

UNIVERSITÄT FÜR BODENKULTUR

INSTITUT FÜR GEOTECHNIK

Lukas Grünberger

„Untersuchung zur Biegesteifigkeit von verfüllten
Stahlgittermatten des semi-flexiblen “System KRISMER” zur
Böschungssicherung



2018

BETREUER: Prof. Dr.-Ing. Wei Wu
MITBETREUER: Dr. Madhu Sudan Acharya

DIPLOMARBEIT NR. 381

Widmung

Mit dieser Widmung möchte ich mich bei den wichtigsten Personen bedanken, die mich bei dieser Masterarbeit maßgeblich unterstützt und mir den Abschluss ermöglicht haben.

Zuerst ein großes Dankeschön an Univ. Prof. Dr. Ing. Wu und Frau Wang für die Organisation der Chinareise 2017 und die administrative Begleitung während der Masterarbeit. Auch wenn mein Interesse an Geotechnik seit Studienbeginn groß war, so haben diese drei Wochen in China – mit einmaligen Einblicken und gigantischen geotechnischen Projekten – meine Begeisterung nochmals gesteigert und letztendlich die Entscheidung leicht gemacht, am Institut für Geotechnik meine Masterarbeit zu schreiben.

Dr. Madhu Sudan Acharya als Betreuer an der Universität und Dipl. Ing. (FH) Michael Auer als Ansprechpartner der Firma KRISMER - Ihr zwei seid meine ständigen Begleiter in den letzten sechs Monaten gewesen! Ihr habt mir die richtige Richtung während der Umsetzung vorgegeben, mich mit wertvollen Hinweisen auf den passenden Weg geführt und konntet all meine Fragen stets mit hilfreichem Input beantworten. Dafür möchte ich euch recht herzlich danken.

Ein großes Dankeschön natürlich auch an die Firma J KRISMER GmbH mit Sitz in Rum in Tirol (www.krismer.com) für die ich in Kooperation mit der Universität für Bodenkultur diese interessante Arbeit schreiben durfte. Gerade bei der Beschaffung des Material und der benötigten Werkzeuge seid ihr mir eine große Hilfe gewesen.

Auch bei Martin Grogger möchte ich mich für die Ermöglichung einer raschen und unkomplizierten Abwicklung der Versuche im Labor bedanken.

Ein spezieller Dank geht an meine Freundin Julia, die mich im letzten halben Jahr mit ihrer Perfektion, ihrem geschulten Auge und der Office-Liebe ständig unterstützte und parallel dazu versuchte, meinen Arbeitsstil zu dulden!

Zum Schluss möchte ich natürlich meinen Eltern Danke sagen, da ihr mir dieses Studium ermöglicht habt. Papa, dir auch nochmal ein spezielles Dankeschön für die technische und konstruktive Unterstützung während meiner Masterarbeit!

Inhalt

ABSTRACT	6
ZUSAMMENFASSUNG	7
1. ALLGEMEINES VORWORT.....	8
2. HANG- UND BÖSCHUNGSSICHERUNGS-MAßNAHMEN.....	10
2.1 BÖSCHUNGSBRUCHMECHANISMUS	10
2.2 NOTWENDIGKEIT DER STABILISIERUNG UND SICHERUNG VON BÖSCHUNGEN	11
2.3 METHODEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG BZW. -STABILISIERUNG	11
2.4 BODENNAGEL UND ANKER	14
2.4.1 Unterschied zwischen Nagel und Anker	15
2.4.2 Oberflächenausbildung	19
2.4.3 Konstruktive Vorgaben für die Bodenvernagelung in Kombination mit Spritzbeton	19
2.4.4 Statisches Wirkungsweise im semi-flexiblen System	20
2.5 METHODEN DER BODENVERNAGELUNG.....	21
2.5.1 Bodenvernagelung mit Spritzbeton	21
2.5.2 Bodenvernagelung mit Fertigbetonteilen	22
2.5.3 Bodenvernagelung mit Netz.....	22
2.5.4 Bodenvernagelung mit System KRISMER	24
2.5.4.1 Konstruktive Hinweise	26
2.5.4.2 Einfluss der Verformung bei Sicherung mit Netz oder System KRISMER	28
2.6 BEMESSUNG DER SCHLAFEN BODENVERNAGELUNG.....	31
2.6.1 Berechnung des statischen System KRISMER	31
2.6.2 Berechnung der konventionellen Bodenvernagelung	33
3. BIEGEFESTIGKEIT VON FESTEN UND HOHLEN PROFILEN.....	35
3.1 ALLGEMEINE DEFINITION DER BIEGEFESTIGKEIT UND BIEGESTEIFIGKEIT	35
3.2 BIEGEFESTIGKEIT, FLÄCHENTRÄGHEITSMOMENT UND WIDERSTANDSMOMENT	36
3.3 BIEGESTEIFIGKEIT VON VOLL- UND HOHLPROFILEN	37
3.4 BIEGESTEIFIGKEIT VON VERBUNDKONSTRUKTIONEN	38
3.5 ERMITTLUNGSVERFAHREN DER BIEGEFESTIGKEITEN FÜR LEERE UND VOLLE HOHLPROFILE ...	39
3.6 ERMITTLUNG DER BIEGEFESTIGKEIT FÜR KRISMER GITTER.....	40
4. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	42
4.1. VERSUCHSGERÄT UND SOFTWARE.....	42
4.2 VERSUCHSAUFBAU	46
4.2.1 Auflager und Kraftübertragung	46
4.2.2 Füllmaterial	50
4.3 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG.....	52

4.3.1 Vorbereitende Arbeiten	52
4.3.2 Versuchsablauf	55
4.3.3 Übersicht der einzelnen Versuche.....	58
4.4 AUFGETRETENE PROBLEME.....	60
5. AUSWERTUNG	61
5.1 LEERE GITTER	65
5.2 FÜLLUNG MIT KANTKORN	68
5.3 FÜLLUNG MIT RUNDKORN	71
5.4 FÜLLUNG MIT GLEISSCHOTTER.....	74
5.5 GEGENÜBERSTELLUNG	77
5.6 BESTIMMUNG DES ARBEITSBEREICHES FÜR DIE PRAKTISCHE ANWENDUNG	85
6. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNG	86
6.1 INTERPRETATIONEN DER ERGEBNISSE	86
6.2. SCHLUSSFOLGERUNG UND EMPFEHLUNG.....	88
LITERATURVERZEICHNIS	89
TABELLENVERZEICHNIS	91
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	92
ANHANG.....	95
DATENBLÄTTER FÜLLMATERIAL.....	95
VERSUCHSTAGEBUCH	98
BERECHNUNGEN	105
VERSUCHE FÜR DEN AUFTRIEB	108
EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG	110

Abstract

For natural slope stabilization the company KRISMER from Rum in Tyrol has been using three-dimensional steel grating pads for 20 years which show in combination with soil nailing a semi-flexible effect. Caused by the three-dimensionality membrane of the grid the steel grating pad is rigid and is thereby able to resist bending moments to a certain limit. Until now the calculation of the bending moment was based on the amount of the geometrical moment of inertia from the upper chord and the bottom chord. The stiffening influence of the filling material, which is used for drainage, was not considered yet. Thus, the aim of this thesis is to calculate the influence of different filling materials to the bending moment. Therefore, 17 newly developed three-point bending tests are implemented. The evaluation of the test results for the modulus of the elasticity is based on the Hooke's law and an additional correction factor. In this way the calculated values prove to be similar to the previous values, used for the dimensioning of system KRISMER in the past. The tests show evidence for the previously accepted work area for elastic deformations. Still, the demonstration of a legality increase of the modulus of elasticity due to the filling material could not be proved. Hence, it is suggested to repeat the tests with a surface cover that is frictionally connected to the steel grid in order to ensure that the filling material does not evade the pressure zone.

Keywords: semi-flexible, bending moment, soil nailing, slope stabilization

Zusammenfassung

Die Firma KRISMER aus Rum in Tirol verwendet zur naturnahen Böschungssicherung seit 20 Jahren dreidimensionale Stahlgittermatten, die in Kombination mit Bodenvernagelung eine semi-flexible Wirkung aufweisen. Durch die Dreidimensionalität des Systems gilt die Membran aus den Stahlgittermatten als biegesteif und kann dadurch bis zu einem Grenzwert Biegemomente aufnehmen. Zur Ermittlung dieses aufnehmbaren Biegemoments in den Paneelen wurden bisher lediglich die Flächenträgheitsmomente der Unter- und Obergurte in Form von Steineranteilen herangezogen. Die aussteifende Wirkung der Schotterpackung als Drainfüllung wurde nicht berücksichtigt. Ziel dieser Masterarbeit ist es, den tatsächlich vorhandenen Elastizitätsmodul zur Bestimmung der Biegesteifigkeit, unter Berücksichtigung verschiedener Füllmaterialien, zu ermitteln. Dazu wurden 17 speziell entwickelte Drei-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die Auswertung der E-Module erfolgte über das Hookesche Gesetz und einen Korrekturfaktor. Die dabei ermittelten Ergebnisse bestätigen die bisher im Zuge der Bemessung angesetzten Werte des Elastizitätsmoduls. Der bisher angenommene Arbeitsbereich für elastische Verformungen konnte durch die Versuche nachgewiesen werden. Jedoch konnte keine gesetzmäßige Erhöhung der E-Module durch das Füllmaterial bestimmt werden. Es wäre von großer Bedeutung, die hier in dieser Arbeit durchgeführten Versuche mit einem kraftschlüssig verbundenen Decknetz an der oberen Seite der Stahlgitter zu wiederholen. Dies soll sicherstellen, dass sich das Füllmaterial der Druckzone nicht entziehen kann.

Schlüsselwörter: semi-flexibel, Biegemoment, Bodenvernagelung, Hangsicherung

1. Allgemeines Vorwort

Vorwort geschrieben von Dipl. Ing. (FH) Michael Auer, externer Betreuer der Firma KRISMER:

Im Rahmen der Weiterentwicklung unseres Bausystems haben wir mit Herrn Lukas Grünberger wieder einen interessierten Diplomanden beauftragt, im Rahmen seiner Masterarbeit die Elastizitätsmodule zur Bestimmung der Biegesteifigkeit unserer dreidimensionalen Stahlgittermatten zu untersuchen. Durch diese vorhandene Biegesteifigkeit können die Stahlgittermatten Verformungen bis zu einem gewissen Grenzwert aufnehmen.

Diese Stahlgittermatten werden, wie Abbildung 1 veranschaulicht, auf rutsch- oder stabilitätsgefährdeten Böschungen, sowohl als konstruktiver Oberflächenschutz als auch in Verbindung mit statisch wirksamen Bodennägeln, aufgebracht. Sie dienen als Grundlage für eine dauerhafte Vegetation an der Oberfläche übersteiler Geländesprünge zwischen 35° und 70° Neigung. Diese Art der schlaff wirkenden Bodenvernagelung ist ein Verformungsbauwerk. Um die Wirksamkeit der Bodennägel zu wecken, ist eine Relativverschiebung zwischen dem anstehenden Boden und der Oberfläche des Bodennagels zwingend erforderlich.

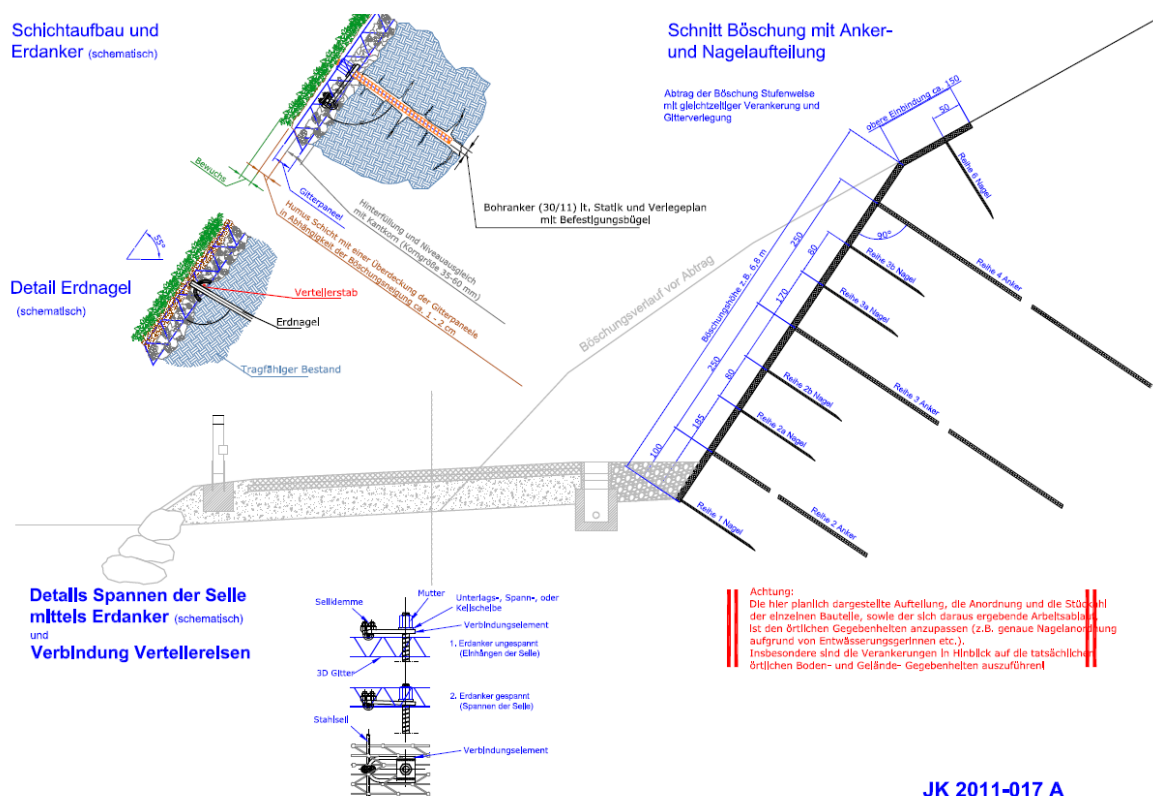


Abbildung 1: Übersicht System KRISMER

Grundlage für diese Arbeit stellt der mit dem ehemaligen Studenten der Universität für Bodenkultur in Wien, Herr Oliver Sanin, durchgeführte Großversuch aus dem Jahr 2006 dar, wobei die allgemeine Tragwirkung von schlaffen Bodennägeln in Verbindung mit semiflexiblen Oberflächenschutzsystemen untersucht wurde. Die Ergebnisse aus diesem Großversuch können in der 2006 erschienen Arbeit an der Universität für Bodenkultur eingesehen werden. Die Verformung der Nägel im Versagensfall des Bodens muss aber, sobald sich der Nagel in Zugrichtung ausgerichtet hat, gestoppt werden. Um dies zu gewährleisten, benötigt der kraftschlüssig verbundene Oberflächenschutz eine geringe Biegesteifigkeit. Diese ist alleine durch die Bauhöhe der dreidimensionalen Stahlgittermatte gegeben.

2. Hang- und Böschungssicherungs-Maßnahmen

Böschungen können in der Natur künstlich durch bauliche Maßnahmen oder ungezwungen aufgrund geologischer Prozesse vorkommen. Benötigt man für die Sicherung eines instabilen Geländesprungs zusätzliche Eingriffe durch den Menschen, so können dies konstruktive Böschungssicherungsmaßnahmen sein, oder auch massive Stützbauwerke (ADAM & WAIBEL, 2012). Im Folgenden soll ein kurzer Überblick die gängigsten Varianten näher erläutern.

2.1 Böschungsbruchmechanismus

Verändern sich bei Böschungen relevante Bodenparameter wie die Scherfestigkeit, Wasserverhältnisse und Böschungswinkel, oder aber äußere Einflüsse wie zusätzliche Belastungen oberhalb der Böschung, kann es zu einem Bruch kommen. Dabei kommt es zur Überschreitung des Scherwiderstands im Inneren der Böschung. Diese Störzone innerhalb des Geländesprungs wird als Gleitfläche oder Gleitfuge bezeichnet. Abrutschende Massen oberhalb dieser Gleitfuge werden als Gleitkörper bezeichnet. Bei den kinematischen Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen laut DIN 4084 unterscheidet man dabei folgende Bruchmechanismen:

- Gleitkörper mit gerader, kreisförmiger oder einsinnig gekrümmter Gleitfläche
- Zusammengesetzte Bruchmechanismen aus mehreren Gleitkörpern

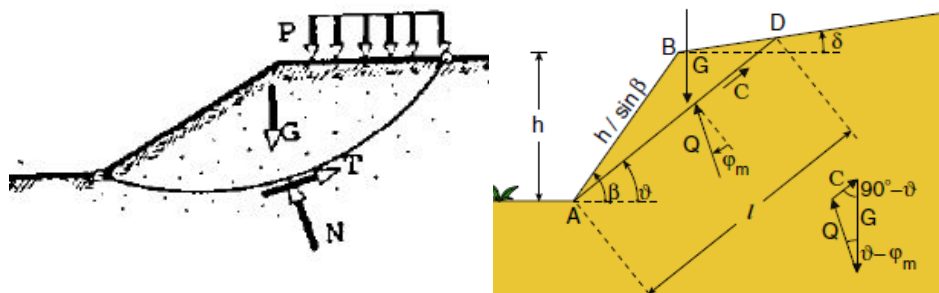


Abbildung 2: Ausbildung einer gekrümmten und ebenen Gleitfläche (KOLYMBAS, 2011), (WU, 2016)

Haben sowohl ständig einwirkende Lasten, wie das Eigengewicht der Böschung und der Schutzkonstruktion, als auch veränderlich einwirkende Belastungen keine negativen Einflüsse auf die vorhandene Scherfestigkeit des Bodens, so bildet sich keine Gleitfuge aus und man spricht von einer standsicheren Böschung. Veränderliche Lasten können sich zum Beispiel durch Verkehrslasten oder witterungsbedingt durch Schnee und Regen ergeben.

Kommt es zu einem Ungleichgewicht zwischen diesen einwirkenden Lasten und dem Scherwiderstand im Boden, bildet sich eine Gleitfläche und in weiterer Folge ein darauf

abrutschender Gleitkörper (KEMPFFERT & RAITHEL, 2007), (SCHMIDT, BUCHMAIER, & VOGT - BREYER, 2016).

2.2 Notwendigkeit der Stabilisierung und Sicherung von Böschungen

Natürliche Geländesprünge formen sich bei ihrer Entstehung bis zu einer maximalen Neigung aus. Dabei nehmen sie den Zustand des Grenzgleichgewichts mit einer Sicherheit von $\eta = 1$ oder $\eta > 1$ ein. Unter dem Grenzgleichgewicht versteht man das Verhältnis der treibenden Kräfte zu den haltenden Kräften. Im Laufe der Zeit können sich allerdings die äußeren Umstände sowie die Materialparameter des Bodens ändern und bewirken dabei eine Veränderung des Grenzgleichgewichts. Beispiele dafür sind künstliche Einschnitte durch den Menschen oder die Abnahme der wirkenden Scherfestigkeit im Boden. Um diesen negativen Einflüssen entgegenzuwirken, gibt es Maßnahmen zur Sicherung von Böschungen und Hängen. Welche Methode letztendlich ausgewählt wird, liegt in erster Linie an der Morphologie und den vorhandenen Bodenverhältnissen, aber auch an der Wirtschaftlichkeit der geplanten Maßnahme. Voraussetzung für jede Bauweise ist die Gewährleistung einer ausreichenden nach DIN geforderten Standsicherheit. Unter der inneren Standsicherheit versteht man die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion, während die äußere Standsicherheit die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk beschreibt (ADAM & WAIBEL, 2012).

2.3 Methoden der Böschungssicherung bzw. -stabilisierung

Nachfolgend werden einige häufig verwendete Sicherungsmaßnahmen aufgezeigt und deren Vor- und Nachteile beschrieben. Dabei wird zwischen konstruktiven Böschungssicherungen und Stützbauwerken unterschieden. In der Praxis werden beide Maßnahmen oft miteinander kombiniert.

Konstruktive Maßnahmen:

Verbesserungen von Böschungen mit konstruktiven Maßnahmen können als Erosionsschutz an der Oberfläche verstanden werden und bewirken einen positiven Einfluss auf die Hangstabilität. Durch das Verbauen von konstruktiven Sicherungselementen, wie Bodennägeln oder Geotextilien, wird eine Verbundwirkung zwischen Boden und Bewehrung geschaffen. Dieser so entstandene Verbundkörper kann in weiterer Folge auftretenden Lasten abtragen. Diese Lasten können einerseits ständig wirkenden Lasten, wie Gewichtskräfte von höher liegenden Bodenschichten, Bauwerkslasten oder Belastungen durch Vegetation sein, aber auch veränderliche Nutzlasten wie Verkehrslasten. Zu den am häufigsten verwendeten konstruktiven Maßnahmen, die auch unter dem Begriff Verbundwände bekannt sind, zählt das

System Bewehrte Erde, geokunststoffbewehrte Schutz- und Stützkonstruktionen, sowie die Bodenvernagelung (ADAM & WAIBEL, 2012).

Stützbauwerke:

Die Funktion dieser Sicherungsmaßnahme besteht in der Aufnahme und Ableitung der horizontalen und vertikalen Belastungen durch den einwirkenden Erddruck hinter der Stützmauer. Spricht man von solchen Stützmauern, so meint man flach gegründete Bauwerke. Tief gegründete Bauwerke nennt man Stützwände. Bei flach gegründeten Konstruktionen werden die angreifenden Kräfte über die Bauwerkssohle in den Boden eingeleitet. Relevante Konstruktionen dabei sind Gewichtsstützmauern, Winkelstützmauern, Raumgitterwände, Ankerwände und Nagelwände (ADAM & WAIBEL, 2012).

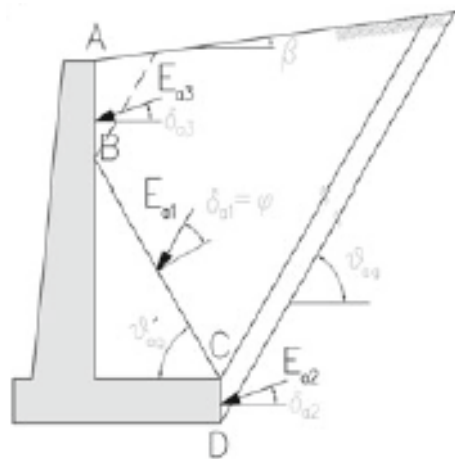


Abbildung 3: Ansatz des Erddrucks bei einer Stützmauer (ADAM & WAIBEL, 2012)

Vergleich der Bauweisen:

Die richtige Wahl für das passende System hängt von vielen Faktoren ab, z.B. Bodenkennwerte, Belastungen, finanzielle Aspekte sowie die Böschungsgeometrie.

Da sich die Arbeit in den folgenden Kapiteln mit unterschiedlichen Ausführungsformen der Bodenvernagelung beschäftigt, werden nachstehend die Vor- und Nachteile dieser Stabilisierungsmaßnahme im Vergleich zu anderen Methoden erläutert. Ein positiver Aspekt gegenüber massiven Stützmauern besteht in der Einsparung des benötigten Materials. Zusätzlich eignet sich das Verfahren der schlaffen Bodenvernagelung gut bei beengten Gegebenheiten und kann temporär, aber auch als permanente Maßnahme eingesetzt werden. Mit diesem System lässt sich je nach Gelände und Anforderungen eine adäquate Oberflächenausbildung, wie zum Beispiel das System KRISMER, wählen. Ein Vorteil gegenüber verankerten Wänden besteht darin, dass auf Grund der großen Anzahl an verpressten Stahlnägeln, auf vertikale und horizontale Tragglieder wie Träger und Gurtung verzichtet werden kann. Bei der Herstellung einer Bodenvernagelung mit Spritzbeton als Außenhaut kann die Schale optisch als Nachteil gesehen werden.

Da es für die schlaffe Bodenvernagelung Grenzen in der Aufnahme von Lasten gibt, kann die Erhöhung der nach DIN geforderten Werte für die Sicherheit bei manchen Problemstellungen zu einem immensen Aufwand führen. Klassische Beispiele dafür sind Kriechhänge oder Böschungen mit sehr tief liegenden Gleitfugen. Hierbei ist ein Einsatz vorgespannter Anker sicher sinnvoller. Vorgespannte Anker bewirken eine Eingrenzung der Bewegungen und können auf tatsächlich im Bruchfall anfallende Lasten abgestimmt werden.

Folgende vier Fälle in der Natur sollen aufzeigen, dass für jede Problemstellung eine bestimmte Methode der Hangsicherung zu bevorzugen ist (AUER, 2010).

1. Böschungen im Lockerboden: Dabei handelt es sich um Böschungen im Gelände mit einer Neigung von maximal 75° . Zusätzlich muss der vorhandene Boden als Lockerboden klassifiziert sein. Darunter versteht man einen nicht verfestigten Boden, zwischen dessen Bestandteilen keine feste Kornbindung wirkt. Die vorhandenen Porenräume sind mit Luft oder Wasser ausgefüllt. Lockerböden haben, bis auf einige Ausnahmen wie verbackene Kiesböden, eine geringe Scherfestigkeit. Findet man solche Verhältnisse in der Natur vor, so eignet sich zu Böschungsstabilisierung, bis zu einer maximalen Neigung von 75° , eine schlaffe Bodenvernagelung mit semiflexiblen wasserdurchlässigen Erosionsschutzsystemen an der Oberfläche, die kraftschlüssig mit den Nagelköpfen verbunden werden. Bestes Beispiel dafür ist die Anwendung des System KRISMER.

2. Steile Geländesprünge im Lockerboden: Für den Fall, dass Geländesprünge steiler als 75° sind, können keine semiflexiblen Systeme an der Oberfläche eingesetzt werden. Die beim Bruch der Böschung zwangsläufig vorhandenen Verformungen wären zu groß und gelten daher als unverträglich. Speziell bei Baugruben sind solche Gegebenheiten oft vorzufinden. Eine mögliche Sicherungsvariante für solche Fälle ist eine verankerte Wand mit steifer Schale.
3. Kompakte Felsböschungen: Darunter versteht man Höhendifferenzen im felsigen Gelände unabhängig von der Neigung. Unter diesen Umständen ist eine simple Verankerung ohne zusätzlichen Oberflächenschutz die effektivste Variante.
4. Verwitterte Felsböschungen: Ausschlaggebend für diese Böschungen sind Geländesprünge im felsigen Terrain, bei denen der Fels schon deutliche Anzeichen der Verwitterung aufweist. Zur Sicherung solcher Böschungen eignet sich eine Vernagelung mittels weicher oder steifer Schale am besten. Rechnerisch werden solche Böden auch als Lockerboden behandelt.

2.4 Bodennagel und Anker

Unter Bodenvernagelung (engl.: soil nailing) versteht man das Einbringen von Bewehrungselementen (Nägel) aus Stahl oder Kunststoff in den gewachsenen Boden, um die Zug- und Scherfestigkeit im Boden zu steigern (BRANDL, 2009). Anwendungsbereiche der Bodenvernagelung sind hauptsächlich die Sicherung von gefährdeten Geländesprüngen oder Hangabschnitten. Der Böschungswinkel bei diesen Anwendungen liegt unter 75° . Befindet man sich im Bereich von mehr als 75° , spricht man von Nagelwänden (ADAM & WAIBEL, 2012).

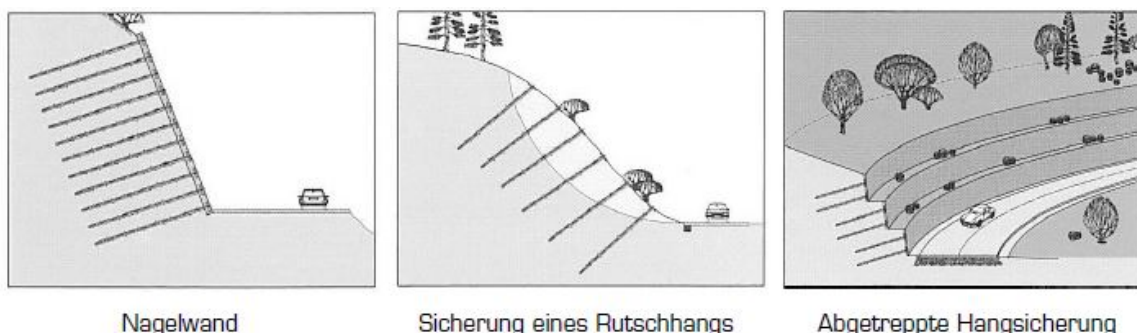


Abbildung 4: Beispiele für Bodenvernagelung (ADAM & WAIBEL, 2012)

Anhand Abbildung 4 lassen sich die unterschiedlichen Einsatzgebiete der Bodenvernagelung und deren variable Oberflächenausbildung übersichtlich darstellen. Für einen genauen

Überblick der verschiedenen Möglichkeiten der Ausbildungen der Außenhaut findet sich etwas später das Kapitel 2.5 Methoden der Bodenvernagelung.

Auf der linken Seite erkennt man eine vernagelte Wand, die bei Böschungen steiler als 75° zum Einsatz kommt. Bestandteile einer Nagelwand sind der anstehende Fels oder Boden, die Bewehrung (Bodennägel) und eine Außenhaut. In der Mitte ist eine Böschungssicherung eines Hanges mit einer Neigung unter 75° dargestellt. Hier ist eine flexible Außenhaut möglich, wenn es die bestehenden Oberflächenverhältnisse und die äußeren Belastungen zulassen. Als Beispiel für die äußere Belastung kann der angreifende Erddruck genannt werden. Das rechte Bild zeigt eine abgetreppte Hangsicherung. Solche Ausführungen sind sehr selten und entstehen meist nur, wenn eine nicht tragfähige bewehrte Erde nachträglich zurück gehängt werden muss. Dabei dient das Geotextil an der Oberfläche als Bewehrungselement (ADAM & WAIBEL, 2012).

In Bereichen mit steilen Geländesprüngen und lockerem Boden, die großformatige Bruchkörper zur Folge haben, oder in kompakten Felsböschungen ist eine Sicherung mittels Anker effizienter. Die Oberflächenausbildung für steile Geländesprünge im Lockerboden dient zur Übertragung der Spannungen in den Untergrund, aber auch als Erosionsschutz. Bei kompakten, natürlichen Böschungen ist kein Facing erforderlich (AUER, 2010).

2.4.1 Unterschied zwischen Nagel und Anker

Spricht man von Hangsicherungsmaßnahmen, so werden die Begriffe Anker und Nagel oft gleichbedeutend verwendet. Da sich allerdings beide Sicherungsmaßnahmen grundlegend voneinander unterscheiden, sind die Systeme nicht gleichwertig anzuwenden. Laut Auer (AUER, 2010) eignet sich je nach Gegebenheiten immer nur eine Methode.

Anker:

Der Anker ist in seinem Tragverhalten so konzipiert, dass die resultierende Kraft aus der Verschiebung im Boden z.B. über eine steife Schale oder einen Balken am Kopf des Ankers eingeleitet wird. Dieses statische System bleibt immer erhalten, egal wie eng oder wie weit das Raster der Verankerung gewählt wird. Eine Mitwirkung in der Stabilisierung des Bodens wird dem freien Stahlzugglied nicht zugewiesen - „es trägt nicht mit“. Als Einwirkung gilt hier lediglich der aus dem Bruchkörper resultierende Erddruck auf die Außenhaut. Würde man den Anker auf seiner gesamten Länge verpressen, würden zusätzliche Spannungen über die Kontaktspannung zwischen Boden und Verpresskörper in das Stahlzugglied eingeleitet werden.

Das statisch wichtigste Bauteil eines Ankers ist das Stahlzugglied und seine Kopfausbildung. Die resultierenden Kräfte aus dem Erddruck des Rutschkörpers auf die steife Außenhaut, die in die Anker eingeleitet werden, sind in aller Regel sehr groß und können nur von steifen Bauteilen wie Betonschalen oder -balken übertragen werden. Das Stahlzugglied wird einzig auf diese Größe hin dimensioniert (AUER, 2010).

Schematische Darstellung des Kraftverlaufes im Anker

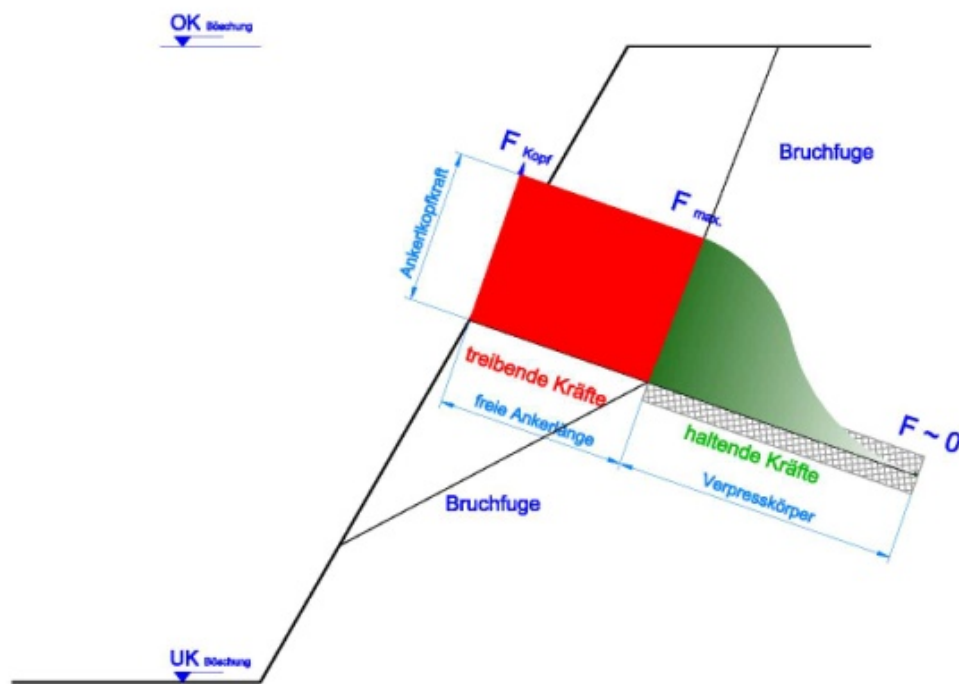


Abbildung 5: Kraftverlauf in einem Anker

Nagel:

Der Bodennagel hingegen erfährt seine Einwirkung über die Beziehung Boden – Injektionsmantel im Bereich des Bruchkörpers. Während des Bruchs kommt es hierbei zu Relativverschiebungen des Bodens entlang der Nagelachse und die Mantelreibungswiderstände werden geweckt. Dadurch wird verhindert, dass der Boden am Nagel entlanggleitet. Ist das Nagelraster richtig gewählt, nutzt der Boden die Nägel in einer Gruppenwirkung als Widerlager zum Aufbau eines räumlichen Druckgewölbes. Ist der Nagelabstand in horizontaler Richtung zu weit gewählt, kann der Boden zwischen den Nägeln ausbrechen und mit großer Kraft gegen die Außenhaut drücken.

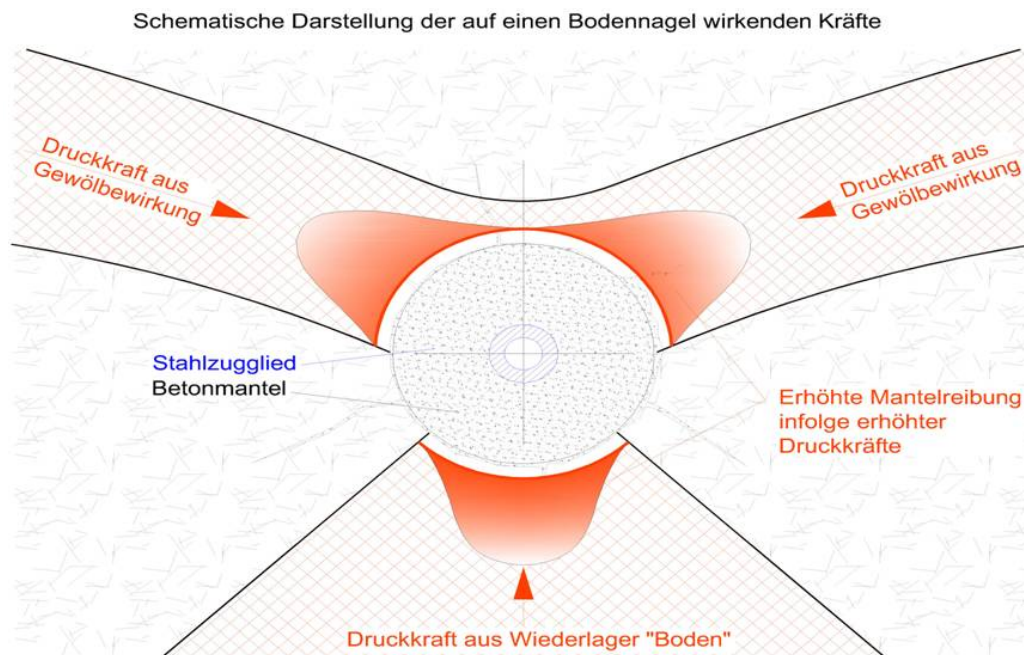


Abbildung 6: Schematische Darstellung der auf den Nagel wirkenden Kräfte

Bei korrekter Dimensionierung des Rasters nutzt der Boden die auftretende Gruppenwirkung als Widerlager und beschreibt dabei ein als statisches System wirkendes, räumliches Druckgewölbe (AUER, 2010).

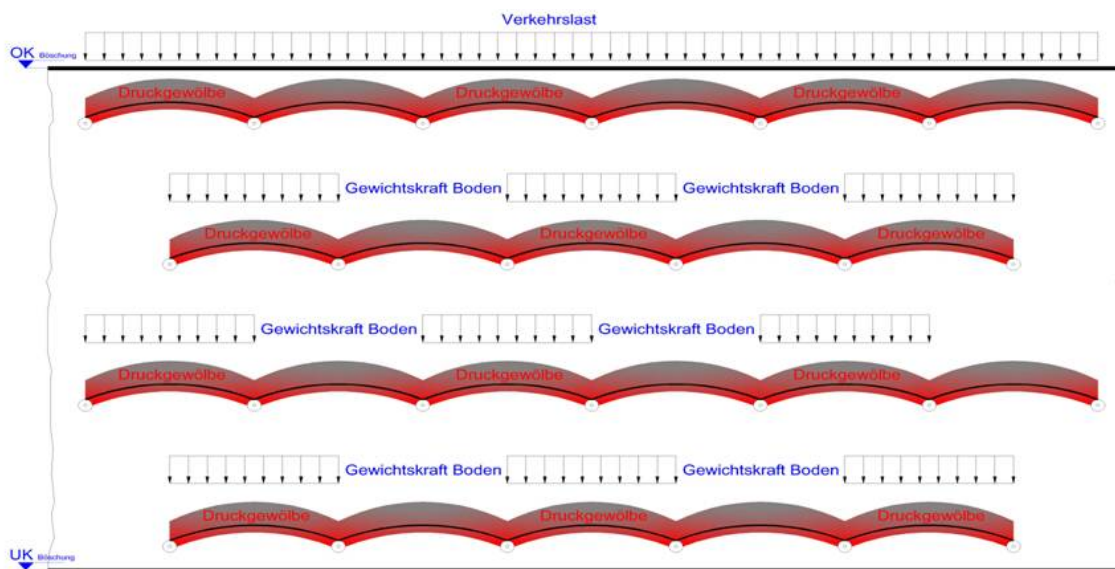


Abbildung 7: Schematische Darstellung des Druckgewölbes bei schlaffer Bodenvernagelung (AUER, 2015)

Da Bodennägel keine freie Stahllänge besitzen, ist es nicht möglich, Bodennägel vorzuspannen. Zusätzlich muss der Hohlraum zwischen Stahlzugglied und Bohrloch auf der gesamten Länge mit Zementsuspension verpresst werden (AUER, 2010), (WU, 2016).

Schematische Darstellung des Normalkraftverlaufes im Bodennagel

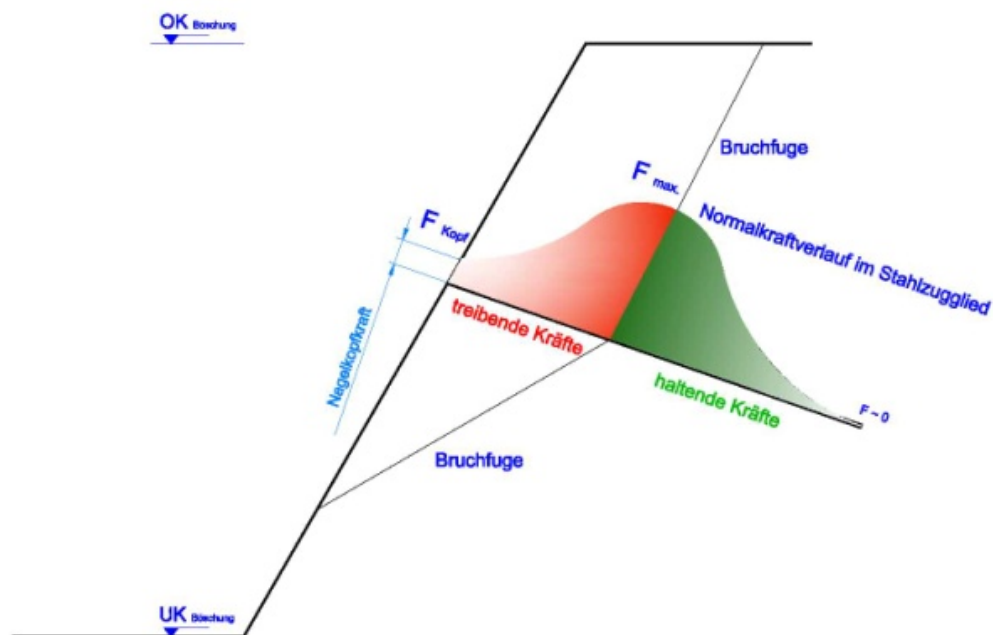


Abbildung 8: Normalkraftverlauf in einem Bodennagel

Der Grund für die strikte Trennung der beiden Systeme liegt in ihrem gänzlich unterschiedlichen Tragverhalten. Abbildung 5 und Abbildung 8 machen deutlich, dass sich die beiden Lastbilder insbesondere im Bereich der Gleitfuge stark unterscheiden. Während die Zugkraft im Nagel über Relativverschiebung des Bodens entlang der Nagelachse vom Kopf her allmählich aufgebaut wird, führt das freie Stahlzugglied des Ankers die Maximalzugkraft bis in den stabilen Bereich hinter der Gleitfuge und baut diese dort über die Aktivierung der Mantelreibungskräfte zwischen Nagel und Boden ab. Dieser Unterschied erklärt sich durch die unterschiedliche Art der Lasteintragung in das jeweilige System (AUER, 2010).

2.4.2 Oberflächenausbildung

Bei Anwendung der Bodenvernagelung muss man unterschiedliche Arten der Oberflächenausbildung beachten. Dabei sei erwähnt, dass der Bodennagel selber die Aufgabe der statischen Tragfähigkeit übernimmt und die Außenhaut, losgelöst von der Erhöhung der Standsicherheit, auf den Erosionsschutz ausgelegt wird. Bei der am häufigsten verwendeten Methode mit Spritzbetonschale, handelt es sich um eine steife Ausbildung. Ein wesentlicher Nachteil dieser Konstruktionen ist der Materialverlust beim Auftrag des Spritzbetons so wie die benötigte Entwässerung hinter der Schale. Zusätzlich kann es bei steifen Ausbildungen durch Verformungen der Schale zu Rissen kommen.

Im Gegensatz dazu gibt es auch die Möglichkeit einer weichen Hülle an der Oberfläche mittels Stahlnetz. Diese Bauart ist aus der Praxis vor allem bei verwitterten Felsböschungen bekannt. Ein großer Vorteil dabei ist, dass man auf eine zusätzliche Drainage verzichten kann und keine großen Baumaschinen zur Herstellung benötigt werden.

Die dritte Möglichkeit der Oberflächenausbildung lässt sich in ihrer Wirkung am besten als semi-flexibel beschreiben. Diese spezielle Konstruktion der Firma KRISMER mit dreidimensionalen Stahlgittermatten ermöglicht es, bis zu einem bestimmten Grenzwert Kräfte in Verformungen des Gitters umzuwandeln und damit an die Nägel weiterzuleiten. Diese anfänglichen Verformungen haben allerdings keine negativen Auswirkungen auf die Standsicherheit der Böschung. Das System KRISMER punktet vor allem durch einen gut kalkulierbaren Materialbedarf und den relativ simplen Einbau (AUER, 2010, 2015) (SANIN, 2004).

Da die auftretenden Verformungen der Außenschale einen Einfluss auf die Wirkungsweise haben, sollte ein Nachweis dieser Verformungen bei der Bemessung unbedingt durchgeführt werden. In aufwändigen Versuchen wurde das Tragverhalten von Bodennägeln untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass der Haut an der Oberfläche einer mit Bodennägeln gesicherten Böschung, ähnlich wie bei dem System der bewehrten Erde, statisch nur eine untergeordnete Rolle zukommt. Viel wichtiger ist es, dem Boden durch das Einbringen der Betonzylinder ein Gerüst zu bieten, in das sich der rutschende Boden mit seinem Eigengewicht „einhängen“ kann. Der abrutschende Teil des Bodens „umklammert“ die Bodennägel und versucht sie über sein Eigengewicht aus dem hinteren standfesten Teil des Bodens herauszuziehen (AUER, 2015).

2.4.3 Konstruktive Vorgaben für die Bodenvernagelung in Kombination mit Spritzbeton

Die einzelnen Lagen haben eine Höhe von 1 bis 1,5 m Tiefe. Dies hängt in erster Linie vom vertikalen Nagelabstand und der zu erreichenden Standsicherheit in den Bauzuständen ab. Zur Stabilisierung der freigelegten Bereiche wird eine Schicht Spritzbeton (10 bis 25 cm)

aufgetragen. Aufgrund dieser Vorgehensweise wird die vernagelte Wand oft als Spritzbetonwand bezeichnet. Häufig kommen Nägel aus Gewindestahl mit einem Durchmesser von 20 bis 28 mm zum Einsatz. Um die Funktionstüchtigkeit der Hangstabilisierung zu garantieren, sollte eine Nageldichte von einem Nagel pro 2,5 m² Böschungsoberfläche nicht unterschritten werden. Die Länge der Nägel lässt sich in der Vordimensionierung über den Richtwert $L_{Nagel} = 0,7 * H$ ermitteln. Nachdem die Nägel in vorgefertigte Bohrlöcher eingesetzt werden, wird der Hohlraum zwischen Gewindestahl und Bohrloch mit Zementmörtel verdichtet (KOLYMBAS, 2011). Zusätzlich wird für einen reibungsfreien Einbau eine Neigung der Nägel von mindestens 10 Prozent empfohlen (WU, 2016).

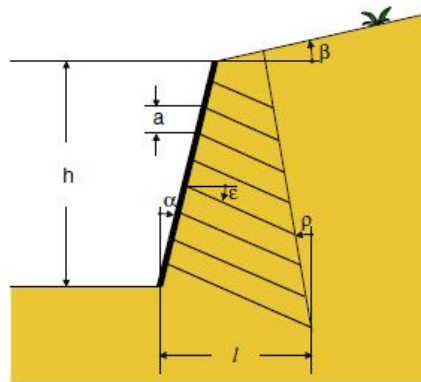


Abbildung 9: Profil einer vernagelten Wand (KOLYMBAS, 2011)

2.4.4 Statisches Wirkungsweise im semi-flexiblen System

Prinzipiell gilt die Annahme, dass Bodennägel alleine nicht wirksam sind, sondern nur als Gruppe zusammen eine stabilisierende Funktion haben. Wesentliche Einflussfaktoren dafür sind eine adäquate Nagellänge, die Planung eines geeigneten Nagelrasters und die geometrisch korrekte Anordnung der einzelnen Nagelreihen. Nur durch ein gemeinsames Zusammenspiel der Nagelreihen kann die komplette Tragfähigkeit des Systems mobilisiert werden. Der abrutschende Teil des Bodens „umklammert“ die Bodennägel und versucht sie über sein Eigengewicht aus dem hinteren standfesten Teil des Bodens herauszuziehen. Da der Boden alleine nicht fähig ist, die durch Setzung entstandenen Scherbeanspruchungen zu tragen, sollten die Nägel in Richtung dieser Zugkraft ausgerichtet sein. Kommt es nun zu Verformungen wird die Reibungskraft zwischen Bodennagel (GEWI) und Beton aktiviert. Bei ausreichender Bemessung der Einbindetiefe kann die somit bewirkte Mobilisation der Reibung ein Herausziehen der Nägel verhindern. Da der Wirkungsbereich, wie oben schon erwähnt, einzelner Nägel geometrisch sehr limitiert ist, muss sich dieser Effekt auf alle Nägel der betroffenen Böschung verteilen. Nur so kann die Konstruktion den statischen

Anforderungen gerecht werden. Bei einem geometrisch passenden Einbau der Nägel beschreibt der abrutschende Erdkörper die Form eines Monoliths, welcher durch die statische Wirkung der Bodennägel bei einem Böschungsbruch das Abstürzen des Bruchkörpers verhindert (AUER, 2015).

2.5 Methoden der Bodenvernagelung

Basis der Bodenvernagelung ist das Einbringen von mehreren Nägeln in den Boden als Bewehrungselemente. Wesentlicher Unterschied der verschiedenen Methoden ist die Außenhaut, welche mit den Köpfen der Nägel kraftschlüssig verbunden ist. Die Ausbildung der Oberfläche kann je nach Gegebenheit starr, weich, aber auch semi-flexibel ausgeführt werden. Bei entsprechenden Verhältnissen im Baugrund kann sogar auf eine Konstruktion einer Außenhaut verzichtet werden (ADAM & WAIBEL, 2012).

Versuche mit unterschiedlichen Anordnungen der Nägel, im Zuge der Diplomarbeit von Michael Auer an der Fachhochschule Deggendorf zeigen, dass eine versetzte Anordnung der Nägel sehr zu empfehlen ist. Dadurch soll verhindert werden, dass der Boden zwischen den Nägeln über die gesamte Höhe des Bauwerks abrutscht.

2.5.1 Bodenvernagelung mit Spritzbeton

Diese Methode dient sowohl für temporäre, aber auch als dauerhafte Maßnahme zur Stabilisierung von Geländesprüngen. Dabei wird die Böschung abschnittsweise von oben nach unten hergestellt. Die einzelnen Abschnitte werden je nach vorhandenen Bodenparametern festgelegt.

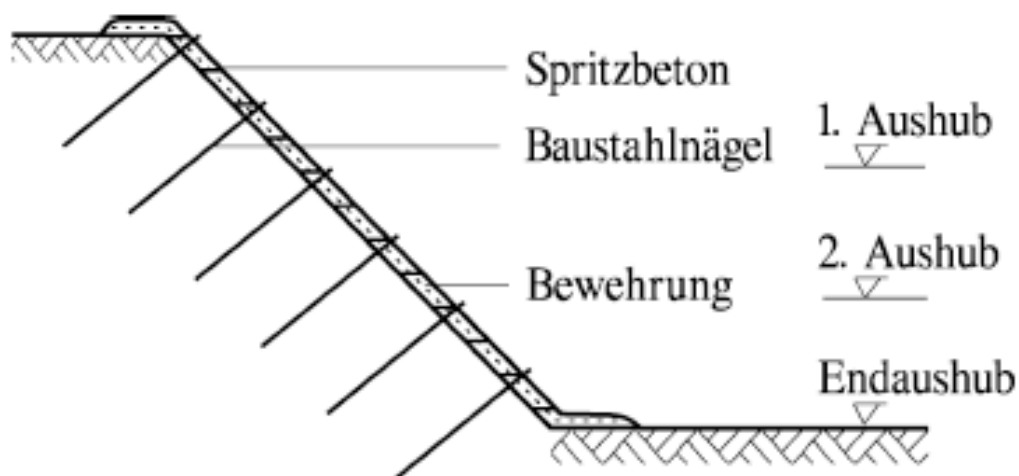


Abbildung 10: Herstellung einer Nagelwand mit Spritzbeton (SCHMIDT, BUCHMAIER, & VOGT - BREYER, 2016)

Anhand Abbildung 10 lässt sich der Herstellungsvorgang im Detail erklären:

1. Aushub in Lagen von 1-2 m Höhe und 2-5 m Breite
2. Zuschneiden und Befestigen der Bewehrung im offenen Feld (Mattenbewehrung) und Aufbringen der Spritzbetonschicht mit einer Stärke von 10-20 cm
3. Bohren und Ausinjizieren der selbstbohrenden Bodennägel

Dieser Vorgang wird solange wiederholt, bis eine Ebene fertig bearbeitet ist. Danach wird die nächsttiefere Stufe auf dieselbe Art und Weise hergestellt. Dieser Ablauf wiederholt sich, bis die Endtiefe der geplanten Nagelwand erreicht ist. Aus Sicherheitsgründen bleibt zu Beginn immer ein Erdkeil zwischen den einzelnen Feldern stehen. Erst wenn eine Flächenebene durch die Verbundwirkung aus Spritzbeton und Bodennägeln gesichert ist, können diese Erdkeile entfernt werden. Danach beginnt der Aushub für die darunter folgende Ebene (WIETEK, 2011).

2.5.2 Bodenvernagelung mit Fertigbetonteilen

Fertigbetonteile in Verbindung mit schlaffer Bodenvernagelung kommen sehr selten zum Einsatz, da die Herstellung viel zu teuer wäre. Daher hat sich dieses System nicht wirklich durchgesetzt. Anders ist dies bei Fertigteilelementen, die mit einem horizontalen Zugelement, meist aus Kunststoff, verbunden eingebaut werden und als eine Abart der bewehrten Erde gelten.

2.5.3 Bodenvernagelung mit Netz

Das statische System der schlaffen Bodenvernagelung in Kombination mit einem biegeweichen Netz sollte nicht angewendet werden (AUER, 2015). Nur wenn die Sicherung keinen statischen Ansprüchen genügen muss, ist ein Netz als Steinschlagschutz denkbar.

Abbildung 11 zeigt die theoretische Wirkungsweise einer Vernagelung mit Netz.

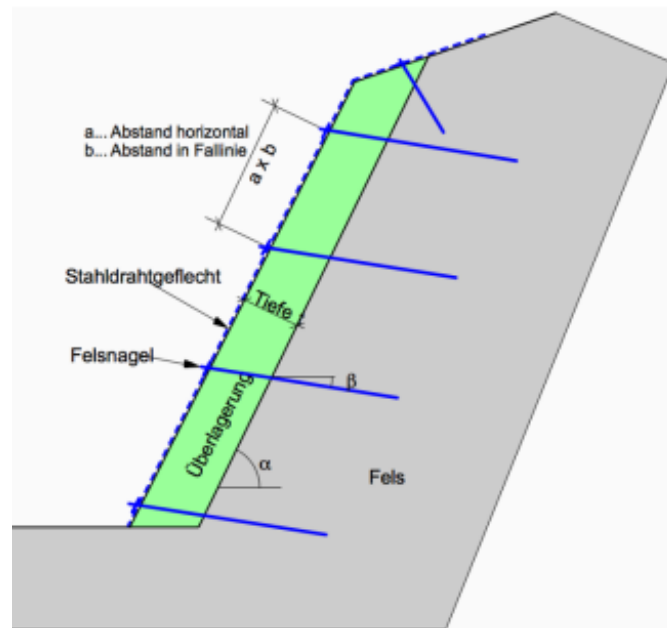


Abbildung 11: Bodenvernagelung mit Netz als Erosionsschutz (WIETEK, 2011)

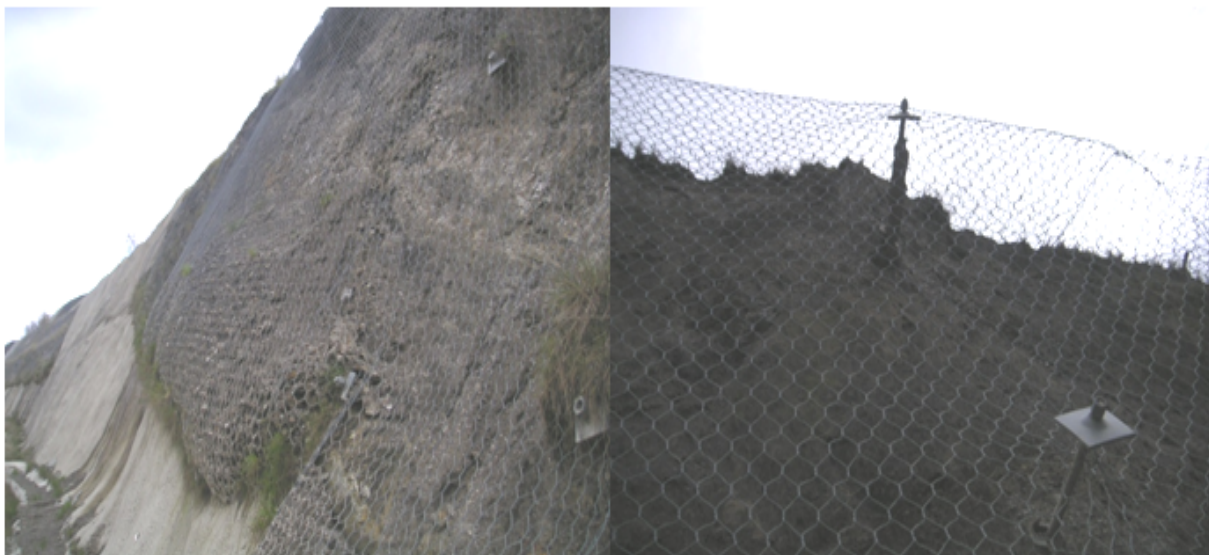


Abbildung 12: Praktisches Beispiel einer Bodenvernagelung mit Netz nach 1,5 Jahren

Die tatsächliche Ausführung einer schlaffen Bodenvernagelung mit Netz ist in Abbildung 12 dargestellt. Auf der linken Seite lässt sich sehr gut erkennen, dass es sich dabei um eine optisch nicht zu bevorzugende Variante handelt. Der größte Mangel ist allerdings auf der rechten Abbildung dargestellt. Durch die einwirkende Schwerkraft rutscht das Material hinter dem Netz mit der Zeit immer weiter bergab, bis sich am unteren Ende ein „Bauch“ im Netz ausbildet. Im oberen Bereich befindet sich danach gar kein Material mehr und das Netzt steht leer.

2.5.4 Bodenvernagelung mit System KRISMER

Die Firma KRISMER (www.krismer.com) stellt seit über 20 Jahren Konstruktionen für die Anwendung bei Hangsicherungen, Lawinenverbauungen, Wasserbau und Sonderanfertigungen zu Verfügung (KRISMER, n.d.). Grundelement dieser Stabilisierungsmaßnahme ist ein 3,2 m langes, 1,2 m breites und 8 cm hohes Stahlpaneel.

Laut Hersteller hält das Gitter bei Ausführung mit einem Stahl S 350 GD bei fixierten Knoten einer Flächengleichlast von 30 kN/m^2 stand. Die zulässige Zugkraft längs beträgt 70 kN/m bei eingespannten Ober- und Unterlängsstäben (KRISMER, 2013).

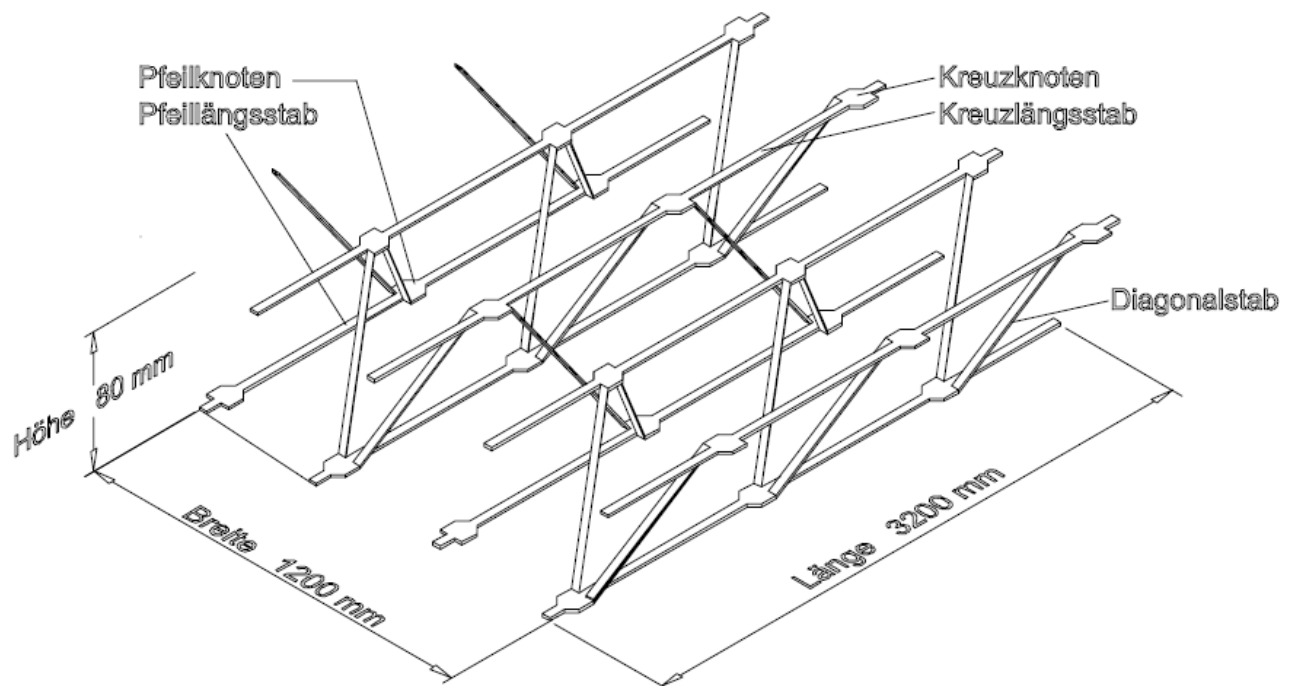


Abbildung 13: Modell eines Stahlpaneels der Firma KRISMER

System KRISMER®

dreidimensionale Gitterpaneele mit Erdnägeln befestigt, mit Steinen und Humus gefüllt

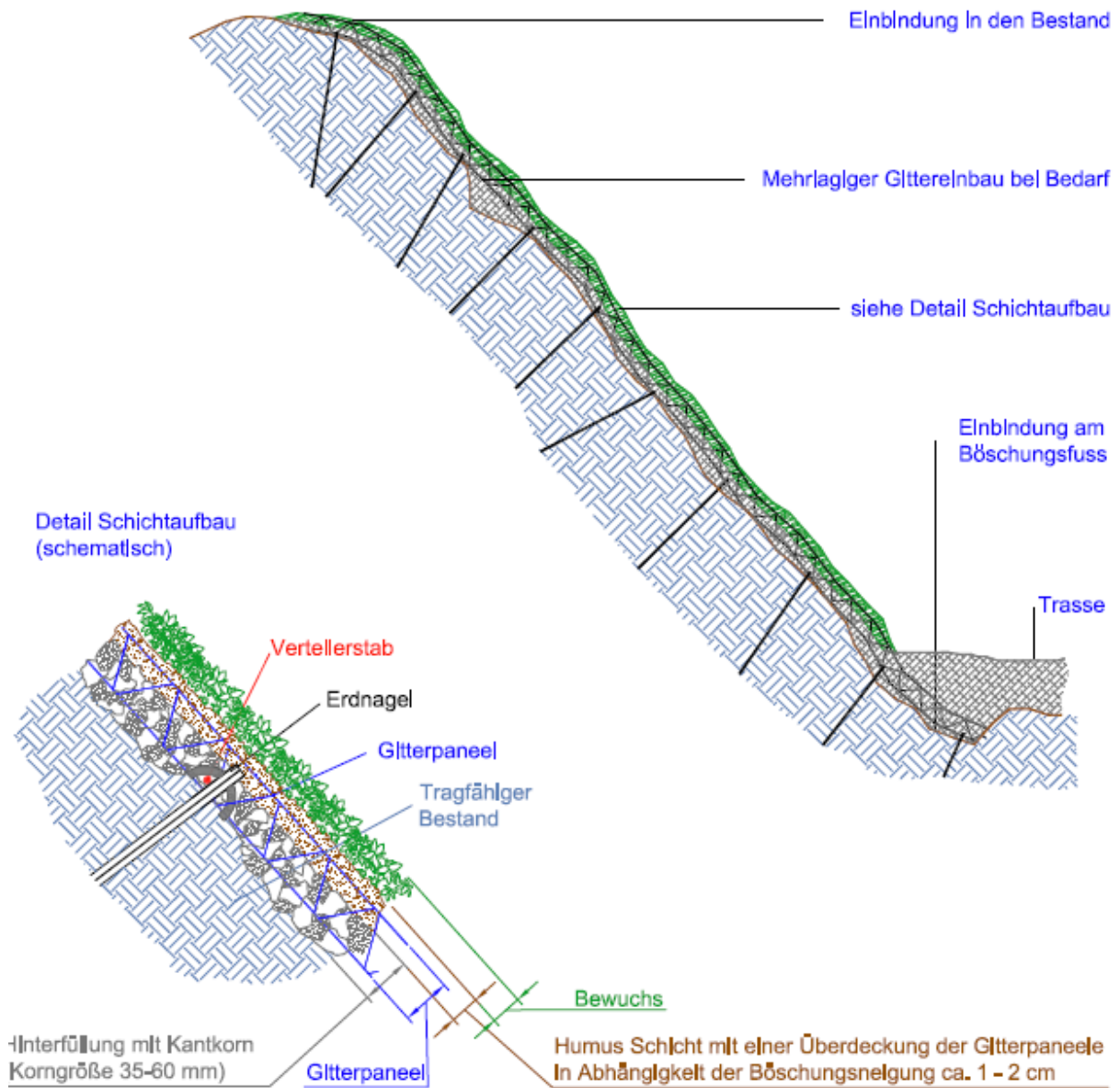


Abbildung 14: Funktionsprinzip System KRISMER (AUER, 2015)

2.5.4.1 Konstruktive Hinweise

Das System KRISMER kommt im Bereich der Böschungssicherung zumeist in Kombination mit Bodenvernagelung zum Einsatz. Dadurch kann eine dauerhafte Standsicherheit mit natürlich gewachsenem Boden erzielt werden. Je nach Höhe der Böschung erfolgt die Konstruktion stufenweise. Um eine korrekte Funktionsweise zu garantieren, muss der gesamte Systemaufbau in das anschließende Gelände gut eingebunden werden. Für eine bessere Verzahnung des Füllmaterials werden die Stahlgittermatten schräg zur Fallrichtung des Einschnitts verlegt.



Abbildung 15: Schräger Einbau der Stahlgittermatten (DOCPLAYER, n.d.)

Wie sich anhand Abbildung 15 gut erkennen lässt, wird die Gesamtfläche der Böschung aus mehreren Paneelen zusammengesetzt. Dabei ist eine Überlappung der einzelnen Matten von großer Bedeutung. Die Fixierung der Gitter untereinander erfolgt mittels Bindeschlingen oder Edelstahlklemmen. Um die Verbundwirkung zu gewährleisten, werden entweder waagrecht verlaufende Verteilerstäbe bei T-Stahl Nägeln in die Stahlgittermatten eingeschoben oder Seile in Verbindung mit einer statisch wirksamen Bodenvernagelung angewendet. Dadurch kommt es zu einer besseren Verteilung der Kräfte im Nagelkopf. Für die kraftschlüssige Verbindung der Stahlpaneele mit dem Untergrund werden spezielle T-Stahl-Nägel (siehe Abbildung 16) verwendet. Die Herstellung dieser Nägel wurde im Kapitel 2.4 Bodennagel und Anker schon genauer erläutert.



Abbildung 16: Verbindung von KRISMER Stahlgitternetz und GEWI – Bodennagel (SANIN, 2004)

Nachdem das Stahlgittersystem fest mit dem anstehenden Untergrund verankert ist, wird mit der Verfüllung von oben nach unten begonnen. Zuerst kommt bei der Bauweise nach KRISMER ein Kantkorn mit Korngrößen von 32 bis 63 mm zum Einsatz, dessen Menge sich je nach Anforderung an die Sickerfähigkeit des Wassers richtet. Geht es bei der Sickerung darum, möglichst viel Wasser abzuleiten, werden die Gitter ganz mit Steinen gefüllt. Liegt ein größeres Gewicht auf der Begrünung der Oberfläche, weil keine großen Wassermengen erwartet werden, werden weniger Steine eingefüllt, um mehr Platz für den Oberboden zu lassen.



Abbildung 17: Verfüllung von BOK zu BUK mit Kantkorn (KRISMER, 2007)

Danach wird der restliche Freiraum mit Oberboden verfüllt, um eine dauerhafte Grundlage für einen gesunden Bewuchs herzustellen (KRISMER, 2007).

2.5.4.2 Einfluss der Verformung bei Sicherung mit Netz oder System KRISMER

Dieses Beispiel soll zeigen, welchen Einfluss die Wahl des richtigen Oberflächenschutzes auf das Tragverhalten des Gesamtsystems Bodenvernagelung hat. Beim Bau eines Knotenpunkts waren tiefe Einschnitte ins Gelände notwendig. In einem Teilbereich der geplanten Maßnahme sind auch Standunsicherheiten in der Tiefe festgestellt worden. Die ausgeschriebene Variante sieht Bodennägel im Raster von 2,50 x 2,50 m vor. Als Oberflächenschutz ist ein hochfestes Stahlnetz, MW 150 x 85 mm, mit Wirrgele und aufwändiger Begrünung vorgesehen. Das Netz wird punktförmig kraftschlüssig mit den Köpfen der Bodennägel verbunden. Zum Vergleich wird zusätzlich statt eines Netzes auch ein dreidimensionales Stahlgittersystem betrachtet. Nun soll dargestellt werden, welchen Einfluss die unterschiedlichen Oberflächensysteme auf die Gesamtstabilität und die Verformung des Systems Bodenvernagelung haben. Hierzu wurden für beide Varianten Berechnungen mit Hilfe der finiten Elemente am identen Profil durchgeführt. Abbildung 18 zeigt eine deutliche Verformung bei Anwendung eines Netzes im Bereich der Nagelköpfe.

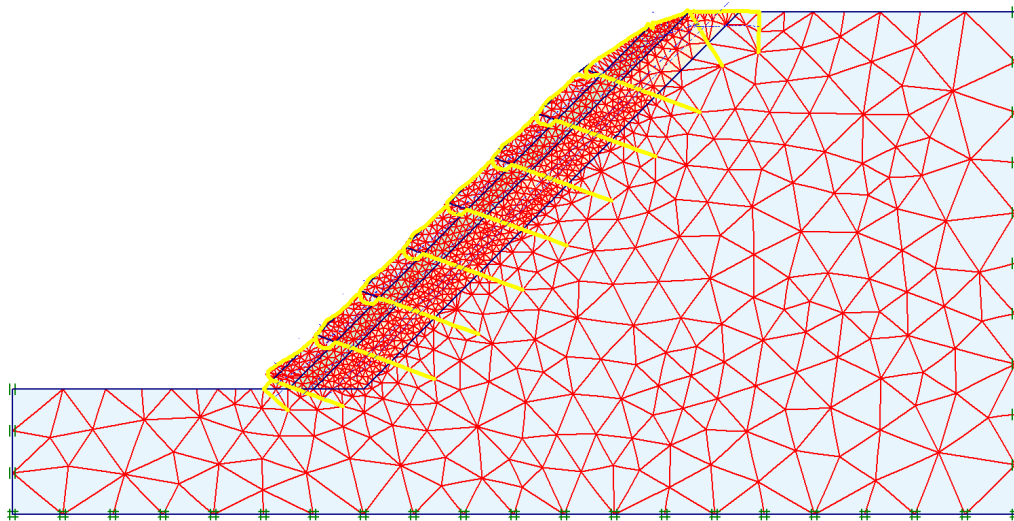


Abbildung 18: Verformungen einer vernagelten, mit biegeweichen Netz gesicherten Böschung (AUER, 2015)

Als Vergleich dazu werden in Abbildung 19 nun die Verformungen für dieselbe Böschung mit einer biegesteifen, dreidimensionalen Stahlgitterkonstruktion dargestellt. Hier lässt sich deutlich erkennen, dass es zu keinen Verformungen am Nagelkopf kommt, sondern die Verformungen der Nägel im Bereich des Bruchs auftreten.

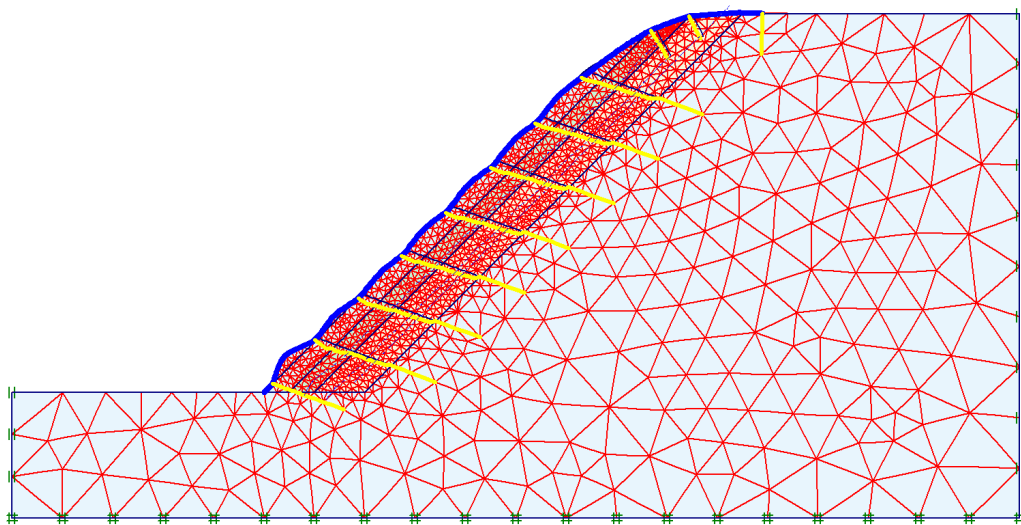


Abbildung 19: Verformungen bei einer Sicherung mit einer biegesteifen, dreidimensionalen Stahlgitterkonstruktion (AUER, 2015)

Abbildung 20 zeigt den Verlauf der Sicherheiten bezogen auf die auftretenden Verformungen während der einzelnen Iterationsschritte bis in den Bruchzustand für beide Oberflächensysteme. Bei der Variante mit Netz als Außenhaut zeigen sich weitaus größere Verformungen bei einem gleichzeitig sehr viel geringeren Sicherheitsniveau als bei der Variante mit einem biegesteifen, dreidimensionalen Stahlgittersystem. Die Kurve dieser Variante zeigt eine gleichförmige Zunahme der Sicherheiten bei ebenfalls gleichförmig zunehmenden Verformungen bis zu einer globalen Sicherheit von 2,0. Die Verformungen bis zum Erreichen dieses Sicherheitsniveaus gelten als gut verträglich. Die globale, dauerhafte Standsicherheit für diese Böschungen mit vorliegender Sicherung ist gewährleistet. Durch die Dreidimensionalität des Systems gilt die Membran aus den Stahlgittermatten als biegesteif. Zur Ermittlung des aufnehmbaren Biegemoments in den dreidimensionalen Stahlgittermatten wurden lediglich die Flächenträgheitsmomente der Unter- und Obergurte in Form von Steineranteilen herangezogen. Die aussteifende Wirkung der Diagonalen und der Schotterpackung als Drainfüllung wurde nicht berücksichtigt. Ein Vergleich der beiden Kurven verdeutlicht den Zusammenhang zwischen Steifigkeit der angehängten Außenhaut und dem Verformungsverhalten des Rutschkörpers. Es ist zu bedenken, dass hierbei ein horizontaler Nagelabstand von mehr als 1,50 m noch gar nicht berücksichtigt ist und dessen Vergrößerung noch deutlichere Auswirkungen auf diese Verformungen hätte (AUER, 2015).

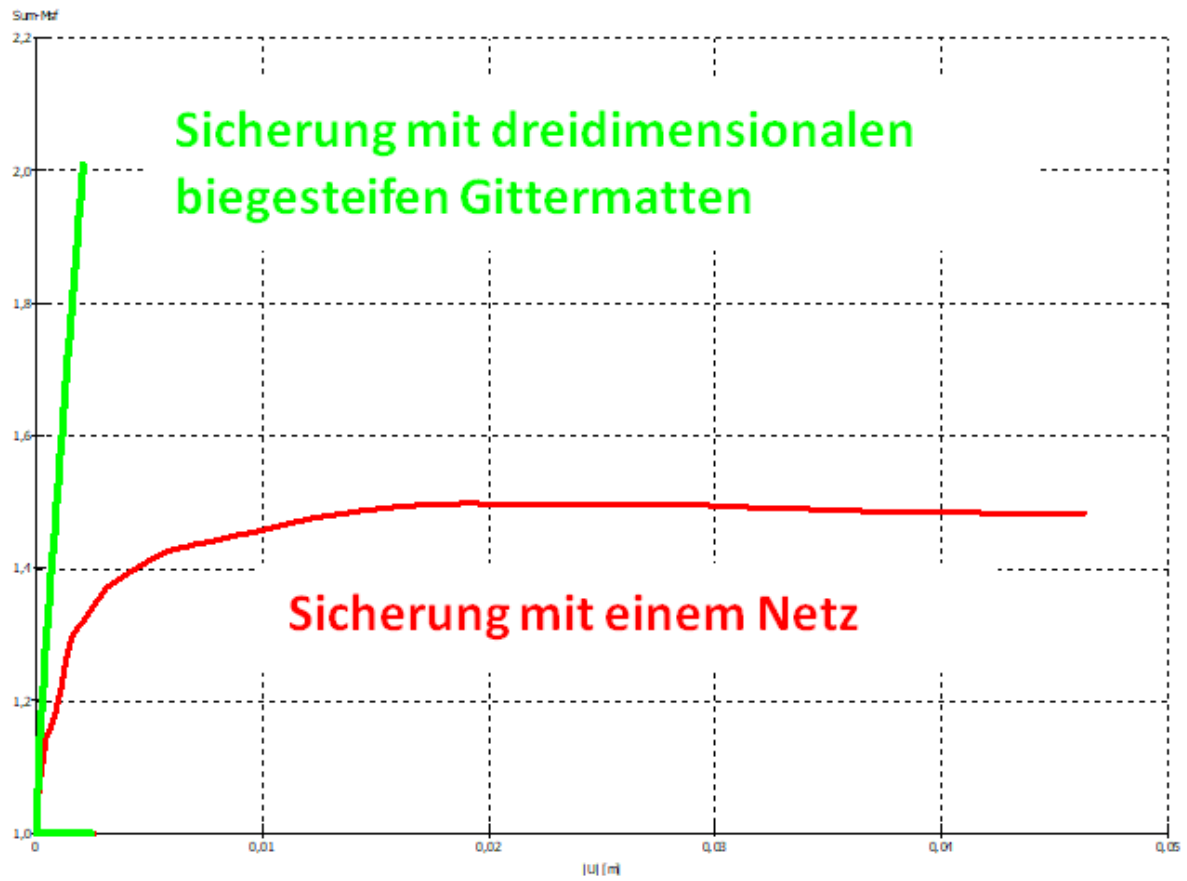


Abbildung 20: Graph für den Verlauf der Sicherheiten (AUER, 2015)

2.6 Bemessung der schlaffen Bodenvernagelung

Bis heute wurde es nicht geschafft, eine allgemein gültige Bemessungsgrundlage für schlaffe Bodenvernagelungen in Verbindung mit semi-flexiblen Systemen an der Oberfläche festzulegen. Daher erfolgt die Berechnung der Standsicherheiten nach wie vor auf Grundlage von stationären Berechnungsmodellen, bei denen Verformungen nicht berücksichtigt werden. Bei weichen Oberflächensystemen ist es allerdings unmöglich, die Gleitfuge bis hinter die Nägel zu bringen, denn vorher versagt die Außenhaut auf Grund von unverträglichen Verformungen. Die schlaffe Bodenvernagelung mit System KRISMER stellt ein reines Verformungsproblem dar und hat mit dem ursprünglich festgelegten Handnachweis mit Krafteck nichts zu tun (AUER, 2015).

2.6.1 Berechnung des statischen System KRISMER

Es gibt einige Bauwerkstypen, zum Beispiel bewehrte Erde, im Bereich des Erd- und Grundbaus, die in ihrer Wirkungsweise dem Einfluss der auftretenden Verformungen unterliegen. Diese Bauwerkstypen vereint die Eigenschaft, dass die Tragfähigkeit ihrer Sicherungskomponenten erst geweckt werden muss. Aus diesem Grund sollten die statischen Bemessungen solcher Bauwerke auch immer einen Nachweis über die zu erwartenden Verformungen beinhalten. Dies ist vor allem dann wichtig, wenn an der Oberfläche von schlaff vernagelten Böschungen ein semi-flexibles System kraftschlüssig mit den Nägeln verbunden wird.

Die statischen Nachweise müssen folgende Punkte enthalten:

1. Nachweis der globalen Standsicherheit
2. Nachweis über die auftretenden Kräfte entlang der Nagelachse und vor allem im Nagelkopf
3. Nachweis einer ausreichenden Einbindelänge der Nägel
4. Nachweis über die Verformungen

Durch die im Zuge des Großversuchs zur allgemeinen Tragwirkung gewonnenen Erkenntnisse konnten zusätzliche Formeln zur Bestimmung relevanter Parameter für die Bemessung festgelegt werden. Der Schubverbund zwischen Verpresskörper und dem anstehenden Boden wird mit einer Grenzmantelreibung τ_{Gr} gemäß den von den Erdnägeln durchdrungenen Bodenschichten abgeschätzt.

Die aufnehmbare Mantelreibung eines Bodennagels in Abhängigkeit der Grenzmantelreibung des Bodens lässt sich mit

$$t_{d,max} = \frac{\tau_{Gr} * D_{Nagel} * \Pi}{a_H * \gamma_M} \quad (1)$$

bestimmen. Dabei entspricht D_{Nagel} dem Nageldurchmesser, a_H dem horizontalen Nagelabstand und γ_M dem Teilsicherheitsbeiwert.

Die erforderliche Grenzmantelreibung eines Bodens in Abhängigkeit eines geforderten Ausziehwidestands eines Bodennagels berechnet sich mit folgender Umformung:

$$\tau_{Gr,erf.} = \frac{t_{d,max} * a_H * \gamma_M}{D_{Nagel} * \Pi} \quad (2)$$

Die angenommene Grenzmantelreibung, als ein Ergebnis der Berechnung, ist durch Ausziehversuche an Prüfnägeln nachzuweisen. Für die Ermittlung der Ausziehwidestände kann die Formel

$$T_d = \frac{D_{BL} * \tau_{gr} * \Pi}{a_H * \gamma_F} \quad (3)$$

angewendet werden. T_d steht für den Wert der Mantelreibung für 1,0 m Nagel bezogen auf 1,0 m Bauwerkslänge inklusive Sicherheit. Dieser Wert geht in die Berechnung mit ein. D_{BL} entspricht dem Bohrlochdurchmesser und γ_F dem Sicherheitsfaktor für den Ausziehwidestand (AUER, 2015).

2.6.2 Berechnung der konventionellen Bodenvernagelung

Bei der Berechnung werden zuerst die Felder definiert. Die Größe des Feldes wird so gewählt, dass der auf das Feld wirkende Erddruck von einem Bodennagel in den Untergrund übertragen werden kann. Es wird zunächst die Lagenhöhe gewählt und dazu entsprechend der Tiefenlage die Breite des jeweiligen Feldes, wobei die Breiten in einer Lage immer gleich sind.

Als erster Schritt werden die einzelnen Felder in den Lagen definiert und der darauf wirkende Erddruck gerechnet, wobei hier ein Mittelwert zwischen aktivem Erddruck und dem Ruhedruck gewählt wurde. Es wird anschließend zwischen den üblichen Typen von Bodennägeln wie Ischebeck, Mai, IBO und GEWI sowie der entsprechenden Stahlgüte der jeweiligen Bodennägel gewählt. Danach werden die jeweils gewählten Querschnitte und deren Bohrdurchmesser sowie die Strecklast und die Bruchlast der einzelnen Bodennägel angegeben. Im Anschluss an die Vorgaben der Bodennägel werden diese nun den einzelnen Feldern zugeordnet und entsprechend der auf sie wirkenden Kraft auch die Länge der einzelnen Bodennägel berechnet.

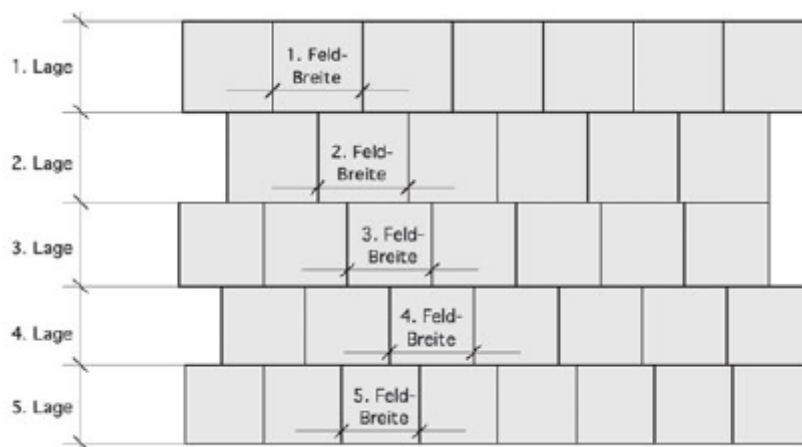


Abbildung 21: Einteilung der Felder für die Bemessung

Anschließend wird die Spritzbetonschale berechnet. Dabei wird von einer punktgestützten Platte ausgegangen, die gleichmäßig belastet wird. Für diesen Lastfall gibt es in den Normen ein Näherungsverfahren um bei einem rechteckigen Stützenraster die Feld- und Stützmomente zu errechnen.

Nachdem die Spritzbetonwand mit den Nägeln berechnet ist, müssen die standardgemäßen geotechnischen Nachweise erbracht werden. Beim Gleitnachweis sowie beim Kippnachweis und dem Nachweis der Grundbruchsicherheit wird die gesamte Wand mit den Nägeln und dem damit verbundenen Bodenkörper wie eine Schwergewichtsmauer behandelt.

Beim Kippnachweis wird lediglich nachgewiesen, dass die resultierende Kraft innerhalb des Kernes der Aufstandsfläche (mittleres Drittel) die Sohlfläche schneidet und so keine Zugspannungen in der Sohlfuge auftreten können. Dies ist auch notwendig, wenn man das Wand-Boden-System Wandsystem als einen Körper betrachten will.

Beim Grundbruchnachweis werden entsprechend der Norm die Beiwerte entsprechend dem Reibungswinkel des Bodens und der Richtung der Lasteintragung und auch der geometrischen Randbedingungen gewählt. Zum Abschluss folgen die Gleitnachweise für die kritischen Gleitflächen (WIETEK, 2011).

Während das Verfahren der Verankerung überwiegend im Bereich von steilen Geländesprüngen eingesetzt wird, so ist die Bodenvernagelung die effektivste Variante für flache Geländesprünge im Bereich von 35° bis zu 70° , wenn deren maßgebliche Gleitfugen nicht zu tief liegen. Die schlafe Bodenvernagelung ist eine sehr flexible und einfach einzubauende Sicherungsvariante und ermöglicht unterschiedliche Ausführungen bezüglich der naturnahen Gestaltung an der Außenhaut. Allerdings sind auch ihr Grenzen in der Tragfähigkeit gesetzt. Durch die spezielle Dreidimensionalität des System KRISMER gilt die Membran aus den Stahlgittermatten als biegesteif. Abbildung 20 verdeutlicht den wesentlichen Einfluss der Biegesteifigkeit der verwendeten Außenhaut auf das Verformungsverhalten des Rutschkörpers. Diese vorhandene Biegesteifigkeit ermöglicht es den Gittern, Biegemomente bis zu einem Grenzwert aufzunehmen (AUER, 2015).

3. Biegefestigkeit von festen und hohlen Profilen

Bei der Biegefestigkeit handelt es sich um eine Materialkonstante für spröde Werkstoffe, die jenen Widerstand beschreibt, den ein Bauteil einer plastischen Verformung durch Biegung entgegensetzt. Da es sich dabei um einen statisch und mechanisch sehr wichtigen Grenzwert handelt, sollte die Biegefestigkeit in den Datenblättern des verwendeten Produktes vorhanden sein.

3.1 Allgemeine Definition der Biegefestigkeit und Biegesteifigkeit

Die Biegung gehört neben Zug, Druck, Torsion und Schub zu den Grundbelastungsarten in der Festigkeitslehre (LÄPPLE, 2016). Kommt es in der Randfaser eines Bauteils durch ein einwirkendes Moment zu einer Zug- oder Druckspannung, die einen Bruch oder plastische Verformung zur Folge hat, so spricht man von Biegefestigkeit (ISSLER, RUOß, & HÄFELE, 1995).

In der Literatur findet sich häufig auch folgende Formel für die Bestimmung der Biegefestigkeit von rechteckigen Körpern:

$$\sigma_f = \frac{3 \cdot F \cdot l}{2 \cdot b \cdot h^2}. \quad (4)$$

Während im Nenner die maximale Kraft F und der Abstand der Widerlager l einen Einfluss haben, so spielen im Zähler die Breite des Probekörpers b und die Höhe des Probekörpers h eine wesentliche Rolle. Um diese Art der Berechnung durchzuführen, muss allerdings zuerst ein Biegeversuch gemacht werden, um die maximale Kraft zu bestimmen (JARKAS, 2007).

In der Technischen Mechanik werden die Begriffe Biegefestigkeit und Biegesteifigkeit oft verwechselt oder gar gleichgestellt. Dabei handelt es sich bei beiden Parametern um unterschiedliche Eigenschaften. Die Biegefestigkeit beschreibt das Maß für die verträgliche Beanspruchung eines Werkstoffes und ist somit ein Grenzwert, der zumeist in Datenblättern zu finden ist. Im Gegensatz dazu ist die Steifigkeit einerseits von der Elastizität eines Materials, aber andererseits auch von Geometrie der Konstruktion abhängig. Dabei spielen speziell die geometrische Form und die Querschnittsfläche eine wesentliche Rolle. Die Biegesteifigkeit lässt sich aus dem Produkt des E-Moduls und des Flächenträgheitsmoments ermitteln und wird in $\text{N} \cdot \text{mm}^2$ angegeben. Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Steifigkeit in keiner Abhängigkeit zur Festigkeit steht (MASCHINENBAU-WISSEN.DE, n.d.).

3.2 Biegefestigkeit, Flächenträgheitsmoment und Widerstandsmoment

Betrachtet man eine Belastung aus reinem Zug oder Druck, so lässt sich feststellen, dass nur die Größe des betrachteten Querschnitts einen Einfluss auf den entgegengesetzten Widerstand hat. Im Gegensatz dazu hat bei Biegebeanspruchung auch die Form des Querschnitts einen wesentlichen Einfluss. Daher verwendet man die Flächenmomente, um unterschiedliche geometrische Kennwerte der Fläche im Querschnitt zu definieren. Aus diesem Grund sind Flächenmomente 1. und 2. Ordnung ein wesentlicher Bestandteil für die Ermittlungen des Widerstandsmoments (HOLZMANN, MEYER, & SCHUMPICH, 2012).

Da es sich bei der zu untersuchenden dreidimensionalen Stahlgittermatte nicht um einen einfachen rechteckigen Querschnitt handelt, sondern um ein komplexes System aus mehreren Teilflächen, muss man diese für die Bestimmung des kompletten Trägheitsmoments verknüpfen. Dies erfolgt mittels Satz von Steiner, der eine Ermittlung des Flächenträgheitsmoments 2. Ordnung für beliebige Grundkörper mit frei zusammengesetzten Elementen ermöglicht. Dabei wird der gesamte Körper zuerst in sinnvolle Einzelquerschnitte zerlegt, von denen das zugehörige axiale Flächenmoment bekannt ist. Danach können zu diesen separaten Teilflächen die Steiner- Anteile hinzugefügt werden. Diese bestehen aus der Einzelfläche selber und dem Abstand der Schwerpunktachse des Einzelquerschnitts zur Schwerpunktachse des gesamten Systems. Am Ende kommt es zu einer Summierung der einzelnen Trägheitsmomente inklusive Steiner- Anteil, um das endgültige Flächenträgheitsmoment 2. Ordnung für den kompletten Körper zu erhalten. Im Zuge dieser Arbeit wird folgende, auch in der Literatur häufig vorkommende Formel verwendet:

$$I_{ys} = I_y + a^2 * A \quad (5)$$

Dabei entspricht I_{ys} dem axialen Flächenmoment bezogen auf die Hauptschwerpunktachse, I_y dem Flächenträgheitsmoment der Teilfläche, a dem Abstand zwischen der Achse des Gesamtschwerpunkts und der Achse des Teilschwerpunkts sowie der Teilquerschnittsfläche A (LÄPPLE, 2016).

Nimmt man an, dass sich in den dreidimensionalen Stahlgittermatten bei Belastung durch ein Biegemoment ein linearer Spannungsverlauf ergibt, so treten die maximalen Spannungen im Zug- und Druckbereich am äußeren Rand auf:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_b}{I_y} * z_{\max} \quad (6)$$

Dies lässt sich durch den größten Abstand zur neutralen Faser erklären.

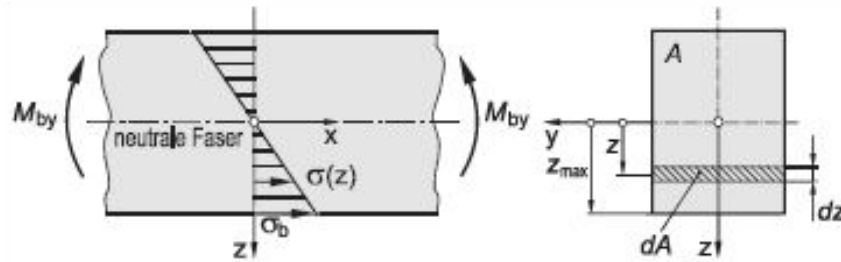


Abbildung 22: Linearer Spannungsverlauf in einem Balken (LÄPPLE, 2016)

Da man üblicherweise den Nachweis an der Stelle mit der größten Spannung durchführt, kann das Verhältnis zwischen Flächenträgheitsmoment 2. Ordnung und maximalen Abstand auch als axiales Widerstandsmoment ausgedrückt werden:

$$W_b = \frac{I_y}{z_{\max}} \quad (7)$$

Erwähnt sei noch, dass es im Gegensatz zu den axialen Flächenmomenten beim Widerstandsmoment nicht erlaubt ist, diese einfach zu addieren oder subtrahieren.

Geht man nun davon aus, dass die im Zuge dieser Arbeit zu ermittelnde Biegefestigkeit der maximalen Randfaserspannung im Moment des Bruchs entspricht, so lässt sich folgender Zusammenhang laut (LÄPPLE, 2016) für die maximale Biegefestigkeit bei gerader Biegung als Formel darstellen:

$$\sigma_b = \frac{M_b}{W_b} \quad (8)$$

3.3 Biegesteifigkeit von Voll- und Hohlprofilen

Da die Steifigkeit von der Elastizität und der Geometrie des Bauteils abhängig ist, kann zur Ermittlung das Produkt von E-Modul und Flächenträgheitsmoment herangezogen werden.

Der Elastizitätsmodul ist ein Materialkennwert, der bei linear-elastischem Verhalten den proportionalen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung beschreibt.

Da sich auch für jeden beliebigen Körper das Trägheitsmoment bestimmen lässt, kann man dadurch für Voll- und Hohlprofile die wirksame Biegesteifigkeit einfach ermitteln.

Daher ist es auch ohne weiteres möglich, die Biegesteifigkeit für eine leere Stahlgittermatte zu berechnen. Interessant ist jedoch, die vorhandene Wirkung des befüllten Gitters zu kennen.

Da sich aufgrund der lose gelagerten Steine kein korrektes Flächenträgheitsmoment ermitteln lässt, ist die rechnerische Bestimmung der Steifigkeit für verfüllte Stahlgittermatten, trotz Literaturrecherche, bisher nicht möglich und eine Ermittlung durch Versuche unumgänglich.

3.4 Biegesteifigkeit von Verbundkonstruktionen

Die Biegesteifigkeiten von Verbundkonstruktionen setzen sich aus den Eigenbiegesteifigkeiten der Deckschichten, des Kernes sowie den Steiner'schen Anteilen zusammen, welche unter Berücksichtigung des Verschiebungssatzes den beiden Deckschichten beizumessen sind.

Unter der Annahme von linear elastischem Materialverhalten, homogenen isotropen Kernmaterials und symmetrischer Deckschicht lässt sich die gesamt wirkende Biegesteifigkeit aus der Summe der einzelnen Steifigkeiten berechnen (ETH-ZÜRICH, 2015).

$$D = \int E b z^2 dz = \frac{E_D * b t_D^3}{6} + \frac{E_D * d^2 * b t_D}{2} + \frac{E_K * b t_K^3}{12} = D_D + D_0 + D_K \quad (9)$$

$\frac{E_D * b t_D^3}{6}$ steht für die Eigenbiegesteifigkeit D_D der Deckschichten

$\frac{E_D * d^2 * b t_D}{2}$ beschreibt den Steineranteil D_0 der Deckschichten

$\frac{E_K * b t_K^3}{12}$ ergibt die Eigenbiegesteifigkeit des Kernes

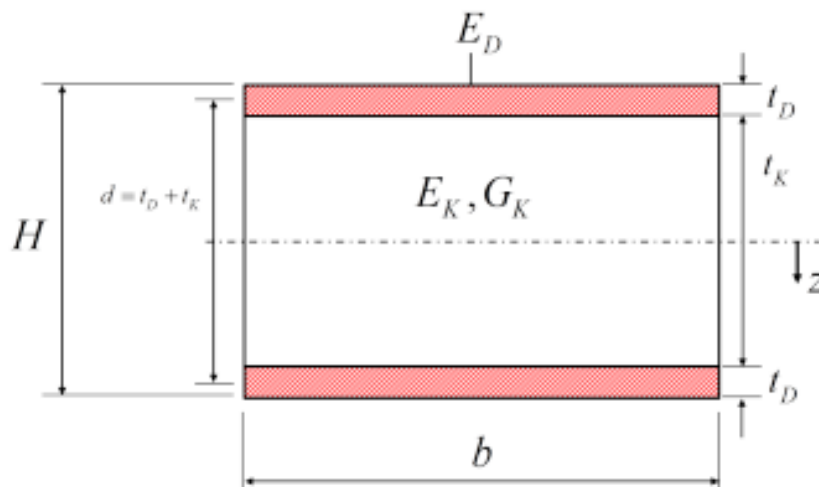


Abbildung 23: Berechnungsverfahren bei Verbundkonstruktionen (ETH-ZÜRICH, 2015)

3.5 Ermittlungsverfahren der Biegefestigkeiten für leere und volle Hohlprofile

Das gängigste Verfahren für die Ermittlung der Biegefestigkeit ist der Biegeversuch. Dabei handelt es sich um einen einachsigen Verformungsversuch mit inhomogener Spannungs- und Dehnungsverteilung über der Biegehöhe. Dabei werden meist die zu testenden Profile auf zwei Auflager gelegt und, entweder in der Mitte durch eine Einzelkraft (3-Punkt-Biegung) oder in der Mitte durch zwei Einzelkräfte, die in den drittel Punkten angreifen (4-Punkt-Biegung) belastet. In beiden Fällen kommt es zu einer Dehnung an der unteren Seite und zu einer Stauchung an der oberen Seite der Probe.

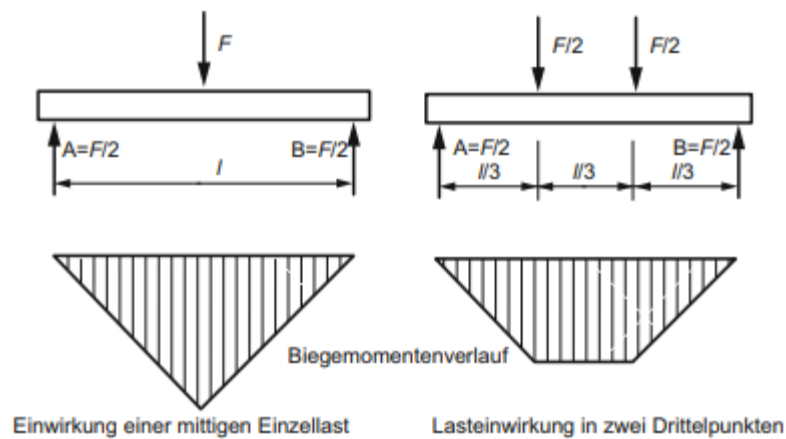


Abbildung 24: Versuchsanordnung für die Biegeprüfung (NEROTH & VOLLENSCHAAR, 2011)

Bei einer Einzellast tritt der Bruch unabhängig von den üblichen Festigkeitsschwankungen innerhalb eines Probekörpers nur in der Mitte des Probekörpers an der Stelle des Maximalmomentes auf. Bei der Lasteinwirkung in zwei Drittelpunkten sind die Spannungen im mittleren Drittel des Probekalkens gleich groß; der Bruch wird in diesem Bereich an der schwächsten Stelle erfolgen. Die auf diese Weise ermittelte Biegezugfestigkeit kann zwar bis zu ca. 30 Prozent geringer sein als bei einer Einzellast, sie ist aber statistisch genauer und besser reproduzierbar.

Die Biegefestigkeit ist die am Balken auf zwei Stützen ermittelte maximal aufnehmbare Biegezugspannung; sie errechnet sich aus dem maximalen Biegemoment M_B und dem Widerstandsmoment W_B nach Formel (8). Aus dem Hookeschen Bereich des Spannungs-Dehnungsdiagramms lässt sich nach (NEROTH & VOLLENSCHAAR, 2011) zusätzlich der Elastizitätsmodul mit folgender Formel berechnen:

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z} \quad (10)$$

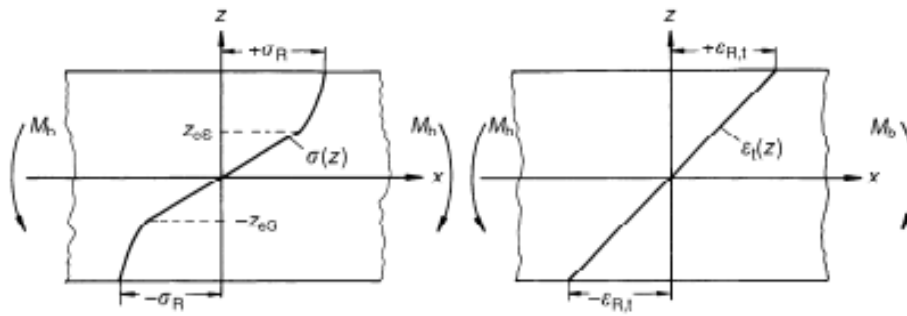


Abbildung 25: Spannungs- und Dehnungsverteilung über die Biegehöhe (NEROTH & VOLLENSCHAAR, 2011)

Die genaue Durchführung dieser Biegeversuche für metallische Werkstoffe ist in der internationalen Norm DIN EN ISO 7438:2016 festgelegt. Diese Norm legt das Verfahren zur Bestimmung der plastischen Verformbarkeit metallischer Werkstoffe im Biegeversuch fest. Diese Norm wird für Proben verwendet, die von metallischen Erzeugnissen unter Einhaltung vorgegebenen Werkstoffnormen entnommen werden. Allerdings ist diese Norm für besondere Werkstoffe oder Produkte wie zum Beispiel Rohrabschnitte oder Schweißverbindungen nicht gültig.

3.6 Ermittlung der Biegefestigkeit für KRISMER Gitter

Der Eurocode 7 (DIN EN 1997) legt die Normen für Entwürfe, Berechnungen und Bemessungen in der Geotechnik fest. Allerdings finden sich bisher keine speziellen Methoden zur Bestimmung der Biegefestigkeit solcher dreidimensionalen, mit Steinen verfüllten Stahlgittermatten. Da auch die Anwendung eines genormten Biegeversuchs (DIN EN ISO 7438:2016) nicht zielführend ist, wurde eine speziell angepasste Versuchsanordnung zur Bestimmung der Biegesteifigkeit entworfen.

Wesentlicher Unterschied zur klassischen Durchführung bei Biegeversuchen besteht darin, dass die Probe nicht auf Druck, sondern auf Zug belastet wird. Zusätzlich entsteht durch die veränderte Einspannung, im Gegensatz zum genormten Versuch, ein Spielraum bei den Auflagern, der mit einem Korrekturfaktor von 0,5 cm berücksichtigt werden muss. Diese zwei Parameter wurden verändert, um einen realitätsgetreuen Versuchsaufbau zu ermöglichen. Das statische System des entwickelten Versuches kann man sich als umgekehrten Biegeversuch vorstellen.

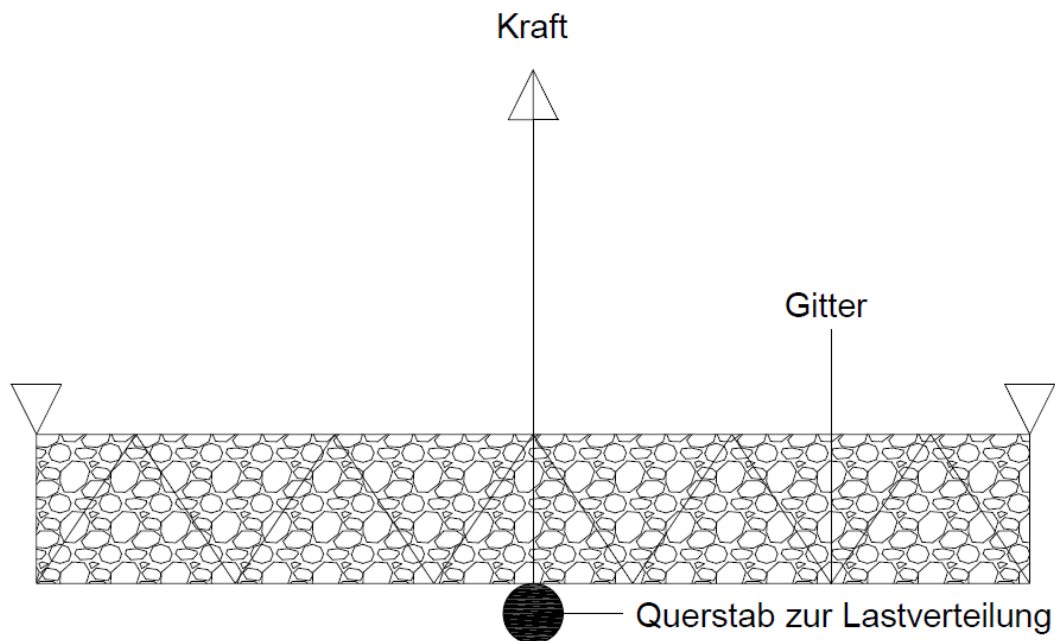


Abbildung 26: Statisches System des Biegeversuches

Abbildung 27 zeigt ein eingebautes Gitter in der Natur, um zu veranschaulichen, dass der Versuchsaufbau genau die Beanspruchungen in der Realität wiedergibt. Die eingebauten Bodennägel entsprechen den Auflagern im Versuch. Der Querstab zur Lastaufbringung und Verteilung soll die resultierende Zugbeanspruchung aus dem Eigengewicht des Gleitkörpers bewirken.

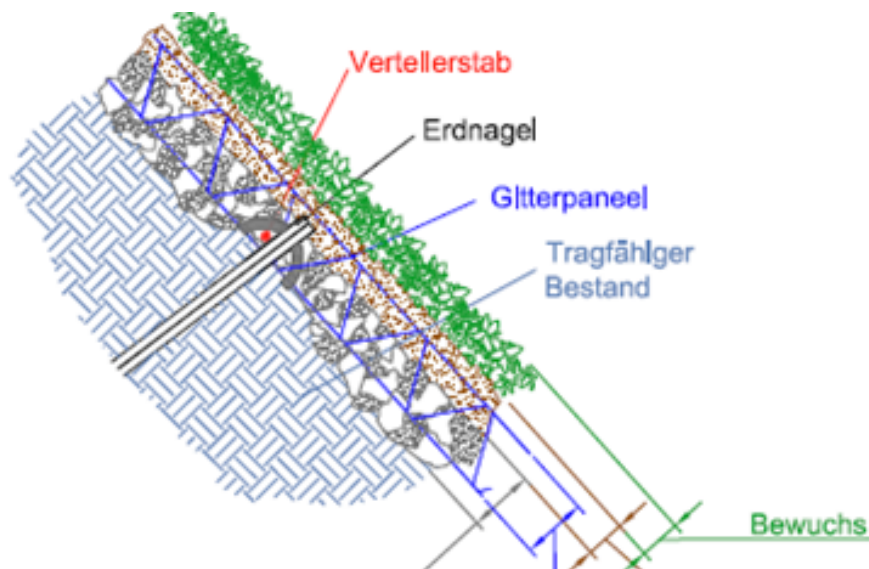


Abbildung 27: Veranschaulichung der Belastung in der Praxis

4. Versuchsdurchführung

Alle Tests fanden in den Monaten Jänner bis März 2018 im Geotechnischen Labor an der Universität für Bodenkultur in Wien statt.

4.1. Versuchsgerät und Software

Für die Durchführung der Versuche wurde eine elektronische Druck- und Zugprüfpresse der Firma Schenk-Trebel verwendet. Mit diesem Modell können sowohl Zug- und Druckversuche, als auch Biegeversuche durchgeführt werden. Weiters können diese Versuche an unterschiedlichen Materialien wie Holz, Stahl, Gummi oder anderen Baustoffen absolviert werden.

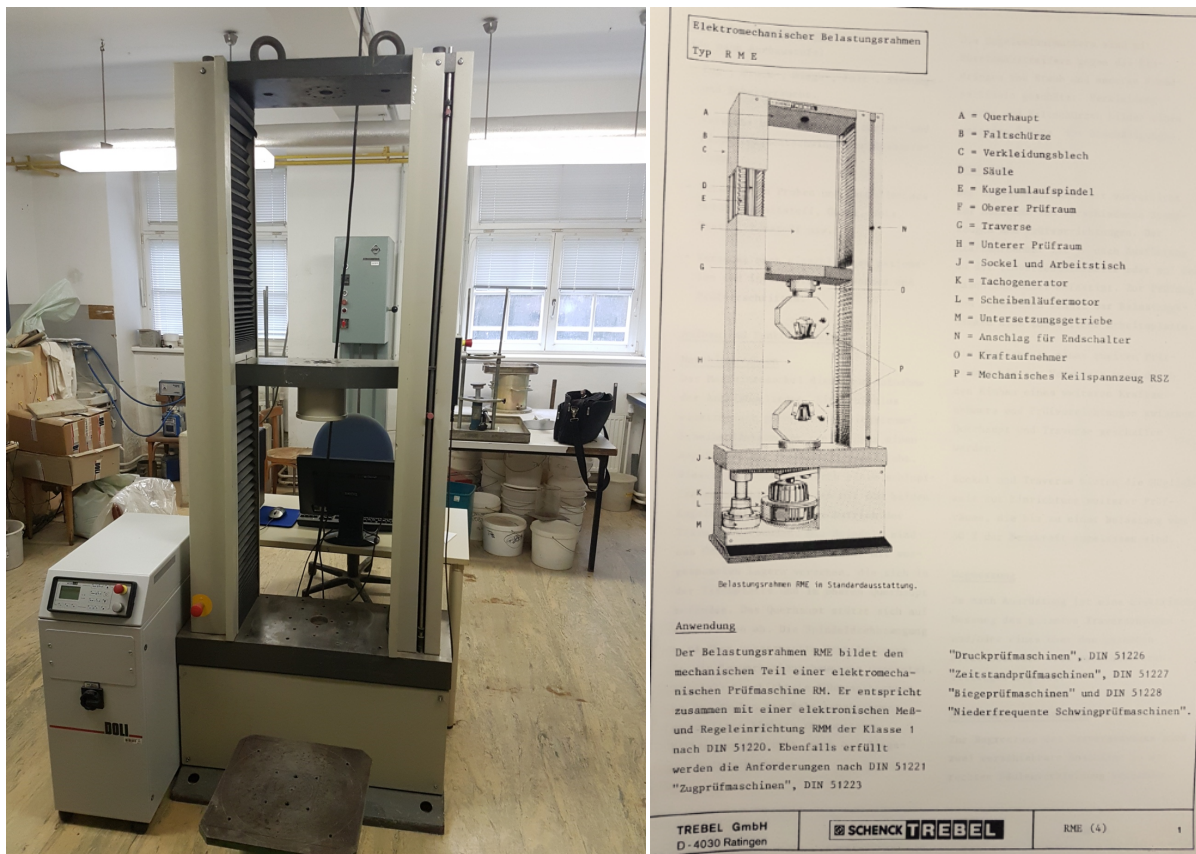


Abbildung 28: Zug-Druckprüfpresse der Firma Schenk-Trebel

Belastungsrahmen und Traverse der Firma Schenk-Trebel:

Der Maschinensockel dient zur Aufnahme der Antriebsglieder. Das Getriebe ist durch einen schlupffreien Umschlingantrieb mit den Kugelumlaufspindeln zum Antrieb der Traverse verbunden. Das Querhaupt stützt sich auf vier Säulen ab. Die Spindeldrehbewegung wird über vorgespannte Doppelmuttern in die Traversenlängsbewegung umgesetzt. Verkleidungsbleche und Faltschütze dienen zum Schutz vor Beschädigungen der Maschine und Eindringen von Schmutz. Der Belastungsrahmen ist vorbereitet zur Installation unterschiedlicher Prüfeinrichtungen. Er benötigt bei der Aufstellung keine speziellen Fundamente. Zur Begrenzung des Traversenwegs sind zwei bewegliche Anschläge in der rechten Säulenverkleidung vorhanden. Führt die Traverse gegen einen dieser Anschläge, wird der Endschalter ausgelöst und der Antrieb gestoppt. Aus diesem Grund mussten die Anschläge für den Einbau der Versuche bis auf das tiefste Minimum verschoben werden, um die Prüfkörper mit der Traverse kraftschlüssig zu verbinden.

Kraftmessdose Typ PM 100 K der Firma Schenk:

Diese dauerfesten Präzisions-Kraftaufnehmer sind speziell für den Einsatz bei Werkstoff- und Bauteiluntersuchungen entwickelt. Sie bilden mit den passenden Messverstärkern ein hochgenaues Messsystem für statische und dynamische Zug- und Druckkräfte. Der Kraftaufnehmer PM 100 K ist auf eine maximale Kraft von 100 kN ausgelegt und arbeitet nach dem Ringtorsionsprinzip.

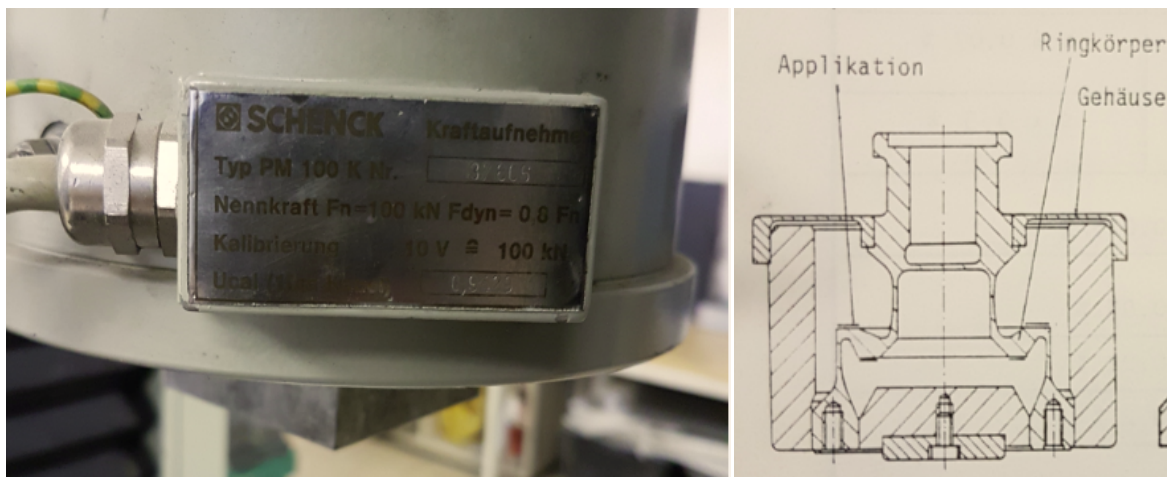


Abbildung 29: Kraftmessdose der Firma Schenk

Ansteuerung Doli EDC 580 RMC1:

Der EDC 580 wurde für die Regelung und Messtechnik sowohl statischer als auch dynamischer Prüfmaschinen entwickelt. Die Einheit eignet sich für Spindelprüfmaschinen mit speziell angepassten Kraftverstärkern für Servomotoren, Spindelprüfmaschinen mit beliebigem Kraftverstärker oder hydraulische Prüfmaschinen. Dabei ist eine Ansteuerung der Prüfmaschine sowohl kraftgesteuert als auch weggesteuert möglich. Bei der Steuereinheit ist zusätzlich noch die „handheld“ Fernbedienung RMC7 dabei. Diese dient zur genauen Einrichtung der Traverse zu Beginn der Versuche und erlaubt Bewegungen im Mikrometerbereich.



Abbildung 30: Ansteuerung der Firma Doli

Software Test&Motion der Firma Doli:

Bei dieser Prüfsoftware handelt es sich um das standardmäßige Programm der Firma Doli. Sie dient zur digitalen Steuerung und zur Programmierung der gewünschten Versuche.

Dabei sind die Standardprogramme Zug- und Druckversuche, 3-Punkt-Biegeversuch, oder „Freie Programmierung“ inkludiert. Für die statistische Auswertung können folgende Parameter angegeben werden: Probenanzahl, Einzelwerte, Minimal-/Maximalwert, Standardabweichung, Varianz, Mittelwert und alternativ Medianwert. Ein weiterer Vorteil dieser Software ist die Möglichkeit der graphischen Auswertung sowie die Kompatibilität mit Programmen wie Word und Excel.

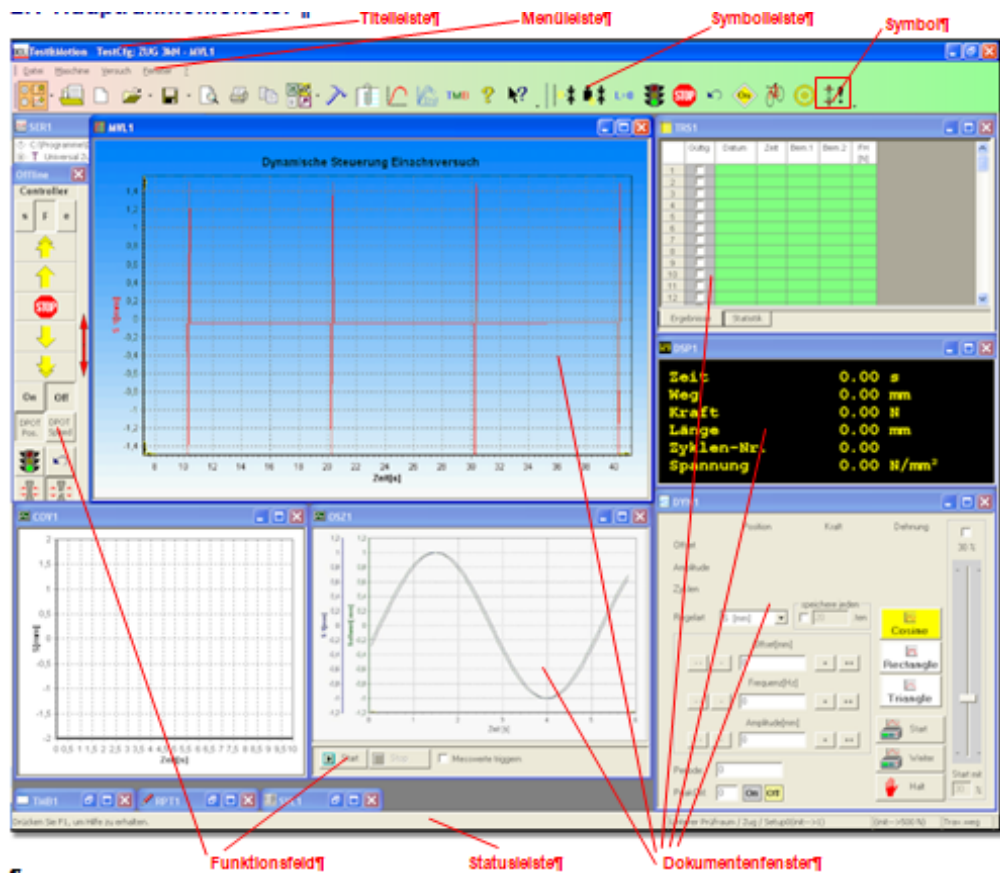


Abbildung 31: Programmoberfläche Test&Motion

4.2 Versuchsaufbau

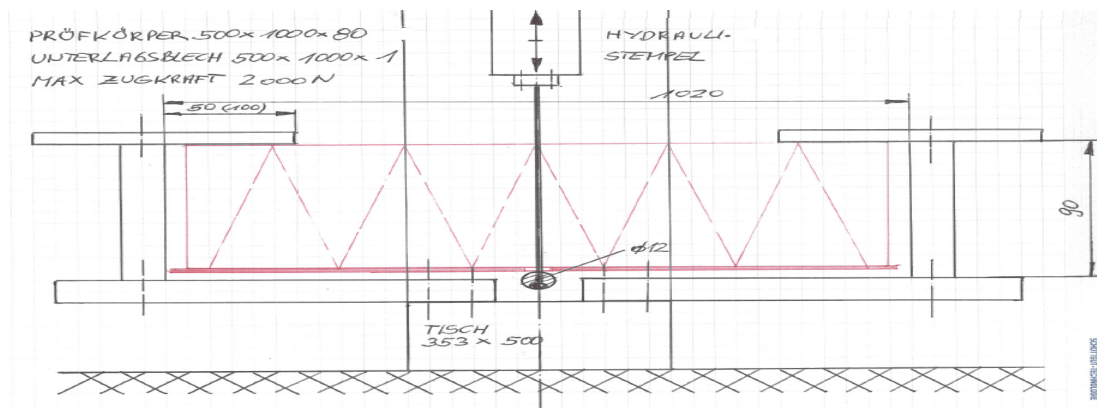


Abbildung 32: Systemskizze Versuchsaufbau

Wesentliche Anforderung an die Durchführung der Versuche war eine möglichst dem System KRISMER nahekommende Simulation der Belastung. Aus diesem Grund wurde von Beginn an festgelegt, dass umgekehrte Drei-Punkt-Biegeversuche durchgeführt werden, bei denen die aufgebrachte Kraft als Zugbelastung mittels Linienlast an der unteren Seite der Probe angreifen soll. Dadurch soll die Wirkung der Nägel am besten simuliert werden. Um die spätere Auswertung zu vereinfachen, wurden die Abmessungen des Testkörpers auf 1 m x 0,5 m definiert.

Ausgehend von diesen Anforderungen und den Abmessungen der Prüfmaschine war daher eine zusätzliche Konstruktion auf dem Versuchsgerät unumgänglich. Dazu war es einerseits nötig, ein passendes Auflager für den Probanden zu entwickeln und andererseits eine möglichst schlupfarme Verbindung zwischen dem Stempel der Presse und der als Linienlast wirkenden Stahlstange an der unteren Seite des Gitters herzustellen.

4.2.1 Auflager und Kraftübertragung

Auflager:

Als sinnvollste Variante stellte sich die Konstruktion der seitlichen Auflager aus Aluminium heraus. Diese können direkt am Tisch kraftschlüssig mit der Presse montiert werden und bieten zusätzlich eine flexible Einstellung der Auflager von fünf bis zehn Zentimetern.

Erste Aufgabe dabei war es, Detailpläne für die benötigten Einzelteile der Konstruktion zu zeichnen. Anhand Abbildung 33 lässt sich an den Langlöchern die flexible Einstellung der Anfertigung erkennen.

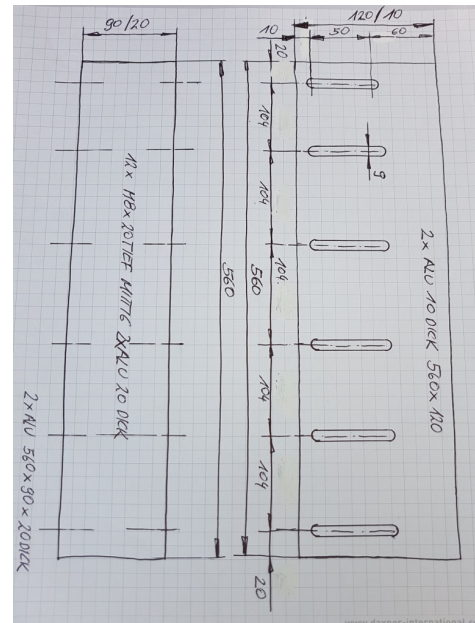
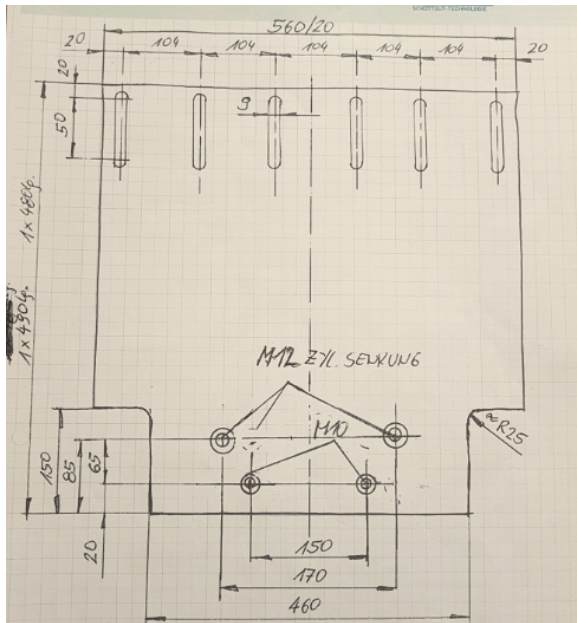


Abbildung 33: Fertigungspläne für die Auflager

Verbindungsstück:

Anhand der Systemskizze für den Versuchsaufbau lässt sich erkennen, dass man eine passende Kraftübertragung zwischen der quer zur Probe liegenden Linienlast und dem hydraulischen Stempel benötigt. Da das als Linienlast wirkende T-Stück nach dem Einlegen des Gitters nicht mehr verdreht werden kann, wurden zwei unterschiedliche Verbindungen entwickelt und verwendet. Erste Lösung war die Verbindung mittels Kolben der an der oberen und unteren Seite jeweils ein gegengleiches Gewinde hatte und somit als Verbindung eingeschraubt wurde. Zu Beginn der Versuche stellte sich allerdings schnell heraus, dass sich das Gewinde rasch abnutzte und nach dem zweiten Versuch nicht mehr funktionierte. Daher wurde eine verbesserte Lösung mittels Steckkupplung gefunden, die bis zum letzten Versuch ohne Probleme im Einsatz war.

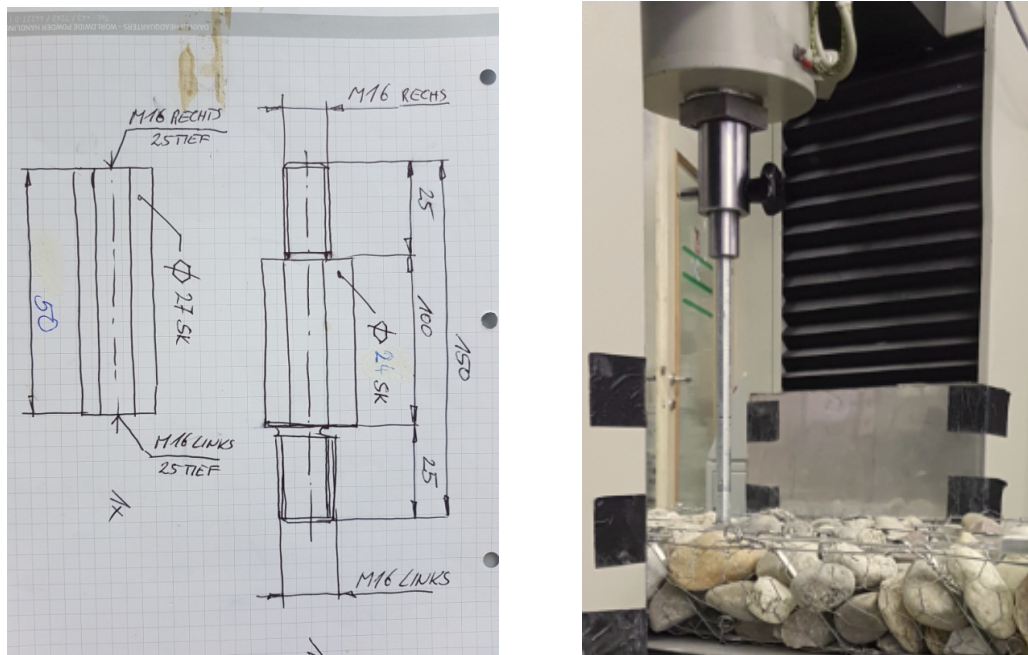


Abbildung 34: links Bild: links/rechts Gewinde; rechtes Bild: Steckkupplung

Nach Fertigstellung der benötigten Bauteile wurden diese im Labor des Instituts für Geotechnik an der Universität für Bodenkultur eingebaut.

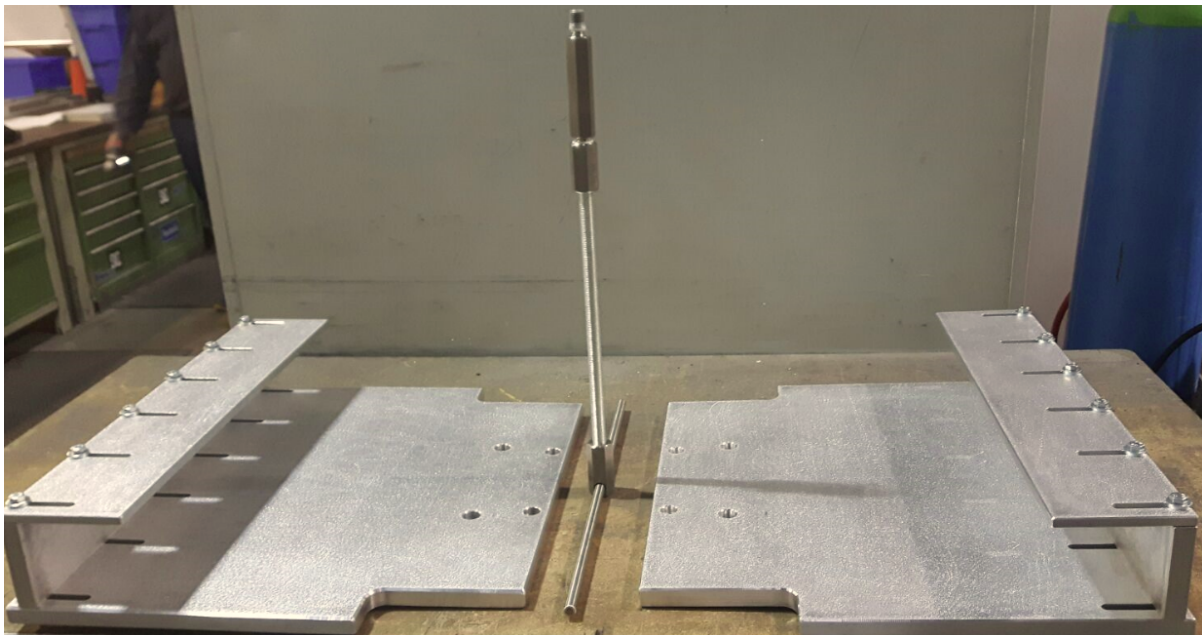


Abbildung 35: Konstruktion für Auflager, Lastaufbringung und Lastübertragung

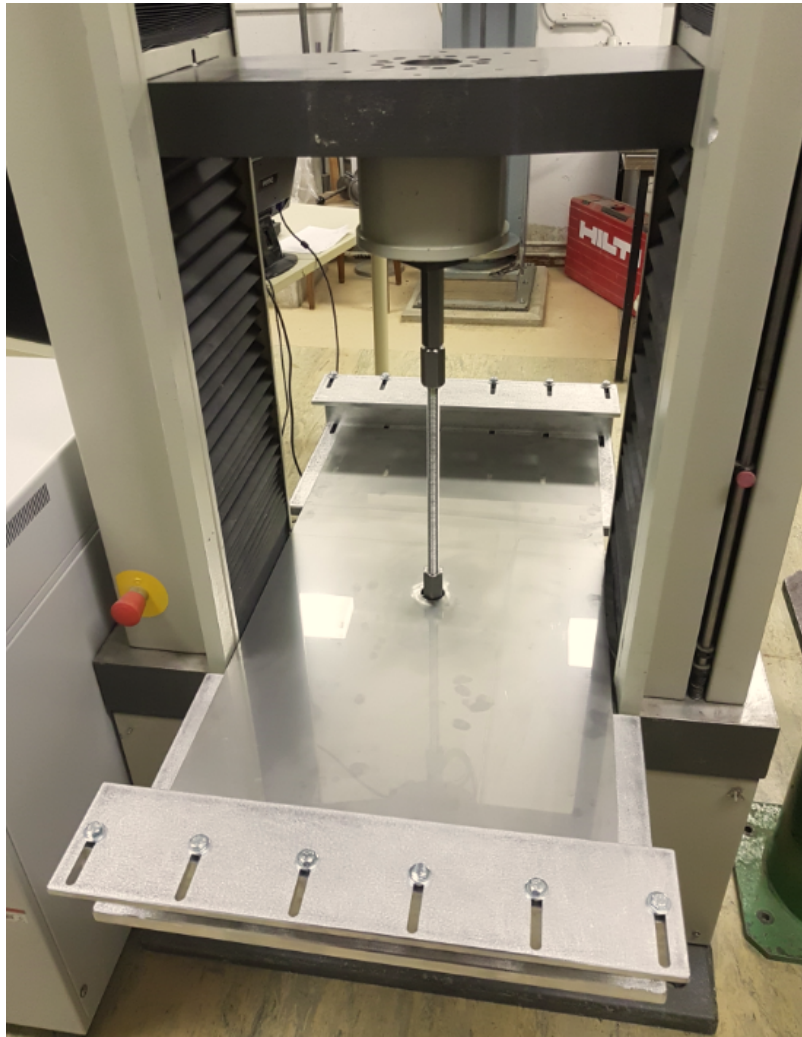


Abbildung 36: Fertiger Versuchsaufbau mit links/rechts Gewinde

4.2.2 Füllmaterial

Im Zuge dieser Masterarbeit sollen drei unterschiedliche Füllmaterialien und deren Einfluss auf den Elastizitätsmodul der biegesteifen Stahlgittermatten ermittelt werden.

- KRISMER Kantkorn 32/63:

Dabei handelt es sich um das standardmäßige Füllmaterial der Firma KRISMER. Für die Versuche wird ein gebrochener Schotter, bestehend aus dolomitischem Kalkstein, aus dem Steinbruch der Firma Rohrdorfer in Markgrafneusiedl verwendet (100 kg). Dolomitischer Kalkstein definiert sich durch einen Dolomitgehalt kleiner 90 Prozent. Da es im Labor beim durchgeführten Salzsäuretest zu starker Schaumbildung gekommen ist, bestätigen sich die Angaben aus dem Datenblatt. Der E-Modul ist mit etwa 80 N/mm² anzusetzen. Laut Vorgabe beträgt die Siebweite 32 mm bis 63 mm. Positive Eigenschaften dieser Körnung sind unter anderem die hohe Standfestigkeit und eine gute Verschleißfestigkeit. Dies ist auf die Verzahnung der Kantkörner zurück zu führen. Dadurch ist eine höhere Standsicherheit und Festigkeit in Kombination mit dem System KRISMER garantiert.

- Rundkorn 32/63:

Auch das verwendete Rundkorn wurde von der Firma Rohrdorfer zu Verfügung gestellt. Dazu wurden 100 kg silikatischer Kies mit den Hauptbestandteilen Quarz und Sandstein aus der Kiesgrube in Bad Deutschaltenburg geliefert. Der E-Modul ist mit etwa 20 – 70 N/mm² anzusetzen. Rundkorn mit einer Sieblinie zwischen 32 mm und 63 mm wird häufig als Drainage oder Filtermaterial eingesetzt. Auch der Einbau als Frostschutzschicht wird praktiziert. Im Zuge dieser Arbeit soll die Gesteinskörnung als vergleichendes Füllmaterial zum Kantkorn der Firma KRISMER dienen. Auch hier wurden die Angaben aus der Produktbeschreibung mittels Salzsäuretest erfolgreich überprüft. Da es sich um silikatisches Material handelt, kam es zu keinem Aufschäumen an der Bruchfläche.

- ÖBB 16/32:

Für den Einsatz von Schotter im Oberbau gibt es strenge Vorgaben der Österreichischen Bundesbahnen. Diese Anforderungen sind der ÖNORM EN 13450 sowie der ÖNORM B 3133 nachzulesen. Petrografisch gesehen handelt es sich dabei um dasselbe Material wie beim Kantkorn. Wesentlicher Unterschied dabei ist nur die veränderte Korngrößenverteilung von 32/63 auf 16/32.

Folgende Tabelle soll einen Überblick über das benötigte Material geben. Detaillierte Parameter der einzelnen Körnungen sind in den Datenblättern des Anhangs zu finden.

Prüfkörper	Länge	Breite	Höhe	Volumen	Rohdichte	Masse
Kantkorn 32/63	100 cm	50 cm	8 cm	35dm ³	2,76 – 2,82 Mg/m ³	~50 kg
Rundkorn 32/63	100 cm	50 cm	8 cm	35dm ³	2,60 – 2,66 Mg/m ³	~54 kg
ÖBB - Gleisschotter	100 cm	50 cm	8 cm	35dm ³	2,76 – 2,82 Mg/m ³	~50 kg

Tabelle 1: Materialübersicht

4.3 Versuchsdurchführung

Das folgende Kapitel beschreibt die Programmierung und Durchführung der Versuche zur Untersuchung und Berechnung der vorhandenen Elastizitätsmodule.

4.3.1 Vorbereitende Arbeiten

Bevor die eigentliche Prüfung der leeren und verfüllten Stahlgitter beginnen konnte, war es nötig, die Paneele für den jeweiligen Versuch vorzubereiten. Dazu gab es drei unterschiedliche Möglichkeiten der Ausführung.

Testung des leeren Gitters ohne Bodenblech:

Bei diesem Versuch (Versuch 2) wurde nur das leere Gitter ohne Bodenblech und Füllung in die Prüfmaschine eingespannt. Dazu musste zuerst das Stahlpaneel zugeschnitten werden und konnte danach direkt in den Versuchsaufbau eingespannt werden.



Abbildung 37: Versuchsaufbau für ein Gitter ohne Füllung und Bodenblech

Test der leeren Gitter mit Bodenblech:

Alle anderen Versuche der nicht befüllten Gitter wurden mit einem zusätzlichen Bodenblech durchgeführt. Dieses Blech hat die Aufgabe, die nach unten fallenden Steine aufzuhalten, so wie es der Boden in der Natur macht. Dabei musste man darauf achten, dass man vor dem Gitter das Blech einbaut. Erst danach war es möglich, die Einspannung endgültig zu fixieren. Es war auch hier nötig, die Probe im Vorhinein auf die passende Größe zuzuschneiden.

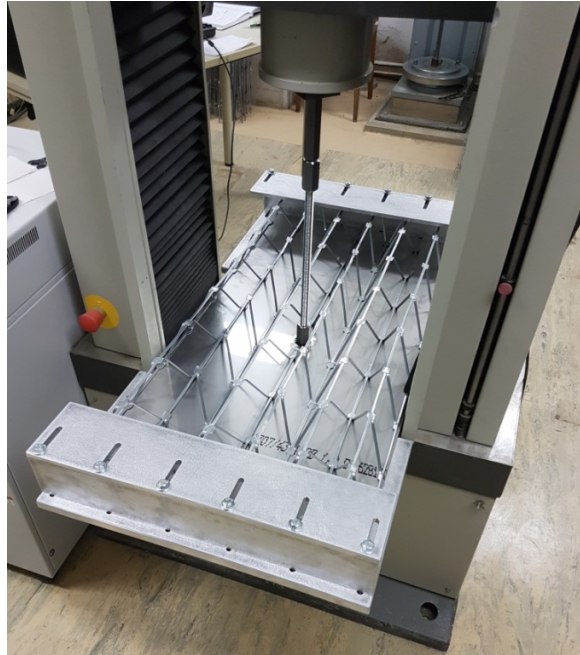


Abbildung 38: Versuchsaufbau für ein Gitter ohne Füllung mit Bodenblech

Test der verfüllten Gitter:

Bei dieser Variante der Versuche gab es die intensivsten Vorbereitungsarbeiten. Zuerst musste die Probe seitlich mit einem engmaschigen Sechseckgeflecht, umgangssprachlich auch Hasengitter bezeichnet, und Schlingen befestigt werden, damit das Füllmaterial seitlich nicht herausfallen kann.



Abbildung 39: Vorbereitetes Gitter mit Hasennetz

Danach konnte die Stahlgittermatte inklusive Bodenblech in die Prüfmaschine eingebaut werden. Dabei war zu beachten, dass die Verbindung zwischen Stempel und Lasteinbringung genau in einem Winkel von 90° steht, um in späterer Folge eine schräge Belastung zu verhindern.

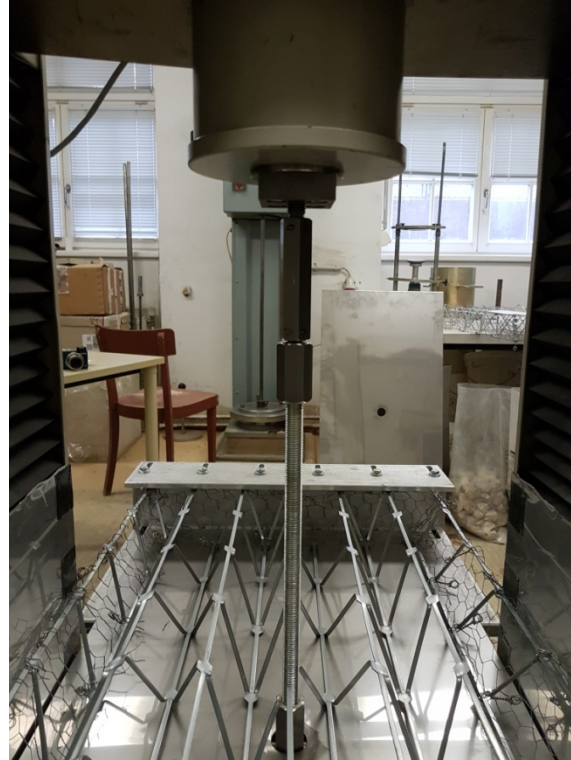


Abbildung 40: Vertikaler Einbau der Lastaufbringung

Beim letzten Schritt der Vorbereitung wurde die Probe mit dem im Vorhinein abgewogenen Material befüllt und die Auflager befestigt.

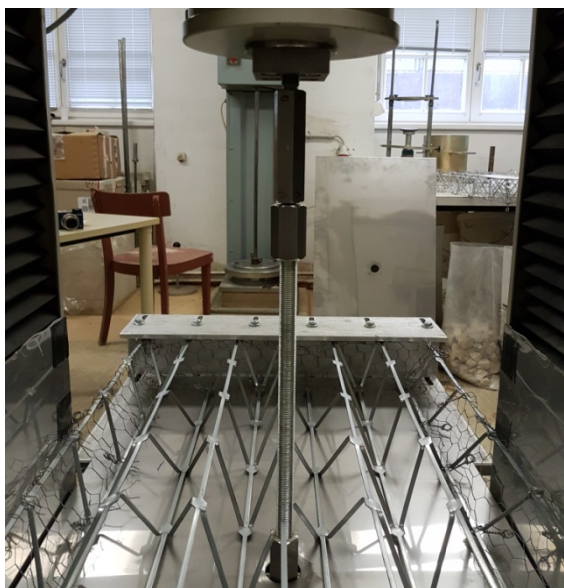


Abbildung 41: Vorbereitung für einen Versuch mit Füllmaterial

4.3.2 Versuchsablauf

Alle relevanten Arbeitsschritte, die nach den vorbereitenden Arbeiten für eine korrekte Durchführung notwendig waren, sind in der nachfolgenden Aufzählung beschrieben.

1. Verschieben der Belastungstraverse, damit die Anzeigewerte bei Kraft und Weg genullt sind, um eine korrekte Tarierung zu garantieren.



Abbildung 42: Kalibrierung vor Versuchsbeginn

2. Auswahl des Universal Zugversuchs als Grundeinstellung für alle Versuche.
3. Da die genaue Lage der Hookeschen Gerade vor Beginn der Versuche noch nicht bekannt war, wurden die Vorgaben der Eingabewerte aus dem Programm übernommen.
4. Im nächsten Schritt wurden die auszugebenden Ergebniswerte im Programm festgelegt.
5. Um die Ergebnisse den passenden Versuchen zuordnen zu können, wurden jeweils pro Test eine deutliche Bezeichnung und Chargennummer in die Software eingegeben.
6. Danach erfolgte die für jeden Versuch individuelle Eingabe der Abmessungen und des Gewichts.

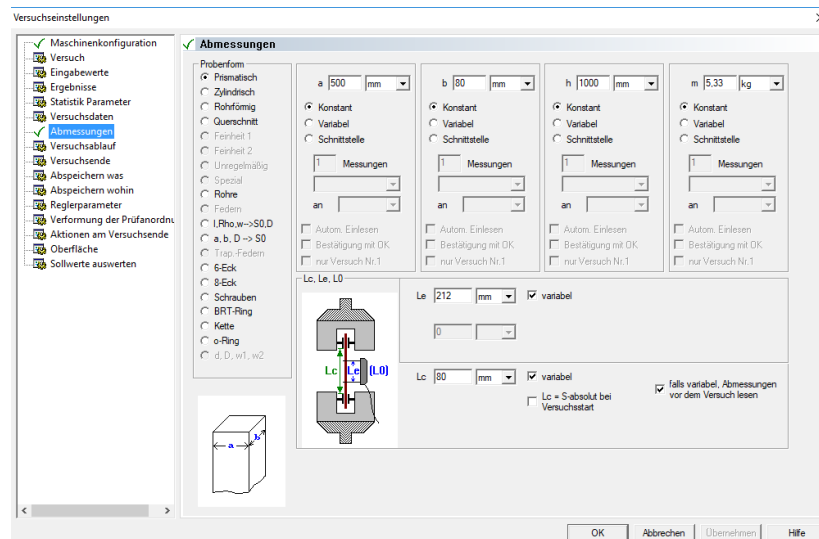


Abbildung 43: Abmessungen Versuch 12

7. Die Belastung aller Versuche wurde zuerst weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2 mm/min bis zu einem Umschaltunkt von 20 N durchgeführt. Danach folgte eine kraftgesteuerte Belastung mit 0,1 kN/s bis zum Ende. All diese vorgegebenen Werte wurden bei den Einstellungen zum Versuchsablauf eingegeben.

8. Als maximales Abbruchkriterium wurde für alle Versuche eine Hebung von 300 mm programmiert. Zur Sicherheit wurde zusätzlich die Möglichkeit genutzt, den Versuch bei einem Kraftabfall von 50 Prozent automatisch zu beenden. Dieses Kriterium ist allerdings bei keiner einzigen Testung aufgetreten.
9. Letzter Schritt vor Abschluss der Programmierung war die Festlegung eines passenden Speicherorts. Dieser befand sich direkt auf dem Rechner im Labor. Zusätzlich wurden alle Versuchsdaten täglich extern gesichert.
10. Danach konnte das vorher geschriebene Programm gestartet werden und die Belastung der Probe startete. Der Ablauf aller Versuche wurde digital mit Videos und Bildern begleitet. Dies diente vor allem zur Dokumentation von auftretenden Problemen.
11. Während der Versuche wurden stets die Verformungen der Gitter und der Kraftverlauf beobachtet, um Auffälligkeiten festzuhalten.

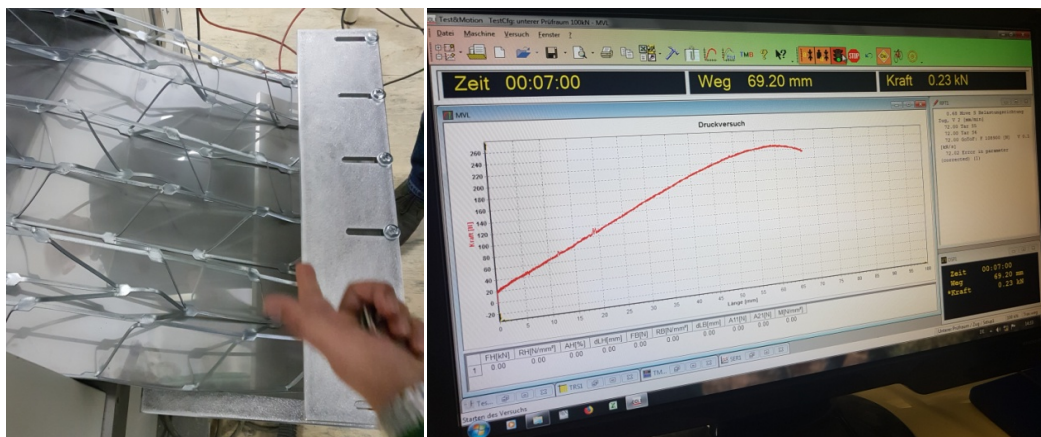


Abbildung 44: links: Knickstelle während dem Versuch; rechts: Kraftverlauf während dem Versuch

12. Nachdem das Bruchkriterium erreicht wurde, oder ein deutlicher Abfall der Kraft zu erkennen war, wurde der Versuch über die Steuersoftware beendet. Darauf folgte eine erste Begutachtung der noch eingebauten Gitter.
13. Bei den befüllten Proben musste danach das Füllmaterial vor dem Ausbau entfernt werden, bei den leeren Gittern war dieser Arbeitsschritt nicht notwendig.
14. Danach wurden vom ausgebauten Gitter der Stich und die Verkürzung (Abbildung 45) gemessen. Der Stich beschreibt die Hebung des Untergurts bezogen auf die Querschnittshöhe von 80 mm der Stahlgittermatte. Bei der Verkürzung handelt es sich um die negative Längenänderung der Probe bei einem Ausgangswert von 100 cm. Dabei war jedoch zu beachten, dass für den Stich ein Korrekturfaktor von 0,5 cm festgelegt wurde. Dies lässt sich auf den lichten Abstand zwischen Gitter und Einspannung während dem Versuch zurückführen. Zusätzlich wurde der lichte Abstand zwischen höchster Verformung und dem Obergurt gemessen, um eine nachträgliche Korrektur der

Eingabeparameter Le im Programm Test&Motion für die Dehnung zu ermöglichen. Für diesen Prozess wurde von der maximalen Hebung bei Abbruch des Versuchs die lichte Weite zwischen höchster Verformung und Obergurt subtrahiert. Dieser berechnete Wert konnte dann bei den Angaben zu den Abmessungen in das Feld für Le eingesetzt werden, um eine korrekte Darstellung der Dehnung in der Auswertung zu gewährleisten.

Versuch	Weg [mm]	lichter Abstand [mm]	Eingabewert Le [mm]
1	181,30	50	131,30
2	144,20	57	87,20
3	209,81	51	158,81
4	200,01	48	152,01
5	222,91	40	182,91
6	242,62	44	198,62
7	190,41	48	142,41
8	253,69	34	219,69
9	204,95	55	149,95
10	175,43	58	117,43
11	205,40	43	162,40
12	250,00	38	212,00
13	167,15	47	120,15
14	250,00	25	225,00
15	242,01	48	194,01
16	196,77	56	140,77
17	199,38	50	149,38

Tabelle 2: Ermittlung der Eingabewerte Le

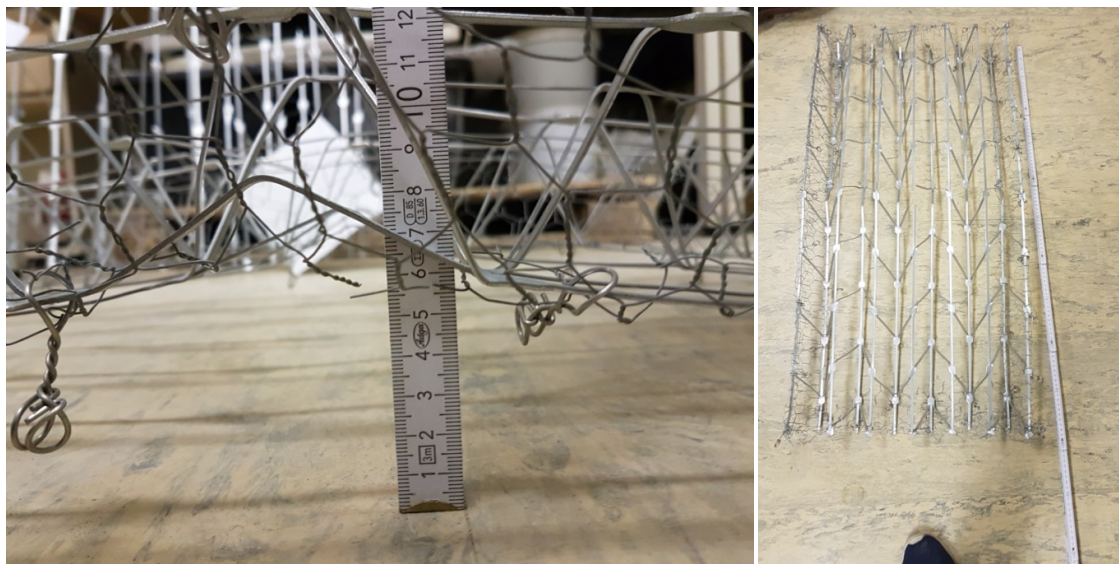


Abbildung 45: Messen von Stich und Verkürzung

- Nachdem alle relevanten Parameter auf einem Zettel notiert wurden, konnte dieser auf dem jeweiligen Gitter fixiert werden und der nächste Versuch nach demselben Schema von vorne beginnen.

4.3.3 Übersicht der einzelnen Versuche

Die nachstehende Aufzählung soll einen Überblick über alle durchgeführten Versuche geben und dessen Prüfparameter darstellen.

Versuch 1:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	10	KEINE	5,33

Versuch 2:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	NEN	5	KEINE	1,54

Versuch 3:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	KKK	51,39

Versuch 4:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	KKK	54,16

Versuch 5:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	RK	52,72

Versuch 6:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	RK	55,54

Versuch 7:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	RK	55,52

Versuch 8:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	10	RK	55,49

Versuch 9:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,6	JA	10	KKK	55,27

Versuch 10:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,6	JA	5	KKK	55,16

Versuch 11:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,6	JA	10	KEINE	5,51

Versuch 12:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	10	KEINE	5,33

Versuch 13:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	KEINE	5,35

Versuch 14:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,6	JA	10	KEINE	5,48

Versuch 15:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,6	JA	5	ÖBB	55,71

Versuch 16:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	ÖBB	55,69

Versuch 17:

Gitterstärke [mm]	Bodenblech	Auflager [cm]	Füllung	Masse [kg]
1,5	JA	5	ÖBB	55,67

4.4 Aufgetretene Probleme

Im Zuge dieser Masterarbeit konnten gröbere Vorkommnisse unter anderem durch einen stabilen Versuchsaufbau und sorgfältige Durchführung verhindert werden, was einen überwiegend reibungslosen Ablauf zur Folge hatte.

- Bei Versuch 3 wurde eine starke Staubentwicklung durch das Füllmaterial beobachtet. Da dadurch die Gefahr von Eintritt des feinen Materials in die Prüfmaschine bestand, wurde im Labor eine Abdeckung aus Blech angefertigt. Diese wurde mit Klebeband am unteren Ende des Kraftrahmens angebracht.



Abbildung 46: Installation eines Schutzbleches

- Bei Versuch 6 wurde statt eines Zugversuchs ein Druckversuch gestartet. Dies hatte keine direkten Auswirkungen auf die Auswertung, da der Versuch sofort abgebrochen wurde und neu komplett neu eingebaut wurde. Allerdings konnte das links/rechts Gewinde die Druckbelastung nicht aufnehmen und ging kaputt. Da ohnehin die Steckkupplung auch angefertigt wurde, konnte dieses Problem sofort behoben werden.
- Bei Versuch 11 wurde das Gitter beim Festschrauben der Auflager unabsichtlich eingeklemmt. Dies ist bei der Auswertung zu beachten.
- Zu Beginn der Auswertung wurden im Spannungs-Dehnungsdiagramm viel zu hohe Werte für die Dehnung festgestellt. Dies lässt sich auf eine anfänglich falsche Eingabe der Einspannlänge zurückführen und wurde durch die Korrektur der Werte in der Software behoben.

5. Auswertung

Im Gegensatz zu Vollprofilen aus Stahl- oder Betonbalken gibt es bisher keine standardmäßigen Verfahren zur Bestimmung der Elastizitätsmodule von dreidimensionalen Stahlgittern. Daher wurden im ersten Arbeitsschritt alle Ergebnisse aus dem Programm Test&Motion zur besseren Weiterverarbeitungen in Excel exportiert. Durchschnittlich gab es pro Versuch 32.000 Messwerte (50 Messungen pro Sekunde), die eine detaillierte Auswertung ermöglichen. Jedoch musste diese Datenmenge um zehn Prozent reduziert werden, da die Diagrammfunktion in Excel mit so vielen Werten nicht umgehen konnte. Dies wurde mit der Funktion erledigt, dass nur jeder zehnte Wert für die Spannung und Dehnung aus den vorhandenen Tabellen verwendet wurde. Der im Zuge dieser Auswertung verwendete Begriff Dehnung steht für den maximalen Stich der Durchbiegung bezogen auf die Querschnittshöhe von 80 mm der Stahlgittermatte.

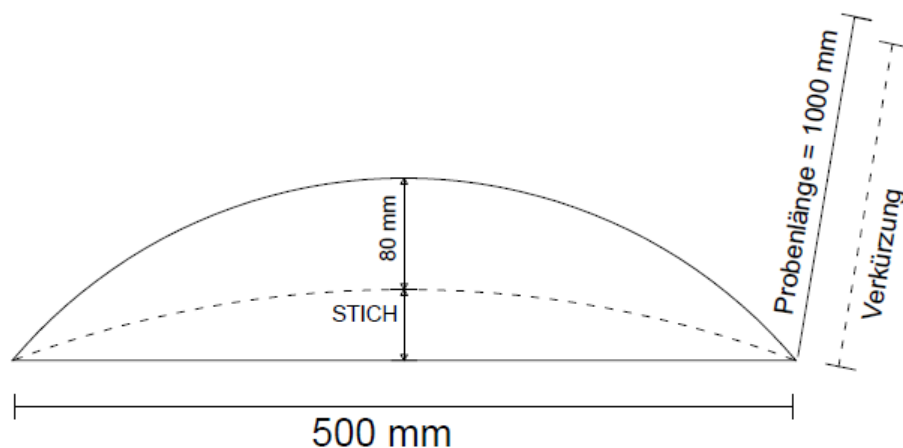


Abbildung 47: Definition der Dehnung

Nach diesem Prozess wurden die entsprechenden Spannungs- Dehnungsdiagramme für jeden Versuch mit Excel erstellt. Mit Hilfe von Abbildung 47 konnte dann für jeden Versuch die maximale Spannung (bezogen auf den vollen Querschnitt der Probe von 500 mm * 80 mm) im elastischen Bereich ermittelt werden. Diese Grenzwerte der Spannung wurden in weiterer Folge zu drei spezifischen Mittelwerten zusammengefasst. Ein Mittelwert, bei dem alle Versuche einbezogen werden, ein Mittelwert für alle leeren Versuche und einer für alle befüllten Stahlgitter. Dies war nötig, um die entsprechende Dehnung, die dem jeweiligen Mittelwert der Spannung entspricht, in den Messdaten abzulesen. Es gilt zu berücksichtigen, dass bisher alle Angaben der Spannung auf den Vollquerschnitt der Probe (500 mm * 80 mm) bezogen sind. Dies ist für die Ermittlung der entsprechenden Dehnungen korrekt, muss aber bei der endgültigen Bestimmung der E-Module mit Hilfe eines Umrechnungsfaktors sehr

wohl beachtet werden. Aus diesem Grund wird Tabelle 5 mit den tatsächlich auf das Stahlgitter wirkenden Spannungen angegeben.

Versuch	$\sigma_{\max}$ im elastischen Bereich Vollquerschnitt [kN/m ²]
1	15,63
3	17,68
4	22,33
5	15,55
6	23,99
7	21,86
8	25,86
9	28,28
10	26,85
11	23,41
12	15,18
13	13,96
14	21,77
15	22,64
16	22,84
17	21,48
<u>MW alle Versuche</u>	<u>21,21</u>
<u>MW leere Gitter</u>	<u>17,99</u>
<u>MW Gitter mit Füllung</u>	<u>22,67</u>

Tabelle 3: Mittelwerte der Spannung am vollen Querschnitt

Anhand dieser Mittelwerte der Spannungen für den vollen Querschnitt konnte in weiterer Folge der relevante Spannungsbereich für die Ermittlung der entsprechenden Dehnungen festgelegt werden. Dabei wurde als untere Grenze ein Drittel des Mittelwerts und als obere Grenze zwei Drittel des Mittelwerts bestimmt. Zur Festlegung der Werte, war es unausweichlich, die auf den vollen Querschnitt bezogenen Spannungen zu verwenden, da die entsprechenden Dehnungen aus den exportierten Daten darauf bezogen sind.

	Untere Grenze [1/3 Mittelwert]	Obere Grenze [2/3 Mittelwert]
<u>Mittelwert alle Versuche</u>	7,06 [kN/m ²]	14,12 [kN/m ²]
<u>Mittelwert leere Gitter</u>	5,99 [kN/m ²]	11,98 [kN/m ²]
<u>Mittelwert Gitter mit Füllung</u>	7,55 [kN/m ²]	15,10 [kN/m ²]

Tabelle 4: Festlegung der Spannungsbereiche am vollen Querschnitt zur Bestimmung der Dehnung

Nachdem alle relevanten Dehnungen in die Berechnungstabellen übertragen wurden, musste ein Umrechnungsfaktor eingeführt werden, um den E-Modul, der tatsächlich der Stahlgittermatte zuzuschreiben ist, korrekt zu berechnen. Diese Herausforderung wurde dadurch gelöst, dass man die bekannten Flächen in ein Verhältnis stellt. Detailliert beschreibt der Koeffizient das Flächenverhältnis zwischen Vollquerschnitt der Probe und der

tatsächlichen Querschnittsfläche der Stahlgittermatte. Zu erwähnen dabei sei allerdings, dass dieser Faktor abhängig von der Stahldicke ist. Der Multiplikator 12 in den unten angeführten Formeln steht für die Anzahl der wirksamen Stege der Stahlgittermatte bezogen auf einen halben Meter.

$$A_{voll} = 500mm * 80mm = 40000mm^2$$

$$A_{1,5mm} = 1,5mm * 5mm * 12 = 90mm^2$$

$$URF_{1,5mm} = \frac{A_{voll}}{A_{1,5mm}} = 444,44$$

$$A_{1,6mm} = 1,6mm * 5mm * 12 = 96mm^2$$

$$URF_{1,6mm} = \frac{A_{voll}}{A_{1,6mm}} = 416,67$$

Dadurch ergeben sich folgende Spannungswerte, für die während des Versuchs aufgebraachte Kraft zur Hebung des Gitters.

Versuch	σ_{max} im elastischen Bereich auf die Gitterfläche bezogen [kN/m ²]
1	6945,56
3	7856,67
4	9922,22
5	6911,11
6	10663,33
7	9715,56
8	11491,11
9	11783,33
10	11186,46
11	9754,17
12	6744,44
13	6205,56
14	9069,79
15	9431,25
16	10148,89
17	9546,67

Tabelle 5: Maximale Spannungen im elastischen Bereich auf den Gitterquerschnitt bezogen

Anschließend wurden alle Elastizitätsmodule über das Hookesche Gesetz und den Umrechnungsfaktor berechnet. Zur besseren Veranschaulichung wird der Rechenweg für Versuch 1 detailliert aufgezeigt. Alle dazugehörenden Daten und Rechenwege sind im Kapitel Berechnungen des Anhangs zu finden.

$$E_{1_ALLE0,5m} = \frac{\Delta\sigma_1 * URF}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{7,098 * 444,44}{0,36275} = 8695,79 \frac{kN}{m^2} \quad (10)$$

$$E_{1_GITTER0,5m} = \frac{\Delta\sigma_1 * URF}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{5,930 * 444,44}{0,25899} = 10176,10 \frac{kN}{m^2} \quad (10)$$

Da die Firma Krismer für ihre Bemessungen E-Module auf einen Meter umgerechnet verwendet, werden die ermittelten Werte nochmals mit 2 multipliziert.

$$E_{1_{ALLE_1m}} = 8695,79 * 2 = 17391,57 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{1_{GITTER_1m}} = 10176,10 * 2 = 20352,21 \frac{kN}{m^2}$$

Versuch	E-Modul über alle Versuche gemittelt [kN/m² pro Meter]
1	17391,57
3	27631,61
4	66376,61
5	27748,14
6	69538,43
7	33513,09
8	57670,26
9	54558,33
10	31803,37
11	39629,40
12	29271,54
13	9929,57
14	51332,31
15	40344,89
16	33515,2
17	35861,2

Tabelle 6: Berechnung der Elastizitätsmodule über alle Versuche gemittelt

Versuch	E-Modul über alle leeren Versuche gemittelt [kN/m² pro Meter]
1	20352,21
11	43419,4
12	34785,3
13	13259,33
14	54841,24

Tabelle 7: Berechnete E-Module über alle leeren Versuche gemittelt

Versuch	E-Modul über alle befüllten Versuche gemittelt [kN/m² pro Meter]
3	26502,29
4	56462,06
5	26461,13
6	54622,53
7	29842,94
8	53454,44
9	53956,49
10	29824,26
15	38698,57
16	31390,24
17	31392,81

Tabelle 8: Ermittelte E-Module über alle befüllten Versuche gemittelt

5.1 Leere Gitter

Zur besseren Veranschaulichung und Nachvollziehbarkeit der Interpretation werden alle Versuche mit leerem Gitter in einem Diagramm zusammengefasst. Dabei gilt allerdings zu beachten, dass zuerst die E-Module nach Berücksichtigung aller Versuche dargestellt sind und danach bezogen auf alle leeren Gitter.

Abbildung 48 zeigt alle Versuche, die ohne Füllmaterial durchgeführt wurden. Dabei haben Versuch 11 (grün) und Versuch 14 (orange) eine Stahldicke von 1,6 mm und eine Auflagerung von 10 cm. Versuch 12 (schwarz) und Versuch 1 (violett) wurden mit derselben Auflagerung getestet, hatten allerdings nur eine Stärke von 1,5 mm. Bei Versuch 13 (blau) wurde ein Gitter mit 1,5 mm Stahldicke und Auflagerung von 5 cm getestet. Daraus ergeben sich folgende Elastizitätsmodule:

$$E_1 = 17391,57 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{11} = 39629,40 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{12} = 29271,54 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{13} = 9929,57 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{14} = 51332,31 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

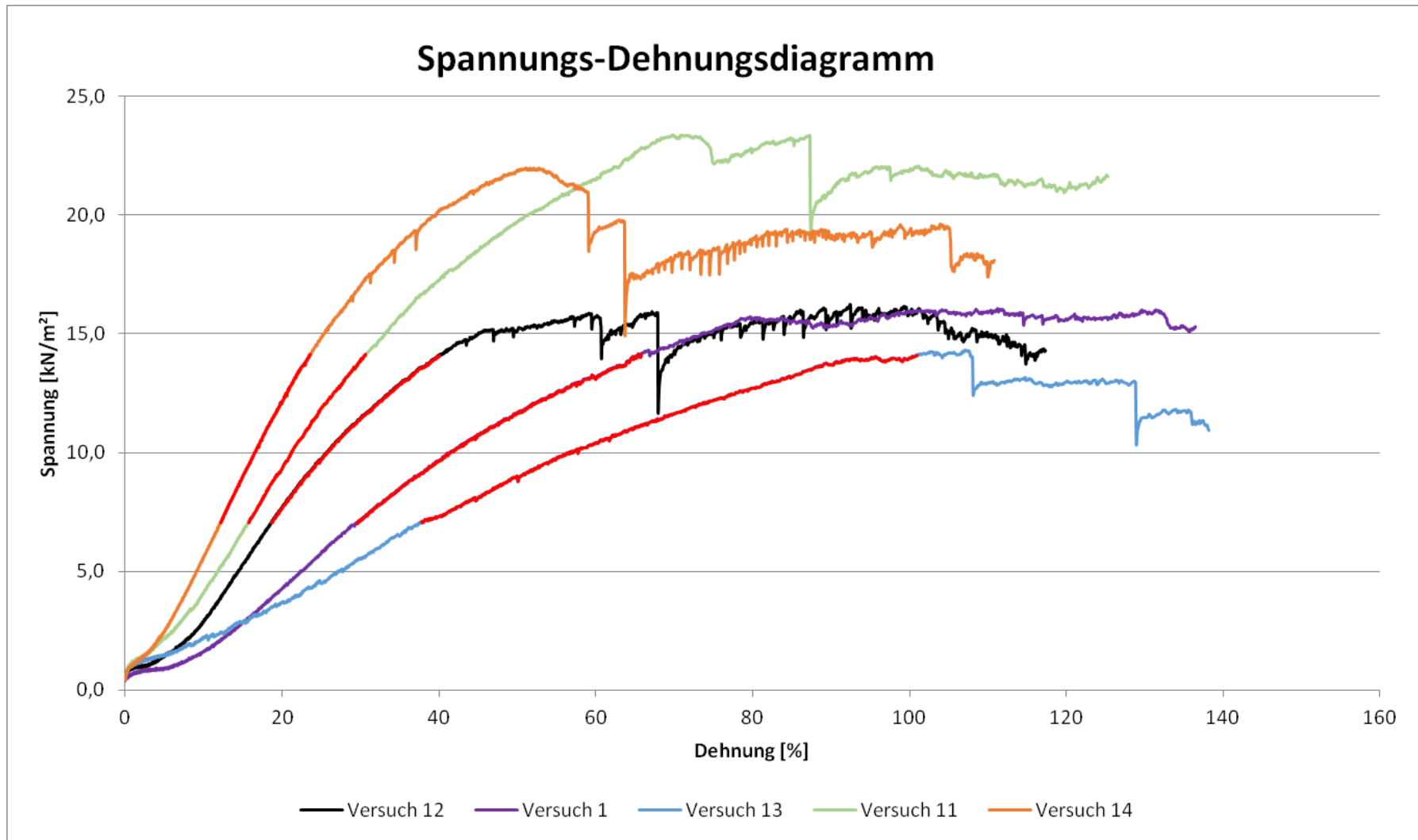


Abbildung 48: Bereich des E-Modul von allen leeren Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)

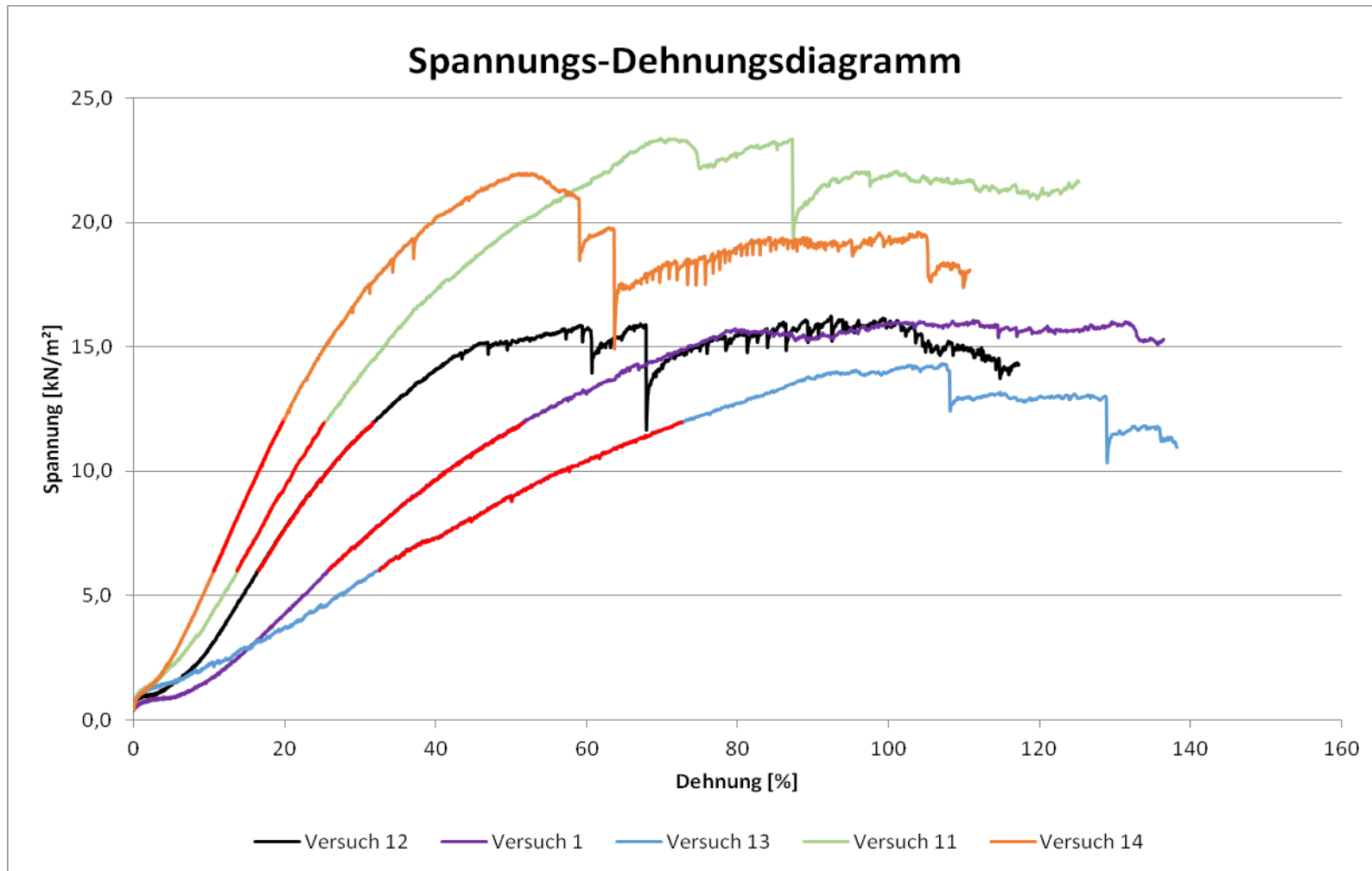


Abbildung 49: Bereich des E-Modul von allen leeren Versuchen (Spannungsbereich über alle leeren Versuche gemittelt)

Abbildung 49 beschreibt alle Versuche, die ohne Füllmaterial durchgeführt wurden. Es gilt zu beachten, dass hier die Spannungsbereiche nur über alle leeren Tests definiert wurden. Dabei haben Versuch 11 (grün) und Versuch 14 (orange) eine Stahldicke von 1,6 mm und eine Auflagerung von 10 cm. Versuch 12 (schwarz) und Versuch 1 (violett) wurden mit identer Auflagerung getestet, hatten allerdings nur eine Stärke von 1,5 mm. Bei Versuch 13 (blau) wurde ein Gitter mit 1,5 mm Stahldicke und Auflagerung von 5 cm getestet. Daraus ergeben sich folgende Elastizitätsmodule:

$$E_{1*} = 20352,21 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{11*} = 43419,40 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{12*} = 34785,30 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{13*} = 13259,33 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{14*} = 54841,24 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

5.2 Füllung mit Kantkorn

Zur besseren Veranschaulichung und Nachvollziehbarkeit der Interpretation werden alle mit Kantkorn gefüllten Versuche in einem Diagramm zusammengefasst. Zuerst wird in Abbildung 50 die Auswertung, bei der alle Versuche für die Bestimmung des mittleren Spannungsbereichs berücksichtigt sind, dargestellt. Bei Abbildung 51 werden nur die befüllten Versuche für die Festlegung der Spannungsbereiche verwendet.

Versuch 9 (orange) hatte ein Auflager von 10 cm und eine Dicke von 1,6mm. Bei Versuch 10 (grün) wurde ein Gitter mit 1,6 mm Stahldicke bei einer Auflagerung von 5 cm getestet. Daraus ergeben sich folgende Elastizitätsmodule:

$$E_3 = 27631,61 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_4 = 66376,61 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_9 = 54558,33 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{10} = 31803,37 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

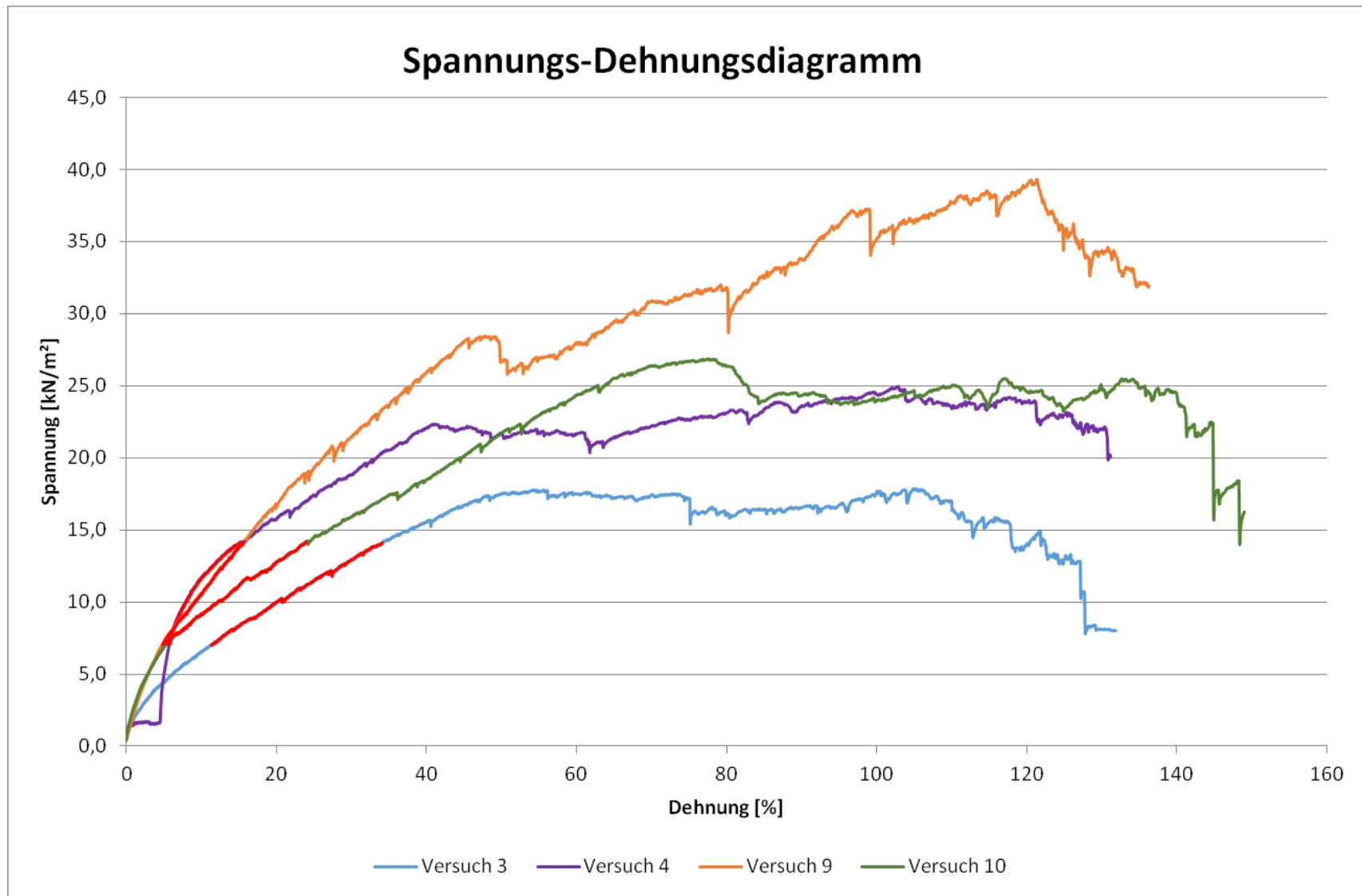


Abbildung 50: Bereich des E-Modul von allen mit Kantkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)

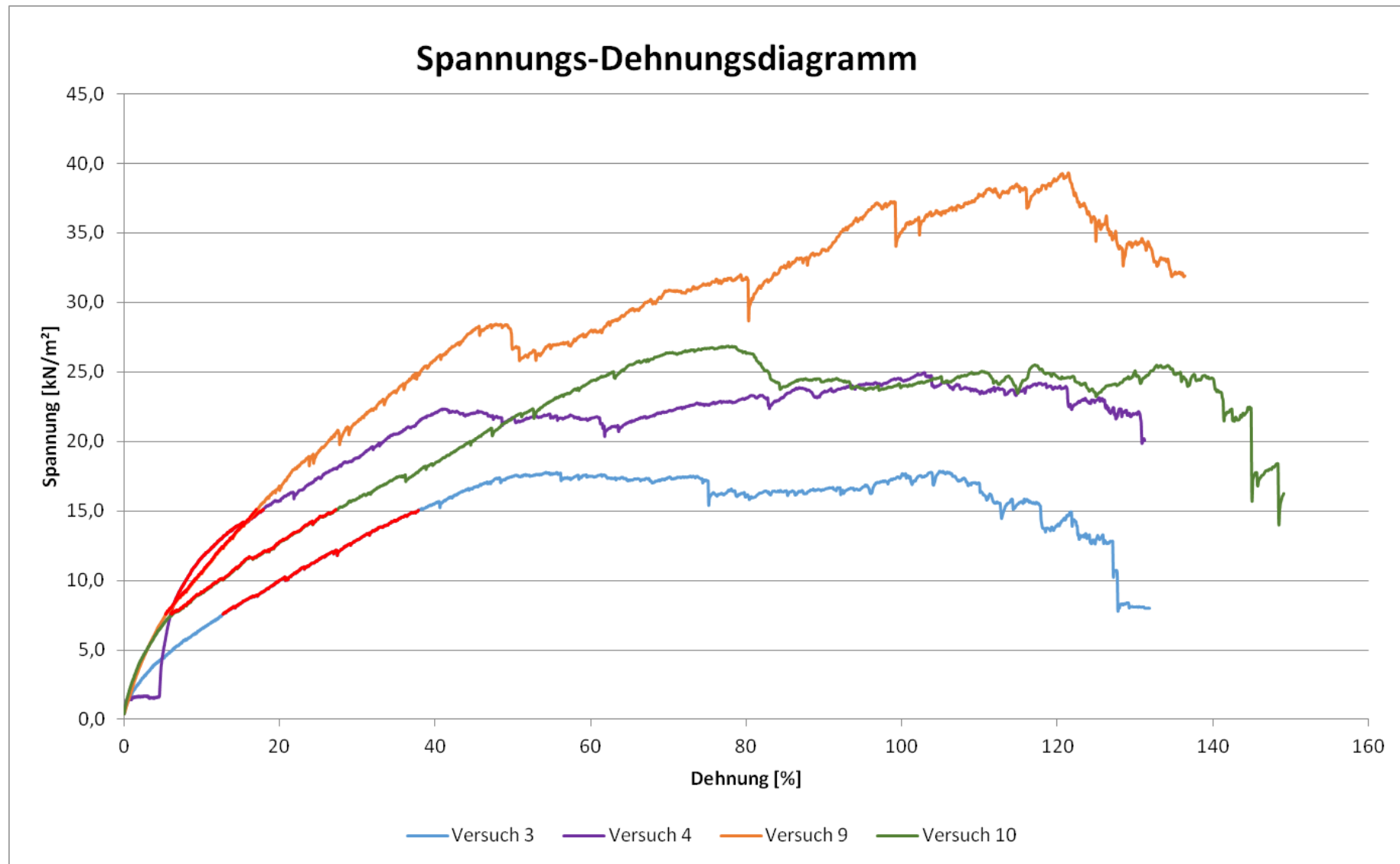


Abbildung 51: Bereich des E-Modul von allen mit Kantkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle verfüllten Versuche gemittelt)

Abbildung 51 zeigt alle Versuchsergebnisse mit Kantkorn. Es gilt zu beachten, dass hier die Spannungsbereiche nur über alle befüllten Tests definiert wurden. Dabei haben Versuch 3 (blau) und Versuch 4 (violett) eine Stahldicke von 1,5 mm und eine Auflagerung von 5 cm. Versuch 9 (orange) hatte ein Auflager von 10 cm und eine Dicke von 1,6mm. Bei Versuch 10 (grün) wurde ein Gitter mit 1,6 mm Stahldicke bei einer Auflagerung von 5 cm untersucht. Daraus lassen sich folgende Elastizitätsmodule berechnen:

$$E_{3*} = 26502,29 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{4*} = 56462,06 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{9*} = 53956,49 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{10*} = 29824,94 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

5.3 Füllung mit Rundkorn

Zur besseren Veranschaulichung und Nachvollziehbarkeit der Interpretation werden alle mit Rundkorn gefüllten Versuche in einem Diagramm zusammengefasst. Dabei gilt es allerdings zu beachten, dass zuerst die Auswertung für den E-Modul mit Mittelwert über alle Versuche dargestellt wird und danach die Berechnung bezogen auf den Mittelwert für alle gefüllten Gitter.

Abbildung 52 stellt alle Versuche, die mit Rundkorn verfüllt wurden, dar. Die Stahlgittermatten bei Versuch 5 (gelb), 6 (grün) und 7 (blau) besitzen eine Dicke von 1,5mm und wurden mit 5 cm aufgelagert. Als Vergleich dazu wurde für Versuch 8 (braun) ein Gitter mit derselben Stärke, aber erhöhter Auflagerung von 10 cm getestet. Daraus ergeben sich folgende Elastizitätsmodule:

$$E_5 = 27748,14 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_6 = 69538,43 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_7 = 33513,09 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_8 = 57670,26 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

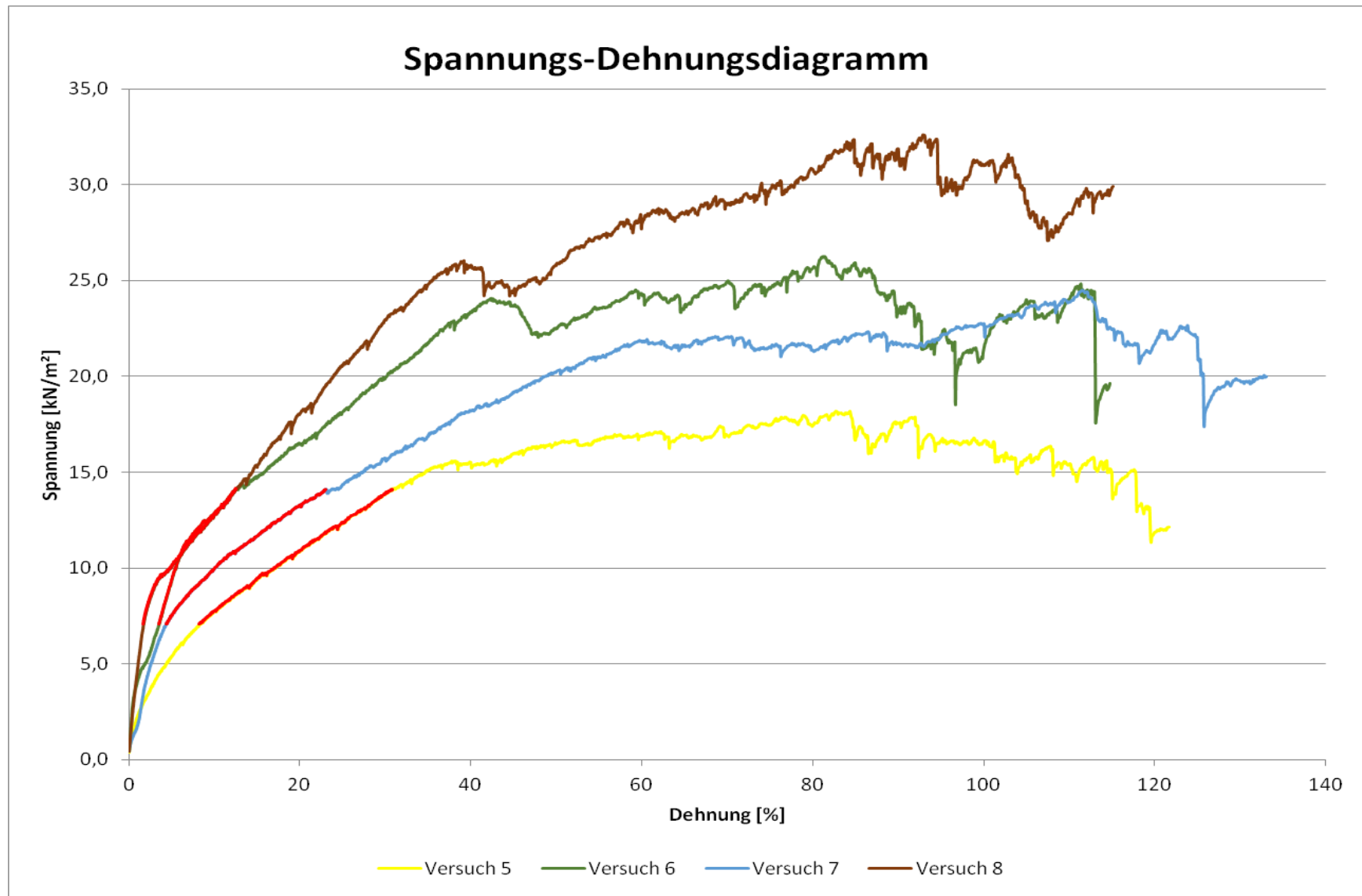


Abbildung 52: Bereich des E-Modul von allen mit Rundkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)

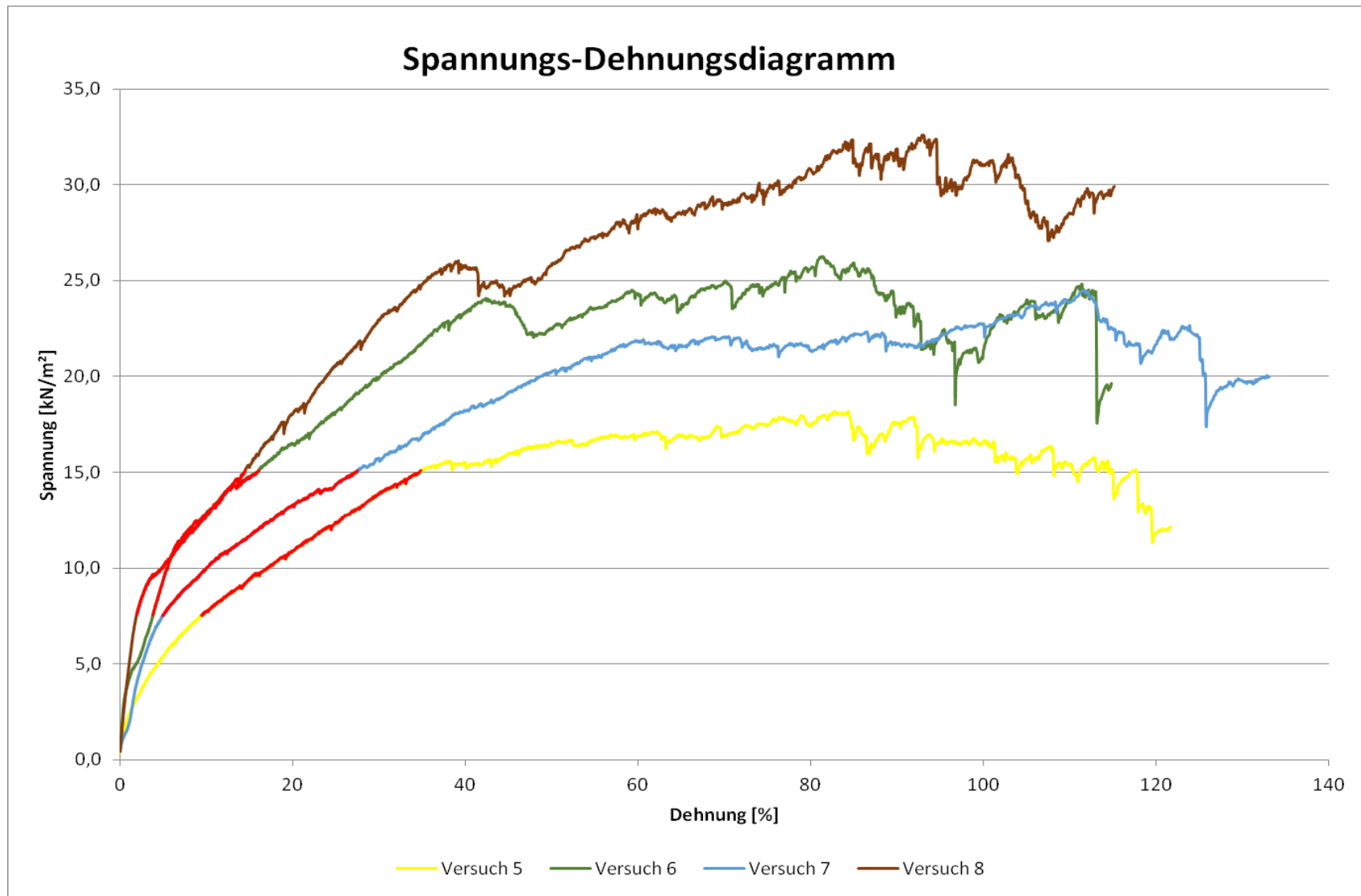


Abbildung 53: Bereich des E-Modul von allen mit Rundkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle verfüllten Versuche gemittelt)

Abbildung 53 zeigt abermals alle Testungen, die mit Rundkorn verfüllt wurden. Diesmal wurde der E-Modul allerdings nur über den Mittelwert aller verfüllten Versuche ausgewertet. Für Versuch 5 (gelb), 6 (grün) und 7 (blau) kann eine Dicke von 1,5mm und die Auflagerung mit 5 cm angenommen werden. Zur Gegenüberstellung wurde für Versuch 8 (braun) ein Gitter mit identer Dicke, aber gesteigerter Auflagerung von 10 cm getestet. Daraus ergeben sich folgende Elastizitätsmodule:

$$E_{5*} = 26461,13 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{6*} = 54622,53 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{7*} = 29842,94 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{8*} = 53454,44 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

5.4 Füllung mit Gleisschotter

Zur besseren Veranschaulichung und als Vorbereitung der Interpretation werden alle mit Gleisschotter gefüllten Versuche in einem Diagramm zusammengefasst. Dabei gilt allerdings zu beachten, dass zuerst die Auswertung für den E-Modul über alle Versuche dargestellt wird und danach die Ermittlung bezogen auf die gefüllten Gitter.

Abbildung 54 veranschaulicht die Auswertung mit Gleisschotter. Hier wurden nur Versuche mit unterschiedlicher Stahldicke verglichen, da die Auflagerung immer 5 cm betrug. Versuch 15 (gelb) hatte eine Stärke von 1,6 mm, während Versuch 16 (braun) und 17 (blau) mit 1,5 mm eine geringere hatten. Daraus ergeben sich folgende Elastizitätsmodule:

$$E_{15} = 40344,89 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{16} = 33515,20 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{17} = 35861,20 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

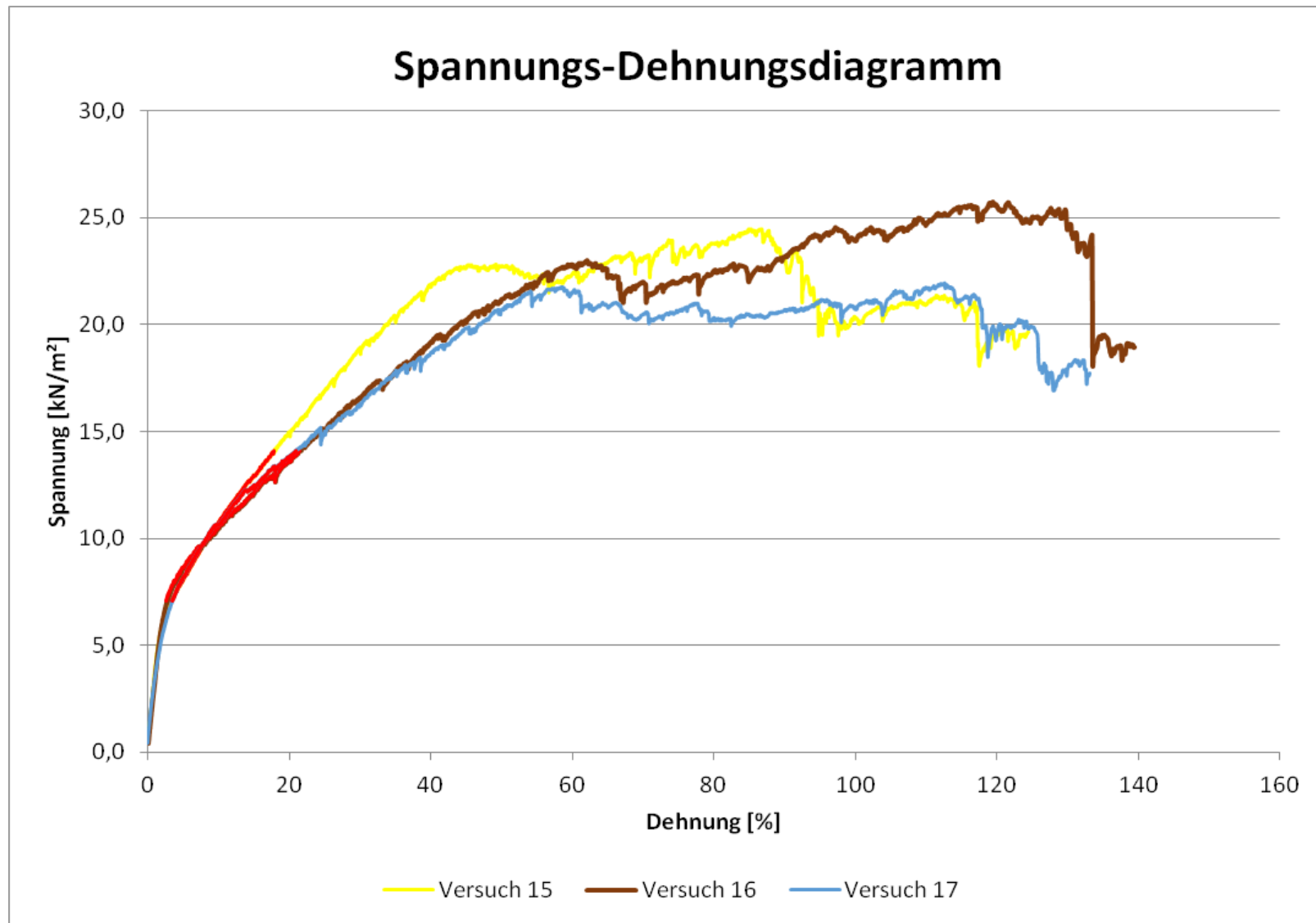


Abbildung 54: Bereich des E-Modul von allen mit Gleisschotter befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)

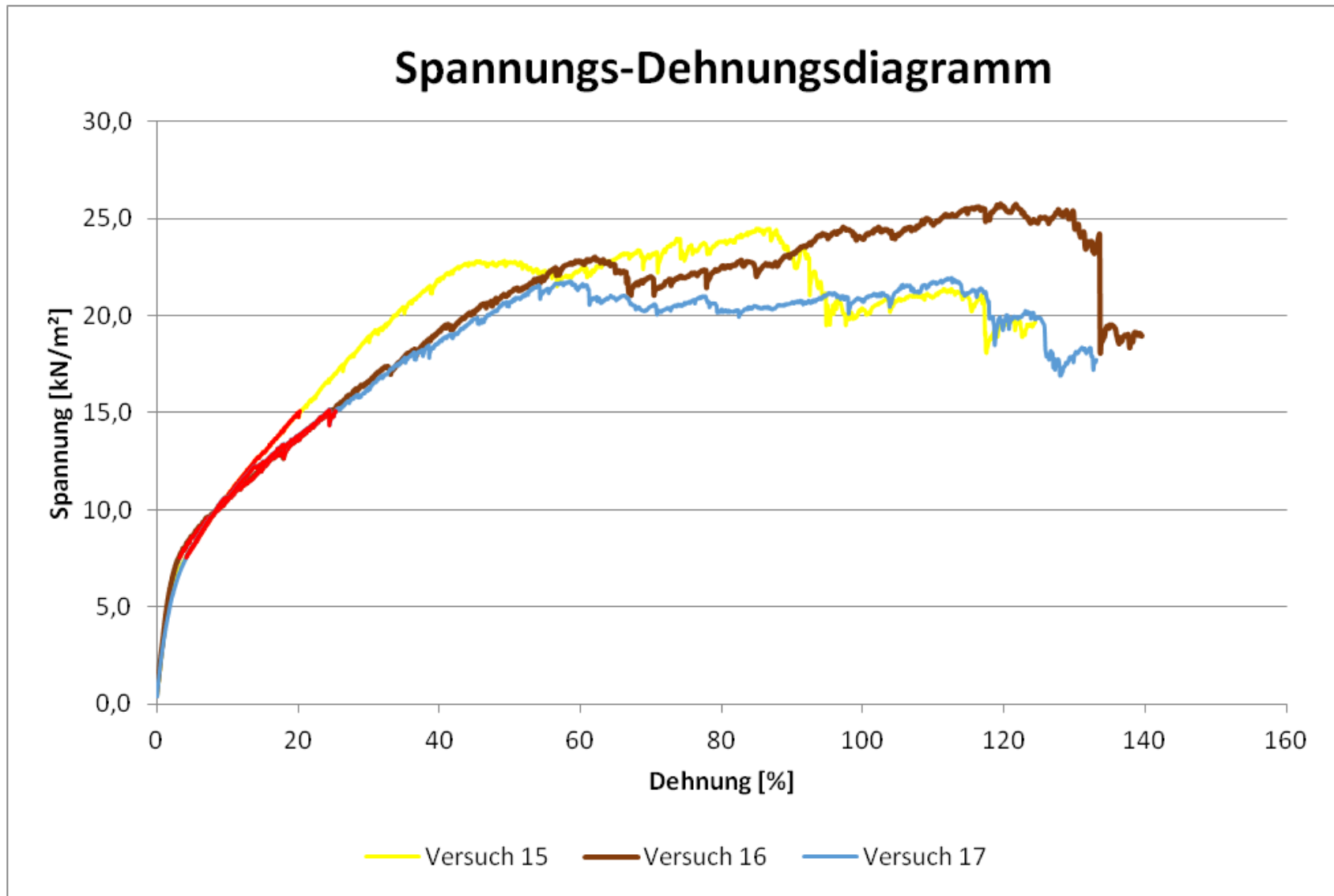


Abbildung 55: Bereich des E-Modul von allen mit Gleisschotter befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle verfüllten Versuche gemittelt)

Abbildung 55 dient zur Auswertung aller Versuche mit Gleisschotter. Auch hier wurde der E-Modul zum Vergleich zusätzlich über den Mittelwert aller verfüllten Versuche bestimmt.

Ident zur vorhergehenden Auswertung besitzen alle Versuche ein Auflager von 5 cm. Versuch 15 (gelb) hatte eine höhere Stärke von 1,6 mm, während Versuch 16 (braun) und 17 (blau) nur 1,5 mm hatten. Daraus ergeben sich folgende Elastizitätsmodule:

$$E_{15*} = 38698,57 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{16*} = 31390,24 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

$$E_{17*} = 31392,81 \text{ kN/m}^2 \text{ pro Meter}$$

5.5 Gegenüberstellung

Zum Abschluss der Auswertung werden Spannung-Dehnungsverläufe mit teilweise unterschiedlichen Parametern in einzelne Diagramme zusammengefasst. Diese Kombination von variierenden Eigenschaften soll die am Ende der Arbeit stehende Interpretation grafisch besser verdeutlichen. Alle markierten E-Module beziehen sich immer auf das arithmetische Mittel ausgehend von allen Versuchen.

Abbildung 56 soll einen Überblick über alle Versuche geben, ist allerdings für eine detailliertere Auswertung zu unübersichtlich. Danach folgt Abbildung 57, bei der für alle Verläufe die Stahlstärke und Auflagerung konstant sind, um den Einfluss unterschiedlicher Füllmaterialien aufzuzeigen. Zusätzlich wird mit Abbildung 58 der Einfluss und die Wichtigkeit des Füllgewichts verdeutlicht. Bei Abbildung 59 bis Abbildung 62 werden dann Durchführungen mit gleicher Auflagerung bzw. selber Stahldicke zusammengefasst.

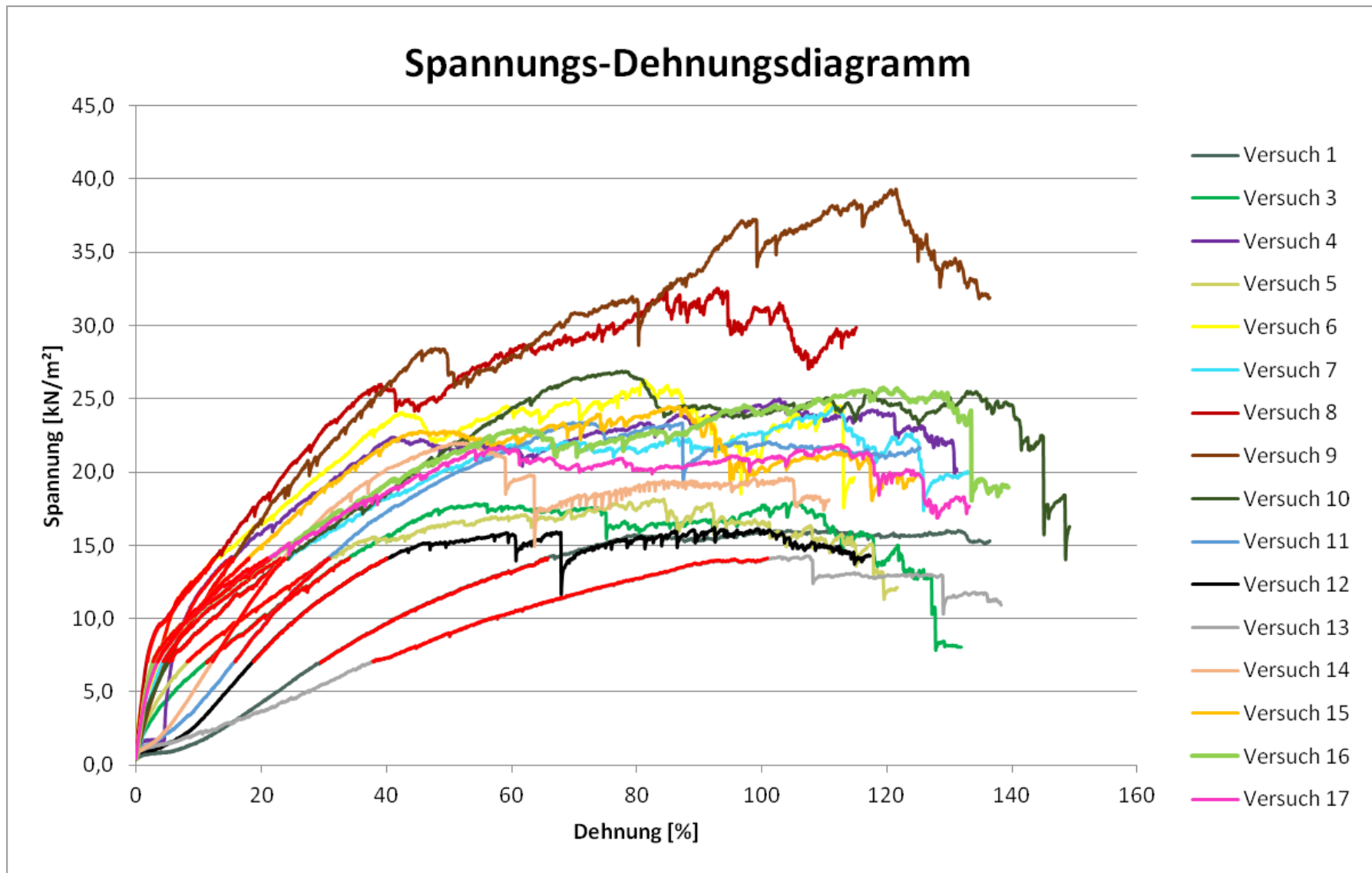


Abbildung 56: Zusammenfassung aller Versuche

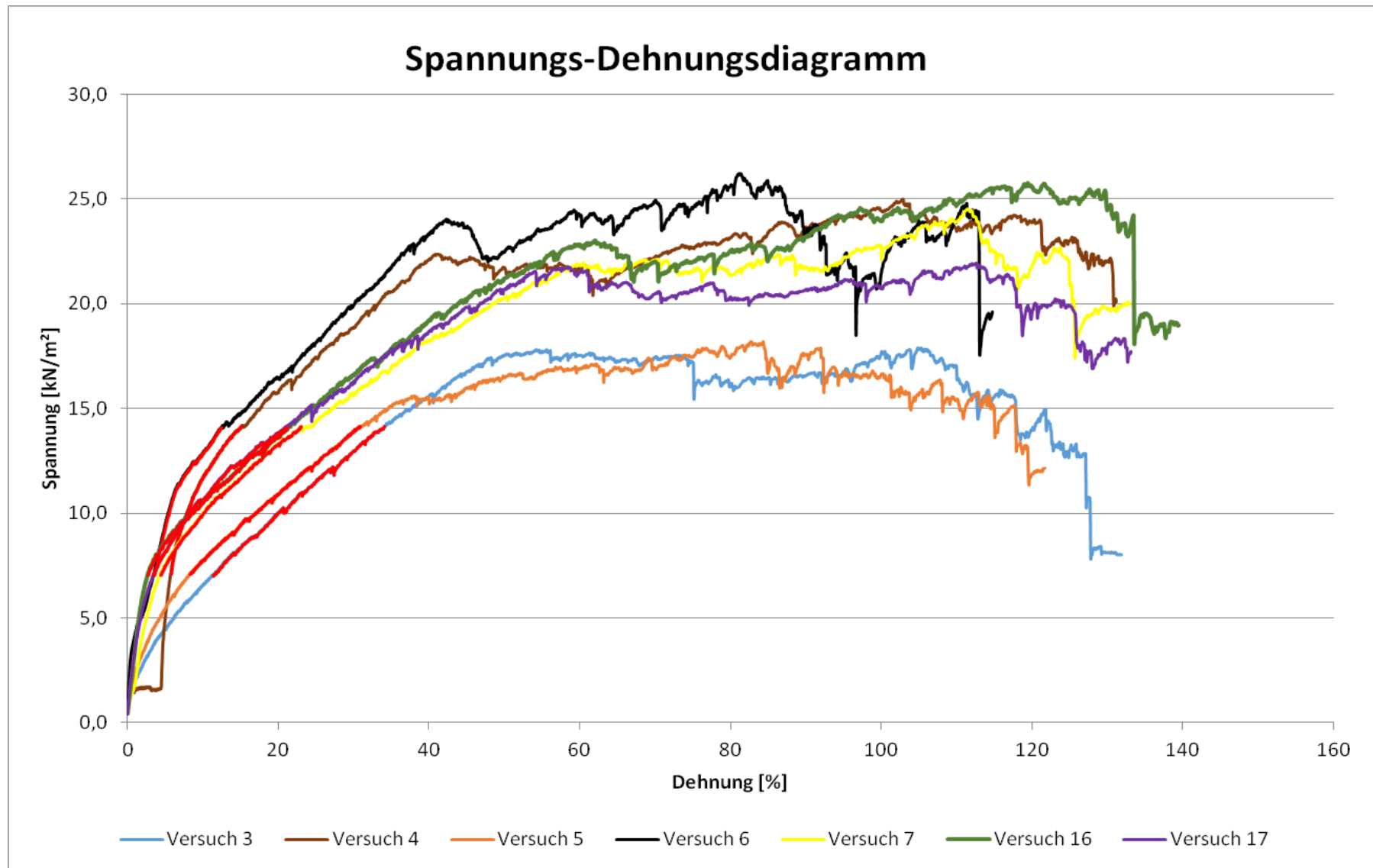


Abbildung 57: Alle befüllten Versuche mit 5 cm Auflager und 1,5 mm Blechdicke

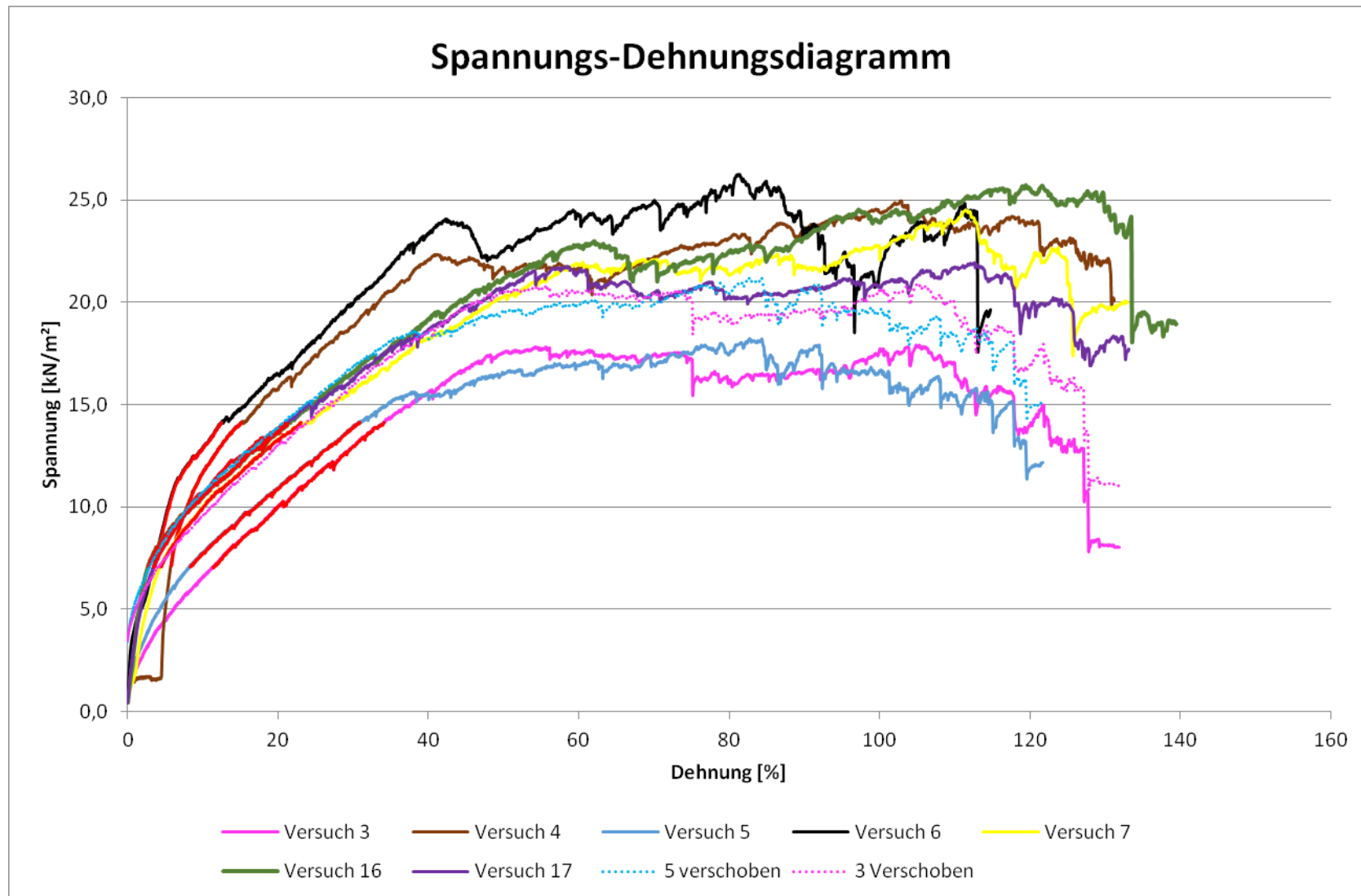


Abbildung 58: Nachträgliche Korrektur des Füllgewichts für Versuch 3 und 5

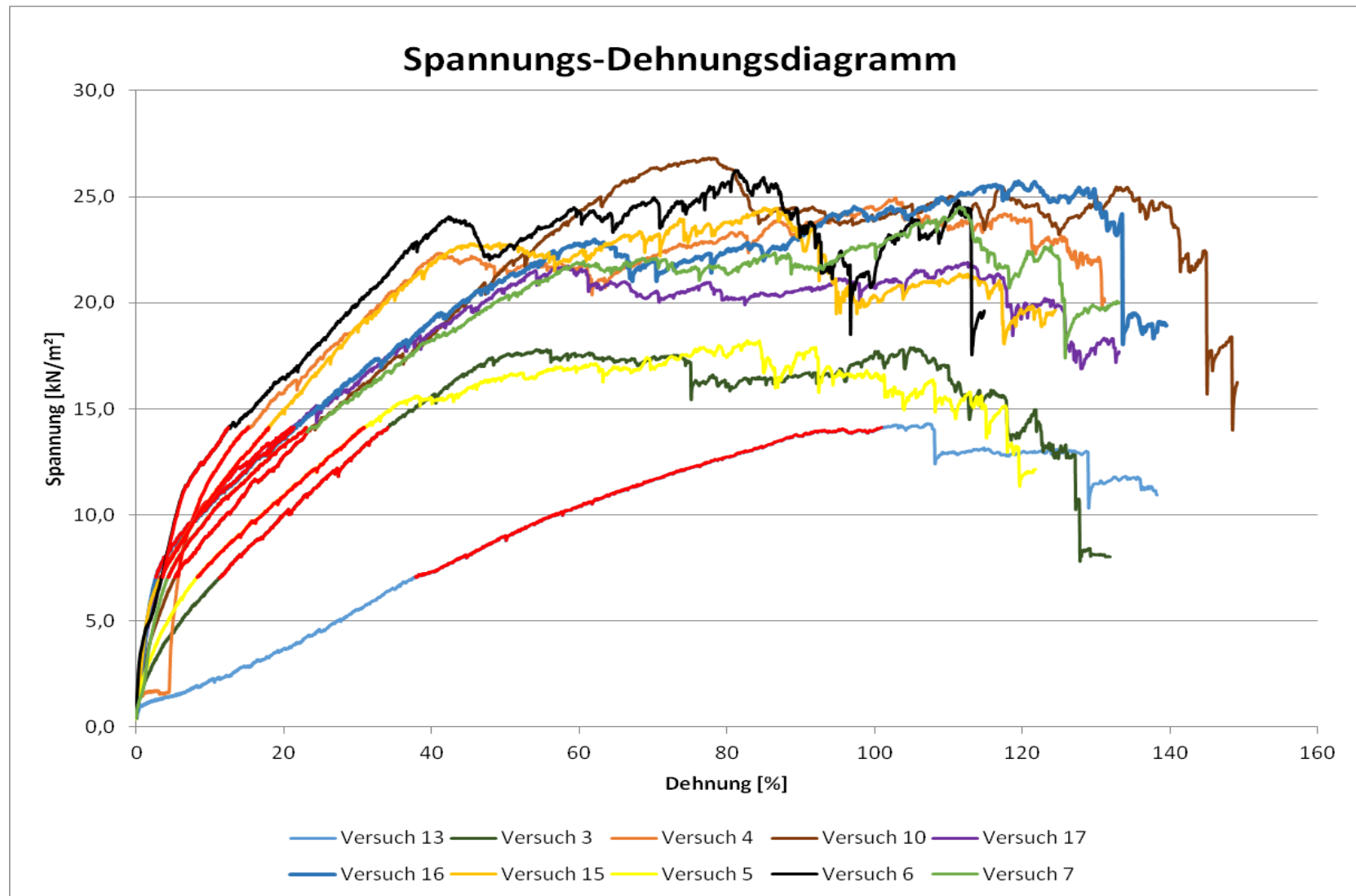


Abbildung 59: Alle Versuche mit Auflager 5 cm

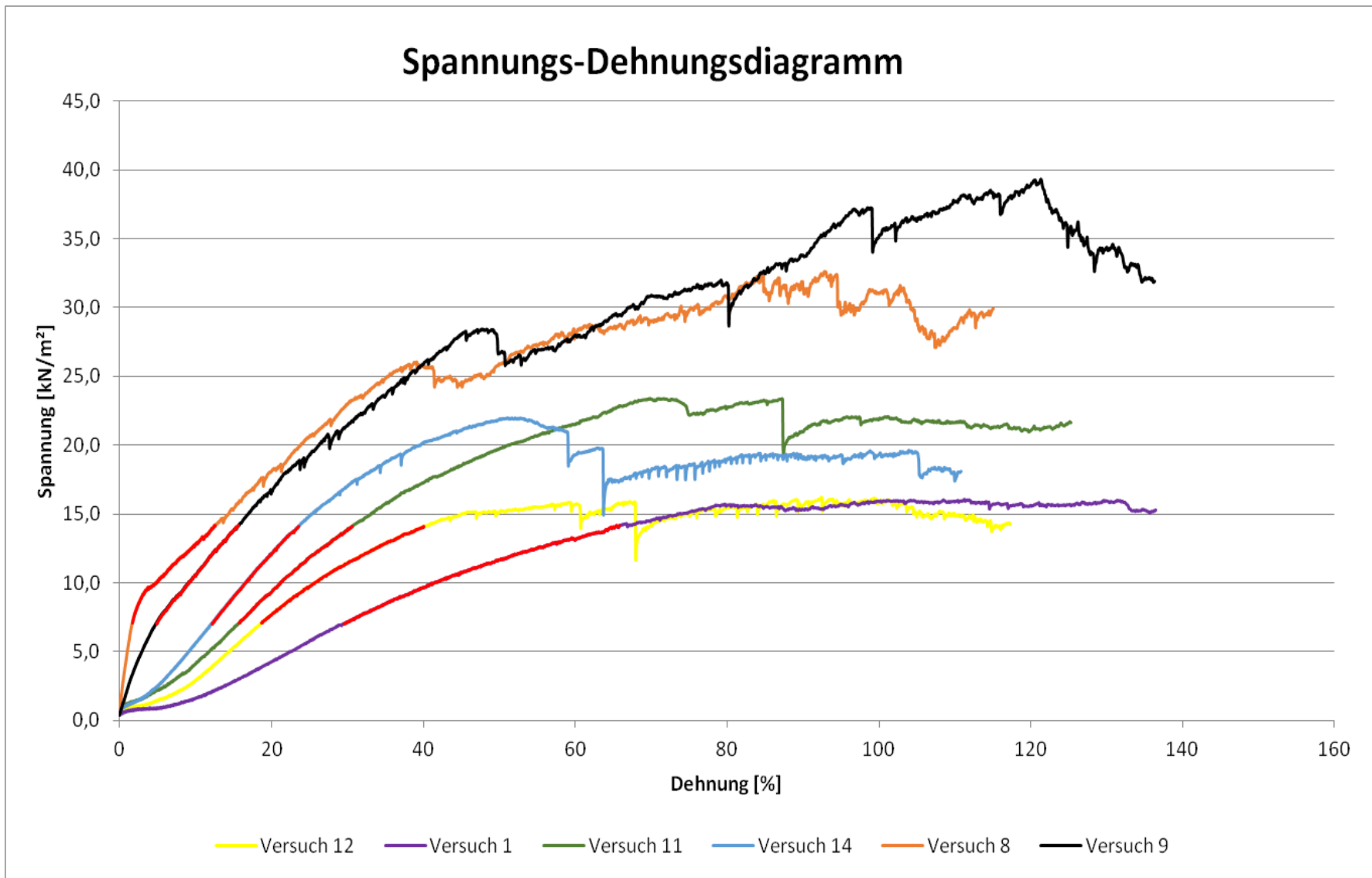


Abbildung 60: Alle Versuche mit Auflager 10 cm

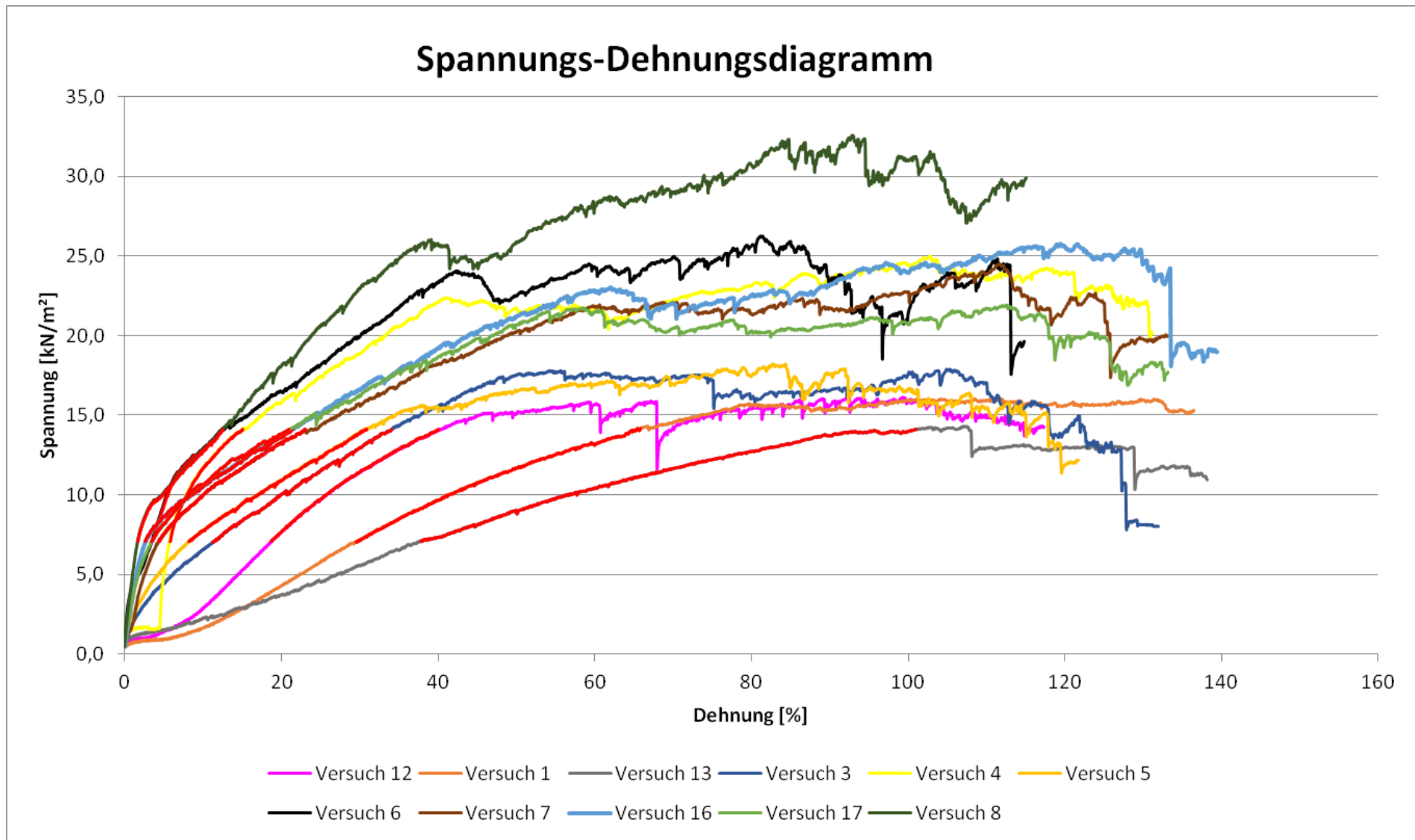


Abbildung 61: Alle Versuche mit 1,5 mm Stahldicke

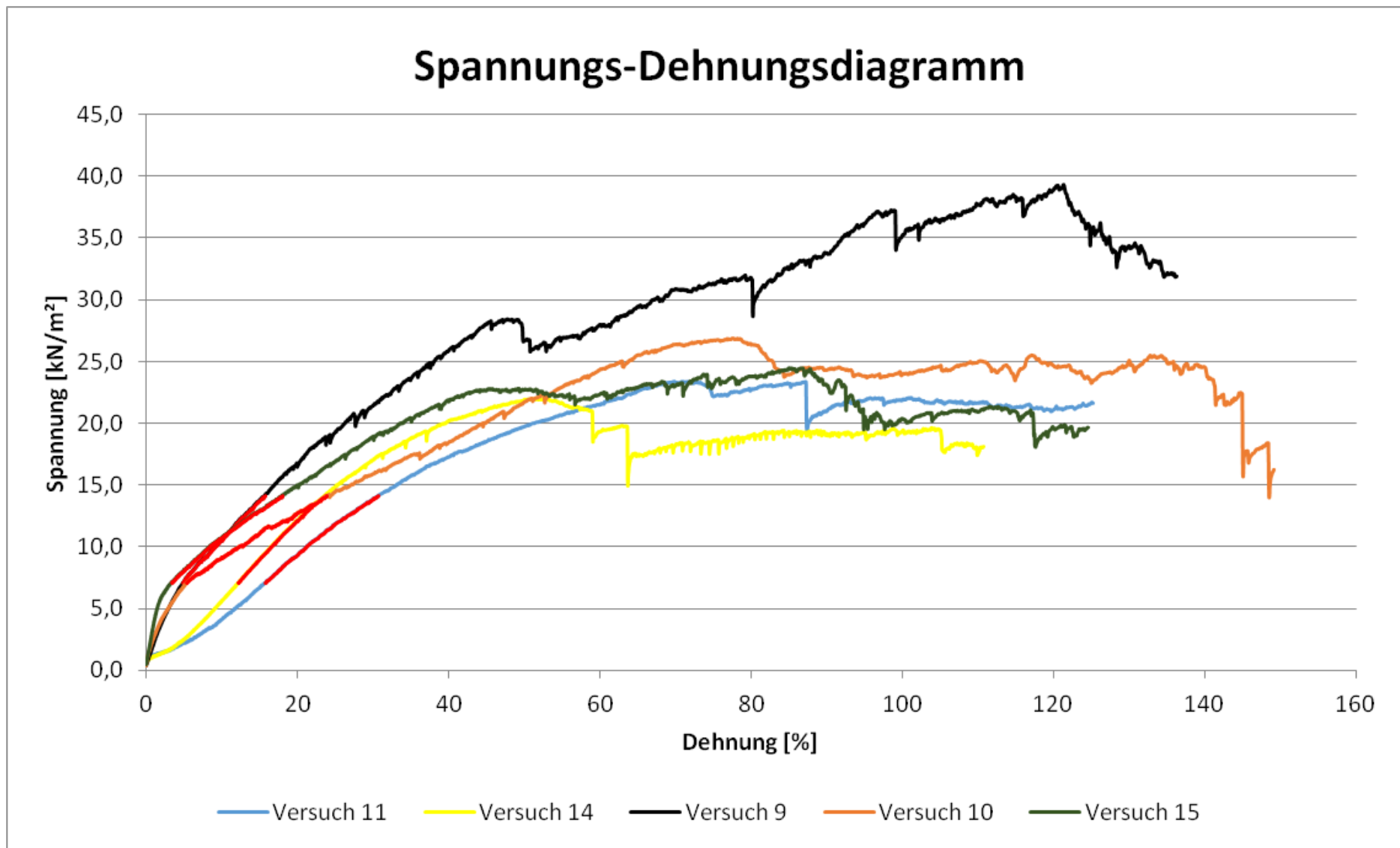


Abbildung 62: Alle Versuche mit 1,6 mm Stahldicke

5.6 Bestimmung des Arbeitsbereiches für die praktische Anwendung

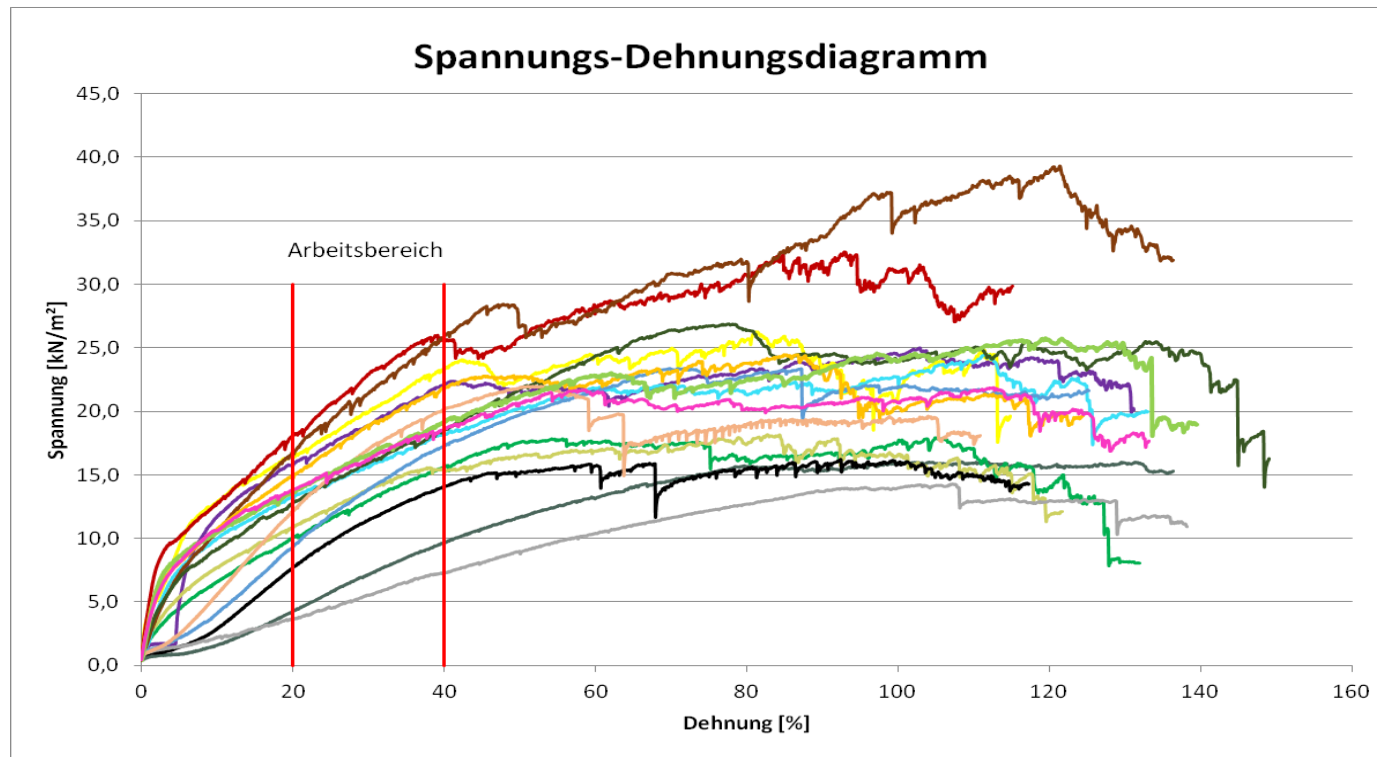


Abbildung 63: Arbeitsbereich

Abbildung 63 dient zur Veranschaulichung der Arbeitsbereiche für die praktische Anwendung. Darin lässt sich deutlich erkennen, dass sich alle Verläufe, bis zu einer maximalen Durchbiegung von 40%, bezogen auf die Querschnittshöhe der Stahlgittermatte, im plastischen Bereich befinden. Dies bedeutet, dass sich die Gitter unterhalb dieses Grenzwertes nach der Belastung wieder in den ursprünglichen Zustand zurück verformen können. Daher darf die Dehnung der Gitter in der Praxis einen Wert von 0,4 oder 40 % nicht überschreiten.

6. Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Am Ende dieser Masterarbeit werden die gesammelten Daten und berechneten Ergebnisse in einer Interpretation zusammengefasst, um die daraus gewonnenen Erkenntnisse zu veranschaulichen.

6.1 Interpretationen der Ergebnisse

Versuch	E-Modul (alle) [kN/m ²]	Auflager [cm]	Dicke [mm]	Masse [kg]
13 [leer]	9929,57	5	1,5	5,35
1 [leer]	17391,57	10	1,5	5,33
3 [KK]	27631,61	5	1,5	51,39
5 [RK]	27748,14	5	1,5	52,72
12 [leer]	29271,54	10	1,5	5,33
10 [KK]	31803,37	5	1,6	55,16
7 [RK]	33513,09	5	1,5	55,52
16 [ÖBB]	33515,20	5	1,5	55,69
17 [ÖBB]	35861,20	5	1,5	55,67
11 [leer]	39629,40	10	1,6	5,33
15 [ÖBB]	40344,89	5	1,6	55,71
14 [leer]	51332,31	10	1,6	5,48
9 [KK]	54558,33	10	1,6	55,27
8 [RK]	57670,26	10	1,5	55,49
4 [KK]	66376,61	5	1,5	54,16
6 [RK]	69538,43	5	1,5	55,54

Abbildung 64: Darstellung der E-Module nach Größe

Nach Auswertung und Interpretation aller Versuche konnte festgestellt werden, dass keines der drei eingebauten Füllmaterialien in die Stahlgittermatten eine zusätzliche, dauerhafte Druckzone in der Konstruktion ausbilden kann und somit zu keiner gesetzmäßigen Erhöhung der Steifigkeit beiträgt. Jedoch lassen sich die hohen Werte bei Versuch vier und sechs sehr wohl auf die gute Verzahnung der Steine und die dadurch stabiler ausgebildete Druckzone zurückführen. Es sei aber erwähnt, dass in den Versuchen keine eindeutigen Regelmäßigkeiten in der Höhe der E-Module, bezüglich der unterschiedlichen Füllmaterialien, festgestellt werden konnten. Daher sind diese erhöhten Werte eher zufällig und können keineswegs als Standard angenommen werden. Da die Gitter bei den Versuchen sowie in der praktischen Verwendung zu Böschungssicherung nach oben hin geöffnet sind, konnte sehr gut beobachtet werden, wie die Steine bei zu hoher Druckbelastung „nachgeben“ und sich somit der Druckzone entziehen bzw. an der oberen Seite aus dem Gitter herausfallen. Dieses ständige Nachgeben des Füllmaterials ist bei allen Kurvenverläufen der Auswertung sehr gut, durch die ständig auftretenden Sprünge sowohl im plastischen als auch im

elastischen Bereich zu erkennen. Die bei den leeren Versuchen ersichtlichen Sprünge am oberen Ende des elastischen Bereichs sind durch das Ausknicken einzelner Gurte zu erklären. Wie Abbildung 64 verdeutlicht, haben auch die Auflagerung sowie die Stahldicke keinen gesetzmäßigen Einfluss auf den E-Modul.

Um die Frage, wozu eine Füllung notwendig ist, vorweg zu beantworten, soll erwähnt sein, dass die Hauptaufgabe des Füllmaterials in der Gewährleistung der Drainage liegt. Wichtig zu erwähnen sei jedoch, dass sich die im Zuge dieser Masterarbeit ermittelte Größenordnung für die E-Module mit den bisher verwendeten Annahmen zur Bemessung der Firma KRISMER decken.

Zusätzlich konnte im Zuge dieser Arbeit festgestellt werden, dass eine korrekte und gründliche Verfüllung der Stahlgittermatten Voraussetzung für die Funktionstüchtigkeit ist. Dies lässt sich vor allem durch den Vergleich in Abbildung 58 verdeutlichen. In dieser Grafik sind die Kurven für Versuch drei und fünf, durchgehend und zusätzlich strichliert markiert. Bei der durchgehenden Kurve handelt es sich um den originalen Verlauf nach der üblichen Auswertung. Die zwei strichlierten Graphen zeigen den theoretischen Verlauf der Versuche, nach Anpassung des Füllgewichts an die anderen Versuche. Daher wurden die Kurven um die Gewichts Differenz der Füllung zu den anderen Versuchen nach oben geschoben.

Auch in Hinsicht des Arbeitsbereichs für die praktische Anwendung können Aussagen gemacht werden, die sich mit den Annahmen der Firma KRISMER decken. Dazu zeigt Abbildung 63 deutlich, dass sich alle Versuche bei einer Dehnung von 40 Prozent noch im elastischen Bereich befinden. Somit kann festgelegt werden, dass Biegeverformungen des Gitters bis zu 0,4 oder 40 Prozent, bezogen auf die Gitterhöhe von 8 cm, zulässig sind. Solange dieser Grenzwert eingehalten wird, kann sich das Gitter nach der Belastung in den ursprünglichen Zustand zurück verformen. Weiters lässt Abbildung 48, welche alle leeren Versuche darstellt, erkennen, dass Gitter mit kleiner Auflagerung und daher größerer Stützweite erst bei etwa 70 Prozent Dehnung den plastischen Bereich erreichen. Dieses Phänomen lässt sich jedoch bei den befüllten Versuchen nicht feststellen.

Die logische Annahme, dass die Gurte der Gitter nur in der unten liegenden Druckzone ausknicken können, hat sich somit bestätigt.

6.2. Schlussfolgerung und Empfehlung

Die Versuchsergebnisse für die Elastizitätsmodule und den Arbeitsbereich decken sich mit den bisher verwendeten Erfahrungswerten der Firma KRISMER. Für Entwürfe in der Praxis müssen diese Werte laut statistischen Vorgaben (z.B. Anzahl der durchgeführten Versuche) um einen Sicherheitsfaktor abgemindert werden. Dieser Sicherheitsfaktor steht in Abhängigkeit zur Anzahl der durchgeführten Versuche. Je mehr Versuche durchgeführt werden, desto kleiner wird der Korrekturfaktor und die Werte werden geringer abgemindert. Die genaue Bestimmung dieses Beiwertes ist allerdings nicht Teil dieser Arbeit. Es wäre jedoch zu empfehlen, diesen Sicherheitsfaktor im Zuge einer weiteren Arbeit festzulegen. Zusätzlich wäre es von großer Bedeutung, die hier in dieser Arbeit durchgeführten Versuche mit einem kraftschlüssig verbundenen Decknetz an der oberen Seite der Stahlgitter und eingebauten Dehnmessstreifen zu wiederholen. Das Decknetz soll verhindern, dass sich das Füllmaterial der Druckzone entziehen kann und in weiterer Folge aus dem Gitter gedrückt wird. Daher sollte mit diesem Versuchsaufbau eine wesentliche Erhöhung der E-Module und dadurch auch der Biegesteifigkeit festgestellt werden.

Literaturverzeichnis

- ADAM, D., & WAIBEL, C. P. (2012). Böschungen und konstruktive Hangsicherungen, Baugruben. In C. BOLEY, *Handbuch Geotechnik* (S. 623-780). Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag | Springer .
- AUER, M. (2015). Soil Nailing, the Variablt Static System of the Future. In W. WU, *Recent Advances in Modeling Landslides and Debris Flows* (S. 307-322). Wien: Springer.
- AUER, M. (2010). Vernagelter Fels - Vernagelte Wand - Bodenvernagelung - drei völlig unterschiedliche statische Systeme. *Bauen in Boden und Fels* , S. 549-559.
- BRANDL, H. (2009). Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen. In K. J. WITT, *Grunbautaschenbuch Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke* (S. 747-902). Berlin: Ernst und Sohn Verlag für Arch. und technische Wissenschaften.
- DOCPLAYER. (n.d.). *KRISMER System 3D Stalpaneler*. Abgerufen am 12. Jänner 2018 von <http://docplayer.me/11302547-Krismer-system-3d-stalpaneler.html>
- ETH-ZÜRICH. (2015). *Leichtbau Herbstsemester 2015*. Abgerufen am 10. April 2018 von https://www.ethz.ch/content/dam/ethz/special-interest/mavt/design-materials-fabrication/composite-materials-dam/Education/Leichtbau/HS2015/exercises/Uebung11_Musterl%C3%B6sung.pdf
- HOLZMANN, G., MEYER, H., & SCHUMPICH, G. (2012). *Technische Mechanik - Festigkeitslehre*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag | Springer .
- ISSLER, L., RUOß, H., & HÄFELE, P. (1995). *Festigkeitslehre Grundlagen*. Esslingen: Springer - Verlag.
- JARKAS, M. (2007). <https://sundoc.bibliothek.uni-halle.de/diss-online/>. Abgerufen am 23. Jänner 2018 von <https://sundoc.bibliothek.uni-halle.de/diss-online/07/07H155/t4.pdf>
- KEMPFERT, H. G., & RAITHEL, M. (2007). *Bodenmechanik und Grundbau Band 1*. Berlin: Bauwerk Verlag.
- KOLYMBAS, D. (2011). *Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau*. Berlin, Heidelberg: Springer.
- KRISMER, J. (2013). *Datenblatt J.K.S. A 0,2 - 80 - FEZ*. Rum: KRISMER.
- KRISMER, J. (n.d.). *KRISMER Hang und Böschungssicherung*. Abgerufen am 11. Jänner 2018 von <http://www.krismer.com/index.html>
- KRISMER, J. (2007). *Projektbericht - Sicherung einer Steilböschung*. Abgerufen am 12. Jänner 2018 von http://krismer.com/01/downloads/Projektbericht_K_1897_Backnang_290107.pdf

- LÄPPLE, V. (2016). *Einführung in die Festigkeitslehre*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- MASCHINENBAU-WISSEN.DE. (n.d.). *Unterschied zwischen Steifigkeit & Festigkeit*. Abgerufen am 30. März 2018 von <http://www.maschinenbau-wissen.de/skript3/mechanik/festigkeitslehre/138-unterschied-steifigkeit-festigkeit>
- NEROTH, G., & VOLLENSCHAAR, D. (2011). *Wendehorst Baustoffkunde*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien .
- SANIN, O. (2004). *Standortsicherheitsuntersuchung an vernagelten Böschungen*. Wien: Universität für Bodenkultur - IGT.
- SCHMIDT, H. H., BUCHMAIER, R. F., & VOGT - BREYER, C. (2016). *Grundlagen der Geotechnik - Geotechnik nach Eurocode*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- WIETEK, B. (2011). *Böschungen und Baugruben* . Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag | Springer.
- WU, W. (2016). *Angewandte Geotechnik*. Wien: Universität für Bodenkultur - IGT.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Materialübersicht	51
Tabelle 2: Ermittlung der Eingabewerte ϵ_0	57
Tabelle 3: Mittelwerte der Spannung am vollen Querschnitt	62
Tabelle 4: Festlegung der Spannungsbereiche am vollen Querschnitt zur Bestimmung der Dehnung	62
Tabelle 5: Maximale Spannungen im elastischen Bereich auf den Gitterquerschnitt bezogen	63
Tabelle 6: Berechnung der Elastizitätsmodule über alle Versuche gemittelt	64
Tabelle 7: Berechnete E-Module über alle leeren Versuche gemittelt	64
Tabelle 8: Ermittelte E-Module über alle befüllten Versuche gemittelt	64

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Übersicht System KRISMER.....	8
Abbildung 2: Ausbildung einer gekrümmten und ebenen Gleitfläche (KOLYMBAS, 2011), (WU, 2016)	10
Abbildung 3: Ansatz des Erddrucks bei einer Stützmauer (ADAM & WAIBEL, 2012).....	12
Abbildung 4: Beispiele für Bodenvernagelung (ADAM & WAIBEL, 2012).....	14
Abbildung 5: Kraftverlauf in einem Anker.....	16
Abbildung 6: Schematische Darstellung der auf den Nagel wirkenden Kräfte	17
Abbildung 7: Schematische Darstellung des Druckgewölbes bei schlaffer Bodenvernagelung (AUER, 2015) ...	17
Abbildung 8: Normalkraftverlauf in einem Bodennagel.....	18
Abbildung 9: Profil einer vernagelten Wand (KOLYMBAS, 2011)	20
Abbildung 10: Herstellung einer Nagelwand mit Spritzbeton (SCHMIDT, BUCHMAIER, & VOGT - BREYER, 2016)	21
Abbildung 11: Bodenvernagelung mit Netz als Erosionsschutz (WIETEK, 2011)	23
Abbildung 12: Praktisches Beispiel einer Bodenvernagelung mit Netz nach 1,5 Jahren	23
Abbildung 13: Modell eines Stahlpaneels der Firma KRISMER.....	24
Abbildung 14: Funktionsprinzip System KRISMER (AUER, 2015)	25
Abbildung 15: Schräger Einbau der Stahlgittermatten (DOCPLAYER, n.d.).....	26
Abbildung 16: Verbindung von KRISMER Stahlgitternetz und GEWI – Bodennagel (SANIN, 2004).....	27
Abbildung 17: Verfüllung von BOK zu BUK mit Kantkorn (KRISMER, 2007).....	27
Abbildung 18: Verformungen einer vernagelten, mit biegeweichen Netz gesicherten Böschung (AUER, 2015)	28
Abbildung 19: Verformungen bei einer Sicherung mit einer biegesteifen, dreidimensionalen Stahlgitterkonstruktion (AUER, 2015)	29
Abbildung 20: Graph für den Verlauf der Sicherheiten (AUER, 2015).....	30
Abbildung 21: Einteilung der Felder für die Bemessung.....	33
Abbildung 22: Linearer Spannungsverlauf in einem Balken (LÄPPLE, 2016).....	37
Abbildung 23: Berechnungsverfahren bei Verbundkonstruktionen (ETH-ZÜRICH, 2015).....	38
Abbildung 24: Versuchsanordnung für die Biegeprüfung (NEROTH & VOLLENSCHAAR, 2011).....	39
Abbildung 25: Spannungs- und Dehnungsverteilung über die Biegehöhe (NEROTH & VOLLENSCHAAR, 2011)	40
Abbildung 26: Statisches System des Biegeversuches	41
Abbildung 27: Veranschaulichung der Belastung in der Praxis	41

Abbildung 28: Zug-Druckprüfpresse der Firma Schenk-Trebel.....	42
Abbildung 29: Kraftmessdose der Firma Schenk.....	43
Abbildung 30: Ansteuerung der Firma Doli	44
Abbildung 31: Programmoberfläche Test&Motion.....	45
Abbildung 32: Systemskizze Versuchsaufbau	46
Abbildung 33: Fertigungspläne für die Auflager.....	47
Abbildung 34: links Bild: links/rechts Gewinde; rechtes Bild: Steckkupplung	48
Abbildung 35: Konstruktion für Auflager, Lastaufbringung und Lastübertragung	48
Abbildung 36: Fertiger Versuchsaufbau mit links/rechts Gewinde	49
Abbildung 37: Versuchsaufbau für ein Gitter ohne Füllung und Bodenblech	52
Abbildung 38: Versuchsaufbau für ein Gitter ohne Füllung mit Bodenblech.....	53
Abbildung 39: Vorbereitetes Gitter mit Hasennetz	53
Abbildung 40: Vertikaler Einbau der Lastaufbringung	54
Abbildung 41: Vorbereitung für einen Versuch mit Füllmaterial	54
Abbildung 42: Kalibrierung vor Versuchsbeginn.....	55
Abbildung 43: Abmessungen Versuch 12	55
Abbildung 44: links: Knickstelle während dem Versuch; rechts: Kraftverlauf während dem Versuch.....	56
Abbildung 45: Messen von Stich und Verkürzung.....	57
Abbildung 46: Installation eines Schutzbleches.....	60
Abbildung 47: Definition der Dehnung	61
Abbildung 48: Bereich des E-Modul von allen leeren Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)	66
Abbildung 49: Bereich des E-Modul von allen leeren Versuchen (Spannungsbereich über alle leeren Versuche gemittelt)	67
Abbildung 50: Bereich des E-Modul von allen mit Kantkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)	69
Abbildung 51: Bereich des E-Modul von allen mit Kantkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle verfüllten Versuche gemittelt).....	70
Abbildung 52: Bereich des E-Modul von allen mit Rundkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)	72
Abbildung 53: Bereich des E-Modul von allen mit Rundkorn befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle verfüllten Versuche gemittelt).....	73

Abbildung 54: Bereich des E-Modul von allen mit Gleisschotter befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle Versuche gemittelt)	75
Abbildung 55: Bereich des E-Modul von allen mit Gleisschotter befüllten Gittern (Spannungsbereich über alle verfüllten Versuche gemittelt).....	76
Abbildung 56: Zusammenfassung aller Versuche	78
Abbildung 57: Alle befüllten Versuche mit 5 cm Auflager und 1,5 mm Blechdicke	79
Abbildung 58: Nachträgliche Korrektur des Füllgewichts für Versuch 3 und 5	80
Abbildung 59: Alle Versuche mit Auflager 5 cm.....	81
Abbildung 60: Alle Versuche mit Auflager 10 cm.....	82
Abbildung 61: Alle Versuche mit 1,5 mm Stahldicke	83
Abbildung 62: Alle Versuche mit 1,6 mm Stahldicke	84
Abbildung 63: Arbeitsbereich.....	85
Abbildung 64: Darstellung der E-Module nach Größe	86

Anhang

Datenblätter Füllmaterial

9. Leistungserklärung
Werk: Hollitzer



1139-CPR-007 4/04

Wesentliche Merkmale	LEISTUNG	Harmonisierte technische Spezifikation
	1526206 BK 32/63	
Kornform, -größe und Rohdichte		EN 12642: 2014
4.2 Korngruppen	32/63	
4.3 Korngrößenverteilung	G ₈₅	
4.6.1 Kornform und Plattigkeitskennzahl groben Gesteinskörnungen und Gesteinskörnungsgemischen	Sl ₁₀	
4.6.3 Kantigkeit von feinen Gesteinskörnungen	NPD	
5.4.1 Rohdichte	2,76 - 2,82 Mg/m³	
Reinheit		
4.4 Gehalt an Feinanteilen	f7	
4.5 Qualität der Feinanteile	bestanden	
Anteil gebrochener Oberflächen		
4.6.2 Anteil gebrochener Körner	C _{60%}	
Widerstand gegen Zertrümmerung		
5.2 Widerstand gegen Zertrümmerung	LA ₁₀	
Raumbeständigkeit	keine industriell hergestellte Gesteinskörnung	
6.5.2.1 Dicalciumsilicat-Zerfall von Hochofenstüchschlacke		
6.5.2.2 Eisenzerfall von Hochofen-Stüchschlacke		
6.5.2.3 Raumbeständigkeit von Stahlwerksschlacke		
Wasseraufnahme/-saugvermögen		
5.4.2 Wasseraufnahme	NPD	
5.6 Wassersaughöhe	NPD	
Zusammensetzung/Gehalt		
6.2 Petrographische Beschreibung	natürliches karbonatisches Gestein	
6.3 Klassifizierung der Bestandteile von groben rezyklierten Gesteinskörnungen	keine rezyklierte Gesteinskörnung	
6.4.3 Gehalt an wasserlöslichem Sulfat in rezyklierten Gesteinskörnungen	< 0,01 %, Chloridfrei	
6.4.1 Säurelösliche Sulfat	AS _{0,8}	
6.4.2 Gesamtschwefelgehalt	S < 1 M%	
6.5.1 Bestandteile, die das Erstarrungs- und Erhärtungsverhalten von hydraulisch gebundenen Gemischen verändern	NPD	
Widerstand gegen Abnutzung		
5.3 Widerstand gegen Verschleiß	NPD	
Gefährliche Stoffe		
- Abstrahlung von Radioaktivität	unbedeutend	
- Freisetzung von Schwermetallen	unbedeutend	
- Freisetzung von polyzyklischen aromatischen Kohlenwasserstoffen	unbedeutend	
- Freisetzung anderer gefährlicher Stoffe	unbedeutend	
Verwitterungsbeständigkeit		
7.2 Maximale Magnesiumsulfatwerte von groben Gesteinskörnungen	NPD	
7.4 "Sonnenbrand" von Basalt	kein Basalt	
7.3.1 Wasseraufnahme als Vorversuch für den Frostwiderstand	WA _{se,2}	
7.3.2 Frostwiderstand	F ₃	
7.3.3 Frost-Tausalzwiderstand (extreme Bedingungen)	NPD	
Freiwillige Angabe gemäß ÖNORM B 5132		
Beurteilung der Feinanteile gemäß ÖNORM B 4811	Anteil < 0,02mm: max. 7 % der Masse	

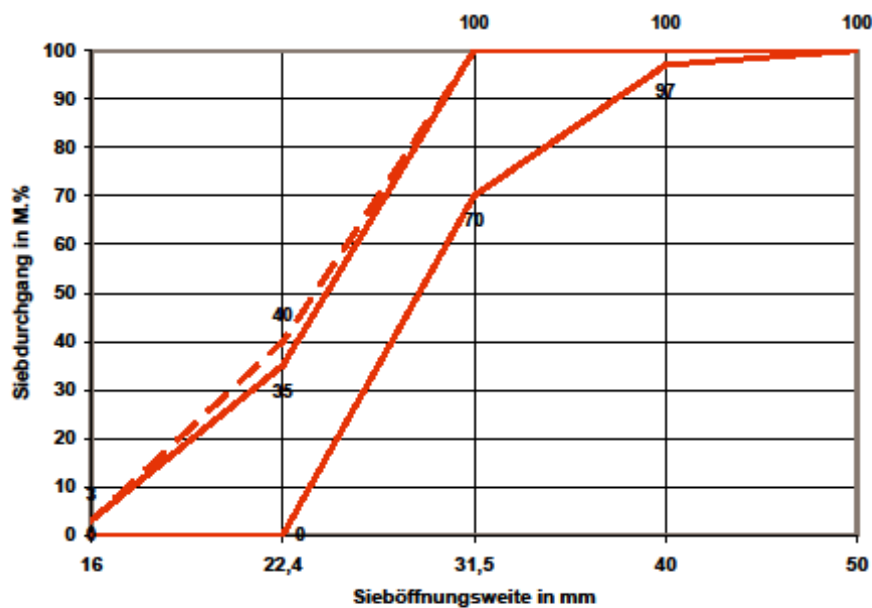


1139-CPR-0096/04

Wesentliche Merkmale	LEISTUNG	Harmonisierte technische Spezifikation
	1474201 RX 45/63 gewaschen	
Kornform, -größe und Rohdichte		EN 12620:2014
4.2 Korngruppen	45/63	
4.3 Korngrößenverteilung	G _c 80/20	
4.6.1 Kornform und Plattigkeitskennzahl groben Gesteinskörnungen und Gesteinskörnungsgemischen	SI ₁₀	
4.6.3 Kantigkeit von feinen Gesteinskörnungen	NPD	
5.4.1 Rohdichte	2,60 - 2,66 Mg/m³	
Reinheit		
4.4 Gehalt an Feinanteilen	f ₂	
4.5 Qualität der Feinanteile	bestanden	
Anteil gebrochener Oberflächen		
4.6.2 Anteil gebrochener Körner	NPD	
Widerstand gegen Zertrümmerung		
5.2 Widerstand gegen Zertrümmerung	LA ₁₀	
Raumbeständigkeit		
6.5.2.1 Dicalciumsilicat-Zerfall von Hochofenstüchschlacke	keine industriell hergestellte Gesteinskörnung	
6.5.2.2 Eisenzerfall von Hochofen-Stüchschlacke		
6.5.2.3 Raumbeständigkeit von Stahlwerkschlacke		
Wasseraufnahme/-saugvermögen		
5.4.2 Wasseraufnahme	NPD	
5.6 Wassersaughöhe	NPD	
Zusammensetzung/Gehalt		
6.2 Petrographische Beschreibung	natürlicher quarztischer Kies	
6.3 Klassifizierung der Bestandteile von groben rezyklierten Gesteinskörnungen	keine rezyklierte Gesteinskörnung	
6.4.3 Gehalt an wasserlöslichem Sulfat in rezyklierten Gesteinskörnungen	< 0,01 %, Chloridfrei	
6.4.1 Säurelösliche Sulfat	AS _{0,4}	
6.4.2 Gesamtschwefelgehalt	S < 1 M%	
6.5.1 Bestandteile, die das Erstarrungs- und Erhärtungsverhalten von hydraulisch gebundenen Gemischen verändern	NPD	
Widerstand gegen Abnutzung		
5.3 Widerstand gegen Verschleiß	NPD	
Gefährliche Stoffe		
- Abstrahlung von Radioaktivität	unbedeutend	
- Freisetzung von Schwermetallen	unbedeutend	
- Freisetzung von polzyklischen aromatischen Kohlenwasserstoffen	unbedeutend	
- Freisetzung anderer gefährlicher Stoffe	unbedeutend	
Verwitterungsbeständigkeit		
7.2 Maximale Magnesiumsulfatwerte von groben Gesteinskörnungen	NPD	
7.4 "Sonnenbrand" von Basalt	kein Basalt	
7.3.1 Wasseraufnahme als Vorversuch für den Frostwiderstand	WA _{ac} 2	
7.3.2 Frostwiderstand	F ₂	
7.3.3 Frost-Tausalzwiderstand (extreme Bedingungen)	NPD	
Freiwillige Angabe gemäß ÖNORM B 3132		
Beurteilung der Feinanteile gemäß ÖNORM B 4811	NPD	

	Technische Lieferbedingungen für Oberbauschotter	01. April 2012 BH 700 Seite 19 von 21
---	--	--

Anlage 3: Sieblinie Schotter II (16/31,5 mm)



Sieböffnungsweite (mm)	Kategorie: Schotter II	
	16/31,5 mm	
	Siebdurchgang in Masse %	
	Soll	Toleranz
50	100	100
40	97 – 100	97 – 100
31,5	70 – 100	70 – 100
22,4	0 – 35	0 – 40
16	0 – 3 ^{*)}	0 – 3 ^{*)}

^{*)} 0 – 5 Masse % bei Probenahme auf der Baustelle

Versuchstagebuch

31.01.2018

Durchführung von 3 Versuchen:

- Gitter+Blech: Auflager 10cm, Uhrzeit 11:24 → VERSUCH 1
- Gitter alleine: Auflager 5cm, Uhrzeit: 14:16 → VERSUCH 2
- Gitter+Blech+KKK: Auflager 5cm, Uhrzeit 15:50 → VERSUCH 3

Anwesende Personen: Auer, Acharya, Grogger, Grünberger

Aufgetretene Probleme:

1. Kaputtes Gewinde bei Stempel und Verbinder → Papa neu gemacht in Firma
2. Eindringen von Schmutz des KK auf den Seiten der Maschine → aus Blech zwei Platten geflext und geschliffen, die danach mittels Klebeband an der Presse angebracht wurden.
3. Verbinder geht durch Steg von Gitter → Aufschneiden im Bereich vom Steg
4. Gitter muss immer gleich drinnen liegen → 7 Stege oben (Pfeile sind aber unten)
Versuch 3 als Muster!!

02.02.2018

Durchführung von 2 Versuchen:

- Gitter + Blech + KKK: Auflager 5cm, Versuchsbeginn ca. 11:20 → VERSUCH 4
- Gitter + Blech + RK: Auflager 5cm, Versuchsbeginn ca. 13:45 → VERSUCH 5

Anwesende Personen: Grünberger und teilweise Grogger

Aufgetretene Probleme:

1. Einspannläng L_c ändert sich von 820mm auf 920mm wenn die Auflager auf 5cm gestellt sind und nicht mehr 10cm!
2. Bei Versuch 4 waren die Auflager nach 200mm noch nicht ausgerissen, allerdings ein Kraftabfall im Diagramm deutlich erkennbar! → Beim 5. Versuch wieder 300mm als Abbruchkriterium
3. Woher kommt der Unterschied bei den Kurven von Versuch 3 und 4?
Wiederverwendung von Blech? Höhere Masse von Steinen? Ordnung von Steinen?
Gibt es einen Unterschied zwischen altem und neuem Blech?
4. Vor dem 5.Versuch ist der PC hängen geblieben, nach einem Neustart war aber alles wieder funktionsfähig und es kam zu keinem Datenverlust.

Sonstige Anmerkungen:

- Der Versuch mit Rundkorn sollte unbedingt auch mal mit 10cm Einspannung durchgeführt werden um die Kurven zu vergleichen!
- Es wurde für jeden Versuch ein neues Programm geschrieben und keine alten Programme (SLV) eingespielt!

14.02.2018

Durchführung von 5 Versuchen:

- Gitter+Blech+RK: Auflager 5cm, Uhrzeit 07:30 → VERSUCH 6
- Gitter+Blech+RK: Auflager 5cm, Uhrzeit: 08:56 → VERSUCH 7
- Gitter+Blech+RK: Auflager 10cm, Uhrzeit 10:04 → VERSUCH 8
- Gitter+Blech+KKK: Auflager 10cm, Uhrzeit: 11:08 → VERSUCH 9
- Gitter+Blech (NEUES)+KKK: Auflager 5cm, Uhrzeit 12:03 → VERSUCH 10

Anwesende Personen: Grünberger,

Aufgetretene Probleme:

1. Bei Versuch 6 habe ich statt Zugversuch einen Druckversuch gestartet am Beginn. Daher ist die Kraft so schnell in die Höhe gestiegen und das oben/unten Verbindungsstück hat sich Verformt durch die Belastung → Einbau des neuen Verbindungsstücks von Papa und Versuch 6 nochmal neu eingegeben und gestartet!
2. Bei der Kalibrierung der heutigen Versuche wurde das T-Stück so weit angehoben, das es sich nicht mehr verdrehen lässt unter dem Blech → minimaler Kontakt mit Blech → Kraft wird dann bei Versuchsbeginn auf 0 gesetzt!
3. Versuch 7 hatte dann wieder eine schöne Kurve, vielleicht Versuch Nummer 6 nicht berücksichtigen?!?!?
4. Nach Telefonat mit Auer Auflösung warum Gitter bei Versuch 9 und 10 schwerer sind → anderer Lieferant → dickes 1,6mm und nicht 1,5mm! Daher unbedingt auch ein leeres Gitter von den schweren Biegen für den direkten Vergleich mit dem dünnen aus Versuch 1!
5. Ab Versuch 8 (8,9,10) wurde bei der Programmierung vorab die genaue Masse eingegeben! Bei allen Versuchen davor gehört diese noch geändert!
6. Die Einspannung von 10cm hat eine Auswirkung auf den Verlauf der Kraft → die Kraft erreicht bei geringerer Verformung schon einen höheren Wert → F_{max} wird schneller erreicht!
7. Bei Versuch 6??, 7, 8, und 9 knicken an den beiden Rändern nicht die mittigen Felder sondern etwas nach außen versetzt → bei Versuch 10 wieder ganz normal alle schön zentral mittig → Einfluss wegen dem neuen Blech?? → Verformung des alten Bleches einen Einfluss auf die Kraft oder nur die Stellen des Versagens??

Sonstige Anmerkungen:

- Danach theoretische Besprechung mit Acharya für die Arbeit, Gliederung, Literatur,...
- Gespräch mit Auer → Versuch für Auftrieb!!

22.02.2018

Durchführung von 3 Versuchen:

- Gitter (1,6mm)+Blech: Auflager 10cm, Uhrzeit 13:00 → VERSUCH 11
- Gitter (1,5mm)+Blech: Auflager 10cm, Uhrzeit: 13:45 → VERSUCH 12
- Gitter (1,5mm)+Blech: Auflager 5cm, Uhrzeit 14:15 → VERSUCH 13

Anwesende Personen: Grogger, Grünberger

Aufgetretene Probleme:

1. Bei Versuch 11 (dickes Gitter und Blech) habe ich unabsichtlich ein Ende des Gitters im Auflager angeschraubt → siehe Video → Grund für den hohen Wert?
2. Warum sind bei Excel die Statistikparameter immer 0???

Sonstige Anmerkungen:

- Versuch 12 und 13 sind wieder das dünne Gitter weil es kein dickes mehr gibt außer den 3 hergerichteten! → Vielleicht Versuch 11 nochmal durchführen um auf der sicheren Seite zu sein!
- Am Ende wurden noch alle Werte für Gewicht und Auflager bei den bisherigen Versuchen kontrolliert bzw. bei den ersten Versuchen korrigiert!
- Einführung in das Exportieren der Daten in Excel bzw. drucken der Diagramme als PDF!

23.02.2018

Durchführung von 1 Versuch:

- Gitter (1,6mm)+Blech: Auflager 10cm, Uhrzeit 09:00 → VERSUCH 14

Anwesende Personen: Grogger, Grünberger

Aufgetretene Probleme:

1. Versuch 14 wurde mit einem zweiten Gitter neu gemacht, weil beim Ersten das Gitter wieder fest geschraubt war! Beim zweiten Versuch hat dann alles geklappt!

Sonstige Anmerkungen:

- Bei Versuch 9 gehört die Kraft korrigiert → erledigt!
- Danach wurde das Gitter für den Auftriebs-Versuch vorbereitet und alle relevanten Daten gesichert bzw. exportiert!

28.02.2018

Durchführung von 6 Versuchen:

- Gitter 1,6mm+ Blech neu + ÖBB II: Auflager 5cm, Uhrzeit 08:00 → VERSUCH 15
- Hohlprofil, Uhrzeit: 10:30 → VERSUCH 1.0
- Hohlprofil + KKK: Uhrzeit 11:00 → VERSUCH 1.1
- Auftrieb mit KKK: 16:30 → VERSUCH 1
- Gitter 1,5mm + Blech neu + ÖBB II: Auflager 5cm, Uhrzeit: 18:30 → VERSUCH 16
- Gitter 1,5mm + Blech neu + ÖBB II: Auflager 5cm, Uhrzeit: 19:20 → VERSUCH 17

Anwesende Personen: Grogger, Grünberger, Auer, Brille

Aufgetretene Probleme:

1. Ungefähr 1kg Material wurde von KKK entnommen, damit Gitter mit ÖBB II – Schotter voll ist! → aber eh nur die ganz kleinen Korngrößen!
2. Es war kein Gegenstand für die Lastaufbringung des Hohlprofils vorhanden, daher Besuch im IKI Labor und passendes Teil ausgeborgt.
3. Waage schlecht → ausgeborgt von IAN! Lange gedauert bis Programm funktioniert hat! → Am Ende geklappt!
4. Versuch 16 hat höhere Kraft als Versuch 15 obwohl das Blech dünner ist → Blechstärke nochmal nach messen! → Versuch 17 nochmal wie 15 und 16 zur Kontrolle mit 5 cm! → Vielleicht weil ich Steine aus Sack eingeschüttet habe bei 16 und 17 und sich daher alles fester verdichtet hat??

Sonstige Anmerkungen:

- Salzsäureversuch bei den Füllmaterialien! KKK und ÖBB schäumen stark, RK nicht!
- Das Widerstandsmoment im Programm für das Hohlprofil ist falsch, weil ich keinen hohlen Körper auswählen kann und somit W für ein Vollprofil gerechnet wird!
- Gewicht von Blech muss ich bei Versuch 1 heraus rechnen um mit Versuch 2 zu vergleichen!
- Morgen muss ich für alles ordentliche Auswertungen machen und die Daten neu sichern!!
- Versuch 17 hat wieder plausible Werte → Kontrolle der Bilder, Daten und Videos von Versuch 16!!!!

01.03.2018

Durchführung von 1 Versuch:

- Auftrieb mit RK: 13:00 → VERSUCH 2

Anwesende Personen: Grogger, Grünberger

Aufgetretene Probleme:

1. Auswertung der E-Module: Gewicht immer beachten! E-Module zuerst für leere Gitter berechnen und dann Mittelwert!
2. Faktor für Umrechnung bestimmt! → Wichtige Zettel von Auer für weitere Vorgehensweise

Sonstige Anmerkungen:

Berechnungen

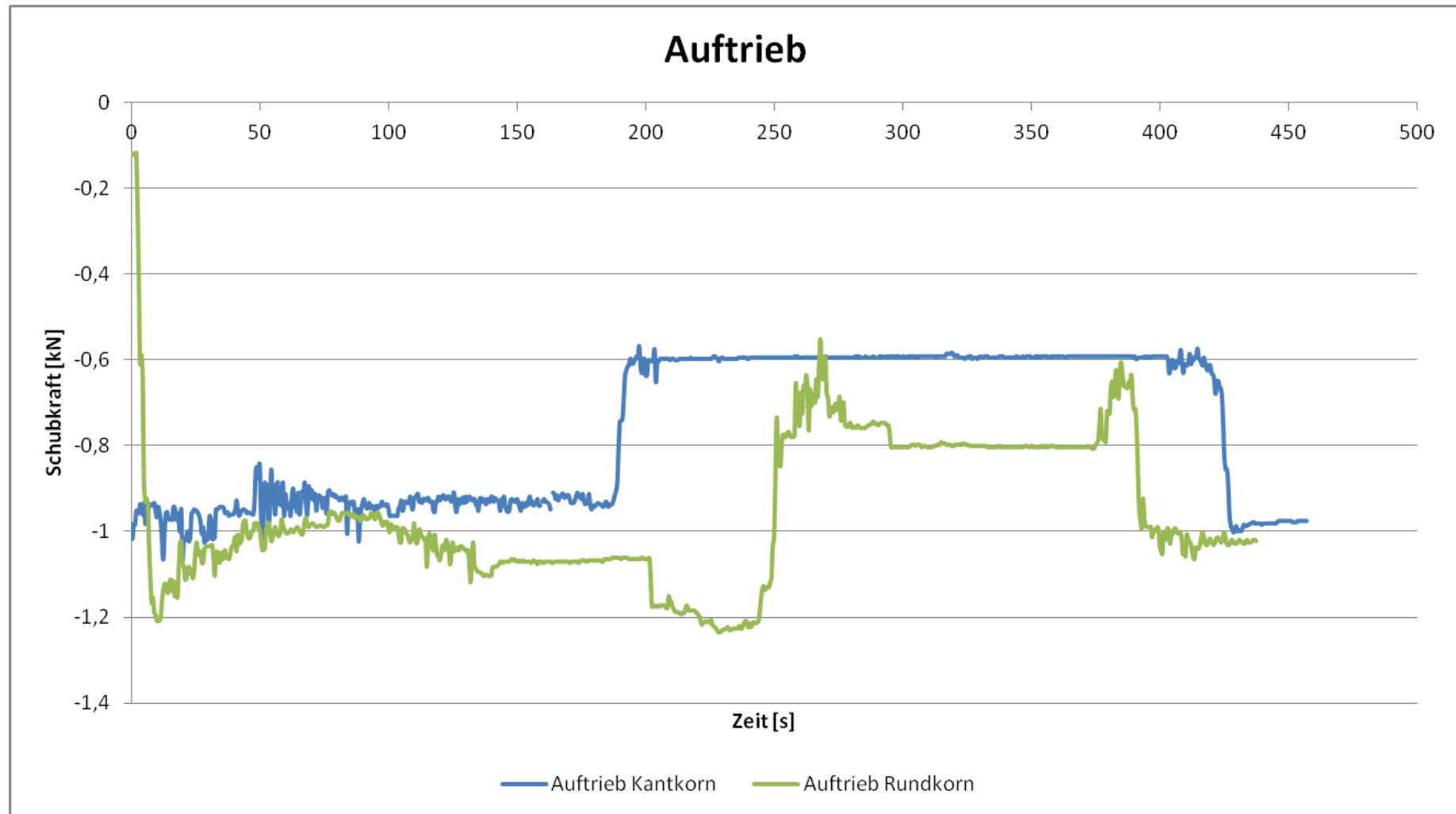
E-Modul über alle befüllten Versuche gemittelt											
Parameter	Versuch 3	Versuch 4	Versuch 9	Versuch 10	Versuch 5	Versuch 6	Versuch 7	Versuch 8	Versuch 15	Versuch 16	Versuch 17
Gitter	1,5mm	1,5mm	1,6mm	1,6mm	1,5mm	1,5mm	1,5mm	1,5mm	1,6mm	1,5mm	1,5mm
Blech	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA
Einspannung [cm]	5	5	10	5	5	5	5	10	5	5	5
Füllung	KKK	KKK	KKK	KKK	RK	RK	RK	RK	ÖBB II	ÖBB II	ÖBB II
Masse - Gitter [kg]	1,7	1,68	1,8	1,84	1,68	1,7	1,68	1,69	1,78	1,67	1,65
Masse - Blech [kg]	3,88	3,9	3,9	3,91	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
Masse - Füllung [kg]	45,81	48,58	49,57	49,41	47,14	49,94	49,94	49,9	50,03	50,12	50,12
Masse - Gesamt [kg]	51,39	54,16	55,27	55,16	52,72	55,54	55,52	55,49	55,71	55,69	55,67
Fmax [kN]	0,716	0,99	1,57	1,07	0,729	1,05	0,98	1,31	0,98	1,03	0,88
Gravitationskraft [m/s²]	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Hebung bei Fmax [mm]	166,687	156,598	182,210	91,070	151,346	166,700	159,230	204,420	165,010	168,290	168,210
F Blech [N]	38,063	38,259	38,259	38,357	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259
F F. Füllung [N]	449,396	476,570	486,282	484,712	462,443	489,911	489,911	489,519	490,794	491,677	491,677
F korrigiert [kN]	0,229	0,475	1,045	0,547	0,228	0,522	0,452	0,782	0,451	0,500	0,350
Maximale Hebung [mm]	209,810	200,010	204,950	175,430	222,910	242,620	190,410	253,690	242,010	196,770	199,380
Korrekturfaktor für Dehnung [mm]	51,000	48,000	55,000	58,000	40,000	44,000	48,000	34,000	48,000	56,000	50,000
Betrag für Dehnung [mm]	158,810	152,010	149,950	117,430	182,910	198,620	142,410	219,690	194,010	140,770	149,380
Verkürzung [cm]	1	2	3	2	2	2,5	2	4	2	1	1
Stich ohne Korrekturfaktor [cm]	6	8	8	6	7	8	8	12	9	6	6
Korrekturfaktor [cm]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Stich korrigiert [cm]	5,5	7,5	7,5	5,5	6,5	7,5	7,5	11,5	8,5	5,5	5,5
Einspannlänge [mm]	920	920	820	920	920	920	920	820	920	920	920
σu [kN/m²]	7,560	7,513	7,545	7,545	7,545	7,565	7,543	7,545	7,538	7,560	7,565
σ0 [kN/m²]	15,078	15,095	15,090	15,090	15,088	15,085	15,110	15,113	15,098	15,098	15,085
Δσ [kN/m²]	7,518	7,583	7,545	7,545	7,543	7,520	7,568	7,568	7,560	7,538	7,520
εu [%]	12,661	5,927	5,389	6,146	9,434	3,816	4,964	1,914	4,040	3,194	4,086
ε0 [%]	37,874	17,864	17,042	27,228	34,770	16,053	27,504	14,498	20,320	24,538	25,379
Δε [%]	0,252	0,119	0,117	0,211	0,253	0,122	0,225	0,126	0,163	0,213	0,213
E-Modul-Krimer 0,5m [kN/m²]	13251,146	28231,030	26978,247	14912,130	13230,566	27311,265	14921,472	26727,218	19349,287	15695,120	15696,407
Umrechnungsfaktor für 1m Gitter	444,440	444,440	416,670	416,670	444,440	444,440	444,440	444,440	416,670	444,440	444,440
E-Modul-Krimer pro m [kN/m²]	26502,292	56462,060	53956,494	29824,259	26461,131	54622,531	29842,943	53454,437	38698,574	31390,241	31392,813

E-Modul über alle leeren Gitter gemittelt					
Parameter	Versuch 1	Versuch 11*	Versuch 12	Versuch 13	Versuch 14
Gitter	1,5mm	1,6mm	1,5mm	1,5mm	1,6mm
Blech	JA	JA	JA	JA	JA
Einspannung [cm]	10	10	10	5	10
Füllung	...	...	...	...	...
Masse - Gitter [kg]	1,43	1,61	1,43	1,45	1,58
Masse - Blech [kg]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
Masse - Füllung [kg]	...	...	...	...	...
Masse - Gesamt [kg]	5,33	5,51	5,33	5,35	5,48
F _{max} [kN]	0,64	0,94	0,65	0,57	0,88
Gravitationskraft [m/s ²]	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Hebung bei F _{max} [mm]	147,055	114,060	196,410	129,150	114,820
F _{Blech} [N]	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259
F _{Füllung} [N]	...	...	...	...	...
F_{korrigiert} [kN]	0,602	0,902	0,612	0,532	0,842
Maximale Hebung [mm]	181,300	205,400	250,000	167,150	250,000
Korrekturfaktor für Dehnung [mm]	50,000	43,000	38,000	47,000	25,000
Betrag für Dehnung [mm]	131,300	162,400	212,000	120,150	225,000
Verkürzung [cm]	2	3	5	2	5
Stich ohne Korrekturfaktor [cm]	6,5	10	14	8	16
Korrekturfaktor [cm]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Stich korrigiert [cm]	6	9,5	13,5	7,5	15,5
Einspannlänge [mm]	820	820	820	920	820
σ _u [kN/m ²]	6,040	5,995	6,000	6,000	6,000
σ ₀ [kN/m ²]	11,970	11,970	11,978	11,978	11,998
Δσ [kN/m²]	5,930	5,975	5,978	5,978	5,998
ε _u [%]	25,740	13,781	16,464	32,544	10,648
ε ₀ [%]	51,639	25,249	31,739	72,616	19,761
Δε [%]	0,259	0,115	0,153	0,401	0,091
E-Modul-Versuch 0,5 m [kN/m ²]	10176,103	21709,700	17392,649	6629,667	27420,621
Umrechnungsfaktor für 1m Gitter	444,440	416,670	444,440	444,440	416,670
E-Modul-Krismer pro m [kN/m²]	20352,205	43419,400	34785,297	13259,334	54841,243

E-Modul über alle Versuche gemittelt																
Parameter	Versuch 1	Versuch 11*	Versuch 12	Versuch 13	Versuch 14	Versuch 3	Versuch 4	Versuch 9	Versuch 10	Versuch 5	Versuch 6	Versuch 7	Versuch 8	Versuch 15	Versuch 16	Versuch 17
Gitter	1,5mm	1,6mm	1,5mm	1,5mm	1,6mm	1,5mm	1,5mm	1,6mm	1,6mm	1,5mm	1,5mm	1,5mm	1,5mm	1,6mm	1,5mm	1,5mm
Blech	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA
Einspannung [cm]	10	10	10	5	10	5	5	10	5	5	5	5	10	5	5	5
Füllung	...	...	...	...	...	KKK	KKK	KKK	KKK	RK	RK	RK	RK	ÖBB II	ÖBB II	ÖBB II
Masse - Gitter [kg]	1,43	1,61	1,43	1,45	1,58	3,88	3,9	3,9	3,91	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
Masse - Blech [kg]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	45,81	48,58	49,57	49,41	47,14	49,94	49,94	49,9	50,03	50,12	50,12
Masse - Füllung [kg]	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
Masse - Gesamt [kg]	5,33	5,51	5,33	5,35	5,48	51,39	54,16	55,27	55,16	52,72	55,54	55,52	55,49	55,71	55,69	55,67
Fmax [kN]	0,64	0,94	0,65	0,57	0,88	0,716	0,99	1,57	1,07	0,729	1,05	0,98	1,31	0,98	1,03	0,88
Gravitationskraft [m/s ²]	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Hebung bei Fmax [mm]	147,055	114,060	196,410	129,150	114,820	166,687	156,598	182,210	91,070	151,346	166,700	159,230	204,420	165,010	168,290	168,210
F - Blech [N]	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259	38,063	38,259	38,259	38,357	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259	38,259
F - Füllung [N]	...	...	...	...	...	449,396	476,570	486,282	484,712	462,443	489,911	489,911	489,519	490,794	491,677	491,677
F _k korrigiert [kN]	0,602	0,902	0,612	0,532	0,842	0,229	0,475	1,045	0,547	0,228	0,522	0,452	0,782	0,451	0,500	0,350
Maximale Hebung [mm]	181,300	205,400	250,000	167,150	250,000	209,810	200,010	204,950	175,430	222,910	242,620	190,410	253,690	242,010	196,770	199,380
Korrekturfaktor für Dehnung [mm]	50,000	43,000	38,000	47,000	25,000	51,000	48,000	55,000	58,000	40,000	44,000	48,000	34,000	48,000	56,000	50,000
Betrag für Dehnung [mm]	131,300	162,400	212,000	120,150	225,000	158,810	152,010	149,950	117,430	182,910	198,620	142,410	219,690	194,010	140,770	149,380
Verkürzung [cm]	2	3	5	2	5	1	2	3	2	2	2,5	2	4	2	1	1
Stich ohne Korrekturfaktor [cm]	6,5	10	14	8	16	6	8	8	6	7	8	8	12	9	6	6
Korrekturfaktor [cm]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Stich korrigiert [cm]	6	9,5	13,5	7,5	15,5	5,5	7,5	7,5	5,5	6,5	7,5	7,5	11,5	8,5	5,5	5,5
Einspannlänge [mm]	820	820	820	920	820	920	920	820	920	920	920	920	820	920	920	920
σ ₀ [kN/m ²]	7,055	7,053	7,058	7,060	7,058	7,052	7,095	7,060	7,060	7,060	7,058	7,058	7,083	7,053	7,053	7,058
σ ₀ [kN/m ²]	14,153	14,130	14,115	14,118	14,115	14,130	14,125	14,140	14,163	14,118	14,115	14,118	14,120	14,128	14,128	14,115
Δσ [kN/m ²]	7,098	7,078	7,058	7,058	7,058	7,078	7,030	7,080	7,103	7,058	7,058	7,060	7,038	7,075	7,075	7,058
ε ₀ [%]	29,529	15,768	18,659	37,777	12,154	11,307	5,746	4,826	5,251	8,229	3,495	4,332	1,697	3,290	2,663	3,470
ε ₀ [%]	65,804	30,651	40,090	100,955	23,612	34,075	15,160	15,641	23,861	30,837	12,516	23,057	12,544	17,904	21,427	20,963
Δε [%]	0,363	0,149	0,214	0,632	0,115	0,228	0,094	0,108	0,186	0,226	0,090	0,187	0,108	0,146	0,188	0,175
E-Modul-Gitter 0,5m [kN/m ²]	8695,784	19814,698	14635,768	4964,782	25666,156	13815,804	33188,303	27279,166	15901,683	13874,067	34769,216	16756,543	28835,130	20172,443	16757,601	17930,598
Umrechnungsfaktor für Gitter	444,440	416,670	444,440	444,440	416,670	444,440	444,440	416,670	416,670	444,440	444,440	444,440	444,440	416,670	444,440	444,440
E-Modul-Krismer pro m [kN/m ² pro m]	17391,567	39629,397	29271,536	9929,565	51332,313	27631,609	66376,606	54558,333	31803,367	27748,135	69538,432	33513,085	57670,259	40344,885	33515,202	35861,195

Versuche für den Auftrieb

Im Zuge dieser Masterarbeit wurden zusätzlich zwei Versuche zu Wirkung des Auftriebs in Kombination mit zwei Füllmaterial gemacht. Dazu wurde ein Gitter mit der Größe von genau einem Quadratmeter in eine mit Wasser gefüllte Wanne getaucht und die auftretenden Kräfte außerhalb des Beckens davor und danach, in Wasser getaucht, gemessen. Beim ersten Mal wurde die Matte mit Kantkorn 32/63 gefüllt, danach wurde derselbe Ablauf nochmal mit Rundkorn 32/63 durchgeführt. Erste Erkenntnis dieser Versuche war, dass sich Rundkorn deutlich besser verdichten lässt als Kantkorn. Dies zeigt sich durch das anfängliche Füllgewicht und lässt sich auf die bessere Passform des Rundkorns zurückführen. Aus diesem Grund wurde bei den Versuchen auch eine stärkere Wirkung des Auftriebs bei Füllung mit Kantkorn festgestellt. Die genauen Parameter der Versuche sind auf der folgenden Seite abgebildet.



Gitter	Füllung	Masse Gitter [kg]	Masse Füllung [kg]	Masse Luft [kg]	Kraft Luft [kN]	Masse Wasser [kg]	Kraft Wasser [kN]	Delta [kN]	%
1	KK	8,84	87,68	94,19	0,924	60,86	0,597	0,327	64,61
2	RK	8,84	102,87	109,17	1,071	81,96	0,804	0,267	75,08

Eidesstattliche Erklärung

Ich versichere, dass ich die Masterarbeit ohne fremde Hilfe und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Quellen angefertigt habe, und dass ich die Arbeit in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt habe. Alle Ausführungen der Arbeit, die wörtlich oder sinngemäß übernommen wurden, sind als solche gekennzeichnet.

Wien, den 30.07.2018



(Lukas Grünberger)