



**Universität für Bodenkultur Wien**  
Department für Bautechnik +  
Naturgefahren

**INSTITUT FÜR KONSTRUKTIVEN INGENIEURBAU**  
**PROF. DI DDR. KONRAD BERGMEISTER**

**PETER-JORDAN-STRASSE 82**  
**A-1190 WIEN**

Sonja Schmied  
**Dehnungsverteilung in Beton bei Dübeln  
unter Querlast**  
Diplomarbeit

März, 2008

1. Betreuer  
o. Univ.-Prof. DI DDr. Konrad Bergmeister M. Sc.  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, BOKU Wien

2. Betreuer  
DDI Andreas Unterweger  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, BOKU Wien

### **Eidesstattliche Erklärung**

„Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Diplomarbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche gekennzeichnet habe.“

Wien, am 19. März 2008

### **Danksagung**

Mein besonderer Dank gilt o. Univ.-Prof. DI DDr. Konrad Bergmeister, der mir die Möglichkeit gegeben hat, am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau meine Diplomarbeit zu verfassen.

Insbesondere möchte ich meinem Mitbetreuer DDI Andreas Unterweger danken, der mich bei Fragen und Problemen mit fachlicher Kompetenz unterstützte und sich für meine Anliegen Zeit nahm.

Weiters möchte ich den Mitarbeitern des Instituts für die familiäre Atmosphäre und die Motivation danken, wodurch mir die Durchführung dieser Diplomarbeit ungemein erleichtert wurde.

Ein Dankeschön auch an meine Eltern & Geschwister, die mich in all meinen Vorhaben stets unterstützen, mir mit Rat & Tat zur Seite stehen und deren Meinung ich nie missen möchte.

## **Kurzzusammenfassung**

Nachträglich montierbaren Befestigungssystemen, wie Ankern und Dübeln kommt in der modernen Bautechnik, im Beton- und Stahlbetonbau immer größere Bedeutung zu. Es werden immer härtere Anforderungen an die Tragfähigkeit der Befestigungselemente gestellt. Auch bei geringen Abständen zur Bauteilkante oder anderen Befestigungselementen können hohe Zug- und Querkräfte aufgenommen werden. Gerade dabei ist die Betonzugfestigkeit des unbewehrten oder ungerissenen Betons ein maßgebendes Versagenskriterium. Bei kleinen Randabständen kommt im Allgemeinen selbst eine vorhandene Bewehrung nicht zum Tragen. Untersucht wird die Interaktion zwischen Beton und randnahen Ankern unter Querlast, wobei va. auf die Entstehung von Mikro- und Makrorissen eingegangen wird. Zum besseren Verständnis wird das für diese Versuchsreihe gewählte Befestigungselement, dessen Montage und Versagensmöglichkeiten vorgestellt. Weiters werden die einzelnen Versuchseinrichtungen va. die Messvorrichtung, das Speckle- Interferometer erläutert. Aufbau und Methodik zu dieser aufwendigen Messmethode werden im Zuge der einzelnen Versuchsreihen vorgestellt. Der Einsatz des sensiblen Speckle- Interferometer lässt Risse im Mikrometerbereich erkennen, welche in Verformungsbildern der Betonoberfläche untersucht werden. Als Grundlage der Methodik dienen vorangegangene Studien (Speckle- Verifizierung) und FE- Modelle. Durch Vergleiche und Erörterungen wird versucht auf qualitative und quantitative Ergebnisse einzugehen und diese neue Messmethode für die frühzeitige Erkennung von Betonversagen zu nutzen.

## **Abstract**

Post-mounted attachment systems, like bolt or screw anchors are getting more and more important for the recent architectural technology, especial when using concrete and reinforced concrete. Requirements for the maximum load of artificial fortifications are rising. The interaction of bolts and concrete is one of the focal points of this diploma thesis. Failing interrelation on bolts in a close to the edge situation is a topical problem. There are tractive forces and share forces which are acting in no reinforced or unturned concrete. They are operating against the concretes tensile strength, which is a weak point in correlation of attachment systems. Micro cracks and macro cracks are developed if bolts are powered. This behaviour shows the decreasing interaction of concrete and close to edge bolts if share force is increasing. This thesis explains the used attachment unit, how to apply this unit and the possibilities of failure. Another part deals with technical facilities of the experiments. The Speckle- Interferometer, which is the measuring system for analysing the cracks, will be explained. Special settings are delineated in the individual experiments. The ESPI-measuring system is a camera with high resolution which recognizes the deformation on a concrete surface. This deformation marks reactions in the structure of concrete. Micro cracks are hints for deformation. Comparison of the separate experiments points to some qualitative and quantitative conclusions. The creation of crack modules in the end of this thesis shows the possibilities of breakdown correlation. The ESPI-measuring system points to a new option for early crack recognitions.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b><i>Einleitung</i></b> .....	<b>8</b>
1.1	Allgemeines zur Befestigungstechnik.....	8
1.2	Montage von Befestigungselementen .....	9
<b>2</b>	<b><i>Lokales Versagen von Ankern unter Querlast</i></b> .....	<b>12</b>
2.1	Versagensarten.....	12
<b>3</b>	<b><i>Parameter und Darstellung der Ergebnisse</i></b> .....	<b>13</b>
3.1	Lage im Koordinatensystem - Bezeichnung der Richtungen.....	13
3.2	Parameter .....	14
3.3	Bezeichnung von Versuchskörper und Versuch .....	14
<b>4</b>	<b><i>Versuchseinrichtungen</i></b> .....	<b>15</b>
4.1	ZWICK Materialprüfmaschine.....	15
4.2	SPIDER 8 Trägerfrequenzmessverstärker .....	16
<b>5</b>	<b><i>Speckle Interferometrie</i></b> .....	<b>17</b>
5.1	Allgemeines.....	17
5.2	Prinzip.....	17
5.3	Messverfahren der Elektronischen Speckle- Interferometrie ESPI .....	23
5.4	Anwendung.....	28
5.5	Ungenauigkeiten bei der Auswertung.....	36
<b>6</b>	<b><i>Versuchsübersicht</i></b> .....	<b>39</b>
<b>7</b>	<b><i>Grundlagenversuche - Verifizierung der Speckle Ergebnisse</i></b> .....	<b>41</b>
7.1	Grundeinstellungen für Speckle- Messung.....	41
<b>8</b>	<b><i>Betonkantenbruch bei Drucklagerung</i></b> .....	<b>43</b>
8.1	Versuchsvorbereitung .....	44
8.2	Versuchsaufbau .....	44
8.3	Ergebnisse.....	50
<b>9</b>	<b><i>Ergebnisse bei Drucklagerung</i></b> .....	<b>51</b>
9.1	Einzelversuch, M16, randnah, Langloch .....	51
9.2	Einzelversuch, M16, randfern .....	54
9.3	Einzelversuch, M12, randnah, C20/25, Langloch .....	56
9.4	Einzelversuch, M12, randfern, C20/25, passgenau .....	57
9.5	Einzelversuch, M12, randfern, C20/25, verringerter Auflagerabstand.....	59
9.6	Doppelversuch, M12, C20/25 .....	61
9.7	Zusammenfassung Drucklagerung .....	65
<b>10</b>	<b><i>Betonkantenbruch bei Zuglagerung</i></b> .....	<b>66</b>
10.1	Versuchsaufbau .....	66

<b>11</b>	<b><i>Ergebnisse bei Zuglagerung</i></b> .....	<b>69</b>
11.1	Einseitige Belastung.....	70
11.2	Beidseitige Belastung, Betonquader 600x500x200 mm .....	77
<b>12</b>	<b><i>Zusammenfassung</i></b> .....	<b>80</b>
<b>13</b>	<b><i>Abkürzungsverzeichnis</i></b> .....	<b>83</b>
13.1	Buchstaben .....	83
13.2	Buchstaben als Index.....	84
<b>14</b>	<b><i>Literaturverzeichnis</i></b> .....	<b>86</b>
<b>15</b>	<b><i>Anhang</i></b> .....	<b>87</b>



# 1 Einleitung

## 1.1 Allgemeines zur Befestigungstechnik

Befestigungen müssen so ausgeführt werden, dass sie eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen bzw. gebrauchstauglich und dauerhaft sind. Durch die steigende Anzahl von Sanierungsarbeiten an Stahlbeton bzw. Beton ist es unerlässlich Untersuchungen durchzuführen, die die Grenzen der Einsatzmöglichkeiten von Dübeln aufweist. Besonders sollte dabei die Belastung von Dübeln an Bauteilrändern beachtet werden.

Diese Befestigungselemente werden immer häufiger für die nachträgliche Anbringung von Bauelementen, wie z.B. Stiegen, Balkone uvm, angewendet. Dabei muss vor Allem deren maximale Tragfähigkeit und die frühzeitige Erkennung deren Versagens erkannt werden.

Für untergeordnete Befestigungen (Heizkörper, Lampen) ist die Montage ohne statischen Nachweis kein Problem. Die Anwendung des Montageverfahrens bzw. die Auswahl Befestigungsmittel selbst liegt in der Verantwortung des Anwenders bzw. dessen Erfahrung.

Augrund der Tatsache, dass bei falscher Anwendung von Befestigungsmittel nicht nur wirtschaftlicher Schaden sondern auch Personenschaden entstehen kann, ist ein statischer Nachweis erforderlich. Darin enthalten ist die Anforderung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Verformungen im Beton durch Kriechen, Schwinden oder Temperatureinflüsse können weitere Beanspruchungen auf das Befestigungsmittel bedeuten. Diese hängen von der Geometrie, der Lage und der Größe des Befestigungselements bzw. von den Eigenschaften des verwendeten Baustoffes ab.

Weiters unterscheidet man zwischen Zuglast, Querlast oder kombinierter Zug- und Querlast. Bei auftretender Querlast wird auch zwischen Belastung mit oder ohne Biegung des Befestigungselements unterschieden.

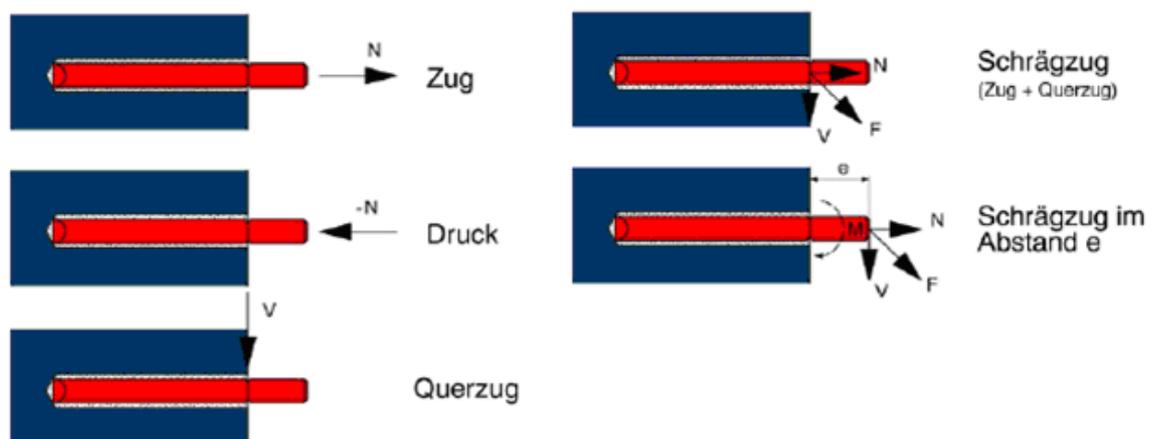


Abb. 1.1: Befestigungsarten von Befestigungselementen [5]

## 1.2 Montage von Befestigungselementen

Im Betonbau sind verschiedene Befestigungsverfahren möglich. Grundsätzlich wird zwischen Einlegemontage und nachträglicher Montage unterschieden.

### 1.2.1 Einlegemontage

Dabei werden Gewindehülsen, Ankerschienen, Transportanker und an Stahlplatten angeschweißte Kopfbolzen eingesetzt, welche in die Schalung eingelegt und einbetoniert werden. Einlegeteile übertragen die Ankerlast über mechanische Verzahnung in den Betonkörper. Beim Einbau des Ankers muss auf die Lage der Bewehrung geachtet werden.

### 1.2.2 Nachträgliche Montage

Die Entwicklung von Dreh-, Schlag-, Hammer- und Diamantbohrtechniken macht eine nachträgliche Montage möglich und wird im Allgemeinen eher angewendet.

- **Direktmontage**

Der Bolzen oder Nagel wird mittels Kartuschenenergie in den Ankergrund eingetrieben. Am Nagel selbst ist zum Anschrauben von Bauteilen ein Gewinde angebracht.

- **Bohrmontage**

Das Befestigungselement ist durch ein Bohrloch mit dem Ankergrund verbunden. Als Bohrverfahren wird am häufigsten das Hammerbohren verwendet, wobei mittels Flugkolben eine Schlagwirkung auf den Bohrer ausgeübt wird. Nach der Bohrung muss das Bohrmehl entfernt werden. Außerdem muss beim Setzen des Dübels darauf geachtet werden, dass es eine Abweichung zwischen dem tatsächlichen Bohrlochdurchmesser und dem Sollwert „Bohrreckmaß“ des Hartmetall-Hammerbohrers gibt.

Der Dübel, an dem der Montagegegenstand festgeschraubt wird, wird in das Bohrloch eingesetzt. Der Durchmesser des Bohrlochs im Beton kann dabei größer sein als der des anzuschraubenden Bauteils.

### 1.2.3 Befestigungssysteme

Das Befestigungselement leitet die auftretende Last auf verschiedenste Weise in den Ankergrund ein. Man unterscheidet dabei das Wirkungsprinzip von:

- **Formschluss**

Die Last wird mittels mechanischer Verzahnung vom Dübel auf den Ankergrund übertragen. Kopfbolzen, Ankerschienen, Gewindehülsen, Hinterschnittdübeln in Beton und Injektionsdübeln in Hohlmauerwerken funktionieren über dieses Wirkungsprinzip.

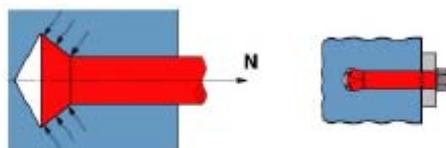
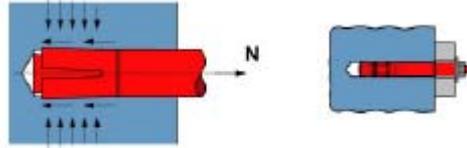


Abb. 1.2. Wirkungsprinzip vom Formschluss [5]

- Reibschluss

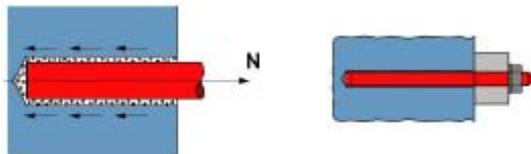
Durch das Setzen des Dübels wird Spreizkraft erzeugt, welche für die Reibung zwischen dem Spreizdübel und der Bohrlochwand verantwortlich ist. Diese Reibkraft steht im Gleichgewicht mit der äußeren Zugkraft.



*Abb. 1.3. Wirkungsprinzip vom Reibverschluss [5]*

- Stoffschluss (Verbund)

Die Zuglast wird über einen Verbund auf den Ankergrund übertragen. Dieses Wirkungsprinzip findet seine Anwendung bei den Verbunddübeln.



*Abb. 1.4. Wirkprinzip vom Stoffschluss [5]*

#### 1.2.4 Befestigungselement Anker

Metallspreizdübel sind für höhere Lasten geeignet, wobei zwischen drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln und wegkontrolliert spreizenden Dübeln unterschieden wird.



*Abb. 1.5 Drehmomentkontrolliert spreizender risstauglicher Dübel des Bolzentyps M12 FAZ12/30 A4 [5]*

Mit einem kalibrierten Drehmomentenschlüssel wird der Dübel durch Anspannen der Schraube verankert. Die dadurch entstehende Zugkraft bewirkt, dass die Spreizhülse auf den Konus geschoben wird und dabei auch gegen die Bohrlochwand gepresst wird. Die Kräfte, die auf den Betonkörper wirken werden als Spreizkräfte bezeichnet. Gewisse Bohrlochtoleranzen können wegen der Kone und Spreizhülsen ausgeglichen werden.

Kraftkontrolliert spreizende Dübel vom Bolzentyp M12 FAZ12/30 A4 kommen sehr häufig zur Anwendung. Sie bestehen aus Konusbolzen, Spreizsegment (aus nicht rostenden Stahl), Mutter und Unterlegscheibe. Aufgrund von Reibung (Wirkungsprinzip) wird die Last, welche auf den Bolzen wirkt, in den Ankergrund übertragen.

Geeignet ist dieser Bolzen für Anwendungen im ungerissenen und im gerissenen Beton sowie in Natursteinen mit dichtem Gefüge, für Stahlkonstruktionen allgemein, Geländer, Kabeltrassen, Ankerschienen, Maschinen, Konsolen, Tore, Treppen, Leitern, Fassaden, Fenster, Kopf- und Fußplatten, Rohrbrücken, Gitter, Flach- und Profilstähle, Traversen, Balkenschuhe und Holzbalken.

Das Anschlussgewinde gibt es in Ausführungen von M 6 bis M 16 mit verschiedenen Verankerungstiefen von 40 mm bis 80 mm, welche aus galvanisch verzinktem Stahl und aus nicht rostendem Stahl A angefertigt werden.

Bei den Versuchen werden Bolzen mit der Größe M 16 bzw. M12 verwendet.

## 2 Lokales Versagen von Ankern unter Querlast

Neben einem globalen Querschnittversagen, bei dem durch die Belastung am Anker der gesamte Trägerquerschnitt durch zu hohe Normalkräfte, Biege- oder Torsionsmomente versagt, ist in der vorliegenden Arbeit vor allem das örtliche, auf den Ankerbereich begrenzte Versagen von Interesse.

Da sich das tatsächliche Verhalten von Bauteilen durch das Zusammenwirken von globalen und lokalen Einflüssen ergibt, werden für die hier beschriebenen Untersuchungen Belastungszustände angenommen, bei denen die globalen Schnittkraftverläufe und die daraus resultierenden Spannungsverteilungen das lokale Bruchverhalten wenig bis gar nicht beeinflussen.

Im Besonderen wird auf die Interaktion zwischen Anker und Beton eingegangen.

### 2.1 Versagensarten

Metallspreizdübel können unter Querlast auf verschiedene Arten versagen.

Zu Stahlbruch tritt meist dann auf, wenn große Randabstände gegeben sind. Es kommt meist zu Abplatzungen rund um den Bohrlochmund bevor die maximale Bruchlast erreicht wird. Diese Abplatzungen beeinflussen jedoch die maximal erreichbare Bruchlast nicht.

Bei nicht ausreichend tief verankerten Dübeln kann es zu Betonversagen kommen, wobei der Dübel förmlich „herausgehobelt“ wird.

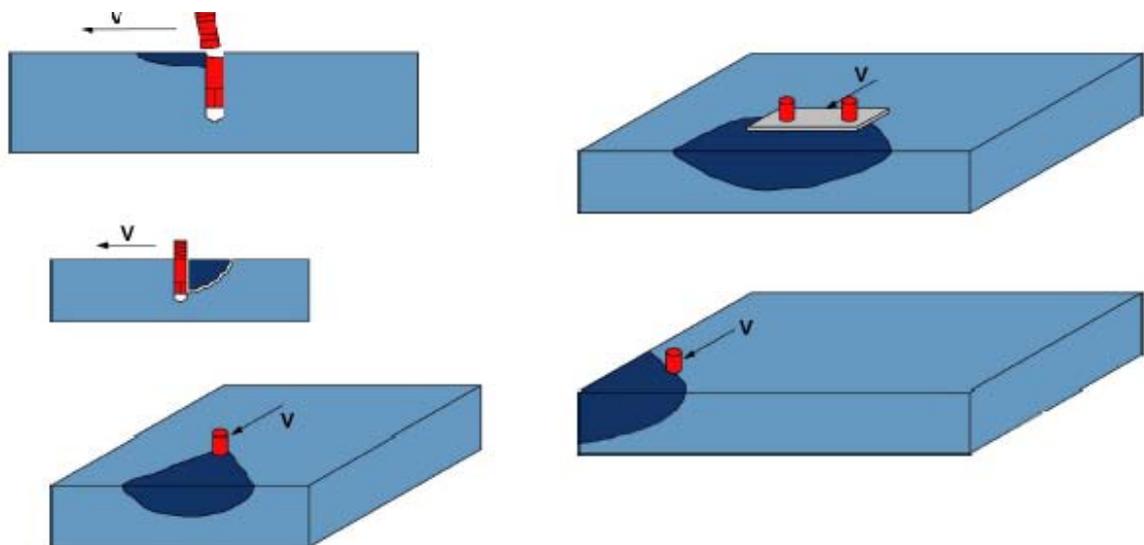


Abb. 2.1. Versagensarten unter Querlast [5]

Ein zu geringer Randabstand ist oft Ursache für Betonkantenbruch von einzelnen oder mehreren Dübeln. Bei Anordnung des Dübels an einer Bauteilecke kann es bei Überbeanspruchung zur Abspaltung der gesamten Ecke kommen.

### 3 Parameter und Darstellung der Ergebnisse

In dieser Arbeit werden vorwiegend SI- Einheiten verwendet. Kräfte werden in kN, Spannungen in MPa und Momente in Nm angegeben.

#### 3.1 Lage im Koordinatensystem - Bezeichnung der Richtungen

Die Beschreibung der Modelle erfolgt, wenn nicht anders angeführt, nach dem kartesischen Koordinatensystem, wobei die Verformung des Ankers in die positive x-Achse injiziert wird. Für die bessere Erklärung am Modell werden relative Bezeichnungen wie: vorne, rechts, oben, etc. einheitlich verwendet. Wie aus Abb. 3.1 ersichtlich wird die Seite an der positiven x-Achse als Vordere, die an der negativen Achse als Hintere bezeichnet. Die rechte Seite ist demnach die an der positiven y-Achse und die Obere die an der positiven z-Achse.

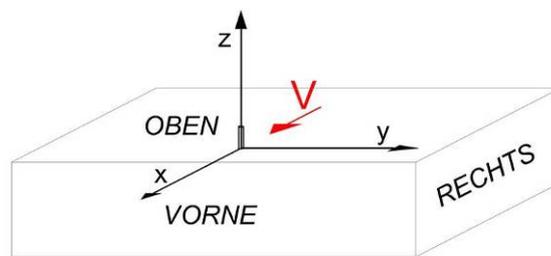


Abb. 3.1: Lage des Koordinatensystems

Dem zufolge wird die Modellausdehnung in Belastungsrichtung (x- Richtung) als Länge „l“, die in y-Richtung als Breite „b“ und die in z- Richtung als Dicke „d“ angeführt. Verschiebungen in die drei Koordinatenrichtungen x, y und z werden u, v und w genannt.

Die Verformung des Ankers  $u_{An}$  erfolgt nach vorne in Richtung der x-Achse. Die Belastung wird als roter Pfeil dargestellt.

Aufgrund der vorgegebenen Prüfvorrichtung werden die Prüfkörper aufrecht in die Prüfmaschine eingebaut.

Für die Beschreibung der Rissausbreitung ist die Richtung der Risse von Interesse. Zur Richtungsbestimmung wird der vom vorderen horizontalen Bauteilrand (positive y- Achse) und der Rissverlängerung eingeschlossene Winkel  $\alpha$  herangezogen ( $2\pi = 360^\circ$ ). Der Winkel eines Vertikalrisses nach vorne beträgt  $90^\circ$  und nach hinten  $270^\circ$ . Alternativ kann die Richtung auch mit li (links) und re (rechts) und dem Winkel mit  $-90^\circ \leq \alpha \leq +90^\circ$  bezeichnet werden. Somit ist ein Horizontalriss nach links mit den Bezeichnungen „ $180^\circ$ “ bzw. „li  $0^\circ$ “ bestimmt.

## 3.2 Parameter

Es werden, wenn nicht anders angeführt, folgende an Versuch 136\_136\_60 (Abschnitt 11.1.2) angelehnte Parameter verwendet:

### 3.2.1 Anker

Spreizanker A4	Bolzentyp M12; FAZ 12/30
Anzugsdrehmoment	60 Nm
reduziertes Anzugsdrehmoment	30 Nm
Ankerdurchmesser	$\phi_{An} = 12 \text{ mm}$
Effektive Einbindetiefe	$h_{ef} = 70 \text{ mm}$
Randabstand	$c_1 = 125 \text{ mm}$
Seitlicher Abstand	$c_2 = 300 \text{ mm}$

### 3.2.2 Beton

Betonklasse	C20/25
mittlere Zugfestigkeit	$f_{cm} = 2,2 \text{ MPa}$
mittlere Druckfestigkeit	$f_c = -28 \text{ MPa}$
Mittelwert des Elastizitätsmoduls (Sekantenmodul)	$E_c = 30.000 \text{ MPa}$
Querkontraktion	$\mu_c = 0,2$
Bruchenergie	$G_F = 75,2 \text{ E} - 6 \text{ MN} / \text{m}$
Betonbalkenbreite	$b = 2c_2 = 600 \text{ mm}$
Betonbalkenlänge	$l = 500 \text{ mm}$
Betonbalkendicke	$d = 200 \text{ mm}$

## 3.3 Bezeichnung von Versuchskörper und Versuch

Für eine einfache Zuordnung der Versuchskörper zu den einzelnen Versuchen und deren Ergebnissen wird hier eine systematische Benennung gewählt. Der Versuchskörper und der darauf durchgeführte Versuch werden mit Nummern gekennzeichnet. Die Benennung besteht aus einer fortlaufenden Nummerierung mit drei Ziffern für den Versuchskörper und drei Ziffern für den Versuch selbst, wobei dessen Bezeichnung an die des Versuchskörpers angelehnt ist. Werden an einem Versuchsobjekt mehrere Versuche durchgeführt, erhalten diese eine zusätzliche Variable.

Zur Demonstration wird hier der Versuch 137A137\_60 angeführt, wobei 137A den zweiten Versuch am Versuchskörper 137\_ beschreibt, dessen Breite 600 mm beträgt.

## 4 Versuchseinrichtungen

Bei den Versuchen kommt eine Reihe von verschiedenen Geräten zum Einsatz. Um die Ergebnisse untereinander vergleichen zu können, wird deren Systemzeit in regelmäßigen Abständen synchronisiert.

Weiters ermöglicht die Verbindung über ein Netzwerk das Überspielen aller Daten auf einen zentralen Ordner. Vor allem bei der Auswertung kann auf dieses Datenpool von mehreren Anwendern zugegriffen werden, ohne diesen zu verändern.

### 4.1 ZWICK Materialprüfmaschine

#### 4.1.1 Allgemeines

Mit der Materialprüfmaschine Zwick Z100 können Lasten bis zu 100 kN in Zug- oder Druckrichtung aufgebracht und präzise gesteuert werden. Der maximale Arbeitsraum beträgt 640/1360/600 mm<sup>3</sup> (b/h/t).

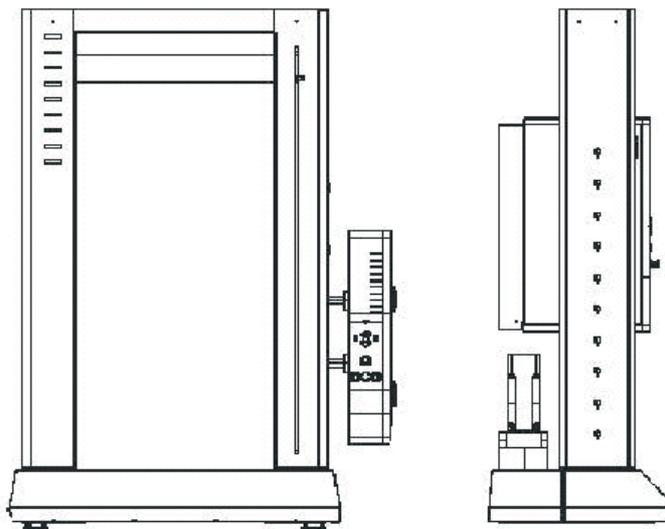


Abb. 4.1: Materialprüfmaschine Zwick [7]

Die Traverse kann automatisch oder manuell und mit einer Geschwindigkeit zwischen 0,0005 und 300 mm/min betrieben werden, wobei die aufzubringende Kraft mittels der Traverse auf den Probekörper aufgebracht und per Kraftmessdose gemessen wird.

Die Materialprüfmaschine ist erschütterungsfrei gelagert und bleibt somit von Vibrationen aus der Umgebung weitgehend unbeeinflusst.

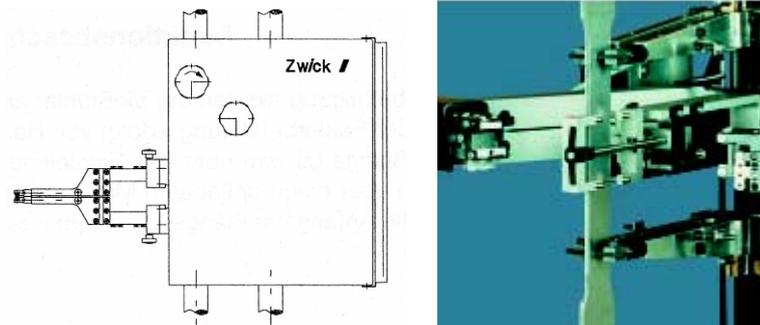


Abb. 4.2: Prinzipskizze Längenänderungsaufnehmer Makro [7]

Für die Grundlagenversuche an Stahl und Aluminium wird zusätzlich, neben dem integrierten Wegaufnehmer der Materialprüfmaschine Zwick auch noch das Messsystem Makro verwendet, wobei es sich dabei um einen Längenänderungsaufnehmer handelt.

#### 4.1.1.1 Technische Daten

<b>Antrieb</b>	
Positionier-Wiederholgenauigkeit	$\pm 2 \mu\text{m}$
Zulässige rückspeisende Energie bei zyklischen Versuchen	bei Bedarf Diagramm anfordern
<b>Mess- und Steuerelektronik</b>	
Kraftmessung	Klasse 0,5 / 1 je nach Kraftaufnehmer, entsprechend DIN EN ISO 7500-1 (DIN 51220, DIN 51302), ISO R147, ASTM E4, BS 1610 Grade A, NF A 03-501
Messbereich	bis 165 % von $F_N$
Reale Auflösung in Zug- / Druckrichtung	162.000 ... 912.000 Punkte
Erfassungsrate intern	500 Hz
Messwertgruppen-Übertragungsrate an PC	100 (optional 500) Hz
Nullpunkt Korrektur	automatisch bei Messbeginn
Messsignal-Laufzeitkorrektur für alle Kanäle	ja
Ausgangsschnittstelle	RS 232
Benötigter PC-Anschluss (bei PC-Betrieb)	COM 1
<b>Anschlusswerte</b>	
Netzfrequenz	50/60 Hz

Abb. 4.3 Auszug aus dem Datenblatt der Materialprüfmaschine [7]

## 4.2 SPIDER 8 Trägerfrequenzmessverstärker

Verwendet wird ein so genannter Spider 8, der über eine mehrkanalige PC- Messelektronik verfügt und für parallele dynamische Messdatenerfassung mit einem Rechner geeignet ist.

Die Genauigkeit der Messungen beträgt 1 %, wobei die parallele Signalwandlung mit 16 bit erfolgt. Durch Sensorspeisung, Signalanpassung, A/D- Wandlung und Filterung wird ein Signal im  $\mu\text{m}$ - Bereich in den  $\text{nm}$ - Bereich umgewandelt, wobei die Signalverstärkung im analogen Teil in acht absolut synchronisierten A/D- Wandlern erfolgt. Die Filterung erfolgt über analoge Anti- Alias- Vorfilter oder mit programmierbaren Digitalfiltern. [6]

## 5 Speckle Interferometrie

### 5.1 Allgemeines

Durch die SPECKLE Laser Interferometrie können eine Vielzahl von optischen, berührungslosen und hochpräzisen Messungen durchgeführt werden. Somit kann auch eine Flächenverschiebung untersucht werden. Die sog. Deformationsmethode kann mit einer Messgenauigkeit von etwa 10 nm durchgeführt werden.

### 5.2 Prinzip

Das grundsätzliche Messprinzip aller interferometrischen Verfahren lässt sich anhand des Michelson- Interferometers (Abb. 5.1) erläutern.

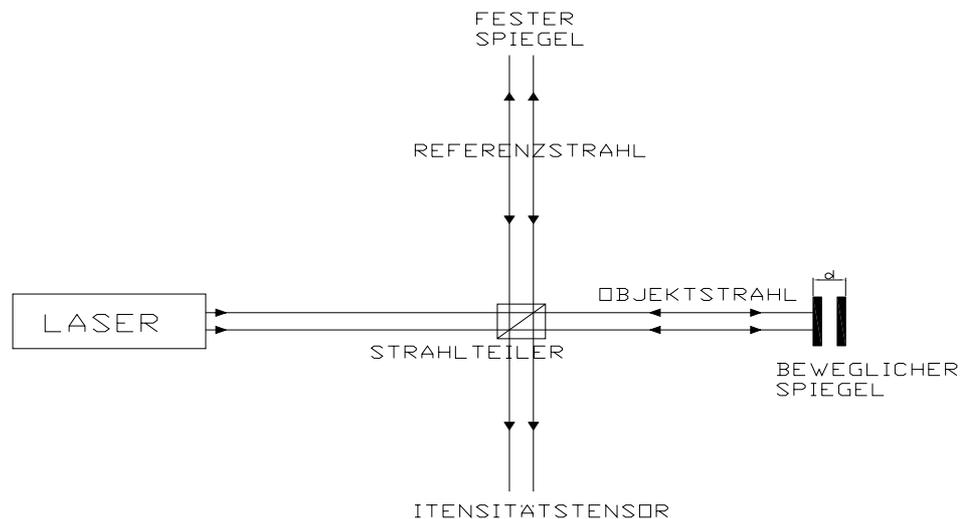


Abb. 5.1: Grundprinzip eines Michelson- Interferometers

Als Lichtquelle dient ein Laser, der kohärentes, monochromatisches Licht erzeugt. Der linear polarisierte Laserstrahl wird mit einem Strahlteiler in zwei Lichtstrahlen annähernd gleicher Intensität aufgeteilt. Nach der Reflexion des Objektstrahls an einem beweglichen Spiegel (Messobjekt), sowie des vom Messobjekt unbeeinflussten Referenzstrahls an einem festen Spiegel kommen beide Teilstrahlen am Ort eines Intensitätssensors zur Interferenz. Eine kontinuierliche Verschiebung des beweglichen Spiegels in Richtung des Objektstrahls führt zu einer Verlängerung bzw. Verkürzung des Lichtweges und damit zu einer Änderung der Phasenbeziehung der beiden Teilstrahlen. Daraus folgt eine laufende Änderung des Interferenzzustandes. Sie äußert sich durch Auftreten von abwechselnden Intensitätsmaxima und – minima am Intensitätssensor.

Der Wechsel von einem zum nächsten gleichartigen Interferenzzustand entspricht einer Verschiebung  $u$  des Spiegels um eine halbe Lichtwelleneinheit  $\lambda$ :

$$u = \frac{\lambda}{2}$$

*Formel 5.1*

Dieser einfache optische Messaufbau lässt zwei grundlegende Eigenschaften der interferometrischen Messverfahren erkennen. Es sind dies die große Messempfindlichkeit und die Moduliertheit der Messinformation. Letztere bedeutet im Fall des Michelson-Interferometers, dass Verschiebungen nur bis auf ganzzahlige Vielfache der halben Lichtwellenlänge bestimmt werden können [2].

Gleiche Interferenzzustände während der Verschiebung des Spiegels werden gezählt und aufsummiert, dies entspricht einer Demodulation der Messinformation und erfolgt durch Abzählen von Streifen im Bild. Richtungswechsel und Vorzeichen der Verschiebung sind dabei nicht erkennbar.

Wesentlicher Unterschied zwischen dem Prinzip des Speckle Interferometer (ESPI – Electronic Speckle Pattern Interferometry) und dem des Michelson- Interferometer ist, dass das Messobjekt beim Michelson- Interferometer durch einen beweglichen Spiegel repräsentiert wird. Dieser hat die Eigenschaft, den eintreffenden Strahl nach den Gesetzen der geometrischen Optik in eine bestimmte Richtung zu reflektieren. Es kann auf den zweidimensionalen Charakter des Messobjektes, wie z.B. den Flächeninhalt nicht eingegangen werden. Das Michelson- Interferometer ist somit für die Verschiebungsmessung ungeeignet.

### 5.2.1 Speckle Effekt

Um Verschiebungen an einer Fläche ermitteln zu können, muss diese punktweise (fokussiert) abgebildet werden. Durch die Beleuchtung einer optisch rauen Oberfläche mit kohärentem, monochromatischem Laserlicht wird das Wellenfeld diffus reflektiert. Es entsteht der Speckle- Effekt.

Die Oberfläche darf aber nicht instabil sein, das bedeutet, sie darf sich durch chemische, thermische oder mechanische Einflüsse während der Messung nicht verändern. Auch eine frische Beschichtung mit Lack oder Puder ist als instabile Fläche zu sehen.

### 5.2.2 Objektiver Speckle Effekt

Streuzentren des gesamten Messbereichs tragen zur Interferenz in jedem einzelnen Bildpunkt bei. Sie sind die Folge der Beugungserscheinungen am optischen Abbildungssystem. Von diesen Streuzentren werden Elementarwellen ausgesendet, die kohärent bleiben und sich überlagern. Es entsteht eine komplizierte räumliche Verteilung von Interferenzmaxima und –minima. Dieses Interferenzfeld nennt man Speckle- Feld.

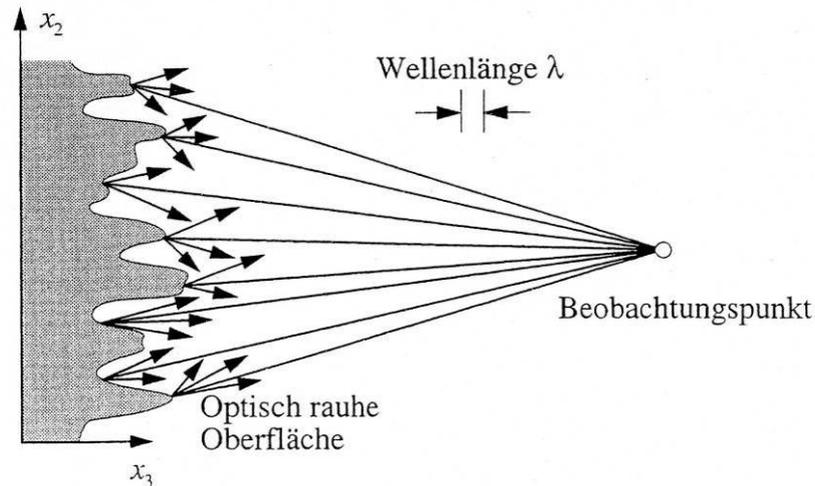


Abb. 5.2: Entstehungsprinzip des objektiven Speckle- Effekts [2]

Durch direkte Beleuchtung des räumlichen Interferenzfeldes wird ein charakteristisches Muster aus hellen und dunklen Flecken, welches als Speckle Muster bezeichnet wird, erzeugt.

Jedes Speckle Feld enthält Informationen über die raue aufgezeichnete Oberfläche und mikroskopische Strukturen der streuenden Fläche.

Bei statistischer Betrachtungsweise lassen sich einfache Zusammenhänge zwischen den makroskopischen Versuchsbedingungen und bestimmten mittleren Eigenschaften der Speckles erkennen. Die mittlere räumliche Ausdehnung ( $\Delta x_1$ ,  $\Delta x_2$ ,  $\Delta x_3$ ) eines einzelnen Speckles in einer zur streuenden Oberfläche parallelen Ebene ( $x_1$ -  $x_2$  Ebene), sowie in Richtung der Flächennormalen ( $x_3$ - Richtung) kann mit Hilfe der beiden Formeln

$$\Delta x_1 \approx \Delta x_2 \approx 1,22 \frac{\lambda x_3}{D}$$

Formel 5.2

$$\Delta x_3 \approx 2 \frac{\lambda x_3^2}{D^2}$$

Formel 5.3

abgeschätzt werden.

$\lambda$ ... Lichtwellenlänge

$D$ ... Durchmesser der beleuchteten Fläche

$x_3$ ... Normalabstand des Beobachtungspunkts zur beleuchteten Fläche

$x_1, x_2$ ...objektiver Speckle – Durchmesser

### 5.2.3 Subjektiver Speckle- Effekt

Ein typisches Messverfahren des subjektiven Speckle- Effekts ist die Speckle-Fotographie.

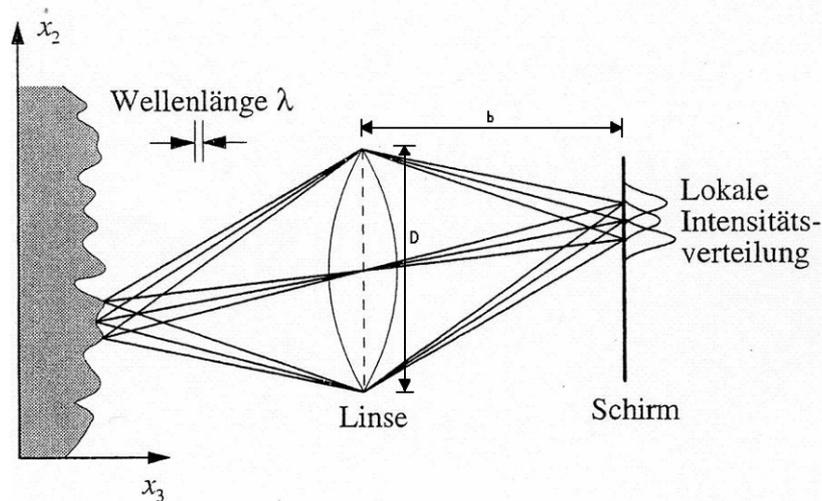


Abb. 5.3: Entstehungsprinzip des subjektiven Speckle- Effekts [2]

Es entsteht ebenfalls durch Interferenz der in jedem Bildpunkt eintreffenden Teilwellen. Einen Beitrag zur Interferenz liefern jedoch nur jene Streuzentren, die sich in unmittelbarer Nähe des Objektpunkts befinden. Diese Bildpunkte entsprechen den Gesetzen der geometrischen Optik. Die Abweichung vom Strahlengang der geometrischen Optik, welche durch die Beugung der Lichtwelle an der Blendenöffnung des Linsensystems zustande kommt, bewirkt, dass gewisse Anteile der von benachbarten Objektpunkten ausgehenden Lichtwellen in einem Bildpunkt zur Interferenz kommen.

Der mittlere Durchmesser  $\Delta x_1$  der subjektiven Speckles – beispielsweise auf einem Fotonegativ, ist durch das Auflösungsvermögen des abbildenden optischen Systems - beispielsweise des Fotoobjektivs – bestimmt und entspricht dem bildseitig auflösbaren Punktabstand.

$$\Delta x_1 \approx \Delta x_2 \approx 1,22 \frac{\lambda b}{D}$$

*b... Bildweite*

*D... Blendendurchmesser der Eintrittspupille*

Die Bezeichnung „subjektiv“ oder „objektiv“ unterscheidet sich bei der Speckle Interferometrie nur durch die Tatsache, dass die mittlere Speckle- Größe beim subjektiven Speckle- Effekt von der speziellen Wahl bzw. der jeweiligen Einstellung der Blende der Abbildungsoptik abhängt.

Beim subjektiven Speckle- Effekt spielt die konstante, stabile Oberfläche ebenso eine Rolle wie beim objektiven Speckle- Effekt. Der subjektive Speckle- Effekt ist Grundlage für die modernen gebräuchlichen messtechnischen Verfahren der ESPI.

#### 5.2.4 Speckle- Interferometrie zur flächenhaften dreidimensionalen Deformationsanalyse

Es kann gezeigt werden, dass sich ein räumliches Speckle- Feld oder ein Speckle- Bild bei kleinen Verschiebungen mit der rauen Oberfläche mitbewegt, als ob es Teil des Objektes wäre, obwohl die Detailstruktur der Oberfläche bei einer Abbildung nicht aufgelöst werden kann [2]. Für die Deformationsmessung ist es notwendig, dass die Detailstruktur der Oberfläche nicht wesentlich verändert wird (eventuell durch mechanische Belastung) und

die Bilder eines Objektpunktes nach der Verschiebung immer noch im gleichen Speckle liegen (Korrelationsbedingung).

Die subjektive Speckle- Größe kann zwar durch die Apertur der abbildenden Optik bis zu einem gewissen Ausmaß beeinflusst werden, für große Verformungen lässt sich die Apertur jedoch nicht beliebig verkleinern, da gleichzeitig die Auflösung durch die Zunahme der Speckle- Größe reduziert wird [2].

Bei der Speckle- Fotografie wird die zu messende Oberfläche mit einem stationär aufgeweiteten Laserstrahl aufgenommen. Die Bilder des Speckle- Feldes vor der Verschiebung werden mit denen nach der Verschiebung überlagert und durch die Doppelbelichtung des Negativs von der Kamera aufgenommen. Durch die stückweise Beleuchtung der Doppelbelichtungsaufnahme werden dann die Bilder mittels „Youngschen Interferenzstreifen“ analysiert.

Bei der Speckle- Fotografie wird die Messung direkt zur Auswertung der Messinformation herangezogen. Wogegen bei den modernen interferometrischen Messverfahren der Speckle- Effekt als unvermeidbare Störung im Sinne einer Verrauschtheit zur Ausarbeitung die Messinformation korrigiert werden muss. Diese Messverfahren sind im Allgemeinen unter der Kategorie Speckle- Interferometrie zusammengefasst, und werden nach zwei Grundprinzipien aufgeteilt.

Beim sogenannten In- plane- Verfahren (IPV) werden zwei kohärente Lichtwellen vom Messobjekt remittiert bevor diese als Objektwellen zur Interferenz kommen und liefern die Verschiebungskomponenten in paralleler Richtung zur Messoberfläche. Das Out- of- plane- Verfahren (OOPV) interferiert eine einzelne Objektwelle mit der stationären Referenzwelle. Bei entsprechender Konfiguration liefert dieses Messverfahren die Verschiebungskomponenten in der normalen Richtung zur Messfläche.

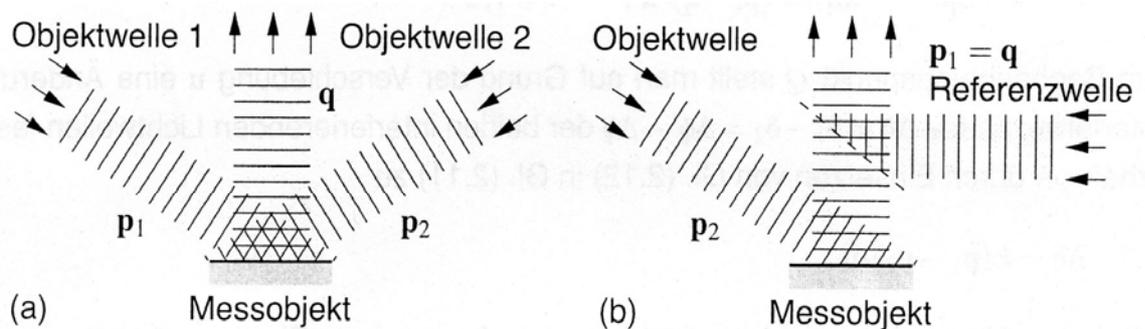


Abb. 5.4: Grundprinzip (a) In- plane- Verfahren und (b) Out- of- plane- Verfahren [2]

In beiden Fällen erhält man eine hoch komplizierte Intensitätsverteilung, eine fokussierte Abbildung eines Objektes, das so genannte Speckle- Interferogramm, welches eigentlich ein verrauschtes Bild eines Objektes darstellt.

Im Speziellen enthält das Speckle- Interferogramm die verrauschte Information, den Phasenunterschied der Lichtwellen in jedem aufgenommen Bildpunkt. Die Phasendifferenz ändert sich durch die Objektverschiebung und ist in Abhängigkeit von den beiden Lichtwegen länger oder kürzer.

Ist die Geometrie des Versuchs und die Lichtwellenlänge bekannt, so kann aus der Änderung der Interferenzphase in einem Bildpunkt auf die Information der Verschiebung im zugeordneten Punkt rück geschlossen werden. Ein Sensitivitätsvektor  $\vec{S}$  kann die Richtung der gemessenen Verschiebung bestimmen.

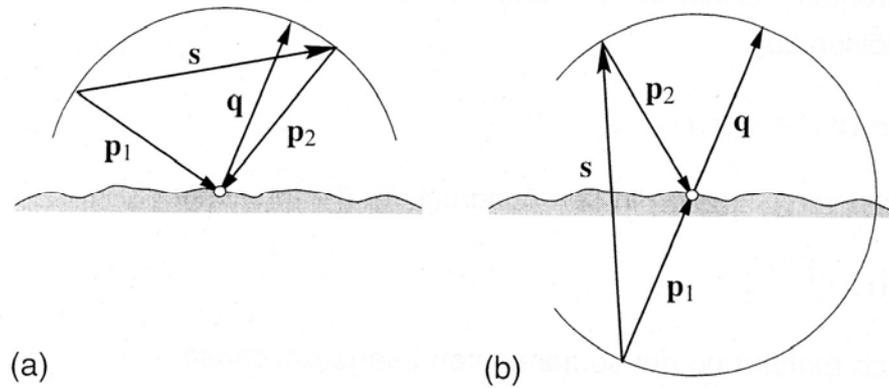


Abb. 5.5: Sensitivitätsvektor bei (a) In-plane- Verfahren und (b) Out- of- plane- [2]

$\vec{S}$ .....Sensitivitätsvektor

$\vec{q}$ .....Beobachtungsrichtung

$\vec{p}_1$ ...Beleuchtungsrichtung

$\vec{p}_2$ ...Beleuchtungsrichtung

Der  $\vec{S}$  gibt die Richtung an, auf die sich die Verschiebungsmessung bezieht. Für die Messung selbst muss die Einstellung des  $\vec{S}$  korrekt vorgenommen werden, da sich darauf die Richtung der skalaren Messinformation bezieht.

### 5.2.5 Dreidimensionale Verformungsmessung einer Fläche

Voraussetzung für die Messinformation der Verformung ist, dass die gesamte Messoberfläche fokussiert werden kann und die Objektebene normal zur Beobachtungsrichtung bzw. zur optischen Achse des Linsensystems steht. Jeder einzelne Bildpunkt gibt dann den konjugierten Objektpunkt [2] an. Bei der Auswertung muss berücksichtigt werden, dass sich aufgrund divergenter Beleuchtung bzw. veränderlicher Beobachtungsrichtung bei der optischen Abbildung der Messfläche die Beleuchtungs- und Beobachtungsrichtung ändern und sich dadurch auch die Geometriematrix im Bezug auf den Messpunkt P verändert.

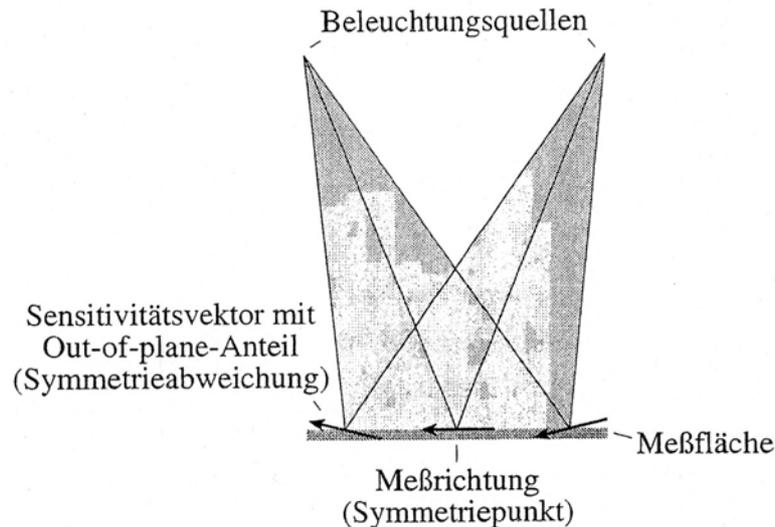


Abb. 5.6: Symmetrieabweichung beim In-plane- Verfahren [2]

Anhand von Abb. 5.6 wird gezeigt, dass die Symmetriebedingungen welche reine IP-Sensitivität bzw. reine OOP- Sensitivität garantieren, in bestimmten Symmetriepunkten nur näherungsweise erfüllt sind. Diese Abweichung nimmt mit der Entfernung zum Symmetriepunkt zu. Sie ist mit der entsprechenden Änderung der Sensitivitätsrichtung verbunden.

Abb. 5.6 illustriert dieses Problem und veranschaulicht die geometrische Ursache für eine mögliche OOP- Sensitivität beim IP- Verfahren (Querempfindlichkeit).

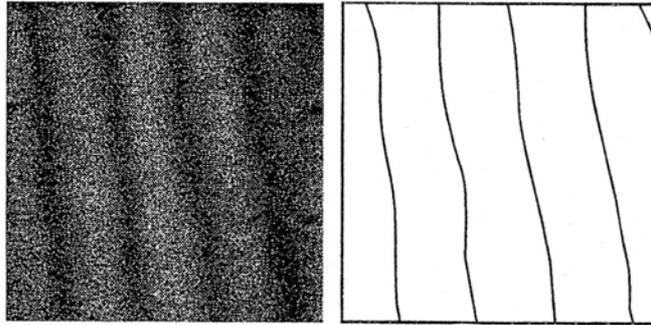
### 5.3 Messverfahren der Elektronischen Speckle- Interferometrie ESPI

Eine Videokamera nimmt bei jeder einzelnen Messung eine digital aufgelöste Intensitätsverteilung auf, die dem Speckle- Interferogramm eines mit kohärentem Licht beleuchteten ebenen Messobjekts entspricht. Je nach Kameratyp setzt sich das Bild aus  $10^5$  oder  $10^6$  Bildpunkten zusammen, die wiederum Intensitätssensoren zugeordnet sind. Jeder einzelne Bildpunkt einer Aufnahme und dessen Intensitätswerte müssen der Auswertung zugefügt werden, wodurch ein leistungsstarker Rechner notwendig ist.

#### 5.3.1 Echtzeitverfahren

Es wird die Änderung der Interferenzphase gemessen. Dabei ist es notwendig, durch eine Referenzmessung im ursprünglichen Zustand des Messobjekts den Referenzzustand der Intensitätsverteilung festzuhalten und nach der Verformung bzw. Verlagerung des Messobjektes eine weitere Intensitätsverteilung aufzuzeichnen. Die Interferenzphase ändert sich in jedem Punkt um die gesuchte Phasendifferenz.

Das Echtzeitverfahren ist zwar eine gebräuchliche Methode, die Bestimmung der Änderung der Interferenzphase ist jedoch sehr ungenau und unvollständig. Diese Methode hat aber geringen Rechenaufwand. Die Unvollständigkeit der Messinformation besteht darin, dass das Vorzeichen der gesuchten Größen unbestimmt bleibt. Die Auswertung der Messung beschränkt sich auf die Abzählung der Interferenzstreifen, wodurch sich die Messgenauigkeit auf eine halbe Interferenzordnung beschränkt.



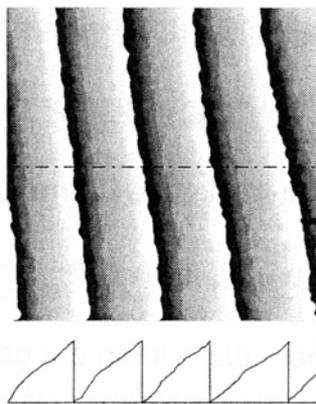
*Abb. 5.7: Echtzeitverfahren – Streifenbild und Streifenskelett [2]*

Bei schlechten Kontrastverhältnissen und großen Störeinflüssen lassen sich die einzelnen Streifen dieser Bilder nur sehr schlecht erkennen und somit ist auch eine zuverlässige Demodulation eines derartigen Streifenbildes nur mit großem Aufwand möglich.

Das Echtzeitverfahren kann weniger für quantitative Messungen verwendet werden, jedoch liefert es Aussagen bei der visuellen Beobachtung durch die rasche Streifenerkennung und dient somit als qualitative Kontrolle.

### 5.3.2 Phasenschiebungsverfahren

Eine Möglichkeit zur Verminderung von Störeinflüssen bei der Messung und zur Reduzierung von Mehrdeutigkeiten bei der Bestimmung der Phase ist ein wiederholtes Messen der Intensitätsverteilungen mit gezielt geänderten Parametern. Es wird durch eine bewusste Änderung der Interferenzphase vor jeder einzelnen Intensitätsmessung erreicht ([2]).



*Abb. 5.8: Modulierte Verteilung der Interferenzphasenänderung [2]*

Abb. 5.8 zeigt das typische Messergebnis einer ESPI- Messung nach dem Phasenschiebungsverfahren. Die Grauschattierungen entsprechen den einzelnen, berechneten Interferenzphasenänderungen.

Vor der weiteren Bearbeitung des Messergebnisses ist jedoch eine geeignete Filterung der stark verrauschten Messinformation notwendig.

Eine derartige  $2\pi$  – modulierte Verteilung der Interferenzphasenänderung wird als Modulo- $2\pi$ - Streifenbild bezeichnet.

### 5.3.3 Qualitative und quantitative Auswertung einer ESPI- Messung

Während der Versuchsdurchführung werden die Streifenbilder zur visuellen qualitativen Kontrolle herangezogen. Es können je nach Beobachtungsrichtung Helligkeit und Kontrast aber auch Schwingungen und Luftschlieren beobachtet werden. Weiters kann während der laufenden Messung auch die Homogenität der Verformung anhand der Streifendichte und des Streifenverlaufs überwacht werden. Diese am Bildschirm sichtbaren Streifenbilder werden jedoch nur für die Überwachung während der Messung herangezogen und dem zufolge nicht aufgezeichnet oder gesichert.

Das Phasenschiebungsverfahren und das damit gewonnene Modulo- $2\pi$ - Streifenbild lässt eine sehr genaue Auswertung zu, welche durch die entsprechende Software vollautomatisch ablaufen kann. Jedoch gibt es bei der Auswertung viele Fehlerquellen und Störungen, die zur Verfälschung der Ergebnisse führen.

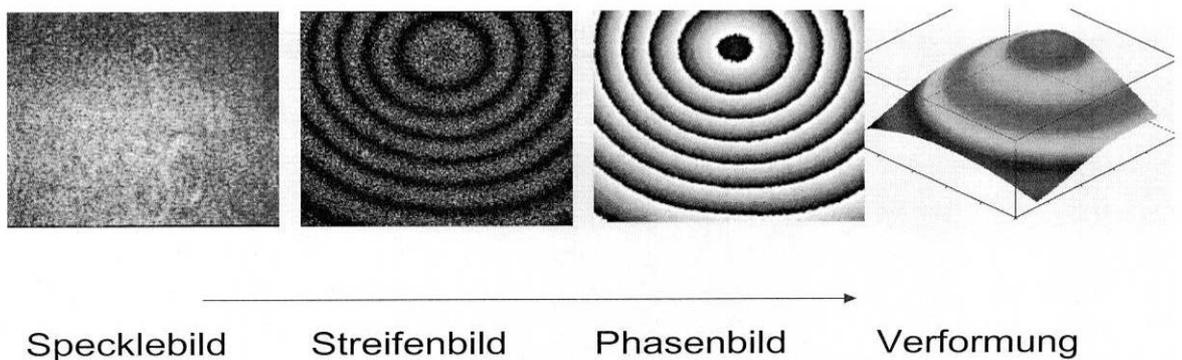
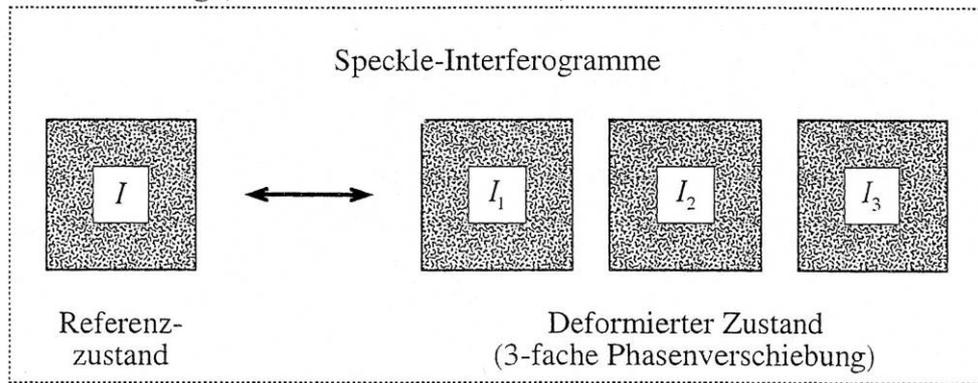
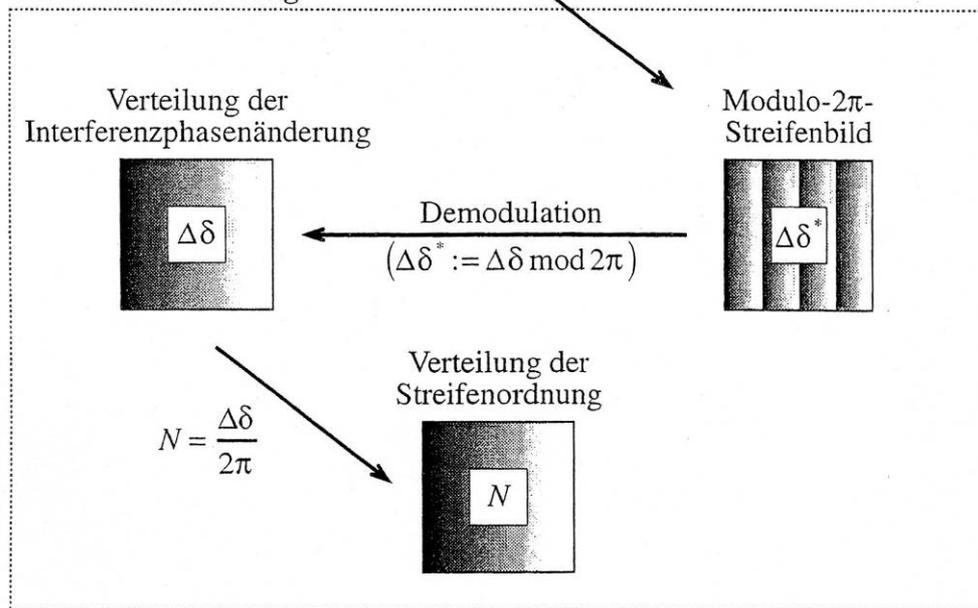


Abb. 5.9: Auswertung der Messergebnisse [2]

**ESPI-Messung (Phasenschiebungsverfahren)**



**ESPI-Vorauswertung**



**ESPI-Auswertung**

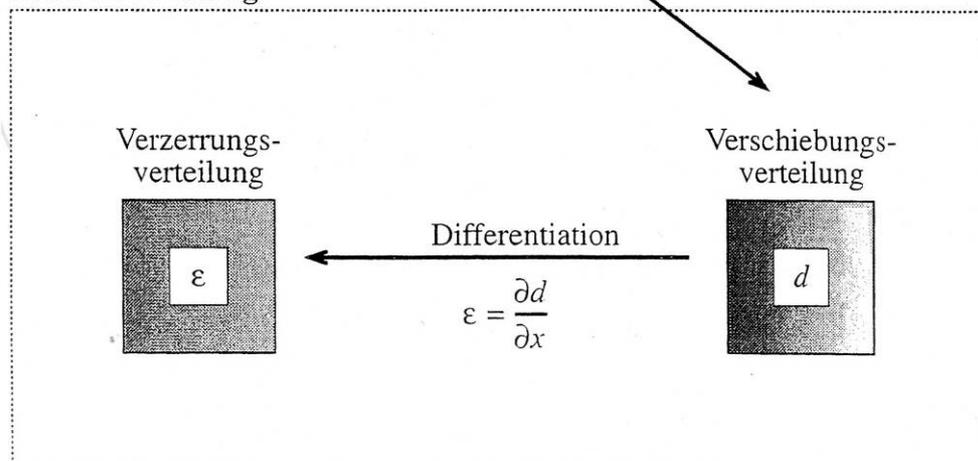


Abb. 5.10: ESPI- Auswerteschema für eine einzelne Messrichtung [2]

Diese Abbildung zeigt die Vorgehensweise bei einer ESPI-Messung. Die Phasenverschiebung wird mit einer 3-fachen Phasenverschiebung angenommen.

Zuerst ist es notwendig, die gemessenen Daten vor bzw. nach der Deformation der Messfläche aufzuzeichnen und von dem daraus ermittelten Speckle-Interferogramm das Modulo- $2\pi$ -Streifenbild zu erzeugen.

Dieses Streifenbild wird demoduliert (rein mathematischer Vorgang), wobei der Bildinhalt mit einem geeigneten Algorithmus verarbeitet wird.

Bei mehrdimensionalen Verformungsmessungen, ermittelt durch zeitlich getrennte Aufnahmen in unterschiedlichen Sensitivitätsrichtungen, sind für n-dimensionale Verformungsmessungen mindestens n Streifenbilder pro Belastungsschritt auszuwerten.

Um die zuverlässige Demodulation eines Phasenbildes zu gewährleisten, muss die Intensitätsverteilung deutlich erkennbar sein. D.h. es muss ein deutlicher Sägezahnverlauf erkennbar sein. Somit ist es notwendig die unterschiedlichen Phasen der Messdatenverarbeitung mit geeigneten Filterlogarithmen zu unterstützen (Glättung). Dadurch werden Phasensprünge erhalten und verdeutlicht.

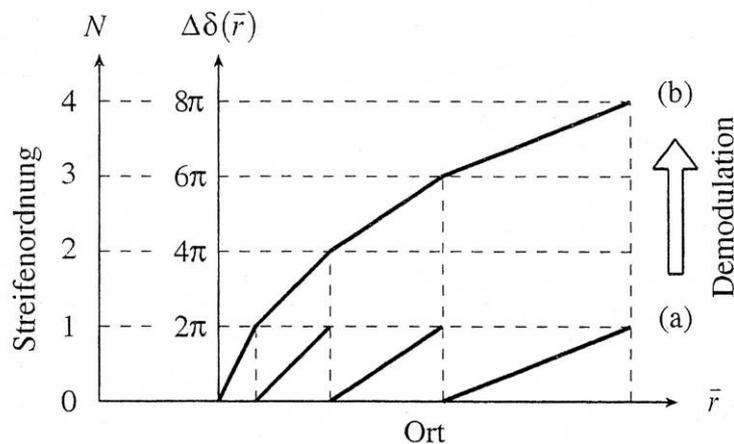


Abb. 5.11: Schnittverlauf der modulierten und der demodulierten Interferenzphasenänderung [2]

Absolute räumliche Verschiebungen des Messobjektes gehen nicht in das Messresultat ein, da nur Relativverschiebungen als Messsignal erkannt werden.

Da bei der Verschiebungsmessung aus der interferometrisch gewonnenen Messinformation a priori kein absoluter Messwert abgeleitet werden kann, sind Starkkörperverschiebungen eines Messobjektes, welche der Verformung einer Messfläche überlagert sind, grundsätzlich nicht erfassbar. Das gilt im Allgemeinen nicht für Starrkörperrotationen, also Verdrehungen des Messobjektes, da derartige Bewegungen in Bezug auf eine bestimmte Sensitivitätsrichtung sehr wohl einen entsprechenden Anteil an Relativverschiebungen in einem Messpunkt liefern. Unabhängig davon können jedoch große Starrkörperbewegungen zu einer deutlichen Beeinträchtigung der Bildqualität führen [2].

Die Auswertung der Messdaten beginnt eigentlich erst beim Übergang von der Streifenordnung zum entsprechenden relativen Verschiebungswert in jedem einzelnen Messpunkt. Hier wird die Deformation der Messfläche durch quantitative Bestimmung beschrieben. Es werden die geometrischen Verhältnisse des optischen Aufbaus, die Berandung und Bemaßung des Messobjektes berücksichtigt und die demodulierte Verteilung der Interferenzphasenänderung vorerst noch relative, jedoch quantifizierbare

Verteilung der Verschiebungen in der jeweiligen Messrichtung ermittelt. Es werden vorerst eindimensionale Verformungsmessungen unabhängig voneinander ausgewertet. Ein qualitativ und quantitativ genaues Messergebnis ist auch jetzt schon erreicht, jedoch ist es auch noch möglich den Symmetriefehler zu berücksichtigen.

Die absolute Verschiebung wird durch die relative Verschiebungsverteilung und der expliziten Vorgabe einer absoluten Verschiebung in einem beliebigen Messpunkt festgelegt. Die Verschiebung dieses Messpunktes muss aber in Größe und Richtung bekannt sein. Es gibt die Möglichkeit die absolute Verschiebung des Mittelpunkts als Nullvektor anzunehmen. Bei der rein qualitativen Untersuchung des Probekörpers spielt dies jedoch keine Rolle.

Als letzter Schritt der Auswertung wird die numerische Differentiation der Verschiebung zur Bestimmung der Verteilung der entsprechenden Verformung durchgeführt.

## **5.4 Anwendung**

Das eingesetzte ESPI- System ist von der Firma Ettemeyer (Neu- Ulm) und wird in Kombination mit dem Programm ISTRa angewendet. Für diese Versuchsreihen wird der Aufbau bzw. die Trägerkonstruktion des Speckles neu überlegt und optimiert.

### **5.4.1 Optischer Aufbau**

Das Speckle selbst und dessen einzelne Komponenten (Linse, Spiegel, Blende, Strahlteiler,...) können stets eingestellt werden und somit die Messung beeinflussen. Für die ständige Optimierung des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung hat sich dies als sehr hilfreich erwiesen.

Mit dem ESPI- System kann je nach Erfordernis eine ein-, zwei- oder dreidimensionale Verformungsmessung in IP- Richtung oder in OOP- Richtung durchgeführt werden.

Die mehrdimensionale Messung wird durch den sogenannten Shutter (entspricht einer Verschlussblende) gesteuert, der elektronisch, je nach Bedarf geöffnet und geschlossen wird. Dadurch kann ein Laser für alle drei Messrichtungen ausreichende Lichtintensität liefern und angewendet werden.

### **5.4.2 Software ISTRa**

Die Software ist mit Windows<sup>®</sup> kompatibel und bietet die Möglichkeit, der nachträglichen funktionellen Erweiterung. Das Programm dient der Aufnahme des Echtzeit- und des Phasenschiebeverfahren. Die Daten können auch je nach Bedarf in andere Programme exportiert werden.

Wichtige Eigenschaften von ISTRa sind:

- Die vom ESPI aufgenommenen Livebilder oder beliebige andere Bilder können bei Bedarf abgespeichert werden.
- Durch die rasche Bildsubtraktion ist die Betrachtung der Streifenendarstellung im Echtzeitverfahren möglich.
- Das Phasenverschiebungsverfahren kann auch mit drei- vier- oder fünffacher Phasenverschiebung durchgeführt werden. Diese kann je nach Erfordernis vor oder auch nach der Messung erfolgen.
- Es können verschiedene Filtermethoden für die Streifenbilder angewendet werden, welche zu einer verbesserten Darstellung oder Demodulation der Bilder führen. Wahlweise kann dafür die sogenannte Glättung oder der Medianfilter verwendet werden. Der genaue Auswertebereich kann durch die Berandung abgegrenzt werden.
- Durch punktweise numerische Differentiation der Verschiebungsverteilung erhält man die gewünschte Verzerrungsverteilung [2].
- Phasenänderungen, Verschiebungen oder Verzerrungen können in Form von ASCII- Textdateien oder TIFF- Dateien exportiert werden.
- Eine weitere Darstellungsform ist die Falschfarbendarstellung, Pseudo-3D oder Höhen- und Schnittbilddarstellung.
- Im ISTRa 3D ist es möglich eine quasi- simultane Aufnahme von allen drei Messrichtungen durchzuführen. Dabei werden auch die Beleuchtungsrichtung und die Beobachtungsgeometrie berücksichtigt und es kann der Symmetriefehler (siehe Abschnitt 5.5.2) vermieden werden.
- Durch die Buttons Serienaufnahme und Serienauswertung können aufeinander folgende Messungen aufgenommen, gespeichert und ausgewertet werden.
- Weiters ist es durch die Anwendung von Makros möglich Programmabläufe zu automatisieren.

### 5.4.3 Empfindlichkeit, Genauigkeit und Grenzen der Methode

Als Maß für die Empfindlichkeit wurde der Sensitivitätsvektor (siehe Abschnitt 5.2.4) schon erwähnt. Es können aber auch Störeinflüsse von außerhalb zu einer Verfälschung des Ergebnisses führen.

Beim ESPI kann die Empfindlichkeit durch Einstellen der Beleuchtungsrichtung und der Beobachtungsrichtung im Bezug auf die Verschiebung (Messgröße) in gewissen Grenzen kontrolliert werden.

Beim IP- Verfahren ist auf die Beleuchtungsrichtung zu achten, da dieses Verfahren umso empfindlicher ist, je spitzer der Winkel der Beleuchtungsstrahlen ist. Die empfindlichste Messung beim OOP- Verfahren kann erreicht werden, indem man die Beobachtungsrichtung normal zur Messoberfläche einstellt. Die Empfindlichkeitseinstellungen sind grundsätzlich nur durch die jeweiligen räumlichen Gegebenheiten bzw. die geometrischen Möglichkeiten begrenzt [2].

Diese Einstellungen haben aber direkten Einfluss auf bestimmte Fehler, die durch die Aufbaugeometrie beeinflusst werden. Je unempfindlicher die Einstellung des Messsystems ist, desto größer ist der Einfluss der Geometriefehler (siehe Abschnitt 5.5.3) auf das Messergebnis.

Beim Echtzeitverfahren (siehe Abschnitt 5.3.1) der ESPI ist die Messgenauigkeit durch das Abzählen der in einem Bild auftretenden Streifen beschränkt. Und damit auf ungefähr eine halbe Streifenordnung ( $N = 0.5$ ) begrenzt. Es kann eine Genauigkeit von einer viertel Lichtwellenlänge für die Verschiebungsmessungen erreicht werden. Bei den modernen Phaseverschiebungsverfahren kann diese Messgenauigkeit bei optimalen Randbedingungen auf ein Hundertstel der Lichtwellenlänge erhöht werden, wobei es möglich ist, die Empfindlichkeit des Messsystems beizubehalten. Grund für diese Verbesserung ist, dass die Phasenbilder genauer ausgewertet werden können.

#### 5.4.3.1 Grenzen der Ortsauflösung- Speckle Größe und digitale Bildauflösung

Möchte man große Verformungen messen, ist es erforderlich eine entsprechend große Anzahl von Streifen vorzuweisen, die wiederum aufgelöst werden müssen. Der Speckle – Effekt selbst ist aufgrund seiner physikalischen Eigenschaften durch eine prinzipielle Limitierung des Auflösungsvermögens eines bestehenden Messsystems gekennzeichnet ([2]). Es wird angenommen, dass die gesuchte Interferenzphase über einen einzelnen Speckle hinweg konstant ist, dies ist jedoch wenn überhaupt nur näherungsweise gegeben, wenn der Streifenabstand wesentlich größer ist als der mittlere Speckle-Durchmesser. Wenn sich der Durchmesser des Speckles dem des Streifenabstandes nähert, kann gezeigt werden, dass Dekorrelation der Speckle- Interferogramme bis zum völligen Verlust der Messinformation eintritt. Somit ergibt sich, je kleiner der subjektive Speckle-Durchmesser ist, desto größer ist die maximale Anzahl der theoretisch auflösbaren Streifen.

Ein weiteres Problem der Ortsauflösung ist die tatsächliche Bildauflösung im Vergleich zur subjektiven Speckle- Größe. Werden die Speckle kleiner als die Pixelgröße abgebildet, dann ist umgekehrt ein einzelner Intensitätssensor, der einen einzelnen Bildpunkt repräsentiert, größer als die mittlere Ausdehnung eines abgebildeten Speckles. Somit präsentiert der Intensitätswert eines Intensitätssensors den Mittelwert über eine entsprechende Specklestruktur. Die Gesamtintensität, der Mittelwert der Intensitätswerte sämtlicher Bildpunkte, bleibt unabhängig von der Auflösung der Videokamera immer erhalten, obwohl die enthaltenen Speckle im Bild nicht aufgelöst werden.

Der Kontrast kann als Maß für die Standardabweichung der Pixel- Intensitätswerte betrachtet werden und ändert sich mit dem Verhältnis Pixelgröße zu Speckle. Unendlich kleine Speckle bedeuten ein kontrastloses Bild mit einheitlicher konstanter Intensität. Um optimale Kontrastverhältnisse zu schaffen, sind somit große Speckle- Durchmesser bei feiner Bildauflösung vorzuziehen. Ein optimales Verhältnis kann geschaffen werden, wenn die Blendenzahl vergrößert wird, wobei der Blendendurchmesser verkleinert und der subjektive Speckle- Durchmesser vergrößert wird. Um unter optimalen Bedingungen gerade noch eine zuverlässige Streifenerkennung zu ermöglichen, muss der Streifenabstand mindestens dem fünffachen Speckle- Durchmesser entsprechen [2].

Somit wäre eine Streifenanzahl von 50 bei einem einzelnen Bild bei typischer Konfiguration möglich. Dies ist jedoch wegen weiteren störenden Einflüssen nicht realisierbar. Eine realistische Anzahl innerhalb der praktischen Grenzen wäre 15 Streifen pro Bild.

#### 5.4.4 Störungen und Fehlereinflüsse während einer Messung

Durch die große Empfindlichkeit und hohe Genauigkeit ist das interferometrische Messverfahren sehr anfällig für eine Vielzahl von negativen Einflüssen. Die Komplexität dieser Beeinträchtigungen und deren Zusammenhänge macht eine genaue Quantifizierbarkeit dieser kaum möglich. Bei der Planung, Montage, Durchführung und Auswertung ist diesen Fehlerquellen besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

##### 5.4.4.1 Inkohärenz und gestörte Monochromasie – Laser Instabilität

Diese Parameter sind für das Einsetzen des Laserlichts und für die Qualität der Messergebnisse von großer Bedeutung.

Kohärenz bedeutet, dass die Phase eines Wellenzuges mit der Kreisfrequenz  $\omega$  an einem festgehaltenen Ort zu periodisch auftretenden Zeitpunkten

$$t_m = 2m\pi / \omega \quad m = 0 \pm 1, \pm 2, \dots$$

dieselbe ist:

$$\phi(t_m) = \phi(t_{m+1})$$

Man spricht in diesem Zusammenhang auch vom Ausbleiben so genannter Phasensprünge (an einem festen Ort).

Eine ideale kohärente Welle ist im Raum unendlich ausgedehnt und in der Zeit unendlich andauernd. Der tatsächlich erreichte Grad der Kohärenz des Lichts wird durch die Kohärenzlänge angegeben.

Räumliche und zeitliche Kohärenz sind die Grundvoraussetzungen für die Interferenzfähigkeit des Lichts zum Zweck einer Messung [2].

Weitere Fehlerquellen können im Bezug auf die Änderung der Wellenlänge auftreten. Diese hängen hauptsächlich von der optischen Wellenlänge des Resonators ab, welcher durch Temperaturunterschiede kurzfristig aber auch durch Alterungsvorgänge langfristig beeinträchtigt werden kann.

##### 5.4.4.2 Depolarisation

Die Phaseninformation hängt beim IP- Verfahren und beim OOP- Verfahren von der konstruktiven bzw. von der destruktiven Interferenz der Lichtwelle ab.

Beim OOP- Verfahren führen eine Objektwelle und eine Referenzwelle zur Interferenz, wobei beim IP-Verfahren 2 Objektwellen dafür verantwortlich sind. Im günstigsten Fall sollten die interferierten Lichtwellen am Ort des Detektors die gleiche Polarisationsrichtung aufweisen und ein sichtbarer Interferenzeffekt tritt auf.

Auch stark glänzende, spiegelnde oder reflektierende Oberflächen können zu einer Polarisierung des größten remittierenden Lichtanteils in eine andere, nicht ursprüngliche Polarisationsrichtung führen. Für das OOP- Verfahren bedeutet dies, eine relative Drehung der Polarisationsrichtung im Bezug auf die Referenzrichtung. Durch Beschichten oder Besprühen der Oberfläche des Messkörpers mit matten Lacken oder anderen nicht glänzenden Stoffen kann dieses Problem vermieden werden.

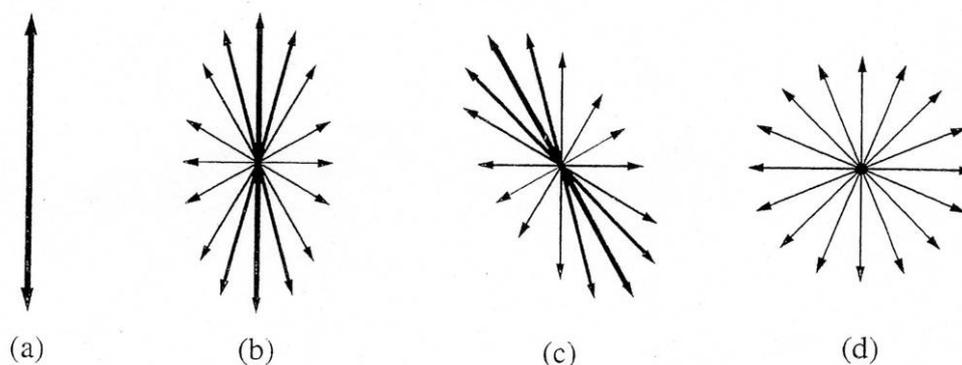


Abb. 5.12: (a) lineare Polarisation, (b) teilweise bzw. (d) totale Depolarisation, (c) Drehung der Polarisationsrichtung (die Strichstärke ist Maß für den Intensitätsanteil) [2]

Die Remission einer polarisierten Lichtwelle an einer optischen rauhen Oberfläche führt praktisch immer zu einer mehr oder weniger starken Depolarisation des Lichts. Darunter ist der teilweise (Abb. 5.12b) oder totale (Abb. 5.12d) Verlust der linearen Polarisation zu verstehen. Die vollständige oder teilweise Depolarisation eines Objektstrahls bei der Remission von der Messfläche führt zur qualitativen Beeinträchtigung des Messsignals durch sichtbaren Kontrastverlust [2].

#### 5.4.5 Rauscheinflüsse

Der subjektive Speckle- Durchmesser im Bild hängt von der Lichtwellenlänge, dem Abbildungsmaßstab und der Blendenzahl ab. Es sind der Verbesserung der Messauflösung durch Intensitätssensoren gewisse Grenzen gesetzt. Bei großem Objektabstand  $g$  wird die Bildweite  $b$  annähernd gleich der Brennweite  $f$ .

$$b = \lim_{g \rightarrow \infty} f(b, g)$$

Formel 5.4

Typische Blendenzahlen für abbildende Systeme sind 1,4 bis 16.

Ein großer Teil des Rauschens wird bereits in der gemessenen Intensitätsverteilung berücksichtigt. Der elektronische Rauschanteil kann durch entsprechende Maßnahmen wie Vermeidung von unnötig langen Signalwegen (Kabel) bzw. die Abschirmung von signalführenden Kabeln verringert werden.

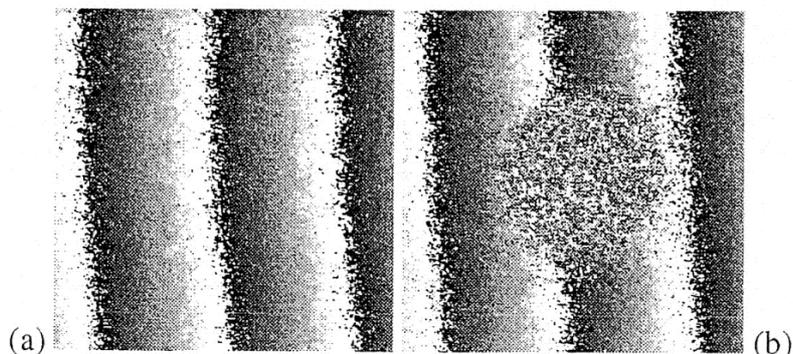
#### 5.4.6 Speckle- Dekorrelation

Unter Speckle- Dekorrelation versteht man den völligen oder teilweisen Verlust der Vergleichbarkeit zweier Speckle- Bilder bzw. zweier Speckle- Interferogramme zum Zweck einer Deformationsmessung [2]. Im Echtzeitverfahren (siehe Abschnitt 5.3.1) äußert sich dieser Verlust durch schwingenden Kontrast der Streifenstruktur und entspricht dem Korrelationsverlust.

Oberflächenveränderungen durch thermische, chemische oder physikalische Vorgänge können die Mikrostruktur der Probestfläche beeinflussen. Diese wiederum führen zur Dekorrelation der zu vergleichenden Speckle- Bilder und des Speckle- Musters. Ein Deformationsvergleich kann mit diesen Messbildern nicht durchgeführt werden.

Starke Dekorrelation führt zum Verblässen bis zum vollständigen Verschwinden der Streifen.

Auch bei dem Phasenverschiebungsverfahren beeinflusst das Modul-  $2\pi$ - Phasenbild den Dekorrelationseffekt. Es kommt zum Verlust der Streifenstruktur.



*Abb. 5.13: Modulo- $2\pi$ - Phasenbilder (a) ohne erkennbaren, (b) mit deutlich erkennbarem Dekorrelationseffekt in der Mitte des Bildes [2]*

Durch Aufbringen von hellen, matten Farben kann es zur Verbesserung des Remissionsvermögens kommen.

- Starrkörperbewegung

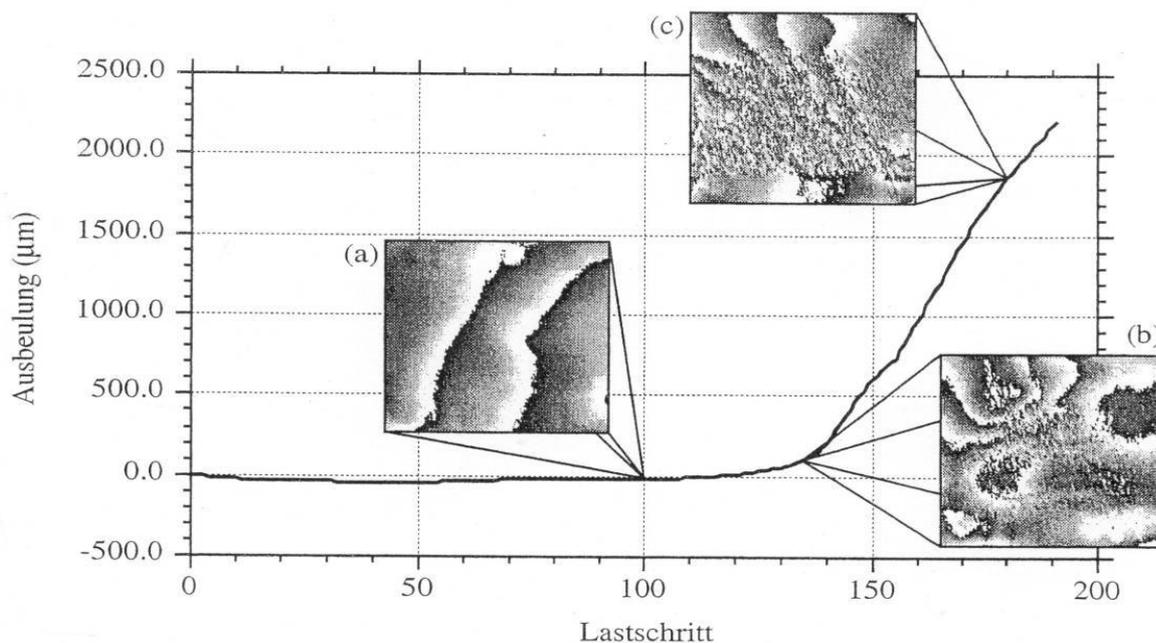
Eine völlig andere Ursache für große Starrkörperbewegungen des Messobjektes können Translation in eine beliebigen Richtung oder eine Rotation um eine beliebige Achse sein, welche einer Deformation überlagert sein können.

Starrkörperrotationen des Messobjekts können im Gegensatz zu Starrkörperverschiebungen bei der Messung nicht erfasst werden, da diese keine Relativverschiebungen sind. Sie können auch bei vollständigen dreidimensionalen Deformationsmessungen nicht erkannt werden.

- Große Verformungen

Große Verformungen können, so wie die Dekorrelation der Speckle-Interferogramme zu einem Kontrastverlust der Streifenbilder führen. Große Verformungen im Sensitivitätsbereich bedeuten eine entsprechend hohe Streifenanzahl, die die automatische Streifenerkennung erschwert oder sogar verhindert.

Starke Druckbeanspruchung eines Werkstoffes wie z.B. Holz führt zur Deformation der Messoberfläche. Dekorrelation und auch eventuell Stabilitätsversagen treten auf.



**Abb. 5.14: Starker Dekorrelationseffekt beim IPV aufgrund der fortschreitenden Ausbeulung des Messobjekts [2]**

Die Abb. 5.14 zeigt die Dekorrelation eines Probekörpers, hervorgerufen durch dessen Ausbeulung. Gemessen wurde eine IP- Verschiebung in  $\mu\text{m}$  im Mittelpunkt des Probekörpers. Dargestellt wird hier die OOP- Verschiebung, wobei der Ausbeulungsprozess deutlich zu erkennen ist.

Bis Lastschritt (LS) 120 ist praktisch keine OOP- Verschiebung erkennbar. Die Ausbeulung bzw. die OOP- Verschiebung nimmt dann aber rasch und stark zu. Am StB sind die Auswirkungen gut sichtbar. Die Auswertung des StB bei LS 100 (StB (a), Abb. 5.14) ist einwandfrei möglich und bietet ein ausreichend qualitatives Ergebnis. Im Gegensatz dazu ist eine Auswertung des StB beim LS 180 (StB (c), Abb. 5.14) nicht mehr möglich. Die große Verschiebung in OOP- Richtung verursacht im Messbild ein Rauschen und verhindert dadurch ein plausibles Ergebnis. Es können eigentlich nur mehr zwei Streifen am oberen Rand und am unteren Rand des StB für die Beurteilung herangezogen werden.

Bei dieser Art von Dekorrelationseffekt handelt es sich im allgemeinen um eine rein qualitative Störung der Messung und vorerst um keinen quantitativen Fehlereinfluss. Dieser Effekt wird stark von den Verschiebungen in Richtungen normal zur jeweiligen Sensitivitätsrichtung beeinflusst. Beim Einzelversuch ist dies sofort erkennbar, es verblasst die Streifenstruktur, jedoch nicht die Streifenform oder die Streifenabstände. Nicht der „Betrag“ der Messgröße, sondern die „Stärke“ des Messsignals wird beeinflusst. Selbstverständlich verursacht der damit verbundene Streifenverlust bei einer Demodulation der Messinformation in weiterer Folge einen entsprechenden quantitativen Messfehler [2].

#### 5.4.7 Schwingungseinflüsse

Störungseinflüsse durch Schwingungen sind bei interferometrischen Verfahren generell äußerst problematisch und spielen bei der Anwendung aufgrund der zahlreichen systeminternen und externen Schwingungseinflüssen, sowie aufgrund der Komplexität der Konstruktion der gesamten experimentellen Einrichtung eine besonders große Rolle.

Diskontinuierlich andauernde Vibrationen, wie z.B. Schwingungserreger am Messobjekt bzw. am optischen Aufbau verursachen generell periodische Schwingungen. Sie können aber auch durch vereinzelte Erschütterungen auftreten. Vibrationen können zu Relativbewegungen zwischen dem Probekörper und dem Messgerät oder zur Störung des Strahlenverlaufs, durch Schwingungsanregung strahlführender optischer Komponenten wie z.B. Spiegel, Strahlteiler und Linsen führen.

Durch die Kontrastverringerng der Streifenstruktur können beim Echtzeitverfahren solche Vibrationen erkannt werden.

#### **5.4.8 Schlierenbildung durch Wärmekonvektion**

Durch den Wärmetransport der elektrischen Geräte kann es zu Konvektionen kommen. Die Luftbewegungen und deren Temperaturdifferenzen und Dichteunterschiede zwischen dem Messgerät und dem Probekörper führen zu einem ständigen Wechsel der Lichtbrechung. Es kommt zu einer Abweichung von der Geradlinigkeit der Lichtausbreitung und hat eine Veränderung des Weges der interferierenden Lichtwelle zur Folge. Während der Aufnahme sind Schlieren am Bildschirm erkennbar.

#### **5.4.9 Inhomogene Intensitäts- und Kontrastverhältnisse bei der Abbildung der Messfläche**

Das Messsignal sollte stark genug sein, um den additiven Rauschanteil möglichst gering zu halten. Eine Verbesserung der Hintergrundaufleuchtung könnte dies bewirken. Das bedeutet nichts anderes, als dass eine helle Beleuchtung des Messpunktes bei starkem Remissionsvermögen stattfindet.

Schattengebiete auf der Messoberfläche müssen durch die Einstellung der Berandung für die Auswertung ausgeschlossen werden.

Optimale Abbildungsverhältnisse werden geschaffen, indem die Beleuchtung genau im Arbeitsbereich der Intensitätssensoren des CCD- Bildaufnehmers liegt. Eine Übersteuerung der Sensoren muss genauso vermieden werden wie eine Unterbelichtung. Die Forderung nach einer gleichmäßigen Beleuchtung des Messobjekts spricht für eine möglichst starke Aufweitung eines Beleuchtungsstrahls, dieser ist jedoch Grenzen gesetzt.

#### **5.4.10 Abbildungsfehler**

Wie bei allen optischen Systemen können bei der Fokussierung von Objekten Abbildungsfehler, wie sphärische Aberration (Öffnungsfehler), Koma, Astigmatismus (Punktlosigkeit), Bildfeldwölbung (Krümmung der Bildebene), Distorsion (kissen- oder tonnenförmige Verzerrung des Bildes) auftreten.

Geometrische Abbildungsfehler führen unwiderruflich zu geometrischen Verzerrungen. Die üblichen Abbildungsfehler in Abhängigkeit von der Lichtwelle und der Blendenöffnung begrenzen die absolut mögliche Auflösung des abbildenden Systems. Diese theoretische Auflösungsgrenze spielt jedoch im Fall eines realen ESPI- Systems aufgrund der digitalen Begrenzung der Ortsauflösung und aufgrund des Speckle- Effekts praktisch keine Rolle ([2]).

Farbfehler können aufgrund der monochromen Aufnahme nicht entstehen.

#### 5.4.11 Phasenschiebefehler

Diese können durch eine ungenaue Piezokalibrierung verursacht werden (linearer Phasenverschiebungsfehler). Es tritt bei jeder Phasenverschiebung mit gleich bleibenden Intervallen ein konstanter Fehler auf, der jedoch berücksichtigt werden kann.

#### 5.4.12 Detektorfehler

Eine nichtlineare Umsetzung der Lichtintensität in eine elektrische Spannung durch einen Detektor kann Fehler bei der Bestimmung der Phasenänderung verursachen. Ein derartiger Fehler kann besonders dann zu einem merklichen Problem werden, wenn er von Bildpunkt zu Bildpunkt im CCP- Sensor einer Videokamera nicht in derselben Weise auftritt [2].

### 5.5 Ungenauigkeiten bei der Auswertung

Schwerwiegende Fehler setzen sich aus einer Serie von Ungenauigkeiten zusammen und sind daher sehr komplex und schwer zu analysieren.

#### 5.5.1 Unsicherheit bei der Auswertung (Demodulationsfehler)

Probleme, die bei der Auswertung der Phasenbilder auftreten können, werden von Abschnitt 5.4.3 bis Abschnitt 5.4.12 beschrieben. Deren Einflüsse sind entscheidend bei der Auswertung. Von ihnen hängt ab, ob das Phasenbild erkannt und entschlüsselt werden kann oder nicht.

Eine erfolgreiche vollständige Demodulation eines Streifenbildes bedeutet, dass der größtmögliche Auswertefehler in Bezug auf die maximale Differenz der relativen Interferenzphasenänderungen innerhalb des Auswertebereichs höchstens vom Ausmaß zweier Streifenordnungen ist [2].

Der Einsatz von Filtern garantiert die bestmögliche Verringerung des Rauschanteils. Gleichzeitig verdeutlichen sie die Sägezahnstruktur durch hervorheben der Phasensprünge. Die Sicherheit der Streifenerkennung wird damit erhöht. Zu starke Filter sind nicht zu empfehlen, sie können zur Verfälschung der Messergebnisse führen. Effizient sind die Filterlogarithmen „Medianfilter“ sowie „Tiefpass- Maskenfilter“.

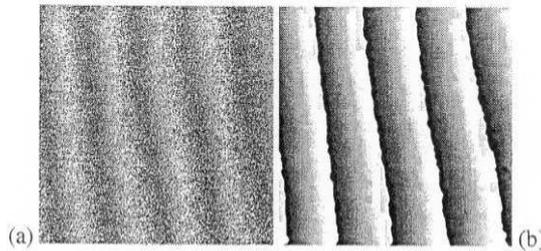
Die Koeffizienten dieser Masken, die die Grauwerte der Pixel filtern funktionieren ähnlich dem Tiefpass- Filter. Hohe Ortsfrequenzen, wie z.B. das Specklerauschen werden aus dem Bild entfernt.

Bei der Bildverarbeitung sind vor allem der Medianfilter und der Mittelwertfilter von großer Bedeutung.

Bei der Medianfilterung wird der Grauwert eines Pixels durch den Medianwert (Zentralwert) ersetzt. Zur Bestimmung des Medianwertes werden die entsprechenden  $n^2$  Grauwerte in aufsteigender Reihenfolge sortiert, und der Grauwert des zentralen Pixels wird durch den Wert des  $(n^2 + 1)/2$ -ten Pixels ersetzt [2]. Hierbei wird bei jedem einzelnen Schritt nur der Grauwert eines bestimmten Pixels unverändert auf ein anderes übertragen. Es entstehen keine neuen Grauwerte.

Der Mittelwertfilter bezieht sich auf das ungewichtete Mittel des meist quadratischen Pixelbereichs, welcher durch die Maske abgedeckt wird. Es wird ständig ein neuer Grauwert ermittelt.

Sinnvoll für die Verdeutlichung der Streifenstruktur ist es, die Anwendung der Filter zu kombinieren. Auf die Reihenfolge und die Häufigkeit muss individuell geachtet werden.

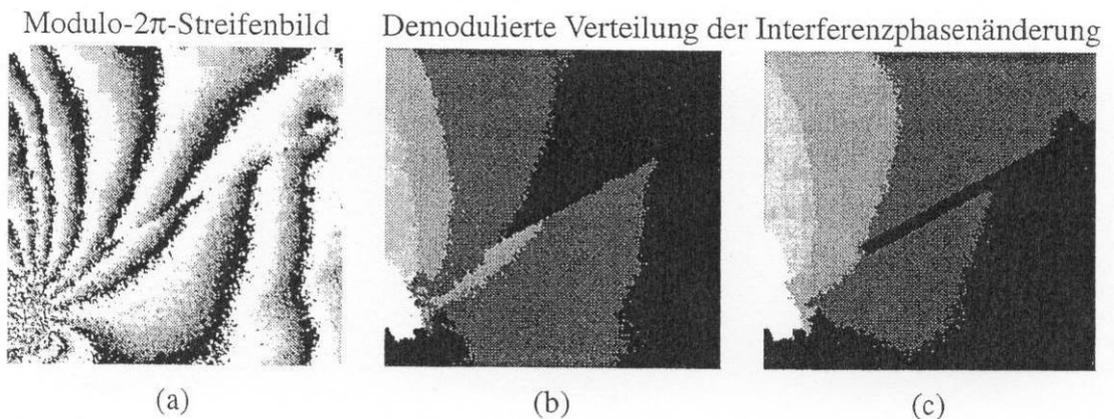


*Abb. 5.15: Streifenbild vor (a) und nach (b) der Bearbeitung mit Filtern [2]*

Diese Filtertechniken haben vergleichsweise geringen Rechenaufwand.

Lokale Störungen in Phasenbildern können dazu führen, dass Phasensprünge unerkant bleiben. Verhindert wird dies durch die Anwendung eines so genannten Minimal-Scanning-Tree. Dabei wird beim Demodulationsvorgang jener Weg durch das Pixelbild gewählt, bei dem die Fehlerberechnungen mit größter Wahrscheinlichkeit vermieden werden können. Dafür ist es notwendig, sämtliche Differenzen der Grauwerte in horizontale und vertikale Richtung zu ermitteln und diese inklusive der Pixelposition festzuhalten. Die Graustufendifferenzen werden nach ihrer Größe sortiert, wobei kleinster Grauwert schwarz bedeutet und größter Grauwert weiß. Nach dem Prinzip des „minimal spannenden Baumes“ wird dann der Auswerteweg des Phasenbildes generiert.

Dadurch treten nur mehr vereinzelt Probleme mit fehlender Messinformation auf. Diese wären z.B. Positionen an denen Bohrungen oder Schattenzonen zu finden. Aber auch Risse können keine Auswertung zulassen.



*Abb. 5.16: Auswertung von Phasenbildern mit Riss [2]*

Es ist in (a) eine erhöhte Streifendichte erkennbar, es treten dort örtliche Verschiebungen an der Oberfläche durch mikroskopische Rissbildung auf. Im Streifenbild (b) ist dann ein deutlicher Versatz erkennbar. In (c) ist das entsprechende Ergebnis erkennbar, wenn jener Bereich der Diskontinuität aus der Bewertung ausgenommen wird.

### **5.5.2 Symmetriefehler**

Dieser bezieht sich auf Messfehler verursacht durch die Symmetrieabweichung, welche eine Abweichung der Sensitivitätsrichtung von der Messrichtung in Abhängigkeit vom Ort auf der Messfläche bedeuten. Der Fehlereinfluss wird mit der Entfernung von der Symmetrieachse größer. Um diesen Fehler möglichst klein zu halten ist eine günstige Beleuchtungs- und Beobachtungsrichtung des optischen Aufbaus zu wählen. Weiters wird dieser Fehler auch durch die Verringerung der Beleuchtungsdivergenz oder der Messfläche reduziert.

Bei Vorliegen einer nur ein- oder zweidimensionalen Messinformation kann ein Symmetriefehler im allgemeinen nicht quantifiziert werden. Bei einer vollständigen dreidimensionalen Messinformation für sämtliche Messpunkte und bei bekannter Beleuchtungs- und Beobachtungsgeometrie kann ein Symmetriefehler ausgeschlossen werden, wenn sämtliche Informationen bei der Auswertung berücksichtigt werden.

### **5.5.3 Geometriefehler**

Dazu zählen alle quantitativen Einflüsse, die durch Ungenauigkeiten bei der Geometriefestlegung des Messsystems entstehen. Betroffen sind vor allem Fehler bei der Geometrie von Beobachtungsort und Beleuchtungsquelle, Form, Lage und Abmessung des Probekörpers.

Man sollte das Messobjekt vom Messgerät strikt trennen, um beim Aufbau und bei der Geometriefestlegung flexibel bleiben zu können. Die Position der Beleuchtungsquelle und des Beobachtungspunktes zueinander bleiben dadurch unabhängig von Form, Lage und Größe der Messfläche.

### **5.5.4 Differentiationsfehler**

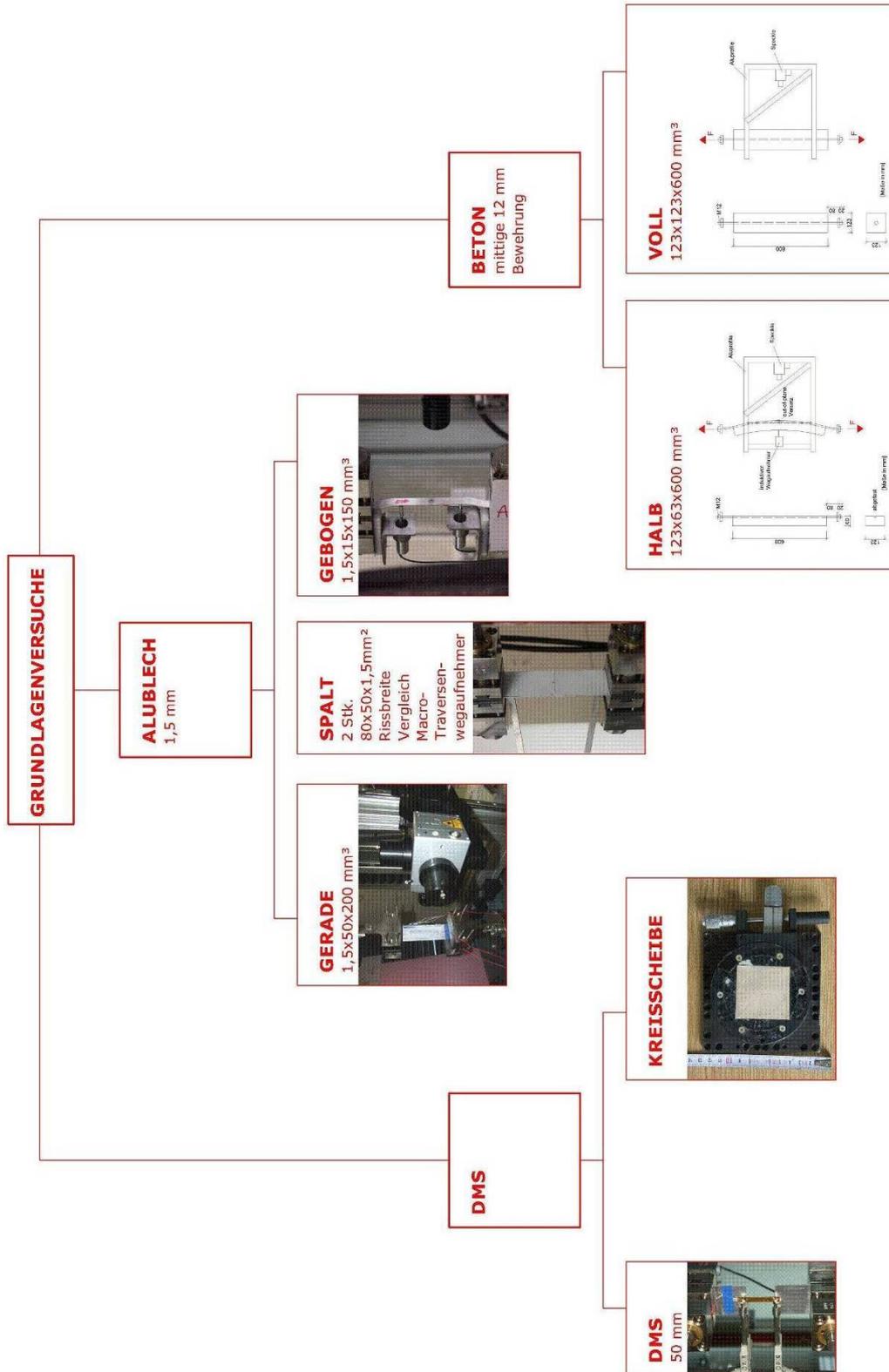
Die Verzerrungen ergeben sich aus der punktwisen, numerischen Differentiation der Verschiebungen, wofür der stetige Verlauf der Verschiebungsverteilung erforderlich ist. Beim ESPI- Verfahren sind Beeinflussungen durch die Verrauschtheit des Messsignals und die hohe Störanfälligkeit der Messungen möglich. Diese können durch eine starke Glättung der Verschiebungsverteilung vermieden werden. Es ist darauf zu achten, dass sowohl die extremen Verschiebungswerte als auch die lokal auftretenden Verzerrungen erhalten bleiben.

### **5.5.5 Summationsfehler bei der Verformungsmessung**

Das ESPI- Verfahren ist empfindlich auf zu große Verformungen, somit sollten grundsätzlich bereits geringe Deformationen der Oberfläche gemessen werden. Erst die fehlerfreie Summation über eine große Anzahl von Belastungsschritten ergibt in diesen Fällen erwartungsgemäß die gewünschte stetige und homogene Verschiebungsverteilung.

Die Summation eines durch unerwünschte Out- of- plane- Bewegungen induzierten Symmetriefehlers bei einer In- plane- Messung muss bei reiner Zugbeanspruchung über mehrere Belastungsschritte im Mittel weitgehend verschwinden, da die Messfläche bei dieser Beanspruchungsart nicht ausbeult [2].

# 6 Versuchsübersicht





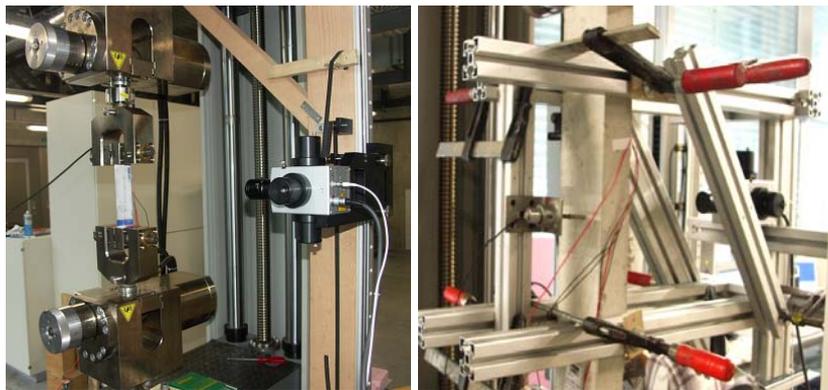
## 7 Grundlagenversuche - Verifizierung der Speckle Ergebnisse

Diese dienen der Optimierung der Methodik und werden anhand der Grundlagenversuche bzw. der FE- Modellierung für diese Versuchsstudie miteinbezogen.

Angeführt werden diese im Forschungsbericht des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau [10].

### 7.1 Grundeinstellungen für Speckle- Messung

Die Desensibilisierung der Konstruktion für die Specklefixierung und die erworbenen Kenntnisse durch die zeitlich früheren Versuche unter Drucklagerung (Abschnitt 8) erfordern eine steifere Fixierung bzw. einen stabileren Rahmen. Die Montage des Speckles erfolgt an einem Holzrahmen mit Flaschenzug (Abb. 7.1, li), welcher wiederum an der Materialprüfmaschine befestigt ist. Das Speckle wird für die Aufnahmen fixiert, kann aber auch mittels Seilzug mit halber Traversengeschwindigkeit der Materialprüfmaschine bewegt werden. Im Zuge dieser Versuche und durch die Zusammenarbeit mit dem Speckle- Hersteller wird die Konstruktion der Aufhängung nochmals überarbeitet und die Anwendung eines Aluminiumrahmens bevorzugt (Abb. 7.1, re).



*Abb. 7.1: li: Speckleaufhängung mittels Holzrahmen und Flaschenzug;  
re: Speckleaufhängung mittels Aluminiumrahmen*

Nach der Montage des Speckle Interferometers werden sämtliche Parametereinstellungen, welche für die Messung erforderlich sind, im Programm ISTRa bzw. am Speckle selbst durchgeführt.

#### Eingestellt werden:

- Kameraposition

Es wird die Distanz des Interferometers zur Betonoberfläche gemessen und festgehalten.

- Verformung pro Lastschritt

Bei der Verformung der betrachteten Oberfläche bilden sich Streifen im Specklebild. Die LS- weiten müssen so gewählt werden, dass die Streifen nach einem LS noch gut voneinander unterscheidbar bleiben und somit von der Software ausgewertet werden können (max. ca. 20 Streifen).

- **Berandung und Skalierung**

Die Berandung gibt jenen Bereich an, in dem die spätere Auswertung der Speckle – Bilder ausgeführt wird. Im Bezug auf eine am Sichtfeld angebrachte Skalierung werden die Koordinaten der Berandung festgelegt.
- **Helligkeit**

Die Ausleuchtung durch das diffuse Laserlicht soll möglichst homogen sein. Andere, zu helle und v. a. wechselnde Lichtquellen müssen vermieden werden.

Die Richtung des Laserlichts wird über die Ausrichtung von Spiegeln am Laserspeckle eingestellt.
- **Bildschärfe**

Die Aufnahme des Speckle- Bildes erfolgt mittels optischer CCD- Kamera. Die Bildschärfe wird bei geöffneter Blende und somit minimaler Tiefenschärfe eingestellt. Dabei muss die Beleuchtung mittels Scheinwerferlichts an die Blendeneinstellung angepasst werden.
- **Fringes**

Nach einer Referenzmessung wird das Objekt leicht verformt. Es entstehen Fringes, deren Helligkeit und Kontrast den Erfahrungswerten entsprechen müssen.
- **Aufnahme**

Es wird angegeben welche Richtungen, x-Richtung bzw. y- Richtung in der Ebene und z- Richtung (out of plane), gemessen werden bzw. welche Betrachtung (x -, y- oder z- Richtung) am Monitor während der Versuchsdurchführung gewünscht ist.

Für jede Messung müssen diese Parameter überprüft bzw. neu abgestimmt und gesichert werden.

## 8 Betonkantenbruch bei Drucklagerung

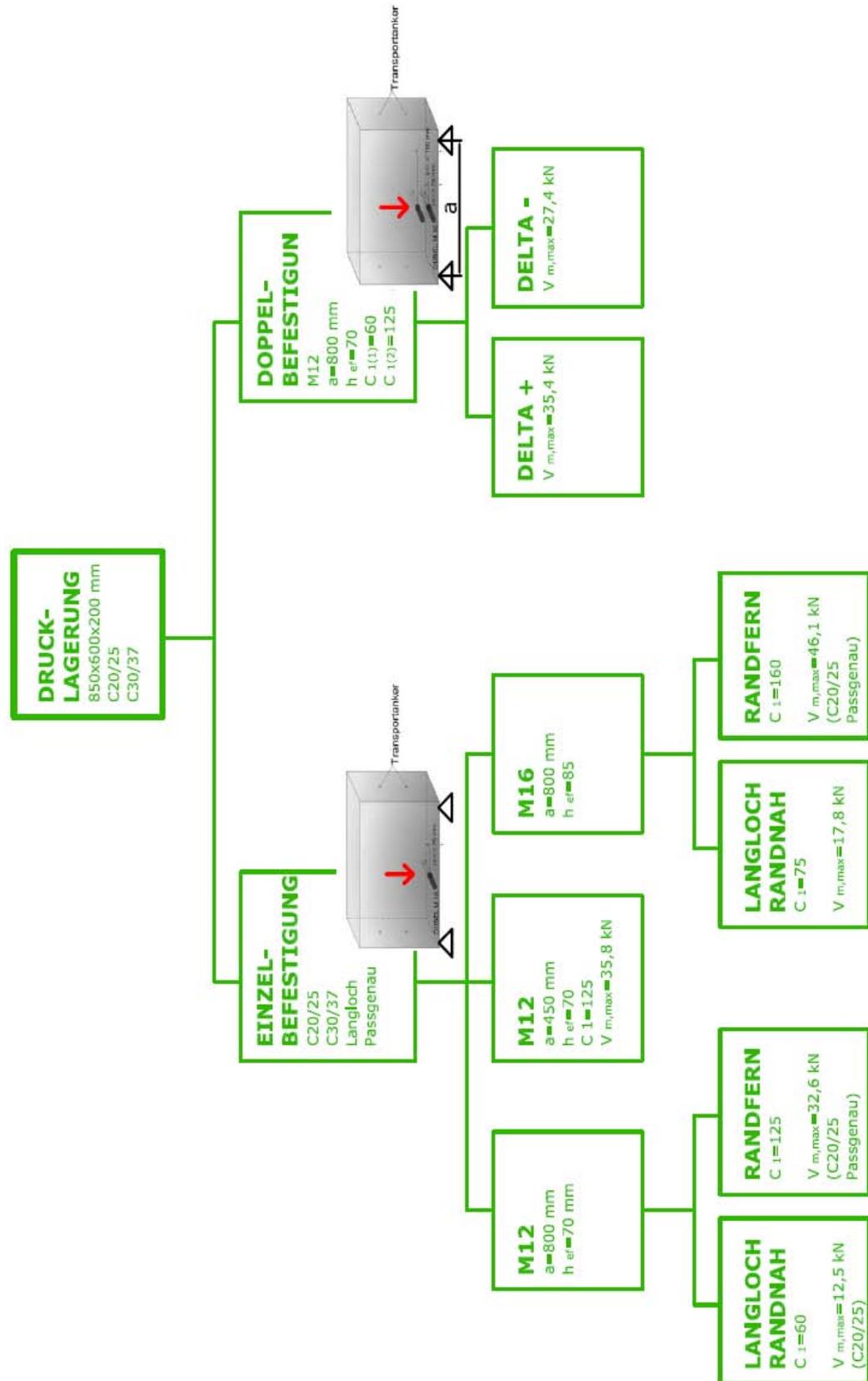


Abb. 8.1: Versuchsübersicht Betonkantenbruch Drucklagerung

## 8.1 Versuchsvorbereitung

Die zur Verfügung gestellte Prüfmaschine lässt die Prüfung von Betonquadern bis maximal 900 x 700 mm und eine Belastung bis 100 kN zu. Der Prüfkörper wird dabei hochkant aufgestellt und der im Prüfkörper eingebaute Anker von oben über einen Dorn belastet.

Um den Einfluss eines globalen Biegemomentes zu minimieren, wird versucht die größtmögliche lichte Höhe der Prüfmaschine auszunutzen, wodurch globale Zugspannungen an der Unterseite verringert werden. Um die Ergebnisse unbeeinflusst von Stahleinlagen zu ermitteln wird auf die Verwendung einer Bewehrung verzichtet.

Der Spannungsnachweis wird nach einer Überschlagsrechnung mittels ATENA 2D nachgewiesen. Die Ergebnisse der Berechnungen [10] und die Platzverhältnisse der Prüfmaschine lassen eine Geometrie der Betonquader von 850 x 600 x 200 mm zu.

## 8.2 Versuchsaufbau

Abb. 8.2 zeigt die Auflager der Versuchsreihe. Sie werden an der unteren Traverse der Materialprüfmaschine angebracht. Mehrere Winkel dienen als Behelf für die Fixierung bzw. erleichtern auch den Einbau des Betonquaders.

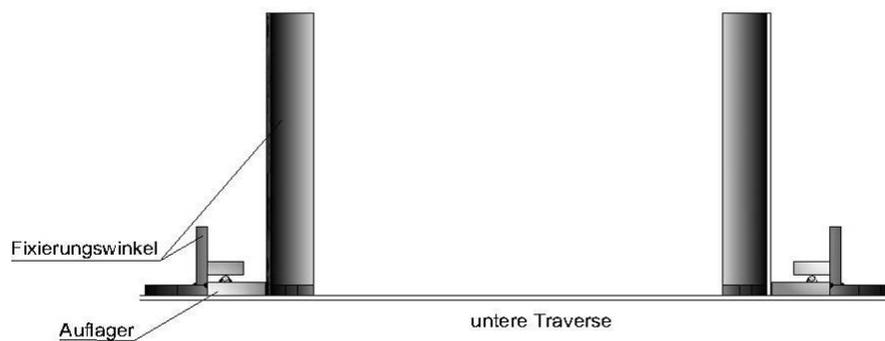


Abb. 8.2: Aufbau untere Traverse



Abb. 8.3: Versuchsaufbau Betonkörper in Materialprüfmaschine

## 8.2.1 Betonkörper

### 8.2.1.1 Festigkeit

Grundsätzlich wird versucht eine realitätsnahe Versuchsreihe durchzuführen. Somit werden Probekörper mit der Betongüte C30/37 gewählt, die oftmals in der Bautechnik Anwendung finden. Um den Einfluss der Betonfestigkeit zu erkennen wird auch die Güte C20/25 verwendet.

Betonfestigkeitsklasse		Normalfeste Betone	
		C 20/25	C30/37
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{dk} = f_{dk, \text{Zyl}}$	20	30
	$f_{dk, \text{cube}}$	25	37
Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctk, 0.05}$	1,8	2
	$f_{ctk, 0.95}$	3,3	3,8
Bemessungsschubfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rd}$	0,26	0,28

Abb. 8.4: Betonfestigkeitsklassen [4]

Für die Anfertigung der Betonquader wird das Größtkorn mit 16 mm festgelegt.

### 8.2.2 Ankerposition

DÜBEL M 16	Einzelversuch	Doppelversuch	effekt. Einbindetiefe
Abstand randnah $c_{1(1)}$ [mm]	75	75	85
	oder	und	
Abstand randfern $c_{1(2)}$ [mm]	160	160	85
DÜBEL M 12	Einzelversuch	Doppelversuch	effekt. Einbindetiefe
Abstand randnah $c_{1(1)}$ [mm]	60	60	70
	oder	und	
Abstand randfern $c_{1(2)}$ [mm]	125	125	70

Abb. 8.5: Ankerpositionen von M 16 und M 12

Die Anker werden an der Schalungsseite gesetzt, deren Position ( $c_{1(1)}$  und  $c_{1(2)}$ ) und effektive Einbindetiefe ( $h_{ef}$ ) ist für die Einzel- und Doppelbefestigung in Abb. 8.5 ersichtlich. Der seitliche Abstand ( $c_{2(1)}$  und  $c_{2(2)}$ ) der Anker am Betonquader beträgt 425 mm und ist somit immer die Hälfte der Betonkörperbreite.

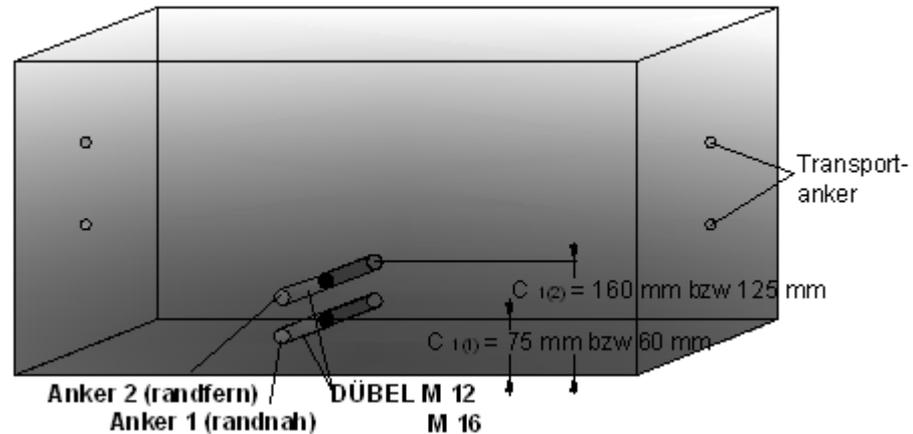


Abb. 8.6: Ankerposition

Es ist jedoch zu bemerken, dass die Lage der Bohrungen trotz sorgfältiger Durchführung nicht genau eingehalten werden kann. So kann diese durch z.B. Korngefüge, Betonabplatzung, Abmessungen des Prüfkörpers, usw. etwas abweichen. Die Positionen der einzelnen Dübel sind in Abschnitt 15 einzeln aufgelistet. Die Montageungenauigkeiten belaufen sich dabei auf die von Riha [8] ermittelten Werte für Laborbedingungen ( $\delta = 1 \text{ mm}$  bei M12 und  $\delta = 1,5 \text{ mm}$  bei M16).

- Anzugsdrehmoment ( $M_D$ ):  
M16: 110 Nm, M12: 60 Nm
- reduziertes Anzugsdrehmoment ( $M_{D \text{ red}}$ ):  
M16: 55 Nm, M12: 30 Nm

### 8.2.3 Adapter

Die Übertragung der Druckkraft von der Materialprüfmaschine auf den Dübel erfolgt über speziell für diese Versuchsreihe angefertigte Adapter. Verschiedene Anforderungen, die an die Konstruktion und die Eigenschaft der Adapter gestellt werden, sind ausschlaggebend für deren Form.

Die Forderungen sind:

- Optimierung der Sichtfeldgröße um den Anker
- Optimierung der Steifigkeit aufgrund der außermittigen Belastung
- Ideale Passform des Adapters an den Anker
- Idealisierung der Kraftübertragung von der Traverse der Materialprüfmaschine auf den Adapter
- Variabilität bei der Kraftübertragung der einzelnen Anker beim Doppelversuch und somit auch die Optimierung bei der Aktivierung beider Dübel
- Variabilität bei der Auswahl der Ankerdurchmesser



*Abb. 8.7 li.: Adapter für EV M 12 und M 16, passgenau; mi.: Adapter für EV M 12 und M 16, Langloch; re.: Adapter für DV M12 und M 16*

Um den Einfluss einer Einspannung des Ankers zu untersuchen kommen Adapter mit Lang- und Passloch zum Einsatz. Aufgrund der Anforderungen an die Steifigkeit werden alle Adapter aus Werkzeugstahl oder BSt 50 gefertigt.

#### 8.2.4 Adapter für Einzelversuche

Die verwendeten Adapter kommen für die Ankerdurchmesser 12 mm und 16 mm gleichermaßen zur Anwendung. Für die Anwendung mit M 12 Anker ist zusätzlich eine hochfeste Hülse notwendig.

- Langloch  
Der Vorteil dieses Adapters (Abb. 8.7 li) liegt im für die ESPI- Messung großen Sichtfeld.
- Passgenau  
Durch das geringe Lochspiel ist die Verdrehung des Ankers eingeschränkt.

#### 8.2.5 Adapter für Doppelversuch

In Anbetracht der Anforderungen an Festigkeit und Formstabilität wird versucht, das Sichtfeld zu maximieren. Weiters soll es mit diesem Adapter (Abb. 8.7, re.) möglich sein, beide Anker unabhängig voneinander zu aktivieren und somit zeigen, wie eine Belastungssteigerung einer Ankergruppe im Vergleich zum randfernen Einzelanker möglich ist. Mittels Einlegeteile kann der Lochabstand des Adapterrahmens variiert werden. Dadurch ist es gezielt möglich, den randnahen oder randfernen Anker um einen gewissen Abstand  $\Delta$  zuerst zu belasten. Für die Kraftübertragung am randnahen Anker wird ein Langloch gewählt. Für die Belastung des randfernen Ankers stehen zwei verschiedene Metallaschen mit Lang- oder Passloch zur Verfügung. Dieser Adapter kann sowohl für M 12 als auch M 16 Anker verwendet werden. Der Lochabstand zwischen Anker 1 und Anker 2 beträgt 85 mm und kann bis auf 60 mm verringert werden. Es werden fünf Einlegeteile mit einer Stärke von 1, 2, 4, 8 und 16 mm verwendet, sodass der Lochabstand in Millimeterschritten angepasst werden kann.

## 8.2.6 Kraftaufteilung der Anker bei Doppelversuch

Die Materialprüfmaschine kann nur die auftretende Gesamtlast messen bzw. aufzeichnen. Für die Auswertung der Doppelversuche ist es jedoch notwendig die Belastungsaufteilung auf den vorderen bzw. auf den hinteren Anker zu ermitteln.

### 8.2.6.1 Kalibrierung

Für diesen Versuch wird ein Prüfkörper mit Betongüte C 20/25, in den ein Anker (M 12) zentral mit großem Randabstand gesetzt wird, verwendet. Der auf dem Adapter angebrachte DMS misst die auftretenden Dehnungen bei der Belastung des Bolzens.



Abb. 8.8: Position des Dehnungsmessstreifens hinter dem randnahen Anker

Die Bearbeitung der Daten der Prüfmaschine und des Spiders erfolgt mittels MS Excel. Verglichen werden dabei die gemessenen Lasten mit den ausgewerteten Dehnungen der DMS-Messung über die Zeit. Zum Zeitpunkt der maximalen Lastaufbringung erfolgt auch die maximale Dehnung, somit können die Daten exakt synchronisiert werden.

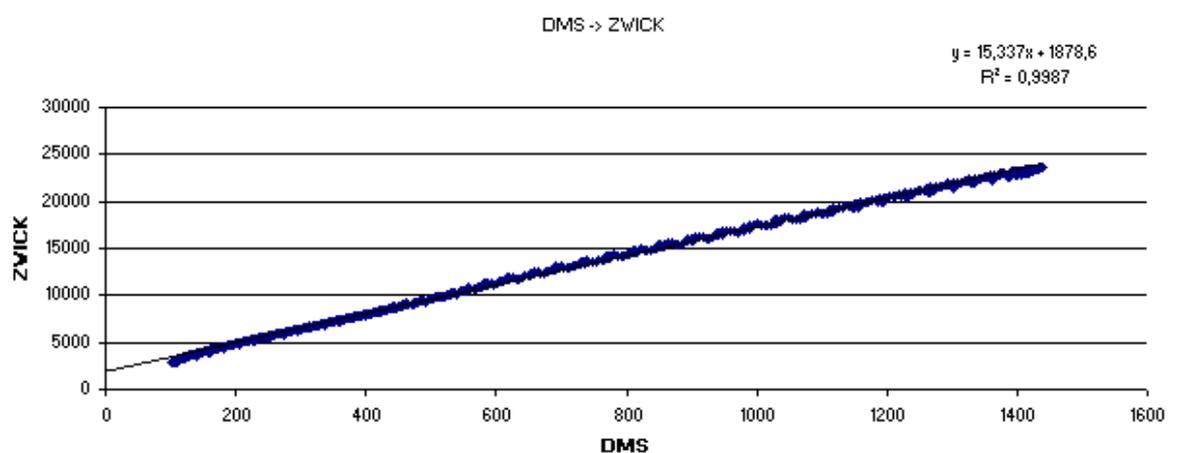


Abb. 8.9: Kalibrierung: Entwicklung von ZWICK [N] und SPIDER [ppm]

Wegen der ständigen Unterbrechung der Lastaufbringung wird die Beziehungskurve mit einer linearen Regressionsgerade vereinfacht, welche mit einer Wahrscheinlichkeit von 99,87 % zutrifft. Die Kalibrierung bringt auch Erkenntnisse über die Reibung.

Durch die lineare Beziehung zwischen aufgebrachtener Kraft und ermittelter Dehnung kann nun die Standardkraft bei den Doppelversuchen auf die einzelnen Anker bezogen werden, sofern die Dehnungen [ppm] des Rahmens hinter dem randnahen Anker per DMS gemessen und aufgezeichnet werden.

Für die Auswertung muss die Kraftübertragung an den beiden Dübeln selektiert werden, welche mittels DMS Applikation am randnahen Anker erfolgt. Durch den, in der Schwerebene des Adapters liegenden DMS, wird das Ergebnis auch wenn eine Biegebelastung durch Schräglage des randnahen Ankers vorkommt nicht verfälscht.

Nachdem der Betonkörper in der Materialprüfmaschine positioniert ist, wird er über den Anker mit definiertem Anzugsdrehmoment mit dem Adapter verbunden. Eine Teflonfolie zwischen Betonkörper und Adapter verringert dabei die Reibung zwischen Stahl und Beton.

### 8.2.7 SPECKLE- Interferometer

Das Speckle wird an einer beschwerten (ca. 50 kg zur Reduktion von Vibrationen) Holzkonstruktion montiert, welche am Stahlbetonboden vor der Prüfmaschine steht. Durch die große Empfindlichkeit der ESPI- Messung stellt diese Lagerung, vor allem in Bezug auf die OOP- Verformung, wie später erkannt wird, eine ungenügende Lösung dar.

Am Beton im Bereich des Sichtfeldes aufgeklebte DMS dienen zur Kontrolle der ESPI- Messung.



*Abb. 8.10: Lagerung ohne direkte Verbindung zwischen Betonoberfläche und Interferometer*

### 8.3 Ergebnisse

- Einzelversuch:

Die Maximallasten liegen mit weniger als 5 % Abweichung im Toleranzbereich der berechneten Bruchlasten laut Hofmann [3].

Versuchsbezeichnung	max. Standardkraft [kN]	bei Verschiebung [mm]
E_2_P_C20-25_01_A	45,7	5,8
E_2_P_C20-25_04_A	46,5	4,5
E_1_L_C20-25_03_A	18,6	2,8
E_2_L_C30-37_01_A	51,5	7,4
E_1_L_C20-25_02_A	17,0	4,0
E_1_L_C30-37_02_A	22,6	2,9
E_2_L_C30-37_03_A	51,6	5,8
E_2_P_C20-25_02_B_12	31,9	3,3
E_2_P_C20-25_05_A_12	33,3	4,0
E_2_P_C20-25_09_A_12	37,1	11,8
E_1_L_C20-25_03_B_12	11,8	3,7
E_1_L_C20-25_04_B_12	13,3	3,0
E_2_L_C20-25_0F_A_12	34,4	10,2
E_12_P_C20-25_08_B_12	27,7	5,6

Abb. 8.11: Einzelversuche, Maximalkraft und zugehörige Verschiebung

- Doppelversuch:

Versuchsbezeichnung	max. Standardkraft [kN]	bei Verschiebung [mm]
D_C20-25_05_B_12	25,0	5,1
D_C20-25_06_B_12	37,7	4,9
D_C20-25_08_A_12	29,8	7,1
D_C20_25_07_A_12	33,1	4,6

Abb. 8.12: Doppelversuch, Maximalkraft und zugehörige Verschiebung

## 9 Ergebnisse bei Drucklagerung

Es handelt sich bei den Rissen des Betonkantenbruches im Allgemeinen um eine **quasistationäre** (Trägheitskräfte spielen keine Rolle) und eine **stabile** (für eine Rissvergrößerung ist eine Belastungserhöhung nötig) Rissausbildung. Die Rissinitiierung erfolgt an der Betonoberfläche und kann daher gut mit der ESPI- Methode verfolgt werden.

Durch die Funktionsweise der ESPI- Methode nur Relativverschiebungen anzuzeigen ist es nicht möglich, im unbelasteten Zustand bereits vorhandene Risse und Störungen im Korngefüge sichtbar zu machen. Zur Bezeichnung von Lage und Richtung gelten die relativen Ortsbeschreibungen laut Abschnitt 3.1.

### 9.1 Einzelversuch, M16, randnah, Langloch

#### 9.1.1 Betonfestigkeit C30/37

Die erste Mikrorissausbildung erfolgt vom Anker ausgehend in Krafrichtung. Durch das Langloch ist die Rissinitiierung unmittelbar neben dem Anker sichtbar. Die Kraft-Verformungskurve (Abb. 9.1 li) zeigt ab einer Verformung von 0,35 mm das Ende der Beeinflussung von Reibung und Auflagersetzung und weist die endgültige Steigung auf. Bereits bei 5,5 kN ist die vertikale Mikrorissbildung bis zum vorderen Rand abgeschlossen. Der Beginn der horizontalen Rissausbreitung ist durch den Adapter verdeckt und ist ab 7,7 kN am Specklebild zu erkennen. Zum gleichen Zeitpunkt ist ein leichter Knick in der Kraft- Verformungskurve zu erkennen, was auf eine Spannungumlagerung und somit auf eine sehr rasche Horizontalrissausbreitung vom Anker kommend schließen lässt.

An der Unterseite des Betonkörpers treten keine Makrorisse auf.

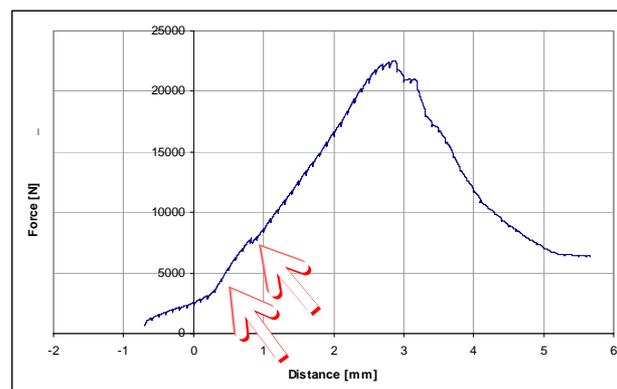


Abb. 9.1: E\_1\_L\_C30-37\_02\_A Kraft- Verschiebungskurve



Abb. 9.2: E\_1\_L\_C30-37\_02\_A Bruchbild li: Stirnseite re: Oberseite

### 9.1.2 Betonfestigkeit C20/25

Bei Versuch E\_1\_L\_C20-25\_03\_A wird der Adapter für den Doppelversuch verwendet, sodass auch der Bereich hinter dem Anker sichtbar bleibt (Abb. 9.3 li). Es ist somit möglich Vertikalrisse in beide Richtungen zu verfolgen. Durch den breiten Rahmen werden aber gleichzeitig die Horizontalrisse verdeckt, wodurch sich die Auswertung der qualitativen Rissbildung auf die horizontalen Specklebilder beschränkt.

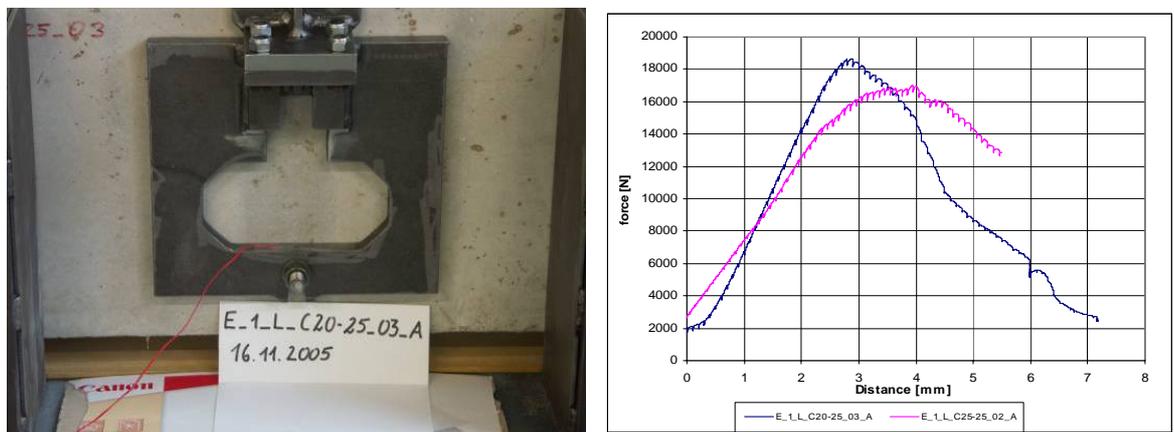


Abb. 9.3: li: E\_1\_L\_C20-25\_03\_A Versuchsaufbau mit Rahmen; re: Kraft- Verschiebung, ILS= 0,1 mm

Die lineare Lasteinwirkung kann hier bei 2,4 kN erkannt werden. Ab diesen Punkt kommt der Verbund eindeutig zu tragen. Bei 9,1 kN Querlast ist der erste Vertikalriss unmittelbar unter dem Anker zu erkennen. Im Unterschied zum gleichen Versuch mit der Betonklasse C30/37 beginnen weitere Risse von vorne nach hinten bei 11,5 kN links und rechts vor dem Anker, wobei sich die Risse keilförmig dem Dübel nähern.



Abb. 9.4: li: Bruchbild E\_1\_L\_C20-25\_02\_A; re: Bruchbild E\_1\_L\_C20-25\_03\_A

Bei 15 kN ist die Verformung vor dem Anker schon so groß, dass in Folge von Dekorrelation „Rauschen“ am Speckelbild auftritt. Die beiden keilförmigen und der vordere Vertikalriss sind am Specklebild nur mehr schlecht erkennbar.

Am Rissbild (Abb. 9.4 li) ist die Vielzahl von Makrorissen ersichtlich. Bei diesem Versuch kommt es sehr oft zu Lastumlagerungen bis der Verbund schließlich entlang der

horizontalen Risse versagt. Auch hier sind an der Unterseite des Versuchskörpers trotz Risslupe keine Risse erkennbar.

Der Vergleich mit E\_1\_L\_C20-25\_02\_A zeigt, dass das Versagen erst nach einer Vielzahl von Umlagerungen eintritt. Es ist jedoch zu bemerken, dass bei diesem Versuch der Langlochadapter verwendet wird. Bei Maximallast ist das Wachstum vom rechten schrägen Radialriss und dem rechten horizontalen Riss erkennbar. Die vorderen Radialrisse entstehen primär durch die lokale Lasteinleitung. Die Abplatzung rund um den Anker ist eine Folge dessen.

Der Vergleich der Lastverformungskurve (Abb. 9.3 re) zeigt qualitativ vor allem eine Zunahme der Duktilität durch Lastumlagerungen.

### 9.1.3 Vergleich der Betonfestigkeiten

Der Unterschied zwischen Betonklasse C20/25 und C30/37 liegt neben der Bruchlast vor allem im Rissbild. Beim Beton geringerer Festigkeit zeigt sich die größere Neigung zu Lastumlagerungen. Unter Umständen kann als Ursache dafür auch der größere Unterschied zwischen den Festigkeiten von Matrix und Zuschlagskorn gesehen werden. Bei der Festigkeit C30/37 bilden sich vor allem im Makrobereich die einschlägigen Versagensrisse sehr deutlich aus, während bei C20/25 auch Risse, die nicht zum Versagen führen eine große Breite aufweisen.

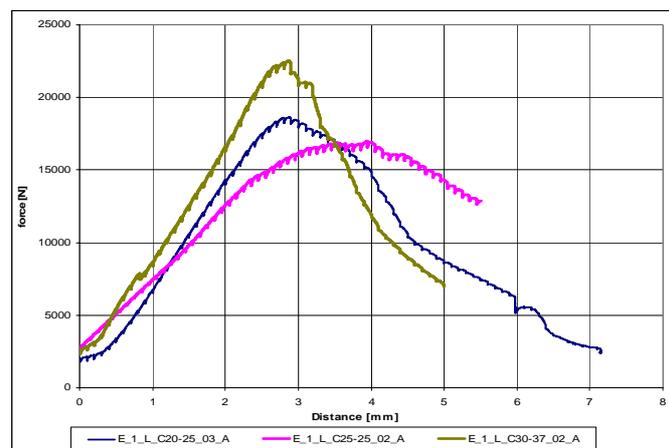


Abb. 9.5: Gegenüberstellung von Kraft-Verschiebung bei differenter Betongüte

In Abb. 9.5 sind bis auf die Betonfestigkeit Versuche gleicher Parameter gegenübergestellt. Die höhere Maximallast von E\_1\_L\_C20-25\_03\_A ( $V_{\max} = 18,6 \text{ kN}$ ;  $V_{\max, \text{Hofmann}} = 18,1 \text{ kN}$ ) gegenüber E\_1\_L\_C20-25\_02\_A ( $V_{\max} = 17,0 \text{ kN}$ ;  $V_{\max, \text{Hofmann}} = 17,8 \text{ kN}$ ) kann u. a. durch den um 1 mm größeren Randabstand  $c_1 = 76 \text{ mm}$  erklärt werden.

Auffallend ist die qualitative Form der Arbeitslinien. Die Kurven von Versuch E\_1\_L\_C30-37\_02\_A und E\_1\_L\_C20-25\_03\_A sind trotz unterschiedlicher Festigkeit sehr ähnlich. Der Versuch E\_1\_L\_C20-25\_02\_A, welcher die gleichen Parameter wie E\_1\_L\_C20-25\_03\_A aufweist, zeigt hingegen ein duktileres Bruchverhalten auf.

Der Grund hierfür liegt u. a. in folgenden Randbedingungen:

- Verteilung von Betonfestigkeit und Korngefüge im Ankerbereich
- lokale Schädigung (Abplatzungen) bei der Bohrlochherstellung
- tatsächlicher Randabstand
- effektive Einbindetiefe

## 9.2 Einzelversuch, M16, randfern

### 9.2.1 Betonfestigkeit C30/37, Langloch

Sowohl die Last- Verschiebungskurve (Abb. 9.6) als auch die Bruchbilder (Abb. 9.7) sind bei beiden Versuchen (E\_2\_L\_C30-37\_01\_A und E\_2\_L\_C30-37\_03\_A) ähnlich. Beide Versuche werden mit dem Langlochadapter durchgeführt.

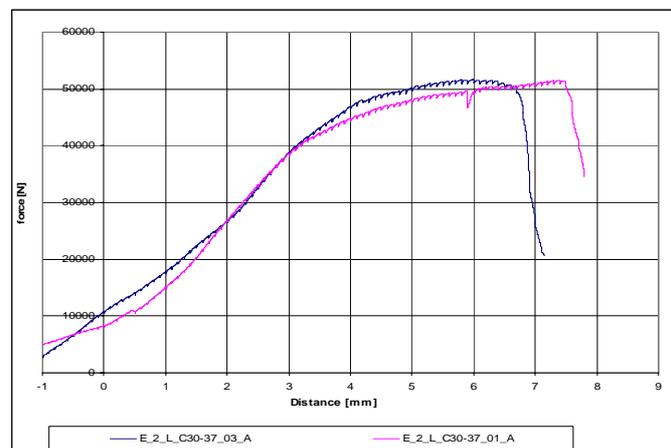


Abb. 9.6: Kraft- Verschiebung, 1 LS = 0,1 mm

Die Kraftmaxima liegen mit 51,6 kN und 51,5 kN sehr nahe beieinander. Beide Kraftverläufe weisen in ihrem linearen Verlauf eine Unstetigkeit auf, welche sich durch Reibung und Ankermontage erklären lassen. Dieser Reibungsverlust scheint bei den Langlochversuchen größer zu sein als bei Versuchen mit passgenauem Adapter.

E\_2\_L\_C30-37\_03\_A geht erst ab 27 kN den gewünschten Verbund mit nur unwesentlicher Reibung ein. Es ist auch zu erkennen, dass sich die Kraftübertragung zwischen Ankergrund und Dübel beim Versuch E\_2\_L\_C30-37\_01\_A bei  $u_{AN} = 5,8$  mm vorübergehend verringert. Grund dafür dürfte eine Lastumlagerung in andere Bereiche des Ankergrundes sein.

Der vertikale Riss hinter dem Anker ist bei beiden Probekörpern vorhanden und vereitelt eine Benutzung der Körper für einen weiteren Versuch. Die im Bruchbild sichtbaren Risse sind bereits durch die Rissinitiierung der Mikrorisse vorgegeben.

Mikrorisse, die sich nicht zu Makrorissen entwickeln, treten nur vor dem Anker im Bereich der lokalen Abplatzungen auf.

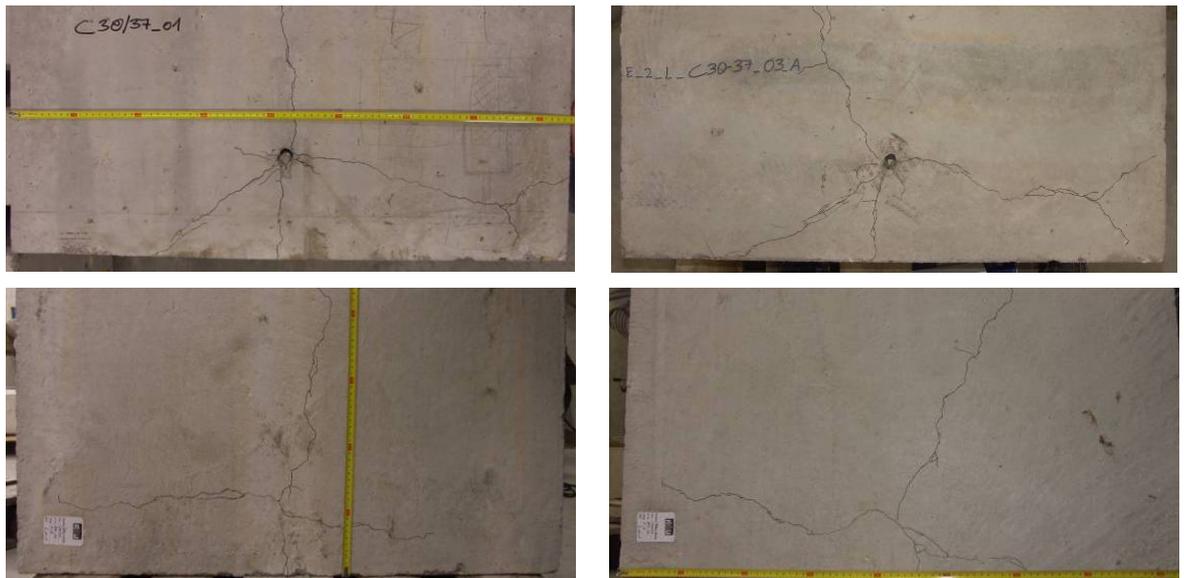


Abb. 9.7: Bruchbild: li: E\_2\_L\_C30-37\_01\_A; re: E\_2\_L\_C30-37\_03\_A  
oben: Oberseite; unten: Oberseite;

Bei den randfernen Versuchen kommt es durchwegs zur Rissbildung an der Unterseite der Prüfkörper. Die Risse verlaufen stets horizontal und vertikal.

### 9.2.2 Betonfestigkeit C20/25, passgenau

Auch hier ist der Unterschied der beiden gleichwertigen Versuche relativ gering.

Mikrorisse, die während der Speckleaufzeichnung bei Versuch E\_2\_P\_C20-25\_04\_A erkennbar sind, breiten sich radial vom Anker ausgehend schräg nach vorne aus und erstrecken sich bis zum Rand. Diese sind jedoch am Bruchbild nicht erkennbar.

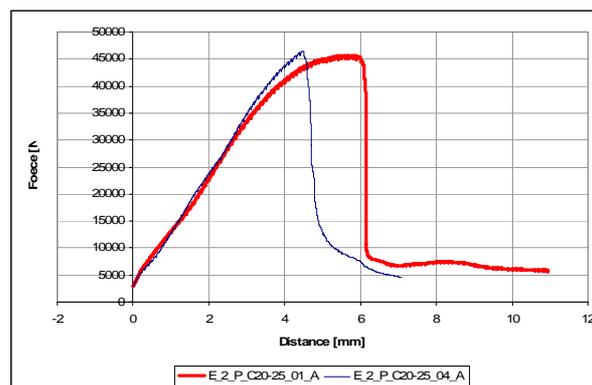


Abb. 9.8: Kraft- Verschiebung, 1 LS=0,1 mm

Abb. 3.1 zeigt, dass der Verbund zwischen Anker und Beton ab 7 kN vollkommen zu tragen kommt. Reibungen zwischen Anker, Adapter, Beton und Auflager spielen nur mehr eine unwesentliche Rolle. Bei einer Verschiebung von 4,5 mm erreicht der Verbund seine maximale Tragfähigkeit von 46,5 kN, danach kommt es zum abrupten Lastabfall.

Versuch E\_2\_P\_C20-25\_01\_A ist ab 15 kN von Störeinflüssen kaum mehr belastet. Das Versagen des Verbundes kündigt sich bereits bei 41,5 kN an und ist bei 45,7 kN erreicht.

Die Bruchfläche verläuft nach unten und geht leicht schräg nach vorne in das Innere des Betonkörpers. Sie erstreckt sich an der Unterseite, an der die Risse gut erkennbar sind. Außerdem weisen beide Versuche ein ähnliches Rissbild auf der Rückseite auf.

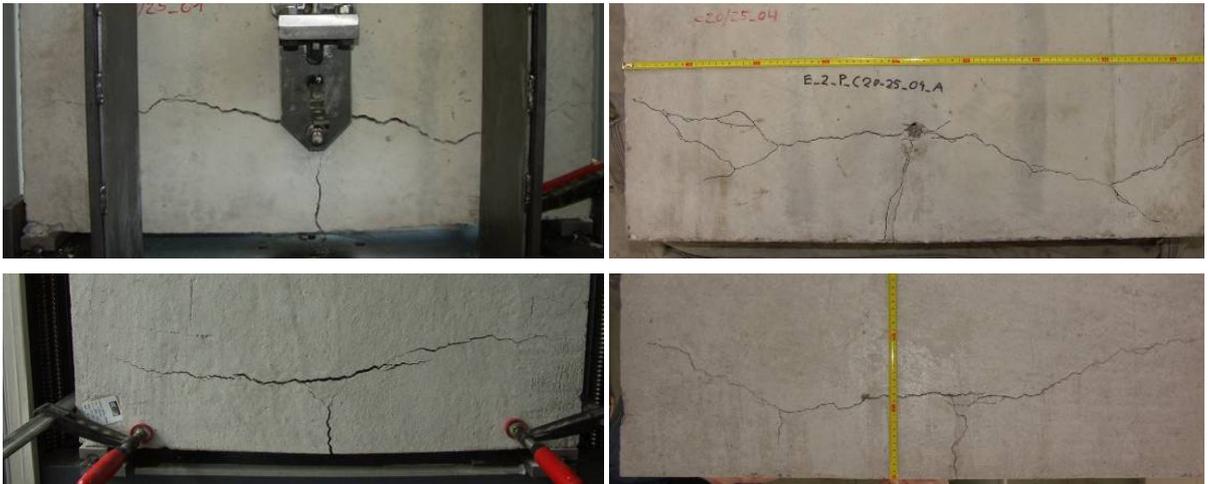


Abb. 9.9: Bruchbild: li: E\_2\_P\_C20-25\_01\_A; re: E\_2\_P\_C20-25\_04\_A  
oben: Oberseite; unten: Unterseite

Beim Vergleich der beiden Versuche im Bezug auf deren Kräfte maxima und der dabei auftretenden Verschiebungen ist ersichtlich, dass der gleiche Versuchsaufbau mit den gleichen Materialien und den gleichen Rahmenbedingungen nicht eindeutige Ergebnisse liefert. Bei Versuch E\_2\_P\_C20-25\_04\_A kommt es zu einer Vielzahl von Mikrorissen, was zu ständigen Spannungsumlagerungen und letztendlich zu einem duktileren Bruch führt. Die Bruchfläche von E\_2\_P\_C20-25\_01\_A ist eindeutig erkennbar und dringt durch den ganzen Versuchkörper. Schlussendlich zerfällt dieser in 3 Einzelteile.

### 9.3 Einzelversuch, M12, randnah, C20/25, Langloch

Bei E\_1\_L\_C20-25\_04\_B\_12 tritt die erste Rissbildung bei 2,7 kN (20 % der Maximallast  $V_{\max} = 13,3$  kN) direkt unter dem Anker durch das Langloch auf. Kurz davor kann die Steifigkeitszunahme im Last- Verformungsbild (Abb. 9.11 li) beobachtet werden. Der Bereich vor der Steifigkeitszunahme wird vorwiegend durch Reibung und nicht durch Kraftschluss beeinflusst. Erst wenn der Anker sich vollständig an die Bohrlochwand gelegt hat kann die Kraft direkt in den umliegenden Beton abgetragen werden. Die ersten Horizontalrisse entstehen links und rechts neben dem Anker horizontal beginnend und danach schräg nach vorne verlaufend. Bei zunehmender Belastung bilden sich vom Dübel ausgehend weitere Horizontalrisse aus, welche jedoch weitgehend parallel zum Rand bleiben und sich nur gering öffnen.

Im Unterschied dazu ist bei Versuch E\_1\_L\_C20-25\_03\_B\_12 die erste Rissbildung nicht vom Anker ausgehend, sondern vom vorderen Rand zum Anker hin verlaufend. Das kann nur durch eine ähnliche Beanspruchung des Bauteilrandes und des Bereiches direkt am Anker erklärt werden. Weiters ist die materialbedingte Streuung größer als die der Spannungsverteilung.

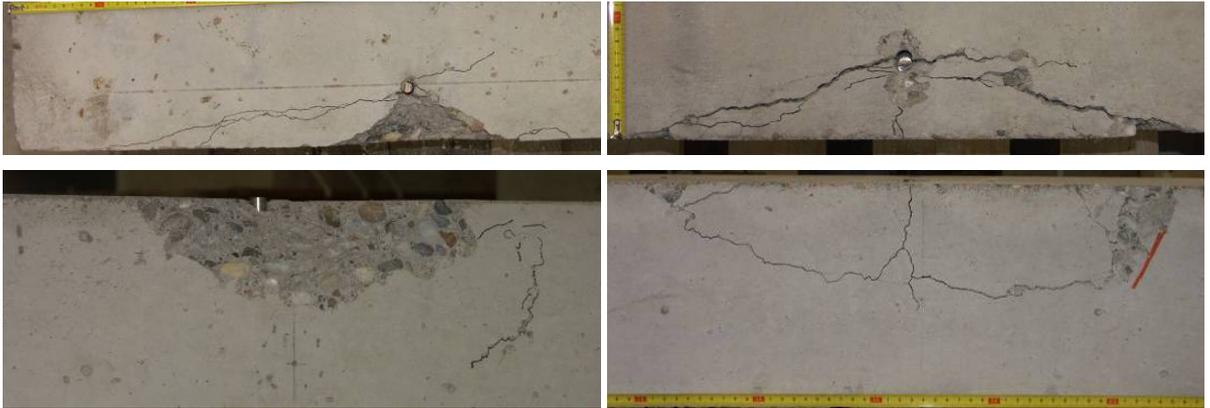


Abb. 9.10: Bruchbild: li: E\_1\_L\_C20-25\_03\_B\_12; re: E\_1\_L\_C20-25\_04\_B\_12;  
oben: Oberseite; unten: vordere Stirnseite

Bei 11,5 kN, knapp vor dem Erreichen der Maximallast wird ein kurzzeitiger minimaler Lastabfall registriert. Dieser steht im direkten Zusammenhang mit einem neu gebildeten, vertikalen Riss, der sich rechts neben dem Anker nach hinten verlaufend bildet. Auch das übrige Rissbild zeigt nach einem horizontalen Anfang verästelte Mikrorisse, welche auch teilweise bei Abb. 9.10 re noch zu erkennen sind.

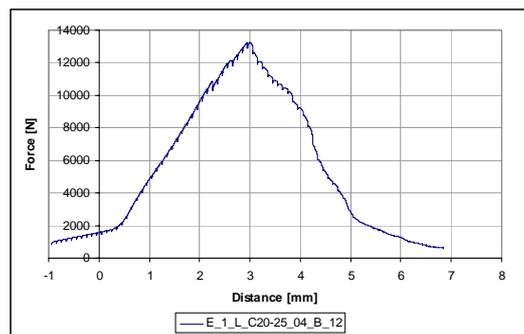


Abb. 9.11: E\_1\_L\_C20-25\_04\_B\_12: Kraft- Verschiebung,  $1LS=0,1\text{ mm}$

#### 9.4 Einzelversuch, M12, randfern, C20/25, passgenau

Um die Versuche mit den darauf folgenden mit Zuglagerung besser vergleichen zu können wird der Versuch E\_2\_P\_C20-25\_05\_A\_12 mit 125 mm Randabstand und 12 mm Ankerdurchmesser in Beton der Güte C20/25 untersucht.

Die ersten horizontalen Risse neben dem Anker sind ab einer Belastung von 8 kN rechts und kurz darauf links neben dem Adapter sichtbar. Der erste vertikale Radialriss tritt ab 9 kN zum Vorschein. Da deren Ursprung durch die Metalllamelle verdeckt ist, kann über die Last bei Rissindizierung keine Aussage getroffen werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die ersten Mikrorisse im Ankerbereich bereits in einem sehr frühen Stadium und nach geringer Belastung entstehen. Weiters bilden sich schräg nach unten gerichtete Radialrisse.

Die ersten Risse werden erst im Bereich der Maximallast mit freiem Auge sichtbar. Das Bruchbild (Abb. 9.12) zeigt, dass sich die meisten Mikrorisse zu Makrorissen entwickeln.

Der Vertikalriss hinter dem Anker wird erst nach Abbau des Adapters sichtbar. Er bildet sich wahrscheinlich erst zum Schluss nach Versagen des vorderen Betonbereiches.

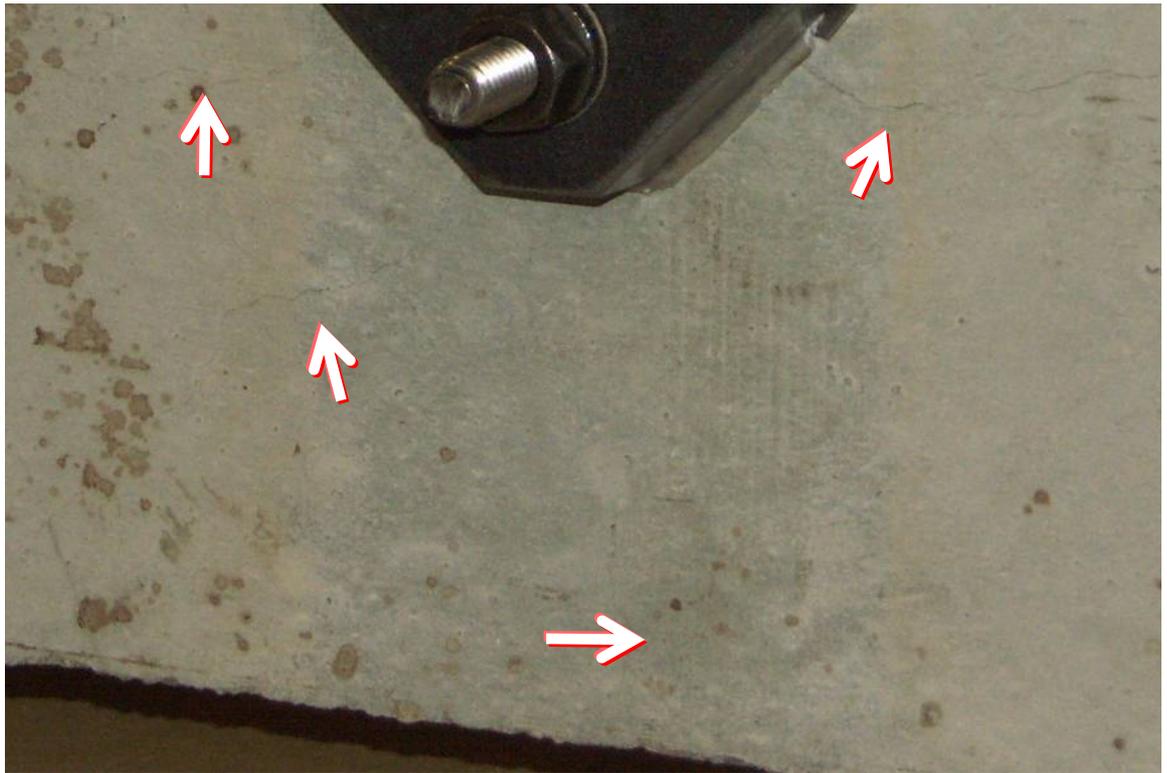


Abb. 9.12: E\_2\_P\_C20-25\_05\_A\_12: Risse erstmals im Bereich von  $V_{max}=33$  kN sichtbar



Abb. 9.13: E\_2\_P\_C20-25\_05\_A\_12: Bruchbild

Versuch E\_2\_P\_C20-25\_02\_B\_12 verhält sich ähnlich. Der linke schräge Riss bildet sich aber nur sehr kurz aus und ist mit freiem Auge nicht sichtbar, dafür zeichnet sich der linke Horizontalriss von Beginn an stärker ab. Im Bereich der Maximallast bildet sich ein zweiter vertikaler Biegezugriss links neben dem ersten.

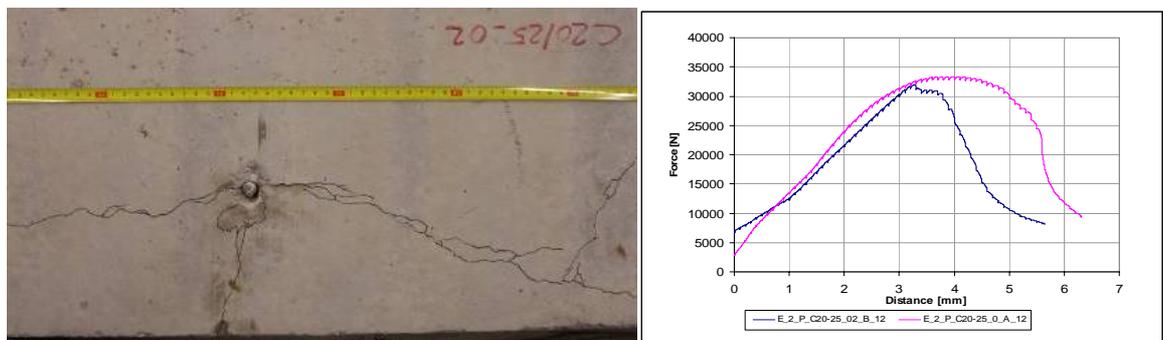


Abb. 9.14: E\_2\_P\_C20-25\_02\_B\_12: li Bruchbild re: Kraft- Verschiebung  
lila: Schrägriss E\_2\_P\_C20-25\_05\_A\_12, blau: Horizontalriss E\_2\_P\_C20-25\_02\_B\_12

Der Vertikalriss vom Anker ausgehend nach hinten tritt hier nicht auf.

Die Maximallast ist beim Schrägriss mit 33,3 kN kaum größer als die des reinen Horizontalrisses (31,9 kN). Qualitativ unterscheiden sich die Lastverformungskurven (Abb. 9.14 re) und durch die ständige Umlagerung der Last auf zwei verschiedene Rissarten ist der Schrägriss um einiges duktiler.

## 9.5 Einzelversuch, M12, randfern, C20/25, verringerter Auflagerabstand

Um den Einfluss des Auflagerabstandes auf das Rissbild zu untersuchen wird dieser von  $a = 800$  auf  $a = 450$  mm reduziert.

Der erste Riss ist bei E\_2\_L\_C20-25\_0F\_A\_12 bei einer Last von 4 kN durch das Langloch direkt vor dem Anker sichtbar. Danach kommt es zu Abplatzungen vor dem Anker und ab 8 kN zur Bildung von schrägen, unter ca.  $45^\circ$  geneigten Radialrissen.

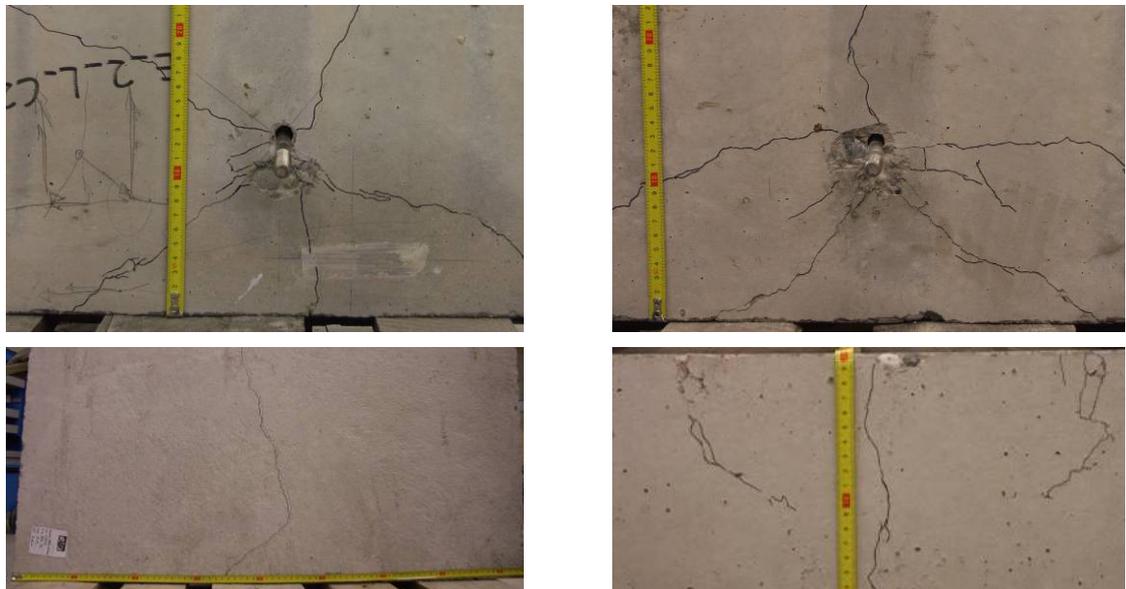


Abb. 9.15: Bruchbild: li: E\_2\_L\_C20-25\_0F\_A\_12; re: E\_2\_P\_C20-25\_09\_A\_12  
oben: Oberseite; unten li: Unterseite; unten re: Stirnseite

Die Initiierung des vom vorderen Rand kommenden Vertikalrisses erfolgt bei 19,6 kN. Dieser verläuft bei steigender Last nicht wie sonst üblich dem Anker entgegen, sondern befindet sich rechts davon. Erst bei 23 kN bildet sich der einzige Horizontalriss rechts hinter dem Anker. Der links schräg nach oben verlaufende Riss ist ab 25,8 kN am Specklebild sichtbar.

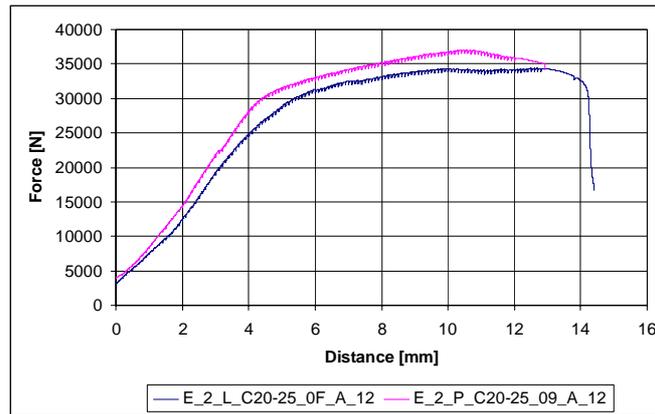


Abb. 9.16: Kraft- Verschiebung,  $ILS=0,1$  mm;  $a=450$  mm

Versuch E\_2\_P\_C20-25\_09\_A\_12 verhält sich ähnlich. Durch das Passloch wird eine Verdrehung des Ankers verhindert und die Krafteinleitung im tieferen Bereich des Betonkörpers besser verteilt. Daraus erklärt sich die stärkere Ausprägung der horizontalen Risse und die größere Maximallast von  $V_{max}=37,1$  kN. Beide Versuche haben eine große Verschiebung bis es zum endgültigen Verbandsbruch kommt. Ebenso stagniert die Lastaufnahme ab  $u = 4-5$  mm.

Bis zum Versagen bilden sich mehrere schräge Radialrisse. Nach vorne und hinter dem Anker bildet sich ein vertikaler Riss. Die Rückseite weist nur im Randbereich Risse auf.

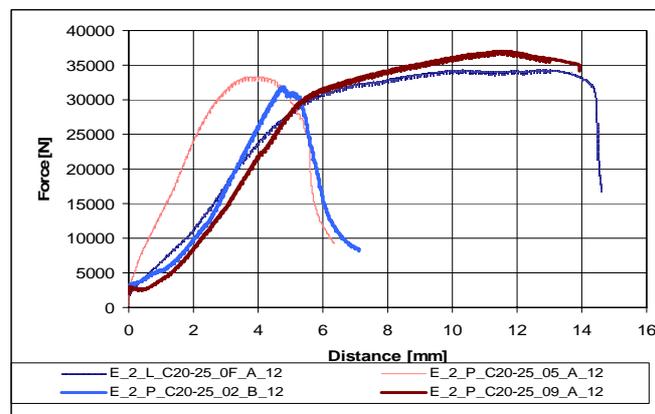


Abb. 9.17: Kraft-Verschiebungskurve bei differenten Auflagerabständen

Der direkte Vergleich mit den Versuchen E\_2\_P\_C20-25\_02\_B\_12 und E\_2\_P\_C20-25\_05\_A\_12, welche bis auf den Auflagerabstand von  $a = 800$  mm gleiche Parameter aufweisen, zeigt eindeutig die Auswirkungen einer Auflageränderung. Auffallend sind beim geringen Auflagerabstand die bilineare Arbeitslinie und die große Verschiebung bei der Maximallast. Man beachte, dass die Kraftübertragung bei  $a = 800$  mm mit 31,9 kN und 33,3 kN bei ähnlicher Verschiebung stattfindet und bei  $a = 450$  mm mit 34,4 kN diese mehr als doppelt so hoch ist. Es kommt hierbei zwar kaum zu einer Steigerung der maximal aufnehmbaren Kraft, jedoch kann diese länger auf den Probekörper wirken und ist somit wesentlich duktiler.

## 9.6 Doppelversuch, M12, C20/25

Die Einlegeeile am Rahmen werden so variiert, dass die Last am randnahen Anker früher, gleichzeitig oder später mit dem Randfernen übertragen wird. Es soll gezeigt werden, dass durch die Anwendung einer Ankergruppe eine Laststeigerung möglich, wie sensibel und fehleranfällig dessen Anwendung ist bzw. in wiefern diese in der Praxis realistisch erscheint. Das Lochspiel des randnahen Ankers wird als positives  $\Delta$  bezeichnet. Durch die Schiefstellung der Anker im Bohrloch ist es schwierig, deren maßgebenden Abstand voneinander zu bestimmen und mit einem vorgegebenem Lochspiel  $\Delta$  die Anzahl der Einlegeeile zu berechnen.

### 9.6.1 Ausbruchskegel

Durch die Wahl der Einlegeeile wird hier der randnahe Anker frühzeitig belastet. Das Rissbild zeichnet sich durch zwei Ausbruchskegel aus, wobei auf der Betonunterseite keine Risse entstehen.

Bei Versuch D\_C20-25\_08\_A\_12 mit 18 mm Einlegeeilen wird der randnahe Anker, wie aus Abb. 9.18 li ersichtlich,  $\Delta \approx -1$  mm vor dem Randfernen belastet. Der direkte Vergleich der beiden Ankerlasten  $V_1$  und  $V_2$  lässt erkennen, dass die Maximallast vom randnahen Anker ( $V_{1, \max}$ ) bereits 2 mm vor der Maximallast des Randfernen ( $V_{2, \max}$ ) erreicht wird. Verglichen mit den randfernen Einzelversuchen, welche durchwegs eine Belastung zwischen 32 kN und 37 kN aufnehmen, wird hier deutlich, dass die vorzeitige Belastung des randnahen Ankers eine negative Auswirkung auf die Gesamlast ( $V_{\text{tot}} = 29,8$  kN) hat.

Kurz nach Aktivierung von Anker 2 ist die maximal übertragbare Last vom randnahen Dübel erreicht und bereits bei  $V_{\text{tot}} = 16,8$  kN sind die Risse des vorderen Ausbruchkegels mit freiem Auge vor dem Adapterrahmen sichtbar. Diese frühzeitige Rissbildung und somit sichtbare Versagensankündigung ist als Vorteil zu nennen.

Die erste Rissbildung erfolgt vertikal vom vorderen Rand kommend kurz nach Ansteigen der vorderen Ankerlast bei 9,2 kN. Gleich darauf ist auch der zum Makroriss führende Riss knapp daneben zu erkennen. Bei 11,8 kN entsteht der erste Vertikalriss. Die maßgeblichen Risse des vorderen Bruchkegels sind durch den Rahmen verdeckt. Der erste Horizontalriss entsteht rechts neben dem hinteren Anker bei  $V_{\text{tot}} = 14,3$  kN. Dieser bleibt in seiner Lage und weitet sich erst wieder bei  $V_{\text{tot}} = 25$  kN, nachdem sich bei 22,6 kN der erste horizontale Riss links neben Anker 2 abgezeichnet hat.

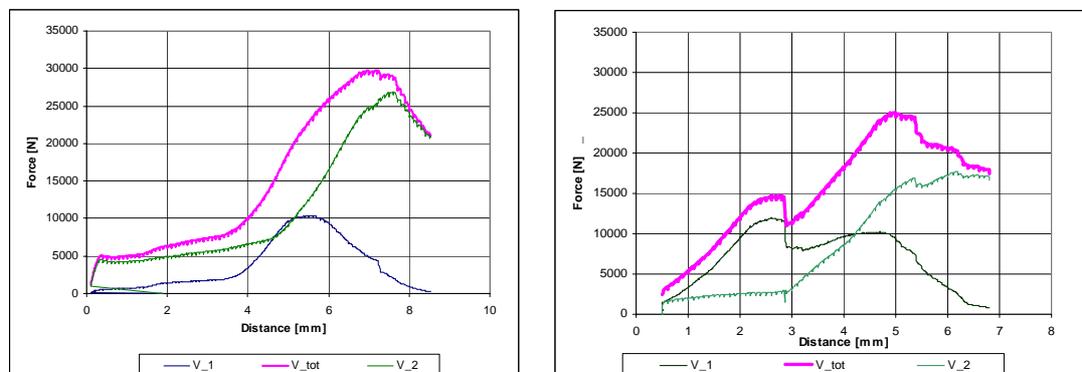


Abb. 9.18: Kraft- Verschiebung, li: D\_C20-25\_08\_A\_12; re: D\_C20-25\_05\_B\_12

Nicht weit von der Maximallast kommt bei  $V_{\text{tot}} = 27,7 \text{ kN}$  der schräge Vertikalriss, welcher den weiteren Ausbruchkegel vorgibt vor dem hinteren Dübel zum Vorschein. Der hintere Horizontalriss weitet sich bis  $V_{\text{tot}} = 29 \text{ kN}$  und danach ist das hintere Bruchbild vor allem durch die schrägen Risse des Ausbruchkegels geprägt.

Im Vergleich dazu wird bei Versuch D\_C20-25\_05\_B\_12 der randferne Anker erst bei  $\Delta = -2 \text{ mm}$  (Abb. 9.18 re) nach dem Randnahen belastet. Bei der Aktivierung des zweiten Ankers hat der randnahe Anker bereits versagt und beeinflusst somit die Kraftübertragung im Bereich des randfernen Ankergrundes. Das Kraftmaximum ( $V_{\text{tot}} = 25 \text{ kN}$ ) ist auch hier weitaus geringer als bei den randfernen Einzelversuchen ( $V_{\text{max, m}} = 34,13 \text{ kN}$ ). Kurz nach dem Entstehen des vom Rand kommenden Vertikalrisses bildet sich der durch das Langloch sichtbare Riss vor dem vorderen Anker, welcher sich darauf mit dem Ersten verbindet. Links und rechts daneben bildet sich von vorne kommend ein spitzer Keil, dessen Spitze in Anker 1 mündet. Danach bilden sich die durch den Rahmen verdeckten Horizontalrisse. Bei  $V_{\text{tot}} = 12,6 \text{ kN}$  entsteht der Vertikalriss vor Anker 2. Kurz vor dem Erreichen der Maximallast des randnahen Ankers ( $V_{1, \text{max}} = 11,7 \text{ kN}$ ) bildet sich links der schräg unter  $45^\circ$  verlaufende, mit freiem Auge sichtbare Makroriss.

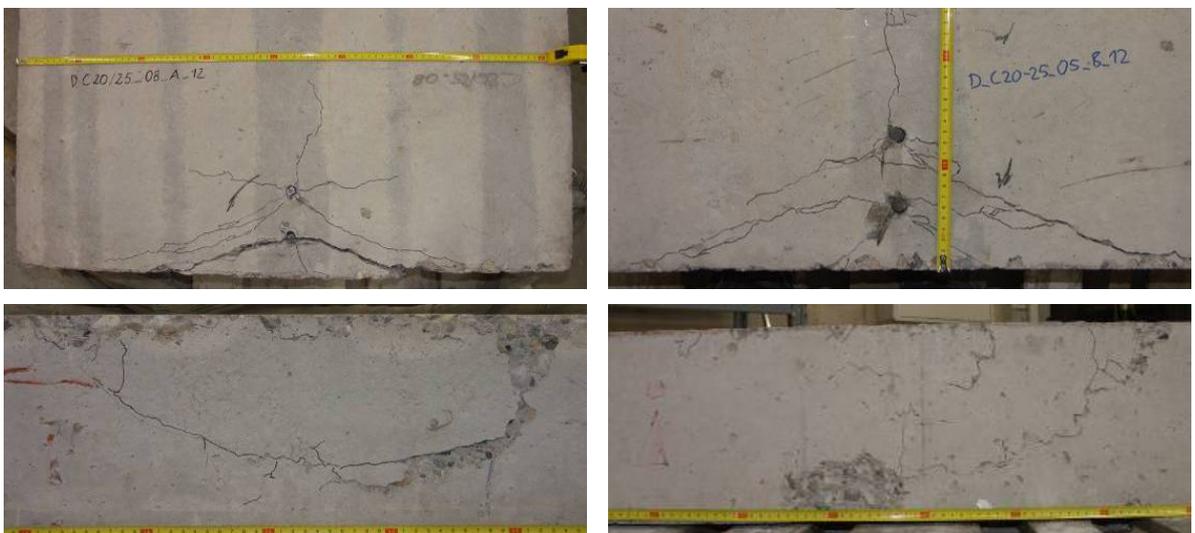


Abb. 9.19 Bruchbild: li: D\_C20-25\_08\_A\_12; re: D\_C20-25\_05\_B\_12  
oben: Oberseite; unten: Stirnseite, keine Risse an Unterseite

Nach der Maximallast vom Anker 1 kommt es zum Kraftabfall der Gesamtlast und der randferne Dübel übernimmt nun stetig einen größeren Lastanteil (siehe Abb. 9.18 re).

Das Bruchverhalten des hinteren Ankers zeigt zuerst schräge Risse nach vorne. Nahe der Höchstlast bilden sich die horizontalen Risse und weiten sich gleichzeitig mit den schrägen Rissen, bis beim Versagen das Wachstum der Horizontalrisse abnimmt und sich die schrägen Risse des Ausbruchkegels maßgeblich öffnen. Beim Kraft- Verformungsverlauf ist im Bereich der Maximallast  $V_{\text{tot, max}} = 25 \text{ kN}$  erkennbar, dass die Kraftmaxima von Anker 2 und der Gesamtlast nicht übereinander liegen. Das Maximum der Gesamtlast ist bereits erreicht, während der Beitrag vom randfernen Anker noch steigt. Das hat seine Ursache im für unbewehrten Beton äußerst duktilen Bruchverhalten von Anker 1. Nach dessen Maximallast und Kraftabfall kommt es sogar nochmals zum Anstieg und beginnt erst 2 mm nach  $V_{1, \text{max}}$  wieder zu fallen. Somit ist der Beitrag vom randnahen Anker an der gesamten Maximallast trotz dessen frühen Maximalwertes über 40 %.

Durch den Ausbruch des randnahen Kegels ist der hintere Anker sichtlich geschwächt und erreicht mit  $V_{2, \max} = 17,3 \text{ kN}$  Werte knapp über der Hälfte der randfernen Einzelbefestigungen.

### 9.6.2 Horizontalbruch

Die Einlegeteile werden so gewählt, dass bei Aktivierung des hinteren Ankers der Vordere noch ein Lochspiel aufweist. Das vorwiegend horizontale Versagen des Betonquaders tritt auf, da die Last vor allem durch den randfernen Anker abgeleitet wird. Der Horizontalbruch erstreckt sich in den Betonkörper schräg nach vorne und ist auch an der Unterseite deutlich zu erkennen. An der vorderen Stirnseite ist nur der Biegezugriss zu sehen.

Nur unter Mitbeanspruchung des randnahen Ankers, ohne dessen vorzeitiges Versagen kann die größtmögliche Bruchlast erreicht werden.



Abb. 9.20 Bruchbild: li: D\_C\_20-25\_07\_A\_12; re: D\_C20-25\_06\_B\_12  
oben: Oberseite; unten: Unterseite, Vertikalriss an Stirnseite

Beim Versuch D\_C\_20-25\_07\_A\_12 werden 23 mm Einlegeteile verwendet. Mit dem Lochabstand des Adapters ohne Einlegeteile von 85 mm ergibt sich ein Lochabstand von 62 mm. Der Abstand der gesetzten Dübel beträgt 63 mm, woraus sich ein Lochspiel des randnahen Ankers von  $\Delta = 1 \text{ mm}$  ergibt.

Hier entsteht der erste vertikale Riss vor dem randfernen Anker. Dies ist Indiz dafür, dass Anker 2 stärker belastet wird als Anker 1. Kurz bevor sich die ersten horizontalen Risse neben dem Adapter des randfernen Anker abzeichnen sind ab  $V_{\text{tot}} = 12,2 \text{ kN}$  auch die ersten vertikalen Mikrorisse vom vorderen Rand kommend erkennbar. Ab hier erhöht sich die Steifigkeit des randfernen Ankers, wobei der Beitrag des randnahen Ankers noch vorwiegend durch Reibung verursacht wird. Erst ab ca. 18 kN erhöht sich auch die Steifigkeit des vorderen Ankers. Obwohl die Aktivierung des randnahen Ankers so von statten geht, dass die Maxima  $V_{1, \max}$ , und  $V_{2, \max}$  zum gleichen Zeitpunkt erfolgen, bleibt die Maximallast mit 33,1 kN unter ihren Erwartungen. Im direkten Vergleich der Maximalwerte von  $V_1$  und  $V_2$  der Doppelversuche mit denen der Einzelversuche wird ersichtlich, dass hier sowohl der randferne Anker ( $V_{2, \max} = 23,8 \text{ kN}$ , vgl. Einzelversuch, randfern:  $V_{\max, m} = 34,13 \text{ kN}$ ) als auch der Randnahe ( $V_{1, \max} = 9,4 \text{ kN}$ , vgl. Einzelversuch, randnah:  $V_{\max, m} = 12,55 \text{ kN}$ ) weit vor den Einzelversuchen versagt. Somit ist der starke Einfluss der beiden Anker aufeinander ersichtlich.

Beim ähnlichen Versuch D\_C20-25\_06\_B\_12 werden 24 mm Einlegeeile verwendet. Das vordere Lochspiel beträgt rechnerisch ca.  $\Delta = 4$  mm. Obwohl die Maximallast des randnahen Ankers etwa 0,1 mm nach  $V_{2, \max}$  erreicht wird und sie mit  $V_{1, \max} = 6,9$  kN unerwartet niedrig ist, übersteigt die maximale Gesamtlast ( $V_{\text{tot}, \max} = 37,7$  kN) alle Lasten der übrigen Versuche dieser Betonklasse mit 12 mm Ankern.

Bei 6 kN ist im Kraft- Verformungsdiagramm eine Steifigkeitsverminderung der Randfernen zu beobachten, es tritt der erste Riss vertikal vor dem randfernen Anker auf. Bereits bei 8,3 kN ist ein Vertikalriss vor dem randnahen Anker 1 durch das Langloch erkennbar. Aufgrund der geringen Belastung von Anker 1 wird davon ausgegangen, dass dieser Riss als eine Fortsetzung des hinteren vertikalen Risses zu betrachten ist.

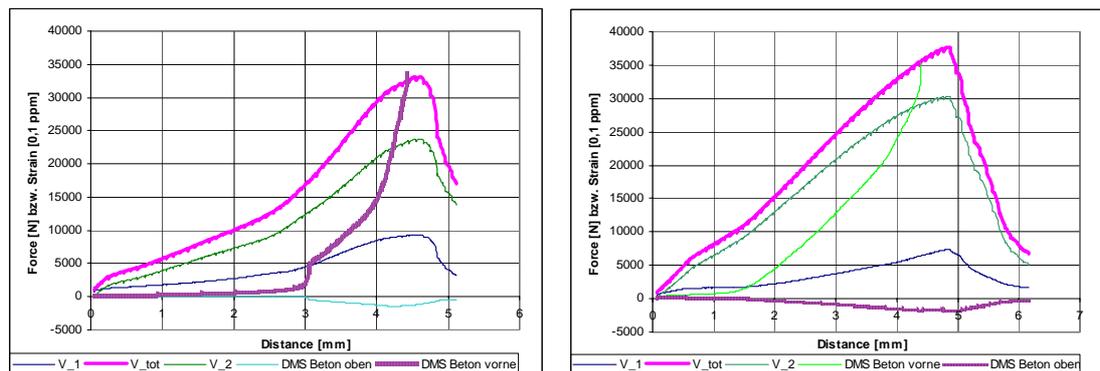


Abb. 9.21: Kraft- Verschiebung + DMS, li: D\_C20-25\_07\_A\_12; re: D\_C20-25\_06\_B\_12

### 9.6.3 Zusammenfassung Doppelversuche

Die Lastaufteilung zur Optimierung der Gesamtlast  $V_{\text{tot}}$  ist bei Versuch D\_C20-25\_06\_B\_12 erreicht. Somit muss die Maximallast des randfernen Ankers geringfügig vor dem Versagen des randnahen Ankers erfolgen, um eine größtmögliche Kraftübertragung zu erreichen.

Bei dieser idealen Abstimmung der Aktivierungszeitpunkte kann die Ankergruppe mit primärer Lastaufnahme am hinteren Anker höhere Lasten auf den Ankergrund als randferne Einzelbefestigungen übertragen. Jedoch ist zu bemerken, dass diese Laststeigerung unter den hier gegebenen Randbedingungen, d.h. Lochabstand der beiden Anker zueinander und deren Randabstand, in der Praxis kaum umsetzbar ist. Der derzeitige Stand der Technik und aufgrund der zu geringen Aussichten auf Erfolg, wegen den Anforderungen an die exakte Ankersetzung ist die Anwendung von Ankergruppen in dieser Art und Weise lt. dieser Versuche kaum gerechtfertigt. Weiters ist unter diesen optimalen Bedingungen das Versagen durch die späte Makrorissbildung mit freiem Auge erst nahe der Maximallast zu erkennen.

Im Gegensatz dazu zeigt sich, dass bei der primären Aktivierung des randnahen Ankers Risse frühzeitig erkannt werden können, jedoch müssen diese nicht das baldige Versagen der Befestigung bedeuten. Das frühzeitige Versagen des randnahen Ankers, bzw. dessen Ausbruchskegel haben negativen Einfluss auf den Widerstand des randfernen Ankers und verringern somit die aufnehmbare Gesamtlast um 6,4 % bezogen auf den Mittelwert der randfernen Einzelbefestigungen.

## 9.7 Zusammenfassung Drucklagerung

Es gibt immer zwei Brucharten gleichzeitig, Horizontalrisse und Schrägrisse. Je näher sich der Anker am Rand befindet, desto horizontaler verlaufen die Risse.

Dabei ist es unterschiedlich, welche Rissart zuerst auftritt und wann sich die jeweiligen Risse öffnen. Die Risse öffnen sich manchmal zeitlich hintereinander aber umso häufiger gleichzeitig. Durch diese Parallelität von zwei unterschiedlichen Rissarten mit gleichem Ursprung (dem Anker) werden die Komplexität der dreidimensionalen Bruchflächen und dessen Wachstum klar.

Bei den randnahen Ankern kommt es durchwegs zuerst zu Schrägrissen. Später entstehen parallel dazu Horizontalrisse. Bei zunehmender Belastung öffnen sich die schrägen Risse stärker als die Horizontalen.

Nach weiterer Verformung kommt es zunehmend zu einer Belastung der tiefer im Beton liegenden, noch ungerissenen Bereiche vor dem Anker. Erst wenn die Rissinitiierung in den Probekörpern verhältnismäßig weit fortgeschritten ist, werden Risse auch für das menschliche Auge ohne technische Hilfsmittel erkennbar.

## 10 Betonkantenbruch bei Zuglagerung

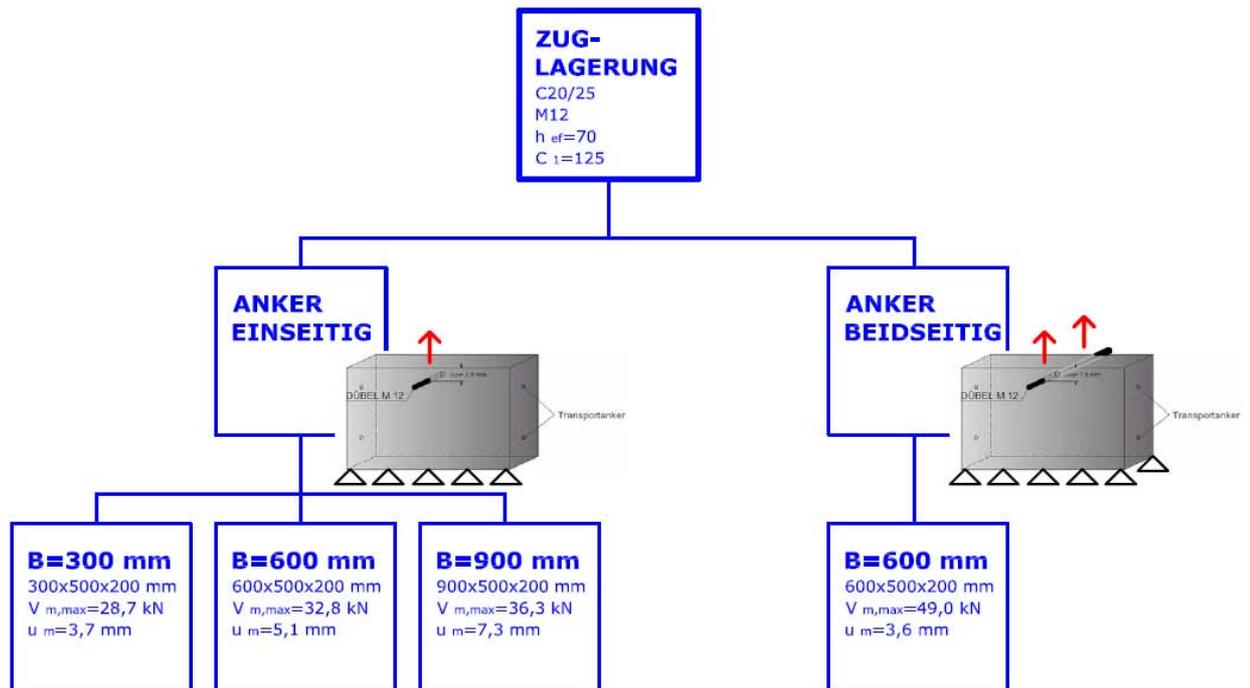


Abb. 10.1: Versuchübersicht Betonkantenbruch Zuglagerung

### 10.1 Versuchsaufbau

Um den Einfluss globaler Spannungen weitgehend auszuschließen werden die Versuchskörper unten linienförmig gelagert und die Belastung erfolgt nach oben.

An den Prüfkörper wird eine 15 mm starke und 200 mm breite Stahlplatte geklebt, wodurch der Betonquader über Winkel an die untere Traverse der Prüfmaschine festgeschraubt werden kann. Um den bestmöglichen Verbund zu schaffen, wird der Kleber Hilti HIT-RE500 [9] flächendeckend auf die Kontaktfläche aufgetragen. Die Länge dieser Stahllamelle richtet sich nach der Querschnittsbreite des jeweiligen Probekörpers.



Abb. 10.2: Versuchsaufbau

Da die Randbedingungen einen maßgebenden Einfluss auf den Ausbruchskegel haben werden für die Zuglagerung auch Probekörper mit anderen Abmessungen gewählt, welche eine Betongüte von C20/25 aufweisen (siehe Abb. 8.4). Somit wird zusätzlich zur Bruchlast das qualitative Bruchverhalten der Betonkörper in Abhängigkeit von der Probekörperbreite untersucht. Es werden Proben mit den Abmessungen laut Abb. 10.3 verwendet.

Versuchsserie Zuglagerung	Höhe [mm]	Breite [mm]	Tiefe [mm]
Betonkörper I	600	300	200
Betonkörper II	600	600	200
Betonkörper III	600	900	200

Abb. 10.3: Formate der Versuchskörper

Um das zweidimensionale Modell der FE- Rechnung zu bestätigen werden auch beidseitig beanspruchte Prüfkörper verwendet. Die Linienlagerung erfolgt ebenfalls beidseitig und die Abmessung beträgt 600x600x200 mm<sup>3</sup>.

### 10.1.1 Ankerposition

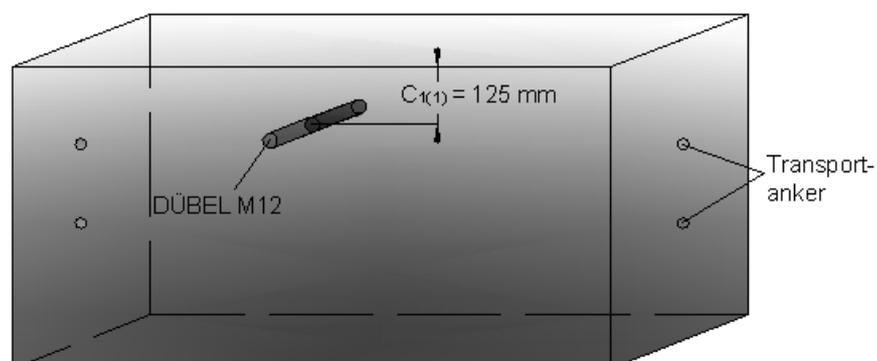


Abb. 10.4: Ankerposition

Für die beidseitig symmetrisch beanspruchten Versuche gelten die gleichen Werte, wobei der zusätzliche Anker an der Rückseite (B) mit den gleichen Randabständen angebracht wird.

- Ankerdurchmesser  $\varnothing_{An} = 12 \text{ mm}$
- $c_1 = 125 \text{ mm}$
- $h_{ef} = 70 \text{ mm}$
- Anzugsdrehmoment ( $M_D$ ) mit 60 Nm
- reduzierte Anzugsdrehmoment ( $M_{D_{red}}$ ) mit 30 Nm

### **10.1.2 SPECKLE- Interferometer**

Durch die Kooperation mit dem Hersteller des Speckle- Interferometers werden eine Verbesserung des Versuchsaufbaus und u. a. eine Genauigkeitssteigerung bei der Messung selbst erzielt. Die Fixierung erfolgt auf einem Aluminiumrahmen, der zusätzlich durch Diagonalstreben ausgesteift ist (siehe Abb. 10.2). Dieser Rahmen ist am Prüfkörper selbst befestigt. Weiters werden längere Specklearme, welche die Spiegel tragen verwendet. Die Sensitivität der Messung wird dadurch bei IP- Betrachtung von  $3 \mu\text{m} / \text{Fringe}$  auf  $1 \mu\text{m} / \text{Fringe}$  gesteigert. Für OOP bleibt diese bei etwa  $0,5 \mu\text{m} / \text{Fringe}$  gleich. Es wird dadurch eine bessere Auswertung der Messbilder in der Ebene ermöglicht. Alle weiteren Einstellungen werden wie in Abschnitt 7.1 durchgeführt.

## 11 Ergebnisse bei Zuglagerung

- Einseitige Belastung:

Versuchsbezeichnung	max. Standardkraft [kN]	bei Verschiebung [mm]
130_30	26,7	2,5
131_30	29,8	4,2
132_30	29,6	3,8
133_90	35,3	5,4
134_90	36,0	4,6
135_90	37,7	11,6
136_60	30,9	3,8
137A_60	33,6	6,8
138_60	35,9	5,4

*Abb. 11.1: Einseitige Belastung, Maximalkraft und zugehörige Verschiebung*

- Beidseitige Belastung:

Versuchsbezeichnung	max. Standardkraft [kN]	bei Verschiebung [mm]
139_60	48,9	5,4
140_60	49,7	4,0
141_60	48,4	4,4

*Abb. 11.2: Beidseitige Belastung, Maximalkraft und zugehörige Verschiebung*

## 11.1 Einseitige Belastung

### 11.1.1 Betonquader 900x500x200 mm

Die mittlere Maximallast liegt mit  $V_{\max, m} = 36,33 \text{ kN}$  6 % unter der laut Hofmann [3] zu 38,8 kN berechneten Bruchlast und die Standardabweichung beträgt 1,2 kN. Bei der Versuchsreihe mit Drucklagerung (Abschnitt 8) werden ähnliche (850x600x200 mm) Betonquader verwendet. Auch deren Maximallasten liegen 6 % unter der Bemessungsformel. Das zeigt, dass diese unterschiedliche Lagerung keinen wesentlichen Einfluss auf die Bruchlast bewirkt. Zwei der drei Versuche versagen unter einer vorwiegenden horizontalen Rissbildung. Die Risse erstrecken sich bei allen 900 mm breiten Versuchskörpern bis an deren Unterseite.

Die qualitative Rissentwicklung geht nach folgenden Regeln vor:

- Horizontalrisse links und rechts, jedoch keine Vertikalrisse hinter dem Anker
- Schrägriss nach vor bzw. Vertikalriss hinter dem Anker ca. in Richtung der Winkelhalbierenden
- Gegebenenfalls Horizontalriss oder Schrägriss nach vor

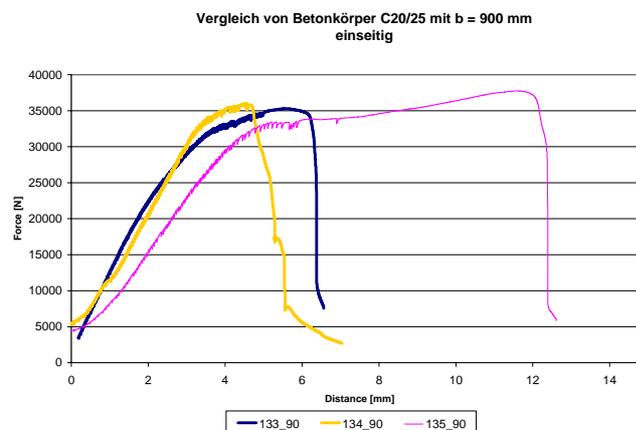


Abb. 11.3: li: Kraft- Verformung 133\_90 – 135\_90

#### 11.1.1.1 Versuch 133 133\_90

Die Verformungskurve weist sehr rasch einen linearen Anstieg auf, wobei es bei  $u = 3,8 \text{ mm}$  zu einer Reduktion der Lastaufnahmefähigkeit kommt. Zum abrupten Versagen des Verbundes kommt es nach der maximalen Lastaufnahme ( $V_{\max} = 35,3 \text{ kN}$  bei  $u_{\max} = 5,4 \text{ mm}$ ) weiteren 0,9 mm Verschiebung.

Ein horizontaler Riss verläuft durch die Klebefläche des DMS. Die Auswertung der Specklebilder wird hier ganz besonders interessant. Es kann ein direkter Vergleich mit den Ergebnissen des DMS vorgeführt werden.



*Abb. 11.4: 133 133\_90 Bruchbild*

Mit steigender Belastung bilden sich vom Anker ausgehend rechts und links neue, horizontale Risse. Viele der Mikrorisse, die am Specklebild erkennbar sind können am Bruchbild mit freiem Auge nicht erkannt werden.

#### 11.1.1.2 Versuch 135 135\_90

Bei Versuch 135 135\_90 kommt es auf der Oberseite ausschließlich zu Horizontalrissen und zu einem vertikalen Biegezugriss vor dem Anker, welche in Abb. 11.5 als Makrorisse zu erkennen sind. Ein Horizontalriss ist auch auf der Unterseite zu erkennen. Schlussendlich führen alle Mikrorisse zu Makrorissen.

Das Ende der Lastaufnahme ist bei 37,7 kN erreicht, wobei eine ungewöhnlich große Verschiebung von 11,6 mm erreicht wird. Der Verbund löst sich schlagartig.



*Abb. 11.5: 135 135\_90 li: Bruchbild; re: große Ankerverformung und Abplatzung*

Die großen Werte der Maximallast (+6 %) und deren Verschiebung (+125 %) können durch großflächige Abplatzungen vor dem Anker erklärt werden. Sie verursachen eine tiefere Lasteinleitung und eine starke Verformung des Ankers.

Die Vergrößerung der Maximallast durch eine tiefere Lasteinleitung kann auch bei einem der beidseitigen Versuche, wie in Abschnitt 11.2 beschrieben beobachtet werden. Die Last wird über eine größere Fläche in den Beton eingeleitet. Außerdem befinden sich die Spannungsspitzen weiter von der Oberfläche entfernt.

In Abschnitt 12 wird auf diesen Versuch als Beispiel für die Zusammenhänge der einzelnen Messungen nochmals eingegangen.

### 11.1.1.3 Versuch 134 134\_90

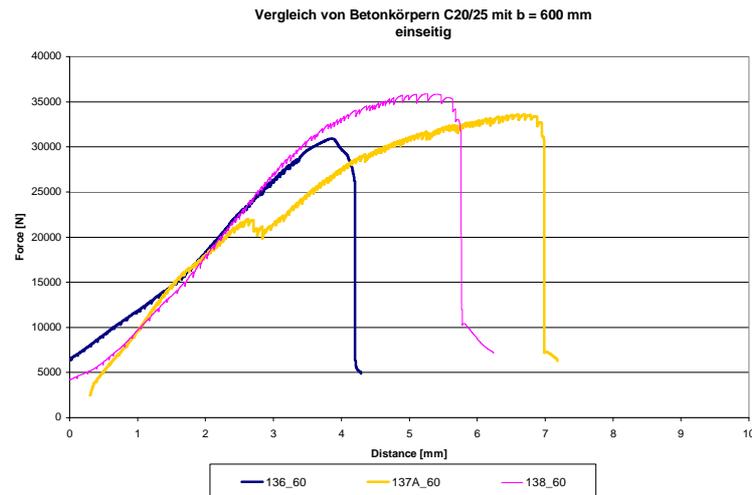


*Abb. 11.6: 134 134\_90: Bruchbild*

Dieser Versuch weist die meisten Mikrorisse dieser Serie auf und es treten erstmals vertikale Makrorisse auf. Erst nahe der Maximallast ab 31,6 kN öffnet sich der flachere linke Schrägriss, welcher sich zum Makroriss entwickelt. Ungefähr zum gleichen Zeitpunkt ist auch der Vertikalriss hinter dem Anker erstmals erkennbar. Er entwickelt sich ebenfalls auf der Unterseite zum Makroriss. An der rechten Seite entsteht ein Horizontalriss, der sich nach ca. 100mm gabelt. Der nach hinten verlaufende Riss bleibt als Mikroriss nicht sichtbar. Der Zweite verläuft nach vor und ist am Bruchbild deutlich erkennbar. Nach entfernen des Adapters wird ein weiterer vertikaler Riss entdeckt.

### 11.1.2 Betonquader 600x500x200 mm

Bei allen drei der 600 mm breiten Versuchskörper kommt es zum vertikalen Mikroriss hinter der Krafteinleitung. Da der Bereich vor dem Anker durch den Adapter verdeckt ist, kann hier über Mikrorisse keine Aussage gemacht werden. Der Unterschied zur nach Hofmann [3] berechneten Bruchlast von 38,7 kN beträgt mit einer mittleren Maximallast aus dem Versuch von  $V_{\max, m} = 32,8$  kN bei einer durchschnittlichen Verschiebung von  $u_m = 5,13$  mm über 15 %. Der Randeinfluss ist demnach beim Versuchsergebnis bereits unter 600 mm Breite erkennbar.



**Abb. 11.7: Kraft- Verformung 136\_60 – 138\_60**

Die Streuung der Lastaufnahme bei diesen Versuchen beträgt: 2,5 kN und ist mehr als das 3- fache im Vergleich mit den beidseitigen Versuchen ( $\sigma = 0,7$  kN). Anhand der Risse wird deutlich, dass für diese Standardabweichung nicht die Streuung der Krafteinleitung im Probekörper verantwortlich ist, sondern die Rissentwicklung. Die Rissbilder der einseitig belasteten Versuche zeigen unterschiedliche Verläufe der Risse, wogegen die Beidseitigen Ähnlichkeiten aufweisen.

#### 11.1.2.1 Versuch 136 136\_60

Bei Versuch 136 ist am Bruchbild vor dem Anker kein vertikaler Makroriss erkennbar. Jedoch wird ein vertikaler Mikroriss hinter dem Anker kurz vor Erreichen der Maximallast ( $V_{\max} = 30,9$  kN bei  $u = 3,6$  mm) entdeckt. Der linke Horizontalriss ist eindeutig durch die Anhäufung von Mikrorissen injiziert worden. Rechts vom Dübel führt ein Schrägriss nach vor. Die lokale Kraftbringung verursacht die Radialrisse rund um den Anker.

An der Rückseite sind keine Risse erkennbar.



**Abb. 11.8: 136 136\_60: Bruchbild**

### 11.1.2.2 Versuch 137A 137\_60

Probekörper 137\_60 wurde schon einmal bei Versuch 137 verwendet. Dabei haben zu hohe Toleranzen in der Ebenheit von Stahllamelle und Montagewinkel die Klebeschicht bei der Montage geschädigt. Schon bei geringer Belastung des Ankers hat dabei der Kleber versagt und die Stahllamelle ist bei weiterer Belastung abgeplatzt. Der Probekörper zeigte keine weiteren Beschädigungen und wird ein weiteres Mal verwendet.

Die Kraft-Verformungskurve ist der von Versuchskörper 138\_60 ähnlich, jedoch kommt es bei  $u = 2,8$  mm zu einem drastischen Kraftabfall. Grund dafür ist die schlechte Verschraubung der geklebten Stahllamelle, welche sich aus der Vorsicht durch den Vorfall mit Versuch 137 ergibt.

Dieser Lastabfall ist auch an der Speckleaufzeichnung als „Rauschen“ erkennbar.

Die Risse können in Abb. 11.9 eindeutig erkannt werden. Als erster Riss zeigt sich der linke Horizontalriss. Nach der Ausbildung des rechten Horizontalrisses entwickelt sich ein schräger Riss dessen weiterer Verlauf durch den plötzlichen Kraftabfall ( $V = 21$  kN) beeinflusst wird. Dieser öffnet sich nach weiterer Belastung nicht wieder. Zuletzt entwickelt sich ein Vertikalriss hinter dem Anker.



Abb. 11.9: 137A 137\_60: Bruchbild

Bei der Maximallast von  $V_{\max} = 31,6$  kN bei  $u = 6,3$  mm erstrecken sich die Horizontalrisse durch das gesamte 430 mm breite Beobachtungsfeld der Speckleaufnahme.

Die Bruchfläche des linken Horizontalrisses verläuft durch die Klebefläche des vertikal angebrachten DMS. Anfangs vielversprechend stellt sich jedoch heraus, dass sich dieser während der Aufzeichnung vom Probekörper löst und nur bedingt verwertbare Ergebnisse für den Vergleich Rissweiter und DMS- Verformung liefert.

### 11.1.2.3 Versuch 138 138\_60

Dieser Versuch erreicht in dieser Serie die höchste Belastbarkeit ( $V_{\max} = 35,9$  kN). Die Kraftaufnahme endet nach 5,4 mm erwartungsgemäß abrupt. Dieses Maximum lässt sich vielleicht über die vorhandene Bohrlochtiefe erklären. Während die Bohrung von 136\_60 und 137A\_60 105 mm tief ist, ist sie bei 138\_60 nur 95 mm tief.



Abb. 11.10: 138 138\_60: Bruchbild

Das Bruchbild zeigt Schrägrisse rechts und links nach vorne und einen weiteren rechts schräg nach hinten. Der Vertikalriss vor dem Anker kommt erst nach dem Entfernen des Adapters zum Vorschein.

Versuch 138\_60 hat keinen, für diese Versuchsanordnung typischen Rissverlauf. Die erwarteten Horizontalrisse, wie in 136\_60 und 137A\_60, kommen hier nicht zustande und Vertikalrisse treten auch nur bei diesem auf.

### 11.1.3 Betonquader 300x500x200 mm

Diese Versuchsreihe zeichnet sich durch sprödes, lautes Versagen aus. Das Bruchbild weist einen horizontalen Verlauf auf und an der Betonunterseite sind keine Risse sichtbar. Durch die Verringerung des Betonquerschnitts und somit ähnlicherem Bruchbild wird auch die Standardabweichung ( $\sigma = 1,7 \text{ kN}$ ) geringer.

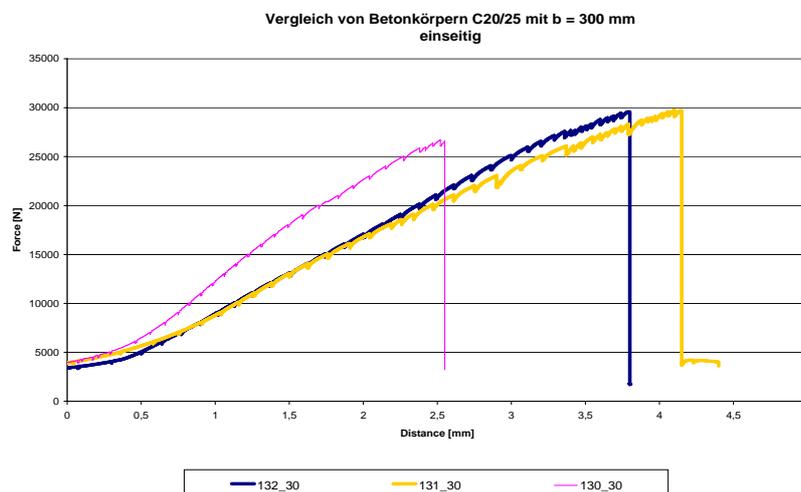


Abb. 11.11: Kraft- Verformung 130\_30 – 132\_30

Alle Versuche erreichen nach einem Lastaufbau von  $6 - 7 \text{ kN}$  eine lineare Verformungskurve und somit den erwarteten Verbund zwischen Dübel und Ankergrund.

Generell treten bei diesen Versuchen nur wenige Risse auf.

### 11.1.3.1 Versuch 130 130\_30

Die maximale Belastbarkeit ist bei 26,7 kN und einer  $u_{\max} = 2,5$  mm erreicht. Somit ist dies der Versuch mit dem schwächsten Verbund. Das Versagen tritt bei allen Versuchen plötzlich ein. Die Versuchskörper werden regelrecht aufgeknackt.



*Abb. 11.12: 130B 130\_30: Bruchbild*

Beim ersten der drei 300 mm breiten Versuchskörper kommt es zum gleichzeitigen Bilden von Mikrorissen. Nicht alle beobachteten Mikrorisse injizieren Makrorisse. Interessanterweise entstehen die Mikrorisse, welche sich zu Makrorissen öffnen zum Schluss.

### 11.1.3.2 Versuch 131 131\_30

Dieser Versuch ist der einzige, bei dem sich ein Horizontalriss ankündigt und nach einer Umlagerung das Versagen entlang eines schrägen Risses eintritt. Dieser rechte Horizontalriss kann mit bloßem Auge am Bruchbild nicht erkannt werden.



*Abb. 11.13: 131 131\_30: Bruchbild*

Lokal um den Ankergrund herum treten Abplatzungen auf.

### 11.1.3.3 Versuch 132 132\_30

Die Bohrlochtiefe wird von gewöhnlich 105 mm auf 95 mm reduziert.

Hier bilden sich nur zwei horizontale Risse, welche sich bis zum Bruch hin öffnen. In Abb. 11.11 kann anhand der blauen Kurve eine leichte Steifigkeitsabnahme erkannt werden. Die Risslänge wächst stetig. Der rechte Riss erreicht den rechten Rand. Es ist noch immer eine Laststeigerung möglich, bis auch der Linke beinahe den Rand erreicht und das System 29,6 kN versagt.

## 11.2 Beidseitige Belastung, Betonquader 600x500x200 mm

Um die unterschiedlichen Kräfte an beiden Ankern messen zu können, werden Dehnungsmessstreifen an den Stahladaptern appliziert. Es wird dabei versucht die Dehnung unter geringst möglichem Einfluss der Adapterbiegung aufzunehmen.

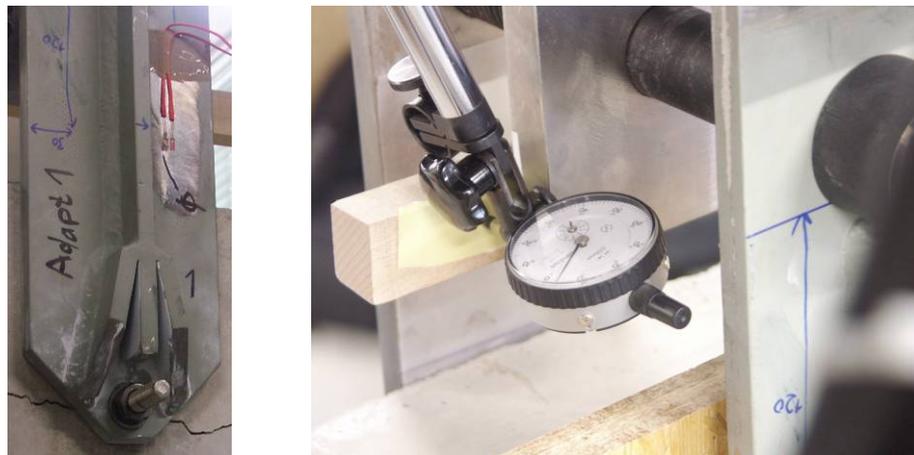


Abb. 11.14: li: DMS Applikation; re: Messung der z-Verschiebung der Adapter

Der Querschnitt mit einer Fläche von  $1950 \text{ mm}^2$  ( $E=210.000 \text{ N/mm}^2$ ) erfährt eine Dehnung durch die  $2,44 \text{ ppm/kN}$  aufgebrauchte Normalkraft. Somit kann aufgrund der gemessenen Dehnung auf die einzelne Ankerlast geschlossen werden.

Bei der Applikation laut Abb. 11.14 li befinden sich die DMS aufgrund des Steges nur noch 4 mm über der Schwerachse des Querschnitts. Durch ein bestehendes Biegemoment  $M_y$  wird die mittels DMS-Dehnung berechnete Ankerlast durch die große Querschnittsfläche und dem dazu geringen Trägheitsmoment des Adapters aber relativ stark beeinflusst. D.h. der Adapter biegt sich stärker, als er sich verlängert. Dieser Einfluss ist bei den Dehnungskurven ersichtlich. Ein durch die Ankerbiegung in den Adapter eingeleitetes Biegemoment verringert die Dehnung am DMS. Die dazu parallele Messung der z-Verschiebung ergibt geringe Werte und somit nur kleine Belastungsdifferenzen zwischen den beiden Ankern.

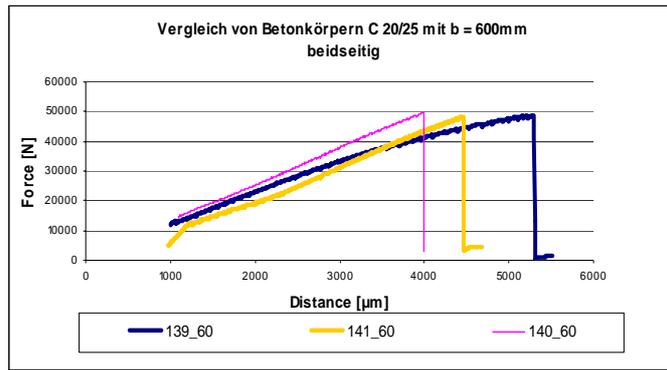


Abb. 11.15: Kraft- Verformungskurve bei beidseitiger Belastung

Die Betonquader versagen mit ähnlicher Rissentwicklung und gleicher Rissart, wodurch die vergleichsweise kleine Standardabweichung von 0,7 kN erklärt werden kann.

Alle Mikrorisse führen hier zu Makrorissen. Das Bruchbild setzt sich bei dieser Versuchsreihe nur aus Horizontalrissen und dem vertikalen Biegezugriss zusammen. Es ist weitgehend zweifach symmetrisch und das Versagen tritt gleichzeitig an Vorder- und Rückseite auf.

### 11.2.1 Versuch 139 139\_60

Die Bohrung wird hier ausgehend von der Schalungsseite zur Abzugsseite durchgehend ausgeführt. Aufgrund einer Bohrerschiefstellung ist es zu unterschiedlichen Randabständen ( $c1(A)=126$  mm,  $c1(B)=122$  mm) und durch das Durchbohren zu einem großen Ausbruchskegel auf der Abzugsseite (Seite B, siehe Abb. 11.16 li) gekommen.

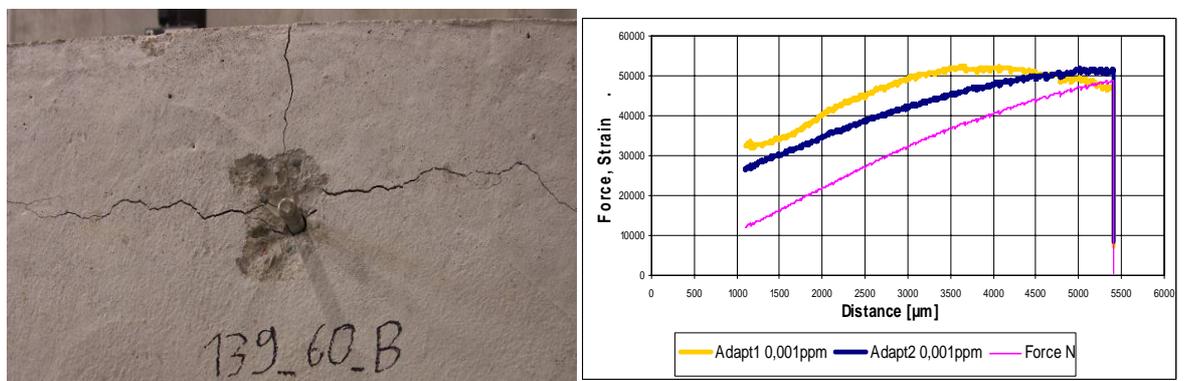


Abb. 11.16: 139 li: Bruchbild und Ausbruch der Bohrung B; re: Kraft Verformung und Dehnungsverlauf

Die maximale z-Verschiebung der Adapter liegt mit 0,2 mm weit über der der anderen beiden beidseitigen Versuche (ca. 0,05 mm), was auch ein Zeichen einer größeren Differenz der Ankerlasten darstellt. Aufgrund des um 4 mm geringeren Randabstandes der B- Seite und deren großen Ausbruchkegels wird Anker A stärker belastet, was in Abb. 11.16 re an der größeren Dehnung von Adapter 1 der A-Seite zu erkennen ist. Bei gemäßer Belastung nimmt die Dehnung von Adapter 1 jedoch wieder ab. Vermutlich wird durch ein Biegemoment die Zugdehnung am aufgeklebten DMS vermindert. Anker A weist im Gegensatz zu Anker B keine bleibende Verformung auf. Die Systemsteifigkeit nimmt im Gegensatz zu den beiden anderen Versuchen stetig ab, kann aber durch den Betonausbruch der B- Seite und somit kleinerer Steifigkeit von Anker B erklärt werden.

Mit dem Speckle- Interferometer können nicht beiden Oberflächen erfasst werden. Somit ist die Auswertung mittels ISTRa nur an der B- Seite des Probekörpers möglich. Der erste Mikroriss bildet sich nach links schräg nach oben. Kurz darauf ist der rechte Horizontalriss erkennbar, welcher zuerst leicht schräg nach vorne weist, dann aber nach einer Dehnungsumlagerung 110 mm vom Anker entfernt nach schräg unten einen neuen Riss öffnet.

### 11.2.2 Versuch 140 140\_60 und 141 141\_60

Die Bohrungen werden hier von beiden Seiten mit einer Tiefe von 95 mm durchgeführt. Dadurch kommt es zu einer Toleranz von maximal 1 mm. Die Versuche weisen eine konstante Steifigkeit auf, wobei bei Versuch 141 bei mäßiger Belastung sogar eine Vergrößerung der Systemsteifigkeit auftritt. Die Maximallasten von  $V_{\max} = 49,8 \text{ kN}$  und  $48,4 \text{ kN}$  liegen im Bereich von Versuch 139 mit  $V_{\max} = 48,9 \text{ kN}$ .

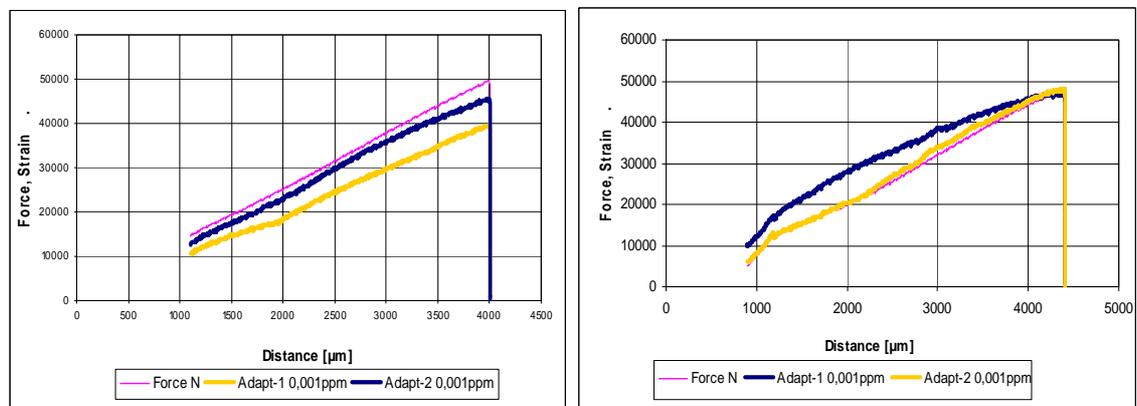


Abb. 11.17: Kraft Verformung und Dehnungsverlauf li: 140; re: 141

Der linke Horizontalriss tritt früher auf und verläuft anfangs leicht schräg nach unten ( $\alpha \approx 338^\circ$ ). Es kommt zur oberflächlichen Spannungsumlagerung, ca. 50 mm vom Anker entfernt zweigt ein neuer unter  $\alpha = 15^\circ$  ab und entwickelt sich zum Makroriss. Danach entwickelt sich der rechte Horizontalriss. Bis auf den durch die Spannungsumlagerung endenden Primärriss zeigen sich alle Risse im Bruchbild.

## 12 Zusammenfassung

Das Ausbruchverhalten von Ankern unter Querlast zum Rand zu untersuchen unterliegt dem Einfluss von vielen Parametern, die von der Art und Weise der Montage, der Betonzugfestigkeit, der Handhabung der Instrumente uvm. beeinflusst werden. Numerische Berechnungen (FEM) mittels ATENA (Červenka [1]) geben Aufschluss über die für die Versagensart maßgeblichen Parameter, ohne die große Streuung der Materialparameter von Beton berücksichtigen zu müssen. Die Ergebnisse quantitativ zu beurteilen stellt sich als schwierig heraus und erfordert die Betrachtung der Ergebnisse mittels probabilistischen Methoden.

Die Entstehung von Rissen verursacht eine ständige Veränderung der Spannungszustände im Probekörper. Die lokalen Dehnungsumlagerungen beeinflussen v.a. den Bereich um den Anker. Diese werden dann von den globalen Umlagerungen überlagert, die die weitere Rissentwicklung initiieren.

Aus den Beobachtungen der ESPI- Messungen können Mikrorisse im frühen Stadium erkannt werden. Mehrere Mikrorisse vereinen sich mit zunehmender Lasteinwirkung oftmals zu Makrorissen, die mit freiem Auge erkennbar sind oder auch im weiteren Sinn zur totalen Spaltung des Probekörpers führen können. Oftmals sind Schrägrisse, ähnlich dem Ausbruchskegel zuerst erkennbar. Später bilden sich Horizontalrisse bzw. Vertikalrisse. Diese bleiben meist als Markorisse mit gut erkennbarer Bruchfläche auch nach der Entlastung des Ankers bestehen. Unstetigkeiten der Betonfestigkeit lassen oftmals zufällige Mikrorisse (Blindrisse) entstehen.

Anhand der Versuche kann eine eindeutige Abhängigkeit zwischen Bruchverhalten zu Distanz zwischen Anker und Betonkantenrand erkannt werden. So tritt ein Betonkantenriss mit Ausbruchkegel bei kleinen Randabständen  $c_1$  und großen  $c_2$  auf. Horizontales Spalten bei großen  $c_1$  bzw. kleinen  $c_2$ .

Das verwendete Messverfahren deckt nur die Beobachtungen der Rissinitiierung an der Oberfläche. Welche Spannungsumlagerungen im Probekörper passieren, kann hier nur gemutmaßt werden, wobei OOP- Verformungen Indiz für Veränderungen in der Tiefe sind.

Zur Veranschaulichung und um die Bedeutung dieser Arbeit zu zeigen, wird anhand des Versuchs 135\_135\_90 (Abschnitt 11.1.1.2) gezeigt, inwieweit die Auswertung mittels ISTRA möglich ist und in welchen Zusammenhang diese mit dem Kraftverformungsverlauf gebracht werden kann.

Das hier angeführte Beispiel ist teil des Forschungsbericht [10].

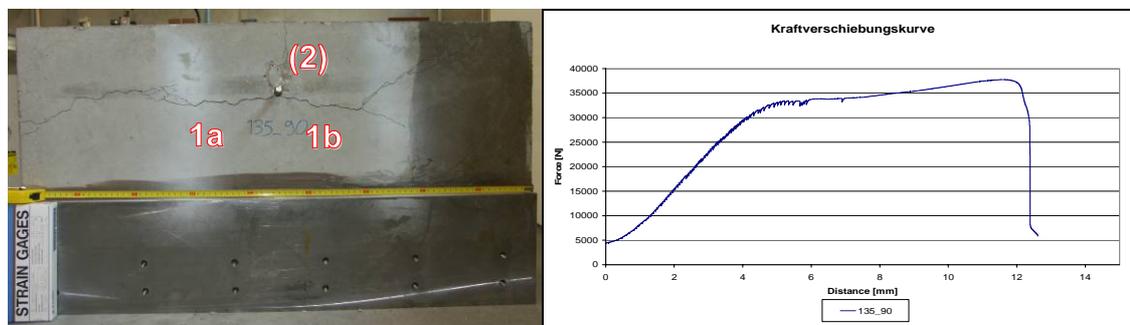


Abb. 12.1: 135\_135\_90 li: Bruchbild; re: Kraft-Verschiebungskurve 135\_135\_90

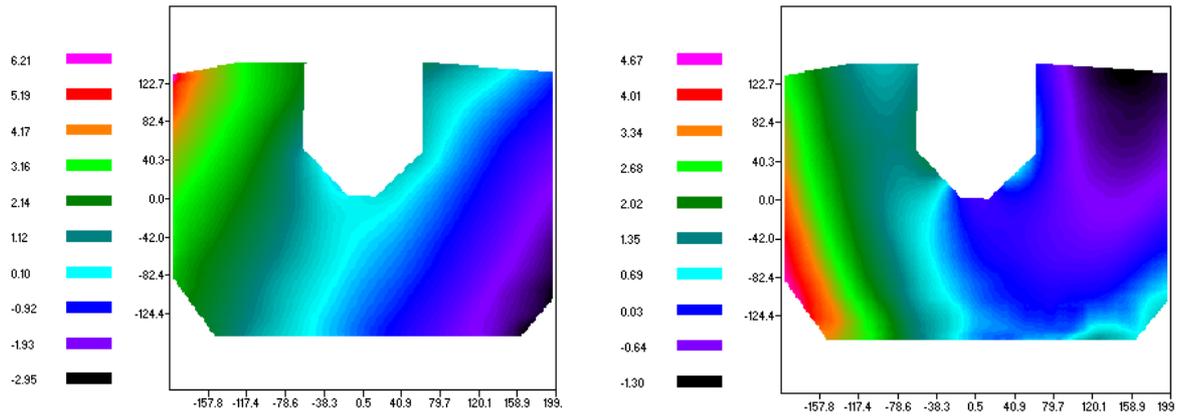


Abb. 12.2: 135 135\_90, LS1-18 (11,9 kN): Verformungsbild; li: horizontal; re: vertikal [µm]

Gemessen wird die Verformung der Oberfläche aufgrund der Lasteinwirkung am Dübel. Der in Abb. 12.2 dargestellte weiße Zwischenraum stellt den Adapter dar, der einen Teil der Oberfläche verdeckt. Zwischen LS 1 und LS 18 sind Risse noch nicht erkennbar. Bei LS 18 wird der Anker bereits mit 11,9 kN belastet.

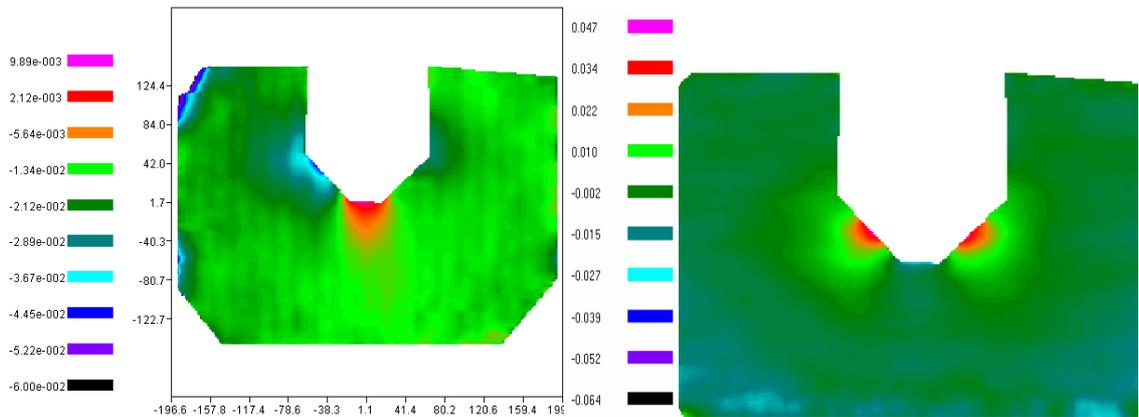


Abb. 12.3: 135 135\_90, LS1-18 (11,9 kN): Dehnungsbild; li: horizontal; re: vertikal [‰]

Am Verzerrungsbild (Abb. 12.3) werden bereits Dehnungsherde, hier rot eingefärbt, erkannt. In Abb. 12.3 li. zeigt sich die minimale Horizontaldehnung (0,01‰). Die grün schattierte Oberfläche zeigt „Rauschen“ und bedeutet, dass in diesen Bereichen keine für die Ergebnisse relevante Messung des Speckle möglich war. Die Vertikaldehnung zeigt bei LS 18 ein Maximum von 0,04%

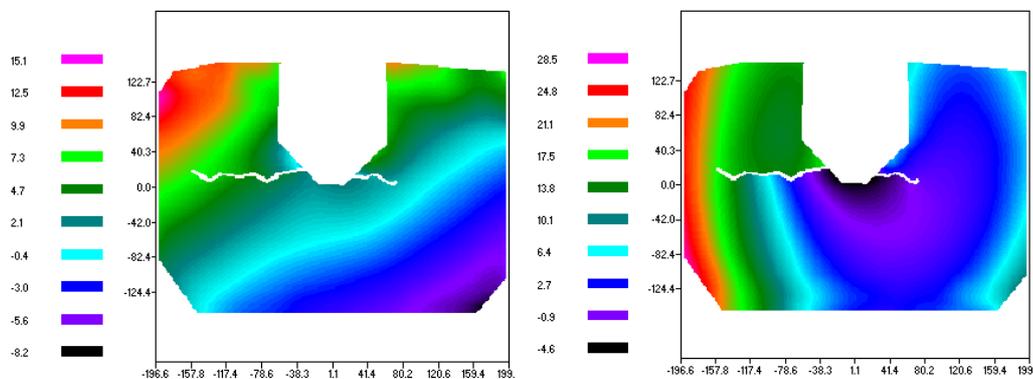


Abb. 12.4: 135 135\_90, LS1-56 (25,9 kN, vor Durchreißen): Verformungsbild li: horizontal; re: vertikal [µm]

Bei LS 56 erreicht der linke Horizontalriss fast den Rand des Betrachtungsfeldes (Abb. 12.4.). Die Rissbreite kann über den Bereich neben dem Riss ermittelt werden. Es wird eine Last von  $V = 25,9 \text{ kN}$  ( $\sim 70\%$  von  $V_{\max} = 37,6 \text{ kN}$ ) aufgebracht.

Die Analyse der Rissbreite am linken Horizontalriss ergibt eine maximale vertikale Öffnung von  $20 \mu\text{m}$ . Der Schubversatz wird mit  $3\mu\text{m}$  ermittelt.

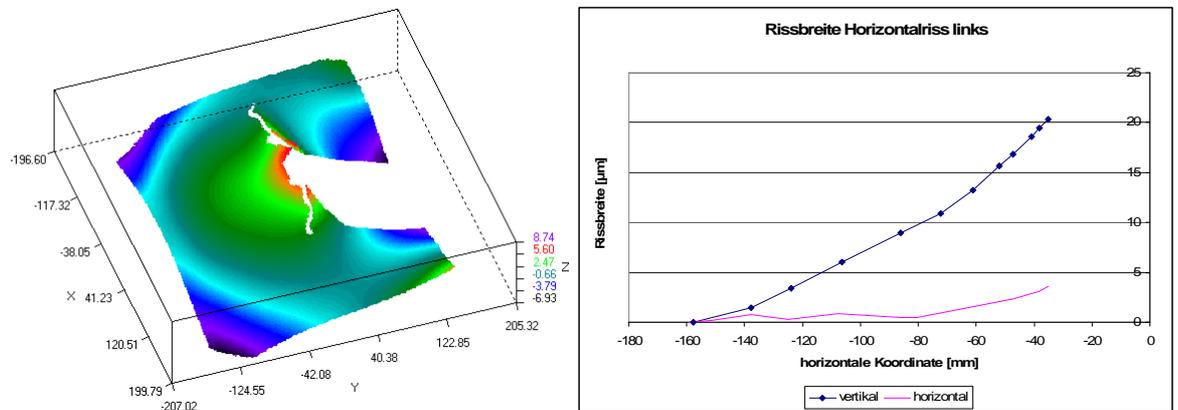


Abb. 12.5: 135 135\_90,re3D- OOP- Verformung [ $\mu\text{m}$ ]; li: Rissbreitenverlauf vom linken Horizontalriss

Weitere, ausführlichere Schlussfolgerungen der einzelnen ESPI- Messungen werden am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau erarbeitet und können im Forschungsbericht des Instituts [10] nachgelesen werden.

## 13 Abkürzungsverzeichnis

### 13.1 Buchstaben

EV	Einzelversuch
DV	Doppelversuch
$\lambda$	Lichtwellenlänge
IPV	In- plane Verfahren
OOPV	Out- of- plane Verfahren
OOP	Out- of- plane
A/D	Analog/Digital- Wandler
AC	Alternating Current (Wechselstrom)
$G_F$	Bruchenergie
LS	Lastschritt, Load Step
DMS	Dehnungsmessstreifen
FE; FEM	Finites Element; Finite Element Methode
ESPI	Electronic Speckle Pattern Interferometry
Speckle	Instrument zur ESPI- Messung
Zwick	Materialprüfmaschine
Spider	Gerät zur Messgrößenaufnahme (DMS, Wegaufnehmer)
ES	Element Size, Elementgröße
F	force, Kraft
V	Querkraft
M	Moment
l	Gesamtlänge des Betonkörpers (Ausdehnung in x-Richtung)
b	Breite des Betonkörpers (Ausdehnung in y-Richtung)
d	Dicke vom Betonkörper (Ausdehnung in z-Richtung)
a	Auflagerabstand
$h_{ef}$	Effektive Einbindetiefe des Ankers
$c_1$	Randabstand in Kraftrichtung
$c_2$	Randabstand normal zur Kraftrichtung
$\phi$	Durchmesser
A	area, Fläche
u	Verschiebung in x-Richtung, nach vorne
v	Verschiebung in y-Richtung, nach rechts

$w$	Verschiebung in z-Richtung, nach oben
$x_{dx}$	horizontale Dehnung
$y_{dy}$	vertikale Dehnung
$\varepsilon$	Dehnung
$\Delta$	Lochspiel des randnahen Ankers beim Doppelversuch; Differenz
$w_k \ w_c$	Rissbreite
$\alpha$	Winkel zwischen Rissrichtung und vorderem horizontalen Bauteilrand
ppm	1 / 1 000 000, parts per million
$f_{yk} \ f_y$	charakteristische, begriffliche Streckgrenze von Stahl
$E_s$	Elastizitätsmodul für Bewehrungsstahl
$f_{ctm} \ f_{ct} \ f_t$	(mittlere) Betonzugfestigkeit
$f_{cm} \ f_c$	(mittlere) Betondruckfestigkeit
$E_c$	Elastizitätsmodul für Normalbeton (Sekantenmodul)
$K_{nn}$	Normalsteifigkeit
$K_{tt}$	Tangentialsteifigkeit
$\mu$	Querkontraktion
$\sigma$	Standardabweichung

### 13.2 Buchstaben als Index

$A_n$	Anker
$c$	Beton
$cr$	Riss, Reißen
min	minimal
max	maximal
$m$	Mittelwert
$t$	Zug
$y$	Fließen, Yield
$k$	charakteristischer Fraktilwert
$h$	horizontal
$i$	Interface zwischen Beton und Stahlanker
tot	gesamt
1	randnah, auf den randnahen Anker wirkend
2	randfern, auf den randfernen Anker wirkend

M FE – Modell

---

## 14 Literaturverzeichnis

- [1] Červenka, V.; Červenka, J. & Pukl, R.:“ATENA - an Advanced Tool for Engineering Analysis of Connections”. Connections between Steel and Concrete. RILEM Publications Ens France. 2001. pp 658-667
- [2] Gingerl, Manfred: Realisierung eines optischen Deformationsmeßsystems zur experimentellen Untersuchung des orthotropen Materialverhalten von Holz bei biaxialer Beanspruchung. Dissertation. Österreichischer Kunst- und Kulturverlag. Wien 2000
- [3] Hofmann, Jan: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton. Dissertation, TU Stuttgart. 4.10.2004
- [4] Suda, Jürgen: Konstruktion Übungen. Skriptum. Eigenverlag des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau. Universität für Bodenkultur Wien. 2. Auflage. 2006
- [5] Experimentelle Festigkeitslehre. Skriptum. Universität für Bodenkultur Wien
- [6] [http://www.emt.uni-linz.ac.at/roland/messtech\\_pr/node112.html#R\\_DMS](http://www.emt.uni-linz.ac.at/roland/messtech_pr/node112.html#R_DMS). 10.04.2006
- [7] [www.zwick.de](http://www.zwick.de). 27.05.2006
- [8] Andreas Riha: Montageungenauigkeiten von Befestigungen in Beton. Diplomarbeit. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau. Universität für Bodenkultur Wien. 2006
- [9] [www.hilti.at](http://www.hilti.at). 28.07.2006
- [10] Unterweger, A.; Schmied S.: Anker unter Querlast. Forschungsbericht . Institut für Konstruktiven Ingenieurbau. Universität für Bodenkultur Wien.2007

# 15 Anhang

## 15.1 Drucklagerung

Versuchs- bezeichnung	Anker- durchmesser [mm]	Auflager- abstand [cm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrreckmaß [mm]	Abstand c1(1) [mm]	Abstand c1(2) [mm]	Einlegeteile [mm]	Anzugsdreh- moment [Nm]	red. Anzugs- drehmoment [Nm]	Verschiebung bei M_D c1(1) [mm]	Verschiebung bei M_D c1(2) [mm]	max. Standardkraft [kN]	Verschiebung bei [mm]	DMS
E_2_P_C20-25_01_A	16	80	85	16,3	-	158	-	110	55	-	5,9	45,7	5,8	-
E_2_P_C20-25_04_A	16	80	85	16,3	-	159	-	110	55	-	6,03	46,5	4,5	-
E_1_L_C20-25_03_A	16	80	85	16,3	77	-	-	110	55	5,5	-	16,9	2,5	1 DMS Adapter
E_2_L_C30-37_01_A	16	80	85	16,3	-	158	-	110	55	-	4,45	51,5	7,4	-
E_1_L_C20-25_02_A	16	80	85	16,3	76	-	-	110	55	6,25	-	17	4	-
E_1_L_C30-37_02_A	16	80	85	16,3	75	-	-	110	55	5,91	-	22,6	2,9	-
E_2_L_C30-37_03_A	16	80	85	16,3	-	159	-	110	55	-	6,7	51,6	5,8	-
E_1_L_C20-25_03_B_12	12	80	85	12,3	60	-	-	60	30	4,1	-	11,8	3,7	-
E_1_L_C20-25_04_B_12	12	80	85	12,4	59	-	-	60	30	4,8	-	13,3	3	-
E_2_P_C20-25_05_A_12	12	80	70	12,3	-	126	-	60	30	-	3,85	33,3	3,8	-
E_2_P_C20-25_02_B_12	12	80	85	12,3	-	124	-	60	30	-	4,22	31,9	3,3	-

Versuchs- bezeichnung	Anker- durchmesser [mm]	Auflager- abstand [cm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrrecksmaß [mm]	Abstand c1(1) [mm]	Abstand c1(2) [mm]	Einlegeteile [mm]	Anzugsdreh- moment [Nm]	red. Anzugs- drehmoment [Nm]	Verschiebung bei M <sub>D</sub> c1(1) [mm]	Verschiebung bei M <sub>D</sub> c1(2) [mm]	max. Standardkraft [kN]	Verschiebung bei [mm]	DMS
E_2_P_C20-25_09_A_12	12	45	85	12,3	-	125	-	60	30	-	3,56	37,1	11,8	-
E_2_L_C20-25_0F_A_12	12	45	85	12,3	-	126	-	60	30	-	4,36	34,4	12,7	1 DMS Beton
E_12_P_C20-25_08_B_12	12	80	85	12,3	-	93	-	60	30	-	3,37	27,7	4,8	-
D_C20-25_07_A_12	12	80	85	12,4	60	123	23	60	30	3,38	4,06	33,1	4,6	1 DMS Adapter 2 DMS Beton
D_C20-25_05_B_12	12	80	85	12,3	59	124	19	60	30	3,85	3,25	25	4,5	1 DMS Adapter
D_C20-25_06_B_12	12	80	85	-	-	-	24	60	30	-	-	37,7	4,8	1 DMS Adapter 2 DMS Beton
D_C20-25_08_A_12	12	80	85	12,4	59	127	18	60	30	4,25	3,55	29,8	7,1	1 DMS Adapter

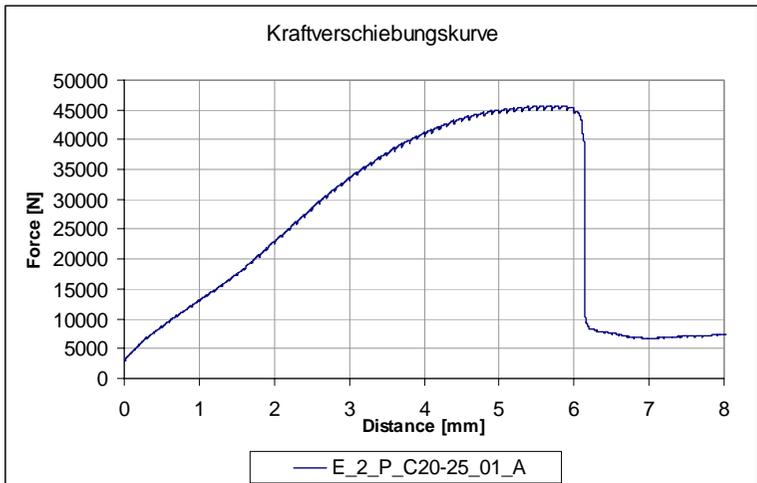


Abb. 15.1: Kraftverschiebungskurve E\_2\_P\_C20-25\_01\_A

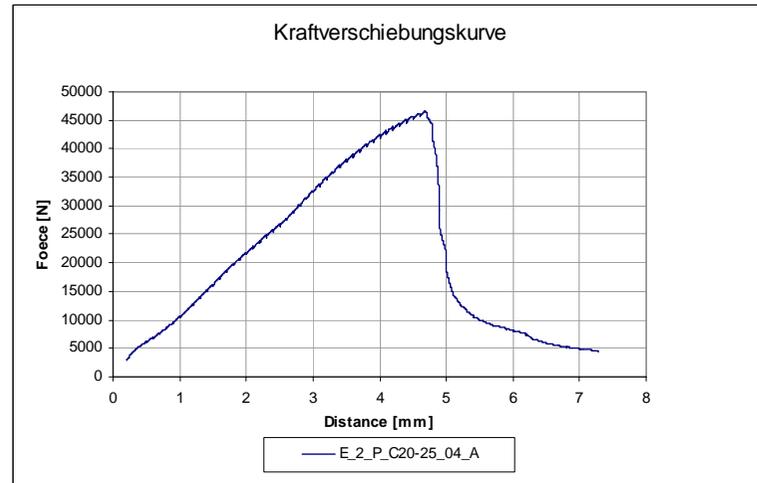


Abb. 15.2: Kraftverschiebungskurve E\_2\_P\_C20-25\_04\_A

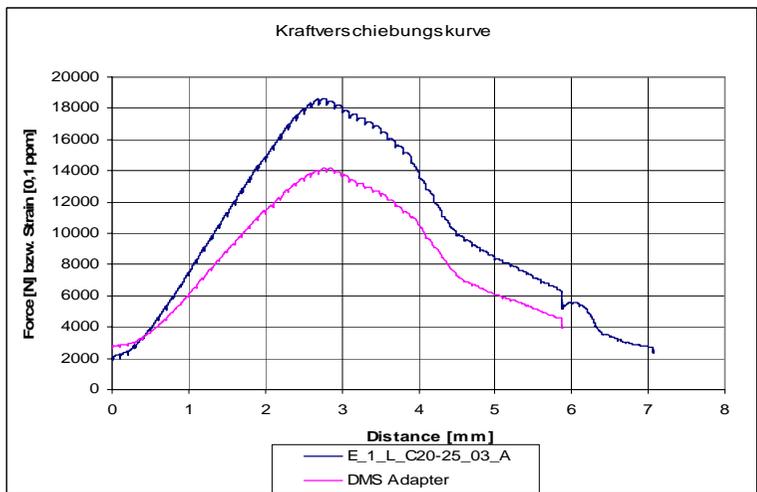


Abb. 15.3: Kraftverschiebungskurve E\_1\_L\_C20-25\_03\_A

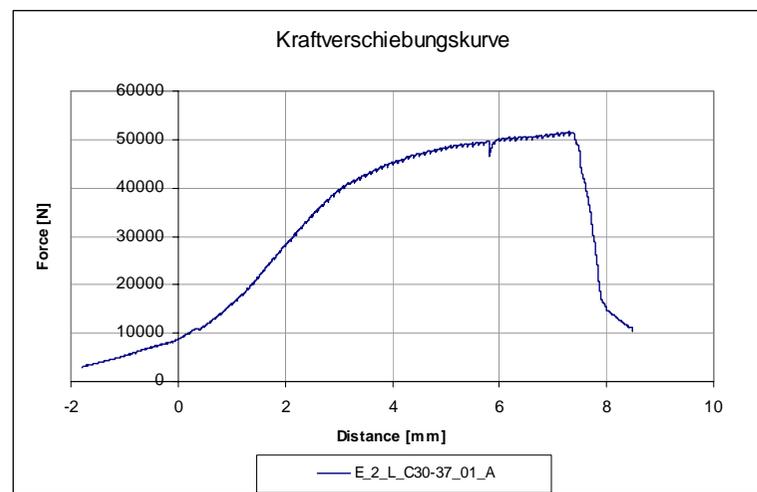


Abb. 15.4: Kraftverschiebungskurve E\_2\_L\_C30-37\_01\_A

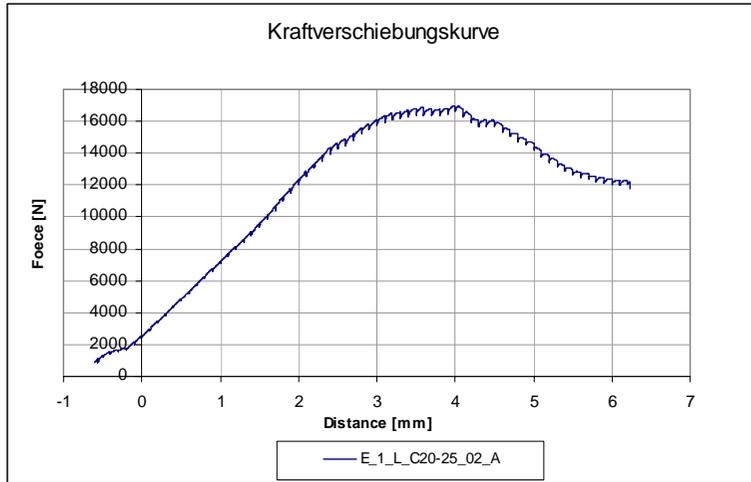


Abb. 15.5: Kraftverschiebungskurve E\_1\_L\_C20-25\_02\_A

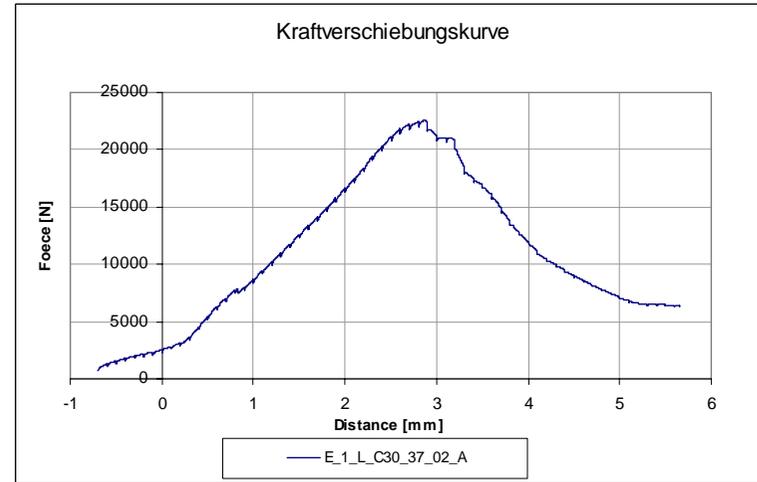


Abb. 15.6: Kraftverschiebungskurve E\_1\_L\_C30-37\_02\_A

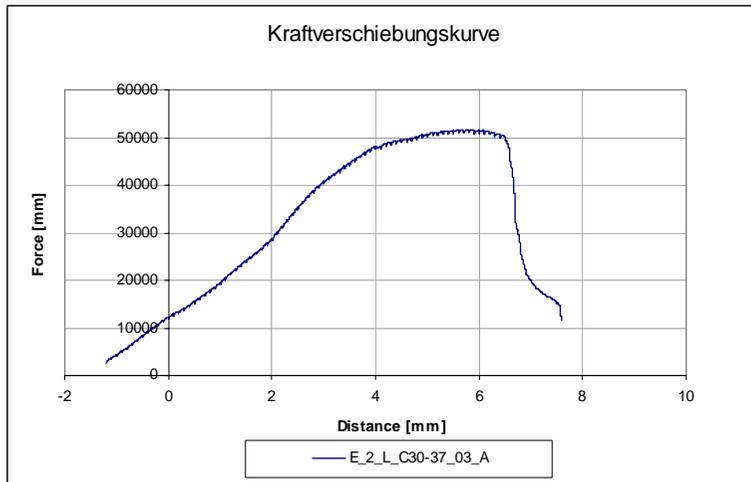


Abb. 15.7: Kraftverschiebungskurve E\_2\_L\_C30-37\_03\_A

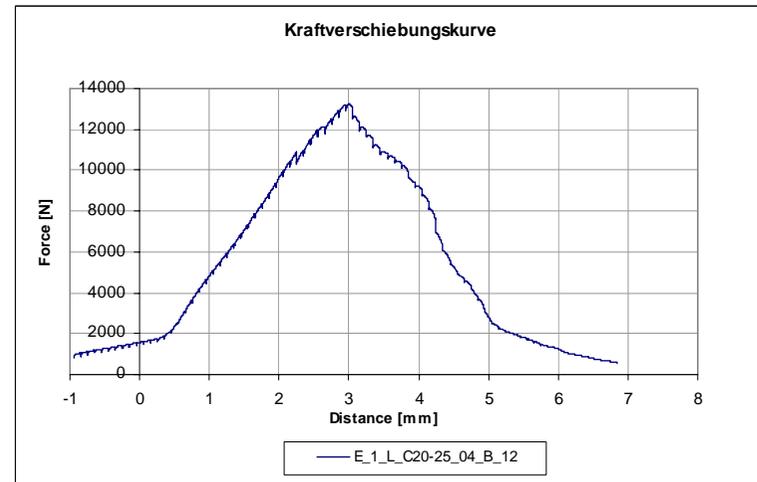


Abb. 15.8: Kraftverschiebungskurve E\_1\_L\_C20-25\_04\_B\_12

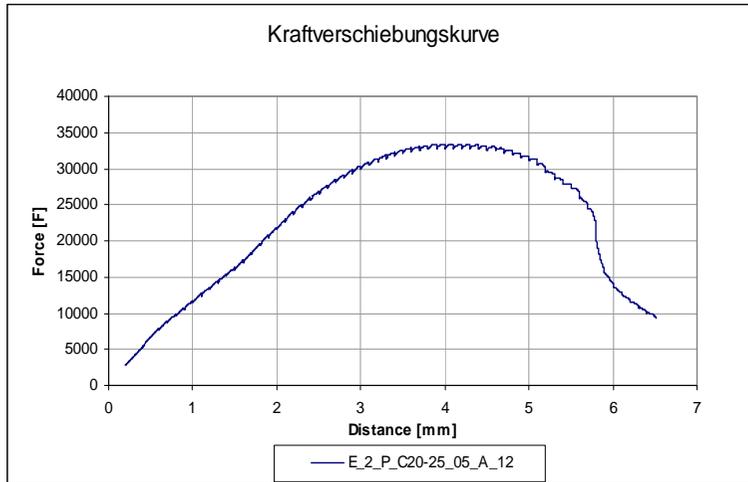


Abb. 15.9: Kraftverschiebungskurve E\_2\_P\_C20-25\_05\_A\_12

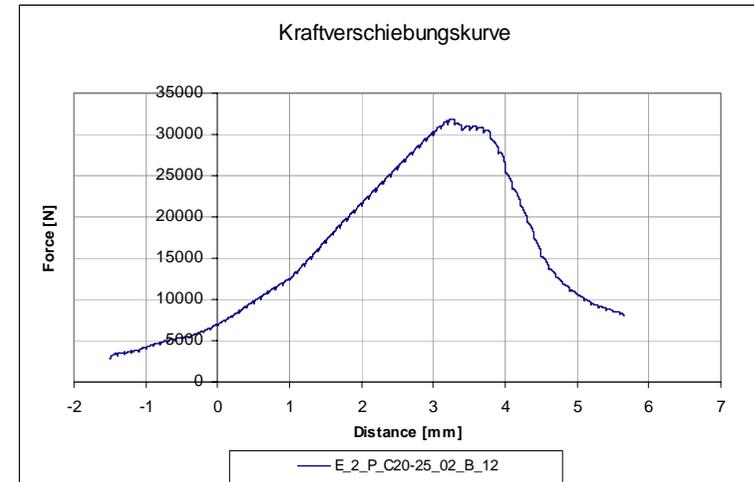


Abb. 15.10: Kraftverschiebungskurve E\_2\_P\_C20-25\_02\_B\_12

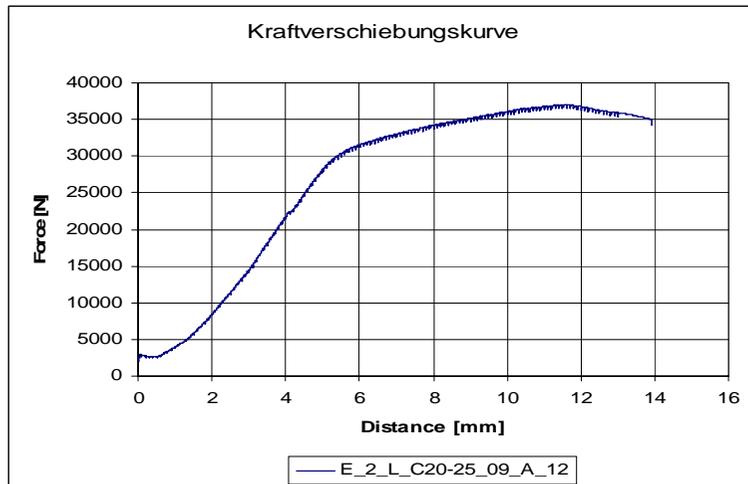


Abb. 15.11: Kraftverschiebungskurve E\_2\_L\_C20-25\_09\_A12, a = 450 mm

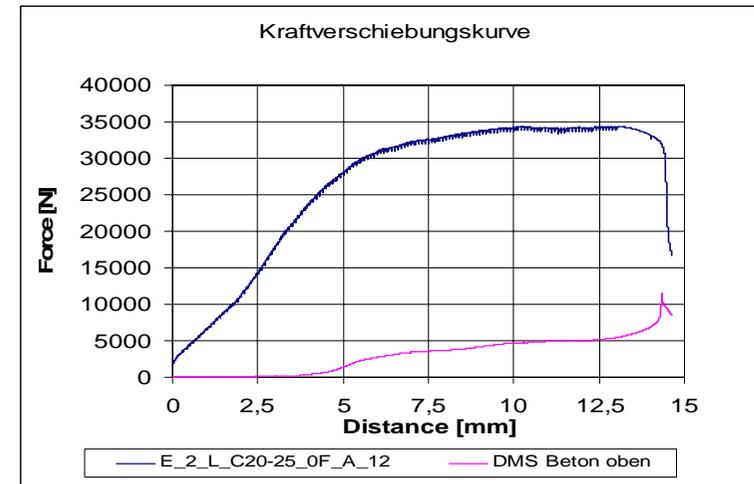


Abb. 15.12: Kraftverschiebungskurve E\_2\_L\_C20-25\_0F\_A\_12, a = 450 mm

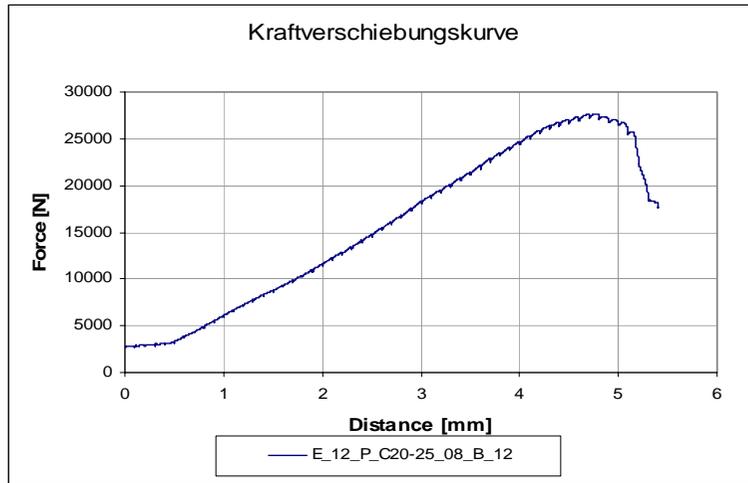


Abb. 15.13: Kraftverschiebungskurve E\_12\_P\_C20-25\_08\_B\_12

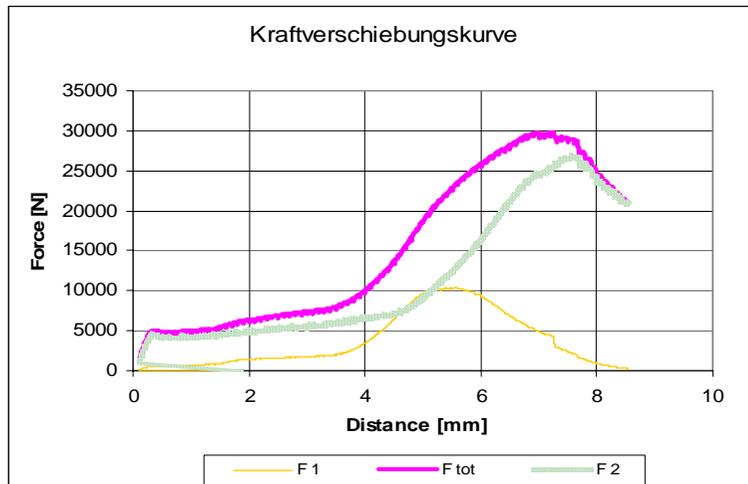


Abb. 15.14: Kraftverschiebungskurve D\_C20-25\_08\_A\_12

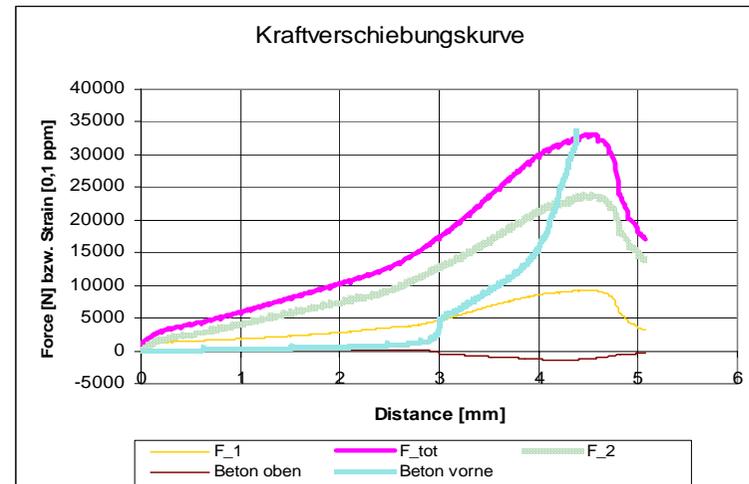


Abb. 15.15: Kraftverschiebungskurve D\_L\_C20-25\_07\_A\_12

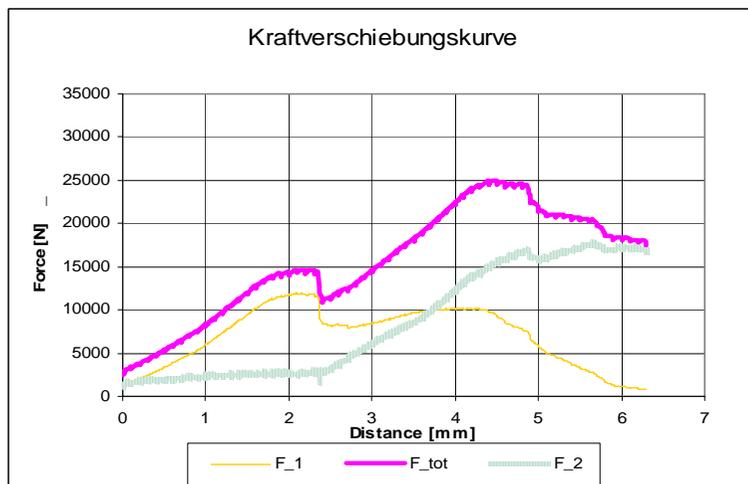


Abb. 15.16: Kraftverschiebungskurve D\_C20-25\_05\_B\_12

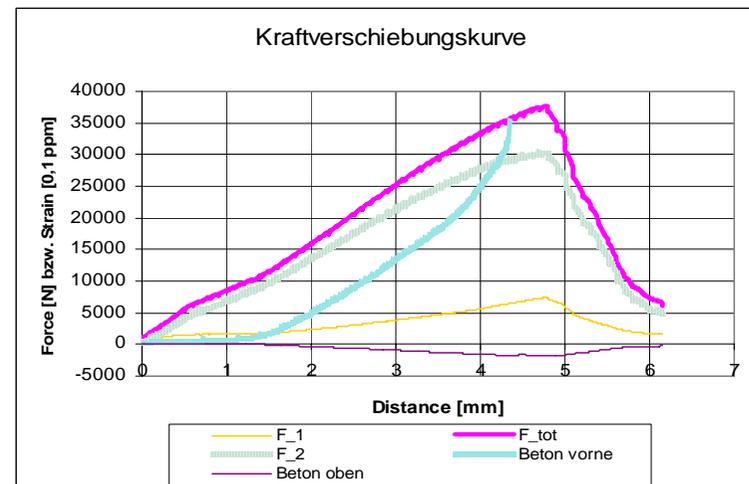


Abb. 15.17: Kraftverschiebungskurve D\_C20-25\_06\_B\_12

## 15.2 Zuglagerung

Versuchsnummer	Versuchskörpernummer	Bohrlochtiefe [mm]	Randabstand c1 [mm]	Verschiebung bei M_D [mm]	Druckfestigkeit	Vorkraft [N]	Geschwindigkeit v [µm/min]	Max. Standardkraft F_max [kN]	bei Verschiebung [mm]	DMS
130	130_30	105	125	2,9	31,7	1.000	300	26,7	2,5	Kein DMS
131	131_30	105	125	3,6	31,7	2.500	500	29,8	4,2	Kein DMS
132	132_30	95	126	3,4	31,7	2.500	500	29,6	3,8	2 DMS
133	133_90	105	124	4,2	34,7	2.500	500	35,3	5,4	2 DMS
134	134_90	95	125	4,0	34,7	2.500	500	36	4,6	Kein DMS
135	135_90	105	125	3,5	34,7	2.500	500	37,7	11,6	Kein DMS
136	136_60	105	126	3,3	34,5	2.500	300	30,9	3,8	Kein DMS
137A	137A_60	105	--	--	34,5	2.500	500	33,6	6,8	2 DMS
138	138_60	95	125	3,9	34,5	2.500	300	35,9	5,4	Kein DMS

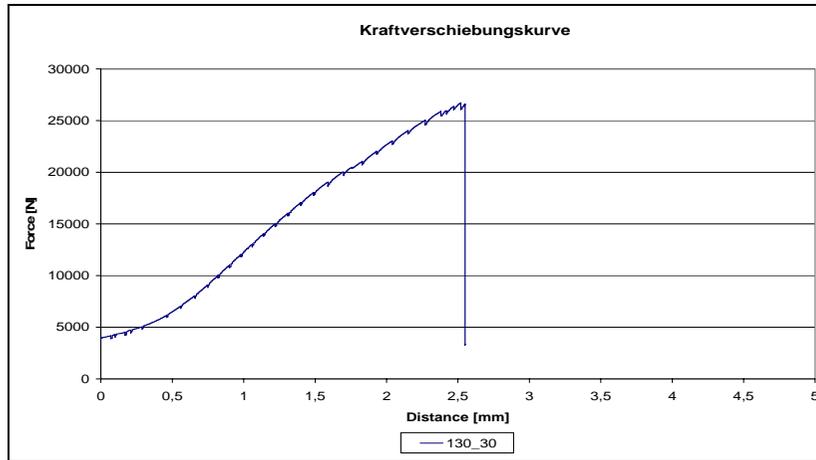


Abb. 15.18: Kraftverschiebungskurve 130\_30

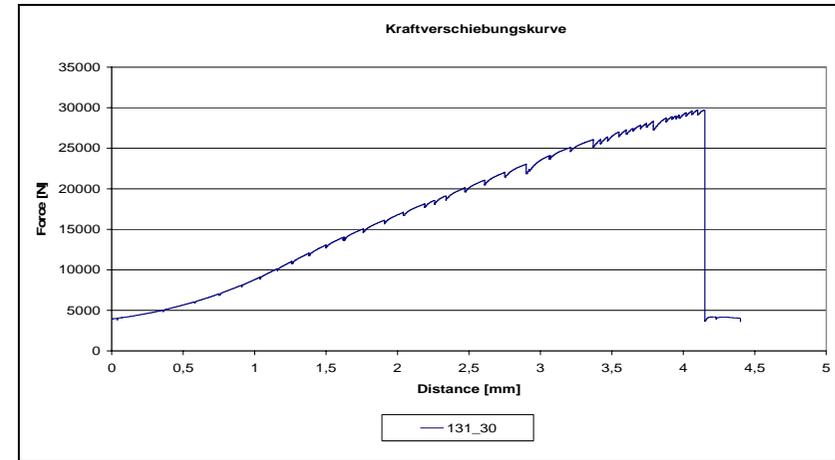


Abb. 15.19: Kraftverschiebungskurve 131\_30

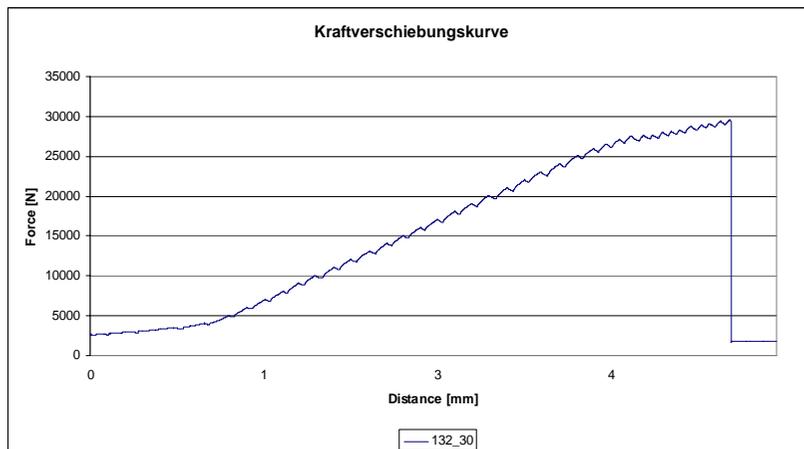


Abb. 15.20: Kraftverschiebungskurve 132\_30

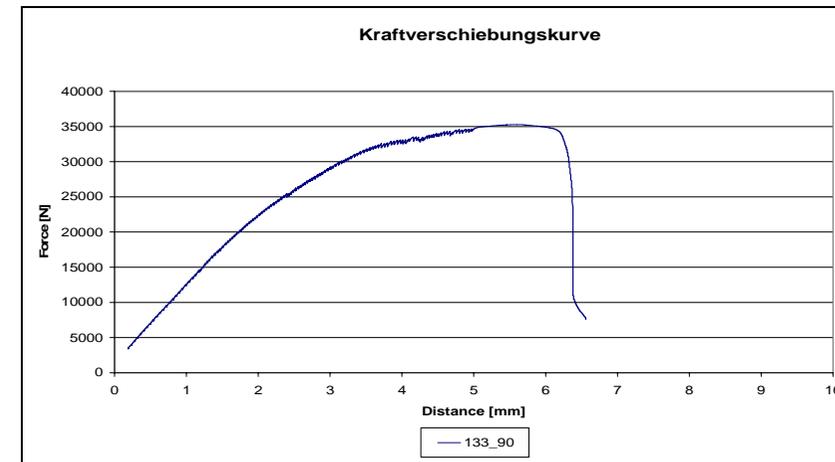


Abb. 15.21: Kraftverschiebungskurve 133\_90

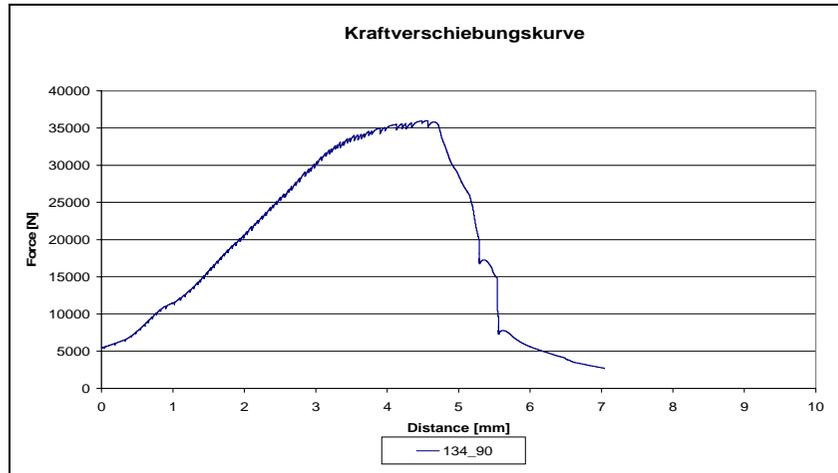


Abb. 15.22: Kraftverschiebungskurve 134\_90

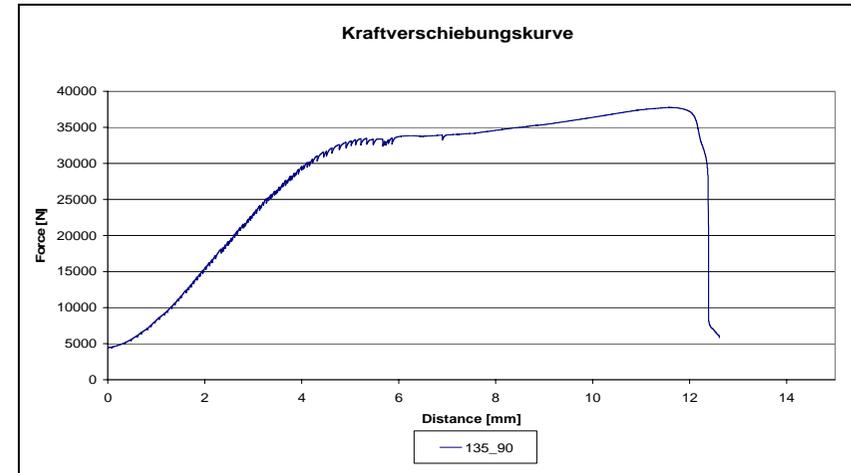


Abb. 15.23: Kraftverschiebungskurve 135\_90

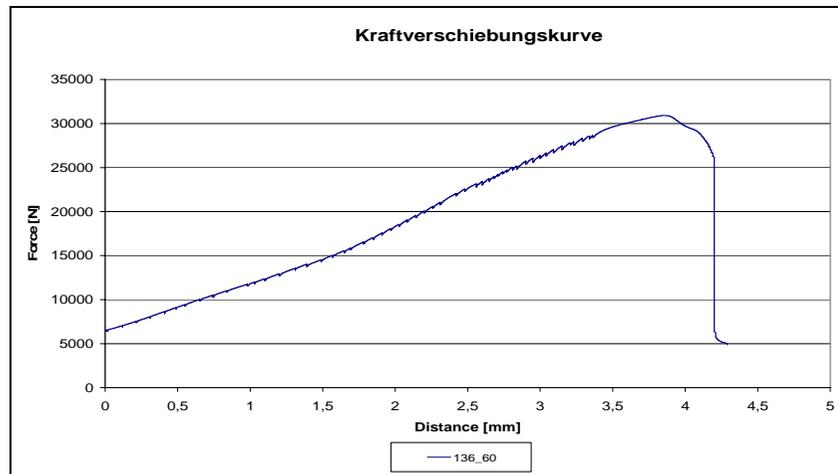


Abb. 15.24: Kraftverschiebungskurve 136\_60

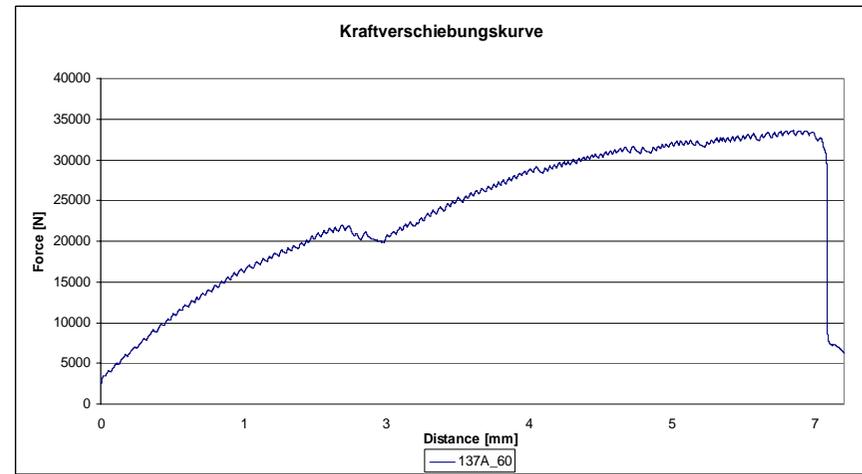


Abb. 15.25: 137A\_60 Kraftverschiebungskurve 137A\_60

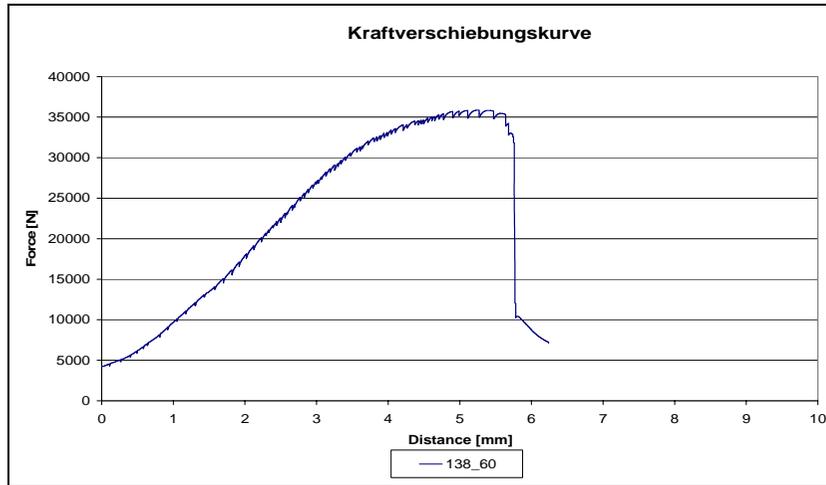


Abb. 15.26: Kraftverschiebungskurve 138\_60

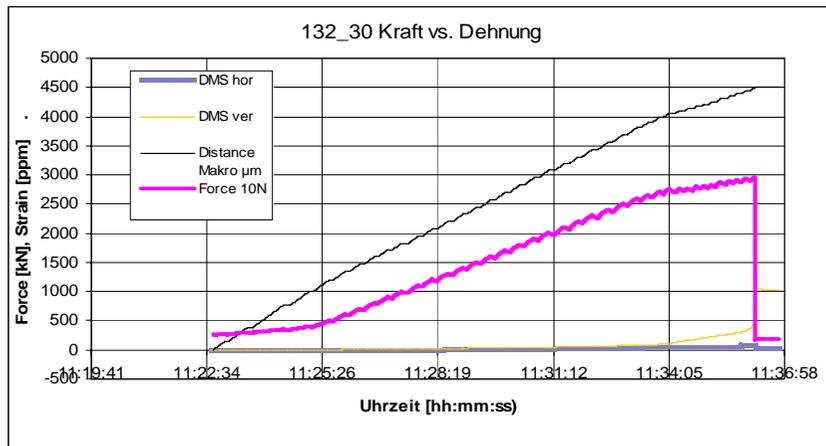


Abb. 15.27: 132\_30 Vergleich Kraft - DMS

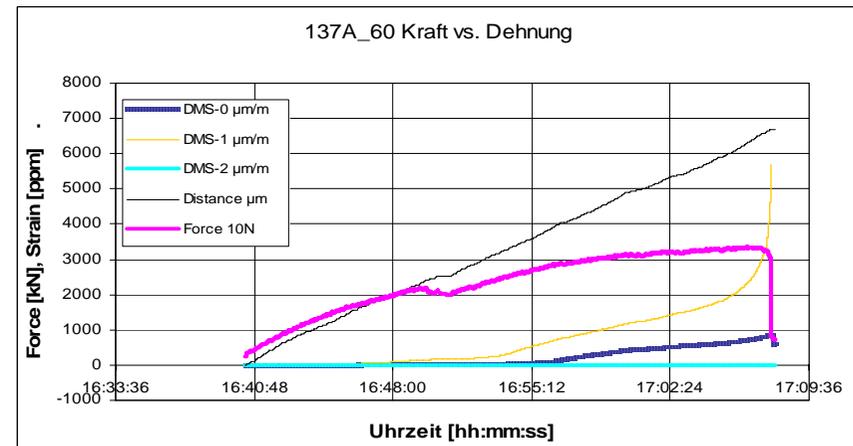


Abb. 15.28: 137A\_60 Vergleich Kraft - DMS

## 15.2.1 Zuglagerung beidseitig

Versuchsnummer	Versuchskörpernummer	Bohrlochtiefe [mm]	Randabstand c1 [mm]	Verschiebung bei M_D [mm]	Druckfestigkeit	Vorkraft [N]	Geschwindigkeit v [µm/min]	Max. Standardkraft F_max [kN]	bei Verschiebung [mm]	DMS
<b>beidseitig</b>										
<b>Kalibration</b>										
<b>Horizontalverschiebung</b>										
139	139_60	202	126/122	5,1/4,7	34,5	12.000	500	48,9	5,4	2 DMS
140	140_60	95	125/124	3,92/3,95	34,5	14.580	500	49,7	4,0	2 DMS
141	141_60	95	125/125	3,42/3,94	34,5	5.000	500	48,4	4,4	2 DMS

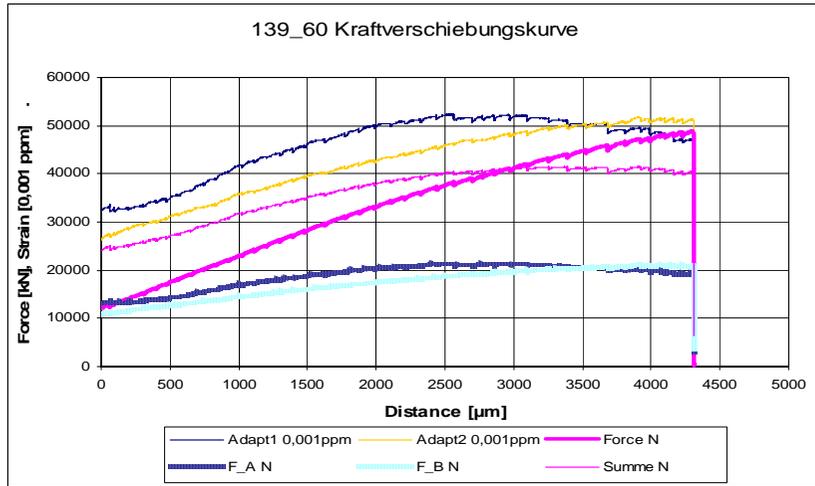


Abb. 15.29: 139\_60 Kraftverschiebungskurve

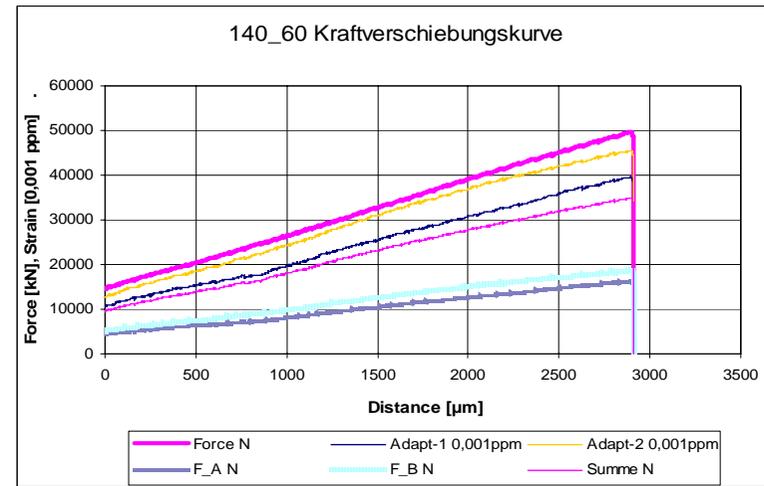


Abb. 15.30: 140\_60 Kraftverschiebungskurve

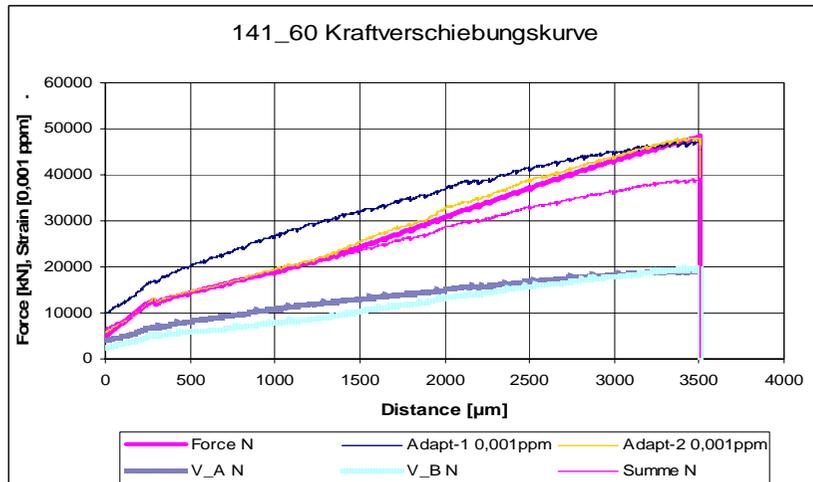


Abb. 15.31: 141\_60 Kraftverschiebungskurve