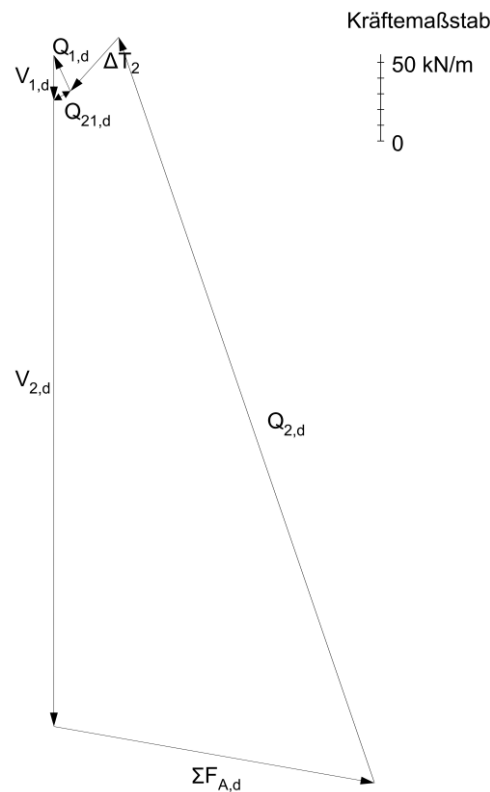


Abbildung 44: Kräftepolygon für Variante 1.

Zur Bestimmung des Ausnutzungsgrads der Bemessungswiderstände sind die Bemessungswerte der Ankerwiderstände und der Reibungsbeiwerte  $\tan(\varphi_d)$  mit einem zu schätzenden Wert  $\mu$  zu multiplizieren. Mit den so umgerechneten Werten der Ankerkräfte und der Reibungsbeiwerte ist die Berechnung der Gesamtstandsicherheit zu wiederholen. Der Wert  $\mu$  ist so zu variieren, dass die Zusatzkraft  $\Delta T_2$  bis auf eine hinreichend kleine Abweichung den Wert Null einnimmt [12].

**Variante 2:** Der Gleitlinienschnittpunkt liegt am Ende der Verpressstrecke von A1 (Abbildung 45). Dadurch ergibt sich aus der Geometrie der Neigungswinkel des 2. Bruchkörpers  $\vartheta_2 = 41^\circ$ . Der Neigungswinkel der Gleitlinie des 1. Bruchkörpers wurde analog zur Variante 1 mit  $\vartheta_1 = 53,9^\circ$  eingesetzt. Die freie Länge des Ankers A1 wurde mit  $l_1 = 3,00$  m gewählt. Die Bemessungswerte der Vertikalkräfte aus dem Eigengewicht der Gleitkörper und der Oberflächenlast ergeben sich wie folgt:

$$G_{1,d} = \gamma_G \cdot \gamma \cdot A_{B1} = 1,0 \cdot 18 \cdot 1,06 = 19,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (191)$$

$$G_{2,d} = \gamma_G \cdot \gamma \cdot A_{B2} = 1,0 \cdot 18 \cdot 25,45 = 458,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (192)$$

$$P_{1,d} = \gamma_Q \cdot p \cdot b_{B1} = 1,3 \cdot 10 \cdot 1,24 = 16,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (193)$$

$$P_{2,d} = \gamma_Q \cdot p \cdot b_{B2} = 1,3 \cdot 10 \cdot 5,28 = 68,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (194)$$

$$V_{1,d} = G_{1,d} + P_{1,d} = 19,08 + 16,12 = 35,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (195)$$

$$V_{2,d} = G_{2,d} + P_{2,d} = 458,10 + 68,64 = 526,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (196)$$

wobei:

$A_{B1}$  ... Fläche des 1. Bruchkörpers im Querschnitt

$A_{B2}$  ... Fläche des 2. Bruchkörpers im Querschnitt

$b_{B1}$  ... Einflussbreite der Oberflächenlast auf den 1. Bruchkörper im Querschnitt

$b_{B2}$  ... Einflussbreite der Oberflächenlast auf den 2. Bruchkörper im Querschnitt

Die Bemessungswerte der vorhandenen Herauszieh Widerstände der Verpresskörper am 2. Gleitkörper errechnen sich wie folgt:

$$\sum F_{A,d} = \frac{1,22}{2,50} \cdot F_{A2,d} + F_{A3,d} + F_{A4,d} + F_{A5,d} = \frac{1,22}{2,50} \cdot 31,38 + 42,81 + 54,24 + 64,39 = 176,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (197)$$

In Folge der zeichnerischen Lösung des Gleichgewichtes ergeben sich aus dem Kräftepolygon (Abbildung 46) folgende Ergebnisse:

- Die Zusatzkraft  $\Delta T_2$ , welche für den Gleichgewichtszustand erforderlich ist:

$$\Delta T_2 = 46,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Da die Zugkraft  $\Delta T_2$  in der Bewegungsrichtung des 2. Gleitkörpers verläuft, ist auch der Bruchmechanismus der Variante 2 ausreichend sicher.

- Die Gleitlinienkräfte sind:

$$Q_{1,d} = 30,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; Q_{21,d} = 14,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; Q_{2,d} = 609,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



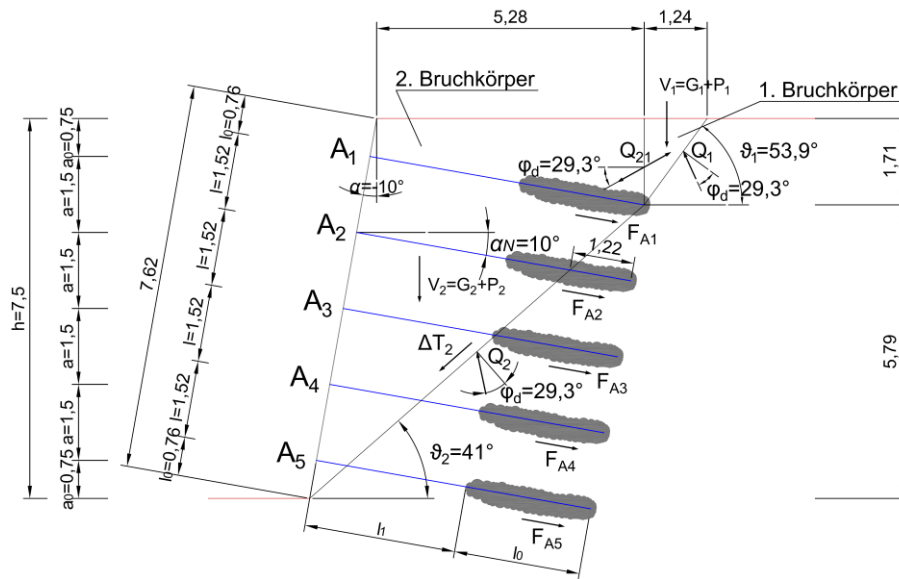


Abbildung 45: 2 Körperbruchmechanismus mit Krafrichtungen für Variante 2.

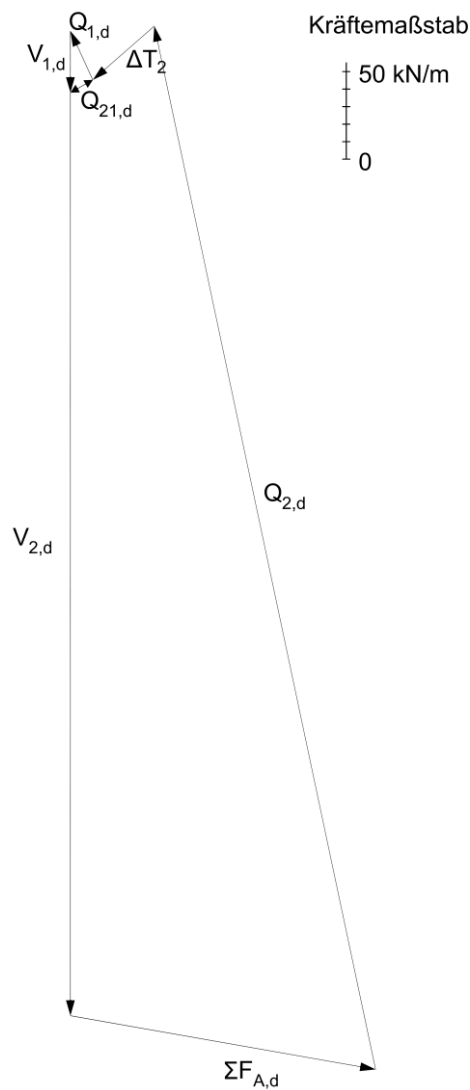


Abbildung 46: Kräftepolygon für Variante 2.

Aus den Ergebnissen der Varianten 1 und 2 ist ersichtlich, dass die gewählte freie Länge  $l_1 = 3,00$  m des Ankers A1 ausreicht. Um die mindestens erforderlichen Längen der Anker 2 bis 5 zu ermitteln, sind in entsprechender Weise Bruchmechanismen zu untersuchen, bei welchen der Schnittpunkt der drei Gleitlinien auf der Achse des jeweiligen Ankers liegt. Dabei sind die Ankerschnittkräfte an jeder Gleitlinie zu berücksichtigen. Gemäß [12] darf beim betrachteten Beispiel mit homogenem Untergrund angenommen werden, dass die erforderlichen Ankerlängen von A2, A3, A4 und A5 nicht größer als diejenige von A1 sind. [12]

Somit werden die freien Ankerlänge der Ankern A1, A2, A3, A4 und A5 mit  $l_1 = 3,00$  m gewählt.

### B) Nachweise der äußeren Standsicherheit am monolithischen Verbundkörper:

In Abbildung 47 ist der monolithische Verbundkörper für die Nachweise der äußeren Standsicherheiten dargestellt. Lage und Neigung der Rückwand des Verbundkörpers ergeben sich aus der Anordnung der Anker.

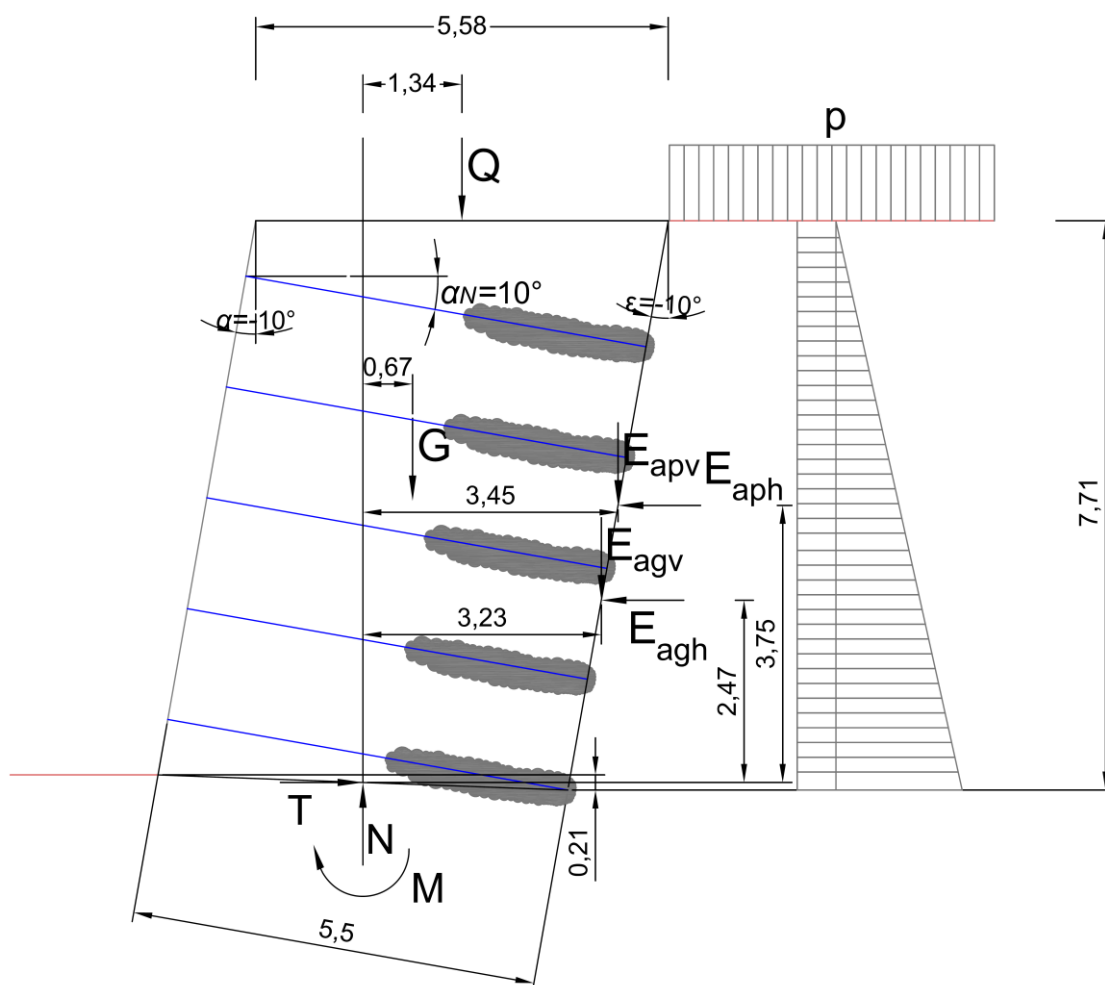


Abbildung 47: Monolithischer Verbundkörper für die Nachweise der äußeren Standsicherheit.

Für den zuvor beschriebenen Boden ergeben sich die Erddruckbeiwerte  $K_{agh}$  und  $K_{aph}$ , für  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\alpha = -10^\circ$ ,  $\beta = 0^\circ$  und  $\delta_a = \varphi = 35^\circ$  wie folgt:

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right]^2} \quad (198)$$

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(35 - (-10))}{\cos^2(-10) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 35) \cdot \sin(35 - 0)}{\cos((-10) - 0) \cdot \cos((-10) + 35)}} \right]^2} = 0,163$$

$$K_{aph} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{agh} = \frac{\cos(-10) \cdot \cos 0}{\cos((-10) - 0)} \cdot 0,163 = 0,163 \quad (199)$$

Die charakteristischen Werte der horizontalen Erddruckkraft infolge Eigenlast des Bodens auf die Rückseite des monolithischen Verbundkörpers ergeben sich:

$$E_{agh,k} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_{agh}}{2} = \frac{18 \cdot 7,71^2 \cdot 0,163}{2} = 87,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (200)$$

$$E_{agv,k} = E_{agh} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 87,20 \cdot \tan((-10) + 35) = 40,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (201)$$

Die charakteristischen Werte der horizontalen Erddruckkraft infolge der Flächenlast  $p$  auf dem monolithischen Verbundkörper ergeben sich:

$$E_{aph,k} = p \cdot h \cdot K_{aph} = 10 \cdot 7,71 \cdot 0,163 = 12,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (202)$$

$$E_{apv,k} = E_{aph} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 12,57 \cdot \tan((-10) + 35) = 5,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (203)$$

Der charakteristische Wert des Gewichtes des monolithischen Verbundkörpers errechnet sich (mittels der Querschnittfläche des Verbundkörpers  $A = 42,46 \text{ m}^2$ ) wie folgt:

$$G = \gamma \cdot A = 18 \cdot 42,46 = 764,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (204)$$

Der charakteristische Wert der Resultierenden der Oberflächenlasten auf den monolithischen Verbundkörper errechnet sich wie folgt:

$$Q = p \cdot 5,58 = 10 \cdot 5,58 = 55,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (205)$$

**B.1) Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (EQU):**

Der charakteristische Wert des Moments um den Schwerpunkt der Sohlfläche ergibt sich wie folgt (s. Abbildung 47):

$$M_k = E_{agh,k} \cdot 2,47 - E_{agv,k} \cdot 3,23 + E_{aph,k} \cdot 3,75 - E_{apv,k} \cdot 3,45 - G \cdot 0,67 - Q \cdot 1,34$$

$$M_k = 87,20 \cdot 2,47 - 40,66 \cdot 3,23 + 12,57 \cdot 3,75 - 5,86 \cdot 3,45 - 764,28 \cdot 0,67 - 55,80 \cdot 1,34 \quad (206)$$

$$M_k = 475,87 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Der charakteristische Wert der Summe der Vertikalkräfte im Schwerpunkt der Sohlfläche ergibt sich:

$$N_k = G + E_{agv,k} + E_{apv,k} + Q = 764,28 + 40,66 + 5,86 + 55,80 = 866,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (207)$$

Die Exzentrizität und das Kippkriterium ergeben sich wie folgt:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{475,87}{866,60} = 0,55 \text{ m} \leq \frac{b}{3} = \frac{5,50}{3} = 1,83 \text{ m} \quad (208)$$

Damit ist der Nachweis erbracht.

**B.2) Nachweis der Grundbruchsicherheit (GEO-2):**

Für die Berechnung des Grundbruchwiderstandes werden folgende Grundwerte verwendet:

- Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_b$ ,  $N_d$ :

$$N_d = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{35}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan 35} = 33,3 \quad (209)$$

$$N_b = (N_d - 1) \tan \varphi = (33,3 - 1) \cdot \tan 35 = 22,62 \quad (210)$$

- Lastneigungswinkel  $\delta$ :

$$\delta = \arctan \frac{T_k}{N_k} = \arctan \frac{99,77}{866,60} = 6,57^\circ \quad (211)$$

- rechnerische Breite  $b'$ :

$$b' = b - 2 \cdot e_{\text{vorh}} = 5,50 - 2 \cdot 0,55 = 4,40 \text{ m} \quad (212)$$

- Lastneigungsbeiwert  $i_b$ :

$$i_b = (1 - \tan \delta) \left( \frac{\left( \frac{2 + \frac{b'}{a'}}{1 + \frac{b'}{a'}} \right) \sin^2 \omega}{\left( \frac{2 + \frac{4,40}{1}}{1 + \frac{4,40}{1}} \right) \sin^2 90} \right)^{+1} = (1 - \tan 6,57) \left( \frac{\left( \frac{2 + \frac{4,40}{1}}{1 + \frac{4,40}{1}} \right) \sin^2 90}{\left( \frac{2 + \frac{4,40}{1}}{1 + \frac{4,40}{1}} \right) \sin^2 90} \right)^{+1} = 0,47 \quad (213)$$

- Sohlneigungsbeiwert  $\xi_b$ :

$$\xi_b = e^{-0,45 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi} = e^{-0,45 \cdot 0,21 \cdot \tan 35} = 0,94 \quad (214)$$

- Formbeiwert  $v_b$ :  
Da die Böschung hier wie ein Streifenfundament idealisiert wird, ist  $v_b = 1$ .
- Geländeneigungsbeiwert  $\lambda_b$ :  
Da das Gelände in der Nachweisebene horizontal ist, wird  $\lambda_b = 1$ .

Der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstandes errechnet sich wie folgt:

$$\begin{aligned} R_{n,k} &= a' \cdot b' \cdot \gamma \cdot b' \cdot N_b \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b = \\ &= 1 \cdot 4,40 \cdot 18 \cdot 4,40 \cdot 22,62 \cdot 1 \cdot 0,47 \cdot 1 \cdot 0,94 = 3482,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned} \quad (215)$$

Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes:

$$R_{n,d} = \frac{R_{n,k}}{Y_{R,v}} = \frac{3482,5}{1,4} = 2487,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (216)$$

Der Bemessungswert der Vertikalkräfte errechnet sich wie folgt:

$$N_{n,d} = (G + E_{agv,k}) \cdot Y_G + (Q_k + E_{apv,k}) \cdot Y_Q = 804,94 \cdot 1,35 + 61,66 \cdot 1,5 = 1179,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (217)$$

Nachweis der Grundbruchsicherheit:

$$N_{n,d} = 1179,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq R_{n,d} = 2487,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (218)$$

Damit ist der Nachweis gegen Grundbruch erbracht.

### B.3) Nachweis der Gleitsicherheit (GEO-2):

Die Neigung der Sohle wird vereinfachend horizontal angenommen.

Der charakteristische Wert des Sohlwiderstands wird wie folgt berechnet:

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \bar{\delta}_a = 866,60 \cdot \tan 35 = 606,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (219)$$

Der Bemessungswert des Sohlwiderstands wird wie folgt berechnet:

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{Y_{R,h}} = \frac{606,80}{1,1} = 551,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (220)$$

Der Bemessungswert der Horizontalkräfte errechnet sich wie folgt:

$$T_d = E_{agh,k} \cdot Y_G + E_{aph,k} \cdot Y_Q = 87,20 \cdot 1,35 + 12,57 \cdot 1,5 = 136,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (221)$$

Nachweis der Gleitsicherheit:

$$T_d = 136,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq R_{t,d} = 551,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (222)$$

Damit ist der Nachweis erbracht.

### C) Bemessung der Frontausbildung gemäß Kapitel 4.2.1 der gegenständlichen Arbeit:

Da die Ausbildung der Bruchschollen unabhängig von deren Tiefenlage ist, werden für die Bemessung der Frontausbildung der maßgebende Hochleistungsgitterabschnitt und das maßgebende Stahlband anhand der Geometrie des Systems ausgewählt. Betrachtet man das Ankerraster und den Querschnitt, dargestellt in Abbildung 41, ist festzustellen, dass es sich bei diesem Berechnungsbeispiel um ein rechteckiges Ankerraster mit einer gleichmäßigen Verteilung der Anker handelt. Somit sind die zu erwartenden Einwirkungen zufolge der Bruchschollen auf die Hochleistungsgitterabschnitte zwischen den horizontalen Ankerreihen gleich groß.

So wird für die weitere Bemessungsführung der inneren Standsicherheit der Frontausbildung für die Bemessung der Stahlbänder das Stahlband entlang der 4. horizontalen Ankerreihe und für die Bemessung des Hochleistungsgitters der Abschnitt zwischen der 3. und 4. horizontalen Ankerreihe herangezogen. Für die Berechnung der Einwirkungen auf das Stahlband der 4. horizontalen Ankerreihe (s. Abbildung 48) ist es ausreichend, die Einwirkung auf den Hochleistungsgitterabschnitt zwischen den 3. und 4. horizontalen Ankerreihe zu ermitteln (s. Abbildung 49).

Im ersten Schritt werden die Stahlbänder bemessen, beziehungsweise deren Verformung ermittelt. Anschließend wird der Hochleistungsgitterabschnitt dimensioniert. Die Reihenfolge wird deshalb gewählt, da die Verformungen der Stahlbänder die Verformungen des Hochleistungsgitters beeinflussen, beziehungsweise eine Grundlage für dessen Bemessung ist.

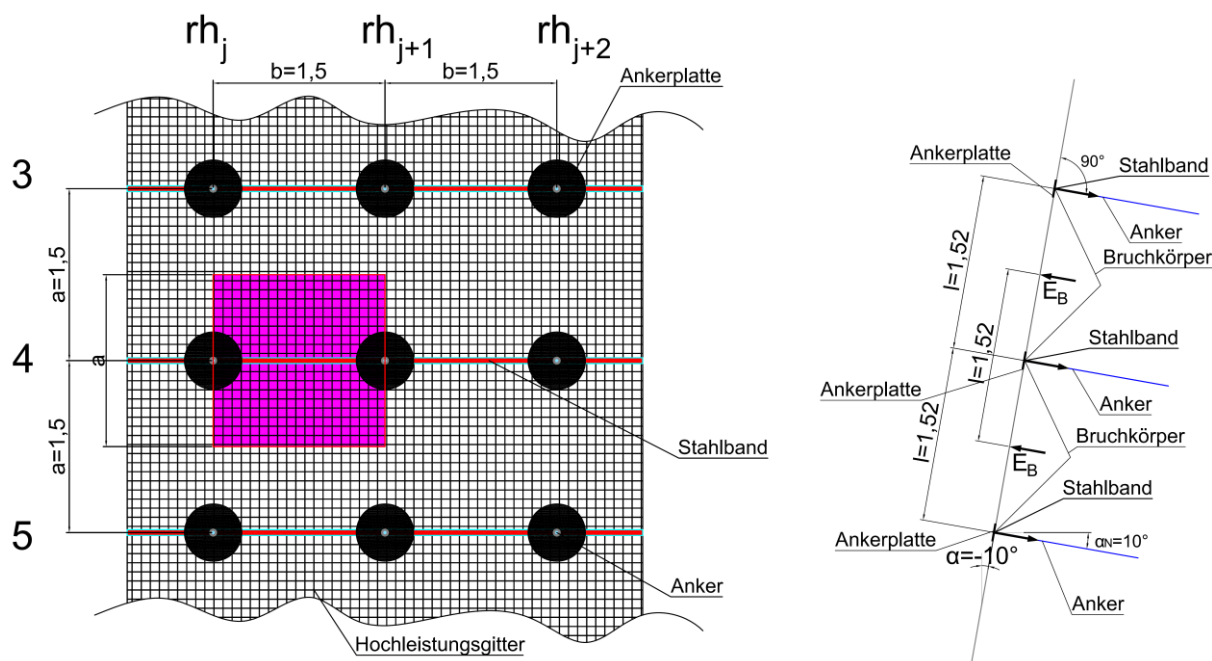


Abbildung 48: Auflagersituation für das Stahlband entlang der 4. horizontalen Ankerreihe.

## C.1) Ermittlung der Einwirkungen auf die Frontausbildung des Systems:

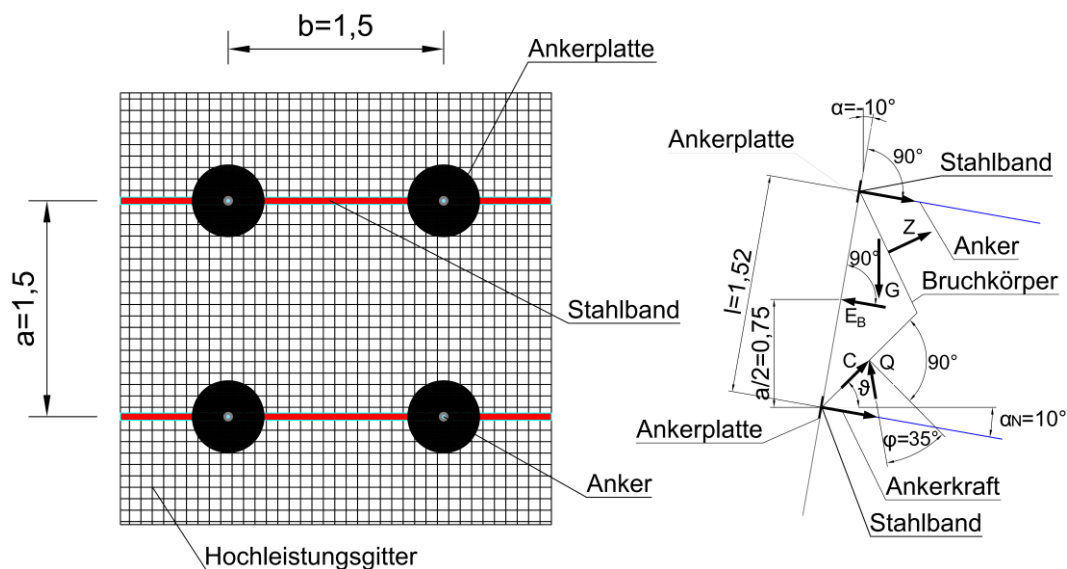


Abbildung 49: Lastensystem für die Berechnung der Einwirkung aus der pyramidenförmigen Bruchscholle auf dem Hochleistungsgitterabschnitt zwischen der 3. und 4. horizontalen Ankerreihe.

Der Neigungswinkel der Bruchfläche ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$\vartheta = \varphi + \arctan \left( \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\sin(\varphi - \alpha) + \frac{\sin(\varphi) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\alpha)}} \right) \quad (223)$$

Durch Einsetzen von  $\alpha = -10^\circ$ ,  $\beta = 0^\circ$  und  $\varphi = 35^\circ$  erhält man:

$$\vartheta = 35^\circ + \arctan \left( \frac{\cos(35^\circ - (-10^\circ))}{\sin(35^\circ - (-10^\circ)) + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ) \cdot \cos(-10^\circ - 0^\circ)}{\sin(35^\circ - 0^\circ) \cdot \cos(-10^\circ)}}} \right) \quad (224)$$

$$\vartheta = 57,5^\circ$$

Der charakteristische Wert der Einwirkung  $E_B$  auf den Hochleistungsgitterabschnitt zwischen der 3. und 4. Ankerlage zufolge des Bruchkörpers wird mittels folgender Gleichung berechnet:

$$E_B = \frac{\frac{1}{6} \cdot b \cdot a^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\cot(\vartheta - \alpha)}{\cos^2 \alpha} \cdot \tan(\vartheta - \varphi)}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} - \frac{\frac{1}{8} \cdot b \cdot a \cdot c \cdot \cot \varphi \cdot [\cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) \cdot \tan(\vartheta - \varphi) + \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N)]}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} - \frac{\frac{1}{4} \cdot b \cdot a \cdot c \cdot [\sin \vartheta \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - \cos \vartheta]}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} \quad (225)$$

Durch Einsetzen von  $b = 1,5 \text{ m}$ ,  $a = 1,5 \text{ m}$ ,  $\alpha = -10^\circ$ ,  $\alpha_N = 10^\circ$ ,  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\vartheta = 57,5^\circ$ ,  $c = 0 \text{ kN/m}^2$  und  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  ergibt sich:

$$E_{k,B} = \frac{\frac{1}{6} \cdot 1,5 \cdot 1,5^2 \cdot 18 \cdot \frac{\cot(57,5 + 10)}{\cos^2(-10)} \cdot \tan(57,5 - 35)}{\cos(-10) + \sin(-10) \cdot \tan(57,5 - 35)} - 0 - 0 \quad (226)$$

$$E_{k,B} = 1,7 \text{ kN}$$

Der charakteristische Wert der Flächenlast  $e_{k,B}$ , die auf den Hochleistungsgitterabschnitt zwischen der 3. und 4. Ankerlage einwirkt, ergibt sich wie folgt:

$$e_{k,B} = \frac{E_{k,B}}{b \cdot l} \quad (227)$$

Durch Einsetzen von  $l = a / \cos \alpha = 1,5 / \cos(-10) = 1,52 \text{ m}$  ergibt sich:

$$e_{k,B} = \frac{1,7}{1,5 \cdot 1,52} = 0,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (228)$$

### C.2) Bemessung der Stahlbänder (Seilstatik):

Der charakteristische Wert der resultierenden Einwirkungen das Stahlband entlang der 4. Ankerlage wird mit folgender Gleichung berechnet:

$$Q_{k,SBand} = \left( \frac{2 \cdot E_{k,B}}{2} \right) = \left( \frac{2 \cdot 1,7}{2} \right) = 1,7 \text{ kN} \quad (229)$$

und der charakteristische Wert der Linienlast auf das Stahlband der 4. Ankerlage:

$$q_{k,SBand} = \frac{Q_{k,SBand}}{b} = \frac{1,7}{1,5} = 1,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (230)$$

Abbildung 50 stellt das statische System des Stahlbands der 4. Ankerlage, mit den charakteristischen Werten der einwirkenden Linienlast  $q_{k,SBand}$  und Vorspannkraft  $S_{k,V,SBand}$ , dar. Es treten entsprechende Verformungen ( $f_s$ ) im System auf.

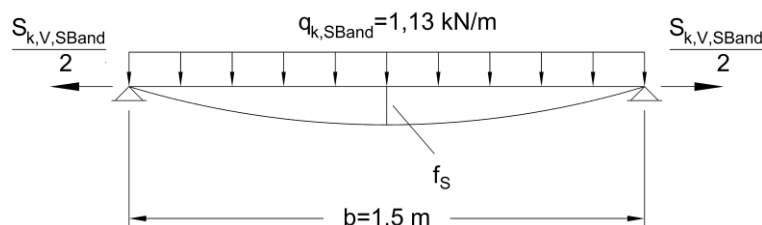


Abbildung 50: Statisches System des vorgespannten und belasteten Stahlbands der Ankerlage 4.



Die Stahlbänder der Stahlsorte S 235 haben einen Querschnitt von 5,0 mm x 50,0 mm. Diese Stahlbänder weisen eine charakteristische Festigkeit von  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  und ein Elastizitätsmodul von  $E_{SB} = 210.000 \text{ N/mm}^2$  auf. Die Vorspannkraft  $S_{k,V,SBand}$  beträgt 30 kN.

Mittels der Querschnittsfläche des ausgewählten Stahlbands  $A_{SB} = 250 \text{ mm}^2$  lässt sich der charakteristische Wert der Zugfestigkeit berechnen:

$$S_{k,SB,R} = f_y \cdot A_{SB} = 235 \cdot 250 = 58750 \text{ N} = 58,75 \text{ kN} \quad (231)$$

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit errechnet sich wie folgt:

$$S_{d,SB,R} = \frac{S_{k,SB,R}}{Y_{MO}} = \frac{58,75}{1,0} = 58,75 \text{ kN} \quad (232)$$

Der charakteristische Wert der Zugkraft  $S_{k,SB}$  lässt sich durch folgende Gleichung ermitteln:

$$S_{k,SB} = S_{k,V,SBand} + \Delta S_{k,SB} \quad (233)$$

wobei:

$$(S_{k,V,SBand} + \Delta S_{k,SB})^2 \cdot \Delta S_{k,SB} - \frac{E_{SB} \cdot A_{SB}}{24} \cdot Q_{k,SBand}^2 = 0 \quad (234)$$

Durch Einsetzen des charakteristischen Wertes der Vorspannkraft  $S_{k,V,SBand} = 40 \text{ kN}$  und der Resultierenden der Einwirkung  $Q_{k,SBand} = 1,7 \text{ kN}$  und der Dehnsteifigkeit  $E_{SB} \times A_{SB} = 52.500 \text{ kN}$  ergibt sich:

$$(40 + \Delta S_{k,SB})^2 \cdot \Delta S_{k,SB} - \frac{52500}{24} \cdot 1,7^2 = 0 \quad (235)$$

Durch die Lösung der Gleichung erhält man die Bandkraft  $\Delta S_{k,SB}$  zufolge der Einwirkung des Bruchkörpers:

$$\Delta S_{k,SB} = 3,36 \text{ kN} \quad (236)$$

Somit ergibt sich der charakteristische Wert der Zugkraft im Stahlband:

$$S_{k,SB} = S_{k,V,SBand} + \Delta S_{k,SB} = 40 + 3,36 = 43,36 \text{ kN} \quad (237)$$

Die Verformung des Stahlbandes infolge der Einwirkungen und Vorspannung ergibt sich aus:

$$f_S = \frac{Q_{k,SBand} \cdot b}{8 \cdot S_{k,SB}} = \frac{1,7 \cdot 1,5}{8 \cdot 43,36} = 0,00735 \text{ m} = 0,735 \text{ cm} \quad (238)$$

Durch Anwendung des Teilsicherheitsbeiwerts für ständige Einwirkungen  $\gamma_G = 1,35$  ergibt sich der Designwert der Zugkraft:

$$S_{d,SB} = S_{k,SB} \cdot \gamma_G = 43,36 \cdot 1,35 = 58,54 \text{ kN} \quad (239)$$

Nachweis der Tragfähigkeit des Stahlbandes:

$$S_{d,SB,R} = 58,75 \text{ kN} \geq S_{d,SB} = 58,54 \text{ kN} \quad (240)$$

Durch Erfüllung der oben angeführten Bedingung ist der Nachweis der Tragfähigkeit für die Stahlbänder erbracht.

In weiterer Folge wird im Rahmen der Bemessung des Hochleistungsgitterabschnittes zur Definition des Ausgangsgleichgewichts und der –form der Durchhang des Stahlbandes  $f_s$  verwendet.

### C.2) Bemessung des Hochleistungsgitters (Seilnetzstatik):

In Abbildung 51 wird die Ausgangsform des Hochleistungsgitterabschnittes zwischen der 3. und 4. Ankerlage inklusive der Verformung der Auflager (Stahlbänder, die in Rot dargestellt sind) schematisch dargestellt. Dabei ist die Verformung des Stahlbandes der 3. horizontalen Ankerreihe gleich der Verformung des Stahlbandes der 4. horizontalen Ankerreihe. Somit wird für die Ausgangsverformung des Trageisls des Seilnetzes (Hochleistungsgitterabschnittes)  $f_{v,2} = f_s = 0,735$  cm eingesetzt.

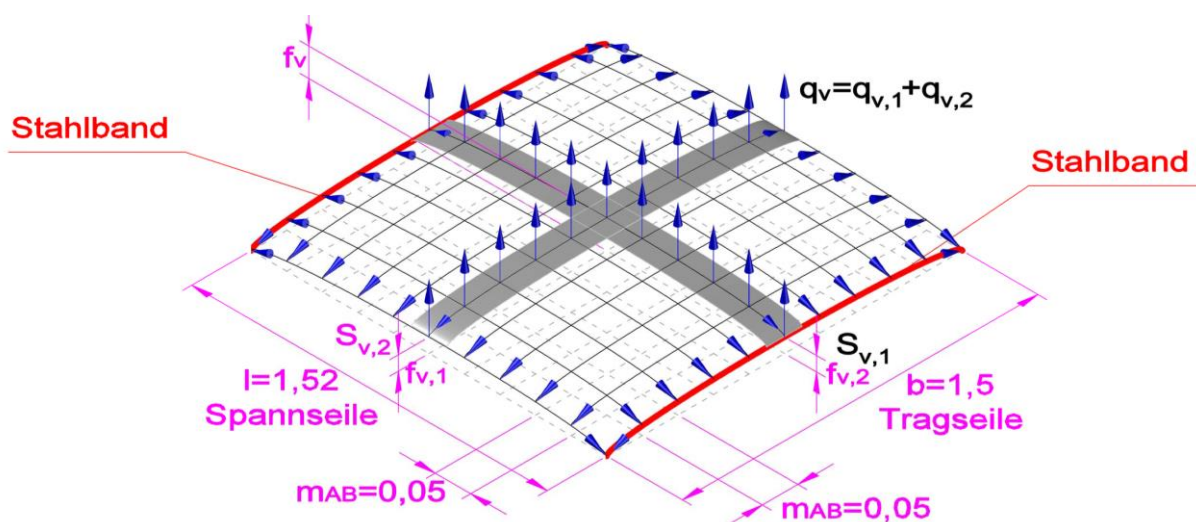


Abbildung 51: Ausgangsform des Hochleistungsgitterabschnittes zufolge Vorspannung und Verformung der Auflager (Stahlbänder).

Für das Hochleistungsgitter wird ein Gitter der Stahlsorte S 235 ausgewählt. Die Maschenanzahl beträgt 13 Stück/m in beiden Richtungen, die Maschenform ist rechteckig, die Maschenweite beträgt  $m_{AB} = 50$  mm und der Seildurchmesser beträgt 4,6 mm. Die Seile weisen eine charakteristische Festigkeit von  $f_y = 235$  N/mm<sup>2</sup> und ein Elastizitätsmodul von  $E_{SG} = 210.000$  N/mm<sup>2</sup> auf. Mittels der Querschnittsfläche der einzelnen Seile  $A_{SG} = 16,62$  mm<sup>2</sup> lässt sich der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Spannschlings und des Tragseils berechnen:

$$S_{SG,R} = f_y \cdot A_{SG} = 235 \cdot 16,62 = 3905,7 \text{ N} = 3,9 \text{ kN} \quad (241)$$

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit errechnet sich wie folgt:

$$S_{d,SG,R} = \frac{S_{SG,R}}{\gamma_{M0}} = \frac{3,9}{1,0} = 3,9 \text{ kN} \quad (242)$$

Die Ausgangsverformung des am Rand befindlichen Spannseils wird mit folgender Gleichung berechnet:

$$f_{v,1} = \frac{l \cdot f_{v,2}}{b} = \frac{1,52 \cdot 0,735}{1,5} = 0,745 \text{ cm} \quad (243)$$

Die Ausgangsverformung des Hochleistungsgitterabschnittes in der Mitte wird wie folgt berechnet:

$$f_v = f_{v,1} + f_{v,2} = 0,745 + 0,735 = 1,48 \text{ cm} \quad (244)$$

Die Vorspannkraft der Spannseile des Gitters  $S_{k,v,1}$  wird solange variiert, bis ein Gleichgewicht zwischen der Querbelastrung  $q_v$  zufolge der Vorspannung und der Querbelastrung  $q_e$  zufolge der äußeren Einwirkungen erreicht wird (siehe Gleichung (257)). Somit ergibt sich die Vorspannkraft der Spannseile des Gitters mit  $S_{k,v,1} = 0,233 \text{ kN je Seil}$ . Aus der Randbedingung der Proportionalität der Vorspannkraften ergibt sich die Vorspannkraft der Tragseile des Gitters je Seil:

$$S_{k,v,2} = \frac{b \cdot S_{k,v,1}}{l} = \frac{1,5 \cdot 0,233}{1,52} = 0,230 \text{ kN} \quad (245)$$

Die Krümmungsradien der Ausgangsform des Hochleistungsgitterabschnittes  $R_{v,1}$  und  $R_{v,2}$  lassen sich folgenderweise berechnen:

$$R_{v,1} = \frac{l}{8 \cdot f_{v,1}} = \frac{1,52}{8 \cdot 0,00745} = 25,50 \text{ m} \quad (246)$$

und

$$R_{v,2} = \frac{b}{8 \cdot f_{v,2}} = \frac{1,5}{8 \cdot 0,00735} = 25,51 \text{ m} \quad (247)$$

Somit wird das Ausgangsgleichgewicht wie folgt beschrieben:

$$q_v = \frac{S_{v,1}}{R_{v,1}} + \frac{S_{v,2}}{R_{v,2}} = \frac{0,233}{25,50} + \frac{0,230}{25,51} = 0,018 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (248)$$

Die Querbelastrung pro Laufmeter Seil infolge der Vorspannung und der Ausgangsform  $q_{v,1}$  und  $q_{v,2}$  berechnen sich wie folgt aus:

$$q_{v,1} = \frac{S_{v,1}}{R_{v,1}} = \frac{0,233}{25,50} = 0,009 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (249)$$

und

$$q_{v,2} = \frac{S_{v,2}}{R_{v,2}} = \frac{0,230}{25,51} = 0,009 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (250)$$

Die Längen des Spannseils  $L_{v,1}$  und des Tragseils  $L_{v,2}$  lassen sich folgendermaßen berechnen:

$$L_{v,1} = l + \frac{S_{v,1} \cdot l}{E_{SG} \cdot A_{SG}} = 1,52 + \frac{0,233 \cdot 1,52}{3490,2} = 1,5201 \text{ m} \quad (251)$$

und

$$L_{v,2} = b + \frac{S_{v,2} \cdot b}{E_{SG} \cdot A_{SG}} = 1,5 + \frac{0,230 \cdot 1,5}{3490,2} = 1,5001 \text{ m} \quad (252)$$

Unter Berücksichtigung der Vorspannkkräfte und der äußeren Einwirkungen, erfolgt die Herleitung des geometrisch nicht linearen Tragverhaltens des synklastisch gekrümmten Seilnetzes (= Hochleistungsgitterabschnitt) durch die Ermittlung an den Seilen in der Systemmitte (s. Abbildung 52). Dabei lässt sich der charakteristische Wert der Querbewlastung pro Meter Seil zufolge der Einwirkung der Bruchscholle in der Systemmitte mittels des Maschenabstands wie folgt berechnen:

$$q_e = e_{k,B} \cdot \frac{m_{AB}}{2} = 0,74 \cdot \frac{0,05}{2} = 0,019 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (253)$$

und aus:

$$q_e = q_{e,1} + q_{e,2} \quad (254)$$

Mit

$$q_{e,1} = q_{e,2} \quad (255)$$

lassen sich die charakteristischen Werte der Querbewlastung pro Meter Seil in der Systemmitte für das Spannseil und für das Tragseil wie folgt ausrechnen:

$$q_{e,1} = q_{e,2} = \frac{q_e}{2} = \frac{0,019}{2} = 0,009 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (256)$$

Durch Einsetzen der Querbewlastungen pro Laufmeter Seil infolge der Vorspannung ergibt sich die charakteristische Gesamtquerbewlastung  $q$  pro Laufmeter Seil in der Systemmitte wie folgt:

$$q = q_1 + q_2 = (q_{e,1} - q_{v,1}) + (q_{e,2} - q_{v,2}) = (0,009 - 0,009) + (0,009 - 0,009) = 0,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (257)$$

Erzielt wurde ein Gleichgewicht zwischen den Querbewlastungen pro Laufmeter Seil zufolge Vorspannung und den Querbewlastungen pro Laufmeter Seil zufolge der Einwirkungen aus dem Bruchkörper.

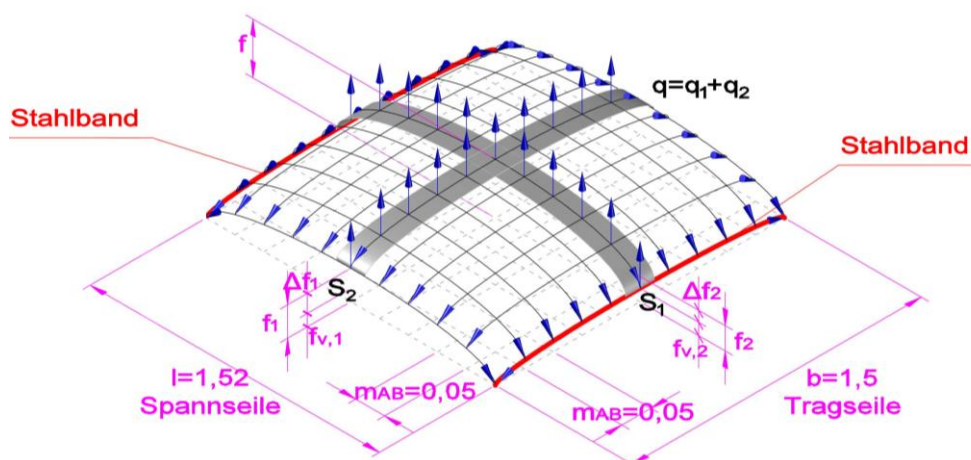


Abbildung 52: Seilnetzsystem des Hochleistungsgitterabschnittes unter Berücksichtigung der Vorspannkkräfte und der äußeren Einwirkungen.

Die charakteristischen Werte der Zugkraft  $S_1$  und  $S_2$  lassen sich aus den folgenden Gleichungen berechnen:

- für das Spannseil:

$$S_1 = S_{v,1} + \Delta S_1 \quad (258)$$

- für das Tragseil:

$$S_2 = S_{v,2} + \Delta S_2 \quad (259)$$

wobei:

- für das Spannseil:

$$(S_{v,1} + \Delta S_1)^2 \cdot \Delta S_1 \cdot l - \frac{E_{SG} \cdot A_{SG}}{24} \cdot q_{e,1}^2 \cdot l^3 = 0 \quad (260)$$

- für das Tragseil:

$$(S_{v,2} + \Delta S_2)^2 \cdot \Delta S_2 \cdot b - \frac{E_{SG} \cdot A_{SG}}{24} \cdot q_{e,2}^2 \cdot b^3 = 0 \quad (261)$$

Durch Einsetzen der charakteristischen Werte der Vorspannkraft  $S_{v,1}$  und  $S_{v,2}$  und der Querbewertungen  $q_{e,1}$  und  $q_{e,2}$  je Laufmeter Seil infolge der äußeren Einwirkungen sowie der Längen und der Dehnsteifigkeiten ergibt sich somit:

- für das Spannseil:

$$(0,233 + \Delta S_1)^2 \cdot \Delta S_1 \cdot 1,52 - \frac{3490,2}{24} \cdot 0,009^2 \cdot 1,52^3 = 0 \quad (262)$$

- für das Tragseil:

$$(0,230 + \Delta S_2)^2 \cdot \Delta S_2 \cdot 1,5 - \frac{3490,2}{24} \cdot 0,009^2 \cdot 1,5^3 = 0 \quad (263)$$

Durch die Lösung der Gleichungen ergibt sich:

- für das Spannseil:

$$\Delta S_1 = 0,169 \text{ kN} \quad (264)$$

- für das Tragseil:

$$\Delta S_2 = 0,168 \text{ kN} \quad (265)$$

Somit ergeben sich die charakteristischen Wert der Zugkräfte:

- für das Spannseil:

$$S_1 = S_{v,1} + \Delta S_1 = 0,233 + 0,169 = 0,402 \text{ kN} \quad (266)$$

- und für das Tragseil:

$$S_2 = S_{v,2} + \Delta S_2 = 0,230 + 0,168 = 0,398 \text{ kN} \quad (267)$$

Der Zuwachs der Durchhänge zufolge der äußeren Belastung für das Spannseil sowie für das Tragseil in der Mitte des Systems ergeben sich aus:

- für das Spannseil:

$$\Delta f_1 = \frac{q_{e,1} \cdot l^2}{8 \cdot S_1} = \frac{0,009 \cdot 1,52^2}{8 \cdot 0,402} = 0,0065 \text{ m} = 0,65 \text{ cm} \quad (268)$$

- für das Tragseil:

$$\Delta f_2 = \frac{q_{e,2} \cdot b^2}{8 \cdot S_2} = \frac{0,009 \cdot 1,5^2}{8 \cdot 0,398} = 0,0065 \text{ m} = 0,65 \text{ cm} \quad (269)$$

Die Gesamtverformung des Hochleistungsabschnittes ergibt sich aus:

$$f = f_1 + f_2 = (f_{v,1} + \Delta f_1) + (f_{v,2} + \Delta f_2) = (0,745 + 0,65) + (0,735 + 0,65) = 2,78 \text{ cm} \quad (270)$$

Gebrauchstauglichkeitsnachweis:

$$f = 2,78 \text{ cm} \leq f_{\max} = 3,00 \text{ cm} \quad (271)$$

Dadurch sind die Gesamtverformungen des Hochleistungsgitterabschnittes kleiner als die höchstzulässigen Verformungen zur Erfüllung des Gebrauchstauglichkeitsnachweises der Frontausbildung.

Durch das Einsetzen des Teilsicherheitsbeiwerts für ständige Einwirkungen ergeben sich die Designwerte der Zugkräfte:

- für das Spannseil:

$$S_{d,1} = S_1 \cdot \gamma_G = 0,402 \cdot 1,35 = 0,54 \text{ kN} \quad (272)$$

- und für das Tragseil:

$$S_{d,2} = S_2 \cdot \gamma_G = 0,398 \cdot 1,35 = 0,54 \text{ kN} \quad (273)$$

Nachweis der Tragfähigkeit:

- für das Spannseil:

$$S_{d,SG,R} = 3,9 \text{ kN} \geq S_{d,1} = 0,54 \text{ kN} \quad (274)$$

- und für das Tragseil:

$$S_{d,SG,R} = 3,9 \text{ kN} \geq S_{d,2} = 0,54 \text{ kN} \quad (275)$$

Dadurch, dass der Nachweis der Tragfähigkeit für das Spannseil und das Tragseil an der ungünstigsten Stelle (Systemmitte des Seilnetzsystems) erfolgreich geführt wurde, gilt auch der Nachweis für das gesamte Hochleistungsgitter als erfolgreich erbracht.

### C.3) Ermittlung der von den Anker zusätzlich aufzunehmenden Einwirkungen (Auflagerkräfte der Frontausbildung):

Da für das gegenständliche Bemessungsbeispiel gleichmäßige horizontale und vertikale Ankerabstände angesetzt wurden, ist es ausreichend, einen horizontalen Schnitt durch die mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherte Böschung entlang einer beliebigen Ankerreihe in Betracht zu ziehen (Abbildung 53). Um die Vorspannkkräfte der Stahlbänder in den Untergrund einzuleiten, müssen die Randanker einer Ankerreihe mit einem Winkel  $\theta$  horizontal verdreht angeordnet werden. Dieser Winkel  $\theta$  wird mit  $10^\circ$  gewählt.

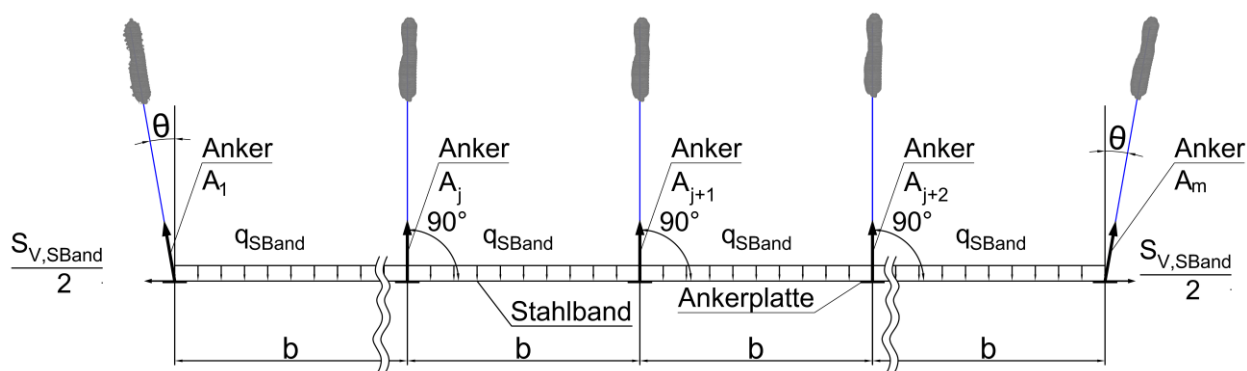


Abbildung 53: Horizontaler Schnitt durch die mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherte Böschung entlang einer beliebigen Ankerreihe.

Für den oben angeführten horizontalen Schnitt ergibt sich folgendes statisches System (Abbildung 54), wobei die einzelnen Stahlbänderabschnitte sich biegeweich verformen.

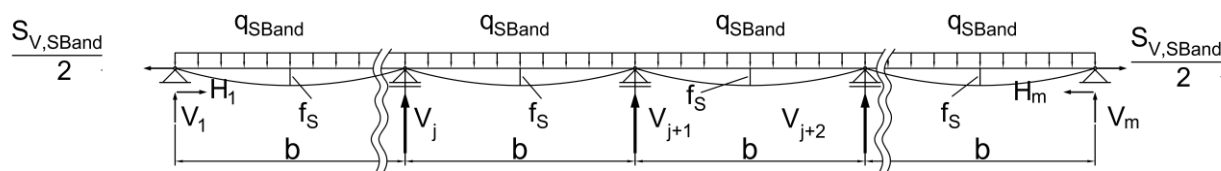


Abbildung 54: Statisches System des horizontalen Schnittes dargestellt in Abbildung 53.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergeben sich für das oben angeführte statische System folgende Auflagerreaktionen (charakteristische Werte):

- Randauflager:

$$V_{k,1} = V_{k,m} = q_{k,SBand} \cdot \frac{b}{2} = 1,13 \cdot \frac{1,5}{2} = 0,85 \text{ kN} \quad (276)$$

$$H_{k,1} = -H_{k,m} = \frac{S_{k,V,SBand}}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ kN} \quad (277)$$

- Feldauflager:

$$V_{k,j} = 2 \cdot q_{k,SBand} \cdot \frac{b}{2} = 2 \cdot 1,13 \cdot \frac{1,5}{2} = 1,70 \text{ kN} \quad (278)$$

Somit ergeben sich aus den Auflagerreaktionen folgende zusätzliche Ankerkräfte aus den Einwirkungen auf die Frontausbildung (charakteristische Werte):

- Randanker:

$$A_{k,1} = A_{k,m} = \frac{V_{i+1,1}}{\cos \theta} + \frac{H_{i+1,1}}{\sin \theta} = \frac{0,85}{\cos 10} + \frac{15}{\sin 10} = 87,25 \text{ kN} \quad (279)$$

- Feldanker:

$$A_{k,j} = V_{k,j} = 1,70 \text{ kN} \quad (280)$$

Unter Zugrundelegung der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ergeben sich folgende Bemessungswerte der zusätzlichen Ankerkräfte:

- Randanker:

$$A_{d,1} = A_{d,m} = A_{k,1} \cdot \gamma_G = 87,25 \cdot 1,35 = 117,79 \text{ kN} \quad (281)$$

- Feldanker:

$$A_{d,j} = A_{k,j} \cdot \gamma_G = 1,70 \cdot 1,35 = 2,30 \text{ kN} \quad (282)$$

#### D) Nachweis gegen Herausziehen der Anker (äußere Tragfähigkeit der Anker)

Unter Berücksichtigung der charakteristischen Werte der nachzuweisenden Herauszieh Widerstände für den Grenzzustand GEO-2, welche im Zuge des Nachweises der Gesamtstandsicherheit ermittelt wurden, sowie einem Ankerabstand von  $b = 1,5 \text{ m}$  und der Bemessungswerte der zusätzlichen Ankerkräfte, berechnen sich folgende charakteristische Werte der nachzuweisenden Herauszieh Widerstände:

- Randanker:

$$R_{RFA1,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,1} = 30,61 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 117,79 = 175,48 \text{ kN} \quad (283)$$

$$R_{RFA2,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,1} = 34,52 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 117,79 = 181,35 \text{ kN} \quad (284)$$

$$R_{RFA3,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,1} = 47,09 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 117,79 = 200,20 \text{ kN} \quad (285)$$

$$R_{RFA4,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,1} = 57,46 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 117,79 = 215,76 \text{ kN} \quad (286)$$

$$R_{RFA5,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,1} = 70,83 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 117,79 = 235,81 \text{ kN} \quad (287)$$

- Feldanker:

$$R_{FFA1,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,j} = 30,61 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 2,30 = 48,45 \text{ kN} \quad (288)$$

$$R_{FFA2,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,j} = 34,52 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 2,30 = 54,31 \text{ kN} \quad (289)$$



$$R_{FFA3,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,j} = 47,09 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 2,30 = 73,17 \text{ kN} \quad (290)$$

$$R_{FFA4,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,j} = 57,46 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 2,30 = 88,72 \text{ kN} \quad (291)$$

$$R_{FFA5,k} \geq F_{A1,k} \cdot b + \gamma_a \cdot A_{d,j} = 70,83 \cdot 1,5 + 1,10 \cdot 2,30 = 108,78 \text{ kN} \quad (292)$$

Es ist ersichtlich, dass der maßgebende, nachzuweisende Herauszieh Widerstand (charakteristischer Werte) den Randankern der Ankerlage 5 entspricht. Somit ist für den Nachweis gegen Herausziehen der Anker ausreichend wenn:

$$R_k \geq 235,81 \text{ kN} \quad (293)$$

ist.

Für eine Länge des Verpresskörpers von  $l_0 = 2,5 \text{ m}$ , mit einem Verpresskörperdurchmesser von  $d = 150 \text{ mm}$ , für den gegenständlichen definierten Boden (Mittel- bis Grobsand, kiesig, mitteldicht gelagert) kann gemäß Abbildung 17 eine Grenzlast beim Versagen von  $R_k = 300 \text{ kN}$  abgeschätzt werden. Da alle Anker mit denselben freien Ankerlängen und mit derselben Länge der Verpresskörper gewählt wurde gilt diese Bruchlast für alle Anker. Somit ergibt sich:

$$R_k = 300 \text{ kN} \geq 235,81 \text{ kN} \quad (294)$$

Damit ist der Nachweis gegen Herausziehen der Anker erbracht.

#### Anmerkung:

Es wird darauf hingewiesen, dass dieser Herauszieh Widerstand nur im Rahmen einer Vorbemessung verwendet werden darf. Zur Nachweisführung muss ein charakteristischer Herauszieh Widerstand aus den Ergebnissen von Eignungsprüfungen im Feld abgeleitet werden.

#### E) Nachweis des Stahlzugliedes (innere Tragfähigkeit der Anker), gemäß DIN 1054

Für das gegenständliche Beispiel kommen Litzen-Anker 0,6" ( $A_{Litze} = 140 \text{ mm}^2$ ) zur Anwendung. Der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzugliedes bei 0,1 % bleibender Dehnung für Spannstahl ST 1570/1770 liegt bei  $f_{t,0,1,k} = 1500 \text{ N/mm}^2$ . Der Bemessungswert des Widerstandes eines Ankers mit 2 Stahllitzen beträgt damit:

$$R_{t,d} = \frac{2 \cdot A_{Litze} \cdot f_{t,0,1,k}}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 140 \cdot 1500}{1,0} = 420000 \text{ N} = 420,00 \text{ kN} \quad (295)$$

Unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Ankerkräfte je Laufmeter Wandlänge, welche im Zuge des Nachweises der Gesamtstandsicherheit ermittelt wurden, sowie einem Ankerabstand von  $b = 1,5 \text{ m}$  und der Bemessungswerte der zusätzlichen Ankerkräfte, ergeben sich folgende Bemessungswerte der Ankerkräfte:

- Randanker:

$$F_{RA1,k} = b \cdot F_{A1,d} + A_{d,1} = 1,50 \cdot 27,83 + 117,79 = 159,54 \text{ kN} \quad (296)$$

$$F_{RA2,k} = b \cdot F_{A2,d} + A_{d,1} = 1,50 \cdot 31,38 + 117,79 = 164,86 \text{ kN} \quad (297)$$

$$F_{RA3,k} = b \cdot F_{A3,d} + A_{d,1} = 1,50 \cdot 42,81 + 117,79 = 182,01 \text{ kN} \quad (298)$$

$$F_{RA4,k} = b \cdot F_{A4,d} + A_{d,1} = 1,50 \cdot 54,24 + 117,79 = 199,15 \text{ kN} \quad (299)$$

$$F_{RA5,k} = b \cdot F_{A5,d} + A_{d,1} = 1,50 \cdot 64,39 + 117,79 = 214,38 \text{ kN} \quad (300)$$

- Feldanker:

$$F_{FA1,k} = b \cdot F_{A1,d} + A_{d,j} = 1,50 \cdot 27,83 + 2,30 = 44,05 \text{ kN} \quad (301)$$

$$F_{FA2,k} = b \cdot F_{A2,d} + A_{d,j} = 1,50 \cdot 31,38 + 2,30 = 49,37 \text{ kN} \quad (302)$$

$$F_{FA3,k} = b \cdot F_{A3,d} + A_{d,j} = 1,50 \cdot 42,81 + 2,30 = 66,52 \text{ kN} \quad (303)$$

$$F_{FA4,k} = b \cdot F_{A4,d} + A_{d,j} = 1,50 \cdot 54,24 + 2,30 = 83,66 \text{ kN} \quad (304)$$

$$F_{FA5,k} = b \cdot F_{A5,d} + A_{d,j} = 1,50 \cdot 64,39 + 2,30 = 98,89 \text{ kN} \quad (305)$$

Es ist ersichtlich, dass der maßgebende, nachzuweisende Herausziehwiderstand (charakteristischer Werte) der Randanker der Ankerlage 5 entspricht:

$$F_d = F_{RA1,k} = 214,38 \text{ kN} \quad (306)$$

Nachweis der Tragfähigkeit des Stahlzugliedes:

$$R_{t,d} = 420,00 \text{ kN} \geq F_d = 214,38 \text{ kN} \quad (307)$$

Durch Erfüllung der oben angeführten Bedingung ist der Nachweis der Tragfähigkeit des Stahlzugliedes (innere Tragfähigkeit der Anker), gemäß DIN 1054 erbracht.

## F) Nachweis der Grundbruchsicherheit bei den Ankerplatten (GEO-2)

Als Ankerplatten wurden kreisförmige Stahlplatten der Stahlsorte S 235 mit einem Durchmesser  $d = 1000 \text{ mm}$  und mit einer Dicke von  $h = 20 \text{ mm}$  gewählt.

Die am höchsten belasteten Ankerplatten sind die der Randanker der 5. Ankerlage, welche sowohl horizontal als auch vertikal beansprucht werden (charakteristische Werte):

$$N_k = \frac{F_{A5,d} \cdot b}{\gamma_G} + V_{k,1} = \frac{64,39 \cdot 1,5}{1,35} + 0,85 = 72,39 \text{ kN} \quad (308)$$

$$T_k = H_{k,1} = 15,00 \text{ kN} \quad (309)$$

Aus der Dicke der Ankerplatte und der horizontalen Belastung auf der Ankerplatte ergibt sich an der Aufstandsfläche der Ankerplatte ein Moment (charakteristischer Wert):

$$M_k = h \cdot T_k = 0,02 \cdot 15,00 = 0,3 \text{ kNm} \quad (310)$$

Somit ergibt sich die vorhandene Exzentrizität der Belastung:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{0,3}{72,39} = 0,004 \text{ m} \quad (311)$$

Für die Berechnung des Grundbruchwiderstandes werden folgende Werte verwendet:

- Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_b, N_d$ :

$$N_d = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{35}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan 35} = 33,3 \quad (312)$$

$$N_b = (N_d - 1) \tan \varphi = (33,3 - 1) \cdot \tan 35 = 22,62 \quad (313)$$

- Lastneigungswinkel  $\delta$ :

$$\delta = \arctan \frac{T_k}{N_k} = \arctan \frac{15,00}{72,36} = 11,71^\circ \quad (314)$$

- rechnerische Länge  $a'$ :

$$a' = d - 2 \cdot e_{\text{vorh}} = 1 - 2 \cdot 0,004 = 0,992 \text{ m} \quad (315)$$

- rechnerische Breite  $b'$ :

$$b' = d - 2 \cdot e_{\text{vorh}} = 1 - 2 \cdot 0,004 = 0,992 \text{ m} \quad (316)$$

- Lastneigungsbeiwert  $i_b$ :

$$i_b = (1 - \tan \delta) \left( \frac{\left( \frac{2 + \frac{b'}{a'}}{1 + \frac{b'}{a'}} \right) \sin^2 \omega}{\left( \frac{2 + \frac{0,992}{0,992}}{1 + \frac{0,992}{0,992}} \right) \sin^2 90} \right)^{+1} = (1 - \tan 11,71) \left( \frac{\left( \frac{2 + \frac{0,992}{0,992}}{1 + \frac{0,992}{0,992}} \right) \sin^2 90}{\left( \frac{2 + \frac{0,992}{0,992}}{1 + \frac{0,992}{0,992}} \right) \sin^2 90} \right)^{+1} = 0,56 \quad (317)$$

- Sohlneigungsbeiwert  $\xi_b$ :

$$\xi_b = e^{-0,45 \cdot \tan \varphi} = e^{-0,45 \cdot \tan 35} = 1 \quad (318)$$

- Formbeiwert  $v_b$ :

Da die Ankerplatte kreisförmig ist wird  $v_b = 0,7$  eingesetzt.

- Geländeneigungsbeiwert  $\lambda_b$ :

Da das Gelände in der Nachweisebene horizontal ist, wird  $\lambda_b = 1$ .

Der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstandes errechnet sich wie folgt:

$$\begin{aligned} R_{n,k} &= a' \cdot b' \cdot \gamma \cdot b' \cdot N_b \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b = \\ &= 0,992 \cdot 0,992 \cdot 18 \cdot 0,992 \cdot 22,62 \cdot 0,7 \cdot 0,56 \cdot 1 \cdot 1 = 155,8 \text{ kN} \end{aligned} \quad (319)$$

Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes:

$$R_{n,d} = \frac{R_{n,k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{155,8}{1,4} = 111,3 \text{ kN} \quad (320)$$

Der Bemessungswert der Vertikalkräfte errechnet sich wie folgt:

$$N_{n,d} = N_k \cdot \gamma_G = 72,36 \cdot 1,35 = 97,69 \text{ kN} \quad (321)$$

Nachweis der Grundbruchsicherheit:

$$N_{n,d} = 97,69 \text{ kN} \leq R_{n,d} = 111,3 \text{ kN} \quad (322)$$

Damit ist der Nachweis gegen Grundbruch bei den Ankerplatten erbracht.

### G) Zusammenfassung der Ergebnisse des Bemessungsbeispiels

Weiters werden die Ergebnisse des Bemessungsbeispiels übersichtlich zusammengefasst:

#### 1. Vorgespannte Anker:

- Ankertyp: Lizen-Anker 0,6" mit 2 Stahllitzen
- Stahlgüte: Spannstahl ST 1570/1770
- Gesamtankerlänge:  $l = 5,5 \text{ m}$
- Freie Ankerlänge:  $l_1 = 3,0 \text{ m}$
- Verpresskörperlänge:  $l_0 = 2,5 \text{ m}$
- Verpresskörperdurchmesser:  $d = 150 \text{ mm}$
- Horizontaler Ankerabstand:  $b = 1,5 \text{ m}$
- Bemessungswert der max. Ankerkraft:  $F_d = 214,38 \text{ kN}$

#### 2. Ankerplatten:

- Plattentyp: kreisförmige Stahlplatten
- Stahlgüte: S 235
- Plattendurchmesser:  $d = 1000 \text{ mm}$
- Plattendicke:  $h = 20 \text{ mm}$

#### 3. Vorgespannte Stahlbänder:

- Bandquerschnitt:  $5,0 \text{ mm} \times 50,0 \text{ mm}$
- Stahlgüte: S 235
- Vorspannkraft:  $S_{k,v, \text{Band}} = 40 \text{ kN}$
- Stahlbandstich:  $f_s = 7,35 \text{ mm}$

#### 4. Vorgespanntes Hochleistungsgitter:

- 
- Hochleistungsgittertyp: rechteckige Maschenform
  - Stahlgüte: S235
  - Maschenanzahl: 13 Stück/m
  - Maschenweite:  $m_{AB} = 50 \text{ mm}$
  - Seildurchmesser:  $d = 4,6 \text{ mm}$
  - Vorspannkraft der Spannseile:  $S_{k,v,1} = 0,233 \text{ kN}$
  - Vorspannkraft der Tragseile:  $S_{k,v,2} = 0,230 \text{ kN}$
  - Gesamtverformung des Hochleistungsgitters (der Frontausbildung):  $f = 27,8 \text{ mm}$

## 5 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Empfehlungen für weiterführende Arbeiten

Ziel der gegenständlichen Arbeit war die Entwicklung eines Berechnungsverfahrens für die Nachweisführung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.

Eingangs wurden die Theorien und die Formen des Erddruckes erläutert, da diese als Grundlagen zur Berechnung von Elementwänden (Ankerwänden) und somit auch des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems herangezogen werden (s. Kapitel 3).

Weiters wurden die Grundsätze zur Bemessung von Ankerwänden erläutert. Anschließend wurde, in Anlehnung des Nachweises der lokalen Elementsicherheit bei Ankerwänden, das analytische Berechnungsmodell für die Lastermittlung auf die Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems entwickelt. In einem weiteren Schritt wurden die Ansätze für die Bemessung der Stahlbänder und des Hochleistungsgitters erläutert.

Das gegenständliche Berechnungsverfahren für die Nachweisführung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems darf nur auf vorgespannte Systeme angewendet werden, bei welchen alle Elemente (Anker, Stahlbänder, Hochleistungsgitter) vorgespannt werden. Der Grund dafür ist, dass die Verformungen nur so entsprechend den Berechnungsannahmen eingehalten werden können.

In weiterer Folge wurde ein konkretes Zahlenbeispiel zur Nachweisführung der Gesamtstandsicherheit sowie zur Nachweisführung der inneren Standsicherheit eines Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems geführt. Bei der Bemessung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems wurden folgende Nachweise durchgeführt:

- Nachweis der Gesamtsicherheit der Böschung, gemäß DIN 4084
- Nachweise der äußeren Standsicherheit am monolithischen Verbundkörper:
  - Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (EQU)
  - Nachweis der Grundbruchsicherheit (GEO-2)
  - Nachweis der Gleitsicherheit (GEO-2)
- Bemessung der Frontausbildung gemäß Kapitel 4.2.1 der gegenständlichen Arbeit:
  - Ermittlung der Einwirkungen auf die Frontausbildung des Systems
  - Bemessung der Stahlbänder (Seilstatik)
  - Bemessung des Hochleistungsgitters (Seilnetzstatik)
  - Ermittlung der von den Ankern zusätzlich aufzunehmenden Einwirkungen (Auflagerkräfte für die Frontausbildung)
- Nachweis gegen Herausziehen der Anker (äußere Tragfähigkeit der Anker)

- Nachweis des Stahlzuggliedes (innere Tragfähigkeit der Anker), gemäß DIN 1054
- Nachweis der Grundbruchsicherheit bei den Ankerplatten (GEO-2)

Die Eckdaten des Berechnungsbeispiels werden wie folgt beschrieben:

- Höhe des Geländesprungs  $h = 7,50$  m
- Neigungswinkel des Geländes oberhalb des Geländesprunges - horizontal ( $\beta = 0^\circ$ )
- Vertikale Ankerabstände:  $a_0 = 0,75$  m und  $a = 1,50$  m
- Anzahl der Ankerlagen: 5
- Horizontaler Ankerabstand:  $b = 1,50$  m
- Böschungswinkel von  $80^\circ$  (Wandneigung von  $\alpha = -10^\circ$ )
- Ankerneigung:  $\alpha_N = 10^\circ$
- Bodenkennwerte:
  - Reibungswinkel:  $\varphi = 35^\circ$
  - Kohäsion:  $c = 0$  kN/m<sup>2</sup>  
(Um die Ausführbarkeit des Systems zu ermöglichen, muss der Boden über eine temporäre Kohäsion verfügen.)
  - Wichte:  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>
- Oberflächenlast:  $p = 10$  kN/m<sup>2</sup>.

In Zuge dieser Nachweisführung wurden die maximal zu erwartenden Verformungen der vorgespannten Stahlbänder mit  $f_s = 0,74$  cm und die maximal zu erwartenden Verformungen des Hochleistungsgitters und somit der Frontausbildung mit  $f = 2,78$  cm ermittelt.

Die ermittelte Gleichung, welche zur Berechnung der einwirkenden Kraft aus dem Boden (pyramidenförmige Bruchkörper) zwischen den Ankerplatten angesetzt wurde, lautet:

$$E_B = \frac{\frac{1}{6} \cdot b \cdot a^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\cot(\vartheta - \alpha)}{\cos^2 \alpha} \cdot \tan(\vartheta - \varphi)}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} - \frac{\frac{1}{8} \cdot b \cdot a \cdot c \cdot \cot \varphi \cdot [\cos(\vartheta - \alpha + \alpha_N) \cdot \tan(\vartheta - \varphi) + \sin(\vartheta - \alpha + \alpha_N)]}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} - \frac{\frac{1}{4} \cdot b \cdot a \cdot c \cdot [\sin \vartheta \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - \cos \vartheta]}{\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan(\vartheta - \varphi)} \quad (323)$$

mit:

- $E_B$  ... einwirkende Kraft aus dem pyramidenförmigen Bruchkörper [kN]
- $a$  ... vertikaler Ankerabstand [m],
- $b$  ... horizontaler Ankerabstand [m],
- $\varphi$  ... innerer Reibungswinkel [ $^\circ$ ],
- $c$  ... Kohäsion [kN/m<sup>2</sup>],

- 
- $\gamma$  ... Wichte [ $\text{kN/m}^3$ ],  
 $\vartheta$  ... Neigungswinkel der Gleitfläche [ $^\circ$ ],  
 $\alpha$  ... Wandneigungswinkel [ $^\circ$ ],  
 $l$  ... vertikaler Ankerabstand bezogen auf den Wandneigungswinkel [m],  
 $\alpha_N$  ... Ankerneigungswinkel [ $^\circ$ ].

Die gegenständliche Arbeit dient als Grundlage für weitere Entwicklungsschritte. Für die Verifizierung des entwickelten Berechnungsverfahrens sind noch ergänzende Untersuchungen notwendig.

Für die weitere Vorgangsweise wird Folgendes empfohlen:

- Entwicklung eines numerischen Modells für die Bemessung der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems,
- Durchführung einer analytischen Parameterstudie anhand des ermittelten Nachweisverfahrens für die Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems,
- Durchführung einer numerischen Parameterstudie anhand derselben Modelle, die für die analytische Parameterstudie verwendet werden,
- Durchführung von Großversuchen und Vergleich mit den Parameterstudien,
- Anpassung des analytischen Berechnungsmodells für die Bemessung der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems an die neuerbrachten Kenntnisse.

Grundsätzlich ist die gegenständliche Arbeit als erster Schritt in einer Reihe von weiteren notwendigen Schritten zur Entwicklung eines Nachweisführungsverfahrens der inneren Tragfähigkeit der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems zu betrachten. Diese Arbeit soll als Grundlage für darauf aufbauende, zukünftige Forschungsarbeiten und Publikationen dienen.



## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Schematische Ansicht des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems. ....	9
Abbildung 2:	Schematischer Querschnitt des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems. ....	9
Abbildung 3:	Links: Ruhedruckzustand, Mitte: aktive Verformung, Rechts: passive Verformung [1]. .	12
Abbildung 4:	Die Abhängigkeit des Erddruckbeiwertes $K$ von den Deformationen [1]. ....	13
Abbildung 5:	Mohr-Coulomb-Stoffmodell mit den Spannungskreisen für einen aktiven und einen passiven Gleichgewichtszustand und dem zugehörigen Ruhedruckkreis [1]. ....	14
Abbildung 6:	Links: Drehung um den Fußpunkt führt zu plastischem Fließen im gesamten Erdkeil – Erddrucktheorie nach Rankine. Rechts: Parallelverschiebung führt zum Abrutschen des Erdkeils, plastisches Fließen herrscht nur in der Gleitfläche vor – Erddrucktheorie nach Coulomb [1]. ....	14
Abbildung 7:	Darstellung der Coulomb'schen Erddrucktheorie. Ermittlung des aktiven Erddruckes am Gleitkeil [1]. ....	16
Abbildung 8:	Vorzeichenregel für die Erddruckberechnung [4]. ....	19
Abbildung 9:	Darstellung der Erddruckverteilung bei Einzel- und Linienlasten [2]. ....	21
Abbildung 10:	Darstellung der Verteilung des Erddruckes zufolge einer Streifenlast. [2]. ....	21
Abbildung 11:	Darstellung des Mindsterddruckes. [2]. ....	22
Abbildung 12:	Darstellung des Berechnungsverfahrens des Siloerddruckes [2]. ....	24
Abbildung 13:	Darstellung der Gewölbebildung zwischen zwei Bauwerken [2]. ....	25
Abbildung 14:	Bauphasen einer Ankerwand in Etagen von oben nach unten [7]. ....	26
Abbildung 15:	Schematische Darstellung einer geschlossenen Ankerwand und einer aufgelösten Ankerwand [8]. ....	27
Abbildung 16:	Erdstatische Ansätze zur Ermittlung der Ankertragfähigkeit [1]. ....	28
Abbildung 17:	Tragkraft in nichtbindigen Böden [1]. ....	30
Abbildung 18:	Grenzwerte der Mantelreibung bei Ankern in bindigen Böden ohne Nachverpressung [3]. ....	30
Abbildung 19:	Grenzwerte der Mantelreibung bei Ankern in bindigen Böden mit Nachverpressung [3]. ....	30
Abbildung 20:	Gleitkörper mit einer geraden Gleitlinie bei einer verankerten Wand ohne Einbindung in den Untergrund und die daraus resultierenden Kräfte [4]. ....	31
Abbildung 21:	Ansicht und Schnitt einer aufgelösten Elementwand mit Darstellung der angesetzten Kräfte am pyramidenförmigen Bruchkörper [8]. ....	33
Abbildung 22:	Gleitflächenwinkel $\vartheta$ in Abhängigkeit der Wandneigung $\alpha$ ( $Z_{\text{vor}} > 0$ ) für Reibungswinkel $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$ [8]. ....	34
Abbildung 23:	Beiwert $B_{\text{erf,Z}}$ zur Berechnung der erforderlichen Haltekraft $Z_{\text{erf}}$ in Abhängigkeit der Wandneigung $\alpha$ für Reibungswinkel $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$ [8]. ....	35
Abbildung 24:	Beiwert $B_{\text{erf,C}}$ zur Berechnung der erforderlichen Kohäsionskraft $C_{\text{erf}}$ in Abhängigkeit der Wandneigung $\alpha$ ( $Z_{\text{vor}} > 0$ ) für Reibungswinkel $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$ [8]. ....	35

Abbildung 25:	Gleitflächenwinkel $\vartheta$ in Abhängigkeit der Wandneigung $\alpha$ ( $Z_{\text{vor}} = 0$ ) für Reibungswinkel $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$ [8].	36
Abbildung 26:	Beiwert $B_{\text{erf,C}}$ zur Berechnung der erforderlichen Kohäsionskraft $C_{\text{erf}}$ in Abhängigkeit der Wandneigung $\alpha$ ( $Z_{\text{vor}} = 0$ ) für Reibungswinkel $\varphi' = 22,5^\circ \div 30^\circ$ [8].	36
Abbildung 27:	Ansicht und Schnitt eines Teilsystems des Anker-Gitter Stahlbänder-Systems.	39
Abbildung 28:	Krafteck des Teilsystems des Anker-Gitter Stahlbänder-Systems.	39
Abbildung 29:	Verformter Hochleistungsgitterabschnitt zwischen zwei Stahlbändern (rot), wobei $f$ dem Stich des Gitters an der Stelle der stärksten Ausbauchung und $f_s$ dem Stich des Stahlbandes entspricht.	43
Abbildung 30:	Schematische Darstellung des Auflagerprinzips der Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.	44
Abbildung 31:	„Stark gespanntes Seil“ [10].	45
Abbildung 32:	Komponenten der Haltekraft $S$ [10].	46
Abbildung 33:	Darstellung des Lasteinflussbereiches des Hochleistungsgitters auf einem Stahlbandabschnitt.	47
Abbildung 34:	Darstellung des statischen Systems eines vorgespannten Stahlbandes des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.	48
Abbildung 35:	Darstellung des synklastisch gekrümmten Seilnetzes [11].	50
Abbildung 36:	Seilnetzform in Folge der Vorspannung und Verformung der Auflager (Stahlbänder).	53
Abbildung 37:	Seilnetzsystem unter Berücksichtigung der Vorspannkraft $S_{v,1}$ und $S_{v,2}$ und der äußeren Einwirkungen $q$ zufolge der Bodenbruchscholle.	55
Abbildung 38:	Teilsystem einer mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherten Böschung.	59
Abbildung 39:	Horizontaler Schnitt durch die mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherte Böschung entlang der horizontalen Ankerreihe $r_{v,i+1}$ .	60
Abbildung 40:	Statisches System des horizontalen Schnittes dargestellt in Abbildung 39.	60
Abbildung 41:	Ankerraster und Querschnitt.	65
Abbildung 42:	Erddruckverteilung zur Berechnung der Ankerkräfte – charakteristisch.	67
Abbildung 43:	2 Körperbruchmechanismus mit Kraftrichtungen für Variante 1.	71
Abbildung 44:	Kräftepolygon für Variante 1.	71
Abbildung 45:	2 Körperbruchmechanismus mit Kraftrichtungen für Variante 2.	73
Abbildung 46:	Kräftepolygon für Variante 2.	73
Abbildung 47:	Monolithischer Verbundkörper für die Nachweise der äußeren Standsicherheit.	74
Abbildung 48:	Auflagersituation für das Stahlband entlang der 4. horizontalen Ankerreihe.	78
Abbildung 49:	Lastensystem für die Berechnung der Einwirkung aus der pyramidenförmigen Bruchscholle auf dem Hochleistungsgitterabschnitt zwischen der 3. und 4. horizontalen Ankerreihe.	79
Abbildung 50:	Statisches System des vorgespannten und belasteten Stahlbands der Ankerlage 4.	80
Abbildung 51:	Ausgangsform des Hochleistungsgitterabschnittes zufolge Vorspannung und Verformung der Auflager (Stahlbänder).	82

---

Abbildung 52:	Seilnetzsystem des Hochleistungsgitterabschnittes unter Berücksichtigung der Vorspannkkräfte und der äußeren Einwirkungen. ....	84
Abbildung 53:	Horizontaler Schnitt durch die mittels des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems gesicherte Böschung entlang einer beliebigen Ankerlage.....	87
Abbildung 54:	Statisches System des horizontales Schnittes dargestellt in Abbildung 53. ....	87

---

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Benennung der Formelzeichen und Indizes für die Berechnung des Erddruckes. ....	18
Tabelle 2:	Formelzeichen und Indizes gemäß DIN 4084 [4]. ....	32
Tabelle 3:	Vereinfachungen zur Verteilung der Kraft $E_B$ auf die Frontausbildung des Vorgespannten Anker-Stahlbänder-Gitter-Systems.....	42
Tabelle 4:	Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_F$ bzw. $\gamma_E$ für Einwirkungen und Beanspruchungen, gemäß DIN 1054: 2010-12 [13]. ....	62
Tabelle 5:	Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_M$ für geotechnische Kenngrößen, gemäß DIN 1054 [13]. ....	63
Tabelle 6:	Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_R$ für Widerstände, gemäß DIN 1054 [13]. ....	64
Tabelle 7:	Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit in Stahlbau, gemäß EC3 [6]. .....	64

---

## Literaturverzeichnis

- [1] D. Adam, Grundbau und Bodenmechanik, Studienunterlagen zur Vorlesung SS 2010, Wien: TU Wien, Institut für Geotechnik, 2010.
- [2] A. Pech, Baukonstruktionen - Band 3 - Gründungen, Wien: Springer-Verlag, 2005.
- [3] N. Vogt, Studienunterlagen zu den Vorlesungen und Übungen des Grundfachstudiums: Grundbau und Bodenmechanik Grund- und Ergänzungsmodul (BI), München: TU München: Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, 2008-2012.
- [4] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN 4084: Baugrund – Geländebruchberechnungen, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2009.
- [5] A. Weißenbach und A. Hettler, Baugruben - Berechnungsverfahren, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn GmbH, 2011.
- [6] K. J. Schneider, Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweise und Beispielen, 20. Auflage, Köln: Werner Verlag, 2012.
- [7] K. J. Witt, Grundbau-Taschenbuch, Teil 3 Gründungen und geotechnische Bauwerke, 7. überarbeitete und aktualisierte Auflage, Ernst & Sohn Verlag, 2009.
- [8] T. Noll und C. Heckötter, „Böschungssicherung als aufgelöste Elementwand,“ *Bautechnik 80, Heft 2*, pp. 109 - 112, Februar 2003.
- [9] DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2009.
- [10] G. Beer, Baustatik 2, Graz: Institut für Baustatik, Technische Universität Graz, 2004.
- [11] K. Holschemacher, Entwurfs- und Berechnungstaffeln für Bauingenieure, 6. Auflage, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2013.
- [12] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN 4084 Beiblatt 1: Baugrund – Geländebruchberechnungen – Beiblatt 1: Berechnungsbeispiele, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012.
- [13] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [14] Y. Zhou, C. Cheuk und L. Tham, „Numerical modelling of soil nails in loose fill slope under surcharge loading,“ *Computers and Geotechnics 36*, p. 837–850, 2009.
- [15] Y. D. Zhou, . L. G. Tham, J. Li, . E. C. Y. To und . K. Xu, „Simplified Numerical Analysis of the Strengthening Effect of Soil Nails in a Loose Fill Slope,“ in *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, Goa, India, 2008.
- [16] M. Zhang, E. Song und Z. Chen, „Ground movement analysis of soil nailing construction by three-dimensional (3-D) finite element modeling (FEM),“ *Computers and Geotechnics 25*, pp. 191-204, 1999.

- 
- [17] B. Wietek, Böschungen und Baugruben ohne und mit Verbau PRAXIS, Berlin: Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2011.
- [18] R. Widmann, Anker in Theorie und Praxis, Rotterdam: A.A.Balkema, 1995.
- [19] L. Wichter und W. Meininger, Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau, Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2001.
- [20] W.-B. Wei, Doctoral Thesis: Three Dimensional Slope Stability Analysis and Failure Mechanism, Hong Kong: Department of Civil and Structural Engineering - The Hong Kong Polytechnic University, 2008.
- [21] A. B. Wassel, Dissertation: DEVELOPMENT OF DESIGN AND ANALYSIS METHOD FOR SLOPE STABILIZATION USING DRILLED SHAFTS, Akron: The Graduate Faculty of The University of Akron, 2012.
- [22] K. Terzaghi und R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, JOHN WILEY & SONS, INC., 1996.
- [23] K. Stiglat und H. Wippel, Platten - Dritte, überarbeitete, ergänzte und erweiterte Auflage, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 1983.
- [24] K. Simmer, Grundbau Teil 2: Baugruben und Gründungen, Leipzig: B.G. Teubner Stuttgart, 1999.
- [25] K. Simmer, Grundbau Teil 1: Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen, Stuttgart: B.G. Teubner Stuttgart, 1994.
- [26] C. L. Rösling, Analytisch praktische Abhandlung über die Berechnung der Gewölbe, Ulm, 1810.
- [27] D. Renk, Zur Statik der Bodenvernagelung, Berlin: Logos Verlag Berlin GmbH, 2011.
- [28] W. Potucek, Eurocode 2 - Praxisbeispiele, Konstruktion und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerke des Hochbaus, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2008.
- [29] B. Pichler und J. Eberhardsteiner, Skriptum zur Vorlesung: Baustatik, Wien: Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen - Fakultät für Bauingenieurwesen, TU Wien , 2012.
- [30] H. Mang, "Flächentragwerke" in: "Der Ingenieurbau. Rechnerorientierte Baumechanik (Band 6)", Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1992.
- [31] D. Loukidis, P. Bandini und R. Salgado, „Stability of seismically loaded slopes using limit analysis,“ *Geotechnique* 53, No. 5, pp. 463-479, 2003.
- [32] G. Leicher, Tragwerkslehre in Beispielen und Zeichnungen, Köln: Wener Verlag, 2010.
- [33] H. J. Lang und J. Huder , Bodenmechanik und Grundbau, 4.Auflage, Berlin-Heidelberg-New York: Springer-Verlag, 1990.
- [34] D. Kolymbas, Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau, 3. Auflage, Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, 2011.
- [35] A. Kolbitsch, Vorlesungsskriptum: Hochbaukonstruktionen II, Wien: Institut für Hochbau und Technologie, Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung - TU Wien, 2010.
- [36] A. Kolbitsch, Flächentragwerke und leichte Tragkonstruktionen - Teil Hochbau, Wien: Institut für

- Hochbau und Technologie, Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung - TU Wien, 2010.
- [37] K. Knochenhauer, Die Statik der Gewölbe mit Rücksicht auf ihre Anwendung, Berlin: G. Reimer, 1842.
- [38] H.-G. Kempfert, Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern, Kassel: Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Universität Kassel - Fachgebiet Geotechnik, 2006.
- [39] L. C. Hsien, Finite Element Study of 2D Equivalence to 3D Analysis of a Discrete Soil Nail Problem with Applications to Serviceability Design, Singapore: Master Thesis of Engineering, National University of Singapore, 2003.
- [40] C. Hofer, Diplomarbeit: Nagelwand: Entwurf und Bemessung nach verschiedenen Verfahren, Innsbruck: Universität Innsbruck, 2000.
- [41] S. Helwany, Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications, Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2007.
- [42] P. Haas, Diplomarbeit: Numerische Untersuchungen zur Bodenvernagelung, Innsbruck: Universität Innsbruck, 2004.
- [43] G. Gässler, Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit, Karlsruhe: Universität Fridericiana Karlsruhe, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, 1987.
- [44] R. Fritze, W. Potucek und G. F. Kidéry, Stahlbetonbau, Teil 2: Bemessungstabellen auf Basis des Eurocodes 2, Wien: Manz Verlag Schulbuch GmbH, 2009.
- [45] R. Fritze, W. Potucek und G. F. Kidéry, Stahlbetonbau, Teil 1: Grundlagen und Beispiele auf Basis des Eurocodes 2, Wien: Manz Verlag Schulbuch GmbH, 2009.
- [46] P. Fekadu, Master of Science Thesis in the master's Programme Geo and Water Engineering: Simulating the dynamic response of a soil-pile system using ABAQUS, Göteborg: Department of Civil and Environmental Engineering - Division of GeoEngineering - Geotechnical Engineering Research Group - CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, 2010.
- [47] C.-C. Fan und J.-H. Luo, „Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes,“ *Computers and Geotechnics* 35, p. 585–599, 2008.
- [48] W. Dörken und E. Dehne, Grundbau in Beispielen Teil 3 - Baugruben und Gräben, Spunwände und Verankerungen, Böschungs- und Geländebruch, Düsseldorf: Werner Verlag GmbH & Co. KG, 2001.
- [49] E. Bosshard, Beiträge zur Theorie und Berechnung der Bogenstaumauern, Zürich: Dissertationsdruckerei Leemann AG., 1949.
- [50] C. Boley, Handbuch Geotechnik: Grundlagen - Anwendungen - Praxiserfahrungen, Berlin: Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2012.
- [51] K. Bergmeister und J.-D. Wörner, Beton Kalender: Verkehrsbauten, Flächentragwerke, Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2007.
- [52] S. Aversa, G. Barla, S. Rampello und A. L. Simonelli, „Innovative Procedures for Design of Retaining

- Structures And Evaluation Of Slope Stability," *The state of Earthquake Engineering Research in Italy: the ReLUIS-DPC 2005-2008 Project*, pp. 223-270, 2009.
- [53] M. Aminbaghai, J. Eitelberger und W. Lederer, Skriptum zur Übung: Baustatik, Wien: Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen - Fakultät für Bauingenieurwesen, TU Wien, 2012.
- [54] U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration & Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing, Washington D.C., USA; Paris, France : U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration & Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1993.
- [55] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" - EAB, Berlin: Ernst und Sohn Verlag GmbH, 2006.
- [56] DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., DIN-Taschenbuch 36: Erd- und Grundbau, Normen (Bauwesen 5), Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2011.
- [57] DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 14490: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Bodenvernagelung; Deutsche Fassung - prEN 14490:2007, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2007.
- [58] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN EN 10218-2: Stahldraht und Drahterzeugnisse – Allgemeines – Teil 2: Drahtmaße und Toleranzen; Deutsche Fassung EN 10218-2:2012, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012.
- [59] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN EN 10218-1: Stahldraht und Drahterzeugnisse – Allgemeines – Teil 1: Prüfverfahren; Deutsche Fassung EN 10218-1:2012, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012.
- [60] DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 4126: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2004.
- [61] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN 1054/A1: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2010; Änderung A1:2012, Berlin: Buth Verlag GmbH, 2012.
- [62] SIMULIA, „Analysis of Reinforced and Un-reinforced Soil Slopes using Abaqus,“ *Abaqus Technology Brief: TB-06-SLOPE-1*, April 2007.
- [63] F. Hussein Al-Robiai, Diplomarbeit: Beispiele zum Grundbau II: Entwurf und Berechnung, Weimar: Bauhaus - Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Lehrstuhl Bodenmechanik / Grundbau, 2001.
- [64] G. Heinz, Diplomarbeit: Vergleich der Standsicherheitsnachweise der DIN 1054-1:2005 mit der DIN EN 1997-1:2008 und ihrer NAD anhand von zwei Beispielen, Wuppertal: Bergische Universität Wuppertal, Fachbereich D - Bauingenieurwesen, Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik, 2009.
- [65] K. Meskouris, C. Butenweg, S. Holler und E. Hake, Baustatik in Beispielen, Aachen: Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2005, 2012.



- 
- [66] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Infrastruktur - Straße , „Zulassung: BMVIT-327.120/0022-II/ST2/2006: System GEWI Plus, Bodenvernagelung S 670/800 mit Gewinderippung  $\varnothing$  18, 22, 25, 28, 30, 35, 43, 57,5 und 63,5 mm für den Kurzzeiteinsatz, den semipermanenten Einsatz als Dauernagel nach Entwurf ÖNORM EN 14490:2002,“ Wien, 2006.
- [67] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Infrastruktur - Straße, „Zulassung: BMVIT-327.120/0003-II/ST2/2004: Bodenvernagelung System MAI Typ R 25 N, R 32 N, R 32 S und R 38 N nach prEN 14490:2002,“ Wien, 2004.
- [68] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Infrastruktur - Straße, „Zulassung: BMVIT-327.120/0041-II/ST2/2006: System SAS 670 Bodenvernagelung S 670/800 mit Gewinderippung  $\varnothing$  18, 22, 25, 28, 30, 35, 43, 57,5 und 63,5 mm für den Kurzzeiteinsatz, den semipermanenten Einsatz und als Dauernagel nach Entwurf ÖNORM EN 14490:2002,“ Wien, 2006.
- [69] Deutsches Institut für Bautechnik, „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Z-20.1 -108: Bodenvernagelung System "BBV",“ Berlin, 2011.
- [70] Deutsches Institut für Bautechnik, „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Z-20.1-104: Bodenvernagelung System "Stump",“ Berlin, 2005.
- [71] TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH, „Prüfbericht: Nr. BBW4 0548034/02: Zugversuche an hochfestem Stahldrahtgeflecht TECCO G 65 / 3 mm im Vergleich mit einem Hexagonalmaschengeflecht 80 x 100 / 3.0 mm mit Drahtseil 8 mm,“ Nürnberg, 2005.
- [72] TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH, „Prüfbericht: Nr. 69616481/01: Böschungsstabilisierungssystem TECCO G65/3,“ Nürnberg, 2010.
- [73] TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH, „Prüfbericht: Nr. 69613683/01 de: Zugversuche an hochfestem Stahldrahtgeflecht TECCO G 65/3 mm im Vergleich mit einem Quadratmaschengeflecht 50 x 50 / 4.6 mm,“ Nürnberg, 2009.
- [74] TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH, „Prüfbericht: Nr. 69608285-01 de: Zugversuche am Stahlgeflecht TECCO G65 / 3 aus hochfestem Stahldraht mit Verbindungsclips TECCO T3,“ Nürnberg, 2009.
- [75] Trumer Schutzbauten GmbH, „Katalog: Kennwerte der Einzelkomponente,“ Salzburg, 2011.
- [76] Dassault Systèmes Simulia Corp., Abaqus 6.10 Online Documentation, Providence: Dassault Systèmes Simulia Corp., 2010.
- [77] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN EN 1537: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker; Deutsche Fassung EN 1537:2013, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2013.
- [78] DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1997-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [79] DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., DIN SPEC 18537: Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1537:2001-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verpressanker, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012.

- 
- [80] E. Kranz, Über die Verankerung von Spundwänden, Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1953.
- [81] B. Schuppener, Kommentar zum Handbuch Eurocode 7 - Geotechnische Bemessung Allgemeine Regeln, Berlin: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2012.
- [82] E. Ventsel und T. Krauthammer, Thin Plates and Shells - Theory, Analysis, and Applications, New York: Marcel Dekker, Inc., 2001.
- [83] E. Hake und K. Meskouris, Statik der Flächentragwerke, 2., korrigierte Auflage Hrsg., Berlin Heidelberg New York: Springer-Verlag, 2007.
- [84] G. Grunwald, Dissertation: Mechanisch vorgespannte, doppellagige Membranmodule in ihrer Anwendung als zweite Gebäudehülle, Berlin: Technische Universität Berlin, 2007.
- [85] T. Krapfenbauer, Bautabellen, 19. Ausgabe, Wien: Verlag Jugend & Volk GmbH, 2013.