UNIVERSITÄT
DUISBURG
ESSEN

Report Geotechnik
Universität Duisburg-Essen

46

Herausgegeben von
Professor Dr.-Ing. Eugen Perau
Universität Duisburg-Essen

Einfluss der Ringspaltverpressung auf die Beanspruchung der Tübbingröhre in Tunnellängsrichtung

Matthias Hausmann

Einfluss der Ringspaltverpressung auf die Beanspruchung der Tübbingröhre in Tunnellängsrichtung

Von
der Fakultät für Ingenieurwissenschaften
Abteilung Bauwissenschaften
der Universität Duisburg-Essen
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

Vorgelegt von: Matthias Hausmann, M.Sc.
aus Lemgo

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Eugen Perau
Universität Duisburg-Essen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley
Universität der Bundeswehr München

Tag der Einreichung: 10. Juni 2020
Tag der mündlichen Prüfung: 01. Dezember 2020

Matthias Hausmann, Essen, 2020

Impressum

Report Geotechnik · Universität Duisburg-Essen

ISSN: 2700-4848

Universität Duisburg-Essen
Fakultät für Ingenieurwissenschaften
Abteilung Bauwissenschaften,
Fachgebiet Geotechnik
Univ. Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau
45117 Essen

www.uni-due.de/geotechnik
Tel.: +49 (0)201-183-2858
E-Mail: eugen.perau@uni-due.de

DOI: 10.17185/duepublico/73992

URN: urn:nbn:de:hbz:464-20210129-131438-0

Alle Rechte liegen beim Autor.

Vorwort

Der Ausgangspunkt zum Forschungsthema des vorliegenden Hefts war ein vorangegangenes Projekt zur labortechnischen Untersuchung der Eigenschaften von Ringspaltmörteln an der FH Münster. Aus der Forschungsarbeit entwickelte sich unter dem Aspekt des Aufschwimmens von Tübbingringen im Anschluss die Frage welchen Einfluss eine unzureichende Anpassung der Mörtelrezeptur auf die Beanspruchung der Tunnelröhre während der Bauphase haben kann. Für das genauere Verständnis dieser Situation besteht eine technische und wirtschaftliche Motivation, da teilweise Beschädigungen bzw. Versätze an den Tübbingen festgestellt werden, die bereits früh nach Erstellung eines Rings auftreten

Die vorliegende Dissertation von Herrn Hausmann befasst sich mit der modellhaften Untersuchung der Beanspruchung der Tübbingröhre in der Bauphase und setzt den Fokus auf eine nachvollziehbare und effektive Berechnungsmethodik. Die Betrachtung beachtet dabei die vielfältigen Einflussparameter im maschinellen Tunnelbau, stellt die wichtigsten Gesichtspunkte heraus und erarbeitet entsprechende Modellansätze. Grundlegend wird auf eine vereinfachte Modellierung des Tunnelbauwerks in Tunnellängsrichtung als elastisch gebetteter Balken zurückgegriffen. Darauf aufbauend werden Modelle zur Quantifizierung der Steifigkeit des Tübbingausbaus in Tunnellängsrichtung und zur Ermittlung der Auftriebskraft auf den Ringquerschnitt infolge der Ringspaltverpressung erarbeitet.

In dieser Arbeit wird dabei anstelle von komplexen, umfassenden FE-Modellen auf analytisch formulierte Lösungsansätze für separat verfasste Modellansätze zurückgegriffen, anhand derer die grundlegende Zusammenhänge bei der Belastungssituation in der Bauphase schrittweise untersucht werden können. Die Lösungen werden teilweise punktuell durch numerische Modelle ergänzt, die die Eignung der analytischen Berechnungen verifizieren.

Unser Dank gilt Herrn Hausmann, der sich in seiner Zeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der FH Münster mit viel Interesse sehr intensiv mit den tunnelbautechnischen und mathematisch analytischen sowie numerischen Fragestellungen auseinander gesetzt hat und seine Resultate in einer besonders angenehm lesbaren Form präsentiert hat.

Essen, im Dezember 2020 Eugen Perau Dietmar Mähner

Vorwort des Autors

Die vorliegende Dissertation entstand in den Jahren 2015 bis 2020 während meiner Tätigkeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der FH Münster in Kooperation mit dem Fachgebiet Geotechnik an der Universität Duisburg-Essen. An dieser Stelle möchte ich mich bei all denen bedanken, die mich bei der Erarbeitung dieser Dissertation unterstützt und über einen langen Weg zur Promotion getragen haben.

An erster Stelle gilt mein besonderer Dank meinen Betreuern Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Eugen Perau und Herrn Prof. Dr.-Ing. Dietmar Mähner für die Möglichkeit unter ihrer Leitung zu promovieren. Ich bedanke mich für die vielfältige Unterstützung in zahlreichen fachlichen Diskussionen während der Entstehungsphase dieser Arbeit und die sehr gute Zusammenarbeit während meiner Zeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Conrad Boley bedanke ich mich für das Interesse an meiner Dissertationsschrift und die Übernahme des Korreferats. Darüber hinaus möchte ich mich sehr herzlich für die Mitwirkung in der Prüfungskommission bei Frau apl. Prof. Dr.-Ing. Bettina Detmann, Frau Prof. Dr.-Ing. habil. Martina Schnellenbach-Held und Herrn Prof. Dr. phil. Dipl.-Ing. Martin Lang bedanken.

Die Arbeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der FH Münster hat mir aufgrund der sehr angenehmen und freundschaftlichen Arbeitsatmosphäre stets viel Freude bereitet. Für die jahrelange Zusammenarbeit und für den Austausch während der Promotion bin ich meinen Kollegen, Stefan Thünemann, Martin Dietz, Bernd Gesing, Jacob Lengers, Felix Basler, Matthias Schiewerling und Ingo Fenneker sehr dankbar. Darüber hinaus möchte ich mich auch bei den Mitarbeitern des Fachgebiets Geotechnik der Universität Duisburg-Essen bedanken, die mich als externen Doktoranden immer sehr freundlich und hilfreich unterstütz haben. Dabei möchte ich mich besonders bei Nils Meteling, Tobias Askamp, Solveig Buscher , Benedikt Kosmann, Antonia Dahmann, Jörg Nolzen und Claudia Johänning bedanken. Für die kritische Durchsicht und das Korrekturlesen der Doktorarbeit bin ich sowohl Bernd Gesing als auch meinem Bruder Carsten und meiner Mutter zu großem Dank verpflichtet.

Schließlich gilt mein ganz besonderer Dank vielen Freunden und besonders meinen Eltern, meinen Geschwistern und meiner Freundin Santina. Die vorliegende Arbeit wäre ohne die ausdauernde Unterstützung, das unermüdliche Vertrauen in meine Fähigkeiten und die Hilfe zur Überbrückung schwieriger Phasen nicht entstanden.

Essen, im Dezember 2020 Matthias Hausmann

Zusammenfassung

Die Dissertation befasst sich mit der Beanspruchung und der Verformung der Tunnelröhre in Längsrichtung während der Bauphase des Tunnels im Schildvortrieb vor dem Hintergrund der Ringspaltverfüllung mit flüssigem Mörtel. Da teilweise Beschädigungen an den Tübbingen festgestellt werden, die bereits früh nach Erstellung eines Rings auftreten, besteht eine technische und wirtschaftliche Motivation für ein besseres Verständnis der Beanspruchung der Tunnelröhre in der Bauphase. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, eine zusammenhängende Berechnungsmethode zur Betrachtung dieser Situation auf Basis analytischer Ansätze zu entwickeln und relevante Gesichtspunkte, die die Beanspruchung der Tunnelröhre in der Bauphase beeinflussen, zu sammeln, zu beschreiben und zu quantifizieren. In der vorliegenden Arbeit werden weitestgehend analytische Ansätze verwendet, um eine verständliche und transparente Berechnungsmethodik zu gewährleisten, anstatt allein auf hochkomplexe Modelle zurückzugreifen.

Zunächst wird die Idealisierung der Tunnelröhre als elastisch gebetteter Balken beschrieben, mit der die Schnittgrößen und Verschiebungen in Tunnellängsrichtung berechnet werden können. Es werden Ansätze erläutert, mit denen die sukzessive Erweiterung des Tunnels durch den Bau der Ringe berücksichtigt werden kann und beschrieben, welche Auswirkung dieser schrittweise Bauprozess auf die Beanspruchung der Tunnelröhre in Längsrichtung hat. Darauf aufbauend wird das Modell des elastisch gebetteten Balkens zusätzlich in einer numerischen Modellierung umgesetzt, um spezielle Ansätze wie eine nichtlineare Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von Biegemoment und Normalkraft abbilden zu können. Anschließend wird die Belastung der Röhre durch die Auftriebskraft im flüssigen Mörtel anhand eines analytischen Berechnungsmodells zur Bestimmung der zeitlichen Druckentwicklung im Ringspalt quantifiziert. Dazu werden bestehende Ansätze zur Beschreibung der Strömung eines Bingham-Fluids im Ringspalt und der Dränierung des Mörtels verwendet, die in einer Modellrechnung zusammengefügt werden. Des Weiteren wird erläutert, welche Auswirkung die Segmentierung der Tunnelröhre in einzelne Ringe auf das Verhalten der Tunnelröhre in Tunnellängsrichtung hat und wie diese Einflüsse anhand getrennter Ansätze quantifiziert werden können.

Abschließend werden das Balkenmodell sowie die Ansätze zur Auftriebskraft und Steifigkeit der Tunnelröhre in Berechnungsbeispielen angewendet. Damit soll die Verwendung der Berechnungsmethoden unter praxisrelevanten Randbedingungen dargestellt und die Ansätze auf ihre Eignung überprüft werden.

Abstract

The dissertation deals with the loading and deformation of the tunnel tube in longitudinal direction during the construction phase of the tunnel in shield driving in the context of annular gap filling with liquid mortar. Since in some cases damage to the lining segments is detected which occurs early after a ring has been constructed, there is a technical and economic motivation for a better understanding of the internal stresses in the tunnel during the construction phase. The aim of the present work is to develop a coherent calculation method to consider this situation on the basis of analytical approaches and to collect, describe and quantify relevant aspects which influence the loading of the tunnel during the construction phase. In the present work, analytical approaches are used for the most part to ensure a comprehensible and transparent calculation method instead of relying solely on highly complex models.

First, the idealization of the tunnel tube as a beam on an elastic foundation is described, with which the internal forces and displacements in the longitudinal direction of the tunnel can be calculated in a simplified way. In this context, methods are explained with which the successive extension of the tunnel by the construction of the rings can be considered and the effects of this step-by-step construction process on the internal stresses in the tunnel tube in the longitudinal direction are described. Based on this, the model of the elastically bedded beam is also implemented in a numerical modelling in order to be able to represent more complex aspects such as a non-linear bending stiffness as a function of bending moment and normal force. Subsequently, the load of the tube by the buoyancy force in the liquid mortar is estimated separately using an analytical calculation model to determine the temporal pressure development in the annular gap. Based on this, the model of the elastically bedded beam is also implemented in a numerical modelling in order to be able to represent more complex aspects such as a non-linear bending stiffness as a function of bending moment and normal force. In the Following, the load of the tube by the buoyancy force in the liquid mortar is estimated separately using an analytical calculation model to determine the temporal pressure development in the annular gap. For this purpose, existing approaches to describe the flow of a Bingham fluid in the annular gap and the drainage of the mortar are used, which are combined in a calculation model. Furthermore, the effects of segmentation of the tunnel tube into individual rings on the behaviour of the tunnel tube in the longitudinal direction are described and discussed how these influences can be quantified using separate approaches.

Finally, the beam model as well as the approaches for the buoyancy force and stiffness of the tunnel tube are applied in a calculation example to illustrate the use of the calculation methods and to check the approaches for their suitability.

Schlagwörter

Tunnelbau, Schildvortrieb, Ringspaltverpressung, Ringspaltmörtel, Tübbingröhre, Tübingsegmente, Auftrieb, Aufschwimmen, Ringfuge, Schäden, Versätze, Tunnellängsrichtung, elastisch gebetteter Balken, Bettung, Bettungsmodul, Schnittgrößen, Biegemoment, Querkraft, Vortriebspressenkraft, Vortriebsgeschwindigkeit, Biegesteifigkeit, Schubsteifigkeit, Reibung, Lastverteilungsplatten, Bingham-Fluid, Dränierung, Verpressung, Druckverteilung, analytische Modellansätze, Berechnungsmodell, Modellbildung, Berechnungsmethode

Keywords

Tunnelling, shield tunneling, annular gap grouting, grout, segmental lining, lining segments, buoyancy, uplift, ring joint, damage, offset, longitudinal direction of tunnel, elastically bedded beam, bedding, bedding modulus, internal forces, bending moment, shear force, jacking force, advance rate, bending stiffness, shear stiffness, friction, load distribution plates, Bingham fluid, drainage, grout injection, pressure distribution, analytical approaches, modeling, calculation model, calculation method

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung 15
1.1. Problemstellung 17
1.2. Zielformulierung und Vorgehensweise 19
1.3. Gliederung 21

2. Stand der Technik und der Wissenschaft 23
2.1. Ringspaltverfüllung 24
2.2. Dränierung 29
2.3. Tübbingausbau 31
2.4. Schäden an der Tunnelröhre 39
2.5. Berechnungsmodelle 43

3. Tunnelröhre als elastisch gebetteter Balken 47
3.1. Modellbeschreibung 49
3.2. Analytische Lösung des Balkenmodells 55
3.2.1. Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens 56
3.2.2. Lösung für den semi-infiniten Balken 58
3.2.3. Lösung mit Berücksichtigung des Bauprozesses 60
3.2.4. Größe des konstanten Längsbiegemoments 66
3.3. Berechnung des vertikalen Bettungsmoduls 71
3.4. Numerische Lösung des Balkenmodells 80

4. Auftriebskraft auf den Tunnelquerschnitt 84
4.1. Modell zur Berechnung der Druckverteilung im Ringspalt 87
4.1.1. Druckverteilung im Ringspaltmörtel 91
4.1.2. Druckverteilung direkt hinter der TVM 97
4.1.3. Zeitabhängige Druckentwicklung 102
4.1.4. Druckabbau in Längsrichtung 108
4.2. Widerstandskraft gegen Aufschwimmen 110
4.3. Ansatz der Auftriebskraft und der Bettung im Balkenmodell 113

5. Steifigkeiten der Tunnelröhre als Balken 116
5.1. Biegesteifigkeit bei Anordnung von Lastplatten 117
5.2. Biegesteifigkeit bei Unebenheiten in der Ringfugenebene 128
5.3. Biegesteifigkeit bei aufklaffender Fuge 131
5.3.1. Analytischer Ansatz 131
5.3.2. FE-Modell 139
5.3.3. Berücksichtigung der Verschraubung 142
5.4. Schubsteifigkeit 145
5.4.1. Schubsteifigkeit mit Berücksichtigung der Lastplatten 147
5.4.2. Schubsteifigkeit bei Überschreitung der Reibungskopplung 149

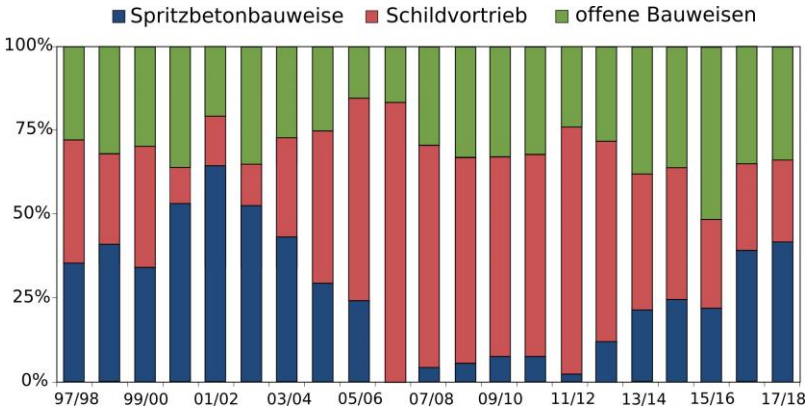
6. Berechnungsbeispiele 155
6.1. Balkenmodell am Beispiel Groene Hart Tunnel 156
6.1.1. Eingangsparameter 156
6.1.2. Ergebnisse und Diskussion 159
6.1.3. Lagerung der Tunnelröhre an der TVM 163
6.2. Auftriebskraft am Beispiel Sophia-Tunnel 168
6.2.1. Druckverteilung hinter der TVM 170
6.2.2. Zeitabhängige Berechnung 171
6.2.3. Ergebnisse und Diskussion 175
6.3. Parametervariationen 182
6.3.1. Auftriebskraft und Widerstandskraft am Sophia-Tunnel 182
6.3.2. Einfluss der Auftriebskraft im Balkenmodell 189
6.3.3. Einfluss der Biegesteifigkeit im Balkenmodell 194
6.3.4. Einfluss der Schubsteifigkeit im Balkenmodell 202
6.3.5. Erkenntnisse der Parametervariation 206

7. Zusammenfassung, Diskussion und Ausblick 208
7.1. Zusammenfassung 208
7.2. Diskussion 209
7.3. Ausblick 211

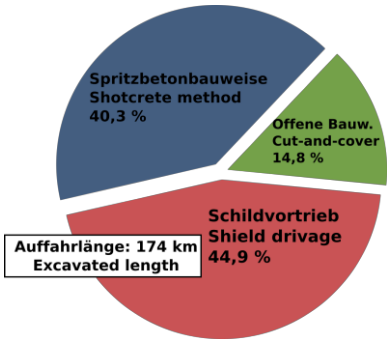
8. Verzeichnisse 213
8.1. Lateinische Buchstaben 213
8.2. Griechische Buchstaben 214
8.3. Literaturverzeichnis 215

1. Einleitung

„Der Verkehrssektor bleibt mit einem Anteil von 18,4 Prozent drittgrößter Verursacher von Treibhausgasemissionen in Deutschland“ (Bundeministerium für Umwelt (BMU) [1]). Dieser große Anteil des Verkehrssektors an den Treibhausgasemissionen macht deutlich, dass der Klimawandel in Deutschland nicht ohne eine ökologische Verkehrswende zu bewältigen ist. Trotz einer Steigerung der Effizienz bei den Fahrzeugantrieben sind die Emissionen innerhalb der letzten Jahre nicht gesunken. Grund dafür sind die anhaltend hohen Emissionen privater PKW (BMU [1]) sowie der stetig steigende Personen- und Güterverkehr. Die Bahn rechnet damit bis 2030 mit 260 Millionen Fahrten jährlich doppelt so viele Passagiere zu befördern wie heute und strebt eine Zunahme des Güterverkehrs um 70 % an (Deutsche Bahn [2]). Um die Verkehrswende zur bewältigen, wird daher gefordert die großen Bahnknotenpunkte rund um Großstädte auszubauen und wichtige Trassen zu erweitern (Süddeutsche Zeitung [3]). Des Weiteren muss die Reduktion des Individualverkehrs mit PKW durch den Ausbau von öffentlichem Nahverkehr vorangetrieben werden. Doch „[...] nur wenn die Infrastruktur in den Ballungsräumen und in den ländlichen Regionen ausgebaut, saniert und modernisiert werde, gelingt der Umstieg auf diese Verkehrsmittel.“ (Tagesschau [4]). Insbesondere bei dem Neu- und Ausbau städtischer Verkehrsinfrastruktur ist der Tunnelbau eine nachhaltige Möglichkeit urbane Räume effizient zu nutzen und möglichst viel oberirdische Fläche zu erhalten. Dabei findet vermehrt der maschinelle Tunnelbau Anwendung, da dabei nur geringe Setzungen an der Geländeoberfläche auftreten und infolge die bestehende Bausubstanz geschützt und die Bevölkerung nur geringfügig beeinträchtig wird (Maidl [5]). Die zunehmende Bedeutung des maschinellen Tunnelbaus zeigt sich beispielsweise im Anteil der in Deutschland mit Schildmaschinen aufgefahrenen Tunnel für U-, Stadt- und S-Bahnen (Schäfer [6], s. Abbildung 1.1, links). In den Jahren 2005 bis 2012 wurden jeweils etwa zwei Drittel aller innerstädtischen ÖPNV-Tunnel im maschinellen Tunnelbau aufgefahren. Derzeit besteht zudem allein in den Großräumen München, Hamburg und Leipzig zusammen ein Planungsvolumen von 47 km Tunnelstrecke [6]. Zusätzlich hat aufgrund des Projekts Stuttgart 21 der Anteil der mit Schildmaschinen aufgefahrenen Tunnelkilometer im Fernbahnbereich stark zugenommen, so dass von den 174 km Tunnelstrecke, die sich zum Jahreswechsel 2017/18 im Bau befanden, 44,9 % im Schildvortrieb erstellt wurden (s. Abbildung 1.1, rechts).



a) Tunnel für U-, Stadt- und S-Bahnen



b) gesamter Verkehrstunnelbau (laufenden Bauverfahren 2017/2018)

Abbildung 1.1: Anteile der Bauweisen im Verkehrstunnelbau bezogen auf die Auffahrlänge der Tunnel [6]

Beim maschinellen Tunnelbau wird der Boden mittels eines kreisförmigen Schneidrads gelöst und innerhalb der Tunnelvortriebsmaschine (TVM) in den rückwärtigen Bereich und bis zur Geländeoberfläche transportiert. Hinter dem Schneidrad erfolgt im Schutze des Schildmantels der Tunnelausbau mit Stahlbetonfertigteilen (sogenannte Tübbinge) als endgültige Sicherung gegenüber der anfallenden Erddruck- und Grundwasserbelastung. Der maschinelle Tunnelbau mit Schildvortrieb gilt allgemein als sichere und zuverlässige Vortriebsmethode, dennoch werden teilweise während des Bauprozesses gravierende Probleme wie Wassereinbrüche, Schäden an der Tunnelauskleidung und übermäßige Verformungen festgestellt (Blom [7], de Waal [8], Sugimoto [9]). Da Beschädigungen zu Projektverzögerungen und Kostensteigerungen führen können, ist in jedem Tunnelbauprojekt sicherzustellen, dass das Bauwerk nicht durch übermäßige und ungeplante Beanspruchungen beschädigt wird.

Um einen sicheren und wirtschaftlichen Tunnelbau zu gewährleisten, sind eine sorgfältige Planung und eine geeignete Entscheidungsfindung auf Grundlage von Voranalysen erforderlich. Der Entwurf eines Tunnels ist eine komplexe und anspruchsvolle Aufgabe, da dabei im maschinellen Tunnelbau modellhaft eine sehr vielschichtige Situation abgebildet werden muss. Es sind der kontinuierliche Abbau und die Stützung des Bodens an der Ortsbrust, der schrittweise Vortrieb der Schildmaschine und Einbau des Tunnelausbaus, die vortriebsbegleitende Ringspaltverpressung sowie die vielfältigen Wechselwirkungen zwischen Schildmaschine, Boden, Vortriebspressen, Tunnelausbau, Nachläufer und Ringspaltverpressung zu berücksichtigen. In den letzten Jahren wurden daher zunehmend komplexe numerische Berechnungsmodelle entwickelt, die den Versuch unternehmen möglichst viele technische Details des Tunnelvortriebs in ein einzelnes dreidimensionales FE-Modell zu integrieren (s. z.B.

Kasper [10], Möller [11], Nagel [12], Zhao et al. [13], Ninic [14], Meschke [15], Do et al. [16], Marwan [17]).

In Anbetracht der stetig zunehmenden Komplexität dieser FE-Modellen ist zu beachten, dass darüber hinaus auch analytische Modelle als eine wichtige Komponente bei dem Entwurf eines Tunnels nicht vernachlässigt werden sollten. Laut Blom [7] haben analytische Modelle im Gegensatz zu komplexen Finite-Element-Modellen „[...] den Vorteil relativ verständlich, transparent und einfach anwendbar zu sein“, so dass unter anderem die Abhängigkeit der Ergebnisse von den Eingangsparametern für den Anwender deutlich verständlicher ist. Dies bedeutet, dass Zusammenhänge besser identifizierbar sind und darüber hinaus meist direkt anhand von Gleichungen erklärt werden können. Analytische Modelle besitzen den weiteren Vorteil, dass sie wenig rechenintensiv sind und daher schnelle Ergebnisse bei der Analyse des Tunnelausbaus liefern können (vgl. Liang et al. [18]). Ein Nachteil besteht darin, dass die gleichzeitige Interaktion zahlreicher verschiedener Komponenten in analytischen Modellen möglicherweise nicht vollständig oder nur unzureichend abgebildet wird. Behnen et al. [19] weisen dennoch darauf hin, dass möglichst eine Strategie angewandt werden sollte, die auf der Erfahrung der Ingenieure und Ingenieurinnen und verständlichen analytischen Modellen basiert, statt sich allein auf hochkomplexe Modelle zu verlassen. In dieser Arbeit wird eine analytische Herangehensweise gewählt, um die Beanspruchung der Tunnelröhre während der Bauphase speziell in Bezug auf die sogenannte Ringspaltverpressung zu untersuchen. Die Auswirkungen der Ringspaltverfüllung und die daraus abgeleiteten Fragestellungen dieser Arbeit werden im Folgenden erläutert.

1.1. Problemstellung

Zwischen der Außenkante des Tunnelbauwerks (Tübbinge) und dem Boden entsteht beim maschinellen Tunnelbau ein schmaler Ringspalt, der im Zuge des Vortriebs mit einem geeigneten Material, z.B. Mörtel, verpresst werden muss. Mit dieser Ringspaltverpressung geht unmittelbar nach Ausfahren eines Rings aus der TVM eine äußerst geringe Bettung sowie eine Auftriebsbelastung der Röhre einher, da der Tunnel zunächst von flüssigem Mörtel umgeben ist. Erst mit der Erhärtung des Mörtels durch hydraulische Verfestigung oder durch Abgabe des Anmachwassers besteht eine kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Boden und der Tunnelröhre. Da dieser Zustand unter Umständen erst in gewissem Abstand zur TVM erreicht werden kann, müssen die Auftriebskräfte im flüssigen Mörtel in Tunnellängsrichtung durch die Ringkette übertragen werden. Dies führt mutmaßlich zu einer Beanspruchung der Tunnelröhre in Längsrichtung durch Querkräfte und Biegemomente. Gleichzeitig ist zu beachten, dass im maschinellen Tunnelbau der Tunnel aus Tübbingsegmenten in einzelnen Ringen hergestellt wird. Diese Ringkette muss durch eine Normalkraft, die durch die Vortriebs-

pressen der TVM aufgebracht wird, in Tunnellängsrichtung verspannt werden. Abbildung 1.2 zeigt diese Situation schematisch im Tunnellängsschnitt.

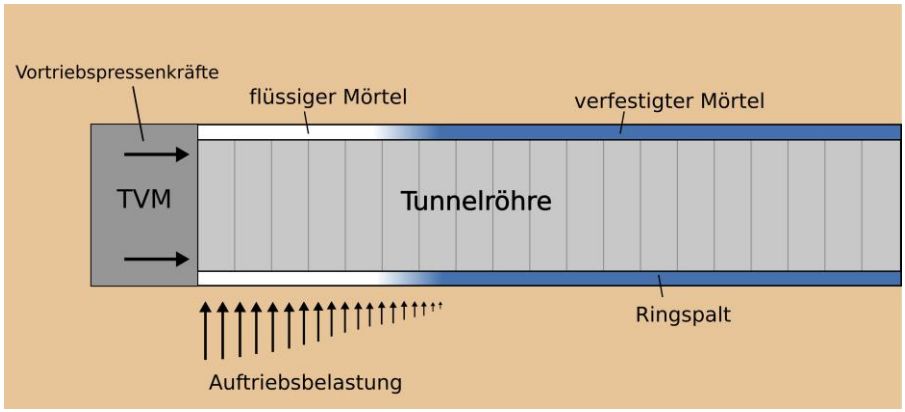


Abbildung 1.2: Auftriebskraft im Tunnellängsschnitt

In der Bauphase eines Tübbingtunnels werden teilweise Beschädigungen an den Tübbingen festgestellt, die bereits früh im Bauprozess direkt nach Erstellung der Röhre auftreten. Dabei wird der Ringspaltverpressung eine besondere Bedeutung zugeschrieben, da die wesentlichen Schäden meist in dem Teil der Röhre beobachtet werden, der mutmaßlich noch von flüssigem Mörtel umgeben ist (vgl. Edelhoff und Berner [20]). Das Aufschwimmen der Ringe im Mörtel kann bei ungleichmäßigen Verformungen insbesondere zu Rissen in den Segmenten, zu Abscherungen an den Kopplungskonstruktionen in den Ringfugen des Ausbaus und zur Beeinträchtigung der Funktionalität von Dichtprofilen führen (Blom [7], Edelhoff und Berner [20], Babendererde und Hahn [21], Fischer et al. [22]. Um die Gebrauchstauglichkeit des Tunnels zu erhalten, sind in diesem Fall zeitaufwendige und teure Instandsetzungsmaßnahmen am Tunnelbauwerk erforderlich. Aufgrund des mutmaßlichen Zusammenhangs mit der Ringspaltverpressung betonen beispielsweise Edelhoff und Berner daher, dass die Ringspaltmörtelrezeptur auf die Eigenschaften des Bodens und auf die Vortriebsgeschwindigkeit abgestimmt werden muss.

Es finden sich darüber hinaus keine eindeutigen, quantitativen Beschreibungen der Interaktion des Tunnelausbaus mit der Ringspaltverpressung und das Verhalten der Tunnelröhre als Ringkette, so dass unklar ist, wie die Schäden am Tunnelausbau mit der beschriebenen Lastsituation in Zusammenhang gebracht werden können. Es stellt sich die Frage, wie groß die Schnittgrößen (Querkräfte und Biegemomente) in der Bauphase in der Tunnelröhre werden und ob die Stabilität der Ringkette dabei in Abhängigkeit von der Ringspaltverpressung in jedem Fall gewährleistet bleibt. Die Ringkette wird während der Bauphase durch die Kräfte der Vortriebspressen in Längsrichtung zusammengedrückt. In den Ringfugen entstehen dabei Reibungskräfte, die verhindern, dass sich die einzelnen Tunnelringe gegenseitig verschieben. Hieraus folgt die Fragestellung, wie groß diese Normalkraft in Tunnellängsrichtung sein

muss, um die Tunnelröhre auch unter der Belastung der Auftriebskraft ausreichend zusammenzudrücken und welche Effekte mit einer zu geringen Normalkraft möglicherweise einhergehen. Ein wichtiger Aspekt ist unter diesem Gesichtspunkt zudem die dauerhafte Kompression der Dichtbänder, um die Wasserdichtigkeit des Tunnels sicherzustellen. Führt die Belastung der Röhre im Bereich des flüssigen Mörtels gegebenenfalls zu einem Aufklaffen oder zu einem Versatz der Ringfugen des Tunnelausbaus? Ebenfalls fraglich ist, wie die Aspekte der Ringspaltverpressung, der Bodeneigenschaften und der Vortriebsgeschwindigkeit ineinandergreifen und wie sie aufeinander abgestimmt werden sollten. Insbesondere unter baubetrieblichen und wirtschaftlichen Aspekten stellt sich die Frage, ob im Kontext der hier beschriebenen Problemstellung eine maximale Vortriebsgeschwindigkeit begründet abgeleitet werden kann und wie sich eine zu große Vortriebsgeschwindigkeit im Verhalten der Tunnelröhre bemerkbar machen würde. Im Rahmen dieser Arbeit wird zusammenfassend der Fragestellung nachgegangen, wie groß die Beanspruchung der Tunnelröhre in der Bauphase in Tunnellängsrichtung ist, wie sich die Ringspaltverpressung auf diese Beanspruchung auswirkt und wie diese Gesichtspunkte analytisch untersucht werden können.

1.2. Zielformulierung und Vorgehensweise

Diese Arbeit hat das Ziel, die Auswirkung der Ringspaltverpressung auf das Verhalten der Tunnelröhre in Längsrichtung zu untersuchen. Darüber hinaus sollen Zusammenhänge zwischen der Beanspruchung der Tunnelröhre und den baubetrieblichen sowie materialtechnologischen Aspekten der Ringspaltverfüllung aufgezeigt werden. Konkret resultieren daraus folgende Zielformulierungen:

a) Zusammenstellung und Beschreibung der Aspekte, die einen Einfluss auf die Auftriebssituation während des Bauprozesses sowie auf das Verhalten der Tunnelauskleidung haben.

b) Erarbeitung einer durchgängig formulierten Berechnungsmethode, mit der die Verformung und die Beanspruchung der Tunnelröhre in Längsrichtung im Bauprozess abgebildet werden kann, wobei speziell die Auswirkung der Verfüllung des Ringspalts mit flüssigem Mörtel berücksichtigt werden soll.

c) Quantifizierung der Auswirkungen der Ringspaltverpressung auf die Beanspruchung des Tunnelausbaus in Längsrichtung in Bezug zu praxisrelevanten Aspekten wie der Mörtelrezeptur, den Bodeneigenschaften und der Vortriebsgeschwindigkeit anhand eines Berechnungsbeispiels und darauf aufbauende Diskussion, inwieweit der Ansatz hilfreich als Berechnungswerkzeug sein kann und was mit dem Ansatz gegebenenfalls nicht abgebildet werden kann.

d) Überprüfung, ob mit der entwickelten Berechnungsmethode entsprechende Schädigungen des Tunnelausbaus beobachtet werden können. Um diese Zielstellung zu umreißen, werden an dieser Stelle zudem die folgenden Leitfragen formuliert, welche mit dem entwickelten Modell, wenn möglich, beantwortet werden können und im Verlauf der Arbeit wiederaufgenommen werden:

- Wie trägt die Tunnelröhre die Belastung aus Ringspaltverfüllung in Längsrichtung ab?
- Welche Schnittgrößen (Biegemoment und Querkraft) entstehen in Längsrichtung in der Tunnelröhre?
- Welchen Einfluss hat die Ringspaltverfüllung auf die Verformung der Tunnelröhre?
- Werden die Kopplungskonstruktionen und die gegebenenfalls vorhandenen Schrauben bzw. Dübel in der Ringfuge belastet?
- Welche Verformungen entstehen zwischen den Tunnelringen?
- Unter welchen Randbedingungen treten kritische Versätze und Fugenöffnungen zwischen den Ringen auf, die die Wasserdichtigkeit des Tunnels gefährden?

In dieser Arbeit wird in Abgrenzung zu komplexen Simulationsmodellen, die den gesamten Tunnelbauprozess mittels eines komplexen FE-Modells abbilden, die Untersuchung der aufgezeigten Problemstellung gezielt anhand analytischer Modelle erarbeitet. Des Weiteren wird bei der Aufstellung der Berechnungsmethode ein modularer Ansatz verfolgt, d.h. es werden schrittweise Lösungen für verschiedene Fragestellungen erarbeitet und zunächst jeweils unabhängig voneinander untersucht. Zuletzt werden die einzelnen Aspekte in das übergeordnete Modell implementiert und dort deren Auswirkungen untersucht. Dadurch soll eine durchgängige Nachverfolgbarkeit der Auswirkungen einzelner Gesichtspunkten gewährleistet werden. Für die einzelnen Elemente des analytischen Modells soll außerdem soweit möglich auf vorhandene Ansätze zurückgegriffen werden, um die Kompatibilität zur bisherigen Forschung zu erhalten. Insgesamt besteht der Anspruch dieser Arbeit nicht auf der Herleitung einer umfassenden Lösung, mit der jegliche technische Details und Eventualitäten einer Tunnelbaumaßnahme berücksichtigt werden können, sondern in der Erarbeitung und Zusammenstellung eines ersten durchgängigen Ansatzes für die Betrachtung der beschriebenen Problemstellung. Daher wird auf vereinfachte Grundannahmen zurückgegriffen. Es wird von einem kontinuierlichen, ungestörten Tunnelvortrieb in einem homogenen Boden ausgegangen. Das bedeutet, dass eine gerade Tunneltrasse ohne Kurvenfahrten oder Neigung angenommen wird und dass andere Bauwerke in Form von Gründungspfählen oder Kreuzungsbauwerken nicht berücksichtigt werden. Es wird des Weiteren davon ausgegangen, dass diese Aspekte keinen ent-

scheidenden Einfluss auf die hier betrachtete Problemstellung nehmen. Im Folgenden wird eine Übersicht über die vorliegenden Kapitel dieser Arbeit aufgeführt.

1.3. Gliederung

Im hier vorliegenden **Kapitel 1** wurden bisher die Problemstellung sowie die grundlegende Zielstellung dieser Arbeit dargestellt.

Kapitel 2 stellt allgemein den Stand der Technik des maschinellen Tunnelbaus dar und geht auf die für diese Arbeit relevanten Gesichtspunkte in Bezug auf die Ringspaltverfüllung und den Tübbingausbau ein. Hier sollen zudem die Schäden an der Tunnelröhre beschrieben werden, die in der Baupraxis beobachtetet werden. Außerdem wird kurz auf bestehende Berechnungsmethoden und -modelle speziell in Bezug zur Lastsituation in der Bauphase eingegangen werden.

In **Kapitel 3** wird daran anschließend zuerst die in dieser Arbeit verwendete Modellierung des Tunnels als elastisch gebetteter Balken erläutert und analytische Lösungswege für dieses Modell aufgeführt. Dabei wird insbesondere darauf eingegangen, wie der Vortriebsprozess des Tunnels berücksichtigt werden kann, um die Beanspruchung des Tunnels während der Bauphase zu berechnen. Darauf aufbauend wird in diesem Kapitel die Erstellung eines numerischen Modells auf Grundlage der Modellierung des Tunnels als elastisch gebetteter Balken im FE-Programm ANSYS erläutert, mit welchem in Ergänzung zu den analytischen Lösungen spezielle Gesichtspunkte betrachtet werden können. In einem kurzen Exkurs wird zudem auf die Bettung der Tunnelröhre im Boden und die Quantifizierung des entsprechenden Bettungsmoduls der elastischen Federbettung im Balkenmodell eingegangen.

Zur Anwendung des Balkenmodells muss die Belastung und die Bettung des Tunnels, in dem Bereich in dem der Mörtel noch flüssig ist, quantifiziert werden. In **Kapitel 4** wird separat eine Modellrechnung erläutert, mit dem diese Aspekte in Abhängigkeit von den Mörteleigenschaften, der Steuerung der Verpressung sowie den Eigenschaften des Bodens beschrieben werden können. Dazu werden Ansätze zur mathematischen Beschreibung der Druckausbreitung im Ringspalt und zur Dränierung zusammengefasst und darauf aufbauend ein Modell zur Berechnung der Druckentwicklung im Ringspalt erstellt. Mit diesem Modell wird die Auftriebskraft auf den Tunnelquerschnitt in Abhängigkeit von der Distanz zur TVM berechnet. Im Kontext dieser Modellrechnung wird außerdem auf die Reaktionskraft des erhärtenden Mörtels gegenüber einer Hebung des Tunnelquerschnitts eingegangen, um zu ermitteln, ab welchem Zeitpunkt der Tunnel durch den erhärtenden Mörtel gebettet ist.

Eine wesentliche Eingangsgröße bei der Berechnung des Tunnels mit Hilfe des Balkenmodells ist die Steifigkeit der Tübbingringkette in Tunnellängsrichtung. Da die Steifigkeit einer in einzelne Ringe segmentierten Tunnelröhre geringer als die Steifigkeit des Querschnitts ei-

nes Tübbingrings sein kann, muss quantifiziert werden wie groß die Biege- und Schubsteifigkeit des Tunnels in Längsrichtung ist. In **Kapitel 5** werden dazu analytische Ansätze vorgestellt, mit denen die Größen der Biegesteifigkeit und der Schubsteifigkeit einer Tübbingröhre in Bezug zur Ausbildung der Ringfuge ermittelt werden können. Dabei wird zum einen auf den Einfluss von weichen Lastverteilungsplatten, die meist in die Ringfugen eingelegt werden, eingegangen. Zum anderen wird untersucht welchen Einfluss die Normalkraft in Tunnellängsrichtung, die durch die Vortriebspressen hervorgerufen wird, auf die Größe der Biegesteifigkeit hat.

Zum Schluss der Arbeit werden die erarbeiteten Ansätze in **Kapitel 6** in zusammenhängenden Berechnungsbeispielen angewendet. Damit sollen die aufgestellten Ansätze auf Plausibilität geprüft und die Auswirkung verschiedener Parameter auf die Berechnungsergebnisse sowie die oben formulierten Fragen betrachtet werden. Des Weiteren ist zu zeigen, welche Aspekte gegebenenfalls nicht abgebildet werden können. Die Berechnungsbeispiele stützen sich dabei auf Beispiele aus der Baupraxis, um die Untersuchungsfragen möglichst in Bezug auf praxisübliche Randbedingungen zu untersuchen. Im Idealfall würde hierzu ein Tunnelbauprojekt zur Verfügung stehen, bei dem zu allen in dieser Arbeit aufgegriffenen Aspekten entsprechende veröffentlichte Informationen bzw. Messwerte existieren. Da ein solches Projekt derzeit nicht vorliegt und vermutlich nicht existiert, werden punktuell Beispiele ausgewählt, um in unterschiedlichen Teilmodellen die Ergebnisse einer praxisnahen Anwendung der Berechnungsmethoden im Vergleich mit Messwerten zu zeigen. Aufbauend auf diese Praxisbeispiele wird in Form einer Parametervariation zuletzt der Einfluss einzelner Gesichtspunkte auf die Berechnungsergebnisse beleuchtet.

Die Arbeit schließt in **Kapitel 7** mit einer Zusammenfassung und einer Diskussion der erarbeiteten Modelle und gibt einen Ausblick auf mögliche Fragestellungen sowie weiteren Forschungsbedarf, der sich aus der vorliegenden Arbeit ergibt.

2. Stand der Technik und der Wissenschaft

In diesem Kapitel werden zunächst die zur Bearbeitung des Problems relevanten technischen Grundlagen des maschinellen Tunnelbaus im Schildvortrieb mit besonderem Bezug auf die Ringspaltverpressung und den Tunnelausbau mit Tübbingen erläutert. Dadurch soll eine allgemeine Übersicht über die wichtigsten Gesichtspunkte gegeben werden, die im Folgenden im Rahmen der analytischen Modelle aufgegriffen werden. Dabei wird zudem auf bisherige Forschung im Bereich des Ringspaltmörtels sowie auf Beschreibung der Schädigungen am Tübbingausbau und auch auf den Stand der Wissenschaft in Bezug auf die Berechnungsmethoden und -modelle zur Berechnung der Tunnelröhre in Längsrichtung eingegangen.

Das Grundprinzip des maschinellen Tunnelbaus im Schildvortrieb liegt in der Stützung des Gebirges durch einen zylindrischen Stahlmantel und die Erstellung der Tunnelschale im Schutze dieses sogenannten Schildes (s. Abbildung 2.1). Die gesamte Vortriebsmaschine stützt sich dabei rückwärtig an dem bereits erstellten Tunnelausbau ab und schiebt sich mittels Vortriebspressen in Vortriebsrichtung nach vorne. Der Boden wird an der Ortsbrust durch ein mit Abbauwerkzeugen bestücktes, rotierendes Schneidrad kontinuierlich gelöst und abgebaut. Während der Boden in radialer Richtung durch den Schildmantel gestützt wird, sind in nicht ausreichend standfestem Boden zusätzliche Maßnahmen zur Stützung der Ortsbrust erforderlich. Bei Tunnelvortriebsmaschinen mit geschlossenem Schild erfolgt die Stützung der Ortsbrust in der Regel über eine druckbeaufschlagte Bentonitsuspension (Hydro- bzw. Mixschild) oder über einen konditionierten Erdbrei aus abgebauten Bodenmaterial (EPB-Schild).

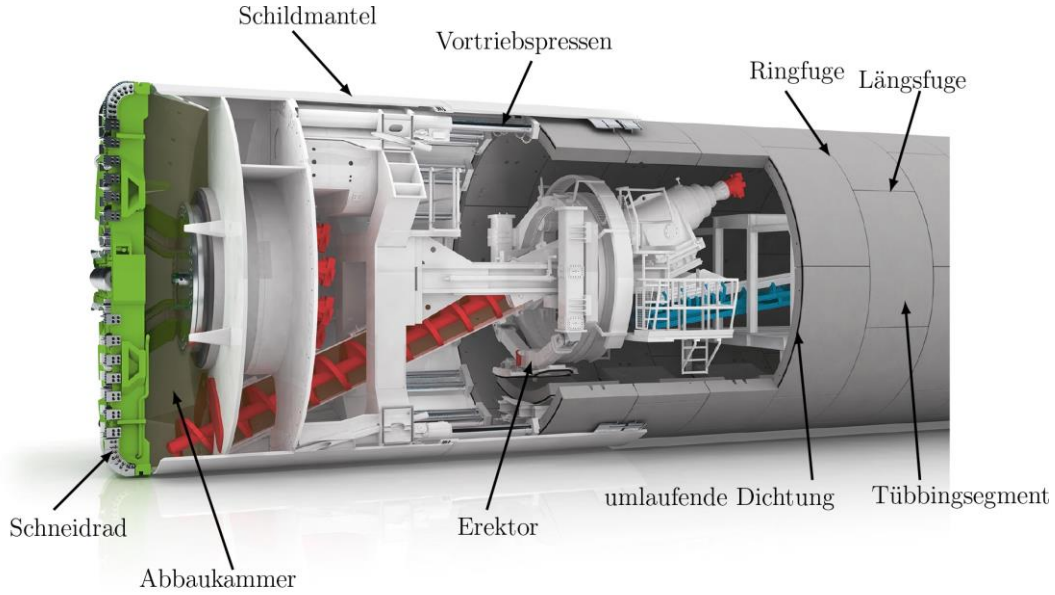


Abbildung 2.1: Prinzipskizze zum maschinellen Tunnelbau (Herrenknecht AG)

Die Vorteile des Tunnelbaus im Schildvortrieb liegen in der weitgehenden Mechanisierung und entsprechend hohen Vortriebsleistungen sowie in einer großen Sicherheit für das Personal. Aufgrund einer großen Profilgenauigkeit ergibt sich insbesondere in innerstädtischen Bereichen auch bei geringen Überdeckungshöhen eine relativ geringe Beeinflussung der Bebauung. Des Weiteren kann in der Regel der natürliche Grundwasserspiegel dauerhaft erhalten werden. Als Nachteile sind die sehr hohen Investitionskosten sowie lange Vorlauf- und Einarbeitungszeiten zu nennen, wodurch das Verfahren in der Regel nur bei größeren Tunnellängen wirtschaftlich sinnvoll einsetzbar ist (Maidl [5]).

2.1. Ringspaltverfüllung

Beim Schildvortrieb entsteht aufgrund konstruktiver Details der Schildmaschine ein ringförmiger Hohlraum von ca. 12 bis 18 cm Höhe zwischen der Ausbruchslaibung und dem endgültigen Tunnelausbau in Form der Tübbinge (s. Abbildung 2.2).

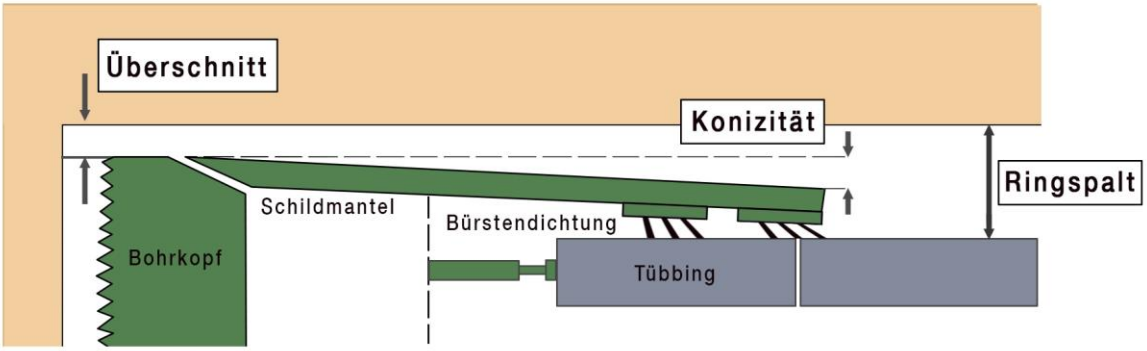


Abbildung 2.2: Längsschnitt durch die TVM und den Ringspalt (abgeändert nach [23])

Die maßgebende Größe des Ringspalts ergibt sich aus den folgenden konstruktionsbedingten und baubetrieblichen Ursachen (Maidl [5]). Die hauptsächlichen Ursachen für den Ringspalt sind wie in Abbildung 2.2 gezeigt die Konstruktionshöhe der Schildschwanzdichtung, die Dicke des Schildschwanzbleches sowie Konizität des Schildmantels. Das zylindrische Schild einer Vortriebsmaschine wird konisch ausgeführt, wobei der Durchmesser am Schneidrad größer als am Schildschwanz ist, so dass ein Steuerspalt entsteht, der ein Festfahren der Schildmaschine verhindert. Zuletzt trägt auch ein planmäßiger Überschnitt des Schneidrads gegenüber dem Schilddurchmesser zur Entstehung des Ringspalts bei. Der Überschnitt erleichtert zum einen die Kurvenfahrten beim Vortrieb und vermindert infolge der geringeren Mantelreibung zum anderen die erforderliche Vortriebspressenkraft, wodurch der Tübbingausbau entsprechend geschont wird.

Um den entstehenden Bodenverlust auszugleichen, um Setzungen an der Geländeoberfläche zu vermeiden und um die Lagesicherung der Tübbingringe sicherzustellen, muss der Ring-

spalt im Zuge des Vortriebs mit einem Verfüllmaterial verpresst werden. Das Ziel der Verpressung ist die vollständige Verfüllung des Ringspalts zur sicheren Bettung der Tübbingschale sowie die Erhaltung des primären Spannungszustands. Zur Vermeidung von Setzungen im Baugrund muss der Verpressdruck an den Primärspannungszustand angepasst werden und sollte den anstehenden Erd- und Wasserdruck mindestens entsprechen oder diesen übersteigen. Des Weiteren führt die Ringspaltverpressung dazu, dass nach Ausfahren aus der TVM umgehend Normalkräfte in Ringrichtung entstehen, so dass die Dichtbänder in den Längsfugen des Ausbaus komprimiert werden.

Verpressmaterialien

Als Verpressmaterial zur Verfüllung des Ringspalts kommen zementhaltige, zementfreie oder zweikomponentige Ringspaltmörtel mit Beschleuniger zum Einsatz. Ein-Komponenten-Mörtel lassen sich nach Thewes und Budach [24] entsprechend ihres Zementgehaltes in aktive, bedingt-aktive und inerte Mörtel einteilen. In der Regel werden Korngemische mit einem Größtkorn von bis zu 8 mm sowie hohe Anteile von Füllern wie Flugasche oder Gesteinsmehl verwendet. Für den Mischungsentwurf bestehen dabei keine allgemeingültigen Regeln oder Richtlinien, so dass die Anteile der einzelnen Komponenten der Mischungen unterschiedlicher Projekte eine relativ große Streubreite aufweisen [25].

Die wesentlichen Ansprüche an das Material zur Verfüllung des Ringspalts sind die zunächst widersprüchlichen Forderungen nach einer möglichst langen Verarbeitbarkeit sowie einer möglichst schnellen Festigkeitsentwicklung sobald das Material in den Ringspalt gepresst wurde. Die Verfestigung des Materials erfolgt physikalisch durch das Auspressen von freiem Wasser aus dem Mörtel in den Baugrund und hydraulisch durch die Ausbildung von Zementstrukturen. Allgemeine Anforderungen an die Eigenschaften von Ringspaltverfüllmaterial finden sich bei Thewes und Budach [24]. Shirlaw et al. [26] geben eine Übersicht über verschiedene in der Praxis angewandte Mörtelmischungen. Abhandlungen über die Eigenschaften von Ringspaltmörtel sowie deren Steuerung finden sich bei Thienert [27], Youn [28] und Hausmann et al. [29].

Zunächst muss das Material zur Förderung durch Lisenen eine ausreichend große und ausreichend langanhaltende Verarbeitbarkeit und Pumpbarkeit aufweisen. Die Festigkeitsentwicklung sollte so eingestellt werden, dass die Verpressung auch nach längeren ungeplanten Vortriebsunterbrechungen wiederaufgenommen werden kann. Mögliche Beurteilungsgrundlage bezüglich der Verarbeitbarkeit sowie der zeitlichen Entwicklung der Verarbeitbarkeit können das Fließ- und Ausbreitmaß sein. Bei der Einstellung der Verarbeitbarkeitszeit des Mörtels sind die Transport- und etwaige Stillstandszeiten zu beachten. Die Verarbeitungsdauer sollte ca. 8 bis 10 Stunden betragen [30].

Die Beschreibung der Pumpeigenschaften von Ringspaltmörtel kann, analog zur Pumpförderung von Betonen, mit Hilfe der Betrachtung des Frischmörtels als Bingham-Fluid erfolgen [31–34]. Das Material wird dabei mittels der Parameter Scherfestigkeit und Viskosität beschrieben. Als maßgebender Parameter für die Pumpbarkeit des Mörtels ist zudem eine ausreichend große Sättigung des Materials mit Anmachwasser bzw. ein ausreichend großer Zementleimanteil zu nennen. Dies sorgt dafür, dass die Rohrleitungswandungen mit Zementpaste geschmiert werden, der Pumpwiderstand gering bleibt und Stopfer vermieden werden. Thienert [27] hat dazu ausführliche Versuche mit zementfreiem Ringspaltmörtel an einer Pumpstrecke von 23 m Länge durchgeführt. Als geeignete Indexwerte zur Bewertung der Pumpbarkeit bzw. der Wiederanpumpbarkeit werden der Leimanteil des Mörtels, das Setzfließmaß/Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3 sowie die Flügelscherfestigkeit genannt. Auf Grundlage der Kenntnisse zur Pumpbarkeit und dem Strömungsverhalten von Mörtel und Beton erfolgt in der vorliegenden Arbeit die Beschreibung der Druckausbreitung im Ringspalt (s. Kapitel 4).

Bei zementhaltigen Ringspaltmörteln besteht bei ungeplant langen Vortriebsunterbrechungen die Gefahr des Verstopfens von Verpressleitungen aufgrund der Erhärtung des Mörtels. Daher sind bei der Verwendung von zementhaltigem Ein-Komponenten-Mörtel nach jedem Vepressvorgang umfangreiche Spülmaßnahmen vorzusehen, so dass die Betriebsfähigkeit der Mörtelleitungen erhalten bleibt. Um die Stopferbildung durch einsetzende Zementhydratation zu vermeiden, können auch zementfreie Verpressmörtel, also inerte Systeme, verwendet werden. Bei diesen Mörteln wird der Zement durch gering aktive Stoffe wie Quarzmehl, Kalksteinmehl oder Flugasche ersetzt, wodurch ein Erhärten des Mörtels in den Verpressleitungen weitestgehend ausgeschlossen wird. Die erforderliche Festigkeit erreicht zementfreies Material durch die Abgabe von Anmachwasser durch Dränierung in ausreichend durchlässigem Baugrund (s. Abschnitt 2.2), so dass letztendlich bodenähnliche Eigenschaften in Bezug auf Festigkeit und Steifigkeit erzielt werden. An dieser Stelle sei auf die Dissertation von Thienert [27] verwiesen, die eine ausführliche Abhandlung zum Thema zementfreier Ein-Komponenten-Mörtel bietet.

Nachdem das Material in den Ringspalt gepresst wurde, ist anschließend eine rasche Verfestigung unter Ausbildung einer ausreichend großen Steifigkeit sowie Scherfestigkeit zu erzielen, um den kraftschlüssigen Verbund zwischen Tunnelröhre und Baugrund herzustellen. Die quantitativen Anforderungen an Ringspaltmörtel beziehen sich auf die Scherfestigkeit und Steifigkeit des Materials. Meist wird im erhärteten Zustand ein bodenähnliches Material verlangt, um sicherzustellen, dass die Röhre gut gebettet ist. Eine Anforderung an die Scherfestigkeit des Materials zur Vermeidung des Auftriebs eines einzelnen Rings kann nach [24, 35] entsprechend der unten aufgeführten Gleichung (2.1) gestellt werden. Dabei ist τ_F die erfor-

derliche Scherfestigkeit des Mörtels zur Verhinderung des Aufschwimmens des Tunnels, ρ_t die mittlere Dichte des Tunnelsquerschnitts, ρ_g die Dichte des Mörtels, g die Erdbeschleunigung und r ist die Ringspalthöhe. Die Messung der Scherfestigkeit kann beispielsweise mit einem Flügelscherversuch ermittelt werden. Exemplarische Erhärtungsverläufe der Scherfestigkeit finden sich bei Thewes und Budach [24], Thienert [27] und Hausmann et al. [29]. Die Herleitung dieser Betrachtung wird in Kapitel 4 erläutert und diskutiert.

$$\tau_F > \frac{\pi}{4} \cdot r \cdot (\rho_g - \rho_t) \cdot g \tag{2.1}$$

Die Steifigkeit des Ringspaltmörtels sollte nach der Erhärtung möglichst der Steifigkeit des anstehenden Baugrunds entsprechen, s. Thewes und Budach [24]. Eine quantitative Bewertung der Auswirkungen einer weichen Ringspaltmörtelschicht auf die Schnittgrößen im Tunnelring bei Bemessung der Tunnelschale mit Hilfe eines Stabwerkmodells kann durch die Anpassung des Bettungsansatzes erfolgen [19, 36, 37]. Aufgrund der geringen Dicke des Ringspalts hat der Ringspaltmörtel dabei nur eine untergeordneten Einfluss auf die Bettung und auch ein relativ weicher Ringspaltmörtel führt nicht zu einem signifikant geringeren radialen Bettungsmodul, s. Thienert und Pulsfort [36].

Um den Problematiken bei Vortriebsunterbrechungen beim Schildvortrieb in Bezug auf den erhärtenden Ringspaltmörtel Rechnung zu tragen, wurde erstmals in Japan ein Zwei-Komponenten-Verpressmaterial entwickelt [27]. In Europa fand die erste Anwendung beim Botlek-Tunnel in den Niederlanden statt [38]. Zwei-Komponenten-Ringspaltmörtel bestehen zum einem aus einer sehr fließfähig eingestellten Komponente A, die sich aus Zement und Wasser, einem Stabilisator und einem Abbindeverzögerer zusammensetzt [39]. Die Komponente A des Zwei-Komponenten-Mörtels ist durch die Wirkung des Verzögerers über einen deutlich längeren Zeitraum verarbeitbar und pumpbar als entsprechende Ein-Komponenten-Mörtel und kann daher bei Bedarf länger in den Vortriebsleitungen verbleiben ohne ungeplant zu erhärten. Bei der Verpressung des Ringspalts wird anschließend unmittelbar vor oder neben der Auspressöffnung die Mörtel-Komponente B, ein Gemisch aus Wasser und einem chemischen Erstarrungsbeschleuniger, hinzugegeben. Der vermischte Zwei-Komponenten-Mörtel geliert im Ringspalt anschließend je nach Mischungsverhältnis in wenigen Sekunden bis Minuten und kann so zur schnellen Bettung der Tunnelröhre beitragen. Zwei-Komponenten-Mörtel wurden bisher in einigen Tunnelprojekten angewendet, allerdings gibt es nur wenige umfassende Untersuchungen zum Einsatz von 2K-Mörteln.

Die Betrachtungen in dieser Arbeit beziehen sich grundlegend auf Ein-Komponenten-Ringspaltmörtel, da die später vorgestellten Ansätze zur Strömung und zu Dränierung des Mörtels im Ringspalt jeweils für Ein-Komponenten-Mörtel entwickelt wurden. Die angewandten Modelle können aber prinzipiell auf Zwei-Komponenten-Mörtel übertragen werden.

Die schnelle Verfestigung des Zwei-Komponenten-Ringspaltmörtels kann beispielsweise über die Anpassung der Erhärtungszeit des Mörtels abgebildet werden. Maßgebende Parameter in Bezug auf die Dränierungs- und Filterkucheneigenschaften werden im Rahmen der Arbeit allerdings auf der Grundlage von Ein-Komponenten-Mörteln gewählt, da keine experimentellen Untersuchungen zur Dränierung von Zwei-Komponenten-Mörteln bekannt sind.

Verpressvorgang

Der Ringspalt wird durch Verpressleitungen (sog. Lisenen) mit Mörtel verfüllt, die über den Umfang des Schildschwanzes verteilt sind. In der Regel werden, je nach Tunnelgröße, 4 bis 6 Lisenen verwendet (s. Abbildung 2.3) wobei jeder Förderleitung eine einzelne Kolbenpumpe zugeordnet ist. Schlauchpumpen oder Schneckenpumpen können aufgrund des großen Verschleißes bei der Förderung von Mörteln mit grober Gesteinskörnung nur begrenzt eingesetzt werden [24]. Der Ringspaltmörtel wird aufgrund der großen erforderlichen Mengen außerhalb des Tunnels gemischt und mittels Mörtelkübeln in den Tunnel gebracht.

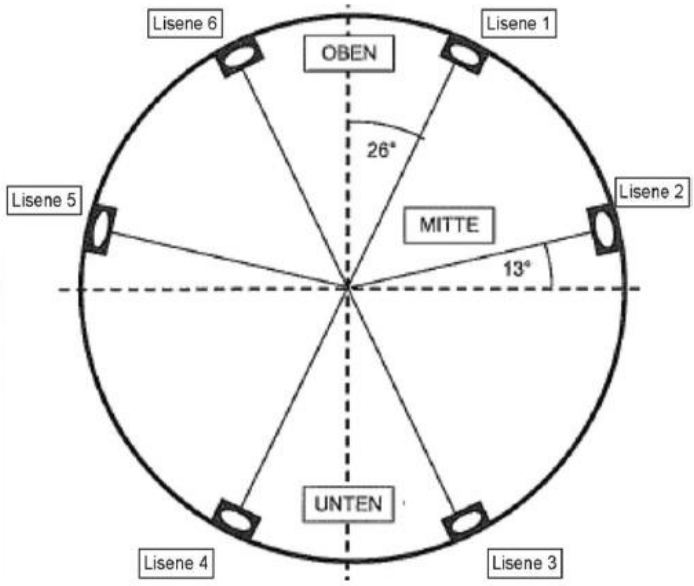


Abbildung 2.3: Verteilung der Injektionsöffnungen am City-Tunnel-Leipzig [27]

Die Steuerung des Verpressvorgangs erfolgt in der Regel volumengesteuert. Das heißt, die Förderrate der Mörtelpumpen wird an die jeweilige Vortriebsgeschwindigkeit der TVM angepasst. In den Verpresslisenen erfolgt vor dem Ringspalt eine kontinuierliche Messung des Drucks, so dass die Verpressung zusätzlich in Abhängigkeit von einer vorgegeben Druck-Ober- und Untergrenze geregelt werden kann [5, 27]. Bei der Steuerung des Verpressdrucks muss zudem ein gewisses Vorhaltemaß eingehalten werden, das den Druckverlust in den Lisenen vom Ort der Messung zum Ringspalt berücksichtigt. Die Qualitätskontrolle der Ringspaltsverpressung zur Bewertung der vollständigen Verfüllung des Ringspalts erfolgt in

der Regel durch die Überprüfung des verpressten Volumens des Mörtels. Das verwendete Mörtelvolumen wird über die Anzahl der Pumpenhübe und redundant durch Wägung des Mörtelvorratsbehälters bestimmt. Eine nachträgliche Qualitätskontrolle der Ringspaltverfüllung ist nur bedingt möglich, da zur Gewinnung von Bohrkernen die Tübbingsegmente durchbohrt werden müssten. Eine zerstörungsfreie Überprüfung des Ringspalts wurde bisher nur vereinzelt bei Tunnelbauprojekten in Shanghai und Japan mittels Georadar-Messungen und geoseismischer Verfahren durchgeführt [27].

Alternativ kann der Ringspalt auch durch Öffnungen in den Tübbingen verpresst werden. Als Nachteil dieser Variante ist zu nennen, dass die Verfüllung des Ringspalts nicht kontinuierlich im Zuge des Vortriebs erfolgen kann sondern abschnittsweise für je eine Ringbreite durchgeführt werden muss. Des Weiteren wird teils eine sekundäre Nachverpressung erforderlich, um Hohlräume aus Absetzvorgängen des primär eingebrachten Materials zu schließen (Thewes und Budach [24], Oh [40]). Die Verpressung durch Öffnungen in den Tübbingen findet in der Regel nur bei Vortrieb im Fels zur Verfüllung des Ringspalts mit Perlkies statt. Da die Verpressung durch Lisenen im Schildschwanz den aktuellen Stand der Technik für die Ringspaltverfüllung im Lockergestein darstellt, beziehen sich alle Betrachtungen in dieser Arbeit auf diese Vepressmethode.

2.2. Dränierung

Infolge des Druckgefälles zwischen dem Verpressdruck im Ringspalt und dem Porenwasserdruck im Baugrund wird freies Anmachwasser aus dem Ringspalt in die Poren des Baugrunds gedrückt. Im Laufe der Dränierung bildet sich an der Schichtgrenze zum Boden ein Filterkuchen aus verdichteten Zuschlagskörnern. Der Filterkuchen wächst solange kontinuierlich an, bis ein Gleichgewicht zwischen dem Druck im Ringspalt und dem äußeren Porenwasserdruck vorhanden ist oder bis der Mörtel über die gesamte Ringspalthöhe entwässert ist. Durch das Ausdrücken des Wassers kommt es im Filterkuchen durch den Korn-zu-Korn-Kontakt des Zuschlags zu einem Anwachsen der Scherfestigkeit sowie der Steifigkeit, welches unabhängig von der Verfestigung aus Zementhydratation ist.

Die Dränierung von Ringspaltmörtel kann im Labor mit Hilfe von Filterpressenversuchen oder sogenannten Großoedometer-Versuchen untersucht werden [27, 28, 42–44]. Dabei wird eine Mörtelprobe durch einen Laststempel oder durch eine Druckluftbeaufschlagung belastet und durch eine einseitige Filtrierungsmöglichkeit dräniert. Die Dränierung kann dabei beispielsweise durch die Menge des ausgepressten Wassers charakterisiert werden. Das dränierte Material kann anschließend untersucht werden und weist in der Regel eine geringe Durchlässigkeit und eine hohe Scherfestigkeit auf. In Bezug auf die Festigkeit und Steifigkeit wird das dränierte Material meist als bodenähnlich beschrieben. An einem Großoedemeter kann durch

einen eindimensionalen Kompressionsversuch mit behinderter Seitendehnung des Weiteren wie von Thienert [27] und Hausmann et al. [29] gezeigt auch der Steifemodul des Materials bestimmt werden.

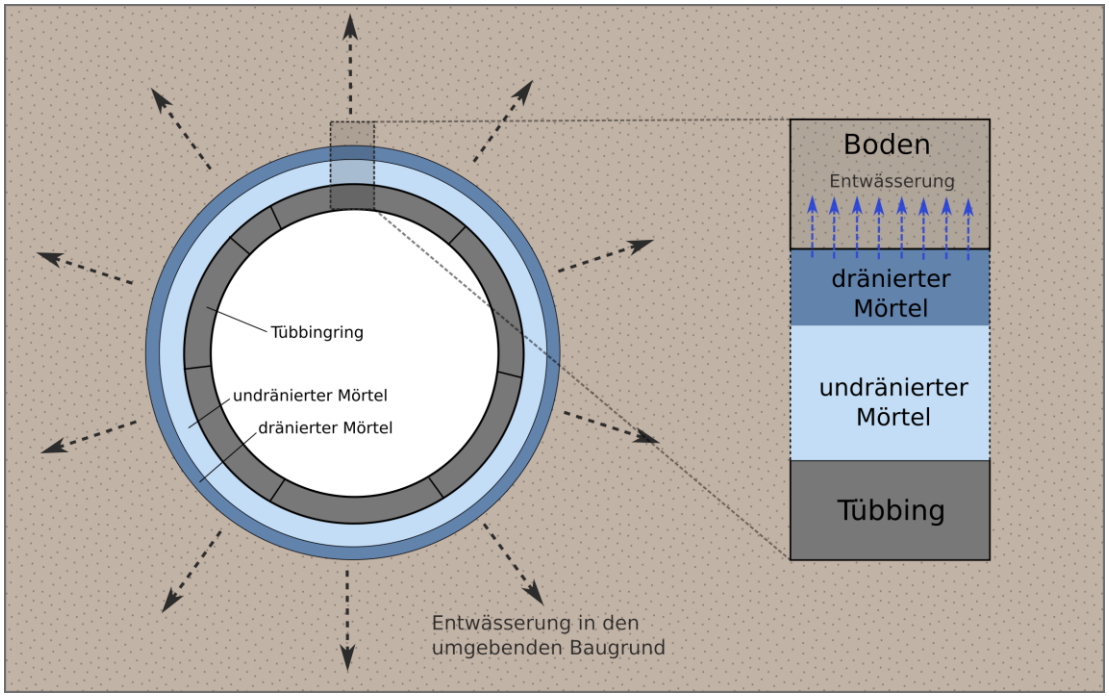


Abbildung 2.4: Dränierung des Mörtels mit Wasserabgabe in den umgebenden Boden [41]

Maßgebend für die Dränierung ist die Differenz zwischen dem Druck im Ringspalt und dem Porenwasserdruck im umliegenden Boden sowie die Durchlässigkeit des Bodens. In diesem Kontext gehen sowohl Thienert und Pulsfort [43] als auch Bezuijen und Talmon [45] auf den zusätzlichen Strömungswiderstand einer Bentonit-Membranbildung an der Ausbruchslaibung ein, die sich bei der Stützung der Ortsbrust mit einer Bentonitsuspension bildet. Diese Bentonitmembran kann die Dränierungsmöglichkeit des Ringspaltmörtels stark einschränken. Pulsfort und Thienert stellen dazu fest, dass zementfreie Mörtel, die allein durch die Dränierung an Festigkeit gewinnen, in diesem Fall unter Umständen nicht zu empfehlen sind, da durch die Bentonitmembran die Dränierungszeit des Mörtels stark zunimmt. Die vollständige Dränierung des Ringspalts kann nach Modellrechnungen von Thienert [27] bei ausreichender Größe des Differenzdrucks und ausreichend großer Durchlässigkeit des Bodens innerhalb von 1-2 Stunden hinter dem Schildschwanz erfolgen. Bei geringer Bodendurchlässigkeit kann die vollständige Dränierung demnach allerdings auch bis zu >18 Stunden in Anspruch nehmen.

Nach den Erkenntnissen von Thienert [27] ist der Dränierungsprozess insgesamt eher als Filtrierung und nur zweitrangig als Konsolidierung der Ringspaltschicht zu beschreiben, da der Mörtel als Suspension betrachtet werden kann. Das bedeutet, dass sehr viel Porenwasser vorhanden ist und die Körner zunächst nicht in Kontakt zueinander stehen. Die Spannungen wer-

den daher im flüssigen Mörtel über den Porenwasserdruck getragen und nicht wie bei einer Konsolidierung zeitnah durch die effektiven Spannungen über das Korngerüst getragen. Aus der Beschreibung mittels Filtrationstheorie folgt, dass im Ringspalt an der Tübbingseite stets eine Schicht Frischsuspension vorhanden ist und dass die Verdichtung im Filterkuchen über die Höhe des Ringspalts zunimmt. Dies kann in Filterpressenversuchen anhand von Messungen der Scherfestigkeit der dränierten Probe in unterschiedlichen Höhen beobachtet werden [28, 41, 42]. Die zeitliche Entwicklung des Filterkuchens kann nach Talmon und Bezuijen [45] und Thienert [27] auf Grundlage der Darcy-Gleichung formuliert werden, welche den flächenbezogenen Durchfluss q bei der Durchströmung eines porösen Mediums mit dem Durchlässigkeitsbeiwert k_f in Abhängigkeit vom hydraulischen Gefälle i beschreibt (s. Gleichung (2.2)). Auf die Beschreibung der Druckentwicklung im Ringspalt auf Grundlage dieser Betrachtung wird in Kapitel 4 eingegangen.

$$q = -i \cdot k_f \tag{2.2}$$

Mit Hilfe der mathematischen Beschreibung des Filterkuchenwachstums können zum einen die Vorgänge der Dränierung in Laborversuchen und zum anderen auch Druckmessungen im Ringspalt aus der Baupraxis nachvollzogen werden. Eine praktische Untersuchung des Drucks im Ringspalt ist in Form einer Messung am Sophia-Tunnel dokumentiert [35]. In Kapitel 6 werden die Ergebnisse einer modellhaften Berechnung der zeitlichen Druckentwicklung im Ringspalt mit diesen Messwerten verglichen.

2.3. Tübbingausbau

Der Ausbau des Tunnels erfolgt im mechanisierten Tunnelbau in der Regel mit vorgefertigten Stahlbeton-Segmenten, sogenannten Tübbingen. Während des Vortriebs stützen sich die Vortriebspressen an den bereits erstellten Tübbingsegmenten ab und schieben die TVM nach vorne. Nach Abschluss des Vorschubs um die Breite eines Tübbingrings erfolgt im Schutz des Schildmantels die Konstruktion des nächsten Rings mit Hilfe des Tübbingerektors. Zwischen dem Schildschwanz der TVM und den Tübbingsteinen wird eine Dichtung angeordnet, um zu verhindern, dass Ringspaltmörtel, Stützflüssigkeit, Grundwasser oder Bodenmaterial in das Innere der Schildmaschine eindringt (s. Abbildung 2.2). Diese Schildschwanzdichtung besteht meist aus drei bis vier hintereinanderliegenden, umlaufenden Bürstendichtungen aus Stahlfederblechen (s. Abbildung 2.5). Die zwischen den Federblechen liegenden Kammern sind mit einer Dichtmasse gefüllt, welche unter Druck gesetzt wird, um ein Eindringen des Mörtels zu unterbinden. Alternativ werden auch Kunststoffdichtungen mit einer Dichtlippe aus Neopren eingesetzt [5].

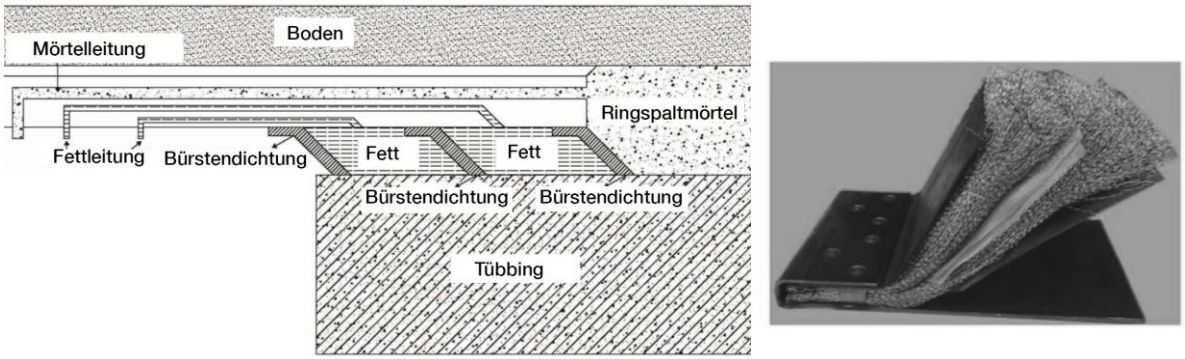


Abbildung 2.5: Darstellung der Schildschwanzdichtungen und exemplarische Bürstendichtung [46]

Abbildung 2.6 zeigt schematisch die aus einzelnen Tübbingsegmenten erstellte Tübbingröhre. Aufgrund der Konstruktion mit vorgefertigten Betonsegmenten entstehen in der Tunnelschale Längsfugen zwischen den Segmenten eines Ringes sowie Ringfugen zwischen benachbarten Ringen. Die Längsfugen verlaufen parallel zur Tunnellängsrichtung zwischen den einzelnen Segmenten eines Ringes. Zur Vermeidung von Kreuzfugen werden die Positionen der Längsfugen aufeinanderfolgender Ringe normalerweise versetzt angeordnet. Die Kreuzpunkte würden andererseits einen Schwachpunkt bei der Abdichtung des Tunnels gegenüber eindringendem Wasser darstellen. Die Fugen zwischen benachbarten Ringen werden als Ringfugen bezeichnet. Die TVM stützt sich mit den Vortriebspressen am jeweils ersten Ring der Ringkette ab und erzeugt somit Normalkräfte in Tunnellängsrichtung. Diese Normalkräfte müssen in Tunnellängsrichtung von Ring zu Ring in der Ringfugenebene übertragen werden.

Aufgrund des hohen Niveaus der Vortriebspressenkräfte werden in der Ringfuge häufig Lastverteilungsplatten eingelegt, um eine gleichmäßige Lasteintragung zu erreichen und um Spannungsspitzen sowie Betonabplatzungen zu vermeiden (s. Abbildung 2.7). Diese Lastverteilungsplatten, im englischsprachigen Raum als Packer bezeichnet, bestehen beispielsweise aus Holz, Kunststoff oder bituminösem Material (Kaubit). Durch die Aktivierung von Reibungskräften können zwischen den Segmenten auch radial und tangential wirkende Kräfte in der Ringfuge übertragen werden.

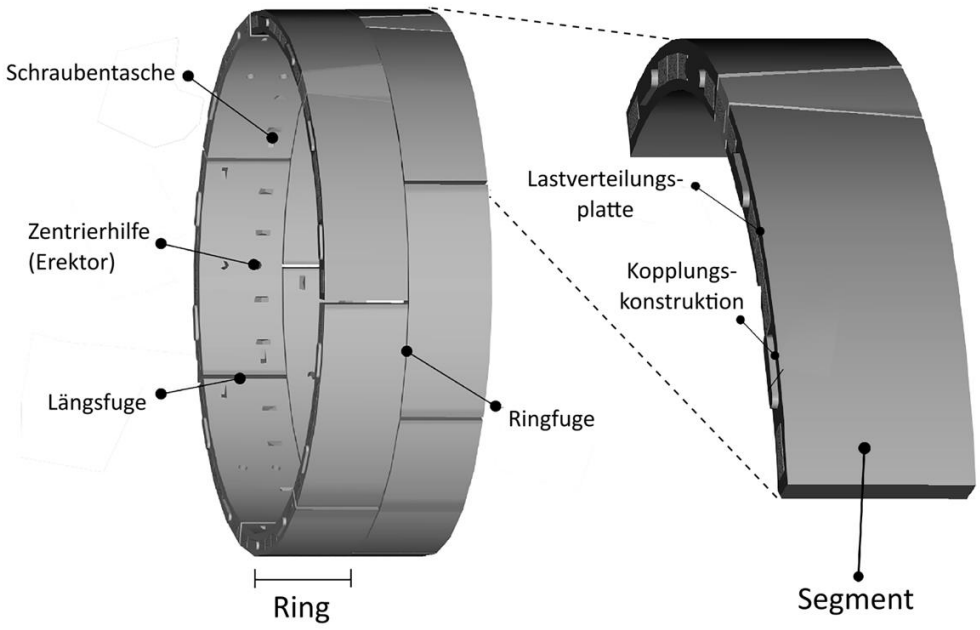


Abbildung 2.6: Tunnelausbau mit Tübbingsegmenten [7]

Die Eigenschaften der Lastübertragungsplatte bei Kompression sowie bei Kompression und Querbelastung wurden von Cavalaro und Aguado [47] und von Gijsbers und Hordijk [48] in Laborversuchen ergründet. Beide Untersuchungen weisen dabei eine Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten von der Größe der Normalspannung nach, so dass sich der Reibungskoeffizient für höhere Normalspannungen etwas verringert. Gijsbers und Hordijk ermitteln für Hartholz-Platten einen Reibungskoeffizienten von ca. 0,5 bei einer Normalspannung von etwa 11,5 MN/m^2. Bei einer größeren Auflastspannung von ca. 35 MN/m^2 wird ein Reibungskoeffizient von 0,3 ermittelt. Cavalaro und Aguado ermitteln folgende Reibungskoeffizienten für verschiedene Kunststoff-Packer (Polyethylen/Polyurethan): 0,15 bis 0,4 für $\sigma = 1{,}5\ \mathrm{MN/m^2}$, 0,1 bis 0,3 für $\sigma = 8{,}0\ \mathrm{MN/m^2}$ und 0,1 bis 0,2 für $\sigma = 15{,}0\ \mathrm{MN/m^2}$. Für Packer aus bituminösem Material ermitteln sie einen Reibungskoeffizienten von 0,45 für σ = 1,5 MN/m^2 und 0,15 bis 0,1 für $\sigma = 8{,}0\ \mathrm{MN/m^2}$ bzw. $\sigma = 15{,}0\ \mathrm{MN/m^2}$(s. auch [8]). Wenn keine Lastübertragungsplatten verwendet werden, kann ein Reibungskoeffizient für einen reinen Beton-zu-Beton-Kontakt im Bereich von 0,5 bis 1,0 angesetzt werden [22]. Cavalaro und Aguado haben an ihrem Versuchsaufbau ebenfalls einen Beton-zu-Beton-Kontakt untersucht und ermitteln Reibungskoeffizienten von 0,56 und 0,62 für eine Normalspannung von 1,5 MN/m^2 und 4,0 MN/m^2.

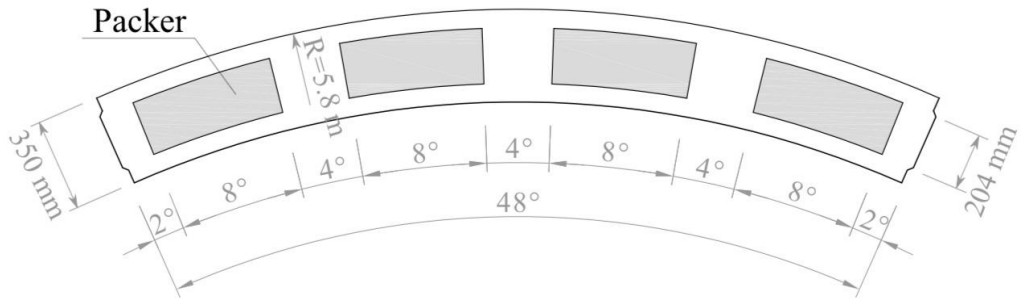


Abbildung 2.7: Lastplatten (Packer) in der Ringfuge (L9 U-Bahn-Tunnel Barcelona) [17, 49]

Um zu große Versätze zwischen den Ringen zu vermeiden und insbesondere zu verhindern, dass die Dichtprofile den gegenseitigen Kontakt verlieren, können in der Ringfuge konstruktive Kopplungselemente wie Nut-Feder-Verbindungen oder Topf-Nocke-Verbindung angeordnet werden (s. Abbildung 2.8). Die Aufgabe dieser Kopplungskonstruktionen besteht darin, Verschiebungen zwischen den Ringen bzw. zwischen einzelnen Segmenten zu limitieren. Eine Nut-Feder-Verbindung stellt eine Verzahnung der Ringe über den gesamten Tunnelumfang dar. Topf-Nocke-Konstruktionen sind als punktuelle Verbindungen zu verstehen und werden beispielsweise in den Viertelspunkten der Tübbingsegmente angeordnet.

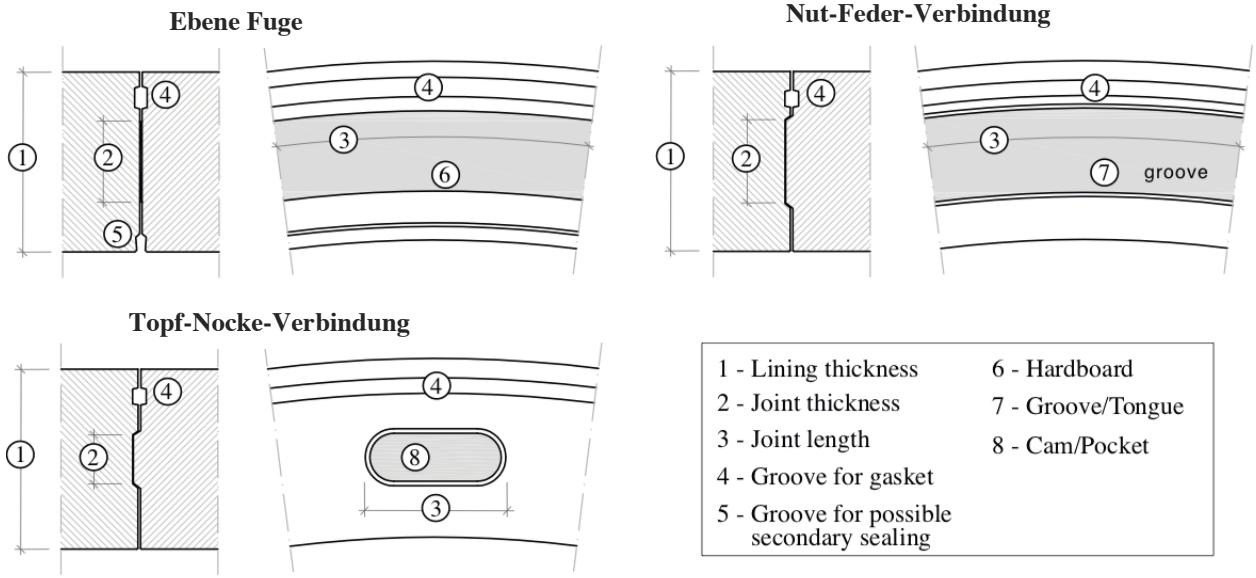


Abbildung 2.8: Verschiedene Ausführungen der Ringfuge: Ebene Fuge, Nut-Feder-Verbindung, Topf-Nocke-Verbindung [17]

Diese konstruktiven Kopplungskonstruktionen werden in der Regel mit einem geringen planmäßigen Schlupf von 5-8 mm versehen, um einen sofortigen Kontakt der Kopplungen bei kleinen Verformungen zu verhindern. In tangentialer Richtung wird ein größerer Schlupf vorgesehen, um die Positionierung der Ringe zu erleichtern [8]. Des Weiteren werden üblicher-

weise Lastübertragungsstreifen aus Elastomer eingesetzt, um einen ‚harten' Kontakt der Betonflanken zu vermeiden, der zur Schädigung der Segmente führen kann. Dabei sollte das System zur Sicherheit zudem so dimensioniert werden, dass im Versagensfall die Nocke und nicht der Topf abschert, um eine Abplatzung des Betons und Rissbildung außen am Segment zu vermeiden. Das Abscheren des Topfes, insbesondere auf der Tübbingaußenseite, kann durch Rissbildung in den Tübbingen die Wasserdichtigkeit des Tunnels stark einschränken. Zur Erleichterung des Einbaus wird teilweise auf die Anordnung von Kopplungselementen verzichtet und eine „glatte" Fuge ausgeführt. In diesem Fall müssen gegenseitige Verformungen durch Reibung ausreichend begrenzt werden [20].

Das Last-Verformungsverhalten der Kopplungskonstruktionen (in diesem Fall Topf-Nocke-Konstruktion) ist bei Ansatz eines Schlupfes von wenigen Millimetern sowie bei Verwendung von Elastomerstreifen durch drei separate Bereiche gekennzeichnet, die in der Regel durch eine trilineare Federkennlinie angenähert werden können [50] (s. Abbildung 2.9). Zunächst können sich die Ringe im Schlupfbereich kraftfrei verformen. Dieser Schlupf ist im Tübbingentwurf vorgesehen, um geringe Einbautoleranzen vorzuhalten und den Einbau eines Segments zu erleichtern. Bei weiterer Verformung tritt die Nocke in Kontakt mit dem eingelegten Elastomer. Die Lastübertragungsstreifen lassen eine gewisse „weiche" Verformung von wenigen Millimetern zu, bevor die maximale Dehnung des Materials erreicht ist und es zur „harten Kopplung" der Fugenflanken kommt.

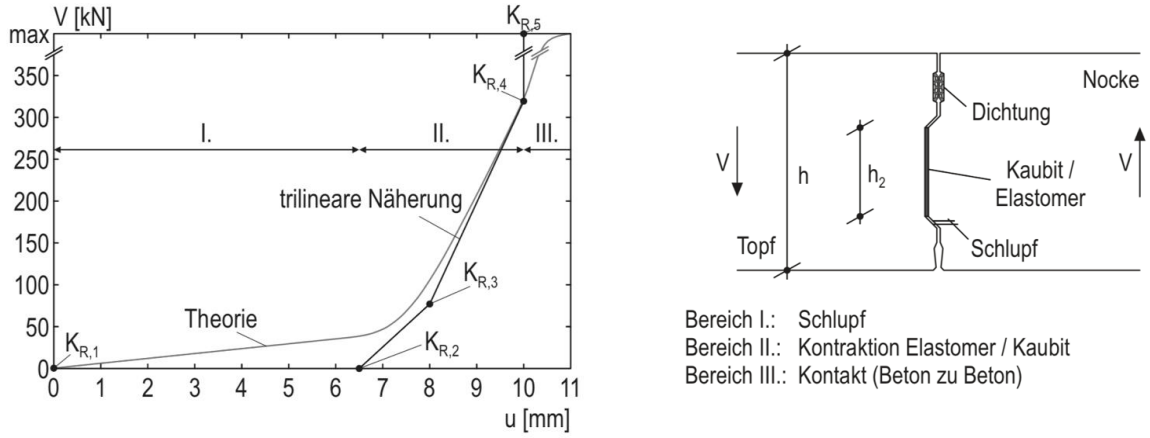


Abbildung 2.9: Exemplarisches Kraft-Verschiebungs-Diagramm für eine Topf-Nocke-Verbindung und entsprechende trilineare Federkennlinie [51]

Weitere Verformung/Kraftsteigerung führt zum konstruktiven Versagen der Fuge und zu Schäden am Beton in Form von Abscherungen. Weitere exemplarische Last-Verformungskurven finden sich bei Girmscheid [52], Gijsbers und Hordijk [48], Fischer et al. [22] und in den Empfehlungen des Deutschen Ausschusses für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) [50]. Ausführliche Versuche zum Betontragverhalten und entsprechende Last-

Verformungs-Kurven in Abhängigkeit von den Abmessungen der Kopplungskonstruktionen zeigt Putke in seiner Arbeit [51]. Weitere Untersuchungen zu Kopplungskonstruktionen und analytische Betrachtungen zur Größe der Tragfähigkeit in Abhängigkeit von den Abmessungen finden sich bei de Waal [8].

Aufgrund der großen Anzahl von Fugen ist der Tübbingtunnel besonders anfällig in Bezug auf die Wasserdichtigkeit des Bauwerks. Um den Tübbingtunnel dauerhaft gegen eindringendes Grundwasser zu sichern, werden in den Fugen zwischen den Tübbingen Dichtbänder aus Elastomer, Silikon oder Kunststoff angeordnet. Die Dichtprofile werden nach Herstellung der Tübbinge in umlaufende Nuten eingeklebt. Durch die kraftschlüssige Verbindung und gegenseitige Verspannung der Tübbinge werden die aufeinanderliegenden Dichtbänder komprimiert und die Fuge wird abgedichtet [5, 22].

Abbildung 2.10 zeigt die Einbausituation eines Dichtbands im Schnitt. Der aufnehmbare Wasserdruck ist vom Anpressdruck der Profiloberflächen und damit von der Fugenspaltweite abhängig. Durch eine Aufweitung des Spaltmaßes nimmt der Anpressdruck und damit die Dichtfunktion ab. Zudem wird die Dichtwirkung wird durch einen gegenseitigen Versatz der Dichtprofile zusätzlich verringert, da sich dadurch die Größe der Kontaktfläche verkleinert.

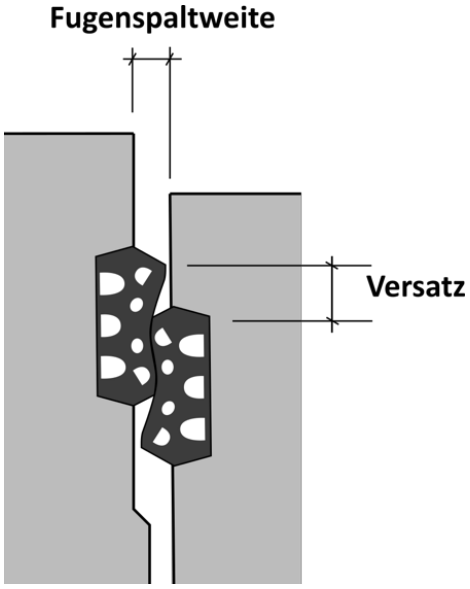


*Abbildung **2.10:** Einbausituation eines Dichtungsbands [53]*

Die Funktionalität der Dichtungen werden in Deutschland anhand von Eignungstest beispielsweise nach den Empfehlungen der Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen (STUVA) [53] nachgewiesen. Abbildung 2.11 zeigt exemplarisch den Wasserdruck in Abhängigkeit von der Fugenöffnung und dem Versatzmaß der Dichtprofile für ein nicht näher spezifiziertes Dichtband.

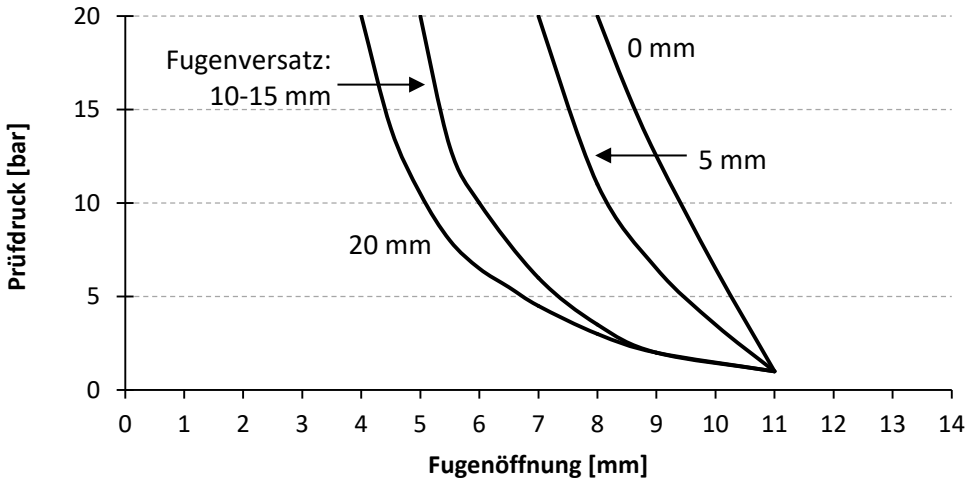


Abbildung 2.11: Aufnehmbarer Wasserdruck eines Dichtungsbands in Abhängigkeit von Fugenversatz und Fugenöffnung, exemplarisch aus [5]

Die ausreichende Kompression der Dichtbänder in den Ringfugen wird hauptsächlich durch die Kraft der Vortriebspressen gewährleistet. Der Erd- und Wasserdruck führt zu einer Normalkraft in Ringrichtung, die den nötigen Anpressdruck in den Längsfugen erzeugt. Um ein ‚Aufatmen' der Dichtbänder und den Verlust der Kompression zu vermeiden werden die Tübbingringe zudem in der Regel bei der Erstellung des Rings in den Längs- und Ringfugen verschraubt (s. Abbildung 2.12). Die Verschraubung muss dabei anhand der Rückstellkraft der Profile bemessen werden. Für diese Rückstellkraft kann als repräsentativer Wert beispielweise ca. 30-50 kN/m angenommen werden [22]. Darüber hinaus wird die Verschraubung in der Regel für keine strukturelle Funktion im Tunnelausbau angesetzt. Die Verschraubung wird aus wirtschaftlichen Gründen in der Regel in gewissem Abstand zur TVM wieder entfernt, da eine dauerhafte Verschraubung nicht erforderlich ist, sobald die Tübbinge im erhärteten Ringspaltmörtel gebettet sind [50]. Im asiatischen Raum hingegen ist es übliche Praxis Tunnel aufgrund von Anforderungen bezüglich der Erdbebensicherheit dauerhaft mit einer Verschraubung zu versehen.

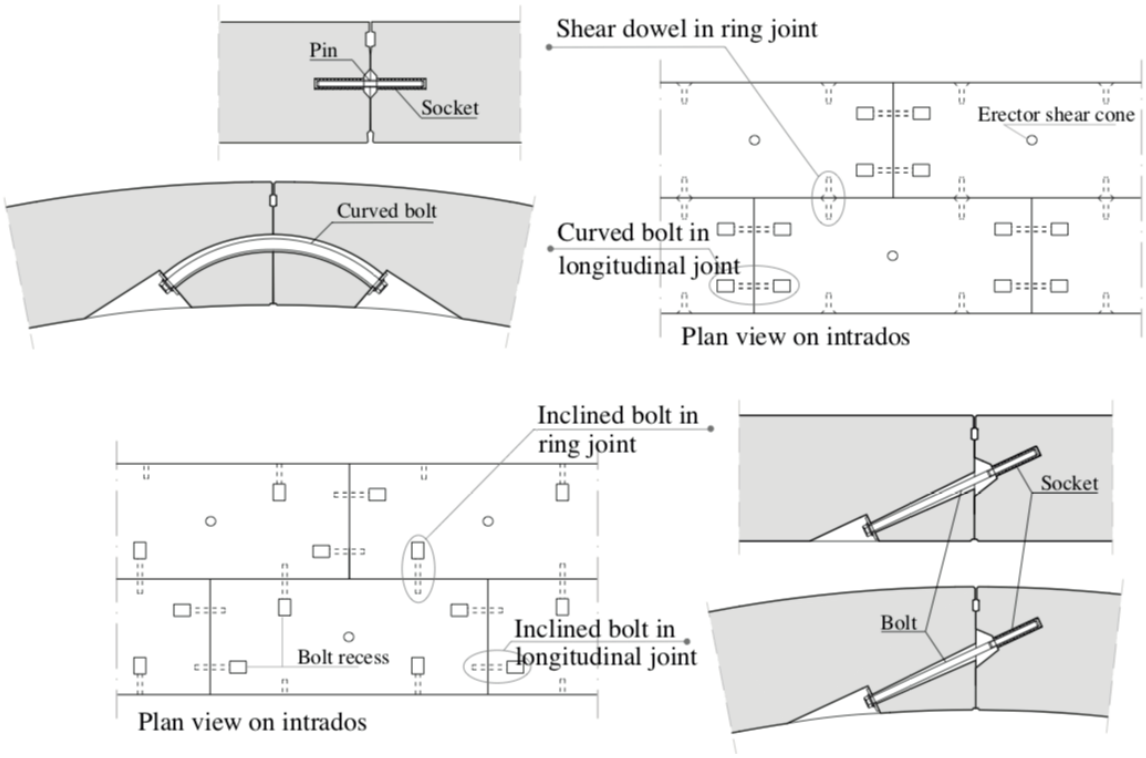


Abbildung 2.12: Verbindung der Tübbingsegmente mit Dübeln, gekrümmten Schrauben und Schrägschrauben [17]

Zusätzlich können in den Fugen auch Dübelelemente aus Kunststoff, ggf. mit Stahlkern, angeordnet werden, die Zugkräfte sowie Schubkräfte aufnehmen können (s Abbildung 2.13). Die Schubtragfähigkeit einer Dübelverbindung kann je nach Systemtyp auf etwa 50 bis 100 kN abgeschätzt werden [54]. Spezielle Einschraubdübel oder sogenannte Bicone können auch Tragfähigkeiten von bis zu 250-350 kN aufweisen [55]. Die in Abbildung 2.13 dargestellten Schubdübel des Sofrasar-Systems können laut Herstellerangaben eine Schubkraft von bis zu 500 kN aufnehmen. Die Dübel können allerdings nicht zurückgebaut werden, sondern verbleiben dauerhaft im Bauwerk. Die Dübel dienen zudem als Zentrierhilfe beim Einbau der Segmente, was bei geringen Schlupfmaßen zwischen den Dübeln und den entsprechenden Öffnungen bei zu großen Verformungen der Tübbinge den Einbau der Ringe allerdings auch erschweren kann [22]. Für die Tragfähigkeit einer Dübelverbindung kann darüber hinaus die Festigkeit des Betons maßgebend sein, da das Versagen der Verbindung auch mit dem Materialversagen des Betons zusammenhängt [51].

Abbildung 2.13: Schubdübel, Quelle: Optimas, Sofrasar Tunnellösungen (links), Einsteckhülse im Tübbingsegment (rechts)

Die Kontaktflächen der Segmente innerhalb eines Rings werden als Längsfugen bezeichnet. In der Regel besteht in diesen Fugen ein Beton-auf-Beton-Kontakt. Die Segmente können sich in den Längsfugen daher frei gegeneinander verdrehen. Das Verhalten dieses Betongelenks kann nach der Betongelenk-Theorie von Janssen mit einer Biegesteifigkeit beschrieben werden, die nichtlinear vom Verdrehwinkel abhängig ist. Diese Gelenkwirkung in den Längsfugen hat einen entscheidenden Einfluss auf die Steifigkeit eines einzelnen Rings und beeinflusst damit die radiale Verformung des Ausbaus sowie die Größe der inneren Schnittgrößen [7, 49, 51, 56, 57] . Bei versetzt angeordneten Längsfugen treten aufgrund der ungleichen resultierenden Verformungsfiguren benachbarter Ringe zudem Koppelkräfte zwischen den Ringen auf. Der Fokus dieser Arbeit liegt auf der Modellierung des Tunnels in Tunnellängsrichtung und es wird nicht erwartet, dass die Längsfugen einen entscheidenden Einfluss auf das Verhalten des Bauwerks bei Betrachtung in Tunnellängsrichtung haben. Daher wird in dieser Arbeit die Kinematik der einzelnen Tübbingringe vernachlässigt und jeweils als Ringe ohne Segmentierung behandelt.

2.4. Schäden an der Tunnelröhre

Folgend werden in der Literatur genannte Beobachtungen zur Beschädigung der Tübbingröhre während der Bauphase und ihre mutmaßlichen Ursachen erläutert. Die auftretenden Schadensszenarien lassen sich allgemein in Fugenversätze, Betonabplatzungen und -risse sowie Fugenleckagen einteilen (Maidl [5], Babendererde und Hahn [21], Thienert [27]), s. Abbildung 2.14.

Abbildung 2.14: Beschädigungen am Tunnelausbau: Wassereintritt (links), Betonschäden (Mitte); Versätze (rechts) [20]

Um die Gebrauchstauglichkeit des Tunnels zu gewährleisten, sind aufwendige und teure Sanierungsmaßnahmen bei solchen Schäden in der Regel nicht zu vermeiden. Diese Schäden können zum Teil mit der Ringspaltverpressung in Verbindung gebracht werden. Als weitere Ursache für Schäden an den Tübbingen sind allerdings auch weitere Aspekte zu nennen, insbesondere zu große Pressenkräfte und darüber hinaus unsachgemäße Behandlung der Segmente oder ein ungenügender Einbau außerhalb der Toleranzbereiche. Die folgende Übersicht bezieht sich allerdings hauptsächlich auf Schäden, die in Zusammenhang zur Ringspaltverpressung beschrieben werden können. Auf weitere maßgebende Schadensursachen wie z.B. Spaltzugkräfte aufgrund von großen Vortriebspressenkräften wird hier nicht umfassend eingegangen. An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass die Dokumentation von Schäden an Tunnelröhren in der Literatur relativ unspezifisch ist und daher nur allgemeine Beobachtungen und Erfahrungswerte über die möglichen Schäden gesammelt werden können. Detaillierte Messungen und ausführliche Dokumentationen von Schäden werden in der Regel nicht veröffentlicht. Die folgende Zusammenstellung bietet eine Übersicht über verschiedene Erfahrungswerte bezüglich Beschädigungen an Tübbingröhren sowie einzelne, projektspezifische Beschreibungen von Schadensszenarien.

Eine Dokumentation über die häufigsten Schadensbilder an Tübbingtunneln in der Bauphase sowie die mutmaßlichen Schadensursachen in Bezug auf entsprechende Praxiserfahrungen findet sich bei Edelhoff und Berner [20]. Dabei wird allerdings nicht genau genannt, auf welcher Basis die Beobachtungen angestellt werden, der Großteil der Beobachtungen beruht offenbar auf Erfahrungswerten. Die Autoren gehen dabei auch auf den Zusammenhang der Schäden mit baubetrieblichen Aspekten wie der TVM-Steuerung und der Ringbaufolge ein,

betonen aber ausdrücklich ebenfalls die notwendige Analyse der Interaktion zwischen TVM, Tübbingen und Ringspaltmörtel. Sie heben hervor, dass die Mörtelrezeptur auf die Bodeneigenschaften und auf die Vortriebsgeschwindigkeit abgestimmt sein muss. Häufig kommt es laut der Beobachtungen und Erfahrungen der Autoren bereits während der Bauphase bzw. direkt nach dem Bau der Tübbingringe und dem Ausfahren aus der Schildmaschine zu Schäden an den Tübbingsegmenten in Form von trockenen oder wasserführenden Rissen, Abplatzungen im Bereich der Kopplungskonstruktionen sowie Versätze benachbarter Ringe bzw. Ringsegmente. Bei der Entstehung dieser Schäden wird der Ringspaltverpressung in der Studie dabei eine besondere Bedeutung zugeschrieben, da wesentliche Schädigungsszenarien häufig im Bereich der Röhre beobachtet werden, die noch von flüssigem Mörtel umgeben ist. Infolge der Auftriebsbelastung kann es demnach in diesem Bereich zu einem Aufschwimmen der Ringe kommen, was in Folge zu Versätzen zwischen benachbarten Tübbingringen führen kann. Beim Herrentunnel in Lübeck wurden dabei beispielsweise Lageabweichungen von bis zu 11 cm und Ringversätze von bis zu 17 mm festgestellt, die durch die Anpassung der Ringspaltmörtelrezeptur behoben werden konnten [58]. Beim City-Tunnel Leipzig traten teils Fugenversätze von bis zu 25 mm auf (s. Abbildung 2.15)

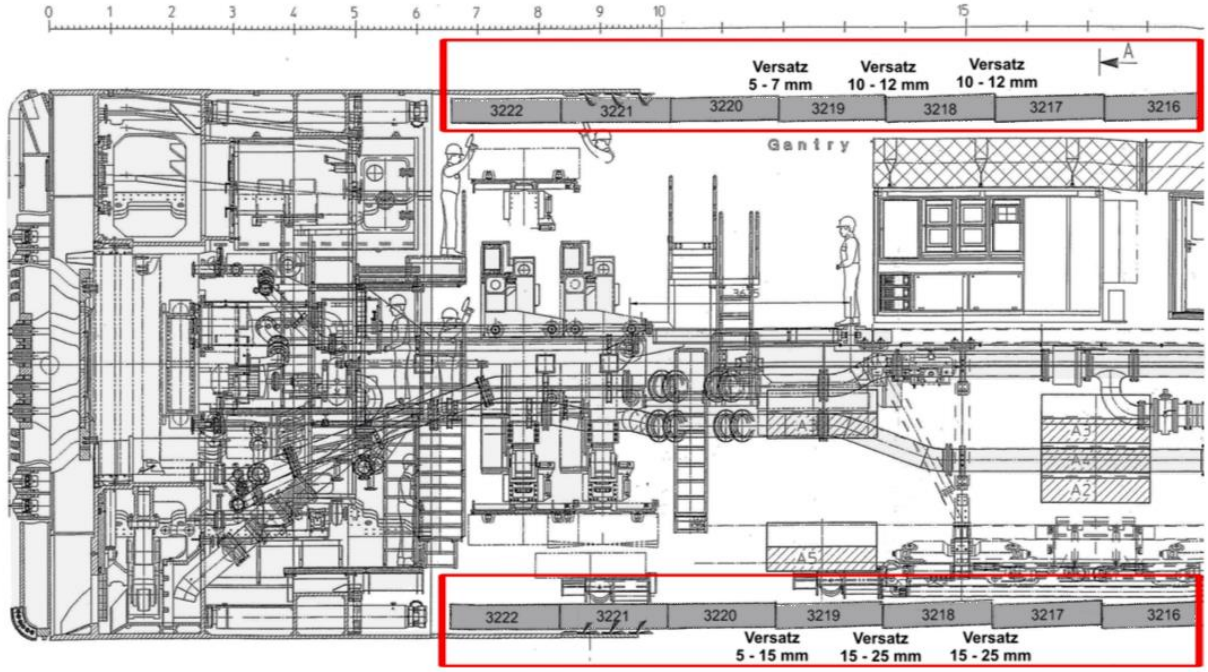


Abbildung 2.15: Versatz zwischen Tübbingringen von bis zu 25mm am City-Tunnel-Leipzig [27]

Bei sehr großen Versätzen zwischen zwei Ringen kommt es zu einer Berührung der Kopplungskonstruktionen, die in Folge möglicherweise übermäßig beansprucht werden, so dass es zu Rissen und Betonabplatzungen an den Segmenten kommen kann (s. Abbildung 2.16). Da-

bei sind besonders bergseitige Abplatzungen kritisch, da diese zu Wasserundichtigkeiten führen können. Edelhoff und Berner [20] berichten darüber hinaus auch von häufigen Beschädigungen der Segmente an den Schraubentaschen. Die Autoren vermuten, dass die Schrauben in Kontakt mit den Schraubenkanalwandungen treten oder dass sich durch die Bewegung der Segmente die Anpresskraft am Schraubenkopf übermäßig erhöht. Außerdem kann durch zu große Verschiebungen die Funktion der Abdichtungsprofile gestört werden, wenn die Kontaktfläche der Dichtprofile infolge eines Versatzes zu gering wird oder die Fuge übermäßig aufklafft. Es kommt in diesem Fall zu einer starken Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks durch Feuchtigkeit bzw. Wassereintritt in den Tunnel (s. Abbildung 2.14).

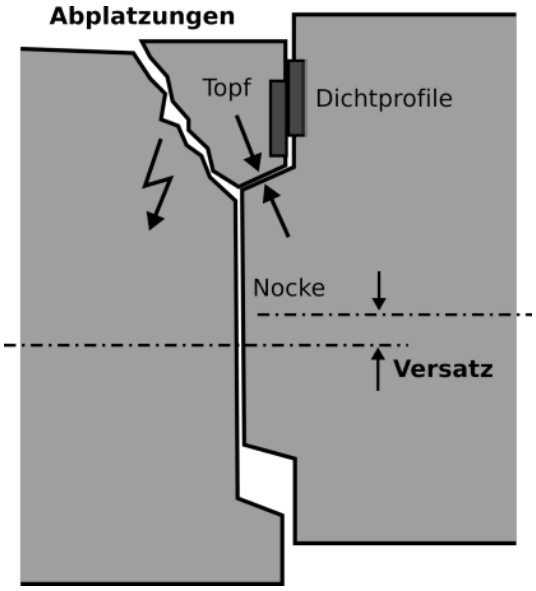


Abbildung 2.16: Versatz in der Ringfuge und Abplatzung der Topfwandung

Eine weitere detaillierte Betrachtung von möglichen Schadensursachen beim Bau einer Tübbingröhre findet sich bei Blom [7]. Die Schäden an Tübbingsegmenten sind demnach insbesondere auf die Eintragung der Vortriebspressenkräfte aber auch auf die Ausbildung der Ringfuge (schlechte Schubkraftübertragung bei ungeeignetem Material der Lastübertragungsplatten, zu geringe Toleranzmaße der Topf-Nocke-Konstruktionen) zurückzuführen. Blom geht zudem auf tatsächlich beobachtete Schadensszenarien bei zwei holländischen Tunnelprojekten ein. In Bezug auf den Second-Heinenoord-Tunnel wird dabei berichtet, dass die Anpassung der Lastübertragungsplatten und die Erhöhung des Schlupfmaßes der Topf-Nocke-Konstruktionen zur Vermeidung von Schäden beitrugen. Auch bei Edelhoff und Berner [20] wird auf Grundlage von Schadensanalysen festgestellt, dass sich häufig Probleme bei der Verwendung von Kopplungskonstruktionen ergeben. Es wird geschlussfolgert, dass die glatte Ringfuge hier deutliche Vorteile bietet, da die Schädigung des Betons bei zu großen Versätzen vermieden wird. In diesem Kontext wird auch darauf hingewiesen, dass die Schub-

kraftübertragung in den Platten aus Hartholz bei unsachgemäßem Einbau oder bei schlechter Verklebung gegebenenfalls unzureichend ist, und es entsprechend zu Verschiebungen kommen kann.

Grübl [59] geht hauptsächlich auf die Schäden an Tübbingen ein, die aus dem Ringbau resultieren. Des Weiteren wird das Problem der Zwängung des Rings im Bereich des Schildschwanzes erörtert. Durch die Schrägstellung bzw. durch die Verformung der bereits hergestellten Röhre kann es zu einem Kontaktpunkt zwischen Röhre und Schildschwanz kommen, was zu einer starken punktuellen Belastung der Tübbinge und einer entsprechenden Betonschädigung führen kann. Eine auf diese Ursache zurückzuführende Beschädigung des Schlusssteins in der Firste konnte bei einem Tunnel in Shanghai beobachtet werden [60]. Auch Blom [7] berichtet für den ‚Second-Heinenoord-Tunnel' von einem teilweise zu geringen Abstand zwischen Ausbau und Schildschwanz. Das Schadensbild bei der Berührung von Schildschwanz und Tunnelausbau wird speziell auch von Mo und Chen [61] im Rahmen einer FE-Modellierung behandelt. Ein weiteres Schadensszenario kann laut Grübl bei Belastung des Tunnels durch die Radlast des Nachläufers im Bereich des noch flüssigen Mörtels auftreten. Wird ein einzelnes, nicht genügend gebettetes Segment vom Nachläufer belastet, muss die gesamte Radlast durch die Fugen auf die benachbarten Segmente übertragen werden. Bei zu geringer Bettung und fehlender Reibungskopplung kann es zur Verschiebung des belasteten Segments und zu Schäden an den Segmenten kommen [5, 59].

Zusammengefasst lässt sich festhalten, dass die Schädigung der Tunnelröhre in Verbindung mit der Ringspaltverpressung als Ursache häufig benannt wird, ein eindeutiger Zusammenhang und eine eindeutige Schadenssystematik allerdings nicht belegt werden kann. Eine genaue Analyse von aufgetretenen Schäden in Verbindung mit spezifischen Randbedingungen wie z.B. der Vortriebsgeschwindigkeit oder den vorherrschenden Bodeneigenschaften ist aufgrund nicht vorhandener quantitativer Daten leider nicht möglich.

2.5. Berechnungsmodelle

Die üblicherweise durchgeführte Bemessung des Tunnelausbaus erfolgt gemäß nationaler Empfehlungen (DAUB [50]) und internationaler Empfehlungen (International Tunneling Association (ITA) [55]) anhand einfacher zweidimensionaler Modelle des Ringquerschnitts. Dabei wird in erster Linie das Tragverhalten eines Tübbingrings (bzw. zwei gekoppelter Ringe) betrachtet. Die Berechnung der Tunnelauskleidung erfolgt gewöhnlich mit Hilfe von gebetteten Stabwerksmodellen mit Ansatz der Bettungsreaktion nach Duddeck [62]. Zeitweilige Auswirkungen des Bauprozesses, z.B. der Verpressdruck im Ringspalt oder die Scheibenbeanspruchung der Segmente bei Belastung durch die Pressenkräfte, werden dabei auf der Ebene eines zusammenhängenden Tübbingrings oder der einzelnen Segmente betrachtet [22, 50].

Eine Betrachtung des ganzheitlichen Verhaltens der Tübbingröhre speziell während der Bauphase findet bisher keine Berücksichtigung in den Richtlinien zur Dimensionierung der Röhre und der Segmente. Edelhoff und Berner [20] halten dementsprechend fest: „Die Stahlbetonfertigteile können für den Betriebszustand präzise dimensioniert und bemessen werden, die Einbau- und Verfahrenszustände werden hingegen rechnerisch weitgehend nicht erfasst."

Neben Betrachtungen zum Einfluss der Ringspaltverpressung auf die Umlagerung der Gebirgsspannungen [40, 63] und zur Auswirkung der Mörtelschicht im Endzustand des Tunnels [19, 36, 37] finden sich in der Literatur nur wenige Betrachtungen, die gezielt auf die Frage der rechnerischen Berücksichtigung der Ringspaltverpressung in Bezug auf das Verhalten der Tunnelröhre in Längsrichtung eingehen. Blom [7] untersucht den Auftriebslastfall anhand eines einzelnen isolierten Tunnelrings und vernachlässigt daher das Verhalten der Tunnelröhre als Ringkette. Putke [51] und Chen et al. [64] stellen die Tunnelröhre in der Bauphase mit Hilfe eines FE-Schalenmodells dar. Dabei wird aber jeweils eine statische Lastsituation unterstellt, das heißt die Auswirkung des schrittweisen Bauprozesses und die zeitliche Entwicklung der Mörtelerhärtung werden nicht explizit berücksichtigt, sondern nur anhand eines ‚Schnappschusses' in der Bauphase betrachtet. Blom et al. [65] zeigen ein detailliertes Modell mit der gleichen Einschränkung, in dem der Tunnel mit Hilfe von Volumenelementen modelliert wird.

In den letzten Jahren wurden zur Abbildung des Bauprozesses im Tunnelbau zudem hochkomplexe, dreidimensionale FE-Modelle entwickelt, mit denen der Versuch unternommen wird, den maschinellen Tunnelbau möglichst umfassend mit der Berücksichtigung zahlreicher technischer Details in einer Simulation abzubilden. Eine Auflistung verschiedener Veröffentlichungen, die den Tunnelbauprozess mit komplexeren Modellen simulieren, findet sich beispielsweise bei Marwan [17] und bei Kasper [10]. Die wirklichkeitsnahe Abbildung von Schildvortrieben stellt aufgrund der Komplexität der Bauverfahrenstechnik allerdings besonders hohe Anforderungen an die Modellbildung. Dabei bilden laut Kasper [10] „[der] kontinuierliche Bodenabbau an der Ortsbrust und die verschiedenen Methoden der Ortsbruststützung, der Einfluss des Grundwassers im Boden, das Verhalten sowie die Steuerung und die Kräfteverhältnisse der Schildmaschine, die Reibung zwischen Schildmantel und umgebendem Boden, die Interaktion von Schildmaschine, Vortriebspressen und Tunnelausbau, der Einbau der einzelnen Segmente des Tunnelausbaus im Schutze des Schildmantels, die Verpressung des Ringspalts zwischen Tunnelausbau und Boden hinter der Schildmaschine und schließlich der Einfluss des Nachläufers in der Tunnelröhre [...] zusammen eine große Zahl an Komponenten und Prozessen, die in einem numerischen Modell in geeigneter Weise zu berücksichtigen sind".

Komplexe FE-Modelle können durch die große Zahl von Eingabeparametern eine Genauigkeit suggerieren, die nicht unbedingt gegeben ist. Insbesondere in Bezug auf die Materialmodellierung des Baugrunds ergibt sich ohnehin eine große Unsicherheit, da gegebenenfalls stark streuende Bodeneigenschaften durch charakteristische Werte abgebildet werden müssen. Des Weiteren verlangt der hohe Detailgrad zudem unvermeidlich Einschränkungen in Teilaspekten, so dass zum einen beispielsweise die Tunnelröhre in solchen Modellen häufig als unsegmentierte Schale ohne Berücksichtigung der Längs- und Ringfugen modelliert wird [10–13, 65–67]. Zum anderen wird die Ringspaltverpressung in den genannten umfassenden Simulationsmodellen meist vereinfacht beispielsweise durch die Vorgabe eines radialen Drucks auf die Bodenelemente hinter der TVM und durch die anschließende Aktivierung separater Elemente für den Ringspalt abgebildet. In anderen Arbeiten wird die Auswirkung der Verpressung mittels einer Zweiphasen-Modellierung für Baugrund und Verpressmörtel berücksichtigt und die hydraulische Erhärtung des Mörtels durch eine zeitliche Anpassung des E-Moduls des Materials abgebildet [10, 14, 40]. Diese Darstellung erlaubt es zwar den Einfluss der Verpressung auf die Bodenspannungen zu untersuchen, die Auftriebsbelastung kann dennoch allerdings nur bedingt abgebildet werden, da beispielweise die Erhärtung des Mörtels infolge der Dränierung vernachlässigt wird. Es wird deutlich, dass zur Abbildung aller Aspekte des Tunnelbaus Modelle notwendig sind, die nicht mehr von einzelnen Ingenieuren und Ingenieurinnen erstellt und untersucht werden können, da zahlreiche Randbedingungen bekannt sein und in unterschiedlichen Modellebenen verstanden werden müssen. Dabei zeigt sich, dass diese Modelle aufgrund des großen Zeitaufwands eher für detaillierte Nachrechnungen geeignet sind und nicht immer zielführend für eine einfache Betrachtung im Bereich der Vorplanung genutzt werden können. Umso größer die Komplexität von Simulationsmodellen, die ausführende Ingenieure und Ingenieurinnen gegebenenfalls überfordern können, umso wichtiger sind daher Plausibilitätskontrollen und der Abgleich der Ergebnisse mit simpleren Analysemethoden (vgl. Behnen et al. [19]).

Als Alternative zu diesen komplexen Simulations-Modellen findet sich der Ansatz, den Tunnel mit einem vergleichsweise einfach aufgebauten Balkenmodell abzubilden. Der Tunnel wird dabei als ein Balken mit entsprechender Biegesteifigkeit in Längsrichtung modelliert, der Boden wird durch eine elastische Bettung des Balkens abgebildet. Mit diesem Ansatz ist es möglich die Tunnelröhre in seiner Funktion als in Längsrichtung ausgedehntes Linienbauwerk vereinfacht zu untersuchen. So kann beispielsweise die Verformung der Röhre bei Anschluss an einen unverschieblichen Schacht oder bei wechselnden Baugrundeigenschaften, s. van Empel et al. [68] sowie bei lokaler Entlastung und Anhebung der Tunnelröhre durch eine nachträglich erstellte Bauwerksgrube untersucht werden. Sowohl Liang et al. [18] und Han et al. [69] zeigen bei der Untersuchung der Auswirkungen einer nachträglich erstellten Baugrube mit diesem Modellansatz eine gute Übereinstimmung berechneter Verformungen im Ver-

gleich mit Kontinuumsmodellen. Für diesen Modellansatz bestehen darüber hinaus speziell für die Betrachtung der Bausituation bereits analytische Ansätze von Boogards und Bakker [70], Hoefsloot [71] und Talmon und Bezuijen [72, 73], die die schrittweise Erstellung der Tunnelröhre in der Bauphase berücksichtigen. Im Folgenden wird im Rahmen dieser Arbeit zur Modellierung des Tunnels auf die bestehenden Ansätze zur Modellierung des Tunnels als elastisch gebetteter Balken zurückgegriffen. Diese Modellierungsvariante wird im folgenden Kapitel 3 ausführlich erläutert.

3. Tunnelröhre als elastisch gebetteter Balken

In diesem Kapitel wird die Modellbildung zur Berechnung der Tunnelröhre in Längsrichtung auf Grundlage eines Systems eines elastisch gebetteten Balkens erläutert. Das Ziel ist es, mit einem Modell den Tunnelausbau mit Hauptaugenmerk auf die Tunnellängsrichtung abzubilden und die Schnittgrößen sowie die Verformung im Bereich hinter der TVM während der Bauphase zu bestimmen. Zunächst erfolgt in diesem Kapitel die Erläuterung der Grundlagen zur Modellbildung, die Formulierung der Differentialgleichung des gebetteten Balkens sowie die Darstellung von analytischen Lösungsmöglichkeiten. Hier wird insbesondere darauf eingegangen, wie der schrittweise Bauprozess des Tunnels berücksichtigt werden kann. Die Formulierung der DGL erfolgt dabei zunächst auf Grundlage der Euler-Bernoulli-Balkentheorie mit Vernachlässigung der Schubverformung. Auf die Berücksichtigung der Schubverformung mittels der Timoshenko-Balkentheorie [74] wird separat eingegangen.

Das folgend erläuterte Modell des elastisch gebetteten Balkens beruht auf dem Bettungsmodulverfahren, dass erstmals von Emil Winkler angewandt wurde, um die Durchbiegung und die Beanspruchung von Eisenbahnschienen zu berechnen [75]. Mit dem Bettungsmodulverfahren kann allgemein die Wechselwirkung zwischen dem Boden und einem Bauwerk beschrieben werden, beispielsweise bei Schienen, Flachgründungen oder Pfahlgründungen. Die Reaktion des Baugrunds wird in diesem Ansatz durch kontinuierlich verteilte, linear-elastische Federn abgebildet. Dabei wird angenommen, dass die Verformung des Bodens an jedem Punkt proportional zur Spannung ist. Der Proportionalitätsfaktor zwischen Verformung w und Spannung σ ist der sogenannte Bettungsmodul k:

$$\sigma = k \cdot w \tag{3.1}$$

Dabei ist zu betonen, dass der Bettungsmodul kein Materialparameter des Bodens ist, sondern als Systemparameter verstanden werden muss. Das bedeutet, dass der Bettungsmodul sowohl von der Steifigkeit des Bodens als auch von der Steifigkeit und Geometrie des Bauwerks, beispielsweise der Gründungsplatte abhängig ist. Die korrekte Größe und Verteilung des Bettungsmoduls bei Anwendung des Bettungsmodulverfahrens muss daher immer in Abstimmung der Sohldruckspannungen und der resultierenden Setzungen ermittelt werden. Eine weitere entscheidende Einschränkung des Bettungsmodulverfahrens ist, dass alle Federn unabhängig voneinander sind und die Verschiebung einer Feder nur von der Sohlspannung an der Stelle der Feder abhängig ist. Eine Interaktion der einzelnen Federn wird vernachlässigt. Dennoch stellt das Bettungsmodulverfahren allgemein eine geeignete und häufig angewandte Methode zur Abbildung der Boden-Bauwerks-Interaktion von Gründungsplatten oder Balken dar. Der Vorteil des Bettungsmodulverfahrens liegt dabei insbesondere in dem geringen rech-

nerischen Aufwand. Dies zeigt sich beispielsweise darin, dass auch die Bemessung eines Tunnelrings üblicherweise mit Hilfe eines gebetteten Stabwerksmodells durchgeführt wird.

Bei dem Ansatz von Winkler zur Berechnung von Eisenbahnschienen wird die Schiene als ein Balken mit einer konstanten Biegesteifigkeit dargestellt. Dabei wird aufgrund der großen Ausdehnung der Schiene in Trassenrichtung vereinfachend von einem unendlich langen Balken ausgegangen. Die Größe des Bettungsmoduls in Abhängigkeit von dem Steifemodul des Bodens und der Biegesteifigkeit des Balken wurde erstmals von Biot [76] und Vesic [77] durch den Vergleich eines Systems mit Winkler-Bettung mit einer Berechnung mit Berücksichtigung eines elastischen Halbraums hergeleitet. Attewell et al. [78] verwendeten das System eines gebetteten Balkens erstmals zur Modellierung einer Pipeline, also eine im Boden liegende Struktur. Bei der Bestimmung der Größe des Bettungsmoduls wird dabei beachtet, dass der Balken in diesem Fall sowohl auf der Ober- als auch auf der Unterseite gebettet ist. Für die Größe des Bettungsmoduls verwenden Attewell et al. daher den Vorschlag von Vesic, setzt aber den doppelten Bettungsmodul an, um die Bettung ober- und unterhalb des Rohres abzubilden.

In jüngster Zeit wurde von verschiedenen Autoren ein entsprechendes Vorgehen verwendet, um eine im Boden liegende Tunnelröhre in Längsrichtung mit einem gebetteten Balkenmodell abzubilden. Liang et al. [18] und Han et al. [69] betrachten in Anlehnung an die Arbeit zur Rohr-Tunnel-Interaktion von Attewell et al. die Auswirkungen eines Baugrubenaushubs auf einen darunterliegenden Tunnel, wobei der Tunnel vereinfacht als eindimensionaler, elastisch gebetteter Balken abgebildet wird. Liang et al. zeigen dabei für zwei Anwendungsbeispiele aus der Praxis gute Übereinstimmung mit Messwerten bzw. mit Ergebnissen einer FEM-Studie. Auch von Han et al. wird eine gute Übereinstimmung mit Messwerten nachgewiesen. Wu et al. [79] und Wang et al. [80] verwenden ein Balkenmodell zur Berechnung eines Tunnels bei nachträglicher Setzung. Dabei wird allerdings keine elastische Bettung angesetzt, da die Reaktion des Tunnels unter Ansatz einer vorgegebenen Setzungskurve berechnet wird. Van Empel et al. [68] verwenden ein Balkenmodell nach Timoshenko-Balkentheorie zur Untersuchung des Tunnelanschlusses an den Startschacht bei anschließender Setzung der Tunnelröhre. Dabei wird insbesondere auch auf die Verformungseigenschaften der segmentierten Tunnelröhre eingegangen.

Die oben aufgeführten Studien verwenden das Balkenmodell jeweils, um eine statische Lastsituation abzubilden. In dieser Arbeit soll allerdings der Bauprozess des Tunnels, das heißt die sukzessive Erweiterung des Tunnels um einen Tunnelring untersucht werden. Dazu wurde erstmals von Boogards und Bakker [70, 81] ein analytisches Lösungsverfahren vorgeschlagen, das diesen Bauprozess des Tunnels abbildet. Dazu wird schrittweise jeweils ein neues Balkenelement am freien Ende eines gebetteten Balkens hinzugefügt und die Lasten

(z.B. Auftriebskraft aus Mörtelverpressung oder Nachläuferlasten) werden simultan zum Fortschritt vorwärtsbewegt. Hoefsloot [71] führte eine Erweiterung dieses Modells um weitere Lastbilder durch. Talmon und Bezuijen [72, 73] zeigen eine Vereinfachung der analytischen Ansätze und verwenden das Modell für einen Vergleich der analytisch bestimmten Schnittgrößen mit einem am Groene Hart Tunnel gemessenen Biegemomentenverlauf. Diese Studie wird in Kapitel 6 der Arbeit als Grundlage für ein Berechnungsbeispiel und eine darauf aufbauende Parametervariation aufgegriffen.

Folgend wird zunächst auf die allgemeine Modellbildung sowie auf die mathematische Lösung des Balkenmodells eingegangen, anschließend werden speziell die Ansätze der Berechnung mit Berücksichtigung des Bauprozesses erläutert und diskutiert. Danach wird jeweils in separaten Abschnitten auf die Berücksichtigung der Schubdeformation des Balkens eingegangen sowie ein Ansatz zur Bestimmung des vertikalen Bettungsmoduls vorgestellt. Zuletzt wird in diesem Kapitel auch die Umsetzung des Modellansatzes in einem FE-Modell mit Hilfe des Programms ANSYS erläutert, mit dem die Berechnung der Tunnelröhre in Längsrichtung in dieser Arbeit durchgeführt wird.

3.1. Modellbeschreibung

Folgend wird zunächst der Ansatz des Balkenmodells mit elastischer Bettung für die Anwendung im mechanisierten Tunnelbau mit Tübbingröhre erläutert und auf wesentliche Gesichtspunkte im Rahmen der hier untersuchten Problemstellung eingegangen. Abbildung 3.1 zeigt schematisch das abzubildende System (oben) und das mathematisch lösbare Modell des elastisch gebetteten Balkens (unten). Untersucht wird hier eine im Boden liegende Tunnelröhre während der Bauphase. Im Längsschnitt (links oben) ist die segmentierte Röhre sowie die TVM im umliegenden Boden abgebildet. Schnitt A-A zeigt den Querschnitt der Tunnelröhre in Ringrichtung. Zur Vereinfachung wird davon ausgegangen, dass der Tunnel in Längsrichtung ausgehend von der TVM eine unendliche Ausdehnung hat und dass der umgebende Boden homogen ist. Die Situation in der Nähe des Startschachts wird nicht untersucht und ist hier daher vernachlässigt.

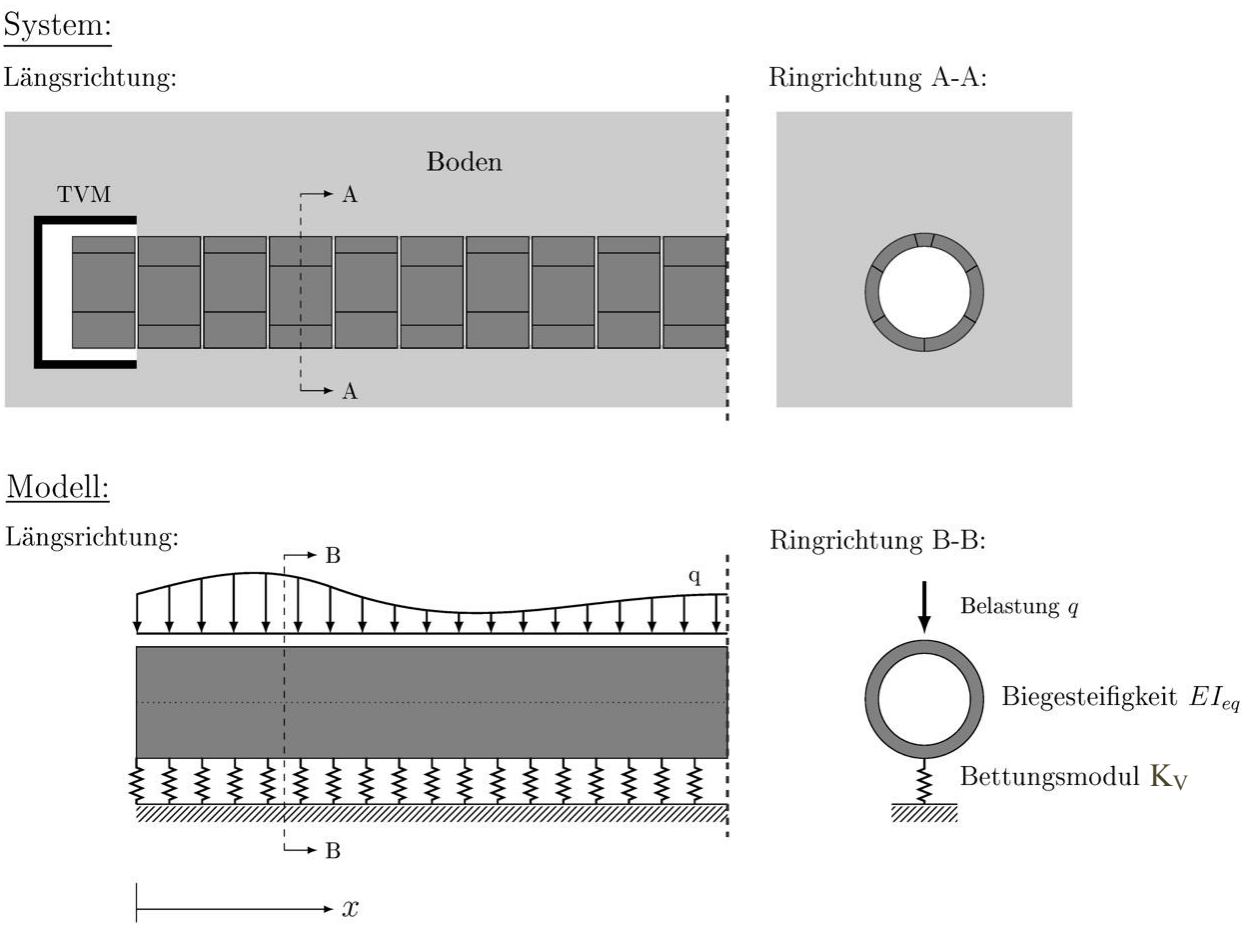


Abbildung 3.1: Idealisierung der Tunnelröhre als elastisch gebetteter Balken

In Abbildung 3.1 ist unten das abgeleitete statische Modell aufgeführt. Die segmentierte Tunnelröhre, bestehend aus den einzelnen Tübbingsteinen, wird im Modell durch einen kontinuierlichen halb-unendlich langen Balken mit Kreisring-Querschnitt abgebildet. Zur Beschreibung des Tunnels wird hier zunächst ein Koordinatensystem mit Ursprung an der Hinterseite der TVM angeordnet. Der halb-unendliche bzw. semi-infinite Balken ist durch ein freies Ende an der Stelle $x = 0$ und durch eine unendliche Ausdehnung in x-Richtung definiert. Schnitt B-B zeigt das Modell im Querschnitt. Die Bettung des Tunnels im umgebenden Boden wird im Modell wie erläutert nach dem winklerschen Bettungsansatz mittels einer kontinuierlichen Federbettung des Balkens abgebildet. Die Federbettung bildet die Reaktion des Bodens auf eine vertikale Verschiebung der Tunnelröhre ab, die entsprechende Federkonstante der im Modell angesetzten Linienfeder wird folgend als vertikaler Bettungsmodul K_V bezeichnet. Auf eine quantitative Herleitung des vertikalen Bettungsmoduls in Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften wird in Abschnitt 3.3 eingegangen. Da es nicht das Ziel dieser Modellierung ist, die Spannungen und Verformungen im Boden zu bestimmen, wird die starke Vereinfachung in der Abbildung der Bodenreaktion mit einer elastische Federbettung hier als ausreichend angesehen. Die Tübbingröhre ist in Längsrichtung in der Realität in einzelne Ringe

unterteilt und kann daher als Ringkette beschrieben werden. Die Segmentierung des Tunnels in einzelne Ringe hat, je nach Ausbildung der Ringfugen und je nach Größe der Normalkraft in Tunnellängsrichtung, einen Einfluss auf die Steifigkeit der Tunnelröhre [68]. Im Balkenmodell werden die Ringfugen nicht explizit modelliert, stattdessen wird ihre Auswirkung auf die Steifigkeit der Röhre durch Ansatz einer insgesamt geringeren Biegesteifigkeit berücksichtigt (vgl. Talmon und Bezuijen [72, 73]). Die Größe dieser abgeminderten Biegesteifigkeit der Tunnelröhre unter Berücksichtigung der Auswirkung der Ringfugen wird folgend auch als äquivalente Biegesteifigkeit bezeichnet. Auf die Größe dieser äquivalenten Steifigkeit und auf die Abnahme der Steifigkeit in Abhängigkeit von der axialen Normalkraft wird in Kapitel 5 eingegangen.

Die Belastung des Tunnels wird im eindimensionalen Balkenmodell mittels Streckenlasten dargestellt. Die maßgebenden Lasten sind das Eigengewicht der Tunnelröhre, die Last des Nachläufers, die Ausbaulasten des Tunnels und die Auftriebskraft auf den Querschnitt infolge der Grundwasserbelastung. Die vertikale Belastung des Querschnitts aus dem Gebirge wird nicht direkt angesetzt. Diese Belastung ergibt sich stattdessen bei der Modellierung mit elastischer Bettung indirekt als Reaktionskraft der Federbettung bei vertikaler Verformung des Tunnels [73]. In der TVM wird durch die Vortriebspressen zudem eine Kraft auf das freie Ende der Tunnelröhre ausgeübt. Die axial auf die Tunnelsegmente drückende Kraft der Vortriebspressen wird hier allerdings nicht explizit als Last im Modell berücksichtigt. Die Auswirkung der Normalkraft auf das Verformungsverhalten und die Spannungsverteilung über den Querschnitt wird stattdessen separat in den Betrachtungen zur Biegesteifigkeit berücksichtigt (s. Kapitel 5). Liegt eine Exzentrizität der Resultierenden aller Vortriebspressenkräfte vor, wird durch die Vortriebspressen allerdings zusätzlich ein Biegemoment in die Röhre eingetragen. Eine solche Exzentrizität tritt beispielsweise auf, wenn die TVM in der Vortriebsfahrt dazu tendiert nach unten abzutauchen und diese Tendenz durch die Steuerbewegungen ausgeglichen werden muss [5]. Die entsprechende Belastung kann im Modell durch ein Einzelmoment am freien Ende des Balkens in der TVM abgebildet werden.

Im Kontext der hier beschriebenen Problemstellung stellt sich zudem insbesondere die Frage, wie die Belastung der Tunnelröhre im Bereich direkt hinter der TVM, der Bereich in dem der Mörtel noch flüssig ist, dargestellt wird. Hoefsloot [71] setzt in einem kurzen Bereich hinter der TVM in der Länge eines Tübbingrings keine Bettung an, eine Auftriebslast aus dem Mörtel wird allerdings nicht berücksichtigt. Talmon und Bezuijen [73] berücksichtigen speziell eine Mörtelzone, in der die Röhre ungebettet ist und der Tunnel durch eine Auftriebskraft belastet wird (s. Abbildung 3.2, oben). Die im Folgenden erläuterten analytischen Ansätze zur Lösung des Modells können jeweils für einen halb-unendlichen Balken mit einer elastischen Bettung über die gesamte Länge des Balkens verwendet werden. Ein ungebetter Bereich kann daher nur indirekt berücksichtigt werden, indem beispielsweise alle Lasten in diesem Bereich

in Form einer Querkraft und einem Biegemoment zusammengefasst werden und an der Stelle aufgebracht werden, an der die elastische Bettung beginnt (s. Abbildung 3.2, unten). Talmon und Bezuijen [73] leiten die Auftriebsbelastung für exemplarische Berechnung aus Messwerten zur Druckverteilung an einem Tübbingring ab. Auf eine quantitative Herleitung der Größe der Auftriebskraft und der Länge des ungebetteten Bereichs in Abhängigkeit von der Dränierung des Mörtels und der hydraulischen Erhärtung wird in Kapitel 4 eingegangen.

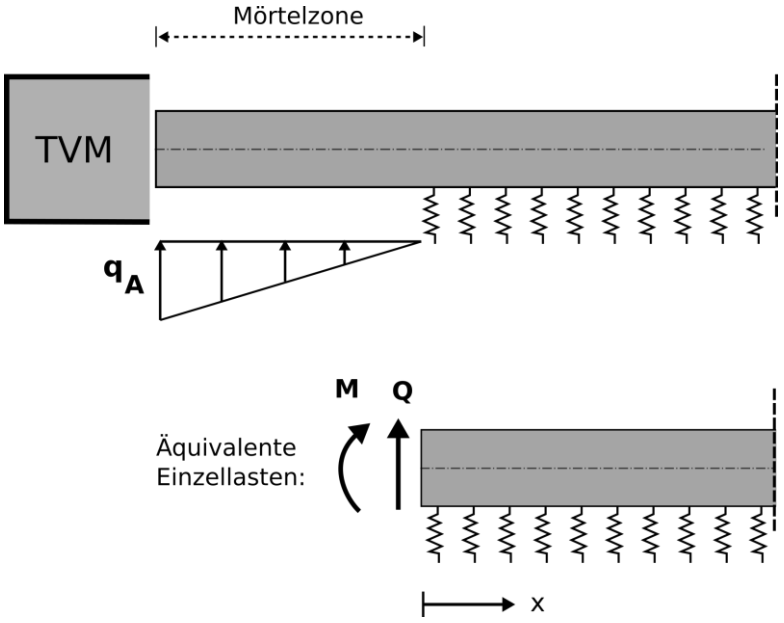
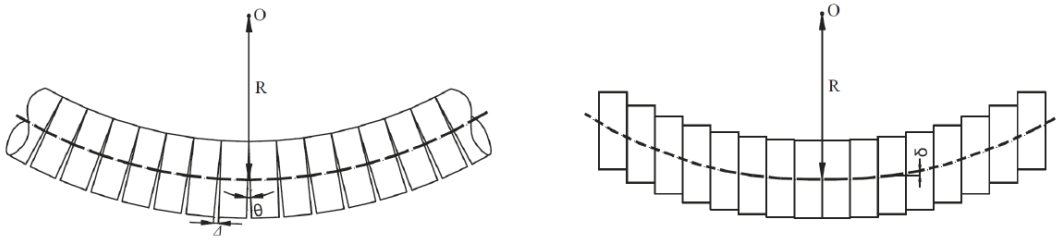


Abbildung 3.2: Mörtelzone und äquivalente Einzellasten

Im Rahmen der Idealisierung des Tunnels als Balken ist zu diskutieren, ob die Röhre an der TVM fest gehalten ist oder ob sich die Ringe in der TVM frei verschieben können. Gegebenenfalls kann sich die Röhre in vertikaler Richtung an den Pressen ‚abstützen', so dass die Pressen ein Auflager für den Balken bilden. Die Querkraft zwischen Pressen und Tübbingring kann dabei allerdings nicht beliebig groß werden, da die Pressenschuhe sonst von den Segmenten rutschen könnten und weil die Pressen nicht für eine große Querbelastung dimensioniert sind (vgl. [72, 73]). Talmon und Bezuijen [72, 73] definieren bei ihrer Betrachtung daher kein Auflager am freien Ende des Balkens an und setzen stattdessen eine abwärts gerichtete Einzellast an dieser Stelle an. Des Weiteren gleitet die Röhre im Regelfall ohne Kontakt zum Stahlschild aus der Schildmaschine aus und wird nur von den Federblechen der Schildschwanzdichtung überstrichen, so dass im Fall einer zentrisch im Schild liegenden Röhre in vertikaler Richtung vermutlich keine signifikante Last auf die Röhre wirkt. Bei Verformung bzw. Hebung der Tunnelröhre sowie bei Schrägstellung der Schildmaschine kann allerdings ein Kontaktpunkt zwischen Röhre und Schildschwanz und somit eine zusätzliche punktuelle Belastung entstehen [5, 61]. In diesem Fall ist zu überlegen, ob die Tunnelröhre an der Rückseite der TVM am Schildschwanz als gelagert zu betrachten ist. Auf die qualitative Auswir-

kung der Lagerung an der TVM auf das Verhalten der Tunnelröhre wird später mit Hilfe des numerischen Modells im Rahmen der Berechnungsbeispiele gesondert eingegangen (s. Kapitel 6).

Die in diesem Kapitel gezeigten Ansätze beruhen jeweils auf der Euler-Bernoulli-Balkentheorie, die voraussetzt, dass die Balkenquerschnitte bei Verformung des Balkens eben und senkrecht zur Balkenachse bleiben. Die resultierende Verformungsfigur des Tunnels, wie in Abbildung 3.3 (links) schematisch dargestellt, stellt daher lediglich die Verformung der Tunnelöhre aufgrund von Biegung dar. Bei einer segmentierten Tunnelröhre muss allerdings zusätzlich berücksichtigt werden, dass sich benachbarte Ringe aufgrund der Segmentierung prinzipiell relativ zueinander verschieben können. Diese sich zusätzlich zur Biegeverformung einstellende Schubverformung ist in Abbildung 3.3 rechts dargestellt.



(a) Biegeverfomung **(b)** Schubverformung

Abbildung 3.3: Vergleich der Verformungsfiguren des segmentierten Tunnels [79]

Diese Schubdeformation kann mit der Euler-Bernoulli-Balkentheorie nicht abgebildet werden, da der Versatz der Ringe die bernoullische Annahme verletzt laut der die Balkenquerschnitte auch nach der Deformation des Balkens senkrecht zur Balkenachse stehen. Zur Berücksichtigung dieser zusätzlichen Schubverformung kann die Timoshenko-Balkentheorie verwendet werden [74]. Durch das Zulassen der Schubdeformation verringert sich die Gesamtsteifigkeit des Balkens, so dass die Verformung zunimmt. Da die Reaktion der Bettung bei Abbildung des Tunnels als elastisch gebetteter Balken abhängig von der Verformung des Balkens ist, kann die Größe der Schubsteifigkeit prinzipiell einen Einfluss auf das Verhalten des Gesamtsystems haben. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird daher die Größe der Schubsteifigkeit unter Berücksichtigung der Ringfugen bestimmt und untersucht, wie groß der Einfluss auf das Verformungsverhalten des Tunnels ist. Der Aufwand zur Lösung des Systems unter Berücksichtigung der Timoshenko-Theorie ist im Rahmen der analytischen Lösung aufgrund der höheren Komplexität der Differentialgleichung allerdings sehr groß. Es wird zunächst erwartet, dass der Einfluss der Schubverformung nicht maßgeblich ist, solange die Reibungskraft in den Ringfugen ausreichend groß ist, Daher wird an dieser Stelle keine Erweiterung der analytischen Lösungen zur Berücksichtigung von Schubverformungen durchgeführt. Der Einfluss der Schubverformung wird stattdessen mit Hilfe der numerischen

Lösung des Modells untersucht, da damit eine Berücksichtigung der Schubverformung über die Wahl eines Elements mit entsprechender Funktion einfacher durchzuführen ist. Auf die Größe der Schubsteifigkeit der segmentierten Tübbingröhre wird in Kapitel 5 eingegangen.

Eine Besonderheit der hier abzubildenden Situation ist der sukzessive Vortrieb und die schrittweise Herstellung der Tunnelröhre. Die TVM bewegt sich schrittweise in Vortriebsrichtung vorwärts und stützt sich dabei an den bereits gebauten Ringen ab. Zwischen den Vortriebsphasen wird im Schutz der Schildmaschine jeweils ein neuer Tunnelring an die bestehende Röhre angesetzt. In der Lösung des Modells muss daher berücksichtigt werden, dass der Tunnel bzw. der elastisch gebettete Balken schrittweise um einen Ring bzw. um ein Balkenelement verlängert wird. Abbildung 3.4 zeigt eine schematische Darstellung dieser Erweiterung. Grundlegend kann diese Erweiterung zum einen anhand der Bewegung des freien Endes des Balkens in Abhängigkeit von der Zeit und in Bezug auf ein feststehendes x-Koordinatensystem (s. Abbildung 3.4) beschrieben werden. Zum anderen ist es sinnvoll, die Schnittgrößen und Verschiebung des Balkens in Bezug auf ein Koordinatensystem zu beschreiben, dass an die TVM gekoppelt ist und sich mit dem Vortrieb mitbewegt (s. $\bar{x}$-Koordinatensystem in Abbildung 3.4). Wird dabei vereinfachend angenommen, dass der Tunnelbau und alle weiteren Prozesse zeitlich kontinuierlich und gleichförmig ablaufen, kann von einer Belastungsfigur ausgegangen werden, die zu jedem Zeitpunkt unverändert in Bezug auf das an die TVM gekoppelte Koordinatensystem beschrieben werden kann. Dazu muss beispielsweise angenommen werden, dass sowohl der Vortrieb als auch der Ringbau in konstanten zeitlichen Inkrementen stattfindet.

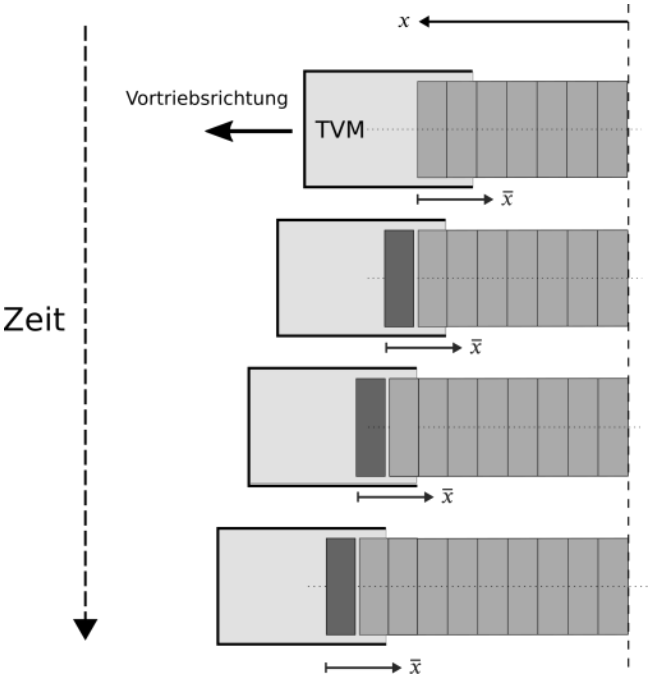


Abbildung 3.4: Schematische Darstellung des Vortriebs und des schrittweisen Ringbaus

Unter diesem Gesichtspunkt wurde die Berechnung der Tunnelröhre in Längsrichtung daher von anderen Autoren auch vereinfacht mit statischen Modellen ohne Berücksichtigung des schrittweisen Vortriebs bzw. der schrittweisen Erweiterung des Balkens betrachtet [51, 64, 65, 82, 83]. Diese Modelle stellen gewissermaßen einen ‚Schnappschuss' aus dem kontinuierlichen Bauprozess dar. Die Vernachlässigung der Erweiterung bedeutet allerdings, dass die Berechnung der Schnittgrößen an einem eingangs unverformten System durchgeführt werden muss. Da der Balken auf einer kontinuierlichen, elastischen Bettung gelagert ist, sind die Reaktionskräfte allerdings abhängig von den Verschiebungen der Tunnelröhre. Das bedeutet, dass sich bei Berechnung an einem eingangs unverformten System eine andere Verteilung der Lagerreaktionen ausbildet als bei einem Verfahren, bei dem jeweils schrittweise auf Grundlage einer vorher vorhandenen Verformung gerechnet wird [71]. Dies führt folglich auch zu Unterschieden in den berechneten Schnittgrößen. Bei der Betrachtung der Tunnelröhre in der Bauphase ist daher zu zeigen, ob ein Ansatz mit Berechnung am verformten System, also mit Berücksichtigung des sukzessiven Baufortschritts, verfolgt werden sollte. Die Unterschiede der Verfahren werden im Folgenden anhand der analytischen Ansätze zum elastisch gebetteten Balken illustriert. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Berücksichtigung des Bauprozesses im Balkenmodell keine Berechnung darstellt, die innerhalb eines Berechnungsschrittes explizit zeitabhängige Prozesse wie Konsolidierung oder Kriechen berücksichtigt. Die Berechnung erfolgt anhand einzelner Lastschritte, die jeweils auf der Grundlage des statischen Gleichgewichts gelöst werden.

3.2. Analytische Lösung des Balkenmodells

Folgend wird zuerst die Differentialgleichung für das System des gebetteten Balkens dargestellt und erläutert. Für die Differentialgleichung kann eine allgemeine Lösung gefunden werden, für die bei verschiedenen Randbedingungen wiederum geschlossene Lösungsformeln zur Verfügung stehen [84, 85]. Da die Differentialgleichung zur Beschreibung des Systems linear ist, gilt das Superpositionsprinzip, das heißt, dass die Gesamtlösung durch die Linearkombination von einzelnen Belastungen (z.B. Eigenlast der Röhre, Auftriebskraft im Grundwasser) bestimmt werden kann [85]. Die bestehenden Lösungen werden anschließend verwendet, um eine Lösung für das Systems unter Berücksichtigung der sukzessiven Erweiterung des Balkens aufzustellen. Dafür stehen analytische Ansätze zur Verfügung, die eine endliche Summierung verwenden, um die schrittweise Erweiterung abzubilden [71, 81] oder die das Problem mit Hilfe eines an die TVM gekoppelten Koordinatensystems behandeln [72, 73]. Im Folgenden werden die Grundlagen zur mathematischen Formulierung des elastisch gebetteten Balkens sowie die Ansätze zur Abbildung des Baufortschritts kurz erläutert. Am Schluss des Kapitels wird eine mit Hilfe des FE-Programms ANSYS formulierte, numerische Methode zur Lösung des Systems vorgestellt. Mit diesem Ansatz können spezielle Aspekte wie eine

nichtlineare Biegesteifigkeit sowie der bereits erwähnte Einfluss der Schubverformung berücksichtigt werden.

3.2.1. Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens

Das System eines elastisch gebetteten Balkens ist in Abbildung 3.5 dargestellt. Der Boden wird durch linear-elastische Federn abgebildet. Die vertikale Verschiebung w(x) des belasteten Balkens führt zur Stauchung der Federn. Auf der rechten Seite der Abbildung ist die im Folgenden verwendete Vorzeichenkonvention der Schnittgrößen am Balken abgebildet. Positive Verschiebung und positive Schnittkräfte zeigen jeweils in die positive Koordinatenrichtung.

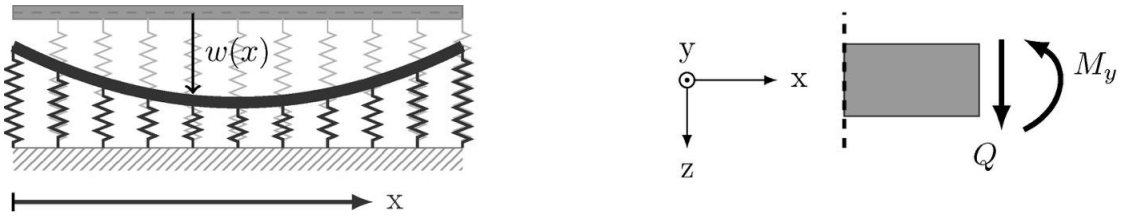


Abbildung 3.5: Balken auf elastischer Bettung (rechts), Vorzeichenkonvention am Balken (links)

Das Verhalten des Systems wird unter Einbezug der Winkler-Hypothese beschrieben, die besagt, dass die Sohlspannung an jeder Stelle der Bettung proportional zur Verschiebung an dieser Stelle ist (s. Gleichung (3.1)). Die Differenzialgleichung des Balkens kann mit Hilfe des in Abbildung 3.6 dargestellten infinitesimalen Elements wie folgt nach Hetenyi [85] hergeleitet werden. Das Element hat die Länge dx und auf dem Balken lastet die Streckenlast q. Durch die Reaktion der Federn bildet sich in Abhängigkeit von der Verformung des Balkens w sowie von dem Bettungsmodul k die entgegen der äußeren Streckenlast q gerichteten Last $k \cdot w$ aus.

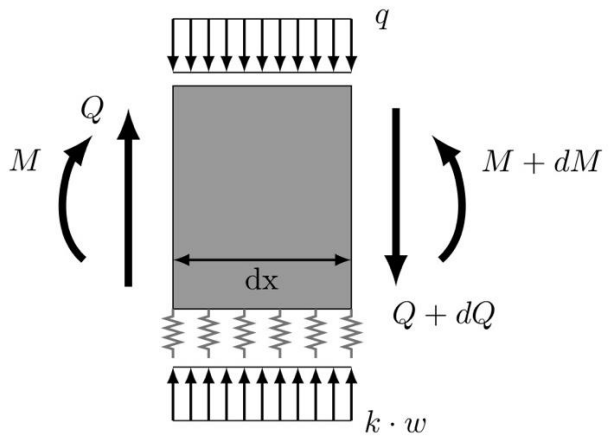


Abbildung 3.6: Infinitesimales Balkenelement mit Bettung

An diesem differentiellen Element gelten, unabhängig von der Bettung, weiterhin die folgenden aus der Euler-Bernoulli-Theorie bekannten Beziehungen zwischen der Biegelinie und dem Moment sowie der Querkraft [86]:

$$M = -EI \cdot \frac{d^2w}{dx^2} \tag{3.2}$$

$$Q = \frac{dM}{dx} = -EI \cdot \frac{d^3w}{dx^3} \tag{3.3}$$

Durch die Bildung des Kräftegleichgewichts am Element und Berücksichtigung der oben genannten Beziehungen am Biegebalken kann die Differentialgleichung des gebetteten Balkens bestimmt werden:

$$EI \cdot \frac{d^4w}{dx^4} + k \cdot w = q \tag{3.4}$$

Unter der Annahme, dass die Störfunktion q gleich Null ist, lässt sich die homogene Differentialgleichung formen. Dabei sei angemerkt, dass sich Lösungen für einen elastisch gebetteten Balken mit Belastung durch eine Streckenlast durch die Auflösung der Streckenlast in Einzellasten erzielen lassen [85]. Die Differentialgleichung des gebetteten Balkens lautet:

$$EI \cdot \frac{d^4w}{dx^4} + kw = 0 \tag{3.5}$$

Diese homogene Differentialgleichung 4. Ordnung lässt sich unter Definition des Hilfsparameters β analytisch lösen:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4 \cdot EI}} \tag{3.6}$$

Der Parameter β beschreibt für das Modell das Verhältnis der elastischen Bettung in Form des Bettungsmoduls und der Biegesteifigkeit des Balkens. Der Kehrwert der Konstante $1/\beta$ hat die Dimension Länge und wird daher auch als Charakteristische Länge oder Elastische Länge bezeichnet.

Die allgemeine Lösung der Differentialgleichung lautet [85]:

$$\begin{aligned} w(x) = \; & e^{\beta \cdot x} \left(C_1 \cdot cos(\beta \cdot x) + C_2 \cdot sin(\beta \cdot x)\right) \\ & + e^{-\beta \cdot x} \left(C_3 \cdot cos(\beta \cdot x) + C_4 \cdot sin(\beta \cdot x)\right) \end{aligned} \tag{3.7}$$

Die Integrationskonstanten C_1 bis C_4 der allgemeinen Lösung werden zur Lösung spezieller Probleme mittels der Definition von Randbedingungen bestimmt. Wie bereits erwähnt, kann die Lösung der Differentialgleichung für bestimmte Fragestellungen bzw. Randbedingungen dabei nach dem Superpositionsprinzip erfolgen [85]. Das heißt, die endgültige Lösung wird

durch die Überlagerung von Lösungen für einzelne Lastanteile gefunden. Im hier gezeigten Anwendungsfall ist dies von Bedeutung, da für die Belastungssituation im Bauzustand mehrere Streckenlasten und Einzellasten superponiert werden müssen.

3.2.2. Lösung für den semi-infiniten Balken

Zwecks besseren Verständnisses der Lösungen für das Modell mit Berücksichtigung des Bauprozesses werden in diesem Abschnitt zunächst ausschnittsweise und ohne weitere Herleitung geschlossene Lösungen für den halb-unendlichen bzw. semi-infiniten Balken für zwei verschiedene Randbedingungen bzw. Lastbilder nach Hetenyi [85] aufgeführt. Die folgenden Lösungen stellen die Verformung sowie die Schnittgrößen nach der Berechnung an einem unverformten System dar und berücksichtigten nicht die schrittweise Balkenerweiterung.

Gleichung (3.8) gibt die Biegelinie des semi-infiniten Balkens bei Belastung mit einer Einzellast wieder. Mit Berücksichtigung der Beziehungen zwischen der Ableitungen der Biegelinie und den Schnittgrößen ($M = -EI \cdot w''$ und $Q = -EI \cdot w'''$[86]) ergeben sich die entsprechenden Verläufe des Biegemoments (Gleichung (3.9)) und der Querkraft (Gleichung (3.10)):

$$w_P(x) = \frac{2\beta P}{k} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot cos(\beta \cdot x) \tag{3.8}$$

$$M_P(x) = -{w_P}'' \cdot \mathrm{EI} = \frac{-P}{\beta} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot sin(\beta \cdot x) \tag{3.9}$$

$$Q_P(x) = -{\mathrm{w_P}}''' \cdot \mathrm{EI} = -P \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot (cos(\beta \cdot x) - sin(\beta \cdot x)) \tag{3.10}$$

In Abbildung 3.7 sind die Biegelinie sowie der Momenten- und Querkraft-Verlauf qualitativ dargestellt. Der charakteristische Verlauf der Biegelinie und der Schnittgrößen am gebetteten Balken zeigt sich in periodischen Kosinus- bzw. Sinus-förmigen Kurven sowie in der starken Dämpfung der Amplitude mit zunehmendem Abstand vom Lastangriffspunkt.

In der Biegelinie ist neben der Senkung des Balkens direkt unter der Last auch eine leichte Verformung in negativer Koordinatenrichtung erkennbar. Die Bettungsfedern nehmen in diesem Bereich auch Zugspannungen auf. Die stellt hier keinen Widerspruch dar, da die Federbettung die kombinierte Reaktion des Bodens ober- und unterhalb des Tunnels abbildet. In einem vergleichbaren System bei der Modellierung einer Schiene oder eines Fundamentes könnten prinzipiell keine negativen Bettungsspannungen auftreten.

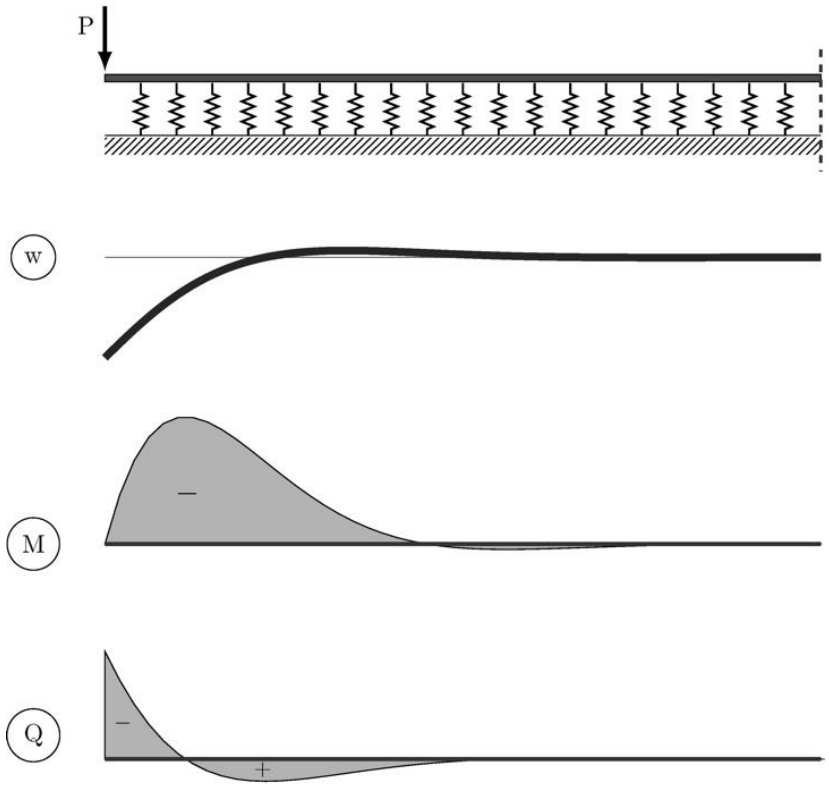


Abbildung 3.7: Semi-infiniter Balken mit Einzellast am freien Ende - Biegelinie und Schnittgrößenverlauf

Die Gleichungen (3.11) bis (3.13) geben die Biegelinie sowie den Momenten- und Querkraftverlauf bei Belastung durch ein Biegemoment am Balkenanfang wieder. Abbildung 3.8 zeigt die entsprechenden Verläufe qualitativ.

$$w_M(x) = \frac{-2\beta^2 M}{k} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot (cos(\beta \cdot x) - sin(\beta \cdot x)) \tag{3.11}$$

$$M_M(x) = M \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot (cos(\beta \cdot x) + sin(\beta \cdot x)) \tag{3.12}$$

$$Q_M(x) = -2\beta \cdot M \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot sin(\beta \cdot x) \tag{3.13}$$

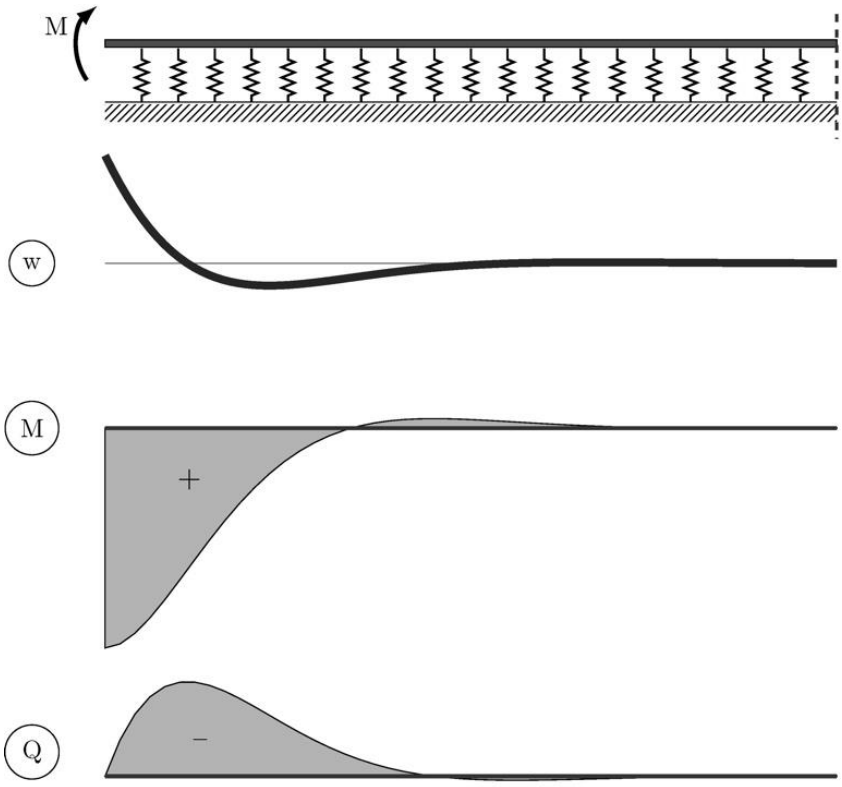


Abbildung 3.8: Semi-infiniter Balken mit Biegemoment am freien Ende - Biegelinie und Schnittgrößenverlauf

3.2.3. Lösung mit Berücksichtigung des Bauprozesses

Folgend wird die von Bakker [81] und Hoefsloot [71] entwickelte Lösung zur Berücksichtigung des Bauprozesses erläutert. Dieser Ansatz bezieht sich auf die geschlossenen Lösungen für einen semi-infiniten Balken, die im vorherigen Abschnitt aufgeführt sind. Der Bauprozess wird dadurch abgebildet, dass schrittweise ein neues Element an den bestehenden Balken angefügt wird. Die Lösung kann jeweils separat für verschiedene Lastbilder erarbeitet werden und durch Superposition eine Gesamtlösung ermittelt werden. Folgend wird der Ansatz zunächst für ein System mit einer Einzellast am freien Ende des Balkens erklärt.

Die Betrachtung basiert darauf, dass für jeden Berechnungsschritt die Schnittgrößen im Gesamtsystem, die durch das Hinzufügen eines Elements entstehen, bestimmt werden und anschließend mit dem Schnittgrößenverlauf im vorherigen Berechnungsschritt überlagert werden. Anhand Abbildung 3.9 wird das Vorgehen kurz für einen Balken mit einer Einzellast am freien Ende des Balkens erläutert. Die schrittweise Erweiterung des Balkens beginnt ausgehend von Zustand A. Nach Hinzufügen eines Balkenelements im Schritt B soll der Momentenverlauf in neuer Konfiguration im Zustand C ermittelt werden. Im Zustand A wirkt die Einzellast *P* am freien Ende des semi-infiniten, elastisch gebetteten Balkens. Dadurch entsteht

im Balken der Momentenverlauf M_A. In Schritt B wird ein neues, elastisch gelagertes Balkenelement mit der Länge eines Rings L hinzugefügt.

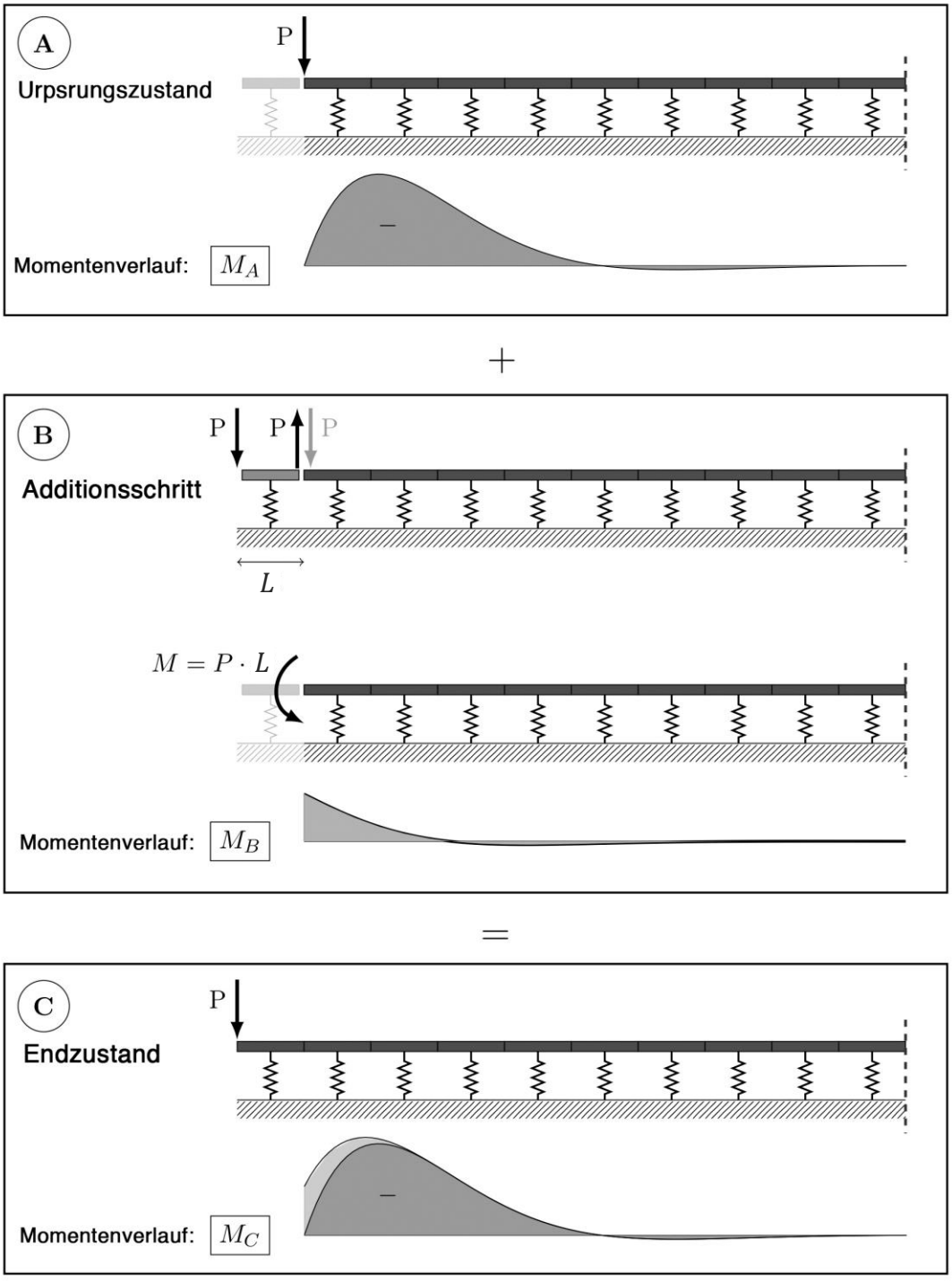


Abbildung 3.9: Ansatz zur schrittweisen Erweiterung des elastisch gebetteten Balkens

Da die Summe aus Zustand A und Zustand B den Zustand C abbilden soll, wird die Einzellast aus dem Schritt A durch eine entgegengesetzt wirkende Kraft P aufgehoben und die verscho-

bene Last am freien Ende des Balkens angesetzt. Aufgrund des Kräftepaares wirkt damit, bei Vernachlässigung der Bettung des neuen Elements, das Moment $M = -P \cdot L$ auf den bisherigen Balken. Dadurch ergibt sich im elastisch gebetteten Balken der Momentenverlauf M_B. Der Momentenverlauf im ursprünglichen Balken im finalen Zustand C wird durch Überlagerung des Momentenverlaufs im Ausgangszustand A und des Momentenverlaufs, der durch das hinzugefügte Element im Schritt B entsteht ermittelt: $M_C = M_A + M_B$.

Bei mehrfacher Wiederholung dieses Vorgehens kann der Momentenverlauf für eine sukzessive Erweiterung des Balkens ermittelt werden. Der resultierende Verlauf ergibt sich durch eine schrittweise verschobene Überlagerung der Momentenverläufe. Die folgende Gleichung gibt den Momentenverlauf für das in Abbildung 3.9 gezeigte Beispiel mit einer Einzellast am Balkenfang bei unendlicher Wiederholung der Erweiterungsschritte nach Hoefsloot [71] an:

$$M_{\sum P}\ (x) = -P \cdot L \cdot \sum_{m=0}^{x/L} e^{-\beta \cdot m \cdot L} \cdot (cos(\beta \cdot m \cdot L) + sin(\beta \cdot m \cdot L)) \tag{3.14}$$

Die Querkraftverteilung kann durch Ableitung des Momentenverlaufs gebildet werden. Durch die Ableitung entfällt die Summenfunktion. Der Querkraftverlauf lautet:

$$Q_{\sum P}\ (x) = \frac{dM_{\sum P}(x)}{dx} = -P \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot (cos(\beta \cdot x) + sin(\beta \cdot x)) \tag{3.15}$$

Analog kann mit diesem Vorgehen auch der Schnittgrößenverlauf bei einem Einzelmoment M_0 am Balkenanfang sowie bei Belastung des Balkens mit einer Gleichstreckenlast q ermittelt werden. Der Gesamtschnittgrößenverlauf wird zuletzt durch die Superposition der Schnittgrößen der verschiedenen Lastbilder bestimmt. Der resultierende Momentenverlauf lautet bei Erweiterung um jeweils die Länge L nach Hoefsloot [71]:

$$\begin{aligned} M_{\sum}\ (x) = &-M_0 \\ &-\left(\frac{1}{2} qL^2 - P \cdot L\right) \cdot \sum_{m=0}^{\frac{x}{L}} e^{-\beta \cdot m \cdot L} \cdot (cos(\beta \cdot m \cdot L) + sin(\beta \cdot m \cdot L) \\ &+\frac{qL}{\beta} \cdot \sum_{m=0}^{\frac{x}{L}} e^{-\beta \cdot m \cdot L} \cdot sin(\beta \cdot m \cdot L) \end{aligned} \tag{3.16}$$

Die Querkraft lautet entsprechend:

$$\begin{aligned} Q_{\sum}\ (x) = &-\left(\frac{1}{2} qL^2 - P \cdot L\right) \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot (cos(\beta \cdot x) + sin(\beta \cdot x)) \\ &+\frac{q}{\beta} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot sin(\beta \cdot x) \end{aligned} \tag{3.17}$$

Hoefsloot [71] setzt des Weiteren einen Teil des Tunnels hinter der TVM als nicht gebettet an, um den Bereich zu berücksichtigen, in dem der Mörtel noch nicht erhärtet ist. Im Rahmen der analytischen Lösung wird dieser Bereich nicht einbezogen. Stattdessen kann die Belastung in diesem Bereich in ein resultierendes Biegemoment und eine resultierende Querkraft umgerechnet werden, welche am Beginn des gebetteten Balkens als Einzellasten angesetzt werden (M_0 und P in Gleichung (3.16)). Die Schnittgrößen im ungebetteten Bereich können nach der üblichen Balkentheorie bestimmt werden, da sie unabhängig von der Bettung sind. Hoefsloot [71] leitet zudem entsprechende analytische Lösungen zur Berücksichtigung von lokal begrenzten Lasten, wie z.B. der Nachläuferlast, ab. Die Lösungen werden in der Quelle aufgrund des größeren Umfangs der Herleitung allerdings nicht aufgeführt. Da in der vorliegenden Arbeit später ohnehin auf ein numerisches Modell zurückgegriffen wird, wird hier darauf nicht weiter eingegangen.

Auf Grundlage der aufgeführten Formeln wird folgend an einem einfachen Beispiel gezeigt, welche Unterschiede sich qualitativ bei der Berechnung mit Berücksichtigung des Bauprozesses und bei einer Berechnung am unverformten System ergeben. Hier werden zunächst ein Einzelmoment und eine Einzellast am Balkenanfang sowie eine Streckenlast angesetzt und ein ungebetteter Bereich berücksichtigt (s. Abbildung 3.10).

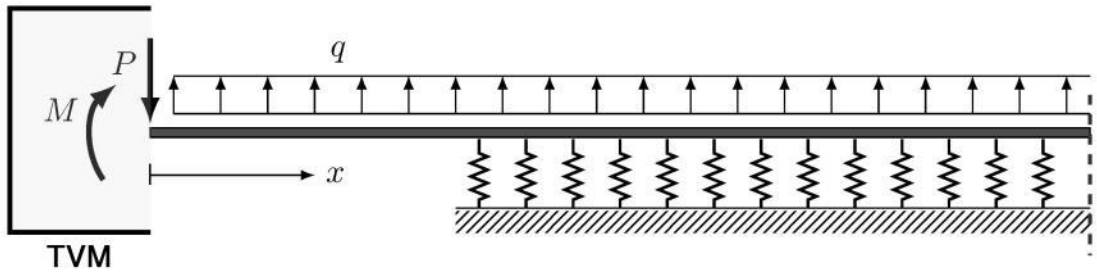


Abbildung 3.10: Vergleich zwischen Berechnung mit Berücksichtigung des Bauprozesses und Berechnung am unverformten System – Belastung

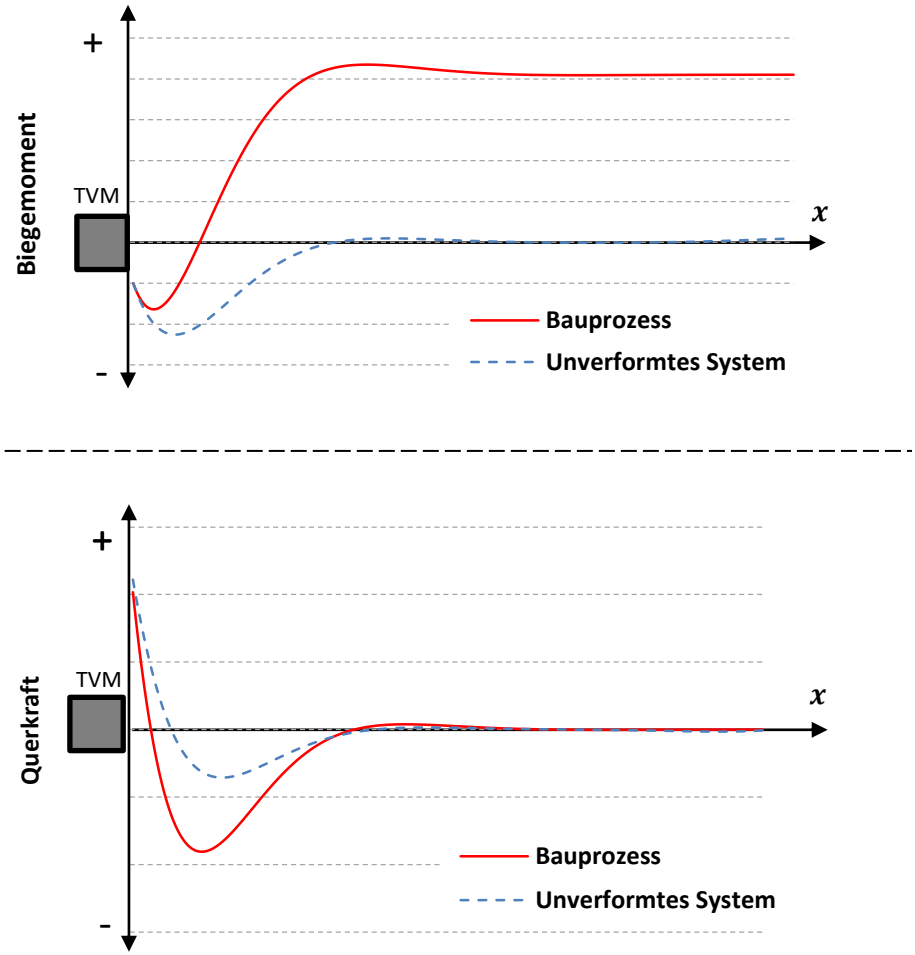


Abbildung 3.11: Vergleich zwischen Berechnung mit Berücksichtigung des Bauprozesses und Berechnung am unverformtem System - Schnittgrößen

Die Arbeiten niederländischer Autoren [71, 73, 87] zeigen auf Grundlage von kontinuierlich im Bauablauf durchgeführten Dehnungsmessungen an Tübbingsegmenten und der Ableitung des resultierenden Biegemoments an einer Tunnelröhre (Groene Hart Tunnel, Niederlande), dass dieser Biegemomentenverlauf mit Ausbildung eines verbleibenden, konstanten Biegemoments offenbar auch in der Realität auftritt (s. Abbildung 3.12). Auch die Autoren einer Feldstudie am Qianjian Tunnel zeigen eine Spannungsmessung an Tübbingringen, die mit großem zeitlichen Abstand zum Bau der Röhre eine Differenz zwischen den Spannungen an der Firste und an der Sohle des Tunnels zeigt, die auf ein konstantes, unverändertes Biegemoment schließen lässt [88]. Im Übrigen berechnet auch Kasper [10] auf Grundlage einer FE-Simulation, dass ein konstantes Längsbiegemoment in der Tunnelröhre entsteht.

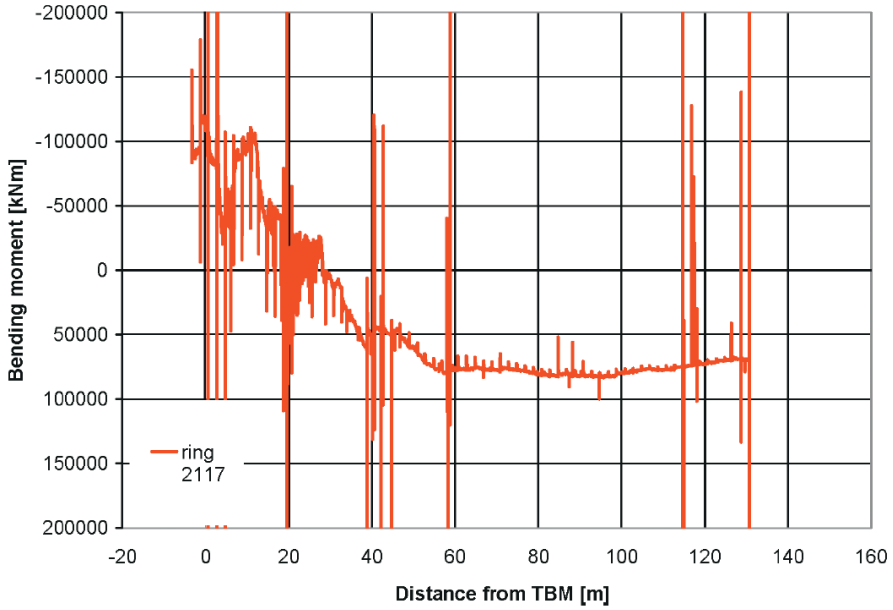


Abbildung 3.12: Gemessenes Biegemoment an einem Ring am Groene Hart Tunnel

Es ist zu diskutieren, was das Auftreten dieses Längsbiegemoments bei einem schrittweise erstellten, elastisch gebetteten Balken bedeutet. Auf Grundlage der Balkentheorie besteht ein Zusammenhang zwischen dem in einem Balken auftretenden Biegemoment und der Krümmung der Balkenachse (s. auch Gleichung (3.2)). Die Achse der Tunnelröhre ist im Endzustand in großem Abstand zum Freien Ende des Balkens gerade. Dies gilt zumindest bei Annahme homogener Bodenverhältnisse und bei Vernachlässigung einer gekrümmten Trasse. Im Kontext des gebetteten Balkens ergibt sich dieser Zustand, da in großem Abstand zum freien Ende des Balkens jedes Element die gleiche Belastung erfährt und jede Bettungsfeder gleich stark gestaucht wird, so dass der Balken in diesem Bereich eine gleichförmige Verschiebung erfährt. Es besteht also eine Diskrepanz zwischen der Krümmung der Röhre, die Null sein muss, und dem berechneten bzw. gemessenen Biegemoment, das ungleich Null ist. Somit ergibt sich abweichend von der Balkentheorie offenbar, dass $M = -EI \cdot w''$ nicht gilt.

Wie Talmon und Bezuijen [72, 73] erläutern, kann darauf aufbauend argumentiert werden, dass im Zuge des Bauprozesses anscheinend eine Vorkrümmung der Tunnelröhre entsteht, welche schließlich bei Erweiterung des Balkens abgebaut wird, so dass der Tunnel in eine ungekrümmte Lage bewegt wird. Abbildung 3.13 zeigt diese Vorstellung allgemein für ein vorgekrümmtes Balkenelement, dass durch ein Biegemoment in eine ungekrümmte Form bewegt wird. In dem hier gezeigten Biegemomentenverlauf tritt ein konstantes, positives Biegemoment (Zug an der Unterseite) auf. Daraus lässt sich folgern, dass eine negative Vorkrümmung (Zug an der Oberseite) entstanden sein muss. Im folgenden Abschnitt wird das Auftreten des konstanten Längsbiegemoments in großem Abstand zur TVM bei Berücksichtigung des Bauprozesses weitergehend untersucht und diskutiert.

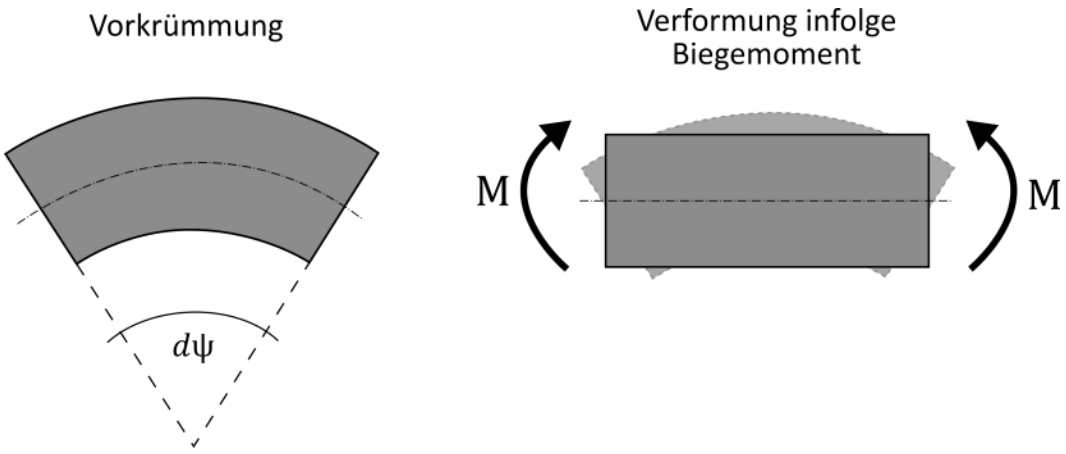


Abbildung 3.13: Vorkrümmung eines Balkenelements (links) und anschließende Verformung in Folge eines Biegemoments (rechts)

3.2.4. Größe des konstanten Längsbiegemoments

Folgend wird ein Vorschlag zur Herleitung der Schnittgrößenverläufe bei Berücksichtigung des Bauprozesses anhand einer speziellen Lösung der DGL des gebetteten Balkens erörtert. Die Definition der dazu erforderlichen Randbedingungen liefert dabei eine Erklärung, weshalb ein konstantes Biegemoment in der Tunnelröhre entsteht. Die Herleitung erfolgt in loser Anlehnung an eine Lösung zum elastisch gebetteten Balken von Talmon und Bezuijen [72, 73], die das Problem der schrittweisen Erweiterung anhand eines Koordinatensystems betrachten, das an den Ort der TVM gekoppelt ist. Durch die Kopplung an die TVM bewegt sich das Koordinatensystem mit dem schrittweisen Vortrieb des Tunnels mit und die Belastung sowie die resultierenden Schnittgrößen und die Verformung des Balkens können jeweils in Relation zu diesem Koordinatensystem angegeben werden. Es wird angenommen, dass sich in Bezug auf dieses Koordinatensystem ein konstanter Verlauf der Biegelinie und der Schnittgrößen ausbildet. Talmon und Bezuijen setzen zur Herleitung ihrer Lösung dabei auf Grundlage der Erkenntnisse mit den Summenformeln voraus, dass ein konstantes Biegemoment M_∞ in großem Abstand zum Balkenanfang des semi-infiniten Balkens auftritt. Hier wird stattdessen eine alternative Lösungsvariante gezeigt, mit dem das Auftreten dieses konstanten Biegemoments indirekt erklärt wird.

Gesucht sind hier beschreibende Gleichungen für die Biegelinie sowie die Schnittgrößenverläufe für einen kontinuierlich erweiterten Balken in Bezug auf ein Koordinatensystem, das an das freie Ende des Balkens gekoppelt ist. Das heißt, die Gleichungen müssen die Schnittgrößen bzw. die Verschiebung für eine kontinuierliche Erweiterung zu einem beliebigen Zeitpunkt angeben. Die Lösung des Systems erfolgt durch die Bestimmung der Integrationskonstanten der allgemeinen Lösung der DGL (Gleichung (3.7)) unter Berücksichtigung entsprechender Randbedingungen zur Berücksichtigung des Bauprozesses. Exemplarisch wird

folgend eine spezielle Lösung für einen semi-infiniten Balken mit einer Einzellast P am freien Balkenende hergeleitet (vgl. Abbildung 3.7).

In großem Abstand zum freien Ende des Balkens geht die vertikale Verschiebung, auch bei Berücksichtigung des Bauprozesses, gegen Null, so dass gilt: $w(x \to \infty) = 0$. Deshalb muss der erste Term der allgemeinen Lösung gleich Null sein, so dass die Integrationskonstanten bestimmt werden können: $C_1 = C_2 = 0$. Die allgemeine Lösung der Differentialgleichung vereinfacht sich damit zu:

$$w(x) = e^{-\beta x} \cdot (C_3 \cdot cos\, \beta x + C_4 \cdot sin\, \beta x) \tag{3.18}$$

Folgend werden weitere Randbedingungen formuliert, die das Verhalten des Tunnels bei Annahme eines schrittweisen Bauprozesses beschreiben. Es wird angenommen, dass ein neues Balkenelement bzw. ein neuer Tunnelring im Zuge der Erweiterung des Balkens jeweils in der Achse des Tunnels bzw. in der Achse des Balkens eingefügt wird. Für die gesuchte Lösung der Biegelinie muss daher in jedem Fall gelten, dass die Verschiebung an der Stelle $x = 0$ gleich Null sein muss: $w(0) = 0$. Für das gewählte Lastbild kann diese Randbedingung allerdings nicht ohne weitere Anpassung erfüllt werden, da sich der Balken unter der Einzellast verschieben würde. Daher wird zusätzlich das fiktive Moment $\bar{M}$ am freien Balkenende angesetzt, so dass die Verschiebungsrandbedingung an dieser Stelle erfüllt werden kann.

Da am Balkenanfang die Einzellast wirkt, gilt für die Querkraft an dieser Stelle $Q(0) = -P$. Mit der dritten Ableitung der allgemeinen Lösung und der Beziehung zwischen der Biegelinie und der Querkraft $Q(x) = -EI \cdot w'''(x)$ kann damit wie folgt eine Integrationskonstante hergeleitet werden:

$$C_3 = \frac{P}{EI \cdot 2\beta^3} - C_4 \tag{3.19}$$

Aufgrund des fiktiven Moments $\bar{M}$ gilt zunächst $M(0) = \bar{M}$. Aus der zweiten Ableitung der Biegelinie ergibt sich mit der Beziehung zwischen Biegelinie und Biegemoment $M(x) = -EI \cdot w''(x)$ die vierte Integrationskonstante:

$$C_4 = \frac{\bar{M}}{EI \cdot 2\beta^2} \tag{3.20}$$

Unter Ansatz der Integrationskonstanten C_3 und C_4 wird schließlich die Größe des fiktiven Moments abgeleitet, mit dem die definierte Randbedingung $w(0) = 0$ erfüllt ist:

$$w(0) = 0 = \frac{P}{EI \cdot 2\beta^3} - \frac{\bar{M}}{EI \cdot 2\beta^2} \tag{3.21}$$
$$\bar{M} = P/\beta$$

Für die Biegelinie bei Belastung mit einer Einzellast am Balkenanfang mit Berücksichtigung des Bauprozesses ergibt sich damit die folgende Gleichung.

$$w_P(x) = \frac{2\beta P}{k} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot sin(\beta \cdot x) \tag{3.22}$$

Durch die Ableitung der Biegelinie wird unter Beachtung von $M(x) = -EI \cdot w''(x)$der Biegemomentenverlauf bestimmt. Der Momentenverlauf unter Berücksichtigung des zunächst angesetzten, fiktiven Moments lautet:

$$\bar{M}_P(x) = -EI \cdot w'' = \frac{P}{\beta} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot cos(\beta \cdot x) \tag{3.23}$$

Als weitere Randbedingung ist nun allerdings zu beachten, dass die Tunnelröhre auf Grundlage des definierten Systems am freien Ende des Balkens bzw. an der TVM frei verdrehbar ist, so dass dort gilt: $M(0) = 0$. Unter Ansatz des fiktiven Moments ist diese Randbedingung nicht erfüllt, da Gleichung (3.23) für diese Stelle $M(0) = P/\beta$ ergibt. Die Lösung zum Biegemomentenverlauf muss deshalb zur Erfüllung der Randbedingung $M(0) = 0$ verändert werden. Dies wird hier indirekt durch eine Anpassung der Gleichung (3.23) durch Subtraktion von $\bar{M} = P/\beta$ gewährleistet, so dass der Biegemomentenverlauf lautet:

$$M_P(x) = \frac{P}{\beta} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot cos(\beta \cdot x) - \frac{P}{\beta} \tag{3.24}$$

Dies führt dazu, dass sich für einen großen Abstand vom freien Balkenende ein konstantes Biegemoment ergibt: $M(x \to \infty) = -P/\beta$. Zum anderen ist aber zu beachten, dass der Biegemomentenverlauf nach dieser Anpassung nicht mehr durch zweifache Ableitung der Biegelinie bzw. einfache Ableitung der Neigung der Balkenachse ermittelt werden kann, d.h. es gilt nicht $M(x) = -EI \cdot w''$ bzw. $M(x) = \psi'$. Das bedeutet, die Beziehung zwischen der Neigung der Balkenachse und dem Biegemomentenverlauf ist nicht mehr gültig.

Diese Veränderung der Beziehung zwischen dem Biegemoment und Neigung bzw. Krümmung der Balkenachse ergibt sich im Kontext der Balkenerweiterung, wenn angenommen wird, dass neue Balkenelemente bzw. Tunnelringe schrittweise an einen bestehenden Balken bzw. die bestehende Tunnelröhre angesetzt werden. Da der Balken am freien Ende nicht gelagert ist, kann sich der Balken an dieser Stelle prinzipiell frei verschieben. Um den Einbau eines neuen Elements ohne Verschiebung (w(0) = 0) zu realisieren, muss ein neues Element jeweils an ein bereits verformtes oder verschobenes Element angesetzt werden. Dadurch entsteht zwischen dem bestehenden Balken und dem neuen Balkenelement eine relative Verschiebung und/oder Verdrehung, bei der allerdings keine Schnittgrößen zwischen diesen Elementen hervorgerufen werden. Jedes neue Element, jeder neue Ring wird gewissermaßen ‚spannungsfrei' hinzugefügt.

Auch in der Realität kann prinzipiell – aufgrund der Konstruktion der Röhre aus einzelnen Ringen – von einer solchen spannungsfreien ‚Aktivierung' der Tunnelringe ausgegangen werden. Wird angenommen, dass der zuletzt gebaute Ring durch die Pressen nicht fest in der Tunnelachse gehalten wird, dann kann sich dieser Ring vor dem nächsten Ringbau möglicherweise verschieben. Um die Tunneltrasse zu halten, muss jeder neue Ring daher möglicherweise mit einem geringen relativen Versatz zum bestehenden Ring angesetzt werden (s. Abbildung 3.14 a)), ohne dass dabei entsprechende Ringbau-Toleranzen überschritten werden. Andererseits würde sukzessiv eine Röhre gebaut, die nicht in der Achslage der TVM liegt. Auch ein Tübbingtunnel, der mit einem treppenartigen Versatz zwischen den Ringen zusammengesetzt ist, kann als ein Balken mit vorgekrümmter Balkenachse angesehen werden (s. Abbildung 3.14 b)).

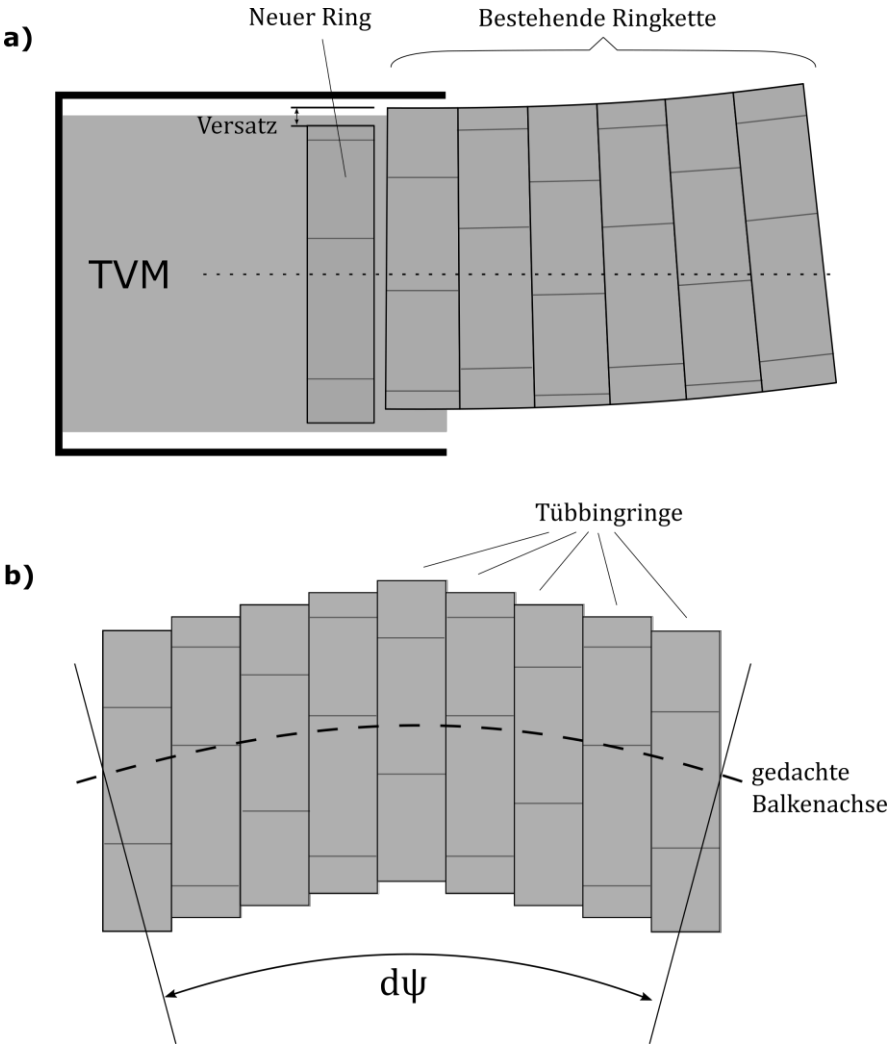


Abbildung 3.14: a) Versetzter Einbau der Ringe, b) Krümmung der Balkenachse bei treppenartigem Versatz der Tunnelröhre

Talmon und Bezuijen [73] identifizieren in ihrer Arbeit daher auch eine Abhängigkeit des konstanten, verbleibenden Biegemoments in der Tunnelröhre von der Größe der Querkraft an der TVM. Es wird gezeigt, dass je größer die angesetzte Einzellast am Beginn des Balkens ist, desto geringer ist auch das resultierende Biegemoment in der Röhre in großem Abstand zur TVM. Der Ansatz einer größeren Querkraft an der TVM würde verhindern, dass die Röhre sich zu stark anhebt, so dass die Ringe ohne Versatz eingebaut werden könnten. Entsprechend vermindern sich die resultierende Vorkrümmung und das resultierende Längsbiegemoment. Auf diesen Gesichtspunkt wird folgend in Abschnitt 6.1.3 in Bezug auf die Lagerung der Röhre in der TVM noch einmal eingegangen. Darüber hinaus ist auch ein verdrehter Einbau der Ringe denkbar, bei dem die elastischen Lastverteilungsplatten zusammengedrückt werden und der Ring mit der Fixierung durch die Verschraubung verdreht eingebaut wird (s. Abbildung 3.15). Talmon und Bezuijen [72] nennen das Steuerungssystem der TVM, das die Trassenführung über den Ringbau kontrolliert, als mögliche weitere Ursache.

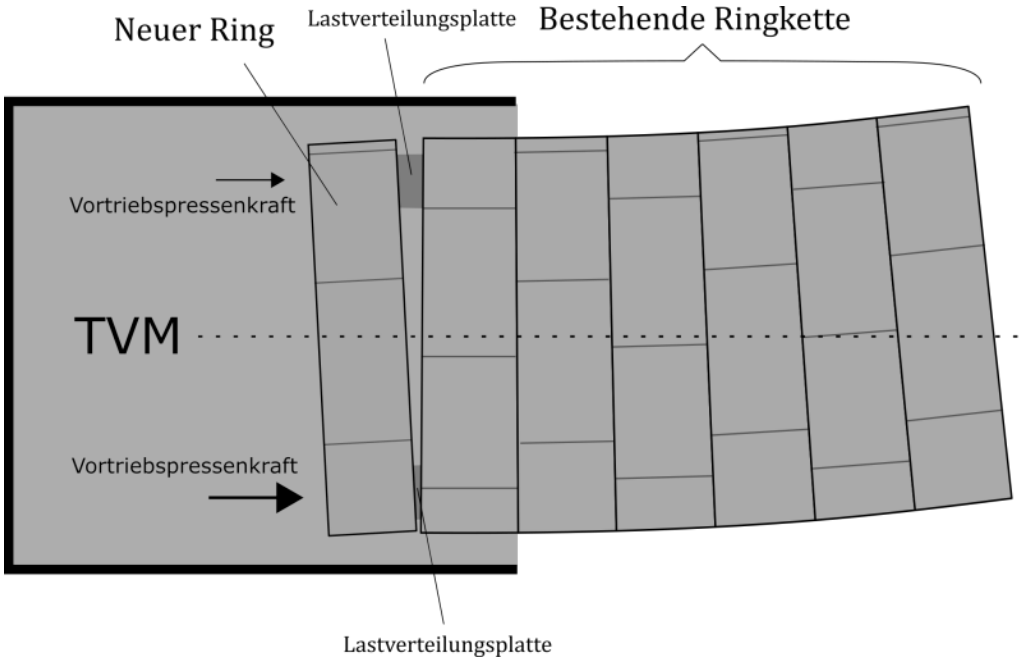


Abbildung 3.15: Verdrehter Einbau der Ringe

Mit der in diesem Abschnitt gezeigten Vorgehensweise kann analytisch die Größe des resultierenden Längsbiegemoments hergeleitet werden, dass durch den Bauprozess, bzw. genauer ausgedrückt durch den erforderlichen spannungsfreien Einbau der Balkenelemente, im semi-infiniten Balken entsteht. Anhand Gleichung (3.24) ist erkennbar, dass der Biegemomentenverlauf mit steigendem Abstand vom Anfang des Balkens gegen einen konstanten Wert strebt (vgl. Talmon und Bezuijen [72][73]):

$$M_P(x \to \infty) = -P/\beta \tag{3.25}$$

Des Weiteren kann durch Ableitung von Gleichung (3.24) die Querkraft im Balken bestimmt werden und mit Gleichung (3.22) besteht eine Beschreibung der Biegelinie des Balkens in der Bauphase. Mit Hilfe dieses Ansatzes können somit die Verformung und die Schnittgrößen im Balken unter Beachtung der schrittweisen Erweiterung des Balkens auch ohne die vergleichsweise aufwendigen Summenformeln anhand einer geschlossenen Lösung beschrieben werden. Der Ansatz kann analog auch für die Lösung eines Systems bei Belastung mit einem Biegemoment am Balkenanfang und für eine Belastung mit einer konstanten Streckenlast verwendet werden, um wiederum durch Superposition eine Lösung für ein beliebiges Lastbild zu ermitteln (vgl. Talmon und Bezuijen [73]). Auf eine vollständige Darstellung der analytischen Lösung wird hier verzichtet, da die Lösung des Balkenmodells in dieser Arbeit mit Hilfe eines FE-Modells durchgeführt wird.

3.3. Berechnung des vertikalen Bettungsmoduls

Bei der Idealisierung der Tunnelröhre in Längsrichtung als gebetteter Balken wird die Reaktion des Bodens in Form einer linienförmigen Federbettung dargestellt. Der Bettungsmodul dieser elastischen Bettung muss die Beziehung zwischen vertikaler Translation *w* des gesamten Ring-Querschnitts und der aktivierten Reaktionskraft im Boden wiedergeben. Abbildung 3.16 zeigt diese Idealisierung schematisch im Vergleich zwischen dem tatsächlichen System mit dem umgebenden Boden (links) und dem Ersatzmodell mit Bettungsfeder (rechts). Die Bettungsreaktion des gesamten umliegenden Bodens bei Bewegung des Tunnels wird durch die Reaktionskraft einer Feder dargestellt.

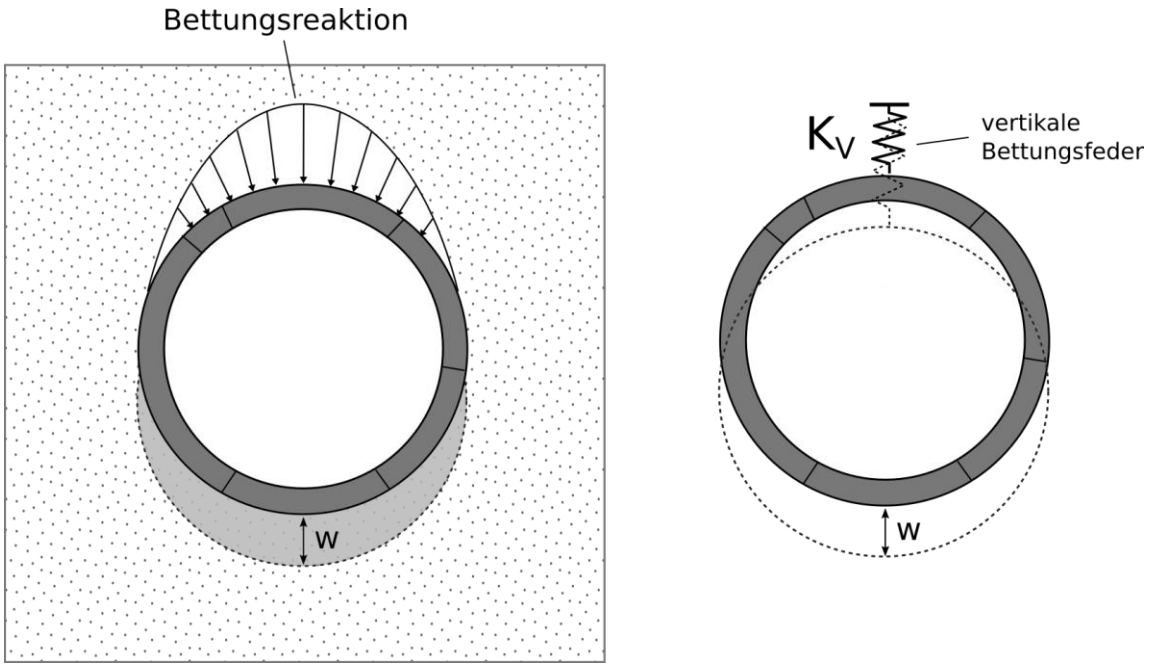


Abbildung 3.16: Bettungsreaktion im Boden bei Hebung des Tunnels (links), Idealisierte vertikale Federbettung (rechts)

Die Federsteifigkeit der aktivierten Bettung wird folgend als vertikaler Bettungsmodul K_V bezeichnet. Es ist zu beachten, dass der vertikale Bettungsmodul eine linienförmige Bettung des Tunnels in Längsrichtung darstellt und daher die Einheit kN/m^2 hat. In diesem Kapitel erfolgt zunächst eine einfache analytische Betrachtung der Reaktionskräfte bei vertikaler Translation unter Annahme eines mit Federn radial gebetteten Rings und Ableitung des resultierenden vertikalen Bettungsmoduls. Anschließend wird der Bettungsmodul zusätzlich mit Hilfe des FE-Programms Plaxis 2D anhand eines einfachen zweidimensionalen Kontinuum-Modells für verschiedene Randbedingungen bestimmt und mit der analytischen Betrachtungsweise verglichen.

Eine einfache analytische Abschätzung des Bettungsmoduls ergibt sich nach einem Vorschlag von Talmon und Bezuijen [73], indem angenommen wird, dass der Tunnel rundum durch radiale Bettungsfedern gebettet wird und die aktivierten Spannungen bei vertikaler Translation des Tunnels betrachtet werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass die radiale Bettung analog zum üblichen Ansatz bei der Berechnung des Tunnels als gebetteter Stabzug mit $k_r = 0{,}5 \cdot E_s/R$ (für tiefliegende Tunnel, s. Duddeck [62]) angesetzt werden kann (s. Abbildung 3.17 a) und dass der Ring sich nicht in Ringrichtung verformt, sondern nur als starrer Körper einer Translation unterliegt. Durch die Berechnung der Reaktionsspannung und Integration der vertikalen Spannungskomponente bei Bewegung des Tunnelrings kann der vertikale Bettungsmodul wie folgt abgeleitet werden.

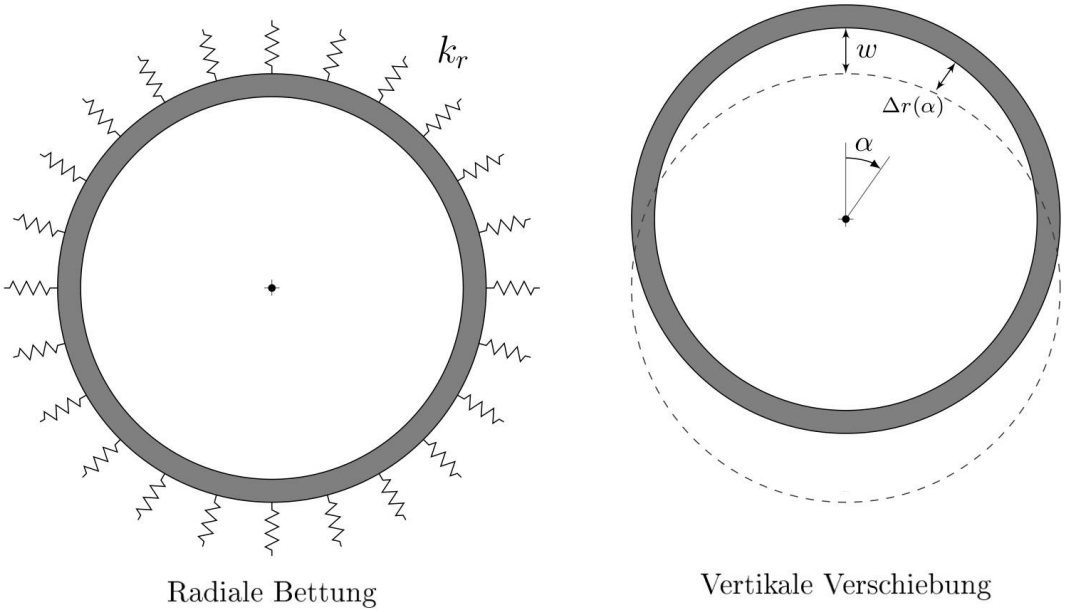


Abbildung 3.17: Modell zur Abschätzung des vertikalen Bettungsmoduls

Die vertikale Verschiebung des Tunnels w führt zur vom Winkel abhängigen radialen Verschiebung $\Delta r(\alpha)$, s. Abbildung 3.17 b):

$$\Delta r(\alpha) = w \cdot cos(\alpha) \tag{3.26}$$

Aufgrund der radialen Bettung mit dem Bettungsmodul k_r wird dadurch die radiale Spannung $\sigma_r(\alpha)$ hervorgerufen:

$$\sigma_r(\alpha) = w \cdot cos(\alpha) \cdot k_r \tag{3.27}$$

Die vertikale Spannungskomponente dieser Spannung lautet in Abhängigkeit vom Winkel α:

$$\sigma_v(\alpha) = w \cdot cos(\alpha) \cdot k_r \cdot cos(\alpha) \tag{3.28}$$

Die daraus folgende vertikale Kraft F_v, die auf einen infinitesimalen Abschnitt des Rings der Länge $R \cdot \mathrm{d}\alpha$ wirkt, lautet:

$$F_v(\alpha) = w \cdot cos(\alpha) \cdot k_r \cdot cos(\alpha) \cdot R \cdot d\alpha \tag{3.29}$$

Die vertikale Gesamtkraft F_v wird durch Integration dieser Kraft über den Tunnelumfang ermittelt. Dabei wird davon ausgegangen, dass auch an der Unterseite keine Zugspannungen auftreten, da diese durch den herrschenden Gebirgsdruck überdrückt werden:

$$F_v = w \cdot k_r \cdot R \int_0^{2\pi} cos(\alpha) \cdot cos(\alpha)\ d\alpha = \pi \cdot w \cdot k_r \cdot R \tag{3.30}$$

Der vertikale Bettungsmodul K_v ergibt sich aus dem Verhältnis von Verschiebung w und aktivierter Reaktionskraft F_v zu:

$$K_v = F_v/w = \pi \cdot k_r \cdot R \tag{3.31}$$

Mit Annahme des radialen Bettungsmoduls zu $k_r = 0{,}5 \cdot E_s/R$ ergibt sich schließlich:

$$K_V = 0{,}5 \cdot \pi \cdot E_s \tag{3.32}$$

Bei dieser einfachen analytischen Abschätzung ist zu beachten, dass der radiale Bettungsmodul nach der üblicherweise im deutschsprachigen Raum angewandten Empfehlung zur Berechnung der Tunnelschale mit dem Modell des gebetteten Stabzugs verwendet wird. Die Berechnung des radialen Bettungsmoduls mit der angegebenen Formel beinhaltet zahlreiche Vereinfachungen und berücksichtigt nicht das komplexe Verhalten des Bodens (insbesondere tiefen- bzw. spannungsabhängige Steifigkeit). Zudem liegt der Herleitung des Ansatzes eigentlich eine elliptische Verformungsfigur der Tunnelschale mit Verformung in radialer Richtung zugrunde. Daher wird im folgenden Abschnitt der analytische Ansatz mit Hilfe eines 2D-Kontinuumsmodells überprüft.

Im Rahmen einer von dem Autor dieser Dissertation betreuten Masterthesis [89] wurde die vertikale Bettung eines Tunnelrings anhand einer FE-Modellierung tiefergehend untersucht und entsprechende Ergebnisse mit dem analytischen Ansatz verglichen. Dazu wurde ein ebenes, zweidimensionales FE-Modell eines Tunnelrings im Boden mit Hilfe der Software

PLAXIS 2D aufgestellt. Ziel dieser Modellierung ist es, die Verschiebung des Tunnelquerschnitts bei einer vorgegebenen Kraft zu berechnen und aus der Größe der resultierenden Verschiebung entsprechend den vertikalen Bettungsmodul abzuleiten. In der Arbeit wird der in Abbildung 3.18 dargestellte Berechnungsausschnitt verwendet. Der Durchmesser des Tunnels beträgt 10,0 m, die Überdeckungshöhe wird folgend in einer Betrachtung variiert. Der Abstand der unteren Modellgrenze wird zunächst sehr groß eingestellt, auf den Einfluss dieses Abstands auf die Berechnungsergebnisse wird separat eingegangen. Anhand einer Betrachtung zur Konvergenz der Berechnungsergebnisse wurde eine ausreichend große Netzfeinheit mit insgesamt ca. 10.000 Elementen eingestellt. Des Weiteren wird eine lokale Netzverfeinerungszone im Bereich um den Tunnel in Größe des 1,5-fachen Tunneldurchmessers definiert. Der Tunnel wird mit Hilfe von Balken-Strukturelementen modelliert. Die Biegesteifigkeit dieser Elemente wird dabei sehr groß eingestellt, um eine Verformung des Tunnelquerschnitts in Ringrichtung zu unterbinden und eine rein vertikale Translation des Tunnels untersuchen zu können.

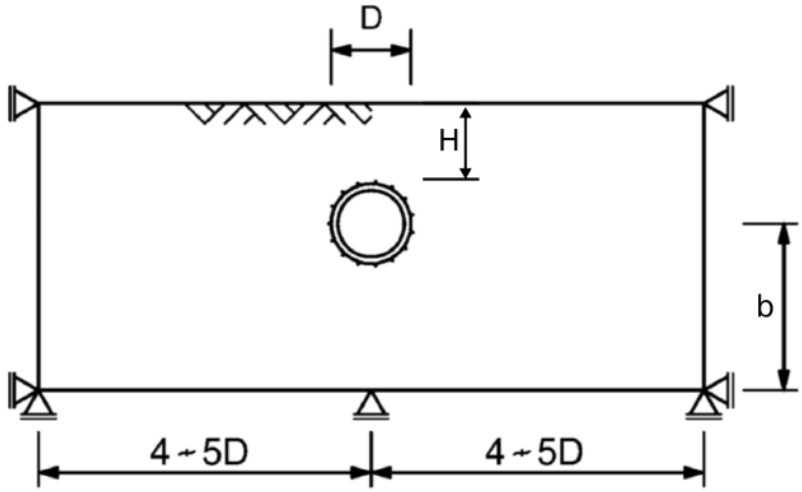


Abbildung 3.18: Modellgröße und Randbedingungen

Der Boden wird im Modell als homogen angenommen, der Einfluss von unterschiedlichen Bodenschichtungen wird zunächst nicht untersucht. Es werden zudem dränierte Verhältnisse angenommen und der Einfluss von Grundwasser damit vernachlässigt. Die Materialeigenschaften des Bodens werden im Modell mithilfe des „Hardening-Soil"-Modells beschrieben. Die Steifigkeitsparameter des Bodens E_{50} und E_{Oed} werden anhand der folgenden Potenzansätze spannungsabhängig beschrieben [90]:

$$E_{50}(\sigma_3') = E_{50,ref} \cdot \left(\frac{c \cdot cos\,\varphi - \sigma_3' \cdot sin\,\varphi}{c \cdot cos\,\varphi - p_{ref} \cdot sin\,\varphi} \right)^m \tag{3.33}$$

$$E_{Oed}(\sigma_1') = E_{Oed,ref} \cdot \left(\frac{c \cdot cos\,\varphi - \sigma_1' \cdot sin\,\varphi}{c \cdot cos\,\varphi - p_{ref} \cdot sin\,\varphi} \right)^m \tag{3.34}$$

mit: $p_{ref} > 0$ und $\sigma_1', \sigma_3' < 0$

$0 \leq m \leq 1$

Für die Definition der Steifigkeitsparameter der Böden wird jeweils der Triaxialmodul $E_{50,ref}$, der Oedometermodul $E_{Oed,ref}$ und der Wiederbelastungmodul $E_{ur,ref}$ für die Referenzspannung p_{ref} angegeben. Der Wiederbelastungsmodul wird dabei jeweils in Höhe von $3{,}0 \cdot E_{50,ref}$ definiert. Der Seitendruckbeiwert wird nach Jaky mit $k_0 = 1 - \sin\varphi$ ermittelt [91]. Die in der zitierten Arbeit berücksichtigten, exemplarischen Bodenparameter können Tabelle 3.1 entnommen werden. Es werden insgesamt 3 verschiedene Böden, ein Schluff, ein Sand sowie ein weicher Ton, betrachtet.

Tabelle 3.1: Numerische Berechnung der vertikalen Federsteifigkeit - Bodenparameter

Parameter:	**Einheit**	**Sand**	**Schluff**	**Ton**
Wichten γ_d/γ_r	[kN/m^3]	17,0/19,0	19,0/20,0	16,0/18,0
Kohäsion c'	[kN/m^2]	0,0	12,5	10,0
Reibungswinkel φ':	[°]	32,0	20,0	18,0
Dilatanzwinkel ψ'	[°]	2,0	0,0	0,0
Seitendruckbeiwert k_0	[-]	0,47	0,66	0,69
Querkontraktionszahl ν:	[-]	0,3	0,3	0,3
Triaxialmodul $E_{50,ref}$	[kN/m^2]	40.000	10.000	1.000
Oedometermodul $E_{Oed,ref}$	[kN/m^2]	40.000	10.000	1.000
Wiederbelastungsmodul $E_{ur,ref}$:	[kN/m^2]	120.000	30.000	3.000
Referenzspannung p_{ref}:	[kN/m^2]	100,0	100,0	100,0
Krümmungsparameter m:	[-]	0,5	0,5	1,0

Die Berechnung des Modells erfolgt in drei Berechnungsschritten. Zunächst wird mit Hilfe der K_0-Methode der Primärspannungszustand bestimmt. Anschließend wird der Bodenaushub deaktiviert und die Tunnelschale aktiviert. Auf eine detailliertere Betrachtung des Tunnelvortriebs wird verzichtet, möglicherweise könnten sich hier daher zusätzliche Spannungsumlagerungen einstellen. Es wird zunächst aber davon ausgegangen, dass der vertikale Bettungsmodul dadurch nicht maßgebend beeinflusst wird. Zuletzt wird im letzten Berechnungsschritt eine vertikal gerichtete (aufwärts- oder abwärtsgerichtete) Streckenlast auf den gesamten

Tunnelumfang angesetzt und die resultierende Verschiebung berechnet. Die Deformationen werden dabei vor diesem Berechnungsschritt zurückgesetzt, so dass die Verschiebungen allein in diesem Schritt ausgelesen werden können. Alternativ kann in diesem Schritt auch eine Verschiebung des Tunnelquerschnitts vorgegeben und anschließend die Reaktionskraft ausgelesen werden. Aus der Reaktionskraft wird in Relation zur Verschiebung der vertikale Bettungsmodul berechnet.

Abbildung 3.19 zeigt exemplarisch eine Federkennlinie für einen Tunnel mit einem Durchmesser von 10,0 m in Sand mit einer Überdeckung von H/D = 3,0 jeweils für eine aufwärts- und eine abwärtsgerichtete Verschiebung des Tunnels von bis zu 1,0 m. Die Verschiebung wurde hier bewusst zunächst sehr groß gewählt und stellt keinen praxisrelevanten Rahmen für die vertikale Verschiebung des Tunnels dar. Es zeigt sich, dass für große Verschiebungen der Boden offenbar plastifiziert und die Steigung der Federkennlinie entsprechend abflacht. Dies gilt erwartungsgemäß insbesondere für eine Aufwärtsbewegung. Des Weiteren ist erkennbar, dass die Beziehung zwischen Kraft und Verschiebung in dem Bereich unterhalb einer Verschiebung von 0,05 m auch für eine aufwärtsgerichtete Bewegung annähernd linear verläuft und dass sich die Größe der Bodenreaktion in diesem Bereich für aufwärts- und abwärtsgerichtete Verschiebung nur geringfügig unterscheidet. Zur Berechnung des Bettungsmoduls wird in der zitierten Arbeit daher jeweils die Kraft-Verschiebungs-Relation für eine Verschiebung in Höhe von 0,02 m angesetzt.

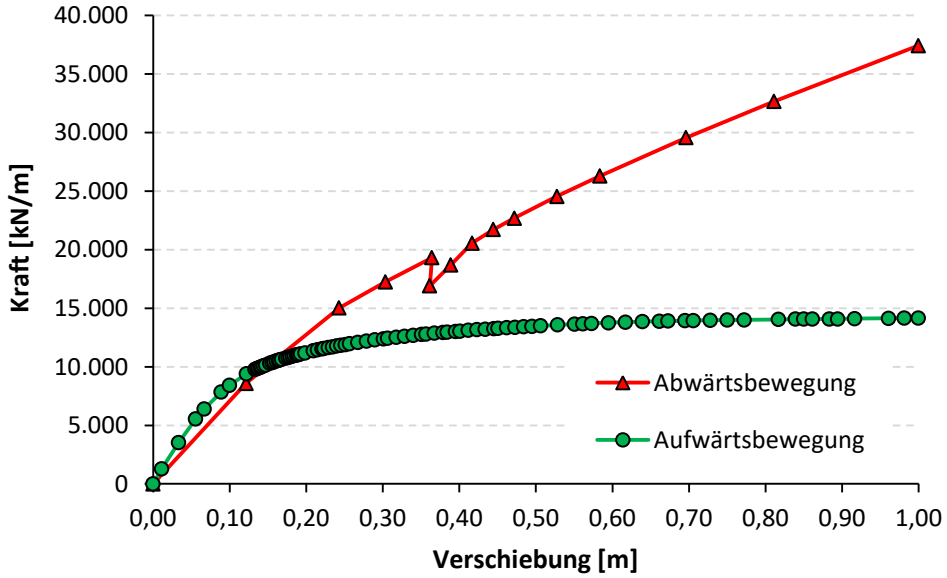


Abbildung 3.19: Exemplarische Federkennlinie bei vertikaler Verschiebung für Sand bei H/D=3,0

In einer Betrachtung wird die Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Überdeckung des Tunnels untersucht. Abbildung 3.20 zeigt exemplarisch die Größe der berechneten Federstei-

figkeit in Abhängigkeit von der relativen Überdeckung des Tunnels im Bereich von H/D von 0,5 bis 5,0 für einen Tunnel im Schluff. Es zeigt sich, dass der Bettungsmodul erwartungsgemäß stark von der Tiefenlage des Tunnels abhängig ist. Außerdem ist erkennbar, dass die Größe der Federsteifigkeit für eine aufwärtsgerichtete Bewegung jeweils offenbar etwas geringer ist. Insgesamt zeigt sich, abgesehen von einer Berechnung bei sehr geringer Überdeckung von $0{,}5 \cdot H/D$, eine lineare Beziehung zwischen der Überdeckung des Tunnels und der Federsteifigkeit.

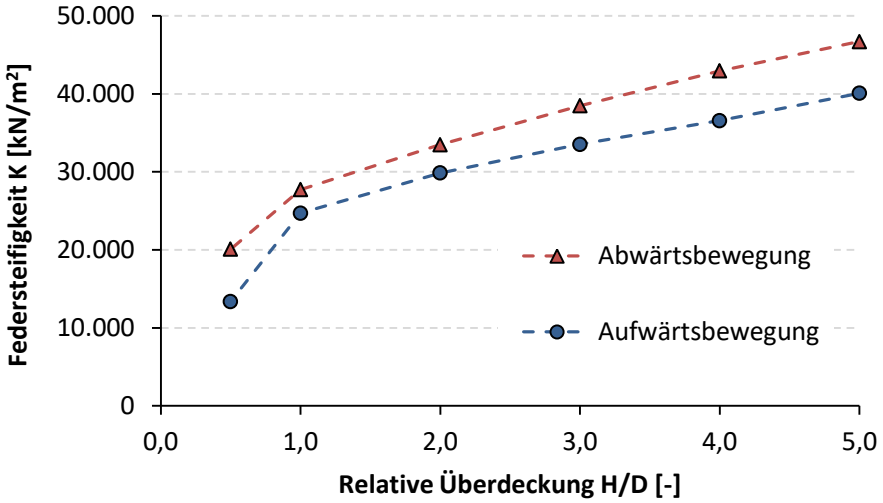


Abbildung 3.20: Federsteifigkeit in Abhängigkeit von der Überdeckung des Tunnels für Schluff [89]

Zu beachten ist, dass die Steifigkeit des Baugrunds bei dem gewählten Materialmodell jeweils von den Spannungen abhängig ist. Um die Relation des Bettungsmoduls und der Bodensteifigkeit zu untersuchen, wird für alle unter Variation der Überdeckung berechneten Federsteifigkeiten jeweils die Größe des Oedometermoduls auf Höhe der Ulme des Tunnels $E_{Oed,z=H}$ im Primärspannungszustand mit der berechneten Federsteifigkeit in Relation gesetzt (s. Abbildung 3.21). Die Federsteifigkeit wird hier vereinfacht als Mittelwert aus den errechneten Federsteifigkeiten bei Aufwärts- und Abwärtsbewegung angegeben. Es zeigt sich, dass sich für die unterschiedlichen Bodenparameter jeweils annähernd eine lineare Relation zwischen Steifigkeit des Bodens auf Höhe des Tunnels und Federsteifigkeit einstellt. Für die hier angesetzten Parameter für Ton und Schluff stellt sich dabei etwa eine Federsteifigkeit in Höhe von $K \approx 1{,}55 \cdot E_{Oed,z=H}$ ein, für Sand ergibt sich hier $K \approx 1{,}15 \cdot E_{Oed,z=H}$. Weshalb sich für Sand hier ein geringerer Faktor einstellt, kann nicht eindeutig benannt werden, möglicherweise ist der geringere Seitendruckbeiwert ein Grund.

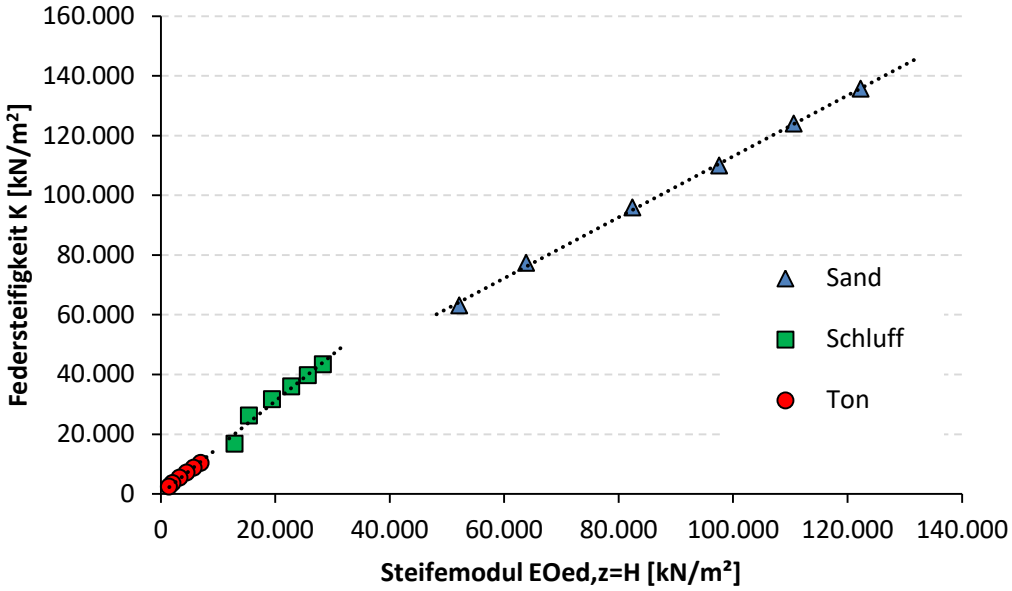


Abbildung 3.21: Relation zwischen Federsteifigkeit und Steifemodul auf Höhe des Tunnels

Zusätzlich sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Berechnungsergebnisse relativ stark von der Größe des Wiederbelastungsmoduls $E_{ur,ref}$ abhängig sind. Die Berechnungsergebnisse ändern sich bei Änderung des Wiederbelastungsmoduls relativ stark, während eine Änderung des Triaxial- und Oedeometermoduls $E_{50,ref}$ bzw. $E_{Oed,ref}$ annähernd keine Änderung hervorruft, solange der Wiederbelastungsmodul konstant belassen wird. Dies weist darauf hin, dass bei der in diesem Fall vorgegeben Belastungshistorie das Wiederbelastungsmodul für die Größe des vertikalen Bettungsmoduls maßgebend ist.

Zum anderen ist auf den Einfluss des Abstands zwischen dem Tunnel und der unteren Modellgrenze einzugehen. Die oben gezeigten Untersuchungen und die abgeleiteten Bettungsmodule wurden jeweils mit einem sehr großen Abstand zwischen dem Tunnelring und der unteren Modellgrenze in Höhe von $50{,}0 \cdot D$ durchgeführt. In einer weiteren Variation wird daher zusätzlich der Einfluss der Distanz zwischen Tunnelquerschnitt und unterer Modellgrenze untersucht. Abbildung 3.22 zeigt die berechnete Federsteifigkeit in Abhängigkeit von der relativen Distanz zwischen dem Tunnel und der unteren Modellgrenze. Es zeigt sich, dass bei geringerer Distanz zwischen dem Tunnel und der unteren Modellgrenze eine größere Reaktionskraft bzw. ein größerer Bettungsmodul berechnet wird. Dies ist insofern plausibel, wenn die unterhalb des Tunnels befindlichen Bodenschichten als eine elastische Feder betrachtet werden. Mit geringerer Länge dieser Feder zeigt sich ein insgesamt steiferes Verhalten. Es kann geschlussfolgert werden, dass von einer größeren Bettungssteifigkeit ausgegangen werden kann, wenn beispielweise ein Felshorizont oder eine deutlich steifere Bodenschicht in geringem Abstand unterhalb des Tunnels liegt.

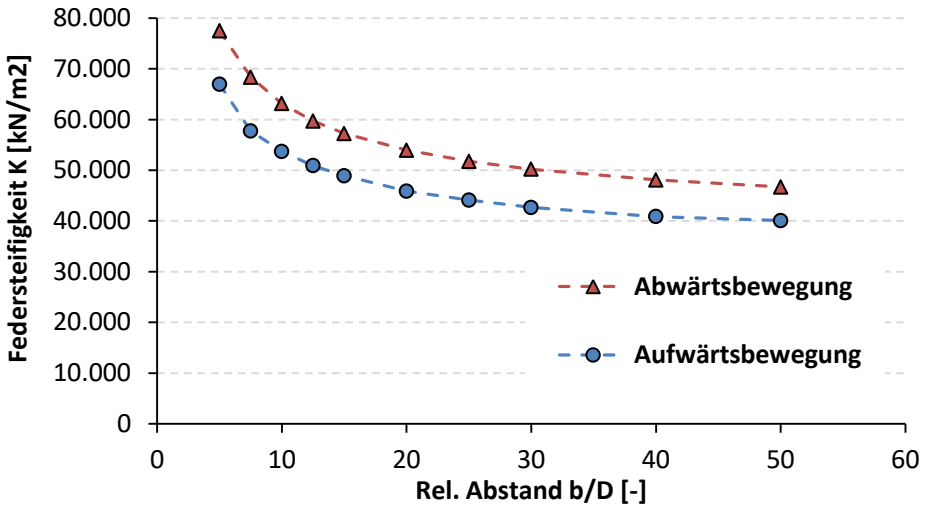


Abbildung 3.22: Federsteifigkeit in Abhängigkeit von dem Abstand zwischen Tunnel und unterer Modellgrenze [89]

Zusammengefasst scheint eine Abschätzung des vertikalen Bettungsmoduls für tiefliegende Tunnel in Höhe $K_V = 1{,}5 \cdot E_S$ ausreichend genaue Ergebnisse zu liefern, wobei die Steifigkeit entsprechend dem Spannungsniveau auf Höhe des Tunnels zu beachten ist. Abweichungen von dieser Abschätzung sind bei einer steiferen Bodenschicht oder einem Felshorizont in geringem Abstand unterhalb des Tunnels und bei einer sehr geringen Überdeckung des Tunnels, insbesondere bei einer Aufwärtsbewegung, zu beachten. Fraglich im Kontext der hier gezeigten zweidimensionalen ebenen Modellierung ist, ob mit dem Ansatz eines konstanten Bettungsmoduls möglicherweise eine Gewölbebildung in Tunnellängsrichtung vernachlässigt wird und welchen Einfluss der Vortrieb des Tunnels bei durch größere Spannungsumlagerungen hat.

Allgemein ist über die Berechnungen hinaus aber zu bedenken, dass die genaue Größe des vertikalen Bettungsmoduls im Balkenmodell eine untergeordnete Rolle hat, da das Bettungsmodul in den Lösungen zum elastisch gebetteten Balken in Form des Parameters β in die Gleichungen einfließt. Da das vertikale Bettungsmodul dort unter der vierten Wurzel eingeht, sind die Ergebnisse der Balkenberechnung für die Schnittgrößen nur relativ gering von der genauen Größe des Bettungsmoduls abhängig. Davon ausgenommen ist allerdings die Verschiebung des Tunnels. Ein weicherer Boden und entsprechend ein kleinerer Bettungsmodul führt direkt zu größeren Verschiebungen. Dennoch wird davon ausgegangen, dass insbesondere zur Berechnung der Schnittgrößen in Tunnellängsrichtung eine grobe Abschätzung des vertikalen Bettungsmoduls ausreichend ist.

3.4. Numerische Lösung des Balkenmodells

Mit den gezeigten analytischen Lösungen kann das in Abschnitt 3.1 aufgestellte System des elastisch gebetteten Balkens unter Berücksichtigung des schrittweisen Bauprozesses in vereinfachter Form gelöst werden. Im folgenden Verlauf der Arbeit werden Aspekte aufgegriffen, welche sich wahrscheinlich nicht ohne weiteres in die analytischen Lösungen implementieren lassen. Dabei werden speziell eine elastische Lagerung der Tunnelröhre an der TVM, die Abbildung des Verdrehverhaltens der Ringe in den Ringfugen in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Normalkraft sowie die Schubverformung in der Ringfuge (s. Kapitel 5) betrachtet. Die Implementierung dieser Aspekte in die analytischen Lösungen ist vermutlich prinzipiell möglich, aber mit einem deutlich erhöhten Lösungsaufwand verbunden. Da es nicht gegeben ist, dass auf analytischem Weg eine geeignete Lösung gefunden werden kann und weil der große Aufwand der analytischen Lösungsfindung ab einem gewissen Grad der Komplexität nicht mehr gerechtfertigt ist, wird die Anwendung numerischer Lösungsverfahren an dieser Stelle als deutlich sinnvoller betrachtet. Ergänzend zu den analytischen Lösungen wird das Balkenmodell zur Abbildung des Tunnels unter Berücksichtigung des schrittweisen Bauprozesses daher mit Hilfe der FEM-Software ANSYS gelöst. Die hier aufgeführte Lösung wurde zudem mit den analytischen Lösungen verglichen, da sich keine Unterschiede in den Ergebnissen zeigten, wird hier kein ausführlicher Vergleich dargestellt.

In diesem Abschnitt wird kurzgefasst erläutert, wie die Modellierung im Programm ANSYS erfolgt und wie die Abbildung der schrittweisen Erweiterung umgesetzt wird. Das Vorgehen einer FE-Berechnung kann allgemein in Pre-Processing, Solve-Schritt (Gleichungslöser) und Post-Processing unterteilt werden [92]. Abbildung 3.23 zeigt das Vorgehen in einer schematischen Übersicht.

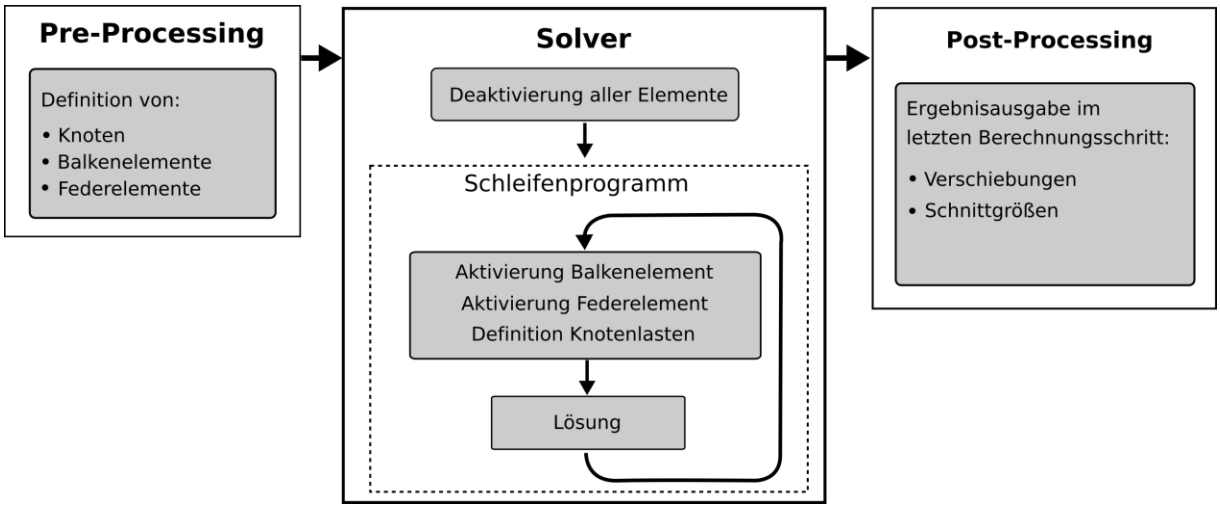


Abbildung 3.23: Schematische Übersicht über die Numerische Berechnung

Im Pre-Processing Schritt wird das zu lösende Modell durch die Eingabe der Knotenpunkte und der Elemente diskretisiert und zugehörige Materialeigenschaften bzw. Federkennwerte definiert. Der Tunnel wird in Längsrichtung in zwei-knotige Balkenelemente unterteilt. Die Knotenabstände entsprechen jeweils der Länge eines Tübbingrings, so dass ein Balkenelement einen Tübbingring abbildet. Dabei wird das in der Elementbibliothek des Programms vorhandene Balkenelement BEAM4 unter Berücksichtigung von linear-elastischem Materialverhalten verwendet. Das BEAM4-Element erlaubt die direkte Eingabe der Querschnittsparameter in Form des Flächenträgheitsmoments und der Querschnittsfläche [93]. Dadurch können die Schubsteifigkeit und Biegesteifigkeit separat angepasst werden. Wahlweise kann zudem die Berücksichtigung der Schubdeformation vollständig deaktiviert werden. Die elastische Bettung des Balkens wird durch Anordnung einer Bettungsfeder an jedem Knotenpunkt realisiert. Dazu wird das im Programm vorhandene Element COMBIN14 benutzt. Die Größe des Bettungsmoduls wird unter Berücksichtigung der Knotenabstände über die Eingabe der Federsteifigkeit der Federelemente berücksichtigt. Die auf dem Balken verteilten Streckenlasten werden jeweils in äquivalente Knotenlasten umgerechnet. Dabei können einzelne Streckenlasten durch Addition der jeweiligen Knotenlasten überlagert werden. Abbildung 3.24 zeigt schematisch einen Ausschnitt des FE-Modells, das zur Abbildung des elastisch gebetteten Balkenmodells verwendet wird.

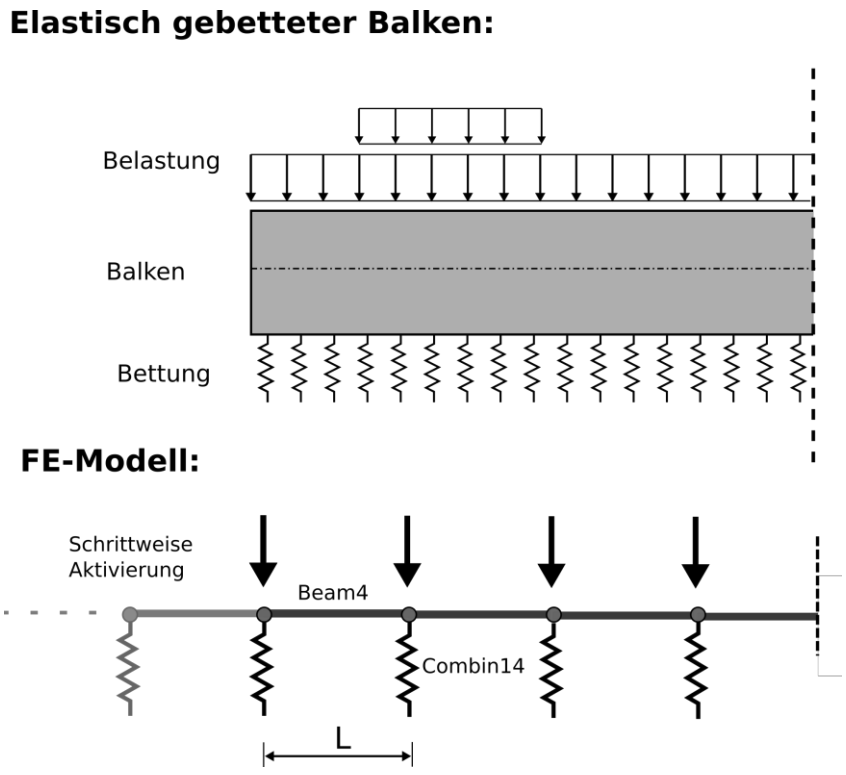


Abbildung 3.24: Balkenmodell (oben) und FE-Modell (unten)

Im numerischen Modell kann im Gegensatz zum analytischen Ansatz nicht direkt ein semi-infiniter Balken mit unendlicher Ausdehnung in eine Raumrichtung modelliert werden. Daher wird im FE-Modell ein endlich langer Balken modelliert, dessen Bauprozess von einem festen Startpunkt ausgehend simuliert wird. Der in den analytischen Betrachtungen unterstellte Zustand eines semi-infiniten Balkens wird dadurch abgebildet, dass die Länge der insgesamt abgebildeten Tunnelröhre relativ groß ist in Bezug auf den Bereich hinter der TVM, in dem die Belastung und die resultierenden Verschiebungen und Schnittgrößen Veränderungen in Tunnellängsrichtung aufweisen. Nach einer ausreichend großen Zahl an Erweiterungen stellt sich so eine gleichförmige Verformungsfigur in Bezug auf ein Koordinatensystem ein, die an das freie Ende des Balkens bzw. an die Bewegung der TVM gekoppelt ist.

Nach Definition des Systems im Pre-Processing wird im anschließenden Processing- bzw. Solve-Schritt unter Berücksichtigung der Randbedingungen die Steifigkeitsmatrix des Gesamtsystems aufgestellt und gelöst, um den Verformungsvektor der Knoten zu berechnen. Aus dem Vektor der Knotenverschiebungen und -verdrehungen können zuletzt die Schnittgrößen in jedem Balkenelement bestimmt werden. Zur Abbildung des Bauprozesses wird eine schrittweise Lösungsroutine in Form einer Schleifen-Programmierung definiert, die die sukzessive Erweiterung des Balkens durch eine schrittweise Aktivierung der Balken- und Federelemente und „Verschiebung“ der Knotenlasten abbildet. Dazu werden eingangs alle Elemente mit Hilfe der im Programm implementierten *Birth and Death*-Funktion deaktiviert. Durch Anwendung der Death-Funktion werden die bestehenden Elemente dabei nicht vollständig entfernt. Stattdessen wird die Steifigkeit eines Elements mit einem sehr kleinen Faktor ($1 \cdot 10^{-6}$) multipliziert, so dass das Element keinen signifikanten strukturellen Anteil zum System mehr beiträgt [93]. Anschließend werden mittels einer Schleifenprogrammierung in jedem Lastfall die entsprechenden Elemente durch Anwendung der Birth-Funktion reaktiviert. Die Aktivierung der Elemente erfolgt dabei durch das Entfernen des Reduktionsfaktors und Wiederherstellung der ursprünglichen Steifigkeit des Elements. Die Elemente werden dadurch jeweils spannungs- und dehnungsfrei aktiviert. Dabei kann durch eine verzögerte Aktivierung der Federelemente in einem vorgegebenen Abstand zum fortschreitenden Ende des Balkens berücksichtigt werden, dass die Tunnelröhre in Abhängigkeit von der Erhärtung des Mörtels erst nach einer gewissen Vortriebszeit kraftschlüssig im Boden gebettet ist. Die Belastung der Tunnelröhre wird in jedem Schritt in räumlichem Bezug auf das zuletzt aktivierte Balkenelement in Form von Einzellasten auf die Elementknoten aufgebracht. Durch die Neudefinition der Knotenlasten kann damit die räumliche „Verschiebung“ der Lasten wie der Nachläuferlast sowie auch die zeitliche Änderung der Auftriebskraft im Mörtel simuliert werden. Nach Aktivierung der Elemente und Definition der Knotenlasten wird das System in jedem Schritt gelöst.

Zuletzt wird im Post-Processing die berechnete Lösung ausgegeben. In dem hier beschriebenen Modell könnten die berechneten Verschiebungen und Schnittgrößen prinzipiell für jeden einzelnen Berechnungsschritt ausgegeben werden. Da sich hinter der TVM bei einem ausreichend großen Modell eine gleichförmige Verformungsfigur einstellt, ist es allerdings ausreichend, die Ergebnisse in einem einzelnen Berechnungsschritt auszugeben.

4. Auftriebskraft auf den Tunnelquerschnitt

Im Balkenmodell muss im Bereich hinter der TVM die Belastung des Tunnelquerschnitts im flüssigen Mörtel sowie die Bettung der Röhre nach Ansteifen des Mörtels definiert werden. In diesem Kapitel wird ein Berechnungsansatz vorgestellt, mit dem die Frage beantwortet werden soll, wie groß die Belastung der Tunnelröhre infolge der Ringspaltverpressung in Abhängigkeit von den Bodenverhältnissen, den Mörteleigenschaften und der Vortriebsgeschwindigkeit ist. Die Größe der Auftriebskraft und die zeitliche Entwicklung beim Vortrieb werden hier durch die Beschreibung der Druckverteilung im Ringspalt abgeleitet.

Um nicht nur eine abgeschätzte, sondern eine möglichst gründliche quantitative Aussage über die Größe der Auftriebskraft zu treffen, muss eine vergleichsweise komplexe Situation modellhaft erfasst werden. Der Ringspaltmörtel wird unter Druck in den Ringspalt gepresst und gewinnt dort durch die hydraulische Erhärtung und die gleichzeitig stattfindende Dränierung an Festigkeit. Dabei ist zu berücksichtigen wie die Vorgänge im Ringspalt, die Ausbreitung des Drucks ausgehend von den Verpressöffnungen, die Verfestigung des Ringspaltmörtels aufgrund der Dränierung und der zusätzlichen hydraulischen Erhärtung sowie die zeitliche Entwicklung des Drucks im Ringspalt in gegenseitiger Wechselwirkung stehen. Der gesamte zu beschreibende Vorgang kann darüber hinaus nicht als stetiger Prozess betrachtet werden, da die Vepressung nicht kontinuierlich durchgeführt wird, sondern in den Ringbauphasen unterbrochen wird. Daher muss die Modellbetrachtung zudem in unterschiedliche Phasen unterteilt werden in denen jeweils unterschiedliche Randbedingungen gelten.

In diesem Kapitel wird der Versuch unternommen diese komplexe Situation analytisch zu erfassen und eine quantitative Aussage über die Größe des Drucks im Ringspalt, die resultierende Auftriebskraft auf die Tunnelröhre sowie eine mögliche Bettungswirkung des ansteifenden Mörtels abzuleiten. Dabei werden für einzelne Aspekte wie die Druckausbreitung im Ringspalt oder die Dränierungsprozesse weitestgehend bestehende Ansätze verwendet, die hier in einem zusammenhängenden Modell verbunden werden. Ein umfassender Vergleich des Modells mit der, wie oben beschrieben, komplexen Realität ist dabei insofern schwierig, da nur sehr wenige veröffentlichte Druckmessungen vorliegen. Zur Veranschaulichung des Berechnungsmodells und zur Plausibilitätskontrolle wird dennoch in Kapitel 6 eine Beispielrechnung auf Grundlage einer vorliegenden Druckmessung durchgeführt. Anhand dieser Beispielrechnung sollen der Nutzen sowie die Schwächen des Modells erörtert werden. In diesem Kapitel werden zunächst das Berechnungsmodell und die zugrundeliegenden Ansätze erläutert. Die Betrachtungen in diesem Kapitel erfolgen in Bezug auf das in Abbildung 4.1 definierte Koordinatensystem. In der Grafik ist der Ringspalt mit der Ringspaltdicke r dreidimensional im Bereich hinter der TVM dargestellt. Zur Einordnung ist die TVM gestrichelt dargestellt und die Ortsbrust sowie die Vortriebsrichtung eingezeichnet, der Tunnelausbau ist

hier nicht abgebildet. Der Ursprung des abgebildeten kartesischen Koordinatensystems liegt an der Rückseite der TVM in der Tunnelachse. Dieses Koordinatensystem ist an die Bewegung der TVM gekoppelt. Die positive x-Achse zeigt dabei entgegen der Vortriebsrichtung axial in Tunnellängsrichtung, die positive z-Achse zeigt in Richtung der Erdbeschleunigung. Der Ringspalt wird zusätzlich mit Hilfe des Winkels α und mit Hilfe der tangential über den Umfang des Tunnels verlaufenden s-Koordinate beschrieben. Der Koordinatenursprung liegt jeweils an der Firste des Tunnels.

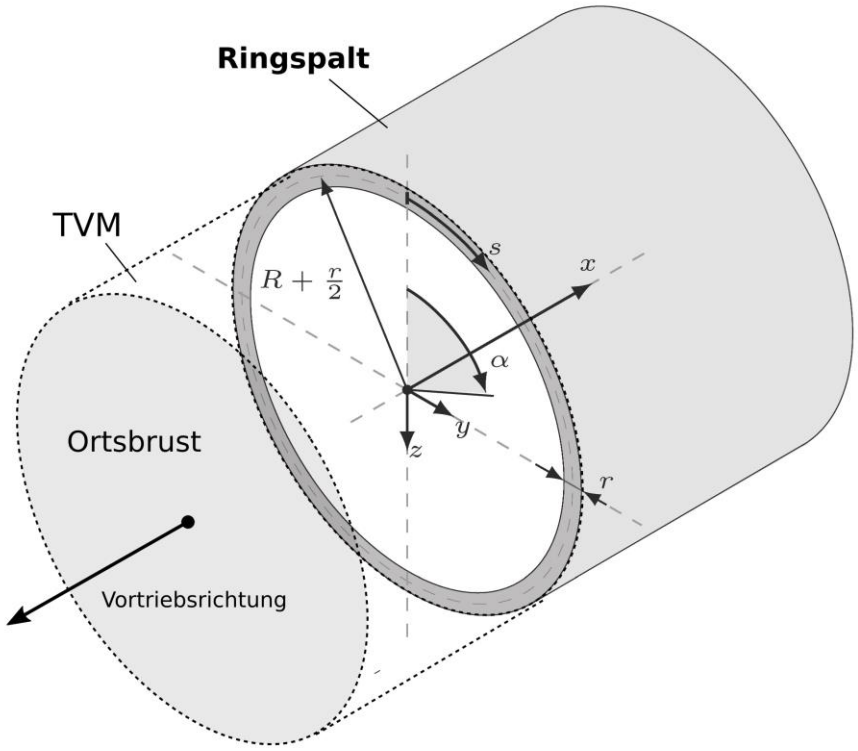


Abbildung 4.1: Koordinatensysteme zur Beschreibung des Ringspalts

Auf die im Mörtel liegende Tunnelröhre wirkt, soweit der Mörtel im jungen Alter nahezu flüssig ist, eine Auftriebskraft. Diese Auftriebskraft kann prinzipiell nach dem archimedischen Prinzip *„Der statische Auftrieb eines Körpers in einem Medium ist genauso groß wie die Gewichtskraft des vom Körper verdrängten Mediums.“* bestimmt werden. Für einen Tunnelring mit der Fläche des Ausbruchsquerschnitts A, der in einem flüssigen Mörtel mit der Dichte ρ_M schwimmt, ergibt sich unter Ansatz der Erdbeschleunigung g damit je laufendem Meter Tunnelröhre eine Auftriebskraft F_A von:

$$F_A = A \cdot \rho_M \cdot g \tag{4.1}$$

Die entsprechende Druckverteilung kann, unabhängig von der Größe des Drucks, anhand einer linearen, hydrostatischen Druckverteilung über die Höhe des Tunnelquerschnitts mit dem Druckgradienten $dp/dz = \rho_M \cdot g$ beschrieben werden.

Diese Abschätzung der Auftriebskraft gilt, solange der Mörtel flüssig ist, sich nicht bewegt und sich im Ringspalt der volle hydrostatische Druckgradient ausbilden kann. Weil der Mörtel im Laufe der Zeit sowie aufgrund der Dränierung sukzessive erhärtet, ist allerdings nicht unbedingt davon auszugehen, dass sich stets eine hydrostatische Druckverteilung entsprechend der Dichte des Mörtels ausbildet [35]. Es ist daher nicht zweckmäßig die Auftriebskraft auf Grundlage des archimedischen Prinzips mit Annahme eines flüssigen Mediums zu bestimmen. Stattdessen wird folgend die explizite Verteilung des Drucks im Ringspalt über den Umfang des Tunnels $p(\alpha)$ betrachtet. Die resultierende Auftriebskraft F_A wird dann durch Integration der auf den Tunnelring wirkenden Kraft, bzw. deren vertikalen Komponente, über den Umfang des Tunnels ermittelt:

$$F_A = \int_0^{2\pi} p(\alpha) \cdot cos(\alpha)\ ds \tag{4.2}$$

Aus einer beliebigen Druckverteilung $p(\alpha)$ wird hier zudem mittels Regression eine äquivalente, lineare Druckverteilung über die Höhe des Tunnels mit dem Druckgradient $dp/dz|_{lin}$ abgeleitet (s. Abbildung 4.2). Dies erlaubt die vereinfachte Berechnung der Auftriebskraft mit:

$$F_A = A \cdot \left.\frac{dp}{dz}\right|_{lin} \tag{4.3}$$

Diese vereinfachte Darstellung einer Druckverteilung in Form des linearen Druckgradienten erleichtert den Vergleich zwischen verschiedenen Druckverteilungen in Bezug auf die Größe der resultierenden Auftriebskraft.

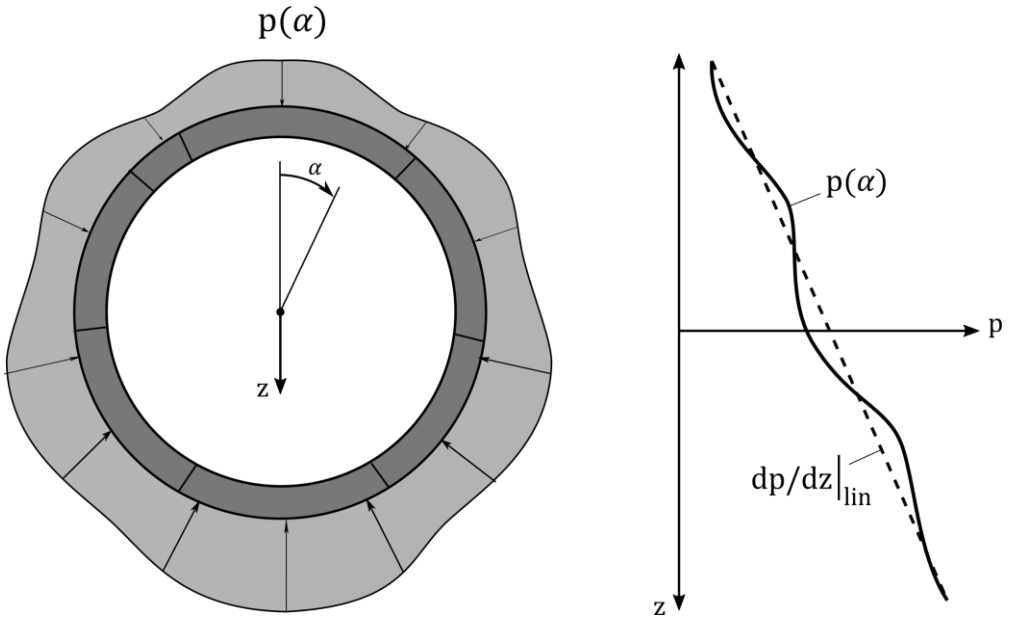


Abbildung 4.2: Druckverteilung über den Umfang des Querschnitts (links), Angenäherte lineare Druckverteilung über die Höhe des Querschnitts (rechts)

4.1. Modell zur Berechnung der Druckverteilung im Ringspalt

Das Ziel des folgend beschriebenen Berechnungsmodells ist die Berechnung der Auftriebskraft auf die Tunnelröhre $F_A(x)$ in der Bauphase in Abhängigkeit von dem Abstand zur TVM. Die Modellrechnung erfolgt grundlegend der Idee, an einem festen Schnitt im Ringspalt zunächst die Druckverteilung $p(\alpha, t)$ in Abhängigkeit von der Zeit zu ermitteln. Aufgrund des Vortriebs nimmt dabei der Abstand zwischen dem betrachteten Schnitt und der TVM kontinuierlich zu. Abbildung 4.3 zeigt diesen Gedankengang anhand eines Längsschnitts durch die TVM, die Tunnelröhre und den Ringspalt. Über das an die TVM gekoppelte Koordinatensystem und unter Berücksichtigung der Vortriebsgeschwindigkeit der TVM kann zu jedem Zeitpunkt der Abstand zwischen dem Betrachtungsschnitt und der TVM $x(t)$ bestimmt werden. Der zeitliche Prozess der Druckentwicklung am Betrachtungsquerschnitt kann so auf den räumlichen Abstand zur TVM bezogen werden: $p(t) \rightarrow p(x)$. Es wird des Weiteren angenommen, dass die Druckentwicklung für einen beliebigen Querschnitt im Ringspalt jeweils die gleiche zeitliche Entwicklung durchläuft. Somit kann die resultierende zeitabhängige Druckentwicklung $p(\alpha, t)$ auf die Distanz hinter der TVM bezogen werden und die wegabhängige Druckverteilung $p(\alpha, x)$ abgeleitet werden (s. Abbildung 4.3, unten). Dabei ist zu beachten, dass die TVM sich während der Stillstandszeiten nicht vorwärtsbewegt. Danach wird aus der Druckverteilung über die Höhe des Querschnitts durch lineare Regression der linearere Druckgradient $dp/dz\ (x)$ abgeleitet, mit dem zuletzt die Auftriebskraft über die x-Koordinate berechnet wird (s. Gleichungen (4.2) und (4.3)).

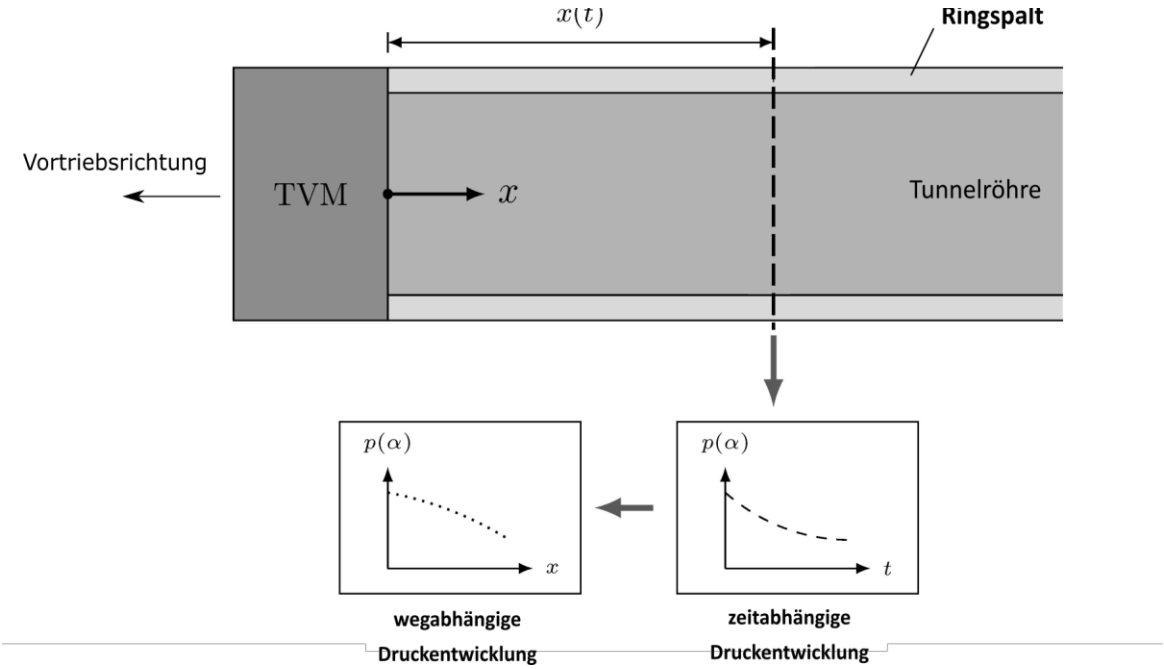


Abbildung 4.3: Projektion der zeitabhängigen Druckverteilung auf eine wegabhängige Druckverteilung

In der Modellrechnung muss zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Druckverteilung zunächst eine Ausgangs-Druckentwicklung direkt hinter der TVM zum Zeitpunkt $t = 0$ ermittelt werden. Dies beschreibt die Druckverteilung direkt an der Rückseite der TVM an der Stelle $x = 0$. Anschließend erfolgt separat die Bestimmung der zeitlichen Entwicklung des Drucks im Ringspalt. Die folgende Abbildung 4.4 zeigt schematisch die grundlegende Vorgehensweise der Modellrechnung sowie die Aufteilung in einzelne Berechnungsschritte. Hier wird zunächst ein grober Überblick über die einzelnen Schritte und zentralen Abhängigkeiten gegeben, bevor anschließend die genaue Erläuterung der zugrundeliegenden Ansätze erfolgt.

Zunächst wird die Druckverteilung im Ringspalt direkt hinter der TVM $p(\alpha, x = 0)$ auf Grundlage eines Ansatzes von Talmon et al. [87] berechnet. Diese Druckverteilung ist maßgeblich von der Positionierung sowie von der Größe der Injektionsraten der einzelnen Verpressöffnungen abhängig. Dazu wird in Abschnitt 4.1.1 zunächst die theoretische Ausbreitung des Drucks im Ringspalt auf Grundlage der Betrachtung des Ringspaltmörtels als Bingham-Fluid und der Strömung eines solchen Fluids in einem schmalen Spalt erläutert (vgl. Talmon et al. [94]). Die Erläuterung zur Berechnung der Druckverteilung im Ringspalt direkt hinter der TVM erfolgt in Abschnitt 4.1.2.

Im Modell erfolgt danach, ausgehend von der ermittelten Druckverteilung hinter der TVM, die Berechnung der zeitabhängigen Entwicklung dieser Druckverteilung $p(\alpha, t)$. Die Berechnung der zeitabhängigen Entwicklung des Drucks (s. mittlerer Kasten, Abbildung 4.4) erfolgt

im Modell separat in aufeinanderfolgenden Vortriebs- und Stillstandsphasen. Die Entwicklung des Drucks im Ringspalt wird dabei maßgeblich durch die Dränierung des Mörtels unter Abgabe von Wasser in den umgebenden Baugrund bestimmt, wobei die Dicke des Filterkuchens $h_{FK}(t)$ zunimmt. In den Stillstandsphasen kommt es aufgrund der Dränierung zudem jeweils zu einem sukzessiven Druckabfall im Ringspalt. Die Erläuterung zur mathematischen Beschreibung des Dränierungsprozesses sowie zur Berechnung des Druckabfalls während der Stillstandsphasen nach Ansätzen von Thienert und Pulsfort [27, 43] und Talmon und Bezuijen [45] erfolgt in Abschnitt 4.1.3.

In den Vortriebsphasen wird der Druck im Ringspalt hinter der TVM vorübergehend durch die Aktivierung der Verpressung wieder erhöht. Dabei ist zu beachten, dass die Ausbreitung dieses Drucks im Ringspalt bei steigendem Abstand zur TVM einem Druckabfall unterliegt. In Abhängigkeit von der zeitabhängigen Scherfestigkeit des Mörtels, dem Abstand zwischen dem Betrachtungsschnitt und der TVM sowie der Dicke der bisher angewachsenen Filterkuchenschicht wird die Größe des Drucks am Betrachtungsschnitt während der Vortriebsphase berechnet (s. Abschnitt 4.1.4). Durch die abschnittsweise Kombination des Druckabfalls in den Stillstandsphasen sowie der kurzzeitigen Druckerhöhung in den Vortriebsphasen ergibt sich schließlich die zeitabhängige Druckverteilung $p(\alpha, t)$ an dem Betrachtungsschnitt. Mit dieser Modellrechnung wird explizit nur die Entwicklung des Drucks im Ringspalt infolge der Verpressung und der Dränierung in den Ringspalt abgebildet. Die mögliche zusätzliche Änderung des Drucks im Ringspalt, wenn sich die Tübbingringe innerhalb des Ringspalts bewegen, wird dabei nicht berücksichtigt. Siehe dazu auch Abschnitt 4.2. Wie erläutert folgt daraufhin zuletzt die Bestimmung der wegabhängigen Druckverteilung und der daraus folgenden Auftriebskraft mit Bezug auf das x-Koordinaten-System an der Rückseite der TVM (s. Abbildung 4.4, unten).

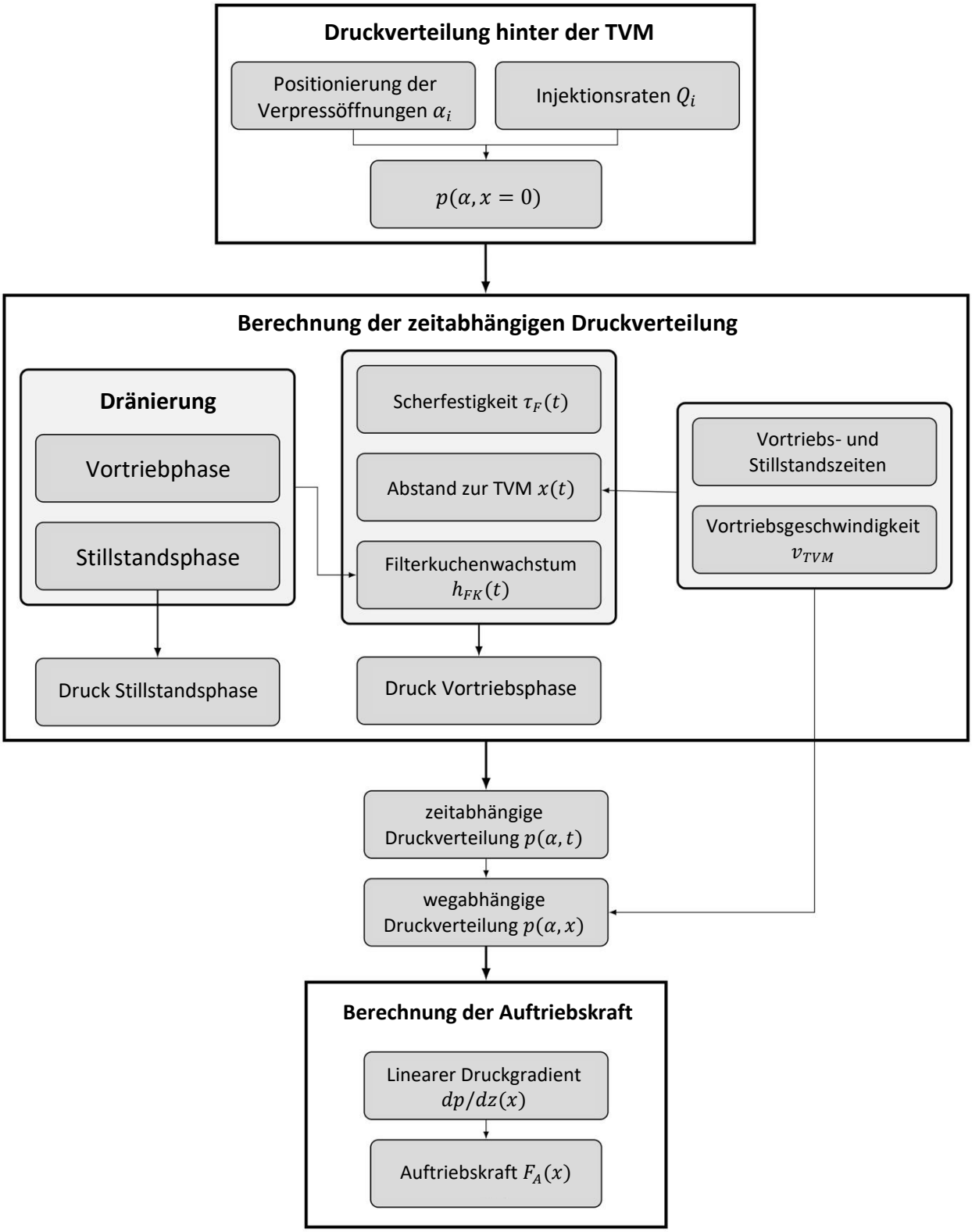


Abbildung 4.4: Schematische Übersicht des Berechnungsmodells

4.1.1. Druckverteilung im Ringspaltmörtel

Folgend wird zunächst grundlegend erläutert, wie die Druckverteilung im flüssigen Mörtel im Ringspalt mathematisch beschrieben wird. Dabei wird auf Grundlagen der Strömungsmechanik sowie mit Beschreibung des Ringspaltmörtels als Bingham-Fluid ein vereinfachter Ansatz für die Strömung im schmalen Ringspalt und die resultierenden Druckabnahmen erläutert (vgl. Bezuijen [94]). Anschließend werden jeweils lineare Druckgradienten im Ringspalt für eine Strömung in tangentiale Richtung bzw. für eine Strömung in axiale Richtung hergeleitet (vgl. Talmon et al. [95]). Diese Ansätze sind als Grundlage zur Ermittlung der Druckverteilung direkt hinter der TVM und zur Berechnung des Druckabbaus in Längsrichtung erforderlich.

Der Ringspaltmörtel wird hier grundlegend nicht als Suspension betrachtet, d.h. es wird nicht zwischen Feststoffen und Flüssigkeit unterschieden, stattdessen wird eine homogene Flüssigkeit mit einheitlichen Eigenschaften angenommen. Das Fließverhalten von Flüssigkeiten wird in der Strömungslehre allgemein durch die Beziehung zwischen der Scherrate und der Scherspannung bei Scherung des Fluids beschrieben. Es wird folgend angenommen, dass die Rheologie des Ringspaltmörtels mit dem Bingham-Modell beschrieben werden kann [31, 33, 34]. Abbildung 4.5 zeigt das Fließverhalten nach dem Bingham-Modell in schematischer Form.

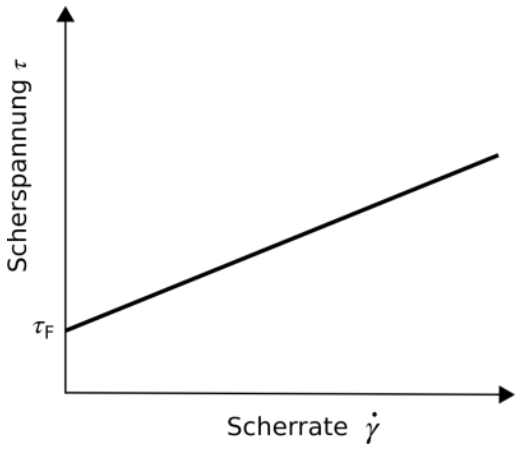


Abbildung 4.5: Fließverhalten eines Bingham-Fluids

Für ein Bingham-Fluid gilt, dass die Scherrate du/dy gleich Null ist, wenn die Scherspannung τ unterhalb der Scherfestigkeit τ_F liegt, d.h. das Material fließt nicht solange die Scherfestigkeit nicht überschritten wird. Nach Überschreiten der Schergrenze τ_f ist die Scherrate von der Scherfestigkeit in Verbindung mit der Viskosität η abhängig [34]:

$$\frac{du}{dy} = \begin{cases} 0, & \text{für } \tau < \tau_F \\ (\tau - \tau_F)/\eta & \text{für } \tau \geq \tau_F \end{cases} \tag{4.4}$$

Die Schubspannung nach Überschreiten der Schergrenze lautet damit:

$$\tau = \tau_F + \eta \frac{du}{dy} \qquad für\ \tau \geq \tau_F \tag{4.5}$$

Die Strömung des Mörtels im Ringspalt wird folgend als stationäre, laminare Strömung zwischen zwei parallelen, ruhenden Platten betrachtet, die durch einen linearen Druckgradienten verursacht wird (s. Abbildung 4.6). Die Platten stellen hier die Begrenzungen des Ringspalts zu Boden und Tübbing da. Die Höhe des Ringspalts ist deutlich kleiner als die Ausdehnung des Spalts orthogonal zur Ringspalthöhe, deshalb wird die Strömung über die Höhe des Ringspalts (y-Richtung in Abbildung 4.6) vernachlässigt.

Obwohl die Strömung im Ringspalt aufgrund der Wechsel zwischen Vortrieb/Verpressung und Stillstand tatsächlich großen zeitlichen Unterschieden unterliegt, wird hier als Vereinfachung zur Herleitung der Druckverhältnisse im Ringspalt zunächst eine stationäre Strömung beschrieben, d.h. die Strömungsgeschwindigkeit ist konstant: $du/dt = 0$. Es ist zu diskutieren, inwieweit mit dem Ansatz einer stationären Strömung auf die Druckverhältnisse im Ringspalt geschlossen werden kann. Hier wird angenommen, dass der Mörtel während der Verpressung in den freiwerdenden Ringraum strömt und dass dies, vorübergehend und mit ausreichender Genauigkeit, als stationäre Strömung behandelt werden kann. Auf Grundlage dieser Annahme wird die resultierende Druckverteilung im Ringspalt bestimmt. Es wird angenommen, dass die Druckunterschiede über den Umfang des Tunnels während der Stillstandsphase nicht ausgeglichen werden, sondern auch nach dem Stopp der Verpressung die Druckverteilung angesetzt werden kann, die infolge der Strömung während des Vortriebs entsteht.

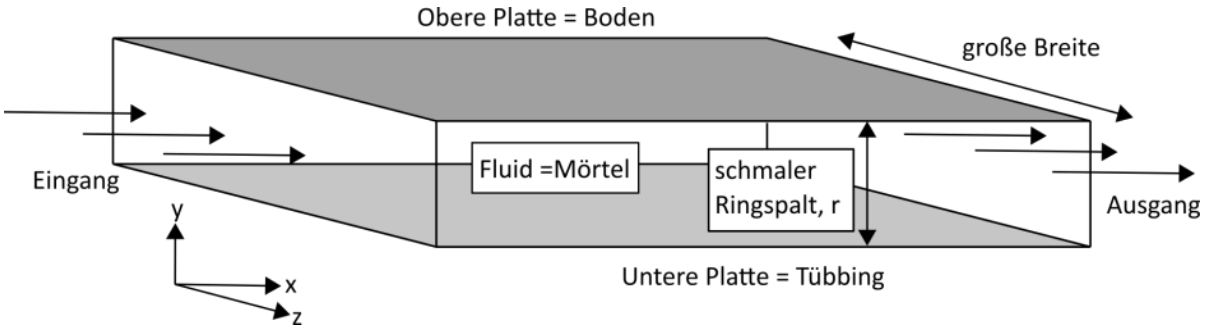


Abbildung 4.6: Strömung zwischen zwei parallelen Platten

Die Strömung zwischen zwei parallelen Platten für ein newtonsches Fluid, also ohne Scherfestigkeitsgrenze, wird mit Hilfe einer Abwandlung der Hagen-Poiseuille-Gleichung beschrieben. Mit Hilfe dieser Gleichung kann in Abhängigkeit von einem vorgegebenen Volumenstrom bzw. einer Fließgeschwindigkeit die Größe des Druckgradienten und damit die

Größe des Druckabfalls über eine bestimmte Strömungsdistanz bestimmt werden. Da eine Herleitung des Druckgefälles in Anlehnung an die Hagen-Poiseuille-Gleichung für ein Bingham-Fluid vergleichsweise aufwendig ist und der Aufwand sowie die Genauigkeit in Bezug auf die hier angedachte Anwendung nicht gerechtfertigt ist, wird auf folgende Vereinfachungen zurückgegriffen.

Erstens wird davon ausgegangen, dass die Strömungsgeschwindigkeit bzw. die resultierende Scherrate sowie die Viskosität des Mörtels sehr gering ist, so dass der viskositätsabhängige Term in Gleichung (4.5) im Vergleich zur Scherfestigkeit des Mörtels sehr klein wird und dementsprechend vernachlässigt werden kann: $\eta \cdot du/dy \ll \tau_F$, vgl. Bezuijen [94]. Die Schubspannungen nach Überschreiten der Schergrenze werden folglich nicht maßgeblich größer als die Scherfestigkeit des Mörtels, so dass angenommen wird:

$$\tau \approx \tau_F \quad \text{für } \tau \geq \tau_F \tag{4.6}$$

Zweitens wird davon ausgegangen, dass die Schubspannung aufgrund der geringen Strömungsgeschwindigkeit über (annähernd) die gesamte Höhe des Ringspalts unterhalb der Scherfestigkeit des Mörtels liegt, so dass sich der Mörtel als ein ungescherter „Pfropfen“ durch den Ringspalt bewegt. Die Strömungsgeschwindigkeit ist somit über die Höhe des Ringspalts konstant, Abbildung 4.8 zeigt das unterstellte Geschwindigkeitsprofil. Aufgrund der sogenannten Haftbedingung (No-Slip-Condition) muss die Geschwindigkeit des Fluids direkt an einer Wandung gleich Null. Daher wird der Mörtel in einer begrenzten Schicht geschert und die Schergrenze des Mörtels muss überwunden werden. Unter Anwendung der ersten Vereinfachung kann angenommen werden, dass keine große viskositätsabhängige Scherspannung auftritt und die auftretende Scherspannung an der Wandung nicht maßgeblich größer als die Scherfestigkeit des Mörtels ist.

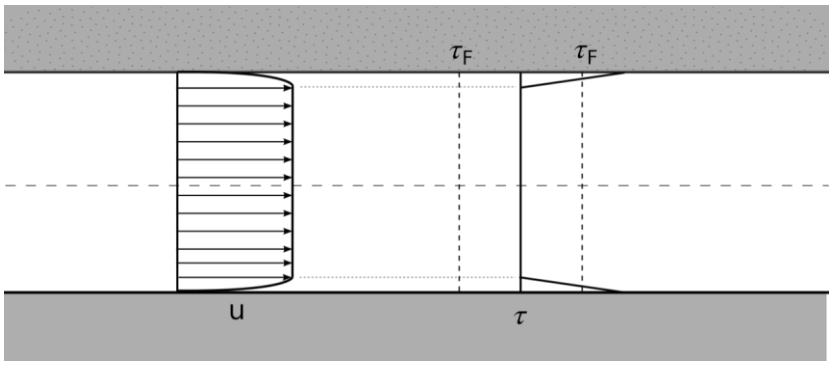


Abbildung 4.7: Pfropfenfließen – Geschwindigkeitsprofil und Scherspannung

Um die Bewegung des Pfropfens zu ermöglichen, muss an den Wandungen des Ringspalts (Ausbruchslaibung und Tübbingstein) somit die Scherfestigkeit des Mörtels überwunden werden. Bei sehr glatten Oberflächen kann sich bei ausreichendem Leimanteil des Mörtels

zudem eine schmierende Schicht aus Zementleim zwischen Mörtel und Wandung bilden, die die Strömung ohne Überwindung der Schergrenze des Mörtels erlaubt (s. Abbildung 4.8). Die Ausbildung einer solchen Gleitschicht ist auch bei der Förderung von Mörtel und Betonen in Pumpleitungen bekannt und ein entscheidender Faktor für die Minimierung der Pumpwiderstände [27, 31, 32, 96]. Für die schalungsglatte Oberfläche der Tübbinge kann von der Bildung einer solchen Schmierschicht ausgegangen werden. An der Ausbruchslaibung ist allerdings anzunehmen, dass sich aufgrund des Abströmens von Wasser in den Boden und der Bildung eines Filterkuchens keine Schmierschicht zwischen Mörtel und Boden bilden kann und dort daher die Scherfestigkeit des Mörtels überwunden werden muss. Diese Randbedingungen zur Größe der zu überwindenden Scherspannung wurde von Talmon et al. [95] in experimentellen Strömungsversuchen mit Rohren verschiedener Rauigkeiten experimentell bestätigt. Dort wird empfohlen die Reibung zwischen Mörtel und Tübbing zu vernachlässigen und die Reibung zwischen Mörtel und Ausbruchslaibung in voller Höhe der Schergrenze anzusetzen. Die tatsächliche Reibung an der Tübbingoberfläche ist vermutlich von der Rauigkeit der Tübbinge sowie von der Mörtelzusammensetzung bzw. der Körnungslinie und dem Leimanteil des Mörtels abhängig, so dass diese Vereinfachung gegebenenfalls nicht zutrifft.

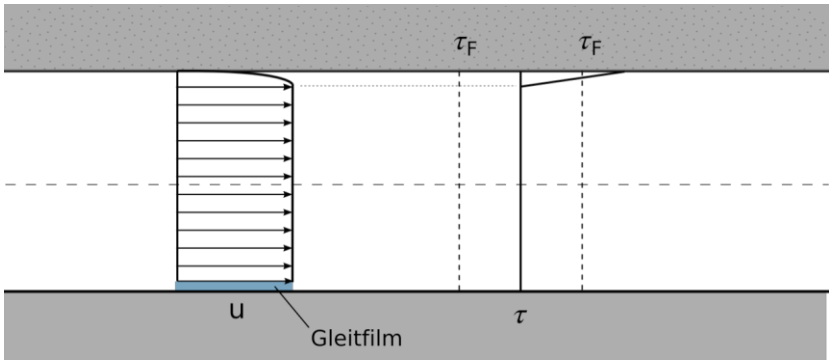


Abbildung 4.8: Pfropfenfließen – Gleitfilm an der Tübbingoberfläche

Als erster Schritt des Berechnungsmodells wird im folgenden Abschnitt die Druckverteilung direkt hinter der TVM berechnet. Bei Füllung des Ringspalts wird der Mörtel in der Realität vermutlich von den Verpressöffnungen ausgehend in axialer und tangentialer Richtung in den Ringspalt strömen (s. Abbildung 4.9, links). Es ist zu beachten, dass die zu überwindende Scherspannung an der Schichtgrenze zwischen Mörtel und Boden stets entgegen der Strömungsrichtung bzw. entgegen dem Geschwindigkeitsvektor gerichtet ist. Die resultierende Druckverteilung ist daher von der tatsächlichen Fließrichtung des Mörtels im Ringspalt abhängig. Folgend wird zur Vereinfachung der Berechnung davon ausgegangen, dass der Mörtel bei der Verfüllung des Ringspalts vorwiegend in tangentiale Richtung in den Ringspalt strömt, da der Ringraum schrittweise durch den Vortrieb der Schildmaschine freigemacht wird und der Mörtel hauptsächlich in die freiwerdenden Hohlräume zwischen den Injektions-

öffnungen strömt (s. Abbildung 4.9, rechts). Die Strömung in axiale Richtung wird zunächst vollständig vernachlässigt. Auf Grundlage dieser Annahme wird die Druckverteilung im Ringspalt in Umfangsrichtung berechnet.

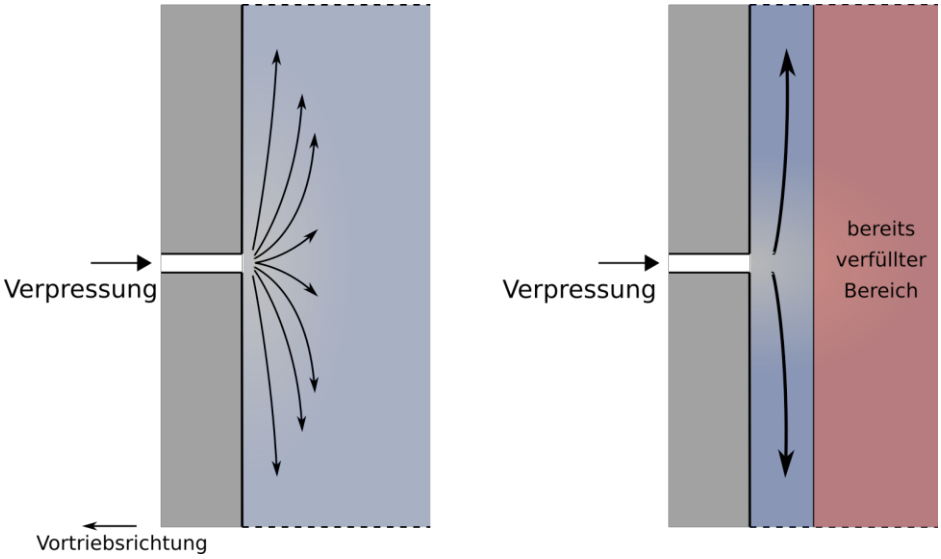


Abbildung 4.9: Strömungsfeld an den Injektionsöffnungen

links: Zweidimensionales Strömungsfeld, rechts: Angenommene vereinfachte eindimensionale Strömung

Im Folgenden wird auf Grundlage der beschriebenen Strömungseigenschaften des Ringspaltmörtels sowie der resultierenden Wandschubspannungen der Druckgradient im Ringspalt in tangentialer Richtung hergeleitet. Mit Hilfe dieses Druckgradienten wird folgend die Druckverteilung über den Umfang des Tunnels abgeleitet (s. Abschnitt 4.1.2). Abbildung 4.10 zeigt ein aus dem Ringspalt geschnittenes Element der Länge ds und der Breite dx. Die rechte Seite der Abbildung zeigt einen Schnitt durch das Element in Richtung der x-Achse. Der Mörtel strömt in positive s-Richtung. Ausgehend von der Kräftebilanz wird folgend der Druckgradient in Richtung der Strömung abgeleitet. An der Grenze zwischen Mörtel und Boden wirken die Reibungskräfte in Höhe der Scherfestigkeit des Mörtels. Bei der Betrachtung der Kräftebilanz muss zusätzlich die tangentiale Komponente der Schwerkraft in Abhängigkeit von der Orientierung des Elements gemäß dem Winkel α berücksichtigt werden. Die Kräftebilanz in Richtung der s-Koordinate lautet:

$$p \cdot r \cdot dx - \left(p + \frac{\partial p}{\partial s} \cdot ds\right) \cdot r \cdot dx - \tau_F \cdot ds \cdot dx + \rho g \cdot sin\,\alpha \cdot r \cdot ds \cdot dx = 0 \qquad (4.7)$$

Der Druckgradient $\partial p/\partial s$ in positive Umfangsrichtung lautet somit (vgl. Talmon et al. [95]):

$$\frac{\partial p}{\partial s} = -\frac{\tau_F}{r} + \rho g \cdot sin\,\alpha \qquad (4.8)$$

Bei Strömung des Mörtels in negative Koordinatenrichtung kehrt sich die Richtung der Wandreibung um, der Druckgradient lautet dann:

$$\frac{\partial \mathrm{p}}{\partial s} = +\frac{\tau_F}{r} + \rho g \cdot \alpha \tag{4.9}$$

Die Definitionen sind jeweils für den halben Umfang des Ringspalts gültig ($0 \leq \alpha \leq \pi$), da sich bei Überschreitung des Sohlpunkts das Vorzeichen der Schwerkraft-Komponente umkehrt. Im Folgenden wird daher vereinfacht von symmetrischen Druckausbreitungen im Ringspalt ausgegangen, so dass die Druckverteilung lediglich für eine Tunnelhälfte bestimmt werden muss.

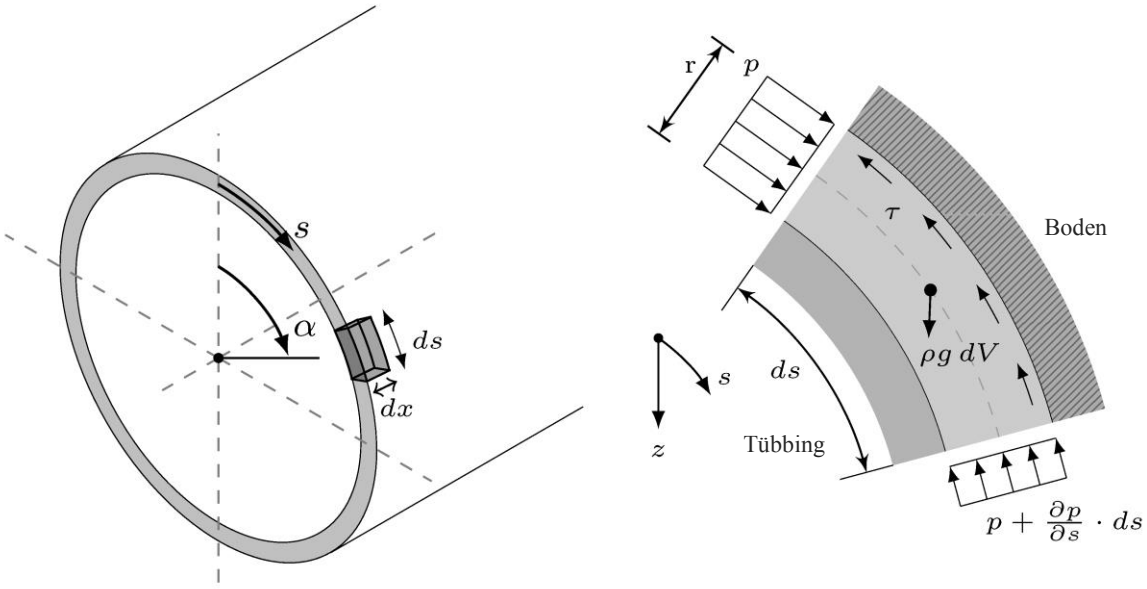


Abbildung 4.10: Druckausbreitung - Differentielles Element in Umfangsrichtung

Folgend wird die ergänzend die Ausbreitung des Drucks in Tunnellängsrichtung betrachtet. Durch die Verpressung im Ringspalt hinter der TVM wird eine Druckerhöhung auf den bereits im Ringspalt befindlichen Mörtel ausgeübt. Da sich zum einen die Ausbruchslaibung elastisch verformt und zum anderen Anmachwasser infolge der Dränierung an den Baugrund abgegeben wird, wird davon ausgegangen, dass der Mörtel im Ringspalt bei der Verpressung auch jeweils in Tunnellängsrichtung gedrückt wird. Daher wird die Wandreibung folgend auch in axialer Richtung angesetzt. Hier wird wiederrum angenommen, dass der Mörtel in gewissem Abstand zur TVM nur in Tunnellängsrichtung fließt, die Strömung in tangentiale Richtung wird vernachlässigt,

Es wird ein aus dem Ringspalt geschnittenes differentielles Element der Länge dx und der Breite dy betrachtet, s. Abbildung 4.11. Die rechte Seite der Abbildung zeigt den Schnitt durch das Element senkrecht zur x-Achse. Die Krümmung des Ringspalts in s-Richtung wird

hier vernachlässigt. Es wird von einer Strömung des Mörtels in positive x-Richtung ausgegangen. Ausgehend von der Kräftebilanz wird folgend der Druckgradient in Richtung der Strömung abgeleitet. Die Schwerkraft des Mörtels wird hier vernachlässigt, da die Strömungsrichtung stets senkrecht zur Lotrichtung ausgerichtet ist. Das Aufstellen der Kräftebilanz liefert:

$$p \cdot r \cdot dy - \left(p + \frac{\partial p}{\partial x} \cdot dx\right) \cdot r \cdot dy - \tau_F \cdot dx \cdot dy = 0 \tag{4.10}$$

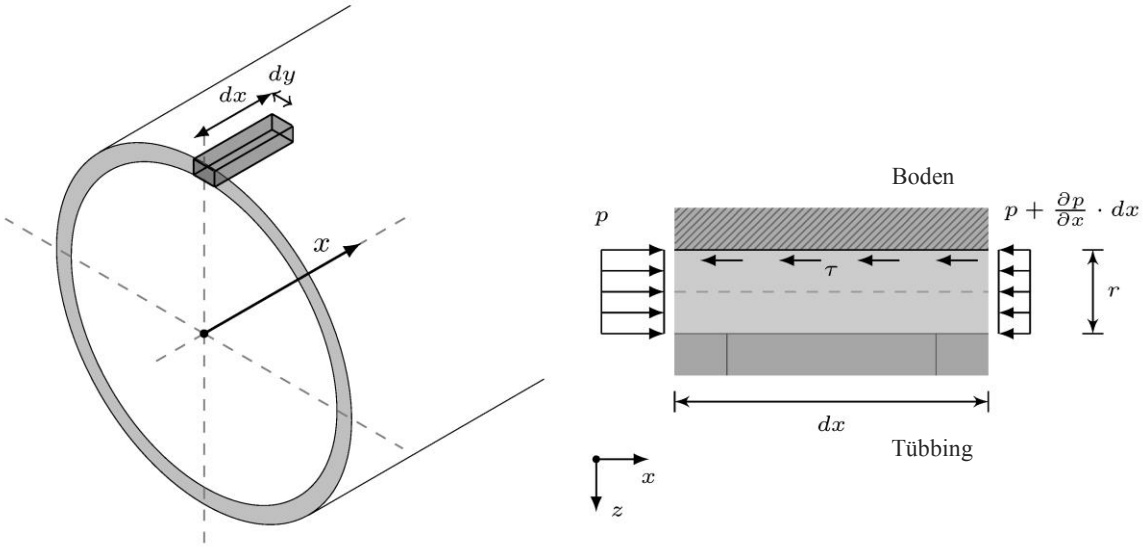


Abbildung 4.11: Druckausbreitung - Differentielles Element in Tunnellängsrichtung

Durch Umstellen kann der Druckgradient in axiale Richtung $\partial p/\partial x$ infolge der Wandschubspannung abgeleitet werden (vgl. Talmon et al. [95]):

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{\tau_F}{r} \tag{4.11}$$

Mit Hilfe diese Druckgradienten wird im Folgenden der Druckabbau im Ringspalt in Tunnellängsrichtung bestimmt (s. Abschnitt 4.1.4).

4.1.2. Druckverteilung direkt hinter der TVM

Zunächst wird in diesem Abschnitt die Druckverteilung im Ringspalt direkt hinter der TVM hergeleitet. Diese Druckverteilung stellt die Situation zum Zeitpunkt $t = 0$ und damit auch am Ort $x = 0$ dar und dient als Startpunkt für die weitere zeitliche Berechnung der Druckverteilung im Ringspalt.

Talmon et al. [87] haben auf Grundlage eines analytischen Modells einen Ansatz zur Bestimmung der Druckverteilung im Ringspalt in Abhängigkeit von der relativen Verteilung der Injektionsraten und der Scherfestigkeit des Mörtels entwickelt. Mit diesem Ansatz lässt sich

analytisch zeigen, dass die Druckgradiente verringert werden kann, wenn die Injektion des Mörtels mit einem größeren Anteil über die Verpressöffnungen in der oberen Hälfte des Tunnels erfolgt (vgl. Talmon und Bezuijen [72]). Die Grundlagen sowie die Anwendung dieses Ansatzes werden im Folgenden kurz erläutert. Der Ringspaltmörtel wird am Schildschwanz durch über den Umfang verteilte Öffnungen in den Ringspalt verpresst (s. Abbildung 2.3). Die Steuerung des Verpressvorgangs erfolgt volumengesteuert durch Vorgabe der Förderraten der einzelnen Injektionsöffnungen in Abhängigkeit von der erwarteten Vortriebsleistung und der Größe des zu verpressenden Volumens bzw. von der Größe des Ringspalts. Man kann annehmen, dass jede Injektionsöffnung in Abhängigkeit von der Injektionsrate dieser Öffnung bzw. des vorgegebenen Volumenstroms ein entsprechendes Volumen des Ringspalts verfüllt. Die Größe des verpressten Volumens kann indirekt durch den von der Verpressöffnung versorgten Bereich bzw. der entsprechenden Länge über den Umfang des Tunnels beschrieben werden (s. Abbildung 4.12). Vernachlässigt man eine mögliche elastische Verformung des Bodens, so muss bei Vergrößerung der Injektionsrate einer Verpressöffnung der Versorgungsbereich dieser Öffnung im Vergleich zu den benachbarten Öffnungen größer werden.

Es kann angenommen werden, dass die Gesamtinjektionsrate bzw. der Gesamtvolumenstrom Q_{ges} aller Injektionsöffnungen genau gleich dem freiwerdenden Ringraumvolumen ist (in Abhängigkeit von der Vortriebsgeschwindigkeit). Anknüpfend daran wird davon ausgegangen, dass die Größe der Injektionsrate einer Injektionsöffnung Q_i in Relation zur Gesamtvolumenrate Q_{ges} gleich dem Verhältnis der von der Injektionsöffnung mit Mörtel gefüllten Umfangslänge in Relation zum Tunnelumfang ist. Die Größe des Versorgungsgebiets einer Injektionsöffnung, definiert über den abgedeckten Winkel α_i, lautet damit:

$$\alpha_i = \frac{Q_i}{Q_{ges}} \cdot 2\pi \tag{4.12}$$

Sind die relativen Injektionsraten aller Öffnungen bekannt, kann die Größe des Versorgungsbereichs jeder Öffnung abgeleitet werden. Ein Versorgungsbereich muss dabei nicht zwingend symmetrisch zu einer Injektionsöffnung angeordnet sein. Abbildung 4.12 zeigt exemplarisch die Größe der Versorgungsbereiche für eine beispielhafte Injektionsverteilung.

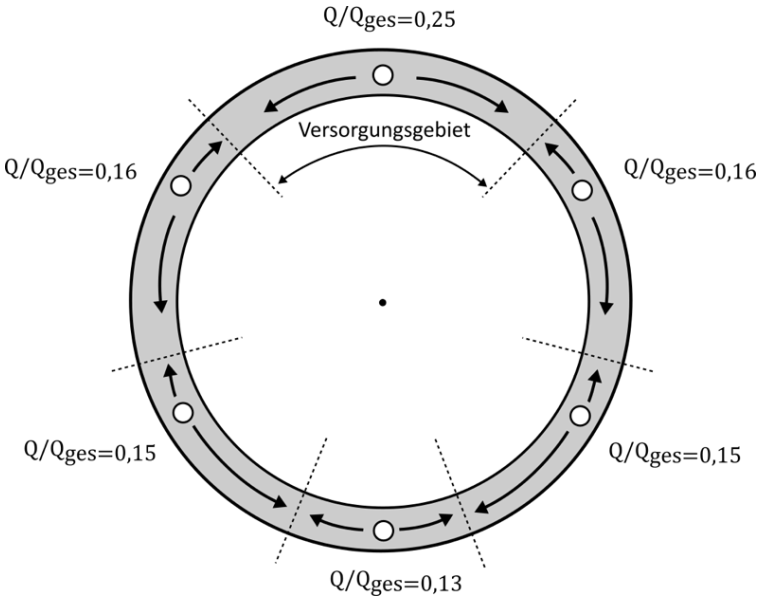


Abbildung 4.12: Größe der Versorgungsgebiete in Abhängigkeit von exemplarisch gewählten relativen Injektionsraten

Nach Talmon et al. [87] wird angenommen, dass der Mörtel jeweils von einer Injektionsöffnung ausgehend bis zu den Rändern des Versorgungsbereichs dieser Injektionsöffnung strömt. Für diese Bereiche kann der Druckgradient je nach Strömungsrichtung in positive oder negative Koordinatenrichtung entsprechend Gleichung (4.8) oder Gleichung (4.9) angesetzt werden. Ist die Lage der Injektionsöffnungen sowie die Breite der jeweiligen Versorgungsgebiete bekannt, kann, in Bezug auf einen vorgegebenen Druck an der Firste, die Druckverteilung um den Umfang des Tunnels abgeleitet werden. Über die Höhe des Tunnels nimmt der Druck mit der Gewichtskraft entsprechend der Dichte des Mörtels zu. Die Wandschubspannungen wirken je nach Strömungsrichtung des Mörtels abschnittsweise in positive oder in negative s-Richtung (entsprechend der Strömung des Mörtels von einer Injektionsöffnung in negative s-Richtung bzw. in positive s-Richtung). Somit kann Abschnitt für Abschnitt die Druckverteilung berechnet werden, die sich aus den angesetzten Injektionsraten ergibt. Neben der resultierenden Druckverteilung ergibt sich zudem die Größe des Verpressdrucks an jeder Injektionsöffnung, die erforderlich ist, um die zugehörigen Injektionsraten und die angestrebte Größe des Drucks an der Firste zu erreichen.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass hier nur die Steuerung des Drucks über die Volumenrate berücksichtigt wird. Dabei werden möglicherweise Druckverteilungen errechnet, bei denen der Verpressdruck an einzelnen Injektionsöffnungen unterhalb der eigentlichen Sollgrenzen der Druckregelung liegt. In diesem Fall würde sich in der Realität durch die Hochregelung des Solldrucks die Injektionsrate entsprechen erhöhen. Dieser Umstand wird

hier nicht berücksichtigt, es wird davon ausgegangen, dass der Druck an allen Stellen innerhalb des Solls liegt.

Die resultierende Druckverteilung kann schließlich mittels Regression durch eine lineare Druckverteilung angenähert werden. Damit ergibt sich der lineare Druckgradient dp/dz über die Höhe des Tunnels. Mit Hilfe des gemittelten linearen Druckgradienten kann die Auftriebskraft vereinfacht nach Gleichung (4.3) ermittelt werden. Abbildung 4.13 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer resultierenden Druckverteilung. Erkennbar sind Druckspitzen an den Injektionsöffnungen sowie Druckminima an den Grenzen der Versorgungsgebiete jeweils zwischen den Injektionsöffnungen.

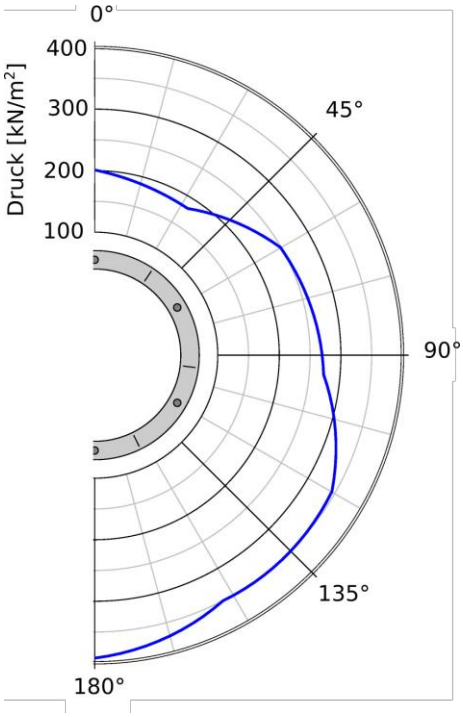


Abbildung 4.13: Berechnete Druckverteilung im Ringspalt für eine exemplarische Injektionsratenverteilung

Die resultierende Druckverteilung und der resultierende Druckgradient ist maßgeblich von der Injektionsstrategie bzw. von der Verteilung der Injektionsraten und von der Mörtelscherfestigkeit abhängig. Abbildung 4.14 zeigt exemplarisch die Druckverteilung über die Höhe des Tunnels in Abhängigkeit der Verteilung der injektionsraten für eine Mörtel-Scherfestigkeit von $\tau_F = 0{,}5\,\mathrm{kN/m^2}$. Die Mörtelwichte wurde hier mit $21{,}5\,\mathrm{kN/m^3}$ angenommen. In der Abbildung ist jeweils die ermittelte Druckverteilung für eine gleichförmige Injektion mit den gleichen Injektionsraten für alle Injektionsöffnungen sowie für eine Injektionsverteilung mit größeren relativen Injektionsraten an den Injektionsöffnungen an der Oberseite des Tunnels (s. Tabelle 4.1). Für jede Verteilung ist zudem der mittels linearer Regression ermittelte lineare Druckgradient dargestellt.

Tabelle 4.1: Beispielrechnung Druckverteilung - Lage und relative Injektionsraten der Injektionsöffnungen

Nr.	Lage α	Relative Injektionsrate A	Relative Injektionsrate B
1	0°	0,1667	0,25
2	60°	0,1667	0,2
3	120°	0,1667	0,125
4	180°	0,1667	0,1
5	240°	0,1667	0,125
6	300°	0,1667	0,2

Die Injektion mit gleichmäßig über den Umfang verteilter Injektion resultiert in einer Druckverteilung, die durch eine lineare Druckverteilung mit einem Druckgradienten von 21,5 kN/m²/m angenähert werden kann. Dies entspricht dem hydrostatischen Gradient entsprechend der Mörteldichte. Infolge der geänderten Injektionsstrategie fällt der lineare Druckgradient auf ca. 18,6 kN/m²/m ab. Wie beispielsweise auch in Abbildung 4.12 erkennbar, führt eine Verpressung mit größeren relativen Injektionsraten über die Verpressöffnungen in der oberen Hälfte des Ringspalts dazu, dass der Mörtel größtenteils nach unten fließen muss. Dies führt zu einer Druckverteilung mit geringerer Druckgradiente und folglich geringerer Auftriebskraft (vgl. [72]).

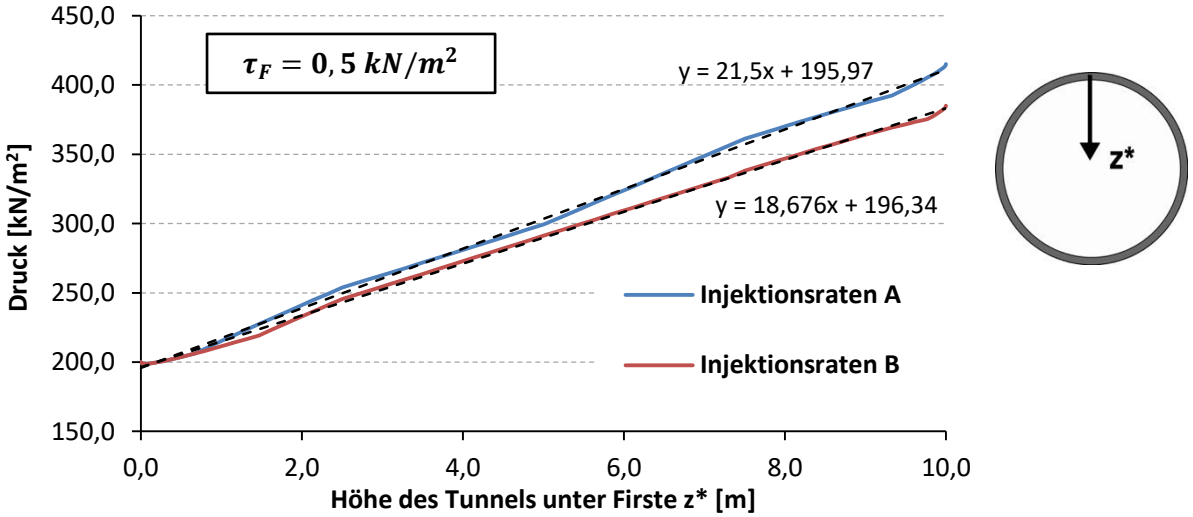


Abbildung 4.14: Druckverteilung und linearer Druckgradient in Abhängigkeit der relativen Injektionsratenverteilung

4.1.3. Zeitabhängige Druckentwicklung

Ausgehend von der Druckverteilung direkt hinter der TVM $p(\alpha, x = t = 0)$ wird in der Modellrechnung anschließend die zeitliche Entwicklung dieser Verteilung bestimmt. Dabei wird die Druckentwicklung wie erläutert an einen örtlich festen Schnitt bestimmt, während die TVM im Zuge des Vortriebs an Abstand zu diesem Schnitt gewinnt (s. Abbildung 4.3). Die Berechnung erfolgt jeweils an auf dem Umfang des Ringspalts definierten einzelnen Punkten, für die entsprechende Randbedingungen wie der Druck zu Beginn der Modellrechnung und der Wasserdruck definiert werden. Für diese Punkte wird jeweils eine separate Berechnung der zeitlichen Druckentwicklung infolge der Dränierung durchgeführt. Eine gegenseitige Beeinflussung der Punkte und eventuelle Druckumlagerungen über den Umfang des Tunnels können vorerst nicht berücksichtigt werden. Aus der Berechnung der Druckentwicklung an den einzelnen Punkten kann anschließend die Druckverteilung über den Umfang des Tunnels zusammengestellt werden. Für eine vereinfachte Betrachtung kann beispielsweise lediglich die Druckentwicklung am First und an der Sohle bestimmt werden und aus dem Druckunterschied der Druckgradient über die Höhe des Tunnels abgeleitet werden.

Die Berechnung der zeitabhängigen Entwicklung des Drucks erfolgt im Modell in getrennten, aufeinanderfolgenden Vortriebs- und Stillstandsphasen. In den Stillstandsphasen kommt es aufgrund der Dränierung mit der Wasserabgabe in den Boden zu einem allmählichen Druckabfall im Ringspalt. In den Vortriebsphasen wird der Druck im Ringspalt hinter der TVM am Punkt $x = 0$ vorübergehend durch die Aktivierung der Verpressung wieder erhöht. Es wird angenommen, dass sich dabei hinter der TVM in jeder Vortriebsphase die im vorherigen Abschnitt erläuterte Druckverteilung in Abhängigkeit von der Injektion einstellt. Je nach Abstand zur TVM erhöht sich so auch der Druck an der Stelle, an dem die zeitliche Entwicklung des Drucks betrachtet wird. Die zeitabhängige Druckentwicklung am Betrachtungsschnitt $p(\alpha, t)$ wird schließlich durch die Kombination des Druckabfalls in den Stillstandsphasen sowie der Größe der Druckerhöhung in den Vortriebsphasen bestimmt.

Zunächst wird ein mathematischer Ansatz zur Beschreibung der Dränierung in den Vortriebs- und Stillstandsphasen und zum Druckabfall in den Stillstandsphasen auf Grundlage der Arbeiten von Thienert und Pulsfort [27, 43] und Talmon und Bezuijen [45] erläutert. Dabei wird erstens das Filterkuchenwachstum in den Vortriebsphasen beschrieben. Die Berechnung des Filterkuchenwachstums ist im Modell von Bedeutung, da dadurch sowohl der Druckabbau in Längsrichtung als auch der zeitliche Druckabfall in den Stillstandsphasen beeinflusst wird. Zweitens wird der Druckabfall in den Stillstandsphasen beschrieben und zuletzt wird auf die Größe der Druckerhöhung in den Vortriebsphasen bzw. auf den Druckabbau in Tunnellängsrichtung eingegangen.

Aufgrund der Druckdifferenz zwischen dem in den Bodenporen anstehenden Wasserdruck p_w und dem Verpressdruck im Mörtel p_0 kommt es zu einem Ausströmen von Wasser aus dem Mörtel in den umgebenden Baugrund (s. Abbildung 4.15). Im Zuge der Wasserabgabe des Mörtels bildet sich an der Grenze zwischen Mörtel und Boden ein Filterkuchen aus dräniertem Material der Höhe $h_{Fk}(t)$. Bei Dränierung über einen längeren Zeitraum wächst der Filterkuchen theoretisch auf die gesamte Dicke des Ringspalts an. Bei der mathematischen Beschreibung des Dränierungsvorgangs wird folgend zwischen Vortriebsphasen und Stillstands- bzw. Ringbauphasen unterschieden. Während der Vortriebsphase wird der Druck im Ringspalt durch die Verpressung an der Rückseite der TVM aufrechterhalten. Daher steht für die Dränierung stets der konstante Druck $\Delta p = p_0 - p_w$ zur Verfügung. Die Dränierung wird für diese Annahme auf Grundlage der Darcy-Gleichung zur Durchströmung poröser Medien beschrieben [91].

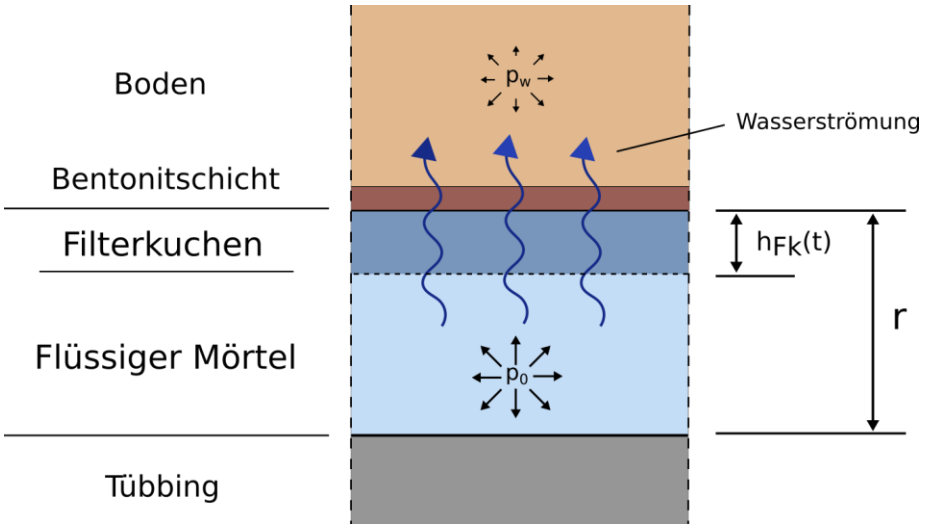


Abbildung 4.15: Dränierung des Ringspaltmörtels

Vortriebsphase

Während der Vortriebsphase strömt das Wasser aus dem Mörtel aufgrund der konstanten Druckdifferenz Δp bzw. der konstanten Potentialhöhe $\Delta h = \Delta p/\gamma_w$ in den umgebenden Baugrund ab. Das Wasser muss dabei mehrere Schichten mit unterschiedlichen Schichtdicken und Durchlässigkeitsbeiwerten durchströmen. Zur einheitlichen Beschreibung dieser Schichten kann nach einem Vorschlag von Talmon und Bezuijen [45] der Strömungswiderstand R_i verwendet werden, der die Durchlässigkeit bzw. den Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,i}$ einer Schicht in Bezug auf die Dicke der Schicht h_i beschreibt:

$$R_i = h_i/k_{f,i} \tag{4.13}$$

Der Strömungswiderstand hat die Einheit Sekunde und bezeichnet in Bezug auf die Darcy-Gleichung die Zeitdauer die 1 m^3 Wasser benötigt um bei einer konstanten Potentialdifferenz von 1 m die betrachtete Schicht auf einer Fläche von 1 m^2 zu durchströmen [43]. Das Wasser muss beim Ausströmen aus dem Ringspalt den Strömungswiderstand des Mörtelfilterkuchens R_{Fk} und des umgebenden Gebirges R_G überwinden. Bei einer flüssigkeitsgestützen Ortsbrust ist zudem eine Bentonitmembran an der Ausbruchslaibung mit dem Strömungswiderstand R_B zu berücksichtigen [27, 45]. Wird die Ortsbrust durch einen konditionierten Erdbrei gestützt (EPB-Schildmaschine) wird angenommen, dass sich keine zusätzliche Schicht bildet, die durchströmt werden müsste.

Der Strömungswiderstand des Filterkuchens wächst aufgrund des Anwachsens der Schicht im Verlauf der Zeit an und wird folgend in der Form $R_{Fk} = h_{Fk}(t)/k_{f,Fk}$ ausgedrückt. Der Durchlässigkeitsbeiwert des Mörtelfilterkuchens kann experimentell bestimmt werden. Der Strömungswiderstand der Bentonitmembran ist von der verwendeten Bentonitsuspension, den Vortriebsparametern sowie den Bodeneigenschaften abhängig und kann separat ebenfalls auf Grundlage der hier erläuterten Filtrationstheorie bestimmt werden. Die Bestimmung des Strömungswiderstands des Bodens erfolgt nach den Überlegungen von Talmon und Bezuijen [38]. Dabei wird von einer radialsymmetrischen Porenwasserströmung vom Ringspalt in den umgebenden Baugrund sowie in Abhängigkeit von dem Grundwasserspiegel von einem konstanten Potential im Abstand r_0 vom Mittelpunkt des Tunnels ausgegangen (s. Abbildung 4.16).

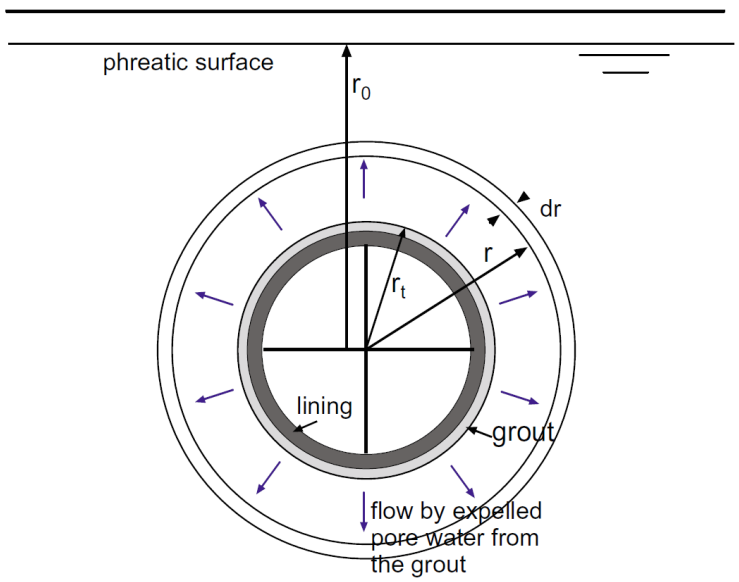


Abbildung 4.16: Ermittlung des Strömungswiderstandes des umliegenden Bodens nach [45]

Der Strömungswiderstand des Gebirges RG ergibt sich auf Grundlage dieser Annahmen zu:

$$RG = \frac{R + r}{k_{F,Boden}} \cdot ln\left(\frac{r_0}{R + r}\right) \tag{4.14}$$

mit: $R + r = r_t$

Es ist ferner zu berücksichtigen, dass die Durchlässigkeit des Bodens gegebenenfalls deutlich größer ist als die Durchlässigkeit des Mörtel-Filterkuchens und der Bentonitmembran. In diesem Fall kann der Strömungswiderstand des Bodens vernachlässigt werden. Des Weiteren ist laut Thienert und Pulsfort [27, 43] bei Böden mit einer ausreichend hohen Durchlässigkeit ($k_f > 10^{-5}$ m/s) zu beachten, dass sich gegebenenfalls keine Bentonitmembran an der Ausbruchslaibung ausbilden kann, da die Stützflüssigkeit in die Bodenporen eindringt. In diesem Fall ist der Strömungswiderstand der Bentonitmembran R_B gleich Null zu setzen. Die Eindringung der Stützflüssigkeit in die Poren des Bodens, die sogenannte Suspensionsstagnation, führt aufgrund der Scherfestigkeit der Suspension zu einem zusätzlichen Widerstand gegenüber dem ausströmenden Wasser, infolgedessen sich der Differenzdruck zwischen dem Druck im Mörtel und dem Wasserdruck zusätzlich verringert. Für eine detaillierte Betrachtung der Auswirkungen der Suspensionsstagnation wird auf Thienert verwiesen [27]. In der hier vorgestellten Modellrechnung wird dieser Effekt vereinfacht durch eine optionale Verringerung des zur Dränierung zur Verfügung stehenden Differenzdrucks abgebildet.

Der spezifische Durchfluss $q = Q/A$ (mit Durchflussrate Q und durchströmter Fläche A) durch eine poröse Schicht kann mit der Darcy-Gleichung beschrieben werden [91]. Da mehrere hintereinander geschaltete Schichten addiert werden können, lautet der spezifische Durchfluss durch Filterkuchen, Bentonitmembran und Boden:

$$q = \Delta p/\gamma_w \cdot \frac{1}{\frac{h_{Fk}(t)}{k_{f,Fk}} + R_B + R_G} \tag{4.15}$$

Durch Umstellung der Gleichung (4.15) kann das zeitabhängige Filterkuchenwachstums $h_{Fk}(t)$ hergeleitet werden [27]:

$$h_{Fk}(t) = \sqrt{2 \cdot \frac{1}{V_S} \cdot \frac{\Delta p}{\gamma_w} \cdot k_{f,Fk} \cdot t + (h_{Fk,0} + k_{f,Fk} \cdot (R_B + R_G))^2} - k_{f,Fk} \cdot (R_B + R_G) \tag{4.16}$$

Diese Gleichung beschreibt das zeitabhängige Filterkuchenwachstum $h_{Fk}(t)$ in Abhängigkeit von der konstanten Potentialhöhe $\Delta p/\gamma_w$ sowie der Anfangshöhe des Filterkuchens zu Beginn der Betrachtung $h_{Fk,0}$ und in Abhängigkeit von den Durchlässigkeiten bzw. den Strömungswiderständen der zu durchströmenden Schichten. Der Faktor V_S beschreibt die Verdichtung

des Ringspaltmörtels bei der Dränierung und kann anhand experimenteller Versuche aus der Setzung der Mörtelschicht $s(t)$ in Bezug zum Filterkuchenwachstum $h_{Fk}(t)$ bestimmt werden (s. Gleichung (4.17)). Für eine detaillierte Herleitung und eine experimentelle Bestimmung des Faktors wird wiederum auf Thienert [27] verwiesen.

$$V_S = \frac{s(t)}{h_{Fk}(t)} \tag{4.17}$$

Stillstandsphase

Während des Stillstands bzw. während des Ringbaus wird der Verpressdruck und damit die als Filtrationsdruck vorhandene Potentialdifferenz nicht konstant gehalten. Die Dränierung findet weiterhin statt, der am Ende der Vortriebsphase vorherrschende Druck baut sich allerdings über die Dauer der Stillstandsphase durch die fortschreitende Dränierung sukzessive ab. Die Abnahme des Drucks im Ringspalts und damit die zeitliche Druckentwicklung im Ringspalt während der Sillstandsphase kann unter Berücksichtigung der Elastizität des Bodens quantifiziert werden. Der Flüssigkeitsdruck im Ringspalt wird über den Filterkuchen und die Bentonitmembran auf das Korngerüst des Bodens übertragen, so dass jeweils ein Gleichgewicht zwischen dem Druck im Mörtel und den effektiven Bodenspannungen besteht: $p = \sigma'$. Die anhaltende Dränierung aufgrund der Differenz zwischen Verpressdruck und Porenwasserdruck führt auch in der Stillstandsphase zur Setzung der Ringspaltschicht. Der Boden wird durch diese Setzung entlastet, so dass gemäß der oben aufgeführten Gleichung auch der Druck im Ringspalt sinkt.

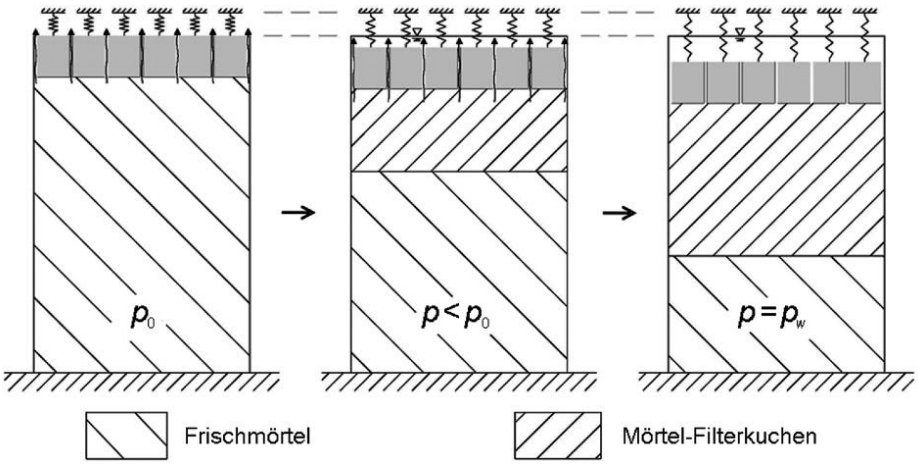


Abbildung 4.17: Federtopfmodell zur Beschreibung der Dränierung während der Stillstandsphase [27]

Abbildung 4.17 zeigt ein Federtopfmodell nach dem Vorschlag von Thienert zur Beschreibung dieses Vorgangs. Die Federn bilden hier die effektive Bodenspannung ab, die Lochplatte bildet die behinderte Wasserabgabe durch den Filterkuchen und die Bentonitmembran ab. Der

Prozess kommt zum Erliegen sobald der Druck im Ringspalt gleich dem Porenwasserdruck im Boden ist.

Die Abnahme der Spannung im Boden bei Setzung des Ringspalts kann für eine kreisförmige Ausbruchslaibung anhand des Modells der elastischen Scheibe mit Loch beschrieben werden. Der analytische Ansatz gibt die Verformung des Lochrandes bei Belastung mit einem Innendruck an [97]. Durch Umstellung der Gleichung kann bei vorgegebener Verformung des Lochrandes die Änderung der Spannung am Lochrand ermittelt werden. Die Änderung der Spannung $\Delta\sigma$ am Lochrand bei Entspannung des elastischen Mediums bei Konvergenz oder Aufweitung der Ausbruchslaibung u_r lautet:

$$\Delta\sigma = \frac{2 \cdot G}{R + r} \cdot u_r \tag{4.18}$$

Für den Schubmodul G gilt dabei in Abhängigkeit vom Steifemodul bei Entlastung des Bodens E_{ur} im eindimensionalen Kompressionsversuch mit behinderter Seitendehnung [27]:

$$G = E_{ur} \cdot \frac{1 - 2\nu}{2 \cdot (1 - \nu)} \tag{4.19}$$

Die radiale Konvergenz u_r des Bodens ist gleich der Setzung des Mörtels und kann auf die Filterkuchenbildung bezogen werden (vgl. Gleichung (4.17)).

$$\Delta u_r \; = \; V_s \cdot \Delta h_{Fk} \tag{4.20}$$

Die Berechnung des Filterkuchenwachstums und der Druckentwicklung in der Stillstandsphase erfolgt auf Grundlage dieser Betrachtung inkrementell in kleinen Zeitschritten. Ausgangspunkt ist der am Ende der Vortriebsphase im Ringspalt herrschende Druck $p_{0,i}$. Ausgehend von diesem Druck wird mit Gleichung (4.16) die im Zeitschritt Δt anwachsende Filterkuchenhöhe Δh_{Fk} bestimmt. Mit Gleichung (4.20) lässt sich die Setzung der Mörtelschicht und somit die radiale Verformung der Ausbruchslaibung u_r ermitteln. Zuletzt wird daraus mit Gleichung (4.18) die Änderung der Spannung und damit die Reduktion des Drucks im Ringspalt $\Delta p_{0,i}$ in diesem Zeitschritt berechnet:

$$\Delta p_{0,i} = 2 \cdot \frac{G}{R + r} \cdot V_s \cdot \; \Delta h_{Fk,i} \tag{4.21}$$

Im jeweils folgenden Zeitschritt erfolgt die Berechnung der Filterkuchenhöhe, der Setzung und der Druckabnahme ausgehend von dem reduzierten Druck $p_{0,i+1} = p_0, i - \Delta p_0, i$. Durch eine iterative Berechnung wird so der zeitliche Druckabfall bei nicht konstant gehaltenem Druck im Ringspalt in den Vortriebspausen ermittelt. Thienert [27] sowie Talmon und Bezuijen [45] zeigen auf Grundlage dieser Betrachtung bei Wahl entsprechender Parameter eine

gute Übereinstimmung des berechneten Druckabfalls mit Messungen des Drucks im Ringspalt während einer Vortriebsunterbrechung.

4.1.4. Druckabbau in Längsrichtung

Wie im vorherigen Abschnitt erörtert, fällt der Druck in den Stillstandsphasen durch die Dränierung ab. In der anschließenden Vortriebsphase wird der Verpressdruck im Ringspalt jeweils durch Aktivierung der Verpresspumpen wieder aktiv erhöht. Da der Abstand eines betrachteten Punkts im Ringspalt zur TVM mit den folgenden Vortriebsphasen schrittweise zunimmt und sich der Druck nicht ungehindert im Ringspalt ausbreiten kann, muss der Druckabbau im Ringspalt in Längsrichtung berücksichtigt werden, um zu ermitteln, wie groß der Druck zu Beginn der jeweiligen Vortriebsphase ist.

Der Abfall des Drucks kann allgemein mit Hilfe des in Abschnitt 4.1.1 definierte Druckgradienten in Längsrichtung bestimmt werden. Der eingangs definierte Druckgradient nach Gleichung (4.11) geht von einer konstanten Scherfestigkeit sowie einer konstanten Ringspalthöhe aus. Mit der Zeit wächst allerdings aufgrund der hydraulischen Reaktion die Scherfestigkeit des Mörtels an und durch die Filterkuchenbildung verringert sich sukzessive die Höhe des mit flüssigem Mörtel gefüllten Ringspalts (s. Abbildung 4.18). Beide Prozesse behindern zunehmend die Ausbreitung des Drucks im Ringspalt. Es sei darauf hingewiesen, dass hier von einer klaren Trennung von flüssigem Mörtel und filtriertem Mörtel, dem Filterkuchen, ausgegangen wird. Tatsächlich wird sich bei Filtration des Mörtels über die Höhe des Ringspalts eine zunehmende Verdichtung des Materials mit maximaler Verdichtung an der Grenze zum Boden einstellen [27, 98]. Die Betrachtung des Filterkuchens als separate Schicht stellt hier daher eine Näherung dar. Des Weiteren wird hier der undränierte Frischmörtel ungeachtet der verbleibenden Ringspaltdicke weiterhin als homogene Flüssigkeit betrachtet. Möglicherweise ist diese Betrachtung für vergleichsweise dünne Ringspaltweiten bei angewachsenem Filterkuchen nicht mehr gültig, da der Kontakt der Zuschlagskörner dann einen größeren Einfluss hat.

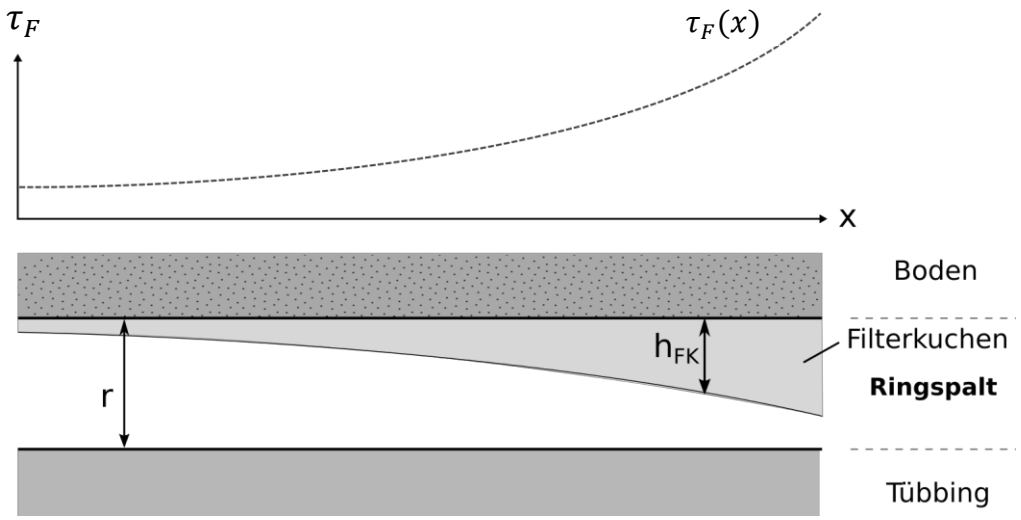


Abbildung 4.18: Veränderliche Scherfestigkeit und Dicke des Filterkuchens in Tunnellängsrichtung

Da sowohl Scherfestigkeit des Mörtels als auch das Filterkuchenwachstum zeitabhängige Parameter sind, können sie in Abhängigkeit von der Vortriebsgeschwindigkeit auf die x-Koordinate mit Koordinatenursprung an der TVM bezogen werden. In Ergänzung zu den in Abschnitt 4.1.1 erläuterten Druckgradienten nach Talmon et al. [95] kann damit ein von der Scherfestigkeit und dem Filterkuchenwachstum abhängiger Druckabbau in Längsrichtung ermittelt werden.

Die Berechnung des Druckabbaus unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Scherfestigkeit sowie der zunehmenden Filterkuchenhöhe erfolgt im hier vorgestellten Modell durch Einteilung des Ringspalts in Längsrichtung in Elemente der Länge dx. Für diese Elemente wird jeweils eine mittlere Scherfestigkeit $\tau_{F,i}$ sowie eine mittlere Filterkuchenhöhe $h_{Fk,i}$ angesetzt. Der lineare Druckgradient $\partial p/\partial x$ in diesem Abschnitt wird schließlich durch die Anpassung von Gleichung (4.11) abgeleitet:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{\tau_{F,i}}{(r - h_{FK,i})} \tag{4.22}$$

Die Druckabnahme $p_{\Delta,x}$ über eine beliebige Strecke wird durch die Summierung der abschnittsweisen Druckabnahmen ermittelt:

$$p_{\Delta,x} = \sum \tau_{F,i}/(r - h_{FK,i}) \cdot dx_i \tag{4.23}$$

Aus den beschriebenen Ansätzen kann, wie eingangs erläutert, zuletzt eine zusammengesetzte zeitliche Druckentwicklung am Betrachtungsschnitt ermittelt werden. Dabei wird die Druckentwicklung in den aufeinanderfolgenden Vortriebs- und Stillstandsphasen kombiniert. In den Vortriebsphasen ergibt sich am Betrachtungsschnitt dabei jeweils ein konstanter Druck, der

unter Beachtung der in diesem Abschnitt erläutert Druckabnahme (s. Gleichung (4.23)) über den Abstand zwischen dem Betrachtungsschnitt und der TVM ermittelt werden kann. In den Stillstandsphasen fällt der Druck jeweils ausgehend von dem in der vorherigen Vortriebsphase erreichten Druck inkrementell ab (s. Gleichung (4.21)). Aus dem so ermittelten zeitlichen Druckverlauf kann schließlich die Projektion auf die Längsachse des Tunnels erfolgen und über die Bildung eines gemittelten linearen Druckgradienten die Auftriebskraft auf den Tunnelquerschnitt bestimmt werden (s. Gleichung (4.3)).

4.2. Widerstandskraft gegen Aufschwimmen

Mit Hilfe der ermittelten Druckverteilung im Ringspalt wird die auf die Tunnelröhre wirkende Auftriebskraft abgeleitet. Die Bewegung des Tunnels und die dabei möglicherweise aktivierte Bettung der Tunnelröhre werden in der Modellrechnung zur Druckverteilung und bei der Berechnung der resultierenden Auftriebslast nicht berücksichtigt. Solange die Auftriebskraft im Mörtel größer als das Eigengewicht der Röhre ist, wird sich der Tunnelring allerdings nach oben bewegen. Dabei wird in Abhängigkeit von der Filterkuchenbildung und von der Scherfestigkeit des Mörtels eine Reaktionskraft hervorgerufen. Folgend wird daher zusätzlich beschrieben, wie die Größe der Widerstandskraft des Mörtels bei Bewegung der Tunnelröhre quantifiziert werden kann.

Betrachtet man isoliert einen einzelnen Tunnelring, der im Ringspalt mit flüssigem Mörtel umgeben ist, können folgende Annahmen getroffen werden. Eine Fixierung des Rings in Tunnellängsrichtung durch die benachbarten Ringe wird bei dieser Überlegung vernachlässigt. Wenn der Mörtel vollständig flüssig ist und keine Scherfestigkeit aufweist, dann führt die Auftriebskraft zum ungehinderten Anheben des Rings. Bewegt sich der Tunnel unter der Auftriebskraft im flüssigen Mörtel nach oben, wird am First des Tunnels Mörtel verdrängt und fließt um den Tunnel herum nach unten. Wenn der Mörtel nur eine geringe Scherfestigkeit aufweist, wird diese Strömungsbewegung nicht verhindert (s. Gleichung (4.8)). Eine Reaktion des umgebenden Bodens wird in diesem Fall erst dann aktiviert, wenn der Ring soweit aufschwimmt, dass er an die Ausbruchslaibung stößt. Weist der Mörtel hingegen eine ausreichend große Scherfestigkeit auf, so kann ein Widerstand gegen die Hebung des Rings abgeleitet werden. Durch die Reibung des Mörtels an der Ausbruchslaibung wird das seitliche Wegströmen des Mörtels im Ringspalt zu einem gewissen Maß verhindert, vgl. Blom [7], Bezuijen et al. [35]. Abbildung 4.19 zeigt diese Modellvorstellung.

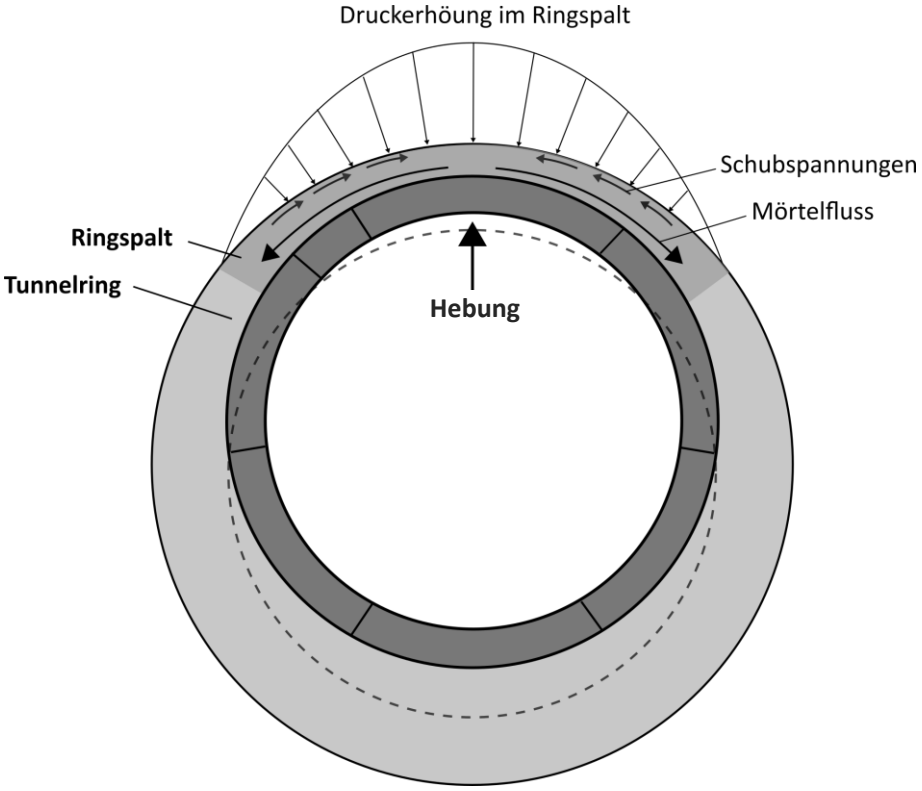


Abbildung 4.19: Prinzipskizze zur Verdrängung des Mörtels bei Hebung der Tunnelöhre und Druckerhöhung im Ringspalt

Nach einem Vorschlag von Bezuijen et al. [35] kann die maximale Auftriebskraft quantifiziert werden, die vom Mörtel übernommen werden kann, bevor dieser seitlich wegströmt. Bewegt sich der Tunnel aufgrund der Auftriebskraft im Mörtel nach oben, stellt sich an der Oberseite des Tunnels eine Erhöhung des Drucks im Ringspalt ein (s. Abbildung 4.19). Die Druckerhöhung an der Oberseite des Tunnels bei Hebung des Rings baut sich in Umfangsrichtung gemäß dem definierten Druckgradienten (s. Gleichung (4.8)) über den Ringspalt ab. Es bildet sich eine über den Umfang des Ringspalts linear abnehmende Druckverteilung mit einem Maximalwert an der Firste aus. Die maximale aufnehmbare Größe der Auftriebskraft kann quantifiziert werden, indem betrachtet wird, wie stark sich der Druck im Ringspalt erhöhen kann, bevor der Mörtel seitlich wegfließt. Diese mögliche Druckerhöhung im spalt Δp_{max} kann in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des Materials ermittelt werden. Dabei wird angenommen, dass der Mörtel bei Hebung des Tunnels über den gesamten Umfang des Tunnels von der Firste zur Sohle in Strömung versetzt wird und daher auch Wandschubspannungen entlang der Strecke $\pi \cdot R$ in Höhe der Scherfestigkeit τ_F des Mörtels aktiviert werden.

Die Größe der maximalen Druckerhöhung Δp_{max} lautet dann (vgl. Gleichung (4.8)):

$$\Delta p_{max} = \frac{\tau_F}{r} \cdot \pi \cdot R \tag{4.24}$$

Wird der Druck an der Firste größer als Δp_{max}, überschreiten die Wandschubspannungen die Scherfestigkeit des Mörtels und es kommt zu einem seitlichen Wegströmen des Mörtels und folglich zu einer Bewegung des Rings. Die Verteilung der durch die Aufwärtsbewegung des Rings verursachten Druckerhöhung $\Delta p(\alpha)$ kann für eine Hälfte des Tunnelumfangs mit dem umlaufenden Winkel α im Bereich $0 \leq \alpha \leq \pi$ wie folgt beschrieben werden:

$$\Delta p(\alpha) = \frac{\tau_F}{r} \cdot R \cdot (\pi - \alpha) \tag{4.25}$$

Aus dieser Druckverteilung im Ringspalt kann durch Integration der vertikalen Spannungskomponente über den Umfang des Tunnels eine auf den Tunnelring mit dem Durchmesser D abwärtsgerichtet wirkende Reaktionsraft F_R abgeleitet werden:

$$F_R = 2 \cdot \int_0^{\pi} \Delta p(\alpha) \cdot R \cdot cos(\alpha)\, d\alpha = \frac{\tau_F}{r} \cdot D^2 \tag{4.26}$$

In Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des Mörtels kann somit die maximale Größe der Reaktionskraft ermittelt werden, die entgegen der Auftriebskraft wirkt, wenn der Tunnelring sich anhebt. Ist die Auftriebskraft größer, kann der Mörtel die resultierende Druckerhöhung nicht weiter tragen, da er in Strömung versetzt wird und es zu plastischen Verformungen kommt. Auf Grundlage dieser Herleitung kann im Übrigen auch die häufig genannte Formulierung zur erforderlichen Scherfestigkeit zur Einhaltung einer Auftriebssicherheit nach Gleichung (2.1) abgeleitet werden.

Es ist zu beachten, dass die Scherfestigkeit im Laufe der Zeit größer wird und dass die Dicke des mit flüssigem Mörtel gefüllten Ringspalts aufgrund der Dränierung geringer wird. Die Reaktionskraft wird hier daher in Erweiterung des Ansatzes von Bezuijen et al. [35] zudem in Abhängigkeit von der Zeit und in Abhängigkeit vom Filterkuchenwachstum $h_{FK}(t)$ formuliert:

$$F_R(t) = \frac{\tau_F(t)}{\left(r - h_{FK}(t)\right)} \cdot D^2 \tag{4.27}$$

In Ergänzung zum Ansatz von Bezuijen et al. soll hier außerdem herausgestellt werden, dass die nach Gleichung (4.27) ermittelte Kraft keine dauerhaft wirkende, abtreibende Kraft darstellt, sondern lediglich die Grenze für die Größe der Auftriebskraft beschreibt, bevor es zur plastischen Verformung des Mörtels im Ringspalt kommt. Des Weiteren ist zu beachten, dass

der Ansatz eine mögliche Verformung des Mörtels im Ringspalt in Tunnellängsrichtung vernachlässigt. Die Widerstandskraft könnte daher möglicherweise geringer sein.

Die Hebung der Tunnelröhre führt wie beschrieben zu einer Druckerhöhung im Ringspalt. Solange der Mörtel sich nicht plastisch verformt und nicht seitlich ausweicht, wird dieser Druck im Ringspalt über den Filterkuchen auf das Korngerüst des Bodens übertragen, so dass eine entsprechende Bettungsreaktion an der Oberseite des Tunnels hervorgerufen wird. Die Verformung der Tunnelröhre ist dann von dem Bettungsmodul bzw. von der Steifigkeit des Bodens abhängig. Gegebenenfalls ist zusätzlich zu beachten, dass sich die Druckerhöhung im Ringspalt im Zuge der Dränierung wieder abbauen kann. Somit hat die Druckerhöhung infolge der Hebung der Tunnelröhre prinzipiell auch einen Einfluss auf die Druckverteilung im Ringspalt und damit auf das Filterkuchenwachstum. Dies kann mit dem hier beschriebenen Modell allerdings noch nicht berücksichtigt werden.

4.3. Ansatz der Auftriebskraft und der Bettung im Balkenmodell

In Kapitel 3 wurde die Frage aufgeworfen, wie im Balkenmodell die Auftriebskraft und die Bettung für den Bereich, in dem der Mörtel noch flüssig ist, abzubilden ist. Die in der Modellrechnung berechnete zeitabhängige Druckentwicklung kann, wie oben beschrieben, in eine Auftriebskraft F_A umgerechnet und mit Bezug auf die Vortriebsgeschwindigkeit auf die Tunnellängsachse bezogen werden. Unter Annahme eines kontinuierlichen, gleichförmigen Prozesses kann somit die Größe der Auftriebskraft in Bezug zur x-Koordinate bestimmt werden. Diese auf den Tunnelquerschnitt wirkende Auftriebskraft kann bei der Abbildung des Tunnels als elastisch gebetteter Balken als Eingangsgröße in Form einer Streckenlast $q_A(x)$ verwendet werden. Zum anderen muss im Modell berücksichtigt werden, dass die Röhre im flüssigen Mörtel zunächst nicht gebettet ist. Dazu kann, wie in Kapitel 3 beschrieben, ein Bereich hinter der TVM angenommen werden, in dem der Balken nicht mit elastischen Federn versehen ist. Auf Grundlage der Modellrechnung zur Druckentwicklung und der im vorherigen Abschnitt erläuterten Reaktionskraft kann die Länge dieses Bereichs L_M abgeschätzt werden.

Abbildung 4.20 fasst den folgend erklärten Ansatz in einer schematischen Darstellung zusammen. Solange die ermittelte Auftriebskraft F_A größer als die maximale Reaktionskraft F_R ist, wird wie oben beschrieben davon ausgegangen, dass der Mörtel die Druckreaktion im Ringspalt nicht halten kann und sich daher plastisch verformt. Deshalb wird bis zu diesem Zeitpunkt keine Bettung der Tunnelröhre angesetzt. Fällt die Größe der Auftriebskraft F_A unterhalb der Größe der maximalen Haltekraft F_R nach Gleichung (4.26) oder steigt die Kraft F_R durch die Erhärtung des Mörtels an, dann fließt der Mörtel nicht seitlich weg und die Druckerhöhung im Ringspalt wird über den Filterkuchen auf das Korngerüst des Bodens übertragen. Dies entspricht einer kraftschlüssigen Kopplung zwischen Tunnelröhre und Ringspalt.

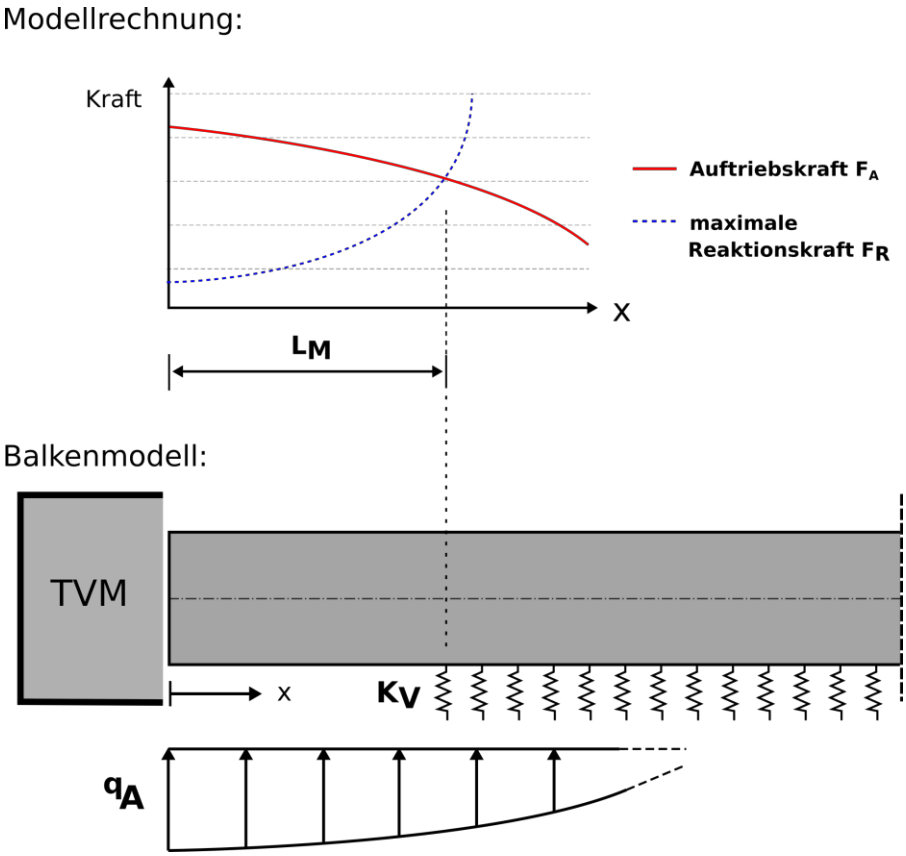


Abbildung 4.20: Definition der Auftriebsbelastung und der Bettung im Balkenmodell

Ab diesem Zeitpunkt wird daher die elastische Bettung der Röhre entsprechend der Bettung der Röhre im Boden mit dem Bettungsmodul K_V angesetzt. Die Länge des ungebetteten Bereichs L_M entspricht dem Abstand dieser Stelle zur TVM. Zusammengefasst gilt für die Bettung damit:

$$\begin{aligned} F_A > F_R &\rightarrow K = 0 \\ F_A < F_R &\rightarrow K = K_v \end{aligned} \tag{4.28}$$

Des Weiteren ist zu diskutieren, wie groß die Last auf die Tunnelröhre ab diesem Zeitpunkt ist. Da sich der Tunnelquerschnitt nicht relativ zur Ausbruchslaibung bewegen kann, sobald $F_A < F_R$ gilt, ist es nicht sinnvoll ab diesem Zeitpunkt weiterhin die in der Modellrechnung ermittelte Auftriebskraft im Balkenmodell anzusetzen. Stattdessen muss geschlussfolgert werden, dass sich der Tunnelquerschnitt und die umgebende Mörtelschicht unabhängig von dem Druck im Ringspalt als eine Einheit innerhalb des Bodens bewegen. Ab diesem Zeitpunkt wird die Tunnelröhre demnach zusätzlich durch das Eigengewicht des Ringspaltmörtels belastet. Zum anderen wirkt nun die Auftriebslast im Grundwasser auf die Einheit aus Tunnelröhre und Ringspalt. Dem hier diskutierten Ansatz zufolge findet dieser Übergang prinzipiell abrupt statt. Es ist fraglich, ob die Realität mit dieser sprunghaften Aktivierung der Bet-

tung korrekt abgebildet ist. Tatsächlich wird sich dieser Prozess durch Druckumlagerungen und weitere Dränierungsvorgänge vermutlich eher sukzessive vollziehen, so dass keine plötzliche Aktivierung der Bettung anzunehmen ist. Das gezeigte Modell wird im Rahmen dieser Arbeit zunächst für die Abschätzung der Größe des ungebetteten Bereichs hinter der TVM verwendet, die Modellierung sollte in diesem Gesichtspunkt allerdings verfeinert werden.

5. Steifigkeiten der Tunnelröhre als Balken

Der Tunnel wird im Balkenmodell durch einen unsegmentierten, durchlaufenden Balken abgebildet. Die Beziehung zwischen der Verformung des Balkens und den Schnittgrößen wird dabei durch die Biegesteifigkeit und bei Berücksichtigung der Schubverformung durch die Schubsteifigkeit beschrieben. Der Tübbingtunnel weist aufgrund der Konstruktion mit einzelnen Segmenten zahlreiche Fugen auf, welche die Steifigkeit und das Verformungsverhalten der Gesamtkonstruktion sowohl in Ring- als auch in Tunnellängsrichtung stark beeinflussen können. Sowohl die Biege- als auch die Schubsteifigkeit (in Längsrichtung) einer durch Ringfugen segmentierten Tunnelröhre kann daher geringer als die Steifigkeit einer unsegmentierten Röhre mit Kreisringquerschnitt sein (LIANG ET AL. [18], HAN ET AL. [69], TALMON und BEZUIJEN [72, 73], WU ET AL. [79]). In diesem Kapitel wird untersucht, wie sich diese abgeminderte, äquivalente Größe der Steifigkeit begründet bestimmen lässt und wie groß sie in Abhängigkeit von der Ausbildung der Ringfuge und in Abhängigkeit von der in Längsrichtung wirkenden Normalkraft ist. Das Ziel ist es, für die Berechnung des Tunnels mit dem Balkenmodel die Größe der Steifigkeit der Tunnelröhre in Tunnellängsrichtung als Eingangsparameter zu berechnen.

In dem ersten Teil dieses Kapitels wird erläutert, welche Ursachen zu einer Verminderung der Biegesteifigkeit in Tunnellängsrichtung führen und wie diese Abminderung quantitativ abgeschätzt werden kann. Dabei wird erstens auf die Abminderung der Steifigkeit bei Verwendung von Lastverteilungsplatten in der Ringfuge eingegangen. Durch die Anordnung von Lastplatten können sich benachbarte Ringe stärker gegeneinander verformen, zum einen, weil die Lastplatten selbst relativ weich sind und zum anderen, weil die Lasteinleitungsfläche in der Ringfuge geringer wird (vgl. van Empel et al. [68]). Mit Hilfe eines analytischen Ansatzes wird der Einfluss der Lastplatten auf die Biegesteifigkeit der Röhre in Längsrichtung untersucht. Dazu wird ein Abminderungsfaktor definiert, mit dem die Größe der Biegesteifigkeit der segmentierten Röhre in Bezug auf die Biegesteifigkeit einer unsegmentierten Röhre mit ebenen Ringfugen ausgedrückt wird. Für diesen Abminderungsfaktor wird darüber hinaus eine Bandbreite von Werten angegeben, die sich bei üblichen Größen der Lastverteilungsplatten und in Abhängigkeit von den Materialeigenschaften ergeben.

Des Weiteren wird in diesem Kontext auf die Verminderung der Biegesteifigkeit bei Unebenheiten im Ringfugenspiegel eingegangen. Entsteht durch den Ringbau ein Versatz in der Ringfugenebene, tritt eine sogenannte Mulden- oder Sattellagerung auf [20, 99]. Dies kann zum einen zu Schäden an den Tübbingen unter Rissbildung führen. Zum anderen erhöht sich vermutlich ebenfalls die Verformbarkeit des Ausbaus in Tunnellängsrichtung, da die Kräfte nicht in idealen Druckstreben durch die Tübbinge geleitet werden. Zweitens wird die Biegesteifigkeit der Ringkette in Abhängigkeit von der Größe der axialen Normalkraft in Tunnel-

längsrichtung betrachtet. Dabei wird berücksichtigt, dass die einzelnen Ringe nicht fest miteinander verbunden sind und keine Zugkräfte übertragen werden können. Mögliche Zugkräfte bei einem größeren Biegemoment müssen durch die axial wirkende Vortriebspressenkräfte überdrückt oder von Verschraubungen übernommen werden, andererseits klafft die Ringfuge an einer Seite des Querschnitts auf (s. Abbildung 5.1). Dieses Aufklaffen der Fuge ist in Bezug auf die Wasserdichtigkeit des Tunnels von Relevanz, da dadurch gegebenenfalls die Funktionstüchtigkeit der Dichtbänder beeinträchtigt wird. In diesem Kapitel wird dazu ein analytischer Ansatz zu der Verdrehung in der Ringfuge bei zu geringen Normalkräften auf Grundlage der Arbeiten von van Empel et al. [68] und Visschedijk et al. [100] erläutert, welcher zudem punktuell anhand eines einfachen FE-Modells überprüft wird.

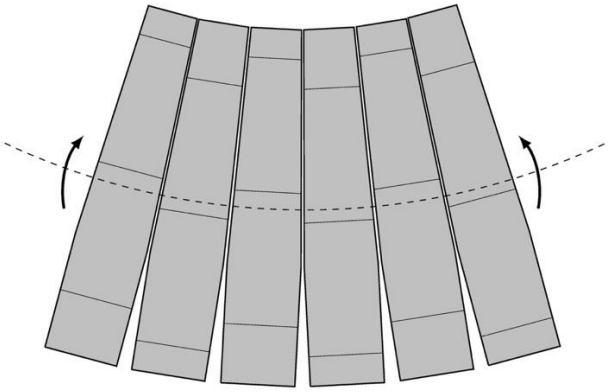


Abbildung 5.1: Aufklaffen der Ringfuge bei Berücksichtigung der Segmentierung

Im letzten Teil dieses Kapitels wird auf die Schubsteifigkeit der segmentierten Tunnelröhre eingegangen und untersucht, wie diese unter Berücksichtigung der Ausbildung der Ringfuge beschrieben werden kann. Hier wird auf die Schubsteifigkeit der Röhre bei einem bestehenden Reibungskontakt in der Ringfuge unter Berücksichtigung der Auswirkungen von elastischen Lastplatten eingegangen. Des Weiteren wird gezeigt, wie groß die verbleibende Schubsteifigkeit bei einem Verlust der Reibungskopplung ist. Dabei werden die Kopplungskonstruktionen sowie Verschraubungen der Tübbinge berücksichtigt. Auf dieser Grundlage wird im Rahmen der Berechnungsbeispiele (Kapitel 6) bewertet, ob die Schubsteifigkeit im Balkenmodell berücksichtigt werden sollte oder in welchem Fall vereinfacht mit Ansatz der Euler-Bernoulli-Balkentheorie gerechnet werden kann.

5.1. Biegesteifigkeit bei Anordnung von Lastplatten

Zur Veranschaulichung des folgend definierten Abminderungsfaktors wird zunächst mit Rückgriff auf die Balkentheorie nach Euler-Bernoulli der Zusammenhang von Biegemoment und Biegesteifigkeit im Kontext der einachsigen Balkenbiegung erläutert. Dazu wird eine Tübbingröhre ohne Segmentierung als Balken mit Kreisringquerschnitt betrachtet. Die fol-

genden Gleichungen beschreiben damit die Biegeverformung ohne spezielle Berücksichtigung der Ringfuge. An einem aus dem Balken geschnittenen Element (s. Abbildung 5.2) wird die Normalspannungsverteilung infolge eines Biegemoments und die resultierende Verdrehung des Querschnitts beschrieben (s. Gross et al. [86]).

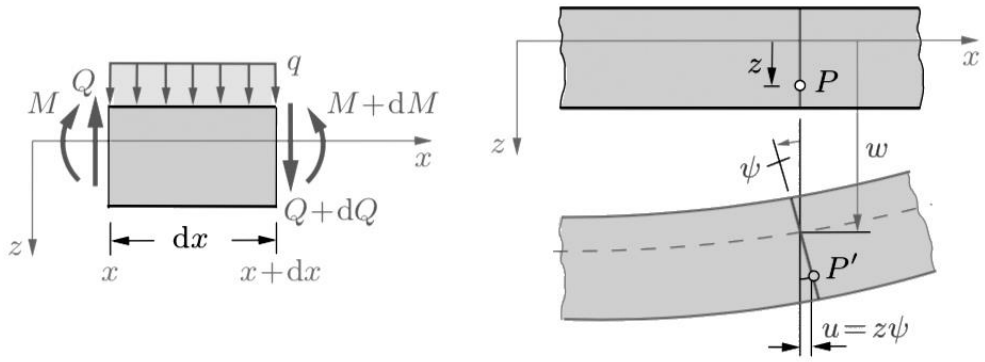


Abbildung 5.2: Biegung eines Balkenelements – Balkenelement (links), Verdrehung eines Querschnitts (rechts) [86]

Die Normalspannung $\sigma(z)$ über die Höhe des Querschnitts z lautet in Abhängigkeit vom Biegemoment:

$$\sigma(z) = \frac{M}{I} \cdot z \tag{5.1}$$

Aus der Normalspannungsverteilung ergibt sich mit der Längsverschiebung $u(z)$ nach dem Hookeschen Gesetz die Dehnung in x-Richtung über die Höhe des Querschnitts:

$$\frac{du(z)}{dx} = \frac{\sigma(z)}{E} \tag{5.2}$$

Unter der Annahme, dass die Querschnitte nach der Deformation eben bleiben, kann für die Verschiebungen eines beliebigen Ring-Querschnitts die Verdrehung $\psi(x)$ abgeleitet werden.

$$u(z,x) = \psi(x) \cdot z \tag{5.3}$$

Durch Kombination der Gleichungen (5.1) bis (5.3) wird die Änderung des Drehwinkels über die Länge dx beschrieben:

$$\frac{M}{EI} = \frac{\psi(x)}{dx} \tag{5.4}$$

Mit dem Ansatz von $\psi(x)/dx = w''$ kann die Krümmung der Balkenachse infolge des Biegemoments ermittelt werden:

$$\frac{M}{EI} = w'' \tag{5.5}$$

Der Faktor EI bezeichnet die Biegesteifigkeit des Querschnitts und beschreibt damit als Proportionalitätsfaktor das Verhältnis von Biegemoment und resultierender Krümmung der Achse des Balkens bzw. der Tunnelröhre.

Folgend wird erläutert, welchen Einfluss die Lastplatten auf die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre haben und wie dieser Einfluss mit einem analytischen Ansatz quantitativ erfasst wird. Hierbei wird zunächst von einem idealen Ringbau ausgegangen, bei dem die Ringfugenebene gleichmäßig und ohne Versatz geschlossen ist. Die Anordnung von Lastplatten in der Ringfuge führt dazu, dass sich zwischen benachbarten Ringen, im Vergleich zu einem Beton-auf-Beton-Kontakt auf der vollen Fläche der Ringfuge, größere Verformungen einstellen [68].

Zum einen weisen die Lastplatten im Vergleich zu den Tübbingen einen sehr geringen E-Modul auf, so dass sie unter Lasteinwirkung stark gestaucht werden. Zum anderen stehen die Ringe in der Ringfuge je nach Ausbildung der Ringfugen und der Dimension der Lastplatten nicht in einem vollflächigen Kontakt zueinander, so dass die wirksame Kontaktfläche in der Ringfuge verringert ist. Die Größe der Lastplatten wird dazu folgend durch das Verhältnis der gesamten Ringfugenfläche A in Bezug zur Fläche der Lastplatten A_P beschrieben. Hier wird folgend angenommen, dass die Lastplatten gleichmäßig über den Tunnelring verteilt sind. Das Flächenverhältnis A/A_P liegt für übliche Tunnelgrößen im Bereich zwischen 2 und 3 [101]. Die Übertragung der axialen Kräfte in der Ringfuge in konzentrierten Flächen resultiert in einer in Abbildung 5.3 exemplarischen dargestellten Lastausbreitung im Tübbingsegment. Neben der Ausbildung von Spaltzugspannungen [99] führt dies im Vergleich zu einer Übertragung der Kräfte über die volle Fläche der Ringfuge auch zu erhöhten Spannungen im Segment. Dadurch entstehen gemäß dem Hookeschen Gesetze auch größere Dehnungen und damit größere Verformungen.

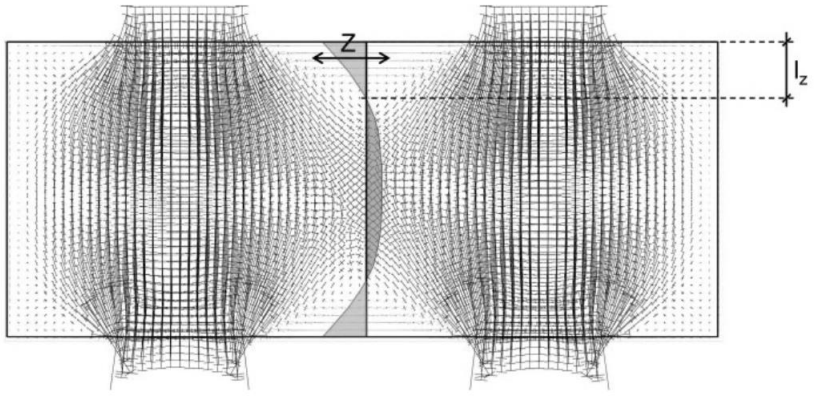


Abbildung 5.3: Exemplarische Spannungsverteilung in den Tübbingsegmenten, Hauptspannungstrajektorien bei verminderter Lasteinleitungsfläche [99]

Die Anordnung von Lastplatten führt in der Ringfuge also lokal zu größeren Dehnungen in den Segmenten und zu größeren Verschiebungen der Ringe relativ zueinander. Eine Zunahme der Verschiebungen $u(z)$ führt allgemein gemäß Gleichungen (5.2) bis (5.5) zu einer größeren Krümmung w'' der Balkenachse bei Biegung der Tunnelröhre. Um die lokale Auswirkung der einzelnen Ringfugen auf das Biegeverhalten des Tunnels darzustellen, wird die Zunahme der Verschiebungen im Folgenden anhand eines Berechnungselements aus zwei halben Tübbingringen betrachtet. Für dieses Element wird die Zunahme der Verformungen in Tunnellängsrichtung infolge der Berücksichtigung der Lastplatten in Bezug auf die Verformungen bei vollflächigem Kontakt in der Ringfuge betrachtet. Da die Balkentheorie einen linearen Zusammenhang zwischen Biegemoment und Krümmung des Balkens (s. Gleichung (5.5)) beschreibt, kann die Zunahme der Krümmung infolge der Zunahme der Verformungen dann gleichermaßen durch eine Abnahme der Biegesteifigkeit beschrieben werden. Im elastisch gebetteten Balkenmodell wird die Tunnelröhre schließlich als ein durchlaufender Balken mit abgeminderter Biegesteifigkeit EI_{min} dargestellt. Die abgeminderte Biegesteifigkeit lautet entsprechend (vgl. van Empel et al. [68]):

$$EI_{min} = f \cdot EI \tag{5.6}$$

Van Empel et al. [68] geben auf Grundlage eines FE-Modells für einen nicht näher spezifizierten Tunnel an, dass für Lastverteilungsplatten aus Hartholz die Biegesteifigkeit aufgrund der diskreten Lasteinleitung mit $EI_{min} = 0{,}3 \cdot EI$ abgeschätzt werden kann. Da die Autoren keine weiteren Angaben zu den Berechnungsannahmen zeigen und da nur eine punktuelle Berechnung der Biegesteifigkeit gezeigt wird, wird im folgenden Abschnitt ein eigener analytischer Ansatz zur Ermittlung eines Abminderungsfaktors f hergeleitet.

Dieser Abminderungsfaktor f fasst insgesamt die Auswirkung der weichen Lastplatten zusammen und erlaubt es auf Grundlage der Biegesteifigkeit des Kreisringquerschnitts der Tunnelringe die „verschmierte“ Biegesteifigkeit der Röhre in Tunnellängsrichtung zu berechnen. Die Biegesteifigkeit kann damit insgesamt in Abhängigkeit von der allgemeinen Geometrie des Tunnelquerschnitts sowie dem Elastizitätsmodul des verwendeten Betons für unterschiedliche Anordnungen von Lastverteilungsplatten, für unterschiedliche Materialien der Platten und bei Bedarf auch für einen Beton-auf-Beton-Kontakt mit reduzierter Kontaktfläche in der Ringfuge berechnet werden.

Folgend wird zunächst die analytische Herleitung zur Formulierung des Abminderungsfaktors erläutert, anschließend werden in einem kurzen Beispiel mögliche Bandbreiten in Abhängigkeit der Größe und der Steifigkeit der Lastplatten dargestellt.

Der Abminderungsfaktor f soll die Größe der axialen Verformungen des Tübbingausbau bei Verwendung von Lastplatten u_f im Vergleich zur Verformung bei einem Tübbingausbau mit vollflächigem Beton-zu-Beton-Kontakt in der Ringfuge u_B beschreiben:

$$u_f = \frac{1}{f} \cdot u_B \tag{5.7}$$

Zur Bestimmung des Abminderungsfaktors wird ein aus der Tunnelröhre geschnittener Berechnungsausschnitt betrachtet (s. Abbildung 5.4). Dazu wird angenommen, dass die Lastplatten mit der Breite a gleichmäßig im Abstand b über den Umfang des Tunnels verteilt sind. Der Berechnungsausschnitt ist in Längsrichtung des Tunnels gleich der Länge zwei halber Tübbinge, in Umfangsrichtung ist die Länge des Abschnitts gleich dem Abstand der Lastplatten b. Die Krümmung der Tübbinge wird für den folgenden Ansatz vernachlässigt. Für den abgebildeten Berechnungsausschnitt wird, unter Ansatz einer beliebig großen Kraft, die relative Zunahme der Verformungen in Tunnellängsrichtung bei Verwendung von Lastplatten (u_f) im Vergleich mit einem System ohne Lastplatten (u_B) abgeleitet.

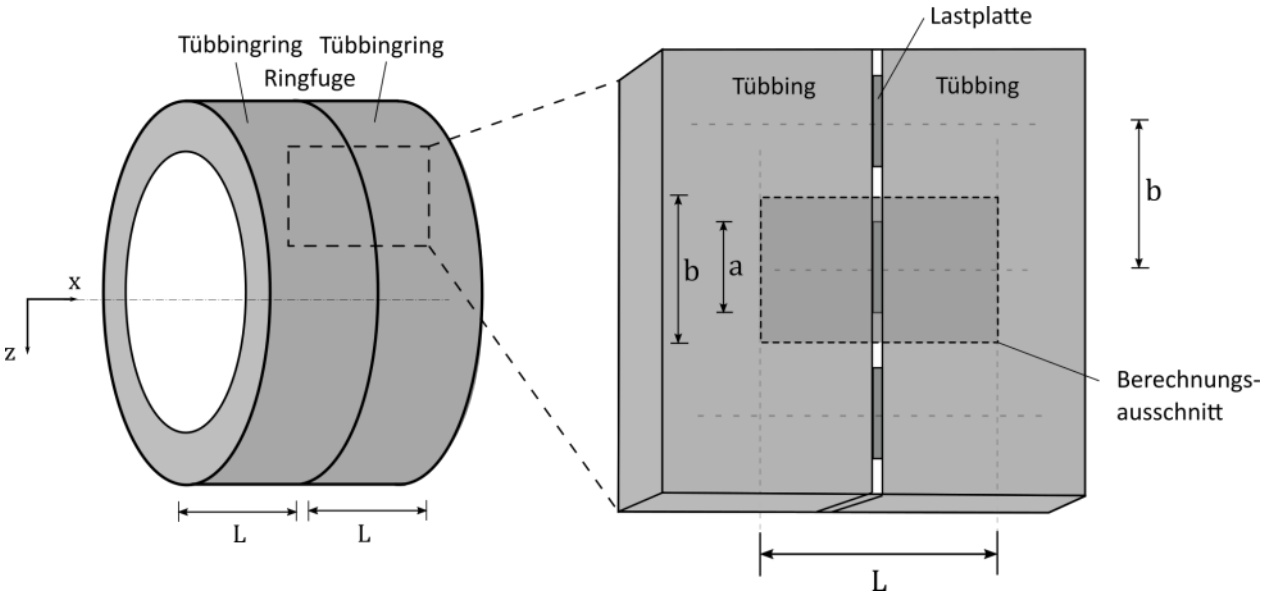


Abbildung 5.4: Berechnungssauschnitt an Tübbingsegmenten mit dazwischenliegender Lastplatte

Der herausgeschnittene Bereich wird folgend jeweils für einen Fall ohne Lastplatten und für einen Fall mit Lastplatten mit einem Ersatzsystem aus Dehnfedern abgebildet (s. Abbildung 5.5). Die Federsteifigkeit des Referenz-Systems bei einem vollflächigen Beton-zu-Beton-Kontakt der Tübbinghälften ohne Lastplatte wird als K_B bezeichnet (s. Abbildung 5.5, links).

Diese Federsteifigkeit beträgt mit dem Elastizitätsmodul des Betons E_B und der Kontaktfläche in der Ringfuge A:

$$K_B = \frac{E_B \cdot A}{L} \tag{5.8}$$

Die Steifigkeit des Berechnungsausschnitts bei Berücksichtigung der Lastplatten wird anhand eines seriellen Federsystems beschrieben. Das System setzt sich aus zwei Federn, die die Tübbingsegmente abbilden, sowie aus einer Feder, welche die Lastplatte repräsentiert, zusammen (s. Abbildung 5.5, rechts).

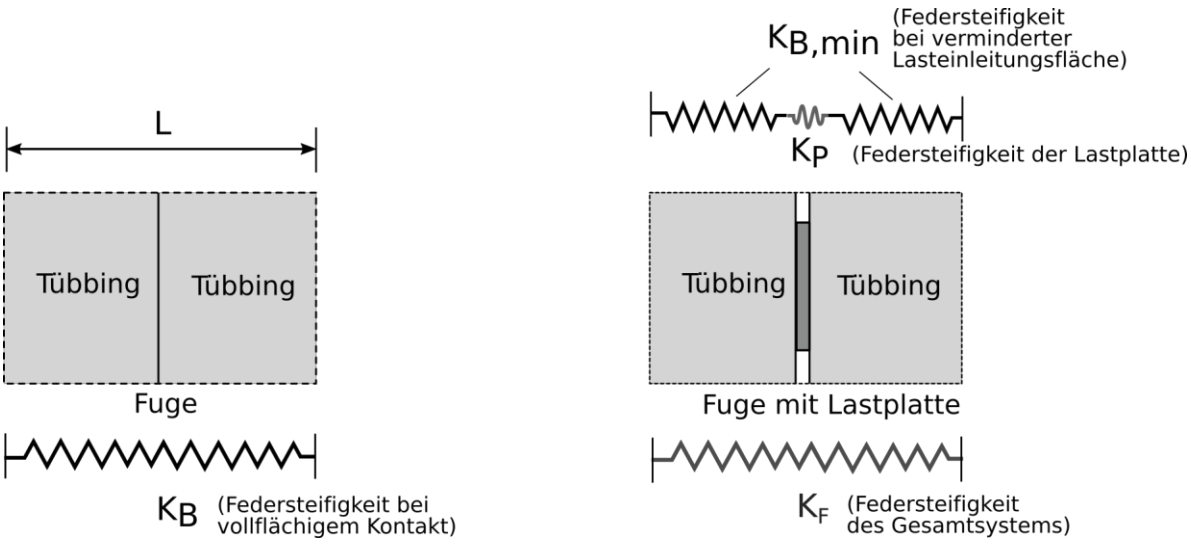


Abbildung 5.5: Ersatzsystem Beton-auf-Beton-Kontakt (links), Ersatzsystem mit Lastplatte (rechts)

Die Federsteifigkeit der Tübbingsegmente, die aufgrund der verkleinerten Lasteinleitungsfläche geringer ist, lautet zusammengefasst für beide Tübbinghälften $K_{B,min}$; die Federsteifigkeit der mittleren Feder, die die Lastplatte darstellt, wird als K_P bezeichnet. Die Federsteifigkeit des Gesamtsystems mit Lastplatte K_f wird durch Kombination der Federn in Reihenschaltung abgeleitet:

$$K_f = \frac{1}{\frac{1}{K_{B,min}} + \frac{1}{K_P}} \tag{5.9}$$

Die Verformung des durch eine Feder abgebildeten Berechnungsausschnitts unter einer beliebigen Last F lautet allgemein $u = F/K$.

Das Verhältnis der Verformung bei Verwendung von Lastplatten im Vergleich zur Verformung bei vollflächigem Betonkontakt kann daher auch durch die Relation der entsprechenden Federsteifigkeiten beschrieben werden:

$$f = \frac{u_B}{u_f} = \frac{F}{K_B} \cdot \frac{K_f}{F} = \frac{K_f}{K_B} \tag{5.10}$$

Die Größe des Abminderungsfaktors lautet damit in Kombination von Gleichungen (5.9) und (5.10):

$$f = \frac{K_f}{K_B} = \frac{1}{\frac{K_B}{K_{B,min}} + \frac{K_B}{K_P}} \tag{5.11}$$

Der Abminderungsfaktor beschreibt damit die Größe der Ersatzfedersteifigkeit des zusammengesetzten Systems mit Lastplatte im Verhältnis zur Federsteifigkeit des Systems mit vollflächigem Kontakt. Wie oben beschrieben wird damit ebenfalls die Zunahme der Verformungen in Tunnellängsrichtung und damit die Abnahme der Biegesteifigkeit des Tunnels beschrieben.

Der Abminderungsfaktor ist zum einen von dem Verhältnis $K_B/K_{B,min}$ abhängig, dass die Abnahme der Dehnsteifigkeit der Tübbinghälften bei verkleinerter Lastübertragungsfläche in Bezug auf die Steifigkeit bei vollflächiger Lastübertragung beschreibt. Zweitens ist der Abminderungsfaktor abhängig von der Steifigkeit der Lastplatten, die durch den Faktor K_B/K_P ebenfalls in Bezug zur Steifigkeit des Systems mit vollflächigem Beton-zu-Beton-Kontakt beschrieben wird. Der Faktor K_B/K_P kann wie folgt aufgestellt werden. Dabei bezeichnet d_p die Dicke der Lastplatten und E_P den E-Modul der Lastplatten:

$$\frac{K_B}{K_P} = \frac{\frac{E \cdot A}{L}}{\frac{E_P \cdot A_P}{l_P}} = \frac{E}{E_P} \cdot \frac{A}{A_P} \cdot \frac{d_P}{L} \tag{5.12}$$

Die Größe der Federsteifigkeit der Tübbingsegmente bei verminderter Lastübertragungsfläche in Bezug auf die Federsteifigkeit bei vollflächigem Kontakt $K_B/K_{B,min}$ wird folgend auf Grundlage der Lastausbreitung im Tübbing abgeschätzt.

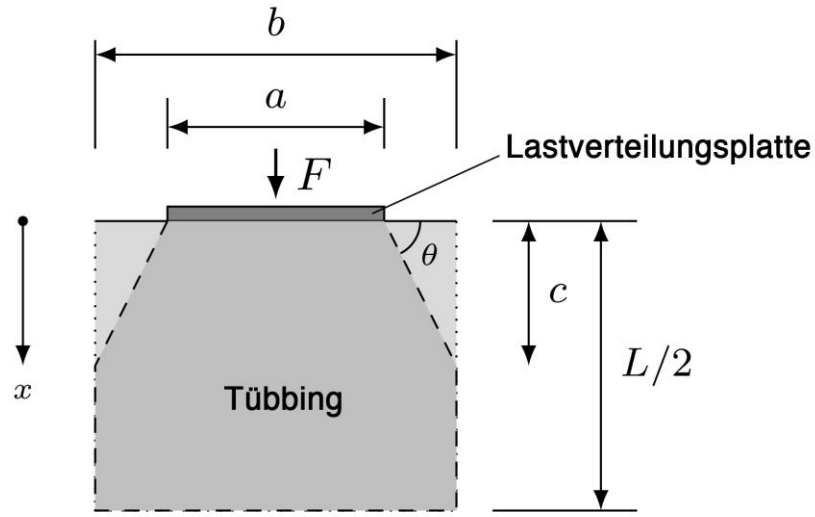


Abbildung 5.6: Trapezförmige Lastausbreitung am Berechnungsausschnitt

Zur Bestimmung der Federsteifigkeit des Tübbingsegments bei verminderter Lastaufstandsfläche wird die mitwirkende Fläche des Betons unter Ansatz eines Lastausbreitungswinkels von $\tan(\theta) = 2{:}\,1$ betrachtet. Abbildung 5.6 zeigt eine Hälfte des Berechnungsausschnitts mit der Höhe L/2. Die Federsteifigkeit des Betrachtungsausschnitts ergibt sich durch Kombination der Federsteifigkeiten der resultierenden mitwirkenden Trapez- und der Rechteckfläche in Reihenschaltung. Die Federsteifigkeit der Trapezform wird durch Integration der Breite $a(x)$ über die Höhe der Form c ermittelt. Die Federsteifigkeit in Abhängigkeit von der Breite der Lastaufstandsfläche lautet:

$$\frac{1}{K_B, min} = \int_0^c \frac{dx}{E \cdot a(x)} + \frac{\frac{L}{2} - c}{E \cdot b} = \frac{1}{E} \cdot ln\left(\frac{a + c}{a}\right) + \frac{\frac{L}{2} - c}{E \cdot b} \tag{5.13}$$

Das Verhältnis zur Federsteifigkeit bei vollflächiger Lastübertragung lautet somit:

$$\frac{K_B}{K_{B,min}} = \frac{E \cdot b}{L/2} \cdot \left(\frac{1}{E} \cdot ln\left(\frac{a + c}{a}\right) + \frac{\frac{L}{2} - c}{E \cdot b}\right) = \frac{b}{L/2} \cdot ln\left(\frac{b}{a}\right) + \left(1 - \frac{b - a}{L/2}\right) \tag{5.14}$$

Gleichung (5.14) kann zuletzt in Gleichung (5.11) eingesetzt werden, um den Abminderungsfaktor zu berechnen. Um zu zeigen welche Bandbreiten für die Größe des Abminderungsfaktors bei diversen Variationen der Parameter der Lastplatten zu erwarten sind, wird folgend der Abminderungsfaktor zur Berechnung der Biegesteifigkeit anhand eines beispielhaften Tunnels mit exemplarischen Werten für die Steifigkeit und die Größe der Lastplatten ermittelt. Tabelle 5.1 zeigt die verwendeten Parameter. Es wird ein Tunnel mit einem Ringdurchmesser von $D = 10{,}0$ m mit einer Ringaufteilung in sechs Segmente betrachtet. Es wird angenom-

men, dass in der Ringfuge pro Tübbingsegment vier Lastplatten gleichmäßig verteilt angeordnet werden. Aus dem Tunnelumfang und der Anzahl der Lastplatten ergibt sich der Abstand der Platten zu $b = 1{,}25$ m. Die Höhe der Lastplatten beträgt fest $h_P = 0{,}3$ m und ist damit etwas geringer als die Höhe bzw. Dicke der Tübbinge. Die Länge der Lastplatten ergibt sich jeweils aus dem angenommenen Verhältnis der Betonoberfläche zur Lastplattenfläche A/A_P. Hier wird das Flächenverhältnis im Bereich von 2 bis 3 variiert. Der E-Modul der Lastplatten wird zunächst anhand entsprechender Messwerte mit $E_P = 200\ \mathrm{N/mm^2}$ angesetzt [47, 48, 101], der E-Modul des Betons entspricht der Betonfestigkeitsklasse C 45/55.

Tabelle 5.1: Beispielrechnung - Abmessungen und Eigenschaften der Tübbinge und der Lastplatten

Tübbingsegment:	
Tübbingdicke:	$d = 0{,}4$ m
Tübbingbreite:	$L = 2{,}0$ m
E-Modul Beton:	$E_B = 36000\ \mathrm{N/mm^2}$
Lastplatten:	
Abstand der Lastplatten:	$b = 1{,}25$ m
Höhe der Lastplatten	$h_P = 0{,}3\ m$
Dicke der Lastplatten:	$d_P = 2$ mm
E-Modul Lastplatten:	$E_P = 200\ \mathrm{N/mm^2}$
Länge der Lastplatten:	a, in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis A/A_P

Abbildung 5.7 zeigt die nach Gleichung (5.11) ermittelte Größe des Abminderungsfaktors exemplarisch für die in Tabelle 5.1 aufgeführten Eingangsparameter. Außerdem sind die Ergebnisse für eine Berechnung aufgeführt, bei dem keine elastische Lastplatte, sondern nur eine verkleinerte Lasteinleitungsfläche berücksichtigt wird. Es zeigt sich, dass sich für die Berücksichtigung der Lastplatten in Bezug zu einer unsegmentierten Röhre in etwa ein Abminderungsfaktor von $f = 0{,}5$ bis $0{,}7$ ergibt. Des Weiteren wird deutlich, dass eine Änderung der Größe der Lastplatte in dem abgebildeten Bereich des Flächenverhältnisses von 2 bis 3 nur einen geringen Einfluss auf die Größe des Abminderungsfaktors hat. Werden keine elastischen Lastplatten verwendet und die Tübbinge stattdessen mit einem Beton-Kontakt gestoßen, bei dem sich die Tübbinge jedoch nicht auf der vollen Ringfugenfläche berühren, kann ebenso ein Abminderungsfaktor ermittelt werden indem der Faktor K_B/K_P gleich Null gesetzt wird. Der resultierende Abminderungsfaktor für die exemplarisch verwendeten Tübbingdimensionen ist ebenfalls in Abbildung 5.7 abgebildet. Für diesen Fall ergibt sich eine geringere Abminderung von ca. 0,75 bis 0,9.

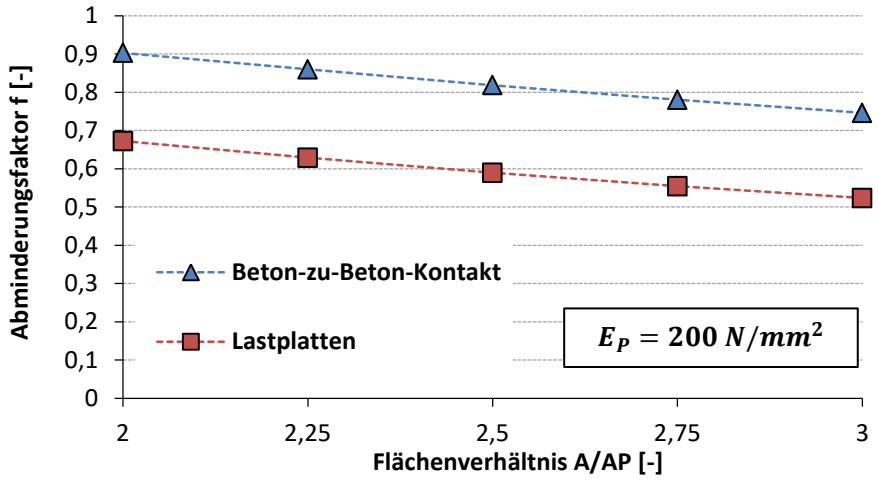


Abbildung 5.7: Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von der Größe der Lastaufstandsfläche

Abbildung 5.8 zeigt die Größe des Abminderungsfaktors zusätzlich in Abhängigkeit von dem Elastizitätsmodul der Lastplatten für ein Flächenverhältnis von $A/A_P = 3$. Es zeigt sich, dass der Abminderungsfaktor für weichere Lastplatten (in Bezug zu der in diesem Beispiel angesetzten Steifigkeit von $E_P = 200\ \mathrm{N/mm^2}$) erwartungsgemäß deutlich kleiner wird. Eine Vergrößerung des E-Moduls der Lastplatten führt im gezeigten Bereich zur keiner besonders großen Veränderung des Abminderungsfaktors, da der E-Modul weiterhin weit unterhalb dem des Betons der Tübbinge liegt.

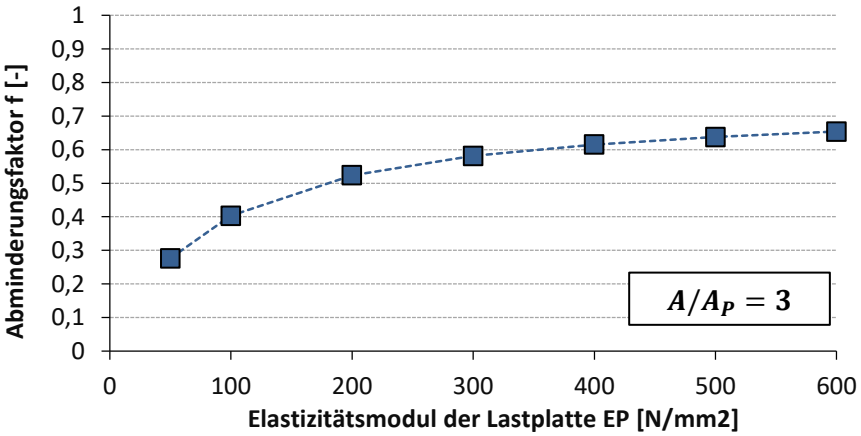


Abbildung 5.8: Abminderungsfaktor in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul der Lastplatten

Die in diesem Abschnitt aufgestellte Formel zur Ermittlung der Abnahme der Federsteifigkeit der Betonsegmente aufgrund der verkleinerten Lasteinleitungsfläche wurde zusätzlich mit Hilfe des Programms ANSYS mit einem FE-Modell überprüft. Dabei wurde der in Abbildung 5.4 skizzierte Berechnungsausschnitt in einem ebenen 2D-Modell abgebildet, dem Beton und den Lastplatten wurden jeweils ein linear-elastisches Materialverhalten zugeordnet. In der FE-

Berechnung wurde jeweils die Stauchung des Systems unter einer definierten Last berechnet und mit einem vollflächigen Kontakt in der Ringfuge ohne Lastplatte verglichen. Diese Überprüfung hat gezeigt, dass die aufgeführten Formeln für das betrachtete Flächenverhältnis im Bereich von 2 bis 3 mit der angesetzten Lastausbreitung von 2:1 ausreichend genaue Ergebnisse liefern.

An dieser Stelle ist anzumerken, dass der gezeigte Ansatz davon ausgeht, dass die Lastplatten in keinem Fall so weit gestaucht werden, dass die Betonoberflächen in Kontakt kommen. Bei relativ weichen und kleinen Lastplatten könnte die Verformung der Platten und des Betons infolge großer axialer Kräfte in der Tunnelröhre gegebenenfalls so groß werden, dass die Betonflanken in Kontakt treten. Die Biegesteifigkeit der Röhre würde sich dann aufgrund des harten Betonkontakts wieder erhöhen. Für den hier angesetzten Elastizitätsmodul von $E_P = 200\,\mathrm{N/mm^2}$ kann bei üblichen Vortriebspressenkräften davon ausgegangen werden, dass die Steifigkeit der Lastplatten groß genug ist und dass kein Betonkontakt auftritt, so dass dieser Effekt vernachlässigt werden kann. Darüber hinaus sollte in weiteren Untersuchungen aber gegebenenfalls beachtet werden, dass die Steifigkeit der Lastplatten je nach Materialtyp (beispielweise bei bituminösen Material) lastabhängig sein können, s. Cavalaro und Aguado [47].

Zusammengefasst kann mit dem vorgestellten Ansatz in Ergänzung zur Arbeit von van Empel et al. [68] analytisch gezeigt werden, wie groß die abgeminderte Biegesteifigkeit bei Berücksichtigung der Lastplatten in der Ringfuge ist. Unter Ansatz üblicher Werte für die Abmessungen und die Materialeigenschaften der Platten ergibt sich in Bezug auf die Biegesteifigkeit des Kreisringquerschnitts der Tunnelröhre *EI* eine abgeminderte Biegesteifigkeit von etwa $EI_{min} = 0{,}5 \cdot EI$ bis $0{,}7 \cdot EI$. Für weichere Lastplatten kann sich wie gezeigt eine größere Abminderung ergeben. Werden keine Lastplatten, sondern eine ebene Fuge mit verminderter Lasteinleitungsfläche verwendet, ist es ebenfalls möglich, eine Abminderung aufgrund der Spannungskonzentration zu ermitteln. Die entsprechende Biegesteifigkeit beträgt im hier gezeigten Beispiel ca. $EI_{min} = 0{,}75 \cdot EI$ bis $0{,}9 \cdot EI$.

Insgesamt ist festzuhalten, dass auf Grund der Anordnung von Lastplatten in der Ringfuge die rechnerische „verschmierte“ Biegesteifigkeit der Tunnelröhre in Tunnellängsrichtung damit um bis zu 50 % geringer sein kann als die „volle“ Biegesteifigkeit des Kreisringquerschnitts. Umgekehrt ist zu bedenken, dass der Wechsel von einer Konstruktion mit Lastplatten in der Ringfuge auf ein System mit ebenen Ringfugen dementsprechend eine Verdopplung der Biegesteifigkeit nach sich zieht. Die Frage welchen Einfluss diese Bandbreite der Biegesteifigkeit auf das Biegeverhalten der Tunnelröhre und auf die resultierenden Schnittgrößen hat, wird im Rahmen der Berechnungsbeispiele in Kapitel 6 aufgegriffen.

5.2. Biegesteifigkeit bei Unebenheiten in der Ringfugenebene

Im vorherigen Abschnitt wurde ein idealer Tübbingausbau betrachtet, d.h. es wurden jegliche Montage- und Herstelltoleranzen vernachlässigt. Diese Vereinfachung kann in der Praxis allerdings nicht immer angenommen werden [20, 99, 102]. Wenn Unebenheiten oder Versätze in der Ringfugenebene nur wenige Millimeter groß sind, kann laut Behnen et al. [99] davon ausgegangen werden, dass sich diese durch die Nachgiebigkeit der Segmente und der Lastplatten wieder schließen. Bei zu großen Versätzen kann es in der Ringfuge für einzelne Kontaktflächen allerdings zu entsprechenden Auflagerdefiziten für die Tübbingsegmente kommen. Abbildung 5.9 zeigt die sogenannte Sattel- und Muldenlagerung der Tübbinge, wenn es aufgrund von Versätzen zu einem fehlenden Kontakt in der Ringfuge kommt.

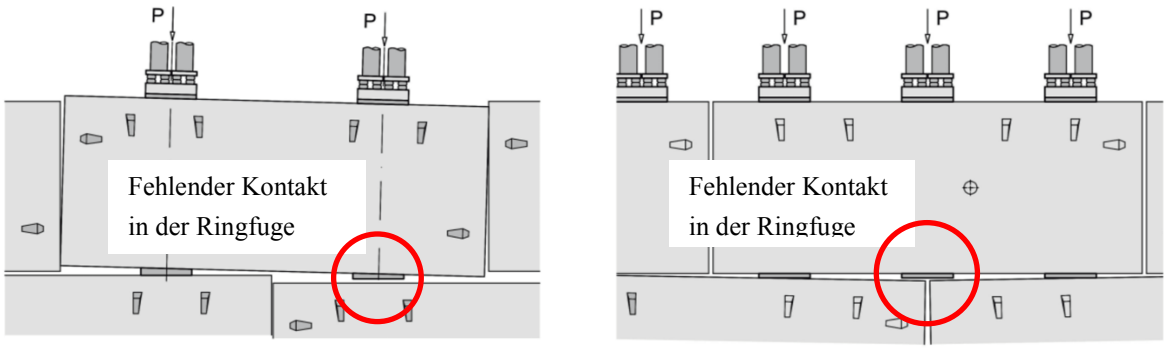


Abbildung 5.9: *Sattellagerung (links) und Muldenlagerung (rechts) eines Tübbingsegments [99]*

Aus diesen Auflagerdefiziten folgt für ein einzelnes Segment eine stärkere Verformung, da die Kräfte in Tunnellängsrichtung nicht mehr ideal in Drucksäulen durch den Ausbau geleitet werden und die Segmente wie ein wandartiger Träger unter Biegung und Schubverformung belastet werden [20]. Folgend wird der Einfluss von lokal fehlenden Kontaktpunkten in der Ringfuge auf die Biegesteifigkeit der Röhre in Längsrichtung betrachtet. Dazu wird in einem FE-Modell exemplarisch die Verformung der Röhre mit Auflagerdefiziten mit der Verformung mit idealem Tübbingausbau verglichen, um den zusätzlichen Effekt von Auflagerdefiziten auf die Biegesteifigkeit abzuschätzen (s. Abbildung 5.10). Ein idealer Tübbingausbau entspricht einem Ausbau, bei dem in allen Ringfugen alle Kontaktflächen vollständigen Kontakt haben. Es wird wie bereits im vorherigen Abschnitt erläutert davon ausgegangen, dass die größere Verformbarkeit der Tunnelröhre in Längsrichtung in gleichem Maße zu einer geringeren Biegesteifigkeit führt.

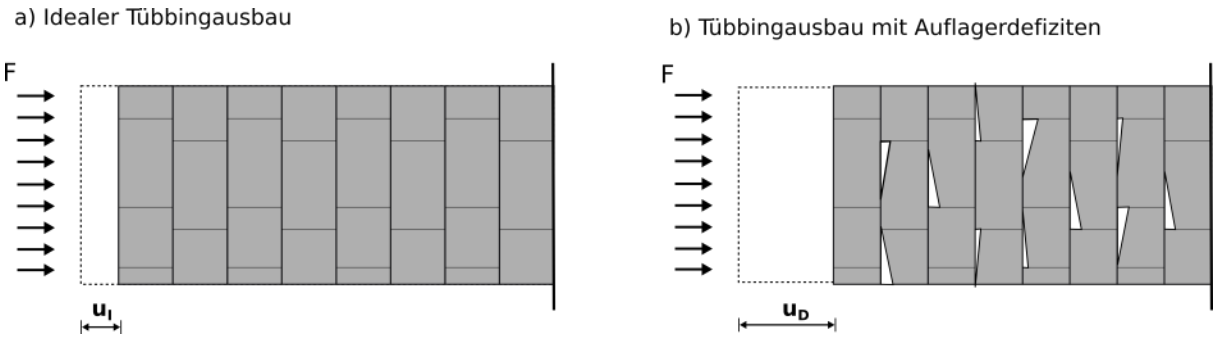


Abbildung 5.10: Zusätzliche Verformung bei Tübbingausbau mit Auflagerdefiziten

Hier wird dazu der zusätzliche Abminderungsfaktor f_D gebildet, mit dem die Verformung bei Berücksichtigung von Auflagerdefiziten u_D und die Verformung bei idealem Ausbau u_I wie folgt in Bezug gesetzt werden:

$$u_D = \frac{1}{f_D} \cdot u_I \tag{5.15}$$

Damit kann schließlich die abgeminderte Biegesteifigkeit wie folgt abgeschätzt werden. Der Faktor f beschreibt dabei wie erläutert die Abminderung der Biegesteifigkeit infolge der Lastplatten, der Faktor f_D gibt die zusätzliche Abminderung bei Auflagerdefiziten an.

$$EI_{min} = f \cdot f_D \cdot EI \tag{5.16}$$

Zur Abschätzung der zusätzlichen Verformung bei Auflagerdefiziten in den Ringfugen wird hier ein Abschnitt einer exemplarischen Tunnelröhre in einem FE-Modell modelliert. Die Definition und die Berechnung des Modells erfolgen mit Hilfe des Programms ANSYS. Der beschriebene Effekt wird hier allerdings lediglich anhand eines einzelnen Modells untersucht. Eine umfassende Analyse wird nicht durchgeführt. Da nur schwierig abgeschätzt werden kann, in welchem Umfang sich in der Realität Auflagerdefizite in der Tübbingröhre ausbilden, wird hier zudem eine stark vereinfachte Betrachtung gezeigt, in der in jeder Ringfuge die Hälfte aller Kontaktflächen nicht geschlossen ist und die Normalkräfte in einer maximal ungünstigen Konfiguration durch die Segmente geleitet werden müssen.

Die Tunnelröhre wird im Modell mit dem in ANSYS zur Verfügung stehenden Schalenelement SHELL181 modelliert. Es wird ein exemplarischer Tunnelquerschnitt mit einem mittleren Tunnelradius von 5,0 m, einer Tübbingdicke von 0,40 m und einer Tübbingbreite von 2,0 m modelliert. Hier wird zur möglichst genauen Darstellung der Lastverteilung in den Segmenten eine Netzweite in Tunnellängsrichtung und in Tunnelumfangsrichtung von 0,1 m verwendet. Es werden insgesamt 10 Ringe in Tunnellängsrichtung modelliert. Die Tübbingringe werden in Kontaktflächen in den Ringfugen durch die Kopplung der Freiheitsgrade der jeweiligen Elementknoten mit der in ANSYS implementierten *Coupling*-Funktion ver-

bunden. Die Längsfugen des Ausbaus werden nicht berücksichtigt. Diese Ringkette ist an einer Seite in Längsrichtung aufgelagert und wird auf der anderen Seite durch eine definierte Last in Tunnellängsrichtung belastet (s. Abbildung 5.10). Unter dieser Last wird die Verformung der Ringkette in Tunnellängsrichtung berechnet. Hier wird ein Tunnel mit einer Ringaufteilung in 6 Segmente mit jeweils 4 Kontaktflächen je Segment untersucht (s. Abbildung 5.11 a)). Es werden keine elastischen Lastplatten berücksichtigt, sondern lediglich der Kontakt der Ringe in verminderten Kontaktflächen betrachtet. Die Länge der Kontaktflächen in Umfangsrichtung wird dabei entsprechend einem Flächenfaktor von $A/A_P = 2{,}5$ gewählt.

Zum einen wird ein Modell untersucht, in dem alle Lastplatten in der Ringfuge Kontakt haben (s. Abbildung 5.11, a)) und mit einer Konfiguration verglichen, in der jeweils zwei der Lastplatten eines Segments keinen Kontakt haben. Diese Auflagerdefizite werden dabei jeweils für benachbarte Ringe um eine halbe Segmentlänge versetzt angeordnet (s. Abbildung 5.11 b)).

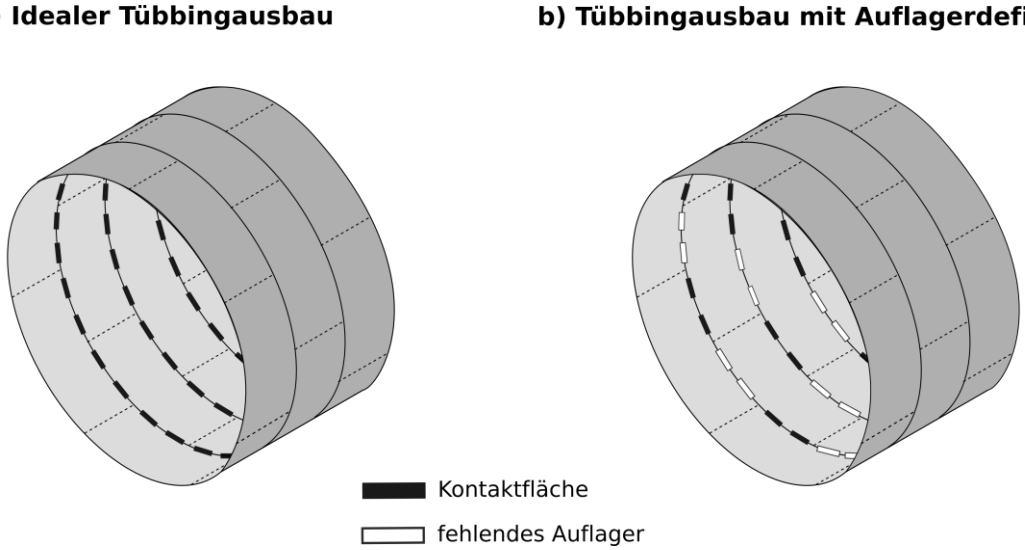


Abbildung 5.11: Schalenmodell - a) Modell mit idealem Tübbingausbau und b) Tübbingausbau mit Auflagerdefiziten

Für dieses Beispiel ergibt sich in den Ergebnissen der FE-Modellierung für den Tübbingausbau mit Auflagerdefiziten eine Erhöhung der Längsverformung, in Bezug auf den idealen Tübbingausbau, um einen Faktor von ca. 3,5. Somit ergibt sich ein zusätzlicher Abminderungsfaktor von etwa $f_D = 0{,}29$. Wird beispielsweise ein Abminderungsfaktor von $f = 0{,}7$ zur Berücksichtigung der Lastplatten angenommen, ergibt sich insgesamt mit Gleichung (5.16) in diesem Fall eine abgeminderte Biegesteifigkeit von $EI_{min} = 0{,}7 \cdot 0{,}29 \cdot EI = 0{,}20 \cdot EI$. Die Berechnung zeigt damit beispielhaft, dass durch einen mangelhaften Tübbingbau mit systematischen Auflagerdefiziten eine starke zusätzliche Zunahme der Verformung entstehen kann, die zu einer weiteren Abnahme der Biegesteifigkeit führt. In dem gezeigten Modell

wird nicht beachtet, dass sich die offenen Kontaktpunkte durch die Verformung der Tübbingsegmente gegebenenfalls auch wieder schließen können [99], in diesem Fall würde die Biegesteifigkeit entsprechend zunehmen. Die tatsächliche Auswirkung auf die Biegesteifigkeit kann mit dem gezeigten einfachen Modell nur grob abgeschätzt werden, es wird aber dennoch festgehalten, in welchem Maße große Unebenheiten in der Ringfuge infolge von Herstell- und Montagetoleranzen eine Auswirkung auf die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre haben können.

5.3. Biegesteifigkeit bei aufklaffender Fuge

Zusätzlich zu der im vorherigen Abschnitt erläuterten Abminderung der Biegesteifigkeit aufgrund der Kontaktpunkte der Segmente in der Ringfuge wird folgend das Verformungsverhalten der Ringkette unter Beachtung der axialen Vortriebspressenkraft untersucht. Die Ausbildung der Tübbingröhre aus einzelnen Ringen bedingt, dass die Ringkette in axialer Richtung durch die Vortriebspressenkraft gespannt werden muss. In der Ringfuge können, wenn man die Verschraubung der Ringe zunächst vernachlässigt, keine Zugkräfte aufgenommen werden. Daher kann es bei geringen Normalkräften in Tunnellängsrichtung theoretisch zu einem Aufklaffen der Ringfuge kommen. Dies führt darüber hinaus zu einer Verringerung der Höhe der Druckzone und zu einem Abfall der Biegesteifigkeit. Hier wird zunächst ein analytischer Ansatz zur Beschreibung der Biegesteifigkeit in diesem Fall gezeigt, da damit Ursachen und Zusammenhänge allgemein besser erkennbar und beschreibbar sind und es zudem einfacher ist, eine schnelle Lösung für variierte Randbedingungen zu erhalten. Der analytische Ansatz wird anschließend punktuell mit einer FE-Modellierung einer Röhre aus einzelnen Tübbingringen überprüft, um zu zeigen, dass die analytische Betrachtung eine brauchbare Lösung liefert. Anschließend wird separat auf die Auswirkung einer möglichen Verschraubung der Ringe eingegangen.

5.3.1. Analytischer Ansatz

Es wird zunächst ein analytischer Ansatz nach dem Vorschlag von van Empel et al. [68] vorgestellt, mit dem die Steifigkeit der Röhre in Bezug auf die gegenseitige Verdrehung der Ringe bei Belastung mit einer Normalkraft und einem Moment betrachtet wird. Eine ausführliche Erläuterung des Ansatzes von van Empel et al. findet sich in einem Bericht des COB (Center for Underground Construction, Niederlande) in niederländischer Sprache, s. Visschedijk et al. [100]. Der analytische Ansatz kann in Anlehnung an die Herleitung der Verdrehsteifigkeit von Längsfugen nach Janssen [103] verstanden werden. Der Ansatz von Janssen beschreibt die Momenten-Verdrehwinkel-Beziehung für ein Betongelenk mit rechteckigem Querschnitt. Hier wird folgend ein analoger Ansatz für die Beschreibung der Momenten-Krümmungs-Beziehung an zwei in der Ringfuge gestoßene Tübbingringe mit Kreisringquerschnitt be-

schrieben. Daraus kann die Biegesteifigkeit der Röhre mit Ringfugen unter Berücksichtigung der axialen Normalkraft abgeleitet werden.

Hier wird eine ebene Ringfuge mit Kontakt der Tübbingsegmente auf der gesamten Ringfugenfläche betrachtet. Kopplungskonstruktionen in der Ringfuge wie Topf-Nocke-Verbindungen werden dabei nicht beachtet. Abbildung 5.12 zeigt das betrachtete System. Der Tunnel wird als Kreisring mit dem Radius R und der Dicke d betrachtet. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Tunnelquerschnitt als ein dünnwandiger Kreisringquerschnitt betrachtet werden kann, d.h. die Tübbingdicke ist deutlicher kleiner als der Radius des Tunnels ($d \ll R$). Es werden zwei nebeneinanderliegende Ringe betrachtet, die mit einem Biegemoment M und einer Normalkraft N belastet werden. Der Abstand der Mittelebenen der Ringe L ist gleich der Breite eines Rings.

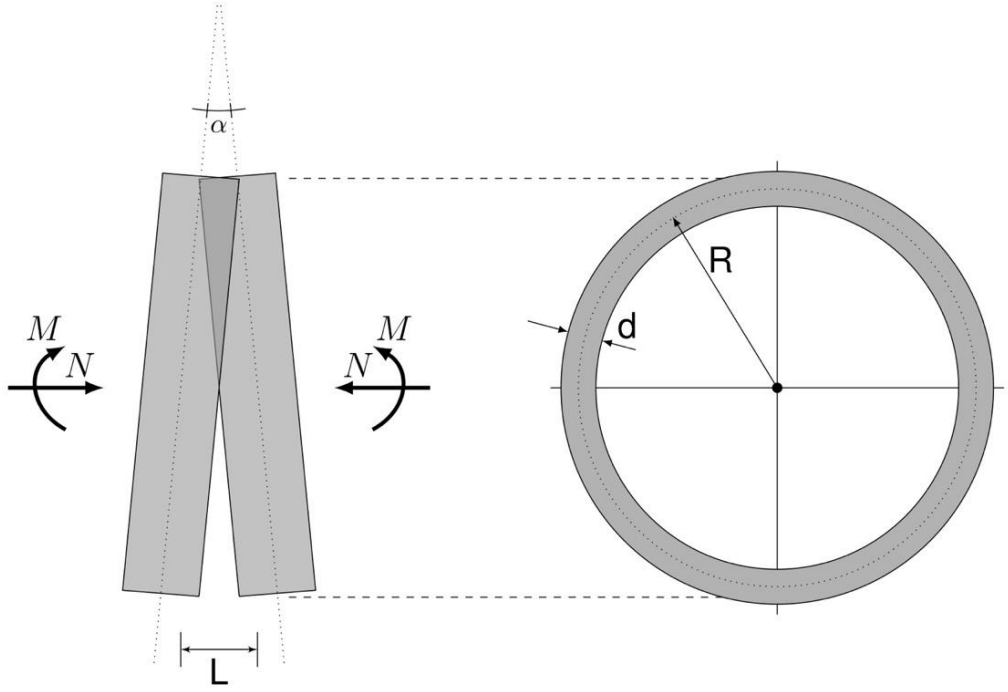


Abbildung 5.12: Betrachtungseinheit aus zwei halben Tübbingringen

Es wird angenommen, dass die Änderung des Biegemoments über die Länge der betrachteten benachbarten Ringe vernachlässigbar gering ist, so dass an jedem Schnitt von der gleichen Spannungsverteilung ausgegangen werden kann. Das Moment wird indirekt über eine exzentrisch angreifende Normalkraft mit dem Hebelarm e beschrieben: $M = N \cdot e$ (s. Abbildung 5.13). Die Exzentrizität wird dabei in Bezug zu einem im Mittelpunkt des Kreisrings liegenden Koordinatensystems definiert.

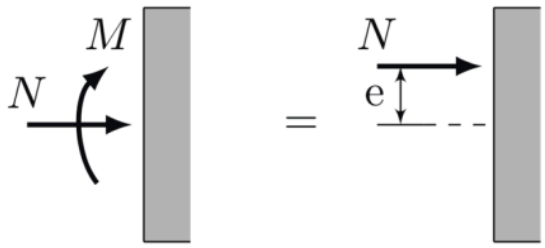


Abbildung 5.13: Biegemoment infolge Exzentrizität der Normalkraft

Im Folgenden wird die Krümmung der Balkenachse κ bei relativer Verdrehung der Ringe α in Folge des angreifenden Biegemoments M hergeleitet. Aus dieser Abhängigkeit wird zuletzt die äquivalente Biegesteifigkeit der Tunnelröhre bei aufklaffender Fuge in Abhängigkeit von der Größe des Biegemoments und der Normalkraft abgeleitet. Dazu wird zunächst die Spannungsverteilung in der Ringfuge zwischen den beiden Ringen bei geschlossener Fuge betrachtet. Anschließend wird die nichtlineare Momenten-Krümmungs-Beziehung bei nicht vollständig überdrücktem Querschnitt und aufklaffender Fuge beschrieben.

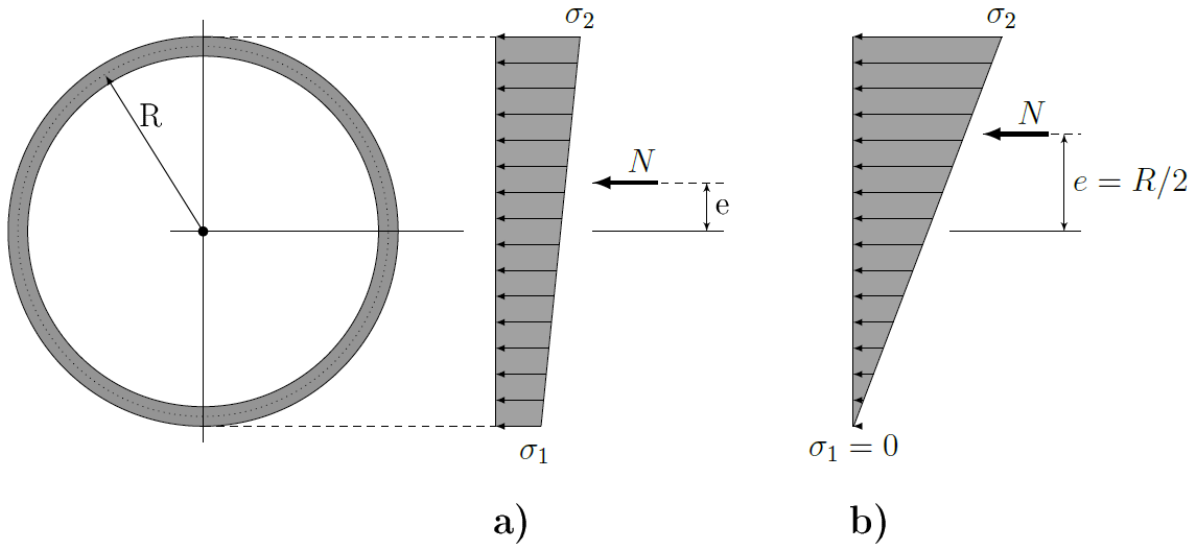


Abbildung 5.14: Spannungsverteilung bei a) geschlossener Fuge, b) im Grenzfall

Abbildung 5.14 a) zeigt die Spannungsverteilung in der Fuge bei vollständig geschlossener bzw. überdrückter Fuge. Die Fuge ist vollständig überdrückt solange die kleinere Randspannung σ_1 größer Null ist. Die Randspannung σ_1 lautet:

$$\sigma_1 = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = -\frac{N}{2\pi \cdot R \cdot d} + \frac{N \cdot e}{\pi \cdot R^2 \cdot d} \tag{5.17}$$

Die lineare Beziehung zwischen Moment und Krümmung (s. Gleichung (5.5)) gilt solange der Querschnitt vollständig überdrückt ist und die Fuge geschlossen bleibt. Die Grenze dieses

linearen Zusammenhangs wird erreicht, wenn die Spannung σ_1 gleich Null ist. Abbildung 5.14 b) zeigt die entsprechende Spannungsverteilung. Aus der Spannungsbedingung an der äußersten Faser des Querschnitts am unteren Rand kann der Hebelarm der Normalkraft an dieser Grenze, die Kernweite eines dünnwandigen Kreisrings, zu $e = R/2$ bestimmt werden (vgl. Witt [104]). Das heißt, wird die Exzentrizität e größer als $R/2$, ist nicht mehr der gesamte Ringquerschnitt überdrückt. Das Moment bei dem diese Grenze erreicht wird lautet:

$$M_{Grenz} = N \cdot \frac{R}{2} \tag{5.18}$$

Die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre entspricht bis zu dieser Grenze der Biegesteifigkeit einer unsegmentierten Röhre mit Kreisringquerschnitt. Die Biegesteifigkeit EI für einen dünnwandigen Kreisringquerschnitt mit $d \ll R$ beträgt [86]:

$$EI = E \cdot \pi \cdot R^3 \cdot d \tag{5.19}$$

Steigt das Moment weiter an, öffnet sich die Fuge am unteren Rand des Querschnitts, da keine Zugspannungen zwischen den Segmenten übertragen werden können. Abbildung 5.15 zeigt den Kreisringquerschnitt sowie die Spannungsverteilung bei aufklaffender Fuge. Die hellgraue Fläche zeigt den spannungsfreien und damit aufklaffenden Bereich des Querschnitts in der Ringfuge. Die weiterhin überdrückte Fläche ist dunkelgrau dargestellt. Mit wachsender Exzentrizität und folglich mit wachsendem Moment nimmt die Höhe des überdrückten Querschnitts ab, das Maß c beschreibt hier die Höhe des unter Druck stehenden Bereichs. Um jeweils die Geometrie des verbleibenden Segments des Kreisrings zu beschreiben, wird die Lage der Nulllinie der Spannungsverteilung folgend zusätzlich über den Winkel ϕ_0 beschrieben.

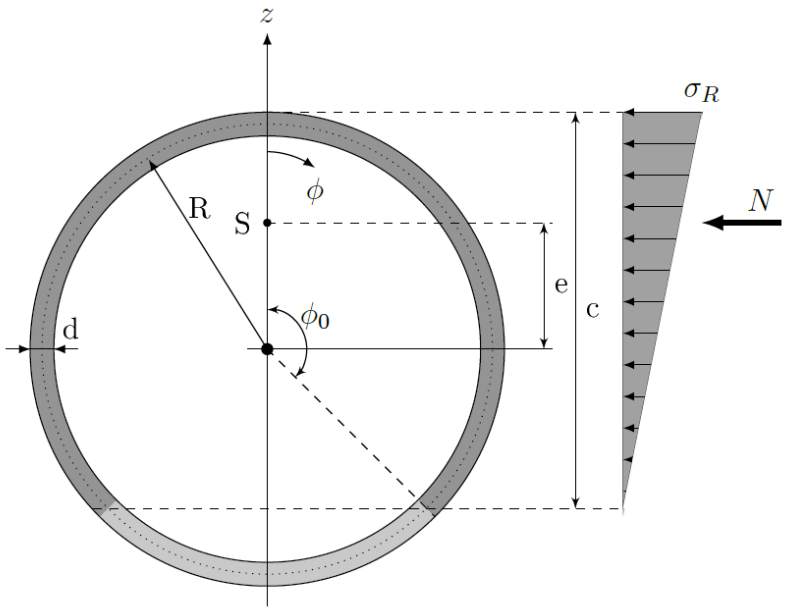


Abbildung 5.15: Geometrie der Druckzone und Spannungsverteilung bei klaffender Fuge

Gesucht ist folgend für den Fall der aufklaffenden Ringfuge die Beziehung zwischen dem angreifenden Moment M, und der resultierenden Krümmung κ der Balkenachse. Die Größe des Biegemoments ergibt sich weiterhin aus der Exzentrizität e und der angreifenden Normalkraft N. Die Krümmung des Querschnitts bzw. die gegenseitige Verdrehung der benachbarten Ringe ist von der maximalen Randspannung σ_R und der Höhe des überdrückten Querschnitts c abhängig. Da sich die Querschnittsform bei Abnahme der Höhe der überdrückten Fläche, bzw. bei kleiner werdendem Winkel ϕ_0, kontinuierlich verändert, sind die Lage des Angriffspunkts der exzentrisch angreifenden Normalkraft und die Höhe des überdrückten Querschnitts nicht linear voneinander abhängig. Es kann daher keine geschlossene Formel zur Relation von Biegemoment und Verdrehung der Ringe bzw. Krümmung der Balkenachse ermittelt werden. Stattdessen werden die jeweiligen Größen entsprechend dem Ansatz von Visschedijk et al. [100] folgend in Abhängigkeit vom Öffnungswinkel ϕ_0 formuliert. Über eine Tabellarisierung der Größen erfolgt schließlich indirekt die Bildung der Beziehung zwischen Biegemoment und Krümmung der Balkenachse in Abhängigkeit von der Exzentrizität e. Die maßgebenden Gleichungen werden folgend ohne die vollständige Herleitung aufgeführt, diese kann Visschedijk et al. [100] entnommen werden.

In Abhängigkeit vom Winkel ϕ_0 verschiebt sich jeweils der Schwerpunkt der Normalspannungsverteilung (s. Abbildung 5.15). Der Schwerpunkt der Normalspannungsverteilung entspricht dabei dem Angriffspunkt der Normalkraft, welcher über die die Exzentrizität e beschrieben wird. Über die Beschreibung der Exzentrizität in Abhängigkeit vom Winkel ϕ_0 kann das zugehörige Biegemoment bei aufklaffender Fuge abgeleitet werden:

$$\begin{aligned} M(\phi_0) &= N \cdot e(\phi_0) \\ &= -N \cdot R \cdot \frac{(cos\ \phi_0 - 1) \cdot (sin\ 2\phi_0 - 2\phi_o)}{(sin\ \phi_0 - \phi_0 \cdot cos\ \phi_0) \cdot (4 \cdot cos\ \phi_0 - 4)} \end{aligned} \tag{5.20}$$

Folgend wird die resultierende gegenseitige Verdrehung der benachbarten Ringe im Winkel α (s. Abbildung 5.16) in Abhängigkeit von der Größe des überdrückten Querschnitts bzw. in Abhängigkeit vom Winkel ϕ_0 beschrieben. Abbildung 5.16 zeigt schematisch die relative Verdrehung der Ringe unter einer Normalspannungsverteilung, die einer exzentrisch angreifenden Normalkraft entspricht. Die unter Druck stehenden Bereiche der Ringe sind dunkelgrau, der spannungsfreie Bereich ist hellgrau dargestellt. Am Ort der äußersten Randfaser wirkt in der Ringfuge die Spannung σ_R, die dem Hookeschen Gesetz zur Folge zur Dehnung $\varepsilon_R = E \cdot \sigma_R$ führt. Aus dieser Dehnung ergibt sich über den Abstand der Mittelebenen der Ringe die Verformung $\Delta l_R = \varepsilon_R \cdot L$. Am Spannungsnullpunkt tritt keine Stauchung der Segmente auf.

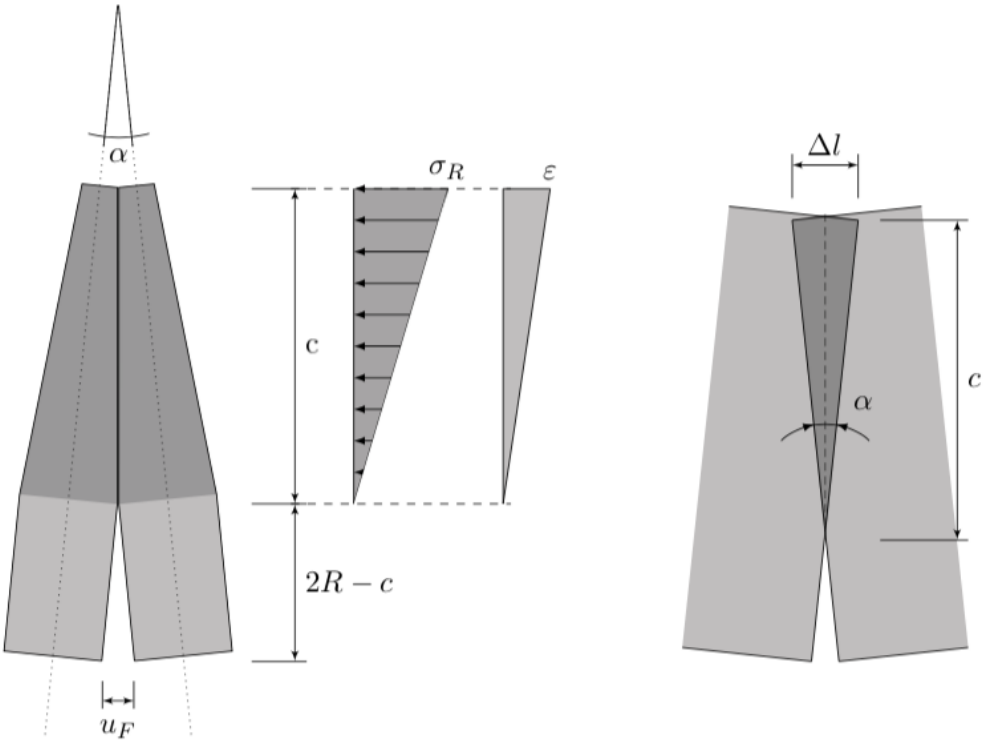


Abbildung 5.16: Verdrehung der Ringe bei aufklaffender Fuge – Verdrehung der Ringe (links), Verdrehung infolge der Stauchung der Ringe (rechts)

Der Verdrehwinkel α ergibt sich schließlich, mit Berücksichtigung der Kleinwinkelnäherung des Tangens, aus der Stauchung Δl_R und der Höhe des überdrückten Querschnitts c (s. Abbildung 5.16 rechts):

$$\alpha = \frac{\Delta l_R}{c} \tag{5.21}$$

Die entsprechenden Größen und die resultierende Verdrehung α können wiederum jeweils in Abhängigkeit von der Geometrie der überdrückten Zone und somit durch den Winkel ϕ_0 beschrieben werden. Es ergibt sich:

$$\alpha(\phi_0) = \frac{N \cdot L}{2E \cdot R^2 \cdot d} \cdot \frac{1}{sin\phi_0 - \phi_0 \cdot cos\phi_0} \tag{5.22}$$

Die zugehörige Krümmung der Balkenachse κ kann aus dem relativen Verdrehwinkel der Ringe und dem Abstand der Mittellinien der Ringe abgeleitet werden: $\kappa = \alpha / L$. Die Krümmung der Balkenachse in Abhängigkeit vom Winkel ϕ_0 lautet:

$$\kappa(\phi_0) = \frac{N}{2E \cdot R^2 \cdot d} \cdot \frac{1}{sin\phi_0 - \phi_0 \cdot cos\phi_0} \tag{5.23}$$

Wie erläutert kann, keine geschlossene Formel für die Abhängigkeit zwischen dem angreifenden Moment und der resultierenden Verdrehung bzw. der Krümmung gebildet werden. Zur

Darstellung der ermittelten Größen in Abhängigkeit vom angreifenden Biegemoment werden die Größen daher tabellarisch in Abhängigkeit vom Winkel ϕ_0 aufgestellt. Zur Erstellung einer graphischen Darstellung werden entsprechende Wertepaare der tabellierten Ergebnisse schließlich aufeinander bezogen.

Abbildung 5.17 zeigt die resultierende Momenten-Krümmungs-Beziehung für Tübbingtunnel mit dünnwandigem Kreisringquerschnitt. Die Abbildung zeigt die Größen jeweils in dimensionsloser Darstellung mit $M' = M/(N \cdot R)$ und $\kappa'(\phi_0) = \kappa(\phi_0)/(N/(2E \cdot R^2 \cdot d))$. Erkennbar ist der zunächst linear ansteigende Ast des Graphen. Dieser Bereich bildet die lineare Beziehung zwischen Moment und Krümmung der Balkenachse ab, solange die Ringfuge vollflächig geschlossen bzw. überdrückt ist. Die Steigung des Graphen entspricht der Biegesteifigkeit der Ringe bei überdrückter Ringfuge (s. Gleichung (5.19)). Ab einem Moment von $M = N \cdot R/2$ ist der Querschnitt in der Fuge nicht mehr vollständig überdrückt, die Krümmung ist dann nichtlinear vom Biegemoment abhängig. Die stetig sinkende Steigung des Graphen bildet dabei die abnehmende Biegesteifigkeit der Tunnelröhre ab.

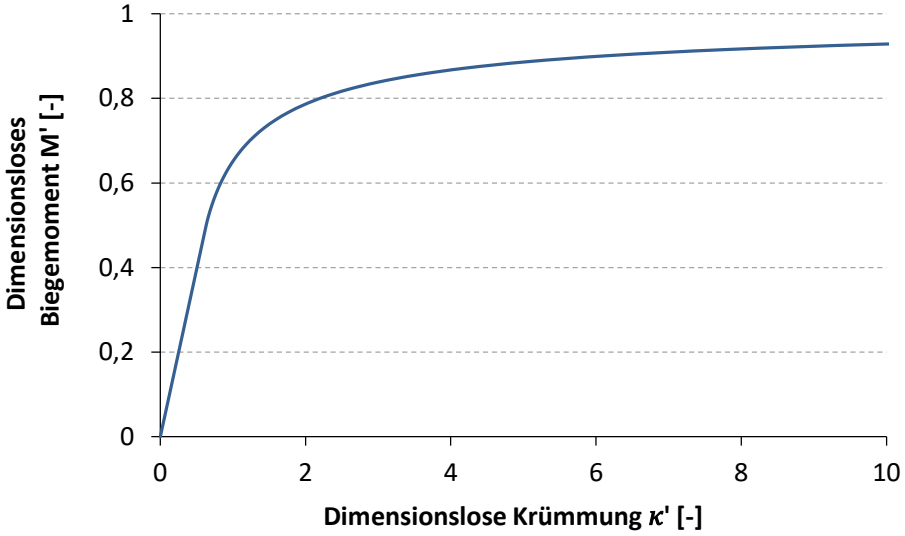


Abbildung 5.17: Momenten-Krümmungs-Diagramm in dimensionsloser Darstellung

Die äquivalente Biegesteifigkeit der Tunnelöhre kann schließlich als Proportionalitätsfaktor zwischen Biegemoment und Krümmung in Abhängigkeit vom Winkel ϕ_0 formuliert werden: $EI(\phi_0) = M(\phi_0)/\kappa(\phi_0)$. Dabei wird durch Ausklammern des Faktors $E \cdot R^3 \cdot d \cdot \pi$ der Bezug zur Biegesteifigkeit bei vollständig überdrückter Fuge hergestellt (s. Gleichung (5.19)).

$$EI(\varphi_0) = E \cdot R^3 \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{2 \cdot (cos(\varphi_0) - 1) \cdot (sin(2\varphi_0) - 2\varphi_0)}{\pi \cdot (4 \cdot cos(\varphi_0) - 4)} \tag{5.24}$$

Abbildung 5.18 zeigt ergänzend die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre in Abhängigkeit vom Biegemoment in dimensionsloser Darstellung mit $EI' = EI(\varphi_0)/(\mathrm{E} \cdot \mathrm{R}^3 \cdot \mathrm{d} \cdot \pi)$. Es wird deutlich, wie die äquivalente Biegesteifigkeit zunächst erwartungsgemäß gleich der ursprünglichen Biegesteifigkeit bei überdrücktem Querschnitt ist und anschließend bei steigendem Moment $M > N \cdot R/2$ aufgrund der Öffnung der Fuge sukzessive abnimmt.

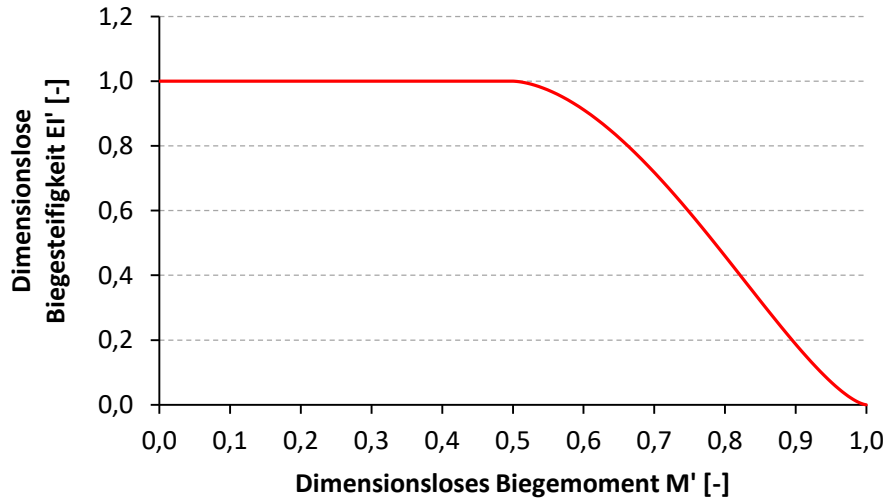


Abbildung 5.18: Biegesteifigkeit in Abhängigkeit vom Biegemoment in dimensionsloser Darstellung

Aus dem Verdrehwinkel α und der Höhe des nicht überdrückten Bereichs $2R - c$ kann zudem das Öffnungsmaß der Fuge u_F an der äußersten Faser in Abhängigkeit vom Winkel ϕ_0 abgeleitet werden (s. Abbildung 5.16):

$$u_F(\phi_0) = \alpha \cdot (2R - c) = \frac{N \cdot L}{2E \cdot R \cdot d} \cdot \frac{1 + cos\,\phi_0}{sin\,\phi_0 - \phi_0 \cdot cos\,\phi_0} \tag{5.25}$$

Abbildung 5.19 zeigt die Fugenöffnung in Abhängigkeit vom Biegemoment $M' = M/(N \cdot R)$ in dimensionsloser Darstellung $u_F' = u_F(\varphi_0)/(N \cdot L/(2\mathrm{E} \cdot \mathrm{R} \cdot \mathrm{d}))$. Anhand dieses Diagramms kann damit in Abhängigkeit vom Biegemoment und der Normalkraft, im Kontext der Funktionalität der Tübbingdichtprofile, die Fugenöffnung der Ringfuge ermittelt werden. Erkennbar ist, dass, bevor das Moment die Grenze von $M > N \cdot R/2$ überschreitet, die Fugenöffnung erwartungsgemäß gleich Null ist.

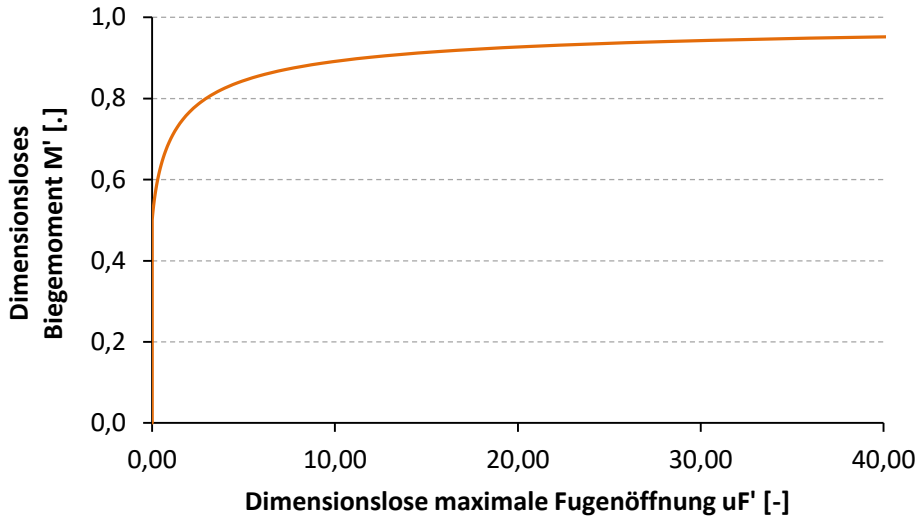


Abbildung 5.19: Fugenöffnung in dimensionsloser Darstellung

5.3.2. FE-Modell

Zusätzlich zum analytischen Ansatz zur Bestimmung der nicht-linearen Beziehung zwischen Biegemoment und Biegesteifigkeit nach Anlehnung an van Empel et al. [68] bzw. Visschedijk et al. [100] wird das Biegeverhalten des Tunnelquerschnitts mit Berücksichtigung der Ringfuge anhand eines FE-Modells untersucht. Mit dem FE-Modell wird hier keine umfassende Analyse mit verschiedenen Randbedingungen durchgeführt, da lediglich punktuell überprüft werden soll, ob der gezeigte analytische Ansatz eine brauchbare Lösung liefert. Die Definition und die Berechnung des Modells erfolgen mit Hilfe des Programms ANSYS. Das Ziel der Modellierung ist es, eine aus einzelnen Ringen bestehende Ringkette darzustellen, wobei abgebildet werden soll, dass die Ringe in der Ringfuge gestoßen sind ohne dass Zug übernommen werden kann. Auf diese Ringkette wird anschließend eine definierte Belastung aufgegeben, so dass in einer Ringfuge eine kombinierte Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment entsteht. Anschließend wird die Verformung der Ringe an dieser Ringfuge ausgelesen und daraus die Krümmung der Balkenachse ermittelt. Anhand des aufgebrachten Biegemoments und der resultierenden Krümmung kann schließlich der Vergleich mit dem analytischen Ansatz erfolgen.

Hier wird ein Modell eines Kragbalkens verwendet, der aus 20 Ringen mit einem Tunnelquerschnitt mit mittlerem Tunnelradius von 5,0 m, einer Tübbingdicke von 0,40 m und einer Tübbingbreite von 2,0 m besteht (s. Abbildung 5.20). Die Ringe werden im Modell mit insgesamt 14400 Schalenelementen SHELL181 modelliert. Jeder Tunnelring wird in Tunnelumfangsrichtung mit einer Netzweite von 0,10 m diskretisiert. In Tunnellängsrichtung werden die ersten Tunnelringe am Auflager ebenfalls mit einer Netzweite von 0,10 m modelliert, da hier die resultierende Verformung ausgelesen wird. Mit steigendem Abstand vom Auflager wird die

Netzweite sukzessive größer. Den Elementen wird ein linear-elastisches Materialverhalten mit einem E-Modul von $E = 36.000\ \mathrm{MN/m^2}$ und einer Querdehnzahl von $\mu = 0{,}2$ entsprechend einem Beton C 45/55 zugewiesen.

Die Verbindung der Ringe in den Ringfugen wird über eine Kopplung der Knoten mittels Interface-Elementen abgebildet, welche nur Druckkräfte übertragen können. Insgesamt wird hier analog zum analytischen Ansatz eine Ringfuge dargestellt, in der die Ringe mit einem vollflächigen Beton-Beton-Kontakt gestoßen sind. Daher werden jeweils alle benachbarten Knoten in den Ringfugen mit diesen Interface-Elementen gekoppelt, diskrete Kontaktflächen in der Ringfuge werden hier nicht beachtet. Die relative Verformung der Knoten in der Ringfuge in radialer und tangentialer Richtung werden über die in ANSYS implementierte *Coupling*-Funktion unterbunden, so dass in der Ringfuge nur die Aufklaffung in Tunnellängsrichtung und keine relative Verschiebung der Ringe möglich ist. Der Kragbalken bzw. die Ringkette wird durch Fixierung der Freiheitsgrade aller Knoten an einem Ende fest eingespannt. Durch Eingabe von Knotenkräften zur Abbildung einer linear verteilen Normalspannungsverteilung wird auf den Kragbalken eine Normalkraft sowie ein Biegemoment aufgegeben (s. Abbildung 5.20). Die resultierende Krümmung wird durch das Ablesen der relativen Knotenverschiebung und durch Berechnung der zugehörigen Ringverdrehung in der ersten Ringfuge nahe dem Auflager bestimmt.

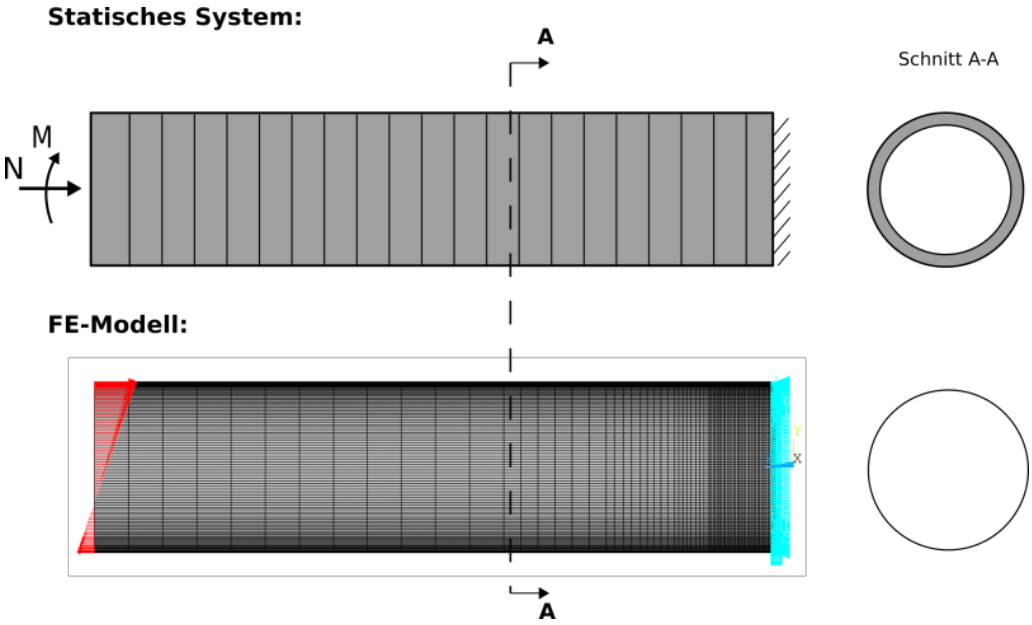


Abbildung 5.20: Exemplarischer Kragbalken mit Belastung aus Normalkraft und Biegemoment und entsprechendes Schalenmodell mit Knotenlasten

Abbildung 5.21 zeigt die mit dem beschriebenen Kragbalken-Modell ermittelte Momenten-Krümmungs-Beziehung bei einem Aufklaffen der Ringfuge im Vergleich mit der analytischen Lösung. Es zeigt sich, dass die analytische und die numerische Lösung für das Verhältnis von

Biegemoment und Krümmung bei aufklaffender Ringfuge für dieses Beispiel gut übereinstimmen.

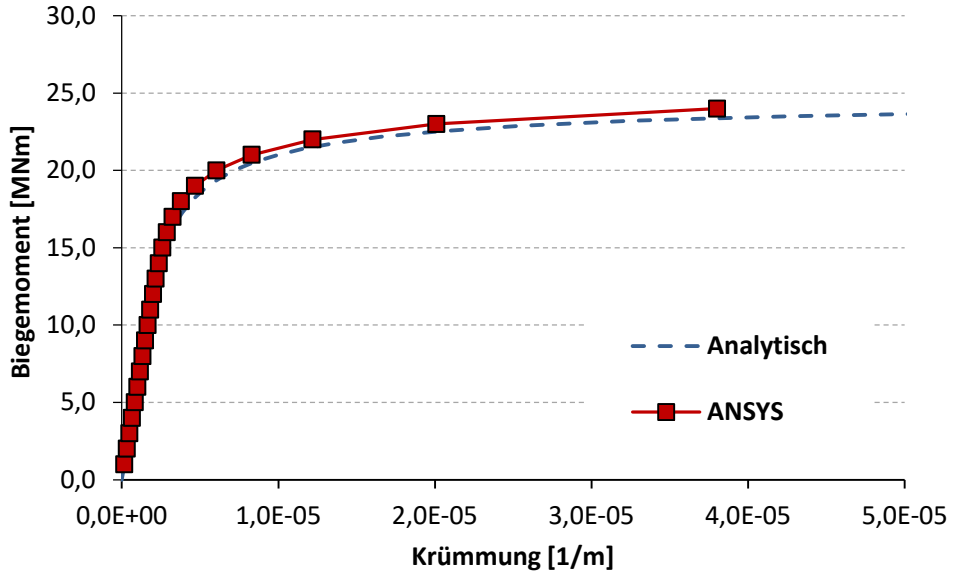


Abbildung 5.21: Vergleich zwischen FE-Schalenmodell und analytischer Lösung

In Bezug auf die aufgeführten Formeln und abgebildeten Diagramme soll hier noch einmal betont werden, dass die Biegesteifigkeit und die resultierenden Größen, wie die Fugenöffnung, maßgeblich von der Größe der Normalkraft in Tunnellängsrichtung abhängig ist. Wird davon ausgegangen, dass die axiale Vortriebspressenkraft in der Röhre stets so groß ist, dass die Längsbiegemomente nicht das Grenzmoment nach Gleichung (5.18) überschreiten, kann das Aufklaffen der Ringfuge vernachlässigt werden und nur eine Abminderung der Biegesteifigkeit aufgrund der geringen Steifigkeit der Lastplatten, der konzentrierten Lasteinleitung und gegebenenfalls aufgrund eines unebenen Ringspiegels berücksichtigt werden. Für eine zu geringe Normalkraft stellt sich, sobald das Biegemoment in der Röhre das Grenzmoment Gleichung (5.18) überschreitet, ein nicht-lineares Verhalten ein und die Biegesteifigkeit nimmt bei steigendem Biegemoment sukzessive ab. Fraglich ist im Kontext des gezeigten Ansatzes, ob die isolierte Betrachtung der Ringe zur Bestimmung der Biegesteifigkeit in Längsrichtung auch gerechtfertigt ist, wenn der Mörtel im Ringspalt erhärtet ist. Es ist denkbar, dass die Verformung der Ringe in Längsrichtung teilweise durch den festen Mörtel behindert wird.

Solange die Vortriebspressenkraft groß genug ist, kann im Tunnelmodell mit Balken und elastischer Bettung dauerhaft eine lineare Beziehung zwischen dem Biegemoment und der Verdrehung der Ringe bzw. der Krümmung der Balkenachse angenommen werden. Bei geringerer Normalkraft in der Tunnelröhre ist zu untersuchen, welchen Einfluss die nicht-lineare Abhängigkeit der Biegesteifigkeit auf das Verhalten der Ringkette hat. Eine solche Analyse

kann im Balkenmodell durch die Berücksichtigung der Biegesteifigkeit in den Ringfugen realisiert werden. Da die Berücksichtigung einer nichtlinearen Biegesteifigkeit im analytischen Balkenmodell nicht ohne weiteres möglich ist, wird die Implementierung der nichtlinearen Biegesteifigkeit im Folgenden daher mit Hilfe des numerischen Modells umgesetzt (s. Abschnitt 6.3.3). Dabei wird untersucht, in welchen Fällen das Verhalten der Röhre auch mit dem Ansatz einer konstanten, äquivalenten Biegesteifigkeit angemessen abgebildet werden kann und wann die nichtlineare Biegesteifigkeit berücksichtigt werden sollte sowie welchen Einfluss sie auf die Schnittgrößen und die Verformung der Tunnelröhre hat.

5.3.3. Berücksichtigung der Verschraubung

Der erläuterte analytische Ansatz in Abschnitt 5.3.1 vernachlässigt eine mögliche Verschraubung der Tübbinge. Die Ringe sind in der Regel in dem Bereich hinter der TVM zunächst verschraubt, um die Kompression der Dichtbänder zu gewährleisten. Die Schrauben werden erst nachträglich in einem gewissen Abstand zur TVM entfernt. Im Kontext der Biegesteifigkeit der Ringkette ist es von Interesse, welchen Widerstand diese Verschraubung gegenüber der Biegung der Tunnelröhre bietet. Da die Schrauben bei fehlender Überdrückung der Ringfuge zusätzlich Zugspannungen aufnehmen können, ist das Aufklaffen der Ringfuge und die Abnahme der Biegesteifigkeit dadurch vermutlich weniger stark. Mittels des im vorherigen Abschnitt erläuterten FE-Modells wird zusätzlich qualitativ die Auswirkung einer Verschraubung untersucht.

Zur Darstellung von Schrauben in der Ringfuge werden dazu im Modell über den Umfang verteilt einzelne Dehnfedern eingefügt, die Zug aufnehmen können. Die zugehörige Federsteifigkeit ergibt sich aus der Festigkeitsklasse des angesetzten Stahls und der Länge sowie dem Durchmesser der Schrauben. Abbildung 5.22 zeigt eine resultierende exemplarische Momenten-Krümmungs-Beziehung mit Berücksichtigung der Verschraubung in dimensionsloser Darstellung. In dem Diagramm ist die anhand des FE-Modells ermittelte Momenten-Krümmungsbeziehung für eine Verbindung mit und für eine Verbindung ohne Verschraubung dargestellt. Im Vergleich ist erkennbar, dass bei der Berechnung mit Verschraubung die Biegesteifigkeit nach Überschreiten des dimensionslosen Biegemoments von $M' = 0{,}5$ ebenfalls abnimmt. Die Abnahme ist im Vergleich mit dem Modell ohne Verschraubung aber geringer und es stellt sich annähernd ein linearer Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung ein, da die Schrauben zusätzlich Zugkräfte aufnehmen. Die Biegesteifigkeit der verschraubten Ringfuge kann beispielsweise wie im Diagramm dargestellt mit der primären Biegesteifigkeit EI und der verbleibenden Biegesteifigkeit bei Verschraubung $(EI)_S$ beschrieben werden.

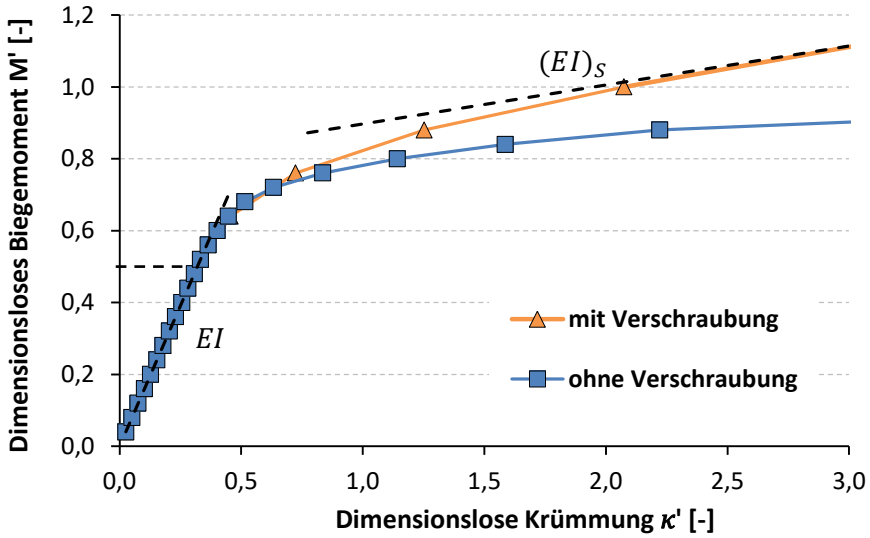


Abbildung 5.22: Einfluss der Verschraubung auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung

Zur Berechnung der quantitativen Größe der verbleibenden Biegesteifigkeit der verschraubten Tübbingringe bei fehlender Überdrückung durch eine Normalkraft in Längsrichtung findet sich ein analytischer Ansatz von Shiba et al. [105]. Die relevanten Gleichungen werden hier ohne vollständige Herleitung des Ansatzes übernommen, da diese nur in chinesischer Sprache vorliegt. Eine Verwendung des Ansatzes findet sich auch bei Liang et al. sowie Wu et al. [18, 79], die die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre im Endzustand ohne Berücksichtigung der Normalkraft in Tunnellängsrichtung ansetzen. Der Ansatz soll hier zur Ableitung einer minimalen Größe der Biegesteifigkeit in einem Worst-Case-Szenario dienen, in der die Normalkraft in Tunnellängsrichtung auf Null fällt.

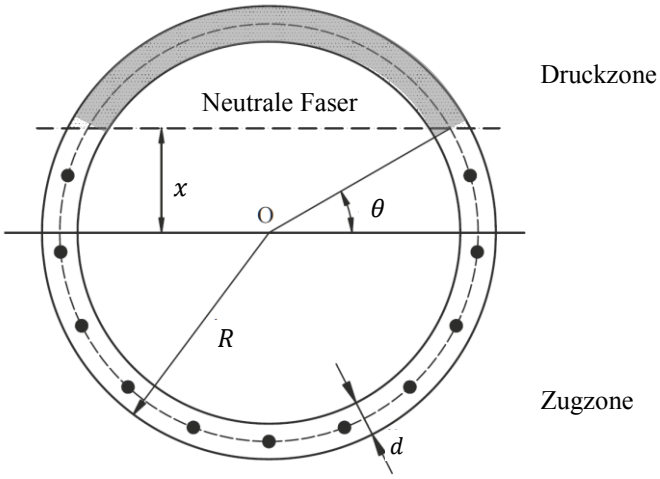


Abbildung 5.23: Lage der neutralen Faser bei Berücksichtigung der Verschraubung [79]

Die Biegesteifigkeit bei Berücksichtigung der Verschraubung kann nach dem Ansatz von Shiba et al. in Abhängigkeit der Lage der neutralen Faser abgeleitet werden. Der Ansatz geht davon aus, dass in der Druckzone die Spannung allein vom Beton getragen wird und in der Zugzone die Schrauben die Zugkräfte übernehmen (s. Abbildung 5.23). Shiba et al. geben dazu eine Beziehung für den Winkel θ an, welcher die Lage der neutralen Faser beschreibt. Dabei ist n die Anzahl der Schrauben, k_s die Dehnsteifigkeit einer einzelnen Schraube und l_S die Länge der Schrauben, E_B und A_B sind der E-Modul des Betons und die Fläche des Kreisringquerschnitts.

$$\theta + cot\,\theta = \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{n \cdot k_S \cdot l_S}{E_B A_B}\right) \tag{5.26}$$

Die folgende Lösung nach Shiba et al. beschreibt in Abhängigkeit Winkel ψ die Biegesteifigkeit der verschraubten Ringe $(EI)_S$:

$$(EI)_S = \frac{cos^3\,\theta}{cos\,\theta + (\theta + \pi/2) \cdot sin\,\theta} \cdot EI \tag{5.27}$$

Aus Gleichung (5.26) ist ersichtlich, dass die Lage der neutralen Faser und damit auch die Größe der Biegesteifigkeit von dem Verhältnis der Dehnsteifigkeit der Schrauben zur Dehnsteifigkeit der Betonsegmente abhängig ist. Die Größe der verbleibenden Biegesteifigkeit EI_S ist somit von der Anzahl und dem Durchmesser der Schrauben abhängig. Anhand des Ansatzes von Shiba et al. kann zudem mit folgender Gleichung die Fugenöffnung bei Betrachtung der Verschraubung u_S in Abhängigkeit von der Größe des Biegemoments M bestimmt werden [18, 79]:

$$u_S = \frac{M}{(EI)_S} \cdot (R + R \cdot sin\,\theta) \tag{5.28}$$

Eine exemplarische Berechnung für einen Tunnel mit einem Durchmesser von 10,0 m einer Tübbingdicke von 0,40 m sowie einer Verschraubung mit Schrauben M36 der Festigkeitsklasse 5.6 von 40 cm Länge ergibt bei insgesamt 12 Schrauben (2 Schrauben je Tübbingsegment bei einer Teilung in 6 Segmente) eine Biegesteifigkeit von $(EI)_S = 0{,}06 \cdot EI$. Die Verschraubung kann daher nur einen vergleichsweise geringen Widerstand gegenüber der Biegung des Tunnels bieten und ist darüber hinaus in der Regel auch nicht für diese Belastung dimensioniert. Zudem ist davon auszugehen, dass insbesondere in der Bauphase die Normalkraft in der Tunnelröhre nicht übermäßig gering wird, so dass die Verschraubung nicht maßgebend belastet wird. Dennoch könnte für eine Grenzbetrachtung exemplarisch eine Berechnung mit einer sehr geringen Biegesteifigkeit entsprechend Gleichung (5.27) durchgeführt werden. Mit Gleichung (5.28) kann für diesen Fall zudem die Größe der Fugenöffnung ermittelt werden. Eine Berechnung mit diesen Annahmen wird in Kapitel 6.3.3 gezeigt.

5.4. Schubsteifigkeit

Zusätzlich zur Betrachtung der Biegesteifigkeit wird hier die Größe der Schubsteifigkeit der segmentierten Tunnelröhre beleuchtet. Darauf aufbauend soll folgend untersucht werden, ob im Balkenmodell eine sehr große Schubsteifigkeit und damit die Euler-Bernoulli-Theorie verwendet werden kann oder ob die Schubsteifigkeit der Tunnelröhre gegebenenfalls geringer ist und einen Einfluss auf das Verhalten der Tunnelröhre in der Bauphase hat. Zum einen wird analog zu den Betrachtungen zur Biegesteifigkeit der Einfluss der Lastplatten untersucht. Dabei wird zunächst davon ausgegangen, dass die Normalkraft in Tunnellängsrichtung sehr groß ist und daher in der Ringfuge ausreichend große Reibungskräfte vorhanden sind, so dass keine relativen Versätze auftreten. Zum anderen wird am Schluss dieses Abschnitts auf das Schubverformungsverhalten in der Ringfuge bei Überschreitung dieser Reibungskopplung eingegangen. Dabei wird einerseits die Größe der äquivalenten Schubsteifigkeit für diesen Fall exemplarisch abgeschätzt, zum anderen wird eine explizite Beschreibung des Verformungsverhaltens in Form einer Schubfeder vorgeschlagen.

Es wird zunächst allgemein die Größe der Schubsteifigkeit einer unsegmentierten Röhre beschrieben und anschließend die Auswirkung der Lastplatten gezeigt. Die Schubsteifigkeit eines Balkens κGA beschreibt allgemein das Verhältnis zwischen der Schubverzerrung eines Balkenelements $(w' + \psi)$ und einer angreifenden Querkraft Q (s. Abbildung 5.24) [86]:

$$Q = \kappa GA \cdot (w' + \psi) \tag{5.29}$$

Die Schubsteifigkeit ergibt sich aus dem Produkt des Schubmoduls G und der belasteten Fläche A und dem Schubkorrekturfaktor κ. Der Schubkorrekturfaktor κ ist abhängig von der Querschnittsform und kann für Kreisringe mit 0,5 angesetzt werden [18, 79].

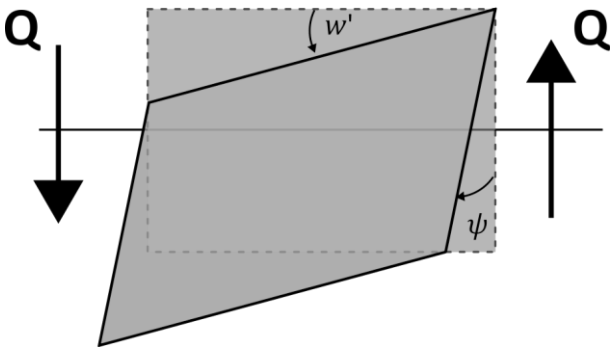


Abbildung 5.24: Schubdeformation eines Balkenelements

Mit der Definition $-\psi = w_B{}'$ und

$$w_S{}' = Q/\kappa GA \tag{5.30}$$

setzt sich die Neigung der Balkenachse $w' = w_S{}' + w_B{}'$ aus der Neigung der Achse infolge der Biegung $w_B{}'$ und der Neigung aus der Schubdeformation $w_S{}'$ zusammen. Daher gilt auch für die Verschiebung der Balkenachse: $w = w_B + w_S$ [86].

In Abbildung 5.25 ist ein Element aus zwei halben Tübbingringen mit der Gesamtlänge L dargestellt. Durch Integration von Gleichung (5.30) ergibt sich die Verschiebung der Balkenachse infolge Schub in Bezug auf das in der Abbildung dargestellte Koordinatensystem: $w_S(x) = Q/\kappa GA \cdot x + C$. Damit ergibt sich mit der Annahme $w(0) = 0$ die Integrationskonstante zu $C = 0$. Die Gesamtverschiebung u über die Länge des Elements L infolge der Querkraft Q lautet damit:

$$u = \frac{Q}{\kappa GA} \cdot L \tag{5.31}$$

Um anschließend vergleichend die Auswirkung der Lastplatten anhand eines Federmodells untersuchen zu können, kann die Schubdeformation der unsegmentierten Röhre über eine Ersatz-Schubfeder ausgedrückt werden (s. Abbildung 5.25). Die entsprechende Federsteifigkeit lautet:

$$K = \frac{Q}{u} = \frac{\kappa GA}{L} \tag{5.32}$$

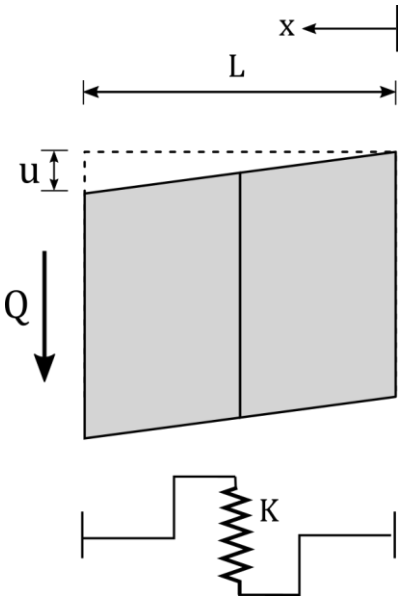


Abbildung 5.25: Schubverformung (oben) und Ersatzfeder zur Darstellung der Schubdeformation (unten)

5.4.1. Schubsteifigkeit mit Berücksichtigung der Lastplatten

Folgend wird die Größe einer äquivalenten, abgeminderten Schubsteifigkeit bei der Berücksichtigung elastischer Lastverteilungsplatten ermittelt. Die Schubsteifigkeit eines zusammengesetzten Systems aus Tübbingsegmenten und dazwischenliegenden Lastplatten wird analog zur Betrachtung der axialen Verformung des Systems zur Herleitung der Biegesteifigkeit (s. Abschnitt 5.1) wiederum an einem Ausschnitt der Tunnelröhre betrachtet und mittels eines Ersatzsystems aus seriellen Federn abgebildet (s. Abbildung 5.26). Dabei bezeichnet $(\kappa GA)_{B,min}/L$ die Federsteifigkeit der Feder, die die Betonabschnitte abbildet und $(\kappa GA)_P/l_P$ die Federsteifigkeit der Feder, die die Lastplatte darstellt.

Die zusammengesetzte Federsteifigkeit der Verbindung aus zwei halben Tübbingringen und der Lastplatten lautet:

$$K_{Ges} = \frac{1}{\frac{L}{(\kappa GA)_{B,min}} + \frac{l_P}{(\kappa GA)_P}} \tag{5.33}$$

Den Einfluss der Lastplatten auf die Schubverformung kann wiederrum in Form eines Abminderungsfaktors f_{GA}mit Bezug auf die Schubsteifigkeit der unsegmentierten Tunnelröhre ohne Lastplatten bestimmt werden. Die äquivalente Schubsteifigkeit des Querschnitts $(\kappa GA)_{eq}$ wird dann mit folgender Gleichung ermittelt:

$$(\kappa GA)_{eq} = f_{GA} \cdot (\kappa GA)_B \tag{5.34}$$

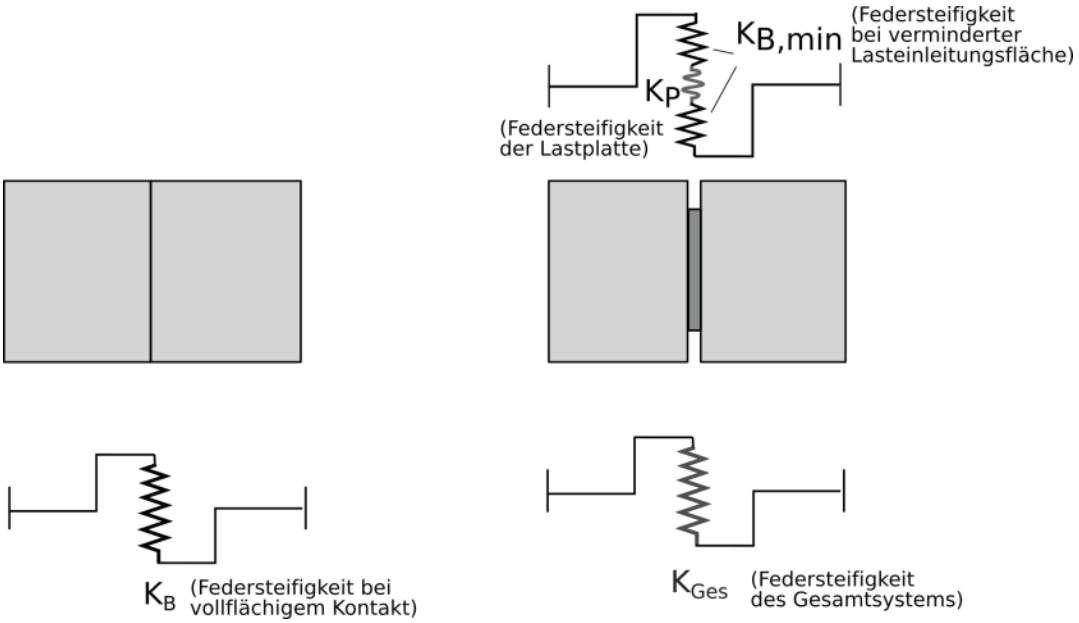


Abbildung 5.26: Ersatzsystem Schubverformung: Beton-auf-Beton-Kontakt (links), Ersatzsystem mit Lastplatte (rechts)

Die Abminderung der Federsteifigkeit der Betonsegmente aufgrund der verkleinerten Lasteinleitungsfläche wird hier nicht explizit hergeleitet, kann aber in dem betrachteten Bereich des Flächenverhältnisses von $A/A_P = 2$ bis 3 mit $(\kappa GA)_B/(\kappa GA)_{B,min} = 1/0.9$ angesetzt werden. Diese Abschätzung wurde mit Hilfe des in Abschnitt 5.1 erwähnten FE-Modells ermittelt. Der Abminderungsfaktor f_{GA} zur Ermittlung der äquivalenten Schubsteifigkeit lautet:

$$f_{GA} = \frac{K_{ges}}{K_B} = \frac{L}{\frac{(\kappa GA)_B \cdot L}{(\kappa GA)_{B,min}} + \frac{(\kappa GA)_B \cdot l_P}{(\kappa GA)_P}} = \frac{1}{\frac{(\kappa GA)_B}{(\kappa GA)_{B,min}} + \frac{(\kappa GA)_B \cdot l_P}{(\kappa GA)_P \cdot L}} \tag{5.35}$$

Folgend wird die Größe des Abminderungsfaktors für die Schubsteifigkeit anhand eines Beispiels mit exemplarischen Werten für die Steifigkeit und die Größe der Lastplatten ermittelt. Die dabei angesetzten Parameter wurden bereits im Abschnitt zum Einfluss der Lastplatten auf die Biegesteifigkeit definiert und können Tabelle 5.1 entnommen werden. Der Schubmodul der Lastplatten wird dabei unter Ansatz einer Querdehnungszahl von 0,25 aus dem Elastizitätsmodul berechnet. Abbildung 5.27 und Abbildung 5.28 zeigen den resultierenden Abminderungsfaktor in Bezug auf die Schubsteifigkeit der unsegmentierten Röhre in Abhängigkeit von der Größe der Lastplatten und in Abhängigkeit vom Schubmodul der Platten. Es zeigt sich, dass der Abminderungsfaktor für einen Schubmodul der Lastplatten von 80 MN/m^2, entsprechend einem E-Modul von 200 N/mm^2, bei etwa 0,6 bis 0,7 liegt und dass die Größe der Lastplatten im betrachteten Rahmen nur einen geringen Einfluss auf die Größe des Abminderungsfaktors hat. Die Steifigkeit der Lastplatten hingegen hat einen größeren Einfluss und kann bei einem zu geringen Schubmodul zu einer Verstärkung der Abminderung führen. Die Größe des Abminderungsfaktor wurde für den betrachteten Berechnungsausschnitt ebenfalls anhand eines FE-Modells verifiziert.

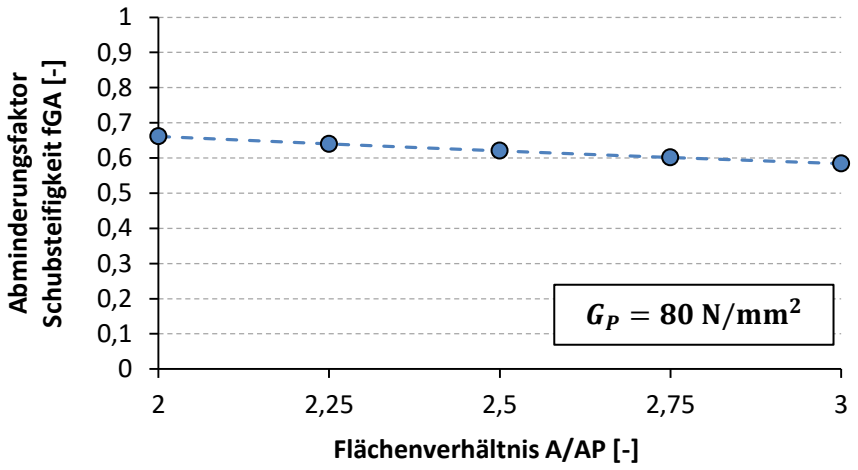


Abbildung 5.27: Abminderungsfaktor der Schubsteifigkeit in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis der Lastplatten

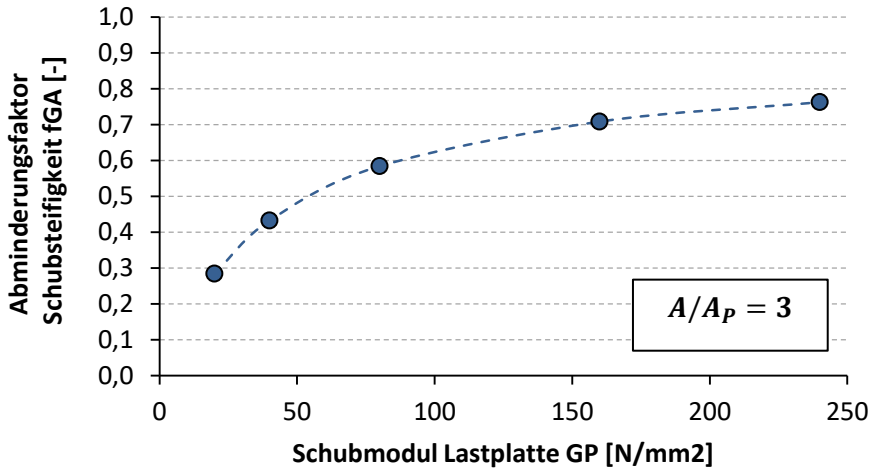


Abbildung 5.28: Abminderungsfaktor der Schubsteifigkeit in Abhängigkeit vom Schubmodul der Lastplatten

Zusammengefasst kann die Schubsteifigkeit der segmentierten Tunnelröhre mit Lastplatten im Balkenmodell damit analog zur Betrachtung der Biegesteifigkeit durch Ansatz einer reduzierten äquivalenten Schubsteifigkeit berücksichtigt werden. Die äquivalente Schubsteifigkeit liegt, je nach Eigenschaften und Größe der Lastplatten, bei etwa $0{,}5 \cdot \kappa GA$ bis $0{,}7 \cdot \kappa GA$. Weichere Lastplatten führen wie gezeigt zu einer stärkeren Abminderung.

Es ist zu beachten, dass bei dem gezeigten Ansatz ein dünnwandiger Kreisringquerschnitt betrachtet wird und dass angenommen wird, dass der Schubfluss jeweils in Umfangsrichtung verläuft. Van Empel et al. [68] deuten an, dass dies bei punktueller Kopplung der Ringe über Lastplatten nicht mehr gültig ist und geben für einen exemplarischen Tunnel an, dass in diesem Fall ein Abminderungsfaktor von 0,03 zu berücksichtigen ist. Für eine detaillierte Untersuchung dieses Sachverhalts wäre an dieser Stelle allerdings ein vergleichsweise aufwendiges FE-Modell mit Abbildung der Tübbinge mit Volumenelementen nötig. Hier wird darauf zunächst verzichtet und in der Untersuchung am Balkenmodell stattdessen zusätzlich eine stärker abgeminderte Schubsteifigkeit berücksichtigt.

5.4.2. Schubsteifigkeit bei Überschreitung der Reibungskopplung

Die auf Grundlage des Abminderungsfaktors ermittelte Schubsteifigkeit kann angesetzt werden, solange die Ringkette durch die Vortriebspressenkraft ausreichend zusammengedrückt wird. Dies ist der Fall, solange die Querkraft in einer Ringfuge geringer als die durch die Vortriebspressen hervorgerufene Reibungskraft ist. Sobald die zu übertragende Querkraft größer als die Reibungskraft wird, tritt in der Ringfuge zwischen den Ringen eine ungehinderte Schubverformung auf. Dadurch werden gegebenenfalls die konstruktiven Kopplungskonstruktionen und die Verschraubungen belastet. Die Frage ist, ob der Tunnel dabei weiterhin

eine gewisse Schubsteifigkeit aufweist oder ob diese eher zu vernachlässigen ist und wie groß die verbleibende Tragfähigkeit der Verbindung ist. Diese Frage stellt sich insbesondere in Bezug auf die Funktionalität der Dichtbänder, da ein zu großer Versatz zu einem Versagen der Dichtwirkung führen kann.

Die maximal durch Reibung übertragbare gesamte Querkraft in der Ringfuge Q_R kann in Abhängigkeit von der Normalkraft in der Röhre N und dem Reibungskoeffizienten μ bestimmt werden:

$$Q_R = \mu \cdot N \tag{5.36}$$

Der Reibungskoeffizient kann wie in Abschnitt 2.3 zusammengefasst auf $\mu = 0{,}5$ bis $1{,}0$ für einen Beton-auf-Beton-Kontakt und auf $\mu = 0{,}3$ bis $0{,}7$ für den Kontakt zwischen Beton und Hartholzplatten abgeschätzt werden [22, 48]. Für Packer aus Bitumen oder Kunststoffen ist der Reibungskoeffizient im Kontakt mit Beton mit $\mu = 0{,}1$ bis $0{,}4$ noch ein wenig geringer [47, 49]. Die Vorspannkraft der Verschraubung wirkt dabei prinzipiell wie eine zusätzliche Normalkraft in Tunnellängsrichtung. Da die Vorspannkraft allerdings zur Kompression der Dichtbänder dient, wird sie durch die Rückstellkraft der Dichtprofile ausgeglichen. Die Vorspannkraft der Schrauben wird hier daher vernachlässigt.

Es stellt sich die Frage, wie groß die Schubsteifigkeit ist, sobald die Reibung in der Ringfuge überschritten ist. Um das tatsächliche Tragverhalten der allein durch konstruktive Kopplungselemente und Verschraubung verbundenen Tübbingringe abzubilden, ist fraglos ein detailliertes Modell erforderlich. Dabei müsste die genaue geometrische Ausbildung der Kopplungskonstruktionen, die Größe des Schlupfes und die zusätzliche Verformung der Ringe in radialer Richtung berücksichtigt werden. Dazu wäre allerdings eine relativ aufwendige Betrachtung mit Hilfe einer FE-Modellierung erforderlich, in der die Kopplungskonstruktionen und die Verschraubungen oder Verdübelungen diskret abgebildet werden (siehe z.B. Wang et al. [80]). Da hier zunächst grob gezeigt werden soll, welchen Einfluss ein Verlust der Reibungskopplung auf die Schubsteifigkeit der Röhre hat, werden hier folgend lediglich simple Abschätzungen für die äquivalente Schubsteifigkeit sowie die Tragfähigkeit der Ringverbindung nach Überschreitung der Reibungskopplung angestellt.

Dazu wird angenommen, dass jedes Verbindungelement in Form einer einzelnen Schubfeder abgebildet werden kann (s. Abbildung 5.29). Folgend wird dazu die Federsteifigkeit der konstruktiven Kopplungskonstruktionen (Topf-Nocke-Konstruktion) als K_{Koppel} und die Steifigkeit von Verschraubungen als K_S bezeichnet. Die Einzelsteifigkeiten der Verbindungselemente werden jeweils anhand von Versuchsdaten abgeschätzt (Topf-Nocke-Konstruktionen) oder unter einfachen Annahmen berechnet (Verschraubungen bzw. Dübel). Es wird folgend angenommen, dass die Gesamtsteifigkeit der Ringverbindung bei Querbelastung K_{Fuge} durch eine

Summierung der Einzelsteifigkeiten der einzelnen Verbindungselemente abgeleitet werden kann.

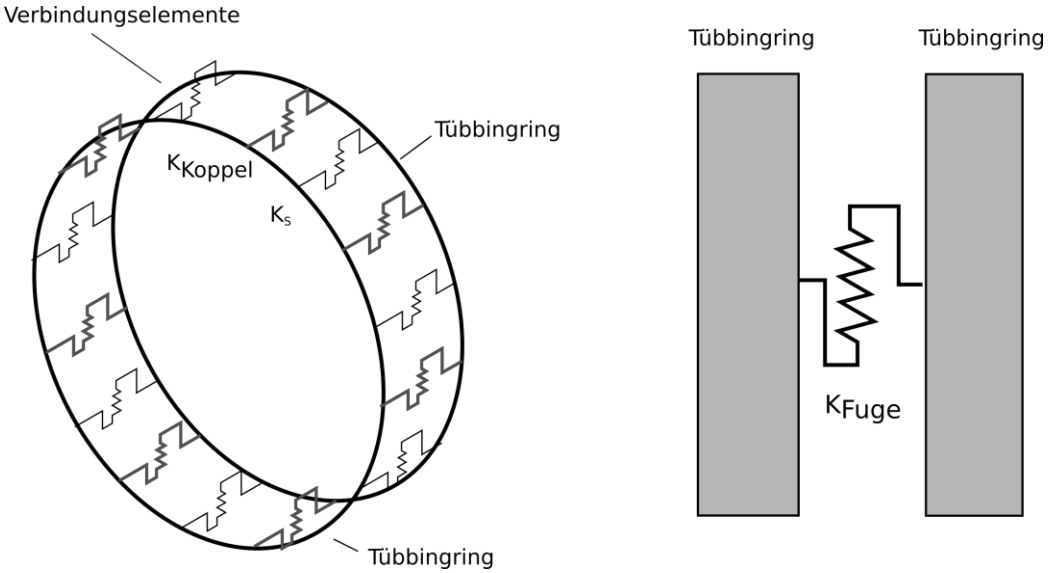


Abbildung 5.29: Vereinfachte Modellierung von Verbindungselementen in der Ringfuge

Die Gesamtfedersteifigkeit mit Berücksichtigung der Ringfuge kann wiederrum als Reihenschaltung der Federn ermittelt werden und auf die Federsteifigkeit des unsegmentierten Systems $K_B$bezogen werden, um die äquivalente Schubsteifigkeit mit Hilfe eines Abminderungsfaktors zu beschreiben:

$$f_{GA} = \frac{K_{ges}}{K_B} = \frac{1}{(\frac{K_B}{K_B} + \frac{K_B}{K_{Fuge}})} \tag{5.37}$$

Folgend wird die Größe der verbleibenden Schubsteifigkeit bei Überschreitung der Reibungskraft exemplarisch für einen Tunnel mit 10,0 m Durchmesser und 0,40 m dicken Tübbingen abgeschätzt. Die Tunnelringe sind in diesem Beispiel in der Ringfuge je Tübbingsegment mit zwei Topf-Nocke-Konstruktionen und zwei Schrauben M36 der Festigkeitsklasse 5.6 ausgestattet. Unter der Annahme, dass eine Ringteilung mit sechs Segmenten benutzt wird, sind damit zwölf Kopplungskonstruktionen und zwölf Schrauben zu berücksichtigen.

Die Steifigkeit der Schraubenverbindung kann durch Abschätzung der Steifigkeiten der einzelnen Schrauben bei relativem Versatz der Ringe betrachtet werden. Dazu wird eine Schubverformung der Schrauben über die gesamte Länge der Schrauben angenommen (vgl. Liang et al. [18], Wu et al. [79]).

Die Schubsteifigkeit k_S einer Schraube lautet mit dem Schubkorrekturfaktor κ (ca. 0,9 für Kreisquerschnitt), dem Schubmodul G_S und der Fläche A_S sowie Länge l_S einer Schraube:

$$k_S = \frac{\kappa_S G_S A_S}{l_S} \tag{5.38}$$

Die Federsteifigkeit einer einzelnen Schraube (M35, 40 cm Länge, $\mathrm{G_S} = 80.000\ \mathrm{MN/m^2}$) ergibt sich in diesem Beispiel zu ca. $170\ \mathrm{MN/m}$.

Die Steifigkeit der Kopplungskonstruktionen kann anhand von Versuchsdaten zur Tragfähigkeit aus entsprechenden Last-Verformungsdiagrammen [5, 22, 51] abgeleitet werden. Auf Grundlage der in Abschnitt 2.3 dargestellten exemplarischen trilinearen Federkennlinie von Putke [51] kann beispielsweise aus der Verformung und der Kraftdifferenz im dritten Ast der angenäherten Federkennlinie eine Ersatzfedersteifigkeit von ca. $K_{Koppel} = 125\ \mathrm{MN/m}$ ermittelt werden. Fischer et al. [22] geben einen exemplarischen Wert zur Federsteifigkeit einer Topf-Nocke-Konstruktion von $K_{Koppel} = 75\ \mathrm{MN/m}$ an. Im Folgenden wird beispielhaft $K_{Koppel} = 100\ \mathrm{MN/m}$ angenommen. Dabei ist fraglich, ob die unterschiedlich orientierten Kopplungskonstruktionen bei Verschiebung eines Rings alle gleichmäßig und gleichzeitig in vollem Umfang belastet werden. Hier wird dennoch vereinfachend angenommen, dass alle Kopplungskonstruktionen in gleichem Maße belastet werden, so dass durch Summierung der einzelnen Federsteifigkeiten eine Gesamtfedersteifigkeit abgeleitet werden kann.

Insgesamt ergibt sich hier durch Summierung der Einzelsteifigkeiten der Kopplungskonstruktionen und der Schrauben eine Gesamtfedersteifigkeit der Verbindungselemente von ca. $K_{Fuge} = 3.000\ \mathrm{MN/m}$. Mit Gleichung (5.37) ergibt sich in Bezug auf die Federsteifigkeit der unsegmentierten Röhre bei bestehender Reibungskopplung von $K_B = 60.000\ \mathrm{MN/m}$ ein Abminderungsfaktor von ungefähr $f_{GA} = 0{,}05$. Die einfache Abschätzung zeigt für dieses Beispiel, dass die verbleibende Schubsteifigkeit nach Überschreitung der Reibungskopplung erwartungsgemäß deutlich geringer als die Steifigkeit der Tübbingringe ist. Dabei ist allerdings zu beachten, dass hier der Schlupf der Topf-Nocke-Konstruktionen und der Schlupf zwischen Schrauben und Schraubenkanal vernachlässigt wird. Unter Umständen kann es zunächst zu einem deutlich größeren Abfall der Schubsteifigkeit kommen, bis der Schlupfbereich ausgenutzt ist.

Des Weiteren stellt sich die Frage, wie groß die Tragfähigkeit der Ringverbindung ist, falls die Querkraft in der Röhre größer als die Reibungskraft in der Ringfuge wird. Dazu wird hier eine grobe Abschätzung der maximalen Tragfähigkeit von Kopplungskonstruktionen F_K und Verschraubung F_S aufgeführt. Dabei kann angenommen werden, dass es spätestens dann zu Schäden an den Kopplungskonstruktionen und der Verschraubung kommt, sobald die Querkraft in Tunnellängsrichtung an einer Stelle größer als die Reibungskraft zuzüglich der Trag-

fähigkeit der Ringverbindungen ist: $Q > N \cdot \mu + F_S + F_K$. Die Bruchlast einer einzelnen Topf-Nocke-Konstruktion in typischen Abmessungen kann hier nur sehr grob anhand von Versuchsdaten abgeschätzt werden und ist natürlich stark von der Geometrie und der Bewehrung der Kopplungskonstruktion abhängig. Versuchsdaten von Putke [51] zeigen für die (schwächere) Topfkonstruktion eine Bruchlast von ca. 300 kN. De Waal [8] gibt für eine Konstruktion anhand eines Versuchs eine maximale Last von 200 kN an. Gijsbers und Hordijk [48] zeigen für eine kleine kreisförmige Kopplungskonstruktion eine Bruchlast von 140 kN an. Die in den Empfehlungen der DAUB [50] gezeigte exemplarische Federkennlinie zeigt eine maximale Last von 600 kN. Zu beachten ist, dass sich diese Versuchsdaten jeweils auf in radiale Richtung belasteten Kopplungskonstruktionen beziehen. Gegebenenfalls liegt die Tragfähigkeit der unterschiedlich orientierten Konstruktionen unter diesem Wert. Für zwölf Kopplungspunkte würde sich beispielhaft für eine mittlere Bruchlast einer Kopplungskonstruktion von 300 kN damit eine maximal übertragbare Querkraft von $F_K = 3{,}6$ MN ergeben. Die Tragfähigkeit der Verschraubung bei Schubbeanspruchung kann nach EC 3 in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit des verwendeten Stahls f_{ub} und der Querschnittsfläche der Schrauben A_S bestimmt werden: $F_S = \alpha \cdot f_{ub} \cdot A_S/\gamma_M$. Für das hier aufgeführte Beispiel ergibt sich mit Ansatz einer Zugfestigkeit von $f_{ub} = 500\ \mathrm{N/mm^2}$ und mit $\gamma_M = 1{,}25$ eine Gesamttragfähigkeit aller Schrauben von ca. F_S =12 · 0,20=2,4 MN. Diese Abschätzung gilt für Schrauben aus Stahl, spezielle Einschraubdübel oder Bicone-Dübel können möglicherweise etwas größere Tragfähigkeit von 0,25 bis 0,35 MN aufweisen [55]. Zusammenfassend ist davon auszugehen, dass die Resttragfähigkeit nach Überschreiten der Reibungskopplung relativ gering ist. Dies ist folgend im Rahmen der Berechnungsbeispiele im Vergleich mit der in Tunnellängsrichtung auftretenden Querkraft aber genauer zu bewerten. Damit könnte außerdem die erforderliche Tragfähigkeit einer zusätzlichen Ringverbindung wie z.B. Schubdübeln abgeschätzt werden.

Statt dem Ansatz einer äquivalenten Schubsteifigkeit kann im Balkenmodell prinzipiell auch eine detaillierte Abbildung der Schubverformung in der Ringfuge erfolgen, indem die Verschiebungsreaktion durch eine Feder abgebildet wird. In Abbildung 5.30 ist dazu exemplarisch ein Vorschlag für eine Kraft-Verformungs-Beziehung in der Ringfuge für das hier beschriebene Beispiel dargestellt. Die einzelnen Abschnitte werden hier anhand der im Vorhinein aufgeführten Abschätzungen bestimmt werden. Der erste Ast beschreibt die Verformung in der Ringfuge bei bestehender Ringkopplung. Die Kraft-Verformungs-Beziehung kann in diesem Bereich in Abhängigkeit von den Lastplatten mit der Federsteifigkeit K_P beschrieben werden (s. Abschnitt 5.4.1). Die Grenze, ab der die Reibungskopplung überschritten wird, kann mit Gleichung (5.36) in Abhängigkeit von der Normalkraft in der Tunnellängsrichtung und dem Reibungskoeffizienten der Kontaktflächen bestimmt werden. Die Länge des Schlupfbereichs ist stark von der Dimensionierung der Topf-Nocke-Konstruktionen und dem

Ringbau abhängig [20] und kann daher nur grob geschätzt werden. Die Steigung des dritten Astes und die maximal übertragbare Kraft werden anhand der Steifigkeit der Kopplungskonstruktion und der Verschraubung K_{Fuge} sowie deren maximale Tragfähigkeit F_{max} angesetzt. In diesem Fall ist beispielhaft eine Federkennlinie für eine Normalkraft von $N = 15$ MN und einem Reibungskoeffizienten von $\mu = 0{,}3$ dargestellt. Des Weiteren ist ein Schlupf von 6 mm, eine summierte Steifigkeit der Kopplungskonstruktionen und Verschraubung von $K_{Fuge} = 3000$ MN/m und eine Tragfähigkeit derselben von etwa $F_{max} = 6{,}0\ MN$ angesetzt.

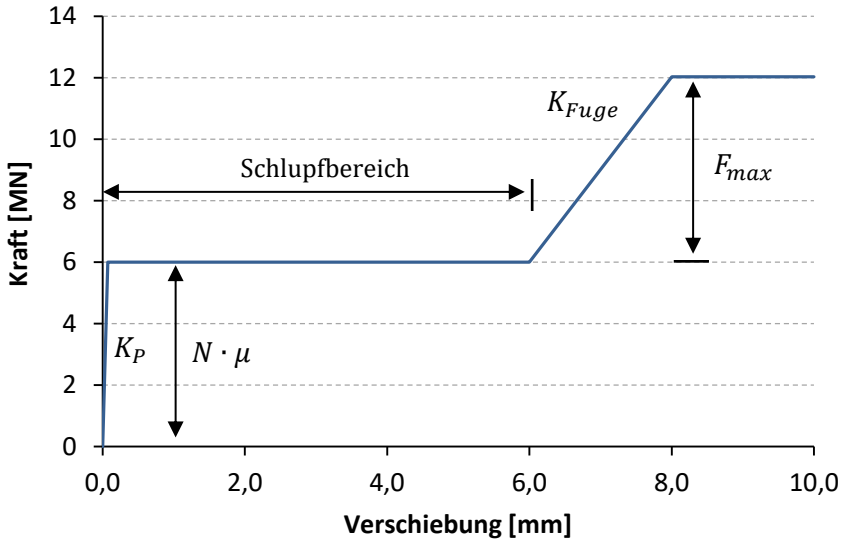


Abbildung 5.30: Exemplarische Federkennlinie der Schubverformung in der Ringfuge

Die hier gezeigte Abschätzung kann selbstverständlich nur grob das tatsächliche Verhalten des Tunnelausbaus bei einer Schubverformung in der Ringfuge beschreiben. Die Größe der Schubsteifigkeit und das Verhalten der Ringverbindungen bei einem relativen Versatz der Ringe müssten daher detaillierter betrachtet werden. In dieser Arbeit wird folgend im Rahmen von Kapitel 6 auf Grundlage des hier gezeigten Ansatzes zunächst der Einfluss der Schubsteifigkeit sowie die Betrachtung der diskreten Schubverformung in der Ringfuge im Balkenmodell untersucht.

6. Berechnungsbeispiele

Zum Schluss der Arbeit wird das beschriebene Balkenmodell sowie die Ansätze zur Auftriebskraft und Steifigkeit der Tunnelröhre in einem Berechnungsbeispiel angewendet, um die Verwendung der Berechnungsmethoden anschaulich darzustellen und um die Auswirkung der in den vorangegangenen Kapiteln betrachteten Aspekte auf die Berechnungsergebnisse zu untersuchen. Dadurch soll außerdem überprüft werden, inwieweit die Ansätze vollständig sind und welche Aspekte unter Umständen nicht abgebildet werden können. Des Weiteren soll im Rahmen der Berechnungsbeispiele, soweit möglich, die in der Zielstellung aufgeworfene Fragen beantwortet werden, in welchen Fällen es zu einer Beschädigung der Tunnelröhre kommen könnte.

Die Berechnungsbeispiele stützen sich dabei grundlegend auf Beispiele aus der Baupraxis. Damit sollen die Untersuchungsfragen möglichst unter praxisrelevanten Gesichtspunkten beantwortet werden können. Im Idealfall würde hierzu ein Tunnelbauprojekt zur Verfügung stehen, bei dem zu allen in dieser Arbeit aufgegriffenen Aspekten entsprechende Informationen vorliegen und eine Überprüfung der Berechnungsergebnisse anhand von passenden Messwerten möglich wäre. Da ein solches Beispiel zweifellos nicht vorhanden ist, werden die hier dargestellten Beispiele jeweils ausgewählt, um zunächst für das grundlegende Balkenmodell sowie für die Modellrechnung zur Auftriebskraft eine Anwendung der Ansätze im Vergleich mit Messwerten zu zeigen. Aufbauend auf diese Beispiele wird zuletzt der Einfluss von einzelnen Parametern in Form einer Parametervariation beleuchtet. Damit sollen die Auswirkungen der Teilgebiete auf das Gesamtmodell gezeigt werden.

Als erstes wird ein Berechnungsbeispiel auf Grundlage einer Studie zum Groene Hart Tunnel in den Niederlanden von Talmon und Bezuijen [73] gezeigt, um die Ergebnisse der Berechnung eines Tübbingtunnels als elastisch gebetteter Balken zunächst allgemein darzustellen und wichtige Gesichtspunkte zu beschreiben. Das genannte Beispiel wird hier aufgegriffen, da für diesen Tunnel von Talmon und Bezuijen die Belastungssituation in der Bauphase im Kontext des eindimensionalen Balkenmodells bereits beschrieben wurde und weil anhand eines gemessenen Biegemomentenverlaufs bereits ein Ansatz zur Verifikation der Berechnungsmethode vorliegt (s. Abbildung 3.12). In der Arbeit von Talmon und Bezuijen wird eine Berechnung der Tunnelröhre mit Berücksichtigung des schrittweisen Bauprozesses auf Grundlage eines analytischen Ansatzes gezeigt. Die Berechnung in der vorliegenden Arbeit erfolgt mit Hilfe des in Abschnitt 3.4 erklärten numerischen Modells. Zweitens wird in Bezug auf eine am Sophia-Tunnel (Niederlande) im Ringspalt durchgeführte Druckmessung von Bezuijen et al. [35] eine Modellrechnung zur zeitlichen Entwicklung der Auftriebskraft auf den Tunnelquerschnitt durchgeführt. Dabei wird überprüft, ob die Modellrechnung alle maßgebenden Gesichtspunkte beachtet und inwiefern die Messwerte abgebildet werden können.

Auf dieser Grundlage wird zuletzt anhand einer Parametervariation untersucht, welche Aspekte die Druckentwicklung und die Größe der Auftriebskraft maßgebend beeinflussen. Zudem wird danach anhand des Balkenmodells ermittelt, wie sich die Röhre beispielsweise bei stärkerer Auftriebsbelastung verhält und in welchen Fällen es zu einer kritischen Verformung der Röhre kommen kann. Dabei wird auch auf die nichtlineare Biegesteifigkeit in den Ringfugen und die Abhängigkeit der Biegesteifigkeit von der Normalkraft in Tunnellängsrichtung eingegangen.

6.1. Balkenmodell am Beispiel Groene Hart Tunnel

Der Groene Hart Tunnel ist ein 8,7 km langer Eisenbahntunnel und Teil der Hochgeschwindigkeitsstrecke Schiphol-Antwerpen. Der in zwei einzelne Abschnitte unterteilte Tunnelquerschnitt hat einen Außendurchmesser von 14,5 m und wurde mit 0,6 m dicken Tübbingsegmenten erstellt [71]. Im Rahmen einer Untersuchung des niederländischen COB (Center for Underground Construction) wurden im Jahr 2003 zwei Tübbingringe mit Dehnungsmessern ausgestattet. Aus der Dehnungsmessung wurde von Hoefsloot [71] das Biegemoment und die Normalkraft im Tunnel in Längsrichtung abgeleitet. Talmon und Bezuijen [73] zeigen eine Nachrechnung des Biegemomentenverlaufs auf Grundlage eines analytischen Balkenmodells mit elastischer Bettung.

6.1.1. Eingangsparameter

Die hier angesetzten Parameter zur Berechnung des Tunnels mit Hilfe eines elastisch gebetteten Balkenmodells werden zunächst unverändert von Talmon und Bezuijen [73] übernommen. Abbildung 6.1 zeigt zunächst das zu berechnende System, Tabelle 6.1 führt die entsprechenden Parameter der Berechnung wie die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre, den Bettungsmodul und die Belastung der Röhre in Tunnellängsrichtung entsprechend den Ansätzen von Talmon und Bezuijen auf.

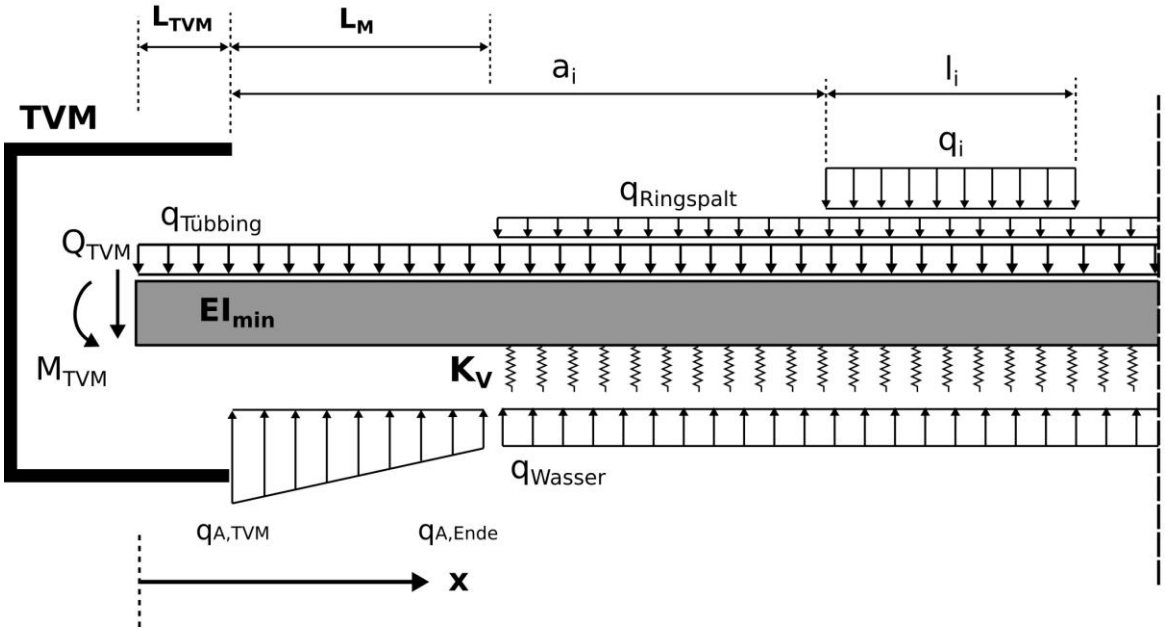


Abbildung 6.1: Berechnungsbeispiel nach Talmon und Bezuijen - Belastung [73]

Tabelle 6.1: Eingangsparameter Balkenberechnung GHT

Allgemein:			
Tunnel-Durchmesser:	$D = 14{,}5$ m		
Länge Tübbingring:	$L = 2{,}0$ m		
Biegesteifigkeit:	$EI_{min} = 3{,}2 \cdot 10^9$ kN/m²		
Bettungsmodul	$K_V = 73.000$ kN/m²		
Länge Tübbinge in TVM	$L_{TMV} = 4{,}0$ m		
Belastung:			
Biegemoment Pressen	$M_{TVM} = 65{,}0$ MN		
Querkraft Pressen:	$Q_{TVM} = 1{,}5$ MN		
Eigengewicht Tübbinge:	$q_{Tübbinge} = 630$ kN/m		
Auftrieb Mörtel:	$dp/dz_{TVM} = 12{,}0\ kN/m^2/m$, $L_M = 8{,}0$ m		
Auftrieb Wasser:	$q_{Wasser} = 1701$ kN/m		
Eigengewicht Mörtel:	$q_{Mörtel} = 163$ kN/m		
		Abstand a_i	Länge l_i
Nachläufer Vorne:	$q_{Nachläufer,A} = 437$ kN/m	2,0 m	24,0 m
Sohlausbau:	$q_{Sohle} = 70$ kN/m	30,0 m	∞
Sohlverfüllung:	$q_{Verfüllung} = 300$ kN/m	52,0 m	∞
Nachläufer Hinten:	$q_{Nachläufer,B} = 187$ kN/m	82,0 m	26,0 m

Der Bettungsmodul der Linienfeder wurde von den Autoren der Studie anhand der in Abschnitt 3.3 aufgeführten analytischen Betrachtung auf $K_V = 73.000\ \mathrm{kN/m^2}$ abgeschätzt. Dies entspricht den Untersuchungen zum Bettungsmodul zufolge (s. Abschnitt 3.3) einem Steifemodul des Bodens auf Höhe der Tunnelröhre von $E_S = 50$ MPa. Die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre wurde mit $EI = 3{,}2 \cdot 10^9$ kNm^2 angesetzt. Diese Parameter stellen laut Talmon und Bezuijen einen Ansatz dar, mit dem für die angegebenen Lastansätze der gemessene Biegemomentenverlauf angemessen abgebildet werden kann. Die angesetzte Biegesteifigkeit entspricht nur in etwa einem Achtel der theoretischen Biegesteifigkeit der Tunnelröhre von $EI = 2.4 \cdot 10^{10}\ \mathrm{kNm^2}$. Dabei wird ein Teil der Abminderung von Talmon und Bezuijen auf die Spannungskonzentration in den verkleinerten Lasteinleitungsflächen in den Ringfugen zurückgeführt und pauschal mit einem Faktor von 0,65 berücksichtigt. Die zusätzliche Abminderung um ein Fünftel wird allerdings nur angesetzt, um den gemessenen Biegemomentenverlauf nachzubilden, und es wird nicht weiter erläutert, woher diese zusätzliche Abminderung stammen kann. Diese große Abminderung kann in Bezug auf die in Kapitel 5 aufgeführten Ansätze entweder durch eine zusätzliche Steifigkeitsminderung infolge eines ungenauen Ringbaus mit unebenem Ringspiegel oder durch ein lokales Aufklaffen der Ringfuge erklärt werden. Im weiteren Verlauf dieses Kapitels wird gezeigt, welchen Einfluss die Größe der Biegesteifigkeit der Röhre in Längsrichtung allgemein auf die Schnittgrößen und Verformungen hat.

Zur Ableitung des Belastungsbildes werden in der zitierten Arbeit zwei innerhalb der TVM liegende Ringe mit einer Gesamtlänge von 2,0 m berücksichtigt, die nur durch das Eigengewicht der Ringe selbst belastet werden. Hinter der TVM wirkt die Auftriebsbelastung im Mörtel auf den Tunnelquerschnitt. Für die Auftriebsbelastung im Mörtelbereich wird hier eine lineare Abnahme der Auftriebskraft auf die Größe der Auftriebskraft im Wasser über eine Distanz von $L_M = 8{,}0$ m hinter der TVM angesetzt. Dieser Bereich wird gleichzeitig als ungebettet betrachtet. Die Auftriebskraft hinter der TVM wird in der genannten Studie anhand eines linearen Druckgradienten von $dp/dz_{TVM} = 12{,}0\ \mathrm{kN/m^2/m}$ berechnet und beträgt direkt hinter der TVM $q_{A,TVM} = 1980\ \mathrm{kN/m}$. Anschließend an die Mörtelzone wird der Tunnel, wie auch in Abschnitt 4.3 beschrieben, durch die Auftriebslast aus Grundwasser und durch das Eigengewicht des Mörtels belastet. Des Weiteren wird die Belastung der Röhre durch die beiden Aufstandspunkte des Nachläufers sowie durch eine nachträglich eingebaute Sohle und Sohlverfüllung berücksichtigt [73]. Die Größe sowie die Abmessungen dieser Lasten sind Tabelle 6.1 zu entnehmen. An der TVM wird zum einen ein Biegemoment von $M_{TVM} = 65{,}0$ MNm sowie eine abwärts gerichtete Einzellast in Höhe von $Q_{TVM} = 1{,}5$ MN angesetzt. Das angesetzte Biegemoment wurde von Talmon und Bezuijen aus dokumentierten Pressenkräften abgeleitet. Die abwärts gerichtete Querkraft wurde angesetzt, da in der zitier-

ten Studie nur so eine Übereinstimmung des berechneten Biegemomentenverlaufs mit dem aus Messungen abgeleiteten Momentenverlauf erreicht werden konnte. Die Größe der Querkraft und die Abhängigkeit von der Lagerung an der TVM wird in einem folgenden Abschnitt daher tiefergehend diskutiert.

6.1.2. Ergebnisse und Diskussion

Abbildung 6.2 sowie Abbildung 6.3 zeigen den berechneten Biegemomenten- und Querkraftverlauf in Tunnellängsrichtung sowie die Verschiebung bzw. die Biegelinie, die auf Grundlage der Parameter nach Talmon und Bezuijen (s. Abbildung 6.1 und Tabelle 6.2) berechnet wurden. Zu beachten ist, dass in der Darstellung der Punkt $x = 0$ den Anfang der Tunnelröhre abbildet, wobei sich jeweils zwei Ringe mit einer Länge von insgesamt 4,0 m noch in der TVM befinden. Der grau markierte Bereich zeigt hier die Länge der ungebetteten Zone.

Die Berechnung erfolgte in diesem Fall mit Hilfe des numerischen Modells. Da die Ergebnisse der Berechnung mit dem eigenen numerischen Modell keine Unterschiede zu den von Talmon und Bezuijen gezeigten Schnittgrößenverläufen aufweisen, wird hier kein Vergleich der Ansätze gezeigt. Das Biegemoment liegt im Bereich des Mörtels bei etwa -80 MNm. Ein negatives Moment führt gemäß der definierten Vorzeichenregelung zu Zug an der Oberseite des Tunnels. Im gebetteten Bereich zeigt sich im Biegemomentenverlauf ein Maximum von ca. 100 MNm und das konstante, verbleibende Biegemoment liegt bei ca. 75 MNm. Der berechnete Querkraftverlauf zeigt hinter der TVM ein Maximum von etwa 4 MN, im Bereich der elastischen Bettung liegt die Querkraft betragsmäßig maximal bei -4,2 MN. Das negative Maximum liegt dabei nicht im ungebetteten Bereich (0 bis 12 m), sondern im elastisch gebetteten Bereich bei etwa x = 21 m. Die Variationen und einzelnen Spitzen im weiteren Verlauf der Querkraft ergeben sich durch die wechselnde Belastung durch die Nachläuferlast und die Ausbaulasten.

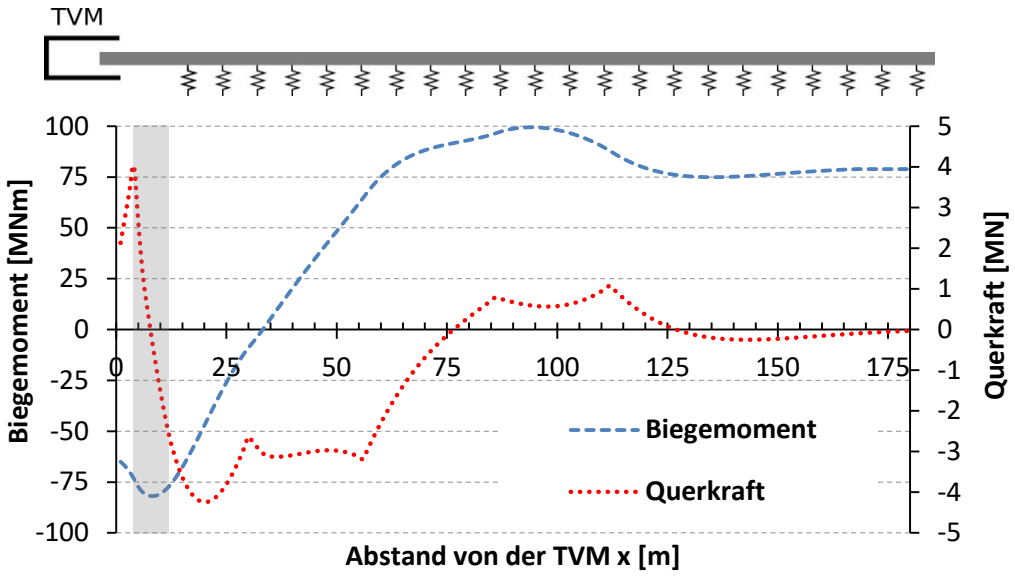


Abbildung 6.2: Beispielberechnung nach Talmon und Bezuijen [73] - Biegemoment und Querkraft

Die berechnete Verschiebung (s. Abbildung 6.3) zeigt, dass der Tunnel sich in Bezug auf die TVM um maximal 26 mm hebt und dass auch die bleibende Hebung in dieser Größenordnung liegt. Die maximale Hebung entwickelt sich hinter der TVM über eine Distanz von etwa 40,0 m. Jeder Tunnelring hebt sich dabei im Bereich der Mörtelzone um etwa 15 mm bevor er im Boden gebettet ist.

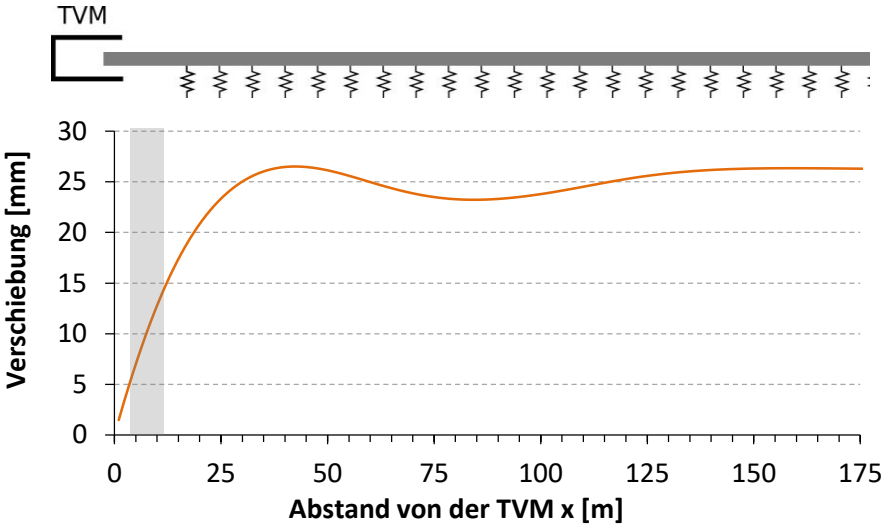


Abbildung 6.3: Beispielberechnung nach Talmon und Bezuijen [73] – Verschiebung

Talmon und Bezuijen gehen in ihrer Berechnung von einem durch die Vortriebspressen aufgebrachtes, konstantes Biegemoment von 65 MNm aus. Abbildung 6.4 zeigt dazu das direkt aus den Vortriebspressenkräften abgeleitete Biegemoment in Abhängigkeit von der Zeit bzw.

hier in Abhängigkeit von der Distanz, da die Daten in Bezug zu den restlichen Messdaten gestellt wurden [73]. Erkennbar ist, dass ein Wert von 65 MNm einen adäquaten Mittelwert darstellt, dass es aber auch vereinzelt zu einer wiederholten Abnahme des Biegemoments kommt. Die sich periodisch wiederholende Abnahme lässt darauf schließen, dass diese Abnahme wahrscheinlich in den Ringbauphasen auftritt. Des Weiteren kommt es vereinzelt zu einem deutlich größeren Biegemoment infolge der Vortriebspressenkräfte von bis zu etwa 80 MN.

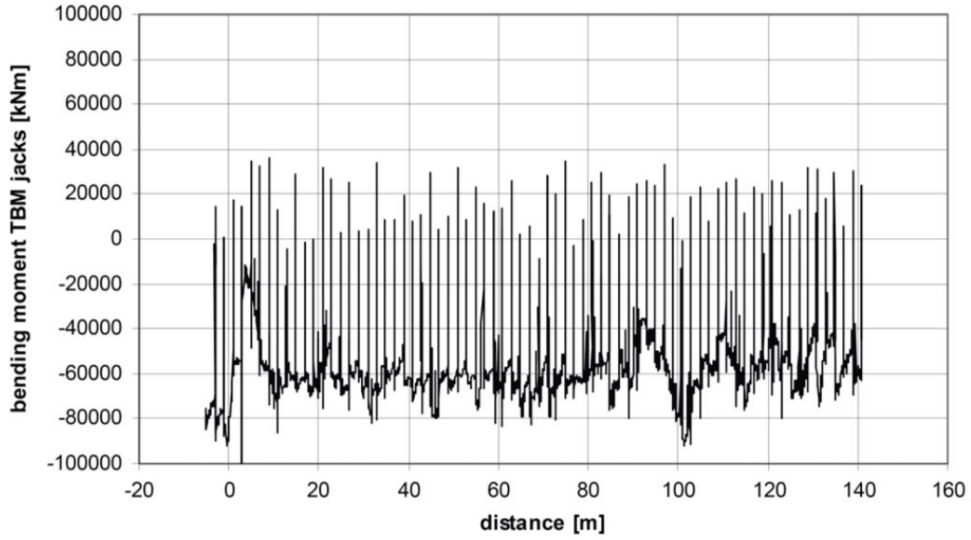


Abbildung 6.4: Durch die Vortriebspressen aufgebrachtes Biegemoment [73]

Anhand der analytischen Formeln zum Balkenmodell (siehe z.B. Gleichung (3.16)) kann gezeigt werden, dass sich die Größe des Biegemoments aus den Pressen direkt auf die Größe des Biegemoments über die gesamte Länge des Balkens auswirkt. Dies soll hier ergänzend für das Berechnungsbeispiel gezeigt werden. Zu beachten ist, dass im Modell jeweils nur ein konstantes Biegemoment aufgebracht werden kann, eine zeitliche Variation kann nicht vorgenommen werden. Abbildung 6.5 zeigt die Berechnung mit dem Balkenmodell unter Variation des Biegemoments an den Vortriebspressen mit $M_{TVM} = 80$ MNm, mit $M_{TVM} = 65$ MNm und mit $M_{TVM} = 0$ MNm. Es zeigt sich wie angenommen, dass sich der gesamte Momentenverlauf entsprechend der Änderung des Biegemoments an den Vortriebspressen verschiebt. Auch bei einer kurzzeitigen Änderung des Biegemoments aus den Vortriebspressen im Verlauf der Bauphase kann angenommen werden, dass sich diese Änderung direkt in dem Biegemomentenverlauf zeigt. Es ist zudem festzuhalten, dass sich die Querkraft im Balken bei Variation des Biegemoments an der TVM nicht verändert.

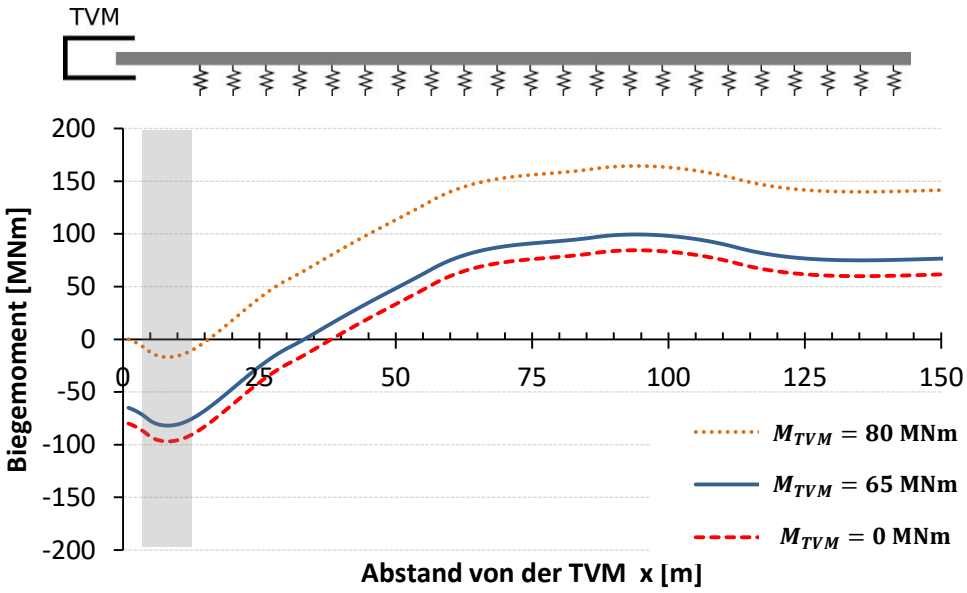


Abbildung 6.5: Berechnetes Biegemoment bei Variation des Biegemoments aus den Vortriebspressen

In der Diskussion der Ergebnisse erwähnen Talmon und Bezuijen, dass zur Bewertung der Querkraft in Bezug auf die Reibungskraft in den Ringfugen eine Normalkraft in Tunnellängsrichtung von 50 MN angenommen wird. Die Größe der resultierenden maximalen Querkraft in der Berechnung von etwa 4,0 MN wird von Talmon und Bezuijen demnach als unkritisch bewertet, da sie mit einem Reibungskoeffizienten in der Ringfuge von 0,4 von einer Reibungskraft von 20 MN ausgehen.

Abbildung 6.6 zeigt dazu für einen der mit Messtechnik ausgestatteten Ringe am GHT die aus den Dehnungsmessungen abgeleitete Normalkraft in der Tunnelröhre [71]. Es ist erkennbar, dass die Normalkraft direkt hinter der TVM bei etwa 50 MN und mit zunehmendem Abstand zur TVM im Mittel bei etwa 40 MN liegt. Zum einen ist es also gerechtfertigt, eine über die Länge des Balkens konstante Normalkraft in der Tunnelröhre anzunehmen. Darüber hinaus ist allerdings auch erkennbar, dass die Normalkraft wiederholt sprunghaft abfällt. Die sich periodisch wiederholende Abnahme lässt darauf schließen, dass diese Abnahme in den Ringbauphasen auftritt. Dies ist denkbar, weil einzelne Vortriebspressen zurückgezogen werden oder weil die Pressenkraft insgesamt geringer ist, während die Maschine nicht vorgeschoben wird. Besonders im Bereich nah hinter der TVM zeigt sich in der Messung ein Abfall der Normalkraft um bis zu 50% auf etwa 20 MN. Es ist daher in Bezug auf die auftretende Reibungskopplung und in Bezug auf die Größe der Biegesteifigkeit zu beachten, dass eine kurzzeitige Abnahme der Normalkraft auftreten kann. Darauf wird in der in Abschnitt 6.3 folgenden Parametervariation eingegangen.

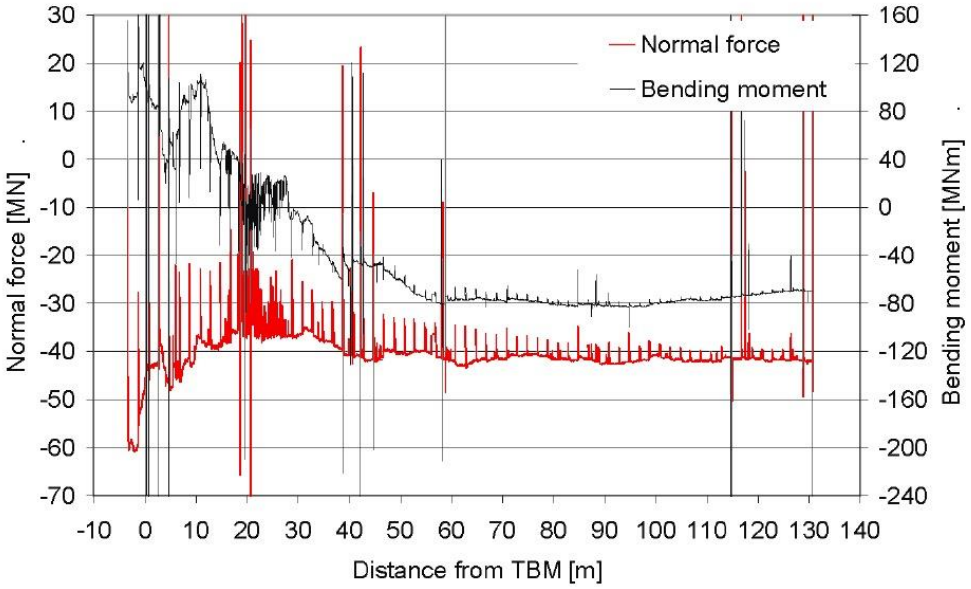


***Abbildung 6.6**: Aus Dehnungsmessungen abgeleitete Normalkraft am GHT [71]*

In Bezug auf die Auftriebskraft im flüssigen Mörtel beziehen sich die Autoren auf eine gleichzeitig abgelaufene Druckmessung im Ringspalt aus dem der lineare Druckunterschied über die Höhe des Tunnels abgeleitet worden ist. Daraus wird eine entsprechende Auftriebskraft abgeleitet, die bei der Berechnung angesetzt wird. Der angesetzte Wert des linearen Druckgradienten über die Höhe des Tunnelquerschnitts von $dp/dz = 12{,}0\ \mathrm{kN/m^2/m}$ stellt dabei allerdings einen vergleichsweise niedrigen Wert dar, da dieser nur geringfügig über der entpsrechenden Auftriebskraft in Wasser mit $dp/dz = 10{,}0\ \mathrm{kN/m^2/m}$ liegt. In der Arbeit von Talmon und Bezuijen wird zwar eine Variation der Größe Auftriebskraft betrachtet, der Einfluss wird allerdings nur in Bezug auf die Größe des verbleibenden Biegemoments dargestellt. Im Folgenden wird in Abschnitt 6.3.2 daher untersucht, welchen Einfluss eine größere Auftriebskraft und ein längerer ungebetteter Bereich auf die Querkräfte in der Tunnelröhre hat und ob es dabei zu einer kritischen Überschreitung der Reibungskraft in den Ringfugen kommen könnte. Dabei wird auf das in Kapitel 4 vorgestellte Modell zur Abschätzung der Auftriebskraft zurückgegriffen. Zusätzlich wird der Aspekt einer geringeren Vortriebspressenkraft im Tunnel in Bezug auf Biegesteifigkeit und Schubverformung in den Abschnitten 6.3.3 und 6.3.4 untersucht. Vorher wird aufbauend auf das Berechnungsbeispiels auf die Lagerung der Röhre an der TVM eingegangen.

6.1.3. Lagerung der Tunnelröhre an der TVM

In Abschnitt 3.2.4 wurde diskutiert, ob das Auftreten des verbleibenden Längsbiegemoments unter anderem damit zusammenhängt, dass die Röhre sich innerhalb der TVM anheben kann und der jeweils neue Ring mit Versatz eingebaut werden muss. Daher stellen Talmon und

Bezuijen auch fest, dass zur korrekten Abbildung des gemessenen Biegemoments eine geringfügige, abwärts gerichtete Belastung der Röhre an der TVM durch die Einzellast Q_{TVM} vorhanden sein muss. Das Längsbiegemoment ist demnach von der Größe der am Ende des Balkens aufgebrachten Querkraft abhängig. Kasper [10] stellt in diesem Kontext in einer numerischen Simulation mit explizit dargestellten Vortriebspressen ebenfalls einen großen Einfluss der Biegesteifigkeit der Pressen auf das Verhalten der Tunnelröhre in Längsrichtung fest. Dies wirft allerdings in Bezug auf die Balkenberechnung die Frage auf, ob die Vortriebspressen aktiv eine Querkraft auf den Tunnelausbau ausüben oder ob sich die Röhre an den Pressen ‚abstützt', je nachdem wie steif die Verbindung der Röhre mit der TVM ist. In diesem Kontext ist zu bedenken, dass es bei Verformung bzw. Hebung der Röhre und bei Verdrehung der Schildmaschine zu einem Kontakt des Tübbingausbaus und des Schildmantels kommen kann und dass dies unter Umständen zur Beschädigung der Tunnelröhre führt [61].

Es ist davon auszugehen, dass eine Lagerung der Tunnelröhre an der TVM zu einer stärkeren Abtragung der Lasten über die TVM führt und dass dies zu einer Änderung des Querkraftverlaufs führt. Im Rahmen des gezeigten Berechnungsbeispiels wird daher folgend untersucht, welchen Einfluss die Verbindung zwischen der Röhre und der TVM auf die auftretenden Schnittgrößen hat. Dazu wird in der numerischen Modellierung in jedem Berechnungsschritt jeweils am freien Ende des Balkens eine elastische Lagerung zur Darstellung der Interaktion zwischen Tunnelröhre und TVM angeordnet. Abbildung 6.7 zeigt zum einen die angenommene Lagerung der Röhre an der TVM in einem schematischen Längsschnitt und zum anderen die Idealisierung der Lagerung im Modell als elastisches Auflager am Anfang des Balkens. Hier wird zunächst ohne quantitative Herleitung der Größe der Auflagersteifigkeit eine beliebige Federsteifigkeit angesetzt und variiert. Eine sehr geringe Steifigkeit bzw. ein fehlendes Auflager repräsentiert dabei eine freie Verschieblichkeit der Tunnelröhre in der TVM. Dies stellt beispielhaft ein großes Luftmaß der Ringe im Schildschwanz und sehr biegeweiche Pressen dar. Eine steifere Auflagersteifigkeit stellt eine relativ starre Verbindung zwischen den Tübbingringen und der TVM dar, beispielsweise bei einem Kontakt der Ringe mit dem Schildschwanz.

Die Untersuchung wird auf Grundlage des im vorherigen Abschnitt gezeigten Berechnungsbeispiels durchgeführt, wobei die dort aufgeführten Eingangsparameter unverändert angesetzt werden. Die resultierenden Schnittgrößenverläufe können so mit den Ergebnissen des ursprünglichen Beispiels verglichen und interpretiert werden. Zudem kann eine realistische Größe der Auflagersteifigkeit im Vergleich mit der von Talmon und Bezuijen angesetzten Querkraft an der TVM abgeschätzt werden. Die Federsteifigkeit des Auflagers wird im Bereich von $K_L = 0\ \mathrm{MN/m}$ bis $K_L = 4.000.000\ \mathrm{MN/m}$ variiert. Die Federsteifigkeiten stellen den Bereich zwischen einer freien Lagerung und einermfestem Auflager dar.

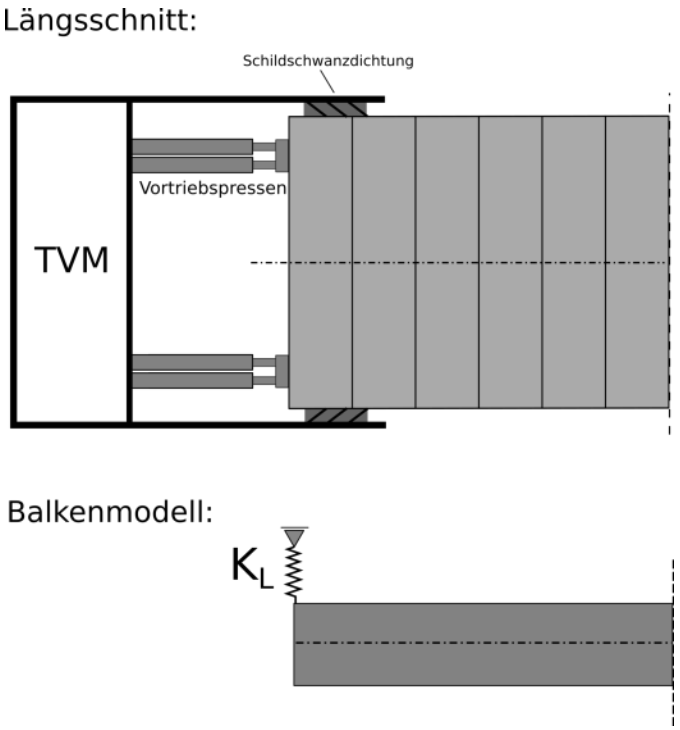


Abbildung 6.7: Lagerung der Röhre an der TVM - Schematischer Längsschnitt (oben), Auflager im Balkenmodell (unten)

Abbildung 6.8 zeigt den resultierenden Querkraftverlauf in Abhängigkeit von der angesetzten Federsteifigkeit des Auflagers. Es ist erkennbar, dass mit steigender Federsteifigkeit der Lagerung die Querkraft direkt hinter der TVM ansteigt und die Querkraft im Bereich mit größerem Abstand zur TVM geringer wird. Dies zeigt wie vermutet, dass sich der Tunnel bei steigender Steifigkeit des Auflagers stärker an der TVM abstützt und ein geringerer Teil der Auftriebskraft im Bereich des erhärteten Mörtels in den Boden übertragen wird.

Für eine Lagerung mit einer sehr hohen Federsteifigkeit wird ein Großteil der Auftriebskraft über die TVM abgetragen, so dass dort eine große Querkraft auftritt. Wird kein Auflager an der TVM angesetzt, also eine theoretisch frei im Schild liegende Röhre, muss die gesamte Belastung im ungebetteten Bereich in Längsrichtung durch die Tunnelröhre in den gebetteten Bereich geleitet werden, so dass die Querkraft in diesem Bereich größer wird. Für das gezeigte Beispiel zeigt sich außerdem, dass sich für eine Auflagersteifigkeit von 1.000.000 MN/m eine Auflagerkraft von ca. 1,5 MN ergibt, die Talmon und Bezuijen in ihrer Betrachtung als Einzellast infolge der Vortriebspressen ansetzen, um den Momentenverlauf abzubilden.

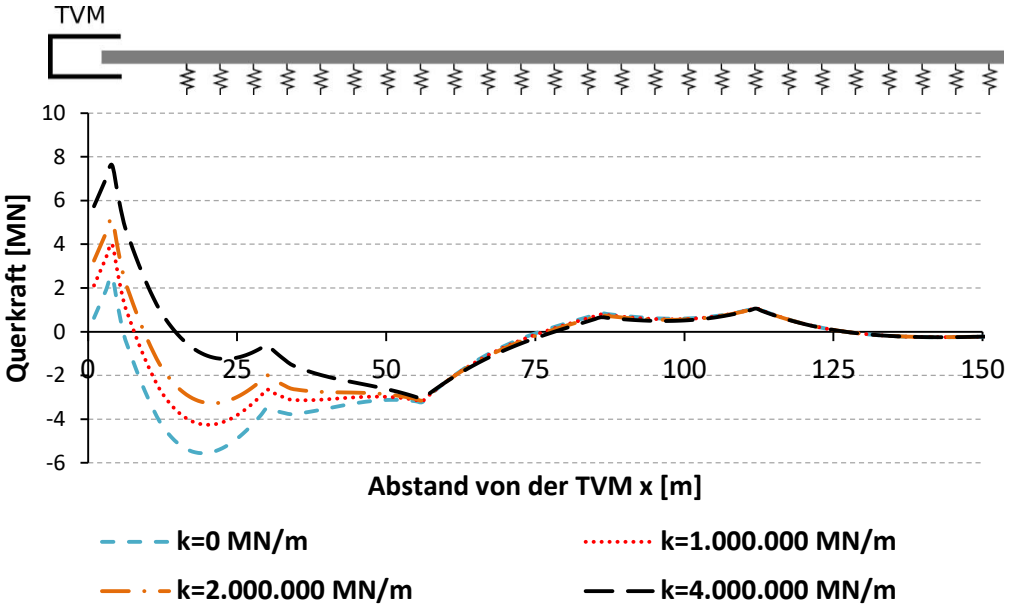


Abbildung 6.8: Querkraftverlauf bei Variation der Auflagersteifigkeit

Abbildung 6.9 zeigt den berechneten Biegemomentenverlauf bei Variation der Federsteifigkeit des Auflagers am Beginn des Balkens. Es ist erkennbar, dass das verbleibende, konstante Biegemoment im Balken mit steigender Steifigkeit des Auflagers an der TVM geringer wird. Dies lässt sich mit der in Abschnitt 3.2.4 formulierten Theorie erklären, dass sich das konstante Längsbiegemoment möglicherweise durch einen Einbau der Ringe mit Versatz zum vorherigen Ring ausbildet. Umso größer die Steifigkeit des Auflagers an der TVM ist, desto stärker wird die bestehende Röhre vertikal gehalten und um so kleiner würde entsprechend der resultierende Versatz beim Einbau der Ringe werden. Es ist zudem erkennbar, dass bei steiferer Auflagerung an der TVM das negative Moment (Zug an der Oberseite des Tunnels) innerhalb der ersten Meter hinter der TVM infolge der größeren, abwärts gerichteten Auflagerlast an der TVM ansteigt.

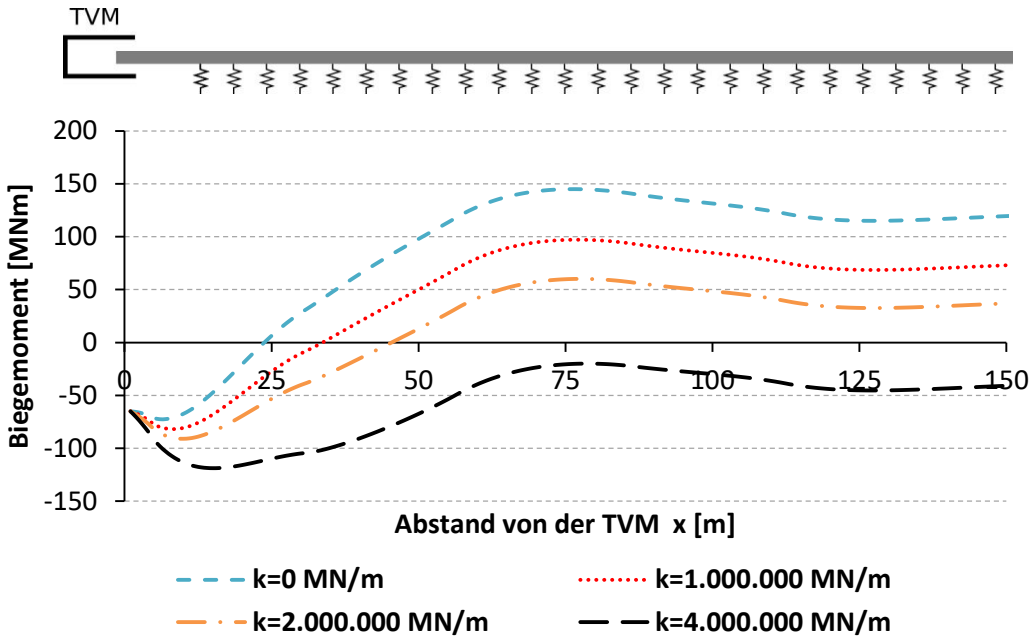


Abbildung 6.9: Biegemomentenverlauf bei Variation der Auflagersteifigkeit

Zusätzlich werden hier exemplarisch die berechneten Schnittgrößenverläufe bei Fixierung aller Freiheitsgrade des Balkens an der TVM gezeigt (s. Abbildung 6.10). Dies bedeutet, dass der Balken am freien Ende fest eingespannt ist, so dass sich im Kontext des Bauprozesses das zuletzt gebaute Element nicht verschiebt oder verdreht und der neue Ring bzw. das neue Element ohne Versatz und Verdrehung eingebaut werden kann. In Bezug auf die in Abschnitt 3.2.4 diskutierten Überlegungen zum konstanten Biegemoment wird erwartet, dass dadurch das konstante Längsbiegemoment verschwindet.

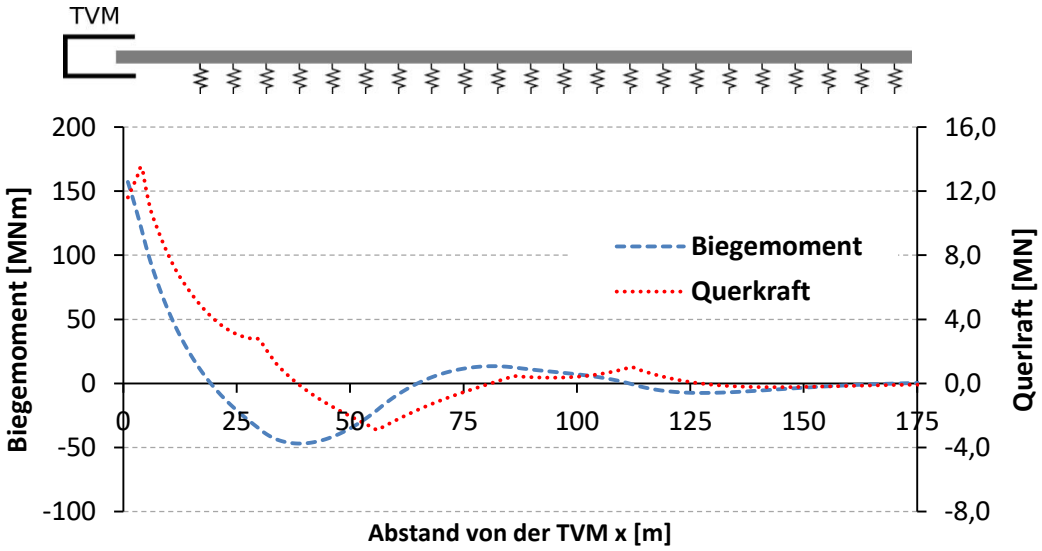


Abbildung 6.10: Biegemomenten- und Querkraftverlauf bei fester Auflagerung und Einspannung an der TVM

Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß, dass kein konstantes Längsbiegemoment in der Tunnelröhre verbleibt und der Momentenverlauf stattdessen gegen Null läuft Diese Situation stellt allerdings eher eine theoretische Überlegung dar. Das Auftreten des verbleibenden Längsbiegemoments in der Messung am GHT zeigt, dass der Tunnel in diesem Fall an der TVM nicht als fest gelagert betrachtet werden kann. Es ist ebenfalls zu beachten, dass die TVM selbst elastisch im Boden gelagert ist und sich bei der Aufnahme von sehr großen Kräften vermutlich ebenfalls verschieben würde.

Zusammengefasst kann festgehalten werden, dass die Auflagerung an der TVM einen Einfluss auf das Verhalten der Ringkette hat und maßgeblich die Größe der maximalen Querkraft an der TVM bzw. im Bereich der Röhre in größerem Abstand zur TVM beeinflusst. Die tatsächliche Auflagerung des Tunnelausbaus an der TVM sollte daher mit Berücksichtigung der Vortriebspressen, der Schildschwanzdichtung und dem Luftmaß zwischen Röhre und Schildschwanz detaillierter untersucht werden.

6.2. Auftriebskraft am Beispiel Sophia-Tunnel

Folgend wird auf Grundlage der in Kapitel 4 erörterten Modellrechnung eine exemplarische Berechnung der Druckverteilung im Ringspalt und der resultierenden Auftriebskraft auf den Tunnelquerschnitt anhand eines Beispiels zum Sophia-Tunnel in den Niederlanden durchgeführt. Der Sophia-Tunnel wird als Beispiel gewählt, da maßgebliche Eingangsparameter wie die Bodeneigenschaften und die Mörtelscherfestigkeit entsprechender Literatur entnommen werden können und weil an diesem Tunnel im Zuge der Baumaßnahmen eine umfangreiche Messung der Drücke im Ringspalt durchgeführt wurde, s. Bezuijen et. al [35]. Dadurch können die im Modell errechneten Drücke exemplarisch mit Messwerten verglichen werden, so dass eine grobe Einordnung der Berechnungsmethode erfolgen kann. Generelles Ziel dieser Berechnung ist zunächst zu zeigen, ob das beschriebene Modell allgemein geeignet ist Druckmessungen im Ringspalt zu berechnen und ob die wichtigsten Gesichtspunkte beachtet werden. Darüber hinaus soll untersucht werden, ob die vorliegenden Ergebnisse der am Sophia-Tunnel durchgeführten Druckmessung im Ringspalt durch die Wahl passender Randbedingungen abgebildet werden können. Die dazu gewählten Parameter werden in Hinblick auf ihre Plausibilität überprüft und es wird erklärt, welche Unterschiede sich zwischen den Modellergebnissen und den Messwerten ergeben und wie sich diese durch die Modellannahmen erklären lassen.

Der Sophia-Tunnel ist ein 4,2 km langer Eisenbahntunnel in der Betuwe-Route bei Rotterdam. Die zwei Tunnelröhren mit einem Durchmesser von jeweils 9,5 m wurden mit einer Slurry-Schildmaschine aufgefahren. Der Tübbingausbau erfolgte mit 0,4 m dicken Tübbingsegmenten. Abbildung 6.11 zeigt das Bodenprofil sowie die Lage des Tunnels an der

Stelle an der die angesprochene Druckmessung durchgeführt wurde. Oberhalb des Tunnels liegt eine holozäne Ton- und Torfschicht mit geringer Durchlässigkeit. Die Tunnelröhren liegen größtenteils in pleistozänem Sand. Diese Schicht ist aufgrund der darüber liegenden gering durchlässigen Schichten ein gespannter Grundwasserleiter, so dass die Potentialhöhe laut Stive [106] teilweise oberhalb der Geländeoberkante liegt. Unterhalb des Tunnels liegt wiederrum eine schwach durchlässige Ton- und Lehmschicht.

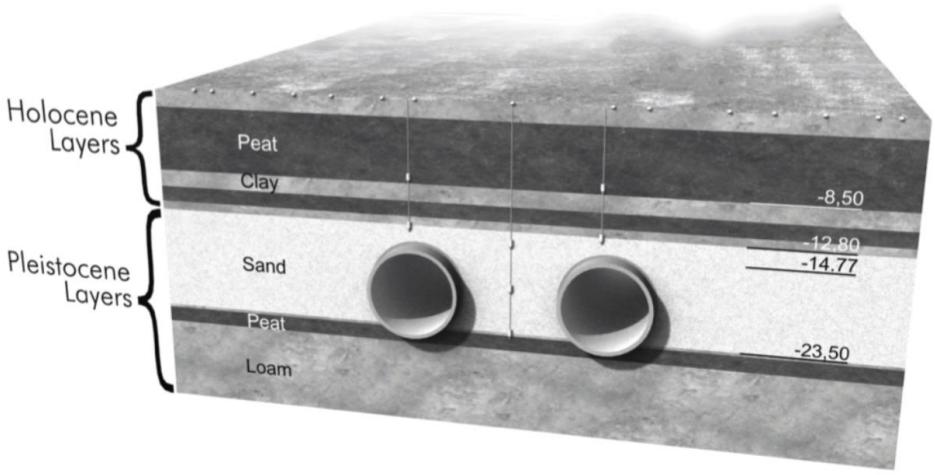


Abbildung 6.11: Bodenprofil Sophia-Tunnel [106]

Im Rahmen der Vortriebsarbeiten wurde vom niederländischen COB (Center for Underground Construction) eine Messung der Drücke im Ringspalt durchgeführt. Dazu wurde ein Tübbingring über den Umfang verteilt mit in die Tübbingsegmente eingelassenen Druckgebern ausgestattet, die nach Bezuijen et al. [35], jeweils die totalen Spannungen im Mörtel und nicht nur die Porenwasserdrücke messen. Die Messung wurde für einen Zeitraum von 12 Stunden durchgeführt und bietet mit einer Messfrequenz von 2 bis 25 Hz eine sehr detaillierte Abbildung der Drücke im Ringspalt. Abbildung 6.12 zeigt die Lage der Druckgeber und die Lage der Verpressöffnungen.

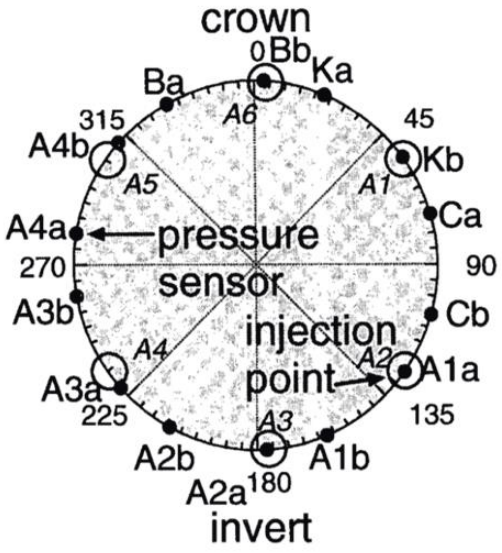


Abbildung 6.12: Lage der Messpunkte und der Injektionsöffnungen am Sophia-Tunnel [35]

Folgend wird zunächst die Druckverteilung hinter der TVM in Abhängigkeit von der aufgeführten Verteilung der Injektionsöffnungen berechnet. Anschließend erfolgt ausgehend von dieser Druckverteilung die Berechnung der zeitabhängigen Entwicklung des Drucks über die Vortriebs- und Stillstandsphasen. Alle weiteren relevanten Eingangsparameter werden erst in diesem Abschnitt aufgeführt.

6.2.1. Druckverteilung hinter der TVM

Zuerst wird anhand der Lage der Injektionsöffnungen und abgeschätzter relativer Injektionsraten sowie auf Grundlage der Scherfestigkeit des Ringspaltmörtels die Druckverteilung direkt hinter der TVM berechnet. Da keine Dokumentation der relativen Injektionsraten während der Messung am Sophia-Tunnel vorliegt, kann hier lediglich eine exemplarische Berechnung der Druckverteilung durchgeführt werden, bei der aus der gemessenen Druckverteilung ein Rückschluss auf die möglichen Injektionsraten gezogen wird. Die Lage der Injektionsöffnungen kann Abbildung 6.12 entnommen werden. Tabelle 6.2 listet die Lage der Injektionsöffnungen sowie die hier gewählten relativen Injektionsraten auf. Als Scherfestigkeit wurde auf Grundlage der in [35] dokumentierten Messwerte eine Anfangsscherfestigkeit von $\tau_F = 0{,}6\ \mathrm{kN/m^2}$ angesetzt. Die Wichte des am Sophia-Tunnel verwendeten Ringspaltmörtels beträgt 21,5 kN/m^3 [35].

Tabelle 6.2: Lage der Injektionsöffnungen am Sophia-Tunnel und angesetzte Injektionsraten

Nr.	Lage	Relative Injektionsrate
1	0°	0,22
2	60°	0,18
3	120°	0,15
4	180°	0,12
5	240°	0,15
6	300°	0,18

Abbildung 6.13 zeigt die zum Zeitpunkt der Verpressung punktuell direkt hinter der TVM gemessenen Drücke im Ringspalt, die nach der Modellrechnung ermittelte Druckverteilung hinter der TVM über die Höhe des Tunnels sowie eine daraus mittels linearer Regression ermittelte lineare Druckverteilung. Die gewählten Injektionsraten resultieren in einer Druckverteilung über den Umfang des Tunnels, aus der sich ein linearer Druckgradient von ca. $dp/dz = 18{,}3\ \mathrm{kN/m^2/m}$ ergibt. Die verwendeten Injektionsraten liegen innerhalb eines realistischen Rahmens (vgl. [87]) und stellen eine Verteilung dar, bei der ein etwas größerer Anteil des Mörtels in der oberen Hälfte des Tunnels verpresst wird.

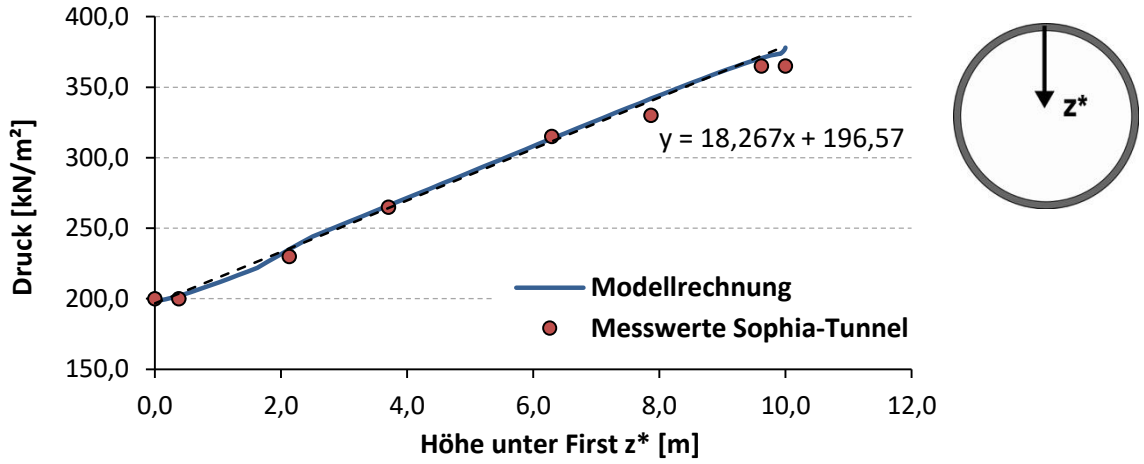


Abbildung 6.13: Modellrechnung Sophia-Tunnel - Druckverteilung direkt hinter der TVM

6.2.2. Zeitabhängige Berechnung

Aufbauend auf der berechneten bzw. gemessenen Druckverteilung hinter der TVM wird anschließend die Berechnung der Druckentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit, wie in sie Kapitel 4 erläutert wurde, durchgeführt. Hier werden zunächst die Eingangsparameter der Modellrechnung aufgeführt und erläutert, aus welchen Daten diese abgeleitet wurden. Die Eingangsparameter wurden soweit möglich aus entsprechenden Veröffentlichungen zum So-

phia-Tunnel übernommen [35, 106]. Bei Größen, die nicht eindeutig aus vorliegenden Veröffentlichungen zum Sophia-Tunnel zu bestimmen waren, wird begründet, auf welcher Grundlage sie stattdessen angesetzt wurden. Des Weiteren wird das Vorgehen der Modellrechnung in diesem Beispiel vereinfacht, indem die Berechnung der zeitlichen Entwicklung des Drucks im Ringspalt nur an der Firste sowie an der Sohle des Tunnels durchgeführt wird. Entsprechend wird der lineare Druckgradient im Ringspalt aus dem Druck an der Firste, aus dem Druck an der Sohle und der Höhe des Tunnelquerschnitts abgeleitet

Tabelle 6.3 zeigt die Eingangsparameter für die Modellrechnung. Die Größe des Wasserdrucks wird aus der Tiefenlage des Tunnels und der Höhe des Grundwasserspiegels abgeleitet. Der Verpressdruck am First ist gemäß dem direkt hinter der TVM im Ringspalt gemessenen Druck angesetzt. Der angesetzte Druck an der Sohle ergibt sich aus dem im vorherigen Abschnitt bzw. dem aus den Messwerten abgeleiteten linearen Druckgradienten in Höhe von $dp/dz = 18{,}3\ \mathrm{kN/m^2}/m$.

In [106] wird für die Sandschicht, in der der Tunnel am Schnitt, in dem die Messung durchgeführt wurde, liegt, ein Elastizitätsmodul von $E = 25$ bis $50\ \mathrm{MPa}$ angegeben. Unter der Annahme, dass diese Steifigkeitsparameter für das Spannungsniveau in Höhe des Tunnels maßgebend sind, kann bei Annahme von $E_{ur} = 3{,}0 \cdot E$ mit Gleichung (4.19) und unter Annahme von $\nu = 0{,}33$ ein Schubmodul bei Entlastung von etwa $G = 19$ bis $38\ \mathrm{MPa}$ berechnet werden. Da der Boden zum einen durch den Mörteldruck unter einem hohen Spannungsniveau vorgespannt ist und bei der Dränierung des Ringspalts nur kleine Verformungen zu erwarten sind, wird folgend ein höherer Schubmodul von $G = 100\ \mathrm{MPa}$ angesetzt (vgl. [45]). Wie später gezeigt wird, kann die Größe des Schubmoduls dabei im Vergleich der Druckberechnung mit dem in den Messwerten dokumentierten Druckabfall in den Stillstandsphasen relativ gut abgeschätzt werden.

Die Erstellung des Tunnels erfolgte mit einer Slurry-Schildmaschine mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust. Hier wird daher die Bildung einer Bentonitmembran an der Ausbruchslaibung berücksichtigt. Die Durchlässigkeit der Bentonitmembran ist ein exemplarischer Wert, welcher der Arbeit von Thienert [27] entnommen wurde und sich auf eine am City Tunnel Leipzig verwendete Suspensionen bezieht. Für den Sophia-Tunnel liegen keine entsprechenden Informationen vor, die tatsächlich am Sophia-Tunnel verwendete Suspension könnte sich durchaus von diesen Werten unterscheiden. Es ist wird aber angenommen, dass der berechnete Strömungswiderstand zumindest in einer passenden Größenordnung liegt. Die Berechnung des Strömungswiderstands erfolgt im Rahmen der Modellrechnung unter Annahme eines zur Filtration der Bentonitsuspension zur Verfügung stehenden Differenzdrucks gegenüber dem Porenwasserdruck von $\Delta p = 50\ \mathrm{kN/m^2}$. Dazu wird eine Einwirkungszeit der Bentonitsuspension auf die Ausbruchslaibung von 5 Stunden angenommen.

Tabelle 6.3: Eingangsparameter Beispielberechnung Sophia-Tunnel

Allgemein:	
Tunnel-Durchmesser:	$D = 9{,}5\ \mathrm{m}$
Länge Tübbingring:	$L = 1{,}5\ \mathrm{m}$
Ringspalthöhe:	$r = 0{,}16\ \mathrm{m}$
Verpressdruck First:	$p_{\mathrm{First}} = 200\ \mathrm{kN/m^2}$
Verpressdruck Sohle:	$p_{Sohle} = 370\ \mathrm{kN/m^2}$
Wasserdruck First:	$p_{w,First} = 150\ \mathrm{kN/m^2}$
Wasserdruck Sohle:	$p_{w,First} = 245\ \mathrm{kN/m^2}$
Boden und Bentonitmembran:	
Schubmodul Boden	$G = 100\ \mathrm{MPa}$
Überdeckungshöhe	$h_0 = 14\ \mathrm{m}$
Durchlässigkeit Boden:	$k_{f,Boden} = 1 \cdot 10^{-5}\ \mathrm{m/s}$
Durchlässigkeit Bentonitfilterkuchen:	$k_{f,Fk,Bentonit} = 4 \cdot 10^{-10}\ \mathrm{m/s}$
Strömungswiderstand Bentonitmembran + Boden	$R_B + R_G = 1{,}5 \cdot 10^7\ \mathrm{s}$
Ringspaltmörtel:	
Verhältnis Filterkuchenwachstum/Setzung (Mörtel):	$1/V_S = h_{Fk,Mörtel}/s = 9{,}0$
Mörtel-Filterkuchen Durchlässigkeit:	$k_{f,Fk} = 1 \cdot 10^{-8}\ \mathrm{m/s}$
Scherfestigkeitsentwicklung:	$\tau_F(t) = 0{,}0005 \cdot (t + t_0)^4 + \tau_{F,t=0}$
Anfangsscherfestigkeit:	$\tau_{\mathrm{F,t=0}} = 0{,}6\ \mathrm{kN/m^2}$
Vorhaltemaß Scherfestigkeit:	$t_0 = 3\ \mathrm{h}$

Der Tunnelquerschnitt liegt für den in der Druckmessung untersuchten Abschnitt in einer Sandschicht mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 1 \cdot 10^{-5}\ \mathrm{m/s}$ [106]. Der Strömungswiderstand des Bodens wird, wie erläutert, nach der von Talmon und Bezuijen vorgeschlagenen Methode nach Gleichung (4.14) ermittelt. An dieser Stelle sei erwähnt, dass die Bestimmung des Strömungswiderstands des Bodens anhand eines sehr einfachen Ansatzes erfolgt, der der deutlich komplizierteren Bodenschichtung vermutlich nicht gerecht wird. Gegebenenfalls ist der Strömungswiderstand des Bodens aufgrund der Bodenschichten unter- und oberhalb der Sandschicht deutlich größer. Dieser Umstand gleicht sich allerdings dadurch aus, dass ein geringerer Strömungswiderstand des Bodens auch dazu führt, dass sich die Bentonitmembran nur in geringerer Dicke ausbilden kann, so dass der Gesamt-Strömungswiderstand auch bei geringerer Bodendurchlässigkeit in der gleichen Größenordnung liegt. Der Gesamt-Strömungswiderstand ergibt sich durch die Summierung der Einzelwiderstände zu $R_B + R_G = 1{,}5 \cdot 10^7\ \mathrm{s}$. Die Parameter für die Berechnung der Filtrierung des Ringspaltmörtels, die Filterkuchendurchlässigkeit und das Verhältnis von Filterkuchenwachstum zu Setzung sind ebenfalls exemplarische Werte, die von Thienert für zementfreie Mörtel

ermittelt wurden. Es wird davon ausgegangen, dass zementhaltige Mörtel keine großen Abweichungen gegenüber diesen Werten zeigen.

Die Entwicklung der Scherfestigkeit wird in Anlehnung an vorhandene Messwerte [35] im Bereich von $0 \leq t < 8$ h in einer Annäherung mit einer exponentiellen Wachstumsfunktion abgebildet (s. Tabelle 6.3). Abbildung 6.14 zeigt die angesetzte Scherfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit. Die Entwicklung im Zeitraum > 8 Stunden wird auf Grundlage der angesetzten Exponentialfunktion als weitere Prognose dargestellt, da keine Messungen vorliegen. Die tatsächliche Entwicklung der Scherfestigkeit in diesem Bereich hat allerdings keinen großen Einfluss auf die Druckausbildung, die Behinderung der Druckausbreitung ist bei der vorliegenden Ringspalthöhe ohnehin bereits ab einer Scherfestigkeit von > 2,0 kN/m^2 sehr groß. Abbildung 6.14 zeigt die in der Modellrechnung angesetzte Entwicklung der Scherfestigkeit.

In [35] wird darauf verwiesen, dass beim Sophia-Tunnel im Mittel eine Transportzeit von etwa 1 Stunde erforderlich war, um den Mörtel zum Einsatzort zu transportieren. Da sich mit Ansatz dieser geringeren Transportzeit eine relativ geringe Anfangsscherfestigkeit ergibt, mit der der Druckabbau des Mörteldrucks bei steigendem Abstand zur TVM in der Modellrechnung nicht gemäß den Messwerten abgebildet werden konnte, wird in der Modellrechnung abweichend eine Vorhaltezeit von $t_0 = 3{,}0$ h angesetzt. Dies stellt eine längere Lagerung- und Transportzeit des Mörtels zwischen Anmischen und Injektion in den Ringspalt beispielsweise aufgrund von ungeplanten Stillstandszeiten dar. In der Modellrechnung bedeutet dies, dass mit Beginn der Modellrechnung bereits die Scherfestigkeit entsprechend der gezeigten Abschätzung in Abbildung 6.14 zum Zeitpunkt $t = 3$ h angesetzt wird. Eine alternative Erklärung für den starken Druckabbau in Tunnellängsrichtung mit steigendem Abstand zwischen der TVM und dem betrachteten Schnitt im Ringspalt wäre, dass die in Abschnitt 4.1.1 erläuterten Randbedingungen bezüglich der Strömung des Mörtels nicht ausnahmslos zutreffen, so dass sich beispielsweise nicht wie unterstellt eine Gleitschicht an der glatten Tübbingwandung ausbildet. In diesem Fall wären die Wandschubspannungen zur Berechnung des Druckabbaus in Tunnellängsrichtung insgesamt entsprechend größer.

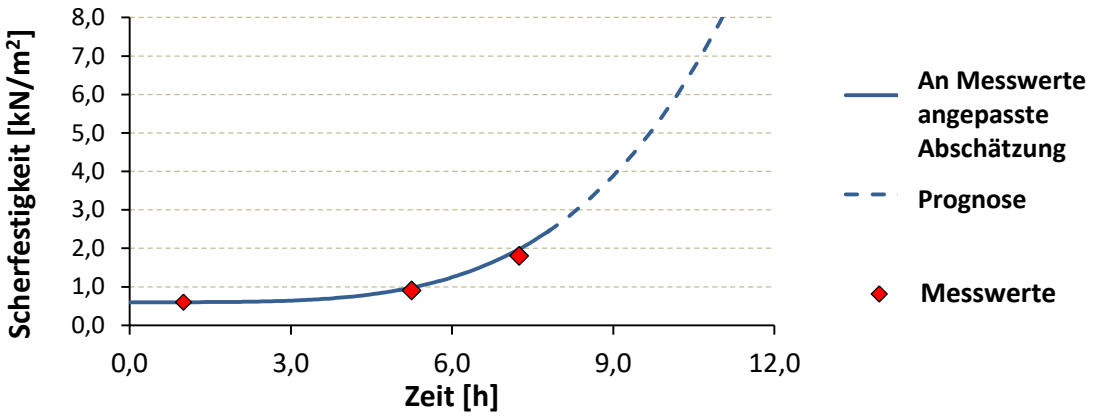


Abbildung 6.14: Abgeschätzte Scherfestigkeitsentwicklung des Ringspaltmörtels am Sophia-Tunnel auf Basis von Messwerten nach [35]

Die Modellrechnung erfolgt hier über den durch die Messung abgedeckten Zeitraum von etwa 12 Stunden. Die entsprechenden Vortrieb- und Stillstandsszeiten (s. Tabelle 2) wurden aus einem in [35] vorliegenden Diagramm zur Vortriebsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Zeit abgeleitet. In Phase 6 fand laut der Messwerte ein längerer Stillstand von > 3 Stunden statt. Die Berechnung endet nach dieser Phase.

Tabelle 6.4: Vortriebszeiten der dokumentierten Messstrecke am Sophia-Tunnel

Nr.		**Dauer [h]**
1	Vortrieb	0,4
	Stillstand	1,25
2	Vortrieb	0,6
	Stillstand	0,8
3	Vortrieb	0,6
	Stillstand	0,8
4	Vortrieb	0,6
	Stillstand	0,75
5	Vortrieb	0,4
	Stillstand	1,2
6	Vortrieb	0,45
	Stillstand	>3

6.2.3. Ergebnisse und Diskussion

Abbildung 6.15 zeigt die Ergebnisse der eigenen Modellrechnung im Vergleich mit den Messwerten der Druckmessung am Sophia-Tunnel. Wie erläutert wird in der Modellrechnung nur der Druck am First und an der Sohle berechnet. Das Diagramm zeigt den in der Modell-

rechnung berechneten Druck im Ringspalt daher jeweils an der Sohle sowie am First. Im Hintergrund ist die Messung der Drücke am Sophia-Tunnel [35] an den über den Umfang verteilten Druckaufnehmer dargestellt. Wie Abbildung 6.12 zu entnehmen ist, liegt der Messpunkt *A2a* an der Sohle des Tunnels und der Messpunkt *Bb* an der Firste des Tunnels. Die graue Schattierung im Diagramm illustriert die Einteilung der Berechnung in zeitliche Phasen von Vortrieb und Stillstand und dient hier zur Einordnung des zeitlichen Verlaufs in die Vortriebsphasen (grau) und die Stillstands- bzw. Ringbauphasen (weiß).

Es ist zunächst erkennbar, dass die zeitliche Entwicklung des Drucks an der Sohle entsprechend den Messwerten insgesamt relativ gut durch die Modellrechnung abgebildet wird. Dabei werden jeweils der Druckabfall in den Stillstandsphasen als auch die Größe des Drucks in den Vortriebsphasen in den ersten Zyklen passend abgeschätzt. Inwiefern die Parameter in Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte angesetzt wurden, wird folgend erläutert. Am First zeigt die Modellrechnung gewisse Unterschiede zu den Messwerten, die sich durch Anpassung der Eingangsparameter nicht beheben ließen. Auf diese Abweichungen wird folgend ebenfalls eingegangen.

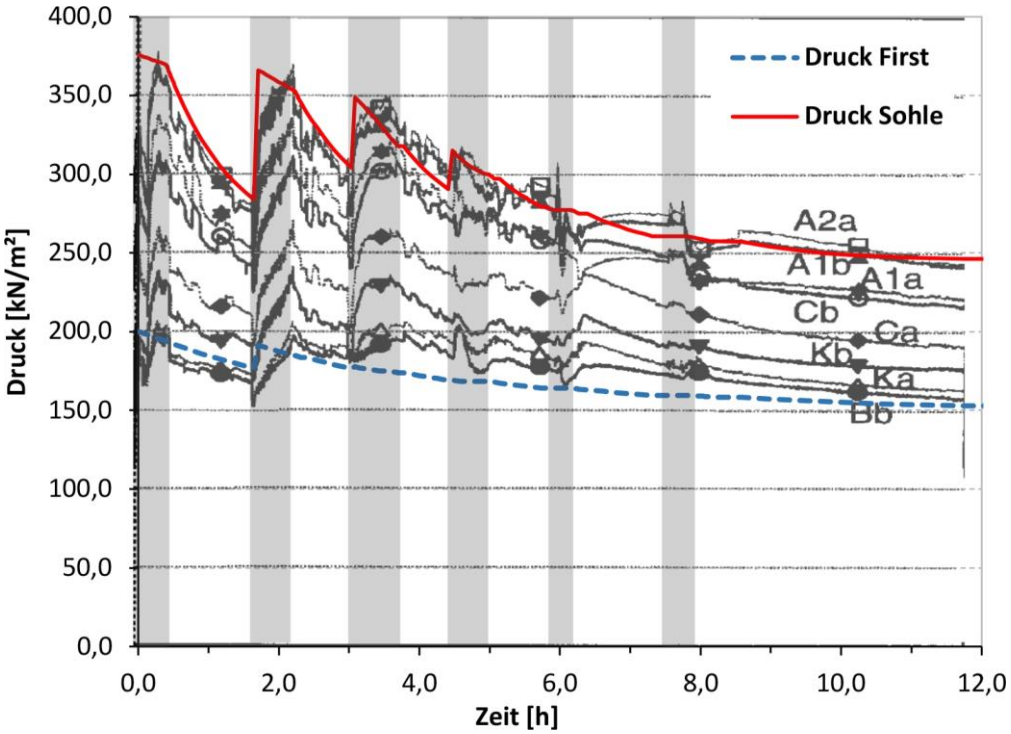


Abbildung 6.15: Druckentwicklung am Sophia-Tunnel - Eigene Modellrechnung und Messwerte von Bezuijen et al. [35]

Abbildung 6.16 zeigt den aus den gemessenen und den aus den berechneten Drücken ermittelten linearen Druckgradient in Abhängigkeit von der Zeit. Im Hintergrund ist der von Bezuijen et al. [35] aus den Messdaten abgeleitete Gradient dargestellt. Der Druckgradient wurde laut

den genannten Autoren mittels linearer Regression aus den über den Umfang gemessenen Drücken berechnet. In der Modellrechnung wird der lineare Druckgradient aus der Differenz zwischen First- und Sohldruck über die Höhe des Tunnels ermittelt. In Abbildung 6.15 ist erkennbar, dass die Drücke an Sohle und First jeweils sukzessive abfallen und sich dem jeweiligen Porenwasserdruck ($p_{w,First} = 150\ \mathrm{kN/m^2}$, $p_{wSohle} = 245\ \mathrm{kN/m^2}$) annähern, so dass schließlich auch der lineare Druckgradient in Abbildung 6.16 erkennbar abfällt und sich dem Druckgradienten entsprechend der Wichte von Wasser von $dp/dz = 10\ \mathrm{kN/m^2/m}$ annähert. Der Druck an der Sohle fällt dabei in der Modellrechnung stärker als am First, da hier die Differenz zwischen Verpressdruck und anstehendem Porenwasserdruck größer ist. Im Verlauf der Zeit zeigt sich ab $t > 4{,}0\ h$ allerdings eine zunehmende Abweichung zwischen Modellrechnung und Messwerten, auf die im Rahmen der Diskussion folgend eingegangen wird.

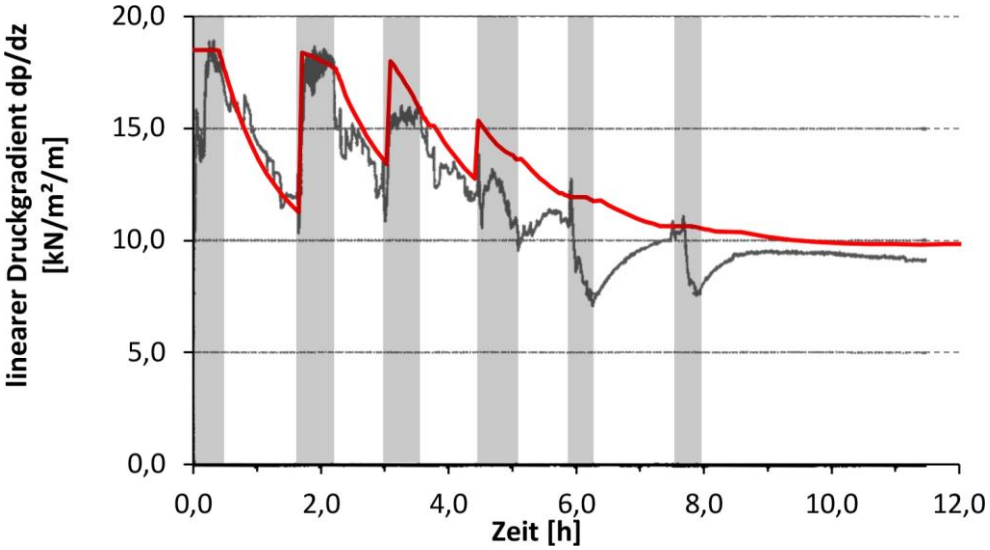


Abbildung 6.16:Linearer Druckgradient am Sophia-Tunnel - Eigene Modellrechnung und Messwerte von Bezuijen et al. [35]

An dieser Stelle sei noch einmal darauf hingewiesen, dass die angesetzten Eingangsparameter unter Abstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Messwerten angesetzt wurden. Die Größe des Schubmoduls wurde dabei innerhalb realistischer Grenzen so eingestellt, dass der Druckabfall an der Sohle in der ersten Stillstandsphase in der Modellrechnung entsprechend den Messwerten abgebildet wird. Darüber hinaus ist an den Messwerten erkennbar, dass der Druckabfall an der Firste im Vergleich deutlich geringer ist als der Druckabfall an der Sohle. Wird davon ausgegangen, dass der Mörtel zu diesem Zeitpunkt noch keine Reaktionskraft übertragen kann, ist diese Differenz zwischen First und Sohle im Rahmen der Modellrechnung lediglich durch eine Anpassung des Schubmoduls zu erklären. Bei Ansatz eines weicheren Bodens an der Firste und einer größeren Nachgiebigkeit der Ausbruchslaibung fällt der

Druckabfall deutlich geringer aus, vgl. Gleichung (4.21). Dies wäre hier insofern plausibel, da die oberhalb des Tunnels liegenden Ton- und Torf-Schichten nur eine sehr geringe Steifigkeit aufweisen. Zudem ist es denkbar, dass der Steifemodul und damit der Schubmodul des Bodens an der Sohle aufgrund des höheren Spannungsniveaus im Vergleich zur Firste größer ist. Zur Berechnung des in Abbildung 6.15 dargestellten Druckverlaufs wurde an der Firste daher ein geringerer Schubmodul von G = 50 MPa angesetzt.

Neben dem Schubmodul beeinflusst auch der Strömungswiderstand gegenüber der Dränierung den Druckabfall in den Stillstandsphasen. So ist es möglich beispielsweise auch durch einen geringeren Strömungswiderstand und einem gleichzeitig weicheren Boden den Druckabfall an der Sohle in der ersten Stillstandsphase adäquat abbilden. Abbildung 6.17 zeigt dazu die Ergebnisse einer Modellrechnung für den Druck an der Sohle mit exemplarisch geänderten Eingangsparametern. Erkennbar ist allerdings, dass der modellhaft ermittelte Druck in diesem Fall in der dritten Vortriebsphase geringer als der gemessene Druck ist. Diese Abweichung entsteht hier, da der geringere Strömungswiderstand zu einem deutlich schnelleren Filterkuchenwachstum führt und in der Folge ein stärkerer Druckabbau in Längsrichtung aufgrund der Verengung des Ringspalts berechnet wird. Durch diese Anpassungen konnten entsprechend die oben verwendeten Werte für den Schubmodul und den Strömungswiderstand bestimmt werden.

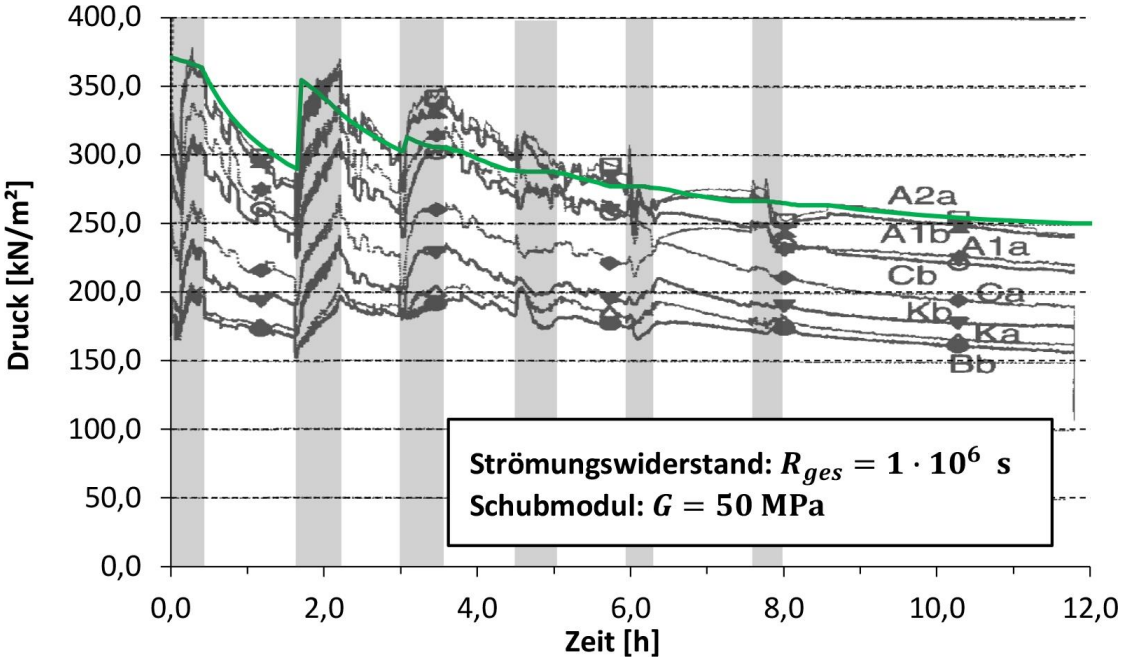


Abbildung 6.17: Druckverlauf an der Sohle am Sophia-Tunnel – Eigene Modellrechnung mit geänderten Parametern

Für den angesprochenen geringen Druckabfall an der Firste kann des Weiteren eine alternative Erklärung angeführt werden. Möglicherweise führt eine Verformung bzw. Hebung des

Tunnelrings und eine resultierende Reaktionskraft an der Tunneloberseite zu einer Druckerhöhung im Ringspalt (s. Abschnitt 4.2). Dass im weiteren Ablauf eine solche Reaktionskraft auftritt, zeigt sich in den Messwerten beispielsweise am Zeitpunkt $t = 6{,}0$ h durch eine erkennbare Drucksteigerung an der Firste. Diese Drucksteigerung kann, zumindest in der Modellrechnung nicht erklärt werden, da eine Druckerhöhung infolge der Verpressung hier nicht beobachtet werden kann, weil die Scherfestigkeit des Mörtels bereits relativ groß ist. Auch in Abbildung 6.16 zeigt sich in den Messwerten ein deutlicher Abfall des Druckgradienten zu diesem Zeitpunkt. Bezuijen et al. [35] vermuten, dass die Röhre durch ein aufgebrachtes Biegemoment aus den Vortriebspressen eventuell nach oben gedrückt wird. Dabei wird eine Reaktionskraft an der Oberseite des Tunnels hervorgerufen, so dass der gemessene Druckgradient sinkt. Anschließend erhöht sich der Druckgradient wieder. Eventuell baut sich die Bettung an der Oberseite des Tunnels durch die Dränierung des Mörtels im Laufe der Zeit wieder ab oder die Hebung der Tunnelröhre wird zurückgenommen, weil die Röhre nicht mehr durch die Vortriebspressen belastet wird.

Es ist zu beachten, dass die Modellrechnung damit nur die theoretische Belastung des Tunnelrings bei Vernachlässigung der Bewegung des Tunnels abbildet, so dass auch der Druckgradient im Verlauf ab $t = 4{,}0$ h vom gemessenen Gradienten abweicht. Die Messwerte müssen immer als Kombination aus ‚Actio', die Auftriebskraft aufgrund der Druckverteilung, und ‚Reactio', die gegebenenfalls hervorgerufene Reaktionskraft, verstanden werden. Dies zeigt sich außerdem im Vergleich des berechneten Druckgradienten mit dem aus den Messwerten ermittelten Druckgradienten am Ende des Betrachtungszeitraums (s. Abbildung 6.16). Da in der Modellrechnung die Drücke in Folge der Dränierung minimal auf den jeweiligen Porenwasserdruck abfallen, ergibt sich ein linearer Druckgradient von $dp/dz = 10\ \mathrm{kN/m^2/m}$. In dem aus den Messwerten abgeleiteten Druckgradienten ergibt sich dagegen ein geringerer Druckgradient zum Ende des abgebildeten Zeitraums, vermutlich weil die auftreibende Kraft aus dem Wasserdruck durch eine Reaktionskraft ausgeglichen wird. Die verbleibende auf die Tunnelröhre wirkende Auftriebskraft (z.B. aus Wasserdruck) überlagert sich dann mit der an der Oberseite des Tunnels im Boden hervorgerufenen Reaktionskraft.

Weitere Unterschiede zwischen Modellrechnung und Messwerten zeigen sich in zeitlich begrenzten, vortriebsbedingten Effekten, die im Modell nicht berücksichtigt werden. In den Messwerten ist erkennbar, dass der Druck zu Beginn der Vortriebsphase meist zunächst plötzlich stark abfällt (s. zweite Vortriebsphase $t = 1{,}7$ h und dritte Vortriebsphase $t = 3{,}0$ h). Dieser Effekt tritt auf, weil der Vortriebsprozess der Maschine vermutlich gestartet wurde, bevor die ersten Pumpenhübe ausgeführt wurden, so dass der Druck im Ringspalt vorübergehend abfällt. Eine analoge Beobachtung lässt sich für das Ende des zweiten Vortriebs ($t = 2.2$ h) machen, die schlussfolgern lässt, dass hier die Verpresspumpen möglicherweise

zu früh abgeschaltet wurden. Dieses Phänomen beschreibt Thienert ebenfalls für den City-Tunnel Leipzig [27]. In der Modellrechnung werden diese Druckabfälle nicht beachtet, daher liegt der Druck in diesen Bereichen oberhalb des gemessenen Drucks. Möglicherweise überschätzt die Modellrechnung das zugehörige Filterkuchenwachstum in diesen Phasen daher geringfügig.

Abbildung 6.18 zeigt ergänzend das in der Modellrechnung berechnete Filterkuchenwachstum für den Berechnungspunkt am First und für den an der Sohle des Tunnels. Es zeigt sich zunächst, dass mit den angesetzten Parametern keine vollständige Dränierung des Ringspalts der ursprünglichen Höhe von 16 cm über den betrachteten Zeitraum erreicht wird. Da, wie erläutert, zu den Zeitpunkten 6,0 h und 8,0 h offenbar dennoch eine Reaktionskraft vom Ringspaltmörtel übertragen wird, ist davon auszugehen, dass zum einen die Scherfestigkeit des Mörtels ausreichend angewachsen ist und das zum anderen die Dränierung stark gehemmt ist, so dass, obwohl der Ringspalt noch nicht vollständig dräniert, ist eine maßgebliche Reaktionskraft auf das Korngerüst des Bodens übertragen wird.

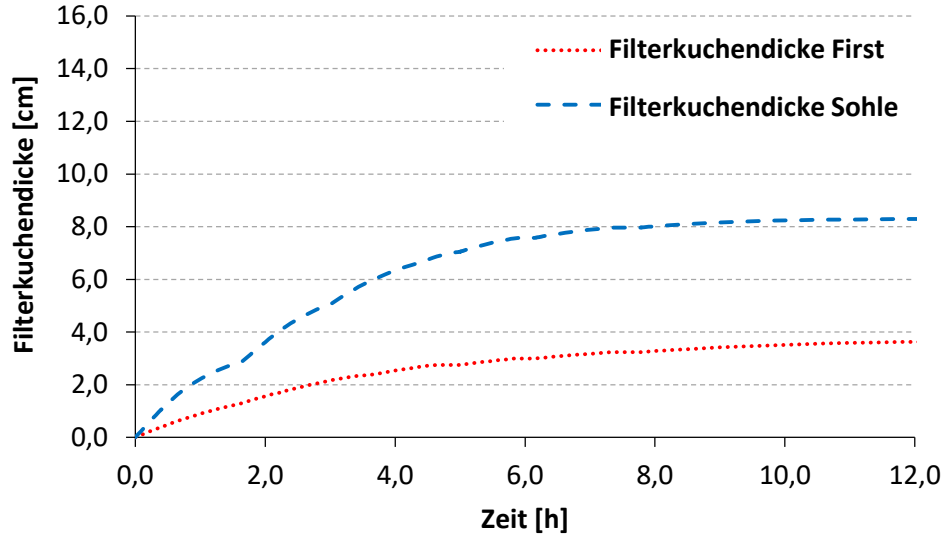


Abbildung 6.18: Filterkuchenwachstum am Sophia-Tunnel – Eigene Modellrechnung

Aus dem linearen Druckgradienten kann nach Gleichung (4.3) zuletzt die auf den Tunnelquerschnitt wirkende Auftriebskraft abgeleitet werden. Abbildung 6.19 zeigt die ermittelte Auftriebskraft F_A in Abhängigkeit von der Distanz zur Schildmaschine. Die punktuellen Abfälle des Druckgradienten stellen dabei die Reduzierung der Drücke in den Stillstandsphasen dar und sind ein Effekt der Projektion des zeitlichen Verlaufs des Drucks auf die räumliche Achse. Gleichzeitig ist in Abbildung 6.19 die maximale Widerstandskraft entgegen dem Auftrieb F_R in Abhängigkeit vom Durchmesser des Tunnels, von der Dicke des Ringspalts und der Scherfestigkeit des Mörtels nach Gleichung (4.27) abgebildet. Bei der Dicke des Ringspalts

wird hier die oben abgebildete Filterkuchendicke als Mittelwert aus den Werten am First und an der Sohle berücksichtigt. Es ist erkennbar, dass die Auftriebskraft F_A etwa 5,0 m hinter der TVM geringer als die gleichzeitig anwachsende maximale Widerstandskraft F_R wird. Dies entspricht einem Zeitpunkt von ca. 5,0 h. Ab diesem Zeitpunkt ist die Scherfestigkeit des Mörtels so groß, dass der Mörtel bei der zu diesem Zeitpunkt wirkenden Auftriebskraft nicht mehr seitlich wegströmt. Dies deckt sich mit der bereits gestellten Beobachtung am gemessenen Druckgradienten, dass an den Zeitpunkten 6,0 h und 8,0 h offenbar eine Reaktionskraft hervorgerufen wird.

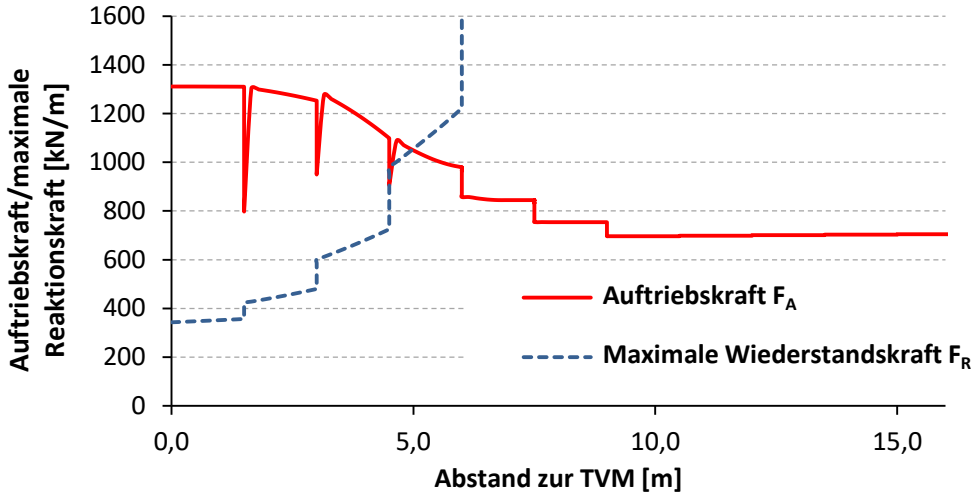


Abbildung 6.19: Auftriebskraft maximale Widerstandskraft nach eigener Modellrechnung - Projektion auf Tunnellängsachse

Es wurde gezeigt, dass sich der gemessene Druckverlauf am Sophia-Tunnel in den ersten Vortriebsphasen nach Beginn der Messung durch die Modellrechnung abbilden lässt. Das Modell ist in der Lage die maßgebenden Phänomene, der Abfall des Drucks in den Stillstandsphasen sowie die Druckabnahme in Tunnellängsrichtung, abzubilden. Anhand der aus der Modellrechnung abgeleiteten möglichen Widerstandskraft können die Unterschiede zwischen dem Druckverlauf in der Modellrechnung und den Messwerten qualitativ erklärt werden. Da die Eingangswerte teilweise angepasst wurden, um eine Übereinstimmung mit den Messwerten zu erreichen, kann auf Grundlage der gezeigten Beispielrechnung allerdings noch nicht geschlossen werden, dass mit dem Modell eine genaue Prognose der Druckentwicklung für beliebige Randbedingungen erstellt werden kann. Dazu sind weitere Verifikationen des Modells anhand von Messwerten erforderlich. Des Weiteren ist insbesondere eine Betrachtung der Wechselwirkung zwischen dem Tunnelausbau und dem flüssigen bzw. ansteifenden Mörtel erforderlich, so dass die Druckentwicklung auch in Abhängigkeit von der Verformung der Röhre beschrieben werden kann.

6.3. Parametervariationen

Folgend werden aufbauend auf den gezeigten Berechnungsbeispiele zum Groene Hart Tunnel und zum Sophia-Tunnel punktuell die Auswirkung einzelner Parameter auf die Berechnungen untersucht. Zuerst wird auf Grundlage der Modellrechnung am Sophia-Tunnel exemplarisch gezeigt, wie einzelne Parameter die Größe und die zeitliche bzw. räumliche Entwicklung der Auftriebskraft auf den Tunnelquerschnitt sowie die Widerstandskraft prinzipiell beeinflussen. Danach wird gezeigt, welche Auswirkungen eine Vergrößerung der Auftriebskraft auf die Schnittgrößen und Verschiebungen des Tunnels im Balkenmodell hat. Zuletzt wird in Bezug auf die Berechnung der Schnittgrößen in Tunnellängsrichtung auch auf den Einfluss der Biege- und der Schubsteifigkeit eingegangen. Dabei soll insgesamt auch gezeigt werden, in welchen Fällen die Beanspruchung der Röhre gegebenenfalls zu groß wird und zu Beschädigungen an der Tunnelröhre führen würde.

6.3.1. Auftriebskraft und Widerstandskraft am Sophia-Tunnel

Folgend wird auf Basis der gezeigten Beispielrechnung zum Sophia-Tunnel eine Variation verschiedener Parameter durchgeführt. Damit soll aufgezeigt werden, welche der Eingangsparameter die zeitliche bzw. räumliche Entwicklung der Auftriebskraft und der Widerstandskraft in welchem Maße beeinflussen. Das Hauptaugenmerk liegt hier nicht auf einer umfassenden Parametervariation. Stattdessen sollen vielmehr gezielt einzelne praxisrelevante Parameter und deren Bedeutung im Kontext der zeitlichen bzw. räumlichen Entwicklung der Auftriebskraft hervorgehoben werden.

In allen folgenden Beispielen wird das im vorherigen Abschnitt aufgeführte Berechnungsbeispiel zum Sophia-Tunnel als Ausgangspunkt verwendet. Alle nicht variierten Parameter werden hier nicht abermals aufgeführt und können dem vorherigen Abschnitt entnommen werden. Im Folgenden werden vier verschiedene, separate Szenarien definiert, in denen jeweils einzelne Aspekte herausgestellt werden. Dabei wird untersucht, welche Auswirkungen eine geringere Bodendurchlässigkeit beispielsweise bei Vortrieb im Schluff, eine veränderte Mörtelerhärtung, ein erhöhter Wasserdruck im Boden und eine Veränderung der Vortriebsgeschwindigkeit auf die Berechnung haben.

In einem ersten beispielhaften Szenario wird die Modellberechnung für einen Vortrieb in einem Schluff mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k_{f,Boden} = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s für zwei unterschiedliche Ringspaltmörtel durchgeführt. Tabelle 6.5 zeigt die in diesem Beispiel angesetzten Parameter für den Boden und die jeweils angenommene Scherfestigkeitsentwicklung für exemplarische Mörtel A und Mörtel B. Die Eigenschaften des Mörtels A entsprechen dabei dem in Abschnitt 6.2.2 dokumentierten Mörtel beim Sophia-Tunnel. Der Mörtel B stellt einen Mörtel dar, der beispielsweise aufgrund eines geringeren Zementanteils eine deutlich langsa-

mere Erhärtung aufweist und erst nach 14 Stunden die Scherfestigkeit von $\tau_F = 2{,}0\ \mathrm{kN/m^2}$ überschreitet.

Tabelle 6.5: Eingangsparameter Szenario 1

Szenario 1: Vortrieb im Schluff und Variation der Mörtelerhärtung	
Durchlässigkeit Boden:	$k_{f,Boden} = 1 \cdot 10^{-7}\ \mathrm{m/s}$
Strömungswiderstand:	$R_G = 5{,}0 \cdot 10^{7}\ \mathrm{s}$
Mörtel A	
Scherfestigkeitsentwicklung:	$\tau_F(t) = 0.0005 \cdot t^{\mathbf{4,0}}\ \mathrm{kN/m^2}$
Zeitpunkt τ > 2,0 kN/m²	$t_{\tau_F>2,0} = 7\ h$
Mörtel B	
Scherfestigkeitsentwicklung:	$\tau(t) = 0.0005 \cdot t^{\mathbf{3,0}}\ \mathrm{kN/m^2}$
Zeitpunkt τ > 2,0 kN/m²	$t_{\tau_F>2,0} = 14\ h$

Abbildung 6.20 zeigt den berechneten Verlauf der Auftriebskraft und der Widerstandskraft in Abhängigkeit von der Distanz zur TVM für das Szenario mit Vortrieb im Schluff für die Mörtel A und B. Für den Mörtel A mit einer zügigeren Scherfestigkeitsentwicklung erreicht die Widerstandskraft in einem Abstand von 6,0 m hinter der TVM das Niveau der Auftriebskraft. Im Vergleich zeigt sich, dass für den Mörtel B die Widerstandskraft erst in einem Abstand von 10,5 m die Auftriebskraft überschreitet. Es ist zudem erkennbar, dass auch die berechnete Auftriebskraft in diesem Fall über eine größere Länge auf einem hohen Niveau bleibt. Dies ist der Fall, weil die Druckabnahme in Längsrichtung während der Vortriebsphasen auf Grund der kleineren Mörtelscherfestigkeit geringer ist.

Zusätzlich ist festzustellen, dass sich der Strömungswiderstand durch den Ansatz einer geringeren Bodendurchlässigkeit deutlich erhöht und die Mörteldränierung stark gehemmt wird. Für die Modellrechnung wächst bei Ansatz von Mörtel A über einen Zeitraum von 12 Stunden am First beispielsweise nur eine Filterkuchenschicht mit einer Dicke von etwa 2 cm an (hier nicht abgebildet). Durch das geringfügige Filterkuchenwachstum ist die Entwicklung der Auftriebskraft und der Widerstandskraft deshalb hauptsächlich von der Mörtelerhärtung abhängig.

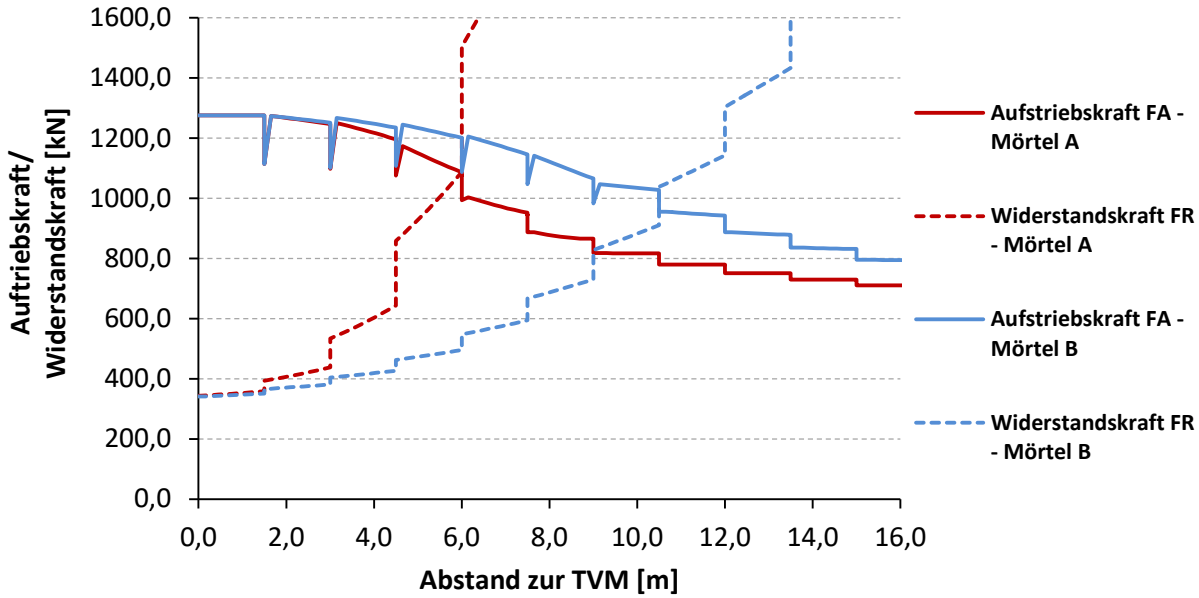


Abbildung 6.20: Szenario 1 - Auftriebskraft und Widerstandskraft für Vortrieb im Schluff und Variation der Mörtelerhärtung

In einem zweiten Szenario wird exemplarisch die Modellrechnung für einen zementfreien Mörtel mit einer konstanten Scherfestigkeit von $\tau_F(t) = 0{,}6\,\mathrm{kN/m^2}$ unter Variation der Bodendurchlässigkeit gezeigt (s. Tabelle 6.6). Es wird zum einen entsprechend dem Beispiel zum Sophia-Tunnel eine Berechnung für einen Mittelsand mit einer Durchlässigkeit von $k_{f,Boden} = 1 \cdot 10^{-5}\,\mathrm{m/s}$ und unter Annahme einer Ortsbruststützung mit Bentonitsuspension durchgeführt (Variante A). Im Vergleich wird eine Berechnung mit einem Grobsand mit einer deutlich größeren Durchlässigkeit von $k_{f,Boden} = 5 \cdot 10^{-4}\,\mathrm{m/s}$ gezeigt (Variante B). In der Variante B wird zudem davon ausgegangen, dass keine Ortsbruststützung mit Bentonitsuspension sondern beispielsweise eine EPB-Stützung durchgeführt wird. Die entsprechenden Strömungswiderstände können der Tabelle entnommen werden.

Tabelle 6.6: Eingangsparameter Szenario 2

Szenario 2: Zementfreier Mörtel und Variation der Durchlässigkeit	
Mörtel	
Scherfestigkeitsentwicklung:	$\tau_F(t) = 0{,}6\ \mathrm{kN/m^2}$
Variante A – Mittelsand + Bentonitstützung	
Durchlässigkeit Boden:	$k_{f,Boden} = 1 \cdot 10^{-5}\ \mathrm{m/s}$
Strömungswiderstand	$R_B + R_G = 1{,}5 \cdot 10^{7}\ \mathrm{s}$
Variante B – Grobsand + keine Bentonitstützung	
Durchlässigkeit Boden:	$k_{f,Boden} = 5 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{m/s}$
Strömungswiderstand:	$R_G = 5{,}0 \cdot 10^{4}\ \mathrm{s}$

Abbildung 6.21 zeigt die in der Modellrechnung ermittelte Auftriebs- sowie Widerstandskraft für dieses Szenario mit Ansatz eines zementfreien Mörtels und unter Variation der Bodendurchlässigkeit. Es ist zunächst erkennbar, dass in der Variante A die Auftriebskraft erst in größerem Abstand zur TVM abfällt. Zweitens fällt das Anwachsen der Widerstandskraft ebenfalls geringfügiger aus. In diesem Fall kann geschlussfolgert werden, dass die konstante, geringe Scherfestigkeit zu gering ist, um eine ausreichend große Widerstandskraft hervorzurufen.

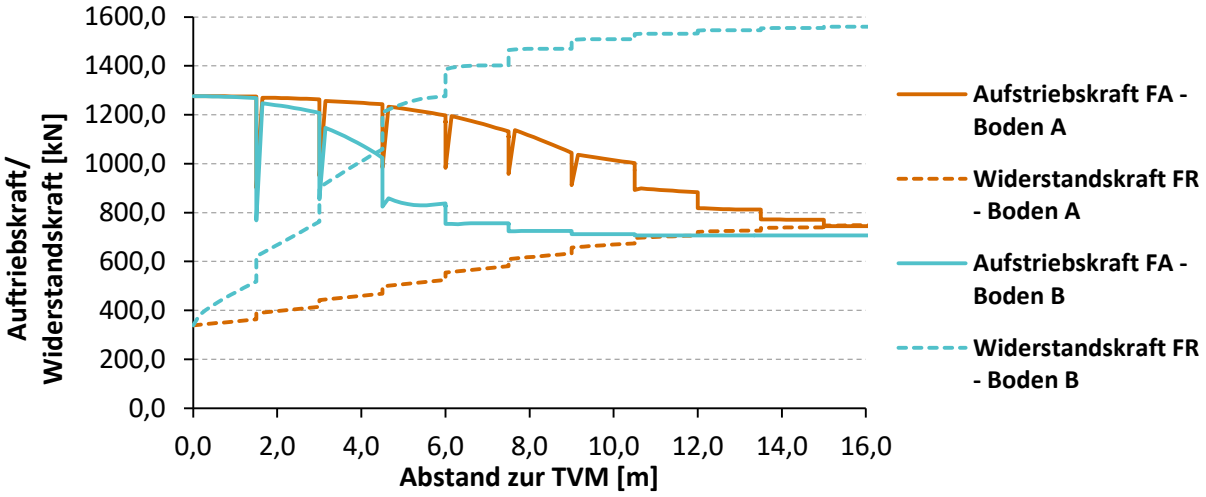


Abbildung 6.21: Szenario 2- Auftriebskraft und Widerstandskraft für zementfreien Mörtel und Variation der Bodendurchlässigkeit

In der Variante B zeigt sich im Vergleich ein deutlich schnellerer Anstiegt der Widerstandskraft. Hier führt der geringere Strömungswiderstand aufgrund der größeren Durchlässigkeit

des Bodens und der fehlenden Bentonitmembran bei EPB-Stützung der Berechnung zufolge zu einem stärkeren Filterkuchenwachstum. Damit wird in diesem Fall trotz konstanter Mörtelscherfestigkeit aufgrund des kleiner werdenden Ringspalts eine ausreichend große Widerstandskraft erreicht. Im Falle von ausreichend großer Bodendurchlässigkeit ist die Scherfestigkeitsentwicklung des Mörtels also nicht mehr maßgebend vgl. Thienert [27], Talmon und Bezuijen [72].

Abbildung 6.22 zeigt in Ergänzung die berechnete Filterkuchendicke in Abhängigkeit vom Abstand zur TVM. Es ist erkennbar, dass für den durchlässigen Boden in der Variante B ein zügiges Filterkuchenwachstum berechnet wird, so dass der Ringspalt an der Sohle bereits 6,0 m hinter der TVM fast vollständig über die gesamte Ringspaltdicke von 16,0 cm dräniert ist. Für einen größeren Strömungswiderstand bei Variante A infolge der geringeren Bodendurchlässigkeit und der Stützung mit Bentonitsuspension ergibt sich ein geringeres Filterkuchenwachstum. Im betrachteten Bereich wird dabei keine vollständige Dränierung des Ringspalts erreicht.

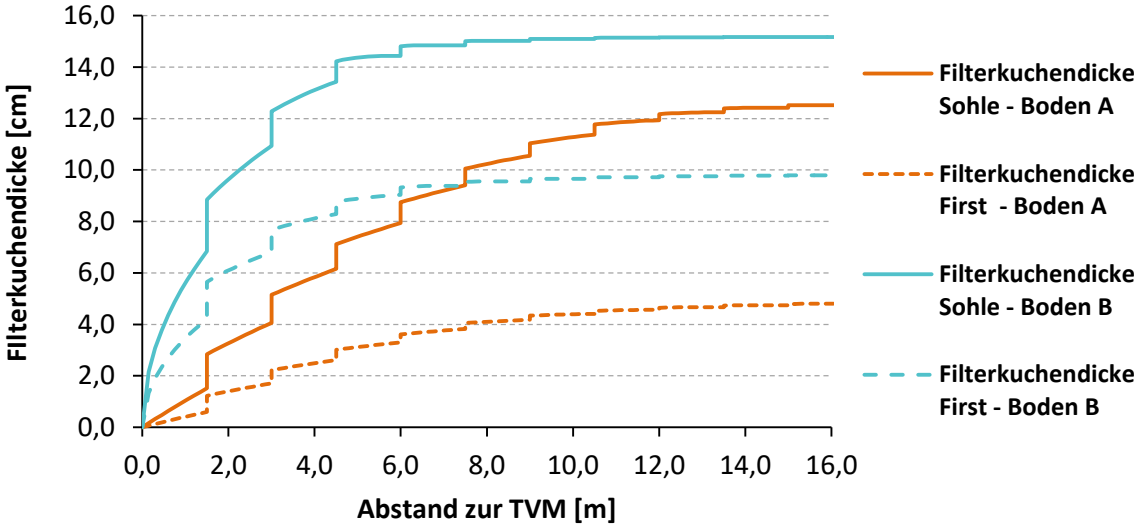


Abbildung 6.22: Szenario 2 - Filterkuchenwachstum für zementfreien Mörtel und Variation der Bodendurchlässigkeit

In einem weiteren Szenario wird ergänzend zu der aufgeführten Abhängigkeit von einer ausreichend großen Dränierungsmöglichkeit gezeigt, welchen Einfluss eine Änderung des anstehenden Porenwasserdrucks in der Modellrechnung hat. Tabelle 6.7 zeigt die verwendeten Eingangsparameter. Es wird wiederum wie in der Variante B des vorherigen Beispiels ein Vortrieb in einem Grobsand mit $k_{f,Boden} = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s ohne Bentonitstützung und die Verwendung eines zementfreien Ringspaltmörtels betrachtet. Der Wasserdruck am First wird vergleichend mit $p_{w,First} = 150$ kN/m² und $p_{w,First} = 190$ kN/m² angesetzt. Der Verpressdruck am First beträgt $p_{0,First} = 200$ kN/m².

Tabelle 6.7: Eingangsparameter Szenario 3

Szenario 3: Vortrieb im Grobsand, Zementfreier Mörtel und Variation des Verpressdrucks	
Mörtel	
Scherfestigkeitsentwicklung:	$\tau_F(t) = 0{,}6\ \mathrm{kN/m^2}$
Boden – Grobsand + keine Bentonitstützung	
Durchlässigkeit Boden:	$k_{f,Boden} = 5 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{m/s}$
Strömungswiderstand:	$R_G = 5{,}0 \cdot 10^4\ \mathrm{s}$
Wasserdruck am First A	$p_{w,First} = 150\ \mathrm{kN/m^2}$
Wasserdruck am First B:	$p_{w,First} = 190\ \mathrm{kN/m^2}$
Verpressdruck am First:	$p_{0,First} = 200\ \mathrm{kN/m^2}$

Abbildung 6.23 zeigt die berechnete Auftriebskraft und Widerstandskraft in Abhängigkeit vom angesetzten Wasserdruck. Es ist erkennbar, dass die Widerstandskraft bei Ansatz des höheren Wasserdrucks B im gesamten betrachteten Bereich nicht über die Größe der Auftriebskraft ansteigt, obwohl eine relativ große Bodendurchlässigkeit vorhanden ist. Da der Wasserdruck in Bezug zum Verpressdruck relativ groß ist, verbleibt für die Dränierung des Mörtels lediglich ein Differenzdruck von $\Delta p = 10\ \mathrm{kN/m^2}$. Dies führt hier dazu, dass die Dränierung nur sehr geringfügig stattfindet. Das geringe Filterkuchenwachstum führt in Verbindung mit der konstanten, geringen Scherfestigkeit zu einer dauerhaft geringen Widerstandskraft.

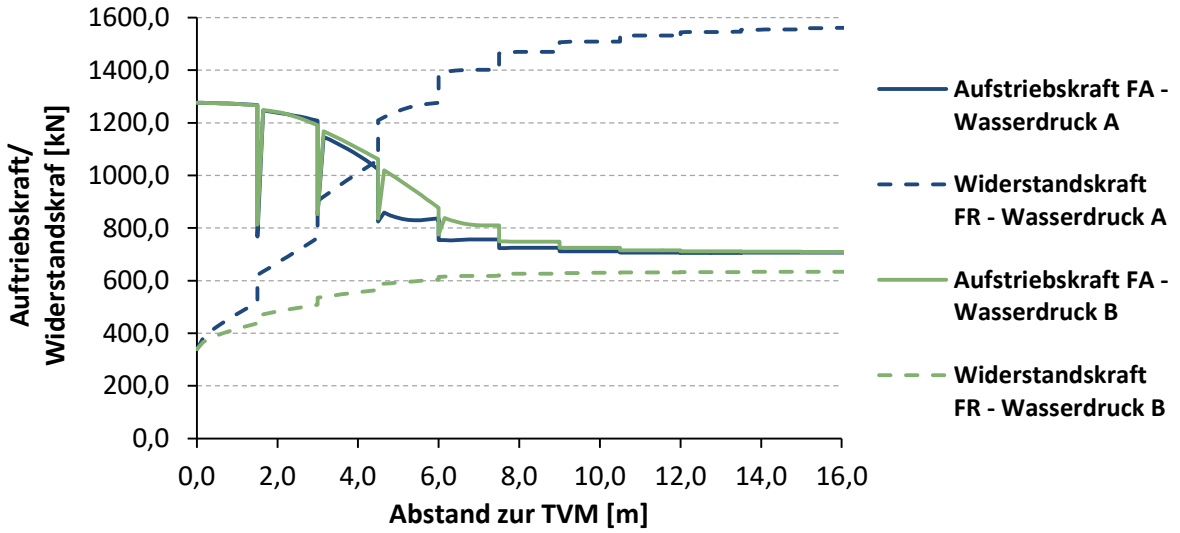


Abbildung 6.23: Szenario 3 - Auftriebskraft und Widerstandskraft bei Variation des Wasserdrucks

Im letzten Szenario wird folgend der baubetriebliche Aspekt der Vortriebsgeschwindigkeit und der Ringbauzeit beleuchtet. Um die Auswirkung dieser Parameter deutlich zu machen, wird eine beispielhafte Berechnung mit geringer Dränierung in einem Schluff sowie langsam erhärtendem Mörtel durchgeführt. Tabelle 6.8 zeigt die angesetzten Parameter. Für jede Vortriebsphase wird in der Variante A eine einheitliche Zeitspanne von $t_{Vortrieb} = 0{,}6$ h angesetzt. Die Dauer jeder Stillstandsphase beträgt $t_{Stillstand} = 0{,}8$ h. Diese Zeitspannen entsprechen in etwa den in der Messung am Sophia-Tunnel dokumentierten Intervallen zum Vortrieb und Stillstand. Mit Ansatz dieser Zeitspannen kann eine Tagesleistung von über 25,0 m abgeleitet werden. Dies stellt insgesamt einen relativ schnellen Vortrieb dar. Im Vergleich wird hier in der Variante B ein deutlich langsamerer Vortrieb mit $t_{Vortrieb} = 1{,}2$ h und eine längere Ringbaudauer von $t_{Stillstand} = 1{,}6$ h entsprechend einer Tagesleistung von ca. 12 m angesetzt.

Tabelle 6.8: Eingangsparameter Szenario 4

Szenario 4: Variation der Vortriebsgeschwindigkeit	
Durchlässigkeit Boden:	$k_{f,Boden} = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s
Strömungswiderstand:	$R_G = 5{,}0 \cdot 10^{7}$ s
Scherfestigkeitsentwicklung:	$\tau_F(t) = 0.0005 \cdot t^{\mathbf{3{,}0}}$ kN/m²
Zeitpunkt τ > 2,0 kN/m²	$t_{\tau_F>2,0} = 14\ h$
Vortrieb A	
Dauer Vortrieb:	$t_{Vortrieb} = 0{,}6$ h
Dauer Stillstand:	$t_{Stillstand} = 0{,}8$ h
Vortrieb B	
Dauer Vortrieb:	$t_{Vortrieb} = 1{,}2$ h
Dauer Stillstand:	$t_{Stillstand} = 1{,}6\ h$

Die folgende Abbildung 6.24 zeigt den Verlauf der Auftriebskraft und der Widerstandskraft im Vergleich der unterschiedlichen Zeitspannen für Vortrieb und Stillstand. Im Vergleich der Varianten A und B ist erkennbar, dass bei Vergrößerung der entsprechenden Zeitintervalle der Verlauf der Auftriebskraft bzw. der Widerstandskraft in Bezug auf die Länge der Tunnelröhre gestaucht wird. Der Abfall der Auftriebskraft bzw. der Anstieg der Widerstandskraft zeigt sich damit bei einer größeren Vortrieb-/Stillstands-Dauer bereits in kleinerem Abstand zur TVM. In diesem Fall verkürzt sich dadurch der Abstand von der TVM zu der Stelle, an dem die Widerstandskraft die Auftriebskraft überschreitet, von etwa 10,5 m auf 6,0 m. Die Vortriebsgeschwindigkeit ist daher besonders in Bereichen mit kritischen Randbedingungen, beispielsweise aufgrund zu geringer Bodendurchlässigkeit, die zu einer langsamen zeitlichen

Entwicklung der Widerstandskraft führen, ein maßgeblicher Aspekt bei der Belastung der Tunnelröhre in Längsrichtung.

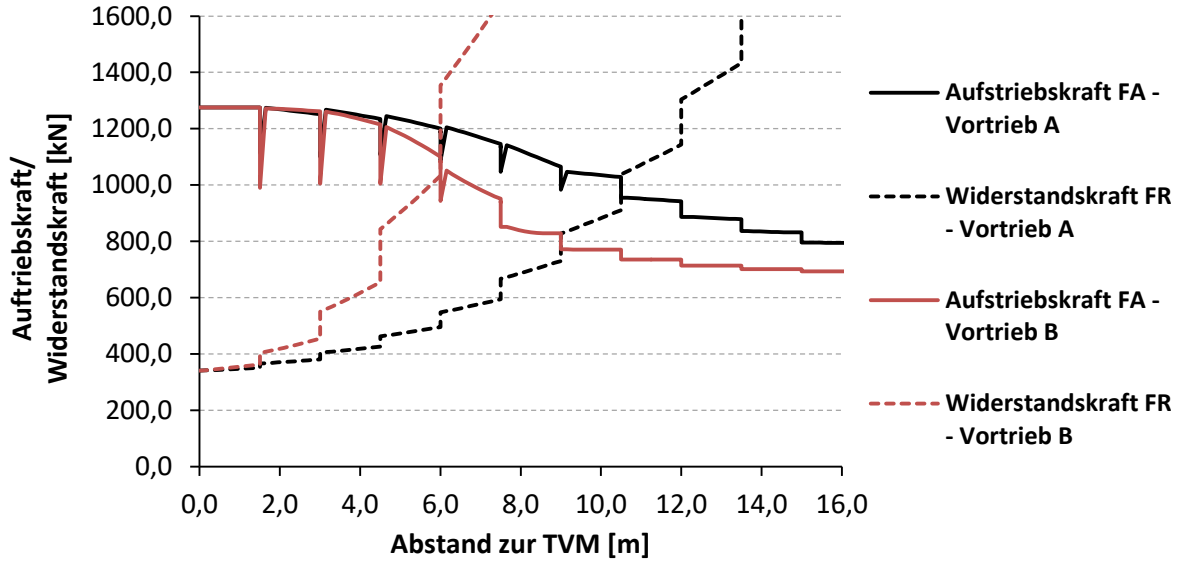


Abbildung 6.24: Szenario 4 - Auftriebskraft und Widerstandskraft bei Variation der Vortriebsgeschwindigkeit

Die hier aufgeführten beispielhaften Szenarien zeigen, in welchem Maße die Entwicklung der Auftriebskraft und die Widerstandskraft über die Länge der Tunnelröhre im Rahmen der Modellrechnung von der Durchlässigkeit des Bodens, den Vortriebsparametern und den Mörteleigenschaften abhängig ist. Es zeigt sich dabei auch, dass eine Kombination ungünstiger Randbedingungen zu einer verzögerten Entwicklung der Widerstandskraft führt. Dadurch kann hier für einzelne Parametersätze erst in großem Abstand zur TVM von > 10,0 m von einer Bettung der Tunnelröhre ausgegangen werden.

Die Modellbetrachtung erlaubt es, eine grobe Abschätzung zur zeitlichen bzw. räumlichen Entwicklung der Auftriebskraft und der Bettung des Tunnels zu formulieren und damit eine quantitative Abstimmung der Ringspaltverpressung in Bezug auf die Bodeneigenschaften, den vorhandenen Wasserdruck und die Vortriebsgeschwindigkeit vorzunehmen. In dieser Bewertung der Ringspaltverpressung könnte damit in Ergänzung zur Arbeit von Thienert [27], in der betrachtet wird, wie lange die vollständige Dränierung des Ringspalts in Anspruch nimmt, nicht nur die Dränierung des Ringspalts sondern auch die Scherfestigkeitsentwicklung des Mörtels berücksichtigt werden.

6.3.2. Einfluss der Auftriebskraft im Balkenmodell

Folgend wird der Einfluss der Auftriebskraft im Balkenmodell insbesondere in Bezug auf die Größe der resultierenden Querkraft im Tunnel untersucht. Mit der im vorherigen Abschnitt

gezeigten Modellrechnung zur Auftriebskraft wurde gezeigt, dass sich für entsprechende Parameter zum einen eine größere Auftriebsbelastung hinter der TVM und zum anderen ein längerer ungebetteter Bereich ergeben kann. Im Folgenden soll daher anhand der Berechnung für den GHT exemplarisch gezeigt werden, welche Folgen eine größere Auftriebsbelastung sowie eine längere Mörtelzone auf die resultierenden Verschiebungen und Schnittgrößen in der Tunnelröhre haben würden. Es ist selbstverständlich zu erwarten, dass eine größere Auftriebsbelastung zu größeren Querkräften führt. Hier soll aber insbesondere quantitativ untersucht werden, ob die Querkraft in den Ringfugen auch für eine deutlich größere Auftriebsbelastung unterhalb der von Talmon und Bezuijen [73] angesetzten Reibungskraft in den Ringfugen von $N \cdot \mu = 50 \cdot 0{,}4 = 20$ MN liegt. Dabei wird zudem beachtet, wie in Abschnitt 6.1.2 kurz angesprochen, dass die Normalkraft möglicherweise auf ein geringeres Niveau abfällt und die Reibungskraft beispielsweise nur $20 \cdot 0{,}4 = 8$ MN beträgt.

Der in Abschnitt 6.1.1 aufgeführte Parametersatz wird hier in Bezug auf die allgemeine Belastung der Röhre, die Biegesteifigkeit des Tunnelquerschnitts in Längsrichtung sowie den vertikalen Bettungsmodul unverändert angesetzt. Daher ist hier zudem zu beachten, dass weiterhin pauschal eine Einzellast an der TVM von $Q_{TVM} = 1{,}5\ MN$ angesetzt wurde. Nach den Erkenntnissen aus der Diskussion in Bezug zur Lagerung der Röhre an der TVM könnte sich bei daher möglicherweise auch eine andere Querkraftverteilung einstellen

Zuerst wird die Größe der Auftriebskraft bzw. der lineare Druckgradient direkt hinter der TVM variiert. Der Druckgradient hinter der TVM wird wie in Abschnitt 4.1.2 erläutert durch die Anfangsscherfestigkeit des Mörtels und die Injektionsstrategie beeinflusst. Hier wird in Ergänzung zum von Talmon und Bezuijen angesetzten Druckgradienten in Höhe von $dp/dz = 12\ \mathrm{kN/m^2/m}$ zusätzlich ein Druckgradient in Höhe von $dp/dz = 16\ \mathrm{kN/m^2/m}$ und $dp/dz = 20\ \mathrm{kN/m^2/m}$ angesetzt. Dabei entspricht der Gradient von $dp/dz = 20\ \mathrm{kN/m^2/m}$ der hydrostatischen Gradiente in Abhängigkeit der Dichte des Mörtels. Die Länge des ungebetteten Bereichs beträgt unverändert $L_M = 8{,}0$ m.

Abbildung 6.25 zeigt den mit dem Balkenmodell berechneten Querkraftverlauf sowie die Verschiebung der Tunnelröhre bei Variation des linearen Druckgradienten direkt hinter der TVM. Die Erhöhung des Druckgradienten direkt hinter der TVM führt erwartungsgemäß zu einer größeren maximalen Querkraft in der Tunnelröhre, da insgesamt eine größere Auftriebskraft in Tunnellängsrichtung übertragen werden muss. Die maximale Querkraft für einen Druckgradienten von $dp/dz = 20\ \mathrm{kN/m^2/m}$ beträgt dabei ca. 9,6 MN. Diese Querkraft liegt weiterhin unterhalb der von Talmon und Bezuijen unterstellten Reibungskraft in der Tunnelröhre von 20 MN. Bei einer verringerten Normalkraft würde die maximale Querkraft die Reibungskraft von 8 MN geringfügig überschreiten. Die maximale Hebung der Tunnel-

röhre nimmt durch eine größere Auftriebskraft erwartungsgemäß zu, die Zunahme ist allerdings mit maximal ca. 10 mm relativ gering.

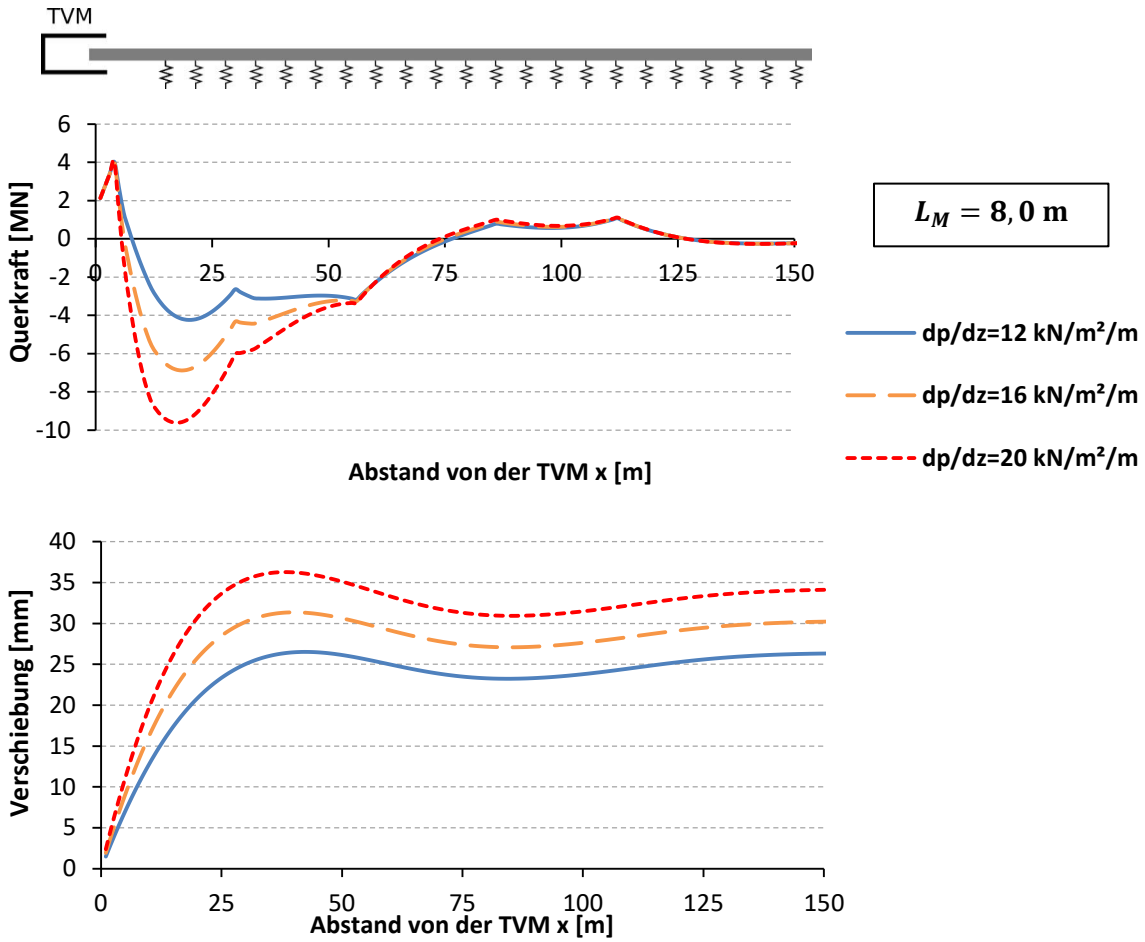


Abbildung 6.25: Einfluss der Auftriebskraft im Balkenmodell – Querkraftverlauf und Verschiebung in Abhängigkeit von der Größe des linearen Druckgradienten hinter der TVM

Zweitens wird die Länge des nicht gebetteten Bereichs L_M variiert. In der gezeigten Beispielberechnung des GHT wurde eine Länge des ungebetteten Bereichs von $L_M = 8{,}0$ m angenommen. Hier wird zusätzlich eine größere Länge von $L_M = 12{,}0$ m und $L_M = 16{,}0$ m angesetzt. Wie im vorherigen Abschnitt zur Berechnung der Auftriebskraft gezeigt, wird diese Größe maßgeblich von der Dränierung, der Scherfestigkeit des Mörtels und der Vortriebsgeschwindigkeit beeinflusst. Die Auftriebsbelastung hinter der TVM wird hier wiederum mit einem Druckgradienten von $dp/dz = 12\ \mathrm{kN/m^2/m}$ angesetzt.

Abbildung 6.26 zeigt den Querkraftverlauf sowie die Verschiebung des Balkens bei Variation der Länge des durch die Auftriebskraft belasteten und ungebetteten Bereichs. Es ist erkennbar, dass durch die Verlängerung des nicht gebetteten Bereichs die maximale Querkraft im

Balken ebenfalls ansteigt, da die resultierende gesamte Auftriebskraft, die in Längsrichtung zum gebetteten Bereich geleitet werden muss, größer ist. Gleichzeitig verschiebt sich dabei die Stelle, an der die maximale Querkraft auftritt, da die Bettung der Röhre erst später aktiviert wird. Die berechnete Querkraft liegt weiterhin unterhalb der Reibungskraft von 20 MN. Bei Berücksichtigung einer geringeren Normalkraft wird die Reibungskraft von 8,0 MN geringfügig überschritten. Zudem ist am berechneten Verschiebungsverlauf erkennbar, dass die große Länge des ungebetteten Bereichs zu einer deutlich größeren Hebung der Röhre führt.

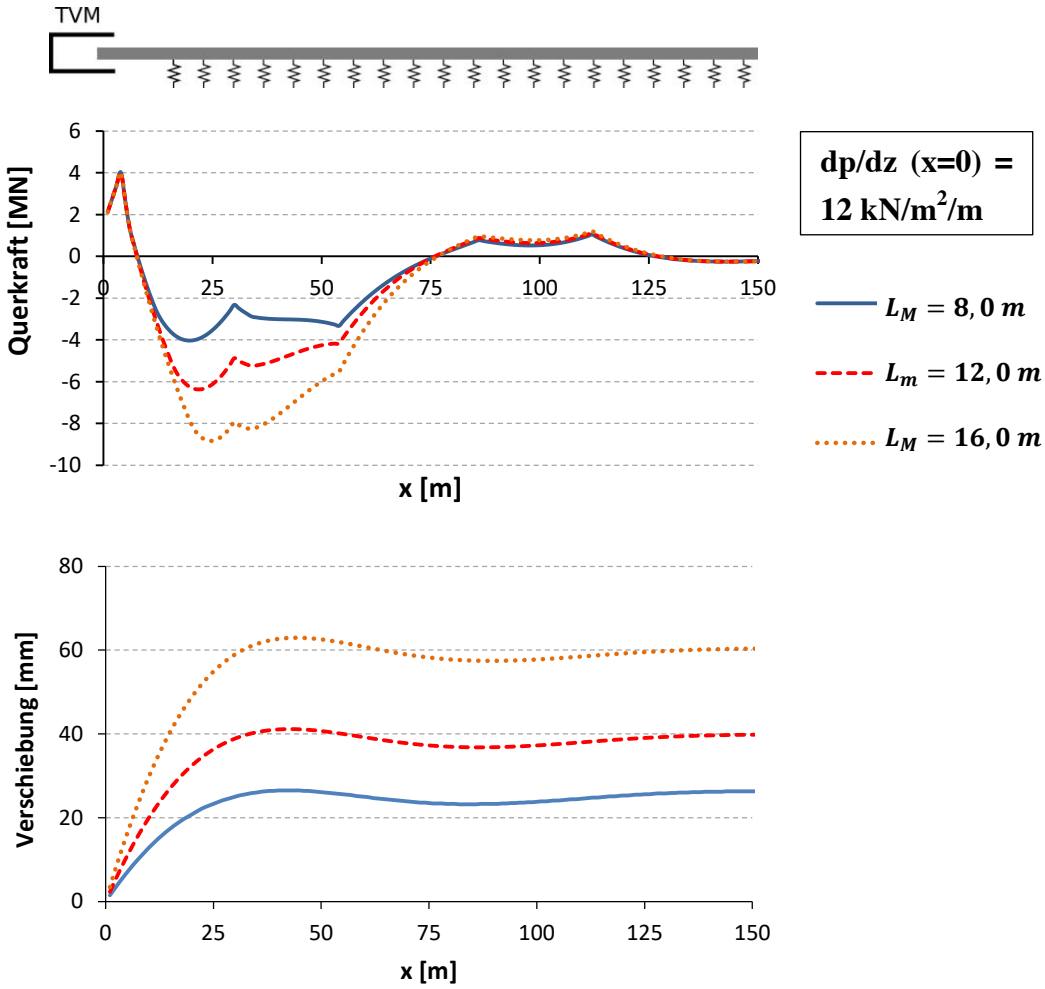


Abbildung 6.26: Einfluss der Auftriebskraft im Balkenmodell – Querkraftverlauf und Verschiebung in Abhängigkeit von der Länge des ungebetteten Bereichs

In Ergänzung zu den bereits gezeigten Variationen wird hier, in Anlehnung an die im vorherigen Abschnitt dargestellten Beispiele zur Druckentwicklung, eine Berechnung mit Ansatz der Auftriebskraft und der Länge des ungebetteten Bereichs für ein extremes Szenario durchgeführt. Damit soll eine Situation abgebildet werden, bei der beispielweise die Dränierung nur unzureichend stattfindet und die Widerstandskraft daher nur langsam ansteigt. Hier wird eine Mörtelbelastung entsprechend einem linearen Druckgradienten von $dp/dz = 20\ \mathrm{kN/m^2/m}$

und einer Länge des ungebetteten Bereichs von $L_M = 14{,}0$ m angesetzt. Zum Vergleich werden hier zudem die Ergebnisse für eine Auftriebsbelastung mit $dp/dz(0) = 12\ \mathrm{kN/m^2/m}$ und $L_M = 8{,}0$ m gezeigt.

Abbildung 6.27 zeigt die berechneten Schnittgrößen und die berechnete Verschiebung. Im Vergleich ist erkennbar, dass durch die hohe Auftriebskraft hinter der TVM und die große Länge des ungebetteten Bereichs die maximale Querkraft und die Verschiebung des Balkens stark zunehmen. Dabei tritt in der Röhre eine betragsmäßig maximale Querkraft von ca. 17 MN auf. Die berechnete Querkraft liegt damit weiterhin unterhalb der angenommen Reibungskraft von 20 MN. Bei kleinerer Normalkraft und einer entsprechend geringeren Reibungskraft von 8 MN wäre die Reibungskopplung der Ringe für dieses Beispiel jedoch deutlich überschritten.

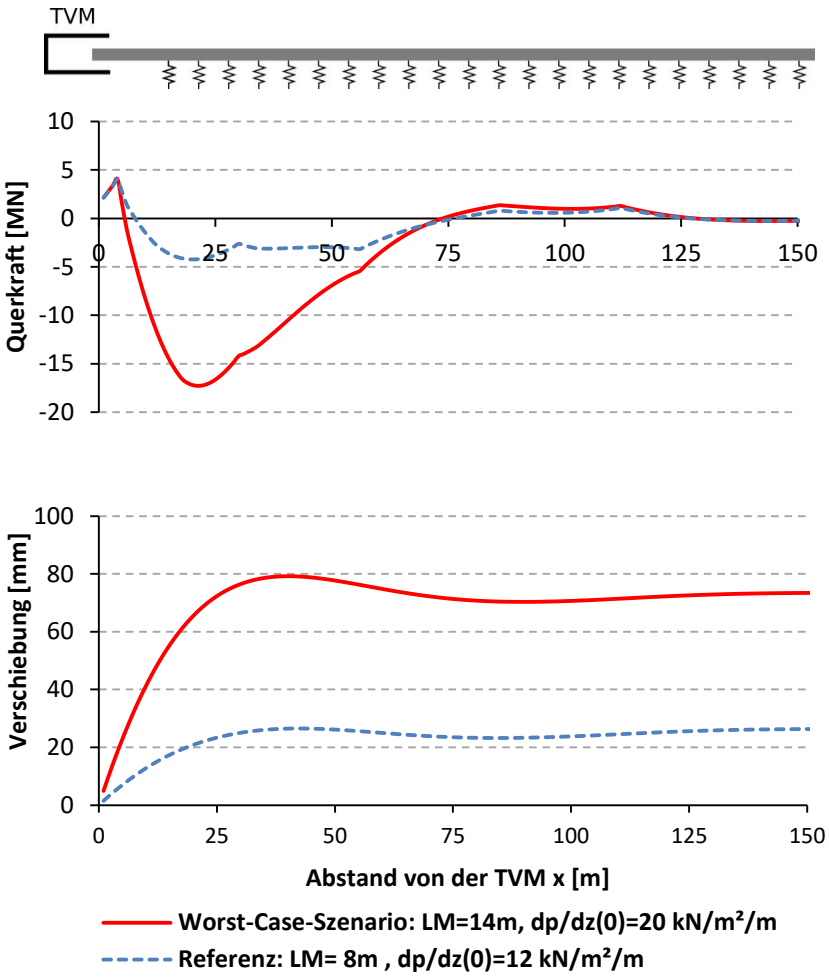


Abbildung 6.27: Einfluss der Auftriebskraft im Balkenmodell - Schnittgrößen und Verschiebung im Worst-Case-Szenario

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Auftriebskraft im Kontext des Berechnungsbeispiels zum GHT erwartungsgemäß zu einer größeren Querkraft führt. Die von Talmon und Bezuijen angenommene Reibungskraft von $50 \cdot 0{,}4 = 20\ MN$ wird dabei allerdings auch bei deutlich größerer Auftriebsbelastung und einer längeren ungebetteten Zone nicht überschritten. Bei einer kleineren Reibungskraft von beispielsweise $20 \cdot 0{,}4 = 8\ MN$ könnte es allerdings teilweise zu einer Überschreitung der Reibungskopplung kommen.

6.3.3. Einfluss der Biegesteifigkeit im Balkenmodell

Folgend wird untersucht, welchen Einfluss die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre in Längsrichtung auf die Ergebnisse der Balkenberechnung am Beispiel des GHT hat. Die Biegesteifigkeit des Kreisringquerschnitts der Tunnelröhre des GHT mit einem Durchmesser von 14,5 m beträgt $EI = 2{,}4 \cdot 10^{10}$ kNm^2. Talmon und Bezuijen [73] setzen zur Nachrechnung des GHT, wie bereits erläutert, eine geringere Biegesteifigkeit von $EI = 3{,}2 \cdot 10^{9}$ kNm^2 an. Diese Biegesteifigkeit entspricht in Bezug auf die volle Biegesteifigkeit des Tunnelquerschnitts einem Abminderungsfaktor von $f = 0{,}13$ und wird von den Autoren angesetzt, um in der Berechnung den Biegemomentenverlauf einer Messung möglichst passend abzubilden. Wie in Kapitel 5 ausgeführt, führen die Anordnung von Lastplatten sowie eventuell ein unebener Ringfugenspiegel zu dieser Abminderung der Biegesteifigkeit. Es soll hier gezeigt werden, welche Schnittgrößen sich bei einer größeren Biegesteifigkeit, die beispielsweise für eine ebene Ringfuge ohne Lastverteilungsplatten angenommen werden kann, ergeben würden.

Es ist zu erwarten, dass die Schnittgrößen in der Röhre bei größerer Biegesteifigkeit ansteigen. Wird die Röhre im Vergleich zur elastischen Bettung steifer dann, ‚zieht' sie gewissermaßen Schnittgrößen an. Gleichzeitig ist zu erwarten, dass die Hebung des Balkens bei größerer Biegesteifigkeit abnimmt. Hier soll quantitativ insbesondere gezeigt werden, in welchem Umfang die Schnittgrößen in der Röhre zunehmen. Dabei soll zum einen untersucht werden, ob dabei große Biegemomente auftreten, die eventuell zu einem Aufklaffen der Ringfugen führen. In diesem Kontext ist auch auf die Frage einzugehen, wie groß die Normalkraft sein muss, um die Tunnelröhre ausreichend zusammenzudrücken, und es sollte gezeigt werden, wie sich eine zu geringe Normalkraft auf das Verhalten der Tunnelröhre auswirken würde. Zum anderen wird untersucht, inwieweit die Querkräfte ansteigen, um wiederum zu prüfen, ob die Reibungskopplung der Ringe erhalten bleibt. Die Untersuchung wird wiederum jeweils auf Grundlage des in Abschnitt 6.1 gezeigten Berechnungsbeispiels am GHT durchgeführt. Die übrigen Eingangsparameter sind daher dem entsprechenden Abschnitt zu entnehmen.

Folgend wird zunächst eine Untersuchung mit Variation der Biegesteifigkeit der Tunnelröhre durchgeführt. Zum einen wird die theoretische Biegesteifigkeit des Tunnelquerschnitts von $1{,}0 \cdot EI = 2{,}4 \cdot 10^{10}$ kNm^2 angesetzt. Zusätzlich werden abgeminderte Werte im Bereich von

$0.65 \cdot EI$ bis $0.06 \cdot EI$ berücksichtigt. Dabei entspricht der Wert $0{,}66 \cdot EI$ etwa der Biegesteifigkeit, die sich bei Berücksichtigung von Lastplatten ergeben würde, der Wert $0{,}13 \cdot EI$ ist gleich der Biegesteifigkeit, welche von Talmon und Bezuijen angesetzt wurde und $0.06 \cdot EI$ stellt einen Schätzwert für die Größe der Biegesteifigkeit der Tunnelröhre allein aus einer Verschraubung dar (s. Abschnitt 5.3.3).

Abbildung 6.28 zeigt die berechneten Schnittgrößenverläufe und die Verschiebung der Balkenachse in Abhängigkeit von der angesetzten Biegesteifigkeit des Balkens. Es ist ersichtlich, dass eine größere Biegesteifigkeit in der Modellrechnung zu größeren Biegemomenten und zu größeren Querkräften führt. Im Vergleich zu der von Talmon und Bezuijen angesetzten Steifigkeit von $0{,}13 \cdot EI = 3{,}2 \cdot 10^9$ kNm^2, für die ein maximales Biegemoment von ca. 100 MNm berechnet wird, führt eine größere Steifigkeit zu Biegemomenten in der Röhre von bis zu 350 MNm (bei Ansatz der vollen Biegesteifigkeit des Kreisringquerschnitts von $1{,}0 \cdot EI$). Die betragsmäßig maximale Querkraft steigt von etwa 4 MN (bei $0{,}13 \cdot EI$) auf etwa 9 MN (bei $1{,}0 \cdot EI$) an. Auffällig ist dabei, dass die Stelle der maximalen Querkraft in einem deutlich größeren Abstand zur TVM liegt. Hier zeigt sich, wie oben bereits erwähnt, dass die Röhre im Vergleich zum Boden bzw. zur Bettung steifer wird und die Belastung daher stärker über die Röhre abgetragen wird. Fraglich ist, ob große Querkräfte in diesem großen Abstand zur TVM von Relevanz sind oder ob hier die Bettung im Ringspaltmörtel eine gegenseitige Verschiebung der Ringe ohnehin unterbinden würde.

Es ist des Weiteren zu erkennen, dass bei größerer Biegesteifigkeit keine größeren Biegemomente bzw. Querkräfte im ungebetteten Bereich hinter der TVM berechnet werden. Dieser Abschnitt des Balkens entspricht in der Modellierung einem statisch bestimmten Kragträger, da in diesem Bereich keine Bettung angesetzt wird. In diesem Bereich sind die Schnittgrößen daher unabhängig von der Steifigkeit des Balkens.

Die Verschiebung des Balkens nimmt mit kleinerer Biegesteifigkeit erwartungsgemäß zu. Die maximale Hebung der Röhre liegt bei Ansatz der vollen Biegesteifigkeit von $1{,}0 \cdot EI$ bei ca. 19 mm im Vergleich zu 26 mm bei Ansatz der Biegesteifigkeit mit $0{,}13 \cdot EI$. Auch für den Ansatz einer sehr biegeweichen Tunnelröhre mit einer Steifigkeit von $0.06 \cdot EI$ zeigt sich mit ca. 30 mm Hebung für die hier angesetzte Belastung allerdings keine übermäßige Zunahme in der Verschiebung der Tunnelröhre. Diese Steifigkeit entspricht, wie in 5.3.3 exemplarisch gezeigt, etwa der Biegesteifigkeit einer Röhre, die sich aus der Verschraubung ergeben würde.

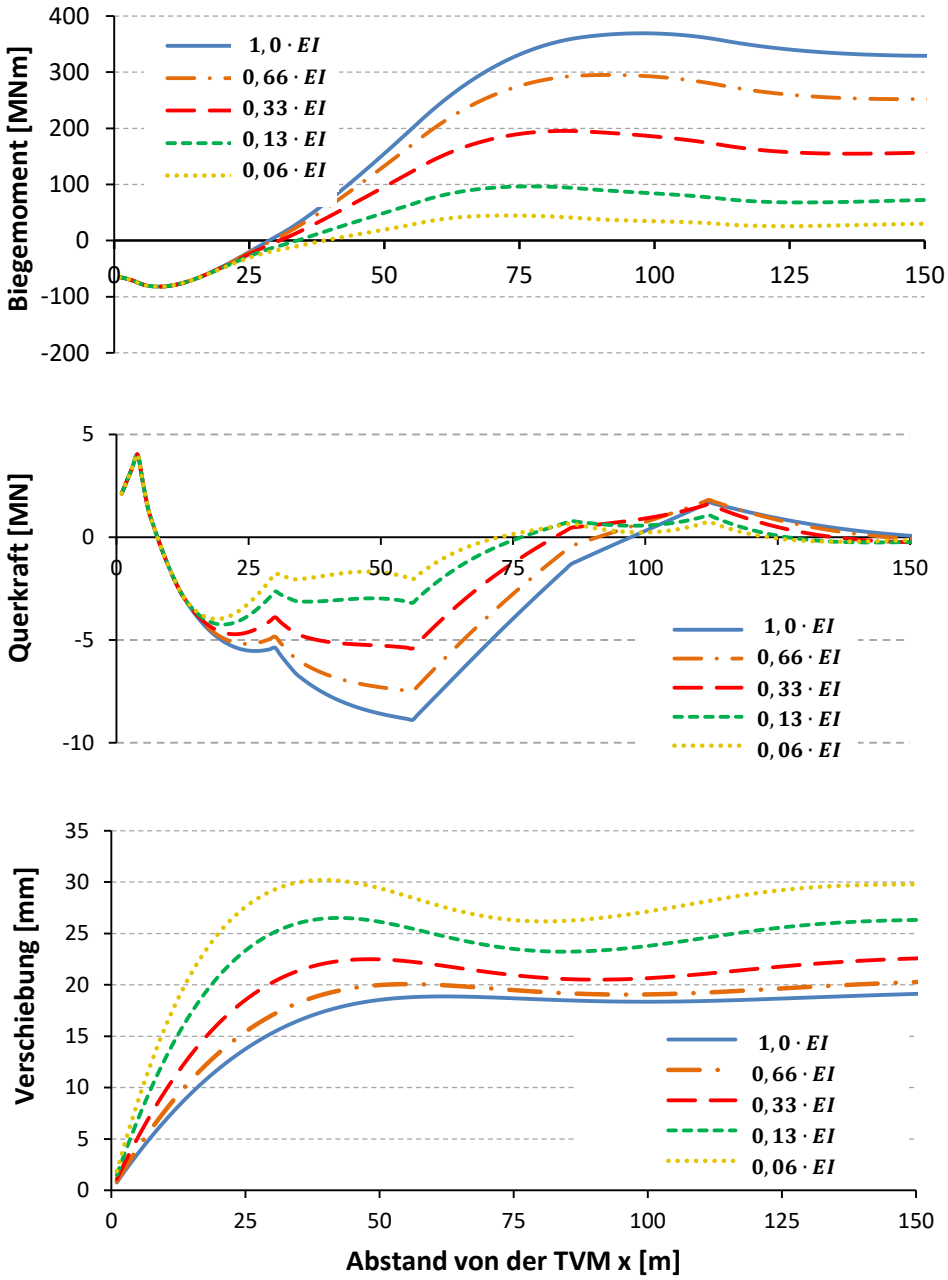


Abbildung 6.28: Einfluss der Biegesteifigkeit – Biegemoment, Querkraft und Verschiebung

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Schnittgrößen für eine biegesteifere Röhre im Vergleich erwartungsgemäß zunehmen. Dabei nehmen die Querkräfte etwas zu, in Bezug auf eine angenommene Reibungskraft in den Ringfugen von 20 MN ist der Anstieg allerdings eher gering. Darüber hinaus zeigt sich, dass das berechnete Biegemoment in der Röhre für eine relativ biegesteife Röhre sehr groß wird. Es stellt sich die Frage, ob der Tunnelquerschnitt auch für diesen Fall dauerhaft vollständig überdrückt ist oder ob es möglicherweise zu einem Aufklaffen der Ringfuge kommt.

Es soll daher folgend zusätzlich untersucht werden, wie sich die Röhre verhält, wenn die Biegemomente in der Röhre das Biegemoment überschreiten, ab dem nach Gleichung (5.18) ein Aufklaffen der Ringfugen auftritt. Talmon und Bezuijen gehen wie erläutert davon aus, dass die Normalkraft in der Röhre beim GHT in der Bauphase bei 50 MN lag. Für den GHT mit einem mittleren Radius von 6,95 m kann damit das Biegemoment ermittelt werden, ab dem gemäß der Gleichung (5.18) ein Aufklaffen an der äußersten Faser des Querschnitts in den Ringfugen auftritt: $M_{Grenz} = 50 \cdot 6.95/2 = 173$ MN. Bei einer Röhre mit einer vergleichsweise geringen Biegesteifigkeit von $0{,}13 \cdot EI$, beispielsweise aufgrund von weichen Lastplatten oder einem unebenen Ringfugenspiegel, wird das Grenzmoment laut der vorangegangenen Berechnung nicht überschritten (s. Abbildung 6.28). Bei Ansatz einer steiferen Röhre mit einem Abminderungsfaktor von 0,65 würden in der Röhre aber Biegemomente entstehen, die dieses Grenzbiegemoment überschreiten.

Folgend wird die Berechnung der Tunnelröhre mit Berücksichtigung einer nichtlinearen Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der Normalkraft durchgeführt (s. Abschnitt 5.3). Dazu werden im verwendeten FE-Modell zur Darstellung der Ringfugen zwischen den Knoten benachbarter Balkenelemente Drehfedern angeordnet (s. Abbildung 6.29). Hier wird der im Programm ANSYS vorhandene Elementtyp COMBIN39 verwendet, für den eine nichtlineare, polygonale Federkennlinie eingegeben werden kann. In Abhängigkeit von der Normalkraft wird die Beziehung zwischen Biegemoment und Verdrehung bei aufklaffender Ringfuge mit Hilfe des analytischen Ansatzes bestimmt (s. Abschnitt 5.3.1) und mit einer polygonalen Federkennlinie angenähert. Die übrigen Freiheitsgrade zwischen den benachbarten Knoten werden gekoppelt. Zu beachten ist, dass im Modell keine zeitliche und räumliche Variation der Biegesteifigkeit berücksichtigt werden kann. Stattdessen wird für alle Ringfugen eine Federkennlinie entsprechend einer konstanten Normalkraft angesetzt. Dies wirft hier die Frage auf, welchen Einfluss der erhärtete Ringspalt auf die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre hat. In der Modellbetrachtung in Kapitel 5 wird die nichtlineare Biegesteifigkeit allein anhand der isoliert betrachteten Tübbingringe ermittelt. Möglicherweise ergibt sich durch den erhärteten Ringspaltmörtel eine zusätzliche Verbindung der Ringe in Tunnellängsrichtung, die ein Aufklaffen in diesem Bereich verhindern würden.

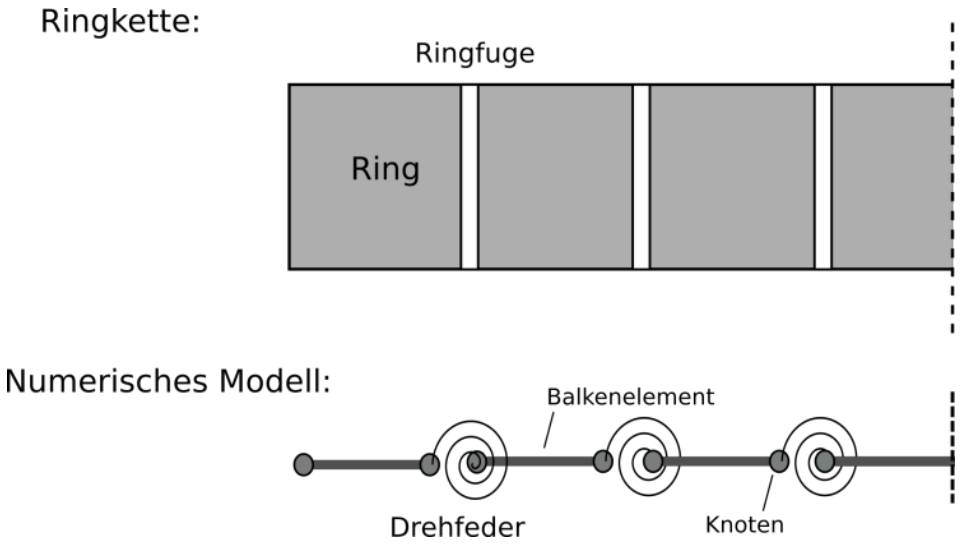


Abbildung 6.29: Ansatz von Drehfedern im FE-Modell zur Darstellung der Ringfugen

Die Berechnung erfolgt allgemein weiterhin auf Grundlage der Eingangsparameter und der Belastung, die in Abschnitt 6.1 aufgeführt sind. Für die Biegesteifigkeit der Tunnelröhre wird für die hier gezeigte Berechnung $EI_{min} = 0{,}65 \cdot EI$ angesetzt, da sich in der oben erläuterten Berechnung gezeigt hat, dass sich in diesem Fall große Biegemomente in der Röhre von bis zu 300 MNm ergeben. Die Berechnung wird jeweils unter Ansatz einer Normalkraft von 50 MN und 20 MN sowie exemplarisch für eine noch geringere Normalkraft von 12,5 MN durchgeführt. Die Normalkraft bestimmt dabei, wie erläutert, die Ausbildung der Federkennlinien der Drehfedern zwischen den Balkenelementen. Für eine Normalkraft von 50 MN liegt das Moment, bei dem die Ringfuge noch gerade vollständig überdrückt ist, nach Gleichung (5.18) bei 174 MNm, bei einer Normalkraft von 20 MN liegt es bei 69,5 MNm, bei einer Normalkraft von 12,5 MN bei ca. 43 MNm. Zum Vergleich wird zudem eine Berechnung ohne Berücksichtigung der nichtlinearen Biegesteifigkeit mit einer konstanten Biegesteifigkeit von $0{,}65 \cdot EI$ durchgeführt. Insgesamt ist zu beachten, dass hier der Einfluss der Normalkraft isoliert betrachtet wird, ohne andere Parameter in der Berechnung zu ändern. Es ist zu bedenken, dass bei geringerer Normalkraft vermutlich auch das aus den Vortriebspressen eingetragene Biegemoment kleiner wäre.

Abbildung 6.30 zeigt das berechnete Biegemoment, die Querkraft und die Verschiebung für eine Biegesteifigkeit von $EI_{min} = 0{,}65 \cdot EI$ in Abhängigkeit von der zur Definition der Federkennlinien angesetzten Normalkraft. Zunächst ist zu erkennen, dass bei Ansatz ohne Berücksichtigung der nichtlinearen Biegesteifigkeit ein maximales Biegemoment von ca. 300 MNm berechnet wird. Bei Berücksichtigung der nichtlinearen Biegesteifigkeit unter Ansatz einer Normalkraft von 50 MN ist zu erkennen, dass das maximale Biegemoment in Längsrichtung auf ca. 220 MN abfällt. Das Grenzmoment von 174 MNm wird somit teilweise wei-

terhin überschritten, so dass prinzipiell davon auszugehen ist, dass an diesen Stellen nicht der gesamte Querschnitt überdrückt ist. Infolge der lokalen Abnahme der Biegesteifigkeit lagert sich das Moment insgesamt aber um und die resultierenden Biegemomente verringern sich insgesamt geringfügig. Bei einer Normalkraft von nur 20 MN und bei einer Normalkraft von 12,5 bildet sich in Längsrichtung jeweils ebenfalls ein deutlich geringeres Biegemoment aus. Auch hier liegt das berechnete Moment jeweils etwas oberhalb der angesetzten Grenzmomente. Die Verformung der Röhre nimmt wie erwartet durch die ‚Aufweichung' der Röhre etwas zu. Die maximale Größe der Querkraft nimmt ab. Zu beachten ist insgesamt, dass die beobachtete Umlagerung der Schnittgrößen nicht für den ungebetteten Bereich gilt. In diesem Bereich bleibt das Moment durch die Berücksichtigung der nicht-linearen Biegesteifigkeit unverändert, da die Schnittgrößen dort wie erläutert unabhängig von der Biegesteifigkeit des Balkens sind.

Da die Momente weiterhin oberhalb der Grenzmomente liegen, bleibt die Frage, ob die Ringfugen jeweils ausreichend überdrückt sind oder ob die Ringfugen stellenweise aufklaffen. Diese Frage wird folgend mit Hilfe des analytischen Ansatzes zur Biegesteifigkeit (s. Abschnitt 5.3.1) betrachtet. Mit Gleichung (5.25) kann die maximale Fugenöffnung in der Ringfuge an der äußersten Faser des Querschnitts in Abhängigkeit von der Größe des Biegemoments und der Normalkraft abgeleitet werden. Abbildung 6.31zeigt die maximale Fugenöffnung in einer Ringfuge in Abhängigkeit vom Biegemoment jeweils für eine Normalkraft von 20 MN und 12,5 MN sowie für eine Normalkraft von 10 MN. Die Markierungen zeigen jeweils das berechnete maximale Biegemoment in Tunnellängsrichtung in der oben besprochenen Berechnung bei Ansatz einer nicht-linearen Biegesteifigkeit in den Ringfugen entsprechend der jeweiligen Normalkraft.

Es zeigt sich, dass sich die Ringfuge bei einer Normalkraft von 20 MN und einem maximalen Moment von 120 MNm nur geringfügig um etwa 0,5 mm öffnet. Bei einer Normalkraft von 12,5 MN und einem entsprechenden Moment aus der Balkenberechnung von 83 MNm kann eine Fugenöffnung an der äußersten Faser von ca. 2,7 mm abgeleitet werden. Eine größere Fugenöffnung tritt hier offenbar nicht auf, da dies mit einer weiteren Abnahme der Biegesteifigkeit verbunden ist, welche wiederrum zu einer Abnahme des Biegemoments in der Röhre führen würde. Die auftretende geringfügige Öffnung kann entsprechend der Sicherheit der Dichtungsprofile (s. Abbildung 2.11) als unkritisch bewertet werden.

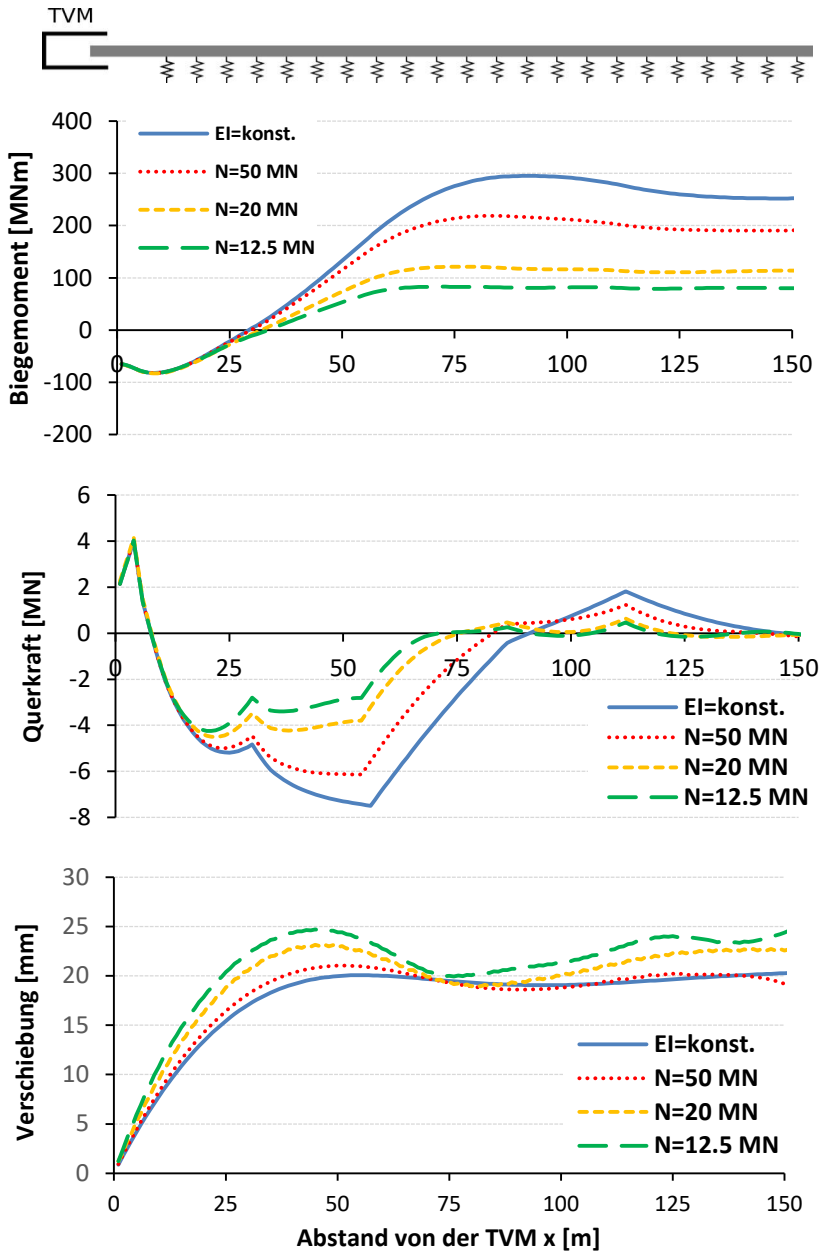


Abbildung 6.30: Berücksichtigung nichtlinearer Biegesteifigkeit – Biegemoment, Querkraft und Verschiebung in Abhängigkeit der Normalkraft

Zusätzlich ist hier die Beziehung zwischen Fugenöffnung und Biegemoment für eine Normalkraft von 10 MN gezeigt, um zu illustrieren, welche Folgen eine zu geringe Normalkraft hat. Da das Biegemoment, wie bereits beschrieben, im ungebetteten Bereich nicht durch die beobachtete Umlagerung abnimmt, würde bei Ansatz einer Normalkraft von 10 MN die maximale Fugenöffnung in diesem Bereich bei einem Biegemoment von ca. 80 MNm (s. Abbildung 6.30) sehr groß werden (s. Abbildung 6.31). Die Normalkraft wäre in diesem Fall zu gering, um den Querschnitt ausreichend zu überdrücken und möglicherweise würde die Verschraubung stark belastet werden. Zuletzt ist aber zu beachten, dass bei geringer Normalkraft

aus den Vortriebspressen auch das durch die Pressen hervorgerufene Biegemoment am Ende der Röhre in der TVM deutlich geringer wird und daher auch das Moment im nicht gebetteten Bereich deutlich kleiner ist (s. Abschnitt 6.1.2).

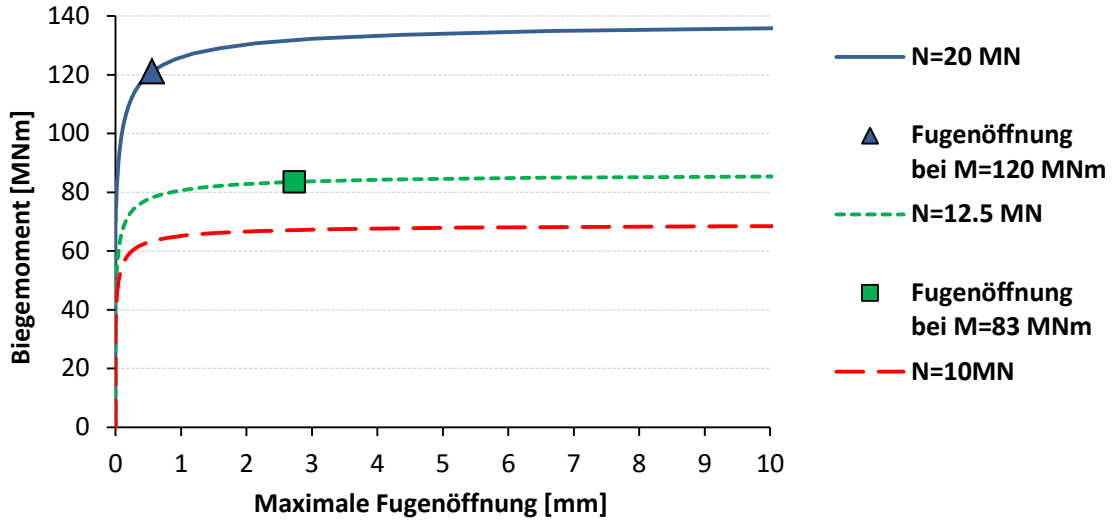


Abbildung 6.31: Maximale Fugenöffnung in Abhängigkeit vom Biegemoment und der Normalkraft

Exemplarisch soll hier noch auf den Einfluss der Verschraubung bei fehlender Normalkraft eingegangen werden. Dazu kann mit Hilfe der in Abschnitt 5.3.3 aufgeführten Gleichung (5.28) nach Shiba et al. die Fugenöffnung u_S bei Betrachtung der Verschraubung ermittelt werden. In welchem Umfang die Ringe in der Ringfuge beim GHT verschraubt wurden, ist nicht bekannt. Hier wird daher nur eine exemplarische Abschätzung durchgeführt, bei der angenommen wird, dass die Ringe mit 12 Schrauben M36 der Festigkeitsklasse 5.6 von 40 cm Länge (2 Schrauben je Tübbingsegment bei einer Teilung in 6 Segmente) verschraubt sind. Für ein Biegemoment von 80 MNm würde sich damit eine geringe Fugenöffnung von $u_S = 0{,}44$ mm ergeben. Aus der Verformung kann zudem berechnet werden, dass in den Schrauben dabei eine Zugspannung von etwa $\sigma = 233\ \mathrm{N/mm^2}$ auftritt. Die Streckgrenze des Stahls in Höhe von $f_y = 300\ \mathrm{N/mm^2}$ würde bei dieser Fugenöffnung damit noch nicht überschritten werden. Im Kontext des gezeigten Beispiels würde sich daher auch bei fehlender Normalkraft im ungebetteten Bereich keine übermäßige Fugenöffnung zeigen. Zu untersuchen wäre allerdings hier, ob sich eine zu große Kraft am Schraubenkopf einstellt, die eventuell zu Schäden am Beton führen könnte.

Es lässt sich festhalten, dass ein Abfall der Biegesteifigkeit bei zu geringer Normalkraft einen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Tunnelröhre und die berechneten Schnittgrößen hat. Dabei kommt es im Rahmen der Modellrechnung allerdings auch bei einer geringeren Normalkraft nicht zu einer übermäßigen Öffnung der Ringfugen, da sich die Kräfte in der

Röhre im Zusammenspiel mit der elastischen Bettung umlagern und das Biegemoment entsprechend geringer ausfällt. Eine Einschränkung zeigt sich dabei wie beschrieben im Bereich des Tunnels, der nicht gebettet ist, für diesen Bereich kann die Gebrauchstauglichkeit in Form der Fugenöffnung des Tunnels alternativ in Abhängigkeit von der Verschraubung untersucht werden. Darüber hinaus ist gegebenenfalls zu beachten, dass die Normalspannung in der Fuge bei Überschreitung des Grenzmoments über einen größeren Bereich der Höhe des Querschnitts auf Null fällt. Möglicherweise hat dieses auf die ausreichende Kopplung einzelner Segmente einen Einfluss, da diese nicht mehr über Reibungskräfte in der Ringfuge gekoppelt wären.

6.3.4. Einfluss der Schubsteifigkeit im Balkenmodell

In diesem Abschnitt wird die Berechnung der Tunnelröhre in der Bauphase mit dem Balkenmodell unter Berücksichtigung der Schubdeformation betrachtet. Für den GHT ist leider nicht bekannt, in welcher Form die Ringfuge ausgeführt wurde und ob Verschraubungen und Kopplungskonstruktionen angeordnet wurden. Für die folgenden Überlegungen wird die Betrachtung daher allgemein anhand der Abschätzungen zur Schubsteifigkeit in Abschnitt 5.4 durchgeführt. Zunächst wird auf den Einfluss der Schubsteifigkeit auf die berechneten Verformungen und Schnittgrößen eingegangen, da bisher jeweils von einer Vernachlässigung der Schubverformungen und Ansatz der Euler-Bernoulli-Balkentheorie ausgegangen wurde. Dazu wird die Balkenberechnung vergleichend mit Ansatz einer unendlich großen Schubsteifigkeit, mit Ansatz der Schubsteifigkeit des Kreisringquerschnitts bei einem vollflächigen Kontakt folgend als $1{,}0 \cdot \kappa GA$ bezeichnet und mit Ansatz abgeminderter Schubsteifigkeit durchgeführt. Die Größe der Schubsteifigkeit des Ringquerschnitts beträgt für den Tunnelquerschnitt mit einem Durchmesser von D = 14,5 m und einer Tübbingstärke von 0,6 m sowie einem Schubkorrekturfaktor für Kreisringe von $\kappa = 0{,}5$ etwa $\kappa GA = 2{,}1 \cdot 10^5$ MN. Die Schubsteifigkeit wird exemplarisch zusätzlich stark abgemindert mit $0{,}1 \cdot \kappa GA$ und $0{,}01 \cdot \kappa GA$ angesetzt, beispielhaft für eine plausible Größe der äquivalenten Schubsteifigkeit bei Überschreitung der Reibungskopplung. Ein explizites Verformungsverhalten in der Ringfuge bei Überschreitung der Reibungskopplung wird hier zunächst nicht beachtet.

Abbildung 6.32 zeigt den berechneten Momenten- und Querkraftverlauf sowie die Verschiebung in Abhängigkeit von der Größe der Schubsteifigkeit der Tunnelröhre. Es zeigt sich, dass die Schubverformung bei Ansatz der Schubsteifigkeit bei vollem Ringkontakt mit $1{,}0 \cdot \kappa GA$ im Vergleich zum Ansatz unendlich großer Schubsteifigkeit bzw. Vernachlässigung der Schubdeformation nahezu keinen Einfluss auf die Ergebnisse der Balkenberechnung hat. Auch bei einer verringerten Schubsteifigkeit von $0{,}1 \cdot \kappa GA$ zeigt sich kein maßgebender Einfluss auf die berechneten Schnittgrößen und Verschiebungen. Erst bei stark abgeminderter

Schubsteifigkeit in der Größenordnung $0{,}01 \cdot \kappa GA$ zeigt sich eine Veränderung in den Berechnungsergebnissen. Die Tunnelröhre verhält sich dann entsprechend weicher, so dass die Verformung der Röhre stark zunimmt. Dabei ist zudem erkennbar, dass sich die Verformungsfigur etwas verändert und die Hebung der Röhre bereits deutlich näher hinter der TVM auftritt. Die berechneten Biegemomente und Querkräfte nehmen selbst bei sehr geringer Schubsteifigkeit nur geringfügig ab. In Bezug auf die in Abschnitt 5.4.1 ermittelten Abminderungsfaktoren für die Schubsteifigkeiten kann festgehalten werden, dass die Schubdeformation des Tunnels bei bestehender Reibungskopplung vernachlässigt werden kann. Dies bedeutet, dass die Verwendung der Euler-Bernoulli-Hypothesen im analytischen Ansatz in diesem Fall gerechtfertigt ist.

In Abschnitt 5.4.2 wurde zusätzlich zur Abschätzung der Größe der Schubsteifigkeit auch eine einfache Abschätzung der Tragfähigkeit von Kopplungskonstruktionen und Schrauben vorgestellt. Für den Fall, dass die Reibungskopplung überschritten wird, beispielsweise bei zu geringer Normalkraft, kann daher abgeschätzt werden, ob diese Tragfähigkeit ausreichend groß ist. In Abschnitt 5.4.2 wurde exemplarisch und auf Grundlage einer sehr einfachen Betrachtung eine Tragfähigkeit von Kopplungskonstruktionen und Verschraubung von insgesamt $F = 6{,}0$ MN abgeleitet. Hier kann für die Beispielberechnung am GHT mit den Parametern von Talmon und Bezuijen festgehalten werden, dass selbst für den unwahrscheinlichen Fall, in dem keine Normalkraft vorhanden ist die abgeschätzte Tragfähigkeit der Kopplungskonstruktionen und Schrauben nicht von der Querkraft überschritten werden würde. Zu beachten ist dabei, dass die in Abschnitt 5.4.2 angegebene Tragfähigkeit nicht für den GHT durchgeführt wurde. Die tatsächliche Tragfähigkeit der Ringfugenverbindung beim GHT bei fehlender Reibungskopplung kann von diesem Wert natürlich abweichen, da der Tunnel insgesamt größere Dimensionen aufweist.

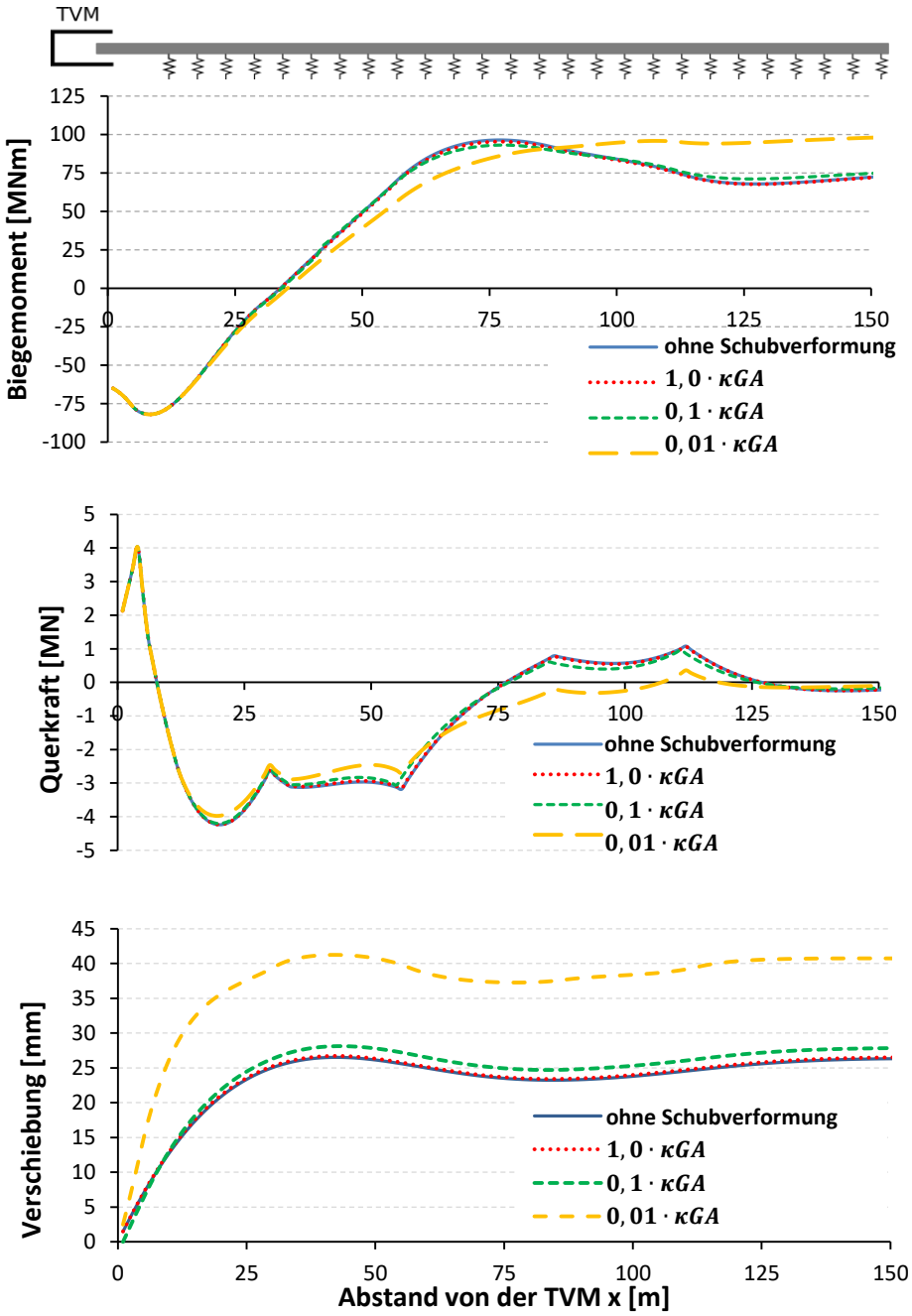


Abbildung 6.32: Schnittgrößen und Verschiebung in Abhängigkeit von der Schubsteifigkeit

Darüber hinaus ist von Interesse, welche Auswirkungen sich explizit im Verformungsverhalten der Röhre zeigen, wenn die Normalkraft in der Röhre zu gering ist. In der hier angewendeten Modellierung mit äquivalenter Schubsteifigkeit kann der tatsächliche Versatz der Ringe bei einem Schlupf zwischen Schrauben und Schraubenkanälen und in den Topf-Nocken-Konstruktionen nicht abgeleitet werden. Daher soll zusätzlich untersucht werden, welchen Einfluss eine Berücksichtigung eines expliziten Verformungsverhaltens in der Ringfuge, mit Berücksichtigung eines Schlupfes, auf die Schnittgrößen und Verschiebungen hat. Es ist an-

zunehmen, dass sich dadurch insbesondere die Verformungsfigur stark verändert und dass es womöglich bereits in einem kleineren Abstand zur TVM zu größeren Hebungen kommt. Für diese Untersuchung wird im FE-Balkenmodell jeweils eine Dehnfeder zwischen den Balkenelementen angeordnet (Abbildung 6.33). Die Federkennlinie dieser Elemente wird entsprechend zur Abbildung der Kraft-Verformungs-Beziehung in der Ringfuge definiert (s. Abschnitt 5.4.2).

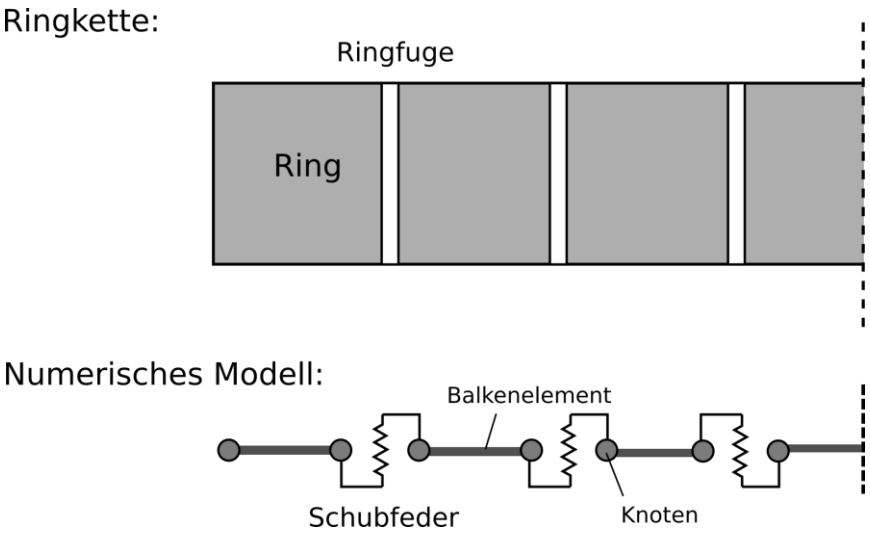


Abbildung 6.33: Anordnung von Federn im FE-Modell zur Berücksichtigung der Schubverformung in der Ringfuge

Die hier vorgeschlagene Berechnung mit Ansatz der Dehnfederelemente in den Ringfugen konnte allerdings nicht erfolgreich im Rahmen des erstellten numerischen Modells umgesetzt werden. Im Falle großer Belastung und großen Querkräften, die die definierte Reibungskraft überschreiten, konvergiert die Lösungsroutine in einzelnen Berechnungsschritten nicht und es kommt zu einem Abbruch innerhalb der Schleifenprogrammierung. Vermutlich führt die große Differenz zwischen der Schubsteifigkeit der Ringkette bei bestehender Reibungskopplung und der sehr geringen Steifigkeit im Schlupfbereich zu einer zu abrupten Änderung im System und zu großen Verschiebungen. Dies tritt insbesondere dann auf, wenn die Teile des Balkens, in denen eine große Querkraft auftritt, noch ungebettet sind, da in diesem Fall prinzipiell große Starrkörperbewegungen der einzelnen Balkenelemente möglich sind. Ein Lösungsansatz zur Behebung dieses Problem könnte eine Verhinderung dieser Starrkörperbewegung sein, beispielsweise durch den Ansatz von sehr weichen Bettungsfedern im eigentlich ungebetteten Bereich.

Auch wenn eine explizite Berechnung der Versätze in der Ringfuge hier nicht durchgeführt werden konnte, kann festgehalten werden, dass die Schubsteifigkeit sowohl bei bestehender Reibungskopplung als auch bei deutlich geringerer Schubsteifigkeit zumindest in Bezug auf die Berechnung der Schnittgrößen in der Balkenberechnung vernachlässigt werden kann. Da-

her kann entsprechend anhand der berechneten Querkräfte überprüft werden, ob die Reibungskräfte in Abhängigkeit von der Vortriebspressenkraft und der Reibungskoeffizienten der Lastplatten ausreichend groß sind. Ist dies nicht der Fall, kann anhand der ermittelten maximalen Querkraft zudem die erforderliche Tragfähigkeit von Verbindungselementen wie Schrauben oder Schubdübeln abgeschätzt werden, die erforderlich wäre, um Versätze beispielsweise auch bei gänzlich fehlender Normalkraft zu vermeiden.

6.3.5. Erkenntnisse der Parametervariation

Anhand der gezeigten Parametervariationen zur Modellrechnung am SHT wurde exemplarisch aufgeführt, dass die zeitliche bzw. räumliche Entwicklung der Auftriebsbelastung sowie der Widerstandskraft maßgeblich durch das Zusammenspiel aus Mörtelerhärtung und Dränierung sowie indirekt durch die Vortriebsgeschwindigkeit beeinflusst werden. Das gezeigte Modell erlaubt damit die beispielsweise laut Edelhoff und Berner [20] gewünschte Abstimmung der Ringspaltmörtelrezeptur in Bezug auf die Bodeneigenschaften und den Vortrieb.

Darauf aufbauend konnte im Rahmen der Parametervariation zur Auftriebskraft am Balkenmodell gezeigt werden, dass die Schnittgrößen in Längsrichtung im Tunnel infolge einer größeren Auftriebsbelastung und einer längeren ungebetteten Zone erwartungsgemäß ansteigen. Im Kontext der verwendeten Parameter am GHT würde sich allerdings nur für eine sehr starke Auftriebsbelastung eine Querkraft ergeben, die die von Talmon und Bezuijen angenommene Reibungskraft in den Ringfugen von 20 MN überschreitet. Es kann geschlussfolgert werden, dass sich zu große Versätze und Schäden an den Kopplungskonstruktionen in diesem Fall also vermutlich eher aufgrund einer zweitweise zu geringen Normalkraft oder in einer schlechten Kraftübertragung in den Ringfugen mit geringerem Reibungskoeffizienten einstellen würden. Durch die Variation der Biegesteifigkeit konnte gezeigt werden, inwiefern die Schnittgrößen von der Biegesteifigkeit der Tunnelröhre abhängig sind. Im Vergleich zeigt sich, dass bei einer deutlich steiferen Tübbingröhre, beispielsweise bei einem Tübbingausbau mit ebenen Ringfugen ohne Lastverteilungsplatten, größere Biegemomente und Querkräfte auftreten würden. Diesbezüglich wurde auch darauf eingegangen, dass sich große Biegemomente bei Berücksichtigung einer nichtlinearen Biegesteifigkeit infolge der lokalen Abnahme der Biegesteifigkeit umlagern und es nicht zu einem unbegrenzten Aufklaffen der Ringfuge kommt. Diese Beobachtung kann allerdings, wie erläutert, nicht auf den ungebetteten Bereich der Röhre bezogen werden. Die Schnittgrößen in diesem Bereich sind unabhängig von der Biegesteifigkeit der Tunnelröhre. Eine zu geringe Normalkraft könnte in Abhängigkeit von dem in diesem Bereich auftretenden Biegemoment zu einem Aufklaffen der Ringfuge oder zu einer Belastung der Verschraubung führen. In diesem Kontext wurde aber zum einen angeführt, dass diese Öffnung der Ringfuge durch die Verschraubung unterbunden wird und zum anderen festgehalten, dass das Moment in diesem Bereich stark vom Biegemoment abhängig

ist, das durch die Vortriebspressen verursacht wird. Da das Moment aus den Pressen mutmaßlich ebenfalls geringer wird, wenn die Vortriebspressenkräfte kleiner werden, ist im ungebetteten Bereich im Kontext des aufgeführten Berechnungsbeispiels nicht von einem Aufklaffen der Ringfugen auszugehen. Anhand der Variation der Schubsteifigkeit wurde gezeigt, dass die Größe der Schubsteifigkeit bei bestehender Reibungskopplung nur einen geringen Einfluss auf die berechneten Schnittgrößen im Balkenmodell hat und die Vernachlässigung der Schubdeformation weitestgehend gerechtfertigt ist. Bei sehr geringen Schubsteifigkeiten konnte ein Einfluss auf die Verformung der Tunnelröhre gezeigt werden. Offen bleibt, wie sich eine gegenseitige Verschiebung der Ringe bei Ausnutzung des Schlupfes in der Ringfuge auf die Berechnungsergebnisse auswirkt. Die entsprechende Modellierung mit Hilfe von Federelementen zwischen den Balkenelementen konnte wie erläutert nicht erfolgreich umgesetzt werden.

7. Zusammenfassung, Diskussion und Ausblick

7.1. Zusammenfassung

In der vorliegenden Dissertation wurde die Beanspruchung sowie die Verformung der segmentierten Tübbingröhre in Längsrichtung in der Bauphase untersucht. Die Verfüllung des Ringspalts zwischen Bauwerk und Ausbruchslaibung mit einem flüssigen Ringspaltmörtel kann während der Bauphase dazu führen, dass der Tunnel über eine gewisse Distanz hinter der TVM eventuell nicht genügend gebettet ist und durch eine Auftriebslast belastet wird. Da diese Auftriebslast in Tunnellängsrichtung übertragen werden muss, wird der Tunnel zusätzlich beansprucht. Ziel der vorliegenden Arbeit war es, zur Untersuchung dieser Problemstellung eine zusammenhängende Berechnungsmethode auf Basis analytischer Ansätze zu entwickeln. Des Weiteren sollten relevante Gesichtspunkte, die das Verhalten der Tunnelröhre beeinflussen, gesammelt und beschrieben werden. Hierbei wurde grundlegend eine modulare Vorgehensweise gewählt, um einzelne Aspekte separat betrachten und untersuchen zu können.

Kapitel 2 hat zunächst den Stand der Technik dargestellt und ist auf die in der Praxis beobachteten Beschädigungen an der Tunnelröhre sowie auf bestehende Berechnungsmodelle eingegangen. Im folgenden Kapitel 3 ist anschließend die Idealisierung des Tunnels als elastisch gebetteter Balken erläutert worden, mit der in vereinfachter Weise die Schnittgrößen und Verschiebungen in Tunnellängsrichtung berechnet werden können. Dabei wurden Ansätze erläutert, die auch die sukzessive Erweiterung des Tunnels durch den Bau der Ringe berücksichtigen. Zudem ist auf den Gesichtspunkt des vertikalen Bettungsmoduls eingegangen und gezeigt worden wie dieser berechnet werden kann. Auf Grundlage der Modellierung des Tunnels als elastisch gebetteter Balken wurde zuletzt ein numerisches Modell vorgestellt. Mit diesem Modell konnte in dieser Arbeit in Ergänzung zu den bereits bestehenden analytischen Ansätzen zusätzlich der Ansatz einer nichtlinearen Biegesteifigkeit in den Ringfugen und der Einfluss der Schubsteifigkeit im Balkenmodell untersucht werden.

In Kapitel 4 wurde ein Berechnungsmodell zur Bestimmung der zeitlichen Druckentwicklung im Ringspalt entwickelt, um die Größe der Auftriebsbelastung auf den Tunnelquerschnitt abzuschätzen. Dazu sind größtenteils bestehende Ansätze zur Beschreibung der Strömung eines Bingham-Fluids im Ringspalt und der Dränierung des Mörtels verwendet worden, die in einer Modellrechnung zusammengefügt wurden. Dabei konnte zusätzlich ein Vorschlag zur Berechnung der möglichen Widerstandskraft eines flüssigen Mörtels mit Berücksichtigung der zeitabhängigen Scherfestigkeit sowie der in der Modellrechnung berechneten Filterkuchenhöhe vorgestellt werden.

Im Balkenmodell wird die Tunnelröhre als kontinuierlicher Balken abgebildet. Daher muss eine äquivalente Größe der Biegesteifigkeit der segmentierten Ringkette angegeben werden. Kapitel 5 führt verschiedene Ursachen für die Abminderung der Biegesteifigkeit der segmentierten Röhre auf und erklärt entsprechende Ansätze zur Quantifizierung. Dabei ist auf die Auswirkung von Lastplatten in der Ringfuge in der Abhängigkeit von der Größe und den Eigenschaften der Platten eingegangen worden. Zusätzlich wurde mit Hilfe eines numerischen Modells der Tunnelröhre gezeigt, dass infolge eines nicht idealen Ringbaus mit Unebenheiten in der Ringfugenebene eine weitere Abminderung der Biegesteifigkeit auftreten kann. Es war in dieser Arbeit von Interesse die Auswirkung der Normalkraft in Tunnellängsrichtung auf das Verhalten der Ringkette zu beschreiben. Dazu wurde ein bestehender Ansatz vorgestellt, mit dem die nichtlineare Abnahme der Biegesteifigkeit bei einer Öffnung der Ringfuge in Abhängigkeit von der Größe des Biegemoments und der Normalkraft in Tunnellängsrichtung beschrieben werden kann. Dieser Ansatz ist darüber hinaus anhand einer punktuellen FE-Modellierung überprüft worden. Zuletzt wurde eine Abschätzung zur äquivalenten Größe der Schubsteifigkeit der Ringkette aufgeführt.

Die hier beschriebenen Modelle wurden letztlich in Kapitel 6 in Berechnungsbeispielen angewendet. Das erste Beispiel zeigt eine Anwendung des Balkenmodells und bezieht sich auf eine bereits durchgeführte Studie zum Groene Hart Tunnel. Anschließend ist eine Modellrechnung zur Druckverteilung aufgeführt, welche die Berechnungsergebnisse im Vergleich mit den Daten einer Druckmessung am Sophia-Tunnel untersucht. Abschließend sind einzelne Parametervariationen auf Basis dieser Beispiele erläutert worden, mit dem Ziel beispielhaft die Auswirkung, der in den vorangegangenen Kapiteln untersuchten Aspekte, aufzuzeigen. Dabei wurde dargestellt, in welchem Maß die Größe der Querkraft in der Ringkette durch die Auftriebsbelastung und die Länge des nicht gebetteten Bereichs der Röhre beeinflusst wird. Zuletzt konnte außerdem festgehalten werden, dass auch bei sehr großen Biegemomenten nur begrenzte Öffnungen der Ringfugen auftreten und dass die Schubsteifigkeit in der Berechnung vernachlässigt werden kann, solange die Reibungskopplung erhalten bleibt.

7.2. Diskussion

Die hier ausführlich erläuterten Ansätze und entwickelten Modelle bieten nun die Möglichkeit die Schnittgrößen und Verformung der Tunnelröhre in Längsrichtung mit Berücksichtigung der Auftriebskraft infolge der Ringspaltverpressung und unter Beachtung der reduzierten Steifigkeit der Tübbingkette zu berechnen. Das aufgestellte Modell erleichtert es somit eine Prognose zur Beanspruchung der Ringkette und der Ringverbindungen zu erstellen. Damit kann in Ergänzung zu komplexen FE-Modellen, die eine weitestgehend „allumfassende“ Berechnung anstreben, eine einfache, verständliche und insbesondere transparente Analyse des Tunnelausbaus speziell in Bezug zur Belastungssituation in Längsrichtung vollzogen werden.

Neben den Erläuterungen zur Modellierung des Tunnel als elastisch gebetteter Balken wurden Ansätze vorgestellt, mit denen die Auftriebsbelastung durch den Mörtel sowie die Steifigkeit der Tunnelröhre in Längsrichtung quantifiziert werden können. Der modulare Aufbau bietet die Möglichkeit für einzelne Einflussparameter wie die Biegesteifigkeit, die Auftriebsbelastung oder die Bettung Teilergebnisse zu untersuchen und gezielt die Einflüsse der zugrundeliegenden Parameter zu zeigen, bevor diese als Eingangsgrößen in das übergeordnete Balkenmodell einfließen. Für den Fall, dass auf Grundlage der Berechnung eine übermäßige Beanspruchung der Röhre prognostiziert wird, könnten unter Anwendung des modularen Aufbaus schnell und ohne großen Rechenaufwand Ergebnisse produziert werden, mit denen verständlich gemacht werden kann, an welcher Stelle Anpassungen erforderlich sind. Dies kann früh im komplexen Planungs- und Entwurfsprozess einer Tunnelbaumaßnahme dazu beitragen, potenzielle Ursachen für Schäden an der Tunnelröhre vorauszusehen, die mit der Ringspaltverpressung assoziiert werden. Zudem erleichtert es, entsprechende Anpassungen auf einer quantitativen Grundlage vorzunehmen.

Auf Grundlage der berechneten Biegemomente und Querkräfte in Tunnellängsrichtung kann in Verbindung mit den Betrachtungen zur Steifigkeit der Tunnelröhre die Größe der Normalkraft in Tunnellängsrichtung ermittelt werden, welche entscheidend ist, um die Reibungskopplung zu erhalten und die Aufklaffung der Ringfuge zu unterbinden. Für den Vortrieb könnten somit in Abhängigkeit der jeweiligen Randbedingungen (beispielsweise der Vortriebsgeschwindigkeit oder der Bodendurchlässigkeit) entsprechende Mindestvortriebspressenkräfte vorgegeben werden. Darüber hinaus ist es möglich anhand der Schnittgrößen die notwendige Tragfähigkeit von Verbindungselementen in der Ringfuge zu bemessen, um Versätze und Aufklaffungen in der Ringfuge im Fall einer zu geringen Normalkraft zu vermeiden.

Ein Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit war es, die Auswirkung der Ringspaltverfüllung modellhaft abzubilden. Dazu wurde eine umfassende Berechnungsmethode erarbeitet, die wie der Abgleich mit Messdaten gezeigt hat, in der Lage ist die maßgebenden Phänomene wie den Druckabfall in den Stillstandsphasen und die Druckabnahme in Tunnellängsrichtung abzubilden. Neben der Berechnung der Auftriebskraft kann mit der Modellrechnung zur Druckverteilung separat das Zusammenspiel von Ringspaltmörtelrezeptur, Bodeneigenschaften und Vortriebsgeschwindigkeit verständlich gemacht werden. Damit kann prinzipiell eine Abstimmung der Ringspaltverpressung auf die maximale tolerierbare Querkraft in der Tübbingröhre erfolgen. Infolgedessen kann zudem herausgestellt werden, welche Parameter ursächlich für eine zu große Auftriebsbelastung sein können, wodurch die Größe der Auftriebsbelastung gesenkt werden oder die Länge der nicht gebetteten Zone verkürzt werden kann. Zu beachten ist allerdings, dass der Vergleich mit den Messwerten aufgezeigt hat, dass die erstellte Modellrechnung noch nicht in der Lage ist, die Interaktion zwischen der Tunnelröhre und dem ansteifen-

den Mörtel vollständig darzustellen. Daher ist auch die hier angewendete sprunghafte Aktivierung der Bettung im Balkenmodell noch kritisch zu betrachten.

An dieser Stelle sei außerdem darauf hingewiesen, dass der Fokus dieser Arbeit zunächst darauf lag, ein Modell zur Berechnung der Beanspruchung der Tunnelröhre als Ringkette zu erstellen und den Einfluss der maßgeblichen Parameter darzustellen. Festzuhalten ist daher, dass nicht umfassend auf die Frage eingegangen wurde, inwiefern infolge der Ringspaltverpressung Schäden an der Tübbingröhre entstehen. Es wird zwar dargestellt, inwiefern sich aufgrund der Segmentierung der Tübbingröhre eine Aufklaffung der Ringfuge einstellen kann. Aber es bleibt offen, wie aus den berechneten Schnittgrößen die tatsächliche Belastung einzelner Tübbingsegmente und einzelner Verbindungselemente wie Schrauben abgeleitet werden kann und wie diese Belastung in Bezug auf Schäden ausgewertet werden kann. Da der Schwerpunkt auf der Modellbildung und der Untersuchung von Abhängigkeiten lag, bleibt außerdem offen, wie eine Verifikation der Modelle aussehen könnte und welche Parameter dabei als Bewertungskriterien herangezogen werden müssten.

7.3. Ausblick

Maßgebliche Motivation dieser Arbeit war es, zu zeigen wie die Tunnelröhre in der Bauphase in Tunnellängsrichtung durch die Ringspaltverpressung beansprucht wird und in welchen Fällen es infolge dieser Beanspruchung zu einer Beschädigung am Tunnelausbau kommen kann. Entscheidend für die Beschädigung der Tunnelröhre sind neben der hier gezeigten Belastung in Längsrichtung auch die Beanspruchung der Tübbingringe (durch die Kräfte in Ringrichtung) und insbesondere der einzelnen Segmente (beispielsweise durch zu große Pressenkräfte). Zur Herstellung eines mängelfreien Tübbingausbaus ist daher die gesamtheitliche Analyse der Beanspruchung der Tübbingsegmente in der Bauphase erforderlich. Dazu ist eine ergänzende Betrachtung erforderlich, die detaillierter darauf eingeht, welche Beanspruchungen sich für einzelne Ringe, einzelne Segmente sowie die Verbindungelemente wie Schrauben infolge der hier berechneten Schnittgrößen ergeben. Dabei ist insbesondere auf die kombinierte Wirkung von Biegemoment und Querkraft einzugehen, da möglicherweise der teilweise Reibungsverlust beim Aufklaffen der Ringfuge eine Ursache für Versätze und für Schäden an den Kopplungskonstruktionen und Schraubentaschen sein könnte. Für eine fundierte Aussage ist vermutlich aber eine detaillierte Modellierung auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode erforderlich. Von weiterem Interesse wäre eine Weiterentwicklung und Verifikation der Modellrechnung zur zeitlichen Druckentwicklung im Ringspalt. Zum einen erfordert die Interaktion zwischen der Bewegung der Tunnelröhre und den Druckverhältnissen im Ringspalt eine genauere Betrachtung. Fraglich ist, inwieweit dies im Rahmen des gezeigten analytischen Modells umgesetzt werden könnte, da dazu eine Rückkopplung zwischen dem Balkenmodell und der Druckberechnung erforderlich wäre. Daher ist auch eine alternative Modellierung der

Druckverteilung auf Grundlage von Strömungssimulationen denkbar. Zum anderen ist eine deutlich umfangreichere Datengrundlage in Form von Messungen der Druckentwicklung im Ringspalt erforderlich, anhand der eine gezielte Überprüfung der zugrunde liegenden Ansätze und der zusammengestellten Modellrechnung durchgeführt werden sollte. Es sollte in Zukunft weiterhin untersucht werden, inwiefern die aufgeführten Ansätze hilfreich zur Vermeidung von Schäden am Tübbingausbau sein können. Wünschenswert wären umfangreiche Messreihen auf Baustellen, die eine nachgeschaltete Analyse mit dem Balkenmodell erlauben. Dazu sind die relevanten Eingangsparameter wie beispielsweise die Belastung durch die Vortriebspressen und die Druckverteilung zu dokumentieren. Gleichzeitig muss die Reaktion des Tunnelausbaus beispielsweise in Form der Verformung gemessen werden. Somit kann einerseits untersucht werden, ob das Balkenmodell die entsprechenden Parameter zufriedenstellend abbilden kann. Zum anderen sind diese Ergebnisse in Bezug zu einer detaillierten Dokumentation der Schäden zu stellen, um die Relation zwischen der berechneten Beanspruchung und den entsprechenden Schäden aufzuzeigen. Eine Weiterentwicklung der Modelle ist von Interesse, da damit das Verständnis der Beanspruchung der Tübbingröhre in der Bauphase verbessert werden kann. Dadurch würden sich letztendlich Schäden besser vermeiden lassen. Die eingangs erwähnte Verkehrswende lässt erwarten, dass in Zukunft zahlreiche Tunnelbaumaßnahmen ergriffen werden. Eine Verbesserung der Analyse- und Berechnungsmethoden kann dabei im Tunnelbau langfristig zur Effizienz und zur Nachhaltigkeit der maschinellen Vortriebsmethode mit Schildmaschine beitragen.

8. Verzeichnisse

8.1. Lateinische Buchstaben

A	[m^2]	Fläche
b	[m]	Breite
c	[N/m^2]	Kohäsion
D	[m]	Durchmesser
d	[m]	Dicke
E	[N/m^2]	Elastizitätsmodul
E_s	[N/m^2]	Steifemodul
E_u	[N/m^2]	Steifemodul bei Entlastung
e	[m]	Exzentrizität
EI	[Nm^2]	Biegesteifigkeit
F	[N]	Kraft
f	[-]	Abminderungsfaktor
f	[N/m^2]	Festigkeit
G	[N/m^2]	Schubmodul
g	[m/s^2]	Erdbeschleunigung
h	[m]	Höhe
K	[N/m]	Federsteifigkeit
K_V	[N/m^2]	Vertikaler Bettungsmodul
k_f	[m/s]	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
k	[N/m^3]	Bettungsmodul
L	[m]	Länge
L	[m]	Tübbingbreite
M	[Nm]	Biegemoment
N	[N]	Normalkraft
P	[N]	Einzellast
p	[N/m^2]	Druck
Q	[N]	Querkraft
Q	[m^3/s]	Durchflussrate
q	[N/m]	Streckenlast
R	[m]	Radius
R	[s]	Strömungswiderstand
r	[m]	Ringspalthöhe
t	[s]	Zeit
u	[m/s]	Strömungsgeschwindigkeit
u	[m]	Verschiebung
w	[m]	Verschiebung
V_S	[-]	Verdichtungsgrad

8.2. Griechische Buchstaben

α	[-]	Winkel
β	[1/m]	Charakteristische Konstante
γ	[N/m^3]	Wichte
ε	[-]	Dehnung
η	[N·s/m^2]	Viskosität
κ	[-]	Schubkorrekturfaktor
μ	[-]	Reibungskoeffizient
ν	[-]	Querdehnungszahl
ρ	[kg/m^3]	Dichte
σ	[N/m^2]	Spannung
τ	[N/m^2]	Schubspannung
τ_F	[N/m^2]	Scherfestigkeit
ϕ	[-]	Winkel
φ	[°]	Reibungswinkel
ψ	[-]	Verdrehungswinkel

8.3. Literaturverzeichnis

[1] BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND NUKLEARE SICHERHEIT (Hrsg.): Klimaschutz in Zahlen. Fakten, Trends und Impulse deutscher Klimapolitik. Ausgabe 2019, 1. Ausgabe. https://www.bmu.de/fileadmin/Daten_BMU/Pools/Broschueren/klimaschutz_zahlen_2019_broschuere_bf.pdf (Abruf: 21.05.2020).

[2] DEUTSCHE BAHN AG: Integrierter Zwischenbericht Januar-Juni 2019. Deutschland braucht eine starke Schiene. https://www.deutschebahn.com/resource/blob/4359908/86e13e4d279d89f3ed24c575f5d1297e/zb2019_dbkonzern_de-data.pdf (Abruf: 20.05.2020).

[3] BALSER, M.: Wohin nur mit den Milliarden für die Schiene? in: Süddeutsche Zeitung. 27.09.2019. https://www.sueddeutsche.de/wirtschaft/deutsche-bahn-investitionen-schienennetz-1.4616897 (Abruf: 19.05.2020).

[4] TAGESSCHAU (o.A.): Milliardenzuschuss für den Nahverkehr. 06.11.2019. https://www.tagesschau.de/inland/regionaler-nahverkehr-101.html (Abruf: 20.05.2020).

[5] MAIDL, B.; HERRENKNECHT, M.; MAIDL, U.; WEHRMEYER, G. (2011): Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb, 2. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin.

[6] SCHÄFER, M. (2018): Tunnelbau in Deutschland: Statistik (2017/2018), Analyse und Ausblick. Tunnel, Heft 6.

[7] BLOM, C.B.M. (2002): Design philosophy concrete lining for tunnels in soft soil. Dissertation, Technische Universiteit Delft, DUP Science, Delft.

[8] DE WAAL, R. G. A. (2000): Steel fibre reinforced tunnel segments for the application in shield driven tunnel linings. Dissertation, Technische Universiteit Delft.

[9] SUGIMOTO, M. (2006): Causes of shield segment damages during construction. International Symposium on Underground Excavation and Tunneling, Bangkok, Thailand, S. 67–74.

[10] KASPER, T. (2005): Finite Elemente Simulation maschineller Tunnelvortriebe in wassergesättigtem Lockergestein, Dissertation. Shaker Verlag, Aachen.

[11] MÖLLER, S. C. (2006): Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Dissertation, Mitteilung des Instituts für Geotechnik 54, Universität Stuttgart.

[12] NAGEL, F. J. (2009): Numerical modelling of partially saturated soil and simulation of shield supported tunnel advance. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Statik und Dynamik 2009, Heft 5.

[13] ZHAO, K.; JANUTOLO, M.; BARLA, G. (2012): A Completely 3D Model for the Simulation of Mechanized Tunnel Excavation. Rock Mechanics and Rock Engineering 45, Heft 4, S. 475–497.

[14] NINIC, J. (2015): Computational strategies for predictions of the soil-structure interaction during mechanized tunneling. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Statik und Dynamik, Heft 2015,1.

[15] MESCHKE, G. (2013): Numerische Simulation im Tunnelbau. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2014. Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7, S. 171–232. Ernst & Sohn, Berlin.

[16] DO, N.-A.; DIAS, D.; ORESTE, P.; DJERAN-MAIGRE, I. (2014): Three-dimensional numerical simulation for mechanized tunneling in soft ground: The influence of the joint pattern. Acta Geotechnica 9, Heft 4, S. 673–694.

[17] MARWAN, A. (2019): Computational analysis of segmental linings in mechanized tunneling. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Statik und Dynamik, 2019 Nr. 1, Ruhr-Universität Bochum.

[18] LIANG, R.; XIA, T.; HUANG, M.; LIN, C. (2017): Simplified analytical method for evaluating the effects of adjacent excavation on shield tunnel considering the shearing effect. Computers and Geotechnics 81, S. 167–187.

[19] BEHNEN, G.; NEVRLY, T.; FISCHER, O. (2015): Soil-structure interaction in tunnel lining analyses. geotechnik 38, Heft 2, S. 96–106.

[20] EDELHOFF, D.; BERNER, T. (2017): Schäden am Tübbingausbau von Tunneln in der Bauphase - Ursachen und Vermeidungsstrategien. GeoResources: Fachzeitschrift für Ressourcen, Bergbau, Geotechnik, Tunnelbau und Equipment 2017, Heft 3, S. 30–40.

[21] BABENDERERDE, T.; HAHN, C. (2012): Einflüsse auf Tübbingschäden. Tunnel 2012, Heft 3, S. 33–39.

[22] FISCHER, O.; NEVRLY, T.; BEHNEN, G. (2013): Fertigteile im Tunnelbau. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2014. Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7, S. 233–302. Ernst & Sohn, Berlin.

[23] WITTKE, W. (2006): Statik und Konstruktion maschineller Tunnelvortriebe. VGE-Verlauf Glückauf GmBH, Essen.

[24] THEWES, M.; BUDACH, C. (2009): Mörtel im Tunnelbau. Stand der Technik und aktuelle Entwicklungen zur Verfüllung des Ringspaltes bei Tunnelvortriebsmaschinen. BauPortal, Heft 12, S. 706–711.

[25] WITTKE, W. (2012): Besonderheiten bei schildvorgetriebenen Tunneln im Sedimentgestein. Mining + geo, Heft 4.

[26] SHIRLAW, J. N.; RICHARDS, D. P.; RAMOND, P.; LONGCHAMP, P. (2004): Recent Experience in Automatic Tail Void Grouting with Soft Ground Tunnel Boring Machines. In: Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress, Singapore, S. 22–27.

[27] THIENERT, C. (2011): Zementfreie Mörtel für die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation. Shaker Verlag, Aachen.

[28] YOUN, B.-Y. (2016): Untersuchungen zum Entwässerungsverhalten und zur Scherfestigkeitsentwicklung, Dissertation. Shaker Verlag, Aachen.

[29] HAUSMANN, M.; EDELHOFF, D.; MÄHNER, D.; HANDKE, D. (2016): Neuentwicklung eines Ringspaltverpressmörtels für den maschinellen Tunnelbau. Tunnel, Heft 3, S. 22–40.

[30] THEWES, M. (2013): Tunnelbau im Schildvortrieb - Verfahrenstechniken und Planungsgrundlagen. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2014. Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7, 121-169. Ernst & Sohn, Berlin.

[31] JOLIN, M.; BURNS, D.; BISSONNETTE, B.; GAGNON, F.; BOLDUC, L.-S. (2009): Understanding the pumpability of concrete. Shotcrete for Underground Support XI. Engineering Conferences International, Proceedings 2009.

[32] KASTEN, K.; BERGEMANN, D.; WIRSCHUNG, H.-J.; KLAFSZKY, C. (2011): Betontechnologie für Betonpumpen, Technischer Bericht, Putzmeister Concrete Pumps GmbH. Aichtal.

[33] SECRIERU E.; BUTLER, M.; MECHTERINE, V. (2014): Prüfen der Pumpbarkeit von Beton – Vom Labor in die Praxis. Bautechnik 91, Heft 11, S. 797–811.

[34] TATTERSALL, G. H.; BANFILL, P. F. G. (1983): Rheology of Fresh Cement and Concrete. Pitman Books, London.

[35] BEZUIJEN, A.; TALMON, A. M.; KAALBERG, F. J.; PLUGGE, R. (2004): Field measurements on grout pressures during tunnelling. Soils and foundations 44, Heft 1, S. 39–48.

[36] THIENERT, C.; PULSFORT, M. (2011): Segment design under consideration of the material used to fill the annular gap. Tübbingbemessung unter Berücksichtigung der Eigenschaften des Ringspaltmaterials. Geomechanics and Tunnelling 4, Heft 6, S. 665–680.

[37] BEHNEN, G.; NEVRLY, T.; FISCHER, O. (2012): Bettung von Tunnelschalen. Taschenbuch für den Tunnelbau 2013, S. 235–282.

[38] HASHIMOTO, T.; BRINKMANN, J.; KONDA, T.; KANO, Y.; FEDDEMA, A. (2005): Simultaneous Backfill Grouting, Pressure Development in Construction Phase and in the Long-Term. In: Bezuijen, A.; van Lottum, H. (Hrsg.): Tunnelling. A Decade of Progress – GeoDelft 1995-2005, S. 101–107. CRC Press.

[39] MÄHNER, D.; HAUSMANN, M.; HANDKE, D.; EDELHOFF, D. (2016): Neuentwicklung einer Zwei-Komponenten-Ringspaltmörtelrezeptur. Tunnel, Heft 4, S. 12–21.

[40] OH, J.-Y. (2013): Interaktion der Ringspaltverpressung mit dem umgebenden Baugrund und der Tunnelauskleidung. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen.

[41] BEZUIJEN, A.; TALMON, A. M. (2003): Grout the foundation of a bored tunnel. In: Proceedings of BGA International Conference on Foundations in Dundee, S. 129–138.

[42] BEZUIJEN, A.; VAN DER ZON, W. H.; TALMON, A. M. (2005): Laboratory testing of grout properties and their influence on backfill grouting. In: Bezuijen, A.; van Lottum, H. (Hrsg.): Tunnelling. A Decade of Progress – GeoDelft 1995-2005, S. 115–121. CRC Press.

[43] THIENERT, C.; PULSFORT, M. (2015): Zementfreier Ringspaltmörtel – Eigenschaften, Anforderungen und Anwendungsgrenzen. Taschenbuch Tunnelbau, S. 288–317.

[44] YOUN, B.-Y.; BREITENBÜCHER, R. (2014): Influencing parameters of the grout mix on the properties of annular gap grouts in mechanized tunneling. Tunnelling and Underground Space Technology 43, S. 290–299.

[45] TALMON, A. M.; BEZUIJEN, A. (2009): Simulating the consolidation of TBM grout at Noordplaspolder. Tunnelling and Underground Space Technology 24, Heft 5, S. 493–499.

[46] YU, C.; ZHOU, A.; CHEN, J.; ARULRAJAH, A.; HORPIBULSUK, S. (2019): Analysis of a tunnel failure caused by leakage of the shield tail seal system. Underground Space 5, Heft 2, S. 105–114.

[47] CAVALARO, S.H.P.; AGUADO, A. (2012): Packer behavior under simple and coupled stresses. Tunnelling and Underground Space Technology 28, S. 159–173.

[48] GIJSBERS, F.B.J.; HORDIJK, D. A. (1997): Experimenteel onderzoek naar bet afschuifgedrag van ringvoegen, TNO/COB-Rapport: COB/K111-W-001.

[49] ARNAU, O.; MOLINS, C. (2012): Three dimensional structural response of segmental tunnel linings. Engineering Structures 44, S. 210–221.

[50] DAUB (2014): Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen. Empfehlungen des Arbeitskreises „Tübbingdesign“ des Deutschen Ausschusses für unterirdisches Bauen (DAUB). Taschenbuch für den Tunnelbau, S. 17–212.

[51] PUTKE, T. (2016): Optimierungsgestützter Entwurf von Stahlbetonbauteilen am Beispiel von Tunnelschalen, Dissertation. Shaker Verlag, Aachen.

[52] GIRMSCHEID, G. (2013): Bauprozesse und Bauverfahren des Tunnelbaus, 3. Auflage. Ernst und Sohn, Berlin.

[53] STUVA (2006): STUVA-Empfehlungen für die Verwendung von Dichtungsrahmen in Tübbingauskleidungen. Tunnel, Heft 6.

[54] KOLIC, D.; WAGNER, H.; SCHULTER, A. (2000): Development of Dowelled Connectors for Segmental Linings. Felsbau 18, Heft 6, S. 32–40.

[55] ITA WORKING GROUP 2 - RESEARCH (2019): ITA Report No. 22 - Guidelines for the design of segmental tunnel linings. ITA - International Tunneling and Underground Space Association.

[56] KLAPPERS, C.; GRÜBL, F., OSTERMEIER, B. (2006): Structural Analysis of Segmental Lining Œ Coupled Beam and Spring Analysis versus 3D-FEM Calculation with Shell Elements. Tunnelling and Underground Space Technology 21, Heft 3, S. 254–255.

[57] LUTTIKHOLT, A. (2007): Ultimate Limit State Analysis of a Segmented Tunnel Lining. Masterthesis, Delf University of Technology, Delft.

[58] EHMSEN, M.; OTZISK, R. (2004): Herrentunnel in Lübeck: Erfahrungen beim Schildvortrieb. Tunnel, Heft 2, S. 35–41.

[59] GRÜBL, F. (1998): Einschaliger Tunnelausbau mit Stahlbetontübbingen - Welche Lasten sind maßgebend, wie kann man Schäden vermeiden? Taschenbuch für den Tunnelbau, S. 323–347.

[60] YANG, Y.; ZHOU, B.; XIE, X.; LIU, C. (2017): Characteristics and causes of cracking and damage of shield tunnel segmented lining in construction stage – a case study in Shanghai soft soil. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Heft 22, 213-227.

[61] MO, H. H.; CHEN, J. S. (2008): Study on inner force and dislocation of segments caused by shield machine attitude. Tunnelling and Underground Space Technology 23, Heft 3, S. 281–291.

[62] DUDDECK, H. (1980): Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein. Bautechnik 57, Heft 10, S. 349–356.

[63] STAHLMANN, J.; GATTERMANN, J.; SCHMITT, J. (2004): Untersuchungen zum Einfluss der RIngspaltverpressung auf die Umlagerung der Gebirgsspannungen beim maschinellen Tunnelvortrieb. Tagungsband 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen TAE, S. 305–316.

[64] CHEN, R.-P.; MENG, F.-Y.; YE, Y.-H.; LIU, Y. (2018): Numerical simulation of the uplift behavior of shield tunnel during construction stage. Soils and foundations 58, Heft 2, S. 370–381.

[65] BLOM, C.B.M.; VAN DER HORST, E. J.; JOVANOVIC, P. S. (1999): Three-dimensional structural analyses of the shield-driven “Green Heart” tunnel of the high-speed line South. Tunnelling and Underground Space Technology 14, Heft 2, S. 217–224.

[66] HOEFSLOOT, F. J. M.; VERWEIJ, A. (2005): 4D grouting pressure model PLAXIS. In: Proceedings 5th Int. Symposium on Underground Construction in Soft Ground, IS-Amsterdam, S. 529–534.

[67] SWOBODA, G.; ABU-KRISHA A. (1999): Three-dimensional numerical modelling for TBM tunnelling in consolidated clay. Tunnelling and Underground Space Technology 14, S. 327–333.

[68] VAN EMPEL, W.H.N.C.; WAAL, R.G.A. DE; VAN DER VEEN, C. (2000): Segmental tunnel lining behaviour. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, S. 357–362.

[69] HAN, J.-Y.; ZHAO, W.; JIA, P.-J.; GUAN, Y.-P.; CHEN, Y.; JIANG, B.-F. (2018): Risk Analysis of the Opening of Shield-Tunnel Circumferential Joints Induced by Adjacent Deep Excavation. Journal of Performance of Constructed Facilities 32, Heft 1, S. 4017123.

[70] BOGAARDS, P. J.; BAKKER, K. J. (1999): Longitudinal bending moments in the tube of a bored tunnel. Numerical Models in Geomechanics Proc. NUMOG VII, 317-321.

[71] HOEFSLOOT, F. J. M. (2008): Analytical solution of longitudinal behaviour of tunnel lining. Proceedings of the 6th Int. Symposium on Underground Construction in Soft Ground, Shanghai, 775-780.

[72] TALMON, A. M.; BEZUIJEN, A. (2013): Calculation of longitudinal bending moment and shear force for Shanghai Yangtze River Tunnel. Application of lessons from Dutch research. Tunnelling and Underground Space Technology 35, S. 161–171.

[73] TALMON, A. M.; BEZUIJEN, A. (2013): Analytical model for the beam action of a tunnel lining during construction. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 37, Heft 2, S. 181–200.

[74] TIMOSHENKO, S. P. (1921): On the correction factor for shear of the differential equation for transverse vibrations of bars of uniform cross-section. Philisophical Magazine 1921, S. 744.

[75] WINKLER, E. (1867): Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik. Verlag H. Dominicus, Prag.

[76] BIOT, M. A. (1922): Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation. Journal of Applied Mathematics and Mechanics 2, Heft 3, S. 165–184.

[77] VESIC, A. B. (1961): Bending of beams resting on Bending of beams resting on isotropic elastic solid. Journal of the Engineering Mechanics Division 87, Heft 2, S. 35–54.

[78] ATTEWELL, P. B., YEATES, J., & SELBY, A. R. (1986): Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures.

[79] WU, H.-N.; SHEN, S.-L.; LIAO, S.-M.; YIN, Z.-Y. (2015): Longitudinal structural modelling of shield tunnels considering shearing dislocation between segmental rings. Tunnelling and Underground Space Technology 50, S. 317–323.

[80] WANG, Z.; WANG, L.; LI, L.; WANG, J. (2014): Failure mechanism of tunnel lining joints and bolts with uneven longitudinal ground settlement. Tunnelling and Underground Space Technology 40, S. 300–308.

[81] BAKKER, K. J. (2000): Soil retaining structures. Dissertation, Technische Universiteit Delft, Balkeema, Delft.

[82] YANG, F.; LIN, J.; YUAN, Y. (2009): Shanghai Yangtze river tunnel stability against uplift during tail void grouting. In: Proceedings Int. Conference on Pipelines and Trenchless Technology. ICPTT-Shanghai, S. 1403–1412. ASCE.

[83] LIN, J. X.; YANG, F. Q.; SHANG, T. P.; XIE, B. (2008): Study on tunnel stability against uplift of super-large diameter shield tunneling. In: Huang, R. (Hrsg.): The Shanghai Yangtze River Tunnel: Theory, Design and Construction, S. 267–274. Taylor & Francis Group, London.

[84] YOUNG, W. C.; BUDYNAS, R. G. (2002): Roark's Formulas for Stress and Strain, 7. Ausgabe. McGraw-Hill, New York.

[85] HETÉNYI, M. (1971): Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering. University of Michigan Press, Ann Arbor.

[86] GROSS, D.; HAUGER, W.; SCHRÖDER, J.; WALL, W. A. (2014): Technische Mechanik 2. Elastostatik, 12. Auflage. Springer, Berlin.

[87] TALMON, A. M.; BEZUIJEN, A.; HOEFSLOOT, F. J. M. (2008): Longitudinal tube bending due to grout pressures. Proceedings of the 6th international symposium (IS-Shanghai 2008),, S. 357–362.

[88] MEN, Y.-Q.; LIAO, S.-M.; SUN, L.-Y. (2017): Field Test of Longitudinal Stress Relaxation along the Shield Tunnel in Qianjiang River. Chinese Journal of Geotechnical Engineering 39, Heft 5, S. 795–803.

[89] MOLASA, M. F. S. (2020): Numerische Berechnung der Steifigkeit von Bettungsfedern zur analytischen Berechnung von Tunnelvortrieben. Masterthesis, Universität Duisburg-Essen. (unveröffentlich)

[90] PLAXIS (2016): PLAXIS Benutzerhandbuch, Material Models Manual. Delft University of Technology & PLAXIS bv The Netherlands.

[91] KOLYMBAS, D. (2016): Geotechnik. Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. Springer, Berlin.

[92] STEINKE, P. (2010): Finite-Elemente-Methode: Rechnergestützte Einführung, 5. Auflage. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.

[93] ANSYS (2009): Advanced Analysis Techniques Guide. ANSYS Benutzerhandbuch. Canonsburg, Pennsylvania.

[94] BEZUIJEN, A. (2007): Bentonite and grout flow around a TBM. In: Bartak, J.; Hrdina, I.; Romancov, G. et al. (Hrsg.): Underground Space - the 4th Dimension of Metropolises. Proceedings of the ITA World Tunelling Congress, Prag, S. 383–388.

[95] TALMON, A. M.; AANEN, L.; BEZUIJEN, A.; VAN DER ZON, W. H. (2001): Grout pressures around a tunnel lining. Proc. IS-Kyoto 2001 conference on Modern Tunneling Science and Technology, S. 817–822.

[96] CHOI, M.; ROUSSEL, N.; KIM, Y.; KIM, J. (2013): Lubrication layer properties during concrete pumping. Cement and Concrete Research 45, S. 69–78.

[97] GROSS, D.; HAUGER, W.; WRIGGERS, P. (2014): Technische Mechanik: Band 4. Hydromechanik, Elemente der Höheren Mathematik, Numerische Methoden, 9. Auflage. Springer, Berlin Heidelberg.

[98] ALLES, C. M. (2000): Prozeßstrategien für die Filtration mit kompressiblen Kuchen. Dissertation, TH Karlsruhe, Online verfügbar: urn:nbn:de:swb:90-AAA89120003.

[99] BEHNEN, G.; FISCHER, O.; SCHMIDT-THRÖ, G. (2016): Scheibenbemessung der Pressenkraftdurchleitung bei TVM-Vortrieben. Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 11, S. 694–705.

[100] VISSCHEDIJK, M.A.T.; VAN EMPEL, W.H.N.C.; VERVUURT, A.H.J.M.; NAAKTGEBOREN, N. M. (1998): Elementaire Liggerwerking, TNO-Rapport. COB.

[101] ARNAU, O.; MOLINS, C.; BLOM, C.B.M.; WALRAVEN, J. C. (2012): Longitudinal time-dependent response of segmental tunnel linings. Tunnelling and Underground Space Technology 28, S. 98–108.

[102] CAVALARO, S.H.P.; BLOM, C.B.M.; WALRAVEN, J. C.; AGUADO, A. (2011): Structural analysis of contact deficiencies in segmented lining. Tunnelling and Underground Space Technology 26, Heft 6, S. 734–749.

[103] JANSSEN, P. (1983): Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings. Dissertation, Technische Universität Braunschweig. Institut für Statik (Braunschweig): Bericht Nr. 41

[104] WITT, K. J. (Hrsg.) (2008): Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und Geotechnische Bauwerke. Ernst & Sohn, Berlin.

[105] SHIBA, Y.; KAZUHIKO, K.; OBINATA, N.; KANO, T. (1988): An evaluation method of longitudinal stiffness of shield tunnel linings for application to seismic response analyses. Doboku Gakkai Ronbunshu 1988, Heft 398, S. 319–327.

[106] STIVE, R. J. H. (1999): Design Features of the Sophia Rail Tunnel in the Betuweroute. Tunnelling and Underground Space Technology 14, Heft 2, S. 141–149.

In der Schriftenreihe sind bisher folgende Hefte erschienen:

Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität Essen Gesamthochschule, Herausgegeben vom Dekan des Fachbereiches 10 - Bauwesen, (in dieser Reihe erschienen als Heft 4)

Heft 1 von H. Nendza und anderen (1978):
Grundbau und Bodenmechanik an der Universität Essen - GHS. Ein Überblick zu Lehre, Forschung und praktischer Anwendung
(enthält Beiträge von: H. Nendza, H. G. Gabener, D. Placzek, D. Rollberg, J. Kramer u. R. Hütz, H. Nendza u. G. Lehmann, K. R. Ulrichs, M. Donel, G. Ehl, J. Kramer, G. Reuter, K. W. John, H.-G. Pühl) *(beim Fachgebiet vergriffen)*

ohne Angabe über die Schriftenreihe und den Herausgeber,
Druck: Fotodruck J. Mainz, Aachen

Heft 2 von Karl R. Ulrichs (1980):
Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden, (Dissertation) *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen - GHS, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Nendza

Heft 3 von Dietmar Placzek (1982):
Untersuchungen über das Schwindverhalten bindiger Böden bei der Trocknung unter natürlichen Randbedingungen (Dissertation) *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Heft 4 mit Beiträgen verschiedener Autoren (1982):
Grundbau-Seminar 1982, Vorträge, enthält Beiträge von: H. Nendza, K. R. Ulrichs, J. Kramer, N. Veith, H.-G. Pühl, R. M. Spang, M. Donel, G. Reuter, R.H. Rübener, D. Placzek, H.-G. Gabener *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Heft 5 von Helmut Nendza, Georg Foik (1982):
Vergleichende Untersuchungen über den Einsatz eines Messerschildes im oberflächennahen Tunnelbau

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Nendza

Heft 6 von Hans-Günter Gabener (1983):
Untersuchungen über die Anfangsgradienten und Filtergesetze bei bindigen Böden, (Dissertation) *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Heft 7 von Helmut Nendza, Claus Nacke (1984):
Das Gebirgsverhalten beim Auffahren dicht beieinander liegender Tunnel im Bielefelder Juratonstein *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Heft 8 von Georg Foik (1984):
Die Tragfähigkeit überwiegend horizontal Beanspruchter Fundamente auf dicht gelagertem Sand, (Dissertation)

Heft 9 von Christoph Heckötter (1985):
Untersuchung zur Abschätzung des Steifemoduls von Grobschluffschüttungen mit Hilfe einfacher, bodenmechanischer Kennwerte, (Dissertation)

Heft 10 mit Beiträgen verschiedener Autoren (1985):
2. Grundbau-Seminar, Vorträge, mit Beiträgen von: H. Nendza, G. Foik, G. Ehl, K. R. Ulrichs, M. Donel, H.G. Gabener, J. Kramer, N. Veith, W. Göb, G. Lehmann, Ch. Heckötter

Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität Gesamthochschule Essen, Herausgegeben vom Dekan des Fachbereiches 10 - Bauwesen, (in dieser Reihe erschienen als Heft 35)

Heft 11 von Helmut Nendza, Christoph Heckötter (1985):
Die Verwendung von aufbereitetem Bauschutt im Erd- und Straßenbau
(beim Fachgebiet vergriffen)

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Nendza

Heft 12 von Helmut Nendza, Claus Nacke (1986):
Der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter und auf Sand gegründeter Fundamente

Heft 13 von Klaus Schulte (1988):
Wasserbewegung in ungesättigten feinkörnigen Böden, (Dissertation)

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Nendza, Verlag Glückauf

Heft 14 von Claus Nacke (1988):
Horizontal belastete Fundamente mit geneigter Sohlfläche, (Dissertation)

Heft 15 mit Beiträgen verschiedener Autoren (1988):
3. Grundbau-Seminar 1988, Vorträge, mit Beiträgen von: H. Schnettler u. G. Fluck, J. Kramer, H. J. Gräfer, H. Nendza, K. R. Ulrichs, W. Sondermann, Chr. Heckötter, K. Schulte, D. Placzek

Heft 16 von Stefan Schmitz (1989):
Hydraulische Grundbruchsicherheit bei räumlicher Anströmung, (Dissertation)

Heft 17 von Fahran Al. Akhras (1992):
Tragfähigkeit schrägbelasteter Streifenfundamente mit vertikalem Sporn auf dicht gelagertem Sand, (Dissertation)

Heft 18 von Klaus Haubrichs (1993):
Widerstand eines dicht gelagerten Sandes gegen Beanspruchung infolge ausmittig-schräg oder exzentrisch belasteter starrer Einzelfundamente, (Dissertation)

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Verlag Glückauf

Heft 19 von Eugen W. Perau (1995):
Ein systematischer Ansatz zur Berechnung des Grundbruchwiderstands von Fundamenten, (Dissertation) *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Heft 20 von Frank Könemann (1995):
Beeinflussung des Grundwasserspiegels durch unterirdische Bauwerke, (Dissertation) *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Heft 21 von Lothar Maßmeier (1995):
Bemessungsgrundlagen der stationären Infiltration von Grundwasser - Untersuchungen an Sanden, (Dissertation)

Heft 22 von Hans-Gerd Schoen (1996):
Untersuchungen zur Gasdurchlässigkeit trockener und teilgesättigter Sande, (Dissertation)

Heft 23 mit Beiträgen verschiedener Autoren (1998):
Beiträge zur aktuellen Forschung in Grundbau und Bodenmechanik, mit Beiträgen von: W. Richwien u. E. Perau, H.-G. Schoen, E. Perau u. K. Golücke u. W. Richwien, E. Perau

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Richwien und Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, Verlag Glückauf

Heft 24 von Jörg Malkus (2000):
Untersuchung des Bodenverhaltens im Kontaktbereich von zyklisch axial belasteten Pfählen und Ankern, (Dissertation)

Heft 25 von Zhenggui Wang (2000):
Behaviour of soils and foundation structures under cyclic loads, (Dissertation)

Heft 26 von Jörg Mangels (2000):
Beschreibung von Strömungen im ungesättigten Boden, (Dissertation)

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Verlag Glückauf

Heft 27 von Kerstin Lesny (2001):
Entwicklung eines konsistenten Versagensmodells zum Nachweis der Standsicherheit flachgegründeter Fundamente, (Dissertation)

Heft 28 von Eugen Perau (2001):
Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen - Ein Konzept zur Mechanik teilgesättigter Böden, (Habilitationsschrift)
doi.org/10.17185/duepublico/73533

Heft 29 von Jens Wiemann, Kerstin Lesny, Werner Richwien (2002):
Gründung von Offshore-Windenergieanlagen Gründungskonzepte und geotechnische Grundlagen

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Verlag Glückauf

Heft 30 von Roland Weißmann (2003):
Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser, (Dissertation)

Heft 31 von Susanne Potthoff (2003):
Simulation von Zweiphasen-Strömungen im Boden Ein Programmsystem auf Basis der Gemischten Finite-Elemente-Methode, (Dissertation)

Heft 32 von Magnus Geduhn (2006):
Geokunststoffummantelte Vakuum-Säulen Ein Gründungsverfahren für sehr weiche bindige Böden, (Dissertation) *(beim Fachgebiet vergriffen)*

Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, VGE Verlag

Heft 33 von Jens Wiemann (2007):
Bemessungsverfahren für horizontal belastete Pfähle Untersuchungen zur Anwendbarkeit der p-y Methode, (Dissertation)

Heft 34 von Aloys Kisse (2008):
Entwicklung eines Systemgesetzes zur Beschreibung der Boden-Bauwerk-Interaktion flachgegründeter Fundamente auf Sand, (Dissertation)

Heft 35 von Patrik Lammertz (2008):
Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigen Böden, (Dissertation)

Heft 36 von Kerstin Lesny (2008):
Gründung von Offshore-Windenergieanlagen – Werkzeuge für Planung und Bemessung, (Habilitationsschrift)

Heft 37 von Peter Hinz (2009):
Beurteilung des Langzeitverhaltens zyklisch horizontal belasteter Monopile-Gründungen, (Dissertation)

Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen,
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. Perau, VGE Verlag

Heft 38 von Carsten Pohl (2010):
Witterungsbedingte Gefügebildung bei See- und Ästuardeichen und ihr Einfluss auf die Deichsicherheit, (Dissertation)

(Bestellung über www.uni-due.de/geotechnik)

Heft 39 von Lars Vavrina (2011):
Bewertung der Schutzfunktion bewachsener Deichbinnenböschungen gegen Erosion, (Dissertation)

(Bestellung über www.uni-due.de/geotechnik)

Heft 40 mit Beiträgen verschiedener Autoren (2013):
Untertage-Pumpspeicherwerke in Anlagen des Berg- und Tagebaus
mit Beiträgen von: E. Perau, U. Schreiber, A. Niemann, H.-J. Wagner, M. K. Koch u. P. Mark; A. J. Daou Pulido, V. Koppers, J. Lohmann, H.-J. Wagner u. M. K. Koch; A. Niemann, R. Alvarado Montero u. T. Wortberg; E. Perau, U. Schreiber u. H. Luick; U. Schreiber, H. Luick u. E. Perau; E. Perau u. S. Korn; D. Sanio u. P. Mark

(vergriffen)

Heft 41 mit Beiträgen verschiedener Autoren (2013):
Baugruben und Grundwasser, Tagungsband zum 4. RuhrGeo Tag am 21.03.2013 in Essen, mit Beiträgen von: E. Perau; B. Schuppener; A. Hettler; K. Borchert u. F. Könemann;
A. Slotta u. E. Perau; L. Röchter u. T. Schanz; C. Heitz, A. Jechorek, u. A. Verhoeks; B. Odenwald, H. Montenegro, R. Kauther u. M. Herten; D. Placzek, L. König u. B. Bauckhage; G. Lottritz, M. Pulsfort u. P. Waldhoff; B. Böhle, F. Ludwig u. R. Otterbein

(Bestellung über www.uni-due.de/geotechnik)

Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen,
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. Perau, Shaker Verlag
(Bestellung über www.shaker.de)

Heft 42 mit Beiträgen verschiedener Autoren (2017):
Wechselwirkung Baugrund – Bauwerk, Tagungsband zum 8. RuhrGeo Tag am 30.03.2017 in Essen, mit Beiträgen von: E. Perau; St. Kinzler, F. Sattler, E. Tafur u. Prof. M. Ziegler; C. Pohl u. D. Placzek; F. Könemann, St. Gutjahr u. B. Kosmann; A. Hettler; E. Perau u. A. Zillmann; B. Odenwald, K. Ratz u. H. Günther; D. König u. T. Schröder; C. Schmüdderich, D. König, P. Gußmann u. T. Schanz; L. Speier, K. van der Smissen u. F. Grübl; J. Schreiber u. A. Verhoeks; M. Stahl, N. Veith u. P. Knopf

Heft 43 von Randa Adel Mahmoud Arafa (2017):
Experimental Analysis of Impact Loading during Installation of Jack-up Units, (Dissertation)

Heft 44 mit Beiträgen verschiedener Autoren (2020):
Geotechnik und Wasser – Planung, Berechnung und Ausführung, Tagungsband zum 11. RuhrGeo Tag am 26.03.2020 in Essen, mit Beiträgen von: E. Perau; A. Schlenkhoff; N. Meteling; S. Keßler u. R. Jagow-Klaff; W. Baille, K. Reinhardt, K. Sommer; L. Vollmert u. K. von Maubeuge; J. Overmans u. U. Estermann; B. Odenwald; C. Fierenkothen, M. Herten u. M. Pulsfort

Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen,
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau
als Open Access verfügbar über DuEPublico:
https://duepublico2.uni-due.de/go/geotech

Heft 45 von Nils Jasper Meteling (2020):
Parameteridentifikation bei Grundwasserströmung auf Basis analytisch formulierter Näherungslösungen, (Dissertation)
doi.org/10.17185/duepublico/71697

Heft 46 von Matthias Hausmann (2020):
Einfluss der Ringspaltverpressung auf die Beanspruchung der Tübbingröhre in Tunnellängsrichtung, (Dissertation)
doi.org/10.17185/duepublico/73992

Außerhalb der Reihe ist im Shaker-Verlag erschienen:

Lesny, K., Perau, E. (2015): Bodenmechanisches Praktikum, 13. Auflage, Shaker Verlag,

(Bestellung über www.shaker.de)

Einfluss der Ringspaltverpressung auf die Beanspruchung der Tübbingröhre in Tunnellängsrichtung

Die Dissertation befasst sich mit der Beanspruchung und der Verformung der Tunnelröhre in Längsrichtung während der Bauphase des Tunnels im Schildvortrieb vor dem Hintergrund der Ringspaltverfüllung mit flüssigem Mörtel. Da teilweise Beschädigungen an den Tübbingen festgestellt werden, die bereits früh nach Erstellung eines Rings auftreten, besteht eine technische und wirtschaftliche Motivation für ein besseres Verständnis der Beanspruchung der Tunnelröhre in der Bauphase. In der vorliegenden Arbeit werden weitestgehend analytische Ansätze verwendet, um eine verständliche und transparente Berechnungsmethodik zu gewährleisten, anstatt allein auf hochkomplexe Modelle zurückzugreifen.

Zunächst wird die Idealisierung der Tunnelröhre als elastisch gebetteter Balken beschrieben, mit der die Schnittgrößen und Verschiebungen in Tunnellängsrichtung berechnet werden können. Zudem wird die Belastung der Röhre durch die Auftriebskraft im flüssigen Mörtel anhand eines analytischen Berechnungsmodells zur Bestimmung der zeitlichen Druckentwicklung im Ringspalt quantifiziert und erläutert, welche Auswirkung die Segmentierung der Tunnelröhre in einzelne Ringe auf das Verhalten der Tunnelröhre in Tunnellängsrichtung hat und wie diese Einflüsse anhand getrennter Ansätze quantifiziert werden können.

Zuletzt wird die Verwendung der Berechnungsmethoden unter praxisrelevanten Randbedingungen dargestellt und die Ansätze auf ihre Eignung überprüft. Dabei wird der Einfluss der Biegesteifigkeit der Tunnelröhre sowie der Auftriebskraft auf die Berechnungsergebnisse aufgezeigt. Zuletzt wird somit veranschaulicht unter welchen Randbedingungen eine Beanspruchung auftritt, die zu Schäden am Tunnel führen könnte.

- Maschineller Tunnelbau, Tübbingröhre, Ringspaltverpressung
- Tunnellängsrichtung, elastisch gebetteter Balken, Auftrieb
- analytische Modellansätze, Berechnungsmethode