



Claudia Lach, BSc.

## **Notwendigkeit der Ankerung bei kurzem Ringschluss**

### **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.mont. Wulf Schubert

Institut für Felsmechanik und Tunnelbau

Technische Universität Graz

Graz, Oktober 2018

# EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

## AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

---

Datum / Date

---

Unterschrift / Signature

## **Danksagung**

Ein besonderer Dank gilt O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.mont. Wulf Schubert für die Betreuung meiner Masterarbeit. Danke auch an die Universitätsassistenten des Felsmechanik- und Tunnelbauinstituts der TU Graz, an die ich mich immer Wenden konnte und die mir bei meinen Problemen tatkräftig zur Seite gestanden haben.

Vor allem bedanke ich mich bei meiner Familie die mich all die Jahre durch mein Studium begleitet und Unterstützt hat. Besonderer Dank gilt dabei meinen Eltern, Gerda und Manfred, die mir das Studium und somit eine unvergessliche Zeit ermöglicht haben. Außerdem bedanke ich mich bei all meinen Freunden die diese Zeit erst so unvergesslich machen konnten.

## **Abstract**

The aim of this work is to determine if bolting in the top heading with short ring closure is necessary. Therefore, a drill and blast excavation in a shallow tunnel in loose rock is simulated. The top heading has been excavated four meters in one-meter steps and after every step, support with shotcrete and bolts was added. Subsequently, the bench/invert is excavated up to two meters behind the top heading face and the shotcrete ring is closed. At the beginning of this master's thesis, the drill and blast excavation in shallow tunnel construction and possible failure modes will be briefly discussed.

In order to be able to make a more precise statement about the development of the axial bolts forces (tensile forces) in relation to the ring closure and in increasing distance to the working face, a basic model with short ring closure is compared with other models. This is to determine the influence of the short ring closure on the development of the axial anchor forces.

In addition, it will be investigated how much the following parameters influence the axial anchor forces: cohesion, bolt length, bond stiffness of the bolt grout, installation of a temporary top heading invert and the excavation of the bench/invert but without doing a ring closure by means of shotcrete.

A comparison of the models with and without anchors shows that an installation of anchors in the top heading only contributes to a small reduction of the displacements and surface settlements. The investigations and comparisons of the models indicate that the bolt force in the crown and shoulder area increases only during the first excavation step and decreases again. However, as long as no ring closure has been established, the axial force of the anchors in the side wall area increases with each excavation cycle. This shows that the side wall anchors contribute to the stabilization of the top heading in advance of the bench/invert during short ring closure in shallow tunnel construction.

## Kurzfassung

Da Untersuchungen über die Notwendigkeit der Ankerung beim kurzem Ringschluss im seichtliegenden Tunnelbau in der Literatur nicht oft zu finden sind, wurde dieses Thema in dieser Masterarbeit aufgegriffen. Ziel ist es festzustellen, ob eine Kalottenankerung beim kurzen Ringschluss notwendig ist. Dafür wird ein zyklischer Vortrieb in einem seichtliegenden Tunnel im Lockergestein simuliert. Die Kalotte wird dabei 4 Meter vorgetrieben, jeweils in 1 Meter Abschlügen. Nach jedem durchgeführten Abschlag erfolgt eine Sicherung mittels Spritzbeton und dem Einbau der Anker. Anschließend wird die Strosse/Sohle bis auf zwei Meter hinter die Kalottenortsbrust vorgetrieben und der Ringschluss mittels Spritzbeton hergestellt. Am Anfang dieser Diplomarbeit wird auch kurz auf den zyklischen Vortrieb im seichtliegenden Tunnelbau und mögliche Versagensformen eingegangen.

Um eine präzisere Aussage über die Entwicklung der axialen Ankerkräfte (Zugkräfte) in Bezug auf den Ringschluss und in zunehmenden Abstand zur Ortsbrust durchführen zu können, wird ein Basismodell, mit kurzem Ringschluss mit anderen Modellen verglichen. Dadurch soll festgestellt werden, wie groß der Einfluss des kurzen Ringschlusses auf die Entwicklung der axialen Ankerkräfte ist.

Zusätzlich wird untersucht welchen Einfluss folgende Parameter auf die Axialkräfte der Anker haben: Kohäsion des Bodens, Ankerlänge, Verbundsteifigkeit des Ankermörtels, Einbau einer temporären Kalottensohle und der Vortrieb der Strosse/Sohle ohne Herstellung eines Ringschlusses mittels Spritzbeton.

Ein Vergleich der Modelle mit und ohne Anker zeigt, dass ein Einbau von Ankern in der Kalotte nur zu einer geringen Reduzierung der Verschiebungen und der Oberflächensetzungen beiträgt. Die Untersuchungen und Vergleiche der Modelle zeigen, dass die Anker im First- und Kämpferbereich nur durch den ersten darauffolgenden Abschlag beansprucht werden und die Axialkraft anschließend wieder abnimmt. Die Normalkraft der Anker im Ulmenbereich nimmt jedoch, solange kein Ringschluss stattgefunden hat, mit jedem Abschlag zu. Dies zeigt, dass beim kurzen Ringschluss im seichtliegenden Tunnelbau die Ulmenanker zur Stabilisierung der Kalotte beim Vortreiben der Sohle beitragen.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>Seichtliegender Tunnelbau</b>	<b>8</b>
2.1	Vortriebskonzepte .....	8
2.1.1	Zyklischer Vortrieb [3] [4] [6] .....	8
2.2	Schäden beim Vortrieb [7] [8] [9] .....	11
2.2.1	Tagbruch [11] [15] .....	12
2.2.2	Niederbruch.....	14
2.2.3	Nachbruch.....	14
2.2.4	Wassereinbruch .....	14
<b>3</b>	<b>Numerik</b>	<b>16</b>
3.1	Geometrie und Ausbau .....	16
3.2	RS3 [10].....	17
3.3	Modellbildung [12] [13] [14] .....	17
3.3.1	Bodenparameter.....	18
3.3.2	Spritzbeton .....	19
3.3.1	Anker [8] [17] [18].....	19
3.3.1.1	<i>Tieback-Bolts</i> .....	20
3.4	Berechnungsphasen .....	22
<b>4</b>	<b>Auswertung der Simulation</b>	<b>25</b>
4.1	Auswertung des Basismodells.....	25
4.2	Vergleich der Modelle mit und ohne Anker .....	28
4.2.1	Vertikalverschiebungen .....	28
4.2.2	Horizontalverschiebungen .....	30
4.3	Vergleich der Modelle mit Anker mit veränderter Kohäsion .....	32
4.3.1	Entwicklung der Ankernormalkräfte .....	32
4.4	Vergleich kein Ringschluss und temporäre Kalottensohle mit Basismodell....	33
4.4.1	Entwicklung der Ankernormalkräfte .....	33
4.5	Vergleich Änderung der Ankerlänge und der Festigkeitseigenschaften des Mörtels mit dem Basismodell .....	35
4.5.1	Entwicklung der Ankernormalkräfte .....	35

---

<b>5 Zusammenfassung</b>	<b>37</b>
<b>Literatur</b>	<b>39</b>
<b>Anhang A</b>	<b>I</b>

# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Möglichkeiten der Querschnittunterteilungen bei Teilausbrüchen, links oben (1): Unterteilung in Kalotte-, Strosse- und Sohlvortrieb; rechts oben (2): Vortrieb der Kämpfer links und rechts, Kalotte Mittelteil, Strosse und Sohle; links unten (3): aufgeteilter Kalottenvortrieb, Strosse- und Sohlvortrieb; rechts unten (4): Ulmenvortrieb (Kolymbas, D. 1998) .....	10
Abbildung 2.2: Vortrieb eines zweihüftigen Ulmenstollens (Austrian Society for Geomechanics, 2010).....	10
Abbildung 2.3: Anwendung eines Rohrschirms (Kolymbas, D. 1998).....	11
Abbildung 2.4: Veranschaulichung der Einbruchstellen Heathrow Express Link .....	13
Abbildung 2.5: Einbruchstelle Heathrow Express Link (Parker D. 2016) .....	13
Abbildung 2.6: Teilweise Füllung des Tunnelquerschnitts durch fließendes Gebirge (Schubert W. 2014).....	15
Abbildung 3.1: Skizze Tunnelquerschnitt .....	16
Abbildung 3.2: FE-Modell.....	18
Abbildung 3.3: Anordnung der Anker; Ausbauklasse A (rot) 12 Anker und Ausbauklasse B (blau) 11 Anker.....	21
Abbildung 3.4: Ablauf der Simulation (1): oben: Primärspannungszustand; unten: Ausbruch der ersten Kalotte.....	22
Abbildung 3.5: Ablauf der Simulation (2): oben: Einbau des Spritzbetons (Frühfestigkeit); Mitte: Einbau der Anker, Spritzbeton erreicht Endfestigkeit; unten: Kalotte 4 m vorgetrieben und gesichert.....	23
Abbildung 3.6: Ablauf der Simulation (3): oben: Vortrieb der Sohle (2 m Abschlaglänge) und Sicherung der Sohle mittels Spritzbeton; Mitte: Vortrieb Sohle bis auf 2 m hinter Ortsbrust der Kalotte und Wiederaufnahme des Vortriebs der Kalotte; unten: gesamte Vortriebslänge mit eingebrachten Stützmitteln.....	24
Abbildung 4.1: Maßgebende Anker.....	26
Abbildung 4.2: Modell M1K30: Entwicklung der Ankernormalkraft entlang der Ankerlänge .....	26



---

Abbildung 4.3: Modell M1K30: Entwicklung der Normalkraft in den Anker im Laufe des Vortriebs .....	27
Abbildung 4.4: Vertikalverschiebungen im Längenschnitt über die gesamte Länge der Simulation, oben: M4K30oA, ohne Anker; unten: M1K30, mit Anker.....	29
Abbildung 4.5: Vertikalverschiebungen im Querschnitt über die gesamte Länge der Simulation, oben: M4K30oA, ohne Anker; unten: M1K30, mit Anker.....	30
Abbildung 4.6: Horizontalverschiebungen im Querschnitt über die gesamte Länge der Simulation, oben: M4K30oA, ohne Anker; unten: M1K30, mit Anker.....	31
Abbildung 4.7: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs der Modelle M1K30, M2K18 und M3K50; (S=Vortrieb Strosse/Sohle).....	33
Abbildung 4.8: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs der Modelle M1K30, M5K30oR und M6K30t; (S=Vortrieb Strosse/Sohle) .....	34
Abbildung 4.9: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs der Modelle M1K30, M7K30A6 und M8K30h; (S=Vortrieb Strosse/Sohle) .....	36

---

# Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Koordinatenpunkte .....	17
Tabelle 3.2: Bodenparameter.....	19
Tabelle 3.3: Spritzbetonparameter .....	19
Tabelle 3.4: Ankerparameter.....	21

---

# Abkürzungen

D.....Tunneldurchmesser

OB .....Ortsbrust

TM .....Tunnelmeter

SpB.....Spritzbeton

MPa.....Megapascal

MN .....MegaNewton

kN.....kiloNewton

m.....Meter

# 1 Einleitung

Um dem stetig wachsenden Bedarf an schnellen und effizienten Fortbewegungsmitteln zu entsprechen, werden in vielen Städten die U-Bahn-Netze ausgebaut. Öffentliche Verkehrsmittel sollen so für die Menschen attraktiver gestaltet werden, um somit den Autoverkehr in den Städten zu reduzieren. Die Herstellung von seichtliegenden Tunneln gewinnt dadurch immer mehr an Bedeutung.

Es werden oft numerische Simulationen von seichtliegenden Tunneln im Lockergestein durchgeführt. Diese Simulationen befassen sich hauptsächlich mit den Themen: Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb; Stabilisierung von Ortsbrust und Laibung; erforderliche Voraussicherung und Auslastung der Spritzbetonschale während des Vortriebs.

Da Untersuchungen über die Notwendigkeit der Ankerung bei kurzem Ringschluss, in der Literatur nicht oft zu finden sind, wurde dieses Thema in dieser Masterarbeit aufgegriffen. Das Ziel ist es festzustellen, ob und welchen Einfluss die Ankerung beim kurzen Ringschluss im seichtliegenden Tunnelbau hat. Dazu wird untersucht, ob und in welchem Maß die Anker Zugkräfte aufbauen, da durch das Herstellen des Ringschlusses 2 m bis 6 m hinter der Ortsbrust bereits ein steifes System gebildet wird.

Unter Anwendung einer numerischen 3-D Simulation wird die Entwicklung der axialen Ankerkraft in Abhängigkeit des Vortriebes, also in Entfernung zur Ortsbrust und in Reaktion auf den Ringschluss, untersucht.

Da für die Untersuchung ein Vortrieb im Lockergestein simuliert wird, wird in dieser Arbeit auch kurz auf charakteristische Merkmale des zyklischen Vortriebes, die möglichen Ankertypen und potenzielle Schäden während des Vortriebes bei seichtliegenden Tunneln eingegangen.

## 2 Seichtliegender Tunnelbau

In diesem Kapitel wird auf den zyklischen Vortrieb und Schadensbilder, die im seichtliegenden Tunnelbau auftreten können, eingegangen.

### 2.1 Vortriebskonzepte

Die Tunnelvortriebsarten lassen sich in zwei Methoden gliedern: Der zyklische Vortrieb, bei dem der Abbau je Gebirgsfestigkeit mittels Sprengen oder Bagger erfolgt und der kontinuierliche Vortrieb, bei dem zum Vortreiben eine Tunnelvortriebsmaschine verwendet wird. Nachstehend wird die Methode des zyklischen Vortriebs in Bezug auf den seichtliegenden Tunnelbau kurz erläutert.

#### 2.1.1 Zyklischer Vortrieb [3] [4] [6]

Beim zyklischen Vortrieb haben sich unterschiedliche Vortriebsarten für Hartgestein, quellende Böden und Lockergestein entwickelt. Der Ausbruch kann - je nach geologischen Verhältnissen und projektspezifischen Randbedingungen - als Vollausbruch oder unterteilt in Teilquerschnitten erfolgen. Beim Vortrieb im Lockergestein hat sich ein steifer Ausbau, eine Abschlagslänge von 1 Meter oder kürzer und ein rascher Ringschluss bewährt.

Ein Vollausbruch wird hauptsächlich im Hartgestein bei geeigneten Baugrundverhältnissen angewendet. Hierbei wird der gesamte Tunnelquerschnitt auf einmal ausgebrochen. Die Vorteile des Vollausbruchs sind, dass ein Einsatz größerer Geräte möglich ist und ein rascher Ringschluss der Auskleidung hergestellt wird. Die Nachteile dieser Methode im Vergleich zum Ausbruch in Teilquerschnitten sind: die große Fläche der Ortsbrust, die bereits vor Ausbruch entstehenden höheren Verformungen und die längeren Zykluszeiten, die den Einbau der Stützung verzögern. Aufgrund dieser Nachteile, ist der Vollausbruch im Lockergestein zumeist nicht ratsam.

Deswegen erfolgt bei seichtliegenden Tunneln der Vortrieb meist unterteilt in Teilquerschnitten und bei Notwendigkeit zusätzlich unterteilt in Teilausbrüche. Die Vorteile dieser Methode liegen in der Minimierung der Oberflächensetzung, welche besonders in bebauten Gebieten von großer Bedeutung ist. Es verringert sich auch der Aufwand für die Ortsbruststützung, indem sich die Zykluszeiten verkürzen und Stützmittel daher schneller

eingebaut werden können. Ebenso besteht die Möglichkeit der Parallelisierung der Teilausbrüche und der gleichbleibenden Vorgangsweise bei verschiedenen Gebirgsqualitäten. Dadurch muss bei Änderung der Gebirgsqualität die Vortriebsweise nicht geändert werden. Zu nennende Nachteile sind jedoch, dass der Einsatz größerer Geräte nicht immer möglich ist und unter bestimmten Umständen temporäre Sicherungsmaßnahmen notwendig sind, um einen steiferen Ausbau zu erzielen und somit die Oberflächensetzungen zu minimieren. Dies geht jedoch auch mit einem größeren Materialverbrauch und Arbeitsaufwand einher. Ein weiterer Nachteil bei einer Querschnittsunterteilung ist, die sich ändernde Spannungssituation bei jedem Teilausbruch. Dies kann dazu führen, dass sich das Gebirge beim Vortrieb der einzelnen Querschnittsunterteilungen durch die Spannungsumlagerung unterschiedlich verhält, was den Vortrieb erschweren kann.

Einige Möglichkeiten einer solchen Querschnittsunterteilung sind in Abbildung 2.1 dargestellt. Dabei unterscheiden sich diese nicht nur in der Teilung, sondern auch im Vortrieb der Teilquerschnitte. Der linke obere Querschnitt stellt einen Kalotten-, Strossen- und Sohlvortrieb dar. Dies ist die gebräuchlichste vertikale Querschnittsunterteilung. Beim rechten oberen Querschnitt erfolgt die Unterteilung neben der Vertikalen auch in der Horizontalen, dabei erfolgt zuerst der Vortrieb eines zentralen Pilotstollens, anschließend die Aufweitung auf den Kalottenquerschnitt und danach wie beim ersten Bild der Strossen- und Sohlvortrieb. Der linke untere Querschnitt zeigt eine Unterteilung der Kalotte mit anschließendem Strossen-, Sohlvortrieb. Im rechten unteren Querschnitt ist ein zweihüftiger Ulmenstollenvortrieb dargestellt. Hierbei werden zwei Ulmenstollen vorgetrieben, wobei einer dem anderen vorausseilt und anschließend die Kalotte, Strosse und Sohle vorgetrieben werden. Der genaue Bauablauf dieses Vortriebs ist in Abbildung 2.2 dargestellt.

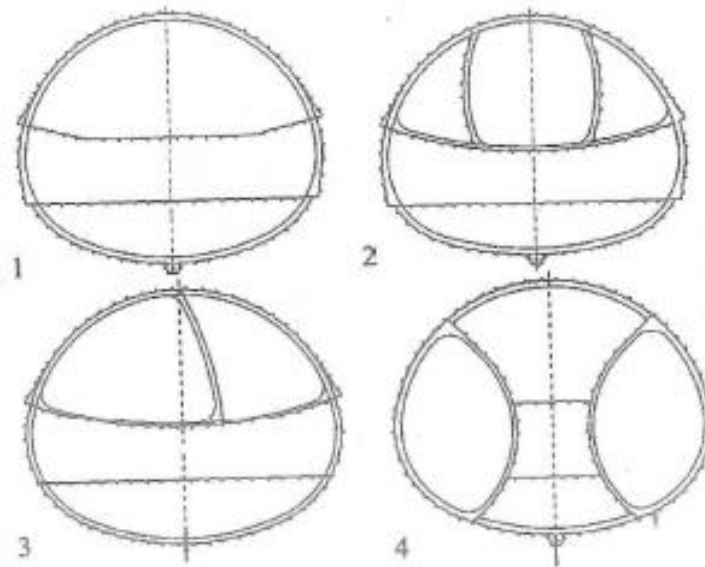


Abbildung 2.1: Möglichkeiten der Querschnittsunterteilungen bei Teilausbrüchen, links oben (1): Unterteilung in Kalotte-, Strosse- und Sohlvortrieb; rechts oben (2): Vortrieb der Kämpfer links und rechts, Kalotte Mittelteil, Strosse und Sohle; links unten (3): aufgeteilter Kalottenvortrieb, Strosse- und Sohlvortrieb; rechts unten (4): Ulmenvortrieb (Kolymbas, D. 1998)

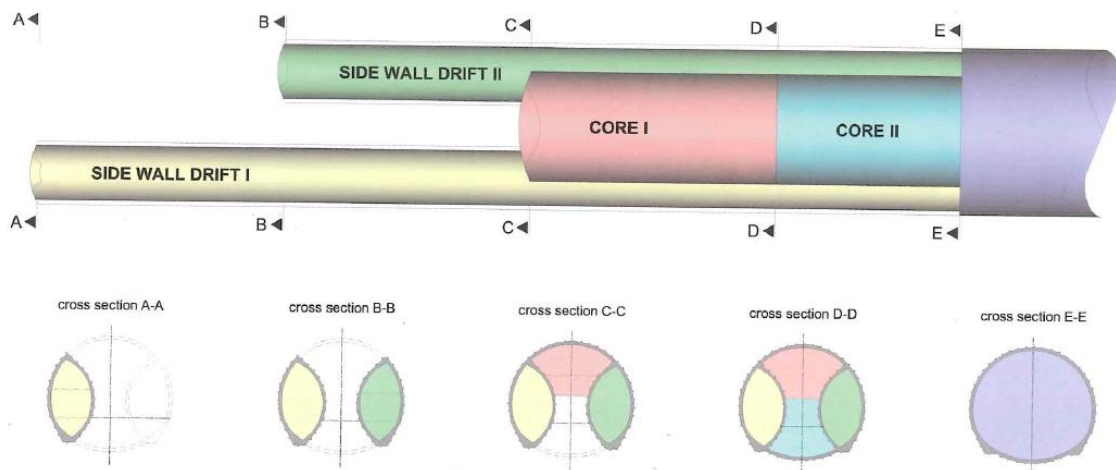


Abbildung 2.2: Vortrieb eines zweihüftigen Ulmenstollens (Austrian Society for Geomechanics, 2010)

Reicht eine Querschnittsunterteilung alleine nicht aus, um einen sicheren und effizienten Vortrieb zu ermöglichen, müssen zusätzliche Voraussicherungsmaßnahmen getroffen werden, die sich in die Herstellung eines Spießschirms, eines Rohrschirms oder eines Injektionsschirms gliedern. Der Unterschied zwischen diesen liegt darin, dass ein Rohrschirm zusätzlich mit Mörtel verpresst wird. Ein Injektionsschirm besteht aus

perforierten Rohren, wodurch das umgebende Gebirge mittels der eingebrachten Zementsuspension vergütet werden kann. Durch die Herstellung der Schirme soll gewährleistet werden, dass die Tunnellaibung beim Ausbrechen bzw. bei sehr seichtliegenden Tunnel die gesamte Überlagerung, nicht nachbrechen kann.

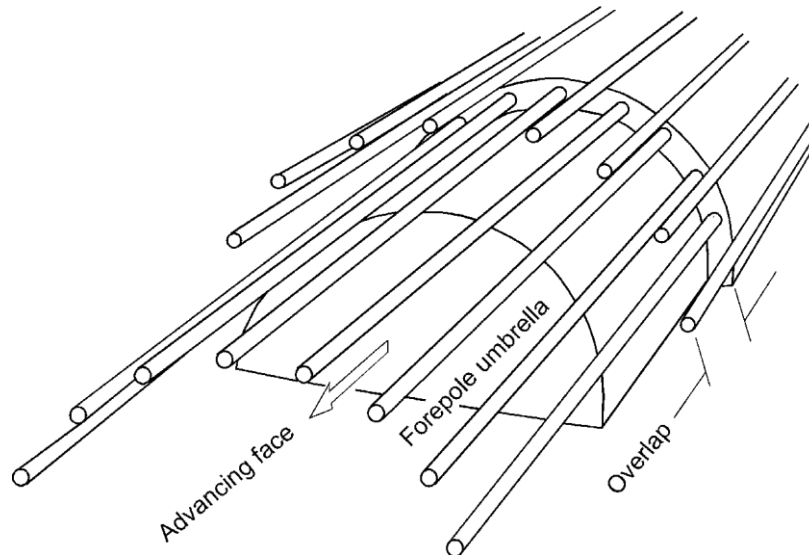


Abbildung 2.3: Anwendung eines Rohrschirms (Kolymbas, D. 1998)

Zusätzliche Möglichkeiten sind die Bodenvereisung sowie das Einbringen von Ortsbrustankern in Form von selbstbohrenden Ankern oder vermörtelten Fiberglasdübeln. Da sich diese Arbeit mit der Sicherung der Laibung mittels Ankern befasst, wird auf die Möglichkeiten und Ausführung der Ortsbruststabilisierung nicht näher eingegangen.

## 2.2 Schäden beim Vortrieb [7] [8] [9]

Das Zusammenspiel aus der Beschaffenheit des Gesteins, der Gebirgsart und der Hydrologie wird im Vorhinein nie ganz bekannt sein, was die Erstellung eines Vortriebskonzeptes zu einer komplexen Aufgabenstellung macht. Der Einfluss von Störzonen bzw. Störungsbändern besonders jener, die nicht im Vorhinein bekannt sind, können den Vortrieb stark beeinflussen. Bei gestörten Gebirgsbereichen handelt es sich um zerrüttete oder zerscherte Gesteinsbereiche, wobei Störungsbänder eher nur lokal auftreten und in ihrer Mächtigkeit geringer sind, als die bis zu mehreren hundert Metern mächtigen Störungszonen.

Schäden können schon während des Vortriebs zufolge einer instabilen Laibung oder Ortsbrust auftreten oder in der bereits hergestellten Spritzbetonschale. Einer der Hauptgründe für das Auftreten von Schäden in der Spritzbetonschale ist ein nicht optimal auf das Gebirge abgestimmtes Ausbaukonzept. Die Stützmittel können versagen, so dass



es zu Rissen in der Spritzbetonschale oder im schlimmsten Fall zu Nachbrüchen oder einem Tagbruch kommen kann. Im Folgenden wird auf verschiedene Versagenstypen eingegangen.

### 2.2.1 Tagbruch [11] [15]

Unter Tagbruch versteht man einen Verbruch, der an der Oberfläche sichtbar ist. Dabei kann sich ein Krater mit einem Durchmesser und einer Tiefe von mehreren Metern bilden. Das gelockerte Material rutscht in den Bereich des Vortriebs ab. Tagbrüche treten meist plötzlich und ohne vorherige Anzeichen während des Vortriebs an der ungesicherten Ortsbrust auf. Tagbrüche können aber auch zeitverzögert auftreten. Diese kündigen sich dann durch Abplatzungen und Risse in der Spritzbetonschale an.

Da seichtliegende Tunnel vor allem im städtischen Bereich gebaut werden, kommt es bei einem Tagbruch meist zu schwerwiegenden Folgen. Dies reicht von erheblichen Schäden an Gebäuden und Infrastruktur, bis hin zur Gefährdung von Menschenleben. Ein Tagbruch impliziert meist hohe Mehrkosten und führt zu einer Verzögerung des Vortriebs um Wochen bis Monaten. Tritt ein Tagbruch in einer unbebauten Umgebung auf, so kommt es in den meisten Fällen nur zu einer Bauzeitverzögerung und Mehrkosten. Es stellt jedoch jeder Tagbruch eine Gefahr für die Arbeiter dar.

Als Beispiel für einen Tagbruch wird an dieser Stelle der Einsturz des Heathrow Express Link genannt, welcher die Verbindung zwischen London und dem Flughafen Heathrow darstellt. Dabei kam es während der Bauausführung zu drei Einstürzen, welche innerhalb von drei Tagen stattfanden. In Abbildung 2.4 sind die Einsturzstellen mit dem Datum des Einsturzes veranschaulicht.

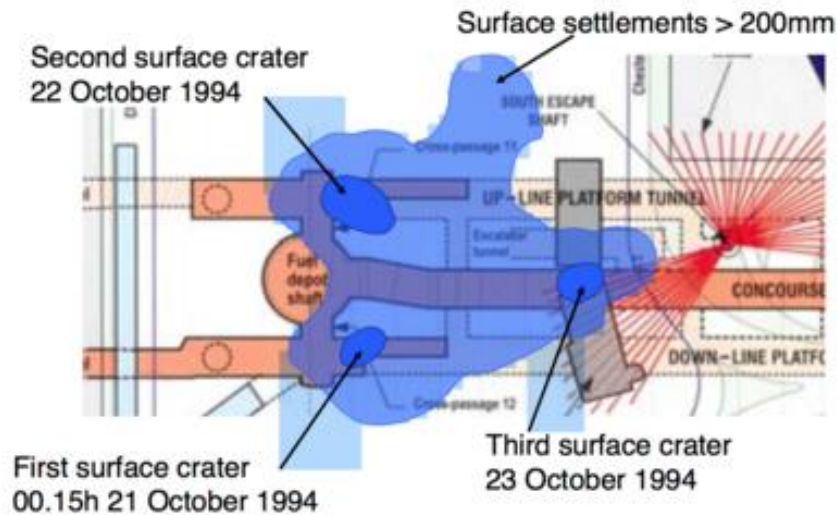


Abbildung 2.4: Veranschaulichung der Einbruchstellen Heathrow Express Link

Für die drei Einstürze werden mehrere Ursachen vermutet. Einerseits soll die Spritzbetonqualität nicht immer ausreichend gewesen sein, die Bewehrung teilweise nicht ordnungsgemäß eingebaut und die Spritzbetonanschlüsse nicht sauber ausgeführt worden sein. Andererseits kommt dazu, dass der gleichzeitige Vortrieb von den drei parallelen Tunnelröhren zu einer erhöhten Spannungskonzentration und zu einem Scherbruch im Gebirge geführt hat. Da an der Spritzbetonschale schon vorher Anzeichen eines Versagens zu erkennen waren, konnte die Baustelle noch rechtzeitig evakuiert werden, wodurch niemand zu Schaden kam. In Abbildung 2.5 ist das Ausmaß des Einsturzes an der Oberfläche ersichtlich.



Abbildung 2.5: Einbruchstelle Heathrow Express Link (Parker D. 2016)

### 2.2.2 Niederbruch

Unter einem Niederbruch versteht man das Lösen von Gesteinsmaterial bzw. Bodenmaterial im Firstbereich. Dabei können sich größere Mengen lösen, so dass auch der weitere Tunnelvortrieb unterbrochen werden muss. Entstehen nur kleine Niederbrüche, können diese auch die Vorstufe für einen darauffolgenden Tagbruch sein.

Bei Niederbrüchen kann es häufig zum Lösen von größeren Gesteinsbrocken aus der Ortsbrust kommen. Dies tritt vor allem in stark geklüfteten Gebirgsverhältnissen auf. Im Gegensatz dazu ereignen sich Tagbrüche meist im Lockergestein.

Ein Beispiel für einen Niederbruch ist der Adlertunnel in der Schweiz. Dabei kam es während des maschinellen Vortriebs zu Überprofilen im Firstbereich, wobei das niederbrechende Material den Bohrkopf blockierte und diesen somit immer wieder zum Stillstand brachte.

### 2.2.3 Nachbruch

Unter einem Nachbruch versteht man einen sogenannten Mehrausbruch. Dabei kommt es innerhalb der ungesicherten Ortsbrust und der Tunnellaibung zu Gesteinslösungen, bevor diese mit Spritzbeton gesichert werden. Nachbrüche können auch im Zusammenhang mit Wasserzutritten auftreten.

### 2.2.4 Wassereinbruch

Eine weitere Herausforderung beim Vortrieb im Lockergestein ist, dass der Vortrieb oft unterhalb des Grundwasserspiegels stattfindet. Dabei kann es zu erheblichen Wassereinbrüchen kommen. Bei Böden mit geringer Kohäsion und hohem Wassergehalt kann es zum Fließen des Materials kommen. Die Folgen können eine teilweise oder auch vollständige Füllung des Tunnels mit zusätzlicher Entstehung eines Kraters an der Oberfläche sein. In Abbildung 2.6 ist ein solcher Schaden durch fließendes Gebirge abgebildet.



Abbildung 2.6: Teilweise Füllung des Tunnelquerschnitts durch fließendes Gebirge (Schubert W. 2014)

## 3 Numerik

In diesem Kapitel wird auf die Eingabeparameter für die numerische Simulation eingegangen. Zu diesen zählen der Ausbruchsquerschnitt, das verwendete Simulationsprogramm RS3, die Randbedingungen und der Bauablauf.

### 3.1 Geometrie und Ausbau

Der für die Simulation verwendete Querschnitt ist in Abbildung 3.1 dargestellt. Dieser entspricht der Standardgeometrie eines eingleisigen Eisenbahntunnels bei dem die Sohle flach ausgebildet wird. Die Simulation des Ausbruchs wird unterteilt in Kalotte und Strosse/Sohle. Die Spritzbetonschale wurde mit einer einheitlichen Dicke von 25 cm und die Anker mit einer Länge von 4 m angenommen.

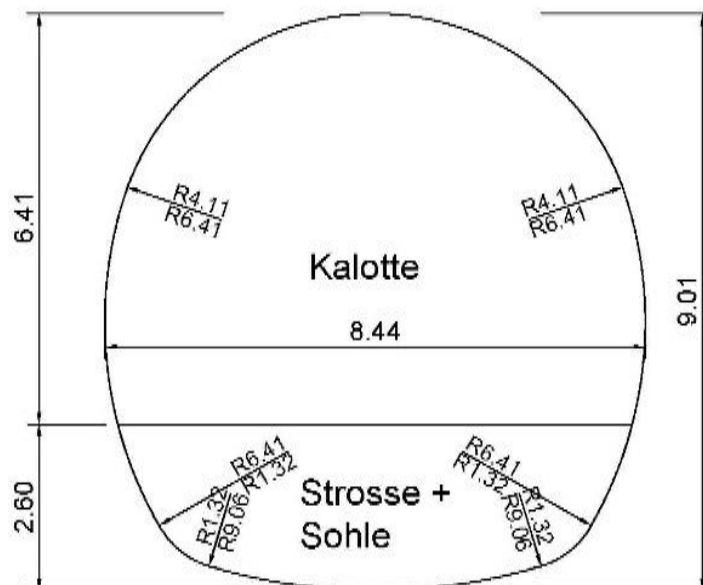


Abbildung 3.1: Skizze Tunnelquerschnitt

Tabelle 3.1 enthält die Radien und Koordinatenpunkte für die Mittelpunkte der Kreise, aus welchen der Tunnelquerschnitt besteht. Hierbei handelt es sich um einen Querschnitt, welcher aus vier Kreissegmenten zusammengesetzt wird.

Tabelle 3.1: Koordinatenpunkte

Punkt Nr.:	R [m]	X	Y
M 1	6,05	0,000	3,100
M 2	6,40	2,180	2,394
M 3	1,31	-2,219	-0,165
M 4	9,06	0,000	7,260

### 3.2 RS3 [10]

Das Modell wurde mithilfe des 3D Finite Elemente Analyseprogramm RS3 für Fels und Boden modelliert. RS3 wird für geotechnische Strukturen im zivilen und bergbaulichen Bereich z.B. für Untertageabbau, Böschungen, Tunnel- und Stützkonstruktionen verwendet. Das Programm stellt verschiedene Materialmodelle für Boden und Fels zur Verfügung, wobei hier das Mohr-Coulomb Materialgesetz verwendet wurde. Des Weiteren bietet es eine breite Palette an Stützelementen wie Bolzen und Auskleidungen.

### 3.3 Modellbildung [12] [13] [14]

Als Grundlage für die Abmessungen des Modells diente die Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“. Diese gibt eine Breite von 4-5 D zur Tunnelachse und eine Höhe, bezogen auf den Bereich unter der Tunnelsohle, von 2-3 D vor. Somit ergibt sich für das Modell eine Breite von 88 m, eine Höhe von 50 m und eine Länge von 60 m. Die Modellabmessungen und Randbedingungen sind in Abbildung 3.2 abgebildet.

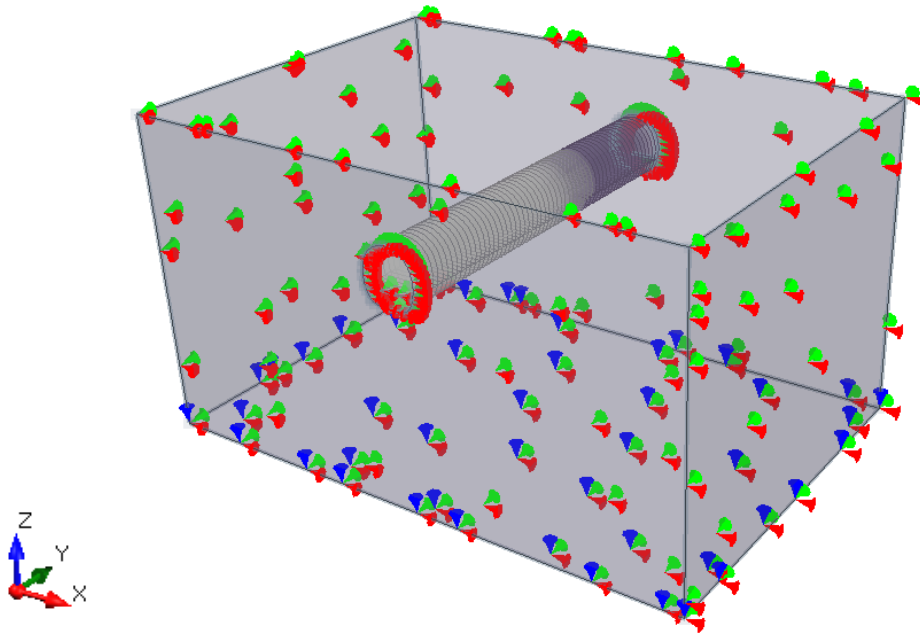


Abbildung 3.2: FE-Modell

Die Geländeoberfläche ist in allen Richtungen frei beweglich. Dadurch können an der Oberfläche durch den Vortrieb entstandene Setzungen festgestellt werden. Die Flächen normal zur Tunnelachse, welche der X-Richtung entspricht, werden in dieser Richtung gehalten und die Flächen parallel zur Achse sind in Y-Richtung fixiert. Des Weiteren ist das Modell an den unteren Eckpunkten in allen Richtungen unverschieblich gelagert.

Als FE-Netz wurde das von RS3 als "4-Noded Tetrahedron" bezeichnet, gewählt. Dieses bildet im gesamten Modell ein aus 4-Knoten Tetraedern bestehendes Netz, welches im Bereich des Ausbruchs noch zusätzlich verfeinert wird, um eine genauere Berechnung zu erzielen.

Da es sich bei dem Modell um einen seichtliegenden Tunnel handelt, wurde eine Überlagerung von 10 m gewählt. Etwaige zusätzliche Lasten durch z.B. Gebäude wurden nicht berücksichtigt. Außerdem wurde der Grundwasserspiegel am unteren Modellrand angenommen und deshalb in den Berechnungen nicht berücksichtigt.

### 3.3.1 Bodenparameter

Die bei dieser Arbeit verwendeten Parameter sind angenommene Werte, die einen tonigen Boden darstellen sollen. Da die Berechnung des Modells plastisch durchgeführt wurde, mussten im Programm für die Kohäsion, den Reibungswinkel und die Zugfestigkeit Restfestigkeiten eingegeben werden. Der Tabelle 3.2 sind die angenommenen Bodenparameter und die Restfestigkeiten zu entnehmen.

Tabelle 3.2: Bodenparameter

Parameter	Abkürzung	Einheit	Standardwert	Restfestigkeit
E-Modul	E	MPa	80	-
Poissonzahl	$\nu$	-	0,2	-
Wichte	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	19	-
Kohäsion	c	kN/m <sup>2</sup>	30	28
Reibungswinkel	$\varphi$	°	35	33
Dilatanz	$\psi$	°	5	-

### 3.3.2 Spritzbeton

Spritzbeton zählt zu den passiven Stützmitteln, da dieser erst durch Gebirgsdeformationen einen Widerstand aufbaut. Zusätzlich ist zu beachten, dass der Spritzbeton erst mit der Zeit seine vollen Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften erreicht. Um diesen zeitlichen Aspekt der Betoneigenschaften zu berücksichtigen, wurden im Modell zwei Betonfestigkeiten und Steifigkeiten simuliert. Direkt nach dem Ausbruch erfolgt das Aufbringen des Betons mit der Frühfestigkeit. Da der Beton nach ungefähr 8 Stunden eine ca. 3-fach erhöhte Festigkeit aufweist, wird die Frühfestigkeit nach einem weiteren Abschlag auf die Endfestigkeit erhöht. Die verwendeten Spritzbetonparameter sind der Tabelle 3.3 zu entnehmen.

Tabelle 3.3: Spritzbetonparameter

Parameter	Abkürzung	Einheit	Wert
E-Modul <sub>früh</sub>	E	MPa	7500
E-Modul <sub>end</sub>	E	MPa	15000
Wichte	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	24
Poissonzahl	$\nu$	-	0,2

### 3.3.1 Anker [8] [17] [18]

Anker zählen zu den aktiven Stützmitteln, da diese der Gebirgsverbesserung dienen. Je nach Gebirgsart und spezifischen Projektanforderungen werden unterschiedliche Ankertypen verwendet. Man unterscheidet dabei zwischen schlaffen und vorgespannten Ankern. Schlaffe Anker werden auch als passive Anker bezeichnet. Diese können Kräfte erst nach einer entsprechenden Gebirgsverformung aufnehmen. Ein Beispiel dieses Ankertyps ist der SN-Anker. Die vorgespannten Anker werden in Freispielanker und blockierte Anker unterteilt. Der Unterschied der beiden liegt darin, dass Freispielanker



jederzeit nachgespannt werden können und der Bereich zwischen Kopf und Fuß frei ist. Zu diesen zählen die Spreizanker, wobei diese nur zur vorübergehenden Sicherung eingesetzt werden können. Bei blockierten Anker wird der Ringspalt nach endgültiger Anspannung des Ankers mit Mörtel verfüllt.

Im Lockergestein werden häufig selbstbohrende Anker (IBO-Anker) verwendet, da die Gefahr des Zufallens des Bohrlochs besteht. Bei diesem Ankertyp wird die Ankerstange mit verlorener Bohrkronen zum Herstellen des Bohrlochs verwendet. Anschließend wird das Bohrloch mit Zementmörtel oder Kunstharz verfüllt, dadurch erhält man einen Kraftschluss zwischen Gebirge und Anker. Das Vorspannen des Ankers erfolgt mittels Drehmomentschlüssel oder einer hydraulischen Presse und kann erst nach dem Erstarren des Betons durchgeführt werden. In der Praxis erfolgt dies nach 12 Stunden.

Die Zementmörtelanker (SN-Anker) werden nach der Art, wie der Beton eingebracht werden kann unterschieden. Hierbei gibt es zwei Varianten. Bei der Ersten wird das Bohrloch zuerst mittels Zementmörtel oder Kunstharz verfüllt und anschließend der Anker in das Bohrloch hineingedrückt. Bei der Zweiten wird zuerst der Anker in das Bohrloch eingebracht und dieses dann anschließend mit Zementmörtel verpresst. Durch das Verpressen des Bohrlochs wird auch zugleich das umgebende Lockergestein verdichtet, wodurch man eine Gebirgsverbesserung erreicht.

#### 3.3.1.1 *Tieback-Bolts*

Wie bereits in Kapitel 3.3.1 erwähnt wurde, werden im Lockergestein selbstbohrende Anker verwendet. Deshalb werden in der Simulation sogenannten „Tieback-Bolts“ verwendet. Diese ermöglichen das Modellieren von Verpressankern. Dafür müssen Parameter für die Verbund- und Schubfestigkeit des Zementmörtels angegeben werden wodurch eine möglichst realitätsnahe Simulation möglich ist. In RS3 wurden die in Tabelle 3.4 aufgelisteten Parameter benötigt, um die Anker zu modellieren.

Tabelle 3.4: Ankerparameter

Parameter	Abkürzung	Einheit	Wert
E-Modul	E	MPa	210000
Poissonzahl	$\nu$	-	0,3
Durchmesser Anker	d	m	0,025
Durchmesser Bohrung	D	m	0,047
Verbundfestigkeit		MPa/m	0,12
Schubfestigkeit		MPa/m <sup>2</sup>	75
Zugfestigkeit	ft	kN	250

Wie bereits in Kapitel 3.1 Geometrie und Ausbau erläutert, wurden für die Anker zwei Ausbaupklassen: A und B verwendet. Bei der Ausbaupklasse A werden 12 Anker mit der Länge von 4 m in einem Abstand von 1,5 m eingebaut. In der Klasse B sind es 11 Anker. Wie in Abbildung 3.3 dargestellt, werden die Anker versetzt eingebaut. Bei der Ausbaupklasse A befindet sich ein Anker in der Firste und in der Ausbaupklasse B sind es zwei versetzte Firstanker.

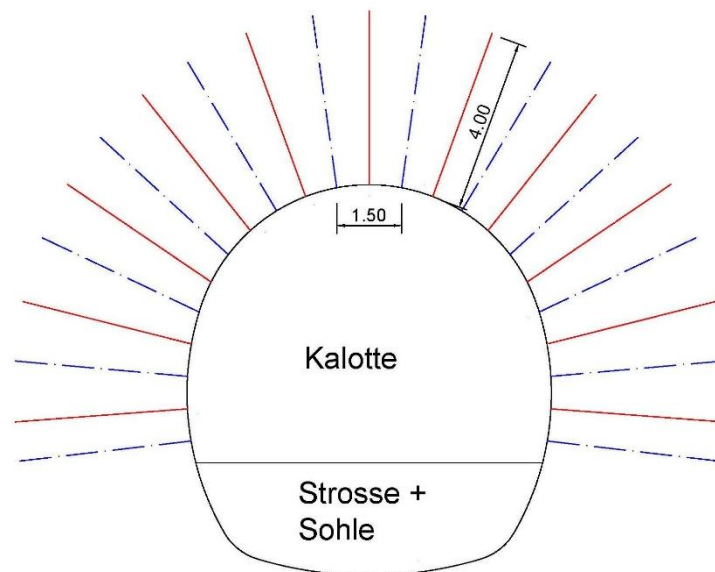


Abbildung 3.3: Anordnung der Anker; Ausbaupklasse A (rot) 12 Anker und Ausbaupklasse B (blau) 11 Anker

### 3.4 Berechnungsphasen

Der Tunnelvortrieb wird mit einzelnen 1 m Abschlügen und anschließender Sicherung mittels Spritzbeton und Anker in hintereinander folgenden Schritten simuliert. Damit soll ein praxisnaher Bauablauf abgebildet werden. In Abbildung 3.4 oben ist der Primärzustand des Modells dargestellt. Dies ist der Ausgangszustand ohne jegliche Einflüsse eines Vortriebs. In Abbildung 3.5 und Abbildung 3.6 ist der weitere Verlauf des Vortriebs zu sehen. Die Kalotte wird vier Meter vorgetrieben und anschließend der Ringschluss bis auf zwei Meter hinter der Kalottenortsbrust hergestellt. Somit beträgt der maximale Abstand zwischen Kalottenortsbrust und Ringschluss maximal 6 m.

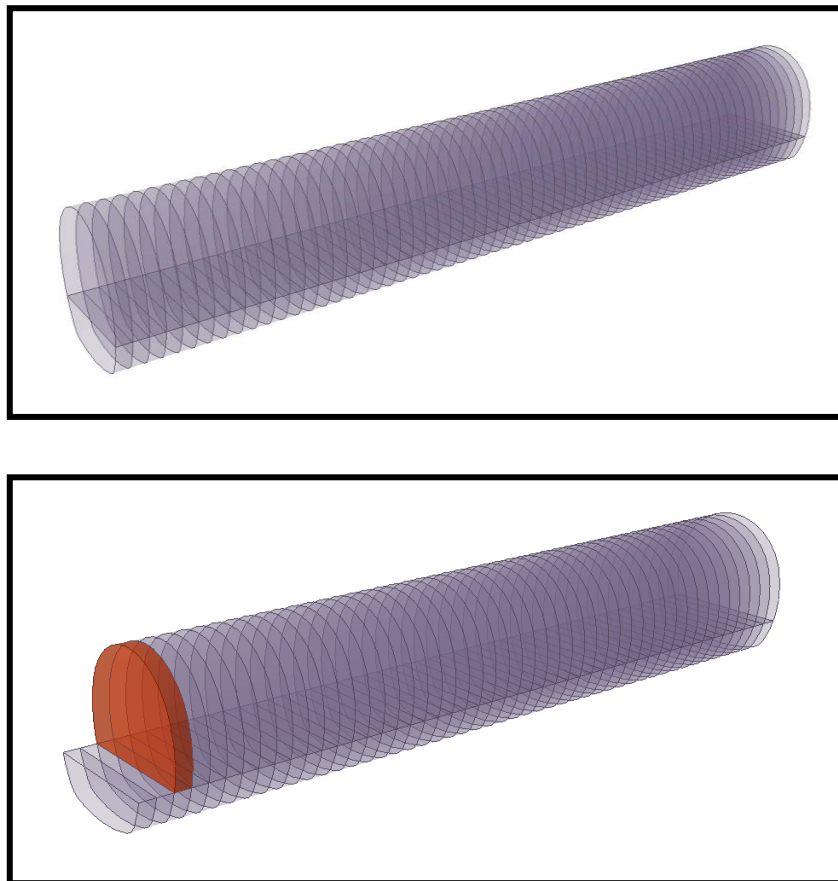


Abbildung 3.4: Ablauf der Simulation (1): oben: Primärspannungszustand; unten: Ausbruch der ersten Kalotte

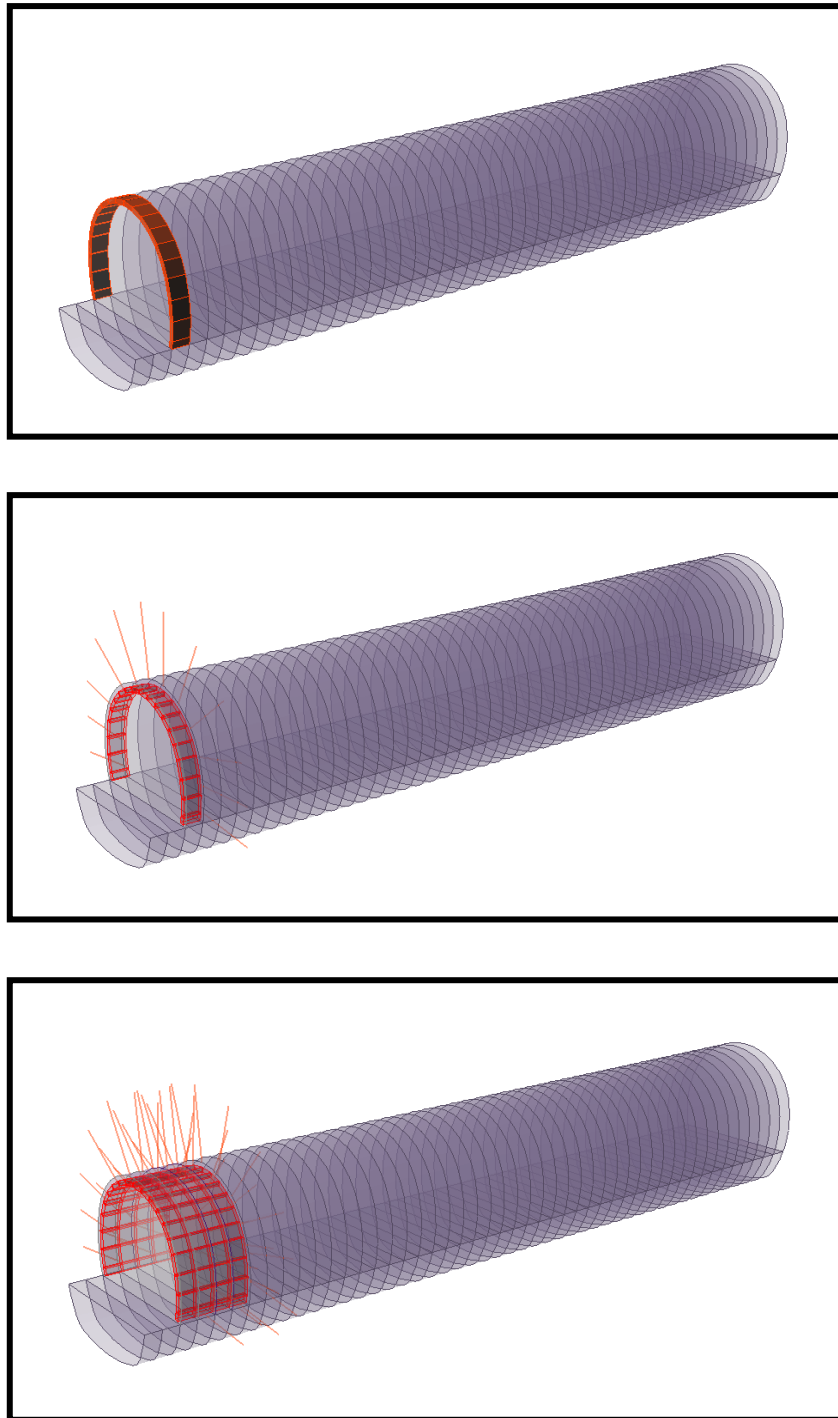


Abbildung 3.5: Ablauf der Simulation (2): oben: Einbau des Spritzbetons (Frühfestigkeit); Mitte: Einbau der Anker, Spritzbeton erreicht Endfestigkeit; unten: Kalotte 4 m vorgetrieben und gesichert

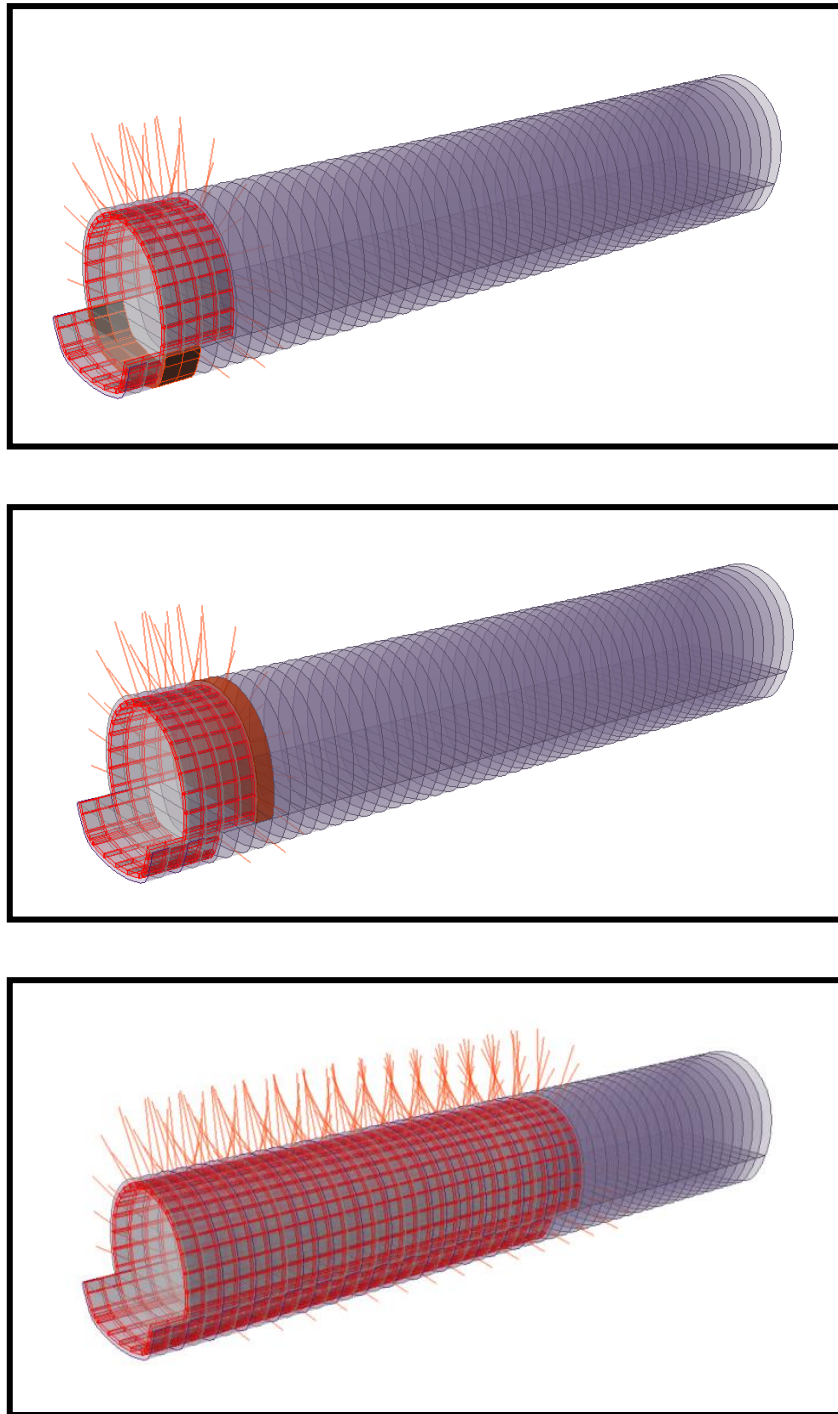


Abbildung 3.6: Ablauf der Simulation (3): oben: Vortrieb der Sohle (2 m Abschlagslänge) und Sicherung der Sohle mittels Spritzbeton; Mitte: Vortrieb Sohle bis auf 2 m hinter Ortsbrust der Kalotte und Wiederaufnahme des Vortriebs der Kalotte; unten: gesamte Vortriebslänge mit eingebrachten Stützmitteln

## 4 Auswertung der Simulation

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der numerischen Simulation dargestellt und verglichen. Dabei werden in erster Linie die Normalkräfte (Zugkräfte) der Anker beim kurzen Ringschluss betrachtet und zusätzlich die Vertikal- und Horizontalverschiebungen kurz dargestellt.

Nach Auswertung dieses Basismodells werden Vergleiche angestellt.

Dabei wird versucht herauszufinden, welchen Einfluss

- die Kohäsion
- die Herstellung des Ringschlusses
- die Ankerlänge
- die Verbundsteifigkeit des Ankermörtels

auf die Axialkräfte des Ankers ausüben. Dies soll dabei helfen zu verstehen welchen Einfluss diese Parameter im Zusammenhang mit dem kurzen Ringschluss haben und welche Veränderungen dadurch auftreten.

Des Weiteren wird auch eine mögliche Zunahme der Normalkräfte in den Ankern im Laufe des Vortriebs betrachtet. Dabei soll festgestellt werden, ob die Anker beim kurzen Ringschluss auf Zug belastet werden oder aufgrund des raschen Ringschlusses nur die Funktion der Gebirgsverdübelung ausüben. In diesem Fall würde die Funktion Anker erst bei einer Überbeanspruchung der Spritzbetonschale zum Tragen kommen.

### 4.1 Auswertung des Basismodells

Als Basismodell dient das Modell M1K30. Dieses besitzt als Ausgangsparameter die in Unterkapitel 3.3 aufgelisteten Werte für Boden, Beton und Anker.

In Abbildung 4.1 sind die für die Auswertung herangezogenen Anker dargestellt. Aus Gründen der Symmetrie wurden für alle Auswertungen der Ankerkräfte nur die rechte Querschnittshälfte betrachtet.

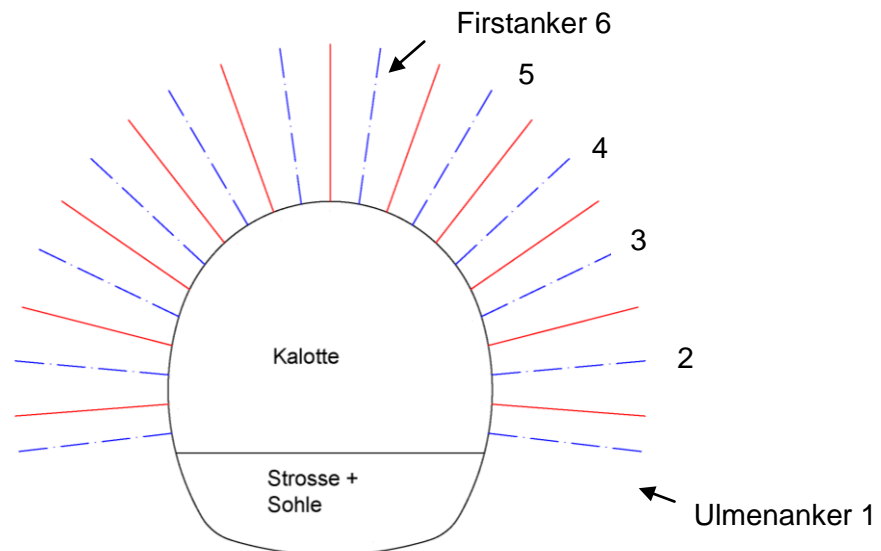


Abbildung 4.1: Maßgebende Anker

In Abbildung 4.2 ist die Normalkraft in den Anker entlang der Ankerlänge nach dem ersten Abschlag dargestellt. Der Meter Null stellt den Übergang Spritzbeton/Gebirge dar und der Meter vier stellt das Ende des Ankers im Gebirge da. Der Anker 1, der sich in der Ulme befindet, entwickelt mit 40 kN die höchste Normalkraft nach dem ersten Abschlag. Im Vergleich dazu hat der Anker 6, in der Firste, nur 14 kN entwickelt. Die Anker 2-5 befinden sich positionsmäßig und mit der Entwicklung der Normalkräfte zwischen Firstanker und Ulmenanker.

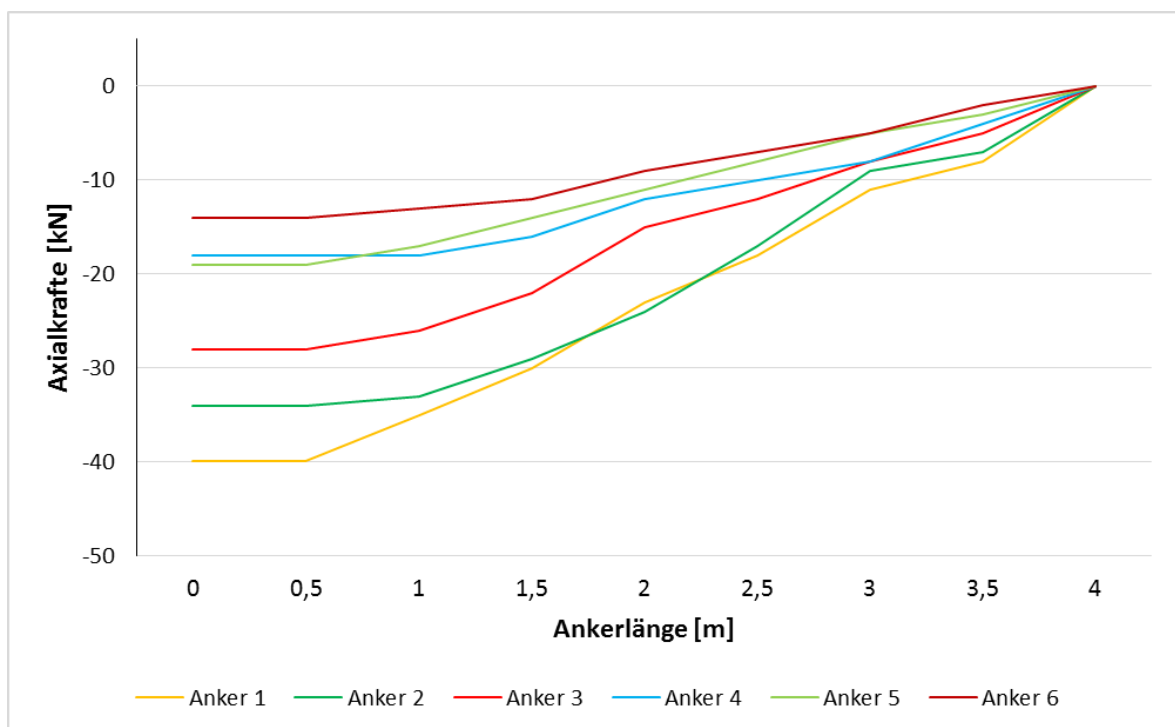


Abbildung 4.2: Modell M1K30: Entwicklung der Ankeraxialkraft entlang der Ankerlänge

Abbildung 4.3 zeigt den Verlauf der Normalkraft in den Anker im Zuge des Vortriebs und mit zunehmender Entfernung zur Ortsbrust. Die Normalkraft im Ulmenanker 1 nimmt hierbei - bis zur Herstellung des Ringschlusses - konstant zu. Sobald mit dem Ringschluss ein steifes System entsteht, nimmt die Normalkraft wieder ab. Die Normalkraft im Firstanker 6 nimmt bereits ab den zweiten Abschlag ab. Bereits fünf Meter hinter der Kalottenortsbrust weist dieser keine Normalkräfte mehr auf.

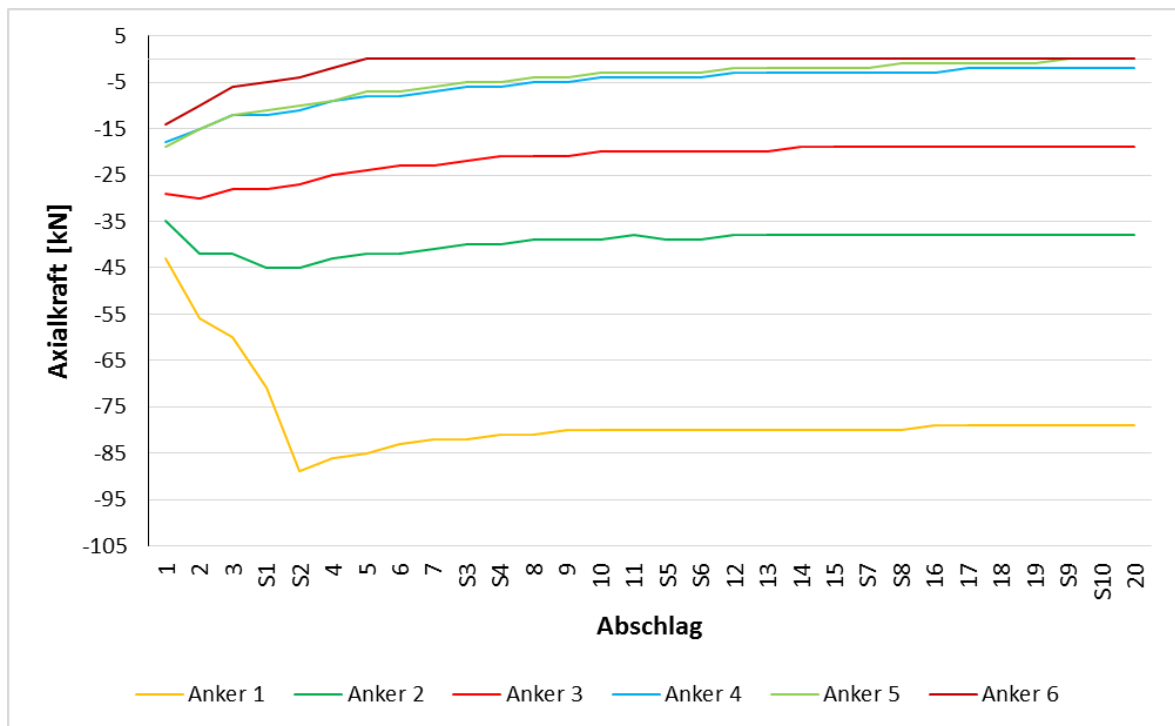


Abbildung 4.3: Modell M1K30: Entwicklung der Normalkraft in den Anker im Laufe des Vortriebs



## 4.2 Vergleich der Modelle mit und ohne Anker

Als Vergleichsmodell für die Verschiebungen wurde das Modell M4K30oA erstellt, welches keine Anker besitzt. Die restlichen Parameter wurden dem Basismodell entnommen. Dadurch wird versucht feststellen, welchen Einfluss die Anker auf die Verschiebungen ausüben. Da in dieser Arbeit nur der Vergleich der Verschiebungen mit und ohne Anker relevant ist, wird auf die Darstellung der Verschiebungen aufgrund anderer Parameteränderungen verzichtet.

### 4.2.1 Vertikalverschiebungen [19]

Um einen Einfluss der Verschiebungen des Randbereichs in den Ergebnissen zu verhindern wurden diese erst ab 15 m vom Modellrand ausgehend betrachtet. Dies gilt sowohl für die Verschiebungen wie auch für die Ankerkräfte.

Durch die Auswertung der Verschiebungen soll festgestellt werden, ob die Anker zu einer Reduzierung dieser beitragen. Die dafür maßgebenden Bereiche sind die Geländeoberfläche, die Firste und die linke und rechte Ulme. In Abbildung 4.4 ist ein Längenschnitt mit den Vertikalverschiebungen über die gesamte Länge der Simulation dargestellt. Der Schnitt verläuft durch die Tunnelachse und ist in Abbildung 4.5 dargestellt. Somit bezieht sich die dargestellte Längsentwicklung der Vertikalverschiebungen auf die Firste.

Die Vertikalverschiebungen des Modells M4K30oA betragen nach dem ersten Abschlag drei Millimeter an der Geländeoberfläche und 4 mm an der Firste. Nach 25 m sind die Oberflächensetzungen mit 4 mm weiterhin geringer als die Firstverschiebungen mit 6 mm.

Beim Modell M1K30 ist der Wert der Vertikalverschiebungen gleich der dem Modell M4K30oA mit drei Millimeter an der Geländeoberfläche und 4 mm an der Firste. Nach dem Ende des Vortriebs zeigt sich, dass die Oberflächensetzungen mit 4 mm und die Vertikalverschiebungen mit 5 mm um einen Millimeter geringer sind als beim Modell M4K30oA.

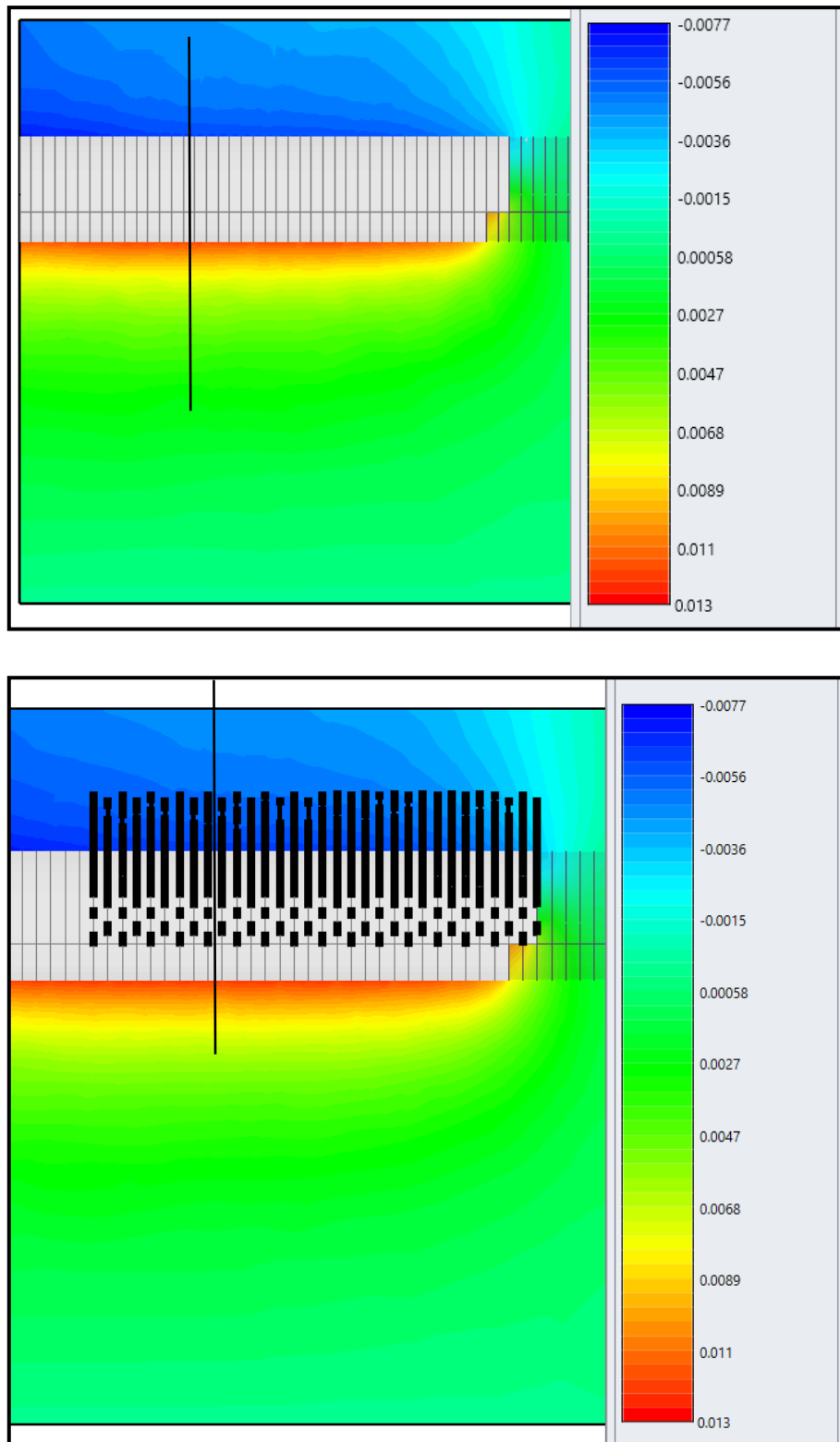


Abbildung 4.4: Vertikalverschiebungen im Längsschnitt über die gesamte Länge der Simulation, oben: M4K30oA, ohne Anker; unten: M1K30, mit Anker

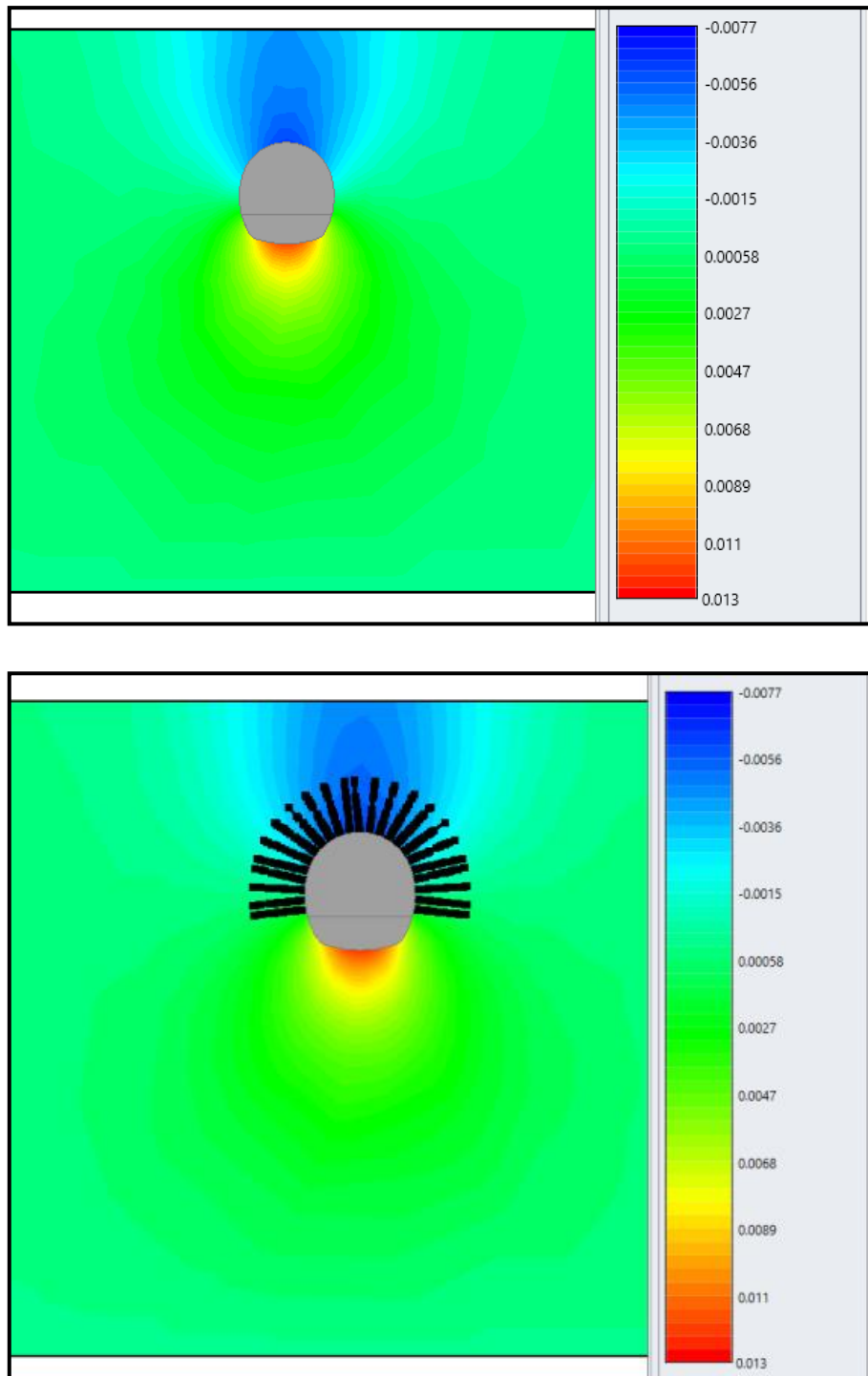


Abbildung 4.5: Vertikalverschiebungen im Querschnitt über die gesamte Länge der Simulation, oben: M4K30oA, ohne Anker; unten: M1K30, mit Anker

#### 4.2.2 Horizontalverschiebungen

In Abbildung 4.6 sind die Horizontalverschiebungen der Modelle M1K30 und M4K30oA über die gesamte Länge der Simulation dargestellt. Am Ende der Simulation betragen die Verschiebungen an der Ulme bei Modell M1K30 6,5 mm und beim Basismodell M4K30oA

7 mm. Somit sind die Verschiebungen im Modell mit Ankern nur minimal geringer als beim Modell ohne Anker. Die Erstverschiebungen betragen bei beiden Modellen 5 mm.

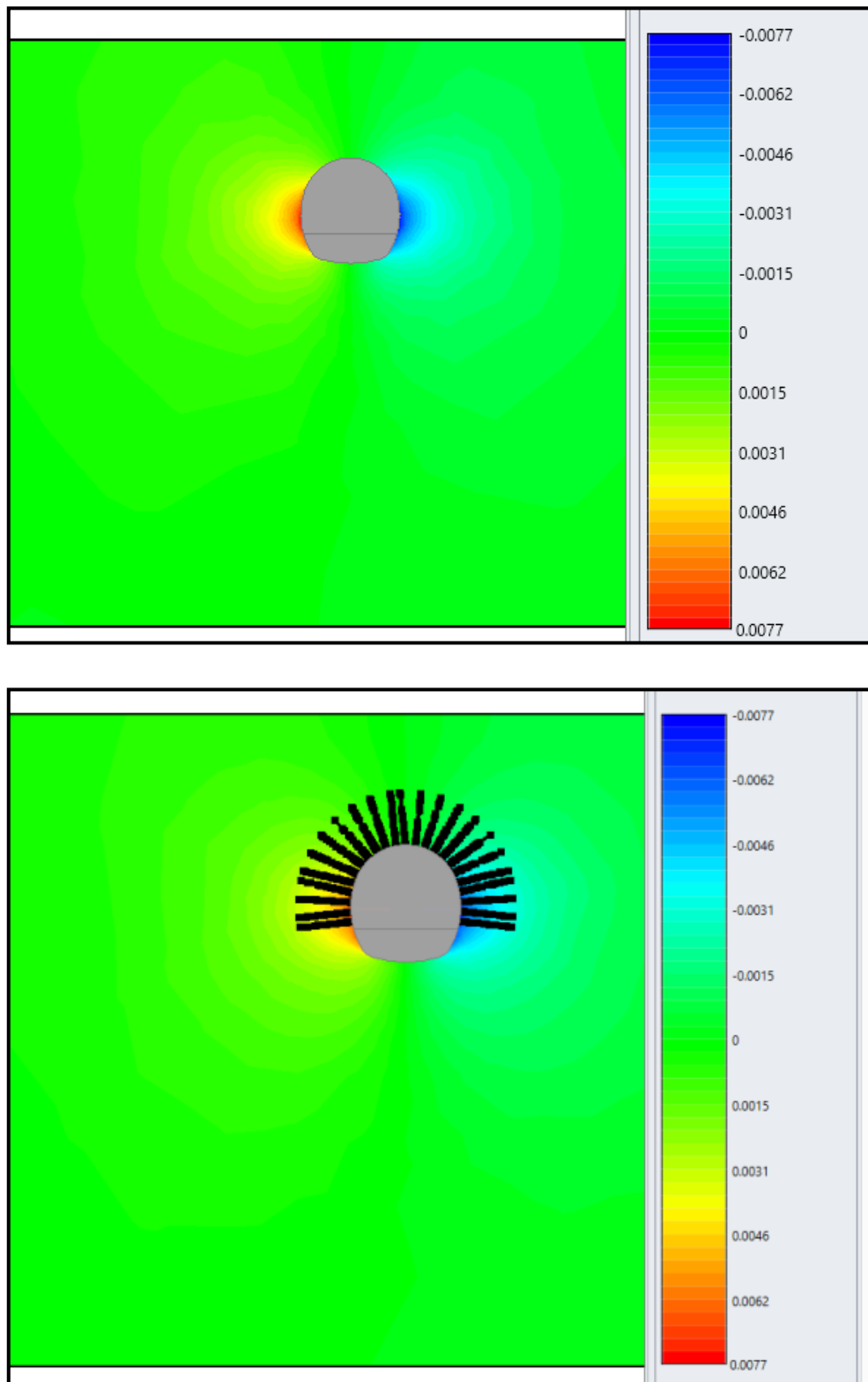


Abbildung 4.6: Horizontalverschiebungen im Querschnitt über die gesamte Länge der Simulation, oben: M4K30oA, ohne Anker; unten: M1K30, mit Anker

## 4.3 Vergleich der Modelle mit Anker mit veränderter Kohäsion

In diesem Kapitel soll festgestellt werden, welchen Einfluss die Kohäsion beim kurzen Ringschluss auf die Normalkräfte der Anker ausübt. Dafür wurden zwei Modelle mit unterschiedlicher Kohäsion konzipiert und mit dem Basismodell M1K30 verglichen.

Beim Modell M2K18 wurde die Kohäsion von 30 kPa auf 18 kPa reduziert und beim Modell M3K50 wurde diese von 30 kPa auf 50 kPa erhöht.

Für die Gegenüberstellung der Normalkräfte wurden der First- und der Ulmenanker als maßgebende Anker herangezogen.

### 4.3.1 Entwicklung der Ankernormalkräfte

In Abbildung 4.7 ist der Verlauf der Normalkraft in Abhängigkeit des Ringschlusses und der Entfernung zur Ortsbrust ersichtlich. Diese ist in den Ulmenankern am höchsten. Beim Modell M2K18 beträgt die Normalkraft zum Zeitpunkt der Herstellung des Ringschlusses 99 kN. Beim Modell M1K30 sind es 89 kN und bei Modell M3K50 78 kN.

Es zeigt sich, dass die Ulmenanker unabhängig der Kohäsion an Normalkraft abbauen, sobald der Ringschluss hergestellt wurde. Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Kohäsion lediglich die Höhe der Normalkraft aber nicht das Verhalten der Anker beeinflusst. Bei niedriger Kohäsion ist die Normalkraft höher.

Im Gegensatz dazu ist bei den Firstankern zu erkennen, dass diese bei geringerer Kohäsion auch geringere Normalkräfte aufnehmen. Bei Modell M3K50 sind die Normalkräfte mit 19 kN am höchsten. Bei Modell M1K30 betragen diese 14 kN und bei Modell M2K18 8 kN.

Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Normalkräfte nicht erst ab Ringschluss zurückgehen, wie bei den Ulmenankern, sondern bereits ab dem ersten Abschlag. Bei Modell M2K18 besitzen die Firstanker bereits ab der Herstellung des Ringschlusses keine Normalkräfte mehr. Bei Modell M3K50 zeigt sich der längste Verbleib der Normalkräfte in den Ankern bis zu einer Vortriebslänge von 15 m. Das Basismodell M2K30 mit einer Kohäsion von 30 kPa befindet sich bei der Entwicklung der Normalkräfte genau im mittleren Bereich der beiden anderen Modelle.

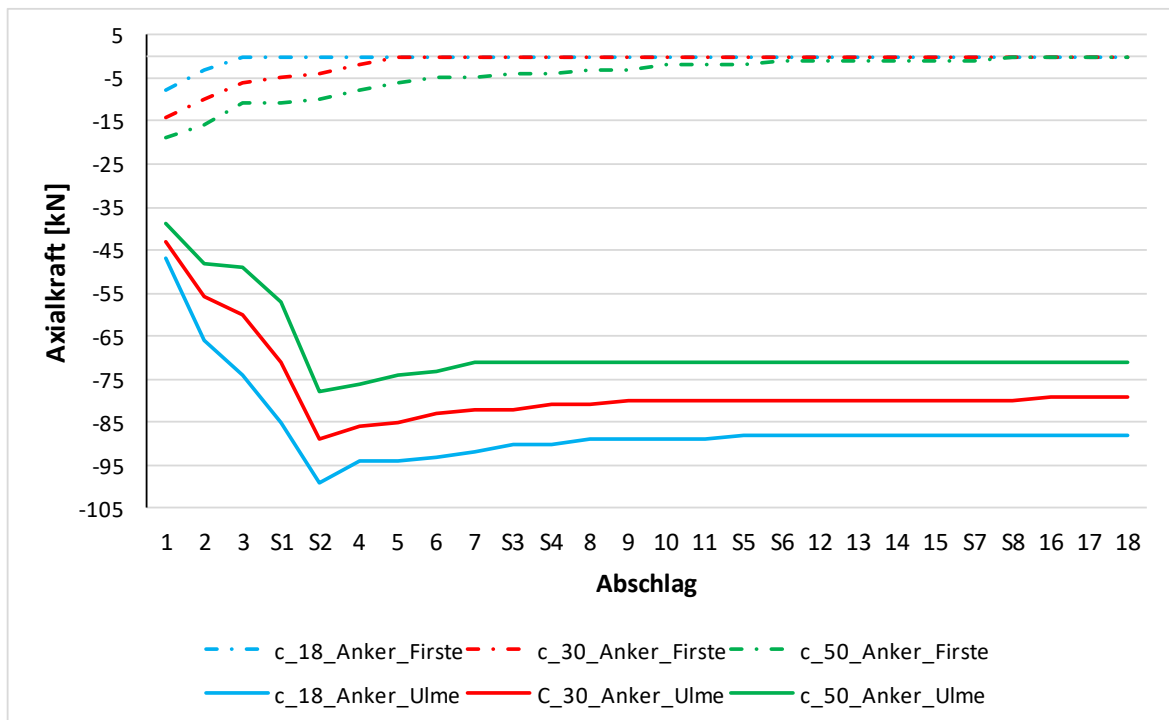


Abbildung 4.7: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs der Modelle M1K30, M2K18 und M3K50; (S=Vortrieb Strosse/Sohle)

## 4.4 Vergleich kein Ringschluss und temporäre Kalottensohle mit Basismodell

Um festzustellen, wie sich die Normalkraft in den Ankern verhält, wenn die Sohle zwar ausgebrochen, jedoch kein Ringschluss mittels Spritzbeton hergestellt wird, wurde das Modell M5K30oR erstellt. Dieses Modell besitzt die gleichen Ausgangsparameter wie das Basismodell Modell M1K30.

Zusätzlich wurde auch das Modell M6K30t hergestellt. Dieses besitzt ebenfalls die gleichen Parameter für Boden, Beton und Anker wie das Basismodell M1K30. Bei diesem Modell wurde jedoch nach dem Ausbruch der Kalotte eine temporäre Kalottensohle erstellt. Dadurch soll ein ehestmöglichster steifer Ausbau erzielt werden und veranschaulichen, wie sich die Normalkräfte in den Ankern diesbezüglich entwickeln.

### 4.4.1 Entwicklung der Ankernormalkräfte

In Abbildung 4.8 ist der Verlauf der Normalkräfte in Abhängigkeit des Ringschlusses und der Entfernung zur Ortsbrust ersichtlich. Durch den nicht hergestellten Ringschluss bei Modell M5K30oR steigt die Normalkraft in den Ulmenankern, bis 20 m hinter der

Ortsbrust, stetig an und erreicht eine Normalkraft von 137 kN. Diese ist deutlich höher als beim Modell M1K30, welches eine maximale Normalkraft, beim Auffahren der Sohle, von 90 kN erreicht.

Beim Modell M6K30t geht die Normalkraft des Ulmenankers, durch die Herstellung der temporären Kalottensohle, von anfangs 10 kN auf 0 kN zurück. Ab dem Sohlvortrieb steigt die Normalkraft dieses Ankers rasant an. Während des weiteren Kalottenvortriebs und durch den Einbau der temporären Kalottensohle, nimmt die Kraft wieder ab. Sobald jedoch der Vortrieb der Strosse+Sohle wiederaufgenommen wird, steigt die Normalkraft auf 50 kN an.

Bei den Firstankern gibt es de facto keine Unterschiede zwischen den Modellen. Es zeigt sich, dass die Normalkräfte nicht erst ab Ringschluss, sondern direkt nach dem ersten Abschlag zurückgehen. Bei allen drei Modellen betragen die Normalkräfte 14 kN. 7 m hinter der Ortsbrust weisen alle drei-Firstanker keine Normalkraft mehr auf.

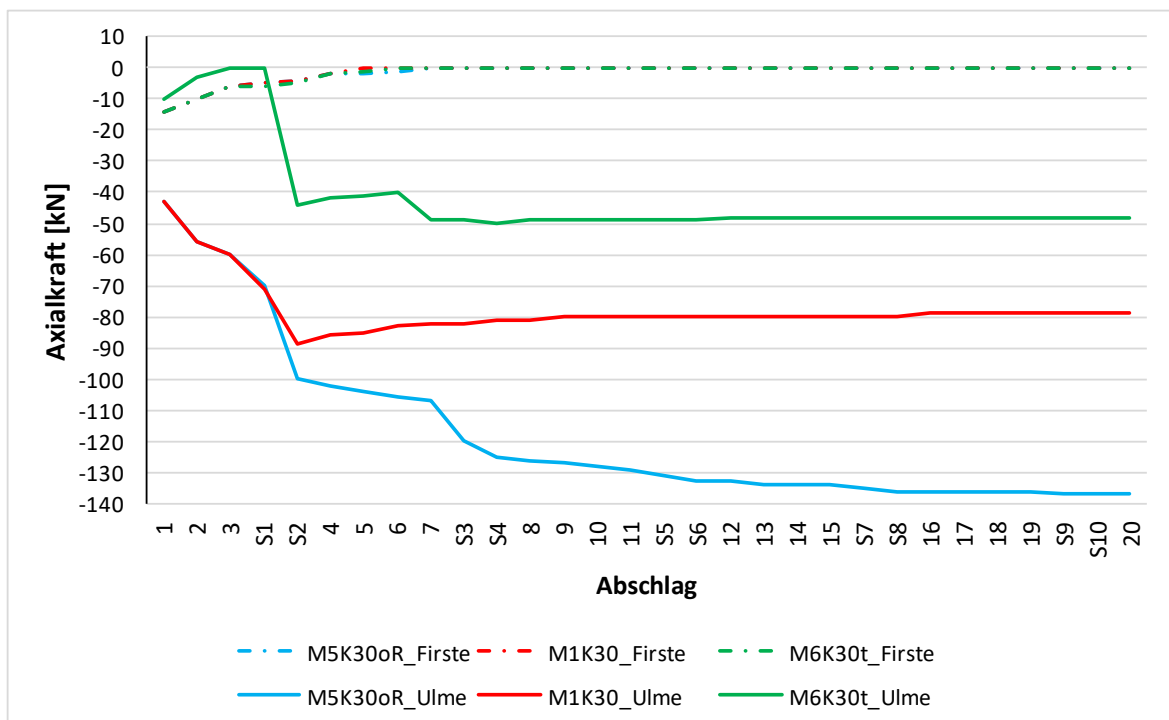


Abbildung 4.8: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs der Modelle M1K30, M5K30oR und M6K30t; (S=Vortrieb Strosse/Sohle)

## 4.5 Vergleich Änderung der Ankerlänge und der Festigkeitseigenschaften des Mörtels mit dem Basismodel

Als letzter Vergleich wurde der Einfluss der Ankerlänge und der Verbundfestigkeit des Ankermörtels auf die Normalkräfte des Ankers untersucht. Diese Simulation diente dazu festzustellen, ob - trotz des kurzen Ringschlusses - die Normalkräfte der Anker dadurch erhöht werden können bzw. die Entwicklung der Normalkraft beeinflusst werden kann.

Dafür wurde das Modell M7K30A6 erstellt. Bei diesem Modell wurde die Ankerlänge von 4 m auf 6 m erhöht. Beim Modell M8K30h wurde die Ankerlänge von 4 m erhalten, jedoch die Festigkeitseigenschaften des Ankermörtels erhöht. Dafür wurde die Verbundfestigkeit von 0.12 MPa/m auf 0.2 MPa/m und die Schubfestigkeit von 75 MPa/m<sup>2</sup> auf 150 MPa/m<sup>2</sup> erhöht. Die restlichen Parameter entsprechen denen des Basismodells M1K30.

### 4.5.1 Entwicklung der Ankernormalkräfte

Durch die Verlängerung der Ankerlänge und durch die Erhöhung der Verbundfestigkeiten des Ankermörtels konnten, wie in Abbildung 4.9 ersichtlich, keine signifikanten Änderungen in der Normalkraft der Anker erzielt werden.

Die Normalkräfte in den Firstankern sind mit 14 kN bei den Modellen M1K30 und M7K30A6 und mit 13 kN beim Modell M8K30h annähernd gleich. Beim Modell M7K30A6 ist ab 7 m hinter der Kalottenortsbrust keine Normalkraft mehr im Anker vorhanden. Der Firstanker des Modells M7K30A6 hat bereits nach vier Meter hinter der Ortsbrust jegliche Kraft verloren.

Die Normalkräfte in den Ulmenankern nehmen bis zur Herstellung des Ringschlusses zu. Wenn die Sohle S1 und S2 vorgetrieben wird, entsteht die größte Zunahme. Sobald der Ringschluss hergestellt ist, nimmt die Normalkraft ab.

Beim Modell M7K30A6 nehmen die Ulmenanker ab 11 m hinter der Kalottenortsbrust nicht mehr an Normalkraft ab. Bei Modell M8K30h ist ab 13 m hinter der Ortsbrust keine Abnahme mehr sichtbar. Beim Basismodell M1K30 zeigt sich eine Abnahme bis 16 m hinter der Ortsbrust.



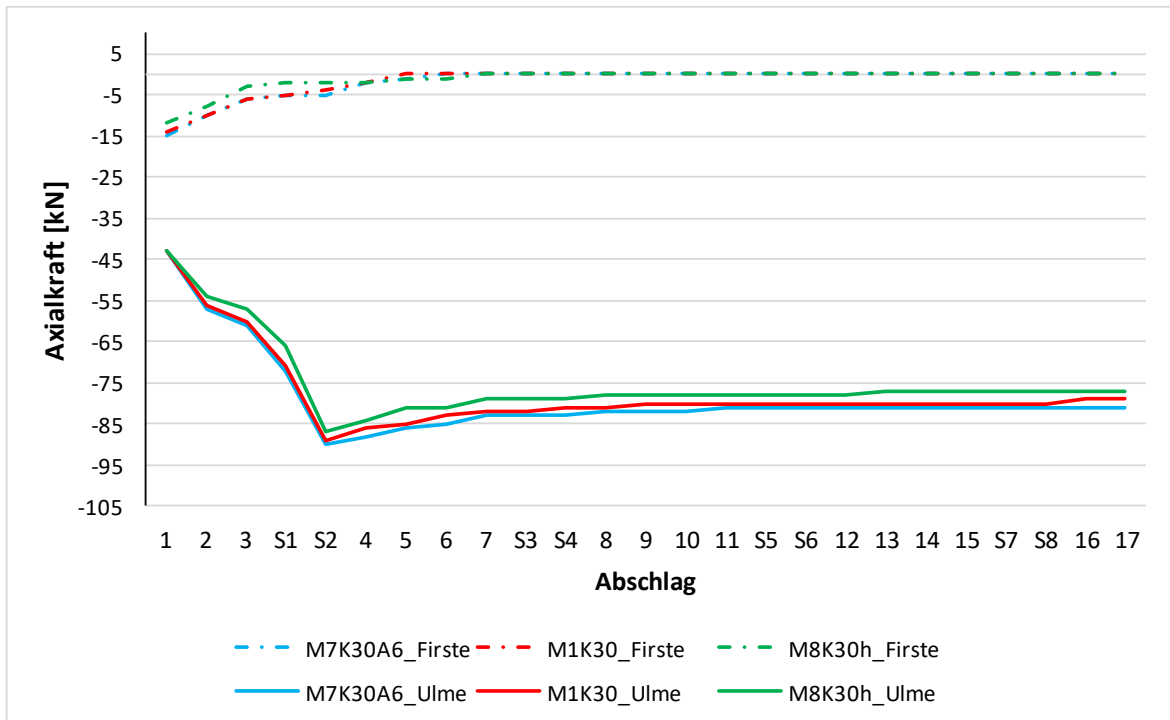


Abbildung 4.9: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs der Modelle M1K30, M7K30A6 und M8K30h; (S=Vortrieb Strosse/Sohle)

## 5 Zusammenfassung

Der Vergleich der Verschiebungen der Modelle mit und ohne Anker (M1K30 und M4K30oA) zeigt, dass eine Kalottenankerung nur bedingt zur Reduzierung von Verschiebungen und Oberflächensetzungen beiträgt. Da die Anker erst nach dem ersten Abschlag eingebaut werden, der Tunnel steif ausgebaut und ein rascher Ringschluss hergestellt wird, ist der Einbau von Ankern zur Reduzierung der Verschiebungen an der Firste und der Oberflächensetzungen nicht unbedingt erforderlich.

Bei der Kalottenankerung hat sich gezeigt, dass die Normalkraft in den Ankern im oberen Bereich der Kalotte (First- und Kämpferbereich) nicht erst durch den Ringschluss reduziert wird, sondern bereits nach dem ersten Abschlag zurückgeht. Lediglich bei den Ankern im Ulmenbereich erhöht sich die Normalkraft im Zuge des Vortriebs. Während des Kalottenvortriebs ist die Zunahme der Normalkräfte je Abschlag nur gering. Sobald jedoch die Strosse/Sohle vorgetrieben wird, erhöht sich die Normalkraft um bis zu 20 kN. Nachdem der Ringschluss hergestellt ist, reduziert sich die Normalkraft mit fortschreitendem Vortrieb, wieder. Die Abnahme beträgt im Durchschnitt 9 kN. Im Gegensatz zu den Firstankern, wo die Normalkraft auf 0 kN zurückgeht, bleibt die Normalkraft in den Ulmenankern konstant.

Ein Vergleich der Modelle mit geänderter Kohäsion (M1K30, M2K18 und M3K50) zeigt, dass bei geringerer Kohäsion die Normalkraft im Ulmenanker höher, jedoch im Firstanker geringer wird. Bei höherer Kohäsion verringert sich die Normalkraft im Ulmenanker, im Firstanker wird diese jedoch höher. Die höhere Normalkraft im Ulmenanker bei geringerer Kohäsion ist auf die geringere Stabilität im Kalottenfuß zurückzuführen. Der Anker stabilisiert diesen Bereich. Die Normalkraft im Anker wird dadurch erhöht.

Die Herstellung einer temporären Kalottensohle führt zu einer Reduzierung der Normalkraft im Ulmenanker, da dieser die Funktion der Kalottenfußstabilisierung in diesem Fall nicht ausüben muss. Dies gilt jedoch nur solange, bis der Vortrieb der Strosse/Sohle erfolgt. Die temporäre Kalottensohle wird entfernt und damit nimmt der Anker Kräfte auf.

Wenn die Strosse/Sohle vorgetrieben, aber kein Ringschluss hergestellt wird, nimmt die Normalkraft des Ulmenankers konstant zu, da dieser in diesem Fall den Kalottenfuß

---

durchgehend stabilisieren muss.

Es zeigt sich, dass eine Verlängerung der Ankerlänge bzw. eine Erhöhung der Verbundfestigkeit des Ankermörtels keine Auswirkungen auf die Normalkraft im Anker haben. Die Normalkraft in den Ankern im oberen Kalottenbereich (First- und Kämpferbereich) kann auch durch diese Änderung nicht erhöht werden.

Der Vergleich der unterschiedlichen Modelle zeigt, dass die Anker im oberen Bereich der Kalotte (First- und Kämpferbereich) lediglich zur Gebirgsverbesserung beitragen. Die zwei Anker im Ulmenbereich erfüllen die Funktion der Gebirgsstabilisierung bis der Ringschluss und somit ein steifes System hergestellt wurde.

Da sich die Ulmenanker in unmittelbarer Nähe zum Ausbruchsrund der Strosse/Sohle befinden, verhindern diese einen plötzlichen Einbruch des Kalottenfußbereichs in die bereits vorgetriebene Strosse/Sohle bis mittels Spritzbeton ein Ringschluss hergestellt wird. Dadurch wird auch das mögliche Auftreten größerer Schäden, wie z.B. ein Tagbruch, verhindert.

# Literatur

- [1] **Katzenbach, R. 2013.** Anwendung der FEM in der Geotechnik, Umdruck zur Vorlesung, Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie
- [2] **Kolymbas, D. und Herle, I. 2008.** Stoffgesetze für Böden, Grundbautaschenbuch, 7.Auflage
- [3] **Hoek, Evert.** Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock – Unpublished Notes
- [4] **Martins, J. 2001.** A Short Survey on Construction Problems and Numerical Modelling of Shallow Tunnels
- [5] **Bisani, K. 2012.** Bauproduktionsplanung,-steuerung Tunnelbau
- [6] **Austrian Society for Geomechanics, Salzburg. 2010.** NATM The Austrian Practice of Conventional Tunneling
- [7] **Stallmann, M. 2010.** Diplomarbeit Verbrüche im Tunnelbau Ursachen und Sanierung
- [8] **Kolymbas, D. 1998.** Geotechnik-Tunnelbau und Tunnelmechanik. Eine systematische Einführung mit besonderer Berücksichtigung mechanischer Probleme
- [9] **Sousa, L. 2012.** Report for the State Administration of Foreign Experts Affairs
- [10] **Rocscience Inc.** Online: URL: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs3>
- [11] **Health and Safety Executive. 2000.** The collapse of NATM tunnels at Heathrow Airport
- [12] **Meißner, Professor. DR.-Ing. Helmut. 1996.** Tunnelbau unter Tage, Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ Abschnitt 2. *Geotechnik* 19. 1996, 2.
- [13] **Burd, C.E. Augarde and H.J. 2001.** Three-dimensional finite element analysis of lined tunnels. *INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL*

---

*METHODS IN GEOMECHANICS*. 2001, 25:243-262.

[14] **Tschuchnigg, Franz. 2016.** Numerical Analysis in Geotechnics. Graz University of Technology : Institut für Soil Mechanics and Foundation Engineering

[15] **Parker, Dave. 2016.** New Civil Engineer. Online URL: <https://www.newcivilengineer.com/technical-excellence/going-underground-natm-explainer/10006974.article>.

[16] **Schubert, Wulf. 2014.** Gebirgsverhalten. *Versagensmechanismen, Gefährdung*. Technische Universität Graz : Institut für Felsmechanik und Tunnelbau

[17] **Wulf, Schubert. 2014.** Stützmittel. *Sütmittel für Tunnels*. Technische Universität Graz : Institut für Felsmechanik und Tunnelbau

[18] **Adam, Dietmar. 2016.** Fels- und Tunnelbau. *Tunnelbau im Festgestein und Lockergestein*. Technische Universität Wien

[19] **Dünser, Christian. 2007.** *Simulation of Sequential Tunnel Excavation with the Boundary Element Method*. Technische Universität Graz: Verlag der Technischen Universität Graz

# Anhang A

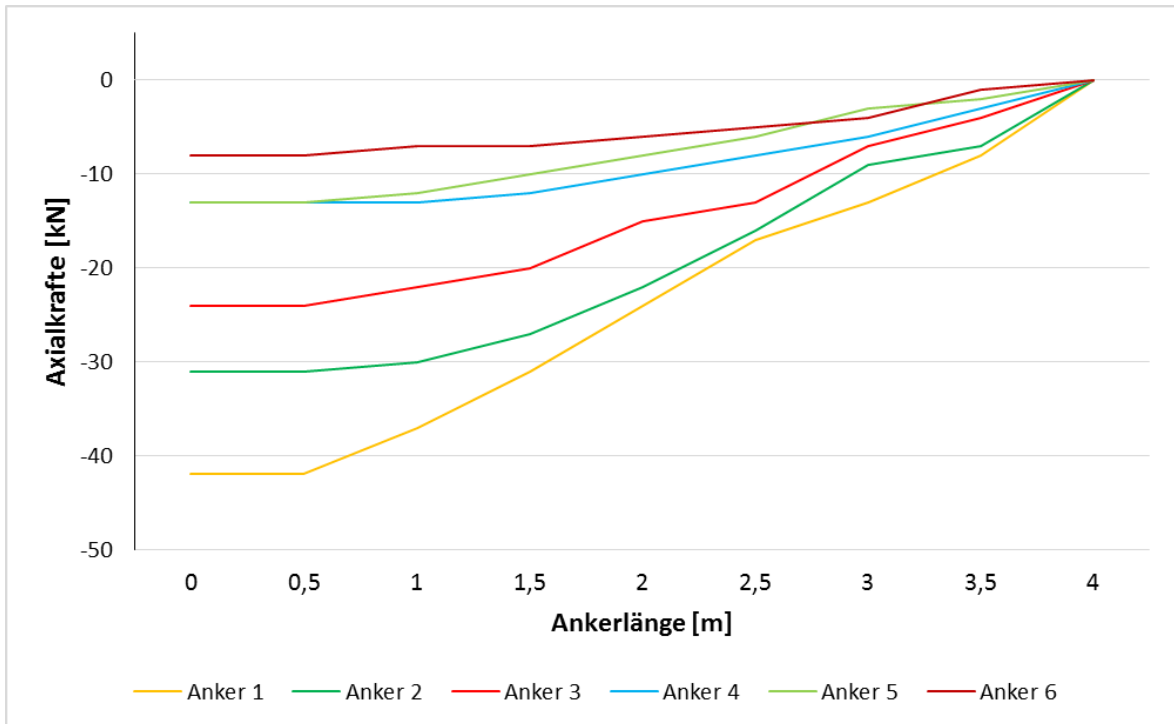


Abbildung 5.1: Modell M2K18: Entwicklung der Ankernormalkraft entlang der Ankerlänge

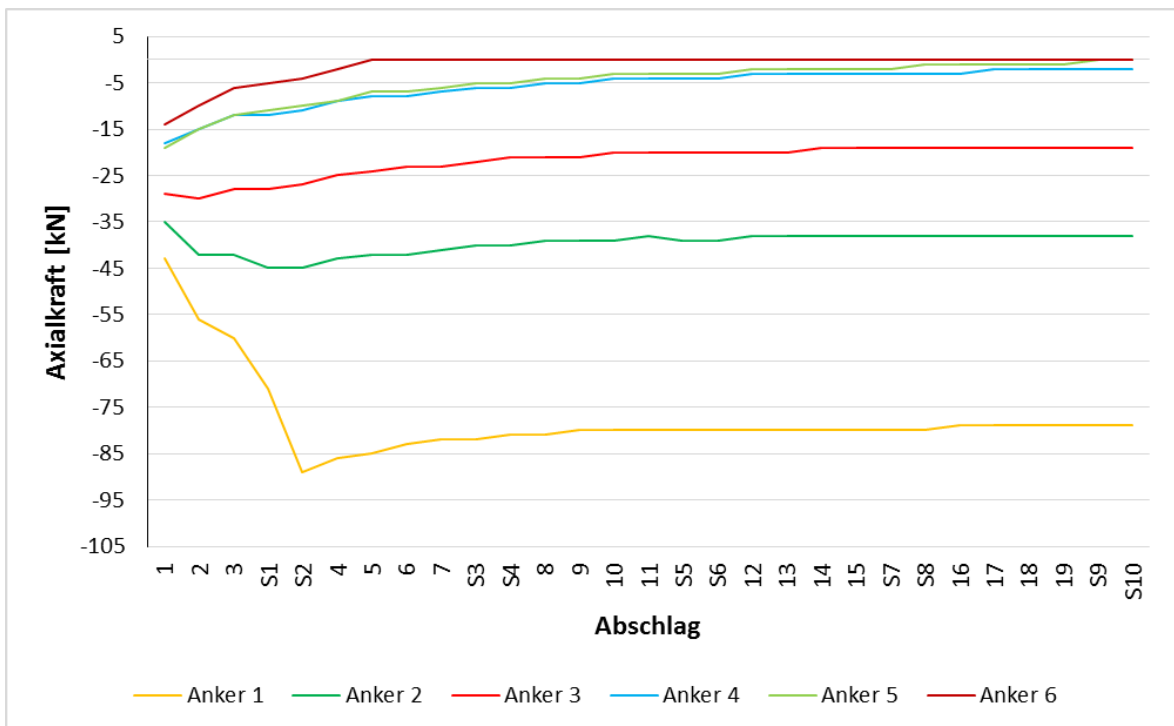


Abbildung 5.2: Modell M2K18: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs

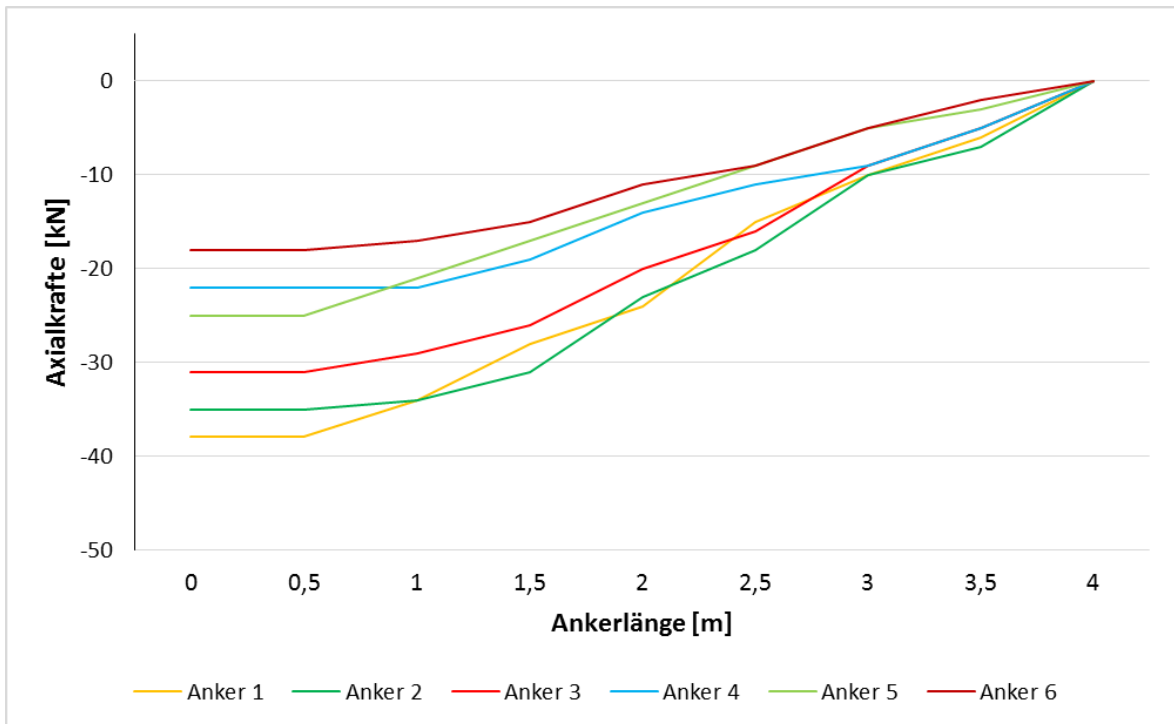


Abbildung 5.3: Modell M3K50: Entwicklung der Ankernormalkraft entlang der Ankerlänge

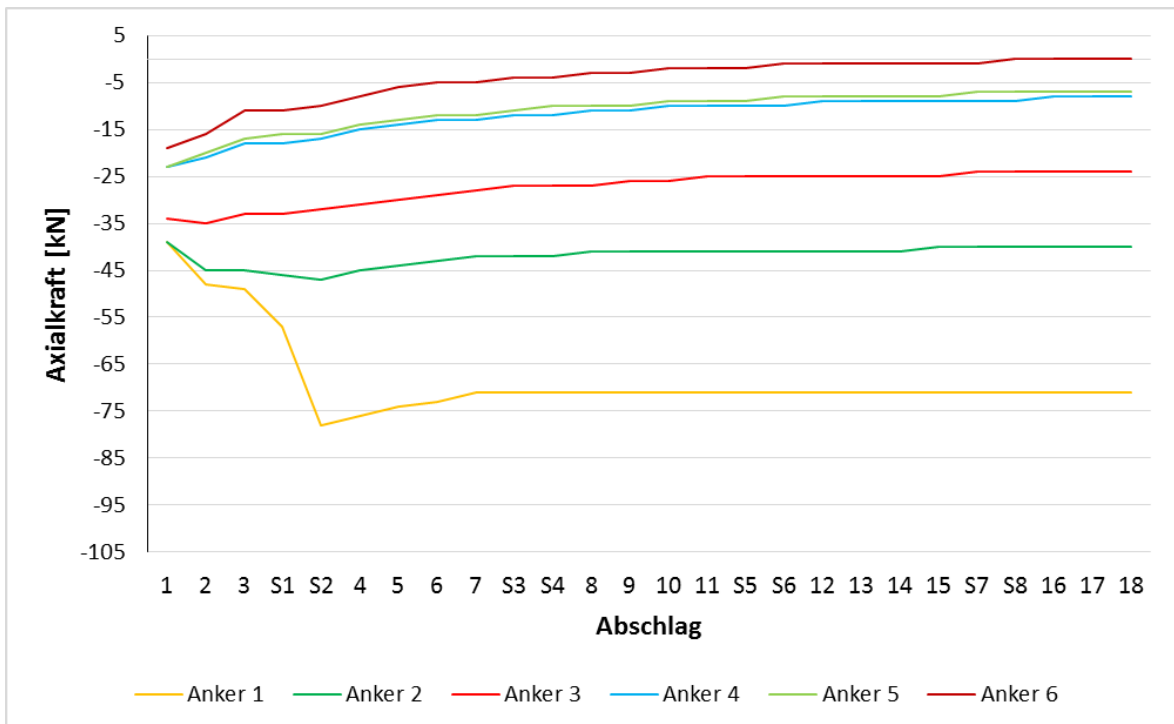


Abbildung 5.4: Modell M3K50: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs

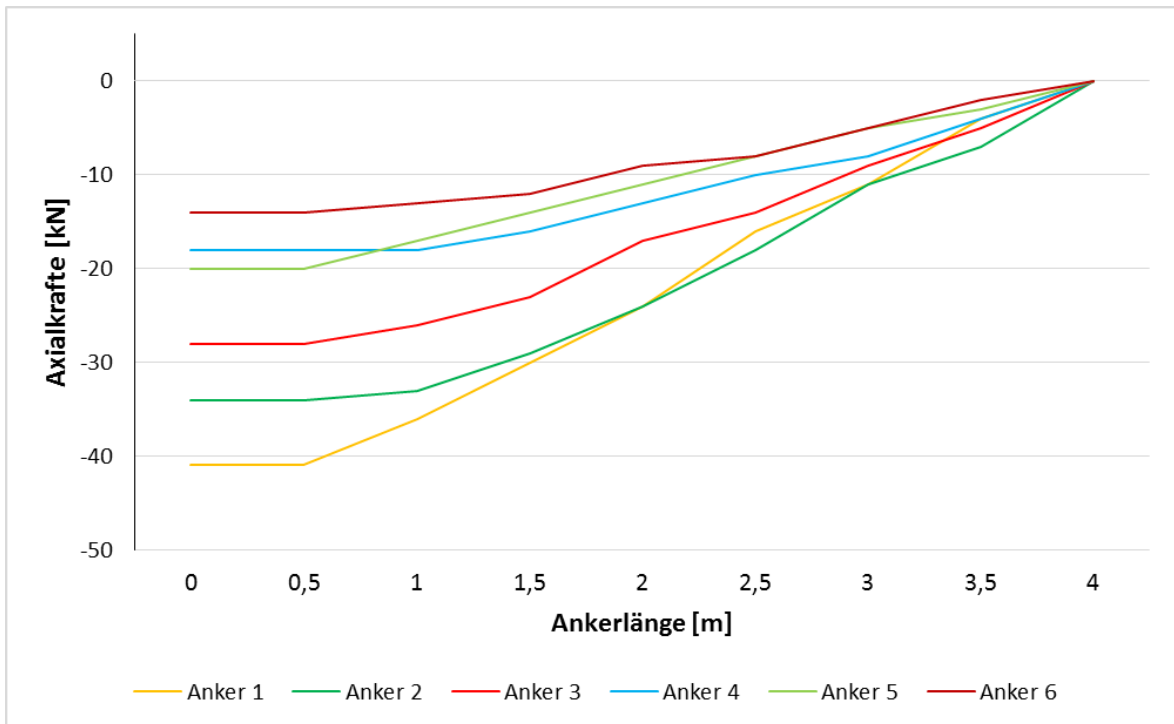


Abbildung 5.5: Modell M5K30oR: Entwicklung der Ankernormalkraft entlang der Ankerlänge

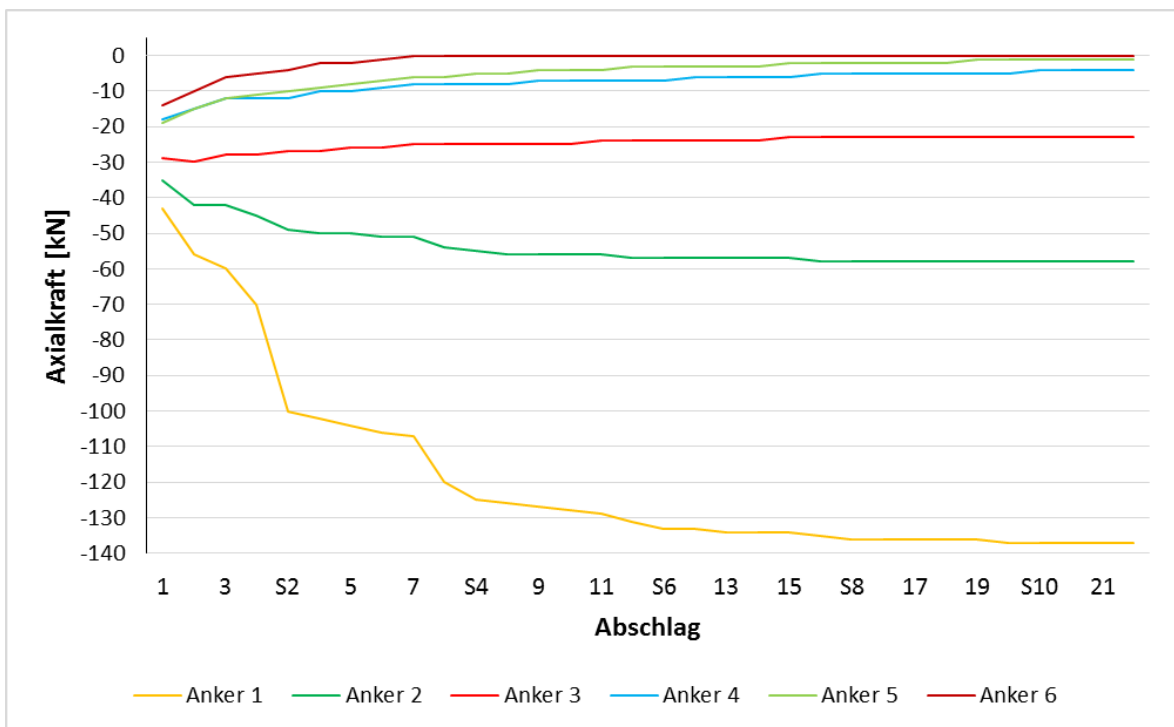


Abbildung 5.6: Modell M5K30oR: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs



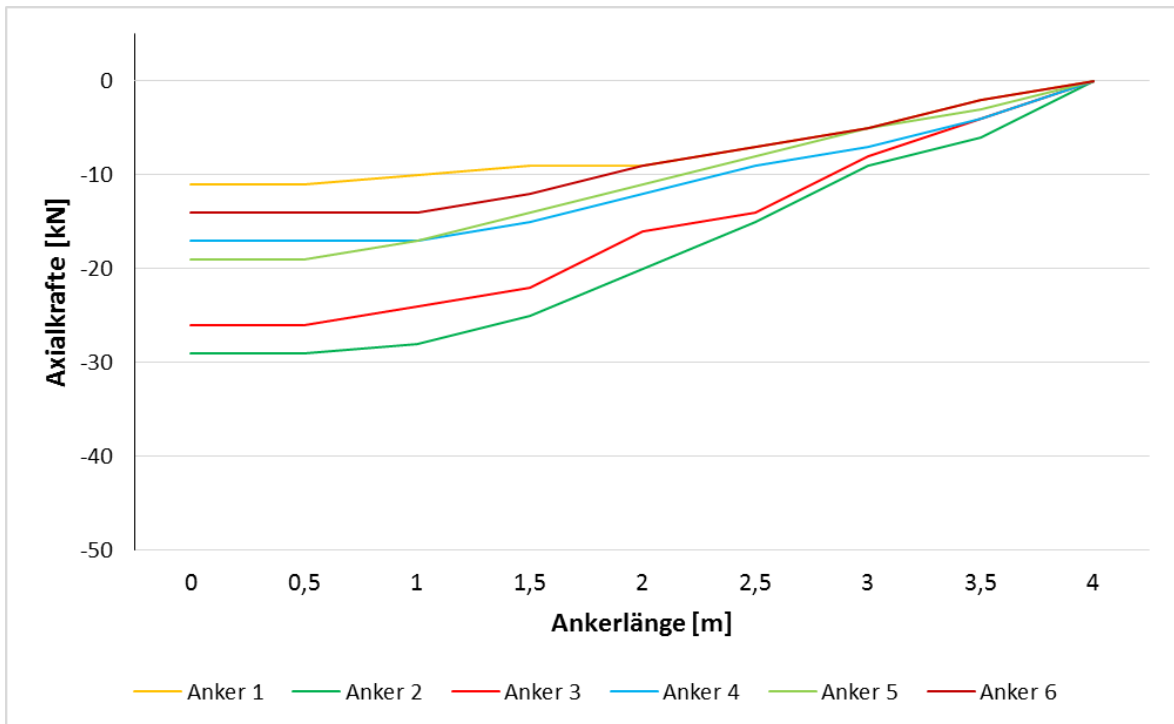


Abbildung 5.7: Modell M6K30t: Entwicklung der Ankernormalkraft entlang der Ankerlänge

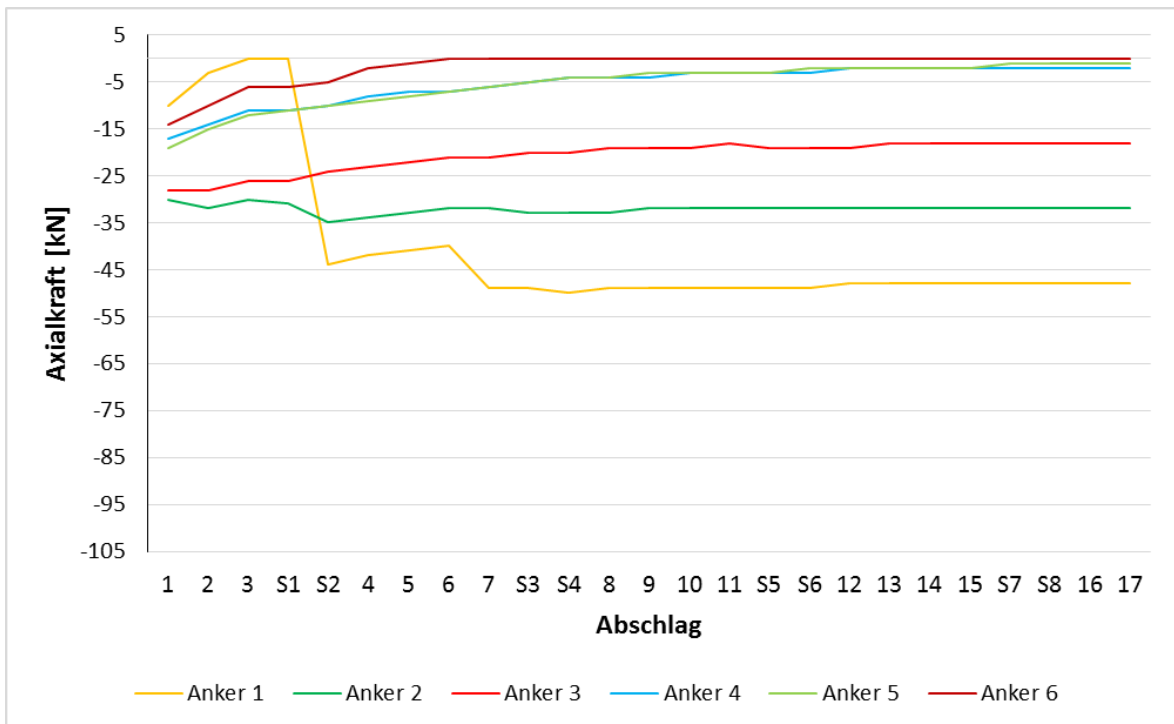


Abbildung 5.8: Modell M6K30t: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs

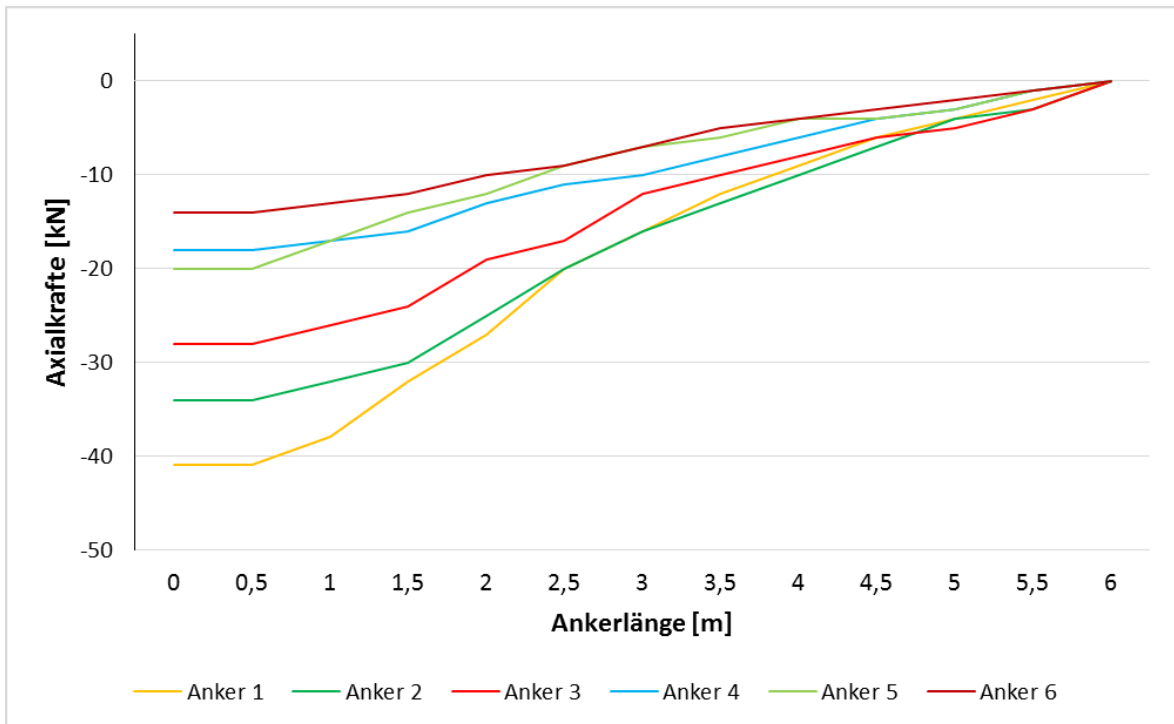


Abbildung 5.9: Modell M7K30A6: Entwicklung der Ankernormalkraft entlang der Ankerlänge

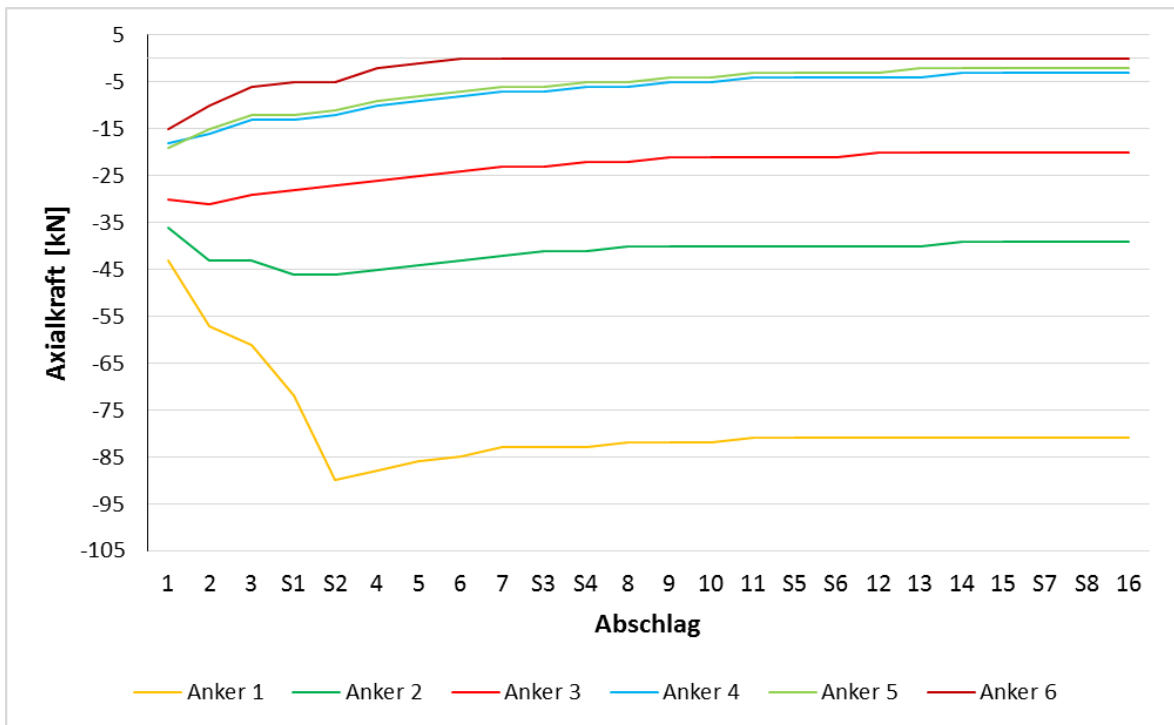


Abbildung 5.10: Modell M7K30A6: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs

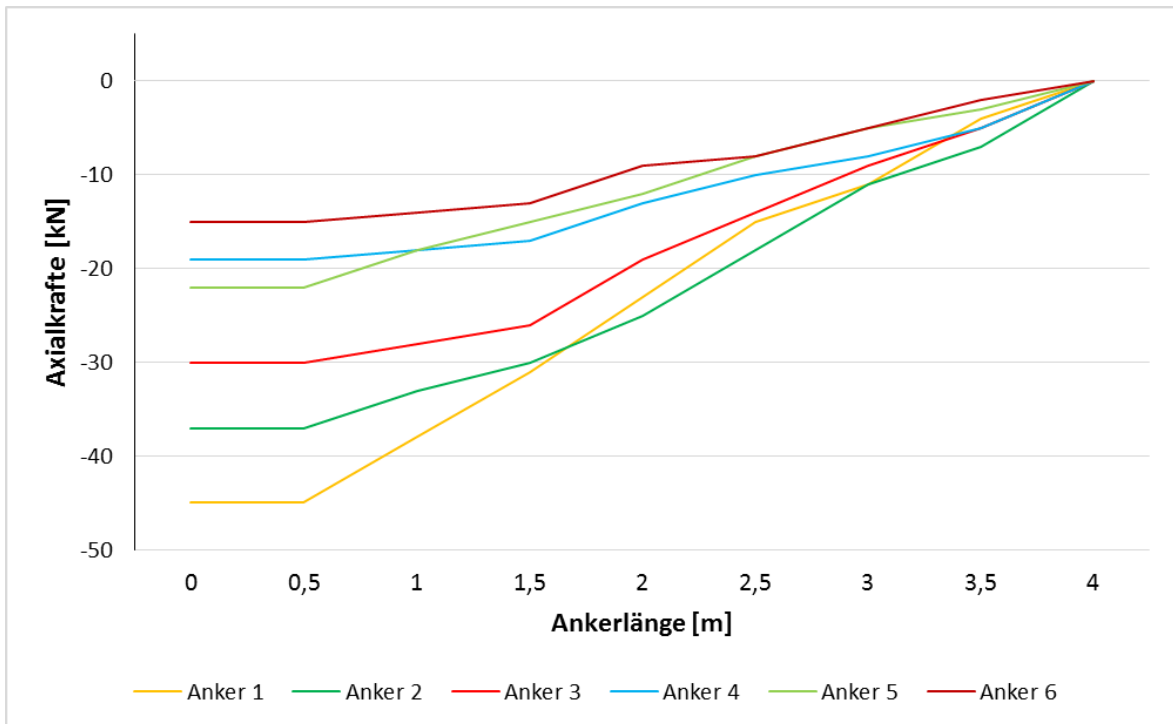


Abbildung 5.11: Modell M8K30h: Entwicklung der Ankernormalkraft entlang der Ankerlänge

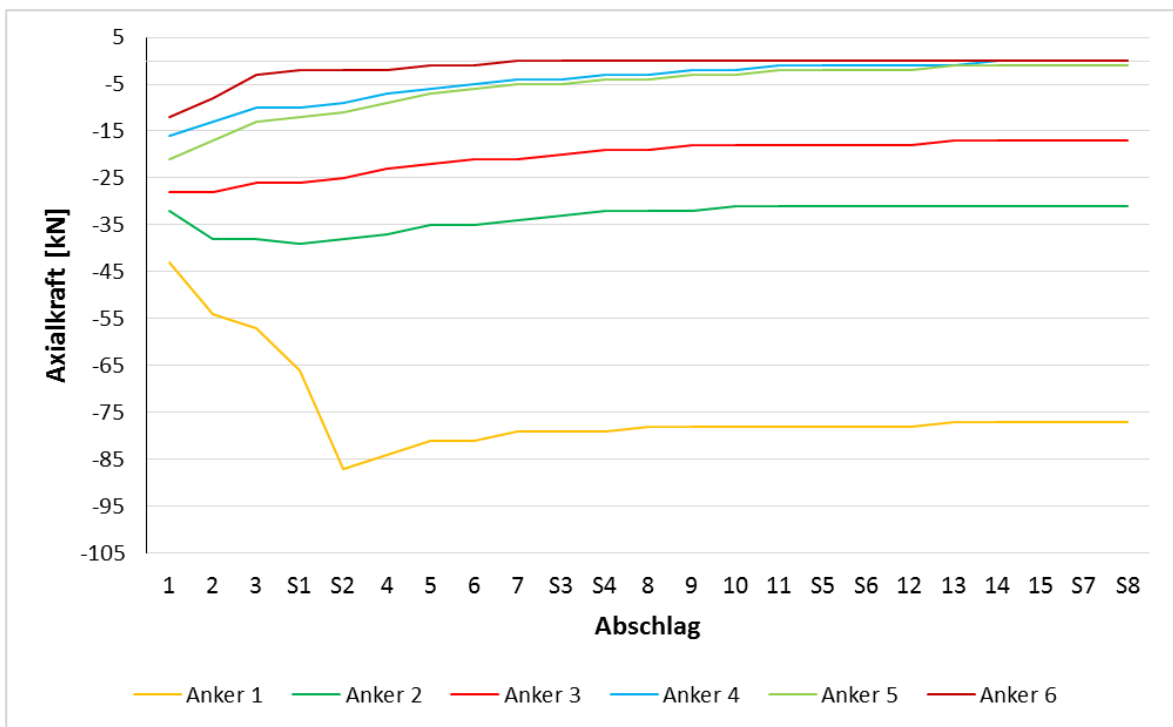


Abbildung 5.12: Modell M8K30h: Entwicklung der Normalkräfte in den Anker im Laufe des Vortriebs