

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
WIEN  
VIENNA  
UNIVERSITY OF  
TECHNOLOGY

# Diplomarbeit

**Master's Thesis**

**Entwicklung der Spannstahltechnologie bis hin zur  
begleitenden FE Berechnung von statischen  
Zulassungsprüfungen**

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

Eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Manuel Janisch BSc.

Matrikelnummer 0625219

Rohrer Straße 33, 7551 Bocksdorf

Unter der Leitung von O. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M. Eng. Johann Kollegger  
und Univ. Ass. Dipl.-Ing. Johannes Novoszel

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau,  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/212, 1040 Wien, Österreich

Bocksdorf, im September 2012

.....

# Vorwort

An dieser Stelle ist es Zeit, mich bei all den Menschen zu bedanken, die mich bis zu diesem Abschnitt meines Lebens begleitet haben. Dabei möchte ich mich vor allem bei meiner Familie bedanken, die mich immer tatkräftig unterstützt hat und mir in jeder noch so schwierigen Lebenslage beigestanden ist.

Des Weiteren möchte ich mich bei Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M. Eng. Johann Kollegger bedanken, der es mir bereits ermöglichte, eine Arbeit zur Erlangung des Grades des Bachelor zu verfassen, und der auch diese Arbeit förderte.

Einen besonderen Dank möchte ich Herrn Univ. Ass. Dipl.-Ing. Johannes Novoszel aussprechen, der mir immer mit Rat und Tat und vor allem mit sehr viel Einsatz und Begeisterung zur Seite gestanden hat.

Hiermit möchte ich mich auch bei meinem Gruppenleiter Herrn Ing. Thomas Peikert und meinen Arbeitskollegen bedanken, die immer Verständnis aufbrachten, wenn ich einmal nicht die entsprechende Zeit für die Arbeit aufwenden konnte.

# Kurzfassung

Diese Arbeit befasst sich mit der begleitenden Finite Elemente (FE) Berechnung von Zulassungsprüfungen an Litzenspanngliedern, welche hervorgerufen durch eine statische Belastung zum Versagen gebracht werden. Durchgeführt werden diese Zulassungsversuche im Versuchslabor des Institutes für Tragkonstruktionen - Betonbau an der Technischen Universität Wien. Geprüft werden sowohl Litzenspannglieder nach ETAG 013 als auch Schrägkabelsysteme nach fib bulletin 30.

Die ersten Kapitel geben einen kurzen Einblick über die Funktionsweise und die geschichtliche Entwicklung der Spannstahlsysteme und der Schrägkabelbrückenkonstruktion und leiten dann, mit einem Überblick über die aktuellen Richtlinien, auf die durchgeführten Versuche mit der Resonanzprüfanlage über. In dieser Versuchsserie wurden verschiedene Systeme von unterschiedlichen Herstellern nach den in den Richtlinien definierten Verfahren getestet.

Der Hauptteil dieser Arbeit beschäftigt sich anschließend mit dem Versuch, die Ergebnisse, welche bei den Zulassungsprüfungen der statischen Zugversuche ermittelt wurden, mit Hilfe eines FE- Programms begleitend zu berechnen. Dabei sollen die Zustände, welche im Inneren der Verankerungskörper vorherrschen, besser verstanden werden und ein erster Schritt zur begleitenden FE- Berechnung solcher Systeme unternommen werden. Zum Einsatz kommt dabei das Programm „Abaqus“ der Firma „Dassault Systems Simulia Corp.“.

Am Ende wird ein Ausblick für die Erweiterung der Berechnungen auf Schrägkabelsystembauteile und Ermüdungsversuche gegeben.

# Abstract

This paper deals with the accompanying finite element (FE) calculation of admittance examinations for post tensioning systems performed by means of fatigue tests with subsequent static load tests leading to failure. These certification experiments are carried out at the test laboratory of the Institute for Structural Engineering of the Vienna University of Technology, Austria. Systems under examination are post tensioning systems according to ETAG 013 and stay cable systems in compliance with fib bulletin 30.

The first chapters of the paper contain a short introduction of the functional principles as well as historical developments of post tensioning systems and stay cable bridge systems. After this, focus will lie on the current terms of the latest guidelines which will be followed by details regarding realised tests using resonance testing equipment. A variety of systems of different manufacturers were tested during this series of experiments carried out according to the currently applicable guidelines.

Linked to the introductory paragraphs, the main part explains the results of the aforementioned experiments by means of a collateral FE- calculation. Representing a first step for an accompanying FE simulation of such systems, this paper aims at facilitating the understanding of stress and strain states inside the anchorages. During the whole process, a product of the company “Dassault Systems Simulia Corp.”, the FE- program “Abaqus”, is used.

Conclusively, a short perspective on possible expansion of the FE- calculation in order to conduct numerical simulations from stay cable components and fatigue tests will be offered.

# Inhaltsverzeichnis

1	Zielsetzung und Motivation .....	1
1.1.	Einleitung und Problemstellung .....	1
1.2.	Gliederung der Arbeit .....	2
2	Bestandteile und Funktionsprinzipien von Schrägkabelbrücken und Spannbetonsystemen [1], [2], [3], [4] .....	3
2.1.	Einleitung.....	3
2.2.	Schrägkabelbrücken.....	3
2.2.1.	Der Pylon .....	3
2.2.2.	Der Streckträger.....	5
2.2.3.	Die Abspannungen .....	7
2.2.4.	Die Verankerung der Abspannungen.....	10
2.3.	Spannbetonsysteme.....	11
2.3.1.	Spanngliedarten.....	13
2.3.2.	Verankerung .....	17
2.3.3.	Einteilung der Spannsysteme .....	20
3	Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4].....	24
3.1.	Erste Entwicklungen .....	24
3.2.	Entwicklung in Europa bis zur Einführung des Spannstahls.....	25
3.2.1.	Von einfachen Eiseneinlagen bis zum Spannstahl .....	27
3.3.	Weiterentwicklung der Schrägkabelbrückenkonstruktion ab 1950 durch Dischinger .....	29
3.4.	Ingenieurbauten von Heute .....	32
3.4.1.	Die Alamillobrücke [16] .....	32
3.4.2.	Die Rügenbrücke [16] .....	33
3.4.3.	Pont de Normandie [16] .....	34
3.4.4.	Anwendungsgebiete und Beispiele aus dem Hochbau [4] .....	36

4	Aktuelle Richtlinien [6], [20].....	39
4.1.	„ETAG 013 (Ausgabe: Juni 2002)“ [20] .....	39
4.1.1.	Widerstand gegenüber einer statischen Belastung (Resistance to static load) 39	
4.1.2.	Ermüdungsfestigkeit (Resistance to fatigue).....	42
4.1.3.	Lasteinleitung in das Bauwerk (Load transfer to the structure) .....	44
4.1.4.	Reibungskoeffizient (Friciton coeffcient) .....	44
4.1.5.	Abweichungsbeschränkungen (Deviation/deflection limits) .....	44
4.1.6.	Funktionsfähigkeit/Betriebsfähigkeit des Systems in der Praxis (Practicability/reliability of installation).....	44
4.2.	„Fib bulletin 30 (Ausgabe: Jänner 2005) [6].....	45
4.2.1.	Zulassungsprüfung (Initial approval testing - qualification testing) .....	46
4.2.2.	Eignungsprüfung (Suitability testing).....	51
4.2.3.	Qualitätskontrolle (Quality control testing) .....	51
5	Stand der Technik der Prüfanlagen [21].....	52
5.1.	Allgemeines zu Ermüdungsnachweisen .....	52
5.2.	Prüfverfahren an anderen Einrichtungen.....	53
5.3.	Prüfverfahren an der Technischen Universität Wien .....	54
5.3.1.	Einbau des Versuchskörpers .....	57
5.3.2.	Messeinrichtungen.....	59
6	Grundlagenarbeiten für die FE- Berechnung [22], [23].....	60
6.1.	Problemklassifizierung.....	60
6.2.	Fließkriterium und Vergleichsgrößen [24].....	61
6.2.1.	Fließhypothese nach Tresca.....	62
6.2.2.	Fließhypothese nach von Mises.....	63
6.2.3.	Zusammenfassung der Fließhypothesen.....	63
6.3.	Ermittlung von Fließkurven des Spanngliedmaterials aus durchgeführten Zugversuchen.....	64

6.3.1.	Zweilitziges Vorspannsystem.....	65
6.3.2.	Vierlitziges Vorspannsystem .....	69
6.3.3.	Monosystem (Einlitziges Vorspannsystem) .....	72
6.4.	Schädigungsverhalten des Materials [25], [26], [27], [28] .....	73
6.4.1.	Nukleation von Hohlräumen.....	74
6.4.2.	Wachstum von Hohlräumen.....	75
6.4.3.	Bildung von Scherbändern.....	76
6.4.4.	Mikrorissbildung und dessen Entwicklung .....	76
6.4.5.	Bestimmung der GTN- Parameter [28] .....	78
6.5.	Bruchflächen statischer Versuche von Monosystemen .....	80
6.6.	FE- Netzgenerierung .....	84
6.6.1.	Repräsentatives Volumenelement (RVE) .....	84
6.6.2.	Elementwahl .....	87
6.6.3.	2D- Vorstudie [29], [30], [31], [32], [33], [34] .....	88
6.6.4.	3D- Vernetzung.....	98
6.7.	Lösungsalgorithmus der FE- Berechnung .....	99
6.7.1.	Nichtlinearität .....	99
6.7.2.	FE- Algorithmus .....	101
6.7.3.	Schwierigkeiten in der FE- Berechnung.....	103
6.7.4.	Postprocessing .....	104
7	Ausgewählte statische Zugversuche an Verankerungssystemen .....	105
7.1.	Quadratischer Stab ohne Keilverzahnung (1. Schritt).....	105
7.2.	Kreisförmiger Litzenquerschnitt ohne Keilverzahnung (2. Schritt) .....	107
7.3.	Spanndrahtlitze ohne Keilverzahnung (3. Schritt).....	108
7.4.	Monolithensystem (Versuch 1) .....	109
7.5.	Zweilitziges Vorspannsystem (Versuch 2) .....	112
7.6.	Vierlitziges Vorspannsystem (Versuch 3) .....	113
8	Ergebnisse, Schlussfolgerungen und Ausblick .....	115

8.1.	Ergebnisse [32], [35].....	115
8.2.	Ausblick.....	121
8.2.1.	Statische Zugversuche weiterer Systeme.....	121
8.2.2.	FE- Simulation der Ermüdungsbeanspruchung bei Dauerschwingversuchen [36], [37].....	122
9	Literaturverzeichnis.....	127
9.1.	Bildquellen aus dem Internet.....	129
10	Abbildungsverzeichnis.....	131
11	Tabellenverzeichnis.....	134



## **1 Zielsetzung und Motivation**

### **1.1. Einleitung und Problemstellung**

Im Zuge der Zulassungsprüfungen für Spannstahlsysteme, sei es für Schrägkabelbrücken oder für Spannbetonbauwerke, werden und wurden diverse Versuche mit Prüfeinrichtungen an den Bestandteilen der Systeme durchgeführt. Diese Versuche haben alle gemeinsam, dass es zu einer Auswertung anhand vordefinierter zu erreichender Werte kommt. Anhand dieser Werte können jedoch keine genaueren Aussagen über die Spannungszustände in einem Ankerkörper, welche durch Kontakt zwischen den einzelnen Elementen vorherrschen, getätigt werden.

Aus diesem Grund soll die hier vorliegende Arbeit zur Erforschung der Spannungs- und Verzerrungszustände und zu einem daraus besseren Verständnis der Systemkomponenten beitragen.

Die Vorgangsweise war es, von diversen Firmen zur Verfügung gestellte Systeme jeweils einem statischen und einem Ermüdungsversuch zu unterziehen und diese auszuwerten. Anhand dieser Auswertungen wurden begleitend Berechnungen mit Hilfe eines Finiten Elemente (FE) Programmes durchgeführt.

Auf Grund der sehr aufwendigen Berechnungen durch die komplexe Nichtlinearität des vorliegenden Problems, werden in dieser Arbeit jedoch ausschließlich statische Zugversuche nach ETAG 013 modelliert und einer FE- Studie unterzogen.

Mit dieser Arbeit soll daher ein erster Schritt für die begleitende FE- Berechnung von Zulassungsversuchen für Spannstahlsysteme an der Technischen Universität Wien vollzogen werden.

### **1.2. Gliederung der Arbeit**

Um dem Umfang dieses Teilfachgebietes nur annähernd gerecht zu werden, möchte ich zu Beginn dieser Arbeit auch einen kurzen Überblick über die Entstehungsgeschichte als auch über die momentan im Einsatz befindlichen Systeme geben, welches mich zu folgendem Aufbau geführt hat.

In den Kapiteln 2 und 3 wird die Funktionsweise der Systeme sowie deren Ursprung und die Entwicklung bis zur heutigen Zeit näher erläutert. Dabei werden Probleme aufgezeigt, die vor allem zu Beginn der Schrägkabelbrückenkonstruktion auftraten, sowie deren Behebung durch die Einführung des Spannstahls. Dazu werden auch einige bereits ausgeführte Beispiele der Moderne aus dem Schrägkabelbrückenbau und dem Hochbau angeführt und beschrieben.

Nach den einführenden Worten, Zusammenfassungen und Erläuterungen wird dann über das Kapitel 4, in dem die aktuellen Richtlinien sowohl für Schrägkabel als auch für Spannbetonsysteme beschrieben werden, und dem Kapitel 5, in dem die heute zur Zulassungsprüfung verwendeten Einrichtungen beschrieben werden, auf die Versuche der TU Wien und auf das Kernthema dieser Arbeit übergeleitet.

Das wesentliche Thema dieser Arbeit befasst sich mit den in den Kapiteln 6 und 7 festgehaltenen ermittelten Berechnungsparametern und den begleitenden FE-Berechnungen der ausgeführten Versuche.

Am Ende dieser Arbeit werden im Kapitel 8 die Ergebnisse der Versuchsdurchführung mit denen der Zulassungsversuche gegenübergestellt, und es soll gezeigt werden, dass man mit Hilfe der FE- Methode Anschlussdetails von Spannsystemen begleitend zu den Laborversuchen berechnen kann. Im Ausblick wird die Vorgangsweise zur Erweiterung auf das Thema Ermüdung beschrieben, um die Erfahrungen dieser statischen Berechnungen einzusetzen und eine Aufstellung von entsprechenden, erforderlichen FE- Werkzeugen für die Simulation der Ermüdungsversuche herauszuarbeiten.

## **2 Bestandteile und Funktionsprinzipien von Schrägkabelbrücken und Spannbetonsystemen [1], [2], [3], [4]**

### **2.1. Einleitung**

In diesem Kapitel soll ein Überblick über Schrägkabelbrücken und Spannbetonsysteme geschaffen werden. Folglich wird im Kapitel 2.2 auf die Hauptbestandteile und Funktionsprinzipien der Schrägkabelbrückenbauweise eingegangen. Im Kapitel 2.3 wird auf die verschiedenen Möglichkeiten des Vorspannens von Betonbauteilen und auf die Verankerungsmöglichkeiten der Spannglieder eingegangen.

### **2.2. Schrägkabelbrücken**

Grundsätzlich besteht jede Schrägkabelbrücke aus mindestens einem Pylon, einem sogenannten Streckträger, auf dem der Verkehr seinen Fluss nimmt und aus den Abspannungen, den Schrägkabeln. Wie im Kapitel 3 dokumentiert, entwickelten sich die Schrägkabelbrücken erst im Laufe der Zeit aus den Hängebrücken heraus, was anfangs zu Hybridformen, also einer Mischung aus Hänge- und Schrägkabelbrücke, führte.

#### **2.2.1. Der Pylon**

Der Pylon ist das tragende Element einer Schrägkabelbrücke und wird vor allem mit Druckkräften und Momenten aus den unsymmetrischen Lasten, welche sich aus seiner Funktion ergeben, belastet. Die Belastungen setzen sich aus den Kräften der Abspannungen (Schrägkabel) und des Streckträgers zusammen. Diese Art der Belastung und die Konstruktionsweise erfordern daher immer eine Bemessung auf Stabilitätsversagen des Pylons. Durch seine Gründung leitet er eine Vielzahl an Lasten aus dem Streckträger und den Abspannungen, welche durch Eigengewicht, Nutzlasten, Windlasten, Schneelasten und Erdbebeneinwirkungen entstehen können, in den Untergrund ein. Es ist dabei zu beachten, dass durch die Anordnung der Abspannungen die Kräfte auf ein nötiges

## 2 Bestandteile und Funktionsprinzipien von Schrägkabelbrücken und Spannbetonsystemen [1], [2], [3], [4]

---

Maß reduziert werden können. Ein Vorteil dieser Bauweise ist es, dass man mit Hilfe der Abspannungen die Anzahl der festen Auflagerungen reduzieren kann, welches sich positiv für die Baukosten und den Umweltschutz auswirken kann. Diese positiven Auswirkungen beruhen vor allem auf den geringeren Raumsanspruch der Brücke im Baugebiet und dem geringeren Ressourcenverbrauch. Der Pylon, welcher zu meist bereits aus großen Entfernungen gesehen werden kann, übernimmt auch eine sehr hohe architektonische Funktion. Auf Grund der gestellten Anforderungen ist es wichtig, auf einen erfahrenen Konstrukteur zurückgreifen zu können, der die statischen Funktionen des Pylons mit den architektonischen vereinen kann. Grundsätzlich gibt es im Querschnitt zur Brückenachse, wie in Abbildung 2-1 dargestellt zwei Grundformen, den H- Pylon mit zwei Kabelebenen und den I- Pylon mit einer Kabelebene. Ausgehend von diesen beiden Formen entstehen Mischformen wie der A- Pylon, welcher entweder eine oder zwei Kabelebenen aufweisen kann. Um bei hoch gelegenen Fahrbahnen nicht zu weit auseinanderzuklaffen, können die Fußpunkte des A- Pylon unterhalb der Fahrbahn wieder zu einem Punkt zusammengeführt werden, wodurch eine deltoideartige Form des Pylons entsteht. Dieser Pylon kann jedoch auch auf den Kopf gestellt werden, wodurch jedenfalls eine Schrägkabelbrücke mit zwei Kabelebenen entsteht.

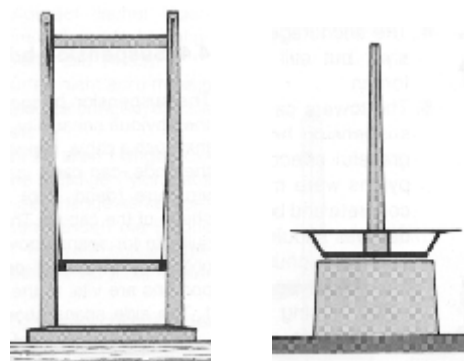


Abbildung 2-1 H- I- und A-Pylone [5]

Um eine Vorstellung zu bekommen, wie die Abspannungen mit dem Pylon verbunden sind, gibt es einige schematische Beispiele für diese Verankerungen in der „fib bulletin 30“. Diese sind in den Abbildungen Abbildung 2-2 und Abbildung 2-3 dargestellt.

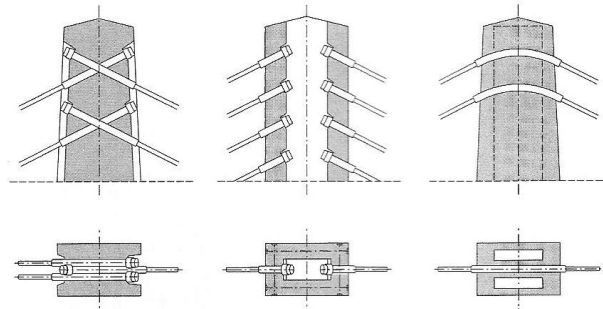


Abbildung 2-2 Typische Betonpylonköpfe (concrete Pylon heads) [6]

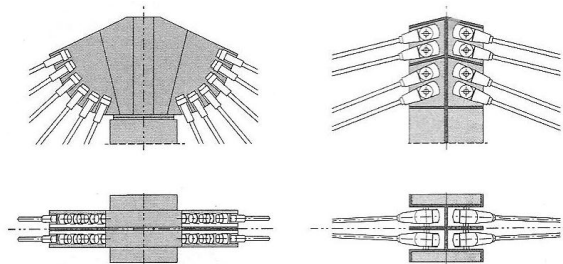


Abbildung 2-3 Typische Stahlpylonköpfe (steel Pylon heads) [6]

### 2.2.2. Der Streckträger

Der Streckträger kann entweder gelenkig oder eingespannt im Pylon gelagert sein und übernimmt die Hauptfunktion der Schrägkabelbrücke, in dem er einen Übergang für die verschiedenen Verkehrsarten sei es Fußgänger, Radfahrer oder Kraftfahrzeugverkehr über ein Hindernis wie Täler oder Flüsse schafft. Die Querschnittsform richtet sich bei einem Streckträger nach den speziellen Anforderungen an das Tragwerk. Dabei ist nicht nur die Tragfähigkeit, sondern auch die Gebrauchstauglichkeit über die Lebensdauer nachzuweisen, in Abhängigkeit von der Nutzungsart der Brücke (Fußgängerbrücke, Eisenbahnbrücke, Brücke für Kraftfahrzeuge oder Kombinationen dieser Verkehrstypen). Bei der Bemessung ist vor allem auch auf die Windverhältnisse zu achten, da diese die Brücke sehr stark in Schwingung und somit zum Versagen bringen können. Dabei soll auch gleich auf die nötige Steifigkeit des Systems hingewiesen werden, welche mit Hilfe der Vorspannung der Abspannungen erhöht werden kann, um das System schwingungsunempfindlicher zu machen. Diese fehlende Vorspannung der Abspannungen führte zu Beginn der Schrägkabelbrücken zum Versagen der Brücken und zu schwerwiegenden Unfällen, welches im Kapitel 3 näher behandelt wird. Es ist nicht nur die Vorspannung der Abspannungen für die Form des Streckträgers maßgebend

## 2 Bestandteile und Funktionsprinzipien von Schrägkabelbrücken und Spannbetonsystemen [1], [2], [3], [4]

---

sondern auch die Anzahl der Kabelebenen, die bestimmen welchen Widerstand ein Tragwerk in Querrichtung aufweisen muss. In diesem Zusammenhang ist vor allem auf die Torsionssteifigkeit des Streckträgers zu achten. Die Abbildungen Abbildung 2-4 und Abbildung 2-5 zeigen zu den Steifigkeitsproblemen in Querrichtung in Abhängigkeit der Anzahl der Kabelebenen einige Beispiele für die richtige Wahl des Brückenquerschnitts.

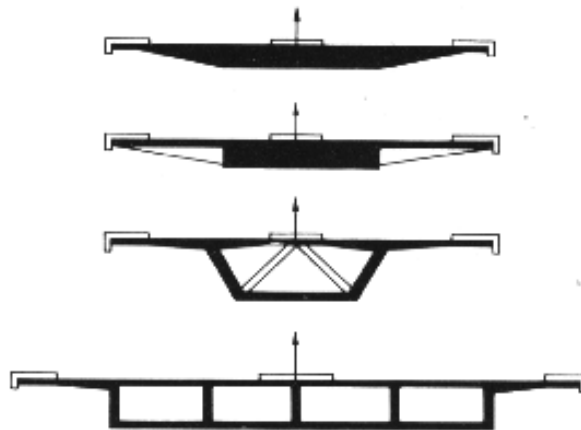


Abbildung 2-4 torsionssteife Querschnitte für eine Kabelebene [5]



Abbildung 2-5 torsionsweiche Querschnitte für zwei Kabelebenen [5]

Die heutigen Querschnitte moderner Schrägkabelbrücken bestehen entweder aus reinen Stahl- oder Betonquerschnitten sowie aus einer Kombination dieser beiden Materialien. Dabei ist besonders bei den reinen Betonquerschnitten auf die Anordnung der Kabelebenen zu achten, um den Materialeigenschaften des Betons gerecht zu werden.

### 2.2.3. Die Abspannungen

Die Abspannungen einer Schrägkabelbrücke bestehen meistens aus Kabeln oder Seilen. Ein kurzer Überblick über die Arten wird im Kapitel 2.3.1 wiedergegeben. Kabel bestehen aus parallelen Stahldrähten, Seilen oder Litzen, bei denen sich die Materialeigenschaften des Einzelelementes addieren und sich somit je nach Dicke des Kabels die Eigenschaften einstellen lassen. Eine der bekanntesten Brücken mit Anwendung eines Kabels ist die Golden Gate Bridge in San Francisco am Golden Gate. Errichtet wurde sie bereits in den Jahren 1933 bis 1937 mit einer Hauptspannweite von rund 1280 Metern. Um diese Spannweite erzielen zu können, wurden Kabel mit einem Durchmesser von 92,4 cm und 27.572 Einzeldrähten benötigt. Ein Querschnitt dieser Kabel wird in Abbildung 2-6 dargestellt. Die Problematik bei den Kabeln, die bei der Golden Gate Bridge eingesetzt wurden, liegt darin, dass gerissene Drähte im Inneren des Kabels nur sehr schwer detektiert und ausgetauscht werden können. Heute werden daher fast ausschließlich nur mehr Kabel bestehend aus Seilen und Litzen eingesetzt.



Abbildung 2-6 Querschnitt eines Kabels der Golden Gate Bridge [7]

Seile bestehen aus einem zentralen Seelendraht, welcher durch weitere Drähte spiralförmig eingewickelt wird. Durch diese Wicklungen erreicht man kleinere Krümmungsradien als bei Kabeln, welches eine leichtere Umlenkung am Umlenksattel ermöglicht. Der große Nachteil dieser Seile besteht in einem 10 %

bis 15% kleineren Elastizitätsmodul gegenüber den Kabeln. Dieser Verlust wird als Verseilverlust bezeichnet und ist mit dem dreidimensionalen Spannungszustand, welcher sich durch das Wickeln beim Herstellungsprozess ergibt, erklärt. Der Elastizitätsmodul bei Seilen kann sich durch die geringe Veränderung der Lage der Einzeldrähte, auf Grund veränderlicher Lasten verändern. Diesem Umstand wird im Werk meist durch Vorbelastung, dem sogenannten Vorrecken, entgegengewirkt.

Wie bei einem Durchlaufträger werden die Lasten, welche an der Verankerungsstelle im System angreifen, direkt in die Schrägkabel eingeleitet. Da im Brückenbau neben dem Eigengewicht vor allem veränderliche Lasten wirken, entstehen in den Abspannungen daher sehr große Spannungsdifferenzen, welche die Tragfähigkeitseigenschaften des Kabels im Verlaufe der Zeit herabsetzen. Diese Ermüdungsfestigkeit wird durch die Dauerschwingfestigkeit ermittelt, welche in Österreich nach den Richtlinien der „ETAG 013“ (Spannsysteme für das Vorspannen von Tragwerken) und der „fib bulletin 30“ (Schrägkabel für Schrägkabelbrücken - stay cable bridges), welche im Kapitel 4 näher beschrieben werden, geprüft. Die Kräfte, welche die Abspannungen aufnehmen müssen, werden über Anker in den Streckträger und in den Pylon eingeleitet. Im Laufe der Zeit wurden immer mehr Ankersysteme entwickelt, über die im Kapitel 2.3.2 ein kurzer Überblick gegeben wird. Damit die Abspannungen eine möglichst hohe Lebenserwartung erreichen können, müssen diese vor allem gegen Korrosion geschützt werden. Daher kommen bei modernen Schrägkabelbrücken meist vollverschlossene Kabel zum Einsatz. Mechanische Einwirkungen wie anprallende Fahrzeuge, Vandalismus oder Feuer müssen ebenfalls berücksichtigt werden. Wurde ein Kabel oder ein Seil so weit beschädigt, dass die Tragfähigkeit nicht mehr gewährleistet werden kann, muss dieses ausgewechselt werden können. Brücken und Tragwerke müssen daher immer einer Inspektion unterzogen werden. Dabei richten sich die Inspektionsintervalle und vor allem deren Umfang nach dem Zustand und dem Alter der Tragwerke.



Um bestehende Abspannungen begutachten zu können, stehen heute die folgenden Verfahren zur Verfügung:

- \* Visuelle Prüfung
- \* Magnetinduktive Prüfung
- \* Durchstrahlungsprüfung
- \* Schwingungsmessung
- \* Messung der Spannkraft
- \* Ultraschallprüfung

Es wird empfohlen, diese Methoden zu kombinieren, um ein Optimum der Prüfqualität und eine Kostenminimierung bei der Sanierung erzielen zu können. Wurde bei der Überprüfung ein Schaden festgestellt, so ist man dazu verpflichtet, diese Kabel zu erneuern bzw. das komplette System zu ersetzen. Um das Austauschen erleichtern zu können, wurden sogenannte Kabelspreizungen wie in Abbildung 2-7 dargestellt entwickelt, welche einen Abstand zwischen den einzelnen Seilen oder Litzen erzeugen. Dieser fehlende Abstand zwischen den Bestandteilen der Kabel erschwert vor allem bei älteren Brücken und Tragwerken, sowie bei älteren Kabeln, welche aus Einzeldrähten bestehen, die Auswechslung als auch die Überprüfbarkeit.



**Abbildung 2-7 Herstellen einer Seilspreizung**

Ein weiterer Punkt ist die Anordnung der Schrägkabel. Prinzipiell werden die Abspannungen entweder harfenförmig (harp), fächerförmig (fan) oder in einer Mischform (semi-fan) angeordnet. Eine schematische Darstellung ist in Abbildung 2-8 gegeben.

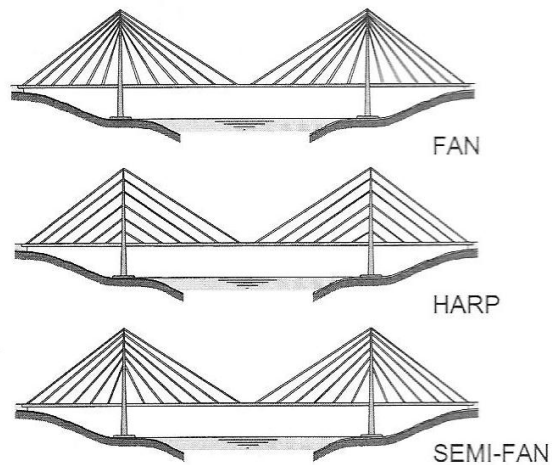


Abbildung 2-8 Anordnungsmöglichkeiten der Abspannungen [6]

### 2.2.4. Die Verankerung der Abspannungen

Die Verankerungsvariante der Abspannungen wird maßgeblich von der Bauart und den Materialeigenschaften des Pylon und des Streckträgers beeinflusst. Zumeist werden die Abspannungen durch ein Stahlrohr wie in Abbildung 2-9 ersichtlich geführt, an dem diese mittels des Ankerkörpers gespannt werden.

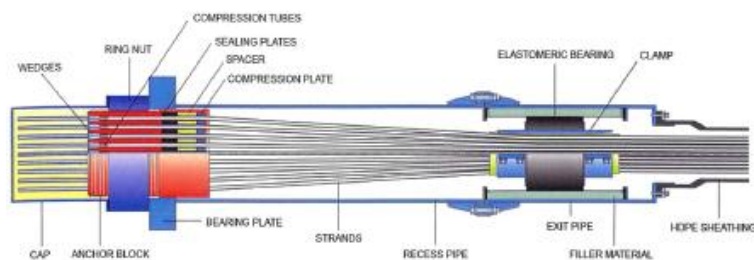


Abbildung 2-9 Verankerungsbeispiel eines Parallellitzenkabel

Bei Stahlbrücken können diese Rohre direkt an die tragenden Bauteile des Querschnittes angeschweißt werden, und so relativ einfach eine tragende Funktion übernehmen.

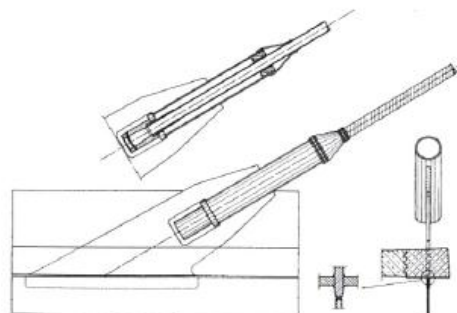


Abbildung 2-10 Kabelverankerung am einem Stahlstreckträger [1]

In Betonquerschnitten müssen diese Rohre zusätzlich mit einer Druckplatte, welche sich gegen den Beton stützt, und Schubringen ausgestattet sein, um die zu erwartenden Kräfte in die Bauteile einleiten zu können. Zusätzlich zur Anbindung an die schlaffe Bewehrung mittels der Schubringe kann es erforderlich sein, dass die Betonbauteile vorgespannt werden müssen, um die entstehenden Zugkräfte aus der Verankerung aufnehmen zu können, wie es zum Beispiel an einem Pylonkopf (siehe Abbildung 2-2), der als Hohlkastenquerschnitt ausgeführt wurde, notwendig ist.

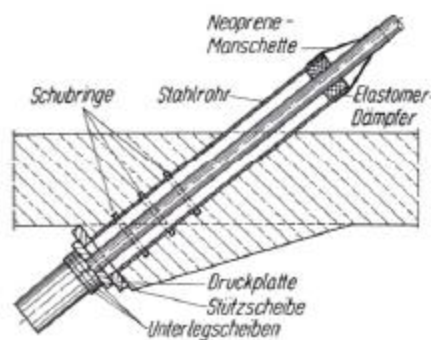


Abbildung 2-11 Kabelverankerung im Beton [1]

### 2.3. Spannbetonsysteme

Im Gegensatz zur herkömmlichen Stahlbetonbauweise, in der die Bewehrung schlaff eingelegt wird, wird beim Spannbeton die Bewehrung in einem vorgespannten Zustand eingebaut. Mit dieser Vorspannung wird im Bauteil ein belastungsunabhängiger Eigenspannungszustand hervorgerufen, der die Spannungsverteilung im Endzustand nach Lastaufbringungen begünstigen soll. Dieses Bauverfahren kann sowohl bei statisch bestimmten Systemen (nur Eigenspannungszustand) und bei statisch unbestimmten Systemen (Eigenspannungszustand und Zwangsspannungen) eingesetzt werden. In Abbildung 2-12 ist eine Gegenüberstellung von unbewehrtem, schlaff bewehrtem Beton und von Spannbeton bei gleicher Belastung im Endzustand abgebildet. Dabei ist zu erkennen, dass sich mit dem Einbringen einer Vorspannung gegenüber dem herkömmlichen Stahlbeton wesentliche Vorteile im Hinblick auf die Rissbildung und somit besonders auf die Gebrauchstauglichkeit, aber auch auf die Tragfähigkeit des Bauteils, bei optimaler Ausnutzung der Vorteile dieses Systems, hervorrufen lassen können.

## 2 Bestandteile und Funktionsprinzipien von Schrägkabelbrücken und Spannbetonsystemen [1], [2], [3], [4]

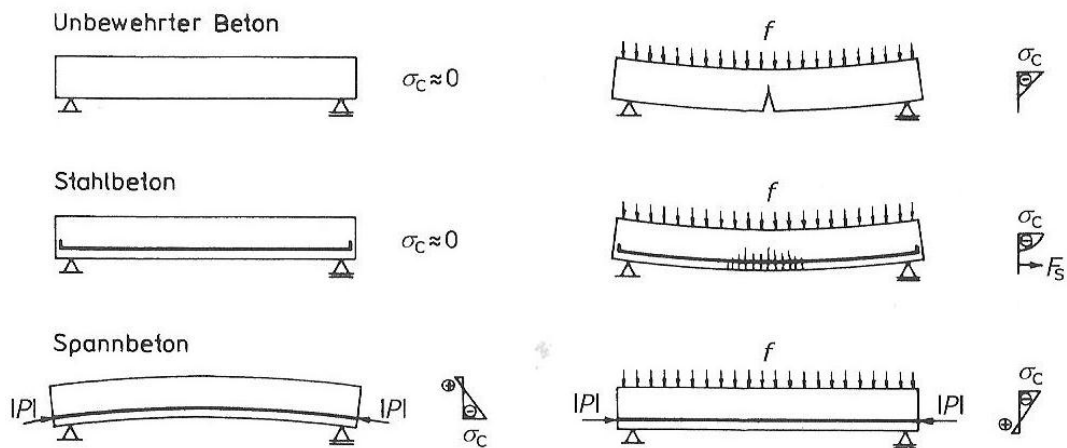


Abbildung 2-12 Gegenüberstellung von Spannbeton, Stahlbeton und unbewehrter Beton [3]

Diesen Umstand hebt Abbildung 2-13 noch einmal durch einen Vergleich der Tragfähigkeit eines Zugstabes aus Spannbeton und einem aus Stahlbeton hervor. Wie man in dieser Abbildung leicht erkennen kann, weist die Stahlbetonbauweise bei einem reinen Zugstab ihre Grenztragfähigkeit bereits bei einer Belastung von rund 548 kN auf. Im Vergleich dazu erzielt man mit der Spannbetonbauweise bis zu 1.847 kN, also mehr als das Dreifache des Stahlbetons. Dieser Unterschied von rund 1.299 kN ist jedoch nur auf die sehr hohe Spannstahlfestigkeit zurückzuführen, welche diese Bauweise erst ab der Mitte des 20. Jahrhunderts ermöglicht hat.

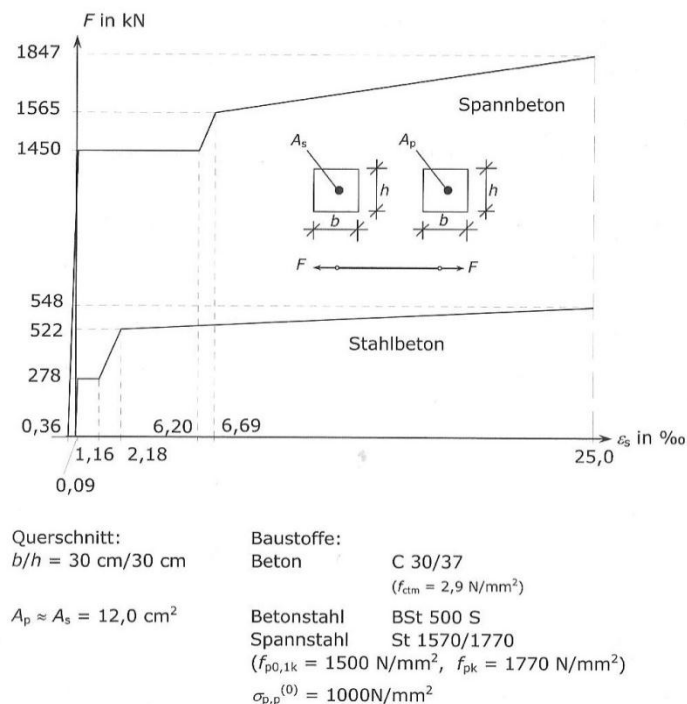


Abbildung 2-13 Vergleich der Tragfähigkeit eines Zugstabes aus Stahl- und Spannbeton [3]

### 2.3.1. Spanngliedarten

Im Laufe der letzten 60 Jahre wurde der Spannstahl immer weiterentwickelt, was zu einer Vielzahl an verschiedenen Spanngliedern führte. Es wird darauf hingewiesen, dass folgende Auflistung nur einen kurzen Auszug aus dieser Vielzahl widerspiegeln soll.

#### 2.3.1.1 Stäbe oder Stabstahlbündel (Abbildung 2-14)

Stäbe werden entweder einzeln oder als Stabstahlbündel in Stahlhüllrohren mit Abstandhaltern und nachträglichem Auspressen des Stahlhüllrohres mit Injektionsmörtel eingebaut. Angewendet werden diese bei der Sanierung, Ertüchtigung und in geotechnischen Anwendungen als Anker. Die Einzelstäbe weisen dabei entweder eine glatte Oberfläche mit kaltaufgerollten Gewinden an den Enden auf oder haben eine Profilierung auf der gesamten Oberfläche. Der Vorteil der profilierten Stäbe liegt darin, dass diese vor Ort auf die richtige Länge gekürzt werden können. Im Gegensatz dazu muss die Spannstablänge bei Stäben mit glatter Oberfläche bereits bei der Bestellung angegeben werden, welches eine genaue Planung erfordert. Die Verankerung der Stäbe erfolgt über Gewindeverankerungen.

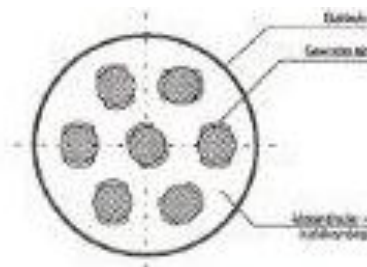


Abbildung 2-14 Stabstahlbündel in einem Stahlhüllrohr [8]

#### 2.3.1.2 Vollverschlossene Spiralseile (Abbildung 2-15)

Vollverschlossene Spiralseile bestehen aus mehreren Drahtschichten, bei denen die äußersten Drähte ein z-förmiges Querschnittsprofil aufweisen, die jeweils um die darunterliegende Schicht gewickelt werden. Im Bauwesen werden diese Seile vor allem als Hängerseile oder als Tragseile im Brückenbau verwendet. Durch die z-förmigen äußeren Drähte entsteht eine nahezu wasserdichte Oberfläche, deren Dichtheit sich mit höheren Zugspannungen im Seil durch die dabei entstehenden Seitenpressungen erhöht. Die Vorteile dieses Seils bestehen darin, dass man Hüllrohre und Injektionsmörtel einsparen kann, da der Korrosionsschutz bereits

durch die Form gegeben ist. Dieser Korrosionsschutz ist jedoch nur bei sorgfältiger Ausführung der Anker- oder Sattelumlenkstellen gegeben. Um die Korrosionsschutzwirkung zu verbessern, werden die Drähte nach dem aktuellen Stand der Technik mit verschiedenen Auflagenstärken (z.B. Galfanauflage mit ca. 280 g/m<sup>2</sup>) verzinkt und die Zwischenräume im Inneren mit Polyurethan verfüllt. Zumeist werden die Kabel zusätzlich mit mehreren Beschichtungen überzogen.

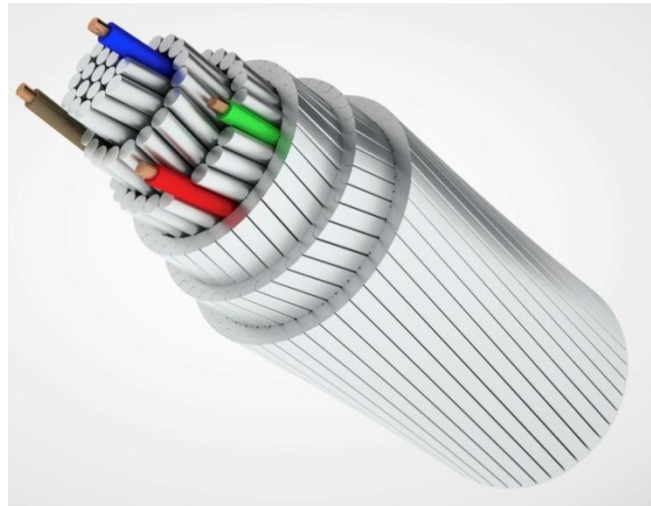


Abbildung 2-15 vollverschlossenes Spiralseil [9]

### 2.3.1.3 Offene Spiralseile (Abbildung 2-16)

Offene Spiralseile bestehen wie vollverschlossene Spiralseile aus mehreren Drahtschichten, weisen jedoch im Gegensatz zu diesen keine z-förmigen Außendrahtlagen zum Verschließen der inneren Schichten auf, wodurch kein Korrosionsschutz gegeben ist. Im Bauwesen werden offene Spiralseile als Hängerseile im Brückenbau und als Tragseile für untergeordnete Zwecke eingesetzt.



Abbildung 2-16 offenes Spiralseil [9]

#### **2.3.1.4 Rundlitzenseile (Abbildung 2-17)**

Rundlitzenseile bestehen aus Einzellitzen, die wiederum um eine Seelenlitze gewickelt werden. Sie haben auf Grund des schlechten Korrosionsschutzes und des geringen Elastizitätsmoduls eine geringe Bedeutung im Bauwesen und werden daher vor allem als „laufende Seile“ oder als „Anschlagseile“ eingesetzt.

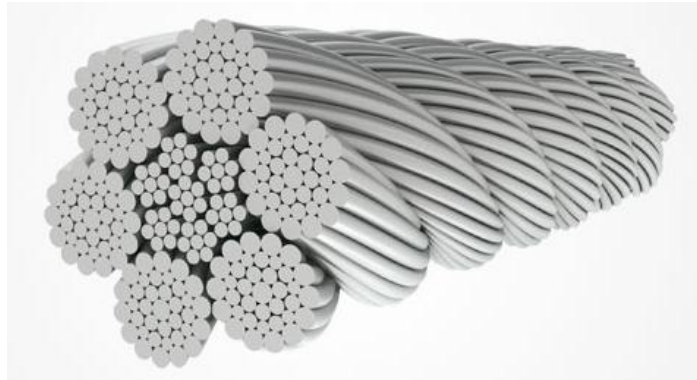


Abbildung 2-17 Rundlitzenseil [9]

#### **2.3.1.5 Kabel oder Drahtbündel**

##### **◆ Paralleldrahtkabel**

Paralleldrahtkabel (Abbildung 2-18) bestehen aus parallelen Einzeldrähten, welche mit einem Metall- oder Kunststoffhüllrohr ummantelt und dazwischen mit einer Zementmörtelinjektion verpresst sind, um den Korrosionsschutz herzustellen. Diese Kabel werden schon seit dem 19. Jahrhundert im Brückenbau für Tragseile eingesetzt und finden auch im Spannbeton ihre Anwendung. Der Vorteil liegt in der sehr guten Ermüdungsfestigkeit der parallelen Drahtbündel, wodurch Sie sich besonders für dynamische Belastungen eignen. Im Gegensatz zu Litzen und Seilen addieren sich bei den Kabeln und Bündeln die Drahtbruchlasten der Einzeldrähte, und der Elastizitätsmodul entspricht dem der Einzeldrähte.

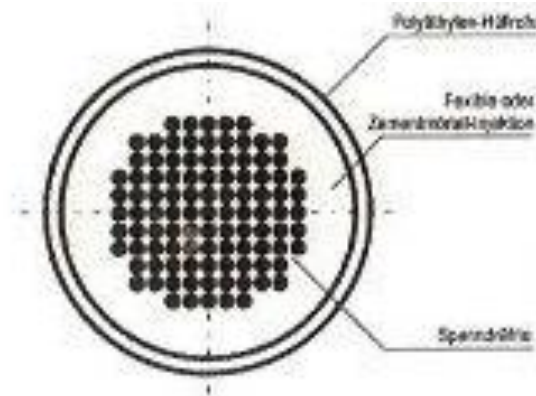


Abbildung 2-18 Paralleldrahtkabel [8]

#### ◆ Parallellitzenkabel

Wie bei den Paralleldrahtkabeln liegen auch bei den Parallellitzenkabeln (Abbildung 2-19) die einzelnen Litzen parallel nebeneinander. Die einzelnen Litzen bestehen dabei aus sieben miteinander verwundenen Einzeldrähten. Dabei ist zu beachten, dass bei den Litzen die Dauerfestigkeit geringer ist als die eines Einzeldrahtes mit gleicher Gesamtquerschnittsfläche und auch der Elastizitätsmodul durch die Vorspannung beim Herstellungsprozess abnimmt. Ferner muss auch der höhere Aufwand bei der Herstellung des Korrosionsschutzes beachtet werden, der sich durch die höhere Materialoberfläche im Vergleich zum Einzeldraht ergibt.

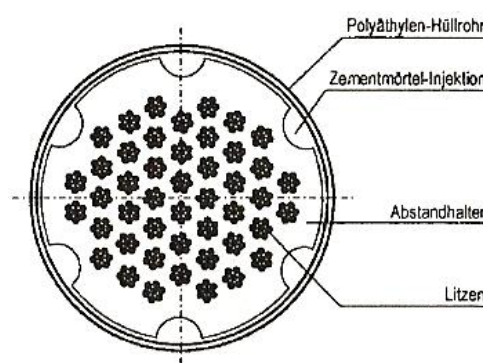


Abbildung 2-19 Parallellitzenkabel [8]



#### ◆ Monolitzenkabel

Bei den Monolitzenkabeln (Abbildung 2-21) werden ebenfalls wieder parallele Litzen zum Einsatz gebracht. Der große Unterschied zwischen den Parallellitzenkabeln und den Monolitzenkabeln liegt jedoch an den in Abbildung 2-20 dargestellten Litzen. Im Gegensatz zu einfachen Litzen sind Monolitzen bereits mit einem werksseitigen Korrosionsschutz versehen. Daher müssen die Hüllrohre nicht mehr mit einer Zementmörtel- Injektion verpresst werden. Dies führt zu wirtschaftlichen Vorteilen da, bei einem Schaden jedes Kabel einzeln ausgetauscht werden kann oder diese bei einem zu großen Spannkraftverlust nachgespannt werden können.



Abbildung 2-20 Monolitzenaufbau [10]



Abbildung 2-21 Monolitzenkabel (Typ VT-CMM) [8]

### 2.3.2. Verankerung

Verankerungen leiten die vorhandenen Kräfte der Spannglieder dauerhaft in das Bauwerk ein, werden speziell auf die Eigenschaften des jeweiligen Spanngliedes abgestimmt und mit diesem als Gesamtsystem in den Versuchsanstalten getestet. Eine Ausnahme ist die Vorspannung vor dem Erhärten des Betons (siehe Kapitel 2.3.3), welches ein Sonderkapitel dieses Themas darstellt, da hierbei keine zusätzlichen Ankerkörper benötigt werden. Bei den anderen Systemen ist so gesehen zwischen intern/extern und mit oder ohne Verbund zu unterscheiden. Bereits hier ist darauf hinzuweisen, dass die Ermüdungsfestigkeit an den Ankerstellen durch Kerbwirkungen, Reibungskorrosion und Umlenkungen der Spannglieder geringer ausfällt und somit diesen Anschlüssen des Spannstahls zwischen Bauteilen und offenem Spannglied eine noch größerer Bedeutung zugeschrieben werden muss.

### **2.3.2.1 Keilverankerung (Abbildung 2-22)**

Keilverankerungen bestehen im Prinzip aus Kreisringkeilen, welche entweder zweiteilig, dreiteilig oder vierteilig ausgeführt werden können. Dabei weisen die Kreisringkeile zum einen eine glatte mit etwa  $7^\circ$  geneigte Wandfläche auf, welche durch Reibung am Ankerkörper eine Querpressung hervorruft. Zum anderen ist die Innenseite mit Zähnen versehen, welche sich durch die höheren Materialhärteeigenschaften der Keiloberfläche in die Spannstahlglieder einkerb. Durch diese Kerbwirkung darf die Ermüdungsfestigkeit des Spannstahlgliedes nicht unzulässig abgemindert werden. Dabei gilt es Systeme mit Verbund und Systeme ohne Verbund zu unterscheiden. Bei Systemen mit Verbundwirkung zwischen Spannglied und Beton wird durch den Verbund eine Dämpfung des Lastwechsels durch das Zusammenwirken des gesamten Bauteils hervorgerufen. Im Gegensatz dazu werden bei Systemen ohne Verbund die Lastwechsel durch Verkehrslasten bis zu den Ankerstellen eingeleitet und somit in diesen Stellen ebenfalls größere dynamische Belastungen hervorgerufen.



Abbildung 2-22 Keilverankerung des Typs MA der Firma DYWIDAG [11]

### **2.3.2.2 Gewindeverankerung (Abbildung 2-23)**

Bei Gewindeverankerungen werden Stäbe durch ein, mit einem Spezialverfahren aufgebracht Gewinde und einer Mutter, welche gegen den ausgehärteten Beton gepresst wird, vorgespannt und verankert. Auf Grund dieser Funktionsweise und ihrer geometrischen Form werden an diese besondere Anforderungen gestellt. Durch die großen Zugkrafteinbußen und einer geringeren Ermüdungsfestigkeit bei auf den Stabstahl aufgeschnittenen Gewinden, konnten diese im Spannstahlbereich nicht eingesetzt werden. Daher werden die Gewinde bei der

## 2 Bestandteile und Funktionsprinzipien von Schrägkabelbrücken und Spannbetonsystemen [1], [2], [3], [4]

---

Herstellung im Kaltverfahren aufgerollt, welches zu einer zusätzlichen Verfestigung im Kaltverformungsbereich führt. Dabei muss auch die Mutter eine entsprechende Form aufweisen, damit Spannungsspitzen weitestgehend vermieden werden können.

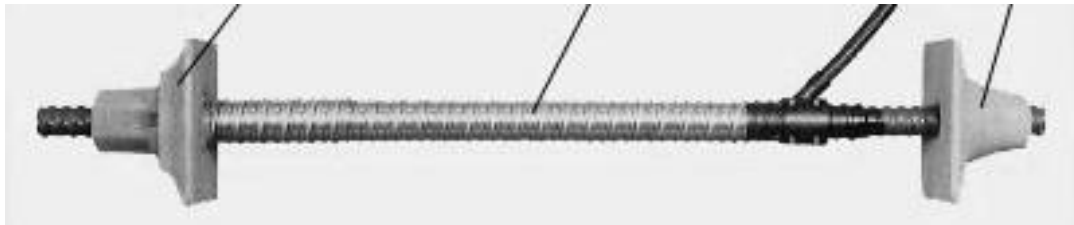


Abbildung 2-23 Gewindeverankerung der Firma DYWIDAG [11]

### 2.3.2.3 Schlaufenverankerung mit Pressklemmen (Abbildung 2-24)

Bei der Schlaufenverankerung werden Litzen und Drähte durch Bildung von Schlaufen um einen vorgefertigten Körper aus Stahl oder Beton innerhalb oder außerhalb des Bauteils unter Abstimmung der Krümmungsradien auf die entstehenden Umlenkkräfte verankert.

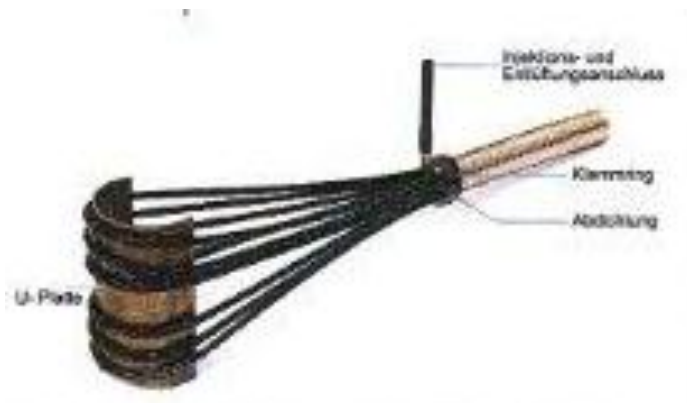


Abbildung 2-24 Schlaufenverankerung der Firma VSL [4]

### 2.3.2.4 Verankerung mit aufgestauchten Köpfen (Abbildung 2-25)

Es werden Spannstahlglieder mit konisch vergrößerten Endköpfen über eine in den Beton eingegossene Ankerplatte eingebracht. Durch radiale Pressungen an den Ankerköpfen und einer Verbundwirkung entlang des Gliedes mit dem Beton wird die Vorspannung in das System eingebracht. Diese Systeme werden vorwiegend im Fertigteilbau angewendet.

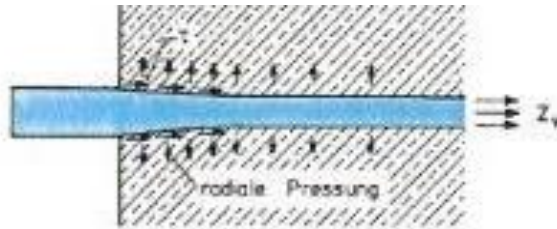


Abbildung 2-25 Verankerung mit aufgestauchten Köpfen [4]

### 2.3.2.5 Verankerung durch Auffächerung (Abbildung 2-26)

Bei der Verankerung mittels Auffächerung des Spanngliedes an den Spanngliedköpfen handelt es sich um eine Methode, die bereits aus dem Stahlbetonbau bekannt ist. Dabei weisen die Drähte am Ende des Fächers einen Abstand von 2 bis 4 cm auf, um ideal durch Beton ausgegossen werden zu können. Um den auftretenden Zugspannungen im Beton an der Ankerstelle gerecht zu werden, muss eine Umschnürungsbewehrung miteingelegt werden. Um die Verankerungsfähigkeit bei nicht profilierten Stäben zusätzlich zu verbessern, werden die Enden des Spannstahls durch Haken, Wellungen und Gegenhaken ausgeführt.

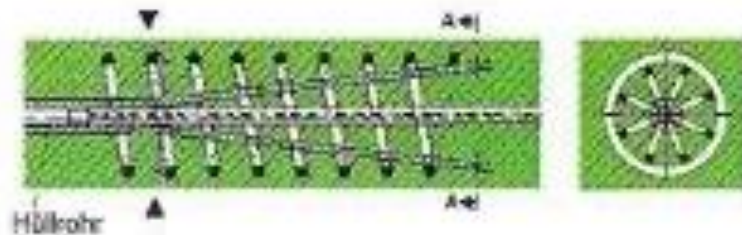


Abbildung 2-26 Verankerung mit aufgefächerten Stahldrähten [4]

## 2.3.3. Einteilung der Spannsysteme

Die in den Kapiteln 2.3.3.1 bis 2.3.3.4 beschriebenen Varianten stellen die heutigen Möglichkeiten zur Herstellung von Spannbetonbauteilen dar. Dabei wird vor allem zwischen dem Zeitpunkt des Vorspannens, der Verbundwirkung und der Spanngliedlage unterschieden.

### 2.3.3.1 Spannen vor dem Erhärten des Betons

Das in Abbildung 2-27 dargestellte Prinzip kommt durch sehr gute Eignung für gerade Spannglieder vorwiegend in der Fertigteilverindustrie zum Einsatz. Dabei werden die Spannglieder an festen Widerlagern vorgespannt und der Beton nach dem Vorspannen in die Schalung eingebracht. Um eine ausreichende Verbundwirkung zwischen Spannglied und Bauteil herstellen zu können, werden

an die Oberfläche des Spanngliedes besondere Anforderungen gestellt. Diese können entweder über sehr dünne Glieder, welche eine größere Oberfläche als ein Spannglied mit gleicher Querschnittsfläche aufweisen, oder durch eine geeignete Oberflächenbeschaffenheit erzielt werden. Die dadurch resultierenden Reibungskräfte stellen jedoch noch keine Dauerlösung für die Verbundwirkung mit dem Beton dar. Dieser Zustand kann mit Hilfe einer Aufweitung des Spanngliedes am Anfang und am Ende verbessert werden. Nach dem Erhärten des Betons werden die Spannbetonbahnen mit einer Säge durchtrennt und die fertigen Bauteile auf die Baustelle geliefert. Dabei ist auf die Lagerung im Werk, den Transport sowie auf die Manipulationsrichtung auf der Baustelle zu achten, da diese Systeme meist nur für eine Belastungsrichtung optimiert vorgespannt sind.

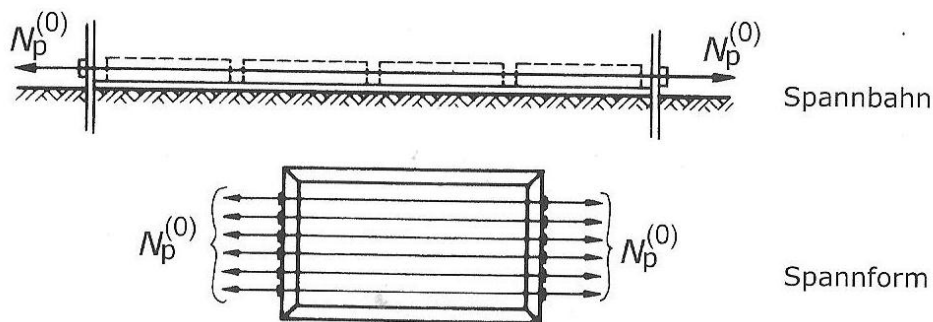


Abbildung 2-27 Prinzip des Vorspannens vor dem Erhärten des Betons [3]

### 2.3.3.2 *Spannen nach dem Erhärten des Betons mit Verbundwirkung*

Diese Bauweise laut Abbildung 2-28 eignet sich sehr gut für gekrümmte Spannglieder und kommt vor allem auf der Baustelle, aber auch im Fertigteilwerk zum Einsatz. Als erstes wird die Schalung hergestellt, in welche die schlaffe Bewehrung als auch die Hüllrohre eingelegt werden. Die Spannglieder werden nach dem Betoniervorgang in die Hüllrohre eingeschossen und nach dem Erhärten des Betons gegen das Betonbauteil gespannt. Nach dem Vorspannvorgang werden die Hüllrohre noch zusätzlich mit einem Zementmörtel verpresst, um so den Korrosionsschutz sowie bessere Verbundeigenschaften herstellen zu können. In den meisten Fällen wird dieser Vorgang an den Ankerstellen oder an den tiefsten Punkten der Spannglieder durchgeführt. Die in den Hüllrohren vorhandene Luft oder auch etwaiges Spülwasser wird dabei über Entlüftungslöcher ausgepresst. Im Gegensatz zur Herstellung mit sofortigem Verbund kann bei diesem Verfahren die Querschnittshöhe des Bauteils durch

bessere Umlenkbarkeit und unmittelbare Eintragung der Vorspannkraft leichter ausgenutzt werden, und somit eine bessere Abstimmung auf die zu erwartenden Nutzlasten erfolgen.

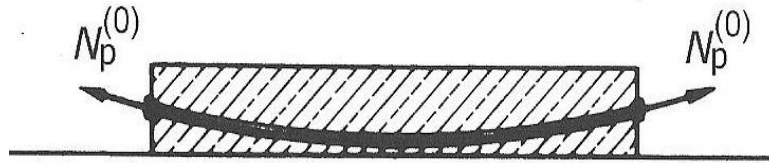


Abbildung 2-28 Prinzip des Vorspannens nach dem Erhärten des Betons [2]

### 2.3.3.3 *Spannen nach dem Erhärten des Betons ohne Verbundwirkung*

Da sich beim Verpressen der Hüllrohre nicht immer der gewünschte Korrosionsschutz einstellen kann, und das Verfahren witterungsabhängig, aufwendig und damit kostenintensiv ist, werden auch Spannglieder ohne Verbundwirkung eingebaut. Der Korrosionsschutz an diesen Spanngliedern wird bereits im Werk durch Einbetten des Spannstahls in ein Korrosionsschutzfett und einer Ummantelung aus Kunststoff hergestellt. Die Herstellung und der Einbau der Spannglieder erfolgen analog zum Verfahren mit Verbundwirkung. Neben dem besseren Korrosionsschutz sei auch noch die leichtere Auswechslung beschädigter Spannglieder erwähnt.

Weitere Vorteile der beiden Verfahren nach dem Erhärten des Betons sind der sehr gute Schutz der Spannglieder gegen Vandalismus und die Möglichkeit einer Teilvorspannung des Systems vor dem Ausschalen des Bauteils.

### 2.3.3.4 *Externe Vorspannung*

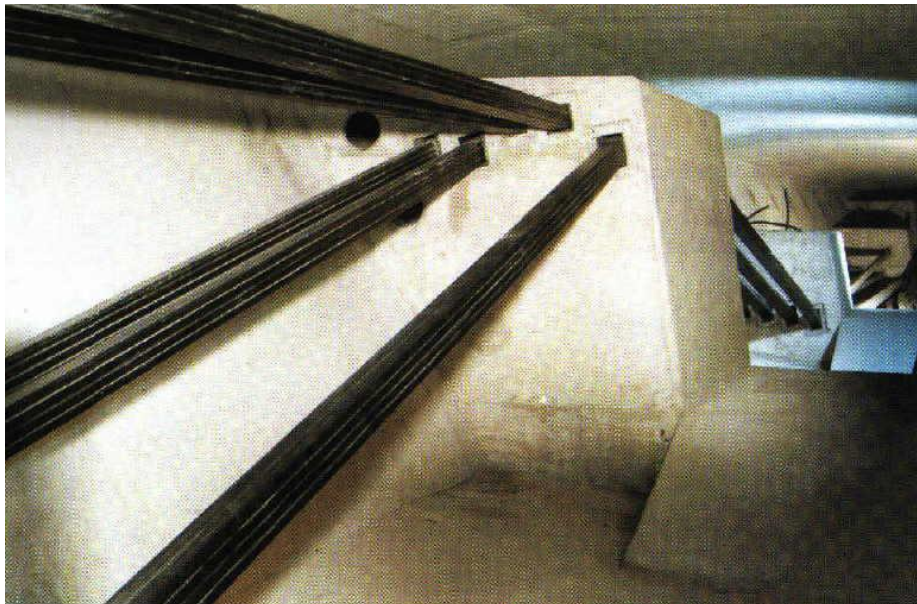
Die Externe Vorspannung wurde um 1980 wieder vermehrt im Brückenbau eingesetzt und entwickelte sich im Verlauf der nächsten Jahre zum Standardverfahren im Brückenbau. Davor wurde dieses Verfahren auf Grund der Annahme, dass bei Spanngliedern mit Verbund ein besserer Korrosionsschutz gegeben ist, seit dem Ersteinsatz durch F. Dischinger im Jahre 1936 bei einer Bahnhofsbrücke in Sachsen nur selten angewendet.

Ein maßgeblicher Vorteil dieses Verfahrens, der in Abbildung 2-29 Abbildung 2-29 ersichtlich ist, liegt darin, dass die Spannglieder bei geeigneter Konstruktionsweise immer frei zugänglich sind und keinen Verbund mit dem

## 2 Bestandteile und Funktionsprinzipien von Schrägkabelbrücken und Spannbetonsystemen [1], [2], [3], [4]

---

Betonkörper eingehen, wodurch eine besonders leichte Kontrolle und Auswechslung der einzelnen Spannglieder ermöglicht wird. Eine Kombination von externer und interner Vorspannung ohne Verbund hat sich bewährt, um beide Vorteile zu nutzen. Im Gegensatz zu intern geführten Gliedern, bei denen die Umlenkung durch Krümmung erzielt wird, werden extern vorgespannte Glieder immer an Umlenkpunkten konzentriert umgelenkt, womit zusätzlich eine bessere Steuerung der Tragfähigkeit des Querschnittes erzielt werden kann. Zusätzlich bietet sich bei der Konstruktionsplanung die Möglichkeit, Applikationsmöglichkeiten für zusätzliche externe Spannglieder zu schaffen, um nachträglich die Traglast ohne aufwendige Umbauarbeiten des Tragwerks erhöhen zu können.



**Abbildung 2-29 Begehbare Hohlkastenkonstruktion zur Untersuchung der externen Spannglieder der Brücke Rümmecke [12]**

Bei dieser Vielzahl an Möglichkeiten zur Vorspannung einer Konstruktion ist es nun vom Können und der Erfahrung des Ingenieurs abhängig, die optimale Variante auszuwählen und diese gegebenenfalls zu kombinieren.

## **3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]**

### **3.1. Erste Entwicklungen**

Wie bei vielen anderen Konstruktionsarten zuvor, diente auch bei der Schrägkabelbrückenbauweise die Natur als Vorlage und Inspiration. Bevor Brücken jedoch tatsächlich als reine Schrägkabelbrücken errichtet werden konnten, musste noch Vieles durch Ingenieure dazu beigetragen werden. Zu Beginn dieser Bauart bestanden die Brücken im Wesentlichen aus am Ufer oder dem Rand einer Schlucht gewachsenen Bäumen, welche die Pylone ersetzten, aus Lianen sowie Luftwurzeln, welche in Kombination miteinander eine sehr wackelige jedoch funktionierende Konstruktion über verschiedene Hindernisse boten. Entdeckt wurde diese Art der Konstruktion vor allem durch Forscher auf Reisen durch die Urwälder in Indien und Südamerika, wo diese Art der Überquerung von Flüssen und Schluchten von Naturvölkern genutzt wurde. Eine noch heute bestehende Naturschrägkabelbrücke ist die in Abbildung 3-1 dargestellte Kazurabashi Brücke aus Japan. Die Konstruktion dieser Brücke, welche in einer Höhe von 14 m liegt und einen Fluss mit einer Spannweite von ca. 43 m überbrückt, wird seit einigen Jahrhunderten ca. alle drei Jahre erneuert.



Abbildung 3-1 Kazurabashi Brücke aus Japan [13]



Als Geburtsland der Schrägkabelbrückenbauweise wird jedoch vielfach China genannt. Es ist übermittelt, dass bereits im 6. Jahrhundert mehrere Kettenbrücken, bei denen Kettenglieder die Schrägkabeln darstellten, in China errichtet wurden. Die erste eiserne Hängebrücke soll zufolge chinesischer jedoch schon um 65 n. Chr. errichtet worden sein.

### **3.2. Entwicklung in Europa bis zur Einführung des Spannstahls**

In Europa schritt diese Entwicklung um einiges langsamer voran, welches daran zu erkennen ist, dass der erste Konstruktionsentwurf für eine *„ganz besondere Hängewerksbrücke, welche mit wenigem und schwachem Holze ohne Bogen geschlossen sehr weit über einen Fluss gespannt wird, die größte Lasten trägt und vor den stärksten Eisfahrten sicher ist“*<sup>1</sup> von Immanuel Löscher erst im Jahre 1784 auftauchte. Ob diese Entwürfe realisiert wurden, konnte bis heute nicht geklärt werden. Erste Ausführungen von Schrägkabelbrücken sollen laut den Aufzeichnungen Naviers in Frankreich um das Jahr 1800 errichtet worden sein. Bei diesen Bauten handelte es sich jedoch mehr um drehbare Brückenelemente, welche mit schrägen Kettengliedern zusätzlich zur üblichen Unterstellung unterhalb des Tragwerks an einem Pylon zurückgehängt wurden. Wesentlich bedeutender für die Entwicklung der Schrägkabelbauweise sind die Brückenbauten bei Galashield, Kings Meadows und bei Thirlstane in England und Schottland um das Jahr 1816, bei der bereits Spannweiten bis zu 79 m erreicht worden sind. Um auch einige Schattenseiten und die damit zusammenhängenden Verzögerungen in der Entwicklung dieser Baumethode festzuhalten, soll an dieser Stelle der Bau einer Schrägkabelbrücke bei Dryburgh Abbey genannt werden. Es wurde eine Brücke mit einer Spannweite von rund 79 m über den Tweed errichtet, die jedoch schon ohne Belastung durch Fußgänger sehr schwingungsanfällig war. Bei der Eröffnung gelang es bereits einigen wenigen Menschen beim Überqueren der Brücke, tragende Elemente zum Bruch zu bringen. Die Brücke wurde auf Grund dieser Erfahrungen jedoch nicht geschlossen oder umgebaut und versagte dann zufolge eines Sturms, wobei das gesamte Tragwerk in sich zusammenbrach. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen kam es zum Neubau dieses Überganges über den Fluss Tweed in Form einer Mischung aus Hänge- und

<sup>1</sup> Zitat: Immanuel Löscher 1784

### 3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]

---

Schrägkabelbrücke, welches bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts die gängige Variante für größere Spannweiten bei Brücken wurde. Dies basierte darauf, dass die reine Hängebrücken- als auch die Schrägkabelbrückenkonstruktionen weder vom Konstruktionskenntnisstand noch von den Materialeigenschaften erfolgreich für größere Spannweiten ausgeführt werden konnten. Durch die Erkenntnis, dass Hängebrücken in Kombination mit Schrägkabeln eine wesentlich steifere Konstruktionen ergeben, und somit auch geringere Deformationen bei beweglichen Verkehrslasten auftreten, schaffte es John A. Roebling im Jahre 1855 die erste Eisenbahn- Hängebrücke bei den Niagarafällen (Abbildung zu errichten.



Abbildung 3-2 Hängebrücke bei den Niagarafällen von John A. Roebling [1]

Einen weiteren Meilenstein, den Roebling gemeinsam mit seinem Sohn setzte, war die Errichtung der Brooklyn Bridge, die 1883 fertiggestellt wurde und für 20 Jahre die längste Brücke der Welt darstellte. Ab diesem Zeitpunkt entstanden immer mehr Hängebrücken in Europa, welche durch die verschiedensten Ingenieure errichtet wurden. Einige Beispiele sind die Franz Josephsbrücke von Ordish und Le Feuvre in Prag, oder die Bonhommebrücke von Arnodin. Diese Brücken hatten alle gemeinsam, dass die Pylone noch aus Natursteinen hergestellt wurden. Erst durch den Spanier Torroja kam im Jahre 1926 erstmals Beton für den Fahrbahnträger als auch für die Pylone als Baumaterial zur Errichtung des Aquädukts von Tempul zum Einsatz. Dieses Aquädukt kann als erste reine moderne Schrägkabelbrücke der Geschichte angesehen werden. Durch diesen kurzen Überblick ist bereits zu erkennen, dass man bis zur Mitte des vorigen Jahrhunderts die Baustoffe in genügender Qualität herstellen konnte und das statische System noch Optimierungsbedarf hatte.

### **3.2.1. Von einfachen Eiseneinlagen bis zum Spannstahl**

Als Erfinder der Stahlbetontechnologie kann Joseph Monier ein Gärtner, Geschäftsmann und Erfinder aus Frankreich genannt werden. Dieser experimentierte mit Beton und Eiseneinlagen und so war er es, der diese Technologie angefangen von Blumenkästen bis hin zu Treppen- und Balkenbauteilen weiterverfolgte, und somit einen Grundstein für diese Technologie geschaffen hat. Monier benutzte meistens Drahteisen oder dünnes Rundeisen, um die schlanken und formverlangenden Bauteile bewehren zu können. Einen weiteren Entwicklungsschritt der Stahlbetontechnologie kann man François Hennebique zuschreiben. Er entwickelte aus der ihm gestellten Aufgabe, ein feuersicheres Landhaus zu errichten, die Idee, die Eisenkonstruktionen mit einem Brandschutz aus einer Betonummantelung, welche an der Stelle der Steifbewehrung Rundeisen als Bewehrung aufweisen sollte. Erst durch die Benützung von Eisen in biegebeanspruchten Balken wurde der Verbundwirkung eine größere Bedeutung zugeschrieben, da man erkannte, dass die Tragfähigkeit des Balkens in hohem Maße vom Verbund zwischen Eisen und Beton abhängig ist. Während es in den USA bereits eine Reihe von verschiedenen Stabformen gab, wählte man in Europa vor allem entlang der Achse verdrillte quadratische Eisenformen als Bewehrung. Auf Grund mangelnder Bügelbewehrung konnte sich jedoch auch mit dieser nicht der gewünschte Erfolg einstellen. Ein weiteres Problem zu dieser Zeit waren die Festigkeitseigenschaften der vorhandenen, von der Stahlindustrie zur Verfügung gestellten Eisen. Vorwiegend wurden Stähle der Güte St34 und St37 eingesetzt, welche zulässige Spannungen im Bereich von 120 N/mm<sup>2</sup> aufwiesen. Stahl war zu diesem Zeitpunkt bereits bekannt und es konnten damit auch höhere zulässige Spannungen erzielt werden, jedoch setzte sich dieser erst ab 1927 mit der ÖNORM B 2302 durch. Dass sich der Stahl bis zum Jahr 1927 nicht durchsetzen konnte, lag an den höheren Preisen, an den schlechten Schweißigenschaften und den schwieriger durchzuführenden Biegearbeiten im kalten Zustand. Jedoch wurde bei der Einführung des ISTEK-Stahls im Jahre 1928 eine Möglichkeit entdeckt, die Streckgrenze eines St37 durch Recken um ca. 50 % zu erhöhen. Beim ISTEK-Stahl handelt es sich um zwei in sich verdrillte Rundeisen, bei denen sich die Stäbe durch die Verwindung dehnten. Dabei kommt es, wie von den Seilen bekannt, zu einer Reduktion des

### 3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]

---

Elastizitätsmoduls. Mit dem TOR- Stahl, welcher von Rudolf Schmidt entwickelt wurde, konnten nun aus einem Rundstahl mit längs aufgebrachten Rippen bei der Verwindung die Streckgrenze um 50 bis 80 % erhöht und eine Oberfläche mit Spiralen geschaffen werden, die sich besonders gut mit dem Beton in Verbindung setzte. Die zulässigen Spannungen konnten dabei durch Weiterentwicklungen des Stahles und des Verfahrens bei der Herstellung auf 350 N/mm<sup>2</sup> erhöht werden. Nach dem Zweiten Weltkrieg kam in Österreich und Deutschland bis zum Jahre 1987 fast ausschließlich TOR- Stahl als Betonstahl zur Anwendung.

Parallel dazu entwickelten sich bereits ab 1888 erste Theorien zum Vorspannen der Eisendrahteinlagen, welches eine Weiterentwicklung des Stahlbetonbaus zur Spannbetonbauweise einleiten sollte. Eine dieser Theorien entstand durch W. Döhring, der im Jahre 1888 mit der Anmeldung des Patents „*Patent zur Erhöhung der Festigkeit von Platten und Bälkchen durch Vorspannen der Eisendrahtbewehrung*“<sup>2</sup> einen ersten Schritt zur Entwicklung des Spannbetons setzte. Zum Zeitpunkt der ersten Entwicklungen der Theorien, waren die Stahlfestigkeiten jedoch nur bei rund einem Zehntel bis zu einem Zwanzigstel der heutigen Festigkeiten (rund 60 N/mm<sup>2</sup>).

Der Erfolg dieser Konstruktionen konnte also nur von kurzer Dauer sein, da durch die geringe Stahlfestigkeit und durch das zeitabhängige Materialverhalten des Betons (Kriechen und Schwinden) sich dieser der geringen Vorspannung entzog. Durch Nachforschungen über die plastischen Verformungen des Betons bei Langzeiteinwirkungen und durch die ab 1925 einsetzende Materialweiterentwicklung beim Stahl als auch beim Zement entstanden neue Möglichkeiten, das Prinzip der Vorspannung besser einsetzen zu können. Im Laufe der Zeit entstanden durch den Franzosen Eugène Freyssinet sowie durch Entwicklungen von Franz Dischinger aus Deutschland immer mehr Anwendungen und Erfahrungsberichte mit dieser Bauweise.

Eingeführt wurden jedoch nicht nur bessere Materialien, sondern auch neue Bemessungsverfahren. Diese entwickelten sich ausgehend vom Verfahren der „zulässigen Spannungen“ über das Traglastverfahren bis zur heutigen Theorie der „Methode der Berechnung nach den Grenzzuständen“ weiter. Durch die

---

<sup>2</sup> Zitat: W. Döhring 1888

### 3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]

---

Einführung des neuen Bemessungsverfahrens und der damit besseren Erfassung der Verhältnisse im Bauteil und dem Einsatz hochwertigerer Materialien konnten vor allem die Stützweiten sowie die Traglasten erhöht werden.

Durch diese Umstände konnten wesentliche Fortschritte in der Stahlbeton-, Spannstahlbauweise und bei den Schrägkabelbrücken erzielt werden. Eine weitere wichtige Weiterentwicklung war die Verbesserung der Schweißbeignung des Stahles. Um ein Beispiel für das Ineinandergreifen der neu entwickelten Verfahren und Technologien zu nennen, sei hier die 1953 eröffnete in Abbildung 3-3 dargestellte Marienbrücke in Wien erwähnt.



Abbildung 3-3 Marienbrücke Wien [14]

### 3.3. Weiterentwicklung der Schrägkabelbrückenkonstruktion ab 1950 durch Dischinger

Die Geschichte des modernen Schrägkabelbrückenbaus beginnt erst mit dem Artikel „Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten“ von Franz Dischinger, der von der Aufgabe fasziniert war, eine Eisenbahnbrücke mit einer ähnlich großen Brückenlänge wie die der Golden Gate Bridge zu konstruieren. Dischinger erkannte in seiner langjährigen Forschungstätigkeit und beim Verfassen dieses Artikels, dass sich die Längenänderung  $\Delta s$  zufolge einer Änderung der Spannung  $\Delta \sigma$  des Seiles aus zwei Teilen zusammensetzt. Diese Teile sind einerseits die elastische Dehnung und zum anderen eine Verringerung des Durchhangs, sodass sich  $\Delta s$  folgendermaßen beschreiben lässt.

### 3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]

$$\Delta s = E_{Seil} * \Delta \sigma * s + \Delta \Delta s \quad (3.1)$$

Mit: s...Länge des Seils

$\Delta \Delta s$ ...zusätzliche Längenänderung

Ersetzt man diese zusätzliche Längenänderung  $\Delta \Delta s$  in Formel (3.1) durch eine Verringerung des Elastizitätsmoduls des Seils auf einen effektiven E- Modul  $E_{eff}$ , so kann  $\Delta s$  in der Form

$$\Delta s = E_{eff} * \Delta \sigma * s \quad (3.2)$$

ermittelt werden. Dabei ergibt sich  $E_{eff}$  zu:

$$E_{eff} = \frac{E_{Seil}}{1 + \frac{\gamma^2 * l^2 * E_{Seil}}{12 * \sigma^3}} \quad (3.3)$$

Durch diesen Zusammenhang und mit Hilfe des in Abbildung 3-4 veranschaulichten Diagramms ist zu erkennen, wie wichtig eine notwendige Vorspannung im Schrägkabel ist, um eine Mitwirkung im System zu erzielen.

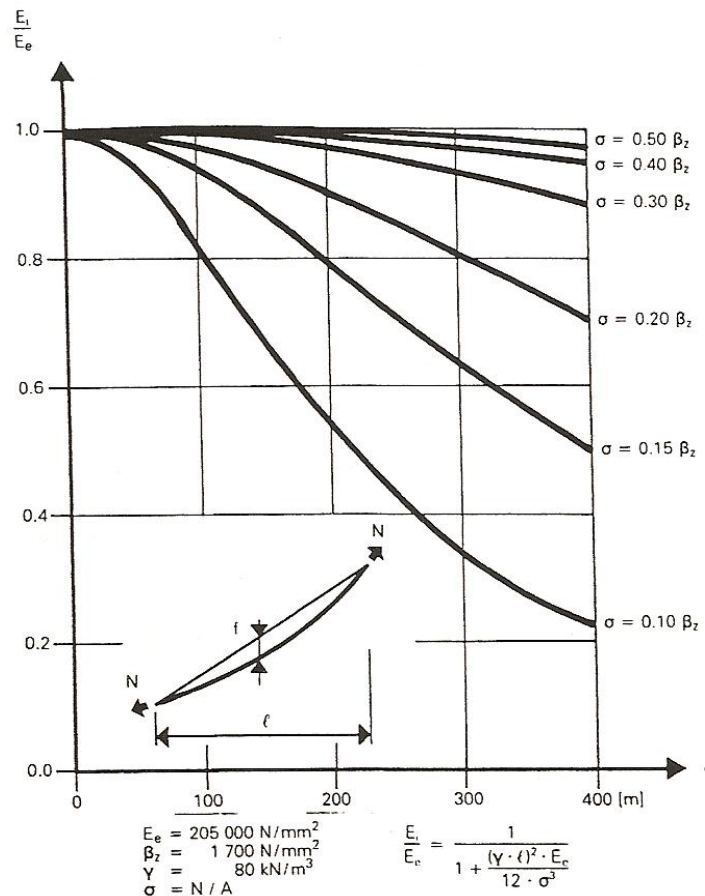


Abbildung 3-4 Verhältnis ideeller/ effektiver E- Modul in Abhängigkeit von Länge und Spannung [2]

### 3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]

---

Dischinger entwickelte Varianten von Hängebrücken, indem er den Umstand nutzte, dass die maximalen Durchbiegungen einer Hängebrücke bei halbseitiger Belastung der Hauptöffnung nahe den Viertelpunkten auftreten. Er ersetzte die vertikalen Hänger durch Schrägkabel, woraufhin diese das gesamte Gewicht tragen sollten. Durch diesen Konstruktionsschritt sollten die notwendigen Spannungen in den Schrägkabeln aufgebaut werden, um so eine höhere Systemsteifigkeit zu erzielen. Das Grundkonzept einer dieser Kombinationen einer Hängebrücke mit Schrägkabeln zeigt Abbildung 3-5.



Abbildung 3-5 Grundkonzept Dischingers [2]

Aufbauend auf Dischingers Arbeiten und den zur Verfügung stehenden Materialien wurde in Schweden die Strömsundbrücke durch die Firma DEMAG errichtet. Diese gilt als erste „moderne“ Schrägkabelbrücke und wurde 1956 fertiggestellt. Dischinger selbst stand bei dieser Brücke persönlich als Berater zur Verfügung. In Abbildung 3-6 erkennbar ist diese Brücke ohne Zwischenaufleger, wobei das Tragwerk mit Hilfe der Schrägkabel in neun gleich große Teile aufgeteilt wurde. Somit entstand unterhalb der Brückenkonstruktion ein breiter Freiraum für den Schiffsverkehr. Ab diesem Zeitpunkt stand der Weiterentwicklung und dem vermehrten Einsatz dieser Bauweise nichts mehr im Wege. In Kombination mit der Spannbetonbauweise konnten nun immer interessantere Objekte geschaffen werden, wovon einige umgesetzte Projekte kurz vorgestellt werden.



Abbildung 3-6 Strömsundbrücke in Schweden [15]

### 3.4. Ingenieursbauten von Heute

#### 3.4.1. Die Alamillobrücke [16]

Eine Brücke, deren optische Wirkung sehr ansprechend ist, schuf der Architekt und Bauingenieur Santiago Calatrava. Die Stadt Sevilla trat an Calatrava heran und beauftragte ihn mit dem Bau einer Autobahnbrücke in Form einer Schrägkabelbrücke, damit die Halbinsel Cartuja, auf der sich Olympia- und Ausstellungszentrum befinden, verkehrstechnisch über den Meandro de San Jerónimo erschlossen wird. Calatrava ließ sich wie bei vielen seiner Projekte auch hier von der Natur inspirieren und entwarf eine Brücke, die einen fliegenden Kranich, wie in der Abbildung 3-7 zu erkennen ist, abbilden soll.



Abbildung 3-7 Die Alamillobrücke [17]

Die Brücke wurde in den Jahren 1987 - 1992 errichtet und besteht im Grunde aus Stahl und Spannbeton. Dabei besteht der weiße mit  $58^\circ$  nach hinten geneigte 148 m hohe Pylon aus Stahlelementen, welche mit Beton ausgegossen wurden. In der Mitte des Pylons befindet sich wie bei so vielen dieser Konstruktionen ein Kontrollgang. Im Gegensatz zu anderen Brücken, welche mit dem gleichen Konstruktionsprinzip errichtet wurden, wie zum Beispiel die „Erasmusbrücke“ in Rotterdam oder die „Donaubrücke“ in Bratislava wurde dieser nicht rückverankert und muss daher durch sein Eigengewicht, der Last der Fahrbahn entgegenwirken. Aufgrund dessen kann der Kräfteverlauf im Bauwerk auch für Laien sehr leicht erkannt werden. Die Fahrbahn wird von 26 Schrägkabeln gehalten, welche



### 3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]

---

parallel, also harfenförmig angeordnet wurden. Die Fahrbahn weist bei einer Gesamtlänge von 250 m eine Schrägkabelspannweite von 200 m auf. Durch die besonderen Konstruktionseigenschaften richtet sich der Pylon bei hohen Belastungen etwas auf. Errichtet wurde die Brücke mit Hilfe eines Lehrgerüsts, da der Bauherr die Errichtung mit dem Freivorbauverfahren ablehnte. Die Fahrbahn hat weiters als Besonderheit, ähnlich wie bei der Brooklyn Bridge, einen in der Mitte höher gelegenen Rad- und Fußweg. Die Brücke sollte an einer 1,5 km entfernt gelegenen Stelle spiegelverkehrt nochmals errichtet werden. Dieser zweite Spiegelverkehrte Bau der Brücke wurde allerdings auf Grund der Kosten nicht durchgeführt. Der Pylon der Alamillobrücke gilt heute als das Wahrzeichen des modernen Sevilas. Mit dieser Brücke wurde Calatrava international zu einem angesehenen Architekten und Ingenieur, der heute bei sehr vielen außergewöhnlichen Projekten als Planer den Auftrag erhält.

#### 3.4.2. Die Rügenbrücke [16]

Auf Grund von Verkehrsprognosen, entschloss sich die DEGES für den Bau einer neuen Brücke zur Erschließung der Insel Rügen mit dem Festland. Das Projekt weist eine Gesamtlänge von 4.100 m auf, wobei die Rügenbrücke, welche in Abbildung 3-8 dargestellt ist, den architektonisch und technisch anspruchsvollsten Teil übernimmt.



Abbildung 3-8 Rügenbrücke mit dem danebengelegenen Rügendamm [18]

Insgesamt sind bei der Überfahrt vom Festland nach Rügen Brücken mit einer Gesamtlänge von 2.830 m zu überqueren. Diese setzen sich aus den Vorlandbrücken, einer Balkenbrücke mit einer Länge von ca. 530 m sowie der Schrägkabelbrücke mit den Spannweiten von 198 m und 126 m, also einer Länge von 324 m zusammen. Der optisch am meist hervorgehobene Punkt ist der 128 m hohe Pylon, welcher an die Masten eines Segelschiffes erinnern soll. Zusammengesetzt wurden diese „Masten“ aus Stahlbetonelementen, welche auf einem runden Sockel, welcher wiederum jeweils auf 45 Bohrpfählen mit einer Bohrpfahltiefe von 30 m und einem Durchmesser von 1,5 m gegründet wurde. Von den Pylonen aus wurden 32 Schrägkabel mit einem Durchmesser von jeweils 17 cm in hafenförmiger Abspannungsform angeordnet, um den Fahrhahnoberbau, welcher drei Fahrspuren aufweist, tragen zu können. Die Besonderheiten dieser Brücke sind die variable Fahrtrichtung der mittleren Fahrspur, welcher je nach Verkehrsaufkommen geschaltet ist, und die Tatsache, dass die 32 Schrägkabel bei einer frontalen Ansicht asymmetrisch zur Geltung kommen. Die Fahrhahnhauptträger wurden dabei im Freivorbauverfahren ausgehend vom Pylon in beiden Richtungen gleichzeitig beginnend mit Hilfe eines Schwimmkrans aus Stahlfertigteilen errichtet. Durch den zügigen Baufortschritt konnte die Brücke am 22.10.2007 eröffnet werden.

#### **3.4.3. Pont de Normandie [16]**

Die Pont de Normandie wird von Fußgängern, Fahrradfahrern und Kraftfahrzeugen benutzt und verbindet die Hafenstadt Le Havre mit dem Ort Honfleur über das Mündungsdelta der Seine. Die Brücke weist eine Gesamtlänge von 2.441m mit einer beeindruckenden Spannweite des Mittelfeldes von 856m auf. Trotz der Unerfahrenheit mit dem Bau einer solch großen Schrägkabelbrücke ist es gelungen, eine gut funktionierende Konstruktion mit ansprechender architektonischer Form, wie in Abbildung 3-9 abgebildet, zu kombinieren.



Abbildung 3-9 Pont de Normandie [16]

Bis zur Errichtung dieser Brücke war die Yangpu Brücke in Shanghai mit einer Spannweite von 602 m des Schrägkabelteiles die längste Schrägkabelbrücke der Welt, welche durch den Erbau der Pont de Normandie um 40 % überschritten wurde. Durch diesen Riesenschritt in der Spannweitenvergrößerung der Schrägkabelkonstruktion stand lange Zeit die Errichtung einer Hängebrückenkonstruktion im Raum. Diese Konstruktion wurde aber durch die Empfindlichkeit gegenüber dem Seitenwind fallen gelassen, welcher sich in der Normandie teilweise zu starken Stürmen entwickeln kann. Die Probleme wie bei so vielen Bauwerken waren auch hier die Untergrundverhältnisse für die Fundierungen. Während ein Pylon auf dem Ufer steht, musste der zweite in der Seine errichtet werden. Durch den weichen Untergrund wurden diese jeweils auf 56 Pfählen gegründet, wobei jeder ca. 50,5 m lang ist und eine Tragfähigkeit von ca. 3.000 Tonnen aufweist. Die Pylone selbst erreichen an Ihrer Spitze eine Höhe von 215 m und wurden als „umgekehrte Y“ Konstruktion ausgeführt. Interessant an dieser Konstruktion ist, dass der V- Teil aus einer Spannbetonkonstruktion besteht und der obere Teil aus Stahl, welcher mit Beton ummantelt wurde. Jeder der beiden Pylonen hält 92 Schrägkabel mit jeweils 27 Tonnen Tragkraft, wobei diese in 23 Seilebenen aufgeteilt wurden. Dabei weist das längste davon eine Länge von 460 m auf. Durch diese enormen Längen konnten die Kabel erst vor Ort zusammengesetzt werden und bestehen daher aus bis zu 53 Einzelteilen. Um den Korrosionsschutz gewährleisten zu können, wurden die Schrägkabel in einem Schutzrohr aus Polyethylen eingefasst. Neben den Pylonen besteht auch das Fahrtrahnenwerk aus Spannbeton. Die Hauptfelder der Brücke bestehen aus 32

Hohlkastenelementen, welche nach dem Einschiffen mit einem Kran auf die Tragwerkseben gezogen wurden, danach sofort angeschweißt und mit jeweils zwei Schrägkabeln an die Pylone angehängt. Das Tragwerk ist dabei 23,6 m breit und nur 3 m hoch, welches zu einer sehr filigranen Optik führt. Der große Nachteil dieses Verfahrens liegt in der Windanfälligkeit der Konstruktion, wodurch eine gewisse Abneigung für dieses hervorgerufen wird. Um dieser Anfälligkeit entgegenwirken zu können, wurden während des Baus verschiebbare Massen mit 50 Tonnen an der Brückentafel angebracht, um die Schwingungen kontrollieren zu können. Es wurden auch 23 Schwingungsdämpfer sowie senkrecht zur Seilebene Sicherungsseile eingebaut, um Sturmböen standhalten zu können. Obwohl die Brücke bereits 1994 fertiggestellt wurde, kam es erst am 20. Jänner 1995 zur Eröffnung, da man mit umfangreichen Belastungstests eine sichere Benutzung gewährleisten wollte.

#### **3.4.4. Anwendungsgebiete und Beispiele aus dem Hochbau [4]**

Durch die Entwicklung des Spannbetons zu einer Standardbauweise im Brückenbau in der Mitte des letzten Jahrhunderts, fand sich dieser auch im Hochbau sehr rasch unter Verwendung. Die Haupteinsatzgebiete im Hochbau sind Deckenkonstruktionen mit Spannweiten über 10 m und Balkenkonstruktionen, bei denen man mit der Stahlbetonbauweise an die Grenzen des wirtschaftlich sinnvollen Bereichs stößt. Der Spannbeton wird dabei entweder vor Ort aber auch im Fertigteilwerk, dies vor allem bei Fertigteildeckenkonstruktionen mit größeren Spannweiten eingesetzt. Dabei variiert der Spannstahlanteil von den klassischen sehr stark vorgespannten Konstruktionen bis hin zum vorgespannten Stahlbeton, bei dem vor allem die Gebrauchstauglichkeitseigenschaften durch Verringern der Durchbiegungen verbessert wird.



Abbildung 3-10 Philips-Haus in Wien

Eine der ersten interessanteren Anwendungen in Österreich war das „Philips-Haus“ an der Triester Straße in Wien, welches im Jahre 1963 fertiggestellt wurde. Bei diesem in Abbildung 3-10 dargestellten Gebäude sind Spannbetonträger mit einer Länge von 71 m eingesetzt, welche an den beiden Enden des Gebäudes mit jeweils 16 m über die vier Hauptstützen des Gebäudes auskragen. Die Verbundwirkung wurde dabei nachträglich hergestellt. Die „Vorspannung mit nachträglichem Verbund“ ist vor allem im Hochbau durch die „Vorspannung ohne Verbund“ durch deren leichtere Handhabung und den hier besser gegebenen Möglichkeiten bei der Wahl der Vorspannung verdrängt worden.



Abbildung 3-11 UNO- City Wien [19]

Ein weiteres Gebäude aus Österreich mit einer interessanten Anordnung von Vorspannbauteilen ist die in Abbildung 3-11 dargestellte UNO- City Wien, fertiggestellt im Jahre 1979. Dieses Gebäude ruht auf Stützen, welche mit einigen wenigen vorgespannten Traggeschoßen miteinander verbunden sind. Ein

### 3 Die Geschichtliche Entwicklung des Spannstahls anhand der Schrägkabelbrückenkonstruktion [1], [2], [3], [4]

Grundriss und ein Querschnitt der vorgespannten Traggeschoße des Gebäudes, in dem die Lage der Spannglieder sowie die vorgespannten Bauteile ersichtlich sind, sind in Abbildung 3-12 dargestellt. Die vorgespannten Traggeschosse, auf denen bis zu 13 weitere Geschoße auflagen, sind dabei nur mit den Stiegentürmen in einer unverschieblichen Verbindung gelagert und weisen in ihrer Achsrichtung eine bewegliche Verbindung mit den Nebenkernen auf. Bei dem komplexen Bauablauf wurden die Türme, welche teilweise durch Hub- und Senkeinrichtungen auf den Fundamenten gelagert sind um die unterschiedlichen Setzungen ausgleichen zu können, vorgezogen, um dann die Traggeschoße, welche auf der Fundamentplatte betoniert wurden in die gewünschte Lage zu heben. Bei diesen Hebevorgängen wurden die Traggeschoße immer nur so weit vorgespannt als es für diesen Schritt notwendig war. Nach endgültiger Positionierung, wurden die Zwischenräume zwischen Stützen und Traggeschoßen nach dem Ankoppeln der Spannglieder an die Stützen ausbetoniert, um einen Anschluss zwischen Stützen und Traggeschoß zu schaffen. Damit die Traggeschoße die Lasten aus den Büroräumlichkeiten aufnehmen können, wurden weitere Vorspannglieder je nach Arbeitsfortschritt eingezogen.

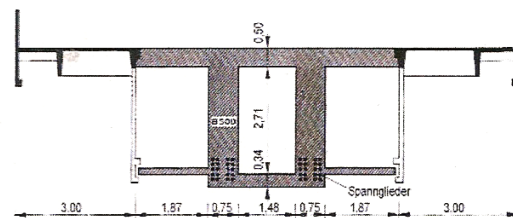
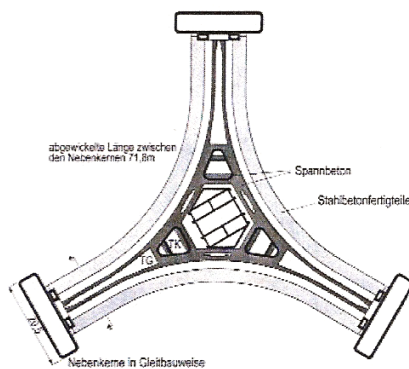


Abb. 5.46 UNO-City Wien 1972;  
(a) Grundriss eines sternförmigen Bürotrakts;  
(b) Querschnitt eines Traggeschoßes

Abbildung 3-12 Grundriss und Traggeschoßschnitt UNO- City Wien [4]

## **4 Aktuelle Richtlinien [6], [20]**

An dieser Stelle wird ein Überblick über die aktuellen Richtlinien gegeben, die den Untersuchungsrahmen für neue in Zulassung befindliche Systeme regeln. Diese Leitlinien definieren dabei die Vorgehensweise an den zu prüfenden Systemen, die an der Technischen Universität Wien durchgeführt wurden, und die Grundlagen für diese Diplomarbeit. Durch die Vereinheitlichung der Prüfverfahren in ganz Europa können Systeme, die eine Zulassungsprüfung nach diesen Richtlinien bestanden haben, in jedem Staat eingesetzt werden, in dem diese Richtlinien Gültigkeit haben.

### **4.1. „ETAG 013 (Ausgabe: Juni 2002)“ [20]**

Die ETAG 013 ist eine Richtlinie, die sich europaweit mit der Zulassung und Prüfung von Spannstahlssystemen jeglicher Art beschäftigt. Sie ist in neun Kapitel unterteilt, in denen die Bestandteile eines Systems und deren Anforderungen, sowie die Prüfverfahren einschließlich der Durchführung definiert sind. Jedes System muss dabei folgende Versuche durchlaufen und bestehen:

- Widerstand gegenüber einer statischen Belastung
- Ermüdungsfestigkeit
- Lasteinleitung oder Lastübertragung in das Bauwerk
- Reibungskoeffizient
- Abweichungslimits
- Funktionsfähigkeit/ Betriebsfähigkeit des Systems in der Praxis

#### **4.1.1. Widerstand gegenüber einer statischen Belastung (Resistance to static load)**

Jedes Spannsystem muss bei einem gewissen Prozentsatz der angesetzten Festigkeit des Systems mit einer minimalen Dehnung, ohne frühzeitiges Versagen von Ankerteilen oder unverhältnismäßig großen Bewegungen zwischen den Seil- oder Ankerkomponenten auskommen.

#### **4.1.1.1 Probekörper**

Der Probekörper muss mit dem zur Erlangung des Zertifikates gewünschten Produkts des Herstellers ident sein, und es sollen dabei alle dazugehörenden Komponenten getestet werden. Die Auswahl der Bestandteile soll dabei dem Zufall entsprechen, wobei folgende Daten der Elemente ermittelt werden sollen:

- mechanische und geometrische Eigenschaften der Elemente, inklusive der aktuellen Zugfestigkeit
- berechnete Zugfestigkeit  $F_{pm}$
- mittlere Gesamtquerschnittsfläche  $A_{pm}$
- Oberflächenmerkmale der Zugglieder

Die relevanten geometrischen und mechanischen Eigenschaften des Ankers sollen dabei ebenfalls bestimmt werden. Die freie Länge des Zugglieders soll im Test mindestens 3,0 m betragen und darf nur bei Stabgliedern auf eine Mindestlänge von 1,0 m verringert werden.

#### **4.1.1.2 Testablauf**

Das Spannglied wird schrittweise mit einer konstanten Geschwindigkeit von 100 MPa pro Minute auf 20 %, 40 %, 60 % und 80 % der charakteristischen Zugfestigkeit belastet. Bei 80 % wird die Kraft in das System geleitet und die Spanneinrichtung entfernt. Danach wird diese Belastung für eine (bei interner Vorspannung) oder für zwei (bei externer Vorspannung) Stunde(n) im System konstant gehalten. Im Gegensatz zur internen Vorspannung, bei dem der Versuch bei 80% der charakteristischen Zugfestigkeit fortgesetzt wird, ist bei extern vorgespannten Gliedern die Kraft nach zwei Stunden wieder auf 20 % herabzusetzen. Für beide Spanngliedarten wird die Belastung nun bis zum Erstbruch mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von 0,002 pro Minute erhöht. Die dabei auftretenden Messungenauigkeiten sollen im Bereich von  $\pm 1,0$  % liegen, wobei sich die eingebrachten Kräfte in einem Toleranzbereich von  $\pm 2,0$  % befinden dürfen. Die Verluste zufolge des Reibungsverlustes an den Ankerköpfen müssen bereits in der Spannphase berücksichtigt werden, um sichergehen zu können, dass die gewünschte Belastung auch eingebracht wurde.



#### 4.1.1.3 Messungen

Folgende Messungen sind während des Versuchs durchzuführen:

- Überprüfung der Übereinstimmung der Bestandteile mit den ETA Spezifikationen (Material, Geometrie, Härte...)
- relative kraft- und zeitabhängige Verschiebung  $\Delta s$  des Zugelements zum Anker an zwei Elementen (siehe Abbildung 4-1)
- relative kraft- und zeitabhängige Verschiebung  $\Delta r$  zwischen den Bestandteilen der Verankerung an zwei Elementen

Für externe Spannglieder sind zusätzlich noch die Verformungen des Ankerkopfes in Umfangsrichtung sowie die Verformung des Kopfes gegen die Stützplatte in sieben Messreihen wie unten angeführt zu messen:

- (1) 20 % Stufe,
- (2) 40 % Stufe,
- (3) 80 % Stufe zwischen den Zeitpunkten  $t_0$  und  $t_0 + 10$  min, wobei  $t_0$  der Zeitpunkt ist, an dem die 80% Stufe erreicht ist
- (4) 80 % Stufe zwischen den Zeitpunkten  $t_0 + 30$  min und  $t_0 + 40$  min
- (5) 80 % Stufe zwischen den Zeitpunkten  $t_0 + 60$  min und  $t_0 + 70$  min
- (6) 80 % Stufe zwischen den Zeitpunkten  $t_0 + 120$  min und  $t_0 + 130$  min
- (7) 20 % Stufe

Die Aufzeichnungen haben dabei folgendes zu enthalten:

- vollständiges Kraft- Dehnungsdiagramm
- Dehnung der Zugglieder  $\epsilon_{Tu}$  in der freien Länge bei gemessener Höchstkraft  $F_{Tu}$
- gemessene Höchstkraft  $F_{Tu}$
- Lage und Art des Versagens
- Überprüfen der einzelnen Systemkomponenten mit anschließender Fotodokumentation und Kommentaren sowie Festhalten der bleibenden Deformationen

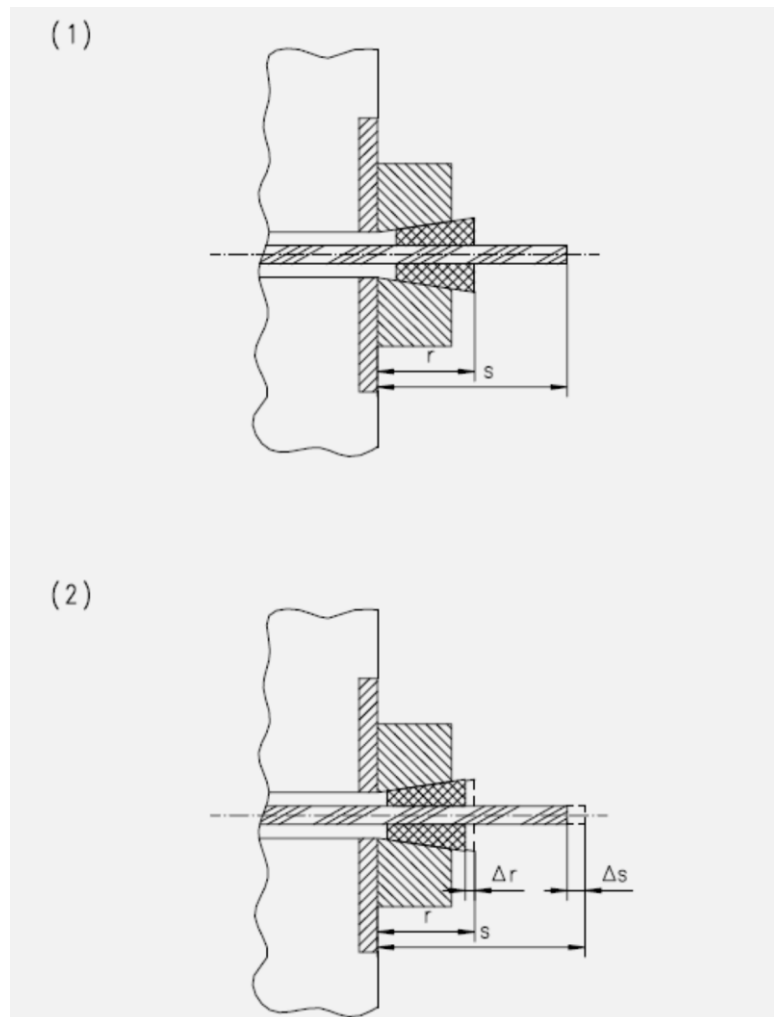


Abbildung 4-1 Verschiebungen während der Tests (1) vor und (2) nach Verschluss [20]

#### 4.1.2. Ermüdungsfestigkeit (Resistance to fatigue)

Die Systeme müssen eine gewisse Anzahl an Lastwechseln mit einer festgelegten Spannungsamplitude über sich ergehen lassen können, ohne einen zu großen Verlust der Querschnittsfläche des Spanngliedes zu überschreiten.

##### 4.1.2.1 Probekörper

Der Probekörper ist wie jener in 4.1.1.1 aufgebaut und muss zumindest an einem Ende mit allen Bestandteilen der nach den Auflistungen des ETA- Antragsstellers, welcher die Zulassung für sein System bewilligt haben möchte, übereinstimmen. Werden dabei beide Enden mit diesen Teilen ausgeführt, zählt der Versuch als Doppelprüfung. Wichtig ist dabei die Einhaltung eines konstanten Abstandes des Zugliedes zur Verankerung, um die tatsächliche Umlenkung und die auftretenden Relativbewegungen simulieren zu können. Die Prüfung sollte, wenn möglich, mit

der vollständigen Anzahl an Zuggliedern im Spannglied erfolgen. Andernfalls, kann die Anzahl für ein Spannglied mit  $n$  Gliedern wie folgt abgemindert werden:

- wenn  $n \leq 12$  :  $n' \geq n/2$
- wenn  $n \geq 12$  :  $n' \geq 6 + (n-12)/3$

Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Zugglieder mit der größten Umlenkung zur Spanngliedachse immer zu verwenden sind.

#### **4.1.2.2 Testablauf**

Es ist eine konstante Prüffrequenz von 10 Hz bei einer maximalen Oberlast von 65 % der charakteristischen Festigkeit des Zuggliedes einzuhalten. Dabei soll ein Belastungsbereich von  $\Delta F = \max F - \min F = 80 \text{ MPa}$  für zwei Millionen Lastwechsel eingehalten werden. Beim Einbau der Zugglieder ist darauf zu achten, dass die einzelnen Glieder in etwa gleich belastet werden.

#### **4.1.2.3 Messungen**

Folgende Messungen sind während des Versuchs durchzuführen:

- Überprüfung der Übereinstimmung der Bestandteile mit den ETA Spezifikationen (Material, Geometrie, Härte...)
- relative Verschiebungen zwischen den Zuggliedern und den einzelnen Verankerungskörpern sind zu messen, sowie die Verschiebung zwischen den Elementen des Verankerungskörpers selbst
- Überprüfung des Verankerungskörpers und der Zugglieder nach Durchführung des Test unter der Beachtung der Ermüdungsbeanspruchung
- Aufzeichnungen der entstandenen Brüche und deren Lage als Resultat der Ermüdungsbeanspruchung
- Überprüfung der einzelnen Verankerungselemente und der Zugglieder nach dem Ausbau des Versuchskörpers
- Fotodokumentation mit Anmerkungen

#### **4.1.3. Lasteinleitung in das Bauwerk (Load transfer to the structure)**

Das System muss in der Lage sein, einen gewissen Prozentanteil der Zugkräfte in den Beton mit einer gewissen Festigkeit einleiten zu können, ohne das Bauteil zu zerstören, wobei der Prozess in einem bestimmten Zeitintervall abgeschlossen werden muss und nicht zu große Deformationen hervorgerufen werden.

#### **4.1.4. Reibungskoeffizient (Friciton coeffcient)**

Die Systeme sollen Reibungsverluste entlang des Spanngliedes zulassen und diese über die Lebensdauer des Bauwerks erdulden können, ohne zu versagen. Die Verluste an den Ankern und entlang des Spanngliedes müssen bekannt sein und somit auch gemessen und dokumentiert werden, damit sie im errichteten Zustand berücksichtigt werden können.

#### **4.1.5. Abweichungsbeschränkungen (Deviation/deflection limits)**

Die Radien des Spanngliedes sollen die definierten Beschränkungen einhalten, um die Reibungsverluste zu minimieren oder um sekundäre Spannungen zu beschränken. Falls Abweichungen vorhanden sind, darf die Tragfähigkeit des Spanngliedes nicht herabgesetzt werden.

#### **4.1.6. Funktionsfähigkeit/Betriebsfähigkeit des Systems in der Praxis (Practicability/reliability of installation)**

Die Systeme sollen in der Praxis eine sichere und realisierbare Handhabung aufweisen. Dies beinhaltet alle Punkte wie zum Beispiel das Setzen des Ankers oder das Auspressen der Kabelkanäle.

Die Versuche sollten folgende Punkte enthalten, um dem Nachweis nach „ETAG 013 (Ausgabe: Juni 2002)“ zu entsprechen:

- unterzeichnetes Statement des Versuchslabors oder der Person, welche die Versuche durchgeführt hat, und bestätigt, dass diese nach der „ETAG 013 (Ausgabe: Juni 2002)“ durchgeführt wurden
- alle Materialzertifikate
- Zertifikate der Testmaschinen und deren Kalibrierung

- Beschreibung und Zeichnungen der Probe mit den Abmessungen
- Beschreibung der Probemaschinen und deren Abmessungen sowie eine Beilage der Kalibrierung
- Beschreibung des detaillierten Probenablaufes
- Aufzeichnung aller gemachten Messungen
- Fotodokumentation vor, während und nach dem Versuch
- Datum und Ort des Tests
- Name der für die Versuchsdurchführung verantwortlichen Person und deren Unterschrift
- Alle Tests zur Erlangung einer ETA sollen aufgezeichnet werden, ob erfolgreich oder nicht

#### **4.2. „Fib bulletin 30 (Ausgabe: Jänner 2005) [6]**

Die „fib bulletin 30“ beschäftigt sich mit Schrägkabelsystemen (stay cable) jeglicher Art. Sie umfasst zehn Kapitel, in denen der Anwendungsbereich der Richtlinie, die Definitionen der einzelnen Bauteile einer Schrägkabelkonstruktion, deren Designmöglichkeiten und die daran gestellten Anforderungen geregelt sind. Dabei werden auch die Materialeigenschaften für die einzelnen Bestandteile definiert und vorgegeben, wie auch die Genauigkeit beim Einbau und deren Inspektionsintervalle, sowie die daraus resultierenden Reparaturarbeiten. Für diese Arbeit entscheidend ist das Kapitel 6 der „fib bulletin 30, in dem die Zulassungsprüfung (Testing of stay cable systems) der Schrägkabel näher beschrieben wird. Da sich der Kernpunkt dieser Arbeit mit der Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit Hilfe eines FE- Programmes beschäftigt, wird an dieser Stelle nur auf diese Kapitel und dabei speziell auf die Ankerprüfung der Schrägseile näher eingegangen. Kurz zusammengefasst gibt es nach der „fib bulletin 30“ drei Arten der Prüfung für Schrägkabelsysteme, welche da sind:

- ◆ Zulassungsprüfung eines Schrägkabelsystems (Initial approval testing)
- ◆ Eignungsprüfung des Systems für ein vorhandenes Projekt
- ◆ Qualitätskontrolle für das Schrägkabelsystem der Einzelelemente für ein vorhandenes Projekt

#### **4.2.1. Zulassungsprüfung (Initial approval testing - qualification testing)**

Das Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau beschäftigt sich mit der Zulassungsprüfung neuer Systeme und prüft momentan Anker für Schrägkabel als auch wie im Kapitel 4.1 erwähnt für Spannbetonsysteme. Jede dieser Prüfungen soll demonstrieren, dass neu vorgeschlagene Systeme mit all den eingesetzten Größen und Materialien funktionieren. Dabei sollte jeder Versuch Folgendes beinhalten:

- ◆ dreiaxiale Ermüdungsversuche auf Zug an typischen Kabelgrößen (kleine, mittlere und große)
- ◆ eine Sattelumlenkung (saddle test), falls diese zum Einsatz kommt mit verschiedenen Kabelgrößen (kleine, mittlere und große)
- ◆ eine Dichtheitsprüfung an einem kleinen Kabel
- ◆ Versuche zum Korrosionsschutz

Die unterschiedlichen Kabelgrößen sind wichtig, damit man zwischen diesen Ergebnissen interpolieren kann, und dazwischen liegende Größenordnungen ebenfalls beurteilen kann. Wenn ein System die oben angeführten Tests einmal bestanden hat, kann es in jedem Bauvorhaben eingesetzt werden. Wird dabei jedoch nur ein Detailpunkt, seien es die Materialeigenschaften oder die Konstruktion verändert, sind die Prüfungen erneut durchzuführen. Ändert sich der Zulieferer eines Konstruktionsteiles, so ist nur dieses auf die Eignung zu prüfen. Unter der Vielzahl der zu prüfenden Elemente eines Schrägkabelsystems wird im Folgenden die Vorgangsweise der Ankerprüfung genauer beschrieben, da diese unmittelbar in Zusammenhang mit dieser Arbeit steht.

##### **4.2.1.1 Ankerermüdung und Zugversuch (*Anchorage fatigue and tensile testing*)**

Viele Schrägkabelsystemtests wurden in der Vergangenheit als reine einaxiale Tests ohne die Berücksichtigung des Umstandes, dass die Seilachse mit der Systemachse nicht hundertprozentig übereinstimmt, an der Verankerung durchgeführt. Diese Ungenauigkeiten aus der Herstellung können die Belastung des Ankers und des Seiles jedoch erhöhen. Die fib rät daher, die Tests mit einem

keilförmigen Abstandsblech am Anker einzubauen. Dieses Blech bringt eine Verdrehung des Ankers von rund  $\alpha = 10 \text{ mrad}$  ( $\approx 0,6^\circ$ ) zur Seilachse ein und kann fast in jeder Prüfmaschine ohne Probleme eingebaut werden, und repräsentiert somit reale Bedingungen am Anker.

◆ Versuchsaufbau (Test specimen)

Es sollen zwei Anker, einer an einem festen Lager und der andere an einem beweglichen Lager, gegenüberliegend mit den Methoden des Herstellers eingebaut werden. Wenn es möglich ist, sind Abstandhalter einzubauen, welche den Wechsel von den Ankerzonen zu den freien Kabellängen definieren. Diese Abstandhalter sind frei beweglich jedoch so einzubauen, dass die ankerfreie Zone mindestens 0,5 m lang ist. Außerdem soll der zum Erhalt für die mechanischen Eigenschaften notwendige Korrosionsschutz und weitere Bestandteile des Systems eingesetzt werden. Die Hauptzugelemente sollten die in der Praxis eingesetzten Systeme sein. Es sollen daher nur solche Zugelemente eingesetzt werden, die in der Richtlinie festgehalten sind. Diese Elemente sind im Kapitel 5 Materialien im Unterkapitel „5.2.2.1 Prestressing steel“ in den Tabellen 5.1 und 5.2 der „fib bulletin 30“ festgehalten. Die Länge des Versuchskörpers soll mindestens 3,5 m betragen. Falls das System mit unterschiedlichen Spannstählen ausgeführt werden soll, ist zumindest ein Test mit der größten Kabelgröße mit dem höchsten Belastungsgrad durchzuführen. Die Kabelgrößen sollen dabei vom Zulieferer des Systems gewählt werden und einem kleinen, einem mittleren und einem großen (nicht notwendigerweise das größte) Kabel entsprechen. Die Größe der Testkabel ist dabei an die regionalen Versuchsanstaltsgrößen gebunden. In Europa liegt diese Größe bei 73 x 15,7 mm Spanndrahtsystemen und in den Vereinigten Staaten bei 150 x 15,2 mm starken Litzen. Des Weiteren sollen auch die Hüllrohre aus Stahl und deren Tragfunktion beurteilt werden, wenn diese mit Suspension ausgegossen werden, und so zu einem Teil zur Tragfähigkeit beitragen. In Abbildung 4-2 ist ein Schema der Versuchsanordnung zu erkennen.

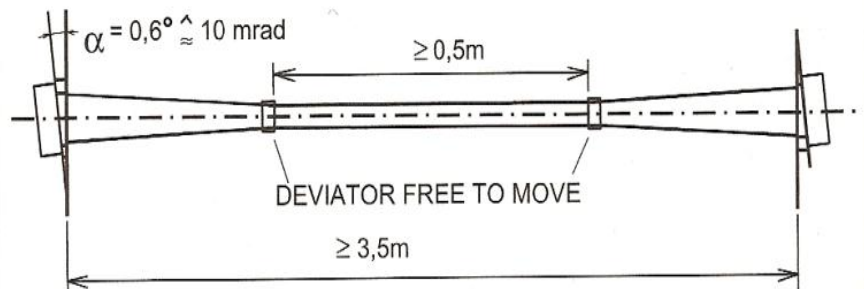


Abbildung 4-2 Versuchsanordnung für Seil und Ankerprüfung [6]

◆ **Versuchsablauf (Test procedure)**

Die Versuche dürfen nur von einem dafür qualifizierten Versuchslabor durchgeführt werden. Nachdem die Versuchskörper ordnungsgemäß eingebaut (das Kabel soll dabei eine s- Form aufweisen) worden sind, wird das Kabel auf maximal 45 % seiner garantierten Spannungsbelastbarkeit (GUTS- Guaranteed Ultimate Tensile Strength of steel) belastet. Danach soll das Kabel zwei Millionen Mal einem Lastwechsel unterzogen werden, dessen Spannweite je nach Kabelart wie in Tabelle 4-1 angegeben ist. Dieser Versuch wird bei annähernd gleicher Temperatur und bei einer maximalen Frequenz von 8 Hertz durchgeführt.

	Upper stress 0.45 GUTS	
	$\Delta\sigma$ [MPa]	$\alpha$ [mrad]
Strand stay cable	200	10
Wire stay cable	200	10
Bar stay cable	110	10

Tabelle 4-1 Spannungsamplitude in MPa für Schrägkabeltests

Nach dem der Spannungswechsel zwei Millionen Mal durchgeführt wurde, soll an dem gleichen Versuchskörper ein einaxialer Zugversuch mit einer langsamen Erhöhung der Kraft bis auf über 95 % AUTS (Actual Ultimate Tensile Strength of steel) und über 92 % GUTS durchgeführt werden, wobei die Bruchdehnung  $\geq 1,5$  % erreichen muss.



◆ Messungen und Beobachtungen (Measurements and observations)

Die folgenden Messungen und Beobachtungen sind durchzuführen und zu dokumentieren:

- Beschreibung der Versuchsbestandteile und des Versuchsvorganges
- Konformitätsprüfung der Bestandteile mit ihren Spezifikationen an mindestens fünf Einzelementen auf Härte
- komplette Dokumentation der Testparameter wie Spannungsbereich, Auflast, Lastwechselanzahl, etc.
- relative Verschiebung der Zugelemente zum Anker an zwei Elementen
- relative Verschiebungen zwischen den Ankerbestandteilen (z.B. Keileinzug) an zwei Teilen
- automatische Feststellung von Fehlern der Zugelemente während des Testes (z.B. Gehör)
- vollständiges Kraft- Dehnungsdiagramm, über den ganzen Versuch
- gemessene maximale Belastung
- Dehnung der Zugkomponenten auf der Gesamtlänge zwischen den Auflagern bei der größten Belastung
- nach Versuchsende sollen die Einzelteile der Versuchskörper sorgfältig zerlegt, alle Fehler festgestellt und die genaue Lage festgehalten werden
- Feuchteaustritte und Roststellen sind ebenfalls aufzuzeichnen
- Fotodokumentation der Prüfung

◆ Abnahmekriterien (Acceptance criteria)

Damit ein System die Zulassung bekommt, muss es folgende Kriterien erfüllen:

- Während des Tests auf Versagen durch Ermüdung dürfen die folgenden Werte nicht überschritten werden: Es dürfen zwei Drähte bei einer Anzahl von maximal 100 Drähten versagen, oder bei mehr als 100 Einzeldrähten 2 % aufgerundet auf die nächste ganze Zahl versagen, wobei das System abgelehnt werden muss wenn es als Ganzes versagt.
- Während des Ermüdungsversuchs darf kein Versagen im Anker und dessen Komponenten auftreten.

- Das System muss mindestens 92 % AUTS oder 95 % GUTS aushalten und die Dehnung bei der größten Belastung muss  $\geq 1.5$  % der Länge zwischen den Auflagern überschreiten.
- Bis zu 95 % GUTS oder 92 % AUTS darf im Anker oder dessen Komponenten kein Versagen auftreten.
- Falls Korrosion an den Zuelementen aufgefunden wird, soll mit dem Hersteller Kontakt aufgenommen werden, um die Ursachen dieser Stellen zu klären. Akzeptabel ist Korrosion, welcher mit einem Lappen weggewischt werden kann. Jede Lochkorrosion (Lochfraß) führt zur Ablehnung des Systems.

#### 4.2.1.2 Ermüdung an einer Sattelumlenkung (Saddle fatigue and tensile test)

In der „fib bulletin 30“ ist die Vorgangsweise bei einem Zugversuch an der Stelle eines Umlenksattels für Schrägkabel ebenfalls definiert. Dieser in Abbildung 4-3 dargestellte Versuch, muss erfüllt werden, wenn ein System an einem Umlenksattel eingebaut werden soll.

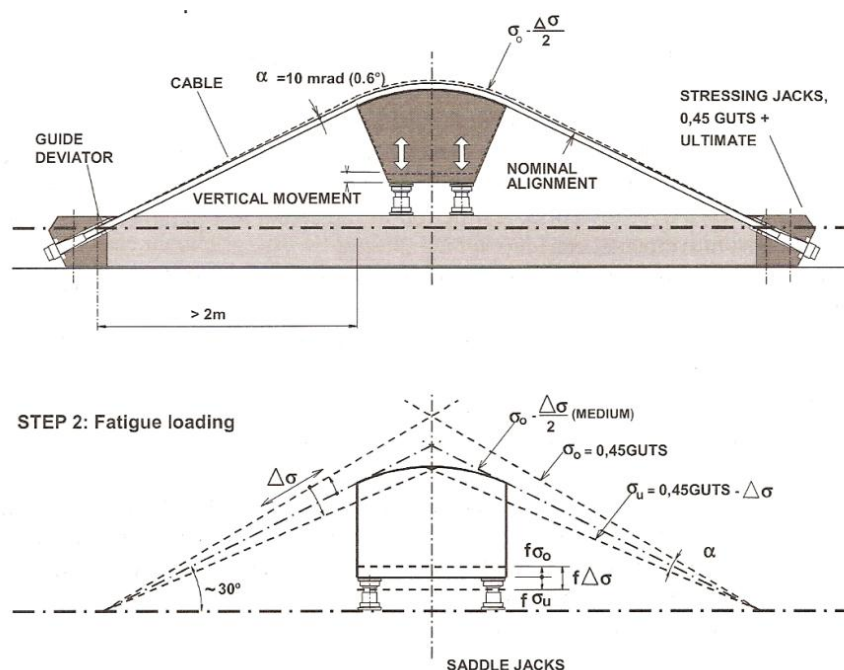


Abbildung 4-3 Versuchsprüfung für Seile und Sattelumlenkung [6]

#### **4.2.1.3 Dichtheitsüberprüfung (Leak tightness testing)**

Dieser Test soll Aufschluss darüber geben, wie dicht das System am Übergangspunkt zwischen Anker und freier Kabelzone ist, um den Eintritt von Wasser in den Ankerkörper feststellen zu können.

#### **4.2.2. Eignungsprüfung (Suitability testing)**

Im Gegensatz zu den Zulassungsprüfungen ist dieser Versuch für jedes Projekt durchzuführen, da dieser über die Eignung für ein „spezielles Projekt“ entscheidet. Bei der Eignungsprüfung ist ein Ankerermüdungsversuch mit der für das Projekt geplanten Kabelgröße durchzuführen. Dieser ist wie im Kapitel 4.2.1.1 beschrieben durchzuführen. Wurde die Prüfung bestanden und sind keine Änderungen hinsichtlich des Materials oder der Abmessungen des Systems geplant, so sind zwei weitere Prüfungen dieses Systems durchzuführen. Wird jedoch eine Änderung am System vorgenommen, so ist die Eignungsprüfung mit drei neu durchzuführenden Zulassungsprüfungen zu wiederholen.

#### **4.2.3. Qualitätskontrolle (Quality control testing)**

Dieser Test soll zeigen, dass die eingebauten Materialien und Systemkomponenten auch denen der Eignungsprüfung entsprechen. Die Hauptbestandteile des Schrägkabelsystems sind dabei nach der Tabelle 6.3 der „fib bulletin 30“ zu testen. Alle anderen Bestandteile sind mit Zertifikaten zu überprüfen, wobei der Beton mit Proben, welche vor Ort entnommen werden sollen, getestet wird.

## 5 Stand der Technik der Prüfanlagen [21]

### 5.1. Allgemeines zu Ermüdungsnachweisen

Durch den Umstand, dass Stahlbauteile durch eine dynamische und zyklische Belastung bereits bei Beanspruchungen unterhalb der statischen Beanspruchung einen Schaden nehmen können, wurden ab der Mitte der 1950er Jahre Versuchseinrichtungen mit servo- hydraulischen Prüfmaschinen zur Materialprüfung errichtet. Auf dieses Phänomen wurde man erst durch das Aufkommen der Eisenbahn aufmerksam, da bei dieser die Räder bereits bei Belastungen weit unterhalb der statisch berechneten möglichen Beanspruchung zu Bruch kamen. Auf Grund dieser Vorkommnisse begann August Wöhler diese Probleme zu analysieren und erkannte somit das Phänomen der Ermüdungsfestigkeit. Daraufhin entwickelte er den Wöhlerversuch, aus dem die Wöhlerlinien hervorgingen, welche nach wie vor zum Einsatz kommen. Bei diesem Versuch werden die zu prüfenden Elemente zyklisch mit einer zumeist sinusförmigen Belastung beansprucht, wobei die Lastamplituden und das Spannungsverhältnis aus Ober- und Unterlast konstant sind. Die Ergebnisse, vorwiegend die Nennspannungsamplitude  $S_a$  und die ertragbaren Schwingspielzahlen  $N$ , werden nun in eine doppellogarithmische Diagramm eingetragen, welches die sogenannten Wöhlerlinien darstellt. In Abbildung 5-1 ist ein Wöhlerdiagramm mit den drei ausschlaggebenden Bereichen abgebildet.

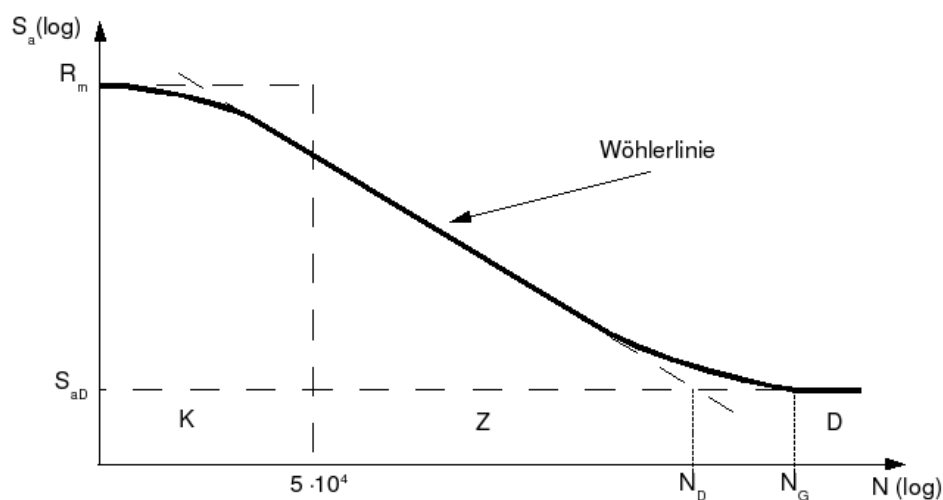


Abbildung 5-1 Allgemeines Wöhlerdiagramm [7]

Dabei bedeuten:

- K...Kurzzeitfestigkeit: Es können nur sehr wenige Lastwechsel bei einer hohen Spannungsamplitude ertragen werden.
- Z...Zeitfestigkeit: Bei dieser werden mittlere Spannungsamplituden bis zu  $2 \cdot 10^6$  ertragen, welches der Anzahl der Lastwechsel in den Dauerschwingversuchen entspricht.
- D...Dauerfestigkeit: Bei geringen Spannungsamplituden können Lastwechsel theoretisch unendlich oft ertragen werden.

Diese unterschiedlichen Spannungsamplituden können nun mit der sogenannten Palmgren- Miner- Regel addiert werden, um so eine Aussage zur Ermüdungsfestigkeit eines Bauteils treffen zu können. Obwohl man mit diesen theoretischen Möglichkeiten eine Aussage über das Verhalten eines Bauteils bei zyklischen Belastungen treffen kann, werden nach wie vor Dauerschwingversuche zur tatsächlichen Ermittlung dieses Verhaltens durchgeführt. Diese Versuche werden bis heute mit den in 1950er Jahren entwickelten servo- hydraulischen Materialprüfanlagen, welche im Kapitel 5.2 näher beschrieben werden, durchgeführt.

### **5.2. Prüfverfahren an anderen Einrichtungen**

Momentan werden die Ermüdungsversuche an Schrägkabeln und Spannsystemen vorwiegend an servo- hydraulischen Anlagen durchgeführt. Bei diesen Anlagen wird das Zugglied mit einer Hohlkolbenpresse unter der Mitwirkung eines steifen Rahmens auf das Grundlastniveau vorbelastet und anschließend zyklisch mit der gleichen Presse belastet. Das Schema einer solchen Anlage ist in Abbildung 5-2 dargestellt. Die momentan relevantesten Versuchseinrichtungen mit diesen Anlagen befinden sich in:

- MPA Technische Universität München, Deutschland
- Ruhr- Universität Bochum, Deutschland
- MPA Braunschweig, Deutschland
- MPA Karlsruhe, Deutschland
- Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées, Frankreich

- Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Schweiz
- Construction Technology Laboratories, Illinois - USA

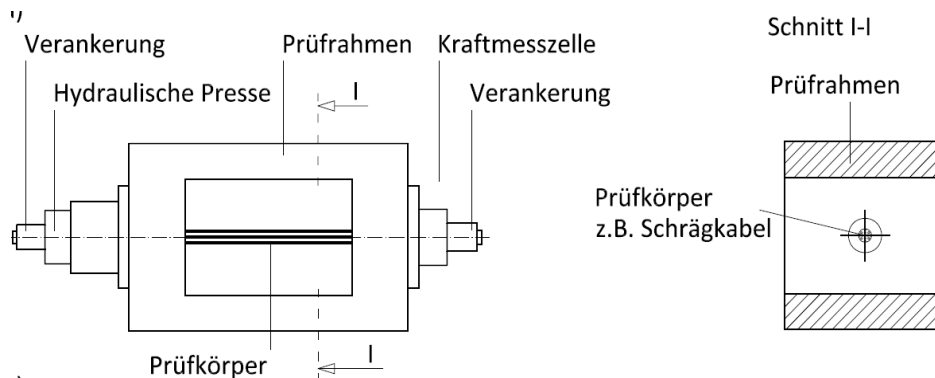


Abbildung 5-2 Schema einer servo-hydraulischen Prüfanlage für Zugglieder [21]

All diese arbeiten bei sehr hohen Belastungsstufen mit einer sehr niedrigen Versuchsfrequenz, diese liegt bei rund einem Lastwechsel pro Sekunde. Dieses langsame Arbeiten führt zu sehr langen Versuchszeiträumen, welche vor allem durch den hohen Energieeinsatz der Hydraulikaggregate und durch die Kosten des Personals unwirtschaftlich werden.

### 5.3. Prüfverfahren an der Technischen Universität Wien

Im Gegensatz zu anderen Versuchseinrichtungen, bei denen die Kräfte durch großen Energieaufwand in die Versuchskörper eingebracht werden, nutzt die Technische Universität Wien den Resonanzeffekt aus. Dieser Effekt bringt den Vorteil, dass man die Frequenz der Versuche erhöhen und damit den Energieverbrauch verringern kann. Im Jahr 2005 erhielt die Technische Universität Wien das Österreichische Patent „Verfahren zur Durchführung von Dauerschwingversuchen an einem Prüfkörper sowie Prüfvorrichtung“<sup>3</sup>. Durch diese Umstände können die Kosten und die Versuchsdauer auf ein wirtschaftlicheres Maß herabgesetzt werden. Der Aufbau der Versuchseinrichtungen wird dabei mit einer Kopplungseinheit sowie einem Behelfskabel erweitert. In der Kopplungseinheit befindet sich ein mechanischer Unwuchterreger, welcher nach dem Aufbringen der Vorspannkraft durch eine hydraulische Presse für die schwingende Beanspruchung sorgt. Das Öl in der

<sup>3</sup> Zitat: J. Kolleger, B. Köberl, H. Pardatscher, M. Vill 2005

Presse wird nach dem Vorspannen abgelassen, womit keine laufende Kühlung erforderlich wird und somit Energie gespart werden kann. In Abbildung 5-3 ist das Schema der Prüfanlage abgebildet.

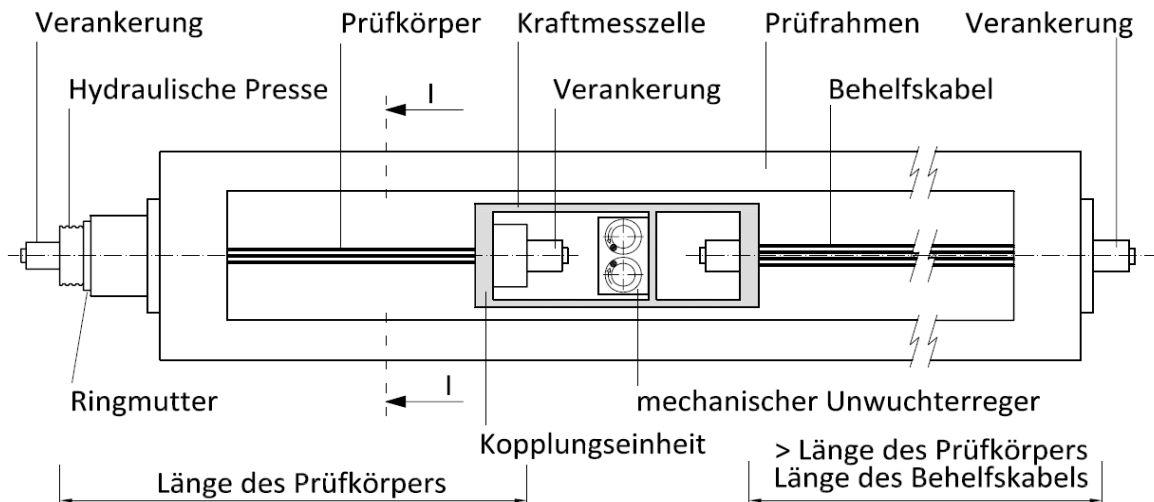


Abbildung 5-3 Schema der Prüfanlage an der Technischen Universität Wien [21]

Das Grundprinzip dieser Anlage basiert auf der Theorie eines linearen Einmassenschwinger, bei dem sich die Eigenfrequenz  $\omega_0$  wie folgt ermitteln lässt.

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_{ges}}{m}} \quad (5.1)$$

Da die Prüfanlage der Technischen Universität Wien so konstruiert ist, dass der Rahmen, in den die Kräfte eingeleitet werden, sehr steif gegenüber den Zuggliedern ist und dieser schwingungs isoliert vom Rest des Bauwerks gelagert ist, kann die Eigenfrequenz nur über die Masse  $m$  und die Federsteifigkeit des Systems  $k_{ges}$  ermittelt werden. Die Federsteifigkeit des Gesamtsystems setzt sich aus der Federsteifigkeit  $k_{PK}$  des Prüfkörpers sowie des Behelfskabels  $k_{BK}$  zusammen. Die Zusammensetzung wird in der Abbildung 5-4 dargestellt.

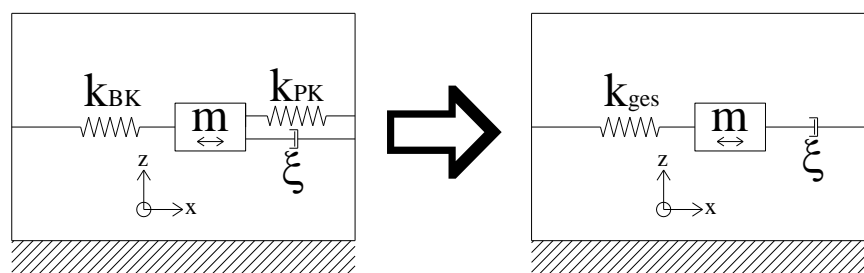


Abbildung 5-4 Systemskizze eines horizontalen Masseschwingers [21]

Durch diesen Umstand kann die Steifigkeit des Systems entweder über den E-Modul, den Querschnitt des Behelfskabels oder der Masse der Kopplungseinheit gesteuert werden. Die Gesamtmasse  $m$  des Systems setzt sich aus den Einzelmassen der Kopplungseinheit mit dem Unwuchterreger und den Verankerungen sowie eventueller Zusatzgewichte zusammen. Durch die relativ einfache Möglichkeit der Berechnung der Eigenfrequenz, und durch die Steuerbarkeit dieser, wird das System mit Hilfe des Unwuchterregers harmonisch in horizontaler Richtung mit einer Erregerfrequenz, welche gleich der ersten Eigenfrequenz des Systems ist, angeregt. Dabei stellt sich ein Resonanzeffekt ein, der die Erregerkraft um ein Vielfaches erhöht. Diese Vervielfältigung der Erregerkraft wird mit dem Vergrößerungsfaktor  $V$  angegeben, welcher nach folgender Gleichung berechnet werden kann und in Abbildung 5-5 dargestellt ist.

$$V_{Dyn} = \frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \approx \frac{1}{2\xi} \quad (5.2)$$

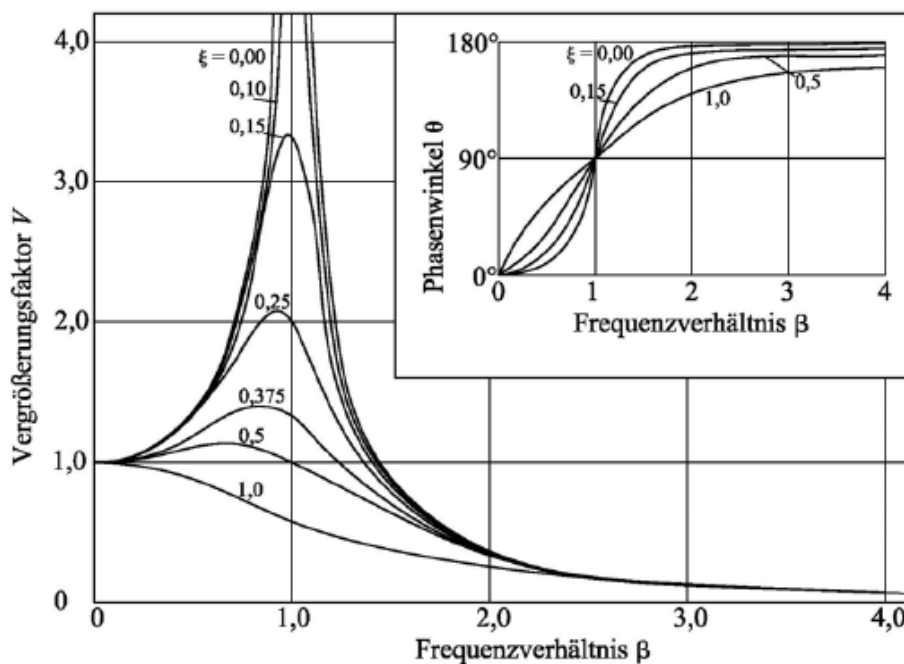


Abbildung 5-5 Dynamischer Vergrößerungsfaktor und Phasenverschiebung als Funktion von Frequenz- und Dämpfungsverhältnis[21]

Aus dieser Gleichung geht hervor, dass man bei einer Dämpfung von 0,025, den die Anlage erreicht, einen Vergrößerungsfaktor von 2.000 erreicht. Dadurch kann man mit relativ geringem Energieaufwand eine hohe Wirkung erzielen. Des Weiteren können die Prüffrequenzen auf bis zu 40 Hz erhöht werden, was einen schnelleren Ablauf der Versuche bedeutet. Die Versuchseinrichtung der TU Wien



ist berechtigt den von der Richtlinie vorgeschriebenen Wert von 8 Hz zu überschreiten und schwingt zur Zeit in einem Bereich von 8 bis 30 Hz um den Beweis zu erbringen, dass die Prüfungen auch bei höheren Frequenzen durchgeführt werden können.

### **5.3.1. Einbau des Versuchskörpers**

Die statischen und dynamischen Versuche an Spanngliedern werden an der Technischen Universität Wien am selben Prüfraumen durchgeführt. Der Prüfraumen muss dabei je nach Versuch geringfügig angepasst werden. In den beiden Kapiteln 5.3.1.1 und 5.3.1.2 sind die Einbauarbeiten der Spannglieder für die statischen Zug- und dynamischen Ermüdungsversuche näher beschrieben.

#### **5.3.1.1 *Einbau des Versuchskörpers bei statischen Zugversuchen***

Bei den statischen Zugversuchen, welche im Kapitel 7 mittels eines FE-Programm simuliert werden, werden die Anker und die Koppelankerkörper geprüft. Um dies zu bewerkstelligen, muss um eine genügend lange freie Spanngliedlänge von mind. je 3,0 m vor und nach dem Koppelankerkörper ein Abstandhalter in den Prüfraumen integriert werden. Der Abstandhalter wird in die Prüfraumenseite integriert, an der sich die hydraulische Presse befindet. Dabei wird das zu prüfende Spannglied einerseits gegen eine Stahlplatte, welche an den Abstandhalter montiert wird und andererseits gegen die hydraulische Presse, mit der die Kraft in das Prüfsystem eingebracht wird, verankert. Um die Pressenkraft steuern und messen zu können, baut man zwischen Abstandhalter und Anker eine Kraftmessdose ein. Nach dem Einbau des Spanngliedes und Setzen des letzten Festankers an der hydraulischen Presse kann die Vorspannkraft eingebracht werden. Einer dieser Versuche ist in Abbildung 5-6 dargestellt.

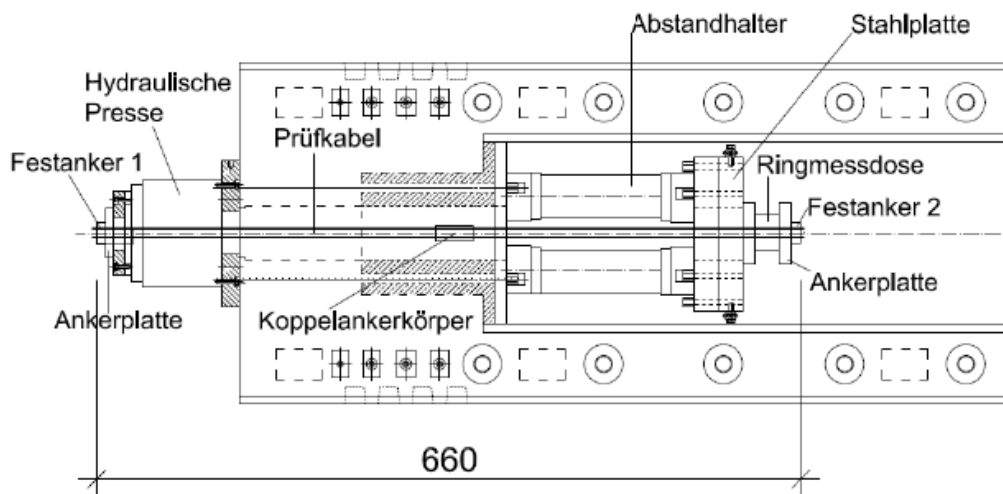


Abbildung 5-6 Einrichtung zum statischen Zugversuch [21]

### 5.3.1.2 Einbau des Versuchskörpers bei dynamischen Versuchen

Für die in dieser Arbeit behandelten statischen Zugversuche werden auch dynamische Ermüdungsversuche durchgeführt. Dabei sind die Spannsysteme laut einer Vorgabe für Ermüdungsversuche nach ETAG 013 von einem geschulten Personal in die Prüfanlage einzubauen, was jeweils Arbeiter der Herstellerfirma selbst verwirklichen. Bei diesen Versuchen wird die Prüfvorrichtung im Prinzip um eine Kopplungseinheit erweitert, um den Unwuchterreger des Typs 400/15-75 der Firma Hochhauser und die für dieses Prüfverfahren nötigen Behelfskabeln in die Anlage integrieren zu können. Die zu prüfenden Spannglieder sind dabei an einem Ende in der Kopplungseinheit, in welcher auch der Unwuchterreger platziert ist, und am anderen Ende gegen eine Hohlkolbenpresse, welche zusätzlich zur elektronischen Steuerung auch mit einem manuell zu bedienenden Stellring eingerichtet werden kann, eingebaut. Die Enden der Behelfskabel werden dabei einerseits auf der gegenüberliegenden Seite der Kopplungseinheit und andererseits gegen ein festes Lager am Versuchsrahmen verankert. An diesem starren Ende ist eine Kraftmessdose zwischen Rahmen und Ankerkörper platziert, um die durch die Hohlkolbenpresse aufgebrachten Lasten messen zu können. Die Krafteinleitungsbereiche am Trog, einerseits für die Hohlkolbenpresse und andererseits am festen Lagerende, sind dabei mit runden Stirnplatten aus Stahl verstärkt, die mit jeweils vier Gewindestangen am Trog befestigt sind. Bei den Einbau- und Vorspannarbeiten der Spannglieder ist vor allem darauf zu achten, dass die Vorspannkräfte gleichmäßig auf die Zugglieder verteilt werden können.

Nach dem die Spannglieder und das Behelfskabel in der Prüfeinrichtung eingebaut und auf eine Vorspannkraft in Abhängigkeit des Prüfkabels gespannt sind, beginnt man mit der Installation der restlichen Messeinrichtungen.

### **5.3.2. Messeinrichtungen**

Damit die durchgeführten Prüfungen den in den Richtlinien vorgeschriebenen Rahmen einhalten, sind vor allem die Anordnung und die Genauigkeit der Messeinrichtungen von großer Bedeutung. Dabei werden bei den statischen und dynamischen Versuchen bis auf den Beschleunigungsaufnehmer, welcher nur bei den dynamischen Prüfungen zum Einsatz kommt, die gleichen Messgeräte verwendet.

#### **5.3.2.1 Kraftmessdose**

Die Kraftmessdose dient zur Messung der durch die Hohlkolbenpresse aufgebrachten Last und ist entweder am Festanker 2, wie in Abbildung 5-6 zu erkennen ist, oder am gegenüberliegenden festen Ende des Prüfrahmens bei dynamischen Versuchen platziert. Die Kraftmessdose ist ein Produkt der Firma Novatech vom Typ MS 200, welche Messungen in einem Bereich bis zu 2.000 KN erlaubt.

#### **5.3.2.2 Induktive Wegaufnehmer**

Die Wegaufnehmer vom Typ HBM WI/10mm-T von der Firma Hottinger Baldwin Mess- und Systemtechnik GmbH werden zur Messung der Keil- und Litzeneinzüge eingesetzt. Diese weisen bei einer Nennmesslänge von 10 mm eine Genauigkeit von 0,01 mm auf. In das System integriert werden diese über einen zusätzlich eingebauten Halterungsrahmen, welcher mittels Gewindestangen und Muttern an den Stirnplatten, gegen welche die Anker gespannt werden, in konstantem Abstand gehalten wird.

#### **5.3.2.3 Beschleunigungsaufnehmer**

Insgesamt werden fünf Beschleunigungsaufnehmer, von denen jeder die Beschleunigung in eine Richtung aufnehmen kann, appliziert. Davon werden drei an der Kopplungseinheit, jeweils in x-, y-, und z- Richtung angeklebt. Die beiden anderen Aufnehmer werden in Längsrichtung an die Rahmenkonstruktion der Krananlage und am Trog befestigt.

## **6 Grundlagenarbeiten für die FE- Berechnung [22], [23]**

Dieser numerische Teil soll durch die Ermittlung mechanischer Ausgabegrößen an lokalen Stellen von kritischen Systemdetails o.a. Versuche, die bei der Belastung auftretenden kritischen Mechanismen durchleuchten und damit zum besseren Verständnis beitragen.

Da durch umfangreiche Testserien unterschiedlicher Spann- und Schrägkabelsysteme - durchgeführt im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen/ Betonbau - potentielle Versagensstellen zu einem Großteil dem Kontaktbereich der kaltgezogenen spiralförmig um einen Kerndraht geschlagenen Außendrähten und den einsatzgehärteten Keilen in den Verankerungen zugeordnet werden können, werden v.a. diese Bereiche detailliert betrachtet. Damit entfällt der große Arbeitsaufwand der Berechnung und Auswertung an vielen anderen Stellen, welche ohne Kenntnis der experimentellen Versuchsauswertungen nicht realisierbar wäre.

Geometrieabmessungen, mechanische und chemische Materialkenngrößen der einzelnen Bauteile werden aus den Prüfberichten sowie den Inspektionsprüfblättern über einzelne Bauteile entnommen. Grundlage dieser Arbeit sind Versuche für den eigenen Forschungsbereich.

### **6.1. Problemlklassifizierung**

Bei dem vorliegend behandelten Fall der statischen Zugversuche handelt es sich um ein Festkörperproblem, für das ein nichtlineares (NL) Spannungsproblem klassifiziert werden kann. Die Nichtlinearitäten bestehen auf Basis der Materialeigenschaft (elastisch- plastisch) mit inkludiertem Schädigungsverhalten und den Verschiebungsrandbedingungen (Kontakt) zwischen den einzelnen Komponenten (Litzenzugglieder aus Spanndrähten, einsatzgehärtete Keile, Verankerungen). Eine Spannungsbewertung erfolgt hinsichtlich Plastifizierung und Lokalisierung der Bruchinitiierungspunkte.

Während die erforderlichen Fließkurven des Vorspannsystems mittels durchgeführter Zugversuche in Abstimmung mit den vorgegebenen Materialangaben der Hersteller ermittelt werden, müssen für die Eruierung des

Schädigungsverhaltens zusätzliche mikroskopische Ergebnisse vorliegender Literaturquellen herangezogen werden.

Die qualitative Bewertung der numerischen Ergebnisse erfolgt durch direkten Vergleich mit den experimentellen Erhebungen, wobei ergänzend Bruchflächen und damit eruierte Versagensformen der statischen Zugversuche im Detail betrachtet werden.

## **6.2. Fließkriterium und Vergleichsgrößen [24]**

Je nach Beanspruchung eines Bauteils können mehrdimensionale Beanspruchungszustände auftreten. Dabei ist zu untersuchen, ob es in einem bestimmten Punkt, in dem ein allgemeiner Spannungszustand vorherrscht, zum Fließen oder Bruch kommt. Fließen stellt sich ein, sobald sich durch die Belastung in einem Punkt des Bauteils bleibende Verformungen einstellen. Es ist also bei einer Berechnung eines Werkstoffes zu beurteilen, ob dieser zu fließen beginnt oder versagt und es zum Bruch kommt. Da die meisten Materialeigenschaften aus einachsigen Versuchen ermittelt werden, müssen Anstrengungshypothesen geschaffen werden, um diese gewonnenen Kenngrößen für einen mehrdimensionalen Zustand nutzen zu können. Die verschiedenen Hypothesen vergleichen dabei den mechanischen Zustand in einem Punkt mit dem Zustand bei Fließ- oder Brucheintritt bei einem einachsigen Zug- oder Druckversuch. Je nachdem, ob der Fließ- oder Brucheintritt mit der Vergleichsspannung in einem Punkt verglichen wird, spricht man von Fließ- oder Versagenshypothesen. Eine Unterscheidung ist des Weiteren in der Anzahl der notwendigen mechanischen Kenngrößen für deren Beschreibung möglich. Im Falle des in dieser Arbeit behandelten Materials Stahl werden zwei Werkstoffparameter für die Definition der Isotropie benötigt (E-Modul, Querdehnzahl  $\nu$ ). Das Material verhält sich bei Zug- als auch Druckspannungen gleichartig.

Aufgrund der Tatsache, dass in den betrachteten Fällen (siehe Kapitel 6.5) das Versagen des Prüfkörpers u.a. an der Stelle der größten Schubspannung durch Gleitung vieler Versetzungen in Richtung bevorzugter Gleitsysteme hervorgerufen wird, wird auf untenstehende Fließkriterien näher eingegangen. Die Isotropie dieser Hypothesen bezieht sich auch auf das Verfestigungsverhalten, mit der

Beschränkung auf proportionales Fließen, wonach sich die Belastungsrichtung nicht ändern darf.

### 6.2.1. Fließhypothese nach Tresca

Die Grundlage für diese Theorie bilden Versuche, bei denen der Fließeintritt bei metallischen Werkstoffen unabhängig von dem hydrostatischen Druckanteil ist. Henri Edouard Tresca kam zur Annahme, dass die maximale Schubspannung in einem Punkt für den Fließeintritt zuständig ist. Ordnet man die Hauptnormalspannungen der Größe nach folgend zu  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ , so ergibt sich die größte Schubspannung betragsmäßig zu:

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (6.1)$$

Wählt man nun den Zustand eines einachsigen Zugversuches ( $\sigma_1 = f_y$  und  $\sigma_3 = 0$ ), so ergibt sich  $\tau_{max}$  zu:

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}f_y \quad (6.2)$$

Für einen einachsigen Druckversuch ( $\sigma_1 = 0$  und  $\sigma_3 = -f_y$ ) ergibt sich ebenfalls (6.2). Setzt man nun (6.1) und (6.2) gleich, so ergibt sich die Fließbedingung nach Tresca zu:

$$f_y = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (6.3)$$

Fließen tritt damit ein, wenn die Differenz der größten und kleinsten Hauptnormalspannung die Fließgrenze erreicht. Somit ergibt sich die Vergleichsspannung  $\sigma_V$  zu:

$$\sigma_V = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (6.4)$$

Die Fließfunktion lautet:

$$f(\sigma) = \sigma_V - f_y \quad (6.5)$$

mit  $f(\sigma) < 0$  elastisches Materialverhalten

$f(\sigma) = 0$  Fließen tritt ein

Mit diesem Fließkriterium lässt sich keine Materialverfestigung berücksichtigen und es treten keine Veränderungen auf, wenn man einen hydrostatischen

Spannungsanteil addiert. Graphisch kann die so genannte Fließfläche der Fließhypothese nach Tresca als ein sechsseitiges Prisma dargestellt werden.

### 6.2.2. Fließhypothese nach von Mises

Diese Fließhypothese beruht auf der Annahme, dass bei metallischen Werkstoffen der Anteil der spezifischen Verzerrungsenergie  $U_0$  maßgebend ist. Der Spannungszustand wird in einen hydrostatischen und deviatorischen Anteil  $s_{ij}$  aufgeteilt, wobei letzterer die Gestaltänderung beschreibt und die Fließfunktion  $f(\sigma)$  nur von diesem abhängt. Die Vergleichsspannung  $\sigma_V$  ergibt sich zu:

$$\sigma_V = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2)} \quad (6.6)$$

$$\sigma_V = f_y = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot s_{ij} \cdot s_{ij}} \quad (6.7)$$

Durch die Unabhängigkeit vom hydrostatischen Anteil des Spannungstensors beschreibt die Fließfläche geometrisch einen Zylinder im Hauptspannungsraum, bei dem die Erzeugenden parallel zur hydrostatischen Achse (hier gilt  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) verlaufen. Erreicht diese materialspezifische Abweichung des Spannungszustandes vom rein hydrostatischen Spannungszustand in der  $\pi$ - Ebene bzw. Hauptspannungsdeviator- Ebene die kritische Oktaederschubspannung, kommt es zum Fließen.

### 6.2.3. Zusammenfassung der Fließhypothesen

Zusammenfassend resultiert aus dem in der vorliegenden Arbeit verwendeten Fließkriterium nach von Mises eine niedrigere Vergleichsfließspannung im Vergleich zur Fließhypothese nach Tresca. Allerdings ist für eine vollständige Betrachtung auch die mikroskopische Komponente zu beachten, im Speziellen führt nur eine optimale Orientierung der einzelnen Körner zu makroskopischem Fließen des gesamten Prüfkörpers. Die Oktaederschubspannungen des von Mises- Kriteriums wirken entlang von 4 Ebenen im Vergleich zu 2 Ebenen des Tresca- Kriteriums, womit der Nachteil der geringeren Schubspannungen mit der Tendenz zu potentiell günstigeren Gleitebenen ausgeglichen werden kann. Die Voraussetzung der Isotropie des Werkstoffes ist bedingt durch das Material bzw. den Herstellungsprozess der Spannglieder erfüllt.

Im Zugbereich kommt es jedoch durch den hydrostatischen Spannungsanteil zu einer Volumenvergrößerung des Materials, was zwangsläufig aufgrund konstant bleibender Dichte zu Hohlraumbildung führt. Durch die nicht mehr realisierbare Kraftübertragung in diesen Bereichen spricht man von duktiler Schädigung, welche in die ermittelten Fließkurven (siehe Kapitel 6.3) zu implementieren ist (siehe Kapitel 6.4).

### 6.3. Ermittlung von Fließkurven des Spanngliedmaterials aus durchgeführten Zugversuchen

Um die notwendigen Eingangsparameter für das verwendete Fließkriterium in die FE- Berechnung einbauen zu können, müssen ausgehend von den aufgezeichneten Kraft- Dehnungslinien der durchgeführten Versuche die wahren Dehnungen  $\varepsilon_i$  und Spannungen  $\sigma_i$  ermittelt werden. Mit einer konstanten Querschnittsfläche  $A_0$  und einer variablen Kraft  $F_i$  würde das Material abweichend vom tatsächlichen Materialverhalten überbewertet werden. Bei konstantem Volumen des Prüfkörpers wird auf eine zur Kraft  $F_i$  variablen Querschnittsfläche  $A_i$  (Vereinfachung: keine exakte Einschnürung) übergegangen, um die wahren Spannungen zu ermitteln. Die gemessenen Dehnungen  $\varepsilon_{nom}$  entsprechen den wahren Größen, in denen die Litzeneinzüge Berücksichtigung finden. Aus:

$$V_0 = A_0 * l_0 = A_i * l_i = V_i \quad (6.8)$$

ergibt sich:

$$A_i = \frac{l_0 * A_0}{l_i} \quad (6.9)$$

wobei  $l_i = l_0 + dl$  (6.10)

mit  $dl = d\varepsilon * l_0$  (6.11)

ist. Mit  $A_i$  ergeben sich nun die wahren Spannungen  $\sigma_i$  zu:

$$\sigma_i = \frac{F_i}{A_i} \quad (6.12)$$

Nun ist die Abgrenzung des elastischen zum plastischen Materialverhalten durchzuführen, um mittels Gleichung (6.13) das rein plastische Materialverhalten zu ermitteln.



$$\varepsilon_i^{pl} = \varepsilon_i^{ges} - \varepsilon^{el} \quad (6.13)$$

Diese Arbeitslinien wurden für jeden Versuch ermittelt und mit den Werksangaben des Herstellers verglichen. Im Kapitel 6.3.1.1 wird, abweichend von der FE- Berechnung, das Materialverhalten mit bzw. ohne wahre Spannungen dargestellt.

### 6.3.1. Zweilitziges Vorspannsystem

Das in Abbildung 6-1 dargestellte Kraft- Dehnungsdiagramm stellt die während des statischen Zugversuchs gemessenen Werte dar, welches die Basis für ein zu ermittelndes geglättetes Kraft- Dehnungsdiagramm darstellt.

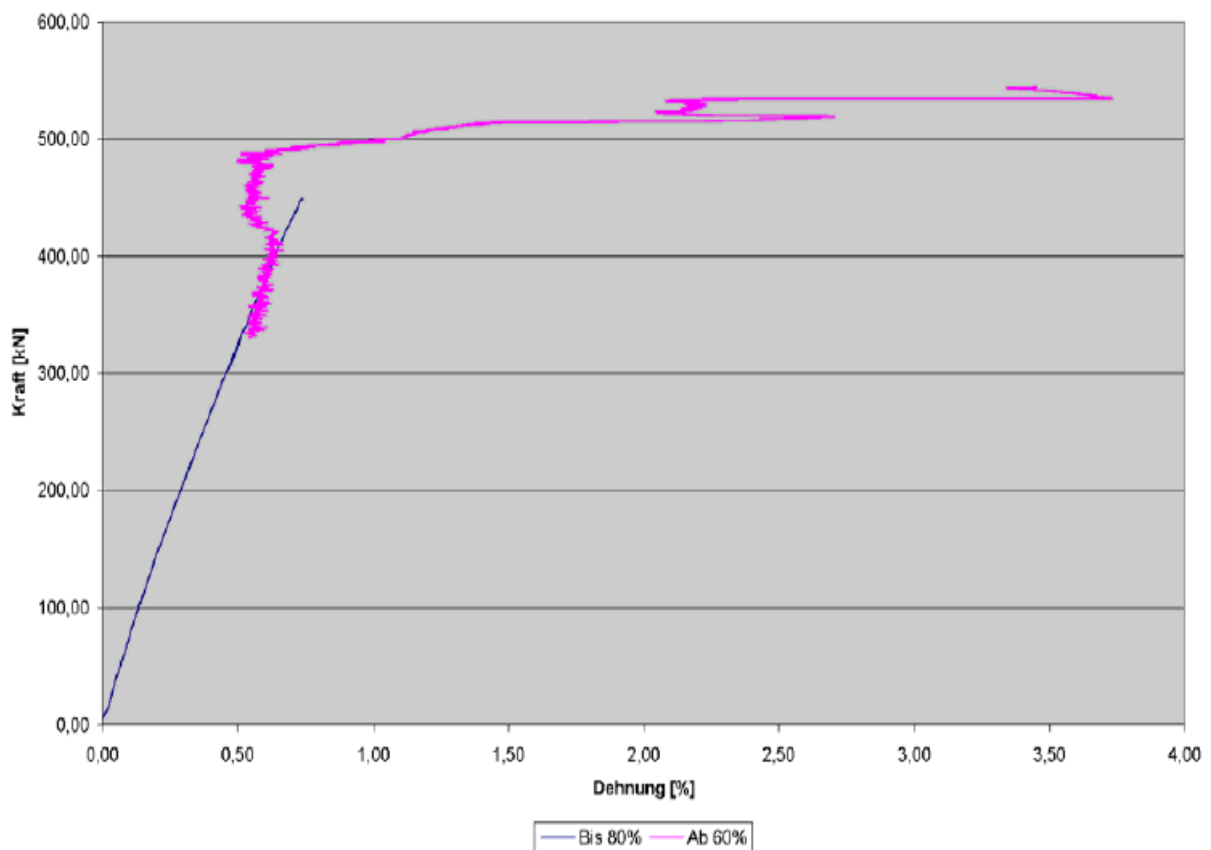


Abbildung 6-1 Gemessenes Kraft- Dehnungsdiagramm (zweilitziges Vorspannsystem)

Aus dem in Abbildung 6-2 dargestellten, geglätteten Kraft- Dehnungsdiagramm werden in der Tabelle 6-1 mit den Formeln (6.8) bis (6.12) die wahren Spannungen berechnet.

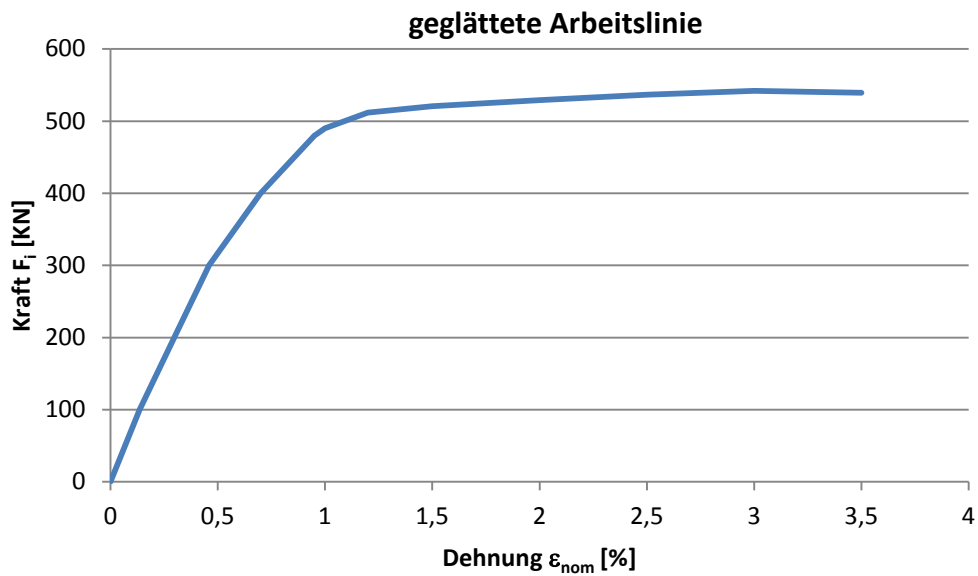


Abbildung 6-2 Geglättete Arbeitslinie (zweilitziges Vorspannsystem)

l <sub>0</sub> [mm]	F [N]	ε <sub>i</sub> [%]	dε [%]	d <sub>l</sub> [mm]	l <sub>i</sub> [mm]	A <sub>i</sub> [mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>i</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
3300	0	-	-	-	3.300,00	300,00	-
	100.000	0,14	0,14	4,46	3.304,46	299,60	333,78
	200.000	0,30	0,16	5,35	3.309,80	299,11	668,65
	300.000	0,46	0,16	5,35	3.315,15	298,63	1.004,59
	400.000	0,70	0,24	7,95	3.323,10	297,91	1.342,67
	480.000	0,95	0,25	8,25	3.331,35	297,18	1.615,20
<b>A<sub>0</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	490.000	1,00	0,05	1,65	3.333,00	297,03	1.649,67
300	512.000	1,20	0,20	6,60	3.339,60	296,44	1.727,15
	520.700	1,50	0,30	9,90	3.349,50	295,57	1.761,70
	529.286	2,00	0,50	16,50	3.366,00	294,12	1.799,57
	536.430	2,50	0,50	16,50	3.382,50	292,68	1.832,80
	541.786	3,00	0,50	16,50	3.399,00	291,26	1.860,13
	539.286	3,50	0,50	16,50	3.415,50	289,86	1.860,54

Tabelle 6-1 Wahre Spannungen (zweilitziges Vorspannsystem)

In Abbildung 6-3 ist die Arbeitslinie mit den wahren Spannungen und Dehnungen sowie dem elastischen und plastischen Bereich dargestellt. Dabei kristallisiert sich die Fließgrenze  $R_{p0.1}$  bei 0,1 % bleibender Dehnung ab einem Spannungsniveau von ca. 1615 N/mm<sup>2</sup> heraus. Dieser Wert ist auch mit der Bezeichnung der Spanndrahtlitzen St 1600/ 1860 ( $R_{p0.1}/ R_m$ ) definiert.

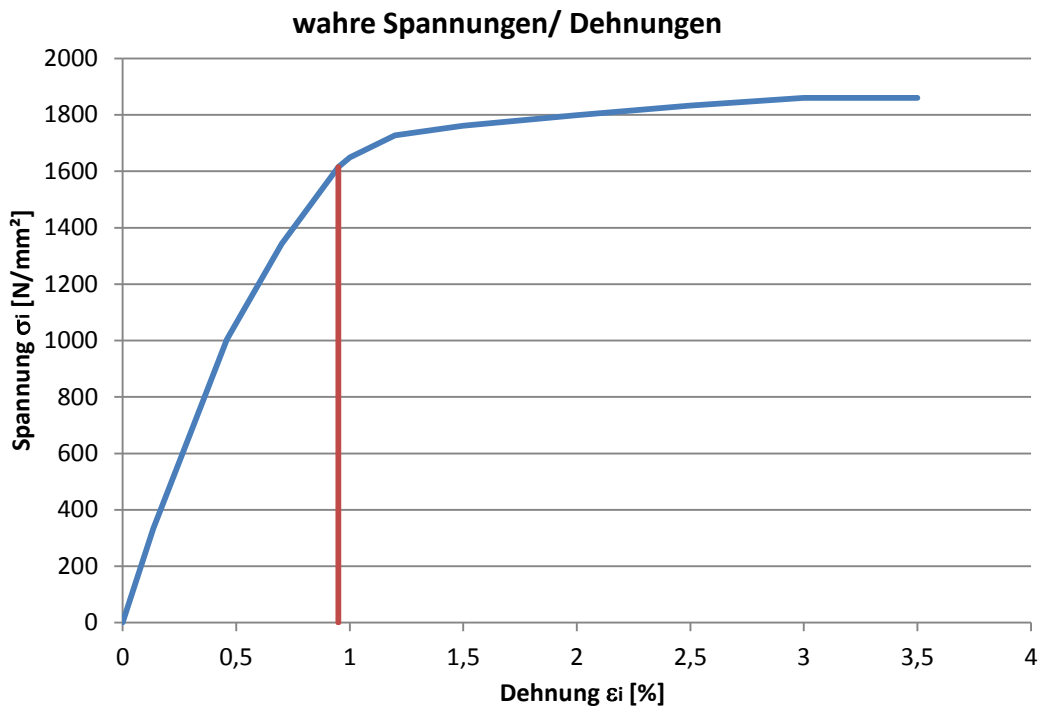


Abbildung 6-3 Wahre Spannungen und Dehnungen (zweilitziges Vorspannsystem)

Anhand dieses Diagrammes und der zuvor ermittelten wahren Spannungen lassen sich nun die Werte für die plastischen Dehnungen nach Gleichung (6.13) ermitteln, welche in der Tabelle 6-2 zusammengefasst und in der Abbildung 6-4 dargestellt sind.

$\sigma_i$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	$\epsilon_{pl}$ [%]
1615,2	0
1649,66	0,05
1727,15	0,25
1761,7	0,55
1799,57	1,05
1832,8	1,55
1860,13	2,05
1860,54	2,55

Tabelle 6-2 Plastische Dehnungen (zweilitziges Vorspannsystem)

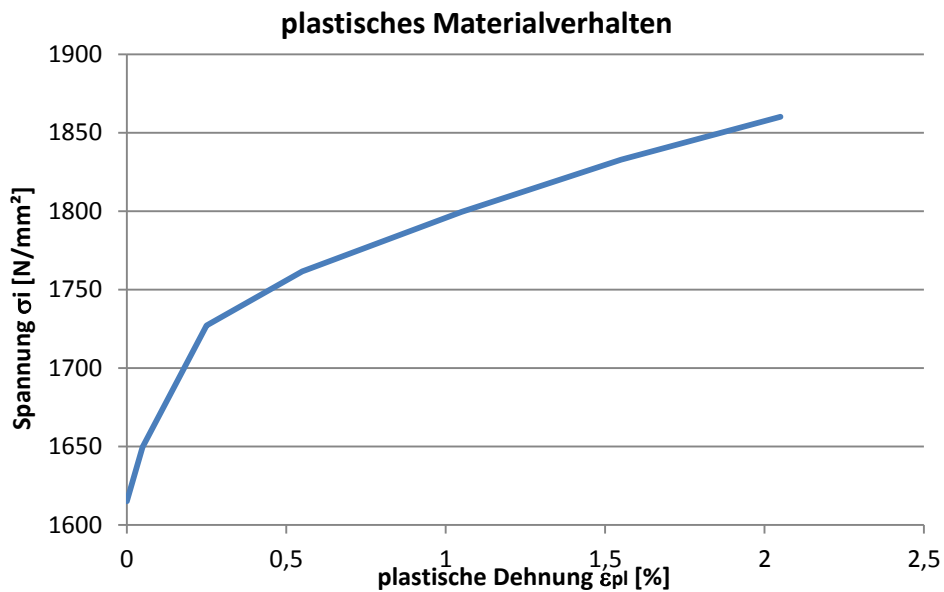
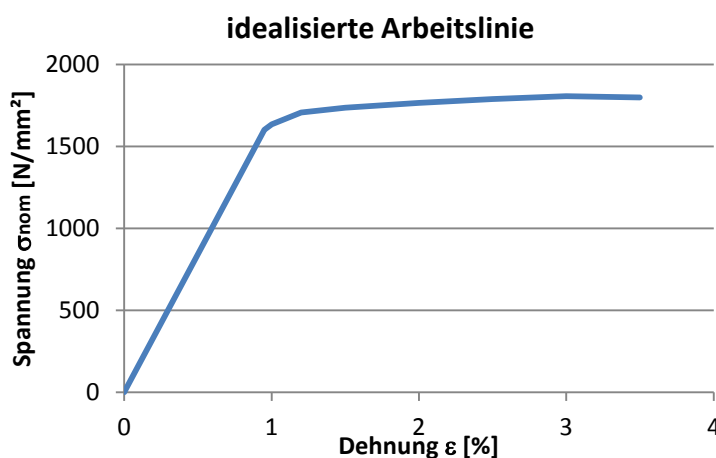


Abbildung 6-4 Plastisches Materialverhalten (zweilitziges Vorspannsystem)

Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit Herstellerangaben zeigt eine Unterschreitung um weniger als 1 %, welches einem positiven Abschneiden beim Zugversuch entspricht. Ferner bedeutet dies für den gegenständlichen Fall, dass die maximale Zugfestigkeit der Litze unbedeutend durch die Verankerungsbereiche herabgesetzt wird. Somit bestätigt sich die Annahme, für das Materialverhalten der Zugglieder vereinfachend die Fließkurven des gesamten Spannsystems zu verwenden. Zudem treten bei Zugversuchen der Spannstaillitzen bei den Materialparametern unvermeidbare Streuungen auf.

### 6.3.1.1 Vergleich: Wahre Spannung vs. Spannung mit konstantem Querschnittes



Spannung $\sigma_{nom}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehnung $\epsilon_i$ [%]
0	0
1.600,00	0,95
1.633,33	1,00
1.706,67	1,20
1.735,67	1,50
1.764,29	2,00
1.788,10	2,50
1.805,95	3,00
1.797,62	3,50

Abbildung 6-5 Arbeitslinie ohne Berücksichtigung der wahren Dehnung (zweilitziges Vorspannsystem)

Die Bruchspannungen des Stahlspanngliedes mit und ohne Berücksichtigung des veränderlichen Ausgangsquerschnittes unterscheiden sich um  $\approx 60 \text{ N/mm}^2$ . Ohne veränderlichen Querschnitt vernachlässigt man in dieser Simulation etwa 3,5 % der tatsächlichen Materialfestigkeit.

### 6.3.2. Vierlitziges Vorspannsystem

Analog zum zweilitzigen Versuchskörper wurde ein Kraft- Dehnungsdiagramm, welches in Abbildung 6-6 dargestellt ist, aufgezeichnet.

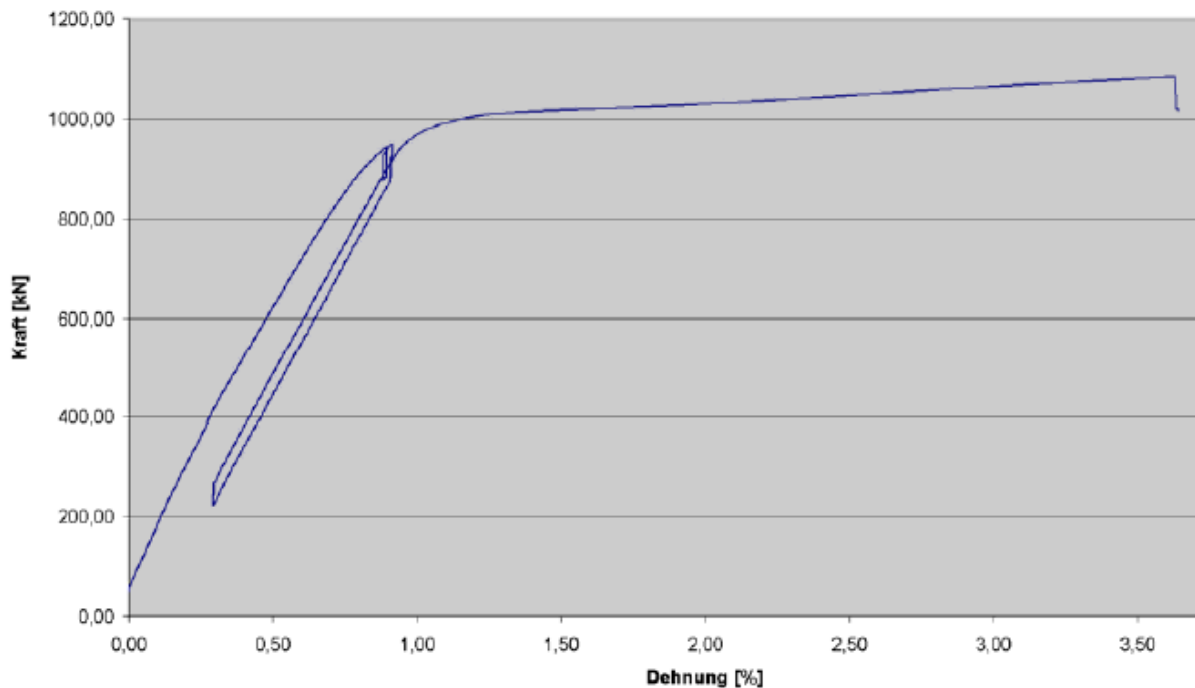


Abbildung 6-6 Gemessenes Kraft- Dehnungsdiagramm (vierlitziges Vorspannsystem)

Die für die Berechnung mit Hilfe der Gleichungen (6.8) bis (6.12) verwendeten Werte entstammen wiederum der geglätteten Arbeitslinie aus Abbildung 6-7, und sind in der Tabelle 6-3 dokumentiert.

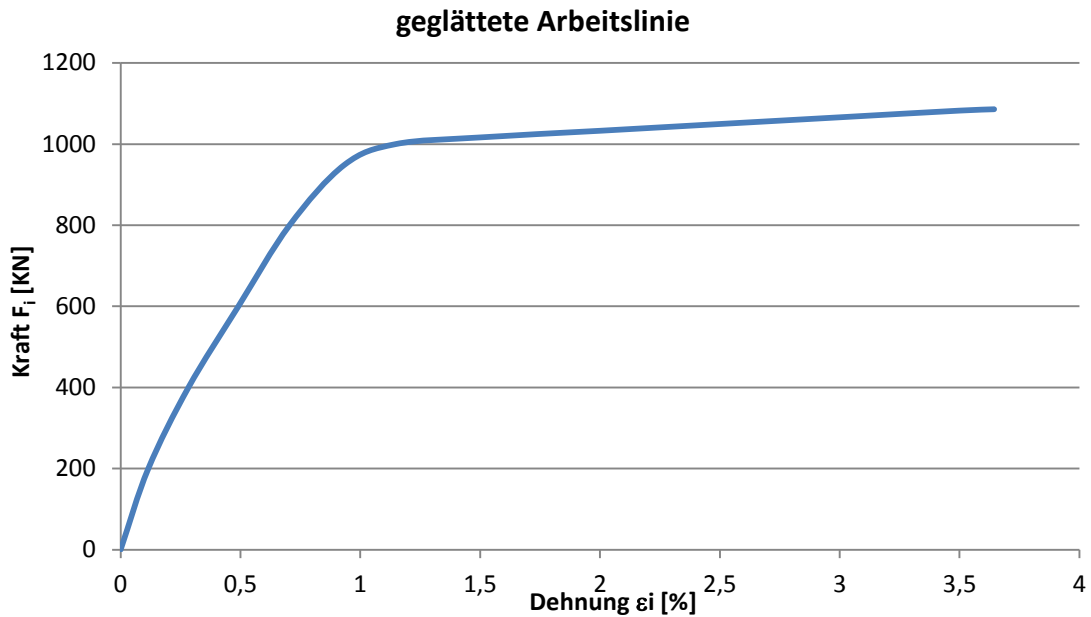


Abbildung 6-7 Geglättete Arbeitslinie (vierlitziges Vorspannsystem)

l <sub>0</sub> [mm]	F [N]	ε <sub>i</sub> [%]	dε [%]	dl [mm]	l <sub>i</sub> [mm]	A <sub>i</sub> [mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>i</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
3300	0	-	-	-	3.300,00	600,00	-
	200.000	0,12	0,12	3,81	3.303,81	599,31	333,72
	400.000	0,28	0,17	5,52	3.309,34	598,31	668,55
	600.000	0,49	0,21	6,87	3.316,21	597,07	1.004,91
	800.000	0,71	0,21	7,05	3.323,27	595,80	1.342,73
	948.760	0,93	0,23	7,54	3.330,81	594,45	1.596,03
<b>A<sub>0</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	1.000.000	1,15	0,21	7,06	3.337,86	593,19	1.685,79
600	1.016.529	1,50	0,35	11,64	3.349,50	591,13	1.719,63
	1.032.890	2,00	0,50	16,50	3.366,00	588,24	1.755,91
	1.049.587	2,50	0,50	16,50	3.382,50	585,37	1.793,04
	1.066.116	3,00	0,50	16,50	3.399,00	582,52	1.830,17
	1.082.645	3,50	0,50	16,50	3.415,50	579,71	1.867,56
	1.085.950	3,64	0,14	4,77	3.420,27	578,90	1.875,88

Tabelle 6-3 wahre Spannungen (vierlitziges Vorspannsystem)

Abbildung 6-8 zeigt die Arbeitslinie mit den wahren Spannungen und Dehnungen sowie die elastischen- und plastischen Grenzbereiche. Die Fließgrenze  $R_{p0,1}$  bei 0,1 % bleibender Dehnung ergibt sich in diesem Fall bei ca. 1600 N/mm<sup>2</sup>.

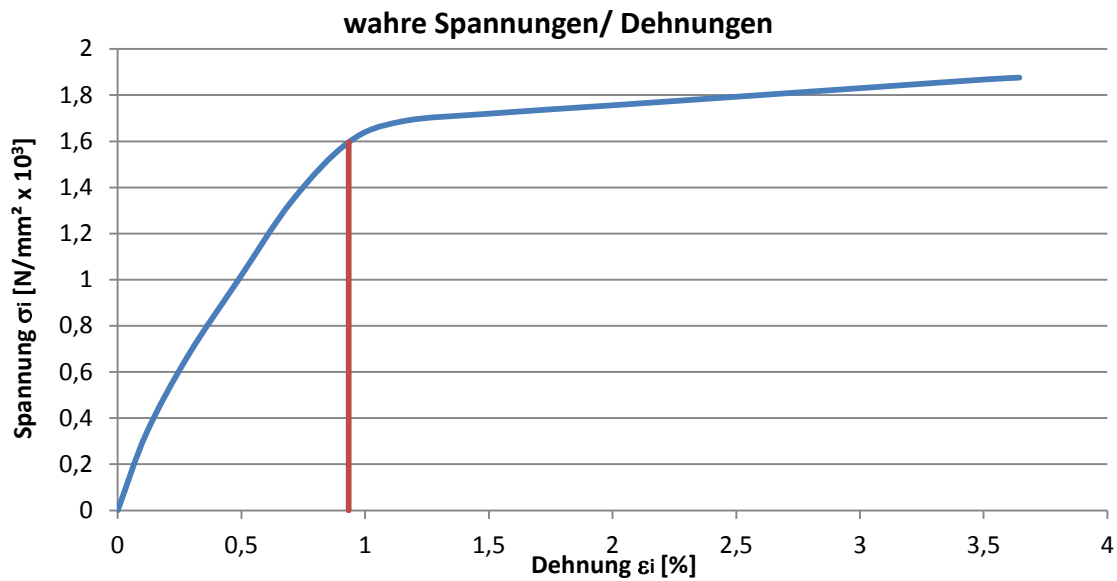


Abbildung 6-8 wahre Spannungen und Dehnungen (vierlitziges Vorspannsystem)

Analog zum zweilitzigen Verankerungskörper lassen sich nun die Werte für das plastische Materialverhalten nach Gleichung (6.13) ermitteln, welche in das FE-Programm einzugeben sind (siehe Tabelle 6-4).

$\epsilon_{el}$ [%]	<b>0,93</b>
$\sigma_i$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{pl}$ [%]
1.596,00	-
1.685,70	0,21
1.719,60	0,57
1.755,90	1,07
1.793,00	1,57
1.830,00	2,07
1.867,60	2,57
1.875,90	2,71

Tabelle 6-4 Plastisches Materialverhalten (vierlitziges Vorspannsystem)

Ein Vergleich mit Herstellerangaben zeigt eine Überschreitung um weniger als 1 %, welches wiederum einem bestandenen Testergebnis gleichkommt. Für das Materialverhalten der Zugglieder können vereinfachend die Fließkurven des gesamten Spannsystems verwendet werden.

### 6.3.3. Monosystem (Einlitziges Vorspannsystem)

Analog zu den o.a. zwei- und vierlitzigen Versuchskörpern wurde für s.g. Monosysteme vorgegangen, um die Materialdaten in das FE- Programm implementieren zu können. Abbildung 6-9 stellt das geglättete  $\sigma\varepsilon$ - Diagramm für nominale (gemessene) und wahre Werte dar, deren Ermittlung mit Hilfe der Gleichungen (6.8) bis (6.12) in der Tabelle 6-5 erfolgt.

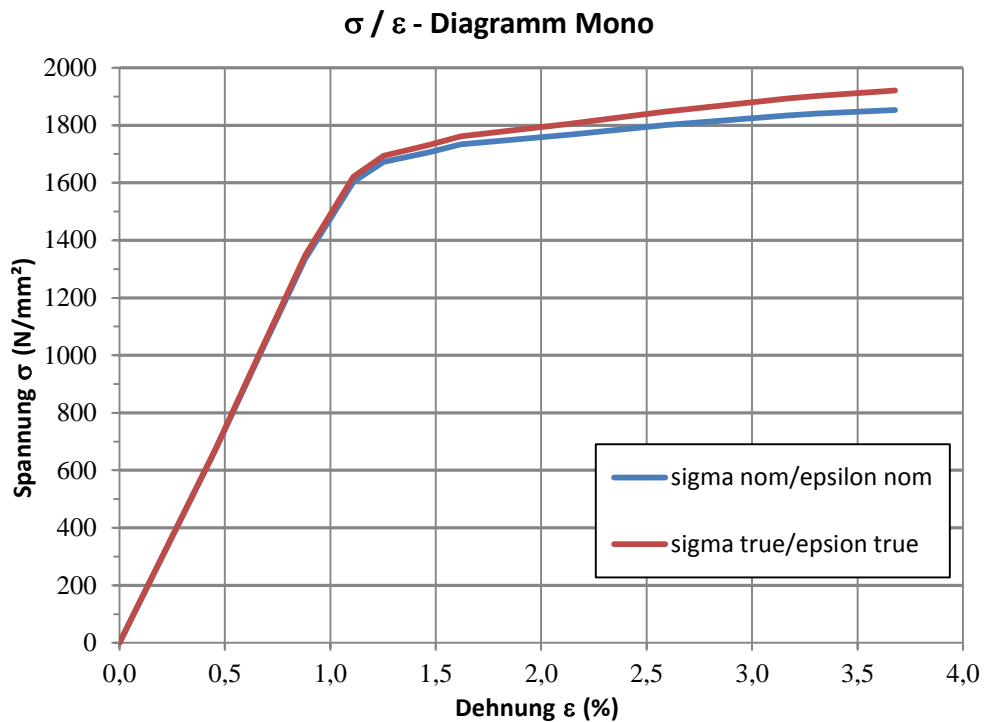


Abbildung 6-9 Wahre bzw. gemessene (geglättete) Spannungen/ Dehnungen (Monosystem)

l <sub>0</sub> [mm]	F [N]	ε <sub>i</sub> [%]	dε [%]	d <sub>l</sub> [mm]	l <sub>i</sub> [mm]	A <sub>i</sub> [mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>i</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
6850	0	-	-	-	6850,00	150,000	-
	100	0,45	0,45	31,134	6881,13	149,321	672,07
	151	0,67	0,21	14,514	6895,65	149,007	1010,20
	200	0,88	0,21	14,694	6910,34	148,690	1347,16
	241	1,11	0,23	15,648	6925,99	148,354	1621,55
A <sub>0</sub> [mm <sup>2</sup> ]	245	1,25	0,14	9,798	6935,79	148,145	1693,42
150	251	1,47	0,22	14,784	6950,57	147,830	1731,23
	260	1,62	0,15	10,384	6980,96	147,609	1761,48
	265	2,13	0,52	35,286	6996,24	146,865	1804,84
	270	2,59	0,45	31,028	7027,27	146,216	1847,42
	275	3,17	0,58	39,692	7066,96	145,395	1892,62
	276	3,31	0,14	9,668	7076,63	145,196	1901,91
	278	3,68	0,37	25,388	7102,02	144,677	1920,83

Tabelle 6-5 wahre Spannungen (Monosystem)



Der Fließbereich ab 0,1 % bleibender Dehnung stellt sich bei diesem System ab einem Spannungsniveau von ca. 1620 N/mm<sup>2</sup> ein. Eine Auflistung der plastischen Dehnungen für den FE- Input nach Gleichung (6.13) ist in Tabelle 6-6 ersichtlich.

$\epsilon_{el}$ [%]	1,11
$\sigma_i$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{pl}$ [%]
1621,55	-
1693,42	0,38
1731,23	0,58
1761,48	0,72
1804,84	1,21
1847,42	1,64
1892,62	2,20
1901,91	2,33
1920,83	2,69

**Tabelle 6-6 Plastisches Materialverhalten (Monosystem)**

Dieses Beispiel verdeutlicht aufgrund von unterschiedlichen Materialeigenschaften, Entnahmeorten und Chargennummern mögliche Abweichungen zu Herstellerangaben. Die Fließkurven des gesamten Spannsystems werden zur Inputgestaltung der Spannstahtlitzen herangezogen.

#### **6.4. Schädigungsverhalten des Materials [25], [26], [27], [28]**

Durch nicht metallische Materialeinschlüsse, die bedingt durch den Herstellungsprozess der Spannglieder im Werkstoff eingeschlossen sind (z.B. Abkühlungsprozess), sowie Ausscheidungen an der Oberfläche, kommt es bereits unterhalb der Fließgrenze zu lokalen Spannungsspitzen im Material. Diese Einschlüsse verursachen Hohlräume, welche durch eingebrachte Zugspannungen im Bauteil weiter anwachsen und Mikrorisse bilden, die sich wiederum zu Rissen vereinigen. Bei Überschreitung der so genannten kritischen Risslänge kann es bereits unterhalb der Fließgrenze zum Versagen des Bauteils kommen.

Damit dieses Problem numerisch beschrieben werden kann, wurden in der Literatur verschiedene Schädigungskriterien erarbeitet, wobei in dieser Arbeit das Fließkriterium nach Gurson, Tvergaard und Needleman (GTN- Modell [25]) aus der Kontinuumsmechanik verwendet wird, welches das später erläuterte repräsentative Volumenelement (RVE) des FE- Modells mit Hohlräumen prozentuell anreichert.

### 6.4.1. Nukleation von Hohlräumen

Erster Schritt der duktilen Schädigung ist die Hohlraumbildung, ausgelöst durch unterschiedliches Fließen von Materialmatrix und Einschlüssen, die entweder brechen (Teilchen mit großem Oberflächen/ Volumen- Verhältnis) oder sich von der Matrix ablösen, wenn die Spannung an der Grenze zweier Phasen über der Grenzflächenfestigkeit liegt und die elastische Verzerrungsenergie die Grenzflächenenergie übersteigt. Drei erwähnenswerte Mechanismen sollten festgehalten werden:

- Bereits beim Herstellungsprozess kann aufgrund von unterschiedlichen thermischen Ausdehnungskoeffizienten der nichtmetallischen Einschlüsse im Vergleich zur Matrix ein gewisser Anteil an Hohlräumen noch vor Belastung auftreten und dadurch zu „Ausreißen“ in Experimenten führen.
- Weiteren Einfluss auf das Werkstoffverhalten hat die Partikelgröße, da bei überdurchschnittlicher Korndimension im elastischen Verzerrungsbereich der Matrix die gespeicherte Verzerrungsenergie Größenordnungen erreicht, so dass für eine Nukleation bei plastischer Verzerrung lediglich die Grenzflächenfestigkeit überschritten werden muss.
- Umfangreiche Literaturstudien erforschten Brüche an Stellen spröder Partikel bereits nach geringer plastischer Deformation, weshalb der globale Spannungszustand einen mitwirkenden Faktor darstellt.

Die Hohlraumbildung wird über eine dehnungskontrollierte Normalverteilung der plastischen Vergleichsverzerrung nach Chu und Needleman [26] beschrieben.

$$A = \frac{f_N}{S_N \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon_{eqv} - \varepsilon_N}{S_N}\right)^2\right] \quad (6.14)$$

- $S_N$ ...Standardabweichung
- $f_N$ ...Volumen an Einschlüssen (mit Nukleationspotential)
- $\varepsilon_N$ ...Vergleichsverzerrung (bei Hohlraumbildung)
- $\varepsilon_{eqv}$ ...plastische Vergleichsverzerrung

Eine spannungskontrollierte Vorgangsweise über eine Vergleichsspannung wäre ebenfalls möglich.

### 6.4.2. Wachstum von Hohlräumen

Die beschriebenen Hohlräume unterschiedlichster Art wachsen besonders gut unter hydrostatischer Zugbeanspruchung in der Sphäre plastischer Verzerrungen,

- an der Oberfläche bei einachsigem Zug in Längsrichtung sowie
- in der Querschnittsmitte aufgrund eines dreiaxialen Spannungszustandes in Längsrichtung und zusätzlich in radialer Richtung, weil die Wachstumsgeschwindigkeiten in allen Richtungen ansteigen.

Tvergaard passte basierend auf numerischen Arbeiten und einem Vergleich mit Experimenten das mit Formel (6.15) beschriebene Fließkriterium nach Gurson, welches auf regelmäßig angeordneten Hohlräumen in einer isotropen Matrix basiert, an.

$$\Phi = \left( \frac{\sigma_{eqv}}{\sigma_{mat}^{pl}} \right)^2 + 2 \cdot q_1 \cdot f \cdot \cosh \left( \frac{3\sigma_m}{2\sigma_{mat}^{pl}} \right) - (1 + (q_1 \cdot f)^2) = 0 \quad (6.15)$$

- $\sigma_{mat}^{pl}$ .....Mises Fließspannung der Matrix (mikroskopische Größe)
- $\sigma_{eqv}$ .....Mises Vergleichsspannung (makroskopische Größe, siehe 6.2.2)
- $\sigma_m$ .....mittlerer makroskopischer hydrostatischer Druckspannungsanteil für das Aggregat (Matrix inkl. Hohlraum)
- $f$ .....Hohlraumanteil am Gesamtvolumen
- $q_1, q_2, q_3$ ...Materialparameter

Mit dem von Tvergaard angepassten Parameter  $q_1$  stellt sich größtmögliche Schädigung ein bei

$$f = \frac{1}{q_1} = \frac{1}{1,5} = 0,667. \quad (6.16)$$

Abbildung 6.10 verdeutlicht den Einfluss des Hohlraumanteiles in der Hauptspannungsdeviator- Ebene ( $\pi$ - Ebene) des Materialmodelles, wonach die kritische Schubspannung verringert wird, bei deren Erreichen es zum Fließen kommt.

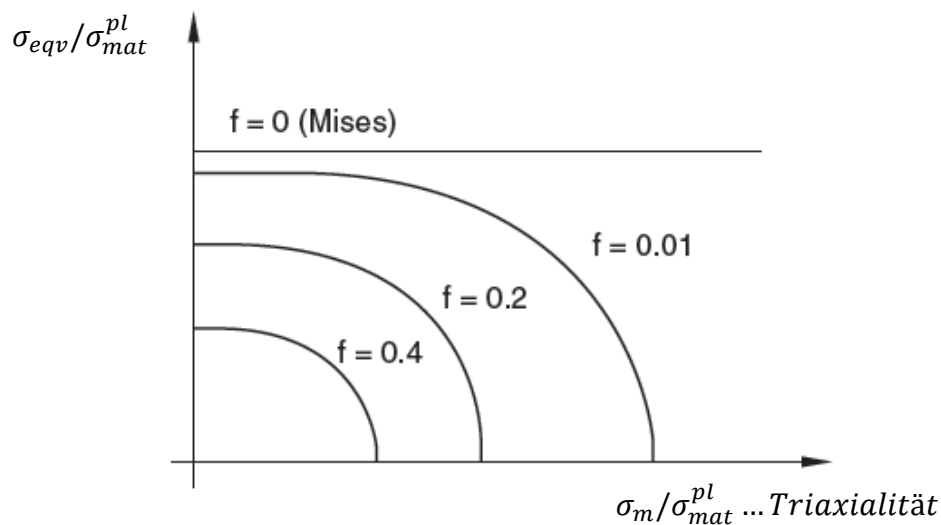


Abbildung 6-10 Einfluss des Hohlraumanteiles und der Triaxialität auf die Fließspannung

Folgende Extremwerte sollen das Kriterium verdeutlichen:

- $f=0$  →  $\sigma_{eqv} = \sigma_{mat}^{pl}$  ... ungeschädigtes Material (Verhalten laut Matrix)
- $f=0,667$  →  $\sigma_{eqv} = 0$  ... Versagen des Werkstoffes
- $0 < f < 0,667$  → Schädigung als Folge des Hohlraumeinflusses (Triaxialität wird mitberücksichtigt)

### 6.4.3. Bildung von Scherbändern

Mit erhöhtem Hohlraumanteil bilden sich die schadhaftesten Bereiche auf den am häufigsten angesprochenen Gleitebenen aus, was zu Scherbändern und damit zu örtlichem Fließen führt.

Auf mikroskopischer Ebene kommt es hier zu Spannungsspitzen, während bereits makroskopische Einschnürungen des Prüfquerschnitts möglich sind. Bei weiterer plastischer Verformung überträgt das zwischen den Hohlräumen verbleibende Material die Kräfte nur noch in Längsrichtung, womit die Triaxialität einem einachsigen Spannungszustand „Fließen“ weicht.

### 6.4.4. Mikrorissbildung und dessen Entwicklung

Ein Mikroriss startet, sobald sich das verbleibende Material zusammenzieht oder aber es entstehen sekundäre wand- bzw. wabenartige Strukturen in den Zwischenwänden. Der oft zitierte Zick- Zack- Kurs des Risses ist das Resultat aus

den am stärksten angesprochenen und damit zur Belastungsrichtung ideal liegenden Gleitebenen.

Allfällige Risse neben diesem Hauptriss schließen sich wieder, sobald durch die Rissfortpflanzung eine Entlastung hervorgerufen wird.

Um schließlich die entfestigende Wirkung durch Wechselbeziehung zwischen den Hohlräumen (Zusammenspiel und Verschmelzen) zu berücksichtigen, finalisierten Tvergaard und Needleman [27] das GTN- Modell mit dem modifizierten Schädigungsterm  $f^*$ .

$$f^* = \begin{cases} f & \text{für } f \leq f_c \\ f_c + \frac{\bar{f}_F - f_c}{f_F - f_c} (f - f_c) & \text{für } f_c < f < f_F \\ \bar{f}_F & \text{für } f \geq f_F \end{cases} \quad (6.17)$$

$$\text{mit: } \bar{f}_F = \frac{1}{q_1} = \frac{1}{1,5} \quad (6.18)$$

- $f^*$  ...effektiv wirkende Schädigung
- $f$  ...lokal vorliegende Schädigung
- $f_c$  bzw.  $f_F$  ...kritisches bzw. finales spezifisches Hohlraumvolumen

Der Punkt  $f_c$ , ab dem die Wechselbeziehung zwischen den Hohlräumen stattfindet, ist von ausschlaggebender Bedeutung (siehe Abbildung 6-11).

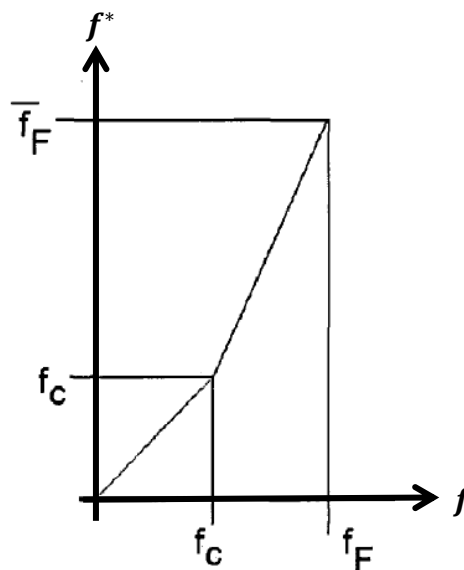


Abbildung 6-11 Effekt der effektiv wirkenden Schädigung  $f^*$  auf das GTN- Modell [25]

### 6.4.5. Bestimmung der GTN- Parameter [28]

Die Implementierung in das FE- Programm Abaqus kann mit einem userdefinierten Materialmodell (UMAT) erweitert werden, um die o.a. zusätzlich erforderlichen Inputvariablen zu platzieren. Um eine wirklichkeitsnahe Berechnung zu ermöglichen, optimiert man auf Basis von Literaturangaben für typische Metalle und in Abstimmung mit den Versuchsauswertungen die benötigten Eingabegrößen mittels einer Parameterstudie. Eine Übersicht über die implementierten Parameter, deren Bestimmung nachstehend detailliert beschrieben ist, zeigt Tabelle 6-7.

Grundsätzlich weisen Materialien in den Anwendungsbereichen dieser Arbeit eine hohe Qualität auf, darunter u.a. die kaltgezogenen hochfesten Vorspanndrähte, welche zum Litzenendquerschnitt geschlagen werden. Da der Großteil der Testergebnisse diesen Sachverhalt bestätigt, kann der Anfangshohlraumvolumenanteil  $f_0$  beinahe auf 0 gesetzt werden.

Materialschädigungsparameter für FE- Simulation		
$q_1$ ...Fließflächenparameter	[-]	1,5 (Tvergaard)
$q_2$ ...Fließflächenparameter	[-]	1,0 (Tvergaard)
$q_3$ ...Fließflächenparameter	[-]	2,25 (Tvergaard)
$f_0$ ...spez. Anfangshohlraumvolumen	[-]	0,0025
$f_c$ ...kritisches spez. Hohlraumvolumen	[-]	0,15 (Tvergaard & Needleman)
$f_f$ ...finales spez. Hohlraumvolumen	[-]	0,25 (Tvergaard & Needleman)
$f_n$ ... spez. Volumen der Hohlraumkeime	[-]	0,04 (typical metals)
$\varepsilon_n$ ...mittlere effektive plastische Dehnung bei Hohlraumbildung	[-]	0,1 - <u>0,3</u> (typical metals)
$s_n$ ...Standardabweichung von $\varepsilon_n$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,05 - <u>0,1</u> (typical metals)
$R^{(1)}$ ...einachsige Vergleichskurve des Matrixmaterials ( $\equiv \sigma_v$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]	siehe Arbeitslinien (Kapitel 6.3)

Tabelle 6-7 Inputparameter GTN- Modell

Die für ein FE- Modell laut Literaturangaben vorgeschlagenen Anteile von nichtmetallischen Einschlüssen  $f_n$  in Metallen, welche mit aufwendigen Schlifften von Probenquerschnitten dokumentiert werden, sind deutlich höher als die Realität

in den hochfesten Spannstählen zeigt. Um die GTN- Theorie anzuwenden, ist eine beschriebene Möglichkeit, die im Vergleich zur Matrix (feinkörnige, kubisch raumzentrierte Ferrit- Perlit- Mischung) vorhandenen härteren Phasen chemischer Komponenten (Mangan Mn, Silicium Si, Chrom Cr, Kohlenstoff C) fiktiv als Einschlüsse zu betrachten, womit sich für  $f_n$  ein Bereich von 3 bis 5 % ergibt.

Die Größen der zu Grunde gelegten Gaußverteilung  $s_n$  und  $\varepsilon_n$  werden in Anlehnung an Literaturangaben gewählt.

Die restlichen Schädigungsparameter werden bestimmt, indem die Höchstkraft in der FE- Simulation jener des Experiments entspricht. Darauffolgend können diese Werte auf andere ähnliche Versuchskonfigurationen angewendet werden.

Im Abaqus- Postprocessing gibt die Ausgabegröße VVF (Void Volume Fracture) den Hohlraumanteil an. Maßgeblich ist auch der hydrostatische Druck, bei dem die Abnahme des hydrostatischen Zuganteiles ein Indikator für Materialentfestigung ist. Des Weiteren wird die plastische Vergleichsdehnung PEEQ (equivalent plastic strain) verwendet. Bei einer Dehnung von 2,2 % ist der Hohlraumanteil  $f$  von 13 % im ebenen Spannstahlquerschnitt in der Abbildung 6-12a dargestellt, der beinahe den kritischen Hohlraumanteil  $f_c$  erreicht, an dem die Wechselbeziehung zwischen den Hohlräumen beginnt. Abbildung 6-12b zeigt für einen Hohlraumanteil kurz vor Versagen des Querschnitts (VVF= 0,25) bei einer Dehnung von 2,66 % den hydrostatischen Druck. Mit diesem realistischen Ergebnis können die getroffenen Annahmen bestätigt werden.

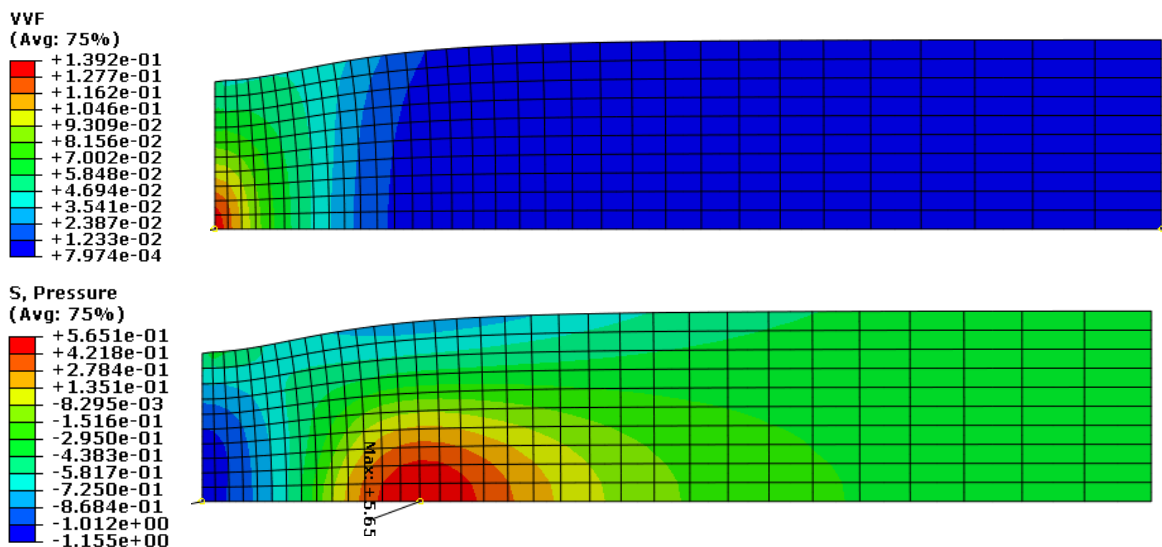


Abbildung 6-12 Kalibrierung FE- Modell mit a) VVF= 0,13 und b) hydrostatischem Druck

## 6.5. Bruchflächen statischer Versuche von Monosystemen

Abbildung 6-13 zeigt die Komponenten eines s.g. Monosystems nach einem statischen Zugversuch, bestehend aus einer gebrochenen Spanndrahtlitze, dem einsatzgehärteten Stahlkeil mit sichtbarer Rissbildung und der zugehörigen Monoverankerung.



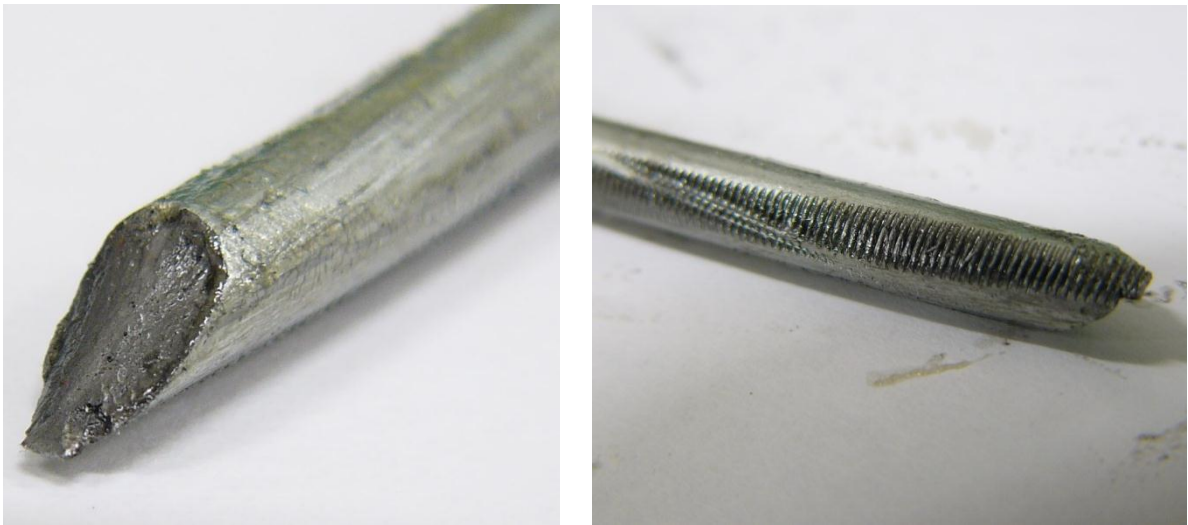
Abbildung 6-13 Komponenten an der Verankerung nach statischem Versuch (Monosystem)

Daraus lässt sich ein Verformungs-, Gleit- bzw. Scherbruch ableiten, der sich in Richtung der Schubspannungsmaxima  $\tau_{\max}$  bzw.  $\tau_{\min}$  ergibt, welche für alle Spannungszustände unter  $\pm 45^\circ$  zur größten Hauptnormalspannung  $\sigma_1$  liegen. Im Gegensatz dazu verläuft bei einem Trenn-, Spröd- bzw. Normalspannungsbruch die Rissebene ohne nennenswerte makroskopische plastische Verformung senkrecht zur größten Hauptnormalspannung  $\sigma_1$ .

Die maximale Schubspannung ruft, neben dem Abgleiten aller Atome zweier Gitterebenen zueinander, Versetzungen im Kristallgitter in Richtung bevorzugter Gleitsysteme (= mikroskopische Ebenen mit idealen Gleitebenen und -richtungen) hervor und ist damit beim vorliegenden mittelduktilen Bruch für die plastische Verformung maßgebend. Abbildung 6-14a zeigt die Bruchfläche des



Außendrahtes sowie Abbildung 6-14b die auftretende Kerbbildung durch den Kontaktrdruck der Keilspitzen mit der Drahtoberfläche.



**Abbildung 6-14 a) Bruchfläche nach statischem Versuch b) Kerbbildung (Mono 1)**

Die Bruchflächen weiterer statischer Zugversuche laut Abbildung 6-15 sollen die Problematik der verschiedenen Versagensformen verdeutlichen.



**Abbildung 6-15 Bruchflächen nach statischem Versuch a) Mono 2 b) Mono 3**

In der linken Abbildung 6-15a handelt es sich um einen duktilen Bruch höherer Verformungsgrade, bei dem sich die o.a. Gleitebenen (Abbildung 6-14a) in Richtung der größten Hauptnormalspannung  $\sigma_1$  eindrehen, an welcher Stelle auch die größte makroskopische Gesamtdehnung stattfindet. So entstehen am Rand der Bruchfläche Scherlippen unter  $\pm 45^\circ$  zu  $\sigma_1$ . Zudem verursacht die Bildung vieler kleiner Anrisse aufgrund von Hohlräumen (siehe Kapitel 6.4.4) eine

normalflächige, von Waben durchsetzte Bruchfläche (Wabenbruch), die keinen reinen spröden Trennbruch, sondern in der Gesamtheit eine trichterförmige Bruchfläche darstellt.

Hintergrund ist die s.g. Spannungszustandsversprödung, bei der es durch den räumlichen Spannungszustand (RSZ) in Kerb- bzw. Rissumgebung zu einer Behinderung der plastischen Verformung im Inneren des Bauteils kommt, wo ein ebener Verzerrungszustand (EVZ) herrscht. Die Breite der plastischen Zone  $x_p^{RSZ}$  in diesem Bereich unterscheidet sich deutlich von derjenigen an der Oberfläche  $x_p^{ESZ}$ , an welcher Stelle ein ebener Spannungszustand (ESZ) bzw. räumlicher Verzerrungszustand (RVZ) vorliegt, und kann wie folgt abgeschätzt werden.

$$x_p^{RSZ} \approx 3 \cdot x_p^{ESZ} = 3 \cdot \frac{1}{6 \cdot \pi} \cdot \left( \frac{K_I}{R_p} \right)^2 \quad (6.19)$$

- Mit  $K_I$ , der Bruch- bzw. Risszähigkeit für hochfeste Stähle ( $50 \div 150 \text{ MPa}\sqrt{m}$ ) und der
- Fließgrenze  $R_p$  (1600 MPa) folgen für die plastischen Zonen der Litzen
- $x_p^{ESZ} \approx 0,05 \div 0,5 \text{ mm}$  sowie  $x_p^{RSZ} \approx 0,15 \div 1,4 \text{ mm}$ .

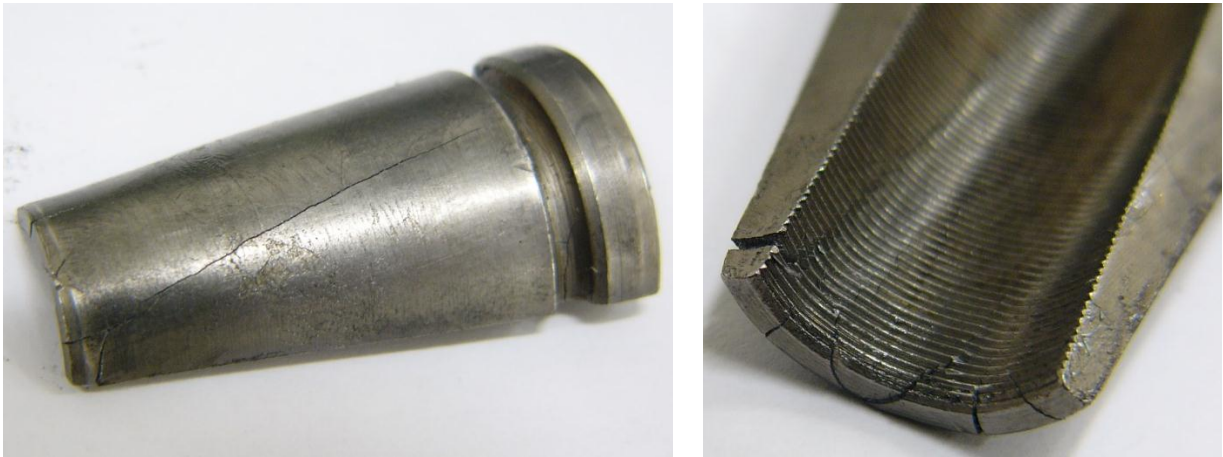
Die Mohr'schen Spannungskreise werden im Inneren der Komponenten durch die Querdehnungsbehinderung mit der Konsequenz nach rechts verschoben, dass sich die Hauptspannungen ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) annähern und sich die maximalen Schubspannungen ( $\tau_{max}, \tau_{min}$ ) reduzieren. Letztere sind für die plastische Verformung zuständig, wodurch sich sprödes Versagen einstellt (Trichterbruch). An der Oberfläche ist bedingt durch die größere plastische Zone eine duktile Ausbildung der o.a. Scherlippen möglich.

Abbildung 6-15b zeigt im Vergleich dazu wiederum einen mittelduktilen Gleit- bzw. Scherbruch an zwei gebrochenen Außendrähten.

Das Auftreten dieser beschriebenen verschiedenen Bruchformen ist u.a. abhängig von der Feinkörnigkeit des Materials. Ein grobkörniges Gefüge kann häufiger Versetzungen an den Korngrenzen aufstauen als eine feinkörnige Stahlmaterialmatrix, in welcher Anrisse seltener und mit geringerer Größe vorkommen. Feinkörnige Stähle haben bei statistischer Betrachtung der

Versagenswahrscheinlichkeit für spröden Bruch (z.B. Weibull-Verteilung) den großen Vorteil einer geringeren Streuung.

Abbildung 6-16 verdeutlicht die häufig vorkommenden Rissformen der einsatzgehärteten Keile nach beschriebenen Zugversuchen, die sich ausgehend von den lokalen Interaktionszonen an der Keilfront fortpflanzen.



**Abbildung 6-16 Risse in Keil nach statischem Versuch a) Außen b) Innen (Monosystem)**

Mit diesen theoretischen und praktischen Überlegungen beginnt der Eingabeprozess der FE- Berechnung, wobei verwendete FE- Techniken und Details dazu grob zusammengefasst in den folgenden Kapiteln beschrieben sind.

## 6.6. FE- Netzgenerierung

### 6.6.1. Repräsentatives Volumenelement (RVE)

Um die in den Kapiteln 6.4 und 6.5 beschriebenen Schädigungsmechanismen in das FE- Regime zu integrieren, gibt es für die Wahl der Größenordnung des repräsentativen Volumenelements (RVE) verschiedene Zugänge aus der Literatur:

- Elementdimension groß genug für die Abbildung des mittleren, mikroskopischen Geschehens, d.h. die kontinuumsmechanische Erfassung der mikromechanischen Verhältnisse in ausreichend großem Schädigungsvolumen (GTN- Schädigungsmodell).
- Elementdimension klein genug für den Verbleib bestehender Gradienten, um eine möglichst genaue Darstellung der Verzerrungs- und Spannungsfelder zu gewährleisten.
- Für Metalle entnimmt man der Literatur Größenordnungen für RVE von ca.  $0,1 \text{ mm}^3$ , was einer Kantenlänge von ca.  $0,5 \text{ mm}$  entspricht.
- Bei zu feiner Elementierung nimmt die Rissausbreitungsgeschwindigkeit zu und kann im Extremfall gegen Unendlich gehen, was zu einem ideal spröden Bruch führen würde (Entfestigung). Eine Vernetzung basierend auf einem zu kleinen RVE kann auftretende Unstetigkeiten des Geschwindigkeitsfeldes besser erfassen, worauf die Schädigungsentwicklung aber immer sensibler reagiert.
- Ein weiterer Zugang zum RVE aus der Literatur erfolgt mittels direkter Berechnung, indem man die volumenbezogene Bruchenergie  $\omega$  [ $\text{N/m}^3$ ] und die oberflächenbezogene Bruchenergie  $\gamma$  [ $\text{N/m}^2$ ] in Bezug setzt. Dieser physikalisch begründete Zugang über die werkstoffabhängige Bruchzähigkeit ergibt für die Materialien einen Kantenlängenbereich von etwa  $5 \div 10 \text{ }\mu\text{m}$  (entspricht  $0,005 \div 0,01 \text{ mm}$ ).

Zusammenfassend gibt die Tabelle 6.8 eine Gegenüberstellung von grundlegend feiner und grober FE- Vernetzung wieder.

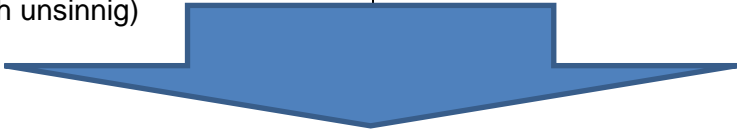
Aspekte der FE- Elementierung	
Feine Elementierung	Grobe Elementierung
<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Spannungsgradienten genau abgebildet</li> <li>+ Mechanische Größen realitätsnah simuliert (Verzerrungs- und Spannungsfeld)</li> <li>+ Rissinitiierung genau bestimmbar</li> <li>+ Rissausbreitungsgeschwindigkeit <math>da/dN</math> geht gegen unendlich (physikalisch unsinnig)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Spannungsgradienten geglättet</li> <li>+ Mechanische Größen nicht realistisch (Verzerrungs- und Spannungsfeld)</li> <li>+ Rissausbreitungsgeschwindigkeit kommt dem Experiment nahe</li> </ul>
	
<p>+ <b>Korrekte Beschreibung der Rissausbreitung ist nicht möglich (!)</b></p>	

Tabelle 6-8 Aspekte der FE- Elementierung

In der vorliegenden Arbeit sollte prinzipiell eine feinere Elementierung gewählt werden, um folgende Ziele zu erfüllen:

- a) Um Schwachstellen in den Vorspannsystemen, deren Ursachen und das Aufzeigen möglicher Einflussparameter auf diese Problematik zu eruieren, sollen die mechanischen Größen wie das Verzerrungs- und Spannungsfeld möglichst realitätsnah simuliert werden.
- b) Damit kann die Rissinitiierung vergleichsweise genau festgelegt werden. Die Rissausbreitung selbst ist Gegenstand eines hier nicht betrachteten detaillierteren bruchmechanischen Zuganges (siehe Ausblick Kapitel 8.2).

Entscheidend für das Konvergenzverhalten der FE- Simulation ist auch der vorliegende Gradient des Spannungsfeldes, der sich bei der vorliegenden Arbeit eher zur Linken der folgenden Gegenüberstellung laut Tabelle 6.9 befindet.

Spannungsgradient: glatter vs. gekerbter Zugversuch	
Rundzugversuch (ohne Kerbe)	Gekerbter Zugversuch (mit Kerbe)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spannungsgradient mit degressivem Anstieg zum Maximum</li> <li>+ Rissinitiierung verschiebt sich unbedeutend bei feinerer Netzaufteilung</li> <li>+ Konvergenzverhalten gut</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spannungsgradient mit progressivem Anstieg zum Maximum</li> <li>- Rissinitiierung ändert sich bei feinerer Netzaufteilung</li> <li>- Konvergenzverhalten schlecht</li> </ul>

Tabelle 6-9 Spannungsgradient Vergleich glatter / gekerbter Zugversuch

Nachstehende Tabelle 6-10 listet getätigte Vernachlässigungen der vorliegenden FE- Berechnung auf.

Vernachlässigungen für die FE- Simulation		
Bereich	Vernachlässigung	Konsequenz
<b>Interaktionen im Kontaktbereich</b> (entsprechendes Korrosionsmodell erforderlich)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Geometrisch realistischer Materialabtrag mit verbundener Kerbenbildung in den Außendrähten durch die Keile <u>nicht</u> abgebildet.</li> <li>- Realistischer Materialabtrag in den Drähten aufgrund gegenseitiger Interaktion der Einzeldrähte <u>nicht</u> abgebildet.</li> </ul>	Spannungsgradient steigt degressiv zum Maximum an. <ul style="list-style-type: none"> <li>+ Keine grobe Veränderung des Ortes der Rissinitiierung bei feiner werdendem Netz.</li> <li>+ Besseres Konvergenzverhalten.</li> </ul>
<b>Feinheit der FE-Vernetzung</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Wahl einer ökonomisch <u>groben</u> Elementierung</li> <li>⇒ Mechanische Größen wie Verzerrungs- und Spannungsfelder jedoch in einem passabel realistischen Bereich (!).</li> </ul>	Erst nach Rissbeginn treten Unstetigkeiten wie Singularitäten oder unverhältnismäßig starke Gradienten auf. <ul style="list-style-type: none"> <li>+ Im Gegensatz dazu treten vor Rissstart nur stetig differenzierbare Verläufe auf → Rissbeginn gut bestimmbar</li> </ul>

<b>Versagenszeitpunkt</b>	+ Für den vorliegenden Werkstoff wird das finale Hohlräumvolumen mit $f_r = 0,25$ gering gewählt (siehe Kapitel 6.4).	Das Versagen des Elements wird relativ früh bei geringer Schädigung herbeigeführt.  + Verhinderung von ev. frühem Rissbeginn.
---------------------------	---	---

Tabelle 6-10 Vereinfachungen für die FE- Simulation

### 6.6.2. Elementwahl

Wenn sich der hydrostatische Druck von Element zu Element sprunghaft ändert, tritt „Volumetric Locking“ auf, wodurch Elemente zu steif reagieren würden. Darum werden im dreidimensionalen Fall grundsätzlich folgende Elementtypen verwendet (analoger Zugang für die 2D- Vorstudien):

- Vorzugsweise kommen quaderförmige Elemente und in den Übergangsbereichen Tetraeder und Prismen zum Einsatz.
- Reduziert integrierte lineare Volumenelemente (C3D8R)
  - i.A. für Kontaktbereiche geeignet
  - Bedingung der Inkompressibilität muss an weniger Integrationspunkten erfüllt werden
  - EVZ/ EDZ/ Axialsymmetrisch: CPE4R/ CPS4R/ CAX4R
  - Kontrollfunktion „Hourglassing“ verteilt Kontaktzonen über Punkte
- Allgemein lineare voll integrierte Volumenelemente (C3D8...Quader, C3D4 sowie C3D6 in Übergängen)
  - verwenden eine konstante Volumendehnung gegen „Locking“
  - sind geeignet, wenn keine umfassenden Biegezustände auftreten, ansonsten Auftreten von „Shear Locking“
  - EVZ/ EDZ/ Axialsymmetrisch: CPE4/ CPS4/ CAX4
- Quadratische reduziert integrierte Volumenelemente (C3D20R)
  - i.A. sehr gut geeignet bei Dehnungsraten unter 20% (kein „Locking“)
  - EVZ/ EDZ/ Axialsymmetrisch: CPE8R/ CPS8R/ CAX8R

Im Allgemeinen werden für die Kontaktbereiche lineare Elemente verwendet, wobei in Sonderfällen quadratische modifizierte Tetraeder (C3D10M) als Übergangselemente zum Einsatz kommen, damit die Kontaktdrücke exakter berechnet werden können als mit regulären Tetraedern, welche keine Kontaktkräfte an den Eckknoten berücksichtigen.

Beim verwendeten Schädigungsmodell, bei dem im Gegensatz zu geometrischen bzw. makroskopischen Bruchkriterien das Versagenskriterium in der Berechnung integriert ist und die Schädigungsparameter nur vom Werkstoff abhängig sind (prozessunabhängig), werden Elemente ab einem kritischen Schädigungsmaß deaktiviert. Vorteil der linearen Verschiebungsansätze ist eine konstante Schädigung im Element und damit eine elementweise Entwicklung der Schädigung. Die Rissausbreitung folgt dieser Deaktivierung, was einer stabilen Rissausbreitung entsprechen würde.

Die bei der Ermittlung der Schädigungsparameter laut Kapitel 6.4.5 gewählte Elementgröße und Elementierung sollte beibehalten werden.

### **6.6.3. 2D- Vorstudie [29], [30], [31], [32], [33], [34]**

Die folgend beschriebenen einzelnen Komponenten (Kapitel 6.6.3.1 bis 6.6.3.3) werden diskretisiert und mit Rand- und Kontaktbedingungen (Kapitel 6.6.3.4, 6.6.3.5) zu einem FE- Modell zusammengebaut, wobei die Berechnungsabfolge mittels einzelner Lastschritte („Steps“) gesteuert wird (Details siehe Kapitel 6.7).

#### **6.6.3.1 *Spanndrahtlitzen (hochfester Spannstahl St1600/1860... $R_{p0,1}$ / $R_m$ , $E= 185GPa$ , $\mu= 0,3$ )***

Die Litze wird in einem ersten Schritt mit linearen „plane strain“ Elementen CPE4 bzw. axialsymmetrischen Elementen CAX4 diskretisiert, wobei bereits alle vorangegangenen Aspekte berücksichtigt werden, sofern dies im 2- dimensionalen Fall realisierbar ist. In allen Fällen wird die Symmetrie sowie die St. Vernant'sche Abklinglänge berücksichtigt. Diese besagt, dass sich in einer hinreichend weiten Entfernung von der Krafteinleitung - im vorliegenden Fall der Kontaktbereich zwischen Keilspitze und Litze - die Spannungs- bzw. Verzerrungsverteilungen konstant über den Querschnitt verteilen.



### 6.6.3.2 Einsatzgehärtete Keile (Stahl C15Pb $R_{p0,1}=490N/mm^2$ / $R_m=600N/mm^2$ , 180/655 HBW Kern-/Oberflächenhärte, $R_a=3,2\mu m$ )

Für die Keile werden die Keilzahnspitzen mit entsprechenden Radien gerade soweit ausgerundet, dass Singularitäten vermieden werden und die erforderliche repräsentative Elementgröße berücksichtigt wird. Mittels herkömmlichen h- (Elementgröße) und p- Verfeinerungstechniken (Ordnung der Interpolationsfunktionen) sowie lokaler Netzverfeinerung bzw. -vergrößerung wird das FE- Netz an die Aufgabenstellung schrittweise angepasst.

In Anbetracht der Größenordnung der Keilspitzen, die einen Abstand von 1,15 mm und eine Tiefe von 0,5 mm aufweisen (siehe Abbildung 6-17), wird in diesem Bereich sowie in den Kontaktbereichen der Außendrähte eine Ausrundung für eine einheitliche Elementdimensionierung von  $\approx 0,2$  mm gewählt.

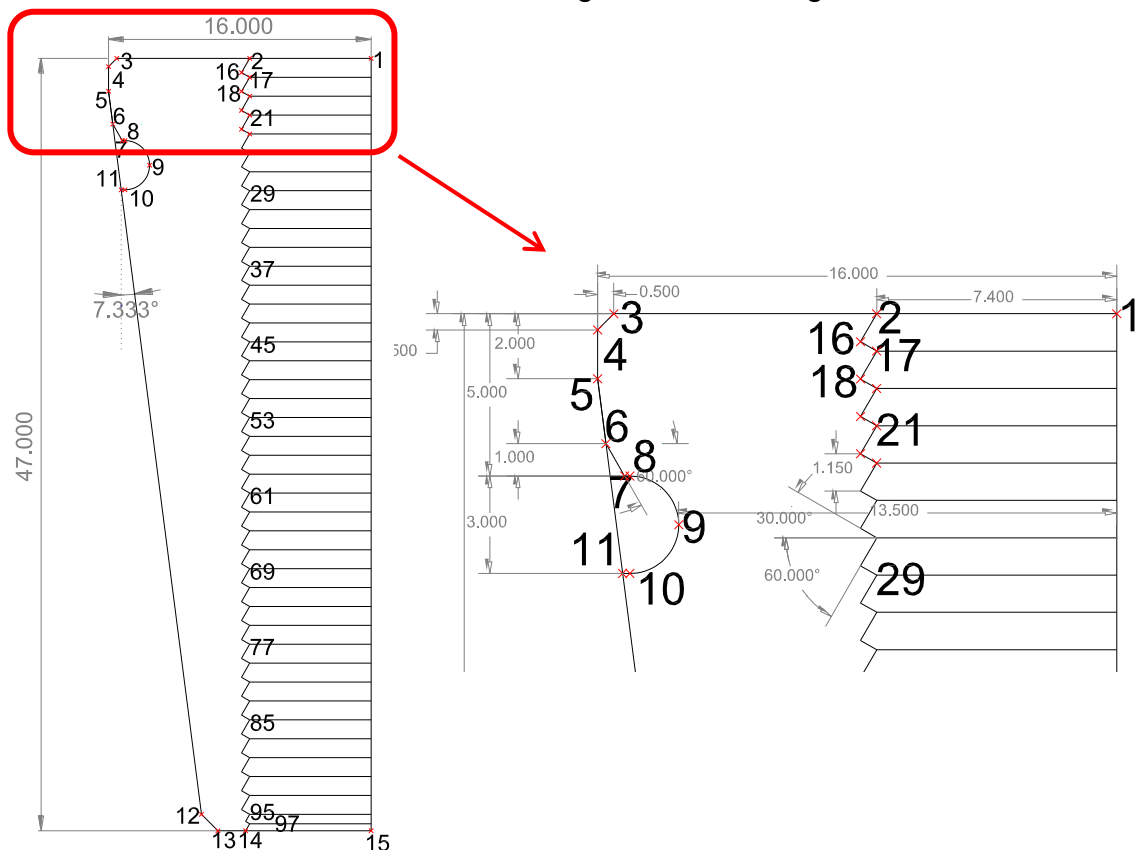


Abbildung 6-17 CAD- Modell Keil mit Detail der Keilspitzen

### 6.6.3.3 Verankerungskörper (Stahl C45R+N $R_{p0,1}=400N/mm^2$ , $R_m=580N/mm^2$ , 170 HBW, $R_a=50\mu m$ )

Die Verankerungskörper werden entsprechend gröber mit den minimal erforderlichen Anfangs- und Randbedingungen diskretisiert.

#### 6.6.3.4 Kontaktbedingungen

Auf der freien Spanngliedlänge siebendrahtiger Spanndrahtlitzen unter statischer Zugbelastung zeigen Studien u.a von Nawrocki A. und Labrosse M. [29] folgende Ergebnisse, basierend auf Studien acht möglicher Kontaktfälle inklusive Kombinationen zwischen den Drähten (Folgen für die FEM siehe Kapitel 6.7):

- Relative Verschiebungen und Verzerrungen können mit experimentellem Hintergrund als klein angenommen werden (lineare Ergebnisse  $\approx$  NL).
- Querschnittsreduzierungen und Kontaktdeformationen können laut Utting W.S. und Jones N. [30] vernachlässigt werden, wenn eine Querdehnung und eine s.g. Drahtverflachung berücksichtigt wird. Der ellipsenförmige Außendrahtquerschnitt mit Halbachsenlängen  $R_w$  bzw.  $R_w / \cos\alpha$  errechnet sich mit dem Schlagwinkel  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{2\pi R_h}{P}\right) = 7,6^\circ$ , wobei für den Radius  $R_h = R_c + R_w = 2,7 \text{ mm} + 2,6 \text{ mm} = 5,3 \text{ mm}$  gilt und P die Schlaglänge („pitch“) der Litze bezeichnet ( $\approx 250 \text{ mm}$ ).
- Die Interaktion der Außendrähte kann vernachlässigt werden, weil sich nach Huang [31] bei Belastung die äußeren helixförmigen Drähte tendentiell voneinander entfernen.

Damit sind die verbleibenden maßgebenden Kontaktinteraktionen (siehe Abbildung 6-18):

1. Innerhalb des Litzenquerschnitts die helixförmige Kontaktlinie zwischen Außendraht und Kerndraht mit Schlagwinkel  $\alpha' = \tan^{-1}\left(\frac{R_c}{R_h} \cdot \tan \alpha\right) = 3,9^\circ$ .
  - a) Maßgebendes Bewegungsmuster der Drähte ist eine relative Drehung zueinander längs des Normalvektors von der o.a. Kontaktlinie zur Litzenachse („pivoting“), welche das einachsiale Litzenverhalten dominiert.
  - b) Relatives Gleiten („sliding“) und Walzen („rolling“) des Außendrahtes um den Kerndraht dagegen zeigen bei einachsialer Belastung keinen signifikanten Einfluss auf die Kabeleigenschaften.
2. Die Kontakte in den Verankerungsbereichen zwischen den Außendrähten und den Keilen aus einsatzgehärtetem Stahl mit entsprechend klein gewählten Zahnspitzenausrundungen.

Zur Übersicht und Abgrenzung zu nachfolgend beschriebenen Anwendungsbeispielen (Kapitel 7.1 bis 7.6) ist aus zweierlei Gründen eine teilweise Behandlung des Spanndrahtlitzenschnitts in Kreisform vorgesehen und sinnvoll:

- Spannungsspitzen des realen Litzenschnitts treten laut Costello G. A. [32] an der Mantelfläche des Außendrahtes auch bei rein einachsialer Zugbelastung aufgrund der Überlagerung von
  - a) maximalen Schubspannungen aufgrund größter Torsionsbelastung an der Mantelfläche und
  - b) annähernd konstanten Zugspannungen über den Drahtquerschnitt auf.
- Um numerische Berechnungen überhaupt sinnvoll durchführen zu können, werden in der Literatur häufig tangentielle Reibungskontakte zwischen den verschlagenen Drähten ausgeschlossen bzw. das reale Verhalten durch zwei Extremfälle simuliert (keine Relativverschiebungen bzw. reibungslos).

Schnitt A-A Spanndrahtlitze (1+6, A= 150 mm<sup>2</sup>)

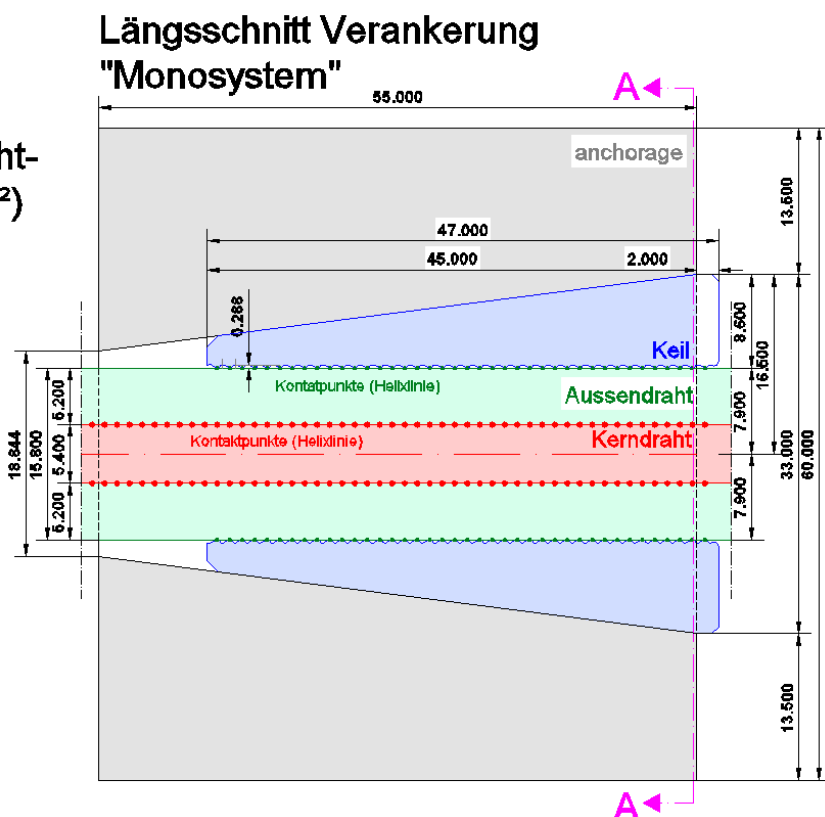
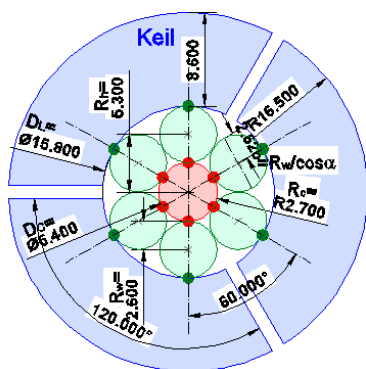


Abbildung 6-18 CAD- Modell Spanndrahtlitzte mit Kontaktbereichen

Grundsätzlich kommt die standardmäßige Lagrange'sche Betrachtungsweise für Festkörperbeschreibungen mit default- Einstellungen zum Einsatz. Ein kritischer Punkt ist der tangentielle Kontakt, der mit dem Coulomb'schen Reibungsgesetz berücksichtigt wird. Das auftretende Reibungsphänomen ist ein stark deformationsverfestigter Zustand nach tribologischer Beanspruchung. Nach Popov V.L. [33] muss i.A. die statische Reibungskraft  $F_s = \mu_s \cdot F_N$  überwunden werden (Haftreibung), damit die kinetische Reibungskraft  $F_R = \mu_k \cdot F_N$  wirken kann (Gleitreibung). Der Steigungswinkel der Oberfläche  $\phi$ , mit dem Coulomb den statischen Reibungskoeffizienten  $\mu_s = \tan(\Theta_{\max})$  definierte, ist unabhängig von der Anpresskraft.

Nach Bowden und Tabor [33] sorgt die reale Kontaktfläche  $A$ , die aus Schweißbrücken besteht, zwischen jeweils zwei stählernen Oberflächen für die Gleitreibung, während die restliche Kontaktfläche einen vernachlässigbaren Beitrag dazu liefert. Die wahre Kontaktfläche lässt sich mit

$$A = \frac{F_N}{\sigma_0} \quad (6.19)$$

abschätzen, steigt beinahe linear mit der Anpresskraft an, und ist von der scheinbaren Kontaktfläche nur sehr begrenzt abhängig (!).

Die Kontaktspitzen des wahren Kontaktes (Mikrokontakte) deformieren sich plastisch, sobald die mittlere Druckspannung in der wahren Kontaktfläche die Härte des Materials  $\sigma_0$  erreicht. Dieser Umstand verläuft beinahe unabhängig von der Normalkraft und gilt auch für geschliffene Oberflächen. Die Schweißbrücken müssen mit einer Tangentialspannung  $\tau_c$  gesichert werden, um die Haftreibung  $F_s$  zu überwinden.

$$F_s = F_N \cdot \frac{\tau_c}{\sigma_0} \quad (6.20)$$

Mit den, für isotrope plastische Körper in den meisten Fällen guten Näherungen

$$\sigma_0 = 3 \cdot R_m \quad \text{sowie} \quad \tau_c = \frac{R_m}{\sqrt{3}} \quad (6.21)$$

ergibt sich für die maximale Haftreibung

$$F_S = F_N \cdot \frac{R_m}{3 \cdot R_m} = F_N \cdot \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{5}\right) = (0,16 \div 0,20) \cdot F_N \quad (6.22)$$

Dieses Spektrum an Reibungskoeffizienten  $\mu \approx 0,16 \div 0,20$  gilt für nicht geschmierte Stahl/ Stahl- Paarungen. Für trockene Reibung unter normalen Bedingungen, wobei an den Oberflächen geringe Mengen an Oxiden und Verunreinigungen vorkommen, wird  $\mu = 0,19$  vorgeschlagen (Rabinowicz E. [34]). Bei größeren Druckkräften kann der Reibungskoeffizient aufgrund großer plastischer Deformation tatsächlich weitaus höhere Werte erreichen.

Für die vorliegende Metallpaarung (Keil/ Drähte) ohne Schmiermittel, die eine Oxidschicht aufweist, geht man von gleich großen druck- und zugbeanspruchten Kontaktflächen aus, womit sich mit Berücksichtigung von (6.21) folgender Zusammenhang ergibt.

$$\mu = \frac{F_S}{F_N} = \frac{\tau_c \cdot (A_{Druck} + A_{Zug})}{R_m \cdot (3 \cdot A_{Druck} - \zeta \cdot A_{Zug})} = \frac{1}{\sqrt{3}} \left( \frac{A_{Druck} + A_{Zug}}{3 \cdot A_{Druck} - \zeta \cdot A_{Zug}} \right) = \frac{1}{\sqrt{3}} \left( \frac{2}{3 - \zeta} \right) \quad (6.23)$$

Mit  $\zeta = 1 \div 2$  (i.A. für Zugbereiche  $\zeta < 3$ ) ergibt sich für  $\mu$  ein Bereich von  $0,60 \div 1,20$  (kubisches Kristallgitter). Bei Metallen mit dünnen Überzügen (z.B. Zink) gilt Formel (6.20) bis zu Schichtdicken von 100 nm, wobei für  $\sigma_0$  der härtere Werkstoff sowie für  $\tau_c$  das weichere Material anzusetzen ist ( $\mu \approx 0,1$  möglich).

Zusammenfassend kann Gleiten nicht stattfinden, wenn Folgendes gilt:

$$\tau \leq \tau_{krit} = \mu \cdot p \quad (6.24)$$

- $p$ ...Kontaktdruck
- $\tau_{krit}$ ...maximale Schubspannung (i.A.  $R_m / \sqrt{3}$ )
- $\mu$ ...Reibungswinkel ( $0,19 \div 1,20$ ...Metalle mit trockener Reibung unter normalen Bedingungen bis hin zu Metallpaarungen mit Oxidschichten, die von Schmiermitteln befreit sind)

Die Rauheit der Oberfläche hat verschwindenden Einfluss auf die Reibungskraft und den Transport von Material zwischen zwei kontaktierenden Körpern. Ferner steht die Größe der Kontaktgebiete in keinem Zusammenhang mit der Rauheit.

### 6.6.3.5 Belastung (statische Zugversuche)

Die Belastung des Systems erfolgt weggesteuert in weiteren Lastschritten mit statisch gleichwertigen Verschiebungsrandbedingungen, die vom Programm automatisch als s.g. äquivalente Knotenverschiebungen generiert werden.

#### a) Vorgangsweise experimentelle Versuchsdurchführung:

Wie im Kapitel 4 erwähnt, wird die Belastung des Systems bei einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit (100 MPa/ min) auf die Stufen 20 %, 40 %, 60 % und 80 % der charakteristischen Zugfestigkeit gebracht. Die 80 % Stufe wird für 120 Minuten konstant gehalten und danach die Belastung auf 20 % der charakteristischen Zugfestigkeit heruntergefahren, um im Anschluss bis zum Bruch der Spannglieder hochzufahren. Dieser Belastungsvorgang ist in Abbildung 6-18 im Vergleich zur elastisch plastischen FE- Simulation (qualitativ) in einem Kraft/ Zeitdiagramm dargestellt.

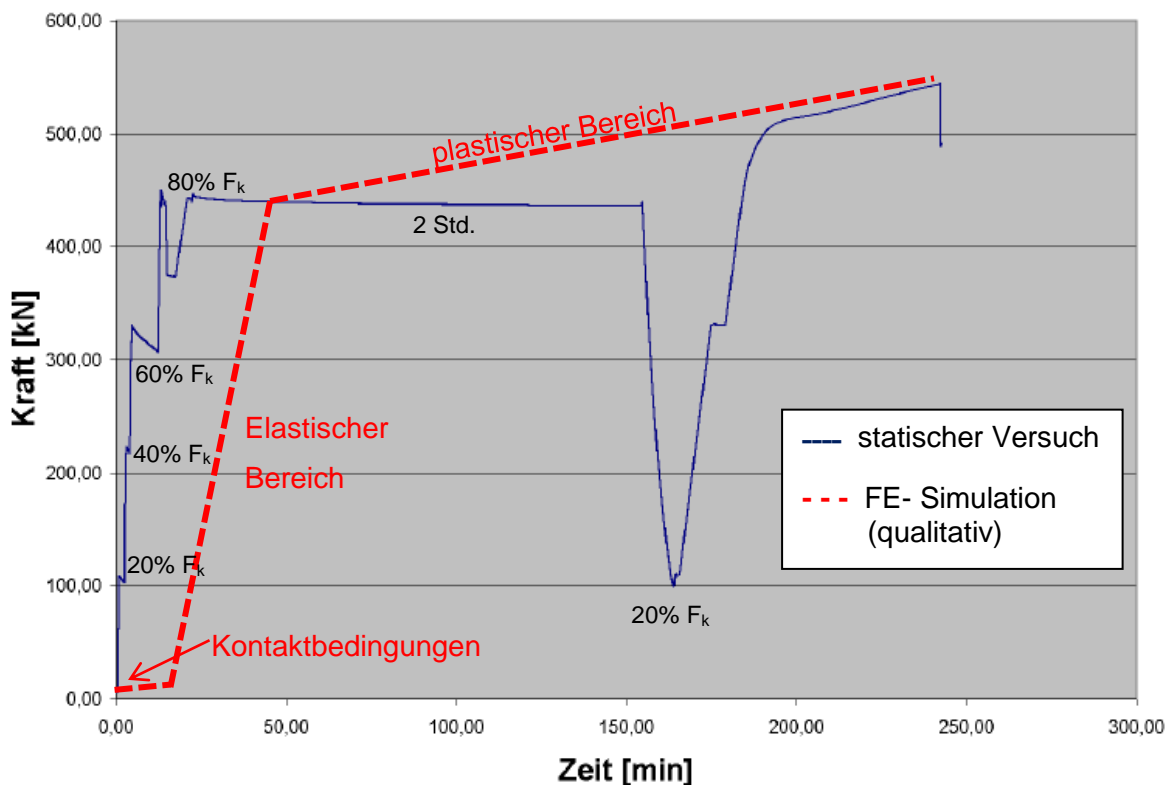


Abbildung 6-19 Kraft- Zeitdiagramm statischer Versuch (zweilitziges Vorspannsystem)

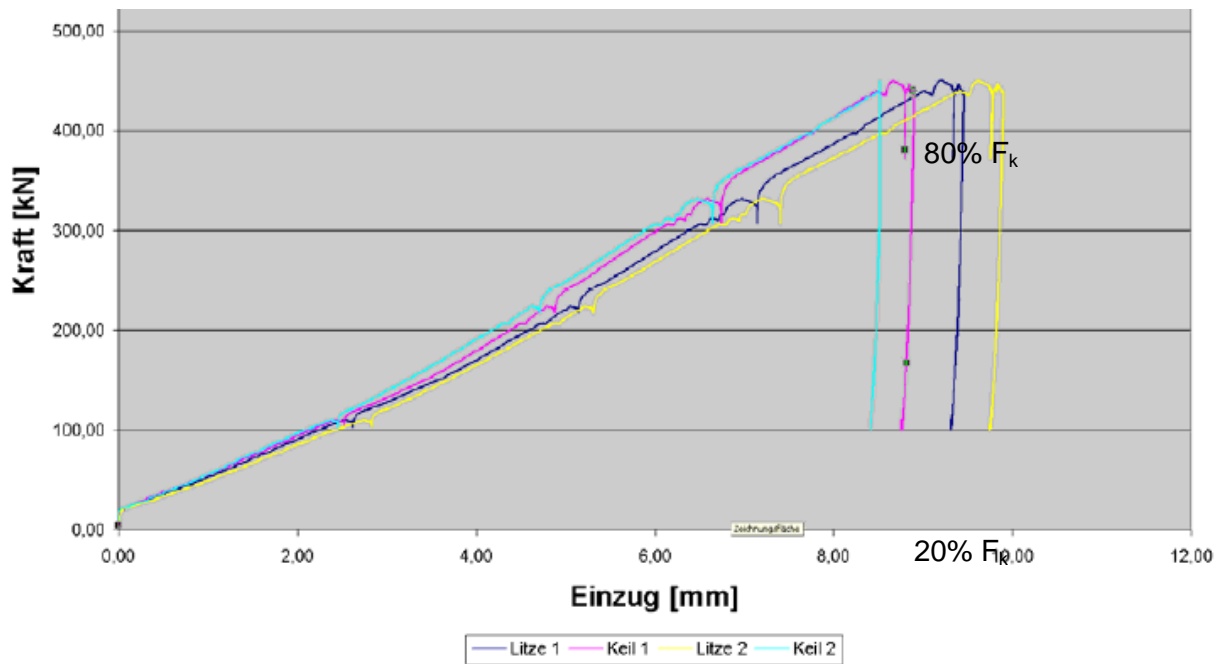


Abbildung 6-20 Litzeneinzüge (zweilitziges Vorspannsystem)

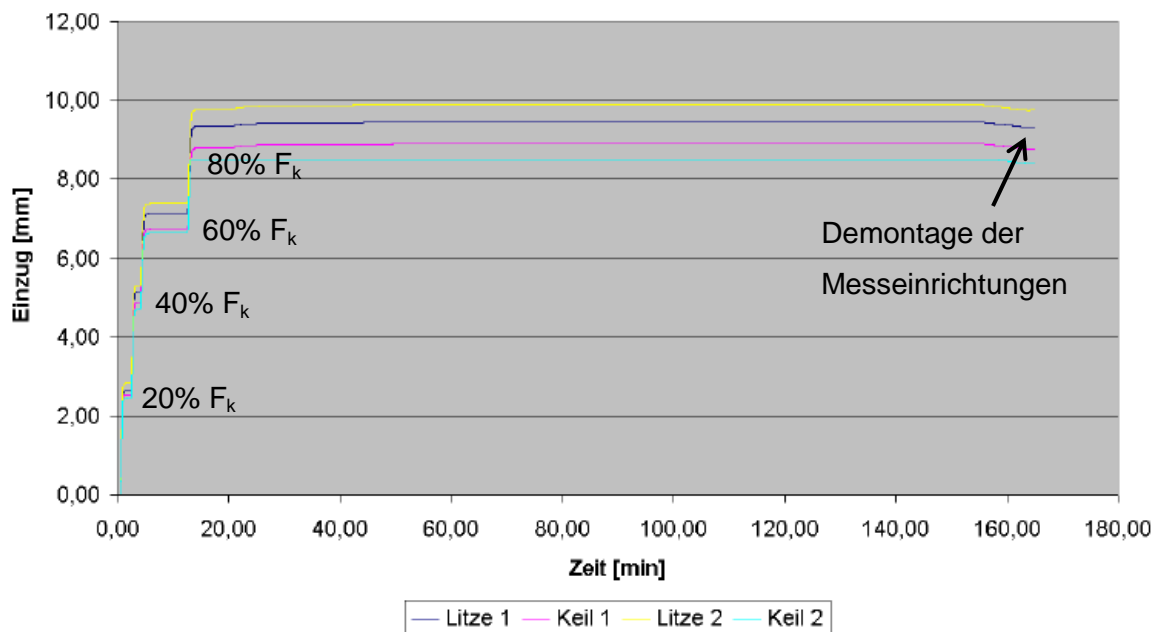


Abbildung 6-21 Litzeneinzüge während Versuchsdurchführung (zweilitziges Vorspannsystem)

b) Vorgangsweise der FE- Simulation:

Da die Reibungskoeffizienten beinahe unabhängig von der Zeit sind, kann die FE-Simulation weggesteuert mit impliziten Lastschritten (Steps) ausgeführt werden (siehe Kapitel 6.7). Der Weg- Zeit- Verlauf der Simulation ist qualitativ in der Abbildung 6-18 eingetragen. Zur Kontrolle können die gemessenen Litzeneinzüge nur für grobe Verformungskontrollen aufgrund von Toleranzen durch Montage und

streuenden Testergebnissen verwendet werden. Abbildung 6-21 verdeutlicht Beispiele von Litzeneinzügen an Monoverankerungen vor und nach absolvierten statischen Tests.

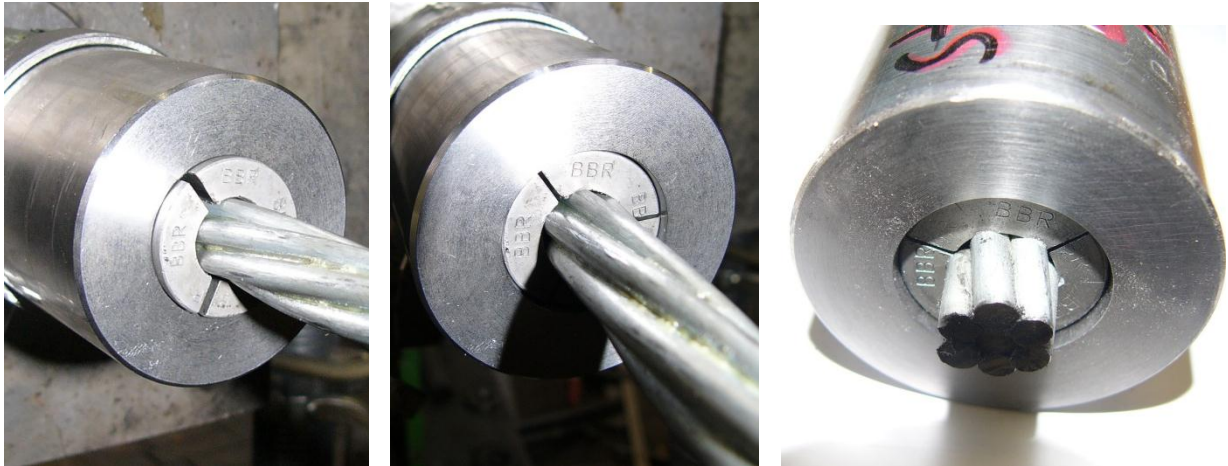


Abbildung 6-22 Litzeneinzüge a) Mono 1 vor bzw. b) nach statischem Versuch c) Mono 2

#### **6.6.3.6 Umgebungseinflüsse und Sonstiges**

Als eventuelle Randbedingung findet eine in der Praxis sehr unterschiedlich aufgebrauchte Schmierung der Bauteile keinen Eingang (Verankerung - Keil, Keil - Spanndrahtlitze), da die Umsetzung in der Praxis große Streuungen aufweist und die erzielbaren Effekte dadurch nicht eindeutig definierbar sind.

Umgebungseinflüsse wie die klimatischen Gegebenheiten im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen - Betonbau wie die Raumtemperatur oder die relative Luftfeuchte) werden nicht speziell berücksichtigt, weil sie keinen großen Einfluss haben.

#### **6.6.3.7 Output**

Die Ausgabe mit dem Abaqus- Postprocessor erfolgt einheitlich für alle Versuche mittels Screenshots anhand anschaulicher Beobachtungsstandpunkte, Auflösungen, Deformationsmaßstäbe und einheitenkonformen Legenden und Diagrammen.

$\sigma_\varepsilon$ - Plots an Stellen außerhalb der St. Vernant'schen Einleitungslänge sowie in den kritischen Zonen werden generiert. Diese Auswertungen erfolgen für eine überprüfte Netzqualität, die mittels Vergleich von Konturplots (z.B. von Mises-  $\sigma_v$ ) und Auswertungen an Integrationsstellen keine große Abweichungen zeigen darf.



Abbildung 6-23 zeigt das grobe FE- Netz des simulierten Kontaktbereiches zwischen Keil und Litze mit Darstellung der wahren Dehnung bezogen auf die verformte Länge (LE logarithmische Dehnung an den Integrationspunkten).

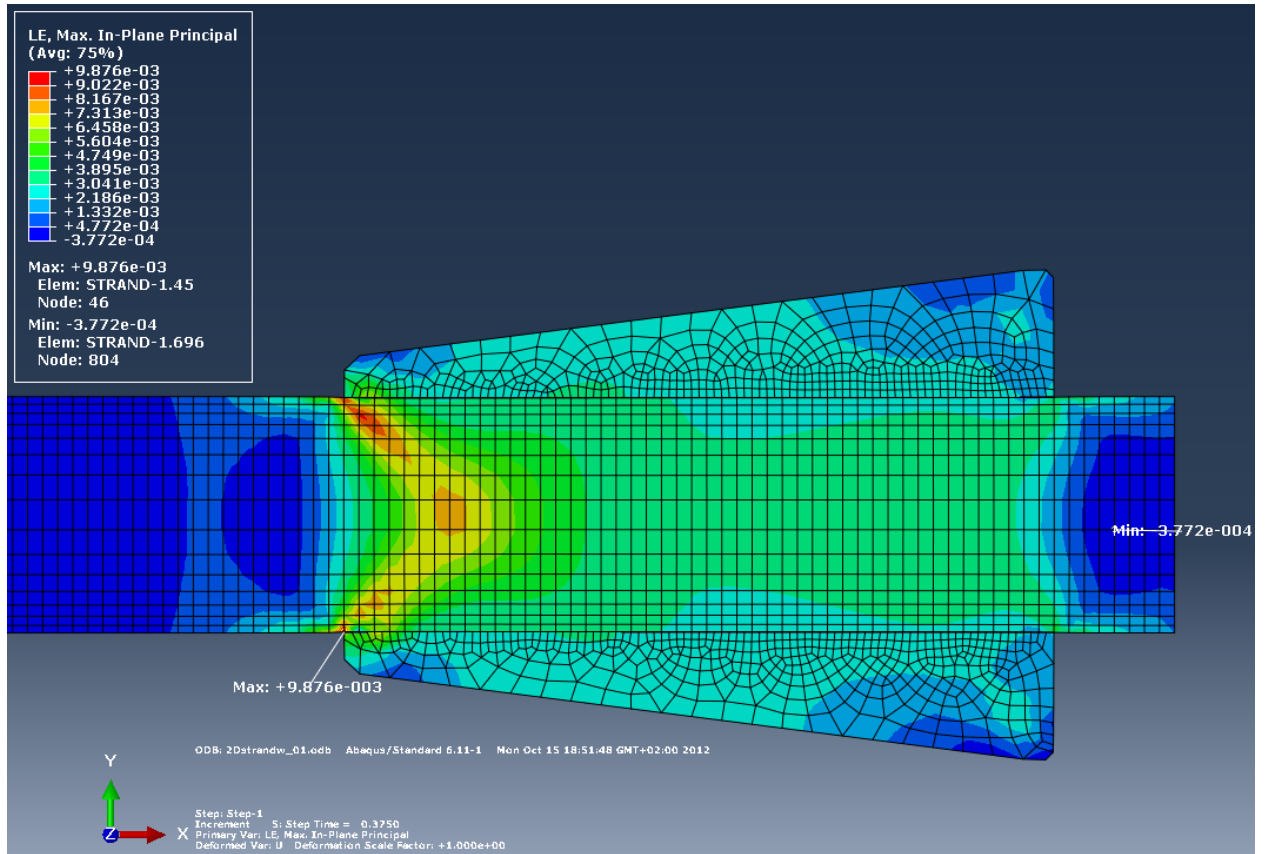


Abbildung 6-23 FE- Netz des ebenen Modelles (Keil/ kreisförmige Litze)

### 6.6.4. 3D- Vernetzung

Überlegungen und Erkenntnisse aus der 2D- Vorstudie können teilweise analog für den dreidimensionalen Fall angewendet werden, wobei unwesentliche Elemente zu vernachlässigen sind:

- Details an der Verankerung
- Ausnehmungen in den Keilen für Montagezwecke
- Windungen der Drähte mit Polygonzügen hinreichend genau modelliert

Die experimentellen Daten des jeweiligen Tests werden dann mit den zusammengefassten Daten aus dem Postprocessing der FE- Berechnung verglichen. Details und Ergebnisse sind in den folgenden Kapiteln beschrieben. Für die dreidimensionale FE- Simulation dieses nichtlinearen Spannungsproblems sind weitere Überlegungen erforderlich, die in Tabelle 6-11 aufgelistet sind.

3D Betrachtungen für die FE- Simulation		
Bereich	FE- Technik	Konsequenz
<b>7- Drahtlitze</b> <b>D= 15,8mm</b> <b>(kaltgezogene</b> <b>hochfeste Vor-</b> <b>spanndrähte)</b>	Aufgewickelte Geometrieform: 6 Außendrähte $d_w = 5,2\text{mm}$ mittels s.g. „twist“ um Kerndraht $d_c = 5,4\text{mm}$ gewickelt (Extrusion).  ⇒ Kreisförmiger bzw. elliptischer Querschnitt entlang vorgegebener Achse extrudiert (entlang Polygonzug)  ⇒ FE- Netzgenerierung ebenfalls achsenbezogen mittels zusätzlichen Funktionen ( „medial axis“...)	+ Realistische Abbildung der Geometrie  + Die gegenseitige Pressung der Drähte bei Fortdauer der Belastung ist mit Output-Variablen CPRESS, CSHEAR, COPEN, CTRQ, CMS2 laufend zu kontrollieren (!)  + Details zu Algorithmen siehe Kapitel 6.7
<b>Keile</b> <b>(Spitzenabstand</b> <b>1,15mm, Tiefe d</b> <b>Spitzen 0,5mm)</b>	Mit einer Rotationsachse erzeugt, Keilzahnspitzen analog 2D ausgerundet (Kerbstützwirkung berücksichtigen, siehe Kap. 6.5).	+ Realistische Abbildung der Geometrie  + Singularitäten vermeiden

<b>Verankerungskörper</b>	Grobe Vernetzung mit 3D-Kontinuumselementen	+ CPU- Kosten reduzieren + statisch bestimmte Lagerung
<b>Elementgröße</b>	Die Elementgröße wird nach den unter Kapitel 6.6.1 bestimmten Vorgaben gesteuert.	+ Voraussetzung für die Implementierung der Mikrostruktur des Materials in Form des Schädigungsmodelles.
<b>Schädigung</b>	Das Schädigungsmodell mit den Parametern laut Kapitel 6.4.5 kommt zum Einsatz.	+ Lineare Verschiebungsansätze bilden elementweise Entwicklung der Schädigung. + Rissausbreitung folgt Deaktivierung (Treppenform der Risswiderstandskurve)

Tabelle 6-11 3D Betrachtungen für die FE- Simulation

## 6.7. Lösungsalgorithmus der FE- Berechnung

### 6.7.1. Nichtlinearität

Die ausgeprägte Nichtlinearität durch die Materialeigenschaften einschließlich Schädigung wurde in den vorangehenden Kapiteln 6.2 bis 6.5 diskutiert. Die auftretenden komplexen Konfigurations sind im Kapitel 6.6 beschrieben und die dafür angewendeten Techniken in Tabelle 6-12 aufgelistet.

Prinzipielle Voraussetzung ist eine stabile, langsame Definition der Kontaktbedingungen in den ersten Lastschritten („Steps“), indem sprunghafte Pressungen vermieden werden. Alle Knoten mit Reibungskontakt dürfen nicht mit Randbedingungen in Richtung des Kontaktes beaufschlagt werden. Außerdem erfahren Knoten ohne Reibungskontakt keine Sperrung von „degrees of freedom“ (DOF).

FE- Technik für Kontaktinteraktionen		
Bereich	FE- Technik	Konsequenz
<b>Kontaktpaare (surface- to - surface)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Master Oberfläche mit grobem FE- Netz bzw. härterem Material (Keil)</li> <li>• Slave Oberfläche mit feinem FE- Netz (Litze)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Slave Knoten können nicht in die Master Oberfläche penetrieren</li> <li>+ Automatische kinematische Anpassung</li> </ul>
<b>Tangential- richtung</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Annahmen von finitem „sliding“, da die relativen Verschiebungen <math>u_{\text{sliding}} &gt; L^e/10</math> sind (<math>L^e</math>...Elementdimension).</li> <li>• Berücksichtigung von Reibung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Generell mit Kontaktpaaren stabil beschreibbar</li> <li>- Konvergenzprobleme zwischen Gleiten und Haften (Speziell für <math>\mu &gt; 0,2</math> unsymmetrischer Solver erforderlich)</li> </ul>
<b>Normalen- richtung</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Default- Einstellung („hard contact“) wird mit einer geglätteten kinematischen Reibungsformulierung angepasst</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>+ Elastisches Gleiten erlaubt kleine Relativverschiebungen im Bereich von Bruchteilen von <math>L_e</math>, wenn Oberflächen prinzipiell haften sollen<sup>*1</sup></li> </ul>

Tabelle 6-12 FE- Technik für Kontaktinteraktionen

\*1...Beispielhaft für die Interaktion Keil - Außendraht sind folgende Berechnungsschritte erforderlich:

- Im ersten Schritt wird keine Kontaktbedingung berücksichtigt.
- Danach wird bestimmt, welche Knoten der Drahtoberfläche („slave surface“) die Keiloberfläche („master surface“) durchdrungen haben.
- Aus diesem Maß der Durchdringung, der zugehörigen Masse und dem Zeitschritt werden Kräfte berechnet, welche für das Verdrängen der eingedrungenen Knoten erforderlich wären.

- Im nächsten Schritt werden diese Kräfte mit der Masse der durchgedrungenen Knoten addiert und auf die „master surface“ aufgebracht.
- Aus Kraft und Masse wird eine Beschleunigungskorrektur für die Keilbereiche, und aus der korrigierten Bewegung des Keiles eine Beschleunigungskorrektur für die Knoten des Außendrahtes berechnet. Beide Kontaktpartner erfahren jeweils eine Gegenkraft entsprechend einer zusammengedrückten Feder, deren Steifigkeitswahl auf das Zeitinkrement wenig Einfluss ausübt.

Es sei hierbei erwähnt, dass in der Realität durch die unterschiedlichen Reibungsszenarien Metallpartikel des Spannstahls herausgelöst werden. Diese oxidieren sofort und bewirken aufgrund der höheren Härte gegenüber Stahl eine Erhöhung der Reibbeiwerte. Dieser Vorgang wird in der vorliegenden Arbeit nicht berücksichtigt.

### **6.7.2. FE- Algorithmus**

Bei der angewandten impliziten Berechnung wird die Belastung stufenweise in Lastschritten („Steps“) jeweils in mehreren Lastinkrementen aufgebracht, wobei jeder Zeitschritt iteriert wird, um beim vorliegenden nichtlinearen Problem effizient den Verschiebungszustand zu finden, der den Konvergenzkriterien genügt (siehe Tabelle 6-13).

Verwendet wird der inkrementell- iterative Quasi- Newton- Raphson- Solver (= Modifizierter Newton- Raphson- Algorithmus MNR), der den Vorteil eines reduzierten Rechenaufwandes besitzt, weil die Tangentensteifigkeitsmatrix nicht in jedem Iterationsschritt neu berechnet wird. Allerdings leidet darunter die Konvergenzgeschwindigkeit (lineare Rate), welche jedoch mit sorgfältiger Wahl der Lastinkrementgröße  $\Delta\lambda_i$  und den folgenden drei in Abaqus implementierten Möglichkeiten verbessert werden kann:

- 1) Steuerung der Konvergenzkriterien (Verschiebungs- und Residuumkriterium).
- 2) Die automatische Schrittweitenanpassung erfolgt dahingehend, dass

- a) nach spätestens 16 erfolglosen Iterationen das Inkrement um ein 1/4 verkleinert wird, sowie
  - b) die Inkrementgröße bei schneller Konvergenz innerhalb von 5 Iterationen verdoppelt wird.
- 3) Steuerung der maximalen sinnvollen Schrittgrößenweite

<b>Ablauf der FE- Analyse (implizit)</b>		
<b>INITIAL STEP - Statisch bestimmte Lagerung</b>	Minimale Randbedingungen, Federn, „Connector-Elemente“, ev. Starrkörperdefinitionen	
<b>STEP 1 - Startkontaktbedingung</b>	Schwache Federn und Connector- Elemente, bis Bauteile interagieren	Lastschritte sind zu minimieren und innerhalb dieser Lastinkrementgröße zu maximieren (keine NL).
<b>STEP 2 – Belastung des Systems (linear)</b>	Linear elastisch	
<b>STEP 4 – Plastifizierung (NL Belastung des Systems)</b>	Vor dem Zeitpunkt des Plastifizierens, für den Step 4 idealerweise kurz davor zu starten ist, wird die Lastinkrementgröße deutlich verringert, um auch bei hoher NL iterativ den Verschiebungszustand zu finden, der den Konvergenzkriterien genügt* <sup>1</sup> .	
* <sup>1</sup> ...Die kritische Wahl des Startinkrements $\Delta\lambda_i^{(1)}$ orientiert sich am höchsten Systemverhalten, wobei diese Eigenfrequenz des Systems schwer bestimmbar ist.		

Tabelle 6-13 Ablauf der FE- Analyse (implizit)

### 6.7.3. Schwierigkeiten in der FE- Berechnung

Das Startinkrement  $\Delta\lambda_i^{(1)}$  des jeweiligen Steps  $i$  setzt die Kenntnis des höchsten Systemverhaltens und damit der Schwingungsdauer  $T_n = 1/f_{\max} = 2/\omega_{\max}$  der maximalen Eigenschwingungsform voraus (siehe Tabelle 6-13).

Zudem zeigen erste dreidimensionale FE- Ergebnisse des Litzendrahtquerschnitts mit vereinfachten Kontaktbedingungen eine Einschränkung des Schädigungsverhaltens bis zu einem Stadium vor Elementlöschung. Damit ist eine in dieser Arbeit nicht behandelte explizite Berechnung erforderlich, um die komplette Materialtrennung abzubilden.

In Anlehnung an die notwendige explizite Zeitintegration wird für ein gewähltes Zeitinkrement  $\Delta t$  die Einhaltung von  $\Delta t < \Delta t_{\text{stable}}$  gefordert, wobei  $\Delta t_{\text{stable}}$  das kritische stabile Zeitinkrement darstellt und für isotrope Kontinuums-elemente mit dem folgenden Zusammenhang abgeschätzt werden kann.

$$\Delta t_{\text{stable}} = \frac{L^e}{c_d} \quad (6.25)$$

Die Geschwindigkeit der Wellenausbreitung  $c_d$  im Material (Spanndrahtlitz) errechnet sich mit dem bekannten Zusammenhang

$$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \sqrt{\frac{185000 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2}{7810 \text{ kg/m}^3}} \approx 4987 \text{ m/s}. \quad (6.26)$$

Damit ergibt sich z.B. für die gewählte Elementgröße laut RVE im Kontaktbereich von Keil und Außendraht ( $L^e \approx 0,2 \text{ mm}$ )  $\Delta t_{\text{stable}}$  zu

$$\Delta t_{\text{stable}} = \frac{L^e}{c_d} = \frac{2 \cdot 10^{-4} \text{ m}}{4987 \text{ m/s}} = 4,0 \cdot 10^{-8} \text{ sek}. \quad (6.27)$$

Wenn das zu wählende Startinkrement  $\Delta t < \Delta t_{\text{stable}}$  erfüllen soll, würden sich bei einer Gesamtsimulationszeit von z.B.  $t_{\text{ges}} = 1$  Sekunde 24 Millionen Inkremente einstellen (!). Zwar ist der CPU- Aufwand für ein Inkrement im Vergleich zu einer impliziten Berechnung weitaus geringer, doch die Anzahl der Inkremente sollte sinnvollerweise in einem Bereich zwischen 10.000 und 1.000.000 liegen.

Um die Rechenzeit bei einem expliziten Verfahren zu verringern, kann u.a. mit der Option „fixed mass scaling“ beim Start der Simulation die Massendichte  $\rho$  einmalig nach oben skaliert werden, um ein stark künstlich gedämpftes System zu erhalten, wodurch sich das stabile Zeitinkrement  $\Delta t_{stable}$  vergrößern lässt.

Ein zweiter Zugang für das maximal ansetzbare stabile Zeitinkrement erfolgt über das Schädigungsmodell, wobei aus der Literatur eine Größenordnung von

$$\Delta t_{stable} \leq \frac{1}{200} \cdot t_{ges} \quad (6.28)$$

zu entnehmen ist, womit sich bei einer Berechnungsperiode von  $t_{ges} = 1$  Sekunde  $\Delta t_{stable}$  zu 0,005 sek ergibt, was wiederum 200 Inkrementen entspricht.

Zusammenfassend wird die unter Kapitel 6.7.2 beschriebene implizite Berechnung (MRN) bis zum Beginn des Versagenseintrittes gewählt, wobei für die jeweiligen Steps die Lastinkrementgrößen  $\Delta \lambda_i$  laut Tabelle 6-13 bestimmt werden und für den entscheidenden Beginn der Belastung im Plastizitätsbereich eine Lastinkrementgröße in Anlehnung an Formeln (6.27) sowie (6.28) eingestellt wird.

#### **6.7.4. Postprocessing**

Erster Schritt im Postprocessing der FE- Berechnungen sind zwei wesentliche Kontrollen die Energiebilanz betreffend:

1. Der Anteil der kinetischen Energie der Berechnungsabfolge ist mit 10 % der Gesamtenergie zu begrenzen ( $ALLKE < 0,1 \cdot ALLIE$ ). Bei Erfüllung dieser Bedingung liegt eine quasistatische Simulation vor, da Trägheitseinflüsse die Ergebnisse nicht entscheidend verfälschen.
2. Der Anteil der künstlich erzeugten Verzerrungsenergie sollte nur Bruchteile der Gesamtenergie ausmachen ( $ALLAE < \approx (0,01 \div 0,03) \cdot ALLIE$ ).

Knotenverschiebungen werden direkt an einzelnen Punkten abgefragt, wobei im Idealfall ein Vergleich mit den Versuchen möglich ist. Für die ebenen Modelle sind die Knotenkräfte im ebenen Verzerrungszustand (EVZ) auf die Einheitsdicke bezogen, weshalb eine Multiplikation mit den Bauteildicken erforderlich ist.



## 7 Ausgewählte statische Zugversuche an Verankerungssystemen

Anhand ausgewählter Versuche an verschiedenen Spannstahlsystemen werden mit Hilfe der Finiten Elemente Methode (FEM) Aufschlüsse über die Spannungs- und Verzerrungszustände in den Verankerungsstellen gewonnen. Behandelt werden drei Verankerungssysteme, eine Monolitzenverankerung sowie ein zweilitziges und vierlitziges Vorspannsystem, welche nach der Prüfmethode der ETAG 013 für den eigenen Forschungsbedarf experimentell getestet wurden. Der Fokus wird auf die vorangehend beschriebenen kritischen Zonen der Interaktionsdetails gelegt, welche sich bei einachsialer Zugbeanspruchung unter Vernachlässigung von Biegung herauskristallisierten.

### 7.1. Quadratischer Stab ohne Keilverzahnung (1. Schritt)

Erster Schritt ist die möglichst einfache Modellierung der Verankerung, die das Funktionsprinzip einer Keilverankerung aufweist und alle typischen Schritte für eine FE- Simulation enthält (siehe Tabellen 6-6, 6-7, 6-12, 6-13 sowie Abbildung 6-19). Die Vorstudie einer derartigen Assemblierung einer Verankerung eines Monosystems ist in Abbildung 7-1 dargestellt.

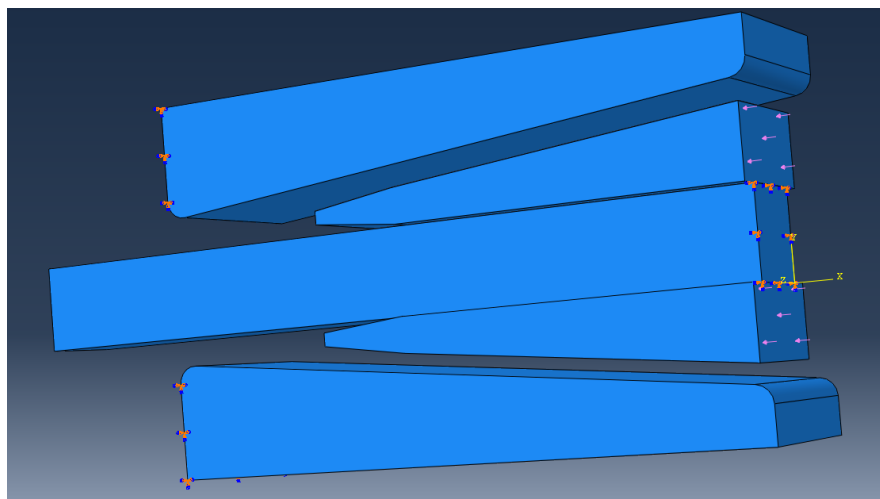


Abbildung 7-1 Ausgangsmodell eines quadratischen Stabes mit Keilverankerung

Wie im Kapitel 6.7.2 (Tabelle 6-13) beschrieben wird die FE- Simulation abweichend zur realen Versuchsdurchführung in unterschiedliche Steps unterteilt:

- 1) Initial Step<sup>\*1</sup>: Minimal erforderliche Rand-/ Lagerbedingungen für eine statisch bestimmte Lagerung.
- 2) Step 2<sup>\*2</sup>: Langsame Erhöhung der Kontaktdrücke mittels schwacher Federn, Connector- Elementen bzw. minimalen Kontaktdrücken, bis die Bauteile interagieren.
- 3) Step 3<sup>\*3</sup>: Randbedingungen für optimalen linearen weggesteuerten Belastungseintrag.
- 4) Step 4: Anpassung des Belastungseintrages für das nichtlineare Versuchsstadium (Plastifizierung).

<sup>\*1</sup>...Der Initial Step definiert alle Lagerungsbedingungen und Kontaktflächen und ordnet diese den Oberflächen, Linien und Knoten zu (Details zu Kontakten siehe Kapitel 6.7.1). Die „Shrink“- Option wird benutzt, damit anfängliche Durchdringungen der kontaktierenden Komponenten, mit einer zeitabhängigen Steuerung der Interaktionen, Fehlerüberschreitungen in den Iterationsschritten verhindern, die sonst sofortige Abbrüche der Simulation herbeiführen (Gleichgewicht der Verschiebungen und Rotationen).

<sup>\*2</sup>...Eine geringe Anpresskraft als Querpressung, die an der Verankerung mit einer Größenordnung von  $1/10^{-3}$  des aufgebracht Lastniveaus in gleicher Richtung appliziert wird, überträgt sich über gewöhnlichen harten Kontakt auf den Keil und damit auf die Interaktion mit der Spanndrahtlitze. So erreichen die Keilspitzen ihre Position und die Belastung kann mit dem nächsten Schritt aufgebracht werden.

<sup>\*3</sup>...Die Verschiebung, welche den statischen Zugversuch des Spannsystems simulieren soll, kann aufgebracht werden. Die Hilfsbelastung wird von den Keilen entfernt und die Lagerungsbedingungen des Stabes durch die Querpressungen zwischen den Bauteilen ersetzt.

Konturplots der von Mises Vergleichsspannung der Steps 2 bis 4 sind in den Abbildungen Abbildung 7-2 und Abbildung 7-3 dargestellt.

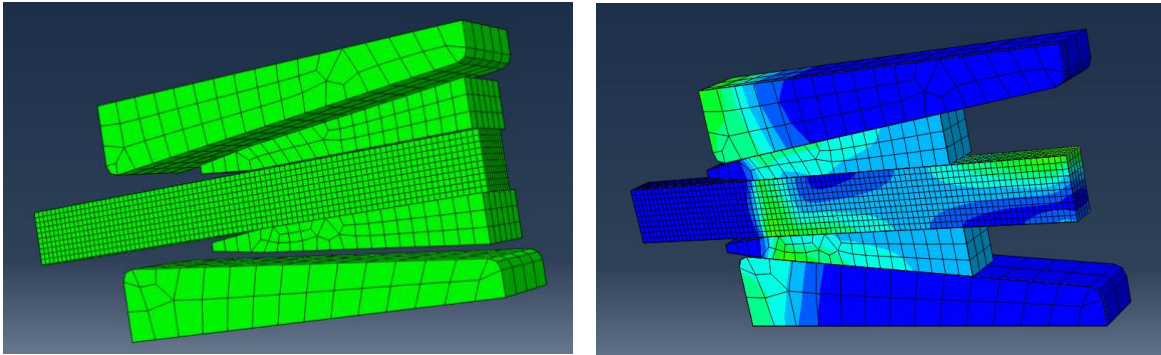


Abbildung 7-2 quadratischer Stab: a) FE- Netz und b) Step 2

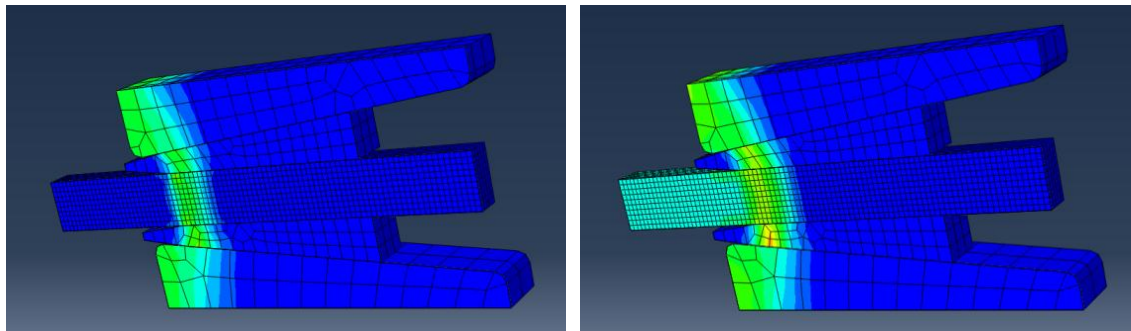


Abbildung 7-3 quadratischer Stab a) Step 3 b) Beginn Step 4

Die Implementierung der Materialeigenschaften in das FE- Programm erfolgt mittels der im Kapitel 6.3 beschriebenen Inputparameter der durchgeführten Versuche. Vernachlässigt werden die exakte Geometrie aller Bauteile wie z.B. die Nichtberücksichtigung der Umfangsspannungsverteilungen der Verankerungskörper durch deren zylindrische Form.

### **7.2. Kreisförmiger Litzenquerschnitt ohne Keilverzahnung (2. Schritt)**

Ausgehend von den ersten Ergebnissen dieser Vorstudie wird ein runder Ankerkörper mit Keilen, vorerst ohne Verzahnung, sowie ein kreisrunder Stab herangezogen, welcher einen identen Außendurchmesser  $d_L = 15,8$  mm der häufig getesteten Spanndrahtlitzen aufweist.

Abbildung 7-4a zeigt das FE- Netz sowie die Abbildung 7-4b den Spannungsverlauf in der Kontaktzone zwischen Keil und Verankerung kurz vor Eintritt des plastischen Bereiches, in der bereits deutlich Spannungsmaxima an den in Kapitel 6.5 beschriebenen Rissinitiierungsstellen der Keile erkennbar sind (Spannungsniveau im Keil  $\approx 0,5 \cdot R_m$ ).

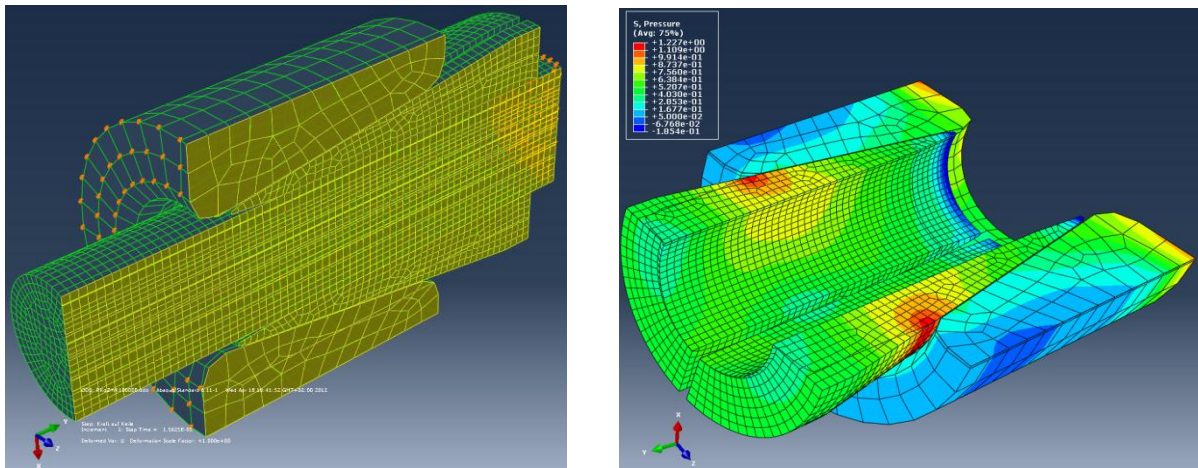


Abbildung 7-4 a) FE- Netz  $d_L = 15,8$  mm b) Interaktion Keil/ Verankerung hydrost. Spannung  $S$  (Step 3)

### 7.3. Spanndrahtlitze ohne Keilverzahnung (3. Schritt)

Letzter Zwischenschritt vor Berechnung eines gesamten Verankerungssystems ist die Applizierung einer Spanndrahtlitze, bestehend aus einem Kerndraht und sechs verschlagenen Außendrähten laut Abbildung 6-18. Aufgrund der Abgrenzungen laut Kapitel 6.6.3.4, die im Rahmen dieser Arbeit eine aussagekräftige Spannungs- und Verzerrungsverteilung auch bei kreisförmigem Litzenquerschnitt ermöglichen und v.a. die numerische Berechnung in einem Rahmen sinnvoll gestalten lässt, wird der Querschnitt nicht in allen Fällen exakt wie in Abbildung 7-5 simuliert.

Erkennbar sind die Kontaktspannungen zwischen den Außendrähten und dem Kerndraht, welche sich bei einem Belastungsniveau von 50 % der maximalen Zugkraft (linear elastischer Bereich) in einer Größenordnung von 350 bis 400 N/mm<sup>2</sup> bewegen (Zur besseren Einsicht ist ein Außendraht nicht dargestellt). Die Relativverschiebungen bleiben auch bei höheren Kraftniveaus des Systems klein gegenüber den Abmessungen, womit sich die Annahmen in Tangentialrichtung laut Tabelle 6-12 (Kapitel 6.7.1) als richtig herausstellen.

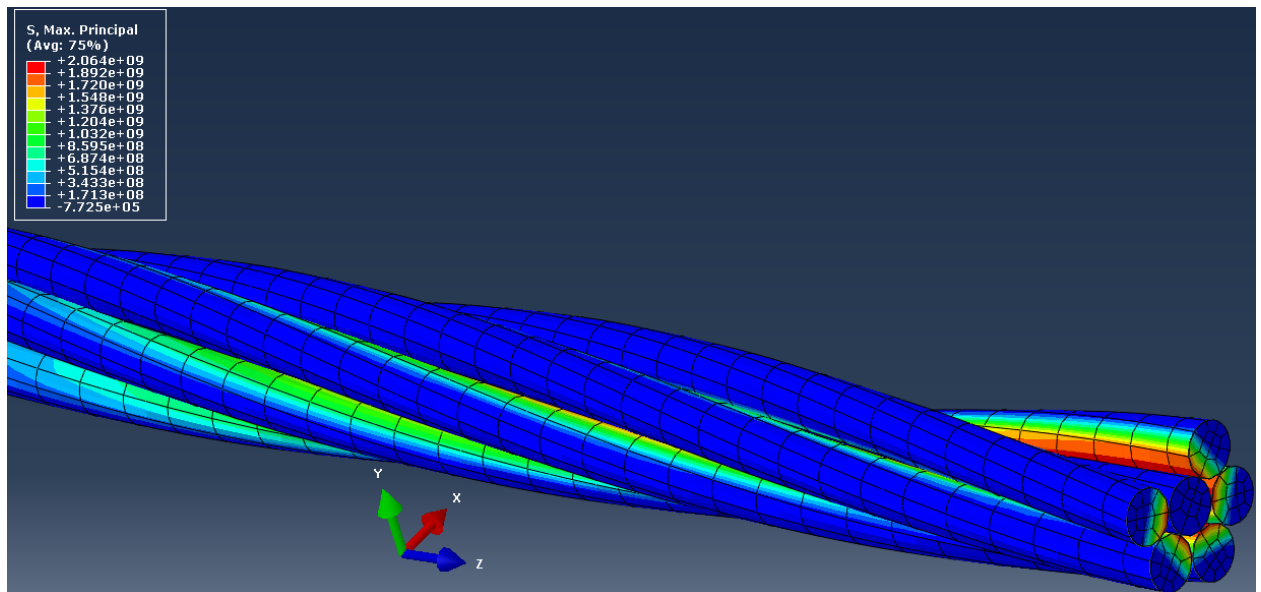


Abbildung 7-5 max. Hauptnormalspannung  $\sigma_1$  Spanndrahtlitze 1+6 (50%  $R_m$ )

#### 7.4. Monolithensystem (Versuch 1)

Aufbauend auf den Vorstudien aus Kapitel 7.1 bis 7.3 werden die Keile um Verzahnungen an der Kontaktfläche zum Spannglied erweitert. Für die Berechnungen wurden die in Tabelle 7-1 aufgelisteten Vorspannsysteme teilweise auf Grund der vorhandenen Symmetrieeigenschaften reduziert. Die zugehörigen Material- und Kontakteigenschaften der Bauteile wurden in vorangegangenen Abschnitten diskutiert, stammen u.a. von Herstellerangaben und sind in der Tabelle 7-1 grob zusammengefasst (Details siehe Kapitel 6.2 bis 6.5). Abbildung 7-6 zeigt ein zusammengebautes Monosystem mit Darstellung der Netzgeometrie.

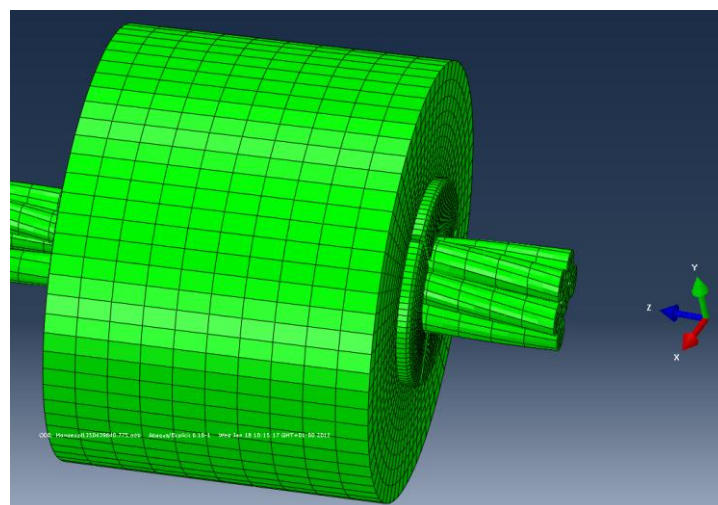


Abbildung 7-6 Assemblierung mit Darstellung des FE- Netzes (Mono)

<b>Material- und Kontakteigenschaften FE- Berechnung</b>			
Verankerungstyp (extern vorgespannte Systeme):		<b>Monosystem / 2 Litzen / 4 Litzen</b>	
Material siehe Kapitel 6.2 bis 6.5	<b>Zugelemente: Spanndrahtlitze St1600/1860 (<math>R_{p0.1}/R_m</math> [N/mm<sup>2</sup>])</b>		
	E- Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	185.000
	$\nu$ ...Querdehnzahl	[-]	0,3
	<b>Keile: Stahl C15b einsatzgehärtet (<math>R_{p0.1}/R_m = 490/ 600</math> [N/mm<sup>2</sup>])</b>		
	E- Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	210.000
	$\nu$ ...Querdehnzahl	[-]	0,3
	Kern-/ Oberflächenhärte	[HBW]	180/ 655
Material siehe Kapitel 6.2 bis 6.5	<b>Verankerung: Stahl C45R+N (<math>R_{p0.1}/R_m = 400/ 580</math> [N/mm<sup>2</sup>])</b>		
	E- Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	210.000
	$\nu$ ...Querdehnzahl	[-]	0,3
Kontakte siehe Kapitel 6.6.3.4	<b>Spanndrahtlitze/ Keile</b>		
	$\mu$ ...Reibungskoeffizient	[-]	0,6 ÷ 1,20
	<b>Keil/ Verankerungskörper</b>		
	$\mu$ ...Reibungskoeffizient	[-]	0,16 ÷ 0,20
	<b>Spanndrahtlitze: Außendraht/ Außendraht</b>		
	$\mu$ ...Reibungskoeffizient	[-]	0,19 (finites Gleiten; harter Kontakt) <sup>*1</sup>
	<b>Spanndrahtlitze: Außendraht/ Kerndraht</b>		
	$\mu$ ...Reibungskoeffizient	[-]	0,19 (finites Gleiten; harter Kontakt) <sup>*2</sup>
	<sup>*1</sup> ... Interaktion der Außendrähte kann nach Huang [31] vernachlässigt werden, weil sich Außendrähte bei Belastung tendentiell voneinander entfernen. <sup>*2</sup> ...Relative Drehung zueinander längs helixförmiger Kontaktlinie („pivoting“) dominiert einachiales Litzenverhalten (Kapitel 6.6.3.4).		

**Tabelle 7-1 Material- und Kontakteigenschaften FE- Berechnung**

Die tatsächlich gewählten Größenordnungen der Kontakteigenschaften sind neben o.a. umfangreichen vorhandenen Literaturangaben realistisch nur anhand von

iterativen Abgleichungen zwischen den Berechnungsergebnissen und der Versuchsauswertung zu bestimmen. Die letztgenannte Kalibrierung der angeführten Parameter erfolgte vorwiegend an der Maximallast.

Abbildung 7-7 zeigt das FE-Netz des zu simulierenden Bereiches, der die kritische Zone potentiellen Versagens mittels beschriebener Keilspitzenausrundungen und entsprechender Netzverfeinerung bewältigen kann, um globale Aussagen über den Verzerrungs- und Spannungszustand zu ermöglichen.

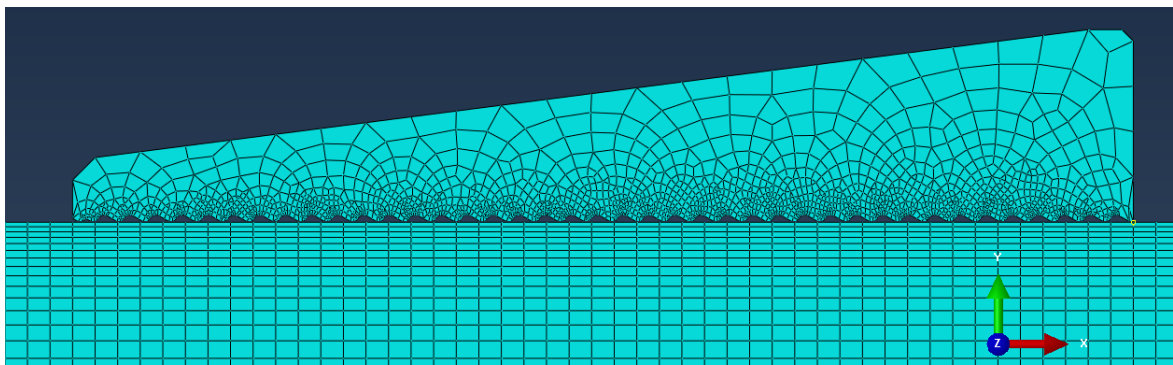


Abbildung 7-7 FE-Netz Monosystem mit ausgerundeten Keilen

Des Weiteren verdeutlicht Abbildung 7-8 den Gradientenverlauf der Spannungen in der Spanndrahtlitze im Bereich der Berührzone der vorderen Keilspitze vor und kurz nach erfolgtem Einsetzen plastischer Verformung (verformte Lage nicht dargestellt), durch den schon in Kapitel 6.5 experimentell die Bruchinitiierungsstellen lokalisiert werden konnten.

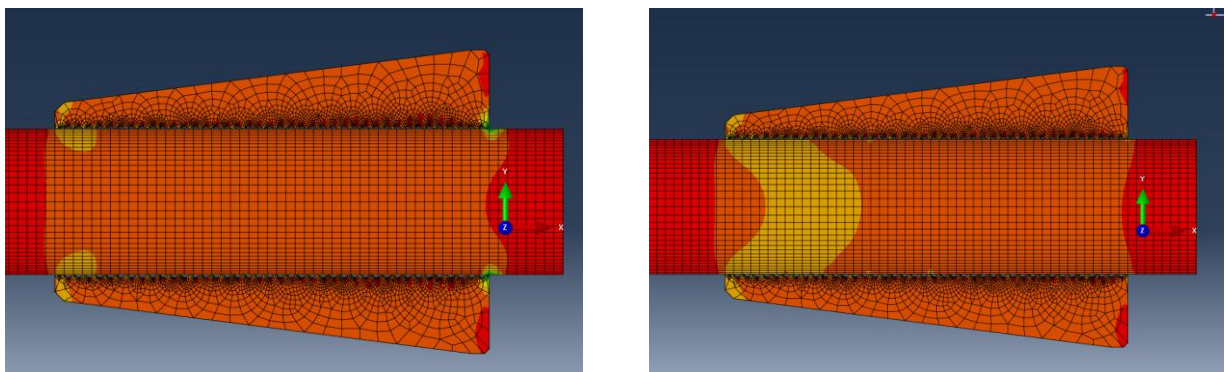


Abbildung 7-8 Kreisrunde Litze mit Keilzahnausrundungen a) elastisch b) Plastifizierung

## 7.5. Zweilitziges Vorspannsystem (Versuch 2)

Das System weist in der freien Spanngliedlänge zwei parallele siebendrähtige Spanndrahtlitzen auf, welche in Kunststoffhüllrohren geführt werden und durch dreiteilige Ringankerkeile in konischen Hohlräumen in den Ankerkörpern verankert werden. In Abbildung 7-9 sind die Verankerung und alle zugehörigen Komponenten dreidimensional dargestellt.

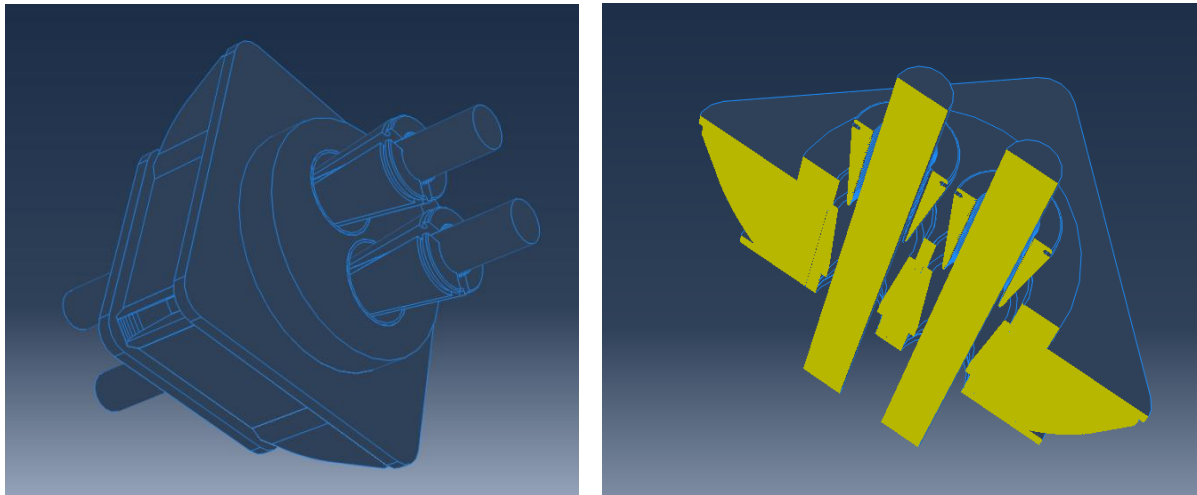


Abbildung 7-9 Gesamtmodell und Diagonalschnitt des zweilitzigen Vorspannsystems

Abbildung 7-10 stellt die Deformationen des Ankerkörpers dar, welche mit einer berechneten maximalen Verschiebung von  $u_{\max} = 0,05$  mm mit den im Versuch ebenfalls gemessenen Beträgen eine gute Übereinstimmung zeigt.

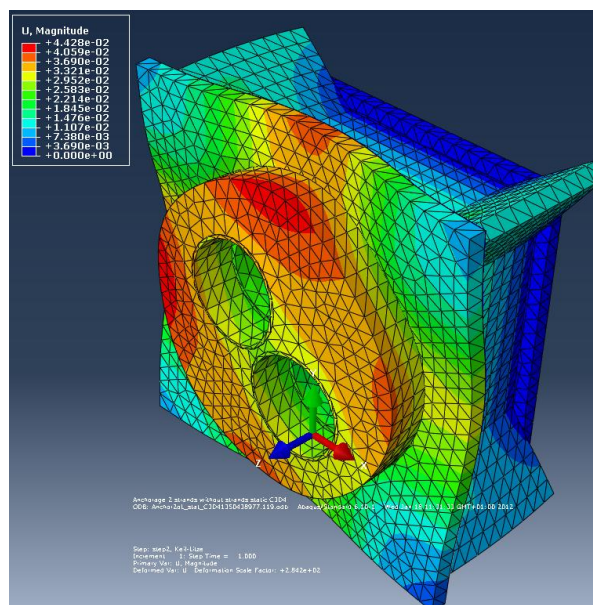


Abbildung 7-10 Gesamtmodell und Diagonalschnitt des zweilitzigen Ankerkörpers



## 7.6. Vierlitziges Vorspannsystem (Versuch 3)

Abbildung 7-11 stellt die vierlitzige Verankerung inklusive aller Bauteile dreidimensional dar, die analog wie das zweilitzige System in das FE- Regime eingegeben wurde.

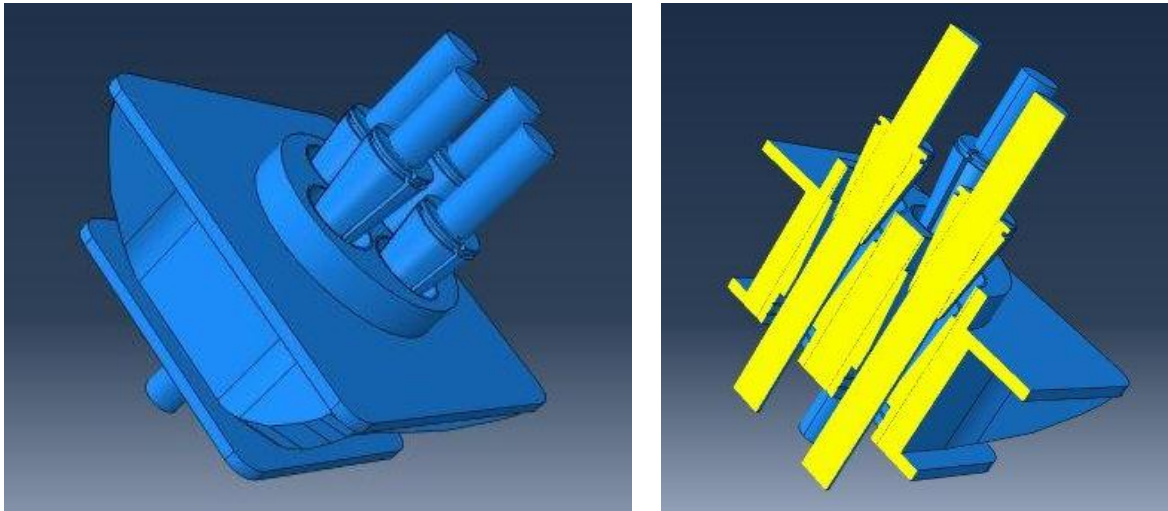


Abbildung 7-11 Gesamtmodell und Diagonalschnitt des vierlitzigen Ankerkörpers

Abbildung 8-1 sowie 8-2 des folgenden Kapitels zeigen einen Vergleich der gemessenen Spannungs- Dehnungskurven der Experimente mit den berechneten Größenordnungen. Zur Vollständigkeit sind die in der vorliegenden Arbeit getroffenen Vereinfachungen und nicht berücksichtigten Punkte aufgezählt, die im letzten Kapitel teilweise noch diskutiert werden:

- Der tatsächliche Verlauf der variablen Querschnittsfläche beim Zugversuch und die damit verbundene exakte Einschnürung.
- Die wirklichkeitsnahe Berechnung der GTN- Schädigungsparameter erfordert exakte fraktografische Untersuchungen (Querschnittsschliffe, bruchmechanische Betrachtungen) des Materials sowie eine individuelle Abstimmung mit den Versuchsauswertungen.
- Für den vorliegenden Werkstoff wird das finale Hohlraumvolumen gering gewählt, um ein vorzeitiges Versagen von Elementen, hervorgerufen durch nicht einheitliche Vernetzung in allen Modellbereichen, zu verhindern.
- Das Schädigungsverhalten kann mit der impliziten Berechnung nur bis zum Beginn des Versagenseintrittes simuliert werden, da eine komplette Materialtrennung nur mit einer explizite Zeitintegration abzubilden ist.

- Ein geometrischer Materialabtrag mit verbundener Kerbenbildung in den Außendrähten durch die Interaktion mit den Keilspitzen sowie aufgrund gegenseitiger Kontakte der Einzeldrähte bleibt unberücksichtigt.
- Eine in der Praxis aufgebrachte Schmierung der Bauteile findet in der Berechnung keinen Eingang (Auswirkungen nicht messbar).
- Durch unterschiedliche Reibungsszenarien werden in der Realität Metallpartikel des Spannstahls herausgelöst, die durch sofortiges Oxidieren aufgrund der höheren Härte gegenüber Stahl eine Erhöhung der Reibbeiwerte verursachen (bleibt unberücksichtigt).
- Die Elementierung erfolgt ökonomisch grob, um mechanische Größen wie Verzerrungs- und Spannungsfelder jedoch in einem passabel realistischen Bereich abzubilden. Dadurch haben bei Kerbenbildung aufgrund auftretender Interaktionen die Spannungsgradienten in diesen kritischen Zonen keinen realistisch progressiven Verlauf.
- Die unterschiedlichen Härteeigenschaften der Stahlkeile in Bezug auf Oberflächen- und Kernhärte sind nicht berücksichtigt (geringe Konsequenzen für die vorliegende Arbeit).
- Modellierung geschlagener Spanndrähte mittels Extrusionen entlang von gedrehten Polygonzügen.
- Die Interaktion der Außendrähte untereinander wird vernachlässigt, da sich diese bei Belastung tendentiell voneinander entfernen.
- Das einachsiale Litzerverhalten wird von der relativen Drehung längs der helixförmigen Kontaktlinie zwischen Kern- und Außendrähten dominiert.
- Singularitäten an den Keilspitzen werden mit entsprechenden Ausrundungen vermieden.

## 8 Ergebnisse, Schlussfolgerungen und Ausblick

### 8.1. Ergebnisse [32], [35]

Nach Kalibrierung etwaiger Eingangsparameter und Eingabe der Materialdefinitionen in Bezug auf durchgeführte Zulassungsversuche sind dargestellte  $\sigma/\varepsilon$ - Verläufe unter Beachtung von Kapitel 6.6.3.7 an Stellen von Integrationspunkten möglich. Die Auswertung erfolgt für einen repräsentativen Mittelwert dieser Integrationspunkte in Anlehnung an Kapitel 6.6.3.4 an der Mantelfläche der Spanndrahtlitze. Bezüglich Schädigungsverhalten ist anzumerken, dass wie in Kapitel 6.7.3 beschrieben, eine explizite FE- Berechnung für die Simulation der gesamten Schädigung inklusive Materialtrennung erforderlich wäre. Aus diesem Grund wurde in der vorliegenden Arbeit der Versagenszeitpunkt der Simulation beim Erreichen des Grenzwertes PEEQ (equivalent plastic strain= äquivalente plastische Vergleichsdehnung) des Versuches definiert, da das in Kapitel 6.4 beschriebene GTN- Modell Abweichungen aufweist und einer weiteren Adaption bedarf. Eine exakte Modellierung der Versagenszone bedarf zudem einer detaillierteren Betrachtung, vor allem in Hinblick auf die damit verbundene Netzgenerierung und den dahinterstehenden Berechnungsalgorithmus (siehe Kapitel 8.2).

Die Abläufe der FE- Berechnungen wurden bereits in den Kapiteln 7.1 bis 7.6 beschrieben und die erzielten Simulationsergebnisse darin dargestellt. Um einen Überblick zu bekommen, sind in den folgenden Abbildungen 8-1 sowie 8-2 die experimentell ermittelten und numerisch berechneten Spannungsdehnungsplots der statischen Zugversuche für den Monolitzenversuch sowie die 2- und 4- litzigen externen Vorspannsysteme dargestellt.

Dabei zeigt sich, dass trotz hoher Nichtlinearität in der FE- Berechnung bedingt durch das Materialverhalten und die unterschiedlichsten Kontakteigenschaften, qualitativ die in Experimenten gemessenen Spannungsdehnungsplots nachvollzogen werden konnten. Allerdings unter Berücksichtigung von den in Kapitel 7 getätigten Vereinfachungen und Annahmen.

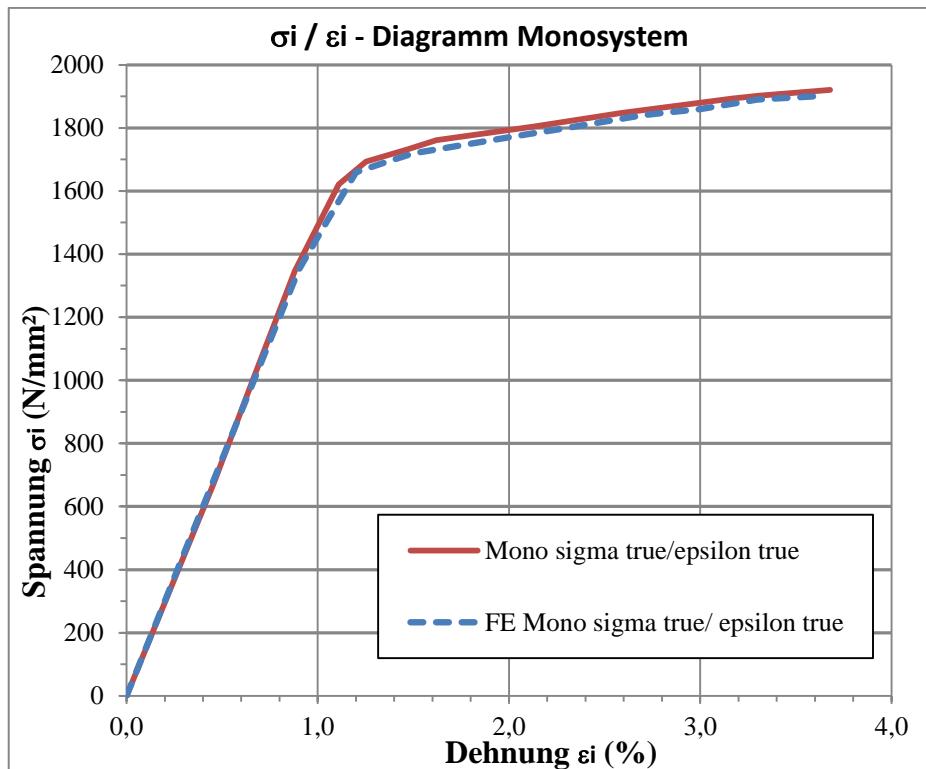


Abbildung 8-1 Vergleich  $\sigma\epsilon$ - Diagramm Experiment / FE- Simulation (Mono)

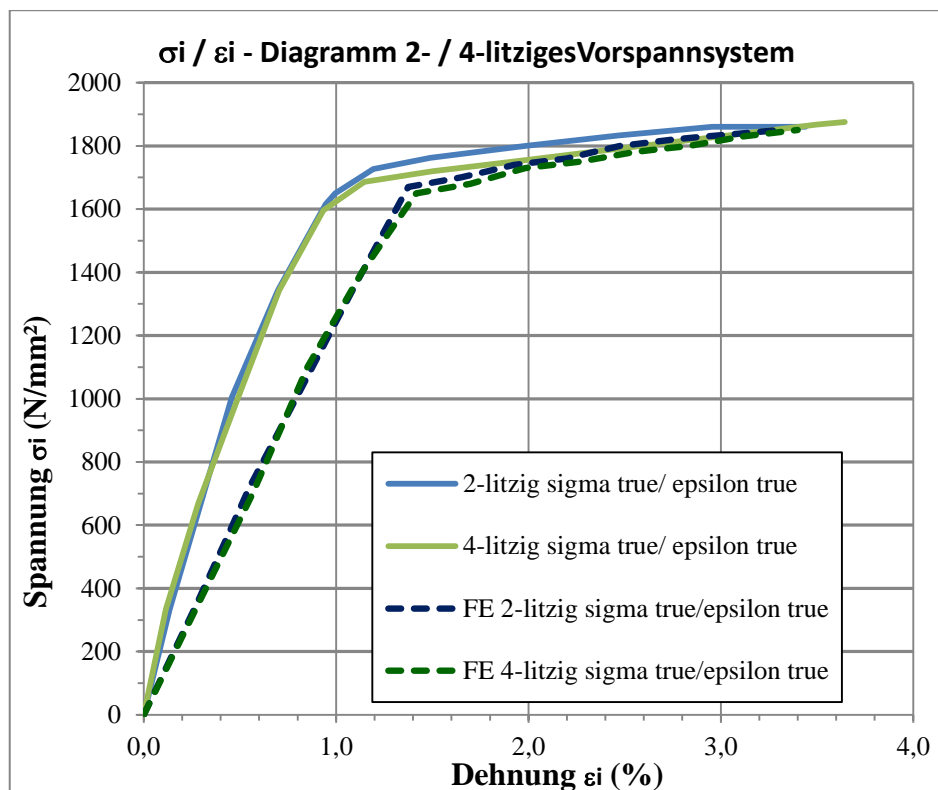


Abbildung 8-2 Vergleich  $\sigma\epsilon$ - Diagramm Experiment / FE- Simulation (2-/4- litzig)

Zusammenfassend erlauben Spannungs- bzw. Verzerrungsstudien von Bauteilquerschnitten und Details jedoch folgende interessante Aussagen, die neben dem globalen  $\sigma/\varepsilon$ - Verhalten des Systems für die weitere Vorgehensweise von Bedeutung sind:

<b>Schlussfolgerungen aus den FE- Ergebnissen</b>		
1) Spannungsspitzen	<b>Interpretation des FE- Ergebnisses</b>	Spannungsspitzen in der Mantelfläche der Spannstahtdrähte
	<b>Hintergründe</b>	Hervorgerufen durch eine Überlagerung von <ul style="list-style-type: none"> <li>• maximalen Schubspannungen aufgrund größter Torsionsbelastung an der Mantelfläche sowie</li> <li>• annähernd konstanter Zugspannung über Drahtquerschnitt</li> </ul>
	<b>Auswirkung</b>	Möglichkeit der Lokalisierung möglicher Rissinitiierungspunkte (Ausgangspunkte für Versagen).
2) Spannungen an Kontaktflächen	<b>Interpretation des FE- Ergebnisses</b>	Erhebliche Spannungsspitzen in den Kontaktstellen <ul style="list-style-type: none"> <li>• Keilspitzen/ Außendraht sowie</li> <li>• Außendraht/ Kerndraht</li> </ul> können bis zu einem Vielfachen der Spannungsniveaus ungestörter Bereiche betragen.
	<b>Hintergründe</b>	Bildung von lokalen plastischen Zonen im Bereich der Mikrokontakte führt zu einer zerklüfteten Oberflächenstruktur, die eine Kerbwirkung erzeugt, verstärkt durch die nicht vorhandene Dehnungsbehinderung an der Oberfläche.
	<b>Auswirkung</b>	Möglichkeit der Lokalisierung möglicher Rissinitiierungspunkte (Ausgangspunkte für Versagen). In diesen geschädigten Mikrozonon sinkt der Widerstand gegen Rissfortpflanzung, was einem höheren Risiko für frühzeitiges Versagen gleichkommt.
3) Druckspannungen	<b>Interpretation des FE- Ergebnisses</b>	Abgesehen von den Mikrozonon treten keine globalen Druckspannungsbereiche auf.
	<b>Hintergründe</b>	Durch die überwiegende Zugbelastung kann es zu keinen globalen Druckspannungsfeldern kommen, die Effekte der Risssschließung herbeiführen könnten.
	<b>Auswirkung</b>	Ein allfälliger Riss kann sich ungehindert fortpflanzen und die Wahrscheinlichkeit für Rissverzögerungseffekte (z.B. durch

		Druckspannungen) ist verschwindend gering.
4) Zyklische Beanspruchung	<b>Interpretation des FE- Ergebnisses</b>	Durch Auswertung unterschiedlicher Laststufen bei der statischen Belastung kann man bedachtsam auf das Verhalten bei zyklischer Beanspruchung schließen.
	<b>Hintergründe</b>	Bei wechselnder Belastung durch Verkehrslasten (Vorspannsysteme allg.) bzw. regen-/ windinduzierten Schwingungen (Schräggabelbrücken) kann es in den o.a. Kontaktzonen durch lokale Kontaktpressungen zum „Fretting Fatigue“ Phänomen kommen <sup>*1</sup> .
	<b>Auswirkung</b>	Durch den Materialabtrag kommt es zu vorzeitigem Versagen. Dies gilt neben der offensichtlichen Schwachstelle (Interaktion Keilspitze/ Außendraht, auch für die Kontaktzonen zwischen den einzelnen Drähten <sup>*2</sup> .

**Tabelle 8-1 Schlussfolgerungen aus der FE- Berechnung**

<sup>\*1</sup>...Wenn zwischen zwei Körpern in Kontakt eine zyklische Relativverschiebung kleiner Amplituden (1 – 100 µm) Ablagerungen auf der Oberfläche erzeugt, welche oxidieren können, spricht man von Fretting (Reibkorrosion). Tritt der Vorgang mit Normalkraft  $N$ , Tangentialkraft  $Q^*$  und kleinen Schwingbreiten an Relativbewegungen unter schwankender Dauerbeanspruchung auf, kommt es zu Reibermüdung („Fretting Fatigue“).

<sup>\*2</sup>...In der Praxis kommt der Einfluss der Umgebungsbedingungen zu diesem, nach heutigem Stand der Technik noch nicht vollständig gelöstem lebensdauerreduzierendem Verschleißmechanismus bzw. Korrosionsvorgang hinzu. Ein wissenschaftlicher Beitrag in Bezug auf die Zugfestigkeit korrodierter Schräggabeln von W. Chen [35] macht auf die deutliche Reduzierung von Fließgrenze, Zugfestigkeit, Grenztragfähigkeit sowie Bruchdehnung mit steigendem Korrosionsausmaß aufmerksam. Neben den Außendrahten sind auch Drähte in unmittelbarer Nähe zu Bruchstellen anfällig. Die Abschätzung der Resttragfähigkeit ist von großer Bedeutung, da ein Großteil aller Schäden an Schräggabelbrücken durch den Mechanismus der Korrosion auftreten.

Der Sachverhalt, dass selbst bei ausschließlicher Zugbelastung der Vorspannsysteme eine multiaxiale Belastung dieser 7- drähtigen Spanndrahtlitzen mit aufgewickelten Außendrähten auftritt, wurde bestätigt. Umfangreiche analytische Studien aus der Literatur kommen auch zu diesem Ergebnis (z.B. Costello G. A. [33]). Aus diesem Grund ist es von großer Bedeutung, diese kritischen Zonen der Verankerungsbereiche als Kernzonen der Dimensionierung zu betrachten, um diese bereits sehr ausgereiften Systeme zu optimieren.

Um die vorhandenen quantitativen Abweichungen der vorgenommenen FE-Berechnung zu minimieren, ist eine weitere umfangreiche Parameterstudie erforderlich. Für weiterführende Arbeiten sind an dieser Stelle unbewältigte Problematiken angeführt:

- a) Sehr lange CPU- Rechenzeiten sind bereits bei den statischen Versuchen von Monosystemen notwendig.
- b) Die Vernachlässigung eines realistisch höheren Detaillierungsgrades der Keile in der Kontaktzone ist für eine Konvergenz der Berechnung derzeit notwendig.
- c) Eine hohe Anzahl an Parametern musste mit den Versuchsdaten kalibriert werden, sodass keine zuverlässige Übertragung auf andere Systeme zu bewerkstelligen ist.
- d) Das implementierte GTN- Schädigungsmodell reagiert sehr sensibel auf die Vernetzung der Komponenten und musste in der Endphase der weggesteuerten Simulationen abgelöst werden durch einen Vergleich von PEEQ (äquivalente plastische Vergleichsdehnung) mit den experimentellen Ergebnissen.

Die ersten drei erwähnten offenen Punkte liegen dem Vernehmen nach in der FE-Simulation durch nicht auszuschließende Fehler wie unzulässige Modellabgrenzungen, Vernachlässigungen oder sonstige Vereinfachungen in der Modellerstellung.

Die im letzten Punkt beschriebene Netzabhängigkeit der Schädigungslokalisierung besteht aufgrund der Tatsache, dass ein Schädigungsmodell zu

Materialentfestigung und damit zu Dehnungslokalisierungen führt. Damit bilden sich zwangsläufig instabile Lösungen in Abhängigkeit der Anfangs- und Randbedingungen, weshalb schon minimale Veränderungen der Inputvariablen stark differierende Ergebnisse nach sich ziehen. Die Definition der Elementgröße ist dahingehend von Bedeutung, dass allfällige Mikrorissbildung eine Schädigung endlicher Volumenbereiche voraussetzt, was einer dissipierten mechanischen Arbeit entspricht.

Im anschließenden Ausblick wird ein Leitfaden vorgeschlagen, mit dessen Hilfe die vorliegende FE- Studie weiter detailliert und der Fokus auf den Bereich der numerischen Berechnung der Ermüdungsbeanspruchung gelegt werden kann.



## 8.2. Ausblick

### 8.2.1. Statische Zugversuche weiterer Systeme

Die vorliegende Arbeit, die sich im Hauptteil mit der begleitenden numerischen Simulation von statischen Zulassungsversuchen für extern vorgespannte Systeme beschäftigt, soll zum einen eine Vorarbeit für weitere FE- Anwendungen für die Berechnung von statischen Zugversuchen weiterer Systeme darstellen. Zum anderen sollen auch Vorspannsysteme mit Zuggliedern für Schrägkabelbrücken behandelt werden, die einer Kombination von Ermüdung, wind-, regen- und sonstig schwingungsinduzierten Biegespannungen in Kombination mit Materialabnutzungen ausgesetzt sind. Verantwortlich für das Kabelverhalten zeigt die relative Verschiebung zwischen den einzelnen Drähten der Litzenquerschnitte.

Um speziell die letztgenannte Problemstellung besser mit dem FE- Regime bearbeiten zu können, ist das Vernachlässigen der Korrosionsschutzmaßnahmen und Details in den Verankerungsbauteilen, welche nachstehend aufgelistet sind, wohl eine notwendige Voraussetzung.

- Metallüberzug der Drähte: Die Einzeldrähte der Litze werden nach dem Kaltziehen verzinkt, bevor sie zu einer Litze geschlagen werden.
- Korrosionsschutzfett/ -wachs: In die Hohlräume zwischen den Einzeldrähten bzw. zwischen der Litze und dem PE- Mantel wird ein Fett oder Wachs injiziert.
- PE- Ummantelung: Jede Einzellitze (1 + 6 Drähte) wird mit einem Mantel aus hochverdichtetem PE-Material umschlossen.
- Häufig wird das fertige Litzenbündel auf der freien Länge in einem Hüllrohr bzw. in einer Ummantelung bestehend aus zwei Halbschalen eingebaut, um eine weitere Schutzebene gegenüber äußerer Belastung, Witterung und vor allem Wasser zu bilden.
- In den Verankerungsbereichen, aber auch an den Sätteln bzw. Klemmstellen werden Dichtungsplatten, PE- Schutzabdeckungen sowie Füllungen mit Korrosionsschutzmasse (Fett, Wachs) vorgesehen.

## 8.2.2. FE- Simulation der Ermüdungsbeanspruchung bei Dauerschwingversuchen [36], [37]

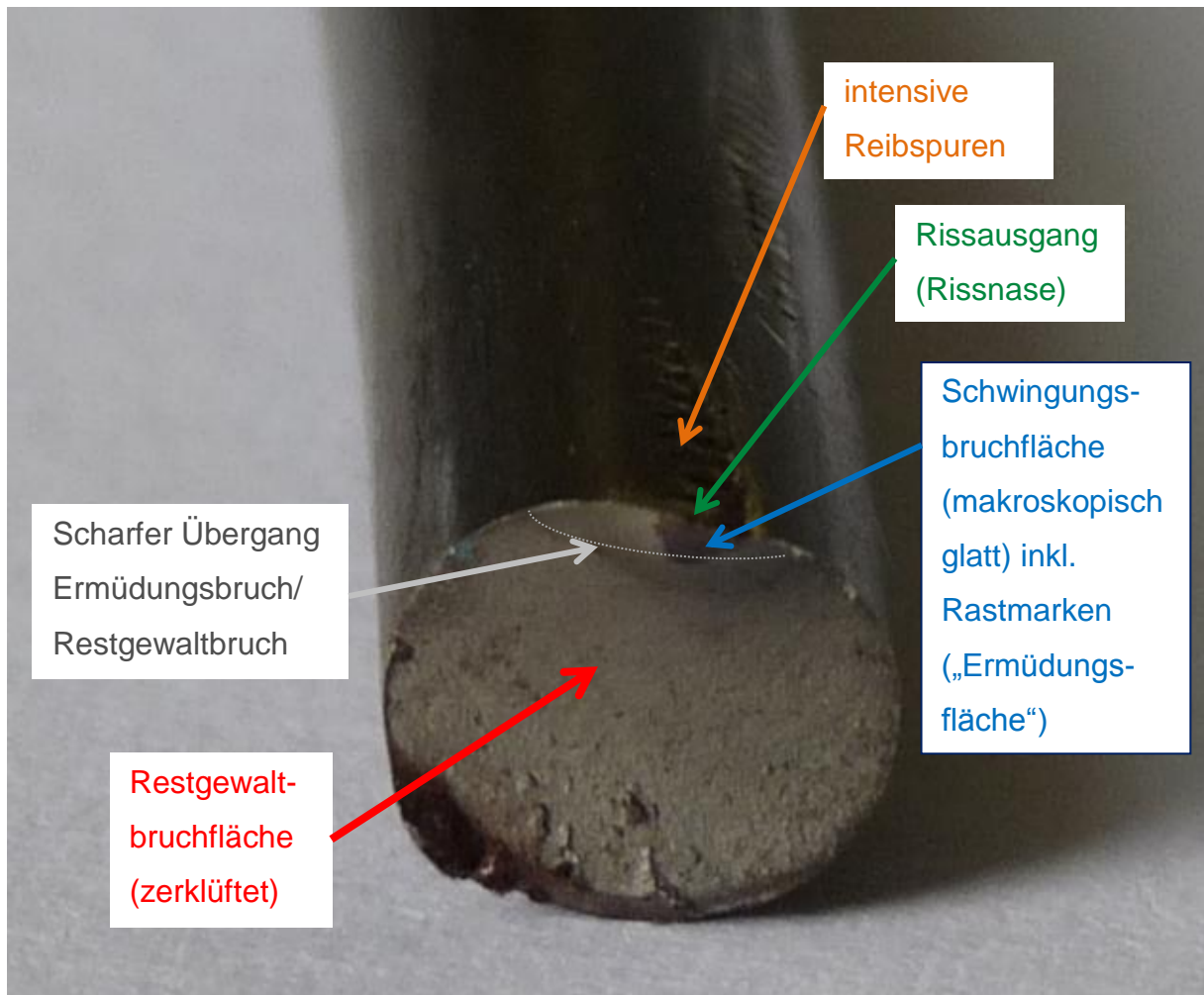
### 8.2.2.1 Allgemeines zu Ermüdungsrissen

Die häufigsten Ermüdungsrisse sind Mischbrüche, die nach vorangegangener zyklischer Schädigung mit einem spröden Restgewaltbruch enden. Diese allmählichen Zeitbrüche verlaufen transkristallin durch die Körner der Materialmatrix, da hier im Unterschied zu den Korngrenzen weniger Oberflächenenergie aufgebracht werden muss. Korrosion und Schwingungsrisskorrosion begünstigen einen Anriss, indem schädigende Elemente interkristallin in das Material hinein diffundieren und die Kohäsion an den Grenzflächen derart schwächen, dass Material herausgelöst wird und Werkstofftrennungen auftreten.

Beispielhaft ist in den Abbildungen 8-2 sowie 8-3 ein Ermüdungsbruch in einem Monosystem dargestellt, bei dem sich durch die Interaktion des Keiles mit der Oberfläche des Außendrahtes sowie dem Spannungsverlauf des Spannstahldrahtes (siehe Tabelle 8-1) deutlich eine Rissinitiierung in Form einer s.g. Anrissnase einstellt, die sich in Form von Schwingungstreifen fortpflanzt und schließlich in einem makroskopisch spröden Restgewaltbruch endet.



Abbildung 8-3 Ermüdungsbruch a) Interaktion Keil/ Außendraht b) Detail Außendraht (Monosystem)



**Abbildung 8-4 Merkmale der Ermüdungsbruchfläche (Monosystem)**

Darüber hinaus treten aufgrund der o.a. Reibkorrosion bzw. -ermüdung Ermüdungsrisse zeitweilig wesentlich früher oder aber bei bedeutend kleineren Spannungsamplituden auf. Die Palette der maßgebenden Einflussparameter für genannte Prozesse ist sehr umfangreich und umfasst u.a.:

- Art der Reibpartner
- Oberflächenrauigkeit
- Schmiermittel
- Belastungsart
- Spannungsverhältnis
- Flächenpressung
- Frequenz
- Relativverschiebung bzw. Reibungsweg

- Atmosphäre, lokale Umgebung, Temperatur
- Material bzw. Wärme- /Oberflächenbehandlung

Die diffizile Erfassung des Reibungsphänomens bedarf aufgrund der hohen Spannungsgradienten eines nichtlokalen Ansatzes zur Prognose der Rissentwicklung bei Kontaktermüdung. Derzeit lassen sich die besten Ergebnisse mittels Kombination aus der Mittelung des Spannungsgradienten (Mikrostrukturbetrachtung) und der Theorie der kürzeren Distanz vom so genannten Hotspot (Spannungsmaxima) erzielen.

### **8.2.2.2 Numerische Berechnung von Ermüdungsversuchen**

Für eine Anwendung und Erweiterung der in dieser Arbeit zusammengestellten Erkenntnisse und Resultate auf die numerische Berechnung von Ermüdungsversuchen o.a. Systeme, sind folgende Möglichkeiten nach dem aktuellen Stand der Technik zu erwähnen.

Bei einer computerunterstützten FEM- basierenden Berechnung von dynamischen Dauerschwingversuchen, welche ein Ermüdungsversagen abbilden soll, sind neben der Kenntnis des numerischen Instrumentariums zusätzliche Überlegungen die Lebensdauer betreffend, zu tätigen.

Für den ersten Arbeitsschritt wird folgende Vorgehensweise vorgeschlagen:

- Durch die vorhandene Mehrachsigkeit der Belastung, aufgrund der Verdrehung der Außendrähte der Zugglieder bzw. aufgrund allfälliger wind- und regeninduzierter Lasten, tritt eine allgemeine Mixed- Mode- Beanspruchung auf, die neben der Risslängenänderung auch eine Richtungsänderung des Risses bewirken kann.
- Die Singularität der Rissfront ist in das FE- Lösungskonzept einzubetten.
- Für eine ausreichende Vernetzungsdichte in der Nähe der angenommenen Rissinitiierungsgebiete ist von folgenden groben Richtlinien auszugehen, die auch bei Verwendung der erweiterten FE-Methode (XFEM), die das Anwendungsgebiet der Bruchmechanik erweitert, gelten:

- \* Direkt um die Riss Spitze sind trotz zahlreicher Angaben in der Literatur für den dreidimensionalen Fall 8 x 15- knotige Tetraederelemente in kreisförmiger Anordnung um die Riss Spitze zu empfehlen. Um Details der plastischen Verformung am Riss darzustellen, müssten aus numerischen Gründen spezielle Riss Spitzenelemente (kollabierte 20- knotige Hexaederelemente) verwendet werden.
- \* Die weiteren Layer um die Initiierungsstelle sollten aus 20- knotigen Hexaederelementen bestehen, sodass der Radius des Gebietes um die Riss Spitze mit mindestens 10 Elementen geteilt wird. Diese Teilung mit mindestens 10 Elementen gilt auch für den Umfang der äußersten Elementschicht.
- Im Anschluss können die Bruchkenngrößen zur Berechnung der Spannungsintensitätsfaktoren („SIF's“)  $K_I$ ,  $K_{II}$  und  $K_{III}$  bestimmt werden. Für reine Zugbeanspruchung (Mode I) wäre dies das konservative J- Integral zur Bestimmung von  $K_I$ , doch im Falle von beliebiger Mixed- Mode- Beanspruchung bedient man sich der modifizierten Riss schließungs- integralmethode (MVCCI), um die Energiefreisetzungsraten und damit die SIF's zu bestimmen.
- Um unnötige Schwierigkeiten zu vermeiden, sind im Unterschied zu den in dieser Arbeit behandelten statischen Problemstellungen Symmetrien des FE- Netzes zu verwenden, wenn es keine Konvergenzkonflikte gibt.
- Hilfreich in diesem ersten Arbeitsschritt ist das Einsetzen eines automatisch anpassungsfähigen FE- Netzes („adaptive meshing“), das speziell auch entlang des vorausgesagten Risspfades eine laufende Anpassung der Netzgeometrie ausführt.
- Für die Rissfortpflanzung sollte für einen geglätteten zeitlichen Verlauf der Reaktionskraft, entgegen häufigen Vorschlägen der Literatur einer Erhöhung der Konvergenzkriterien, die relative Krafttoleranz auf mindestens  $10^{-5}$  gesetzt werden. Ein allfälliger Line- Search- Algorithmus bringt wegen der hohen Nichtlinearität oftmals Verbesserungen im Konvergenzverhalten.

Zweiter Arbeitsschritt, um sinnvolle Aussagen über die Lebensdauer der berechneten Strukturdetails - sowohl für externe Vorspannsysteme als auch für Schrägkabelbrücken - tätigen zu können, ist eine zyklische Spannungsbewertung in der Sphäre der Bruchmechanik in Anlehnung an Richard H.A. [36] und Kuna M. [37]:

- Mit den berechneten Spannungsintensitätsfaktoren kann eine bruchmechanische Bewertung der Bauteile durchgeführt werden.
- Im Idealfall können die Risswachstumskurven für verschiedene Risspfade gezeichnet werden, durch deren Integration sich der Beginn der instabilen Rissausbreitung, sprich kritische Risslängen, mögliche Maximalbelastungen oder aber Sicherheitsfaktoren gegen Brucheintritt bestimmt lassen. Die Risslänge vom Anfangsriss über die geschädigten Elemente hinweg lässt sich für lineare Elementansätze in der deformierten Konfiguration messen. Bei quadratischen Ansätzen sind die Gauß- Integrationspunkte heranzuziehen.
- Damit sind Aussagen über die Lebensdauer der jeweiligen Bauteiles möglich.
- Bei realen Betriebsbelastungen, die in Zukunft auch in der Berechnung berücksichtigt werden sollen, sind zum einen die Belastungssequenzen mithilfe der stochastischen Mechanik aufzubereiten. Zum anderen müssen die dabei auftretenden Reihenfolgeeffekte (Riss schließen, Überlasten) Berücksichtigung finden, die beispielsweise mit dem bekannten Fließstreifenmodell von Newman sehr gut abgebildet werden können.

Unterstützend sind Materialuntersuchungen, vor allem ergänzende fraktographische Untersuchungen (Rasterelektronenmikroskop) anzudenken, um durch solcherart erzeugte Flächenanschliffe der Bruchflächen Rückschlüsse auf detaillierte Vorgänge der Rissinitiierung und Rissfortpflanzung bis zum Bruch zu erhalten. So können die Bruchmechanismen besser eingeordnet und die numerischen Berechnungen kalibriert bzw. verifiziert werden.

## 9 Literaturverzeichnis

- [1]...Svensson, Holger (2011): Schrägkabelbrücken: 40 Jahre Erfahrung weltweit. 1. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [2]...Wolfram, Michael (1997): Entwicklungsgeschichte der Schrägseilkonstruktion im Brückenbau und Anwendungsbeispiele aus dem Hochbau. Diplomarbeit TU Wien.
- [3]...Krüger, Wolfgang; Mertzsch, Olaf (2009): Spannbetonbau- Praxis. 1. Aufl. Berlin: Bauwerk.
- [4]...ÖVBB (Hrsg.) (2007): Vom Beton- Eisen zum Spannbeton. Eine Entwicklungsgeschichte unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse in Österreich. 1. Aufl. Wien: Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik.
- [6]...fib (Hrsg.) (2005): Acceptance of stay cable systems using prestressing steels. bulletin 30. Schweiz: fib.
- [8]...Geier, Roman (2004): Systemidentifikation seilgestützter Tragwerke. Die dynamische Strukturantwort von Schrägseilen. Dissertation BOKU Wien. TU Wien.
- [16]...Nebel, Bernd: Online im Internet:  
URL: <http://www.bernd-nebel.de/bruecken/index.html> (Stand 25.08.2011)
- [20]...EOTA (Hrsg.) (2002): Guidline for European technical approval of post-tensioning kits for prestressing of structures. ETAG 013. Brüssel: EOTA.
- [21]...Trauntschnig, Johannes (2009): Zulassungsversuche an Litzenspanngliedern für interne verbundlose Vorspannung nach ETAG 013. Diplomarbeit TU Wien.
- [22]...Dassault Systèmes, 2011, ABAQUS Manuals (Analysis User's; Example Problems; Benchmarks; Theory) Version 6.11, Dassault Systèmes, France.
- [23]...Rammerstorfer, F.G.; Daxner T. (2012): Nichtlineare Finite Elemente Methoden (Vorlesungsskriptum). Institut für Leichtbau und Strukturbiomechanik, Wien.
- [24]...Mang, Herbert; Hofstetter Günter (2004): Festigkeitslehre. 2. Aufl. Wien: Springer Wien New York.

- [25]...Gurson, A.L. (1977): Continuum Theory of Ductile Rupture by Void Nucleation and Growth: Part I- Yield Criteria and Flow Rules for Porous Ductile Media, Journal of Engineering Materials and Technology, Vol. 99, No. 1, S2-15.
- [26]...Tvergaard, V. (1982): On localization in ductile materials containing spherical shear bands, International Journal of Fracture, Vol. 18, No. 4, S237-252.
- [27]...Tvergaard, V.; Needleman, A. (1984): Analysis of the cup- cone fracture in a round tensile bar, Acta Metallurgica, Vol. 32, No. 1, S157-169.
- [28]...Kirchebner, Andreas C. (2003): Numerische Modellierung von Schneidevorgängen mittels FE- Methode, Dissertation TU Wien, Linz.
- [29]...Nawrocki, A.; Labrosse, M. (1989): A finite element model for simple straight wire rope strands: Computer & Structures, 77, S345-359.
- [30]...Utting, W.S.; Jones, N. (1987): The response of wire rope strands to axial tensile loads: part I: International Journal of Mechanical Science, 29, S605-19.
- [31]...Huang, N.C. (1978): Finite extension of an elastic strand with a core; Journal of Applied Mechanics, 45, S852-8.
- [32]...Costello G. A. (1997): Theory of Wire Rope Second Edition, Springer-Verlag, New York.
- [33]...Popov, Valentin L. (2009): Kontaktmechanik und Reibung. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [34]...Rabinowicz, Ernest (1965): Friction and Wear of Materials. USA: Copyright © John Wiley & Sons, Inc.
- [35]...Chen, Weizhen; Xu, Jun; Yan, Bochong (2012): Assessment Approach and Experimental Verification of Tensile Capacity of Corroded Stayed Cables, MBAC - Munich Bridge Assessment Conference, München.
- [36]...Richard, Hans A.; Sander, Manuela (2009): Ermüdungsrisse Erkennen, sicher beurteilen, vermeiden. Wiesbaden: Vieweg+Teubner/ GWV Fachverlage GmbH.
- [37]...Kuna, Meinhard (2004): Numerische Beanspruchungsanalyse von Rissen Finite Elemente in der Bruchmechanik. Wiesbaden: Vieweg+Teubner/ GWV Fachverlage GmbH.



## 9.1. Bildquellen aus dem Internet

[5]...Fenzl, Bettina: Online im Internet:

URL: <http://www.bau.net/biw/alumni/2001/fenzl/index.htm> (Stand 09.05.2012)

[7]...H., Lisbeth: Online im Internet:

URL: <http://www.panoramio.com/photo/40900880> (Stand 09.05.2012)

[9]... Fatzer AG: Online im Internet:

URL: <http://www.fatzer.com> (Stand 07.05.2012)

[10]...Staatliches Bauamt Passau: Online in Internet:

URL: <http://www.stbapa.bayern.de/strassenbau/projekte/dettenbach.php>

(Stand 05.05.2012)

[11]... DYWIDAG-Systems International (DSI): Online im Internet:

URL: <http://www.dywidag-systems.at> (Stand 01.05.2012)

[12]...Stadt Freienohle: Online im Internet:

URL: [http://www.freienohler.de/Vorbemerkung/talbruecke\\_ruemmecke.htm](http://www.freienohler.de/Vorbemerkung/talbruecke_ruemmecke.htm) (Stand 09.05.2012)

[13]...virtual tourist: Online im Internet:

URL: <http://members.virtualtourist.com/m/a40e1/22aba8/> (Stand 09.05.2012)

[14]...Wikipedia: Online im Internet:

URL: [http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Datei:Guentherz-2006-12-09\\_2612\\_Wien\\_Marienbruecke.jpg&filetimestamp=20061209151943](http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Datei:Guentherz-2006-12-09_2612_Wien_Marienbruecke.jpg&filetimestamp=20061209151943)

(Stand 17.04.2012)

[15]...Wikipedia: Online im Internet:

URL: <http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Datei:Str%C3%B6msundsbron2.jpg&filetimestamp=20060815224420> (Stand 09.05.2012)

[17]...Bauwiki: Online im Internet:

URL: <http://bauwiki.tugraz.at/bin/view/Baulexikon/GoldenGateBrueckeA> (Stand 09.05.2012)

[18]...Psalpil: Online im Internet:

URL: <http://psalpil.de/Rugen.htm> (Stand 09.05.2012)

[19]...Die Presse: Online im Internet:

URL: [http://diepresse.com/home/politik/aussenpolitik/504457/30-Jahre-UNOCity\\_Der-Wiener-Magnet-fuer-die-Welt](http://diepresse.com/home/politik/aussenpolitik/504457/30-Jahre-UNOCity_Der-Wiener-Magnet-fuer-die-Welt) (Stand 09.05.2012)

## 10 Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 2-1 H- I- UND A-PYLONE [5].....	4
ABBILDUNG 2-2 TYPISCHE BETONPYLONKÖPFE (CONCRETE PYLON HEADS) [6] .....	5
ABBILDUNG 2-3 TYPISCHE STAHLPYLONKÖPFE (STEEL PYLON HEADS) [6] .....	5
ABBILDUNG 2-4 TORSIONSSTEIFE QUERSCHNITTE FÜR EINE KABELBENE [5].....	6
ABBILDUNG 2-5 TORSIONSWEICHE QUERSCHNITTE FÜR ZWEI KABELBENEN [5] .....	6
ABBILDUNG 2-6 QUERSCHNITT EINES KABELS DER GOLDEN GATE BRIDGE [7] .....	7
ABBILDUNG 2-7 HERSTELLEN EINER SEILSPREIZUNG .....	9
ABBILDUNG 2-8 ANORDNUNGSMÖGLICHKEITEN DER ABSPANNUNGEN [6] .....	10
ABBILDUNG 2-9 VERANKERUNGSBEISPIEL EINES PARALLELLITZENKABEL.....	10
ABBILDUNG 2-10 KABELVERANKERUNG AM EINEM STAHLSTRECKTRÄGER [1].....	10
ABBILDUNG 2-11 KABELVERANKERUNG IM BETON [1] .....	11
ABBILDUNG 2-12 GEGENÜBERSTELLUNG VON SPANNBETON, STAHLBETON UND UNBEWEHRTER BETON [3] .....	12
ABBILDUNG 2-13 VERGLEICH DER TRAGFÄHIGKEIT EINES ZUGSTABES AUS STAHL- UND SPANNBETON [3].....	12
ABBILDUNG 2-14 STABSTAHLBÜNDEL IN EINEM STAHLHÜLLROHR [8] .....	13
ABBILDUNG 2-15 VOLLVERSCHLOSSENES SPIRALSEIL [9] .....	14
ABBILDUNG 2-16 OFFENES SPIRALSEIL [9] .....	14
ABBILDUNG 2-17 RUNDLITZENSEIL [9] .....	15
ABBILDUNG 2-18 PARALLELDRAHTKABEL [8] .....	16
ABBILDUNG 2-19 PARALLELLITZENKABEL [8] .....	16
ABBILDUNG 2-20 MONOLITZENAUFBAU [10].....	17
ABBILDUNG 2-21 MONOLITZENKABEL (TYP VT-CMM) [8] .....	17
ABBILDUNG 2-22 KEILVERANKERUNG DES TYP MA DER FIRMA DYWIDAG [11] .....	18
ABBILDUNG 2-23 GEWINDEVERANKERUNG DER FIRMA DYWIDAG [11] .....	19
ABBILDUNG 2-24 SCHLAUFENVERANKERUNG DER FIRMA VSL [4] .....	19
ABBILDUNG 2-25 VERANKERUNG MIT AUFGESTAUCHTEN KÖPFEN [4].....	20
ABBILDUNG 2-26 VERANKERUNG MIT AUFGEFÄCHERTEN STAHLDRÄHTEN [4] .....	20
ABBILDUNG 2-27 PRINZIP DES VORSPANNENS VOR DEM ERHÄRTEN DES BETONS [3] .....	21
ABBILDUNG 2-28 PRINZIP DES VORSPANNENS NACH DEM ERHÄRTEN DES BETONS [2] .....	22
ABBILDUNG 2-29 BEGEBBARE HOHLKASTENKONSTRUKTION ZUR UNTERSUCHUNG DER EXTERNEN SPANNGLIEDER DER BRÜCKE RÜMMECKE [12] .....	23
ABBILDUNG 3-1 KAZURABASHI BRÜCKE AUS JAPAN [13] .....	24
ABBILDUNG 3-2 HÄNGEBRÜCKE BEI DEN NIAGARAFÄLLEN VON JOHN A. ROEBLING [1] .....	26
ABBILDUNG 3-3 MARIENBRÜCKE WIEN [14].....	29
ABBILDUNG 3-4 VERHÄLTNISS IDEELLER/ EFFEKTIVER E- MODUL IN ABHÄNGIGKEIT VON LÄNGE UND SPANNUNG [2] .....	30

## 10 Abbildungsverzeichnis

---

ABBILDUNG 3-5 GRUNDKONZEPT DISCHINGERS [2] .....	31
ABBILDUNG 3-6 STRÖMSUNDBRÜCKE IN SCHWEDEN [15] .....	31
ABBILDUNG 3-7 DIE ALAMILLOBRÜCKE [17] .....	32
ABBILDUNG 3-8 RÜGENBRÜCKE MIT DEM DANEBENGELEGENEN RÜGENDAMM [18] .....	33
ABBILDUNG 3-9 PONT DE NORMANDIE [16] .....	35
ABBILDUNG 3-10 PHILIPS-HAUS IN WIEN.....	37
ABBILDUNG 3-11 UNO- CITY WIEN [19].....	37
ABBILDUNG 3-12 GRUNDRISS UND TRAGGESCHOßSNITT UNO- CITY WIEN [4].....	38
ABBILDUNG 4-1 VERSCHIEBUNGEN WÄHREND DER TESTS (1) VOR UND (2) NACH VERSCHLUSS [20] .....	42
ABBILDUNG 4-2 VERSUCHSANORDNUNG FÜR SEIL UND ANKERPRÜFUNG [6] .....	48
ABBILDUNG 4-3 VERSUCHSPRÜFUNG FÜR SEILE UND SATTELUMLenkUNG [6].....	50
ABBILDUNG 5-1 ALLGEMEINES WÖHLERDIAGRAMM [7].....	52
ABBILDUNG 5-2 SCHEMA EINER SERVO- HYDRAULISCHEN PRÜFANLAGE FÜR ZUGGLIEDER [21].....	54
ABBILDUNG 5-3 SCHEMA DER PRÜFANLAGE AN DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT WIEN [21].....	55
ABBILDUNG 5-4 SYSTEMSKIZZE EINES HORIZONTALEN MASSESchWINGERS [21].....	55
ABBILDUNG 5-5 DYNAMISCHER VERGRÖßERUNGSFAKTOR UND PHASENVERSCHIEBUNG ALS FUNKTION VON FREQUENZ- UND DÄMPFUNGSVERHÄLTNIS[21] .....	56
ABBILDUNG 5-6 EINRICHTUNG ZUM STATISCHEN ZUGVERSUCH [21] .....	58
ABBILDUNG 6-1 GEMESSENES KRAFT- DEHNUNGSDIAGRAMM (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	65
ABBILDUNG 6-2 GEGLÄTTETE ARBEITSLINIE (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	66
ABBILDUNG 6-3 WAHRE SPANNUNGEN UND DEHNUNGEN (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM).....	67
ABBILDUNG 6-4 PLASTISCHES MATERIALVERHALTEN (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	68
ABBILDUNG 6-5 ARBEITSLINIE OHNE BERÜCKSICHTIGUNG DER WAHREN DEHNUNG (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	68
ABBILDUNG 6-6 GEMESSENES KRAFT- DEHNUNGSDIAGRAMM (VIERLITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	69
ABBILDUNG 6-7 GEGLÄTTETE ARBEITSLINIE (VIERLITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	70
ABBILDUNG 6-8 WAHRE SPANNUNGEN UND DEHNUNGEN (VIERLITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	71
ABBILDUNG 6-9 WAHRE BZW. GEMESSENE (GEGLÄTTETE) SPANNUNGEN/ DEHNUNGEN (MONOSYSTEM).....	72
ABBILDUNG 6-10 EINFLUSS DES HOHLRAUMANTEILES UND DER TRIAXIALITÄT AUF DIE FLIEßSPANNUNG.....	76
ABBILDUNG 6-11 EFFEKT DER EFFEKTIV WIRKENDEN SCHÄDIGUNG $F^*$ AUF DAS GTN- MODELL [25].....	77
ABBILDUNG 6-12 KALIBRIERUNG FE- MODELL MIT A) VVF= 0,13 UND B) HYDROSTATISCHEM DRUCK.....	79
ABBILDUNG 6-13 KOMPONENTEN AN DER VERANKERUNG NACH STATISCHEM VERSUCH (MONOSYSTEM) .....	80
ABBILDUNG 6-14 A) BRUCHFLÄCHE NACH STATISCHEM VERSUCH B) KERBBILDUNG (MONO 1) .....	81
ABBILDUNG 6-15 BRUCHFLÄCHEN NACH STATISCHEM VERSUCH A) MONO 2 B) MONO 3 .....	81
ABBILDUNG 6-16 RISSE IN KEIL NACH STATISCHEM VERSUCH A) AUßEN B) INNEN (MONOSYSTEM).....	83
ABBILDUNG 6-17 CAD- MODELL KEIL MIT DETAIL DER KEILSPITZEN .....	89
ABBILDUNG 6-18 CAD- MODELL SPANNDRAHTLITZE MIT KONTAKTBEREICHEN .....	91
ABBILDUNG 6-19 KRAFT- ZEITDIAGRAMM STATISCHER VERSUCH (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM).....	94

## 10 Abbildungsverzeichnis

---

ABBILDUNG 6-20 LITZENEINZÜGE (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM).....	95
ABBILDUNG 6-21 LITZENEINZÜGE WÄHREND VERSUCHSDURCHFÜHRUNG (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM).....	95
ABBILDUNG 6-22 LITZENEINZÜGE A) MONO 1 VOR BZW. B) NACH STATISCHEM VERSUCH C) MONO 2 .....	96
ABBILDUNG 6-23 FE- NETZ DES EBENEN MODELLES (KEIL/ KREISFÖRMIGE LITZE).....	97
ABBILDUNG 7-1 AUSGANGSMODEL EINES QUADRATISCHEN STABES MIT KEILVERANKERUNG .....	105
ABBILDUNG 7-2 QUADRATISCHER STAB: A) FE- NETZ UND B) STEP 2 .....	107
ABBILDUNG 7-3 QUADRATISCHER STAB A) STEP 3 B) BEGINN STEP 4 .....	107
ABBILDUNG 7-4 A) FE- NETZ $d_L = 15,8$ MM B) INTERAKTION KEIL/ VERANKERUNG HYDROST. SPANNUNGS (STEP 3) .....	108
ABBILDUNG 7-5 MAX. HAUPTNORMALSPANNUNG $\sigma_1$ SPANNDRACHTLITZE 1+6 (50% $R_M$ ).....	109
ABBILDUNG 7-6 ASSEMBLIERUNG MIT DARSTELLUNG DES FE- NETZES (MONO).....	109
ABBILDUNG 7-7 FE-NETZ MONOSYSTEM MIT AUSGERUNDETEN KEILEN .....	111
ABBILDUNG 7-8 KREISRUNDE LITZE MIT KEILZAHNAUSRUNDUNGEN A) ELASTISCH B) PLASTIFIZIERUNG.....	111
ABBILDUNG 7-9 GESAMTMODEL UND DIAGONALSCHNITT DES ZWEILITZIGEN VORSPANNSYSTEMS.....	112
ABBILDUNG 7-10 GESAMTMODEL UND DIAGONALSCHNITT DES ZWEILITZIGEN ANKERKÖRPERS .....	112
ABBILDUNG 7-11 GESAMTMODEL UND DIAGONALSCHNITT DES VIERLITZIGEN ANKERKÖRPERS .....	113
ABBILDUNG 8-1 VERGLEICH $\sigma\varepsilon$ - DIAGRAMM EXPERIMENT / FE- SIMULATION (MONO).....	116
ABBILDUNG 8-2 VERGLEICH $\sigma\varepsilon$ - DIAGRAMM EXPERIMENT / FE- SIMULATION (2-/4- LITZIG).....	116
ABBILDUNG 8-3 ERMÜDUNGSBRUCH A) INTERAKTION KEIL/ AUßENDRAHT B) DETAIL AUßENDRAHT (MONOSYSTEM) .....	122
ABBILDUNG 8-4 MERKMALE DER ERMÜDUNGSBRUCHFLÄCHE (MONOSYSTEM).....	123

## 11 Tabellenverzeichnis

TABELLE 4-1 SPANNUNGSMPLITUDE IN MPA FÜR SCHRÄGKABELTESTS.....	48
TABELLE 6-1 WAHRE SPANNUNGEN (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM).....	66
TABELLE 6-2 PLASTISCHE DEHNUNGEN (ZWEILITZIGES VORSPANNSYSTEM).....	67
TABELLE 6-3 WAHRE SPANNUNGEN (VIERLITZIGES VORSPANNSYSTEM).....	70
TABELLE 6-4 PLASTISCHES MATERIALVERHALTEN (VIERLITZIGES VORSPANNSYSTEM) .....	71
TABELLE 6-5 WAHRE SPANNUNGEN (MONOSYSTEM).....	72
TABELLE 6-6 PLASTISCHES MATERIALVERHALTEN (MONOSYSTEM) .....	73
TABELLE 6-7 INPUTPARAMETER GTN- MODELL .....	78
TABELLE 6-8 ASPEKTE DER FE- ELEMENTIERUNG .....	85
TABELLE 6-9 SPANNUNGSGRADIENT VERGLEICH GLATTER / GEKERBTER ZUGVERSUCH.....	86
TABELLE 6-10 VEREINFACHUNGEN FÜR DIE FE- SIMULATION.....	87
TABELLE 6-11 3D BETRACHTUNGEN FÜR DIE FE- SIMULATION .....	99
TABELLE 6-12 FE- TECHNIK FÜR KONTAKTINTERAKTIONEN.....	100
TABELLE 6-13 ABLAUF DER FE- ANALYSE (IMPLIZIT) .....	102
TABELLE 7-1 MATERIAL- UND KONTAKTEIGENSCHAFTEN FE- BERECHNUNG.....	110
TABELLE 8-1 SCHLUSSFOLGERUNGEN AUS DER FE- BERECHNUNG .....	118