

Steffen Marx, Gregor Schacht, Hans-Gerd Maas,  
Robert Koschitzki, Guido Bolle

# **Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen**

F 2806

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlußberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2011

ISBN 978-3-8167-8640-5

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

[www.irb.fraunhofer.de/tauforschung](http://www.irb.fraunhofer.de/tauforschung)

## Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen

Forschungsinitiative ZukunftBau

### Abschlussbericht

Dresden, September 2011

Steffen Marx

Leibniz Universität Hannover, Institut für Massivbau, 30167 Hannover

Gregor Schacht

Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 01062 Dresden

Hans-Gerd Maas, Robert Koschitzki

Technische Universität Dresden, Institut für Photogrammetrie und

Fernerkundung, 01062 Dresden

Guido Bolle

Hochschule Wismar, Fachbereich Bauingenieurwesen, 23966 Wismar

## **Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen**

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert. (Aktenzeichen: SF - 10.08.18.7- 09.7 / II 3 - F20-09-072)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt bei den Autoren.

## Vorwort

Die Zielstellung des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung und Erprobung von speziellen Indikatoren, welche im Zuge einer Probelastung für die sichere Beurteilung der Tragfähigkeit von Massivbaukonstruktionen mit geringem Ankündigungsverhalten geeignet sind. Der Begriff „Ankündigung“ bezieht sich dabei auf die beim Belastungsversuch wichtige Bestimmung der Versuchsgrenzlast, deren Überschreiten zu inakzeptablen Schädigungen führt und daher mit ausreichender Sicherheit ausgeschlossen werden muss. Durch den Einsatz und vor allem die Kombination moderner Messverfahren kann eine wesentliche Verbesserung der Informationsqualität während des Belastungsversuches erreicht werden. Eine Echtzeitauswertung der Messergebnisse erlaubt die Definition objektiver Kriterien der Versuchsgrenzlast. Dadurch soll zukünftig gewährleistet werden, dass bereits minimales nichtlineares Strukturverhalten unmittelbar während des Versuches festgestellt und damit die Versuchsgrenzlast nahezu schädigungsfrei ermittelt werden kann.

Den Kernpunkt der Sensorik und Datenverarbeitung bilden flexibel einsetzbare photogrammetrische Verfahren zur automatisierten hochgenauen flächenhaften Erfassung von Schädigungen bei Probelastungen aus Bilddaten von Digitalkameras mit permanenter Rechnerverbindung. Durch die Anwendung von speziellen Verfahren der Bildanalyse kann die Auswertung der Bilddaten weitestgehend automatisiert werden und in Echtzeit während des laufenden Versuchs erfolgen. Durch Subpixeloperatoren und geeignete Kalibrierverfahren können Genauigkeiten im Bereich weniger Mikrometer erzielt werden.

Dieser Abschlussbericht gibt einen Überblick über die bisher durchgeführten theoretischen und experimentellen Untersuchungen zur Anpassung und aufgabenspezifischen Entwicklung der gewählten Messverfahren (Photogrammetrie und Schallemissionsanalyse). Diese wurden in Tastversuchen und Schubversuchen an Stahlbetonbauteilen ohne Bügelbewehrung erprobt und erlauben durch die Kombination der Messinformationen Schlussfolgerungen auf eine messbare Vorankündigung auch bei nicht-duktilen Massivbaukonstruktionen.

Für die Fortsetzung des Vorhabens liegt der Schwerpunkt der Forschung in der Weiterentwicklung der identifizierten Vorankündigungsparameter zur praktisch verwendbaren Indikatoren. Insgesamt soll die Praxistauglichkeit der angewendeten Verfahren erreicht werden. Dies betrifft zum einen die zwingende Erfordernis der Online-Ergebnisdarstellung, um eine interaktive Steuerung der Belastungsversuche zu gewährleisten. Zum anderen muss die verwendete Technik einfach und kostengünstig zu applizieren sein. Die Praxistauglichkeit soll in einem Pilotprojekt an einer realen Hochbaukonstruktion nachgewiesen werden.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1. Einführung und Zielsetzung</b>	<b>1</b>
<b>2. Arbeits- und Zeitplan</b>	<b>4</b>
<b>3. Entwicklung der Experimentellen Tragsicherheitsbewertung</b>	<b>6</b>
3.1. Geschichtliche Entwicklung . . . . .	6
3.1.1. Die ursprüngliche Bedeutung des Belastungsversuches . . . . .	6
3.1.2. Probelastung von Brücken als Nachweis der Tragsicherheit . . . . .	7
3.1.3. Die Bedeutung von Probelastungen in der Entwicklung des Eisenbetonbaus . . . . .	9
3.1.4. Entwicklung von Richtlinien und Normen . . . . .	12
3.1.5. Theoretische und praktische Weiterentwicklung in der jüngeren Vergangenheit . . . . .	14
3.2. Aktuelle Praxis . . . . .	16
3.3. Bekannte Versuchsgrenzlastindikatoren . . . . .	19
<b>4. Schubbruchgefahr von bestehenden Stahlbetonbauteilen</b>	<b>25</b>
4.1. Schubprobleme im Stahlbetonbau . . . . .	25
4.2. Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung . . . . .	30
4.2.1. Schubslankheit . . . . .	30
4.2.2. Längsbewehrung . . . . .	31
4.2.3. Verbundverhalten . . . . .	37
4.2.4. Art der Belastung . . . . .	44
4.2.5. weitere Einflussfaktoren . . . . .	47
4.3. Beurteilung des Schubtragverhaltens im Belastungsversuch . . . . .	48
4.3.1. Vorbemerkungen . . . . .	48
4.3.2. Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung im Zustand II . . . . .	48
4.3.3. Bügelbewehrte Stahlbetonbalken im Zustand II . . . . .	50
<b>5. Bewertung des Tragwerkszustandes im Belastungsversuch</b>	<b>52</b>
5.1. Vorankündigung des Versagens von Stahlbetonbauteilen . . . . .	52
5.2. Wann ist der Riss ein Riss? - Die Vorankündigung als Problem des Betrachtungsmaßstabs . . . . .	57
5.3. Entwicklung von Kriterien und Indikatoren zur Beurteilung der Schubbruchgefährdung . . . . .	69

---

<b>6. Ausgewählte Messverfahren</b>	<b>73</b>
6.1. Photogrammetrie . . . . .	73
6.1.1. Grundlagen der Photogrammetrie . . . . .	73
6.1.2. Messverfahren im bautechnischen Mess- und Versuchswesen . . . . .	75
6.1.3. Einsatz der Photogrammetrie zur Bestimmung von Versuchsgrenzlastindikatoren . . . . .	81
6.2. Schallemission . . . . .	86
6.2.1. Grundlagen der Schallemissionsanalyse . . . . .	86
6.2.2. Anwendung der Schallemissionsanalyse im bautechnischen Mess- und Versuchswesen . . . . .	88
6.2.3. Einsatz der SEA zur Bestimmung von Versuchsgrenzlastindikatoren	88
<b>7. Laboruntersuchungen an Stahlbetonbauteilen</b>	<b>91</b>
7.1. Tastversuche . . . . .	91
7.1.1. Planung . . . . .	91
7.1.2. Durchführung . . . . .	93
7.1.3. Versuchsergebnisse . . . . .	96
7.2. Versuche an querkraftunbewehrten Stahlbetonbauteilen . . . . .	100
7.2.1. Planung . . . . .	100
7.2.2. Durchführung . . . . .	102
7.2.3. Versuchsergebnisse . . . . .	103
7.2.4. Vergleich der Messergebnisse für Balken 1, Feld 1 . . . . .	106
7.2.5. Vergleich der Messergebnisse für Balken 1, Feld 2 . . . . .	111
7.2.6. Vergleich der Messergebnisse für Balken 2, Feld 1 . . . . .	113
7.2.7. Vergleich der Messergebnisse für Balken 2, Feld 2 . . . . .	118
7.2.8. Zusammenfassung . . . . .	122
<b>8. Bewertung des Tragwerkszustandes von Spannbetonbauteilen</b>	<b>123</b>
8.1. Problemanalyse und Zielstellung . . . . .	123
8.2. Messtechnische Möglichkeiten zur Ermittlung der Vorspannkraft . . . . .	124
<b>9. Laboruntersuchungen an Spannbetonbauteilen</b>	<b>128</b>
9.1. Versuchsziel und Aufgabenstellung . . . . .	128
9.2. Versuchsobjekte . . . . .	128
9.3. Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung . . . . .	129
9.4. Versuchsergebnisse . . . . .	133
9.4.1. Balken 1 . . . . .	133

---

<b>10. Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>139</b>
<b>11. Veröffentlichungen</b>	<b>141</b>
<b>A. Anhang</b>	<b>143</b>
A.1. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B1F1 . . . . .	143
A.1.1. Herkömmliche Messtechnik . . . . .	143
A.1.2. Schallemissionsanalyse . . . . .	144
A.1.3. Photogrammetrie . . . . .	147
A.2. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B1F2 . . . . .	149
A.2.1. Herkömmliche Messtechnik . . . . .	149
A.2.2. Schallemissionsanalyse . . . . .	150
A.2.3. Photogrammetrie . . . . .	153
A.3. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B2F1 . . . . .	155
A.3.1. Herkömmliche Messtechnik . . . . .	155
A.3.2. Schallemissionsanalyse . . . . .	156
A.3.3. Photogrammetrie . . . . .	159
A.4. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B2F2 . . . . .	161
A.4.1. Herkömmliche Messtechnik . . . . .	161
A.4.2. Schallemissionsanalyse . . . . .	162
A.4.3. Photogrammetrie . . . . .	165
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>167</b>



## Abbildungsverzeichnis

2.1. Zeitplan . . . . .	5
3.1. Reichsbrücke Wien . . . . .	7
3.2. links: Probelastung der Eisenbahnbrücke bei Tübingen, rechts: Inbetriebnahme der Altstädterbrücke in Pforzheim [85] . . . . .	8
3.3. Belastungsversuche an Visintini-Trägern [89] . . . . .	10
3.4. Belastungsversuche an doppeltarmierten Monier-Platten [102] . . . . .	11
3.5. Belastungsversuche für Werbezwecke [36] . . . . .	11
3.6. Belastung von Decken mit Wasserlasten [8] . . . . .	15
3.7. Belastungsversuch einer Spannbetonbrücke in Baiersdorf [110] . . . . .	17
3.8. Selbstsichernde hydraulische Belastungseinrichtung . . . . .	18
3.9. Bezogene Strukturveränderungsenergie $\delta_s$ aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung . . . . .	24
3.10. Zu Abbildung 3.9 zugehörige Last-Biegekrümmungs-Linien im Bereich der Höchstlast . . . . .	24
4.1. Schubversagen der Dachbinder des Air Force Warehouses [108], [4] . . . . .	26
4.2. Schubversagen des Concorde overpass 2006 [58] . . . . .	26
4.3. Mögliche Schubbeanspruchungen von Balkentragwerken . . . . .	28
4.4. Mögliche Schubbeanspruchungen von Plattentragwerken . . . . .	28
4.5. Mögliche Schubbeanspruchungen von Rahmentragwerken . . . . .	29
4.6. Mögliche Schubbeanspruchungen bei Konsolen . . . . .	29
4.7. Mögliche Schubbeanspruchungen von Brückentragwerken . . . . .	30
4.8. Definition der Schubslankheit bei Einzelast und Gleichlast . . . . .	30
4.9. Darstellung des Schubtales, links: nach Kani [59], rechts: nach Zilch [121] . . . . .	31
4.10. Schnitte durch das Schubtal für geringe Bewehrungsgrade [64] . . . . .	33
4.11. Einfluss des Längsbewehrungsgrades und des Durchmessers auf die Schubtragfähigkeit [76] . . . . .	33
4.12. Veränderung der Versagensart in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades [64] . . . . .	34
4.13. Versuche an Balken mit unterschiedlichen Verankerungsausführungen [6] . . . . .	35
4.14. Versuchsbalken von Bach und Graf [5] . . . . .	38
4.15. Versuchsbalken von Burchartz [24] . . . . .	38
4.16. Kanis Modellvorstellung für den verbundlosen Balken [63] . . . . .	38
4.17. Kanis Modellvorstellung für den Balken mit guten Verbundbedingungen [64] . . . . .	39
4.18. Darstellung des Probekörpers für die Verbunduntersuchungen [64] . . . . .	40

4.19. Rissbilder der Versuchsbalken mit unterschiedlichen Verbundbedingungen im Schubfeld [64] . . . . .	41
4.20. Darstellung der Rissentwicklung in Abhängigkeit der Verbundeigenschaften [101] . . . . .	41
4.21. Ergebnisse der Versuche zum Einfluss des Verbundes [76] . . . . .	42
4.22. Last-Durchbiegungen in Abhängigkeit der Längsbewehrung [76] . . . . .	42
4.23. Versuchskörper zur Bestimmung des Einflusses des Verbundes auf die Schubtragfähigkeit [66] . . . . .	43
4.24. Rissbilder und Last-Verformungs-Verhalten der von Kim untersuchten Balken [66] . . . . .	44
4.25. Abstand des Schubrisses vom Auflager bei Gleichstreckenlasten [76] . . . .	45
4.26. Abstand des Schubrisses vom Auflager bei Gleichstreckenlasten [76] . . . .	46
4.27. Schubtal für Gleichstreckenbelastung [64] . . . . .	46
4.28. Einfluss der Schubschlankheit bei Gleichstreckenlast auf das Verhältnis Bruch- zu Risslast [69] . . . . .	47
4.29. Einfluss der Schubschlankheit bei Gleichstreckenlast auf das Verhältnis Bruch- zu Risslast [69] . . . . .	48
4.30. Klassische Schubversagensarten bei Stahlbetonbalken unter Einzellasten [121] . . . . .	49
4.31. Darstellung der Schubversagensarten in Abhängigkeit der Schubschlankheit	50
5.1. Belastungsregime mit einheitlichen Laststufen und Lastwechselzahlen [19]	53
5.2. Last-Verformungs-Kurve mit duktilem Verhalten und Verfestigung . . . .	53
5.3. Last-Biegekrümmungs-Linien für ein Bauteil mit Stahlversagen und höherfestem Bewehrungsstahl ohne ausgeprägte Streckgrenze [19] . . . . .	54
5.4. Last-Verformungs-Kurve mit duktilem Verhalten ohne Verfestigung . . . .	55
5.5. Last-Biegekrümmungs-Linien für ein Bauteil mit Stahlversagen und niedrigerfestem Bewehrungsstahl mit ausgeprägter Streckgrenze [19] . . . . .	55
5.6. Nichtlineare Last-Verformungs-Kurve . . . . .	56
5.7. Last-Verformungs-Kurve ohne Vorankündigung . . . . .	57
5.8. Beton auf der Mikro-, Meso- und Makroebene . . . . .	58
5.9. Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung von Beton, nach Schorn [105] . . . .	60
5.10. Größe der Rissprozesszone in Abhängigkeit der Größe der verwendeten Zuschlagskörner, nach Otsuka [90] . . . . .	61
5.11. Darstellung der Rissbildungsprozesse und des Last-Verformungs-Verhaltens von Betonzugkörpern, nach Duda [34] . . . . .	62
5.12. Mikroskopische Aufnahmen von Mikrorissen in Betonproben [74] . . . . .	63

---

5.13. Darstellung der Riss-Stop-Mechanismen bei der Mikrorissbildung in Beton, nach Shah [107] . . . . .	65
5.14. Darstellung der in der Rissprozesszone übertragbaren Zugspannungen bei der Rissbildung, nach Mechtcherine [83] . . . . .	65
5.15. Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung bei Betonzugversuchen, nach Duda [34] . . . . .	66
5.16. Zugspannungsübertragung in der Rissprozesszone bei schrägen Rissen, nach Reineck [95] . . . . .	67
5.17. Darstellung der Rissprozesszone bei Schubrissen, nach Zink [123] . . . . .	68
5.18. Trajektorienbild mit Darstellung der kombinierten Druck-Zug-Beanspruchung im Steg von Stahlbetonbauteilen, nach Kani [64] . . . . .	69
5.19. Mögliche Indikatoren zur Beurteilung des Schubtragverhaltens von Stahlbetonbalken . . . . .	71
6.1. Messverfahren in Abhängigkeit der Objektgröße und Genauigkeit . . . . .	74
6.2. Zentralprojektion . . . . .	75
6.3. Brücken-Deformationsmessung . . . . .	79
6.4. Rissmonitoring-System DRS . . . . .	80
6.5. Korrelativer Ansatz . . . . .	81
6.6. Kamerabild mit überlagertem Dreiecksmesh . . . . .	83
6.7. Normalfallkonfiguration für 2D Bildauswertung . . . . .	84
6.8. Synthetische Dreiecksvermaschung 200x100 mm (skaliert) . . . . .	85
6.9. Dreiecksvermaschung nach Verformung 250x105 mm (skaliert) mit simuliertem Riss . . . . .	86
6.10. Prinzipdarstellung der Messkette bei der SEA . . . . .	87
6.11. Anordnung der SE-Sensoren zur Ortung der Rissentwicklung . . . . .	89
6.12. Darstellung einer SEA mit Biege- und Schubrissbildung . . . . .	90
7.1. Versuchsaufbau . . . . .	92
7.2. Geometrie der Versuchskörper . . . . .	93
7.3. Lastregime . . . . .	93
7.4. Versuchskörper im Tastversuch . . . . .	94
7.5. Tastversuch zur Bestimmung lokaler Dehnungsmaxima . . . . .	95
7.6. Eindimensionale Dehnung für zwei Laststufen . . . . .	97
7.7. Verschiebungsvektoren für zwei Laststufen . . . . .	98
7.8. Darstellung der Flächendehnung für zwei Laststufen . . . . .	98
7.9. Untersuchungsgebiet und Risszonen . . . . .	99
7.10. Horizontale Verschiebung benachbarter Messpunkte . . . . .	99
7.11. Bewehrungsführung und Versuchsaufbau . . . . .	101
7.12. Darstellung der applizierten Messtechnik . . . . .	101

---

7.13. Darstellung der applizierten Messtechnik . . . . .	102
7.14. Darstellung der Belastungsregime . . . . .	103
7.15. Bruchbilder Versuch B1F1 . . . . .	104
7.16. Bruchbilder Versuch B1F2 . . . . .	105
7.17. Bruchbilder Versuch B2F1 . . . . .	105
7.18. Bruchbilder Versuch B2F2 . . . . .	106
7.19. Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B1F1 . . . . .	107
7.20. SEA-Ergebnisse B1F1 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7 . . . . .	108
7.21. SEA-Ergebnisse für die Sensoren 1 und 3 im Versuch B1F1 . . . . .	108
7.22. Messfeld für die photogrammetrische Auswertung mit Dreiecksvermaschung	109
7.23. Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungs- messungen für Versuch B1F1 . . . . .	110
7.24. Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B1F2 . . . . .	111
7.25. SEA-Ergebnisse B1F2 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7 . . . . .	112
7.26. SEA-Ergebnisse für die Sensoren 3 und 4 im Versuch B1F2 . . . . .	113
7.27. Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungs- messungen für Versuch B1F2 . . . . .	114
7.28. Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B2F1 . . . . .	115
7.29. SEA-Ergebnisse B2F1 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7 . . . . .	115
7.30. SEA-Ergebnisse für die Sensoren 3 und 4 im Versuch B2F1 . . . . .	116
7.31. Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungs- messungen für Versuch B2F1 . . . . .	117
7.32. Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B2F2 . . . . .	118
7.33. SEA-Ergebnisse B2F2 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7 . . . . .	119
7.34. SEA-Ergebnisse für die Sensoren 3 und 4 im Versuch B2F2 . . . . .	119
7.35. Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungs- messungen für Versuch B2F2 . . . . .	121
7.36. Abhängigkeit der Laststeigerung nach Schrägrissbildung in Abhängigkeit vom Rissbild . . . . .	122
8.1. Ermittlung der Rissbildung und der Dekompression aus einer Last-Stahl- dehnungslinie . . . . .	125
8.2. Last-Durchbiegungsfunktion für den Belastungsversuch an der Brücke über den Main-Donau-Kanal in Baiersdorf [106] . . . . .	126
8.3. Last-Durchbiegungsfunktion für den Belastungsversuch an einem Spann- betonträger der Weserwehrbrücke in Drakenburg [92] . . . . .	126
9.1. Querschnitte der beiden untersuchten Spannbetonbalken . . . . .	130
9.2. Messstellenplan . . . . .	131

---

9.3. vollständig applizierte Messtechnik im Querkraftbereich . . . . .	132
9.4. Messung der Spannstahldehnung und der Relativverschiebung in Balken- mitte . . . . .	132
9.5. Für photogrammetrische Untersuchungen vorbereitete Balkenoberfläche .	133
9.6. Belastungsregime . . . . .	133
9.7. Rissbild des Balkens 1 unter Maximalbelastung . . . . .	134
9.8. Kraft-Krümmungs- und Kraft-Stahldehnungs-Linien für Balken 1 (Ge- samtversuch) . . . . .	135
9.9. bezogene Strukturveränderungsenergie mit zunehmender Belastung . . . .	135
9.10. Ermittlung der Dekompression über die Anordnung von Sekanten in die Kraft-Stahldehnungs-Linie . . . . .	136
9.11. Krümmung der Kraft-Stahldehnungs-Linie im 2. Belastungsast . . . . .	137
9.12. Krümmung der Kraft-Krümmungs-Linie im 2. Belastungsast . . . . .	137
9.13. Kraft-Diagonaldehnungs-Linie und Kraft-Krümmungs-Linie im Querkraft- bereich . . . . .	138
A.1. Ergebnisse der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit . . . . .	143
A.2. Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	144
A.3. Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	145
A.4. Ergebnisse der SEA: Zonale Ortung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten . . . . .	146
A.5. Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	147
A.6. Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	148
A.7. Ergebnisse der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit . . . . .	149
A.8. Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	150
A.9. Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	151
A.10. Ergebnisse der SEA: Zonale Ortung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten . . . . .	152
A.11. Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	153
A.12. Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	154
A.13. Ergebnisse der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit . . . . .	155

A.14.Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	156
A.15.Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	157
A.16.Ergebnisse der SEA: Zonale Ortung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten . . . . .	158
A.17.Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	159
A.18.Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	160
A.19.Ergebnisse der Wegaufnahme und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit . . . . .	161
A.20.Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	162
A.21.Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit . . . . .	163
A.22.Ergebnisse der SEA: Zonale Ortung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten . . . . .	164
A.23.Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	165
A.24.Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeit- punkten . . . . .	166

## Tabellenverzeichnis

6.1. Vergleich von klassischer und photogrammetrischer Messtechnik . . . . .	77
6.2. Flächendehnung für synthetischen Datensatz . . . . .	86
7.1. Vergleich der einzelnen Oberflächenbehandlungen . . . . .	96
7.2. Vergleich der rechnerischen Schubtragfähigkeiten . . . . .	102
7.3. Zusammenstellung der Riss- und Bruchlasten der Versuchskörper . . . . .	104
9.1. Bewehrung der Versuchskörper . . . . .	129

## 1. Einführung und Zielsetzung

Aufgabe des Bauingenieurs ist es, die Sicherheit von baulichen Anlagen und Konstruktionen während der geplanten Nutzungszeit zu gewährleisten. Diese Bauwerkssicherheit wird durch die Einhaltung von baustoff-, bauart- und projektspezifischen Anforderungen erreicht. Das Bauwerk muss demnach den mechanischen Einwirkungen mit ausreichender Zuverlässigkeit widerstehen, gegen chemische, biologische, klimatische und ähnliche Einflüsse hinreichend beständig sein und während der Nutzungszeit in einem gebrauchsfähigen Zustand bleiben. Diese Anforderungen beinhalten sowohl eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit als auch die Gewährleistung der Tragsicherheit einer Konstruktion. Die Bestimmung und Bewertung dieser Tragsicherheit erfolgt in der Regel auf rechnerischem Wege. Voraussetzung dafür sind ausreichende Informationen über die Einwirkungen, die Geometrie und die Werkstoffeigenschaften des Tragwerks sowie ein hinreichend mit der Realität übereinstimmendes Rechenmodell.

Auch bei vorhandenen Gebäuden (z. B. im Falle der Umnutzung) ist der Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit für die neu geplante Beanspruchung zu führen und es tritt nicht selten der Fall auf, dass Teile der vorweg genannten Informationen nicht mehr verfügbar sind. In derartigen Fällen stellt die *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung* (auch Belastungsversuch oder Probelastung) alternativ ein Verfahren zur sicheren und gleichzeitig wirtschaftlichen Beurteilung der Tragsicherheit von Hochbaukonstruktionen dar. In vielen Fällen können damit die Trageigenschaften wirklichkeitsnah eingeschätzt und Tragreserven erschlossen werden, so dass eine aufwändige Verstärkung oder gar ein Ersatzneubau nicht erforderlich sind. Bei einer experimentellen Tragsicherheitsbewertung wird mit Hilfe einer selbstsichernden hydraulischen Belastungstechnik die erforderliche Belastung kontrolliert in die zu bewertende Konstruktion (z. B. Deckenplatte, Unterzug) eingeleitet. Die infolge dieser Belastung auftretenden Reaktionskräfte werden an den Auflagern rückverankert, so dass ein Kräftekreislauf innerhalb der untersuchten Konstruktion ohne Beanspruchung weiterer Bauwerksteile erzeugt wird (siehe Abb. 3.8).

Die durch die Belastung verursachten Bauteilreaktionen (i. d. R. Verformungen, wie z. B. Durchbiegungen, Dehnungen, Verschiebungen) werden zeitgleich mit der einwirkenden Kraft permanent elektrisch gemessen. Belastungs- und Verformungsmessdaten werden online auf dem Monitor eines PC dargestellt und nach zuvor festgelegten, maßgebenden Kriterien bewertet. Im Versuch wird die Belastung nach einer festgelegten Be- und Entlastungsfolge stufenweise bis zur *Versuchsziellast ext  $F_{Ziel}$*  gesteigert, ohne das dabei die *Versuchsgrenzlast ext  $F_{lim}$*  überschritten werden darf. Die Versuchsziellast ergibt sich aus der nachzuweisenden Einwirkung auf die Konstruktion (charakteristische Belastung)

zuzüglich aller Sicherheitsbeiwerte. Als Versuchsgrenzlast gilt die Belastung, bei der gerade noch keine Schädigung auftritt, welche die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit im künftigen Nutzungszeitraum beeinträchtigt.

Durch die Verknüpfung von Messwerten der einwirkenden Kraft mit denen einer oder mehrerer ausgewählter Bauteilreaktionen erhält man einen entsprechenden Einwirkungs-Reaktions-Zusammenhang. Sofern dieser bestimmte Spezifika aufweist, welche geeignet sind, das Erreichen der Versuchsgrenzlast rechtzeitig anzuzeigen, wird dieser Zusammenhang insgesamt *Versuchsgrenzlastindikator* genannt. Die für das Erreichen der Versuchsgrenzlast maßgebenden Spezifika sind die Versuchsgrenzlastkriterien.

Um sicherzustellen, dass die Versuchsgrenzlast nicht überschritten wird, muss das untersuchte Bauteil ein ausreichendes „Ankündigungsverhalten“ aufweisen, wobei sich der Begriff „Ankündigung“ auf die Versuchsgrenzlast und nicht auf die maximale Grenzbelastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bezieht. Tragwerke mit geringem Ankündigungsverhalten (z. B. Stahlbetonkonstruktionen ohne Querkraftbewehrung, Tragwerke aus Spannbeton) können daher mit den bisher angewendeten Techniken nur in Ausnahmefällen einem Belastungsversuch unterzogen werden. Hier können schon geringe Strukturveränderungen eine intolerable Schädigung, einen unzulässigen Verlust an Vorspannkraft oder gar eine Reduzierung der Tragfähigkeit zur Folge haben, so dass im Falle eines Belastungsversuches die maßgebenden *Versuchsgrenzlastkriterien* weit auf der sicheren Seite festgelegt werden müssen.

Für die Messung von sehr geringen Strukturveränderungen sind die heute bei Probebelastungen üblichen Messverfahren (Messung von Globalverformungen oder punktuellen Dehnungen) nur bedingt geeignet, da im Falle der Globalverformungen (z. B. Durchbiegungen) Nichtlinearitäten erst sehr spät erkannt werden können, wogegen bei punktuellen Dehnungsmessungen der Ort des Auftretens von Nichtlinearitäten vorher genau bekannt sein muss. Im hier beschriebenen Forschungsprojekt wird daher das Ziel verfolgt, durch eine flächen- bzw. volumenhafte Überwachung Dehnungs- und Rissbildungsprozesse im Tragwerk bzw. in relevanten Tragwerksbereichen frühzeitig zu erkennen und hieraus Versuchsgrenzlastindikatoren abzuleiten, welche insbesondere für die Untersuchung von Bauteilen mit geringem Ankündigungsverhalten verwendbar sind. Hierfür kommen spezielle Verfahren zum Einsatz, welche in der jüngeren Vergangenheit teilweise eine erhebliche Entwicklung erfahren haben und für die bereichsweise Überwachung von Bauteilabschnitten geeignet sind. Konkret wurden folgende Technologien bzw. Verfahren ausgewählt, die innerhalb des Forschungsvorhabens auf ihre Eignung und Anwendbarkeit zur Identifikation von Strukturveränderungen überprüft und weiterentwickelt werden sollen:



- Photogrammetrie
- Schallemissionsmessung
- bereichsweise Verformungsmessung

Ein besonderes Ziel ist es, vor allem durch die Kombination der genannten Messverfahren eine wesentliche Verbesserung der Informationsqualität während des Belastungsversuches zu erreichen und aus der Auswertung der Messergebnisse objektive Kriterien für die Bestimmung der Versuchsgrenzlast zu definieren. Dadurch soll gewährleistet werden, dass beginnendes nichtlineares Strukturverhalten auf sehr geringem Niveau unmittelbar während des Versuches festgestellt und damit die Versuchsgrenzlast schädigungsfrei ermittelt werden kann.

Das beschriebene Forschungsvorhaben beinhaltet die notwendigen theoretischen Grundlagenuntersuchungen und -entwicklungen sowie deren Verifizierung im Rahmen von Bauteilversuchen im Labor. Darüber hinaus besteht die Absicht, in einem nächsten Schritt die gewonnenen Erkenntnisse bei der Probelastung realer Hochbaukonstruktionen zur praktischen Anwendung zu bringen und weiter zu qualifizieren.

## 2. Arbeits- und Zeitplan

Die vorweg beschriebene Zielstellung wurde mit dem nachfolgend beschriebenen Arbeitsplan umgesetzt.

1. Analyse der Versagensmechanismen und des Ankündungsverhaltens im Stahlbetonbau

Im ersten Arbeitsschritt des Forschungsvorhabens waren die bekannten Versagensmechanismen von Massivbaukonstruktionen (speziell Bauteile ohne Querkraftbewehrung und vorgespannte Bauteile) hinsichtlich ihres Ankündungsverhaltens zu analysieren und zu bewerten. Besonderes Augenmerk war dabei auf möglichst allgemeingültige Identifikationsmerkmale zu legen, welche schon bei geringen Strukturveränderungen mit den vorweg beschriebenen messtechnischen Verfahren erfasst werden können.

2. Anpassung und aufgabenspezifische Entwicklung der gewählten Messverfahren

Die in den vorherigen Abschnitten benannten Messverfahren sind grundsätzlich für die flächenhafte Messung von kleinsten Strukturveränderungen geeignet. Jedoch waren die Verfahren auf die zu untersuchende Problemstellung zu adaptieren. Dies betraf insbesondere die Fragen der Messbereiche, der erforderlichen Auflösung sowie der Auswertungssoftware, welche die notwendigen Informationen verdichtet und zu Bewertungskriterien hocharbeitet.

3. Durchführung von Vorversuchen im Labor

Funktionsfähigkeit und Leistungsfähigkeit der adaptierten Messverfahren mussten in Vorversuchen überprüft werden. Für die Vorversuche wurden vornehmlich Dehnkörper verwendet, da hier die möglichen Rissbildungs- und Versagensbereiche gleichmäßig über den gesamten Probekörper verteilt sind und damit nur von den unbekanntem Streuungen der Materialeigenschaften abhängen. Darüber hinaus liegen aufgrund der einheitlichen Oberfläche gute Beobachtungsbedingungen vor.

4. Entwicklung von Versuchsgrenzlastindikatoren

Die in den vorhergehenden Versuchen beobachteten allgemeinen Schädigungs- und Versagensmuster wurden bewertet, insbesondere hinsichtlich ihrer Allgemeingültigkeit, der messtechnischen Erfassbarkeit und ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit auf niedrigem Schädigungslevel. In geeigneten Fällen wurden daraus Versuchsgrenzlastindikatoren abgeleitet, welche das Auftreten nicht tolerierbarer Schädigungen während eines Belastungsversuches sicher ausschließen. Außerdem mussten die für

die praktische Anwendung erforderlichen Anforderungen an die Auswertungssoftware definiert und deren Umsetzbarkeit geprüft werden.

#### 5. Durchführung von Hauptversuchen im Labor

In diesem Schritt wurden die zuvor abgeleiteten Indikatoren im Labor an typischen Bauteilen, d. h. an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und an Spannbetonbauteilen überprüft und verifiziert bzw. entsprechend modifiziert. Dazu wurden Versuche an Stahl- und Spannbetonbalken in Originalgröße durchgeführt, da Schädigungs- und Versagensprozesse an Bauteilen im Modellmaßstab bzw. an einzelnen Bauteilabschnitten nicht ausreichend realitätsgetreu abgebildet werden können.

#### 6. Bewertung und Zusammenfassung

Die Ergebnisse des Vorhabens wurden in diesem vorläufigen Abschlussbericht zusammengefasst und bewertet. Speziell wird dabei auf Eignung und Anwendungsbedingungen der verwendeten Messverfahren und der entwickelten Indikatoren eingegangen. Abschließend werden die notwendigen Forschungsschritte definiert, deren Ziel die praktische Anwendbarkeit der Indikatoren und Bewertungskriterien bei Belastungsversuchen in-situ sein soll. Diese Praxistauglichkeit soll im bereits beantragten Folgevorhaben erreicht werden.

Abbildung 2.1 zeigt den zu Projektbeginn aufgestellten und in dieser Form realisierten Zeitplan.

	2009			2010												2011						
	10	11	12	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	01	02	03	04	05	06	
Literaturrecherche - Stand des Wissens	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■							
Klassifikation der Versagensmechanismen hins. Ankündigungsverhalten																						
Tastversuche Photogrammetrie																						
Anpassung und aufgabenspez. Entw. der gewählten Messverfahren																						
Durchführung Hauptversuche im OML - Stahlbetonbalken																						
Durchführung Hauptversuche in Nbg. - Spannbetonbalken																						
Entwicklung von Versuchsgrenzlastindikatoren																						
Abschlussbericht																						

Abb. 2.1: Zeitplan

## 3. Entwicklung der Experimentellen Tragsicherheitsbewertung

### 3.1. Geschichtliche Entwicklung

#### 3.1.1. Die ursprüngliche Bedeutung des Belastungsversuches

Im Gegensatz zu Berufsfeldern wie der Medizin oder der Justiz, werden das Ingenieurwesen und besonders das Bauwesen in unserer Gesellschaft eher als trivial und auch für Laien nachvollziehbar angesehen. Vom Bau versteht ja bekanntlich jeder was. Diese Ansicht hat ihren Ursprung auch in dem Fakt, dass die Sicherheit im Bauwesen im Verständnis der Menschen grundgegeben ist. Wann stürzt schon mal ein Bauwerk ein? Diese Erfahrung, dass das Versagen von Bauwerken oder Bauteilen fast nie vorkommt, erzeugt gleichzeitig den Anspruch, dass alle Gebäude den Beanspruchungen standhalten. Deshalb wurden und werden menschliche Fehler im Bauwesen als wesentlich schlimmer angesehen und verfolgt, als dies in allen anderen Berufszweigen üblich ist. Bereits im 17. Jahrhundert vor Christus (37. Jh. v. L.) erließ der Babylonierkönig Hamurabi Gesetzestexte, in denen ein Einsturz eines Bauwerks für den verantwortlichen Baumeister harte Strafen vorschrieb:

*„Wenn ein Baumeister ein Haus baut für einen Mann und macht seine Konstruktion nicht stark, so dass es einstürzt und verursacht den Tod des Bauherrn: dieser Baumeister soll getötet werden. Wenn der Einsturz den Tod eines Sohnes des Bauherrn verursacht, so sollen sie einen Sohn des Baumeisters töten. Kommt ein Sklave des Bauherrn dabei um, so gebe der Baumeister einen Sklaven von gleichem Wert.“*

Jahrhunderte lang war das Bauwesen also allein eine Frage der Erfahrung des Baumeisters. Durch Überlieferung oder eigenes „Ausprobieren“ wurden diese Erfahrungen weitergegeben und erweitert. Da das theoretische Verständnis dafür, wie Dinge funktionieren und warum, erst ab Mitte des 17. Jahrhunderts begann, stellte das „Ausprobieren“ viele Jahrhunderte die Grundlage für alles Neue dar.

Dieses Ausprobieren ist somit nicht nur der wörtliche, sondern auch der geschichtliche Ursprung der „Probebelastung“, und der erste Versuch, ob etwas einer bestimmten Beanspruchung widersteht, wie z.B. die Probe der Zerreißfestigkeit einer Liane oder der Tragfähigkeit eines umgestürzten Baumes, liegt bereits mehrere Millionen Jahre zurück. Belastungsproben sind also so alt wie die Menschheit selbst. Sie stellen die einfachste und verständlichste Methode dar, die Tragfähigkeit nachzuweisen, denn das Ergebnis ist für jeden offensichtlich und schafft das nötige Vertrauen. Vor allem neue Bauweisen oder

neuartige Bauteile mussten und müssen sich dieses Vertrauen erst durch das Bestehen einer Belastungsprobe „verdienen“.

### 3.1.2. Probelastung von Brücken als Nachweis der Tragsicherheit

Die Probelastung von Brücken im Zuge der Bauwerksinbetriebnahme hat eine lange Tradition. Dies ist zum einen begründet in dem schon vorweg beschriebenen besonderen Charakter der Probelastung, nämlich auch dem Laien einen sichtbaren Beweis der Tragsicherheit zu vermitteln. Andererseits war es notwendig, auf diese Weise die Defizite der im 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts noch nicht vollständig ausgereiften Berechnungsmethoden zu kompensieren und die letzten offenen Fragen am vollendeten Bauwerk zu beantworten. Auch Materialfehler wurden oft erst während einer Probelastung erkannt. Häufig wurde hierfür auch ein beträchtlicher Aufwand in Kauf genommen. So kamen beispielsweise bei der Belastungsprobe der zweiten Reichsbrücke in Wien, welche vom 1. bis 3. Oktober 1937 durchgeführt wurde, insgesamt 84 LKW und 28 mit Steinen beladene Straßenbahnwagen zum Einsatz (siehe Abbildung 3.1). Der Test ergab keine Beanstandungen. Bekanntlich ist das Bauwerk dennoch 1976 wegen Zersetzung der Pfeilersockel eingestürzt.



Abb. 3.1: Reichsbrücke Wien

Oft erfolgte die Probelastung direkt im Zusammenhang mit der feierlichen Eröffnung der Brücke und die Bevölkerung wurde in den Test einbezogen, um so deren Vertrauen in die Sicherheit des Bauwerks zu stärken. Die Erzeugung der teilweise erheblichen Lasten

erfolgte immer mit Hilfe direkt auf das Bauwerk aufgebrachter Ballastmassen. Hierfür wurden, je nach Lage und Funktion der Brücke und nach Verfügbarkeit des Materials, unterschiedlichste Varianten gewählt. Für die Straßenbrücke über die Thur bei Oberbüren wurde 1886 z. B. das Wasser der Thur mit Feuerspritzen in Behälter gepumpt, die auf der Brücke standen [17]. Bei Eisenbahnbrücken, wie der in Abbildung 3.2 links dargestellten Brücke bei Tübingen [85], erfolgte die Belastung mit Hilfe von Lokomotiven und schwer beladener Güterwagons. Abbildung 3.2 rechts zeigt exemplarisch die Probelastung einer Straßenbrücke (Altstädter Brücke in Pforzheim) [85]. Dargestellt ist die volle Belastung des Mittelfeldes unter Verwendung von zwei Dampfwalzen und sechs schweren LKW. Zur Simulation des Menschengedränges auf den Fußwegen hatte man darüber hinaus Eisenschwellen aufgebracht.

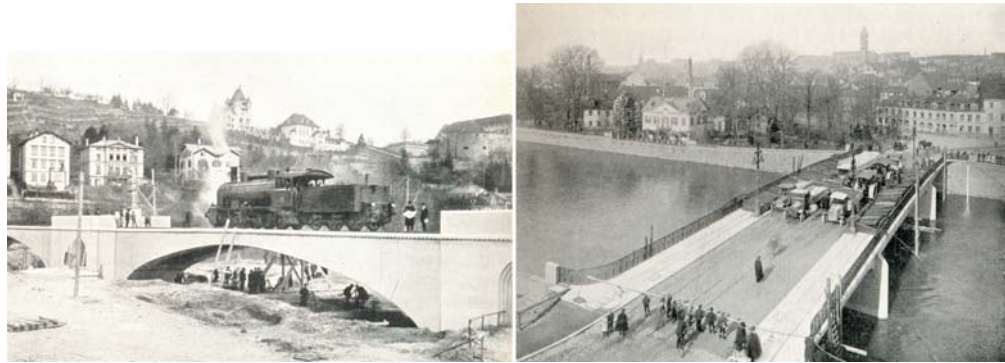


Abb. 3.2: links: Probelastung der Eisenbahnbrücke bei Tübingen, rechts: Inbetriebnahme der Altstädterbrücke in Pforzheim [85]

Als wesentliche Reaktion des Bauwerks unter der Belastung wurden in der Regel die Durchbiegungen gemessen. Waren diese klein genug oder in der Nähe der errechneten Werte, galt der Nachweis als erbracht. Schon früh kam man zu der Erkenntnis, dass die Messung der elastischen Durchbiegung keinen Hinweis auf einen drohenden Einsturz der Brücke liefert, da einige Versagensformen hier keine messbare Vorankündigung aufweisen. Es fehlten jedoch anderweitige zuverlässige Beurteilungskriterien. Andererseits bot eine aufgrund geringer Durchbiegung anerkannte Probelastung auch keine Gewähr für den sicheren dauerhaften Betrieb des Bauwerks. Die Straßenbrücke bei Salez im Kanton St. Gallen versagte während der Probelastung 1884 bei einer gemessenen elastischen Einsenkung von 10 mm infolge des Ausknickens der Obergurte aufgrund zu geringer Aussteifung und fehlerhafter Ausbildung der Knotenbleche. Sie stürzte schlagartig in sich zusammen, obwohl die als zulässig erklärte Maximaldurchbiegung 17,5 mm betrug [122]. Manchmal sind diese Einstürze während der Belastungsproben aber auch aus Unvorsichtigkeit oder grober Fahrlässigkeit entstanden. So hielt die Rhônebrücke bei Peney (Genf) mit einer Spannweite von 100 m der Belastungsprobe mit Sandsäcken gut stand.

Über Mittag setzte jedoch heftiger Regen ein und die Sandsäcke sogten das Wasser auf, bis die Last für die Brücke zu groß wurde und die Verankerungen nachgaben. Auch die 1873 getestete Brücke über die Broye bei Payerne widerstand dem Belastungsversuch. Doch stürzte sie ein, als die Arbeiter, um schnell am Eröffnungsbankett teilnehmen zu können, die zur Belastung verwendeten Wasserfässer einfach „über Bord“ warfen und dabei einen Hauptträger beschädigten [109]. Die in der Praxis mangelnde Aussagekraft des Durchbiegungskriteriums führte schnell zu einem generellen Streit über den Wert der Probelastungen eiserner Brücken. Trotz aller Kritik schlussfolgert Ritter: „Belastungsproben sind immer durchzuführen, schon um die Laien zu beruhigen“ [97]. So blieb die Belastungsprobe von Brücken das standardmäßige Mittel der Bauwerksabnahme bis weit ins 20. Jahrhundert hinein. Sie wird in einigen Ländern sogar heute noch regelmäßig praktiziert.

### **3.1.3. Die Bedeutung von Probelastungen in der Entwicklung des Eisenbetonbaus**

Im Jahre 1884 erwarb Conrad Freytag die Patente Moniers, eines Begründers der Eisenbetonbauweise (heute: Stahlbetonbauweise), nachdem er in Trier erstmals mit dieser neuen Bauweise in Kontakt gekommen war. Er erwarb die Rechte für Süddeutschland und überließ G. A. Wayss seine Vorkaufsrechte für Norddeutschland. Der geschäftstüchtige Wayss fuhr nach Berlin, nahm Kontakt zu Mathias Koenen auf und gewann mit vielversprechenden Vorversuchen dessen Interesse an der neuen Bauart. Nun galt es, auch die Bauherren, Behörden und die Öffentlichkeit von den Vorzügen des Eisenbetons zu überzeugen. Wayss ließ hierzu unter Aufwendung erheblicher Mittel Versuchsobjekte herstellen, um durch Probelastungen den wirtschaftlichen Wert der neuen Bauweise zu demonstrieren. Es gelang und die Ergebnisse der Belastungsproben im Februar 1886 überzeugten selbst die größten Skeptiker. Noch im Herbst des gleichen Jahres veröffentlichte Koenen seine Berechnungsmethode, die er direkt aus den Versuchsbeobachtungen abgeleitet hatte und die „genügend übereinstimmende Ergebnisse“ mit den Versuchen ergab [67]. Dennoch blieb die massenhafte Anwendung von Eisenbeton vorerst aus.

Die starren Patenteinschränkungen und auch die geringen Kenntnisse über die Berechnung beschränkten den Einsatz. Neben dem System Monier wurden vor allem das von Hennebique entwickelte monolithische System, aber auch viele andere Individualentwicklungen ausgeführt. Aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Konstruktionsformen wurden in der Regel alle Tragwerke aus Eisenbeton um die Jahrhundertwende einer Probelastung unterzogen bzw. wurde deren Verwendung stets durch Probelastungen „abgesichert“. Bei Einzeltragwerken war vor der Inbetriebnahme eine Belastungsprobe

durch die entsprechende Baupolizei-Behörde vorgeschrieben, bzw. wurde sie fast immer verlangt. Die Durchführung der Probe erfolgte nach Maßgabe des Behördenvertreters. Den Unternehmern selbst genügte der direkte Nachweis der Tragfähigkeit bei der Abnahme einer speziellen Konstruktion und so bestand kaum Interesse, aus den Versuchen allgemeine Erkenntnisse über das Tragverhalten abzuleiten. Für die Prüfung von Massenbauteilen wurden zudem meist Bruchproben angestellt, um die Sicherheit gegenüber der errechneten Traglast zu bestimmen.

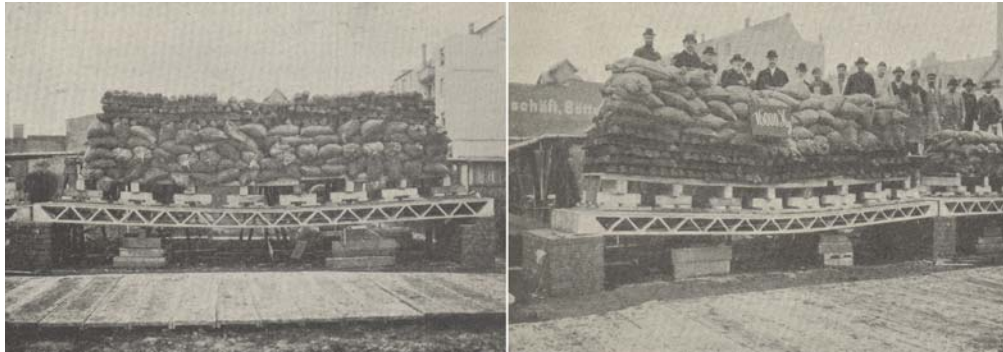


Abb. 3.3: Belastungsversuche an Visintini-Trägern [89]

Abbildung 3.3 zeigt beispielhaft für die Vielzahl von Bauteilversuchen Belastungsproben bis zum Bruch an sogenannten Visintini-Trägern [89]. Das sind für Deckenkonstruktionen eingesetzte Stahlbetonfertigteilelemente, bei denen die Vorteile des Stahlfachwerkträgers auf die Eisenbetonbauweise übertragen wurden.

Jedoch gab es auch vielfach Probleme oder Unzulänglichkeiten bei der Durchführung von Belastungsproben. Der Patentschutz von detaillierten Systembauweisen, wie der von Monier und Hennebique, führte beispielsweise um die Jahrhundertwende dazu, dass die Baufirmen ihre eigenen eisenbewehrten Betonkonstruktionen erfanden. Um das Vertrauen der Bevölkerung in ihre neuen Produkte zu gewinnen, wurden Probelastungen durchgeführt und die Ergebnisse zu Werbezwecken eingesetzt. Dabei gab es allerdings keinerlei Regelungen, wie die Belastungsprobe zu erfolgen hat und wer diese durchführen darf. Es bestand nur das Ziel des Entwicklers, für die jeweilige Konstruktion eine möglichst hohe Belastbarkeit zu demonstrieren.

So wird beispielsweise in [102] die Prüfung von doppeltarmierten Monier-Platten 1902 in Wien beschrieben (siehe Abbildung 3.4). Die Belastung in Form der hier verwendeten Eisenschienen war zwar eine häufig genutzte Möglichkeit, doch ist die Belastung im vorliegenden Fall nicht beweglich, das heißt die Schienen stützen sich bei Durchbiegung der Platte gegenseitig und tragen die Last druckbogenartig direkt zu den Auflagern ab. Auch Abbildung 3.5 zeigt fehlerhaft ausgeführte Belastungsproben, bei denen die dicht



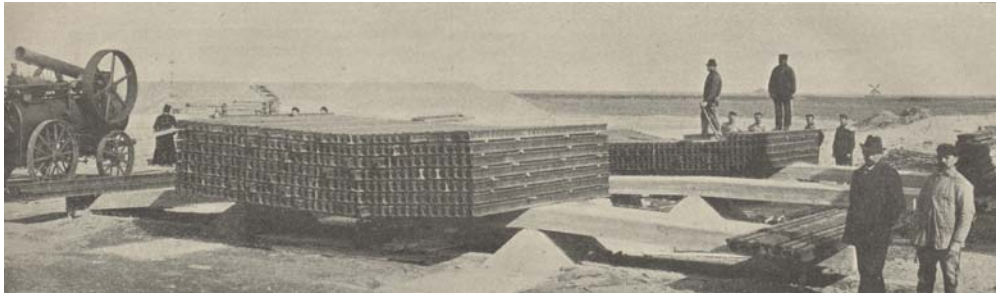


Abb. 3.4: Belastungsversuche an doppeltarmierten Monier-Platten [102]

gestapelten Sandsäcke wie eine zusätzliche Querschnittsvergrößerung wirken und ein Teil der Last gar nicht vom Bauteil getragen, sondern über die Gewölbewirkung direkt in die Auflager geleitet wird [36]. Die tatsächliche Tragfähigkeit wurde dabei teilweise bis um den Faktor 10 überschätzt.



Abb. 3.5: Belastungsversuche für Werbezwecke [36]

Trotz der zahlreichen Erfahrungen mit Probelastungen von Massivbaukonstruktionen gab es immer wieder auch Einstürze. So wird im Frühjahr 1908 über den Einsturz eines mehrgeschossigen Warenhauses in Mailand anlässlich der Probelastung berichtet [42]. Während die unteren Geschossdecken der Belastungsprobe widerstanden, war die Decke im Dachgeschoss erst 14 Tage zuvor betoniert worden und hielt den aufgebrachten Lasten in Form von Sandsäcken nicht stand. Durch die herabstürzenden Massen brachen auch die unteren Deckenebenen zusammen und es blieb nur ein Eisenbetonskelett stehen. 13 Tote und 12 schwer Verletzte waren zu beklagen. Solche Einstürze im Zuge von Probelastungen waren in den Anfangsjahren der Eisenbetonbauweise keine Seltenheit. Die teilweise erheblichen Folgen zeugen vom hohen Risiko, welches in der Verwendung von Ballastmassen ohne Absturzsicherung besteht und zeigen auch mit welcher Sorglosigkeit und Unwissenheit manche Belastungsproben seinerzeit durchgeführt worden sind.

### 3.1.4. Entwicklung von Richtlinien und Normen

Die Planung und Ausführung der im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Versuche erfolgte i. d. R. nach eigenem Ermessen ohne geregelte Handlungsgrundlage, meist mit dem Ziel, für die Konstruktion eine möglichst hohe Tragfähigkeit nachzuweisen. Aufgrund dessen oder auch aus Unkenntnis wurden viele dieser Belastungsversuche nicht sachgerecht ausgeführt, wodurch es in einigen Fällen sogar zum Totaleinsturz der Konstruktion kam.

In der Folge wurde von vielen Fachleuten schon um die Jahrhundertwende die Frage nach dem Sinn bzw. dem Für und Wider von Probelastungen gestellt ([97], [41], [21], [118], [98]). Vergleichsweise einig war man sich in der Frage, dass Planung und Durchführung von Belastungsversuchen einer einheitlichen Regelung bedürfen.

Auch der Beitrag von Johansen 1904 [57] verdeutlicht den besonderen Bedarf an einer einheitlichen Handlungsgrundlage bei der Durchführung von Belastungsversuchen: „Ein jeder lässt sich dabei durch lokale Verhältnisse und durch seine individuellen Ansichten soweit beeinflussen, dass eigentlich ein direkter Vergleich dieser einzelnen Proben nicht gut zulässig ist. Erst wenn ein gemeinsames Programm existiert, das da sagt, was geprobt werden soll und wie geprobt werden soll, wird es möglich sein, maßgebende Schlüsse aus den Resultaten zu ziehen.“

Erste Bemühungen um einheitliche Regelungen für Probelastungen an Stahlbetonbauten waren deshalb bereits in den „Vorläufigen Leitsätzen zur Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ von 1904 [29] zu finden. Die Hinweise waren allerdings noch sehr allgemein gehalten. So wurde z. B. die Anwendung für Bauwerke empfohlen, die nicht mängelfrei ausgeführt waren oder bei denen anderweitige Beeinträchtigungen der Tragfähigkeit vorlagen. Die Belastung sollte erst 45 Tage nach Einbringen des Betons erfolgen, für die aufzubringende Belastung war eine Obergrenze angegeben. Eine ausreichende Sicherheit galt dann als gegeben, wenn „nennenswerte bleibende Formänderungen nicht entstanden sind“. Auch die „Bestimmungen des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ von 1907 [1] enthielten keine wesentlich konkreteren Informationen.

Erst die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1916 [35] beinhalteten detailliertere Vorgaben, die sich in gleicher oder etwas abgewandelter Form in vielen späteren Vorschriften wiederfinden. So wurde der Hinweis gegeben, Probelastungen auf das unbedingt notwendige Maß zu beschränken. An die Belastung wurde die Anforderung gestellt, dass „sie in sich

beweglich ist und der Durchbiegung der Decke folgen kann“, womit die zuvor beschriebene Überschätzung der Tragfähigkeit durch Gewölbewirkung oder gar Biegetragwirkung in den Belastungselementen ausgeschlossen werden sollte. Die maximale Belastung war für einen Zeitraum von mindestens 12 Stunden auf der Konstruktion zu belassen. Die wesentliche Messgröße war die Durchbiegung der Konstruktion, wobei die Prüfung als bestanden galt, wenn die bleibende Durchbiegung nach Entlastung kleiner als ein Viertel der maximal gemessenen Durchbiegung blieb. Diese grundsätzlichen Regelungen zur Anwendung von Belastungsversuchen, zu Anforderungen an die Belastungsanordnung, zur Höhe und Dauer der Belastung und zur Bewertung der größten und bleibenden Durchbiegung finden sich auch in den ausländischen Vorschriften der betreffenden Zeit wieder.

Allerdings wurde die Höhe der Belastung sehr unterschiedlich festgelegt und variierte zwischen der 1,0-fachen Nutzlast (Österreich, Holland, Frankreich, Belgien) und der 1,5-fachen Nutzlast (Deutschland, Dänemark, Schweden, Norwegen) [37]. Besondere Kritik bestand von Anfang an auch an dem in allen Vorschriften enthaltenen einfachen Bewertungskriterium der bleibenden Durchbiegung im Verhältnis zur größten Durchbiegung. Der Grenzwert lag hier bei  $1/4$  (Deutschland, Österreich, Norwegen, Polen) oder bei  $1/3$  (Ungarn, Tschechoslowakei, Russland). In einigen Vorschriften wurde als Zusatzbedingung das Verhältnis der größten gemessenen und der rechnerischen Durchbiegung aufgenommen - unter der stillschweigenden Annahme, dass sich die Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen relativ genau auf rechnerischem Wege ermitteln ließe. Zulässig war z. B. eine Überschreitung der rechnerischen Durchbiegung um 0% (Italien), um 20% (Schweden, Polen) bzw. um 25% (Tschechoslowakei, Norwegen) [37].

Das Verhältnis der bleibenden zur gesamten Durchbiegung wurde 1914 von Graf und Bach in [7] anhand zahlreicher Versuche genauer analysiert. Sie zeigen deutlich, dass das Durchbiegungsverhältnis von der Vorbelastungsgeschichte der Konstruktion abhängig ist. Darüber hinaus wird festgestellt, dass Balken mit ungenügender oder ganz fehlender Schubbewehrung innerhalb der zulässigen Belastungen ungefähr gleiche Durchbiegungen liefern wie Balken mit sachgemäßer Bewehrung. Die Autoren kommen zu der Schlussfolgerung, dass „das Bestehen der Prüfung durch Probelastung unter Nichtüberschreiten von Einsenkungen, die als noch zulässig vorzuschreiben sein würden, im allgemeinen keine Gewähr für die gewollte Widerstandsfähigkeit bietet.“

Auch Mörsch [85] und Hübner [50] kritisieren das Durchbiegungskriterium und schlagen anstelle dessen Dehnungsmessungen zur besseren Beurteilung des aktuellen Tragwerkszustandes vor. Trotz aller Kritik blieb die Feststellung der bleibenden und gesamten Durchbiegung lange Jahre als alleiniges Bewertungskriterium in fast allen Vorschriften

nahezu unverändert erhalten. Um den erheblichen Einfluss einer vorangegangenen Belastung auszugleichen, durfte laut einiger ausländischer Vorschriften ein nicht bestandener Belastungsversuch einmalig wiederholt werden (vorausgesetzt, die Konstruktion war nicht eingestürzt). Es galten dann gleiche (Großbritannien, USA) oder etwas verschärfte Regeln (Frankreich, Österreich) für die Bewertung des Verhältnisses der bleibenden zur Gesamtdurchbiegung. Diese Erweiterung wurde jedoch in den deutschen Vorschriften nie eingeführt. Röbert [94] greift das gesamte Thema 1957 noch einmal auf und weist in einer umfangreichen Studie nach, dass mit dem Verhältnis der bleibenden zur Gesamtdurchbiegung „allein keinesfalls Schlüsse auf eine ausreichende Sicherheit der Konstruktion begründet werden können.“

### **3.1.5. Theoretische und praktische Weiterentwicklung in der jüngeren Vergangenheit**

In den 1970-er Jahren setzte eine relativ starke Entwicklung hin zu verbesserten Berechnungsmethoden ein, die vor allem in der großflächigen Anwendung der Computertechnik begründet war. Damit war es möglich, den Nachweis der Tragfähigkeit einer neu errichteten Konstruktion einfach und sicher allein auf rechnerischem Wege zu führen. Gleichzeitig hatte sich der Stahlbetonbau als anerkannte Bauweise etabliert, so dass ein ausreichendes Vertrauen der Gesellschaft in dessen Tragsicherheit gegeben war, ohne dass dies in jedem Einzelfall praktisch auch für den Laien unter Beweis gestellt werden musste. Die Durchführung von Probelastungen zum Zwecke der Nachweisführung neu errichteter Konstruktionen erübrigte sich somit.

Dies muss insofern als positiv betrachtet werden, als damit neben der Verringerung des Aufwandes eine - bei Einhaltung der entsprechenden Regeln - höhere Sicherheit verbunden war und auch das mit Belastungsversuchen immer verbundene Risiko eines Einsturzes entfiel. Kurz gesagt überwog immer mehr das Vertrauen bei Fachleuten und Laien, die Tragfähigkeit von Bauteilen mit ausreichender Genauigkeit berechnen zu können. Diese Entwicklung und die im vorangegangenen Abschnitt beschriebene kontroverse Diskussion zur Anwendung und Aussagekraft von Belastungsversuchen überhaupt führte schließlich dazu, dass in den Ausgaben der DIN 1045 ab 1972 [30] keine Hinweise mehr zu Probelastungen enthalten waren.

Bei neu zu errichtenden Bauwerken ist der rein rechnerische Weg i. d. R. auch der richtige Ansatz. Kritisch blieb und bleibt jedoch der Umgang mit vorhandenen Bauwerken, besonders solchen mit Baustoff- oder Konstruktionsmängeln, mit Schäden oder ähnlichen Problemen, bei denen sich die vorhandene Tragsicherheit, trotz entsprechender Berechnungsverfahren, nicht ausreichend genau ermitteln lässt. Gleiches trifft auch zu,

wenn keine ausreichenden Bestandsunterlagen mehr verfügbar sind. Hier wurde die Probelastung von Fachleuten nach wie vor als ein geeignetes Mittel angesehen, unklare Berechnungsannahmen experimentell zu verifizieren und auf diesem Wege die Tragfähigkeit nachzuweisen. Die vorweg beschriebene „Regelungslücke“ seit 1972 führte jedoch dazu, dass die Durchführung und die Auswertung solcher Untersuchungen jetzt gänzlich in die Verantwortung des planenden Ingenieurs gegeben wurden.

Ein nennenswertes Beispiel aus dieser Zeit wird in [8] beschrieben. Die im Psychiatrischen Landeskrankenhaus in Wiesloch untersuchten Stahlbetondecken wiesen Konstruktionsmängel auf, die ihre Ursache im Stand der Technik zur Errichtungszeit hatten, sowie Schäden infolge Korrosion. Damit war eine sinnvolle, rein rechnerische Analyse ausgeschlossen. Der Belastungsversuch wurde mit Wasserballast durchgeführt (siehe Abbildung 3.6), gemessen wurden die Durchbiegungen, d. h. es wurde die traditionelle Vorgehensweise mit allem Für und Wider praktiziert. Das Schlusswort der Autoren trifft sicherlich die Meinung vieler Fachleute dieser Zeit, die mit ähnlichen Problemen konfrontiert waren: „Während DIN 1045 bis zur Fassung von 1956 die Probelastung für ‚zweifelhafte Fälle‘ vorsah, ist hierüber in der Fassung von 1978 nichts mehr ausgesagt. Dies lässt zumindest zwei Schlüsse zu. Entweder ist die Probelastung unerwünscht, oder sie wird voll und ganz in das Ermessen des sich verantwortlich fühlenden Ingenieurs gestellt. Nicht immer wird eine Konstruktion vollständig rechnerisch zu erfassen sein; dies tritt bei Sanierungen alter Stahlbetonkonstruktionen immer häufiger auf. ... Es wäre erwünscht eine allgemeine Regelung über das Vorgehen für den nicht immer zu umgehenden Ausnahmefall der Probelastung in DIN 1045 wiederaufzunehmen.“



Abb. 3.6: Belastung von Decken mit Wasserlasten [8]

---

Je mehr der Umgang mit vorhandener Bausubstanz und besonders mit bestehenden Stahlbetonbauten zunahm, wurde klar, dass es notwendig war, das Mittel Belastungsversuch wieder als reale Möglichkeit der Nachweisführung in den Regelwerken zu verankern. Andererseits war es zwingend erforderlich, dieses Werkzeug sowohl technisch als auch theoretisch auf einen neuen Stand zu heben. In Deutschland fanden die notwendigen Entwicklungsschritte etwa zeitgleich in beiden deutschen Staaten in unterschiedlicher Richtung statt.

In der ehemaligen DDR entwickelten Schmidt und Opitz [104] die theoretischen Grundlagen für die Planung und Auswertung von Belastungsversuchen auf Basis des Teilsicherheitskonzeptes. Seit 1986 konnten Probelastungen in der DDR auf Grundlage von TGL 33407/04 wieder geregelt ausgeführt werden.

Eine erhebliche Entwicklung der Versuchstechnik erfolgte in der ehemaligen BRD durch Steffens [111]. Er entwickelte eine Belastungseinrichtung, die in Verbindung mit einem Hydrauliksystem die Verwendung von Ballastmassen zur Lasterzeugung überflüssig machte. In mehreren kooperativen Forschungsprojekten wurden die theoretischen Grundlagen und geeignete Belastungs- und Messverfahren bis zur Anwendungsreife weiterentwickelt und in vielen praktischen Einsätzen erprobt. Im Ergebnis wurde 2000 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) die Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [28] herausgegeben. Seitdem steht auch im wiedervereinten Deutschland eine einheitliche Handlungsgrundlage für die Planung, Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen zur Verfügung. Der Belastungsversuch an der Spannbetonbrücke über den Main-Donau-Kanal in Baiersdorf [110] stellt ein bemerkenswertes Beispiel für die Anwendbarkeit von Probelastungen auch bei größeren Bauwerken und Stützweiten dar. Die Spannweite des untersuchten Mittelfeldes betrug hier 56,0 m. Die Versuchslasten (max. 240 t) wurden durch Rückverankerung von Belastungsrahmen gegen eine Ballastmasse von ca. 400 t erzeugt (siehe Abbildung 3.7). Besonders hervorzuheben ist auch die Entwicklung des Belastungsfahrzeuges BELFA [113], eines mit einem kompletten servohydraulischen Prüfsystem ausgerüsteten Spezialfahrzeugs, welches hauptsächlich für die Durchführung von Probelastungen an Brücken kleiner und mittlerer Spannweite geeignet ist.

### 3.2. Aktuelle Praxis

Heutzutage werden Belastungsversuche zur Bestimmung der Tragsicherheit vornehmlich an bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen durchgeführt. Obwohl ausgefeilte Berechnungsverfahren zur Verfügung stehen, ist dies vor allem dann angeraten und sinnvoll, wenn z. B. Unterlagen aus der Errichtungszeit und damit grundlegende



Abb. 3.7: Belastungsversuch einer Spannbetonbrücke in Baiersdorf [110]

Informationen für eine realistische statische Berechnung fehlen, oder wenn Schäden an der Konstruktion vorliegen, deren Einfluss auf die Tragfähigkeit nicht quantifizierbar ist. Auch erhöhte Anforderungen infolge Nutzungsänderung sind häufige Anwendungsfälle. Dennoch spielen statische Berechnungen beim experimentellen Tragsicherheitsnachweis eine wichtige Rolle, da dessen hoher Aufwand erst dann in Betracht gezogen werden sollte, wenn begleitende Berechnungen eine ausreichende Erfolgswahrscheinlichkeit bescheinigen. Die bereits erwähnte Richtlinie des DAfStb [28] ist die Grundlage für die Planung, Durchführung und Auswertung der experimentellen Untersuchungen.

Sie gilt für in-situ Belastungsversuche an Beton- oder Stahlbetonbauteilen bzw. -tragwerken des Hochbaus, darf aber für andere Massivbauwerke analog angewendet werden. Die Anwendung der Methode der Belastungsversuche ist allerdings auf Tragwerke begrenzt, bei denen davon ausgegangen werden kann, dass sich das Versagen ausreichend ankündigt. Diese Ankündigung ist notwendig, um sicherstellen zu können, dass durch den Belastungsversuch keine irreversible Schädigung verursacht wird.

Die Belastung wird heute ausschließlich durch die sogenannte selbstsichernde Belastungstechnik aufgebracht (siehe Abbildung 3.8). Bei Anwendung dieses Systems werden die aufgebrachten Versuchslasten hydraulisch erzeugt und unmittelbar in der Nähe des untersuchten Bauteils rückverankert. Bei ausreichender Steifigkeit der Belastungsvorrichtung und duktilem Bauteilverhalten ist die Versuchsdurchführung selbstsichernd, denn verformt sich das Bauteil zu stark, sinkt der Hydraulikdruck und das Gesamtsystem geht

in einen sicheren Gleichgewichtszustand über. Die hydraulische Belastung ermöglicht zudem eine schnelle manuelle Entlastung durch eine Reduktion des Druckes.

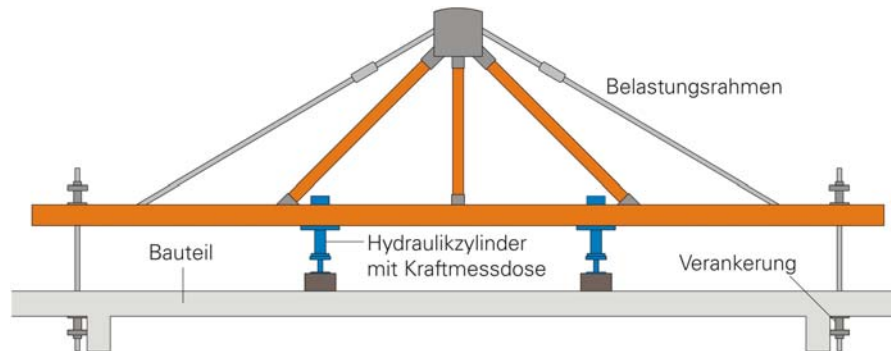


Abb. 3.8: Selbstsichernde hydraulische Belastungseinrichtung

Im Versuch wird die Belastung nach einer festgelegten Be- und Entlastungsfolge stufenweise bis zur Versuchsziellast gesteigert, darf dabei jedoch die Versuchsgrenzlaster nicht überschreiten. Die DAfStb-Richtlinie gibt definierte Kriterien an, die das Erreichen der Versuchsgrenzlaster anzeigen. Dies sind vor allem Verformungskriterien, wie Beton- und Stahldehnungen oder Rissbreiten und Durchbiegungen, aber auch eine Gefährdung der Standsicherheit oder übermäßige Auflagerverschiebungen können zum vorzeitigen Versuchsabbruch führen.

Diese Kriterien sind während des Versuches permanent zu überwachen und durch einen erfahrenen Ingenieur zu bewerten. Für die zeitnahe Bewertung des Tragwerkszustandes und die Detektion einer sich ankündigenden Schädigung ist eine onlinefähige Mess- und Auswertetechnik unablässig. In bestimmten Fällen werden auch Sondermessverfahren angewendet, wie z.B. die Schallemissionsanalyse, mit der eine beginnende Rissbildung im Beton zuverlässig erfasst werden kann.

Während Deutschland in den vergangenen 20 Jahren quasi die Vorreiterschaft in Sachen Belastungsversuch innehatte, mehren sich derzeit auch die Bemühungen anderer europäischer Staaten (z.B. der Niederlande, Luxemburg), Belastungsversuche als ein anerkanntes Mittel des Tragsicherheitsnachweises für besondere Fälle zu etablieren.

Bei Tragwerken mit geringem Ankündigungsverhalten sind die genannten Kriterien nicht oder nur bedingt anwendbar, so dass solche Konstruktionen oft vom experimentellen Tragsicherheitsnachweis auszuschließen sind. Die Entwicklung von geeigneten Indikatoren, die eine Bestimmung der Versuchsgrenzlaster ermöglichen, ist Ziel dieses Forschungsvorhabens.

Insgesamt betrachtet haben Belastungsversuche heute einen ihnen gebührenden Stellen-



wert inne, nämlich als ein anerkannter alternativer Tragsicherheitsnachweis, mit welchem bei hoher Wirtschaftlichkeit der Fortbestand und die zweckmäßige Nutzung von auffällig gewordenen Bauwerken gesichert werden kann und ggf. erforderliche Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen auf das notwendige Maß beschränkt werden können.

### 3.3. Bekannte Versuchsgrenzlastindikatoren

Um sicherzustellen, dass beim Belastungsversuch keine unzulässige Strukturveränderung eintritt, welche die Gebrauchstauglichkeit bzw. die Tragfähigkeit im künftigen Nutzungszeitraum beeinträchtigen kann, werden in [28] Versuchsgrenzlastindikatoren beschrieben und entsprechende Kriterien definiert, die hierfür die Versuchsgrenzlast anzeigen. Diese Indikatoren und deren Kriterien wurden vor allem im Rahmen der Forschungsvorhaben EXTRA entwickelt und bezüglich ihrer Zuverlässigkeit erprobt. Sie sollen im Folgenden vorgestellt werden.

#### Grenzdruckbeanspruchung des Betons

Da eine direkte Spannungsmessung technisch aufwendig und nur in Sonderfällen durchführbar ist, wird die Grenzdruckbeanspruchung des Betons über Grenzwerte der Betonstauchung  $\epsilon_{b,lim}$  festgelegt, die nicht überschritten werden dürfen. Bei der Festlegung dieser Grenzwerte wurde davon ausgegangen, dass sich der Beton bei Erreichen der Versuchsgrenzlast noch in der Phase stabiler Mikrorissbildung nach [103] befindet. Bei hoher Beanspruchung des Betons sind daher die Stauchungen in den höchstbeanspruchten Bereichen zu messen, für die dann die Grenzbedingung nach Gleichung 3.1 gilt.

$$\epsilon_b < \epsilon_{b,lim} - \epsilon_{b,0} \quad (3.1)$$

Die vorhandenen Betonstauchungen aus Eigenlasten und ggf. Vorspannung  $\epsilon_{b,0}$  sind dabei zu berücksichtigen. Aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens einer Vielzahl von Betonen waren bei der Festlegung von  $\epsilon_{b,lim}$  in [28] einige Sicherheiten zu berücksichtigen. So beträgt der zulässige Grenzwert für Betone niedriger Festigkeiten ( $< C 25/30$ ) nur 0,6‰. Es kann davon ausgegangen werden, dass die zugehörige Spannung weit unterhalb der Mikrorissgrenze liegt. Eine direkte Feststellung der Mikrorissgrenze aus der Last-Betonstauchungs-Funktion ist aufgrund der Einflüsse der Belastungsgeschichte auf die Arbeitslinie des Betons [84] nicht möglich.

Als eine geeignete Messmethode wird in [28] auch die Schallemissionsmessung angegeben. Diese liefert zwar keine Dehnungs- oder Spannungswerte, ist jedoch geeignet um eine zunehmende Mikrorissbildung zu erkennen. Die Ermittlung der Betonspannungen aus Eigenlasten und evtl. Vorspannung geschieht i. d. R. durch rechnerische Abschätzungen im Vorfeld des Versuchs. Prinzipiell stehen auch geeignete experimentelle Methoden

zur Bestimmung der Eigenlastdehnung zur Verfügung [86]. Diese kommen allerdings bei schlaff bewehrten Konstruktionen selten zur Anwendung.

Für die Grenzbeanspruchung des Betonstahls werden in [28] folgende Grenzdehnungen angegeben, die beim Belastungsversuch nicht überschritten werden dürfen:

$$\epsilon_{s2} < \frac{0,7 \cdot f_{ym}}{E_s} - \epsilon_{s02} \quad (3.2)$$

$$\epsilon_{s2} < \frac{0,9 \cdot f_{0,01m}}{E_s} - \epsilon_{s02} \quad (3.3)$$

wobei	$f_{ym}$	Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
	$f_{0,01m}$	Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der 0,01%-Dehngrenze
	$\epsilon_{s2}$	gemessener oder aus den Messwerten umgerechneter Wert der Betonstahldehnung im Riss während des Belastungsversuches
	$\epsilon_{s02}$	rechnerisch ermittelte Betonstahldehnung im Riss infolge der vor dem Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen

In den Entwurfsfassungen zu [28] (z. B. [27]) waren hierfür noch höhere Grenzwerte angegeben, die eine Feststellung beginnender Plastizierungen des Stahls erlaubten. Darüber hinaus wurden zulässige Grenzdehnungen für vorgespannte Bewehrung angegeben. In [28] werden hierzu keine Aussagen mehr getroffen.

In der praktischen Versuchsdurchführung ist eine unmittelbare Anwendung der angegebenen Kriterien kaum möglich, da eine direkte Messung der Stahldehnung an einigen wenigen Messpunkten aufgrund des infolge der Rissbildung stark veränderlichen Dehnungsverlaufs über die Stablänge keine Ergebnisse liefert, die eine zuverlässige Identifikation der Versuchsgrenzlast erlauben. Eine Dehnungsmessung über größere Bereiche liefert dahingegen nur „verschmierte“ Ergebnisse, aus denen dann, unter Ansatz von Informationen, die eigentlich erst während des Belastungsversuches gewonnen werden können, mit weiteren Unsicherheiten behaftete Maximalwerte für den Rissquerschnitt zurückgerechnet werden können.

Aus diesem Grund wird das Erreichen der Versuchsgrenzlast infolge der Grenzbeanspruchung des Betonstahls meist über Linearitätsabweichungen im Last-Durchbiegungs-Diagramm erfasst. Hierfür werden in [28] für den gerissenen Zustand folgende Kriterien angegeben:

- deutliches Anwachsen des nichtlinearen Verformungsanteils
- mehr als 10% bleibende Verformung nach Entlastung

Anzumerken ist hierbei, dass diese Kriterien nicht mit den oben angegebenen korrespondieren, da sie eine deutliche plastische Verformung des Stahls erfordern, welche über die oben angegebenen Dehnungsgrenzwerte hinausgeht. Eine indirekte Möglichkeit zur Bewertung der Linearität bzw. Nichtlinearität der Betonstahldehnungen ergibt sich im Zusammenhang mit der notwendigen Messung von Rissbreiten in hoch beanspruchten Bereichen. In [28] werden für die Rissbreite bzw. für die Rissbreitenänderung folgende Grenzwerte angegeben:

- für vorhandene Risse:

unter maximaler Belastung	$\Delta w \leq 0,3 \text{ mm}$
nach Entlastung	$\Delta w_{bl} \leq 0,2 \cdot \Delta w$

- für neu entstandene Risse:

unter maximaler Belastung	$w \leq 0,5 \text{ mm}$
nach Entlastung	$w_{bl} \leq 0,3 \cdot w$

Darüber hinaus sind die zulässigen Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1 [31] einzuhalten.

### Querkraftversagen

Sollte bei der Durchführung eines Belastungsversuches mit einem Querkraftversagen zu rechnen sein, müssen Messungen entsprechender Bauwerksreaktionen vorgenommen werden, die auch hier eine rechtzeitige Vorankündigung kritischer Zustände erlauben. In [112] wurde die Gefahr eines möglichen Querkraftversagens untersucht, mit dem Ziel hierfür entsprechende Indikatoren und zugehörige Grenzwerte zu definieren. Es wurden insgesamt 18 Stahlbetonbalken untersucht, wobei dabei die Schubslankheit sowie der Längs- und Querkraftbewehrungsgrad variiert wurden. Einige der Balken wurden ohne Bügelbewehrung ausgeführt. Bei den Balken mit Querkraftbewehrung war der Bügelbewehrungsgrad durchweg gering, da dies bei der Untersuchung älterer Konstruktionen einen häufig anzutreffenden Fall darstellt.

Insgesamt zeigte sich, dass der grundsätzliche Versagensmechanismus von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und solchen mit schwacher Querkraftbewehrung prinzipiell ähnlich ist. Das Versagen tritt durch Anwachsen eines Querkraftrisses in die Druckzone hinein bis zum Abspalten derselben ein. Trotz kaum erhöhter Bruchlasten war die Verformungsfähigkeit der Balken mit Querkraftbewehrung bis zu 5-mal größer als die der Balken ohne Querkraftbewehrung.

Als mögliche Versuchsgrenzlastindikatoren werden die Messung der Relativverschiebung vertikal über die Bauteilhöhe bzw. diagonal senkrecht zu den Druckstreben genannt, wobei hierfür aufgrund der Vielzahl an Einflussparametern (Schub schlankheit, Längsbewehrungsgrad, Querkraftbewehrungsgrad, Betonfestigkeit, Querschnittshöhe) keine allgemeingültigen zulässigen Grenzwerte angegeben werden können. Abgeleitet aus diesen Überlegungen werden in [28] für die Bestimmung der Versuchsgrenzlast bezogen auf ein mögliches Querkraftversagen von Bauteilen mit Querkraftbewehrung Grenzwerte für die Betonstauchung und die Stahldehnung in der Querkraftbewehrung angegeben, die weit auf der sicheren Seite liegen. Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung werden keine Angaben gemacht, da diese aufgrund der geringen Duktilität im Fall eines Querkraftversagens nicht im Gültigkeitsbereich der Richtlinie liegen.

### **Verankerungsbruch**

Beim Belastungsversuch ist die Versuchsgrenzlast auch dann erreicht, wenn Anzeichen für einen beginnenden Verankerungsbruch erkennbar sind. Zur messtechnischen Erfassung werden vor allem Schlupfmessungen im Verankerungsbereich als geeignet angesehen [112]. Bei älteren Stahlbetonkonstruktionen existiert eine Vielzahl von Verankerungsvarianten mit differenzierter Wirksamkeit und unterschiedlichem Kraft-Schlupf-Verhalten. Schon aus diesem Grund ist die Ableitung allgemeingültiger Kriterien für Schlupfmessungen (z. B. kritische Gleitwege) nicht möglich. Darüber hinaus gestalten sich Schlupfmessungen in der Praxis schwierig, da einerseits der Verankerungsbereich i. d. R. nur schwer zugänglich ist und sich andererseits die verwendete Messtechnik nicht zerstörungsfrei applizieren lässt.

Alternativ dürfte sich eine beginnende Verschiebung der Bewehrung im Beton auch mittels Schallemissionsmessung detektieren lassen (Schallemissionen infolge von Reibungsvorgängen). Eingehende Untersuchungen hierzu sind allerdings nicht bekannt.

### **Erweiterte Auswertung von Last-Verformungs-Informationen**

Sofern die Versuchsgrenzlast beim Belastungsversuch in-situ auf Grundlage von Verformungsmessungen identifiziert werden soll und hierfür keine allgemeingültigen, mechanisch begründeten Grenzwerte angegeben werden können, besteht die Aufgabe darin, über signifikante Merkmale in der ermittelten Last-Verformungs-Beziehung geringste kritische Strukturveränderungen (z. B. Plastizierungen oder Rissbildungsprozesse) sichtbar zu machen und für die Identifikation der Versuchsgrenzlast zu nutzen. Die weiter oben beschriebene, im Regelfall bei Belastungsversuchen angewendete online Beobachtung des Last-Durchbiegungs-Diagramms bezüglich Nichtlinearitäten entspricht dieser Vorgehensweise im Prinzip. Allerdings bleibt die Entscheidung über das Erreichen der Versuchsgrenzlast subjektiv geprägt, da

- keine allgemeingültigen Bewertungsparameter für mögliche Nichtlinearitäten existieren,
- zeitabhängige Verformungsanteile und damit die Gestaltung des Belastungsablaufs einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten haben und
- deutliche plastische Verformungen im maßgebenden Bauteilquerschnitt erforderlich sind, damit diese im Last-Durchbiegungs-Verlauf wahrnehmbar sind.

In [19] wird daher versucht, aus der im Versuch gewonnenen allgemeinen Last-Verformungs-Information durch detaillierte Auswertung Parameter abzuleiten, welche

- bereits bei geringen Strukturveränderungen ansprechen,
- objektiv und allgemeingültig sind und
- sich auf verschiedene Versagenskriterien anwenden lassen.

Hierfür werden aus der Gesamtheit der Last-Verformungs-Information schrittweise nur die für eine Strukturveränderung relevanten Informationen herausgearbeitet, indem

- die beim Be- und Entlastungsvorgang dissipierte Energie als Bewertungsgröße verwendet wird,
- von der gesamten Energiedissipation, nur der durch irreversible Strukturveränderungen bewirkte Anteil betrachtet wird,
- anstatt der Durchbiegung (globale Verformung) die bereichsweise Krümmung (abschnittsbezogene Verformung) als betrachtete Verformungsgröße zur Anwendung kommt, womit sich identifizierte Strukturveränderungen bestimmten Bauteilbereichen (Biegebereich, Querkraftbereich) zuordnen lassen.

Als besonders geeignet erwies sich hier ein Versuchsgrenzlastindikator mit der Bezeichnung  $\delta_s$ , welcher das Verhältnis zwischen Strukturveränderungsenergie  $D_s$  und elastisch gespeicherter Energie  $W_{el}$  gemäß Gleichung 3.4 beschreibt.

$$\delta_s = \frac{D_s}{W_{el}} \quad (3.4)$$

Abbildung 3.9 zeigt den charakteristischen Verlauf des Versuchsgrenzlastindikators  $\delta_s$  für ein Bauteil mit Biegezugversagen.

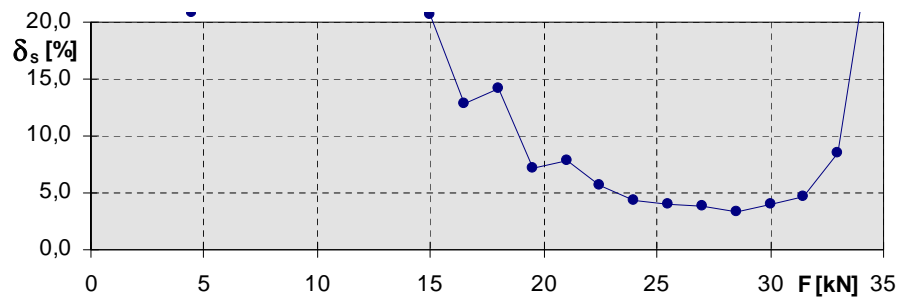


Abb. 3.9: Bezogene Strukturveränderungsenergie  $\delta_s$  aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung [19]

In Abbildung 3.10 sind zum Vergleich die zugehörigen Last-Biegekrümmungs-Funktionen der letzten vier vollständig durchgeführten Lastzyklen angegeben. Im Ergebnis der Untersuchungen zeigte sich, dass der Indikator  $\delta_s$  für Bauteile mit Stahlversagen einen charakteristischen Verlauf hat, aus dem beginnende Strukturveränderungen erkennbar werden (erneuter Anstieg von  $\delta_s$  ausgehend von einem Minimum - in Abb. 3.9 bei 28,5 kN), wenn diese noch sehr gering sind und aus einer visuellen Bewertung des Last-Verformungs-Diagramms noch nicht wahrnehmbar sind. Darüber hinaus lassen sich die beobachteten Strukturveränderungen durch die Verwendung einer abschnittsbezogenen Verformungsgröße den betreffenden Bauteilbereichen zuordnen. Gleiches gilt in ähnlicher Weise für die bleibende Verformung nach Entlastung.

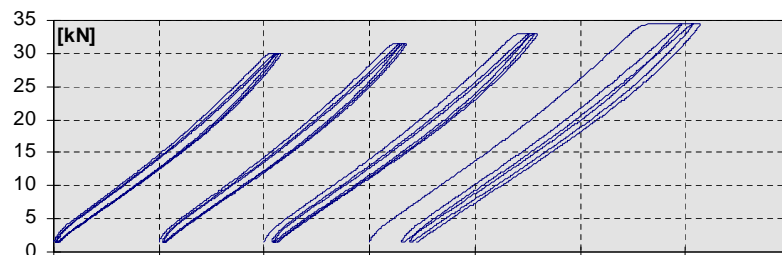


Abb. 3.10: Zu Abbildung 3.9 zugehörige Last-Biegekrümmungs-Linien im Bereich der Höchstlast [19]

## 4. Schubbruchgefahr von bestehenden Stahlbetonbauteilen

### 4.1. Schubprobleme im Stahlbetonbau

Die Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauteilen soll sicherstellen, dass diese bei übermäßiger Belastung ein Versagen rechtzeitig und ausreichend deutlich ankündigen. Für neu entworfene Konstruktionen sichert die Norm dies zum Beispiel durch die Anordnung von Mindestbewehrungsmengen ab. Bei älteren bestehenden Konstruktionen ist diese Voraussetzung einer Mindestduktilität im Versagensfall allerdings nicht immer per se garantiert, da die früher verwendeten Normen und Bemessungsrichtlinien solch eine Mindestbewehrung nicht zwingend vorsahen.

Während schubbewehrte Bauteile bereits seit ca. 100 Jahren relativ sicher rechnerisch zu erfassen sind, können Bauteile ohne Schubbewehrung bis heute nicht ausreichend genau berechnet werden. Diese Bauteile bilden aber einen großen Anteil der bestehenden Konstruktionen. Dadurch entstehen heute häufig Probleme bei der Bewertung älterer Bauwerke hinsichtlich ihrer Schubtragfähigkeit. Auch erhöhte Beanspruchungen gegenüber den damals für die Bemessung zugrunde gelegten führen zu Schwierigkeiten bei der Erfüllung der Querkraftnachweise für diese Bauteile.

Trotz dieser rechnerischen Probleme gibt es nur wenig praktische Versagensfälle, in denen die Schubtragfähigkeit real überschritten wurde. Der wohl bekannteste Fall eines Schubversagens ist der des *Air Force Warehouses* in Selby, Ohio (USA) [4]. Die Dachbinder versagten in einem Bereich, in dem sie ohne Bügelbewehrung ausgeführt worden waren, obwohl die damals zulässigen Schubspannungen von  $0,6 \text{ N/mm}^2$  eingehalten waren (siehe Abbildung 4.1). Dieser Unfall zeigte, dass die damals verwendete Absicherung gegen eine obere Grenze der Schubspannungen keine gute Beschreibung des tatsächlichen Schubtragverhaltens darstellte und führte dazu, dass in den USA und auch in Europa die Untersuchung des „Schubphänomens“ zu riesigen Forschungsaktivitäten führte.

Ein anderer Unfall, der 5 Menschenleben kostete, ereignete sich am 30. September 2006 in Laval (Kanada), als ein Teil der *de la Concorde overpass* Brücke einstürzte. Die Brücke aus den 1970er Jahren wurde mit Einhängeträgern ausgeführt. Die Spannbetonhohlkästen des mittleren Brückenteiles wurden dazu auf die auskragenden Widerlagerträger aufgelegt, was es erlaubte, die darunter liegende Autobahn stützenfrei zu überspannen. Die Widerlagerträger wurden als dicke Stahlbetonvollplatten ausgeführt. Abbildung 4.2 links zeigt die Auflagerung des mittleren Brückenträgers. Aufgrund einer mangelhaften Brückenwartung und -instandhaltung, wurden die Schäden (Rissbildung) an der Auflagerbank nicht rechtzeitig erkannt und die konstruktiv mangelhafte Ausbildung der Bewehrung zur Aufnahme der Schubbeanspruchungen hinter dem Auflagerungspunkt



Abb. 4.1: Schubversagen der Dachbinder des Air Force Warehouses [108], [4]

fürte zum Versagen (siehe Abbildung 4.2 rechts) [58].

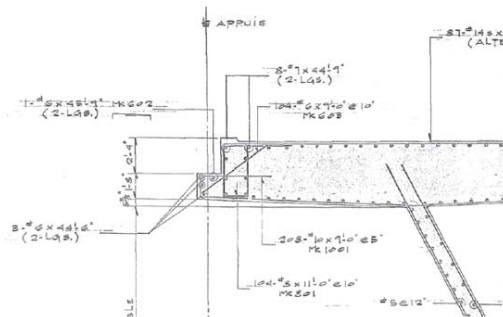


Abb. 4.2: Schubversagen des Concorde overpass 2006 [58]

Diese beiden einzigen in der Literatur dokumentierten Beispiele zeigen, dass ein Schubversagen in realen Bauteilen und Tragkonstruktionen eher selten eintritt und auch in Versuchen nur unter bestimmten, gezielt ausgewählten Parameterkombinationen und unter definierten Randbedingungen erreicht wird. Für die Beurteilung der Schubtragfähigkeit eines bestehenden Bauteiles ist es im Zuge der Vorbereitung von Belastungsversuchen nicht sinnvoll, für Bauteile ohne Schubbewehrung, die rechnerisch eine Querkraftbeanspruchung erfahren, die Einschätzung ausschließlich anhand einer Nachweisgleichung für Neubauten zu führen.

Wichtige Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten wie die Schubslankheit, die Verbundeigenschaften und die Streckgrenze der Längsbewehrung, die Bewehrungsführung, der Längsbewehrungsgrad, die Art der Belastung, die Bauteilhöhe, die Querschnittsform, das statische System und eine eventuelle Vorspannung [76] können dabei nur unzureichend berücksichtigt werden. Bestehende Bauwerke können ganz unterschiedliche Kombinationen dieser Einflussfaktoren besitzen und viele davon sind schon allein auf-



grund ihrer speziellen Geometrie und Bewehrungsführung überhaupt nicht gefährdet ein Schubversagen zu erleiden, auch wenn nach heutiger Norm rechnerisch eine Querkraftbewehrung erforderlich wäre.

Die in der Bemessungsnorm angegebene Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen ohne Schubbewehrung ist die empirische Beschreibung einer unteren Grenze der Tragfähigkeit und beruht auf einer großen Anzahl von Laborversuchen. Dabei wurden die Ergebnisse unterschiedlich ausgeführter Bauteile (größtenteils Einfeldträger unter Einzellasten) zusammengefasst und mit Hilfe einer Regression eine untere Mindesttragfähigkeit bestimmt. Dies stellt für Neubauteile eine sichere Grundlage für die Bemessung dar und führt dazu, dass die meisten Bauteile eine entsprechende Schubbewehrung erhalten.

Für die Beurteilung von bestehenden Gebäuden und Bauteilen ist eine andere Vorgehensweise erforderlich. Im ersten Schritt ist zu beurteilen, ob für die gegebene Situation am bestehenden Bauteil überhaupt die Gefahr eines Schubversagens besteht. Diese Bewertung bedingt eine genaue Bestandsaufnahme und die Kenntnis der, der damaligen Bemessung zugrunde liegenden Vorschriften und Auffassungen zur Schubbewehrung im Stahlbetonbau. Grundlegend für die Beurteilung ist zunächst die Unterscheidung der verschiedenen Bauteile und Konstruktionsformen, da bereits so eine Eingrenzung hinsichtlich einer Schubbruchgefährdung getroffen werden kann.

Damit ist die Beurteilung, wie auch die Bemessung, zweigeteilt - während hier die erste Seite, die der Einwirkung vorgestellt wird, wird in den anschließenden Kapiteln die Widerstandseite behandelt.

### **Balkentragwerke**

Bei Balkentragwerken haben die Querschnittsform, die Abmessungen und die Bewehrung eine große Bedeutung für das Schubtragverhalten und beeinflussen die sich einstellende Versagensform maßgeblich. Tragende Balken aus Stahlbeton wurden bereits seit 1904 in der Regel mit entsprechender Schubbewehrung ausgeführt. Bei Spannbetonbalken, vor allem aus den 1960er und 1970er Jahren, wurde jedoch häufig auf eine Bügelbewehrung verzichtet, da hier die Nachweise maximal zulässiger Schubspannungen infolge der Vorspannung i.A. erfüllt waren. Diese Spannbetonbalken sind nach heutigem Verständnis potentiell gefährdet, infolge Schub zu versagen.

### **Plattentragwerke**

Platten können einachsig oder zweiachsig gespannt ausgeführt sein. Zweiachsig gespannte Platten versagen stets infolge Biegung und mit ausreichender Vorankündigung. Hier

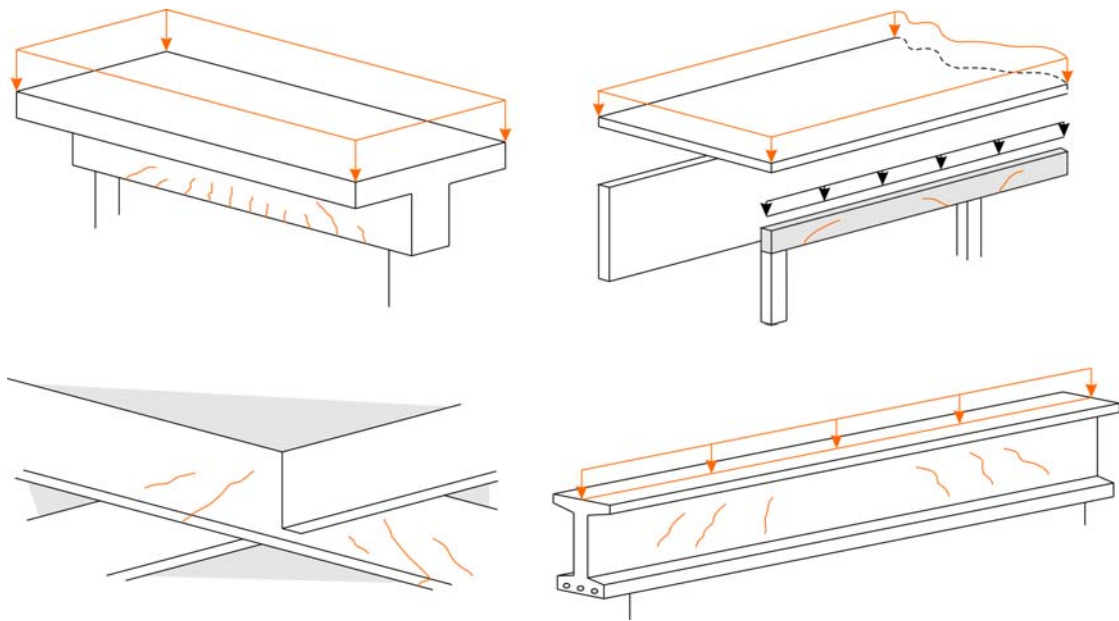


Abb. 4.3: Mögliche Schubbeanspruchungen von Balkentragwerken

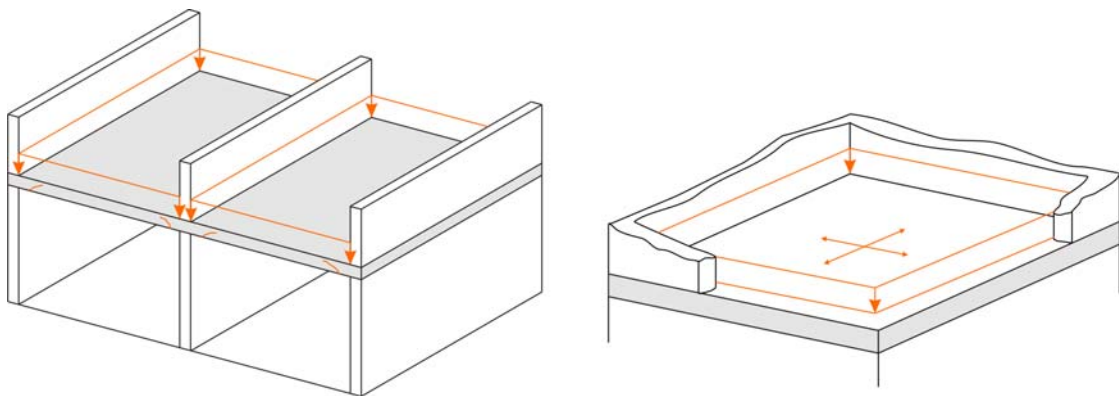


Abb. 4.4: Mögliche Schubbeanspruchungen von Plattentragwerken

kann eine Gefährdung durch Schub aufgrund der zweiachsigen Beanspruchung und vielen Umlagerungsmöglichkeiten grundsätzlich ausgeschlossen werden. Auch in der Versuchsliteratur konnte kein Beispiel für ein Schubversagen einer zweiachsig gespannten Platte gefunden werden. Problematisch sind ausschließlich schlanke punktförmig gestützte oder belastete Platten, bei denen ein Durchstanzen auftreten kann.

Einachsig gespannte Platten besitzen in der Regel einen geringen Biegebewehrungsgrad, so dass zuerst ein Biegeversagen eintreten wird. Nur für bestimmte Bedingungen (Schubslankheit, Längsbewehrung, Verbund, u.a.) ist bei einachsig gespannten Platten mit hohem Längsbewehrungsgrad ein Schubversagen möglich.

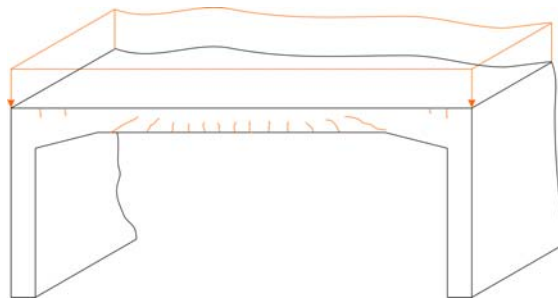


Abb. 4.5: Mögliche Schubbeanspruchungen von Rahmentragwerken

### Rahmentragwerke

Rahmentragwerke verhalten sich hinsichtlich einer Querkraftbeanspruchung ähnlich wie Balken- oder einachsige gespannte Plattentragwerke. Hier ist stets eine individuelle Beurteilung der Schubgefährdung nötig.

### Konsolen

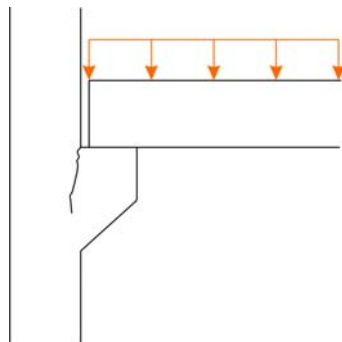


Abb. 4.6: Mögliche Schubbeanspruchungen bei Konsolen

Das Schubtragverhalten von Konsolen ist ähnlich wie das von Balken mit kleinen Schubslankheiten, d.h. hier dominiert eine direkte Abstützung der Belastung ins Lager. Eine entsprechend ausgelegte Querbewehrung verhindert hier ein schlagartiges Schubversagen und kündigt kritische Tragzustände durch eine deutliche Rissbildung ausreichend vorzeitig an.

### Brückentragwerke

Wegen der großen Bauteildicke sowie der i.d.R. besonders aufgelösten Querschnittsformen ist bei Brückenbauwerken immer eine Betrachtung im Einzelfall erforderlich.

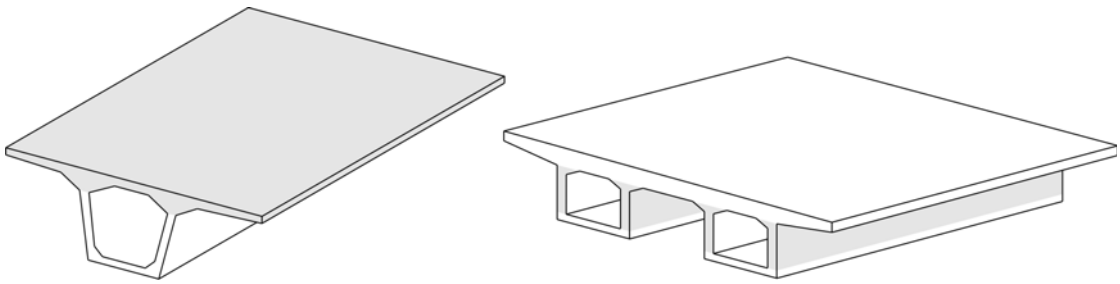


Abb. 4.7: Mögliche Schubbeanspruchungen von Brückentragwerken

## 4.2. Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung

### 4.2.1. Schubschlankheit

Einer der wesentlichsten Einflussparameter für die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ist die Schubschlankheit  $\lambda = a/d$ . Die Schubschlankheit bezeichnet bei einem Stahlbetonträger der durch Einzellasten belastet ist, das Verhältnis des Abstandes zwischen Lasteinleitung und Auflager  $a$  zur statischen Nutzhöhe  $d$ . Synonym wird auch der Begriff Momenten-Schub-Verhältnis  $M/(V \cdot d)$  verwendet. Für Balken unter Gleichstreckenlasten kann nach [59] ein äquivalenter Wert für die Schubschlankheit von  $\lambda = l/(4 \cdot d)$  angegeben und als Schlankheit  $l/d$  ausgedrückt werden (siehe Abbildung 4.8).

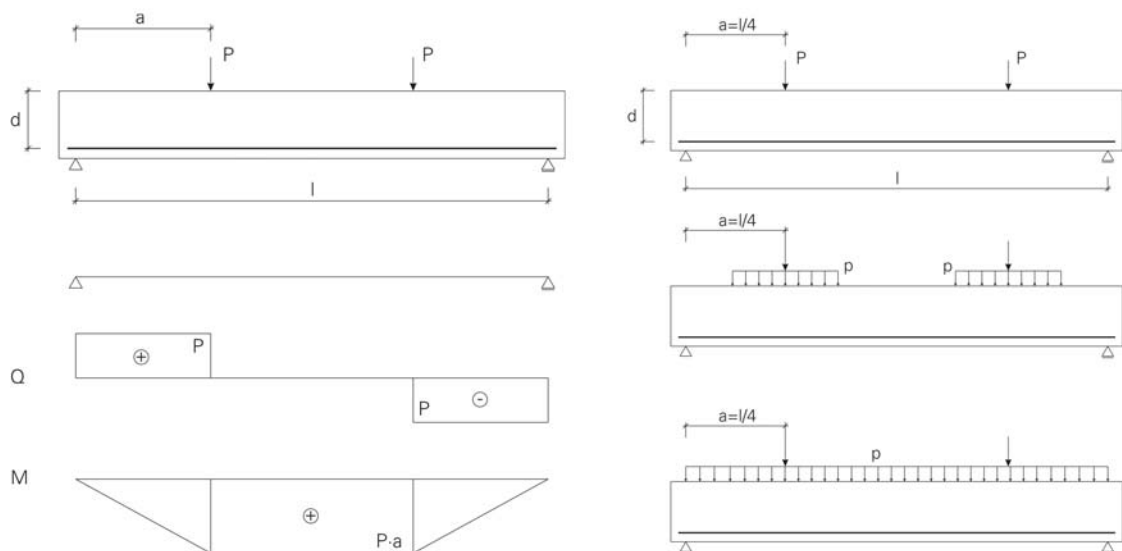


Abb. 4.8: Definition der Schubschlankheit bei Einzellast und Gleichlast

Kani [64] untersuchte den Einfluss der Schubschlankheit bei Einfeldträger für verschiedene Längsbewehrungsgrade und stellte die Ergebnisse anschaulich in dem in Abbildung 4.9 links gezeigten Diagramm dar. Die Bereiche reduzierter Schubtragfähigkeit, d.h. die

Verhältnisse für die Stahlbetonbalken nicht ihre rechnerische Biegetragfähigkeit erreichen, bezeichnete Kani treffend als „Schubtal“. Zilch [121] stellte dieses Schubtal für das Verhältnis von theoretischer Biegetragfähigkeit zu theoretischer Schubtragfähigkeit auf (rechts), wobei hier erkennbar ist, dass gerade die erhöhte Schubtragfähigkeit im Bereich kleiner Schubschlankheiten keine Berücksichtigung findet.

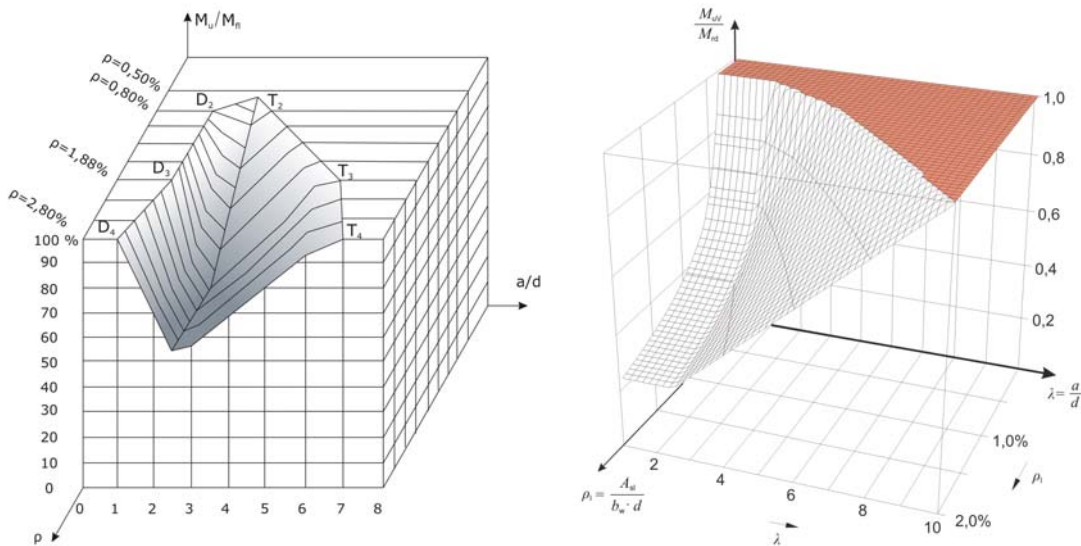


Abb. 4.9: Darstellung des Schubtales, links: nach Kani [59], rechts: nach Zilch [121]

Aus dieser Darstellung kann entnommen werden, dass für große Schubschlankheiten ( $a/d > 6,0 - 7,0$ ) grundsätzlich das Biegeversagen maßgebend wird und somit keine Schubbruchgefahr besteht. Auch unkritisch hinsichtlich eines plötzlichen Schubversagens sind Bereiche kleiner Schubschlankheiten ( $a/d < 2,5$ ), da die Schubtragfähigkeit wegen der möglichen sprengwerkartigen Lastabtragung in diesem Bereich stark ansteigt.

Kritisch sind die Bereiche dazwischen und besonders Schubschlankheiten von  $2,5 - 3,0$ . Hier liegt die Sohle des Schubtales nach Kani. Während in der Querkraftbemessung die Aufgabe darin besteht, dieses Schubtal durch eine ausreichende Bügelbewehrung zu überbrücken und ein Biegeversagen sicherzustellen, ist dies bei bestehenden Tragwerken nicht mehr möglich. Deshalb ist die Schubschlankheit ein wesentlicher Parameter für die Bewertung einer Schubbruchgefährdung bestehender Stahlbetonkonstruktionen.

#### 4.2.2. Längsbewehrung

Das Schubtragverhalten eines Stahlbetonbalkens wird in großem Maße vom sich im Versuch einstellenden Rissbild beeinflusst. Für Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung ist die Rissbildung damit vor allem von der Ausführung der Längsbewehrung abhängig. Sie bestimmt die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes und ist somit maßgebend für die Rissbildung

und die Verformungseigenschaften des Bauteiles.

In Zusammenhang mit der Rissbildung und der Längsbewehrung sind alle Faktoren, wie die Verbundeigenschaften (siehe Kapitel 4.4.2), der Längsbewehrungsgrad, die Ausbildung der Verankerung am Balkenende, eine eventuelle Abstufung entsprechend des Momentenverlaufes, Aufbiegungen von für die Momentendeckung nicht benötigten Bewehrungsstäben und die Festigkeit der verwendeten Bewehrungsstähle ebenfalls zu betrachten.

### Längsbewehrungsgrad

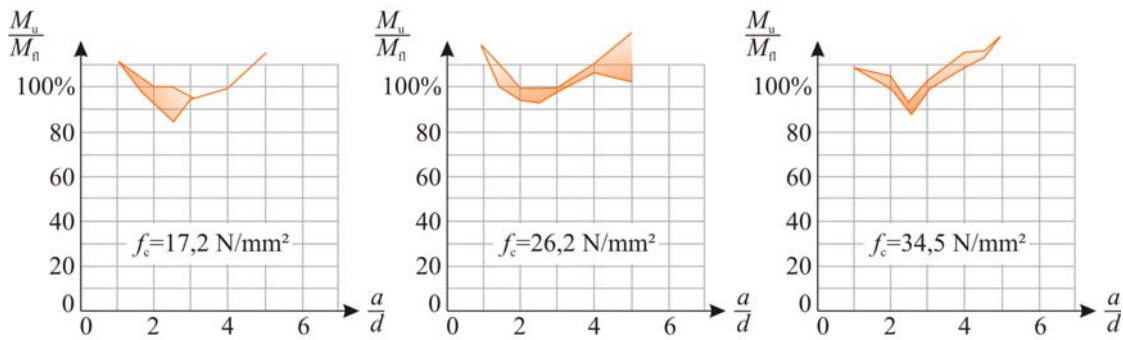
Die meisten der ausgeführten Versuche zum Schubtragverhalten wurden an Stahlbetonbalken mit einer sehr kräftig ausgeführten Längsbewehrung durchgeführt, um ein Biegeversagen im Versuch auszuschließen und einen Schubbruch sicherzustellen.

Diese hohen Längsbewehrungsgrade sind in der Praxis allerdings eher untypisch, da die Biegezugbewehrung entsprechend der benötigten Biegetragfähigkeit bestimmt wird. Typische Bewehrungsgrade von Stahlbetondecken liegen in der Regel zwischen 0,2 und 1,0%. Damit wird klar, dass für die Bewertung einer bestehenden Konstruktion hinsichtlich einer Gefährdung infolge Schub, vor allem der hintere Bereich des Schubtales maßgebend wird. Abbildung 4.10 zeigt Schnitte durch das Schubtal für Bewehrungsgrade von 0,5 und 0,8%. Bei einem Bewehrungsgrad von 0,5% ist ersichtlich, dass in den Versuchen von Kani [64] alle Balken ihre rechnerische Biegetragfähigkeit voll erreichten und ein Schubversagen nicht stattfand.

Die Darstellung Kanis zeigt die Entwicklung der Schubtragfähigkeit bezogenen auf die Biegetragfähigkeit und ist für die Bewertung der Gefährdung eines Schubversagens in einem Belastungsversuch besser geeignet, als die Darstellung der absoluten Schubtragfähigkeit. Je größer der Längsbewehrungsgrad, desto höher ist auch die absolute Schubtragfähigkeit, denn der Anteil der über die Dübeltragwirkung aufnehmbaren Querkraft ist wesentlich größer als bei kleiner Bewehrungsgraden. Diesen Zusammenhang bestätigen auch die von Leonhardt [76] durchgeführten Versuche, die zeigten, dass eine kräftige Längsbewehrung die Rissbreiten begrenzt und damit die Schubtragfähigkeit erhöht (siehe Abbildung 4.11). Auch wird deutlich, dass die Schubtragfähigkeit vom Durchmesser und der Verteilung der Bewehrungsstäbe abhängig ist.

Eine weitere Erkenntnis, die Kani aus seinen Schubversuchen [64] zog ist, dass die Größe der Schubschlankheit, an der das Versagen der Balken, von einem Schubversagen zum Erreichen der Biegetragfähigkeit wechselt, ebenfalls vom Längsbewehrungsgrad abhängt. Mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad vergrößert sich der Bereich der kritischen Schubschlankheit in dem ein Schubversagen eintritt. Das heißt, dass bei geringen

Längsbewehrungsgrad  $\rho=0,80\%$



Längsbewehrungsgrad  $\rho=0,50\%$

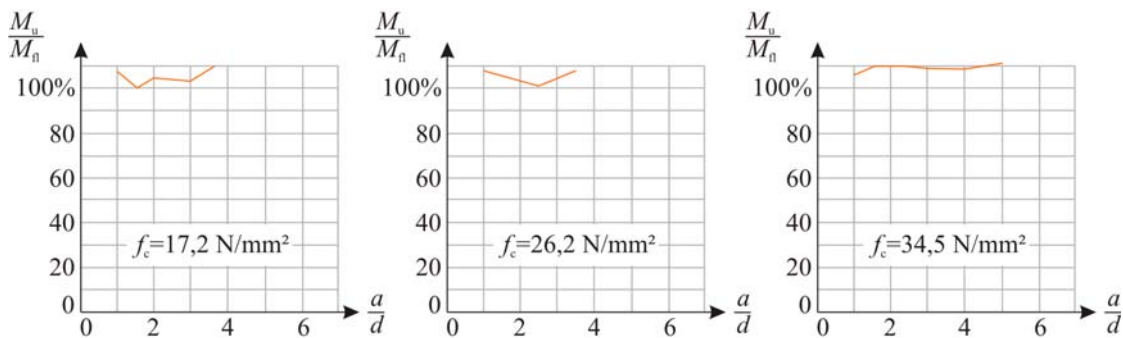


Abb. 4.10: Schnitte durch das Schubtal für geringe Bewehrungsgrade [64]

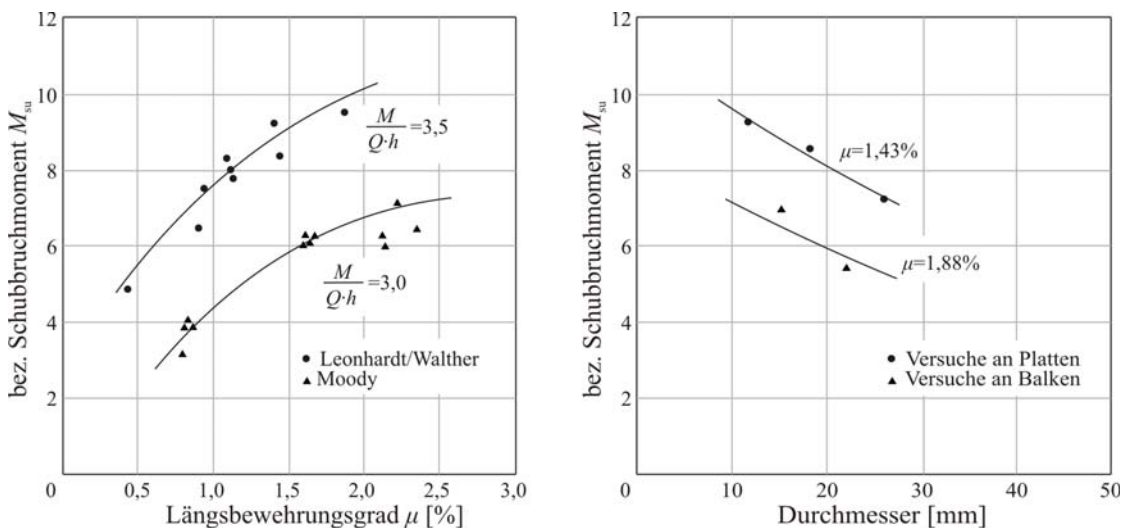


Abb. 4.11: Einfluss des Längsbewehrungsgrades und des Durchmessers auf die Schubtragfähigkeit [76]

Bewehrungsgraden die Schubslankheit, bis zu der eine Schubbruchgefahr besteht, kleiner ist und nach Kanis Versuchen und theoretischen Ableitungen bei einem Bewehrungsgrad von 0,8% ein Schubversagen für Schubslankheiten größer 3,0 bis 4,0 ausgeschlossen werden kann (siehe Abbildung 4.12).

$\rho$	$f_c = 17,2 \text{ N/mm}^2$		$f_c = 26,2 \text{ N/mm}^2$		$f_c = 34,5 \text{ N/mm}^2$	
	theor.	exp.	theor.	exp.	theor.	exp.
0,80	3,5	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0
1,88	5,3	5,4	5,3	5,3	5,3	5,0
2,80			6,5	6,5	6,5	6,5

Abb. 4.12: Veränderung der Versagensart in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades [64]

Leonhardt [78] fasst seine Erkenntnisse zum Einfluss der Längsbewehrung und der Gefahr eines Schubbruches bei Stahlbetonbauteilen wie folgt zusammen: „für Tragwerke mit Biegebewehrung aus BSt 42/50 oder höher, jedoch ohne Schubbewehrung können folgende Folgerungen gezogen werden:

1. Es besteht keine Schubbruchgefahr in Platten oder Rechteckbalken ohne Schubbewehrung, wenn der Längsbewehrungsprozentsatz in  $x = 1,5 \cdot h$   $\mu \leq 0,6\%$  und die Plattendicke kleiner 40 cm ist.
2. Es besteht keine Schubbruchgefahr in der Nähe drehbarer Endauflager, wenn bei konzentrierten Einzelasten  $a/h < 1$  oder bei gleichförmig verteilter Last die Schlankheit  $l/h < 6$  ist, sofern die Gurtbewehrung ungeschwächt zum Auflager durchläuft.
3. Es besteht keine Schubbruchgefahr in schlanken Balken oder Platten bei Längsbewehrungsprozentsätzen unter 0,8%, wenn die Schlankheit  $l/h > 16$  ist und bei Längsbewehrungsprozentsätzen  $\mu \approx 2\%$ , wenn die Schlankheit  $l/h > 24$  ist (Zwischenwerte können geradlinig eingeschaltet werden).“

### Verankerung

Die Bedeutung einer ausreichenden Verankerung der Längsbewehrung auf das Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen wird auch in Kapitel 4.4.2 (Einfluss des Verbundes) deutlich. Der Verlauf der Stahlspannungen entspricht bei starken Beanspruchungen im Versuch nicht mehr dem theoretischen Modell, das heißt es treten erhöhte Zugspannungen im Endverankerungsbereich auf [76], [77], [75], [11], [18].

Bei gedrunenen Balken ( $a/d < 2,5$  bis  $3,0$ ) ist eine gute Verankerung die Voraussetzung für eine sich einstellende Bogen-Zugband- bzw. Sprengwerk-Tragwirkung. Für glatte Stähle mit Endhaken stellt sich bei entsprechender Verankerung eine ideale Bogenwirkung ein, da der Verbund über den mittleren Balkenbereich vollständig aufgelöst



ist, während Rippenstähle durch ihr verändertes Verbundverhalten diese Bogenwirkung nicht in idealer Weise ermöglichen [99].

Untersuchungen zur Ausbildung der Verankerung wurden vor allem in den Anfangsjahren der Stahlbetonbauweise durchgeführt. So führten Bach und Graf [6] Versuche an Balken mit verschiedensten Ausbildungen der Endhaken durch (siehe Abbildung 4.13).

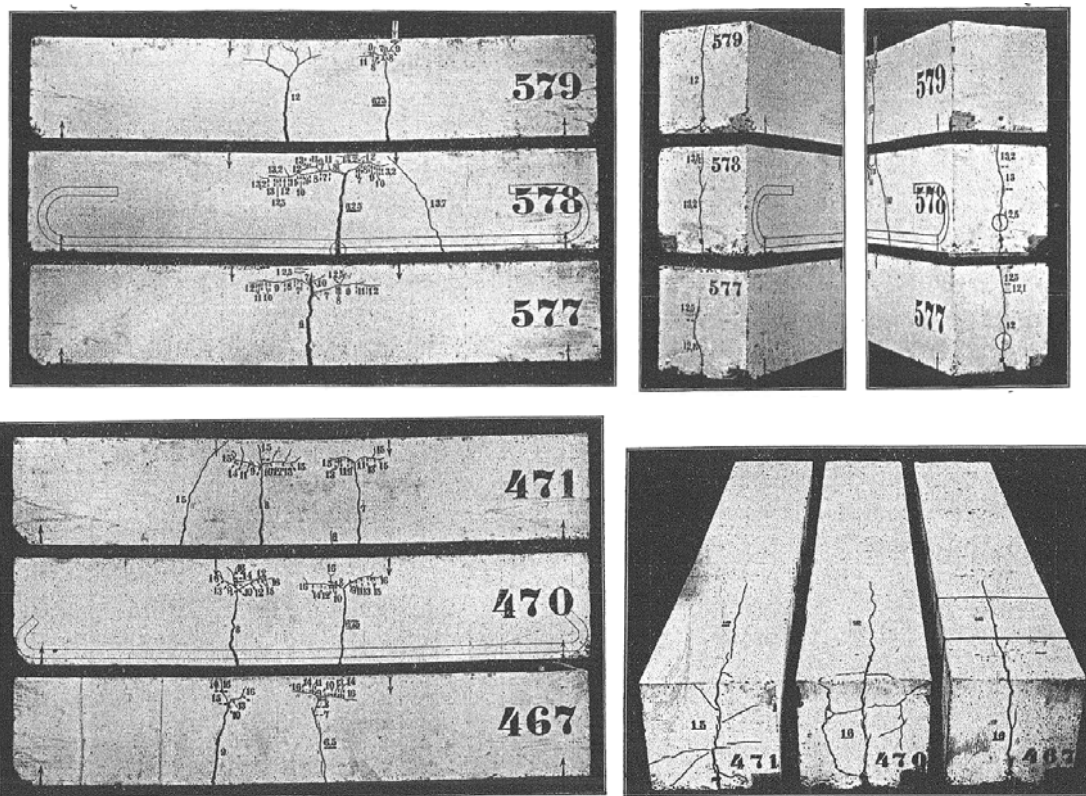


Abb. 4.13: Versuche an Balken mit unterschiedlichen Verankerungsausführungen [6]

Die Versuchs balken besaßen eine Schubslankheit von 1,8 und hatten unterschiedlich gute Verbundeigenschaften zwischen Längsbewehrung und Beton (Eisen glatt poliert, geölt oder mit Walzhaut). Die Balken ohne eine Hakenausbildung zur Endverankerung versagten alle infolge des Überschreitens des Gleitwiderstandes und zeigten keine Schubrisse. Die Balken mit Haken hingegen zeigten ein besseres Tragverhalten und widerstanden wesentlich höheren Lasten. Allerdings trat auch hier das Versagen im Verankerungsbe reich auf, als sich die Haken aufbogen und den Beton an den Stirnflächen abspren gten und den Balken teilweise mittig aufspalteten. Nur die Balken, bei denen die Längsbewehrung durch Quereisen ausreichend verankert war, erreichten ihre Streckgrenze und ein Verankerungsversagen fand nicht mehr statt [6]. Bei bestehenden Tragwerken (i.d.R. Platten) ist also die Ausbildung der Verankerung der Längsbewehrung ein Punkt, der stets zu bewerten ist.

## Abstufungen

Abstufungen der Längsbewehrung entsprechend der benötigten Momentenbeanspruchung wurden vor allem bei mit Rippenstahl ausgeführten Konstruktionen eingesetzt [99]. Die gestaffelte Bewehrung führt zu einer unstetigen Zugkraftverteilung in der Längsbewehrung und vor allem an den Enden der Abstufungen zu Kraftsprüngen. Dies führt zu einer ungünstigen Rissbildung, welche die Schubtragfähigkeit solcher Konstruktionen senkt [76]. Baron [12] fand in seinen Versuchen mit abgestufter Längsbewehrung heraus, dass wenn die abgestufte Längsbewehrung im Schubfeld endet, dies die Schubtragfähigkeit reduziert und besonders der Endpunkt der abgestuften Bewehrung mit einem Spannungssprung kritisch für Spaltzugrisse ist. Leonhardt [78] sieht vor allem den Bewehrungsgrad des auflagernahen Bereiches bis ungefähr  $1,5 \cdot h$  als entscheidend an, da sich in diesem Bereich der Schubriss ausbilden kann.

Kordina [68] sieht in abgestuft bewehrten Balken auch die Gefahr des Verankerungsveragens zunehmen, da die zu übertragenden Verankerungskräfte so durch eine geringe Anzahl Bewehrungsstäbe aufgenommen werden müssen.

In den Versuchen von Ferguson und Matloob [39] stellte sich heraus, dass die Endbereiche der abgestuften Bewehrung unkritisch sind, wenn dort eine ausreichend dimensionierte Bügelbewehrung angeordnet wird. Sie schlussfolgern, dass Abstufungen aufgrund der reduzierten Schubtragfähigkeiten allerdings nicht zu empfehlen sind.

## Aufbiegungen

Bis in die 1950er Jahre besitzen Stahlbetonbauteile anstelle von Abstufungen vor allem Aufbiegungen der Längsbewehrung zum einen zur Anpassung der Zugbewehrung an die benötigte Zugkraftdeckung und zum anderen zur Aufnahme von Schubkräften im Bereich der Endauflager. Mörsch [85] entwickelte verschiedene Systeme zur Anordnung der Aufbiegungen. Auch in Platten wurden in der Regel die für die Verankerung nicht mehr benötigten Bewehrungsstäbe am Auflager aufgebogen und in der Druckzone verankert. Baron [12] fand in Untersuchungen mit gestaffelter Längsbewehrung heraus, dass Aufbiegungen für das Schubtragverhalten keinen so negativen Einfluss haben, wie gerade endende Stäbe. Sie verursachten keine lokalen Sprünge der Zugspannungen in der Längsbewehrung und somit keine lokale Rissbildung. Ferguson und Matloob [39] stellten sogar fest, dass aufgebogene Eisen gar keine Beeinträchtigung im Vergleich zu durchgeführter Längsbewehrung darstellen und die Schubtragfähigkeit bei diesen Balken oftmals noch oberhalb derer lag.

Graf [44] untersuchte Aufbiegungen unter dem Gesichtspunkt des benötigten Ausrundungsdurchmessers. Er stellte fest, dass der Ausrundungshalbmesser mindestens das 5fa-

che des Stabdurchmessers betragen sollte, damit ein Betonversagen an der Aufbiegestelle ausgeschlossen ist.

### **Festigkeit**

Im Stahlbetonbau wurden in den vergangenen 120 Jahren sehr unterschiedliche Stähle mit verschiedenen Stahlsorten für die Bewehrung verwendet. Diese Veränderungen der Materialeigenschaften verliefen in der Regel parallel zur Einführung neuer Normen oder Bemessungsverfahren. Aber gerade die Erhöhung der Streckgrenze der Bewehrungsstähle bzw. die ansetzbare zulässige Stahlspannung wurden in Bemessungsalgorithmen übernommen, ohne die Auswirkungen genauer zu untersuchen. Die Bemessung auf Basis des Kräftegleichgewichtes und eines ebenen Dehnungszustandes führt bei erhöhten zulässigen Stahlspannungen bekanntlich zu geringeren Bewehrungsmengen. Diese sind für die Biegetragfähigkeit eher unproblematisch, da sich ein biegebeanspruchtes Bauteil annähernd gemäß den linearen Rechenannahmen verhält.

Die Schubtragfähigkeit hingegen ist wie bereits beschrieben stark durch den vorhandenen Bewehrungsgrad beeinflusst. Dies bedeutet, dass die Erhöhung der Streckgrenze i.A. zu einer geringeren geometrischen Längsbewehrung geführt hat und damit durch die Reduktion der Dübeltragwirkung auch zu einer reduzierten Schubtragfähigkeit führt. Dieses Problem war Bestandteil einiger Untersuchungen [82], [20], [15] und [93]. Bei diesen Versuchen wurde herausgefunden, dass eine erhöhte Streckgrenze die Risslast nicht beeinflusst und auch bei gleichbleibenden Längsbewehrungsgraden eine höhere Zugfestigkeit keinen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit hat.

Die Festigkeit der Längsbewehrung hat zwar anscheinend keinen direkten Einfluss auf die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen, aber sehr wohl auf die Biegetragfähigkeit. Eine geringere Streckgrenze der Bewehrung führt zu geringeren Biegetragfähigkeiten und damit zu einem früheren Biegeversagen im Vergleich zur konstant gebliebenen Schubtragfähigkeit.

### **4.2.3. Verbundverhalten**

Das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton ist neben den Materialeigenschaften die bestimmende Größe für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen. Auch das Tragverhalten unter einer kombinierten Momenten- und Querkraftbeanspruchung hängt maßgeblich vom Verbund ab. Auffällig ist, dass in vielen früheren Versuchen an Stahlbetonbauteilen mit Glattstahlbewehrung nur selten klassische Versagensformen des Schubversagen (Schrägrißbildung) erkennbar sind. Hier traten in aller Regel Biege- oder Verankerungsversagen ein (siehe Abbildung 4.14).

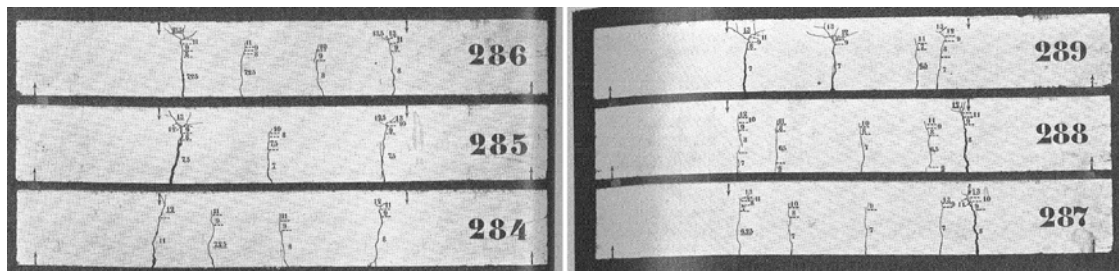


Abb. 4.14: Versuchsbalken von Bach und Graf [5]

Auch Burchartz [24] stellte in seinen Untersuchungen fest, dass sich bei den Balken mit glatter Längsbewehrung keine schrägen Risse ausbildeten.

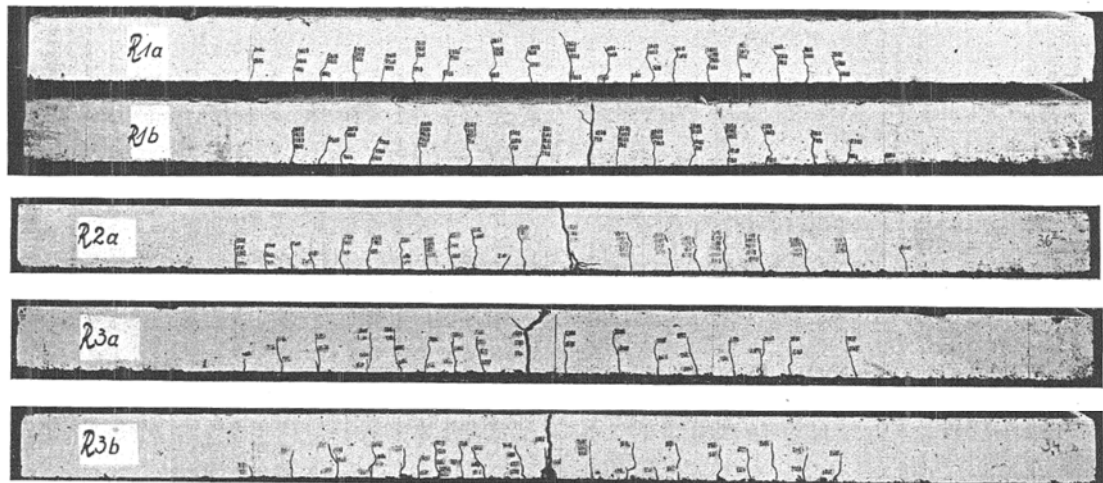


Abb. 4.15: Versuchsbalken von Burchartz [24]

Gaspar Kani [61], [63], [59], [60], [62] hat in den 1950er und 1960er zahlreiche Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen durchgeführt. Für seine theoretischen Beschreibungen besitzt besonders der Verbund einen maßgebenden Einfluss. Ausgangspunkt seiner Überlegungen ist der Vergleich eines Spannbeton- bzw. Stahlbetonträgers mit bzw. ohne Verbund.

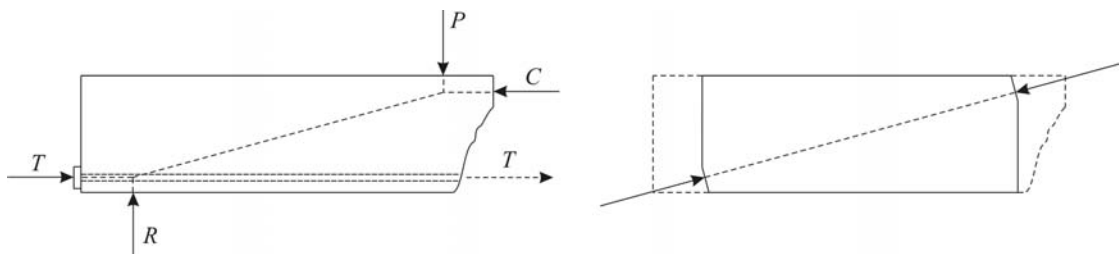


Abb. 4.16: Kanis Modellvorstellung für den verbundlosen Balken [63]

Betrachtet man den verbundlosen Balken, so ist die Zugkraft in der Längsbewehrung über

die gesamte Balkenlänge konstant. Wie in der Abbildung 4.16 von Kani dargestellt, steht dann der freigeschnittene Bereich des Balkens unter einer reinen resultierenden Druckbeanspruchung, woraus Kani ableitet, dass ein Schubversagen mit Schrägrissbildung bei Bauteilen ohne Verbund ausgeschlossen werden kann. Bei einem Stahlbetonbalken mit Verbund wird dagegen die Zugkraft in der Längsbewehrung stückchenweise zur Feldmitte hin aufgebaut.

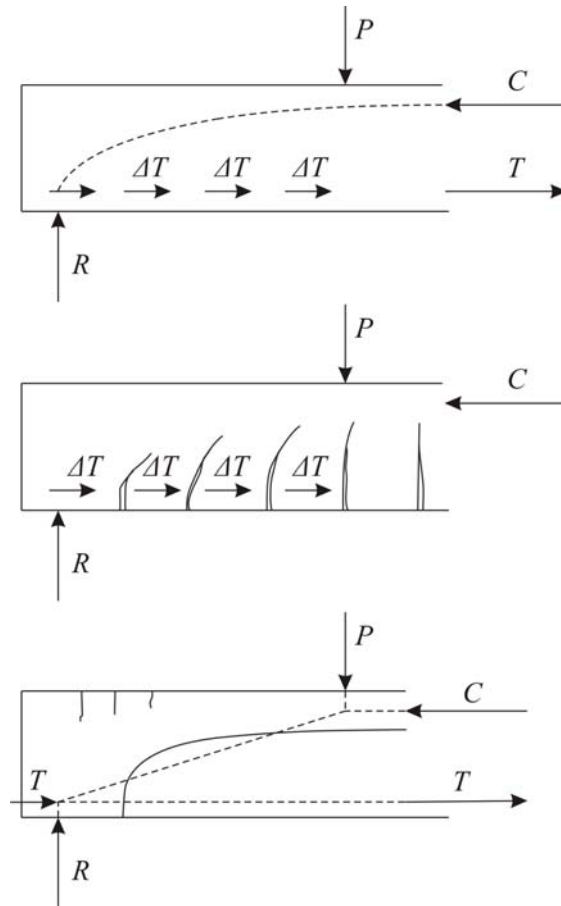


Abb. 4.17: Kani's Modellvorstellung für den Balken mit guten Verbundbedingungen [64]

Solange der Verbund zwischen Stahl und Beton aufrechterhalten bleibt, liegt die resultierende Druckkraft stets oberhalb der Stützlinie. Ihr genauer Verlauf ist dabei abhängig von der Verteilung der Teilverbundkräfte (siehe Abbildung 4.18). Bei steigender Belastung wachsen immer mehr Biegerisse vom Zugrand nach oben und es entstehen sogenannte Betonzähne. Solange die Verbundkräfte über die Betonzähne übertragen werden können, bleibt dieser Balkenzustand erhalten. Fallen die Betonzähne aber infolge des Verlustes der Einspannwirkung aus, können die Verbundkräfte nicht mehr übertragen

werden und die Zugkraft wird nur noch an der Verankerung eingetragen. Dadurch entsteht wieder eine ähnliche Situation wie beim Balken ohne Verbund, wobei durch die Schrägrissbildung jedoch die Druckstrebe vorgeschädigt ist. Die Exzentrizität der Stütze zum mitwirkenden Bauteilquerschnitt verursacht Biegerisse in der auflagernahen Druckzone.

Um seine Erkenntnisse auch experimentell abzusichern führte Kani Versuche an Stahlbetonbalken durch, bei denen er künstlich den Verbund beeinflusste. Dabei definierte er die Verbundsituation im Schubbereich künstlich über Vermiculit-Zement-Kerne (siehe Abbildung 4.18). Nach Kani können sich aufgrund des fehlenden Verbundes im Schubbereich keine Biegerisse bilden.

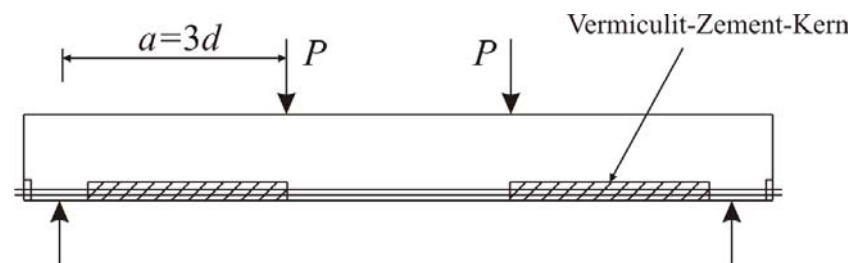


Abb. 4.18: Darstellung des Probekörpers für die Verbunduntersuchungen [64]

Aus den Versuchskörpern (siehe Abbildung 4.19) geht deutlich hervor, dass sich bei den Balken mit verbessertem Verbund auch im Schubbereich Risse bilden. Nur bei gutem Verbund, wie beim letzten Balken, zeigen sich deutlich Schrägrisse. Deshalb wird für die Tragfähigkeit von Balken ohne Verbund nie das Schubtragverhalten, sondern immer die Biegetragfähigkeit maßgebend. Rüsç [101] gibt ähnlich wie Kani [61] an, dass Spannbetonbalken ohne Verbund zwischen Beton und Stahl in einen druckbogenartigen Zustand übergehen und somit die „schräge Schubrisse bei fehlendem Verbund sehr unwahrscheinlich sind.“ In Abbildung 4.20 ist die Rissbildung eines Spannbetontägers ohne und mit Verbund dargestellt, wobei beide Balken die gleiche Schubschlankheit besitzen. Andere Autoren, wie Rüsç [101], Leonhardt [76] oder Lorentsen [79] kommen in ihren Versuchen zu ähnlichen Erkenntnissen über den Einfluss des Verbundes.

Die Güte des Verbundes beeinflusst das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen so entscheidend, dass sich die maßgebende Versagensart verändert. Deutlich wird dies anhand der von Leonhardt in seinen Versuchen zum Einfluss des Verbundes (siehe Abbildung 4.21 aufgezeichneten Last-Mittendurchbiegungs-Diagramm (Abbildung 4.22). Während auf den unteren Laststufen die Balken mit gerippter Längsbewehrung geringere Durchbiegungen zeigen als Balken mit Glattstahlbewehrung, ist dies bei höheren Lasten genau anders herum. Dies wird durch die Bildung der schrägen Risse bei Balken mit gerippter

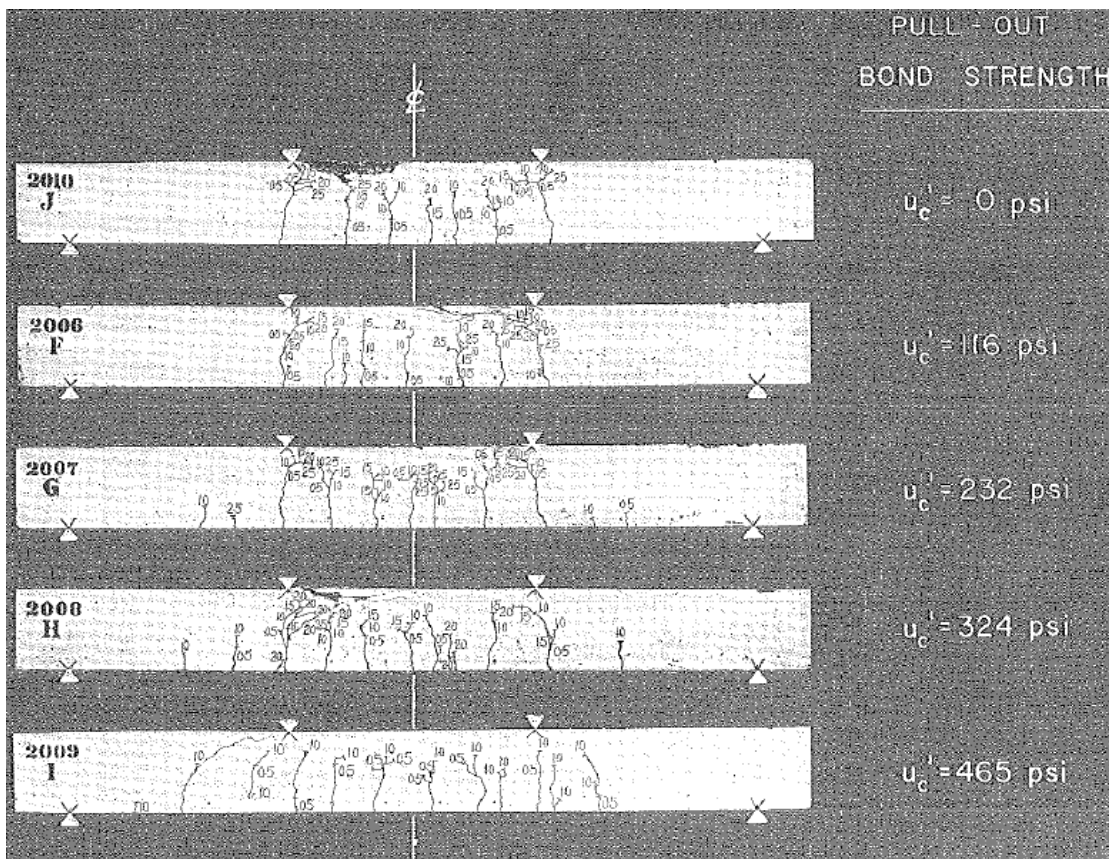


Abb. 4.19: Rissbilder der Versuchsbalken mit unterschiedlichen Verbundbedingungen im Schubfeld [64]

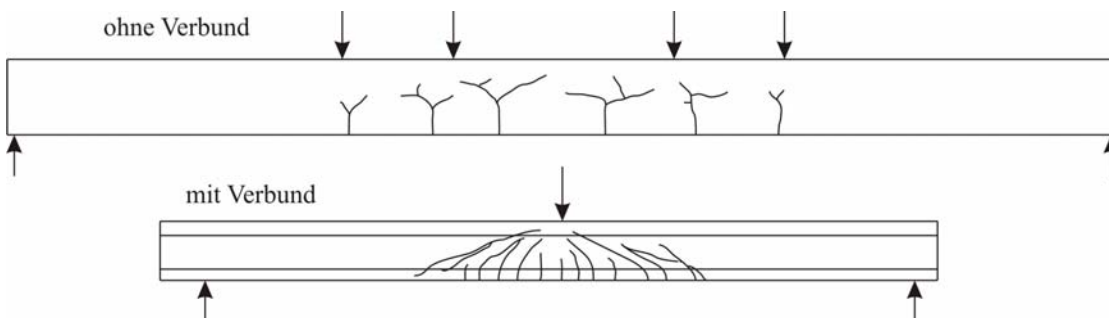


Abb. 4.20: Darstellung der Rissentwicklung in Abhängigkeit der Verbundeigenschaften [101]

Bewehrung erklärbar, denn hier kommt es zu stärkeren Durchbiegungen aufgrund der Schubverformungen. Bei den glattstahlbewehrten Balken erlaubt die sich einstellende Bogen-Zugband-Wirkung keine so großen Verformungen. Auch erkennbar ist, dass eine konzentrierte Bewehrungsanordnung zu größeren Verformungen führt als die verteilte Bewehrungsführung.

Eine wichtige Voraussetzung dafür, dass sich eine Bogen-Zugband-Tragwirkung einstellen kann, ist eine gute Verankerung der Längsbewehrung am Auflager. Hier muss die

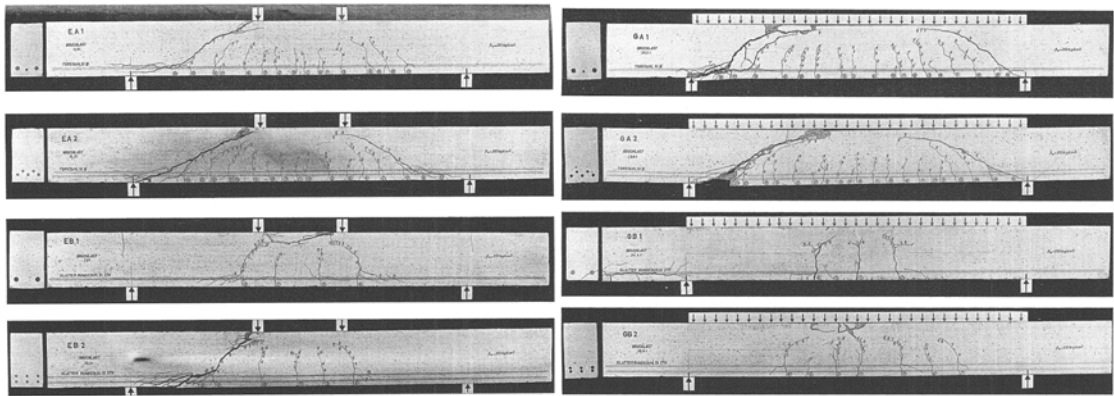


Abb. 4.21: Ergebnisse der Versuche zum Einfluss des Verbundes [76]

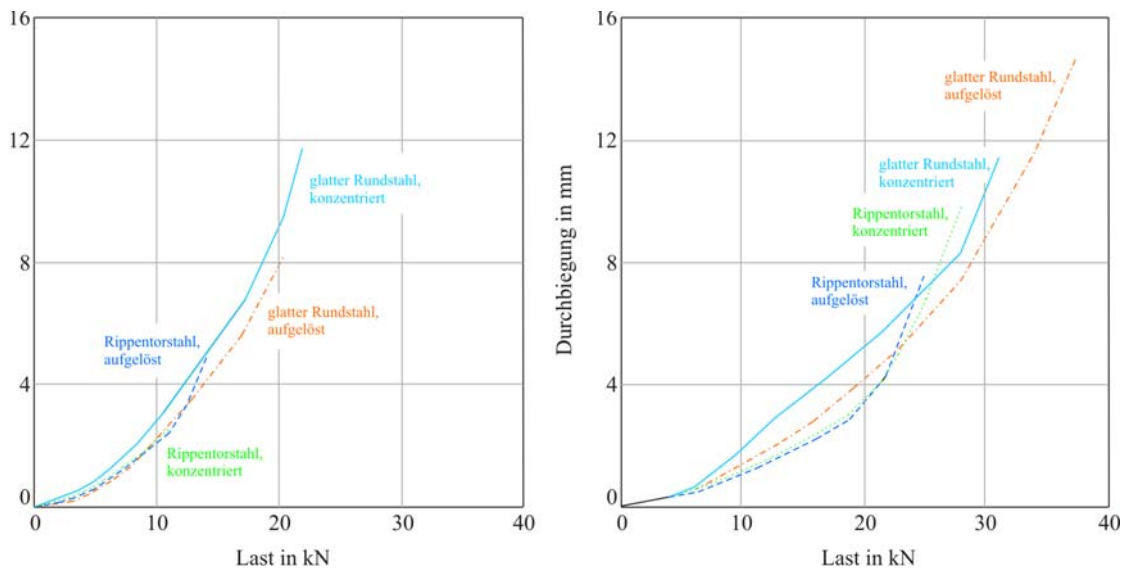


Abb. 4.22: Last-Durchbiegungen in Abhängigkeit der Längsbewehrung [76]

ganze Zugkraft aufgenommen werden können [99]. Fenwick und Paulay [38] untersuchten, welche Schubtragmechanismen welchen Anteil der Querkraft abtragen und fanden heraus, dass sich bei den Balken, bei denen sich große Horizontalverschiebungen einstellen, die Last vor allem über einen Sprengwerk- oder Bogenmechanismus abtragen. Denn wenn die Horizontalverschiebungen zu groß werden, verlieren die Betonzähne ihre Einspannwirkung und damit die Fähigkeit Verbundkräfte aus der Längsbewehrung aufnehmen zu können. Gerade bei glatten Stählen ist damit der Traganteil des Bogens bzw. Sprengwerkes sehr dominant, weil sich der Stahl auf seiner gesamten Länge dehnen kann und somit große horizontale Verschiebungen eintreten.

Der Einfluss des Verbundes wurde ab den 1970er Jahren nur noch wenig betrachtet, denn die Anwendung glatter Bewehrungsstähle war für Neubauten nicht mehr der Regelfall



und für gerippte Stähle galt der Verbund als sichergestellt. 1999 griff Kim [66] dieses Thema wieder auf und führte Schubversuche an Stahlbetonbalken durch, die sich darin unterschieden, dass in einigen der Verbund im Schubfeld künstlich aufgehoben wurde (siehe Abbildung 4.23). Er untersuchte mehrere Balken mit Schubslankheiten von 3,0 und auch einen mit 4,0.

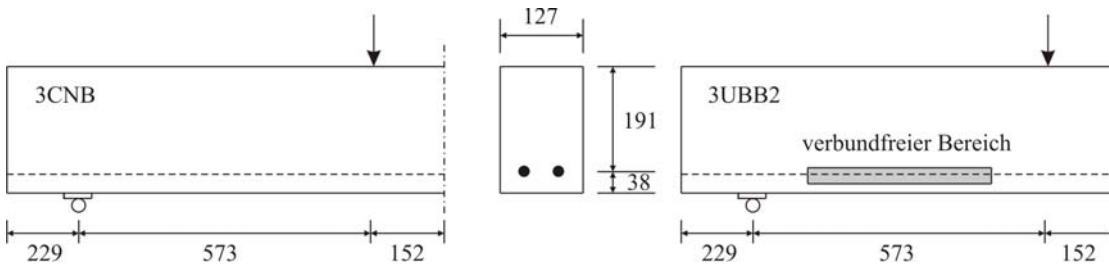


Abb. 4.23: Versuchskörper zur Bestimmung des Einflusses des Verbundes auf die Schubtragfähigkeit [66]

Die Balken unterschieden sich im Tragverhalten deutlich voneinander. Der Balken 3CNB mit vollständigem Verbund zeigte einen klassischen Versagensablauf, denn es bildete sich in der Nähe des auflagernähesten Biegerisses ein schräger Riss der schnell in die Druckzone hinein und gleichzeitig entlang der Längsbewehrung wuchs. Nach dem Zeitpunkt der Schrägrissbildung konnte die Last bei schnellem Risswachstum nur noch gering gesteigert werden.

Beim Balken mit vollständig behindertem Verbund (3UBB1) stellte sich ein klassisches Biegeversagen mit klaffenden Biegerissen und einem Versagen in der Druckzone ein. Der Balken mit gestörtem Verbund im gesamten Schubfeld (3UBB2) hingegen zeigten bei steigender Belastung anschließend die Biegerisse immer höher in die Druckzone hinein wuchsen. Es bildete sich zwar ein Biegeriss im Schubfeld, der eine leichte Neigung in Richtung Last aufwies und sich stark öffnete, doch hatte er keinen Einfluss auf das Versagen. Der Balken wies ein duktiler Bauteilverhalten aus und versagte in der Biegedruckzone. Der Schubriss in Abbildung 4.24 bildete sich erst nach dem Versagen und hat somit keine Bedeutung für das Tragverhalten.

Der Balken mit nur einem kleinen verbundgestörtem Bereich (3UBB3) zeigte ein ganz ähnliches Tragverhalten, wie der Balken mit gutem Verbund und versagte auf Biegeschub mit einem Verankerungsbruch. Der Balken mit einer Schubslankheit von 4,0 und gestörtem Verbund über fast die gesamte Trägerlänge versagte auf Biegung und bei Bildung von nur einem maßgeblichen Biegeriss. Die Rissbilder der Balken zum Zeitpunkt des Versagens sind in Abbildung 4.24 dargestellt. Im nebenstehenden Diagramm ist deutlich zu erkennen, dass die Abwesenheit des Verbundes im Bereich des Schubfeldes die maßge-

bende Versagensart verändert und somit auch das Trag- und Verformungsverhalten im Sinne der Vorankündigung sich hinzu einem duktilen Versagen verschiebt.

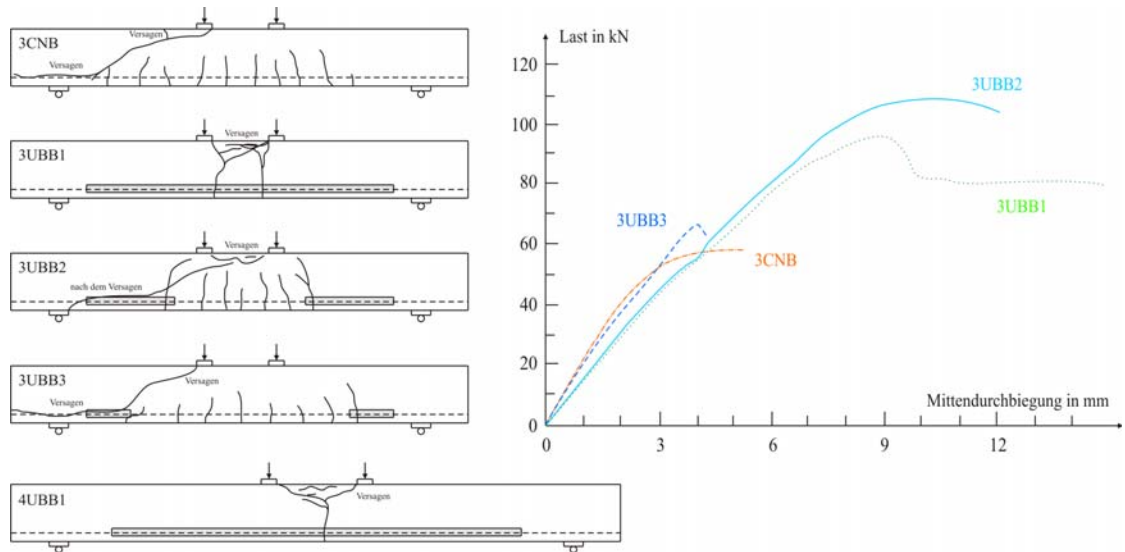


Abb. 4.24: Rissbilder und Last-Verformungs-Verhalten der von Kim untersuchten Balken [66]

#### 4.2.4. Art der Belastung

Für die im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchende Vorankündigung von Schubversagen und deren rechtzeitige messtechnische Erfassung, ist es wichtig auch den Einfluss der Belastungsart zu untersuchen. Die typische Vorstellung eines Schubversagens steht in engem Zusammenhang mit einem Einfeldträger unter Einzellast. Solche konzentrierten Einzellasten, wie sie in Laborversuchen aufgebracht werden, sind allerdings für eine experimentelle in-situ Untersuchung oder die meisten vorkommenden Belastungssituationen im Hochbau von geringerer Bedeutung. Deshalb ist es nötig, die Unterschiede im Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen bei Gleichstreckenlast im Gegensatz zu Einzellasten aufzuzeigen und vor allem den Rissbildungsprozess und eventuelle Ankündigungsparameter herauszuarbeiten. In seinen umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Schubtragverhalten untersuchte Leonhardt [76] auch den Einfluss der Belastungsart. Dabei stellte er fest, dass die Schubrisse sich stets in der Nähe der Auflager bildeten und abhängig von der Schlankheit der Balken unterschiedlich weit ins Feld hineinlaufen. Das Versagen trat durch die Einschnürung der Betondruckzone und den damit verbundenen Betondruckbruch ein. Die Bruchstelle lag dabei stets zwischen  $2,0$  und  $3,5 \cdot h$  vom Auflager entfernt (siehe Abbildung 4.25).

In seinen Versuchen fand Leonhardt heraus, dass die Schubtragfähigkeiten von Balken unter Gleichstreckenlasten um 20 bis 40% größer waren als die unter Einzellasten. Dies

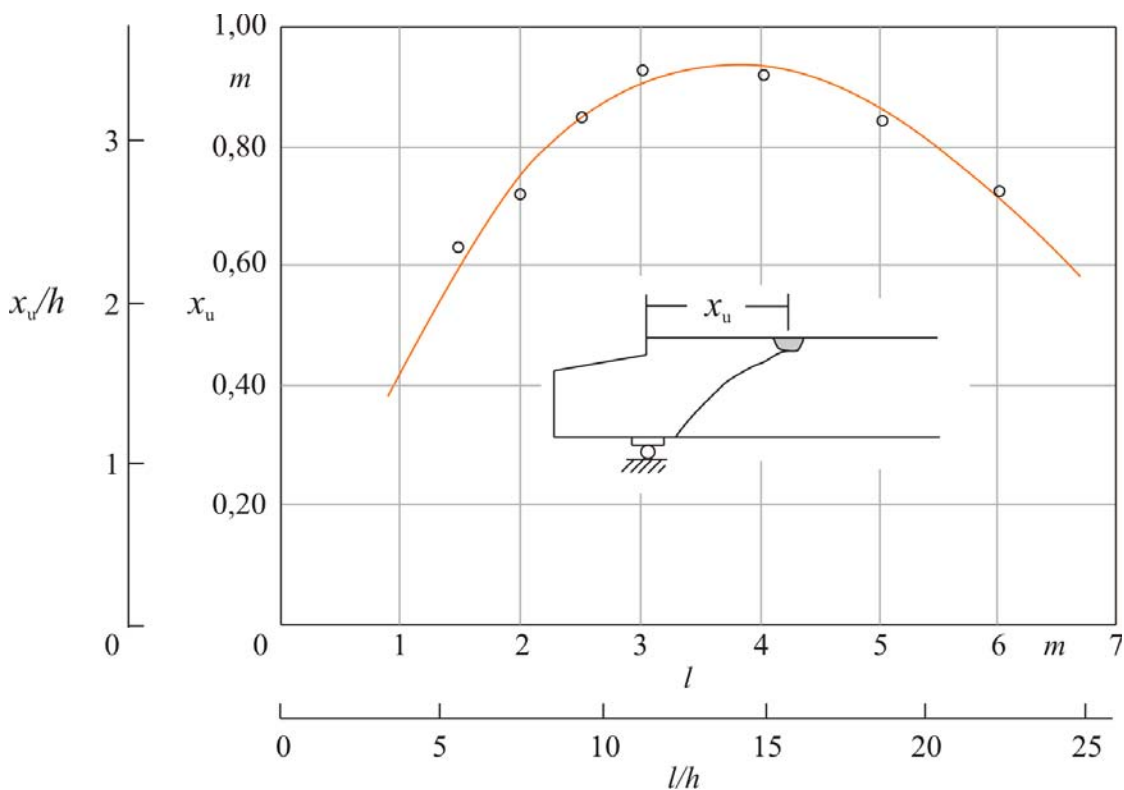


Abb. 4.25: Abstand des Schubrisses vom Auflager bei Gleichstreckenlasten [76]

ist vor allem auf den Einfluss des gleichzeitig wirkenden Momentes zurückzuführen, da dieses bei Einzellasten an der Schubbruchstelle größer ist als bei verteilter Last. Auch führt die kontinuierliche Druckspannung infolge der gleichmäßigen Belastung zu einer höheren Belastbarkeit der Druckzone und damit höheren Tragfähigkeit.

In den Versuchen ergab sich der Übergang zwischen Schub- und Biegeversagen für Balken unter Gleichlasten zu  $a/d = 4,7$ . Kani [59] verwendete Leonhardts Versuche und trug diese in seine Schubtal-Darstellung ein (siehe Abbildung 4.26). Demnach liegt die Senke des Schubtales bei Gleichstreckenlasten nicht ganz so tief wie bei Einzellasten, aber in einem ähnlichen Bereich der Schubschlankheit.

In den von Rüsç [99] durchgeführten Untersuchungen zu Gleichstreckenlasten versagten die Balken stets in der Druckzone in einem Abstand von  $0,39 \cdot l$  vom Auflager und auch er fand stets höhere Tragfähigkeiten als bei vergleichbaren Balken unter Einzellasten. Rüsç berichtet, dass bei den Balken unter Gleichlasten das Versagen nicht sofort im Moment der Rissbildung eintrat, sondern dass die Belastung noch auf 1,07 bis 1,5 gesteigert werden konnte.

Krefeld und Thurston [69] kamen in ihren Versuchen zu ganz ähnlichen Ergebnissen. Sie

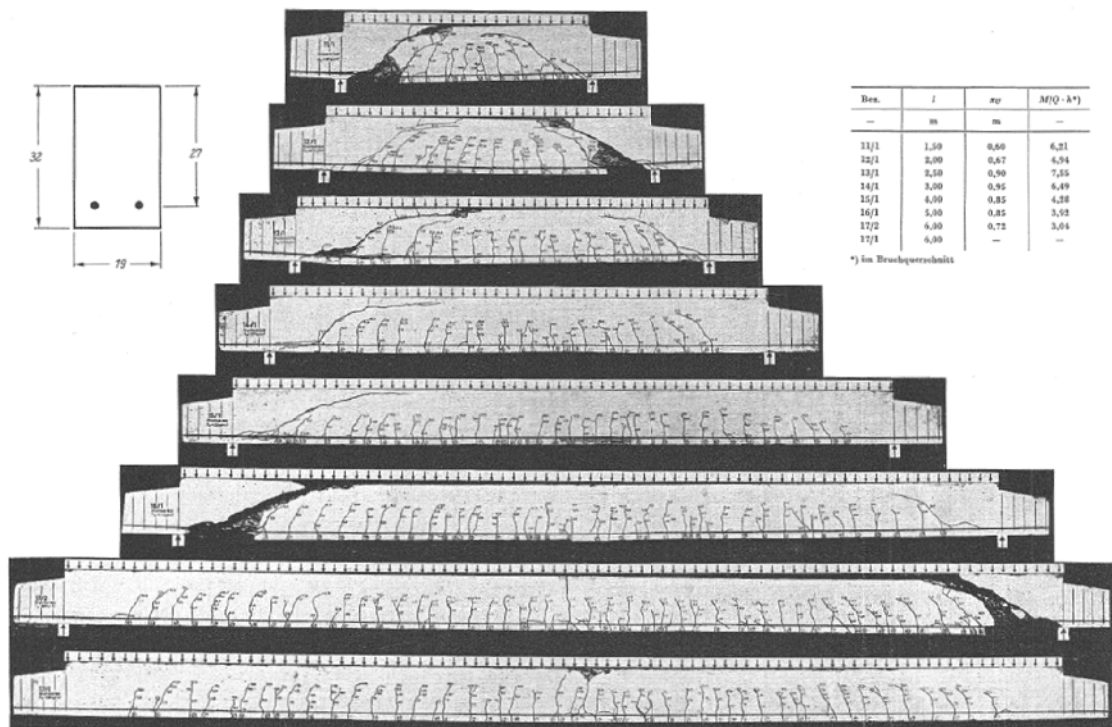


Abb. 4.26: Abstand des Schubrisses vom Auflager bei Gleichstreckenlasten [76]

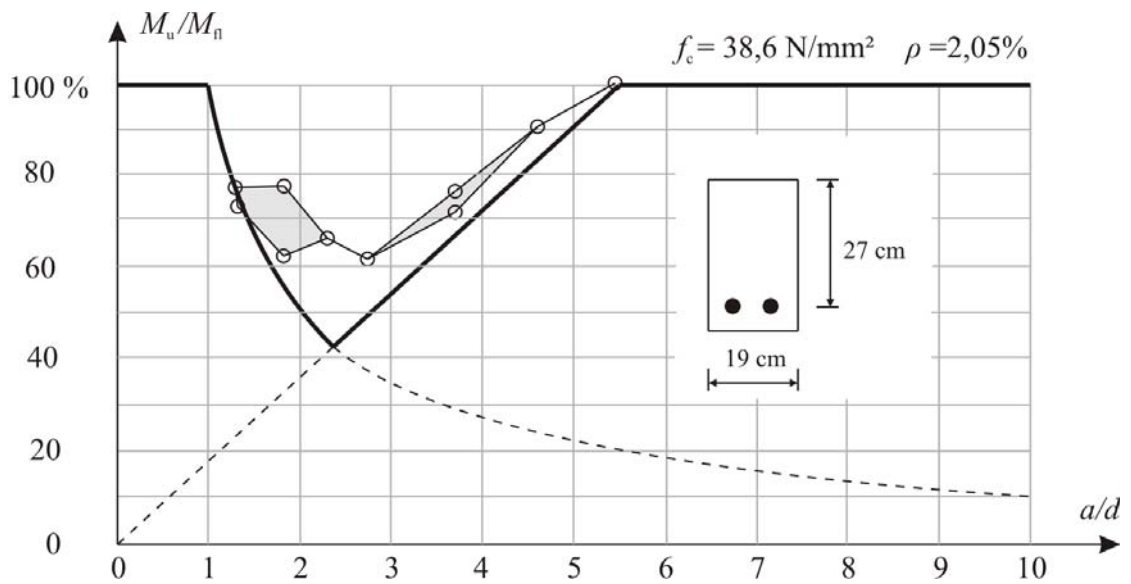


Abb. 4.27: Schubtal für Gleichstreckenbelastung [64]

geben ebenfalls konkrete Positionen des Versagens an, die sich von Rüsç bzw. Leonhardt nur geringfügig unterscheiden ( $4 < l/d < 10 : x = 0,2 \cdot l; l/d > 10 : x = 2 \cdot d$ ). Auch bestätigen sie die weitere Laststeigerungsmöglichkeit nach der Schubrissbildung. Diese ist allerdings abhängig von Schlankheit und Belastungsart, was sie in dem in Abbildung

4.28 gezeigten Diagramm darstellen. Es wird ersichtlich, dass gerade für große Werte der Schubslankheit der Zeitpunkt der Schrägrissbildung und des Versagens zeitgleich stattfinden.

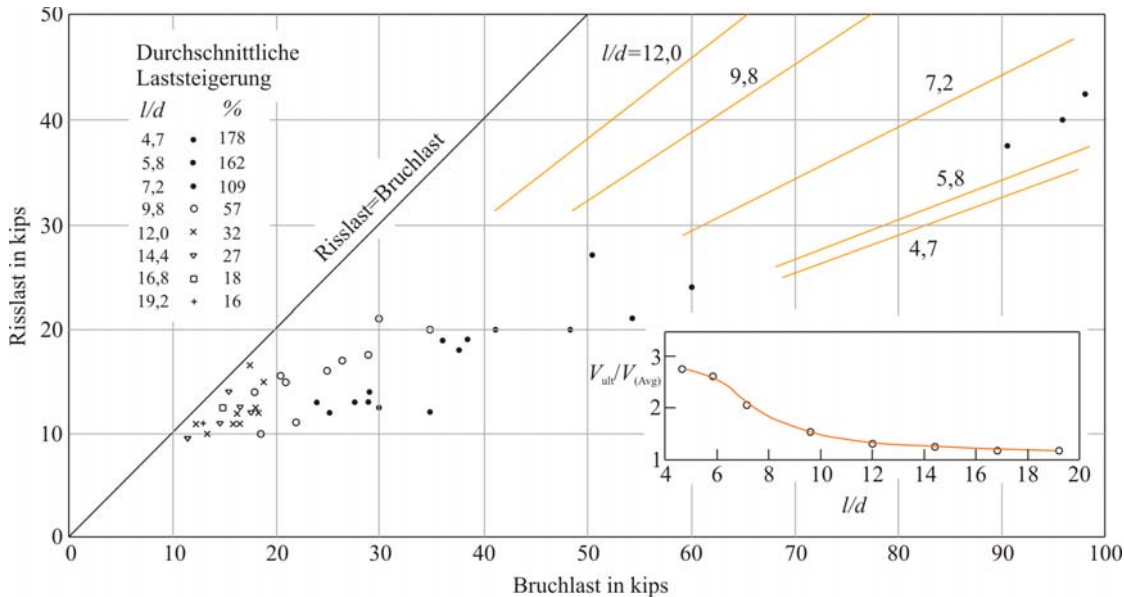


Abb. 4.28: Einfluss der Schubslankheit bei Gleichstreckenlast auf das Verhältnis Bruch- zu Risslast [69]

Brown [22] führte Versuche an identischen Stahlbetonbalken unter unterschiedlichen Belastungssituationen durch und stellte fest, dass Balken und Platten des üblichen Hochbaus aufgrund ihrer gleichmäßigen Belastung eher einer geringen Gefahr eines Schubversagens ausgesetzt sind. Bei Messungen von Dehnungen im Schubfeld stellte Brown fest, dass die Dehnungsverteilungen bei konzentrierter und gleichmäßiger Belastung sehr unterschiedlich sind. Während sich unter der Einzellast sehr klar die konzentrierte geradlinige Druckstrebe in Richtung des Lagers erkennen lässt, ähnelt die Dehnungsverteilung bei Gleichlast dem krummlinigen Trajektorienverlauf nach der linear-elastischen Balkentheorie (siehe Abbildung 4.29).

#### 4.2.5. weitere Einflussfaktoren

Neben den bereits erläuterten Parametern, wird das Schubtragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen durch weitere Größen beeinflusst. Diese Größen, wie zum Beispiel die absolute Bauteilgröße (Maßstabeffekt), der Tragwerkstyp (Platte, Rippendecke, Stahlsteindecke, usw.), die Querschnittsform und eine eventuell vorhandene Vorspannung müssen hinsichtlich ihres Einflusses auf eine Schubbruchgefährdung, sowie auf das

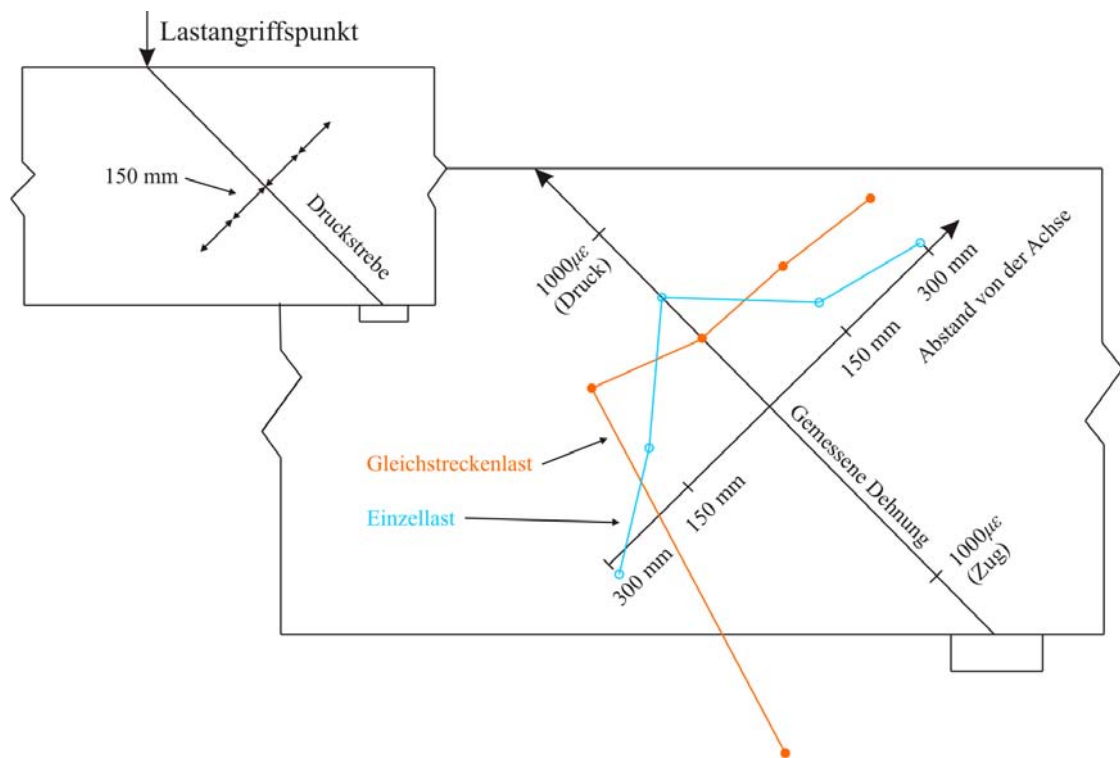


Abb. 4.29: Einfluss der Schubschlankheit bei Gleichstreckenlast auf das Verhältnis Bruch- zu Risslast [69]

Tragverhalten während eines Belastungsversuches genauer untersucht werden.

### 4.3. Beurteilung des Schubtragverhaltens im Belastungsversuch

#### 4.3.1. Vorbemerkungen

Im ungerissenen Zustand verhalten sich Stahlbetonbalken, unabhängig davon, ob mit oder ohne Schubbewehrung, entsprechend der linear-elastischen Biegetheorie. Bei Belastung stellt sich im Balken ein Spannungszustand mit Hauptdruck- und Hauptzugspannungen ein, der mit Hilfe von Hauptspannungstrajektorien anschaulich dargestellt werden kann. Überschreitet an einer Stelle im Balken die Hauptzugspannung  $\sigma_1$  die Betonzugfestigkeit, wird sich das Betongefüge auflockern bis schließlich ein Makroriss entsteht. Anders als Biegerisse verlaufen Schubrisse geneigt und gekrümmt über die Querschnittshöhe, weshalb sich Schubbereiche (sog. Schubfelder) einer Betrachtung als eben bleibende Querschnitte entziehen.

#### 4.3.2. Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung im Zustand II

Im Moment der Schrägrissbildung ändert sich das Tragverhalten des Balkens signifikant. Bilden sich in Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung im Schubfeld schräge Risse,

verliert er seine statische Wirkungsweise nach der Balkentheorie, denn der Schubriss trennt den Steg, der Druck- und Zuggurt verbindet, so dass ein Zusammenwirken nicht mehr gegeben ist. Der Stahlbetonbalken versucht, einen anderen möglichen Gleichgewichtszustand einzunehmen. Die komplexen Vorgänge im Inneren des Balkens lassen sich nicht allgemeingültig beschreiben, sondern hängen von vielen verschiedenen Faktoren ab. Verschiedene Forscher haben verschiedenste Vorstellungen über die beim gerissenen Stahlbetonbalken wirkenden Schubtragmechanismen entwickelt und weisen diesen unterschiedliche große Anteile am Lastabtrag zu.

Entsprechend des Ortes an dem sich das Versagen einstellt, werden klassisch drei Versagensarten für Bauteile ohne Schubbewehrung unterschieden (siehe Abbildung 4.30).

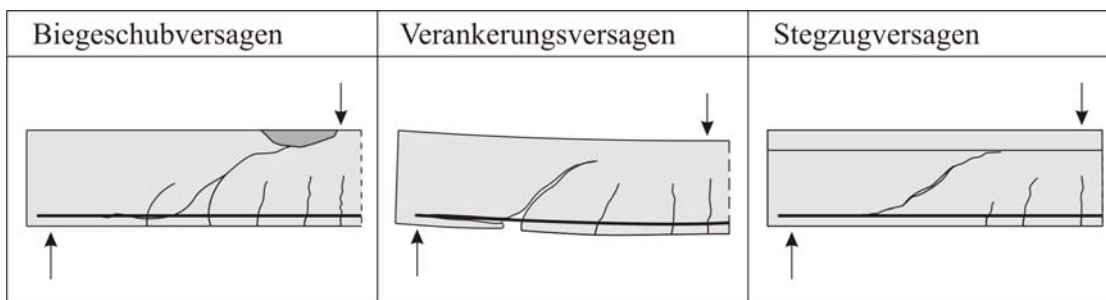


Abb. 4.30: Klassische Schubversagensarten bei Stahlbetonbalken unter Einzellasten [121]

Für die Versuchsvorbereitung und -durchführung ist die Darstellung des zu erwartenden Rissverlaufs und der möglichen Versagensarten in Abhängigkeit der Schubschlankheit hilfreich (siehe Abbildung 4.31), da in Abhängigkeit dieser die zu überwachenden Tragwerksbereiche festgelegt werden müssen. Ob und auf welche Weise sich im Balken nach der Schrägrissbildung noch ein Gleichgewichtszustand einstellen kann, hängt maßgeblich von der Schubschlankheit ab:

- In Balken mit kleinen Schubschlankheiten, also kleinen Abständen zwischen Last und Auflager ( $a/d < 2,5$ ), kann sich die einwirkende Kraft direkt auf das Lager abstützen - es entsteht ein sprengwerk- bzw. bei Gleichstreckenlasten bogenartiger Tragwerkszustand. Die schrägen Risse bilden sich bei kurzen Schubschlankheiten in der Regel im Stegbereich und bedeuten aufgrund des direkten Lastabtrages über den Beton keinen kritischen Tragwerkszustand.
- Bei größeren Schubschlankheiten zwischen 2,5 und 6,0 allerdings stellt der Zustand der beginnenden Entwicklung von Schrägrissen aus Biegerissen meist auch den Versagensfall dar, denn aufgrund der größeren Entfernung zwischen Last und Lager

und der damit zu flachen Neigung der Druckstrebe ist eine direkte Abstützung der Last möglich. Besonders bei Schubschlankheiten von 2,5 bis 3,0 besteht die Gefahr eines Versagens unmittelbar nach der Ausbildung des schrägen Risses.

- Bei Schubschlankheiten  $a/d > 6,0$  wird immer das Biegeversagen maßgebend.

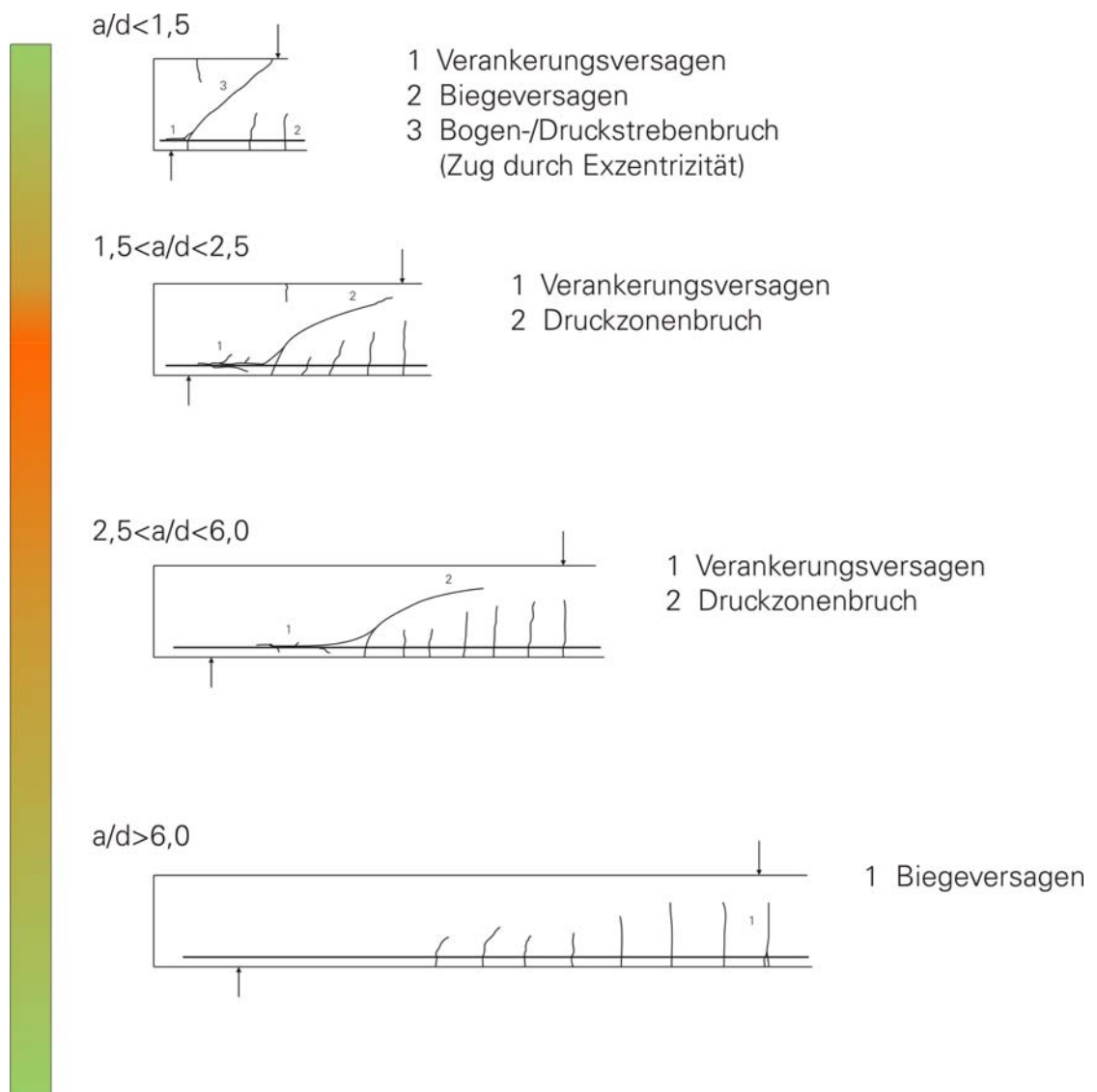


Abb. 4.31: Darstellung der Schubversagensarten in Abhängigkeit der Schubschlankheit

### 4.3.3. Bügelbewehrte Stahlbetonbalken im Zustand II

Das Tragverhalten von Stahlbetonbalken mit Schubbewehrung (aufgebogene Biegebewehrung oder Bügel) unterscheidet sich nach der Schubrissbildung deutlich von dem unbewehrter Balken. Eine ausreichende Schubbewehrung verhindert nach der Rissbil-



dung ein Aufklaffen der Schubrisse und verbindet Druck- und Zuggurt so miteinander, dass eine weitere Laststeigerung möglich ist.

Um ein duktilen Bauteilverhalten auch bei gar nicht oder schwach bewehrten Stahlbetonbauteilen sicherzustellen, wurde mit DIN 1045-1 auch für Stahlbetonplatten eine Mindestschubbewehrung in die Bemessung eingeführt. Diese Mindestschubbewehrung soll die Aufnahme der Schubrislast sicherstellen und wird über die Betondruckfestigkeit bestimmt. Wenn in bestehenden Bauteilen eine analoge Mindestbewehrung vorhanden ist, kann in Belastungsversuchen von einem sehr duktilen Verhalten ausgegangen werden.

## 5. Bewertung des Tragwerkszustandes im Belastungsversuch

### 5.1. Vorankündigung des Versagens von Stahlbetonbauteilen

Unter der Vorankündigung des Versagens wird im klassischen Sinne verstanden, dass kritische Tragwerkszustände bereits vor ihrem Eintreten deutlich sichtbare Wirkungen am Tragwerk zeigen. Bei weiterer Belastungssteigerung besteht zunächst noch eine ausreichende Resttragfähigkeit, diese ist jedoch mit großen Verformungen, exzessiver Rissbildung, also im weitesten Sinne mit irreversibler Schädigung des Tragwerks verbunden. Somit besteht eine enge Verwandtschaft des Begriffs der Vorankündigung mit dem Begriff der Duktilität. Bei biegebeanspruchten Stahl- und Spannbetonkonstruktionen gibt es unterschiedliche Versagensformen.

Im Zuge der Querschnittsbemessung werden Biege- und Querkraftversagen unterschieden, doch ist die Zuordnung eines versagenden Stahlbetonbauteils zu einer dieser beiden Versagensarten nicht immer eindeutig. Zum Beispiel bezeichnet der Begriff des Biegeschubversagens eine klassische Mischform, bei der anfänglich die Biegung die Rissbildung und Rissaufweitung bewirkt, bis durch die Schwächung des Querschnittes die Schubtragfähigkeit reduziert wird und sich ein kritischer Schubriss entwickelt. Das Versagen in Bereichen mit hohen Querkraften ergibt sich in realen Versuchen meist aus einer Kombination von Biege- und Schubversagen. Ob das Versagen mit oder ohne Vorankündigung eintritt, ist hauptsächlich davon abhängig, ob das Fließen des Bewehrungsstahls oder der Bruch des Betons ursächlich für das Erreichen der Grenztragfähigkeit ist. Daher wird primäres Biegedruckversagen, Biegeschubversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, Stegdruckversagen und Durchstanzen als Versagen ohne Vorankündigung, sekundäres Biegedruckversagen, Biegezugversagen von Bauteilen mit Querkraftbewehrung und Zugversagen der Querkraftbewehrung dagegen als Versagen mit Vorankündigung bezeichnet.

In der Richtlinie für Belastungsversuche [28] ist der Begriff der Vorankündigung jedoch deutlich weiter gefasst, da er sich nicht nur auf das Versagen selbst, sondern auch auf eine unzulässige, den weiteren Gebrauch des Bauteils beeinträchtigende Schädigung bezieht. Andererseits kann (und muss) durch eine Anwendung geeigneter Messverfahren eine Strukturveränderung im Bauteil wesentlich früher (also bereits zu Beginn des Schädigungsprozesses) erkannt werden, als dies bei bloßer in Augenscheinnahme der Fall ist. Die Messbarkeit der Vorankündigung bei Versuchen ist demzufolge auch stark von der ausgewählten Messtechnik und ihrer sinnvollen Applikation abhängig. Außerdem kommt dem Belastungsregime während der Versuchsdurchführung eine entscheidende Bedeutung zu. Dies soll anhand der folgenden theoretischen Überlegungen zu Belastungsversuchen an

Bauteilen mit unterschiedlichem Last-Verformungs-Verhalten demonstriert werden. Als Belastungsregime wird eine stufenweise Lastaufbringung mit jeweils drei Be- und Entlastungszyklen auf einer Laststufe gewählt (siehe Abb. 5.1).

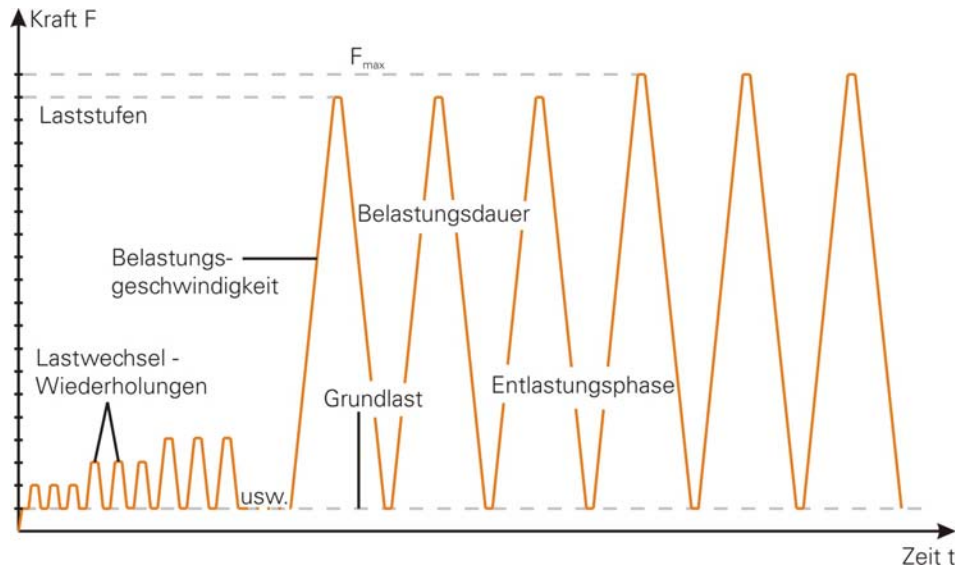


Abb. 5.1: Belastungsregime mit einheitlichen Laststufen und Lastwechselzahlen [19]

In Abbildung 5.2 ist die theoretische Last-Verformungs-Beziehung für ein Bauteil mit einem sehr guten Ankündigungsverhalten dargestellt. Die Überschreitung der Elastizitätsgrenze wird während der 8. Laststufe deutlich erkannt. Selbst wenn die zugehörige Belastung noch vollständig aufgebracht wird, ist die damit verbundene irreversible Strukturveränderung und somit die Schädigung während des Versuches wegen des Anstieges der Arbeitslinie nach Überschreitung der Elastizitätsgrenze noch moderat. Ein Sicherheitsrisiko während oder nach dem Versuch besteht nicht.

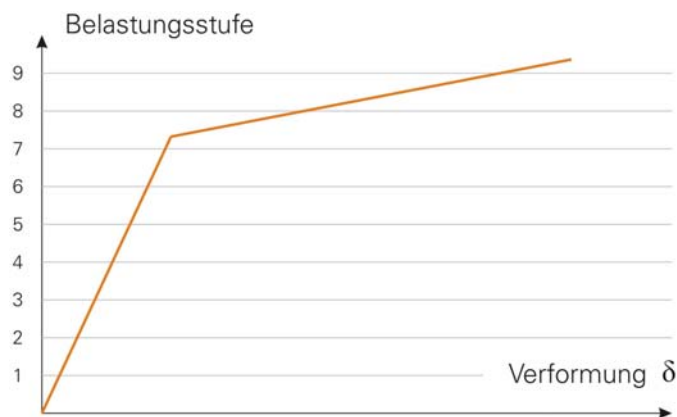


Abb. 5.2: Last-Verformungs-Kurve mit duktilem Verhalten und Verfestigung

Abbildung 5.3 zeigt die reale Last-Biegekrümmungs-Funktion für ein mäßig bewehrtes Stahlbetonbauteil mit ähnlichem Verhalten. Die betreffenden Messwerte stammen aus Laborversuchen, bei denen die Versuchsgrenzlast bewusst überschritten wurde, um einen Zusammenhang zwischen dieser und der realen Traglast herstellen zu können. Die Bewehrung bestand aus heute üblichem Bewehrungsstahl BSt 500 S mit kontinuierlicher Spannungs-Dehnungs-Linie (kontinuierliche Verfestigung). Beim ersten abgebildeten Lastzyklus wurde gerade die Elastizitätsgrenze überschritten. Jeder weitere Zyklus auf höheren Laststufen zeigt deutliche und jeweils zunehmende, dennoch begrenzte plastische Verformungen. Es ist eine sehr gute Vorankündigung von Schädigung und Versagen erkennbar.

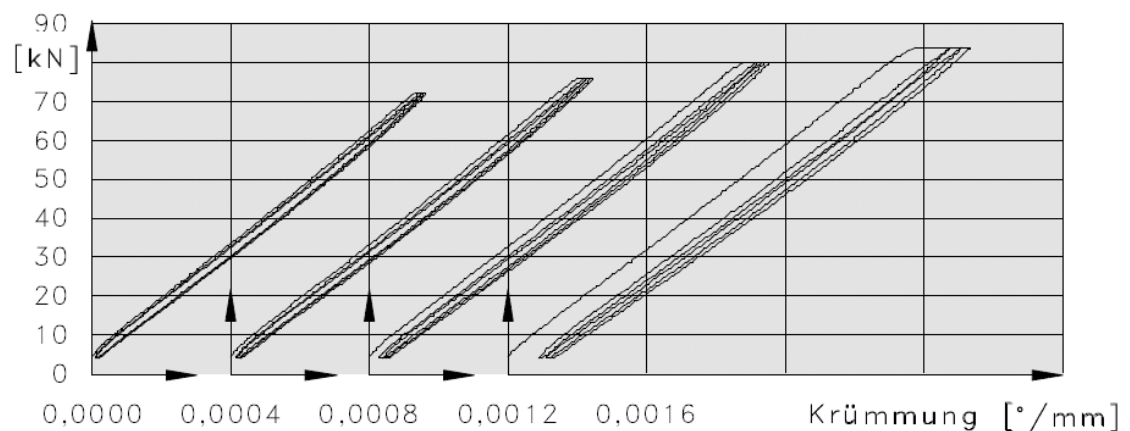


Abb. 5.3: Last-Biegekrümmungs-Linien für ein Bauteil mit Stahlversagen und höherfestem Bewehrungsstahl ohne ausgeprägte Streckgrenze [19]

In Abbildung 5.4 ist eine theoretische Last-Verformungs-Beziehung dargestellt, welche ebenfalls als duktil bezeichnet werden kann. Nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze ergibt sich jedoch ein ausgeprägter Fließbereich zunächst ohne Verfestigung, so dass bei Weiterführung des Versuches mit großen bleibenden Verformungen einschließlich der damit verbundenen Rissbildung und Rissöffnung zu rechnen ist. Das Bauteil verfügt jedoch über eine ausreichende Duktilität, so dass die plastischen Verformungen als Vorankündigung zu werten sind und analog dem zuvor beschriebenen Fall kein Sicherheitsrisiko besteht.

In der praktischen Versuchsdurchführung würden jedoch schon beginnende Plastizierungen als Indikator für das Erreichen der Versuchsgrenzlast und damit als Abbruchkriterien für den Versuch gewertet werden, womit die damit verbundenen Strukturveränderungen (bleibende Verformungen, Rissbreiten) innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Typischerweise tritt ein solches Bauteilverhalten bei historischen Massivbaukonstruktionen auf, die oft einen Bewehrungsstahl mit relativ niedriger Festigkeit, ausgeprägter Streck-

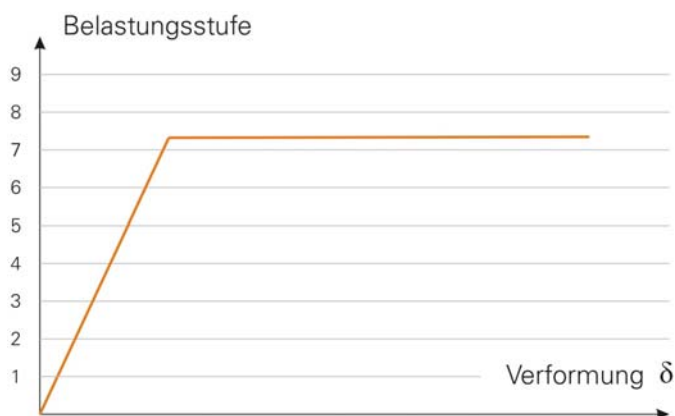


Abb. 5.4: Last-Verformungs-Kurve mit duktilem Verhalten ohne Verfestigung

grenze und hoher Bruchdehnung (vergleichbar mit heutigem S 235) besitzen. Die reale Last-Biegekrümmungs-Funktion für einen Stahlbetonbalken mit solcher Bewehrung ist in Abbildung 5.5 dargestellt. Die Messwerte wurden ebenfalls in den oben genannten Laborversuchen gewonnen. Alle Lastzyklen zeigen ein nahezu elastisches Verhalten. Erst im letzten Lastschritt treten ausgeprägte plastische Verformungen auf, ohne dass dies vorher erkennbar war.

1

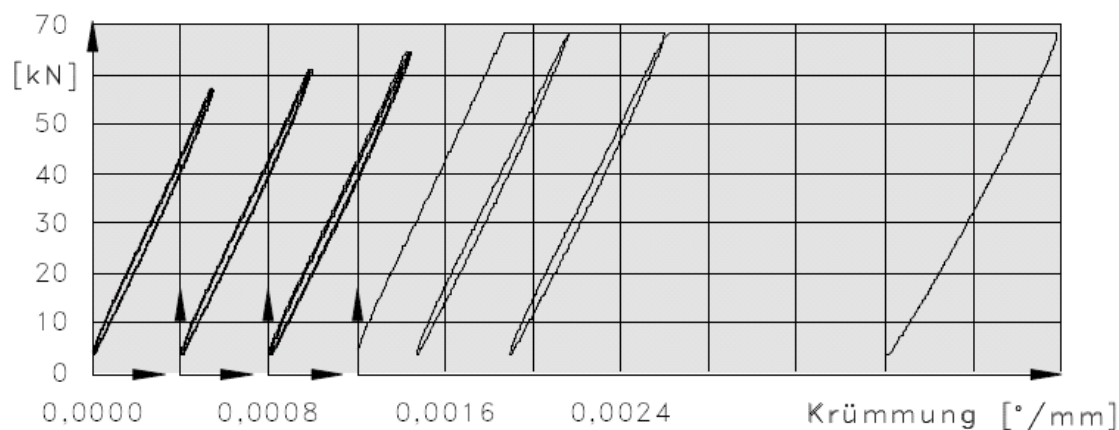


Abb. 5.5: Last-Biegekrümmungs-Linien für ein Bauteil mit Stahlversagen und niedrigstem Bewehrungsstahl mit ausgeprägter Streckgrenze [19]

Da im vorliegenden Fall der Versuch, abweichend von einem normalen Belastungsversuch, mit konstanter Last ohne Eingriff weitergeführt wurde, werden hierdurch auch entsprechende Schädigungen bewirkt, die ungünstigenfalls auch zum Versagen des Bauteils auf eben der selben Laststufen führen können. Abbildung 5.6 zeigt eine Arbeitslinie mit ausgeprägt nichtlinearen Anteilen bereits auf geringem Lastniveau. Die Definition

einer Versuchsgrenzlast aufgrund des Last-Verformungsverhaltens ist bei einem solchen Tragverhalten relativ problematisch, da ein deutlich ausgeprägter Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich bzw. vom schädigungsfreien Bereich in einen Bereich mit Schädigung nicht erkennbar ist.

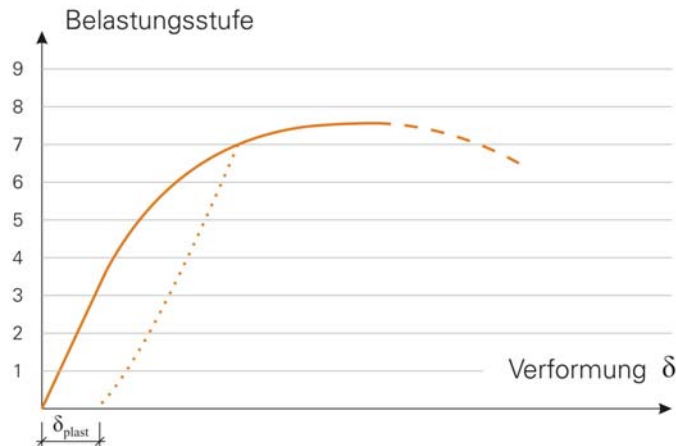


Abb. 5.6: Nichtlineare Last-Verformungs-Kurve

Dem wird in der praktischen Versuchsdurchführung damit begegnet, dass hier auf der sicheren Seite liegende zulässige Grenzwerte für die maximale bzw. bleibende Größe der jeweils relevanten Verformung festgelegt werden. Für letztere muss zwingend ein zyklisches Belastungsregime verwendet werden (siehe Abb. 5.1), da diese Informationen nur nach Entlastung der Konstruktion gewonnen werden können.

Da als wesentliche Ursache für das nichtlineare Materialverhalten eine zunehmende Rissbildung (Mikro- und Makrorisse) bzw. das Risswachstum zu nennen ist, liefern spezielle messtechnische Verfahren, die nicht auf die Analyse der Verformungen sondern auf die Rissbildung abzielen, ggf. eindeutiger Informationen über den Übergang von einem „stabilen“ in einen „instabilen“ Bereich. Vorrangig ist hier die Schallemissionsanalyse zu nennen.

Ein steigender Zuwachs an plastischer Verformung bzw. an SE-Energie zwischen den jeweiligen Be- und Entlastungszyklen stellt damit auch eine gewisse Vorankündigung dar. Das Sicherheitsrisiko während eines solchen Belastungsversuches ist begrenzt, da alle Indikatoren (Verformungsgrenzwerte, SE-Informationen) auf der sicheren Seite liegen müssen und der Versuch „selbstsichernd“, also mittels hydraulischer Lasterzeugung und mit ausreichend steifer Prüftechnik verformungsgesteuert durchgeführt werden muss. Die Festlegung auf der sicheren Seite hat allerdings zur Folge, dass ein unter Umständen erheblicher Anteil an Tragreserven nicht erschlossen werden kann.

Abbildung 5.7 zeigt eine Arbeitslinie, wie sie beispielsweise bei Betonzugversagen oder bei Sprenggrissversagen des Verbundes auftreten kann. Bei einem solchen Tragverhalten ist keinerlei Vorankündigung vorhanden, der Übergang vom elastischen Bereich zum Bruch erfolgt schlagartig. Wenn ein solches Tragverhalten beim Belastungsversuch an einer bestehenden Konstruktion erwartet werden muss, wäre die Versuchsdurchführung mit einem nicht zu beherrschenden Sicherheitsrisiko verbunden. Eine experimentelle Tragsicherheitsbewertung ist deshalb dann nicht zulässig.

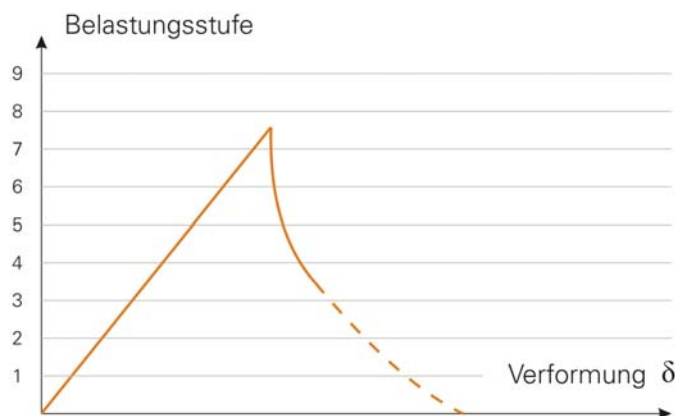


Abb. 5.7: Last-Verformungs-Kurve ohne Vorankündigung

In der Realität sind natürlich noch viele andere als die idealisierten Last-Verformungs-Verläufe der Abbildungen 5.2, 5.4, 5.6 und 5.7 möglich, vor allem auch als Kombination dieser. Überlegungen zum erwarteten Tragverhalten und zur Versagensart beeinflussen deshalb maßgeblich die Messbarkeit der Vorankündigung und damit die Sicherheit während eines Belastungsversuches und sind daher für jeden Versuch individuell anzustellen.

## 5.2. Wann ist der Riss ein Riss? - Die Vorankündigung als Problem des Betrachtungsmaßstabs

Wie in Kapitel 5.1 dargestellt existiert bei Stahlbetonbauteilen eine unterschiedlich starke Ankündigung für ganz unterschiedliche Versagensarten. Der Ablauf des Versagens eines Stahlbetonbauteiles ist charakterisiert durch das Materialverhalten der beiden beteiligten Baustoffe: Stahl und Beton.

Für die Bemessung werden die Materialeigenschaften des Betons in der Regel als die eines homogenen Werkstoffes idealisiert. Allerdings ist Beton ein stark heterogener Werkstoff und für das Verständnis über das wirkliche Materialverhalten bietet sich eher ein 3 stufiges Materialmodell an, wie es Wittmann [120] vorschlug. Dabei wird auf der 1. Ebene (Mikroebene) die Kristallstruktur des Betons, auf der 2. Ebene (Mesoebene) die einzelnen Bestandteile des Betons, wie Gesteinskörner und Zementleim, aber auch Poren und

vorhandene Mikrorisse und in der 3. Ebene (Makroebene) der Beton als homogenes und isotropes Material betrachtet [34].

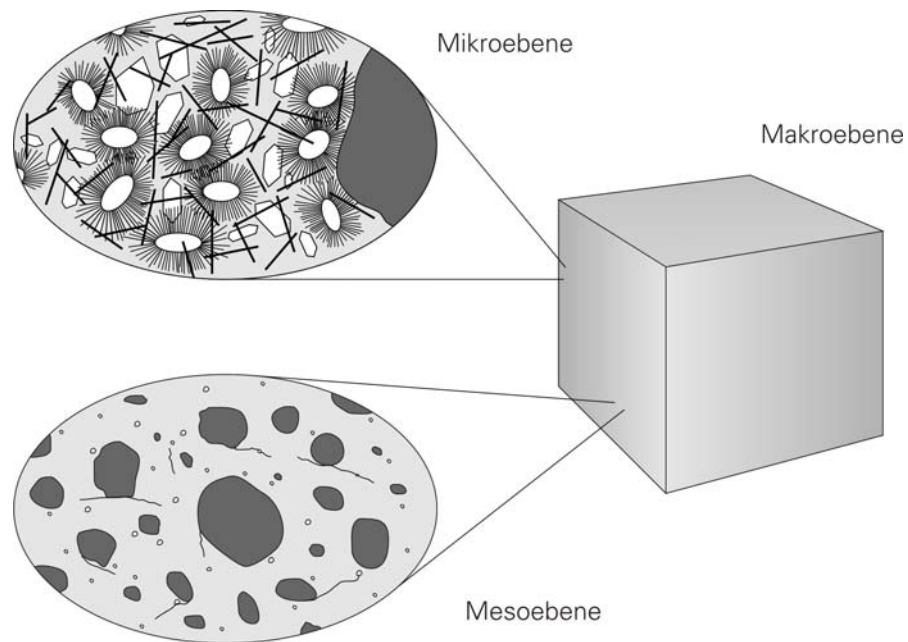


Abb. 5.8: Beton auf der Mikro-, Meso- und Makroebene

Der im Stahlbetonbau verwendete Betonstahl ist dagegen ein eher homogener Werkstoff, was durch seine regelmäßige Atomgitterstruktur bedingt ist. Sein Trag- und Verformungsverhalten kann deshalb in vielen Fällen ausreichend genau auf der Makroebene beschrieben werden.

Betrachtet man das Versagen des Verbundwerkstoffs Stahlbeton auf der Makroebene, dann ergibt sich die bekannte Klassifikation in Versagensarten mit und ohne Vorankündigung, ausschließlich aufgrund der Eigenschaften des für das Versagen verantwortlichen Materials. Auf der Makroebene betrachtet besitzt nur der Stahl ein duktileres Verhalten und damit eine gute Ankündigung des Versagens, wogegen der Beton gerade bei Zugbeanspruchung als gering bzw. gar nicht duktil eingestuft wird. Dies begründet die in Kapitel 5.1 dargestellte Einstufung des Schubversagens eines Bauteiles ohne Querkraftbewehrung als ein Versagen mit geringer Vorankündigung, weil hier die Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons und das damit verbundene Öffnen des Risses das Versagen einleiten.

Alle Versagensarten im Stahlbetonbau werden dadurch eingeleitet, dass bei einer bestimmten Beanspruchung die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Abhängig davon, ob anschließend der eingelegte Stabstahl diese freiwerdende Kraft aufnehmen kann, sprechen wir von einem Versagen mit Vorankündigung oder von geringer Vorankündi-



gung. Sicher ist, dass jedes Versagen vor dem Eintreten eine gewisse Vorankündigung zeigt. Die Frage, ob diese Vorankündigung aber registriert werden kann, ist eine Frage des Raumes und der Zeit. Das bedeutet, dass für die Wahrnehmung von kleinsten Strukturveränderungen (Vorankündigung) der räumlich zu überwachende Bereich richtig gewählt und auch die zeitliche Auflösung der Messergebnisse so ausgelegt werden muss, dass es möglich ist einen Indikator für diese sich vor dem Versagen einstellenden Veränderungen am Bauteil zu bestimmen. Eine ausschließliche Betrachtung des Materialverhaltens auf der Makroebene ist demzufolge nicht ausreichend und die Versagensursachen und -prozesse der Baustoffe müssen auf niedrigeren Ebenen analysiert werden.

Dies erfordert nicht nur eine räumlich, sondern auch zeitlich bessere Auflösung des Versagensablaufs und damit ein verbessertes Verständnis, was dann die Grundlage für eine messtechnische Erkennung des sich ankündigenden Versagens bzw. einer Schädigung darstellt.

Um diese Grenze der Schädigung erkennen zu können, muss die primäre Versagensursache, nämlich die Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons, genauer untersucht werden. Nachfolgend sollen dazu einige grundlegende Aspekte betrachtet werden. Im Stahlbetonbau können Risse als ein Anzeichen für ein sich ankündigendes Versagen gelten. Abhängig von der Größe und Anzahl sind Risse demnach schädlich bzw. noch unkritisch. Doch wann ist der Riss ein Riss? Und wann stellt der Riss eine Schädigung für eine Stahlbetonkonstruktion dar? Hier spielen neben objektiven, auch philosophische Aspekte eine Rolle.

Im Stahlbetonbau gelten Risse teilweise als schädlich, obwohl Stahlbeton als Verbundbaustoff erst gerissen seine eigentlichen Tragqualitäten entwickelt. Schädlich sind per Definition nur solche Risse, die die Tragwirkung oder Gebrauchstauglichkeit bzw. Dauerhaftigkeit des Stahlbetons beeinträchtigen. Unter Gebrauchstauglichkeitsaspekten sind natürlich alle Risse schädlich, die dazu führen, dass sich der Zustand eines der Verbundpartner verschlechtert und er infolge dessen seine Funktion teilweise oder vollständig verliert. Deshalb wird zum Beispiel durch bestimmte Bemessungs- und Konstruktionsregeln eine Rissbreitenbeschränkung gewährleistet, die diese Funktionsverluste verhindern bzw. stark verzögern soll.

Die Beschreibung der Rissbildung im Stahlbeton wird hauptsächlich mit Hilfe von Erkenntnissen aus Zugversuchen an unbewehrten und bewehrten Betonkörpern durchgeführt. In diesem Vorhaben wird hauptsächlich das Tragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung untersucht, weshalb sich die Ausführungen hier ausschließlich auf das Zugtragverhalten von unbewehrten Betonkörpern konzentrieren.

Nach Schorn [105] kann das Tragverhalten eines zugbeanspruchten Betonkörpers in 4 Phasen eingeteilt werden (siehe Abbildung 5.9).

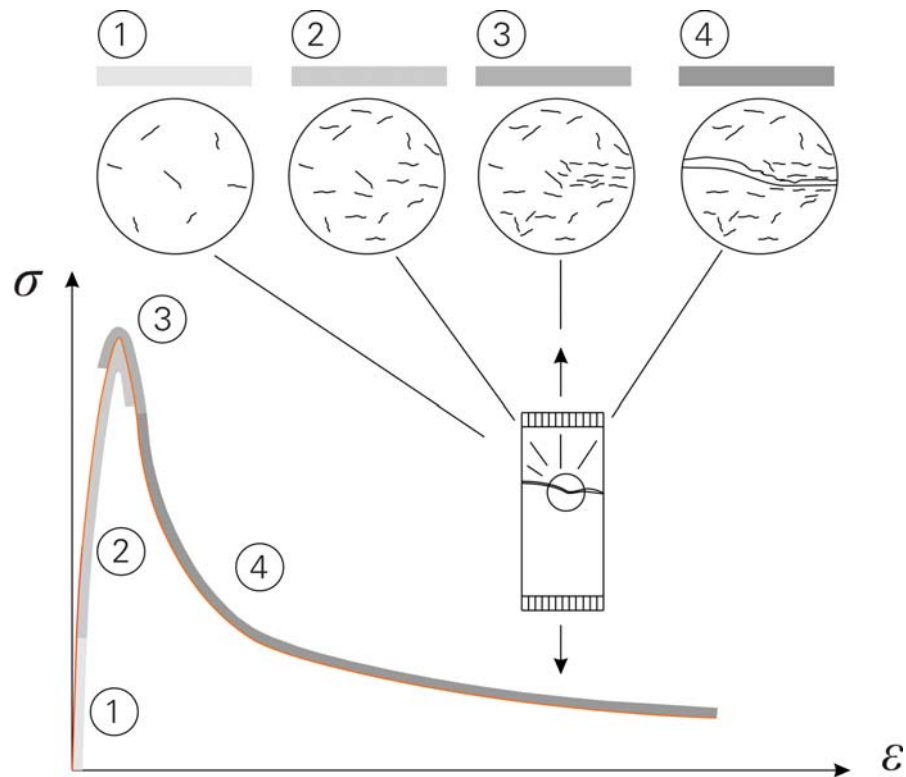


Abb. 5.9: Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung von Beton, nach Schorn [105]

Der Betonkörper besitzt bereits vor der Lastaufbringung relativ gleichmäßig verteilte Mikrorisse infolge der Schwindprozesse und Eigenspannungen (siehe Abbildung 5.8: Mesoebene). Diese Mikrorisse zeigen keinerlei eindeutige Orientierung oder Bereiche einer erhöhten Konzentration. Bei steigender Belastung verändert sich dies zunächst nicht, was durch den linearen Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Beziehung erkennbar ist. Diese Phase bezeichnet Schorn [105] als Phase 1. Die 2. Phase ist gekennzeichnet durch eine weiterhin stochastisch gleichmäßige Verteilung von Mikrorissen, die aber infolge der äußeren Zugkraft nun eine einheitlichere Orientierung zeigen. Die steigende Mikrorissbildung leitet ohne deutlichen Übergang in die Phase 3 über, in der es zu einer verstärkten Konzentration der Mikrorisse in einem bestimmten Bereich kommt. Dieser Bereich wird in der Literatur als Rissprozesszone oder auch als Rissband bezeichnet. Otsuka [90] fand heraus, dass die Größe der Rissprozesszone vor allem vom verwendeten Größtkorndurchmesser des Betons abhängt (siehe Abbildung 5.10). Die Breite der Prozesszone kann nach den aus Experimenten bestätigten Erkenntnissen etwa zum 3fachen des Größtkorndurchmessers angegeben werden. Auch Bazant [65] empfiehlt diese Annahme der

Größe für die Rissprozesszone.

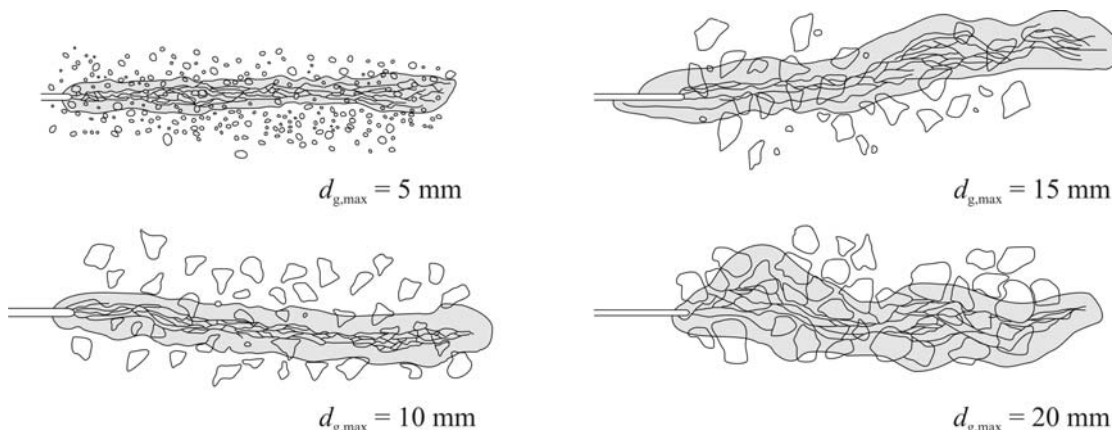


Abb. 5.10: Größe der Rissprozesszone in Abhängigkeit der Größe der verwendeten Zuschlagskörner, nach Otsuka [90]

Die Mikrorisse bilden sich vor allem in den Grenzschichten zwischen Zementstein und Zuschlag und setzen sich erst dann durch die Matrix fort. Diese Grenzschicht zwischen Zuschlag und Zementstein besitzt nur eine Haftzugfestigkeit, die ca. 50% bis 60% der Zugfestigkeit des Zementsteins entspricht. Dies ist zum einen durch die erhöhte Wasseransammlung auf der Gesteinskornoberfläche und dem damit verbundenen erhöhten Porenvolumen und auf der anderen Seite durch die geringe Verzahnung zwischen dem Zementstein und der glatten Gesteinskornoberfläche begründet [54].

Nach Erreichen der Zugfestigkeit (der maximal aufnehmbaren Spannung) setzt ein Bereich einer ausgeprägten Entfestigung ein. In dieser Phase konzentrieren sich die Mikrorisse in einem bestimmten Bereich, in der somit auch eine Konzentration von Dehnungen auftritt (siehe Abbildung 5.11). Die konzentrierte Bildung und Akkumulation von Mikrorissen in einem lokal begrenzten Bereich führt zu einer Schwächung dieses Bereiches, so dass hier immer mehr Risse entstehen. Diese lokale Zone erhöhter Beanspruchung wird mit steigender Beanspruchung immer kleiner, was dazu führt, dass andere Bereiche der Probe entlastet werden und sich hier keine neuen Mikrorisse bilden können [34]. Diese lokale Dehnung ist auch problematisch hinsichtlich der Skalierung der Ergebnisse, denn eine messtechnisch wahrnehmbare Verschiebung (oder Dehnung) ist stark von der Messlänge abhängig. Je größer der gemessene Bereich neben der Rissprozesszone ist, desto stärker ist der Anteil der elastischen rückfedernden Anteile der nicht an der Rissbildung beteiligten Bereiche des Betonkörpers. Wie Gopalaratnam [43] zeigte, beeinflusst die Messlänge auch die gemessene Last-Verformungs-Beziehung des Betonkörpers, denn je größer der Anteil der mitgemessenen elastischen Rückverformungen des intakten Betons, desto steiler verläuft der abfallende Ast. Für die Messung bis zur maximalen

Spannung ist die Messlänge nur von untergeordneter Bedeutung, da hier aufgrund des relativ linearen Materialverhaltens nur geringe Abweichungen entstehen.

Auch nach Erreichen der Zugfestigkeit ist der Beton immer noch in der Lage Zugspannungen über den Riss zu übertragen, da sich hier noch kein Trenn- oder Makroriss ausgebildet hat. Der Makroriss der Probe wird erst im abfallenden Bereich der Phase 3 erkennbar und die anschließende Rissöffnung ist nach Schorn als Phase 4 gekennzeichnet. Die nachfolgende Darstellung von Duda [34] zeigt eine ähnliche Vorstellung über die Phasen der Mikro- und Makrorissbildung. Anders als Schorn verwendet Duda die charakteristischen Punkte A bis C zur Beschreibung der jeweiligen Zustände. Dabei stellt Punkt A, an dem der linear verlaufende Ast sich beginnt zu krümmen, den Beginn der konzentrierten Mikrorissbildung dar, die sich zum Zeitpunkt B stark lokalisiert hat, was zu stark erhöhten Dehnungen in diesem Bereich führt. Ab Punkt C kommt es Makrorissbildung und zur weiteren Öffnung des Risses, wobei sich die Verformungen der Probe ausschließlich im Bereich des Risses einstellen.

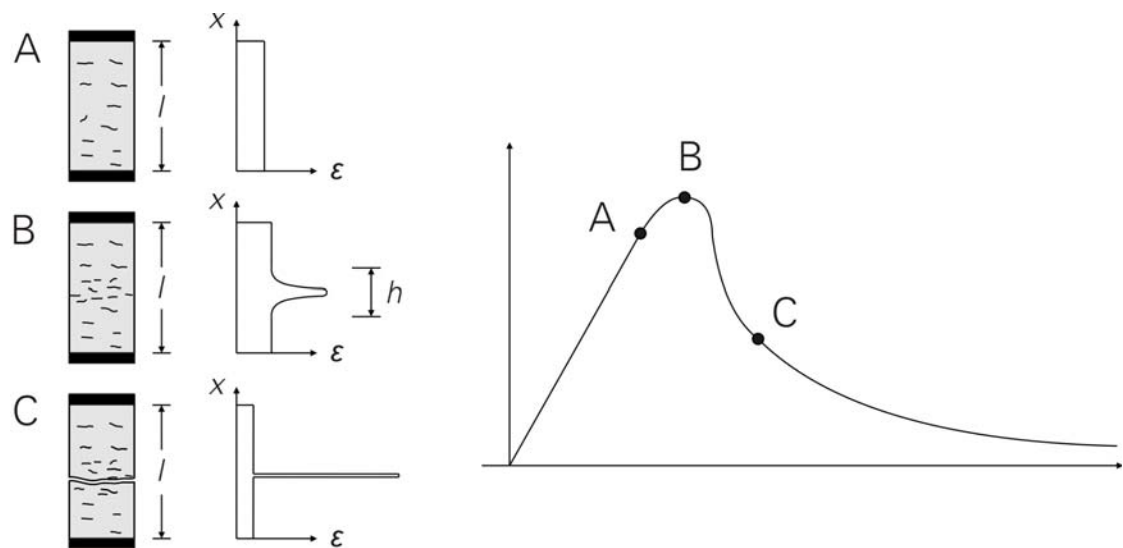


Abb. 5.11: Darstellung der Rissbildungsprozesse und des Last-Verformungs-Verhaltens von Betonzugkörpern, nach Duda [34]

Die in der Literatur vorhandenen Angaben über die Größe und die Ausdehnung des Bereiches nach Punkt A, also dem Verlassen des Gültigkeitsbereiches linear-elastischer Verformungen, sind recht unterschiedlich und schwanken zwischen 0,5 und 1,0 mal der Zugfestigkeit. Hassanzadeh [49] definiert z.B. den Zeitpunkt der Mikrorissbildung bei Zugspannungen zwischen 50 bis 80% der Zugfestigkeit, Reinhardt [96] spricht bei Zugspannung von ca. 60% der Zugfestigkeit von einem Abweichen des linearen Spannungs-

Dehnungs-Verlaufs infolge einer zunehmenden Mikrorissbildung. Dies ist vor allem in der unterschiedlichen Versuchsdurchführung (weg- bzw. kraftgesteuert) und den unterschiedlichen äußeren Randbedingungen begründet. Auch die Angaben zum abfallenden Ast der Spannungs-Dehnung-Kurve schwanken, so dass hier kaum definierte Aussagen möglich sind (siehe oben: Messlängeneinfluss) und eher phänomenologische Beschreibungen dominieren. Hordijk [53] unterteilt den abfallenden Ast der Spannungs-Rissöffnungs-Kurve in zwei Bereiche. Einen ersten, der durch einen starken Abfall charakterisiert ist, weil sich hier verstärkt Mikrorisse bilden und zusammenwachsen und einen zweiten langsam abfallenden Bereich, wo hauptsächlich Rissreibungs- und Auszugsprozesse der Gesteinskörner aus dem Zementstein stattfinden, der Makroriss somit schon vorhanden ist. Damit ist klar, dass bei der Beschreibung des Zugtragverhaltens der Riss ganz unterschiedlich definiert ist.

Für die hier zu beantwortende Frage nach einer Vorankündigung eines Versagens bzw. einer unzulässig starken Schädigung eines Stahlbetonbauteiles muss also bereits die Phase der Mikrorissbildung und -akkumulation als kritischer Zeitpunkt angesehen werden.

Lenkenhoff untersuchte die Rissbildungsprozesse zugbeanspruchter Betonkörper mit Hilfe von lichtmikroskopischen Verfahren an Dünnschliffen aus Zugprobekörpern [74]. Er berichtet, dass bei unbelasteten, sowie bei Betonkörpern, die zum Zeitpunkt A (siehe Abbildung 5.11) entlastet worden sind, in den mikroskopischen Aufnahmen keinerlei lastbedingte Risse erkennbar waren. Erst kurz vor Erreichen der Zugfestigkeit konnten bei starken Vergrößerungen Mikrorisse vor allem in den Kontaktflächen zwischen Gesteinskörnern und Zementmatrix beobachtet werden (siehe Abbildung 5.12). Er bezeichnet den Bereich der abgeschlossenen Mikrorissbildung zu 0,6 bis 0,8 Promille Dehnung (Messlänge 38 mm).

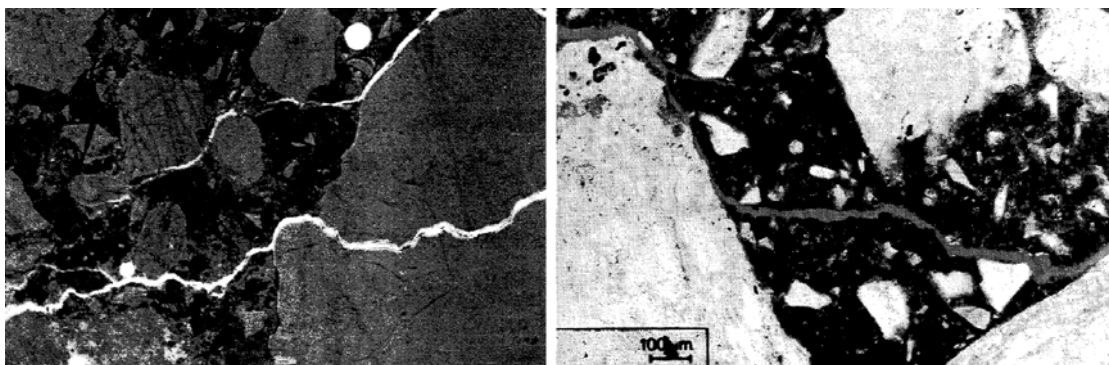


Abb. 5.12: Mikroskopische Aufnahmen von Mikrorissen in Betonproben [74]

Die Bildung von Makrorissen muss aber nicht zwingend gleichbedeutend mit einem schlagartigen Versagen des Körpers sein, denn die sich aus den Mikrorissen bildenden Makrorisse werden im Verlauf durch die Rissprozesszone immer wieder gestoppt. Das heterogene Gefüge des Betons auf der Mesoebene verhindert ein Durchschlagen eines Makrorisses, aufgrund des Vorhandenseins von Poren oder Gesteinskörner. Shah [107] untersuchte diese Einflüsse genauer und stellte fest, dass verschiedene Rissstoppmechanismen zu einem Stopp der Rissbildung führen können. Eine Fortsetzung der Rissbildung bedingt eine weitere Zuführung von Energie, weshalb auch das Zugversagen von Beton (auf der Mesoebene betrachtet) eher als sukzessiver Bruchvorgang beschrieben werden kann.

In eigenen Versuchen und der Auswertung anderer, stellte Shah [107] fest, dass die Größe der Gesteinskörner einen erheblichen Einfluss auf die Last-Verformungs-Beziehung hat. So zeigen Betonkörper mit kleiner Gesteinskörnung einen eher linear elastischen Verlauf bis zur maximalen Spannung, wogegen Proben mit größeren Gesteinskörnern bereits vor der Zugfestigkeit einen nichtlinearen Verlauf zeigen. Dies ist mit der größeren Umlenkung und der verstärkten Unterbrechung des Wachstums der Mikrorisse begründet. Die verschiedenen Rissstoppmechanismen fasst Shah wie folgt zusammen (siehe Abbildung 5.13).

Damit wird deutlich, dass eine beginnende Mikrorissbildung noch keine Schädigungen im Beton verursacht und erst eine gewisse Größenordnung an Mikrorissen zu einer Veränderung des Tragverhaltens und damit Schädigung führt. Und es wird ebenfalls klar, dass Beton selbst nach der optisch wahrnehmbaren Makrorissbildung in der Lage, ist Zugspannungen über die Rissufer zu übertragen.

Abbildung 5.14 aus [83] zeigt, dass der Bereich der sogenannten Rissprozesszone an der Übertragung von Spannungen beteiligt ist und erst ab einer bestimmten Rissöffnung diese Überbrückung der Rissufer nicht mehr möglich ist.

Nach Reinhardt [96] ist in der Rissprozesszone eine Zugspannungsübertragung möglich, bis sich eine Rissbreite von 0,16 mm eingestellt hat. Grimm [45] gibt eine ähnliche Größe von 0,15 mm für die Rissöffnung an, ab der keine Zugspannungsübertragung mehr möglich ist. Dabei muss beachtet werden, dass diese absoluten Rissöffnungsweiten stark von den in den Versuchen verwendeten Größtkörnungen abhängig sein müssen.

Da diese Rissbildungs- und -öffnungsprozesse Hilfe der üblichen Berechnungsmethoden nur schwer zu erfassen war, wurde in den 1980er Jahren damit begonnen, bruchmechanische Ansätze zum Risswachstum und zur Resttragfähigkeit gerissener Bauteile aus Metall auch auf Beton zu übertragen. Aufgrund der heterogenen Betonstruktur und der

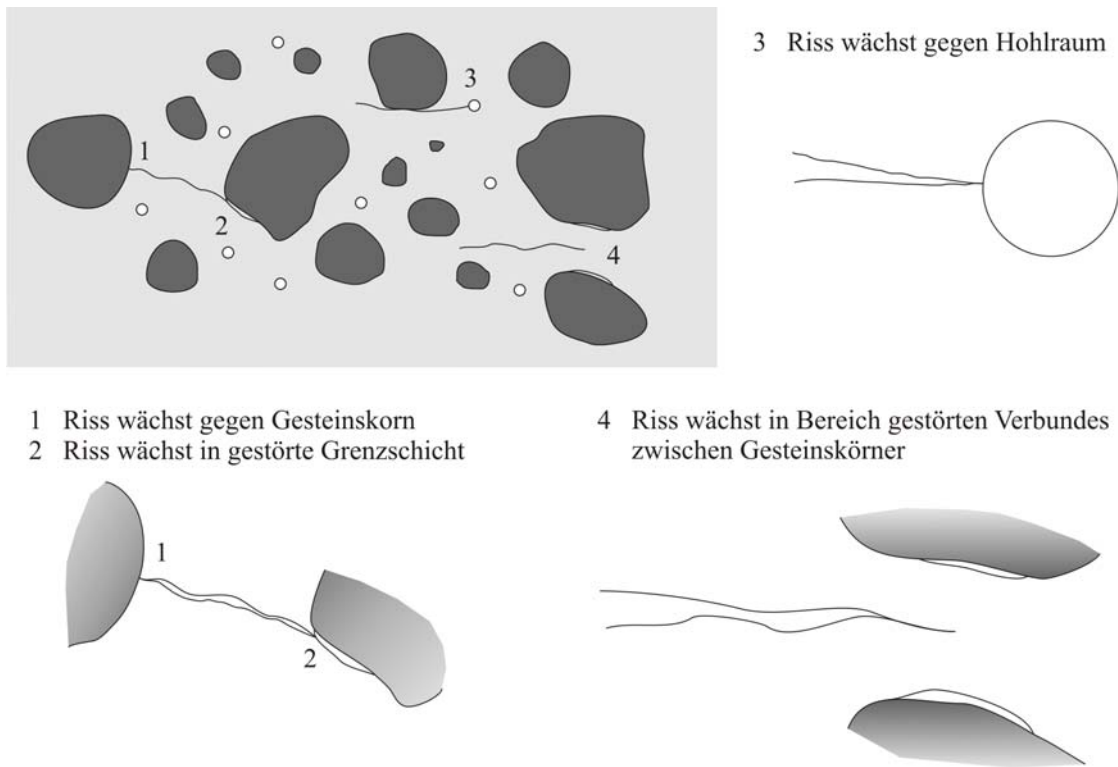


Abb. 5.13: Darstellung der Riss-Stop-Mechanismen bei der Mikrorissbildung in Beton, nach Shah [107]

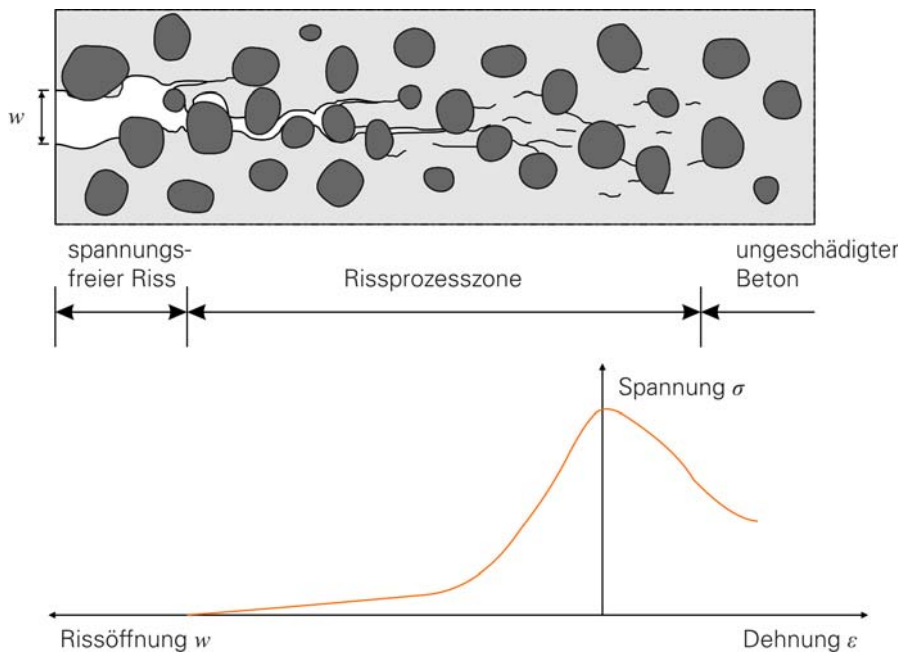


Abb. 5.14: Darstellung der in der Rissprozesszone übertragbaren Zugspannungen bei der Rissbildung, nach Mechtcherine [83]

oben beschriebenen Lokalisierung der Verformungen mussten neue Modellvorstellungen entwickelt werden.

Bazant und Oh [13] beschrieben die Rissprozesszone als Rissband (Crackband Theory) um die Mikrorissbildung und die Entfestigung nach Erreichen der Zugfestigkeit beschreiben zu können. Einen anderen Weg ging Hillerborg [52], der nicht die wirkliche Rissprozesszone betrachtete, sondern diese auf eine fiktive Rissebene übertrug (Fictitious Crack Model). Für die Modellierung der Rissprozesszone wird dabei die nur der Rissöffnungsanteil der Zugspannungs-Rissöffnung-Beziehung verwendet. Auch führte Hillerborg die charakteristische Länge  $l_{ch}$  ein, die die Sprödigkeit des Materials beschreibt und somit einen maßgeblichen Einfluss auf das Materialverhalten und die Rissbildungsprozesse besitzt. Für Beton gibt Hillerborg z.B. an, dass die Länge der Rissprozesszone (siehe Bild oben) zu  $0,3 \cdot l_{ch}$  bis  $0,5 \cdot l_{ch}$  angenommen werden kann.

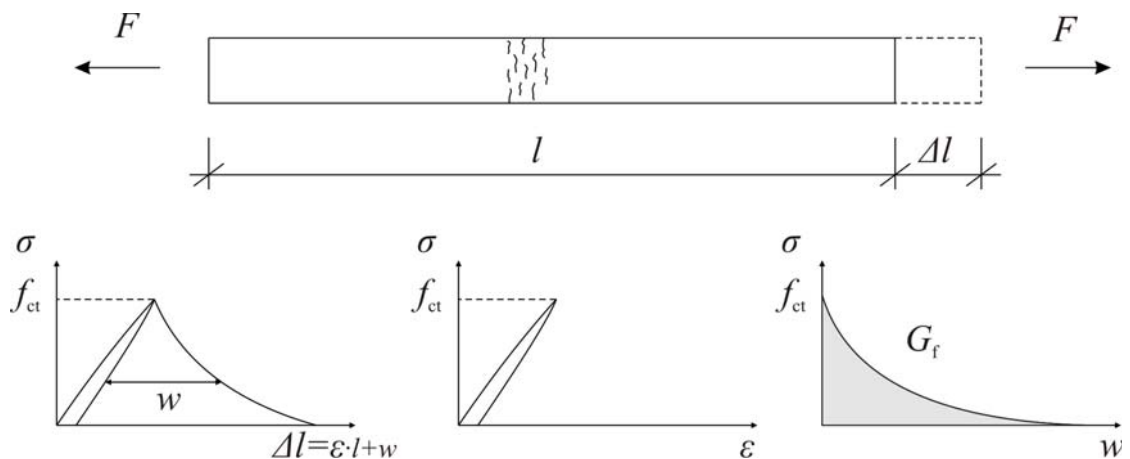


Abb. 5.15: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung bei Betonzugversuchen, nach Duda [34]

Die vorgestellten Beschreibungen des Zugtragverhaltens von Beton auf der Mikro- bzw. Mesoebene können, aufgrund der auf der Makroebene ähnlichen Versagensabläufe bei Schubversagen von Bauteilen ohne Schubbewehrung, auf diese übertragen werden. Auch wenn keine absoluten Kennwerte aus den einachsigen Beanspruchungen auf die zweiachsige Beanspruchung des Schubfeldes übertragen werden können, so können doch die phänomenologischen Prozesse als ähnlich angesehen werden.

Das heißt, dass auch ein schräger Riss bereits als Änderung des Tragverhaltens definiert werden kann, obwohl der Makroriss erst später sichtbar wird und dass über diesen Riss noch entsprechende Zugspannungen und damit Anteile der Schubbeanspruchung übertragen werden können. So lange diese Übertragung von Zugspannungen im Riss möglich ist,



bleibt der linear-elastische Verlauf der Hauptdruck- und Hauptzugtrajektorien ungestört und somit die Balkentheorie gültig. In dem Moment in dem diese Zugspannungsübertragungskomponente ausfällt, ändert sich der innere Spannungszustand. Abhängig davon, ob das Tragwerk einen weiteren Gleichgewichtszustand einnehmen kann oder nicht, ist im Moment des Ausfalls der Zugspannungsübertragung im Riss die Traglast erreicht.

Unabhängig davon, welches Modell man zur Schubtragfähigkeit als geeigneter ansieht, berücksichtigen nur wenige diese Tragwirkung. Reineck [95] spricht in seinem Zahn-Modell vor allem der Rissreibung in den unteren Balkenbereichen mit größeren Rissöffnungen einen erheblichen Anteil des Schubabtrags zu. Doch an der Risspitze reicht die Rissgleitung nicht aus, um eine Gleitreibung zu erzeugen, da hier die Rissbreiten sehr klein sind. Reineck beschreibt den Spannungszustand an der Risspitze wie in Abbildung 5.16 dargestellt. Dabei ist der obere Bereich des in die Druckzone wachsenden Rissen A1-R-D durch einen kombinierten Lastabtrag aus Rissreibung und Zugspannungen in der Rissprozesszone charakterisiert. In Reinecks Modell erhöht sich aus diesen in der Rissprozesszone übertragbaren Zugspannungen die Biegeeinspannung des Betonzahnes, die er aber aufgrund einer geringen Erhöhung der Traglast für die weitere Berechnung vernachlässigt.

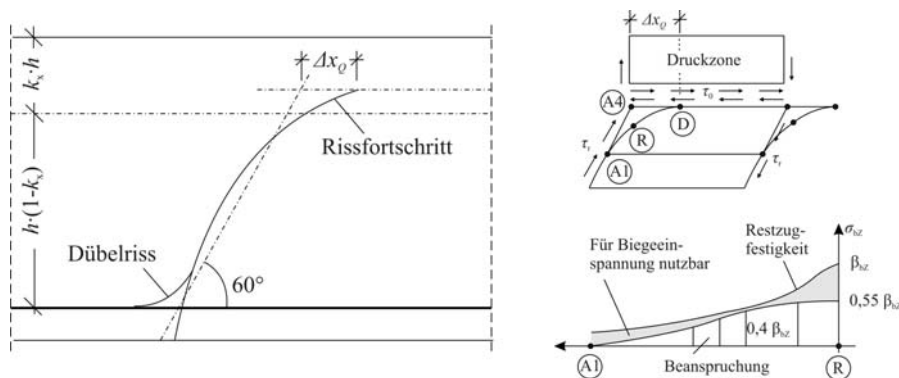


Abb. 5.16: Zugspannungsübertragung in der Rissprozesszone bei schrägen Rissen, nach Reineck [95]

Zink [123] hingegen zweifelt die Bedeutung der Rissreibung an und weist der möglichen Beteiligung der Rissprozesszone am Lastabtrag eine größere Bedeutung zu. Er verwendet die Beschreibung der Rissprozesszone nach Hillerborg mit einer Länge von  $0,3$  bis  $0,5 \cdot l_{ch}$  und eine idealisierte Beschreibung des Rissverlaufes um die Kraft bestimmen zu können, die durch die Zugspannungen in der Rissprozesszone übertragen werden kann. Für kleine Bauteile ist nach Zink der durch diese Zugspannungsübertragung aufnehmbare Anteil der Gesamtbruchlast größer als für größere Bauteile. Zusätzlich schwächen Sammelrisse bei großen Balken den Traganteil der Rissprozesszone (siehe Abbildung 5.17).

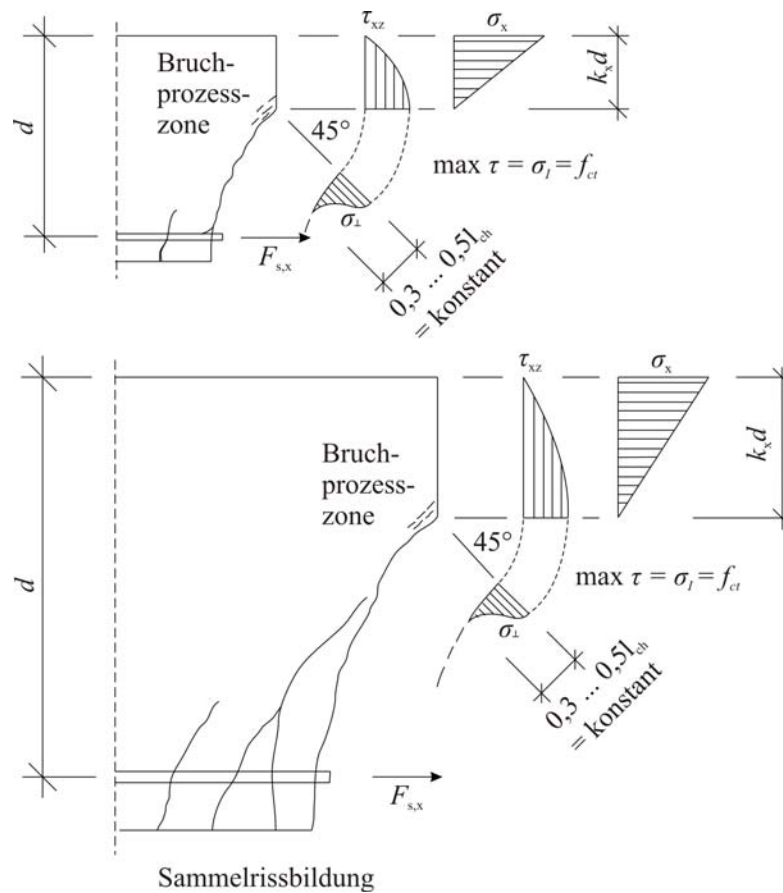


Abb. 5.17: Darstellung der Rissprozesszone bei Schubbrissen, nach Zink [123]

Zusammenfassend kann also die Mikrorissbildung im Bereich schräger Hauptzugspannungen als der die Makrorissbildung ankündigende Prozess bezeichnet werden. Allerdings ist diese Mikrorissbildung noch nicht zwingend eine Schädigung des Bauteiles, denn bis zur Bildung des Makrorisses ist eine Zugspannungsübertragung weiterhin möglich. Zu beurteilen ist hier, wie sich die einsetzende Mikrorissbildung auf das spätere Tragverhalten des Bauteiles auswirkt. Reineck und Zink verwenden für die ansetzbare Zugspannungsübertragung in der Rissprozesszone Ergebnisse aus einachsigen Zugversuchen, doch ist der Beton im Falle der Schrägrissbildung einer kombinierten Zug-Druck-Beanspruchung ausgesetzt (siehe Abbildung 5.18).

Sehr umfangreiche Untersuchungen zum zweiachsigen Tragverhalten von Beton führte Kupfer [70] durch, wobei diese vor allem zur Bewertung der mehraxialen Druck- und Zugfestigkeit dienten.

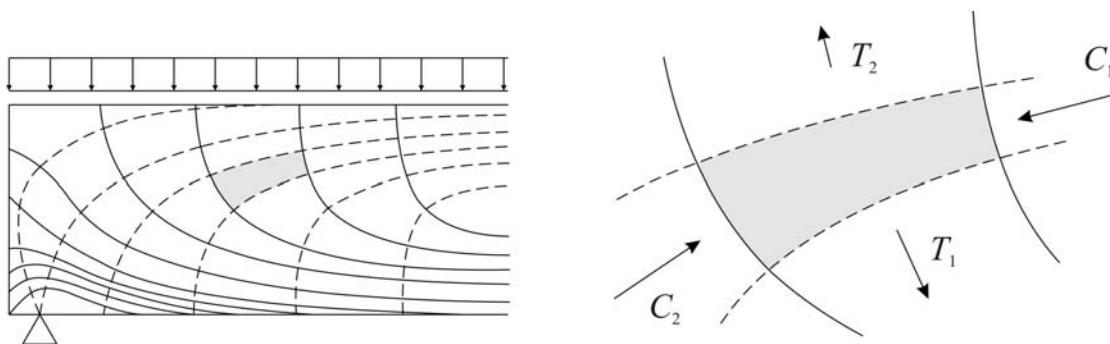


Abb. 5.18: Trajektorienbild mit Darstellung der kombinierten Druck-Zug-Beanspruchung im Steg von Stahlbetonbauteilen, nach Kani [64]

### 5.3. Entwicklung von Kriterien und Indikatoren zur Beurteilung der Schubbruchgefährdung

Unter Kriterien werden in diesem Zusammenhang all jene Punkte verstanden, deren Einschätzung bereits im Vorfeld eines Versuches eine Entscheidung ermöglicht, ob für ein gegebenes Tragwerk die Gefahr eines Schubversagens besteht oder nicht.

Indikatoren hingegen, sind Anzeichen, die während eines Versuches die Beurteilung erlauben, ob der aktuelle Tragwerkszustand kritisch ist oder ob eine weitere Laststeigerung möglich ist bzw. Hinweise, die eine Bewertung des Schädigungsgrades eines Bauteiles erlauben.

Wie in Kapitel 4 gezeigt, ist die Gefährdung eines Stahl- oder Spannbetonbauteils auf Schub zu versagen nicht pauschal zu beurteilen, sondern hängt von vielen einzelnen Faktoren ab. Es konnte gezeigt werden, dass für bestimmte Kombinationen der vorgestellten Einflussfaktoren ein Schubversagen allerdings ausgeschlossen werden kann. So gibt das Schubtal nach Kani (siehe Abbildung 4.9) deutlich wieder, dass ein Schubversagen für bestimmte Schubslankheitsverhältnisse direkt ausschließbar ist. Damit ist die Beurteilung der Schubslankheit stets der erste zu beurteilende Parameter. Einen weiteren wichtigen Einfluss stellt der ebenfalls in Abbildung 4.9 berücksichtigte Längsbewehrungsgrad dar, denn besitzt das Bauteil nur einen geringen Biegebewehrungsgrad, so ist die Biegetragfähigkeit wesentlich früher erreicht, als dass ein Schubversagen eintreten kann. Leonhardt [78] fasste genau diese Erkenntnisse bereits zusammen und schloss Schubversagen für bestimmte Grenzbereiche eindeutig aus (siehe Kapitel 4.2.2).

Für Tragwerke des üblichen Hochbaus ist die einwirkende Belastung in der Regel keine konzentrierte Einzellast, sondern eher eine verteilte Flächenlast. Für den experimentellen Nachweis der Tragsicherheit bedeutet dies, dass im Versuch genau diese Belastung

simuliert wird. Wie alle Versuche mit Gleichlasten gezeigt haben (siehe Kapitel 4.4), sind nicht nur die Schubbruchlasten der Bauteile größer als unter Einzellasten, sondern auch das Versagen trat nicht so schlagartig ein, die Balken verhielten sich nach der Schubrissbildung gutmütiger. Diese Beobachtungen lassen sich durch die veränderte Momenten-Querkraft-Interaktion im Schubfeld erklären, die wiederum die Dehnungsverteilung im Bauteil und somit auch die Rissbildungs- und Rissentwicklungsprozesse stark beeinflusst.

Eine genauere praxisgerechte Ausformulierung für welche Parameterkombinationen ein Schubversagen auszuschließen ist, soll im anschließenden Fortsetzungsvorhaben erfolgen. Mit der Kenntnis des Einflusses der Schubslankheit, der Längsbewehrung und des Verbundes wird sehr klar, dass das Schubtragverhalten eines Stahlbetonbauteiles vor allem von der Rissbildung abhängig ist. Die genaue Position von Biege- und Schubrissen ist vor dem Versuch nicht bestimmbar, so dass das Tragverhalten ausschließlich während des Versuches beurteilt werden kann. Der Tragwerkszustand ist solange unkritisch, so lange das Tragverhalten dem des linear-elastischen Balkens entspricht und somit ein sicherer Gleichgewichtszustand existiert. Die Schädigung des Bauteiles infolge der Schubbeanspruchung setzt mit der Entstehung des Makroschubrisses und der damit einhergehenden Umlagerung der inneren Kräfte ein. Denn hier ist es ausschließlich abhängig davon, wie und wo sich der Schubriss entwickelt und ob das Bauteil unter der gegebenen Belastung einen anderen Gleichgewichtszustand einnehmen kann. Für die Beurteilung des Schubtragverhaltens und des aktuellen Tragwerkszustandes im Versuch muss deshalb die Rissentwicklung bereits auf sehr niedrigem Entwicklungsniveau messtechnisch erfasst und beobachtet werden.

Für die Definition der Schädigungsgrenze und damit der Versuchsgrenzlast wurden die nachfolgend erläuterten möglichen Indikatoren entwickelt.

### **kritische Schubrissöffnung**

Eine kritische Schubrissbreite kann als Indikator für den Ausfall der Rissverzahnung gelten. Die Übertragung der Querkraft über den Riss infolge der Rissreibung kann ab einer gewissen Rissbreite nicht mehr stattfinden und so müssen Druckzone bzw. Längsbewehrung diese Traganteile übernehmen. Diese Umlagerung von Kräften ist gleichbedeutend mit dem Übergang des Bauteils in einen kritischen Tragwerkszustand und somit ein möglicher messbarer Indikator.

### **Verlauf des Schubrisses im Schubfeld**

Schubrisse bilden sich infolge der Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Bereich der größten Hauptzugspannungen. Diese verlaufen in der Schwerachse des Bauteils ca.  $45^\circ$

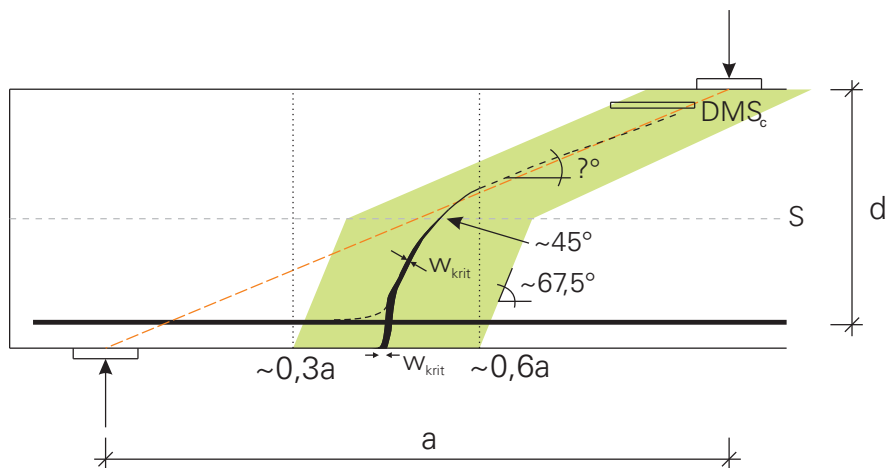


Abb. 5.19: Mögliche Indikatoren zur Beurteilung des Schubtragverhaltens von Stahlbetonbalken

geneigt. Anschließend krümmt sich der Riss stärker und wächst in Richtung der Lasteinleitung bzw. in Richtung des Auflagers. Verhindert der Schubriss bei kleineren Schubschlankheiten eine direkte Abstützung der Last im Lager, weil er die theoretische Druckstrebe durchkreuzt, ist eine weitere Laststeigerung nicht möglich und der Balken versagt. Verläuft der gekrümmte Riss aber unterhalb einer sich einstellenden Druckstrebe, kann das Bauteil einen sprengwerkartigen Gleichgewichtszustand einnehmen und die Last über den Riss hinweg abtragen.

Für größere Schubschlankheiten, bei denen sich der Schubriss aus einem Biegeriss entwickelt und gekrümmt in Richtung der Lasteinleitung wächst, könnte ein möglicher Indikator für das Erreichen der Versuchsgrenzlaster auch die Überschreitung einer kritischen Schubrissneigung bzw. das Erreichen einer bestimmten Höhe im Bauteil sein. Denn bei steigender Last wächst der schräge Riss kontinuierlich bis zur Schwerachse des Bauteiles, erst ab dort beginnt das Schubrisswachstum instabil zu werden und der Riss schnell in Richtung der Last, was zu einer starken Einschnürung der Druckzone und damit zum Versagen führt.

### Druckzonenstauchung oberhalb der Druckstrebe

Ändert sich das globale Tragverhalten eines schubbeanspruchten Stahlbetonbalkens, kann dies z.B. durch die Veränderung der Dehnungen in der Druckzone messbar erkannt werden. Infolge des sich einstellenden sprengwerk- bzw. bogenförmigen Lastabtrags bei kleinen Schubschlankheiten kann das Umschlagen der Betonstauchung zu einer Zugdehnung im Bereich der sich ausbildenden Druckstrebe ein Indikator dafür sein, dass sich der Lastabtrag und damit der innere Spannungszustand geändert haben. Für größere Schub-

schlankheiten kann die Messung der Betondehnung an der Oberseite auch ein Indikator für ein sich ankündigendes Versagen der Druckzone sein.

#### **Risswachstumsrate (stabiles - instabiles Risswachstum)**

Die Messung der Risswachstumsrate, also dem Flächenzuwachs des Risses in jedem Lastschritt, ermöglicht die Einschätzung, ob sich das Tragwerk in einem noch stabilen Zustand (geringe Risswachstumsrate) befindet oder ob das Risswachstum stark zunimmt. Dieser Zustand einer ansteigenden Risswachstumsrate muss im Versuch als ein Indikator für ein sich einstellendes Schubversagen gewertet werden. Die Auswertung der Risswachstumsrate kann mit Hilfe der vorgestellten photogrammetrischen Auswertung der Flächenänderungsarbeit erfolgen.

#### **Ende der Biegerissbildung**

In zahlreichen Versuchen wurde davon berichtet, dass kurz vor der Schrägrissbildung die Biegerisse trotz zunehmender Belastung nicht weiter in die Druckzone wuchsen. Dies deutet darauf hin, dass sich die inneren Beanspruchungen so umlagern, dass eine Konzentration der Dehnung im Schubbereich und die einsetzende Mikrorissbildung zu einer Entlastung der Biegebereiche des Balkens führen.

## 6. Ausgewählte Messverfahren

### 6.1. Photogrammetrie

#### 6.1.1. Grundlagen der Photogrammetrie

Zusammengesetzt aus den griechischen Wörtern „photos“, „gramma“ und „metron“ bedeutet Photogrammetrie „mit Licht gezeichnetes Messen“. Grundlegend wird sie als Methode verstanden, die es ermöglicht, sowohl die Form als auch die Lage eines beliebigen Objektes indirekt aus einem oder mehreren Bildern zu rekonstruieren. Das zugrunde liegende mathematische Modell ist i.d.R. die zentralperspektive Abbildung. Anwendung findet die Photogrammetrie damit in allen Bereichen, in denen das zu vermessende Objekt fotografisch abgebildet und ausgewertet werden kann. Geschichtlich steht sie in engem Zusammenhang mit der Erfindung der Fotografie, die auf Niepce und Daguerre im Jahr 1839 zurückgeht. Als Begründer der Photogrammetrie gelten der Franzose Aimé Laussedat und der deutsche Architekt Albrecht Meydenbauer. Während Laussedat 1851 seine Thesen „Métrophotographie“ veröffentlichte, prägte Meydenbauer unabhängig davon den Begriff „Photogrammetrie“ und baute eine der ersten Messkammern. Mit der Konstruktion stereoskopischer Auswertegeräte (Stereokomparator) Anfang des 19. Jahrhunderts wurde die Zuordnung identischer Bildpunkte in unterschiedlichen Aufnahmen wesentlich vereinfacht. Weitere wichtige Meilensteine in der Entwicklung stellen zum einen die Erfindung elektronischer Rechner Mitte des 20. und der Übergang der analogen zur digitalen Aufnahmetechnik Ende des 20. Jahrhunderts dar. Die elektronische Auswertung ermöglichte den Einsatz beliebig angeordneter Bildverbände und die simultane Kalibrierung des Aufnahmesystems. Mit der Verwendung elektronischer Bildsensoren wurde eine weitgehende Automatisierung der Auswerteprozesse ermöglicht [81]. Zudem konnte mit der Entwicklung verbesserter Sensoren neben der gestiegenen Auflösung die Bilderfassung über den sichtbaren Bereich der elektromagnetischen Strahlung hinaus ausgedehnt werden. Tätigkeitsfelder im Bereich der Archäologie, Geologie und Land- und Forstwirtschaft wurden damit neu erschlossen. Die Etablierung der digitalen Auf- und Auswertetechnik führte zur Einbettung photogrammetrischer Komponenten in anwendungsorientierte Systeme. Beispielhaft kann die Verknüpfung mit CAD-Umgebungen, die Integration in Qualitätssicherungs- und Produktionsprozesse oder die Anwendung in Navigationssystemen autonomer Roboter und Fahrzeuge genannt werden. Aktueller Trend ist die Entwicklung nutzerfreundlicher Anwendungen, die eine Verwendung von Photogrammetriesystemen oder -komponenten ohne detailliertes Hintergrundwissen ermöglichen. Unter Beachtung aktueller Entwicklungstendenzen definiert [3] die Photogrammetrie als „... art, science, and technology of obtaining reliable information about

physical objects and the environment by recording, measuring, and interpreting photographic images and patterns of electromagnetic radiant energy and other phenomena.“.

Die Nahbereichsphotogrammetrie als Teilgebiet der Photogrammetrie befasst sich mit der Rekonstruktion verhältnismäßig kleiner Objekte. Dabei können Genauigkeiten von 1:100.000 bezogen auf das Messvolumen erreicht werden. In Abbildung 6.1 sind den Photogrammetrieanwendungen weitere Messmethoden gegenübergestellt. Die erreichbaren Genauigkeiten bzw. Auflösungen gelten für typische Anwendungsfälle und hängen von der Objektgröße ab.

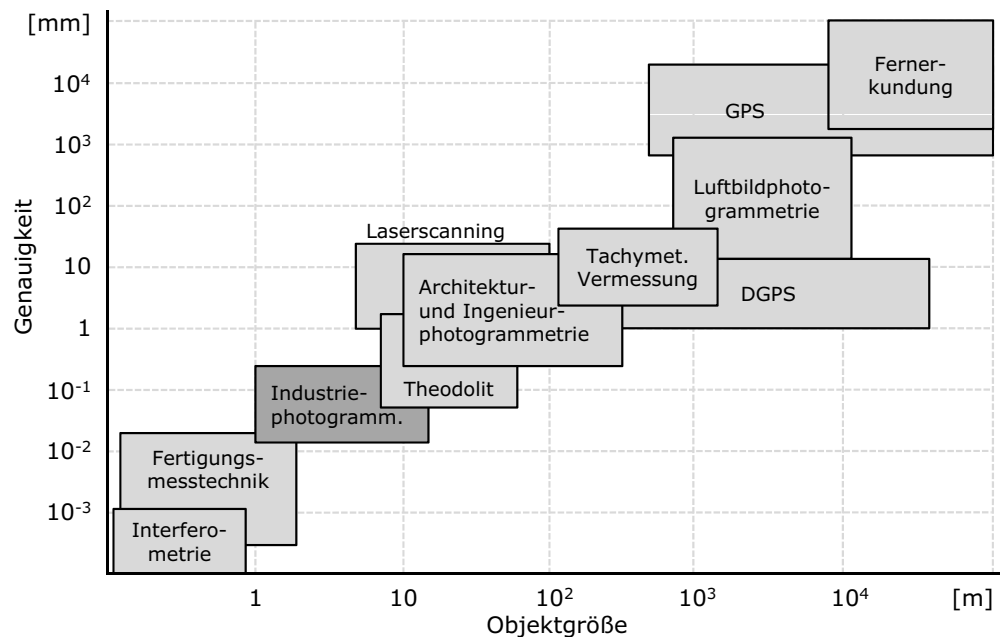


Abb. 6.1: Messverfahren in Abhängigkeit der Objektgröße und Genauigkeit [80]

Die dreidimensionale Rekonstruktion eines Gegenstandes wird in der klassischen Photogrammetrie über die Aufnahme und Auswertung von Bilddaten realisiert. Das häufig zugrunde liegende Prinzip der Zentralprojektion beschreibt im Wesentlichen den funktionalen Zusammenhang zwischen den Beobachtungen im Objekt- und Bildraum. Jeder Punkt im dreidimensionalen Objektraum wird durch geradlinig verlaufende Projektionsstrahlen eindeutig auf der Bildebene abgebildet. Dabei schneiden sich die Strahlen im Projektionszentrum. Die Zuordnung der Bildpunkte zu den jeweiligen Objektpunkten ist nicht eindeutig. Mathematisch wird das Modell der Zentralperspektive durch die Kollinearitätsgleichungen beschrieben. Hergeleitet werden diese üblicherweise aus der Transformation zweier Koordinatensysteme. Das Kamerakoordinatensystem ( $x'y'z'$ ) bestimmt ein kamerafestes Bezugssystem. Sein Ursprung liegt im Projektionszentrum des Bildes und wird zunächst als ebenes, kartesisches Koordinatensystem definiert. Das Ob-



jektkoordinatensystem ( $XYZ$ ) ist ein übergeordnetes, kartesisches Koordinatensystem, das den Bezug zum Objekt festlegt. Abbildung 6.2 veranschaulicht den Zusammenhang zwischen den beiden Koordinatensystemen.

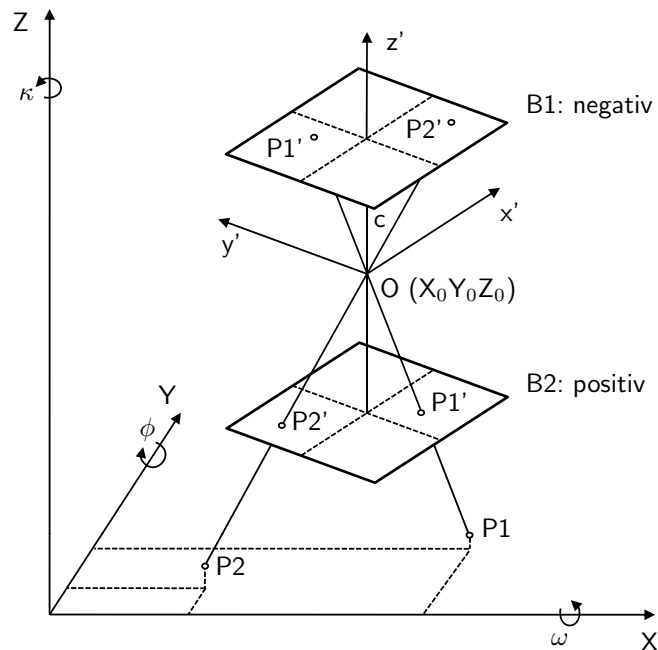


Abb. 6.2: Zentralprojektion

Die Bildlage B1 ist die physische Position der Bildaufnahme. Die Positivlage B2 wird häufig als Vereinfachung bei mathematischen Berechnungen verwendet. Der Ursprung des Kamerakoordinatensystems wird durch die Lage des Projektionszentrums  $O (X_0 Y_0 Z_0)$  im Objektkoordinatensystem beschrieben. Die Ausrichtung ergibt sich aus der Drehmatrix  $R$ , die sich aus den Drehungen um  $\omega$ ,  $\phi$  und  $\kappa$  zusammensetzt. Als äußere Orientierung bezeichnet man die drei Drehwinkel und die drei Lageparameter des Projektionszentrums. Die innere Orientierung gibt den Bezug zwischen Bildkoordinatensystem und Kamera an. Der Bildhauptpunkt  $H$ , der die Abweichung des Lotfußpunktes des Projektionszentrums auf der Bildebene vom Bildmittelpunkt angibt und die Kamerakonstante  $c$  definieren die Lage des Projektionszentrums zum kamerafesten Bildkoordinatensystem. Abweichungen vom Modell der Zentralperspektive sind als zusätzliche Korrekturparameter Bestandteil der inneren Orientierung.

### 6.1.2. Messverfahren im bautechnischen Mess- und Versuchswesen

Das bautechnische Mess- und Versuchswesen umfasst experimentelle Untersuchungen an Probekörpern und Bauteilen zur Bestimmung des Materialverhaltens unter vorgegebenen Bedingungen. Die Akquisition und Auswertung materialspezifischer Kennwerte ermöglichen die Verbesserung und Optimierung verwendeter Materialien, Herstellungs- und

---

Produktionsverfahren. Die Material- bzw. Bauwerksreaktion unter realen Bedingungen, so zum Beispiel das Verformungsverhalten einer Brücke mit definierter Lastzunahme, wird in so genannten in-situ Versuchen analysiert. Ein weiterer Bestandteil des bautechnischen Mess- und Versuchswesens ist das Bauwerksmonitoring. Ziel ist die Ermittlung des aktuellen Bauwerkszustandes während des Betriebes durch die Beobachtung, Erfassung und Überwachung signifikanter Kennwerte über einen längeren Zeitraum. Aus ihrer temporären Entwicklung lässt sich die Veränderung der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit ableiten, die eine Abschätzung der Restlebensdauer des Bauwerkes zulässt. Unterteilen lassen sich die Aufgabengebiete des bautechnischen Mess- und Versuchswesens nach [48] in:

- Bestimmung materialspezifischer Kennwerte
- Baumechanische Untersuchung von Probekörpern, Bauwerksteilen und Bauwerken
- Bauwerksüberwachung (Monitoring)

Grundlegender Bestandteil des bautechnischen Mess- und Versuchswesens stellt die Verformungs-, Riss- und Schädigungsanalyse dar. Mittels induktiver Wegaufnehmer (IWA) und Dehnungsmessstreifen (DMS) werden Dehnungen an Objektoberflächen gemessen, um Rückschlüsse auf das Tragverhalten zu ziehen. Der Einsatz photogrammetrischer Messsysteme steht dabei vielfach in direkter Konkurrenz zu den klassischen Messverfahren. Eine Gegenüberstellung beider Messverfahren am konkreten Beispiel biegebeanspruchter Spannbeton- und bewehrter Betonbauteile beschreibt [119]. Whiteman verwendet zur photogrammetrischen Umsetzung einzelne Messmarken und vergleicht deren Lageänderung während der Lastzunahme mit den Messergebnissen von induktiven Wegaufnehmern. Hauptvorteil der Photogrammetrie gegenüber IWA und DMS ist die multidimensionale Auswertung durch eine Applikation. Während Wegaufnehmer und Messstreifen eindimensional Verschiebungen aufnehmen und durch ihre Länge den Arbeitsbereich definieren, ermöglicht die Photogrammetrieanwendung die simultane Auswertung eines Vielfachen an Messpunkten. Dadurch können beispielsweise Risse wesentlich genauer lokalisiert werden. Zudem ist die Handhabung der einzeln anzubringenden Dehnungsmessstreifen oder Wegaufnehmer wesentlich aufwendiger als die Vorbereitung des Messobjektes für die Aufnahme mit optischen Sensoren. Das berührungslose Messverfahren erweist sich besonders bei sensiblen Oberflächen als vorteilhaft, denn im Gegensatz dazu müssen IWA und DMS grundsätzlich mit dem Messobjekt verbunden werden. Dies erschwert den Einsatz bei Versuchen mit sensiblen Oberflächen. Eine Gegenüberstellung der einzelnen Messsysteme ist in Tabelle 6.1 dargestellt.

	DMS	IWA	Photogrammetrie
Messbereich	0,5 mm ... 150 mm	1 mm ... 4 m	> 10 cm
Messdimension	1-dimensional	1-dimensional	3-dimensional
Genauigkeit	1 ‰ der Dehnungsänderung	1 ‰ des Skalenendwertes	Messbereich : $10^{-5}$
Messpunktdichte	cm Bereich bei Mehrfachapplikation	cm Bereich bei Mehrfachapplikation	$\mu\text{m}$ Bereich
Zeitaufwand der Vorbereitung	groß	groß	gering
Wieder-verwendbarkeit	nicht möglich	möglich	möglich

Tab. 6.1: Vergleich von klassischer und photogrammetrischer Messtechnik

### Anwendung der Photogrammetrie im bautechnischen Mess- und Versuchswesen

Photogrammetrische Anwendungen zur Verformungs- und Deformationsmessung im bautechnischen Mess- und Versuchswesen basieren auf der Bildsequenzanalyse einer oder mehrerer Kameras. Die Verfolgung und der Vergleich homologer Punkte in Bildern aufeinander folgender Epochen ermöglicht die Detektion und Vermessung von Materialverformungen. Strukturarme Oberflächen wie beispielsweise Beton erfordern im Vorfeld der Messung eine nachträgliche Texturierung. Grundsätzlich werden zwei Formen der Oberflächenstrukturierung unterschieden. Die Verwendung diskret verteilter Messmarken bedingt das Aufbringen codierter bzw. uncodierter Marken in einem vorgegebenen Messraster auf der Objektoberfläche. In Abhängigkeit der Rastergröße wird die Verformung bzw. Dehnung zwischen zwei benachbarten Messmarken ermittelt. Dies führt speziell bei der Rissanalyse zur Generalisierung der Rissposition. Trotz hochgenauer Vermessung der Rissbreite kann die Position nur ungenau bestimmt werden. Weitere Nachteile des diskreten Punktmusters stellen sowohl der hohe Applizieraufwand als auch die mögliche Akkumulation der Rissbreite beim Auftreten mehrerer Risse zwischen zwei benachbarten Marken dar (vgl. dazu Kapitel 7.1). Untersuchungen zur Detektion und Vermessung von Rissen bei Belastungsversuchen an Stahlbetontragwerken unter Verwendung diskreter Punktmuster werden in [16] und [51] detailliert vorgestellt. [9] beschreibt ein Verfahren zur Deformationsanalyse basierend auf der Farbauswertung unterschiedlich kolorierter Messmarken. Neben der Verwendung applizierter Marken kann auch die natürliche Textur bzw. ein künstlich aufgebracht Muster zur Deformationsanalyse verwendet werden. Einen Ansatz zur Rissdetektion und -messung basierend auf einer künstlichen Oberflächenstrukturierung stellt [47] vor. Im Gegensatz dazu verzichtet [10] gänzlich auf eine

nachträgliche Texturierung der Oberfläche. Mit Hilfe des Wallis-Filters nimmt Barazzetti eine lokale Kontrastanpassung in den Bilddaten vor, um natürliche Strukturen hervorzuheben. Unabhängig von der Art der Oberflächenstrukturierung werden anschließend durch den Einsatz von Bildmatching Methoden homologe Punkte in einer Bildsequenz zur Generierung eines dichten Verschiebungsvektorfeldes oder Dehnfeldes verfolgt. Diese bilden die Voraussetzung für Analysen der aufgetretenen Verformungen oder Deformationen.

In Hinblick auf das aktuelle Forschungsthema wird im Folgenden gesondert auf Beispiele der bautechnischen Deformations- und Rissanalyse eingegangen. Der Abschnitt fasst aktueller Untersuchungen im Bereich der baumechanischen Belastungsversuche und des Bauwerksmonitorings hinsichtlich der Detektion und Überwachung von Rissen zusammen.

Für die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonbauteilen werden hauptsächlich Laborversuche durchgeführt. Dies gilt auch für die Bestimmung von Versuchsgrenzlastindikatoren von Betonstrukturen mit gerigem Ankündigungsverhalten. Die damit verbundene Untersuchung des Schubrissverhaltens steht bei [51] im Vordergrund der Untersuchungen. Ausgehend von den photogrammetrisch detektierten Rissbreiten wurde eine mögliche Kraftübertragung durch Rissreibung bei Querkraftversuchen betrachtet. Dazu wurde das Schubfeld mit einem gleichmäßigen Raster an Messmarken versehen. Zur Bestimmung der Rissbreite und Rissuferverschiebung wurden Rechtecke aus je vier benachbarten Messmarken betrachtet. Nach der Separation der gerissenen Elemente konnte die Rissbreite und -verschiebung unter Vernachlässigung der spannungsbedingten Dehnung nach [46] ermittelt werden. Das gleiche Verfahren nutzen auch [14] und [72] in ihren Untersuchungen. Sie beschäftigen sich mit der Detektion und Vermessung von Rissen in unterschiedlichen Belastungsepochen. Ausgehend vom globalen Dehnungsmaximum zwischen zwei benachbarten Messmarken werden angrenzende Bereiche hinsichtlich eines unproportionalen Dehnungsanstieges untersucht. Zusätzliche Restriktionen wie die Rissvorzugsrichtung oder der minimale Rissabstand fließen in den Algorithmus mit ein. Die Extraktion des Rissbildes stellt anschließend die Grundlage zur Rissvermessung dar. Eine Möglichkeit zur Rissbreitenbestimmung unter Verwendung einer künstlichen Oberflächenstrukturierung stellt [73] vor. Unter Verwendung üblicher Matching-Verfahren werden homologe Punkte zur Deformationsmessung in einer Bildsequenz ermittelt. Der Rissverlauf wird unter Verwendung mehrerer morphologischer Operatoren vektorisiert. Durch die Kombination der Deformationsmessung und der Kenntnis des Rissverlaufs lässt sich anschließend die Rissöffnung aus der Verschiebung der Rissufer zueinander ableiten. Die Rissufer werden durch je zwei homologe

Punkte repräsentiert, wobei sich deren Patchfenster möglichst nah am Riss befinden ohne ihn zu berühren.

Neben den labortechnischen Untersuchungen von Bauteilen gibt es eine weitere Möglichkeit die Trag- und Verformungsfähigkeit von Bauwerken zu untersuchen bzw. zu überprüfen. Sogenannte in-situ Versuche dienen der Bestimmung der Bauwerksreaktion unter realen Bedingungen. Dabei wird das Verformungsverhalten bei einer definierten Lasterhöhung in Echtzeit gemessen, damit der Versuch vor dem Eintreten irreversibler Schädigungen abgebrochen werden kann. Die Ergebnisse der Untersuchung fließen in die Zustandsanalyse der Bauwerke ein. Einen Überblick der historischen Entwicklung von Deformationsmessungen an Brückenbauwerken gibt [56]. Er fasst den Einsatz photogrammetrischer Messverfahren chronologisch von 1985 bis 2003 zusammen. Unter anderem beschreibt er den Ansatz von [2]. Dieser untersucht die Tragfähigkeit einer Bogenbrücke mit 27 m Spannweite. Die photogrammetrische Deformationsmessung wird durch den Einsatz induktiver Wegaufnehmer verifiziert. Unter der Voraussetzung einer zweidimensionalen Verformung wurde ein vereinfachter Kameraaufbau verwendet. Damit wurden Messmarken am Bauwerk und unbeeinflusste Passpunkte in der Umgebung der Brücke aufgenommen und ausgewertet (siehe dazu Abb. 6.3). Wird beim Ein-Kamera-Aufbau



Abb. 6.3: Brücken-Deformationsmessung [2]

die Kamera orthogonal und bewegungsinvariant zum Objekt ausgerichtet, ist die Verformungsmessung in Abhängigkeit vom Maßstab direkt aus der Koordinatenänderung im Bild zu bestimmen. Bei fehlender Orthogonalität wird eine vorangestellte Entzerrung der Bilder über die Passpunkte notwendig. Die relative Verformungsanalyse zur Ausgangslage hat den Vorteil, dass sich systematische Fehler der äußeren und inneren Orientierung bei der Differenzbildung minimieren. In Bezug auf die Bildgröße bleiben

kleine Verformungen daher unbeeinflusst von Objektivverzeichnungen. Der Aufbau ermöglicht dadurch eine Reduzierung der Rechenzeit und ein hohes Genauigkeitspotenzial.

Neben Tragfähigkeitsuntersuchungen unterliegen Bauwerke und vor allem Brücken regelmäßigen Inspektionen. Die erhobene Zustandsanalyse dokumentiert Schäden und Mängel und bewertet die Trag- und Verkehrssicherheit. Besonders für die Überwachung und Dokumentation wurden in den letzten Jahren verstärkt photogrammetrische Systeme zur Unterstützung entwickelt und eingesetzt. [117] beschreibt einen 2-Kamera-Aufbau zur automatischen Brückeninspektion mittels Schwenkarmkonstruktion. Bereiche auf der Brückenunterseite werden gefilmt und mögliche Risse detektiert und vermessen. Eine Sichtprüfung im Vorfeld kann dennoch nicht ersetzt werden. In Deutschland wird der Ablauf der Brückenprüfung in der DIN 1076 [33] und der zugehörigen Auswerterichtlinie RI-EBW-PRÜF [23] geregelt. Eine Sichtprüfung erfolgt jährlich und wird durch eine detaillierte Hauptprüfung alle sechs Jahre ergänzt. Das von Niemeier und Stratmann vorgestellte Rissmonitoring-System DRS dient der Dokumentation und Beweissicherung von Schadstellen während der Bauwerksprüfung auf Grundlage der genannten gesetzlichen Vorschriften [87], [88], [115]. Das photogrammetrische System beschränkt sich auf die Verwendung einer Kamera, die in einem robusten Metallzylinder fixiert ist (siehe Abb. 6.4). Dadurch wird ein fester Aufnahmeabstand und die Stabilität der Kameraorientierung gewährleistet. Für eine gleichmäßige Ausleuchtung und die Abschirmung



Abb. 6.4: Rissmonitoring-System DRS [87]

des Untersuchungsgebietes gegen externes Streulicht sorgen im Inneren des Zylinders angebrachte LEDs. Die Datenakquisition erfolgt durch das Aufsetzen des Systems mit seiner Auflagefläche auf den zu untersuchenden Betonbereich. Bei jedem Einsatz werden

Kontrollmarken im Inneren des Zylinders mit aufgenommen. Diese wurden im Vorfeld hochgenau vermessen und dienen der Skalierung der Bilddaten. Gleichzeitig werden sie zur Kontrolle der aktuellen Sensorlage mit der Orientierung zum Kalibrierungszeitpunkt verwendet. Die Risserkennung und -vermessung erfolgt in der anschließenden Auswertung. Die Rissverfolgung und -polygonisierung wird nach Festlegung eines Start- und Endpunktes über den Polyline-Fly-Fisher-Algorithmus realisiert. Zur Berechnung der Rissbreite werden senkrecht zum Rissverlauf ausgerichtete Grauwertprofile entlang des polygonisierten Risses bestimmt und ausgewertet. Anschließend können Rissbreite und -länge abschnittsweise mit vorangegangenen Messungen verglichen werden. Die Weiterentwicklung des Systems beinhaltet die Bestimmung der Rissbreite und -verschwenkung über einen korrelativen Ansatz. Dabei werden die Rissufer miteinander verglichen, um die maximale Korrelation und damit die notwendige Translation und Rotation zu ermitteln. Für eine Hervorhebung der Rissufer wurde der Tubus mit einer roten und einer blauen LED ausgestattet. Durch die schräge Beleuchtung der Rissufer wird eine bessere Kantendetektion im jeweiligen Farbraum ermöglicht (siehe Abb. 6.5).

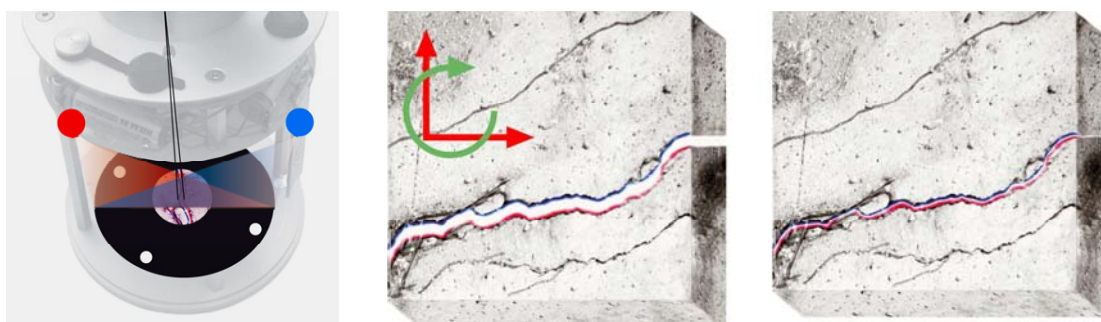


Abb. 6.5: Korrelativer Ansatz: Technische Umsetzung und Ergebnisse [87]

### 6.1.3. Einsatz der Photogrammetrie zur Bestimmung von Versuchsgrenzlastindikatoren

Nachdem der Stand der Technik in Bezug auf die Deformations- und Rissanalyse im Bauwesen als auch mögliche Verfahren zur automatischen Rissextraktion besprochen wurden, beschäftigt sich der folgende Abschnitt mit einem neuen Ansatz der Rissdetektion und -analyse.

#### Motivation

Die Anwendung von zwei oder mehr Kameras erlaubt die dreidimensionale Auswertung einer beobachteten Szenerie und wird in [14], [73] und [119] beschrieben. Der Informationsgewinn durch Nutzung einer zweiten oder dritten Kamera ist verbunden mit den

steigenden Anschaffungskosten und einem Mehraufwand beim Versuchsaufbau und der -auswertung. Für den Fall einer ausschließlich zweidimensionalen Verformung bietet die Verwendung einer einzelnen Kamera die Möglichkeit der Rissdetektion. Eine orthogonale und bewegungsinvariante Ausrichtung der Kamera zur planen Objektoberfläche gestattet die direkte maßstabsabhängige Extraktion der Deformation aus den veränderten Bildkoordinaten einer Bildserie. Zusätzlich werden systematische Fehler wie die Bildverzerrung bei der Differenzbildung zur Deformationsbestimmung für den Fall kleiner Verschiebungen kompensiert. Die Deformationsmessung unter Verwendung zweidimensionaler und dreidimensionaler Auswertelgorithmen wird in [10] verglichen. Eine Übersicht der zweidimensionalen Techniken zur Dehnungs- und Verschiebungsmessung stellt [91] zusammen. Die Kompensation von Bewegungen in Tiefenrichtung unter Verwendung objektseitig telezentrischer Objektive wird in [116] diskutiert. Vorteil der parallel zur optischen Achse verlaufenden Strahlen im Objektraum ist die Abbildung ohne perspektive Verzerrung. Weiterhin wirken sich axiale Objektbewegungen nicht auf den Abbildungsmaßstab aus, führen jedoch beim Verlassen des Schärfentiefebereichs zu einer unscharfen Aufnahme. Durch den speziellen Strahlengang objektseitig telezentrischer Objektive können somit nur Objekte kleiner gleich dem Durchmesser der Objektivaustrittsöffnung abgebildet werden. Die Bauform bedingt daher hohe Anschaffungskosten und einen eingeschränkten Anwendungsbereich.

Die Vielzahl möglicher Aufnahme- und Auswertetechniken zur Deformations- oder Rissdetektion aus Bildsequenzen erfordert eine konkrete Abgrenzung der Ziele für den Bereich der photogrammetrischen Auswertung. Die Bestimmung von Versuchsgrenzlastindikatoren an Stahl- und Spannbetonkonstruktionen mit geringem Ankündungsverhalten steht im Fokus des Forschungsprojektes. Folgende Eigenschaften und Anforderungen an die bildbasierte Rissdetektion können wie folgt zusammengefasst werden:

- Robuste Detektion und Analyse zweidimensionaler Deformationen
- Einsatz kostengünstiger Kamera- und Auswertetechnik
- Auswertung im Anschluss an den Versuch (on-line Auswertung ist für das Fortsetzungsvorhaben geplant)

Daraus abgeleitet ergibt sich die Verwendung eines Aufnahmesystems bestehend aus einer Konsumer-Kamera, welche orthogonal zur Objektoberfläche ausgerichtet wird. Bei der zweidimensionalen Auswertung der Bilddaten zur Rissdetektion und -analyse wird die relative Lageveränderung der Kamera zur untersuchten Oberfläche ausgeschlossen.



### Idee

Das zugrundeliegende Konzept der Rissdetektion zur Untersuchung des Schubverhaltens mit geringem Ankündigungsverhalten basiert auf der Deformationsmessung kleinster Dreiecksflächenelemente. Mittels der Delaunay-Triangulation werden regelmäßig angeordnete Gitterpunkte oder durch Interest-Operatoren ausgewählte Feature-Punkte im Bild zu einem Dreiecksnetz vermascht (siehe Abb. 6.6). Homologe Eckpunkte der Drei-

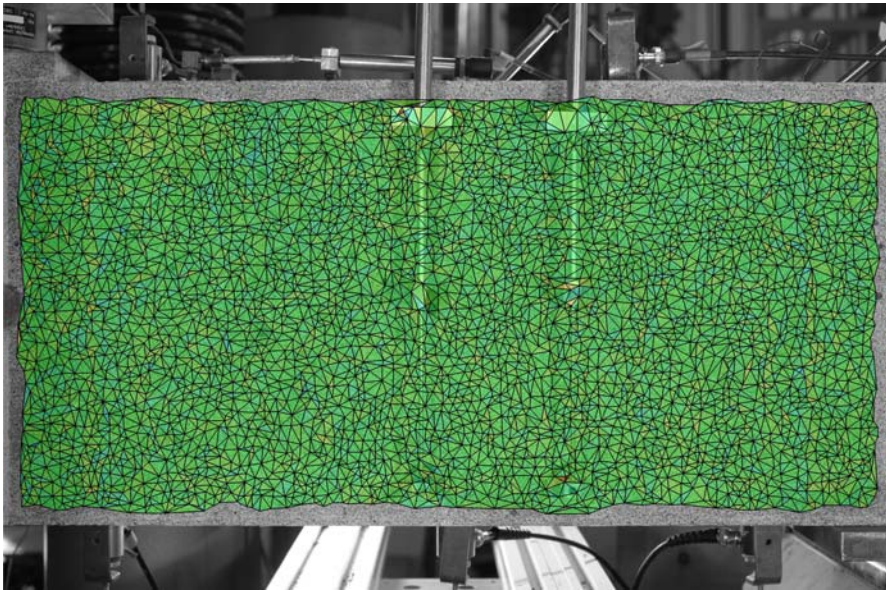


Abb. 6.6: Kamerabild mit überlagertem Dreiecksmesh

ecke werden in einer Serie aufeinander folgender Bilder unter Verwendung des Least-Squares-Matching mit hoher Genauigkeit verfolgt. Zu Beginn eines Versuches besitzt jedes Dreieckselement einen spezifischen Flächeninhalt. Durch den Vergleich homologer Dreiecke in einer Bildserie kann die inkrementelle bzw. absolute Flächenänderung im Verhältnis zur Ausgangsfläche bestimmt werden. Dadurch wird die Lokalisierung von Dehnungsmaxima auf der Bauteiloberfläche ermöglicht. Die Flächendehnung verhält sich bei rotatorischen oder translatorischen Bewegungen des Versuchskörpers parallel zur Kamera invariant, da die ins Bild projizierten Dreiecke keiner Maßstabsänderung unterliegen. Den geometrischen Zusammenhang verdeutlicht Abbildung 6.7. Sowohl eine Veränderung des Kameraabstandes zur untersuchten Oberfläche ( $\Delta z \neq konst.$ ) als auch eine Kippung der Kamera bzw. des Versuchskörpers (Drehung um x- bzw. y-Achse) führt zu einer veränderten Dreiecksfläche und damit zu einer scheinbaren Dehnungsänderung. Eine Detektion dieser Effekte ist beispielsweise durch den Vergleich der Seitenverhältnisse der einzelnen Dreieck innerhalb einer Bildsequenz möglich. Diskontinuitäten sollten zum einen als globale Deformationen erkennbar und zum anderen während der Rissdetektion teilweise kompensierbar sein (siehe Kapitel 7.1).

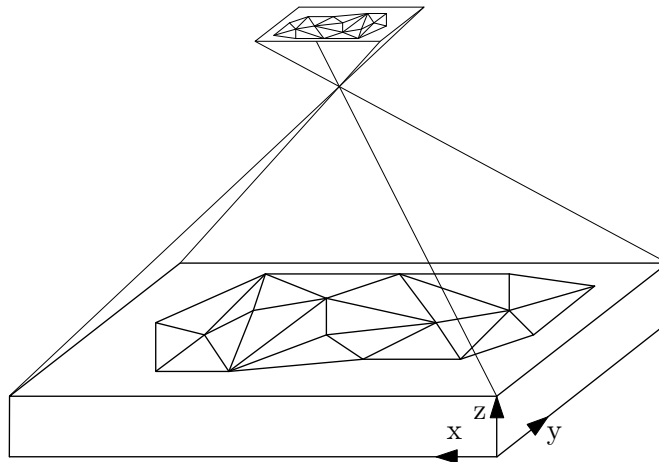


Abb. 6.7: Normalfallkonfiguration für 2D Bildauswertung

### Geometrischer Nachweis

Der Begriff der Volumendehnung wird in der Mechanik als relative Volumenänderung  $e_V$  eines Körpers unter einer definierten Krafteinwirkung verstanden. Sie wird aus dem Verhältnis von Volumenänderung zum Ausgangsvolumen definiert [55]:

$$e_V = \frac{V - V_0}{V_0} = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (6.1)$$

Die inkrementelle Volumenänderung ergibt sich aus dem Produkt der Längenänderungen der drei Koordinatenrichtungen  $x$ ,  $y$  und  $z$ . Für den zweidimensionalen Fall bleibt die Dehnung in  $z$ -Richtung unberücksichtigt. Die sich ergebende Flächendehnung wird berechnet mit:

$$e_A = \frac{A - A_0}{A_0} = \frac{\Delta A}{A_0} \quad (6.2)$$

Betrachtet man ein infinitesimales Flächenelement im unbelasteten und belasteten Zustand, so gilt für die Flächen vor bzw. nach der Verformung:

$$A_0 = dx \cdot dy \quad (6.3)$$

$$A = (1 + \epsilon_x)dx \cdot (1 + \epsilon_y)dy \quad (6.4)$$

Einsetzen in Gleichung 6.2 ergibt :

$$e_A = \frac{(1 + \epsilon_x)\cancel{dx} \cdot (1 + \epsilon_y)\cancel{dy} - \cancel{dx} \cdot \cancel{dy}}{\cancel{dx} \cdot \cancel{dy}} = (1 + \epsilon_x) \cdot (1 + \epsilon_y) - 1 \quad (6.5)$$

$$e_A = \frac{\Delta A}{A_0} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_x \cdot \epsilon_y \quad (6.6)$$

Die Flächendehnung ist ausschließlich von der Dehnung in die jeweilige Koordinatenrichtung abhängig. Die Flächenzunahme durch eine äußere Krafteinwirkung wird nicht durch

die Größe oder die Lage des Dreiecks beeinflusst. Zusätzlich führt der relative Charakter der Flächendehnung zur Reduzierung der Gesamtverschiebung um den Translations- und Rotationsanteil. Die Verringerung der Dehnung einzelner Dreiecksflächen um die mittlere Dehnung der Gesamtfläche ermöglicht die Verstärkung der Dehnungsdifferenzen.

### Überprüfung an synthetischen Daten

Im vorigen Abschnitt wurde sowohl die Lage- und Rotationsinvarianz als auch die Sensibilität des Flächeninhaltes von Dreiecken zur Detektion von Rissen besprochen. Im Folgenden soll dies an einem synthetischen Beispiel verdeutlicht werden. Abbildung 6.8

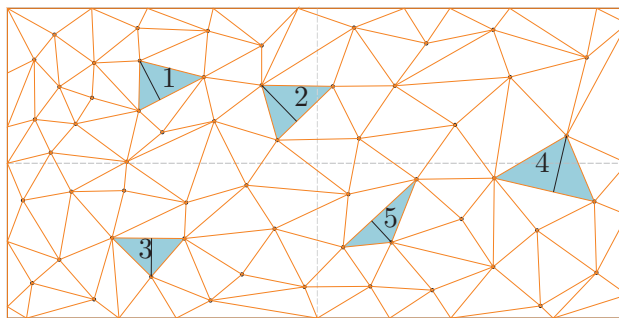


Abb. 6.8: Synthetische Dreiecksvermaschung 200x100 mm  
(skaliert)

zeigt dazu eine vorgegebene Dreiecksvernetzung. Ihre Grundfläche beträgt 200x100 mm. Diese Fläche wurde in Abbildung 6.9 auf 250x105 mm vergrößert. Damit entspricht die Flächendehnung:

$$e_A = \frac{A - A_0}{A_0} = \frac{26250 - 20000}{20000} = 0,3125 \quad (6.7)$$

Es ergibt sich eine Vergrößerung der Gesamtfläche von Abbildung 6.8 zu 6.9 von:

$$f_m = 1 + e_A = 1,3125 \quad (6.8)$$

Zusätzlich zur Dehnung des Dreiecksnetzes wurde in Abbildung 6.9 ein Riss simuliert, indem die Knoten in Rissnähe nach außen verschoben wurden. Für fünf ausgewählte Dreiecke wurde die Fläche vor und nach der Verformung ermittelt. Sowohl die Flächeninhalte als auch die Vergrößerung der Flächen  $f_A$  ist für alle fünf Dreiecke in Tabelle 6.2 zusammengefasst. Die im Vorfeld berechnete Flächenvergrößerung  $f_m = 1,3125$  kann damit für die Dreiecke 2, 4 und 5 bestätigt werden. Die durch den Riss zusätzlich verursachte Dehnung der beiden Dreiecke 1 und 3 ist sehr gut durch die größeren Werte von  $f_A$  zu erkennen und bestätigt die Dreiecksflächendehnung als geeignete Methode zur Rissdetektion.

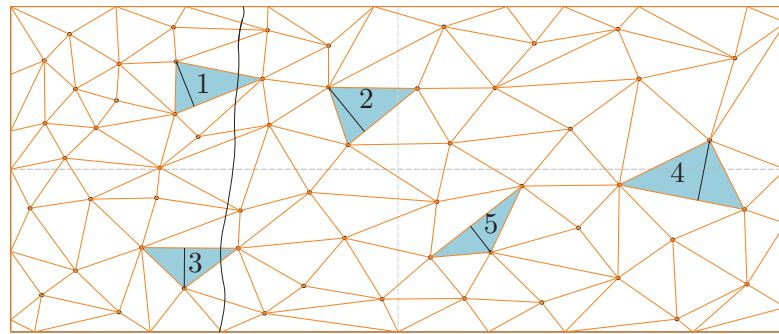


Abb. 6.9: Dreiecksvermaschung nach Verformung 250x105 mm (skaliert) mit simuliertem Riss

Dreieck	Fläche $A_0$	Fläche $A_1$	$f_A$
1	167,433730	236,667968	1,4135
2	202,418274	265,612258	1,3122
3	144,597751	203,125894	1,4048
4	309,019477	405,593865	1,3125
5	152,439702	200,087784	1,3126

Tab. 6.2: Flächendehnung für synthetischen Datensatz

## 6.2. Schallemission

### 6.2.1. Grundlagen der Schallemissionsanalyse

In Stahlbetonbauteilen bilden sich schon bei relativ geringer Beanspruchung zahlreiche Mikrorisse, die bei steigender Last zu Makrorissen wachsen und dann auch an der Oberfläche sichtbar werden. Aus Verträglichkeitsbedingungen muss sich das Bauteil bei Belastung verformen. Diese Verformung ist verbunden mit einem fortschreitenden Risswachstum und erfolgt an der Risspitze durch plastische Verformungen in einer bestimmten Zone (Rissprozesszone) in der die Energie inelastisch dissipiert wird (siehe Kapitel 5). Ein Teil der freigesetzten Energie wird bei der Bildung neuer Oberflächen umgewandelt und der restliche Teil breitet sich als Schallemission in Form von elastischen Wellen, ausgehend vom Ort der Schädigung, im gesamten Körper aus. Spröde und heterogene Materialien wie Beton- und Stahlbeton haben eine hohe materialspezifische Schallemissionsrate, was wiederum Einfluss auf die Stärke der entstehenden Schallemissionen (SE) hat. Im Beton existieren verschiedene Ursachen (Quellmechanismen) für die Entstehung von SE. Sie können bei Mikrorissbildung in der Kontaktzone von Zuschlagskörnern und Zement, bei der Vereinigung von Mikro- zu Makrorissen oder infolge von Reibung zweier Rissufer entstehen. Mit Hilfe von piezoelektrischen Sensoren werden diese elastischen

Wellen an der Oberfläche des Körpers aufgenommen, in Spannungssignale gewandelt und über einen Vorverstärker gelangen diese Informationen zum Aufzeichnungsgerät. Aufgrund der werkstoffeigenen Materialdämpfung sind die Bereiche, in denen diese elastischen Wellen vom Sensor aufgezeichnet werden können, begrenzt. Die Auswahl und Anordnung der Sensoren muss daher gezielt auf das Messergebnis abgestimmt sein.

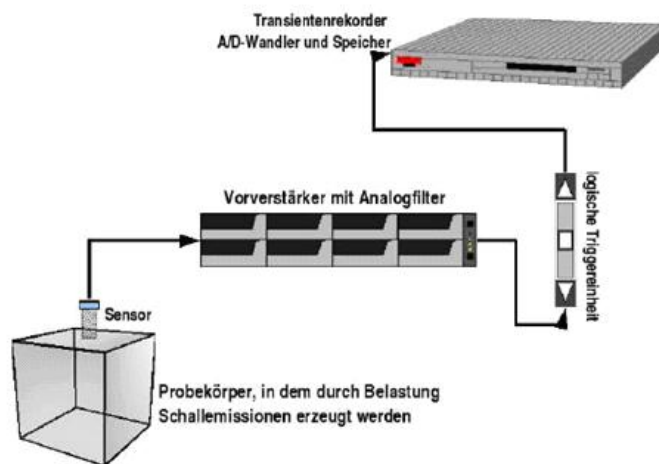


Abb. 6.10: Prinzipdarstellung der Messkette bei der SEA [71]

Den prinzipiellen Aufbau einer Messkette für die Schallemissionsanalyse (SEA) zeigt Abbildung 6.10. Die aufgezeichneten Daten können auf zwei verschiedenen Wegen analysiert werden. Es wird die parameterbasierte (qualitative) und die signalbasierte (quantitative) SEA unterschieden. Erfolgt die SEA parameterbasiert, werden für die SE-Signale nur einzelne charakteristische Parameter identifiziert und gespeichert. Aufgrund der hohen Speichergeschwindigkeit und der geringen zu speichernden Datenmengen ist damit eine Online-Auswertung der SEA-Ergebnisse möglich. Die aufgezeichneten Parameter können u. a. der Signalbeginn, die Signaldauer, die Maximalamplitude, die Anstiegszeit bis zum Erreichen der Maximalamplitude, die Counts (Schwellwertüberschreitungen) und der Energiegehalt eines Signals sein [112].

Bei der signalbasierten SEA werden die elastischen Wellen als transiente Signale aufgezeichnet und im Nachgang ausgewertet. Der Vorteil hierbei ist, dass die SE-Signale vollständig vorliegen und so verschiedenste nachträgliche Auswertungen bezüglich des Schädigungsvorgangs möglich sind. Damit können der Bruchvorgang lokalisiert und weitere Eigenschaften bestimmt werden [71].

### **6.2.2. Anwendung der Schallemissionsanalyse im bautechnischen Mess- und Versuchswesen**

Im Bauwesen wird die SEA bereits seit vielen Jahren zur Werkstoffprüfung eingesetzt. Auch in anderen Bereichen, wie der Medizin, der Elektrotechnik oder dem Maschinenbau findet dieses Prüfverfahren Anwendung. In der Seismologie werden ähnliche SE-Verfahren für die Auswertung von Erdbeben und Plattenbewegungen genutzt. Im Massivbau dient die SEA hauptsächlich zur Untersuchung von Bruchvorgängen in Beton. Meist wird die SEA bei Bauteil- und Baustoffprüfungen im Labor durchgeführt, aber auch bei der experimentellen Bewertung der Tragsicherheit bestehender Konstruktionen wird die SEA eingesetzt.

Die Schallemissionsanalyse ist vor allem für die Untersuchung von schallemissionsaktiven Prozessen, wie Schubbrüchen, Betondruckbrüchen, Stahlfließen, Verbundversagen, Verankerungsbrüchen oder Stabilitätsversagen eine hilfreiche Ergänzung zur konventionellen Messüberwachung und ermöglicht eine Identifizierung bereits geringster Strukturveränderungen. Für die Untersuchung von Spannbetonbauteilen ist die SEA eine unverzichtbare Messtechnik, da auch Mikrorissbildung sicher detektierbar ist und so eine intolerable Schädigung des Bauteils während des Versuches vermieden werden kann.

### **6.2.3. Einsatz der SEA zur Bestimmung von Versuchsgrenzlastindikatoren**

Für die in diesem Forschungsvorhaben fokussierte experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbaukonstruktionen mit geringem Ankündigungsverhalten ist die SEA besonders geeignet, um Bauteile zu untersuchen, die aufgrund ihrer Geometrie nur schwierig bzw. beschränkt zugänglich sind. So ist die versuchstechnische Beobachtung und Durchführung von Messungen an Deckenkonstruktionen nur von oben bzw. unten möglich. Gerade für das primär zu untersuchende Risiko eines Schubbruches ist die alleinige Überwachung des Tragwerkes von der Unter- bzw. Oberseite unzureichend, da vor allem die Schubrissentwicklung ein Kriterium zur Beurteilung des Tragwerkszustandes darstellt und diese im Bauteilinneren abläuft. Für den Einsatz der SEA bei in-situ Belastungsversuchen an Stahl- und Spannbetonbauteilen ist nur die parameterbasierte SEA sinnvoll, da die Auswertung der signalbasierten SEA noch nicht in Echtzeit möglich ist und zu viele Idealisierungen erforderlich sind. Für die parameterbasierte SEA ist die genaue Beschreibung der SE-Signale nicht notwendig und die Bewertung der gemessenen Schallemissionen erfolgt anhand von bestimmten SE-Charakteristika, wie der Größe der freigesetzten Energie und der Signaldauer, sowie durch die räumlichen Ortung der SE-Quelle. Zur genauen und sicheren Bestimmung der Position der Rissspitze bzw. der Rissprozesszone werden die Schallemissionssensoren im Bereich des erwarteten kritischen

Schubrisses angebracht (siehe Abbildung 6.11). Durch die Überwachung soll der Übergang von stabiler zu instabiler Phase des Risswachstums identifiziert und so Rückschlüsse auf den aktuellen Tragzustand möglich werden. Die Ortung der Quelle kann entweder durch die Zonenortung oder mit Hilfe einer linearen Ortung erfolgen. Die Zonenortung ist die einfachste Form der Ortung bei der das SE-Signal nur an dem Sensor gewertet wird, an dem es zuerst ankommt. Bei der linearen Ortung erfolgt die Bestimmung des Quellortes durch eine Differenzbestimmung der Signaldetektion an den Sensoren.

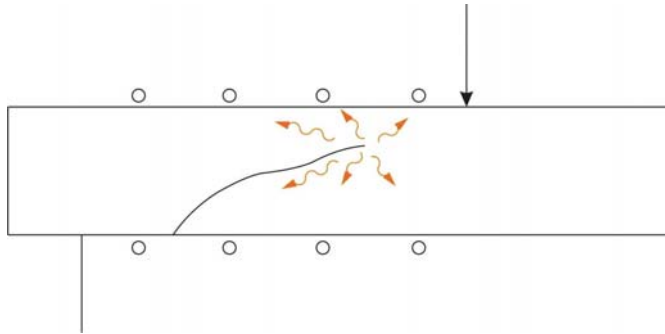


Abb. 6.11: Anordnung der SE-Sensoren zur Ortung der Rissentwicklung

Aufgrund der unterschiedlichen Quellmechanismen und den damit verbundenen unterschiedlichen SE-Signalen, kann mit Hilfe der onlinefähigen parameterbasierten SEA unterschieden werden, ob SE infolge einer Biege- oder einer Schubrissbildung entstanden sind. Die nachfolgende Abbildung zeigt ein Diagramm, in dem die freigesetzte Energie über die Dauer des gemessenen Signales aufgetragen ist. Die charakteristischen SE-Signale von Biegerissen sind von eher kürzerer Dauer und von deutlich kleinerer Energiefreisetzung, während die Bildung von Schubrissen und der damit verbundenen Rissreibung deutlich stärkere und längere Signale erzeugt. So deuten hohe SE-Signale mit Einzelergebnissen größer 90 db Amplitude und mehr als 10000 „energy counts“ in der Nähe des Auflagerbereiches von Stahlbetonbalken auf einen auftretenden Schubriss hin.

Diese Charakteristik war auch in den eigenen Versuchen eindeutig detektierbar. Die genauere Auswertung der Versuchsergebnisse kann Kapitel 7.2 entnommen werden. Als ein Indikator für eine frühe Ankündigung einer Schubrissbildung gelten vor allem die Hitraten der SE-Signale. Wenn der Schubriss einmal ausgebildet ist, dann ist dies durch sehr hohe Energie- und Dauerwerte gekennzeichnet. Ein weiteres deutliches Vorankündigungszeichen kann daraus abgelesen werden, welcher Sensor zum jeweiligen Zeitpunkt die meisten Signale aufnimmt. So kann über die räumliche Lage der Sensoren zwischen anfänglichen Biegerissen zu dann wechselnden Schubrissignalen unterschieden werden.

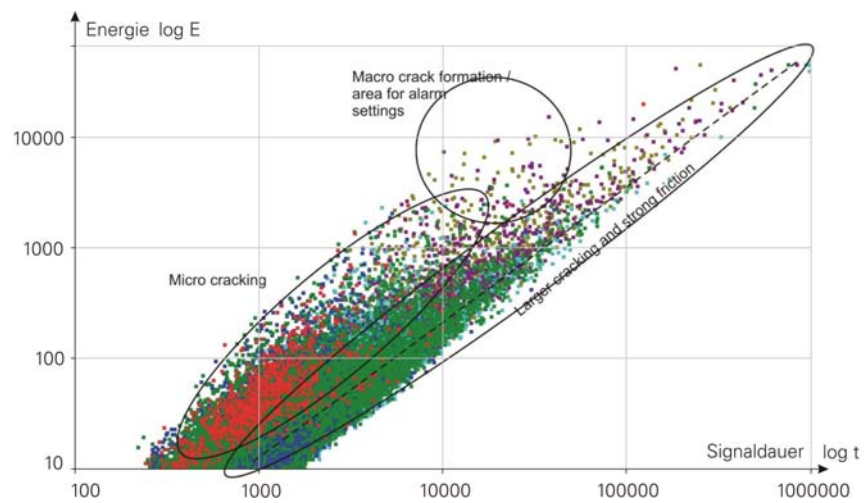


Abb. 6.12: Darstellung einer SEA mit Biege- und Schubrisbildung  
(Bild nach Kappahn)

Auch eventuelle Verbundstörungen im Auflagerbereich sind so detektierbar.



## 7. Laboruntersuchungen an Stahlbetonbauteilen

### 7.1. Tastversuche

#### 7.1.1. Planung

Im ersten Schritt wurden Tastversuche durchgeführt, um die photogrammetrische Messtechnik in Hinblick auf die praktikable Nutzung für die vorzeitige Identifikation von nichtduktilen Versagen an Stahl- und Spannbetonbauteilen zu erproben. Dazu wurden mehrere Zugkörper aus Stahlbeton hergestellt, an denen der Rissbildungsprozess und zugehörige, eventuell vorher erkennbare, Prozesse untersucht wurden. Die Tastversuche sind in folgende drei Versuchsreihen zu unterteilen:

- Untersuchung der Oberflächenstrukturierung

Für die photogrammetrischen Aufnahmen eignen sich verschieden gestaltete Oberflächenstrukturen zur automatischen Risserkennung. Im Rahmen mehrerer Tastversuche wurden das Anbringen von Zielmarken, die Verwendung eines aufgespritzten Zufallsmusters und das Belassen der natürlichen Oberflächenstruktur getestet und hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit verglichen.

- Vergleich unterschiedlicher Algorithmen zur Risserkennung

Die photogrammetrische Risserkennung basiert grundsätzlich auf der Auswertung der Bilddaten. Bestehende Ansätze detektieren Risse durch eine bildseitige Kantendetektion, durch die Abstandsbestimmung diskret verteilter Messpunkte oder die Bestimmung und Auswertung des Verschiebungsvektorfeldes über den gesamten Untersuchungsbereich. Verglichen wurden die Ansätze in einer Serie von Vorversuchen.

- Untersuchung der Vorankündigung von Rissen

Die letzte Reihe der Tastversuche beschäftigte sich mit der Überprüfung, ob die Rissbildung im Stahlbetonbau eine gewisse, messbare Vorankündigung besitzt. Dabei galt es zu prüfen, in wie weit sich die entstehende Rissprozesszone, durch eine erhöhte lokale Dehnung an der Bauteiloberfläche, bereits vor der Rissöffnung detektieren lässt.

#### Versuchsaufbau

In den Tastversuchen wurden Stahlbetondehnkörper unter einaxialer Zugbeanspruchung photogrammetrisch erfasst und die Ergebnisse ausgewertet. Der Dehnkörper wurde in einer Kettenzugmaschine eingespannt und während des gesamten Versuches mit Hilfe

von zwei handelsüblichen Spiegelreflexkameras fotografiert. Ein am Prüfkörper applizierter Wegaufnehmer ermöglichte die Referenzmessung der Gesamtverschiebung bzw. -dehnung. Um aus jedem Versuch möglichst viele Messinformationen zu gewinnen, wurden auf jedem Versuchskörper zwei Untersuchungsbereiche angeordnet und unabhängig von einander durch die Kameras beobachtet. Diese wurden in einem Abstand von 50-70 cm über dem Dehnkörper befestigt und parallel zur Betonoberfläche ausgerichtet. Eine Skizze des Aufbaus zeigt Abbildung 7.1.

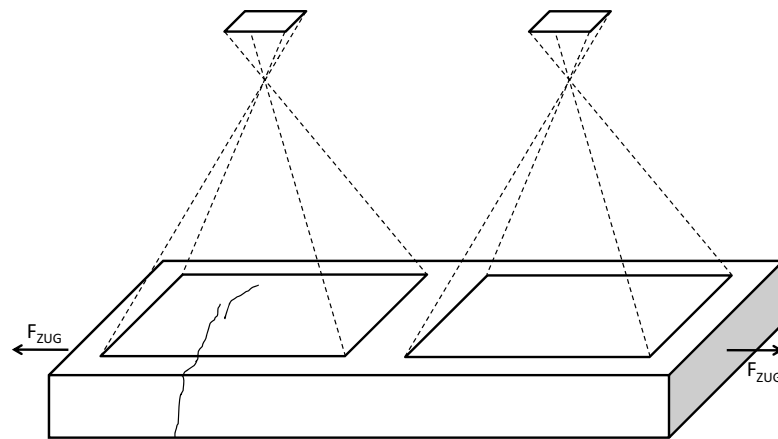


Abb. 7.1: Versuchsaufbau

Die Planung der Versuchskörper erfolgte auf Grundlage theoretischer Modelle zum Zugkraftaufbau und zur Verbundübertragung zwischen Beton und Bewehrungsstahl. Die Dimensionierung der Körper wurde so bestimmt, dass sich möglichst viele Risse im zu untersuchenden Bereich bilden, die dann für die photogrammetrische Auswertung verwendet werden können. Die Bauteileigenschaften des verwendeten Betons sind wie folgt festgelegt worden:

Betondruckfestigkeit:	$f_{ck}$	=	$30 \text{ N/mm}^2$
Betonstabstahldurchmesser:	$d_s$	=	$16 \text{ mm}$
Größtkorn der Gesteinskörnung:	$d_g$	=	$8 \text{ mm}$

Um einen möglichst großen Bereich des Körpers für die Untersuchung nutzen zu können, wurde die Breite des Versuchskörpers entsprechend gewählt (siehe Abb. 7.2). Für die Bildaufnahme kamen eine Nikon D300 und eine Nikon D100 zum Einsatz. Je nach Objektivwahl wurde der Aufnahmeabstand so variiert, dass das Sichtfeld der Kamera optimal ausgenutzt werden konnte. Für eine optimale Lichtausbeute wurde auf lichtstarke Objektive (Nikkor 50 mm 1:1,8 und Nikkor 28 mm 1:2,8) und eine externe Beleuchtung zurückgegriffen.

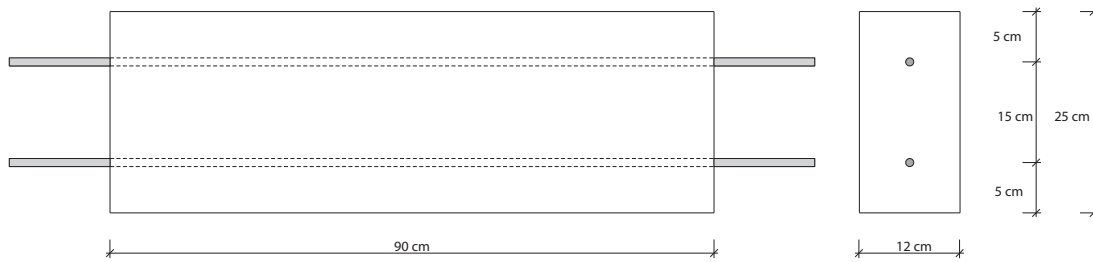


Abb. 7.2: Geometrie der Versuchskörper

### 7.1.2. Durchführung

Der Versuch begann mit dem Aufbringen einer Zugkraft auf die einbetonierten Bewehrungsstähle. Im Anschluss wurde die Bildaufnahme der Kameras gestartet und die Zugkraft erhöht. Bei den ersten Durchläufen fand ein Lastregime nach Abbildung 7.3(a) Verwendung. Zu Beginn und am Ende jeder Laststufe wurden Fotos aufgenommen, um

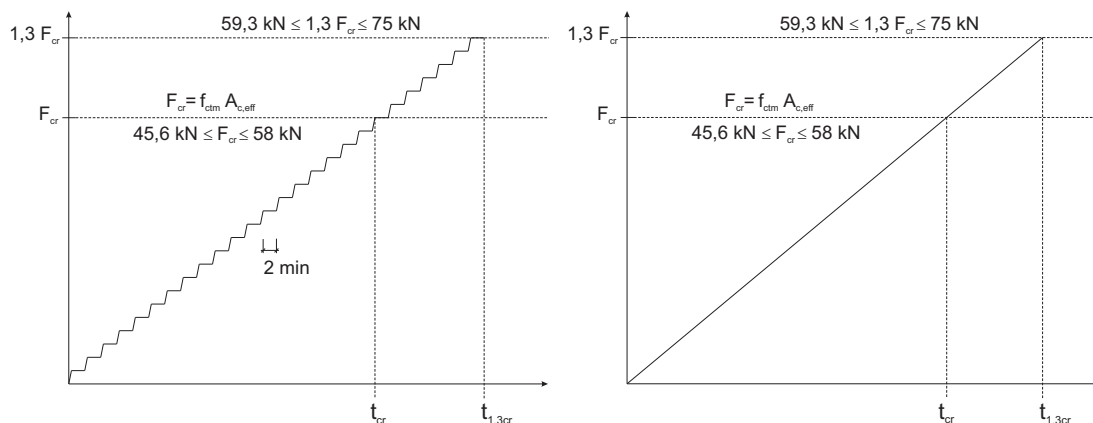


Abb. 7.3: Lastregime: a) stufenweise b) kontinuierlich

die Rissbildung zu beobachten und zu dokumentieren. Die Risslast  $F_{cr}$  zum Zeitpunkt  $t_{cr}$  der Erstrissbildung wurde im Vorfeld mit  $45 \text{ kN} < F_{cr} < 58 \text{ kN}$  berechnet. Das Auftreten des Erstrisses konnte während der Versuche akustisch sehr gut wahrgenommen werden. Erwartungsgemäß erfolgte die Zugrissbildung sehr plötzlich, nahezu ohne Vorankündigung. Zum Zeitpunkt  $1,3 \cdot t_{cr}$  war die Rissbildung mit insgesamt vier Rissen abgeschlossen. Mit weiterer Steigerung der Kraft wurden die vorhandenen Risse lediglich aufgeweitet und der Versuch konnte abgebrochen werden. Das endgültige Rissbild eines Zugversuches ist in Abbildung 7.4 dargestellt. Bei der Untersuchung der Vorankündigung von Rissen erwies sich das verwendete Lastregime als ungeeignet. Durch die geringe zeitliche Auflösung der Messung war eine Betrachtung des Untersuchungsbereiches kurz vor dem Auftreten der Risse nicht möglich. Abhilfe schaffte das kontinuierliche

Anheben der Zugkraft wie in Abbildung 7.3(a) dargestellt und die Steigerung der Bildrate auf 0.5 Hz. Eine weitere, signifikante Steigerung der Bildrate ist mit den verwendeten Kameras über einen längeren Zeitraum nicht möglich. Zudem wäre die Reaktionszeit bei einer Vorankündigung unter einer Sekunde zu gering, um mögliche Bauteilschädigungen zu verhindern.



Abb. 7.4: Versuchskörper im Tastversuch

### Oberflächenstrukturierung

Die erste Versuchsreihe diente dem Vergleich unterschiedlicher Oberflächenstrukturierungen und ihrer Auswirkung auf die Deformations- bzw. Rissmessung. Dazu wurden die beiden Untersuchungsbereiche auf den Probekörpern unterschiedlich präpariert. Unterschieden wurde die Verwendung von Messmarken, Zufallsmustern und natürlicher Textur. Messmarken können über standardisierte Bildverarbeitungsalgorithmen wie den Ellipsenoperator sehr gut detektiert und vermessen werden. Damit ist die Detektion homologer Punkte in einer Bildserie und die anschließende Berechnung von Verschiebungsvektoren oder Dehnungen sehr gut möglich. Zu Vergleichszwecken wurde eine Fläche wie in Abbildung 7.5(a) dargestellt mit unterschiedlichen Markenabständen (0,4-2 cm) vorbereitet. Ein Nachteil der sich aus der Untersuchung ergab ist die aufwendige Vorbereitung der Untersuchungsfläche, da jede Marke einzeln aufgebracht werden muss. Zusätzlich wirkt sich der verhältnismäßig große Abstand des Punktgitters negativ auf die Dehnungsberechnung aus. Als Relativmaß gibt sie das Verhältnis zwischen Längenänderung zur Ausgangslänge an. Mit größer werdendem Abstand der Messmarken und damit der Ausgangslänge verschlechtert sich die Auflösung der Dehnungsmessung. Für eine genaue Lokalisierung ist ein kleiner Abstand und damit ein erhöhter Aufwand für

die Vorbereitung erforderlich. Im Gegensatz zu den Messmarken ist die Vorbereitungszeit für das Aufbringen einer künstlichen Textur wesentlich geringer. Mittels Airbrush-, Tupf- oder Sprühtechnik wird ein kontrastreiches und zufälliges Muster auf die Betonoberfläche appliziert. Je nach Abbildungsmaßstab ist eine Anpassung der Größe und Dichte des Musters erforderlich, um eine robuste Detektion im Bild zu gewährleisten. Dies geschieht unter Verwendung von Matching-Algorithmen wie der Kreuzkorrelation oder dem Least-Square-Matching (LSM). Beide Ansätze ermitteln homologe Punkte in einer Bildsequenz, wobei die Kreuzkorrelation ausschließlich translatorische Bewegungen detektieren kann. Beim LSM wird hingegen eine Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate durchgeführt, die neben der Translation auch die Rotation, Scherung und Skalierung des Suchbereiches mit berücksichtigt. Die Genauigkeit der Detektion ist vom Kontrast und der Struktur des Musters abhängig. Bei guter Qualität steht sie der Genauigkeit der Messmarkendetektion in nichts nach. Abbildung 7.5(b) zeigt eine künstlich strukturierte Versuchsfläche. Die zusätzlich verwendeten codierten Messmarken dienen der Entzerrung der Bilder bzw. der vorherigen Kalibrierung der Kamera.

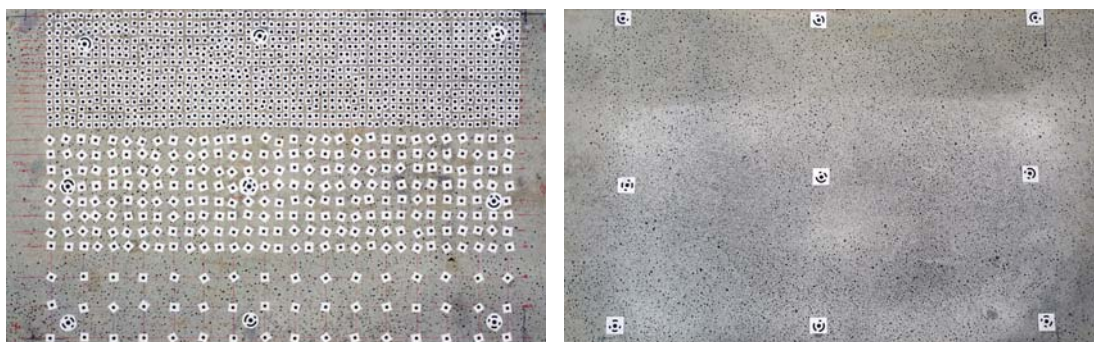


Abb. 7.5: Tastversuch zur Bestimmung lokaler Dehnungsmaxima anhand verschiedener Oberflächenbehandlungen: a) Messmarken b) Zufallsmuster

Neben Verwendung von Messmarken und Zufallsmustern wurden mehrere Tests an der unbehandelten Betonoberfläche durchgeführt. Einzig die Betonstruktur diente der Lokalisierung homologer Bildbereiche in aufeinanderfolgenden Bildern unter Verwendung der aufgeführten Matching-Verfahren. Eine Vorbehandlung der Oberfläche war daher nicht erforderlich. Dieser Vorteil wurde durch die schlechten Ergebnisse bei der Punktfindung relativiert. Die Betonoberfläche lässt sich als inhomogen und strukturarm charakterisieren. Eine Beeinflussung im Herstellungsprozess ist nur bedingt möglich. Bei fehlender Textur arbeiten Matching-Verfahren ungenau oder versagen. Zusätzlich verfälschten Lunker an der Oberfläche das Ergebnis. Durch die Bewegung des Prüfkörpers während der Zugversuche bewegten sich durch die Beleuchtung hervorgerufene Schatten im Lunker. Dies führte zur Fehldetektion in den Folgebildern. Abschließend sind die Vor- und

Nachteile der verschiedenen Strukturierungsvarianten in Tabelle 7.1 zusammengefasst. Unter Einbeziehung der Praxistauglichkeit bezüglich des Aufwandes, der Vorbereitung und der Genauigkeit der Matching-Verfahren, ist die Verwendung künstlicher Textur den beiden anderen Methoden vorzuziehen. Mit geringem Aufwand ist die genaue Detektion von homologen Punkten in einer Bildserie als Basis zur anschließenden Dehnungsberechnung möglich.

	Vorteile	Nachteile
Messmarken	- hochgenaue Detektion und Vermessung möglich	- extrem hoher Zeitaufwand zur Vorbereitung - rel. großer Punktabstand, zu geringe Auflösung
Zufallsmuster	- geringer Zeitaufwand der Mustererstellung - sehr gut detektier- und messbar - sehr kleiner Punktabstand	- Detektion und Vermessung abhängig vom Muster ▷ Erfahrung notwendig
natürliche Textur	- kein Vorbereitungsaufwand	- geringe, inhomogene Struktur der Betonoberfläche - Fehldetektionen durch Lunker (Schattenwirkung) - Oberflächenstruktur nicht beeinflussbar

Tab. 7.1: Vergleich der einzelnen Oberflächenbehandlungen

### 7.1.3. Versuchsergebnisse

#### Algorithmen der Risserkennung und -visualisierung

In der zweiten Versuchsreihe wurden unterschiedliche Methoden der photogrammetrischen Risserkennung und -visualisierung für künstlich strukturierte Oberflächen miteinander verglichen und teilweise weiterentwickelt. Möglichkeiten der Rissfindung mittels Kantendetektion bzw. auf Grundlage einer diskreten Punktverteilung wurden nicht betrachtet. Ausgehend von der gleichen Datenbasis und einer vorangegangenen Verfolgung homologer Punkte in der Bildserie wurden die implementierten Algorithmen auf ihre Anwendung hin untersucht. Die Punktverfolgung in den Bildern erfolgte mit Hilfe einer subpixelgenauen Kreuzkorrelation bzw. des Least-Squares-Matching Verfahrens. Zum Zeitpunkt der Fertigstellung dieser Arbeit war speziell die Weiterentwicklung neuer Techniken noch nicht abgeschlossen, so dass im Folgenden auf die bis dahin vorhande-

nen Ergebnisse zurückgegriffen wird. Eine einfache Methode, einen Riss in einer Serie von Bildern zu lokalisieren, wird durch die Auswertung eines Profils ermöglicht. Zwei homologe Punkte in zwei aufeinander folgenden Bildern bewegen sich voneinander weg (Dehnung) oder aufeinander zu (Stauchung). Ihre Abstandsänderung gibt Aufschluss über eine mögliche Veränderung der Materialeigenschaften. Wird diese Abstandsänderung auf eine Ausgangslänge bezogen spricht man von der Dehnung zwischen zwei Punkten. Der plötzliche Anstieg der Dehnung lässt auf das Auftreten eines Risses schließen. Dieses Situation ist in [Abbildung 7.6](#) für einen Betonkörper unter Zugbeanspruchung veranschaulicht.

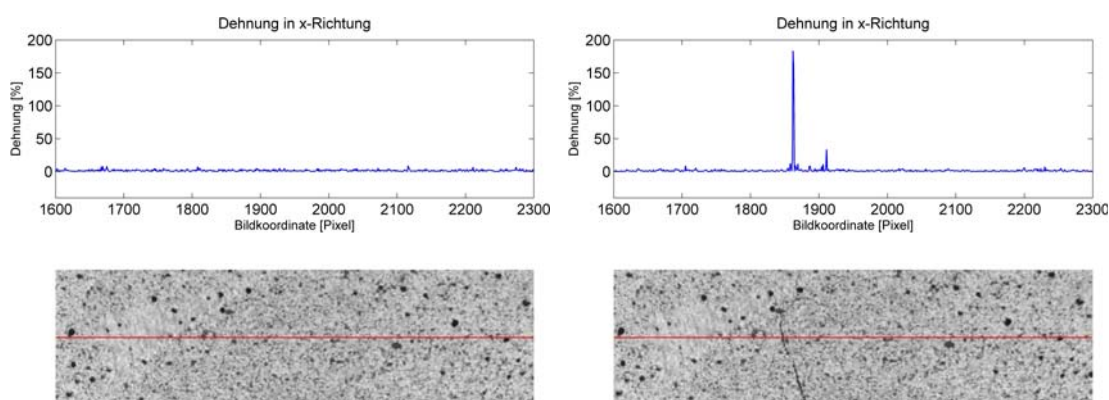


Abb. 7.6: Eindimensionale Dehnung für zwei Laststufen

Auf der rot dargestellten Profillinie wurde die lokale Dehnung für jedes benachbarte Pixelpaar ermittelt. Das zweite Bild zeigt deutlich den Riss und den Dehnungsanstieg. Der zweite Dehnungsanstieg weist auf einen schmalen Riss hin, der in der Abbildung nur schwer zu erkennen ist. Aufgrund der geringen Datendichte eines Profils ist diese Variante extrem schnell, hat jedoch den Nachteil nur Risse in einer Dimension zu detektieren. Eine Erweiterung auf die zweite Dimension ist für eine automatische Erkennung daher unverzichtbar. Ein Beispiel für die zweidimensionale Auswertung zeigt [Abbildung 7.7](#). In der unbelasteten Aufnahme wurden Punkte mit starker Merkmalsausprägung über einen Interest-Operator ausgewählt. Anschließend wurden diese in den Folgebildern detektiert und ihre Verschiebung als Vektorfeld visualisiert. Die farbige Darstellung der Punkte gibt Aufschluss über die Güte der Detektion. Deutlich ist die Verschiebung der rechten Bildseite anhand der Vektoren zu erkennen. Eine weitere Möglichkeit der Visualisierung wäre die Falschfarbendarstellung der Verschiebung oder der Dehnung.

Voraussetzung für die zweidimensionale Auswertung der Zugversuche ist die Annahme mit einer unabhängigen, unbeweglichen Kamera und eine ausschließlich zweidimensionale Dehnung des Versuchsobjektes möglichst parallel zum Kamerasensor. Sowohl Be-

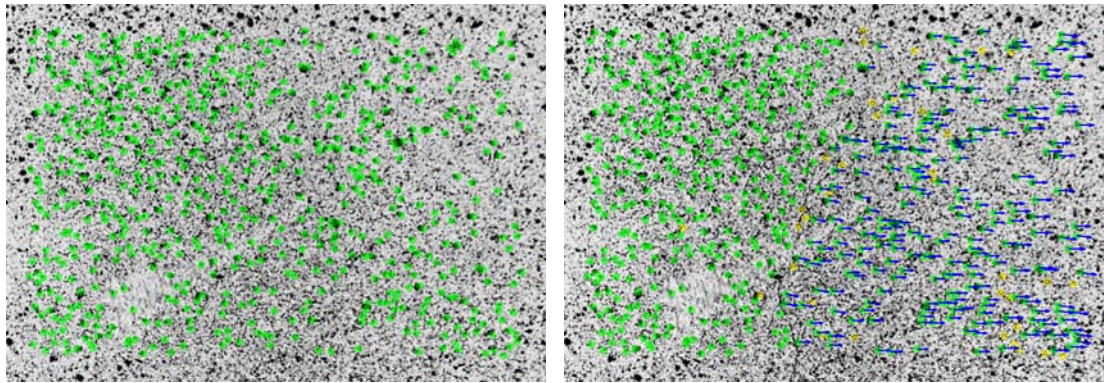


Abb. 7.7: Verschiebungsvektoren für zwei Laststufen

wegungen der Kamera zum Versuchskörper hin bzw. davon weg als auch Einschnürungen des Betonprofils bei der Zugbeanspruchung verursachen eine Scheindehnung bzw. -stauchung bei der zweidimensionalen Auswertung. Eine rotations- und translationsinvariante Methode wurde in Kapitel 6.1.3 besprochen. Die Flächendehnung soll Bewegun-

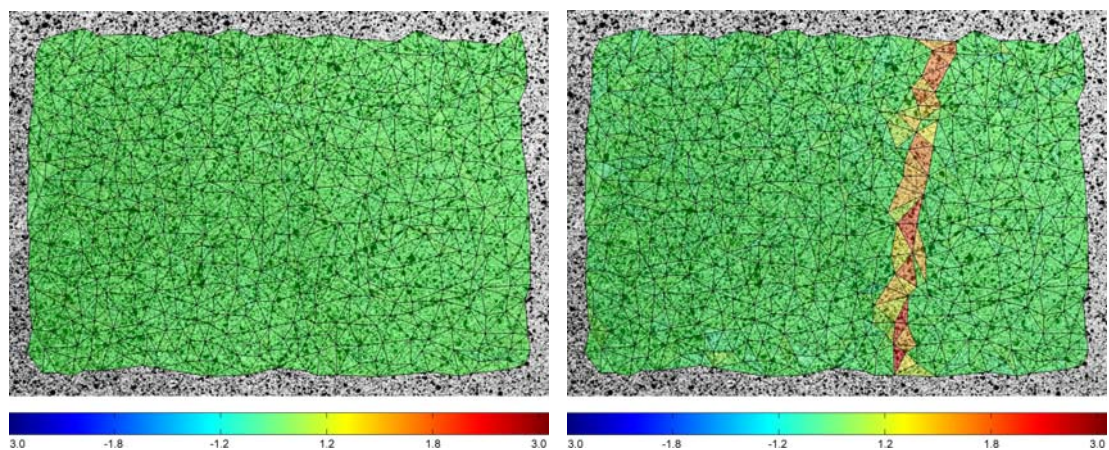


Abb. 7.8: Darstellung der Flächendehnung für zwei Laststufen

gen der Kamera kompensieren und somit die 2D-Auswertung verbessern. Dazu wurden erneut durch einen Interest-Operator Punkte in der Abbildung des unbelasteten Zustandes ausgewählt. Diese wurden mittels der Delaunay-Triangulation vermascht. Verglichen wurde jedes einzelne Dreieck mit seinem Vorgänger in den darauffolgenden Aufnahmen. Die Farbdarstellung in Abbildung 7.8 zeigt sowohl den unbelasteten Zustand als auch die überproportionale Dehnung im Zustand der Rissbildung.

### Vorankündigung von Rissen

Im folgenden Abschnitt wird die mögliche Vorankündigung von Rissen analysiert. Untersucht wurde die mögliche Detektion von Rissen vor ihrem tatsächlichen Auftreten an der



Betonoberfläche anhand lokaler Dehnungsmaxima. Im Verlauf der Tastversuche wurden dazu mehrere Versuchskörper mit Messmarken versehen und unter Zug beansprucht. Die Verwendung der Marken lässt sich mit ihrer extrem schnellen und präzisen Detektion begründen, auch wenn im vorangegangenen Abschnitt die Verwendung künstlicher Muster als Vorzugslösung benannt wurde. Eines der vorbereiteten und gezogenen Bauteile ist in Abbildung 7.9 exemplarisch dargestellt. Gut zu erkennen sind die beiden vertikal verlaufenden Risse im Testfeld, gekennzeichnet durch die roten Markierungen. Eingegrenzt wurde der Untersuchungsbereich ferner durch die blauen, horizontalen Markierungen.

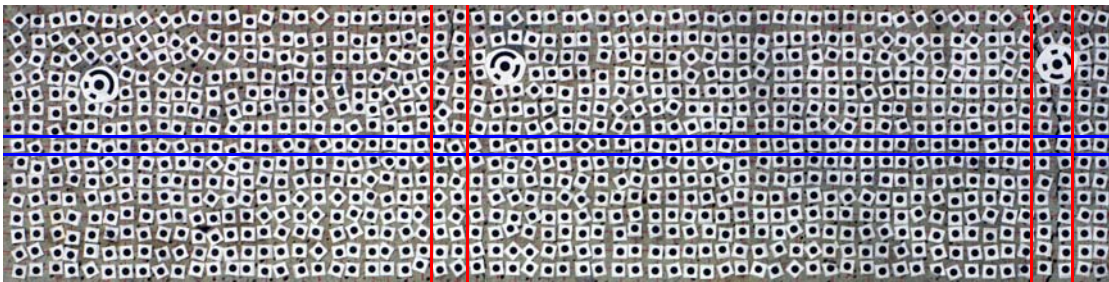


Abb. 7.9: Untersuchungsbereich (blau) und Risszonen (rot) bei einer Zugkraft von 170 kN

Für jede der Marken in diesem Ausschnitt wurden die Bildkoordinaten für die einzelnen Laststufen und die Verschiebung zur vorangegangenen Laststufe ermittelt. Dargestellt sind die Ergebnisse für verschiedene Zugkräfte während der Rissbildung in Abbildung 7.10.

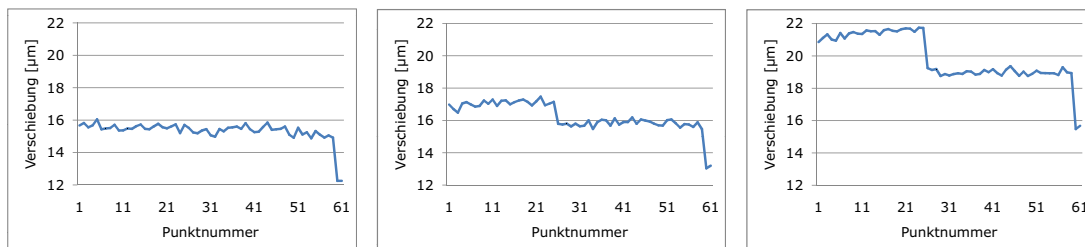


Abb. 7.10: Horizontale Verschiebung benachbarter Messpunkte dreier aufeinander folgender Belastungsstufen: 140 kN, 150 kN, 160 kN (v.l.n.r.)

Deutlich wird eine globale Verschiebung in den drei Diagrammen die sich durch das Abdriften der Graphen in y-Richtung äußert. Diese ist mit der ungleichmäßigen Zugbeanspruchung zu begründen. Die Dehnung des Prüfkörpers wurde aufgrund der steigenden Zugkraft durch einen Versatz des gesamten Objektes überlagert. Weiterhin fällt eine lokal größere Verschiebung für die Messpunktnummer größer 61 auf. Der dort entstandene Riss hatte seinen Ursprung bei einer Kraft kleiner 140 kN und ist daher schon in der ersten Laststufe ersichtlic. Von Interesse ist der linke Riss, der bei einer Kraft von etwa 145 kN erstmalig in den ausgewerteten Daten auftritt. Im Vergleich dazu kann er in den

Bildern visuell erst ein bis zwei Bilder später wahrgenommen werden. Dies entspricht einem zeitlichen Versatz von 15-30 Sekunden. Eine gewisse Vorankündigung selbst bei reiner Zugbeanspruchung konnte damit nachgewiesen werden. In weiteren Tests musste die Untermauerung der zu Anfang aufgestellten These relativiert werden. Die Vorankündigung von Rissen ist stark von ihrer Art abhängig. Wurden zu Beginn der Untersuchung vor allem kriechende Risse untersucht und erfolgreich vor einer visuellen Wahrnehmung detektiert, so beschränkten sich spätere Versuche auf plötzlich aufbrechende Risse. Ein lokaler Dehnungsanstieg konnte bei Sprengissen hinsichtlich einer signifikanten Vorlaufzeit nicht nachgewiesen werden. Eine robuste Vorankündigung von Zugrissen ist damit nur eingeschränkt möglich. Bei Schubbeanspruchung ist davon auszugehen, dass sich die Ausbildung eines Risses über einen deutlich größeren Zeitraum erstreckt.

## 7.2. Versuche an querkraftunbewehrten Stahlbetonbauteilen

### 7.2.1. Planung

Im September 2010 wurden in Dresden im Otto-Mohr-Laboratorium 4 Versuche an Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung durchgeführt. Die Versuche hatten die folgenden Ziele:

- Herbeiführung eines Schubversagens
- Vergleich verschiedener Messverfahren (SEA, Photogrammetrie und herkömmlicher Weg- und Dehnmesstechnik) und Verknüpfung der Informationen
- Überwachung der Schädigungs- und Versagensprozesse hinsichtlich einer eventuellen Vorankündigung
- Detektion der Schubrissbildung

Die Versuchsbalken wurden so geplant, dass jeder Balken für genau zwei Versuche genutzt werden konnte. Die schematische Darstellung der Bewehrung der Balken und die Belastungsanordnung für beide Versuchsseiten zeigt Abbildung 7.11.

Um in den Versuchen ein Biegeversagen auszuschließen, wurde die Schubschlankheit zu  $a/d = 2,5$  festgelegt und eine kräftige Biegezugbewehrung (BSt500,  $A_s = 12,56 \text{ cm}^2$ ) angeordnet. Damit der Schubbruch in dem gewünschten Feld auftritt, wurde der mittlere Balkenteil stark verbügelt. Auch die Endbereiche hinter den Auflagern wurden verbügelt um ein Verankerungsversagen auszuschließen. Alle Bügel waren mit normalem Betonstahl BSt 500 ausgeführt. Die Prüfung der Betondruckfestigkeit ergab nach 28 Tagen einen Mittelwert von  $53,2 \text{ N/mm}^2$ .

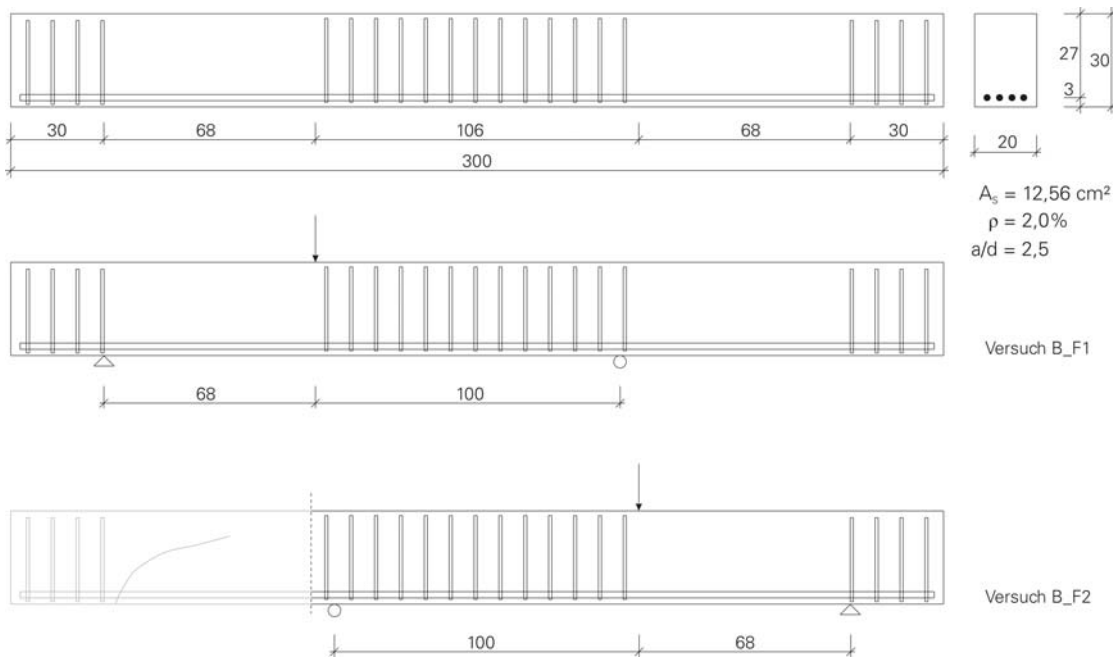


Abb. 7.11: Bewehrungsführung und Versuchsaufbau

Die 4 Versuche an zwei Balken werden entsprechend der nachfolgenden Benennung bezeichnet. Der erste Versuch an Balken 1, im 1. Feld heißt: B1F1, der 2. Versuch am Balken 1 im 2. Feld analog B1F2. Die Versuche an Balken 2 werden entsprechend B2F1 und B2F2 bezeichnet.

### Messtechnik

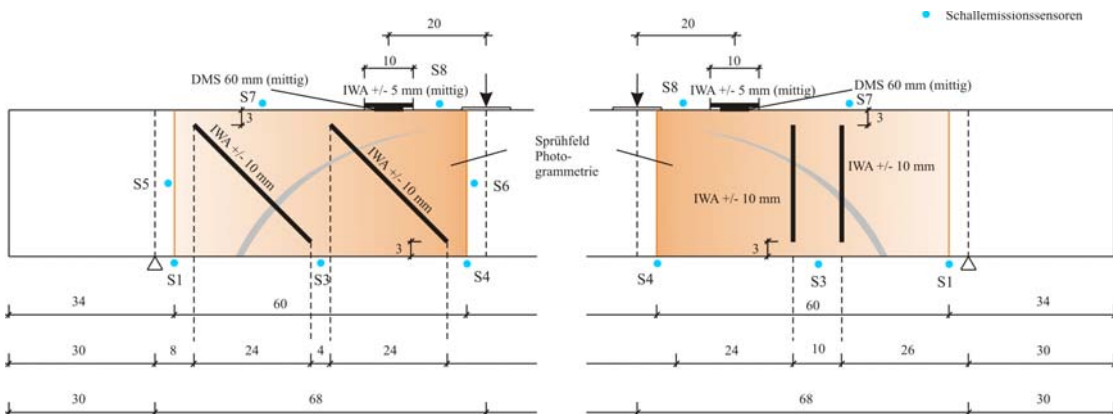


Abb. 7.12: Darstellung der applizierten Messtechnik

In den Abbildungen 7.12 und 7.13 sind die für die Untersuchungen eingesetzte Messtechniken dargestellt. Für die photogrammetrischen Aufnahmen wurde auf beide Balkenseiten eine Oberflächentextur aufgesprüht. Die Schallemissionssensoren wurden um das Schubfeld herum angeordnet, drei Sensoren auf der Balkenunterseite, zwei an der Ober-

seite und zwei weitere in Balkenmitte (nur auf einer Balkenseite). Jedes Schubfeld wurde auf der einen Seite mit diagonal und auf der anderen mit vertikal verlaufenden IWA (Induktiver Wegaufnehmer) versehen. Zusätzlich war ein IWA in der Druckzone in der Nähe der Lasteinleitung angebracht. Dieser IWA wurde durch einen Dehnmessstreifen an gleicher Position ergänzt.

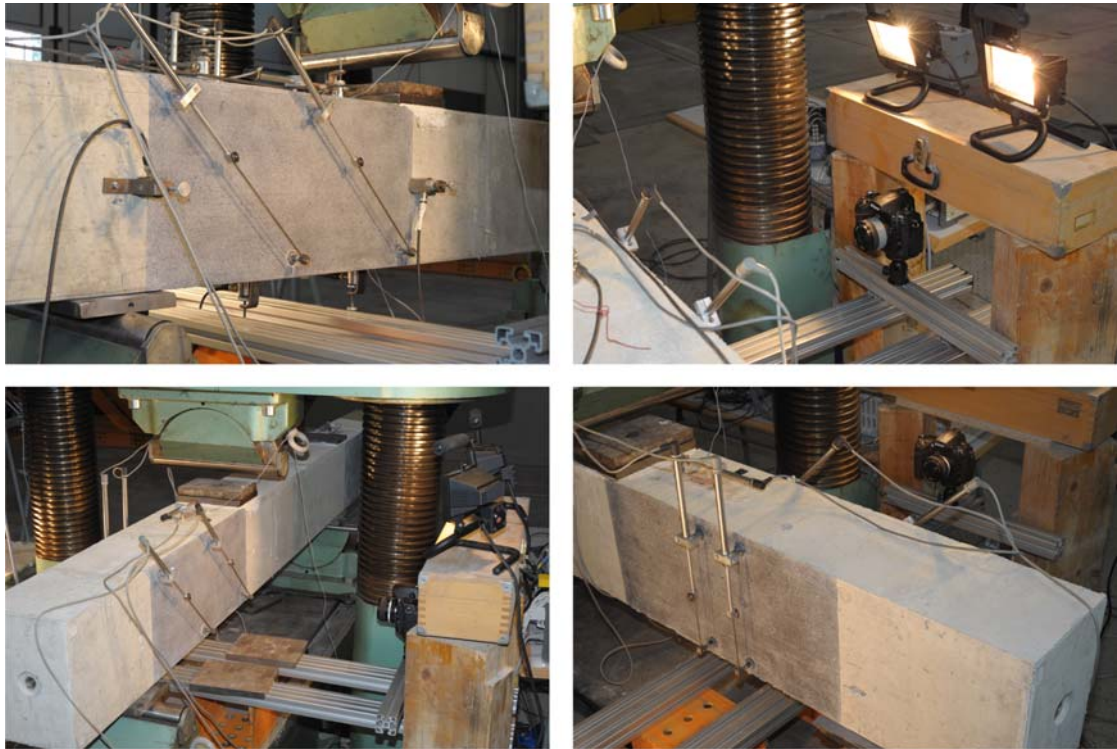


Abb. 7.13: Darstellung der applizierten Messtechnik

### 7.2.2. Durchführung

Für die Planung des Versuchsprogrammes wurde zunächst die rechnerische Tragfähigkeit des Versuchsbalkens bestimmt. Dazu wurden der in DIN 1045-1:2008-08 [32] und der in Model Code 90 [25] angegebene Wert der Schubtragfähigkeit bügelunbewehrter Stahlbetonbauteile bestimmt und auf ein vergleichbares charakteristisches Niveau gebracht.

	DIN 1045-1	MC 90
Design-Wert	$V_{Rd,ct} = 39,34 \text{ kN}$	-
charakteristisch	$V_{Rk,ct,min} = 39,34 \text{ kN} \cdot 1,5 = 59,2 \text{ kN}$	$V_{rs,k} = 62,7 \text{ kN}$

Tab. 7.2: Vergleich der rechnerischen Schubtragfähigkeiten

Aus diesen Überlegungen heraus wurde in den Versuchen von einer zu erwartenden Versagenslast und damit theoretischen „Versuchsziellast“ von  $P = V/0,6 = 105 \text{ kN}$  aus-

gegangen. Die Biegetragfähigkeit der Balken betrug rechnerisch  $P_{fl} = 332 \text{ kN}$ , so dass das Eintreten eines Schubversagens ausreichend sicher war. Die Belastung wurde, wie es in der Richtlinie für die Durchführung von Belastungsversuchen vorgeschrieben ist, in mehreren Laststufen aufgebracht. Nach jeder Laststufe erfolgte eine Entlastung bis auf eine definierte Grundlast.

Da diese rechnerische Versuchsziellast natürlich nur eine Orientierung für die sich im Versuch tatsächlich einstellende maximale Versuchslast darstellte, musste bereits im ersten Versuch das Lastregime in-situ angepasst werden. Aufgrund der Erfahrungen des ersten Versuches wurde vor den weiteren Versuchen das Belastungsregime verändert und die Laststufen erhöht. Abbildung 7.14 zeigt die in den vier Versuchen gefahrenen Belastungsregime.

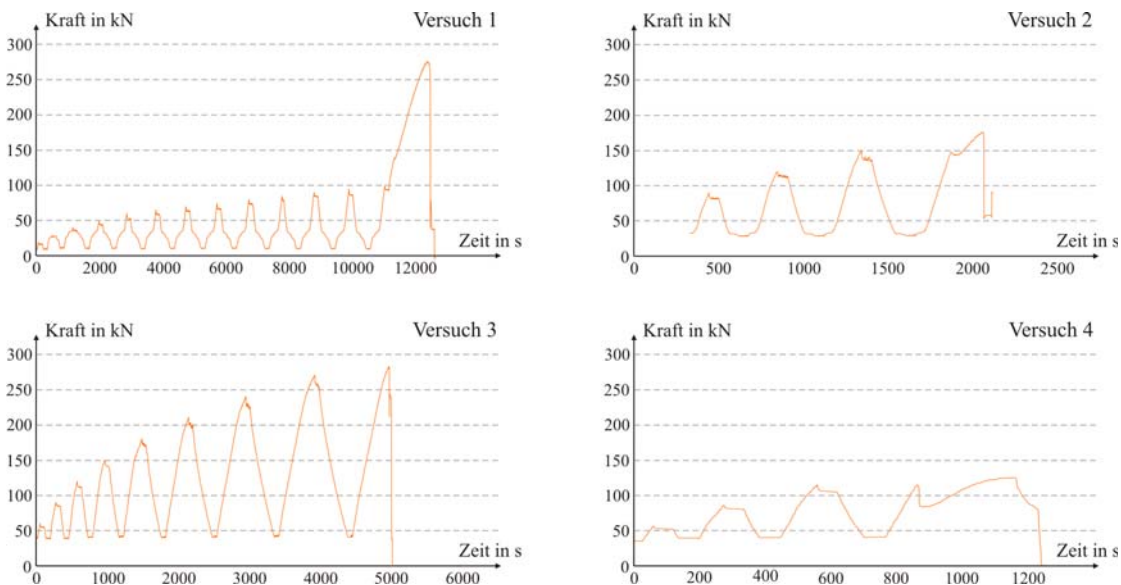


Abb. 7.14: Darstellung der Belastungsregime

### 7.2.3. Versuchsergebnisse

Alle untersuchten Balken versagten planmäßig unter Bildung eines schrägen Hauptrisses zwischen Lasteinleitung und Auflager auf Biegeschub. Wie die nachfolgende Zusammenstellung zeigt, gab es jedoch einen deutlichen Unterschied zwischen den Versuchsergebnissen für die zuerst geprüfte und anschließend geprüfte Balkenseite. Die erste Balkenseite trug wesentliche höhere Beanspruchungen auch nach der Schrägrissbildung, was eventuell durch eine Schädigung des zweiten Balkenbereiches während des ersten Versuches erklärt werden kann. Der aus den Wegaufnehmern abgelesene Zeitpunkt der Rissbildung, bzw. die zugehörige Rissbildungslast, zeigten eine nicht ganz so starke Streuung wie die

Bruchlasten und liegen zwischen 120 und 150 kN.

Versuch	Risslast $P_{Riss}$	Bruchlast $P_{Bruch}$	Versagensform
1	133,4 kN	275,5 kN	Biegeschub
2	147,1 kN	176,2 kN	Biegeschub
3	151,1 kN	282,9 kN	Biegeschub
4	120,1 kN	133,1 kN	Biegeschub

Tab. 7.3: Zusammenstellung der Riss- und Bruchlasten der Versuchskörper

Bei Versuch B1F1 bildete sich der maßgebende Schrägriss bei einer Last von ca. 133,4 kN. Auch hier ist eine visuelle Rissdetektion gerade in den anfänglichen Phasen der Rissbildung aufgrund der künstlichen Oberflächentextur schwierig gewesen. Sichtbar wurde der Riss bei weiterer Rissöffnung zuerst im Bereich zwischen den diagonalen IWA und wuchs dann langsam in Richtung der Lasteinleitung bzw. gleichzeitig in Richtung der Längsbewehrung. An der Längsbewehrung wuchs der Riss stetig, aber langsam, in Richtung Auflager, was durch Verdübelungsrisse sichtbar wurde. Das Versagen trat durch einen Bruch der Betondruckzone ein. Die Bruchbilder zeigt Abbildung 7.15.

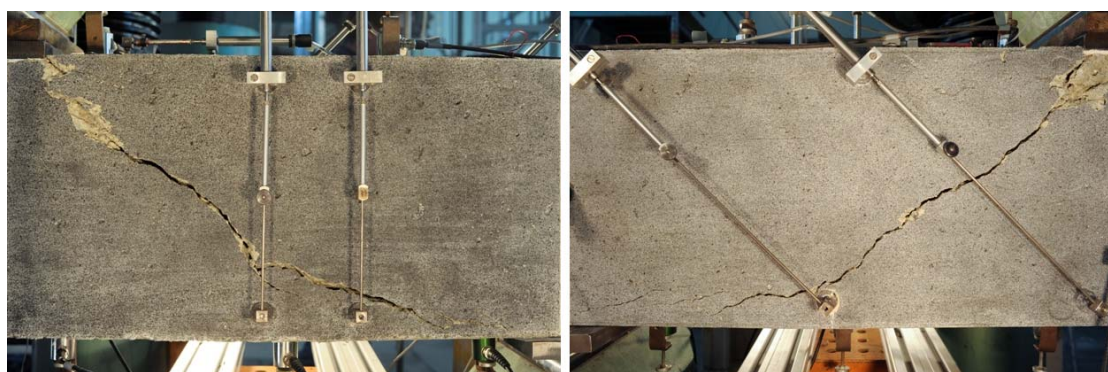


Abb. 7.15: Bruchbilder Versuch B1F1

Im zweiten Feld von Balken 1, B1F2, bildete sich der schräge Riss ebenfalls im Bereich zwischen den diagonalen Wegaufnehmern. Der Riss entwickelte sich wahrscheinlich aus einem Biegeriss heraus, dies konnte im Versuch nicht erkannt werden und zeigte sich erst durch die spätere photogrammetrische Auswertung. Die Rissbildung begann bei ca. 145 kN, doch wurde durch die Entlastung diese Rissbildung unterbrochen. Bei der zweiten Belastung bis 150 kN bildete sich der Riss dann sichtbar aus und begann sich zu öffnen. Er wuchs geneigt in Richtung Last und gleichzeitig entlang der Längsbewehrung, bevor

der Balken durch einen Druckzonenbruch versagte (siehe Abbildung 7.16).

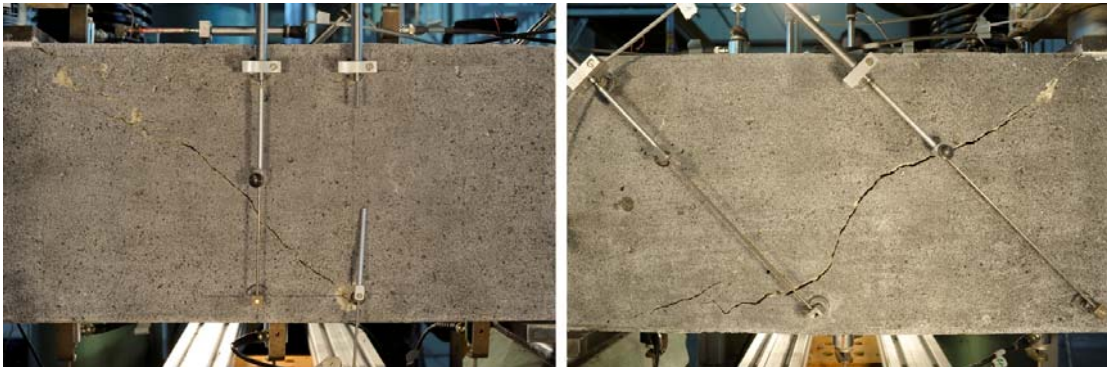


Abb. 7.16: Bruchbilder Versuch B1F2

Der Versuch am B2F1 Feld 1 des Balkens 2 war hinsichtlich seines Tragverhaltens und des Versagens ein wenig anders, als die anderen durchgeführten Versuche. Hier gab es direkt unter der Last eine deutliche Biegerissbildung. Der Hauptschrägriss begann sich bei 151 kN zu bilden und öffnete und schloss sich in den nachfolgenden Lastzyklen. Die Rissöffnung war deutlich sichtbar. Bei diesem Versuch konnte sich die Last direkt im Auflager abstützen und das Versagen trat erst spät durch ein Ausbrechen der Betondruckzone ein, wobei der Beton oberhalb der Druckstrebe nach oben wegbrach, was durch die Risse in der Druckzone (siehe Abbildung 7.17) klar erkennbar ist.

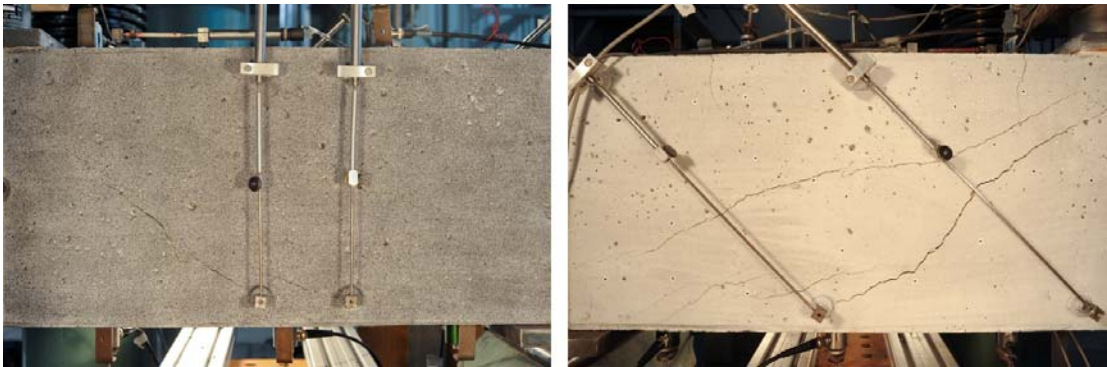


Abb. 7.17: Bruchbilder Versuch B2F1

Der 4. Versuch an Feld 2 von Balken 2 zeigte ein ähnliches Tragverhalten, wie der 2. Versuch (B1F2). Die Rissbildung setzte bereits bei relativ geringer Belastung ein, der Riss öffnete sich vor dem Versagen und war gut sichtbar. Das Versagen trat durch ein Ausbrechen der Betondruckzone über dem schrägen Riss ein. Im Moment des Bruches bildete sich ein zweiter schräger Riss unter der Lasteinleitung und schlug auf der Längsbewehrung in Richtung des Auflagers durch (siehe Abbildung 7.18).

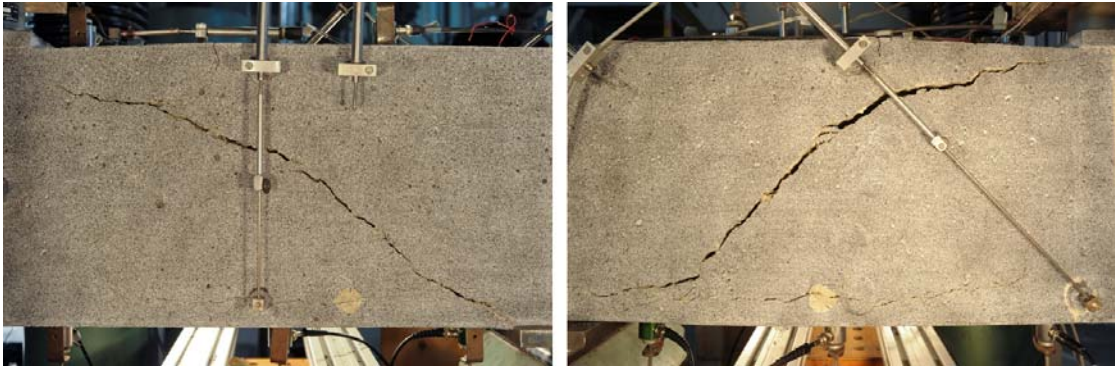


Abb. 7.18: Bruchbilder Versuch B2F2

#### 7.2.4. Vergleich der Messergebnisse für Balken 1, Feld 1

##### Herkömmliche Messtechnik

Im Versuch B1F1 konnte, wie bereits gesagt, die Last nach der Rissbildung noch erheblich gesteigert werden. Die Rissbildung ist in allen Last-Verformungs-Diagrammen der verwendeten herkömmlichen Messtechnik (IWA, DMS) deutlich erkennbar. In den Ergebnissen der Wegaufnehmer ist auch sichtbar, wo im Schubbereich die Rissbildung begonnen hat, IWA 1 weicht bereits früh vom linearen Verlauf ab. Wenn sich die Bereiche der Mikrorissbildung ausdehnen, funktioniert der primäre Balkenzustand an dieser Stelle nicht, da nicht ausreichend Zugspannungen übertragbar sind. Deshalb zeigen IWA 2 und IWA 4 auch beide erhöhte Stauchungen, bevor auch hier die Zugspannungen die Betonfestigkeit überschreiten.

Dass der Spannungszustand nach der Balkentheorie nach der Schrägrissbildung nicht mehr aufrechterhalten werden kann und es einen qualitativen Umschlag des Tragverhaltens gibt, zeigen vor allem die Ergebnisse von IWA 5 und DMS 1. Die Lastzyklen bis zur Rissbildung erzeugen Stauchungen in der Druckzone, aber ab dem Moment der Rissbildung und Rissöffnung wechselt in den Messergebnissen das Vorzeichen. Das bedeutet, dass die Druckzone des Balkens Zugspannungen ausgesetzt ist. Diese Zugspannungen können nur durch die direkte Abstützung der Last über eine gekrümmte Druckstrebe ins Lager erklärt werden. Die Druckkraft muss über den Riss hinweg zum Auflager geführt werden, was zu einer Exzentrizität gegenüber der direkten Kraftwirkungslinie führt und somit eine Biegung der Druckstrebe bzw. des Druckbogens mit Zugspannungen an der Balkenoberseite erzwingt.

Aus den Diagrammen (siehe Abbildung 7.19) geht zwar hervor, dass die Last nach der Rissbildung noch deutlich steigerbar ist, aber ist dies nur dann möglich, wenn ein direkter Lastabtrag über den Schrägriss hinweg möglich ist.



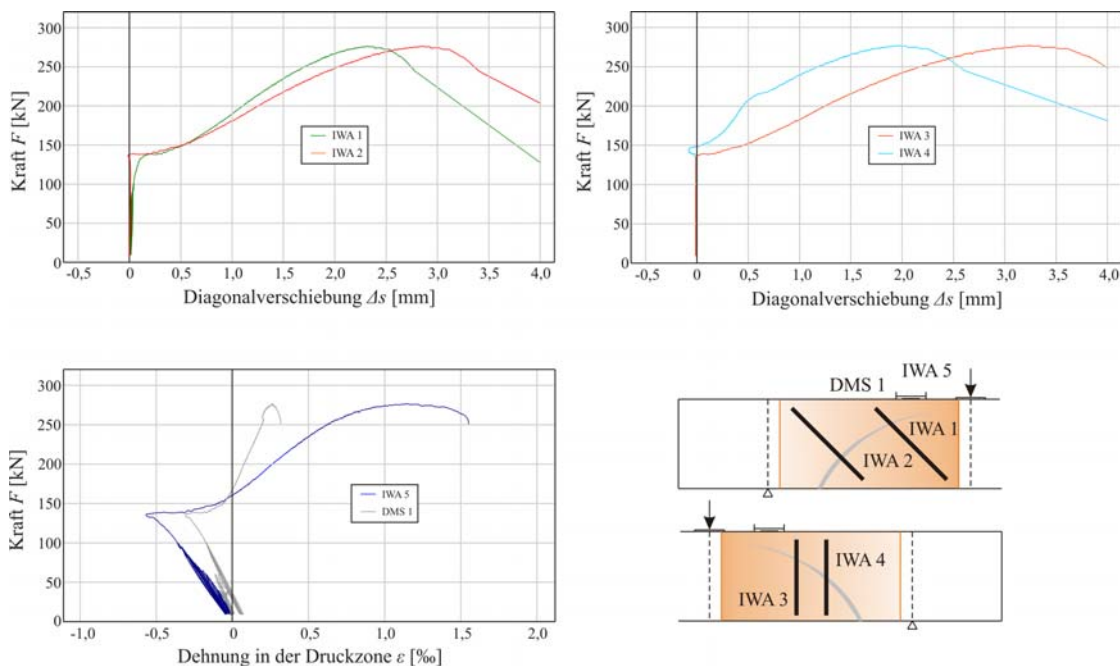


Abb. 7.19: Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B1F1

### Schallemission

Die Schallemissionssensoren wurden wie in Abbildung 7.20 gezeigt, um das Schubfeld herum angeordnet, um auch eine zonale Ortung der Signale zu ermöglichen. Zu Beginn des Versuches waren nur Signale geringer Intensität und Dauer wahrnehmbar. Im Bereich unter der Last (Sensor 4) wurden bei Kräften bis zu 100 kN primär Signale einer Biegerissbildung aufgezeichnet (siehe Anhang). Die übrigen Sensoren zeigten eher eine geringe Aktivität. Ab 100 kN war im Versuch eine stetige Steigerung der Signale an Sensor 3 zu verzeichnen, was auf eine beginnende Schubrisststehung hindeutet. Die starke Zunahme der Signale mit hohen Energieraten und langer Dauer vor allem an den Sensoren 1 und 3 (siehe Abbildung 7.21), und damit die Verschiebung der Bereiche verstärkter SE-Aktivitäten in Richtung des Auflagers können als deutliches Anzeichen für eine einsetzende Schrägrissbildung betrachtet werden. Die weitere Entwicklung des Schubrisses und langsame Rissöffnung führen zu weiter hohen SE Signalen, die erst langsam abnehmen. Nachdem sich der Riss geöffnet hat, nehmen die SE-Aktivitäten in diesem Bereich wieder ab, da der Riss die Ausbreitung der SE-Wellen dämpft. Die Signalanstiege zum Ende des Versuches sind durch den Bruch verursacht und in der Abbildung nicht mehr dargestellt.

Es kann für die SEA kein spezifischer Grenzwert für die Energie oder Dauer von kritischen Signalen angegeben werden, aber die räumliche Verschiebung der SE-Aktivität kombiniert mit erhöhten Energie- und Dauerwerten, erlauben eine bessere Interpretation

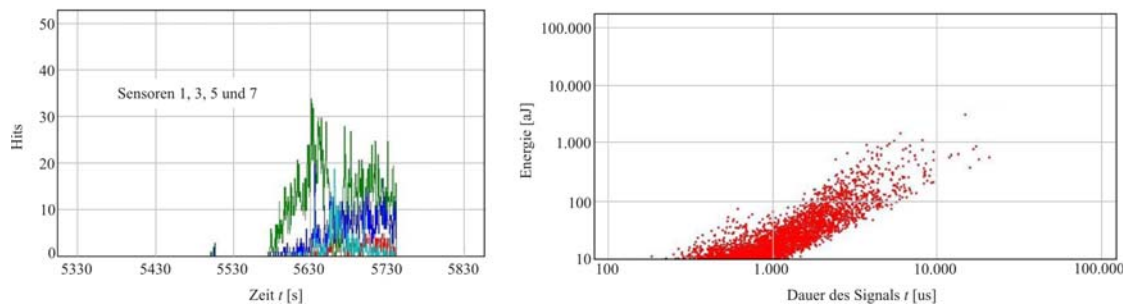


Abb. 7.20: SEA-Ergebnisse B1F1 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7

des jeweiligen Tragwerkszustandes.

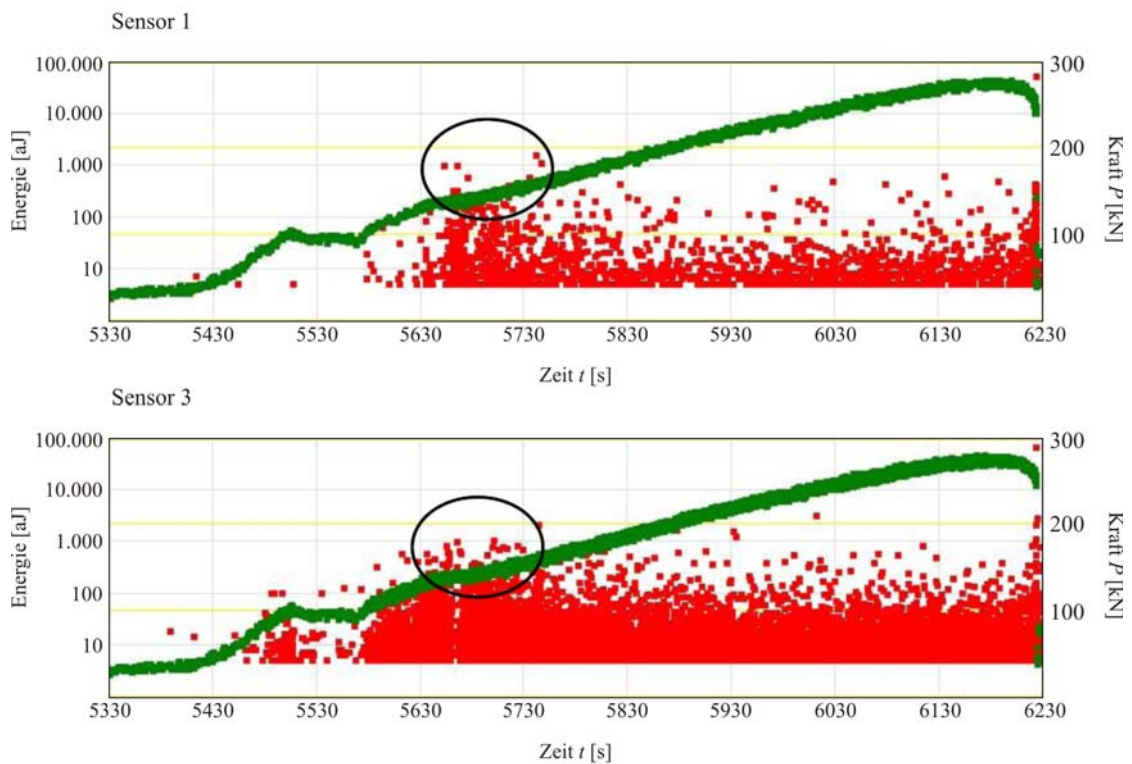


Abb. 7.21: SEA-Ergebnisse für die Sensoren 1 und 3 im Versuch B1F1

### Photogrammetrie

Die während des Versuches aufgenommenen Bilder wurden im Anschluss an die Versuche photogrammetrisch untersucht und mit dem in Kapitel 6.2 beschriebenen Algorithmus ausgewertet. Ziel der photogrammetrischen Untersuchungen war es, den Zeitpunkt der Rissbildung bereits sehr früh erkennen zu können und bereits die Phase der Mikrorissbildung mit kleinsten Strukturänderungen „sichtbar“ zu machen. Um anschließend eine Verknüpfung der Informationen aus den Bildern mit den anderen Messverfahren möglich

zu machen, ist eine zeitliche Korrelation der Ergebnisse erforderlich. Deshalb werden die Messergebnisse in Abhängigkeit der Zeit angegeben.

Abbildung 7.22 zeigt zum Vergleich links die originale Bildaufnahme und rechts die rechen-technisch bearbeitete Variante für die Auswertung bei einer sehr geringen Belastung weit unterhalb der Rissentwicklungslast.

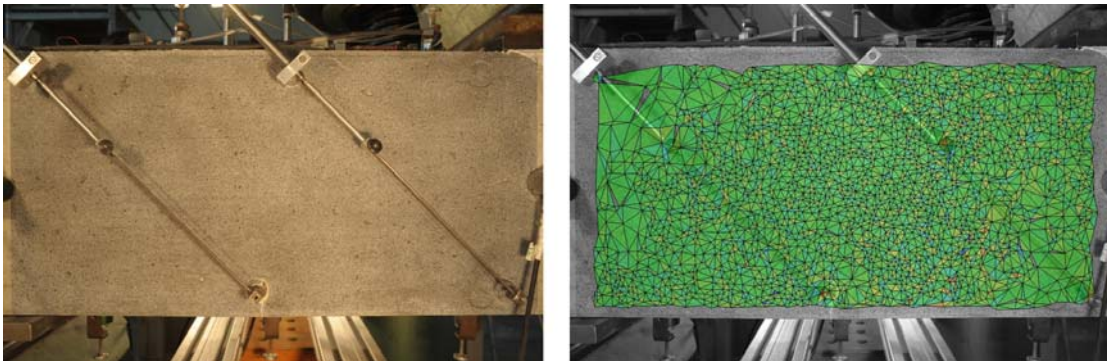


Abb. 7.22: Messfeld für die photogrammetrische Auswertung mit Dreiecksvermaschung

Die ausgewerteten photogrammetrischen Bilder sind für alle Versuche im Anhang zusammengestellt.

### Vergleich

Abbildung 7.23 zeigt den direkten zeitlichen Vergleich aller drei Messverfahren. Dargestellt sind 8 Zeitpunkte mit den zugehörigen photogrammetrisch ausgewerteten Bildern der Balkenvorder- und -rückseite. In der Bildmitte sind links die detektierten SE-Aktivitäten an den im Bereich des Schubrisses angeordneten SE-Sensoren dargestellt und rechts der zeitliche Verlauf der Dehnungsmessung in der Druckzone. Die Zuordnung der Bilder erfolgt zeitlich mit Hilfe der orange dargestellten Linien, die den jeweiligen Bildzeitpunkt abbilden. Zwischen den Aufnahmen liegen in der Regel 10 Sekunden.

Ab Zeitpunkt 3 ist in den photogrammetrischen Aufnahmen erkennbar, dass sich neben dem vorhandenen Biegeriss ein zweiter geneigter Riss entwickelt. Zu diesem Zeitpunkt steigen auch die SE-Aktivitäten an, obwohl hier noch nicht eindeutig zu erkennen ist, dass sich ein Schubriss bildet. Im Dehnungs-Zeit-Diagramm ist noch keine Veränderung des Tragwerkszustandes zu erkennen. Der Balkenzustand ist hier also noch vollkommen intakt, da über den noch nicht ausgebildeten Makroriss, Zugspannungen übertragbar sind. Dieser Balkentragzustand kann bis zum Zeitpunkt 8 aufrechterhalten werden, erst hier beginnt sich das Tragverhalten zu ändern, denn die Druckzone des Balkens ist plötzlich Zugspannungen ausgesetzt. Das bedeutet, dass zu genau diesem Zeitpunkt die Rissöffnung einsetzt und der Riss vollständig ausgebildet ist.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sowohl die Photogrammetrie als auch die SEA geeignet sind, die Schubbrissbildung zu einem Zeitpunkt zu detektieren, zu dem noch keine qualitative Änderung des Tragverhaltens eingetreten ist. Damit sind beide Verfahren für die Entwicklung entsprechender Versuchsgrenzlastindikatoren sehr gut geeignet.

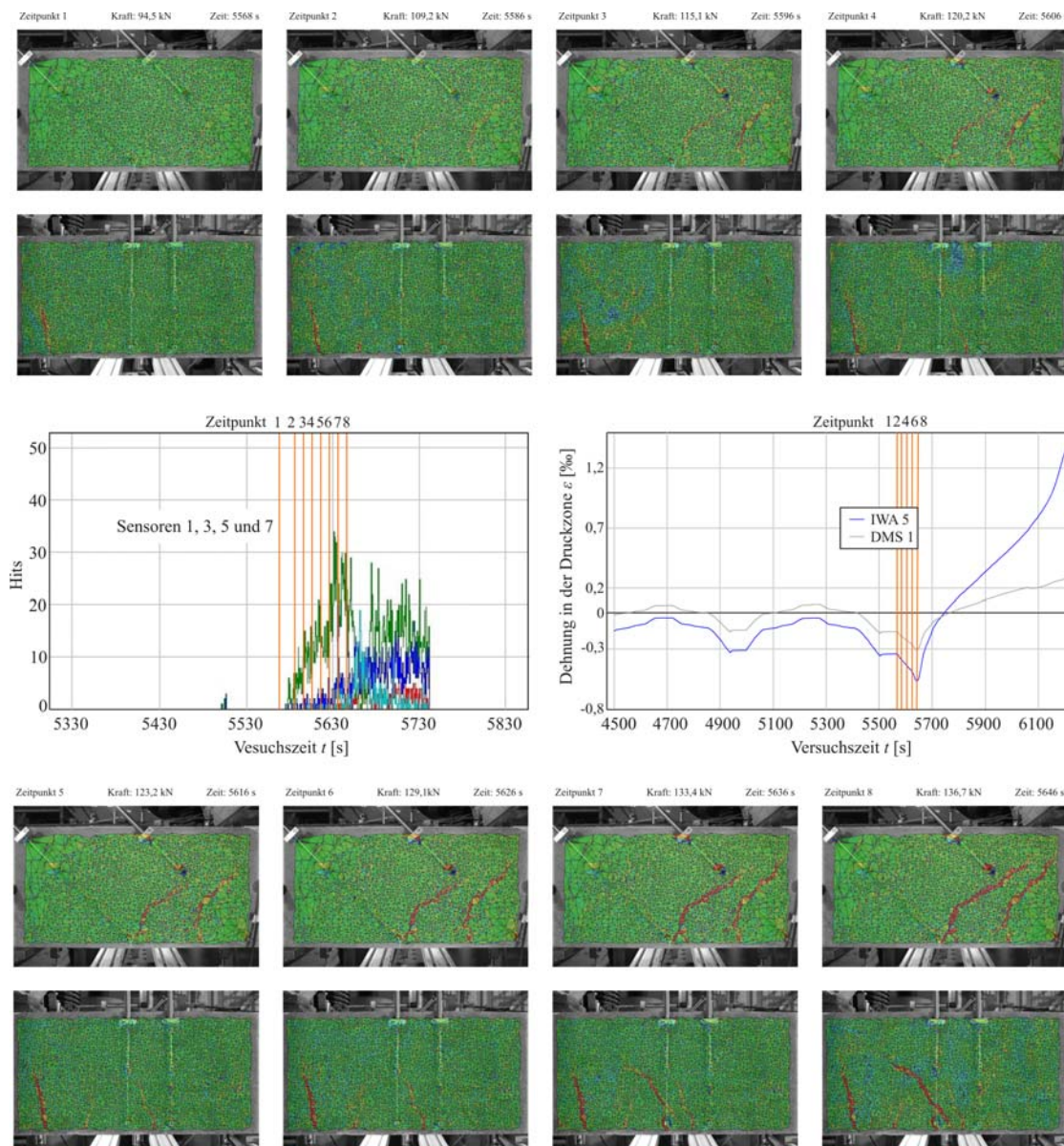


Abb. 7.23: Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungsmessungen für Versuch B1F1

### 7.2.5. Vergleich der Messergebnisse für Balken 1, Feld 2

#### Herkömmliche Messtechnik

Bei diesem Versuch konnte die Last nach der Schubrissöffnung nur noch wenig (ca. 30 kN) gesteigert werden. In allen Last-Verformungs-Diagrammen der Wegaufnahme und Dehnmessstreifen ist der Zeitpunkt der Rissbildung eindeutig bestimmbar. Allerdings zeigt IWA 1 bereits nach dem ersten Erreichen von 150 kN keine vollständig elastische Rückverformung mehr, was bereits als Mikroschubrissentwicklung angesehen werden kann. Die anschließende Entlastung unterbricht allerdings die vollständige Ausbildung des Risses und erst bei der erneuten Belastung auf ca. 150 kN kann sich der Makroriss ausbilden. Ähnlich wie bei Versuch B1F1, zeigen die Messergebnisse der Druckzonendehnung im Moment der Rissöffnung ein schlagartiges Umschlagen von Druck- auf Zugdehnungen. Dies zeigt das Versagen des Balkenzustandes an und die weitere Laststeigerung kann nur über eine direkte Lastabstützung im Auflager erklärt werden. Die großen Zugdehnungen in der Druckzone sind wiederum die Folge des exzentrischen Kraftabtrag.

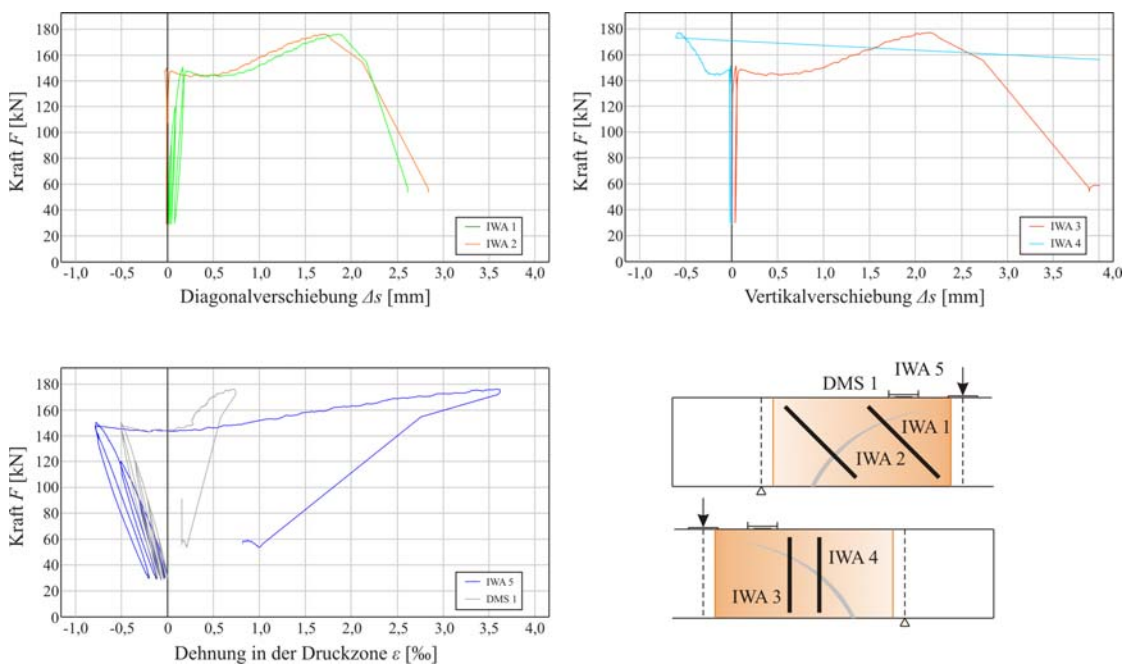


Abb. 7.24: Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B1F2

#### Schallemission

Bis zu Belastungen von ca. 60 kN ist vor allem an Sensor 4 eine erhöhte SE-Aktivität zu beobachten, die auf Biegerissbildung unter der Last zurückzuführen ist. Die Sensoren 1, 3, 5 und 8 sind in diesen Belastungsphasen dagegen eher inaktiv.

Mit zunehmender Belastung verlagert sich die SE-Aktivität dann immer weiter in Rich-

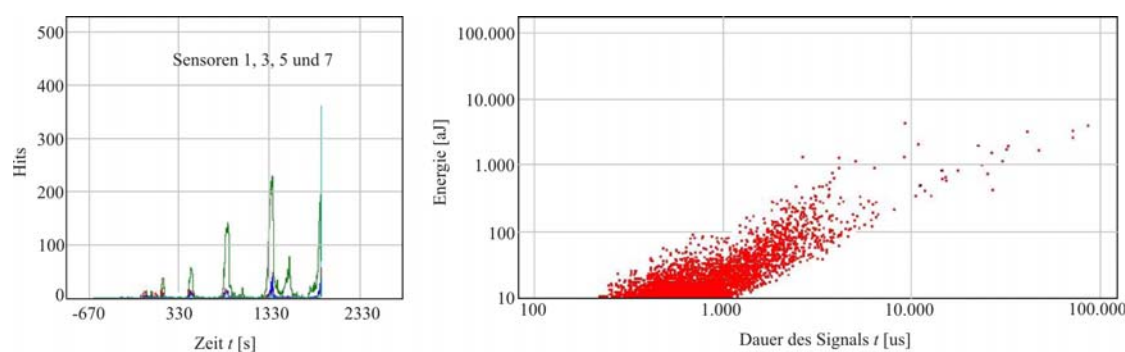


Abb. 7.25: SEA-Ergebnisse B1F2 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7

tung des Auflagers, was durch zunehmende Signale an Sensor 3 und abnehmende Signale an Sensor 4 deutlich wird (siehe Abbildung 7.26). Zwischen 120 kN und 150 kN nehmen die Hitraten und Energieraten an Sensor 3 stark zu und sehr hohe Einzelsignale bei ca. 150 kN zeigen die Schubrissbildung deutlich an. Vor allem die große Anzahl von SE-Signalen an Sensor 3 bei den Entlastungszyklen sind ebenfalls ein deutliches Anzeichen für eine Schubrissbildung.

Bei der zweiten Belastung auf 150 kN öffnet sich der Schubriss dann deutlich und die Last kann noch um ca. 25 kN gesteigert werden bevor der Bruch eintritt. Die Phase vor dem Bruch ist wiederum durch eine starke Zunahme der SE-Signale gekennzeichnet.

### Photogrammetrie

Die photogrammetrische Auswertung erfolgte im Anschluss an die Versuche und ist im Anhang dargestellt.

### Vergleich

Abbildung 7.27 zeigt den direkten Vergleich der drei Messverfahren. Die Darstellung erfolgt wiederum für 8 ausgewählte Zeitpunkte, die für die Rissentwicklung und das Tragverhalten charakteristisch sind. Die in den Bildern dargestellten Zeitpunkte sind in dem SEA-Diagramme sowie dem Dehnungs-Zeit-Diagramm durch orange Linien gekennzeichnet.

Es ist in den photogrammetrischen Auswertung bereits früh (Zeitpunkt 2) zu erkennen, dass sich mehrere schräg geneigte Biegerisse entwickelt haben. Zu diesem Zeitpunkt ist in den Dehnungs-Zeit-Graphen noch keine Veränderung zu bemerken und der Balkenzustand funktioniert noch. Aus den SE-Signalen kann die erhöhte Aktivität bei der Entlastung zwar als Anzeichen für eine Schubrissbildung gewertet werden, doch ist der Riss noch nicht eindeutig entstanden.

Mit steigender Belastung wächst vor allem der auflagnächste Biegeriss deutlich in Rich-

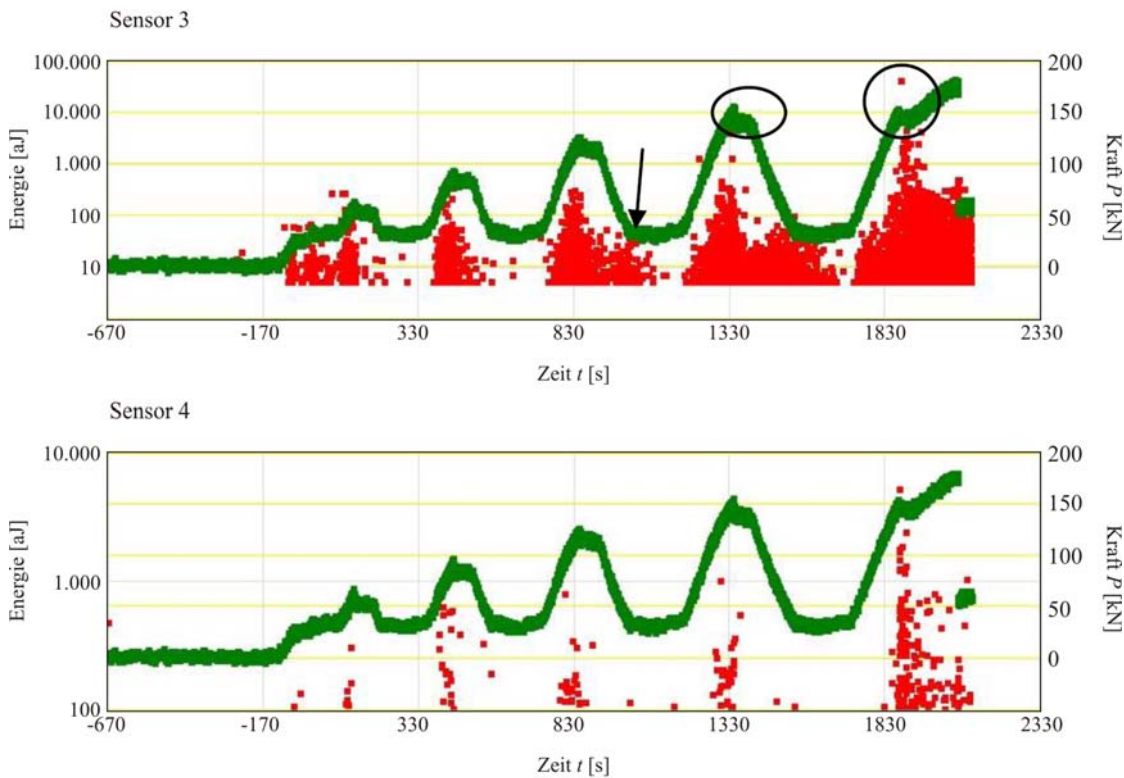


Abb. 7.26: SEA-Ergebnisse für die Sensoren 3 und 4 im Versuch B1F2

tung der Lasteinleitung. Zum Zeitpunkt 8 schlägt der Riss dann durch und öffnet sich, so dass keine Zugspannungen mehr über den Riss übertragen werden können. Dies zeigen auch die Dehnungsmessungen in der Druckzone deutlich, da hier wieder ein Umschlag in Zugdehnungen messbar ist. Auch die SEA lässt den Zeitpunkt der Schubrissausbildung durch hohe Hitraten deutlich erkennen.

Der Schubriss wächst sehr weit in die Druckzone hinein und verkleinert diese stark. Dies macht eine direkte Lastabstützung unmöglich und führt dazu, dass die Last nur noch gering gesteigert werden kann, bevor die schlanke Druckstrebe in der Druckzone ausknickt bzw. bricht.

### 7.2.6. Vergleich der Messergebnisse für Balken 2, Feld 1

#### Herkömmliche Messtechnik

Beim dritten Versuch B2F1 konnte die Last nach der Schubrissbildung erheblich gesteigert werden. Die Messergebnisse der IWAs und des DMS zeigen sehr deutlich, wie sich der Tragwerkszustand nach der Schrägrissbildung verändert. Bis zu einer Belastung von 150 kN verhält sich der Balken vollständig nach Biegetheorie und nur IWA 1 zeigt leichte Anzeichen einer schrägen Rissbildung durch kleine Verschiebungen in der Last-

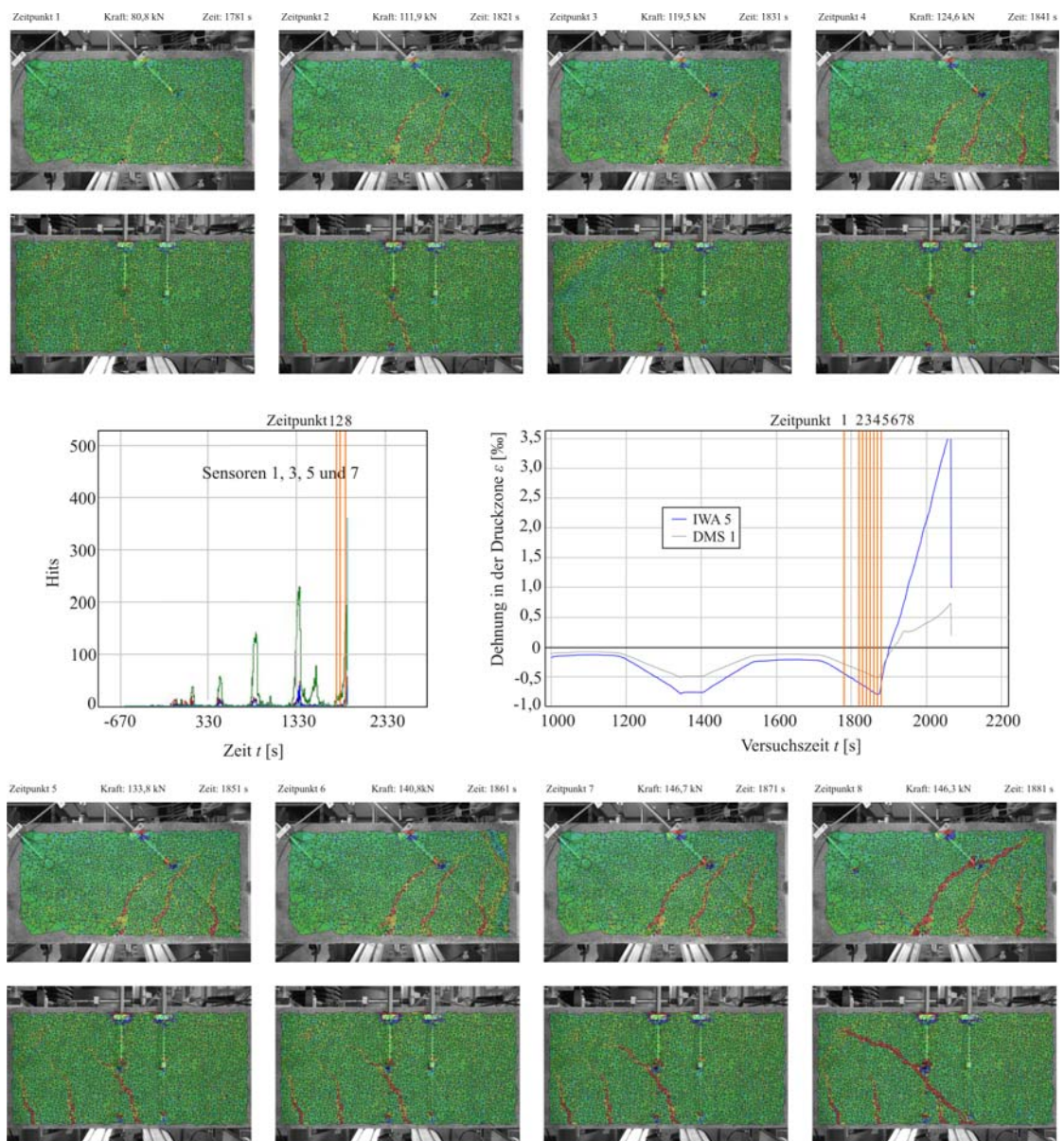


Abb. 7.27: Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungsmessungen für Versuch B1F2

Verformungs-Information. Bei 150 kN bildet sich der schräge Riss aus und öffnet sich. Dies kann in allen Verformungs-Diagrammen deutlich abgelesen werden. In den nächsten Lastzyklen wächst der Riss langsam weiter und auch die Rissöffnung nimmt stetig zu. Allerdings kann die Last noch bis ca. 280 kN gesteigert werden. Dies ist wiederum nur möglich, weil sich die Last mit einer über dem Riss liegenden Druckstrebe ins Auflager abstützen kann. Ab dem Zeitpunkt der Rissbildung verändert sich der Tragwerkszustand kontinuierlich von einem Balkentragwerk hinzu einem Sprengwerk, was vor allem durch den allmählichen Übergang der Druckdehnungen in Zugdehnungen in



der Druckzone messbar ist. Die mit den Lastzyklen zunehmende Rissöffnung und damit plastische Verformung ist aus den Versätzen der Hystereseschleifen erkennbar und erklärt den langsamen Übergang von einem Balken zu einem Sprengwerk.

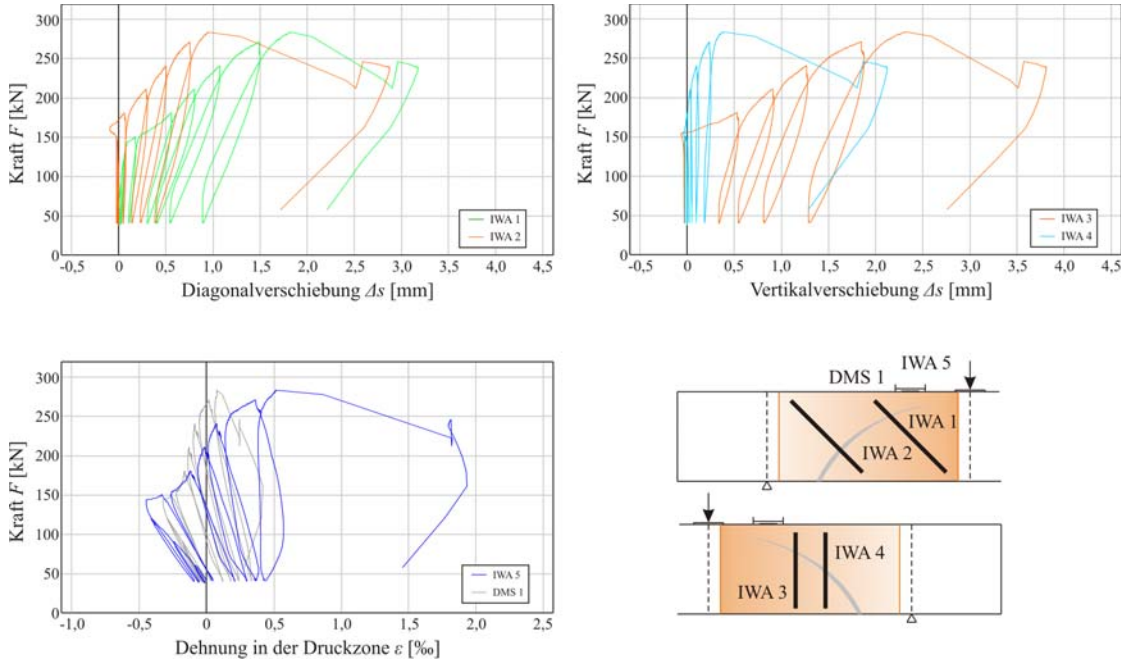


Abb. 7.28: Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B2F1

### Schallemission

Zu Beginn des Versuches zeigt vor allem Sensor 4 eine erhöhte Aktivität, was der Biegrissbildung zugeschrieben werden kann. Ab Laststufen von 150 kN war ein deutlicher Anstieg der Hit- und Energieraten an den Sensoren 3 und 5 erkennbar und lässt sich auf eine beginnende Schrägrissbildungsprozesse zurückführen. Bei weiterer Laststeigerung nimmt auch die Aktivität von Sensor 1 deutlich zu, so dass hier von einem kritischen Zustand für die Schubrissbildung gesprochen werden kann (siehe Abbildung 7.29).

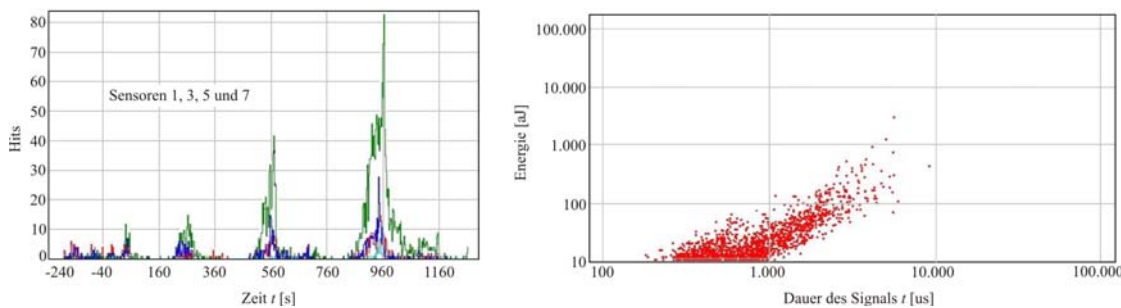


Abb. 7.29: SEA-Ergebnisse B2F1 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7

Zusätzlich zu der Zunahme der Signale an den Sensoren 1, 3 und 5 kann auch die Ab-

nahme der SE-Aktivität an Sensor 4 als ein klares Anzeichen für die beginnende Schubrissbildung gedeutet werden (siehe Abbildung 7.30). Während der weiteren Lastzyklen ist in den SE-Signalen vor allem das Öffnen und Schließen des Schubrisses zu erkennen. Kurz vor dem Bruch gibt es an Sensor 8, der in der Nähe der Lasteinleitung angeordnet ist, eine starke Zunahme der Signale, was als Anzeichen für den bevorstehenden Bruch gedeutet werden kann.

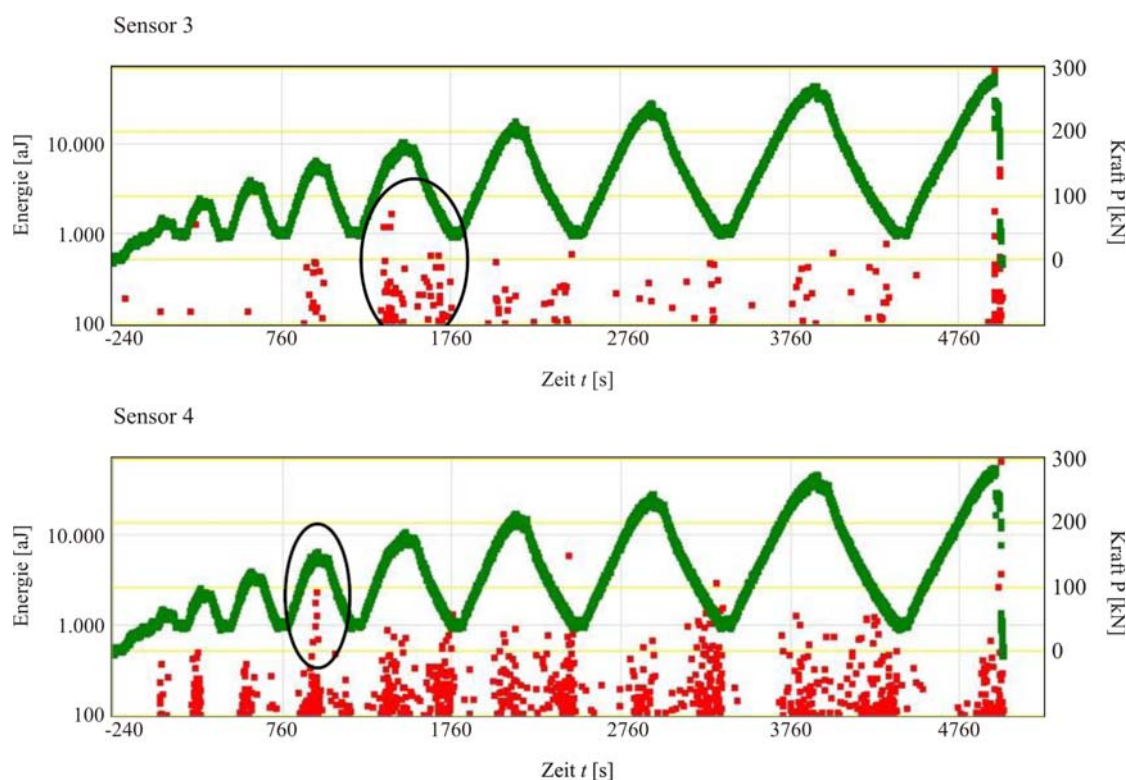


Abb. 7.30: SEA-Ergebnisse für die Sensoren 3 und 4 im Versuch B2F1

### Photogrammetrie

Die photogrammetrische Auswertung erfolgte im Anschluss an die Versuche und ist im Anhang dargestellt.

### Vergleich

Abbildung 7.31 zeigt den direkten Vergleich der drei Messverfahren dar. Die Darstellung erfolgt wiederum für 8 ausgewählte Zeitpunkte, die für die Rissentwicklung und das Tragverhalten charakteristisch sind. Die in den Bildern dargestellten Zeitpunkte sind in dem SEA-Diagramme sowie dem Dehnungs-Zeit-Diagramm durch orange Linien gekennzeichnet. Aus den photogrammetrischen Auswertungen ist die Bildung des Schubrisses eindeutig erkennbar und der Vergleich mit den SEA-Ergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung. In den Diagrammen der Druckdehnungsmessung in der Druckzone ist

die Rissentwicklung ebenfalls erkennbar, aber noch nicht so eindeutig als Zeitpunkt der Schrägrissbildung identifizierbar. Der Rückgang der Dehnungen in der Druckzone von Druck zu Zug ist wieder ein sehr deutliches Zeichen für die Veränderung des inneren Tragwerkszustandes hinzu einem Sprengwerk. Da der Hauptschrägriss sich bei diesem Versuch sehr nahe der Last ausgebildet hat, ist die Abstützung der Druckstrebe über den Riss hinweg sehr lange und sicher möglich. Erst eine zunehmende Schrägrissöffnung und damit Biegung der Druckstrebe führen bei sehr hohen Lasten zu deren Ausknicken und damit dem Versagen des Balkens.

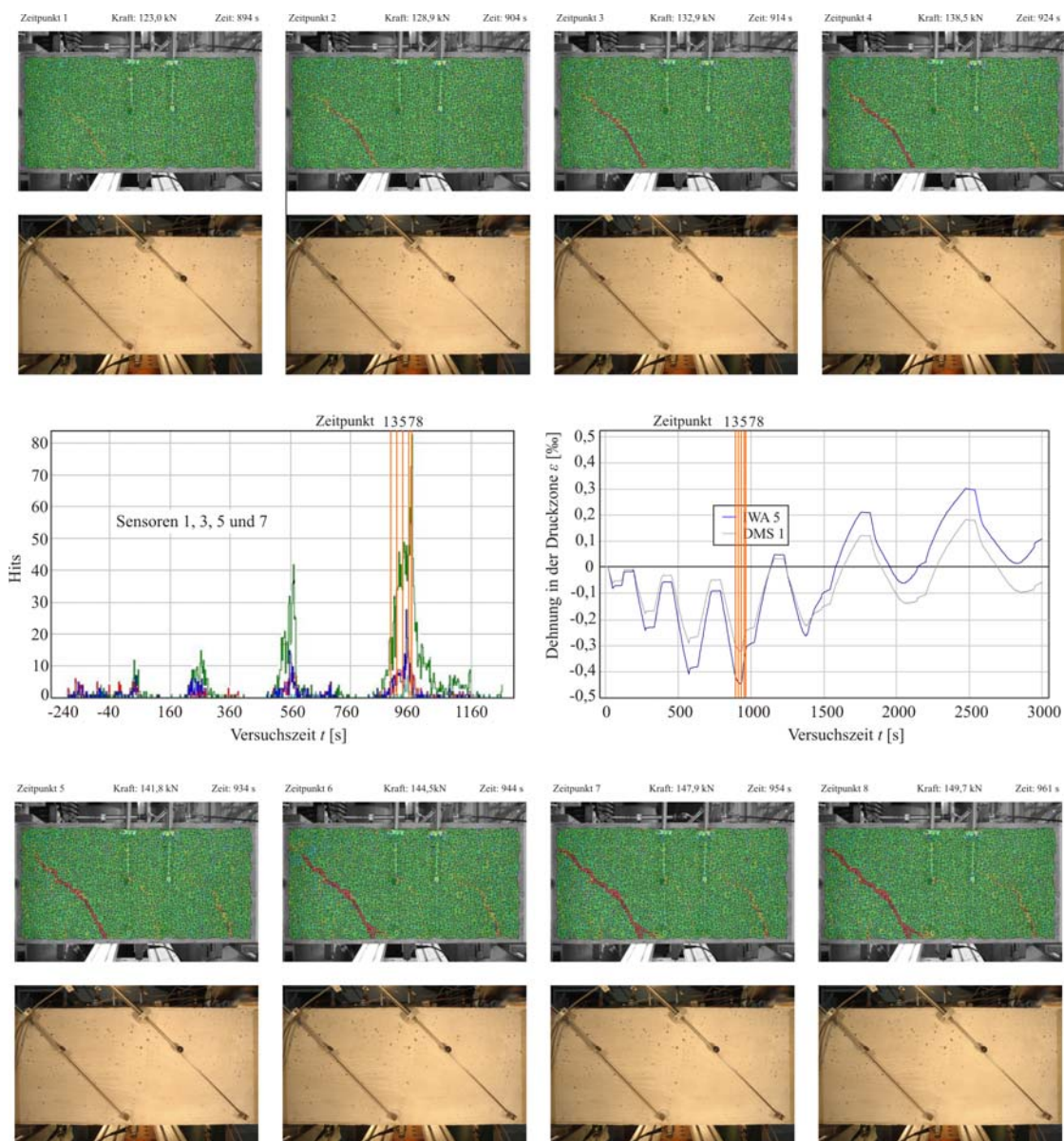


Abb. 7.31: Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungsmessungen für Versuch B2F1

### 7.2.7. Vergleich der Messergebnisse für Balken 2, Feld 2

#### Herkömmliche Messtechnik

Beim 4. Versuch war nach Schrägrissbildung nur noch eine sehr geringe Laststeigerung möglich von ca. 13 kN möglich. Alle angeordneten Verformungsmessgeräte zeigen den Zeitpunkt, zu dem sich der Schubriss gebildet und geöffnet hat, deutlich an. Nur IWA 1 lässt erahnen, dass sich bei ersten Anfahen der Last von 120 kN bereits geringe Strukturveränderungen ergeben haben, da es einen leichten Versatz des Anstieges der Last-Verformungs-Kurve im nächsten Lastzyklus gibt. Wahrscheinlich hat beim ersten Erreichen von 120 kN die Mikrorissbildung begonnen, doch kommt es erst beim zweiten Anfahen dieser Last zur Ausbildung des Makrorisses und zur Rissöffnung. Deutlich zu sehen ist auch wieder das Umschlagen der Dehnungsmessergebnisse in der Druckzone. Auch bei diesem Versuch gab es ein Bestreben des Balkens einen anderen Gleichgewichtszustand zu finden, als den nach klassischer Balkenbiegung. Die direkte Abstützung der Last ist allerdings nicht lange aufrechtzuerhalten und nach geringer Laststeigerung führt das Ausknicken bzw. Ausbrechen der Druckstrebe in der Druckzone zum Bruch des Balkens.

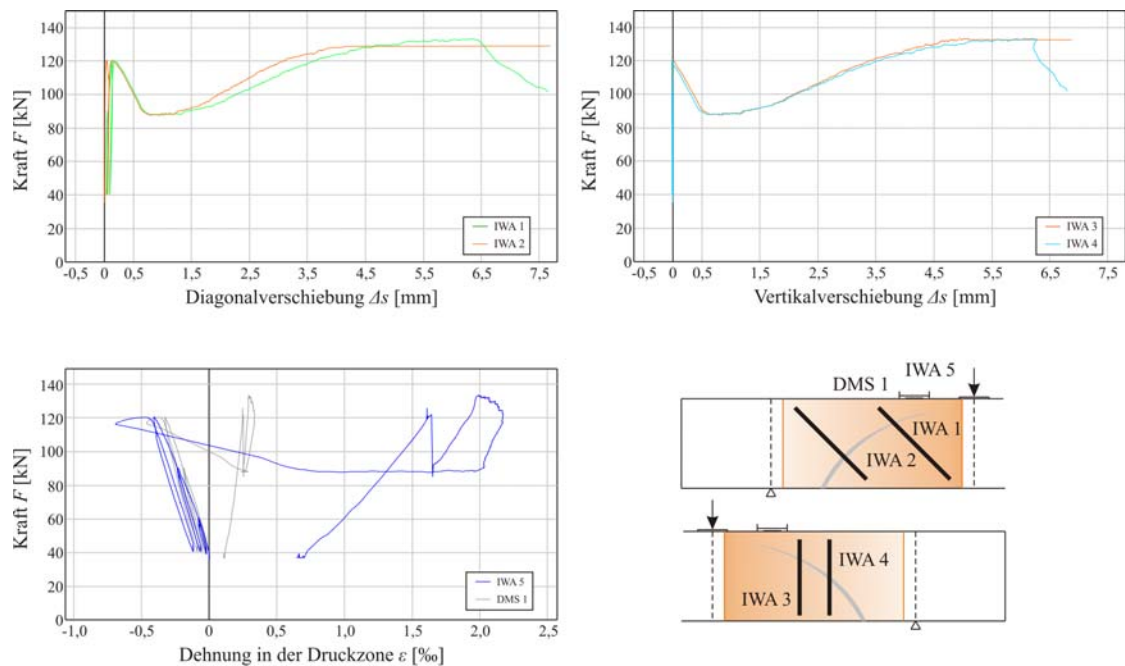


Abb. 7.32: Ergebnisse der Dehnungsmessungen Versuch B2F2

#### Schallemission

Aus den Ergebnissen der SEA kann ein deutliches Ansteigen der SE-Aktivität an Sensor 3 bei Belastungen zwischen 90 und 120 kN festgestellt werden. Beim zweiten Erreichen

von 120 kN gibt es an den Sensoren 1, 3 und 5 einen starken Signalanstieg, der die Schubrissbildung anzeigt. Diese Signale haben eine sehr hohe Energierate und eine große Dauer und sind die eindeutigen Anzeichen für die Entstehung des Schubrisses (siehe Abbildung 7.33).

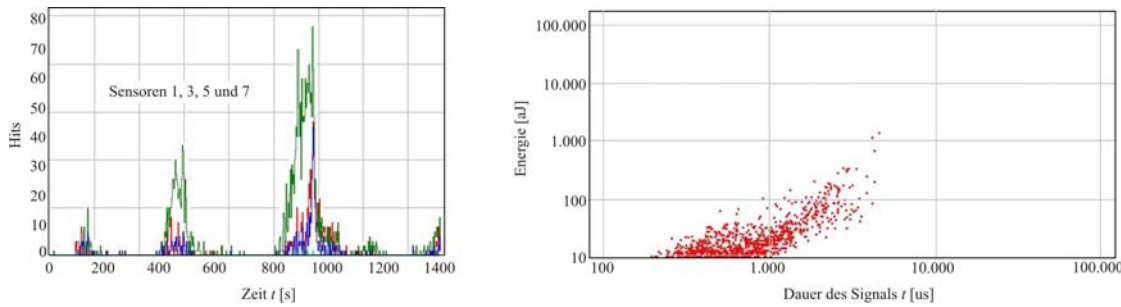


Abb. 7.33: SEA-Ergebnisse B2F2 für die Sensoren 1, 3, 5 und 7

Ebenfalls erkennbar ist, dass sich zum Zeitpunkt der Zunahme der Signale an den Sensoren 1, 3 und 5 die Aktivität an Sensor 4 verringert, was wiederum auf eine Verlagerung der Rissbildung von der Last in Richtung des Lagers schließen lässt (siehe Abbildung 7.34).

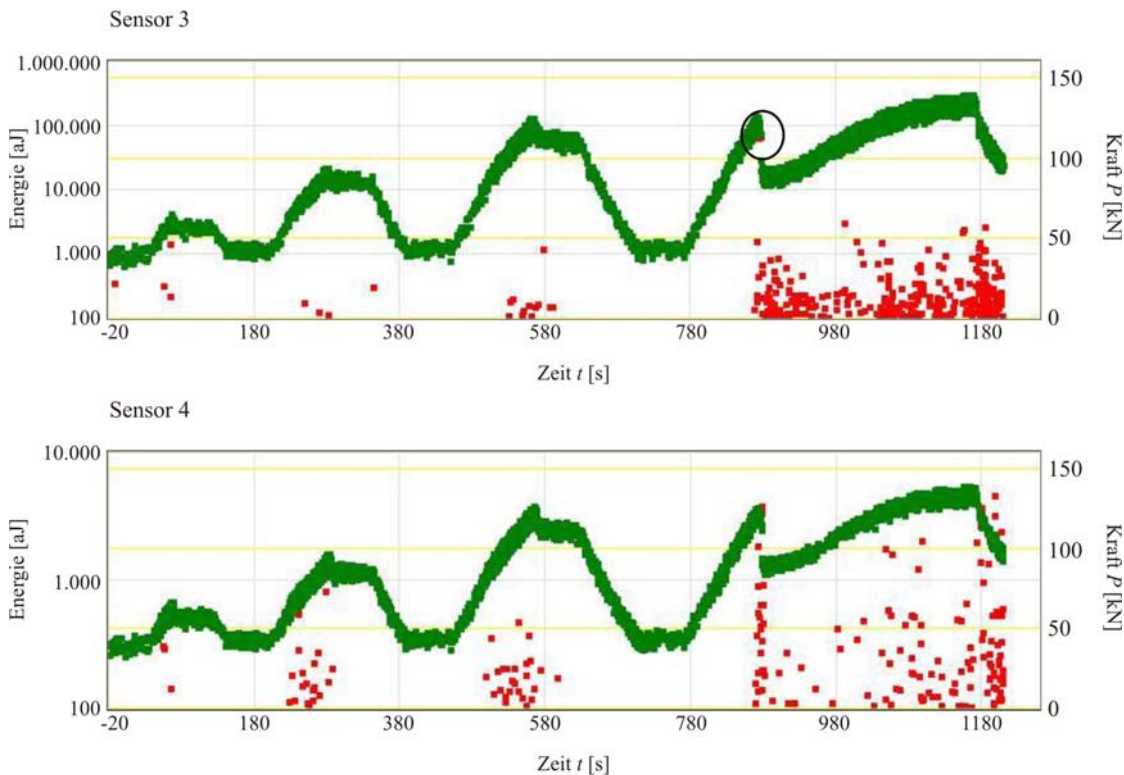


Abb. 7.34: SEA-Ergebnisse für die Sensoren 3 und 4 im Versuch B2F2

### **Photogrammetrie**

Die photogrammetrische Auswertung erfolgte im Anschluss an die Versuche und ist im Anhang dargestellt.

### **Vergleich**

Abbildung 7.35 zeigt den direkten Vergleich der drei Messverfahren. Die Darstellung erfolgt wiederum für 8 ausgewählte Zeitpunkte, die für die Rissentwicklung und das Tragverhalten charakteristisch sind. Die in den Bildern dargestellten Zeitpunkte sind in dem SEA-Diagramme sowie dem Dehnungs-Zeit-Diagramm durch orange Linien gekennzeichnet. In den photogrammetrischen Auswertungen lässt sich die Entwicklung des Schubrisses sehr deutlich verfolgen. Auch ist die sehr schnelle Entwicklung des Risses zwischen Zeitpunkt 4 und Zeitpunkt 6, nur 4 Sekunden, sehr gut erkennbar. Zu diesem Zeitpunkt ist in den Verformungsdiagrammen und auch den SEA-Diagrammen noch keine deutliche Rissbildung zu erkennen. Ab dem Zeitpunkt, an dem sich der Riss gebildet hat (Zeitpunkt 5), setzt eine starke Rissöffnung und damit Verformung des Balkens ein, die es unmöglich macht, weitere Zugspannungen über den Riss zu übertragen und die einen Gleichgewichtszustand nur noch über eine direkte Abstützung möglich machen. Die Druckstrebe wird allerdings durch das weitere Wachsen des Risses in die Druckzone infolge der starken Rotation um die Risspitze stark beschränkt. Der Riss verläuft direkt durch die theoretische Kraftwirkungslinie und so kann die Last nur noch geringfügig gesteigert werden.

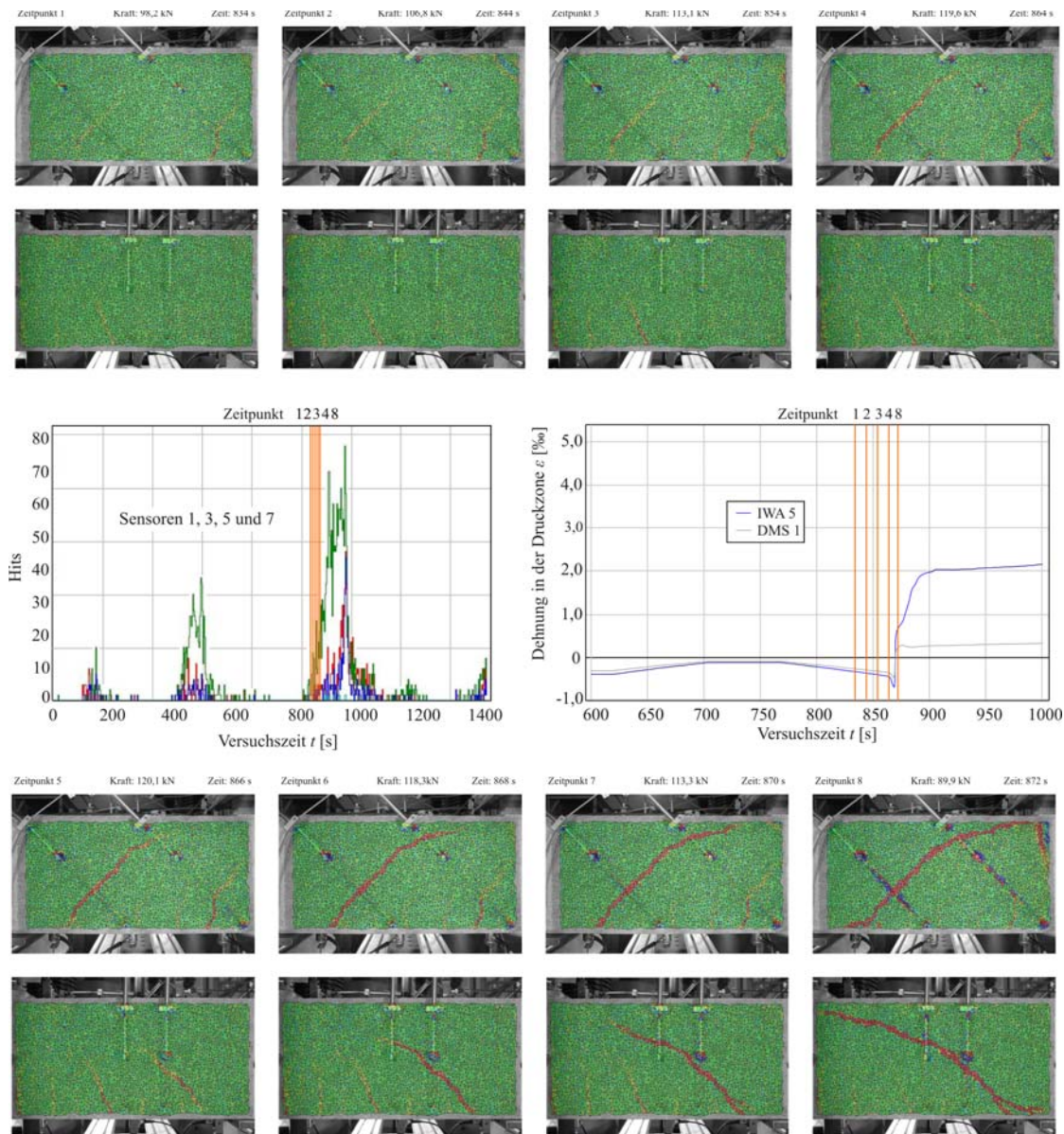


Abb. 7.35: Vergleich der Messergebnisse aus SEA, Photogrammetrie und Dehnungsmessungen für Versuch B2F2

### 7.2.8. Zusammenfassung

In allen Versuchen ist es gelungen, durch verwendeten Messverfahren zum einen den Zeitpunkt der Rissbildung eindeutig zu bestimmen und auch die der Rissöffnung vorausgehende Mikrorissbildung erkennen zu können. Durch die Kombination der unterschiedlichen optischen und akustischen Messergebnisse ist der Tragwerkszustand bis zum Bruch vollständig beschreibbar und auch die unterschiedlichen Versagensformen erklärbar. Das Tragverhalten vor der Schubrissbildung ist sehr gut mit der Balkentheorie beschreibbar. Das Tragverhalten nach der Ausbildung des Schubrisses hängt hingegen ausschließlich von der Art und der Position des vorhandenen Schubrisses ab. Ist die Ausbildung einer Druckstrebe über den Riss hinweg möglich, kann der Balken einen anderen Gleichgewichtszustand einnehmen und die Last kann gesteigert werden. Für die vier Balken lässt sich die Frage, warum die Last bei 2 Versuchen noch stark gesteigert werden konnte und für die anderen beiden nicht, relativ gut an dem sich eingestellten Rissbild (siehe Abbildung 7.36 beantworten.

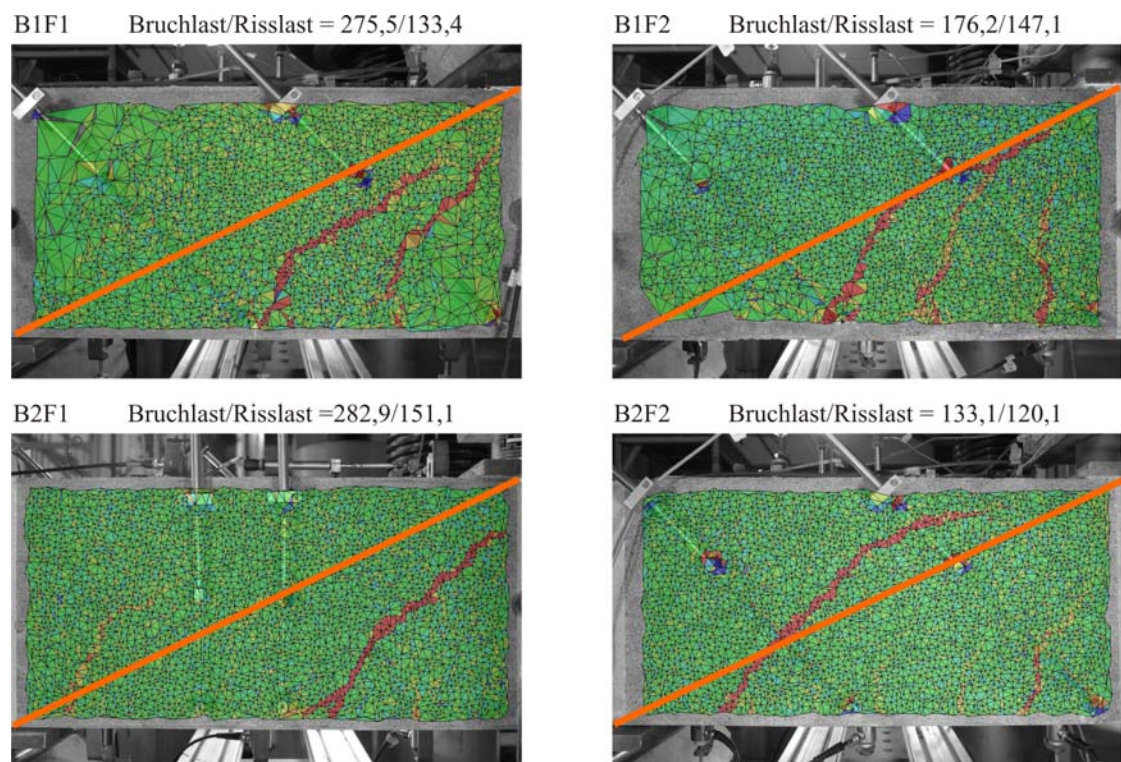


Abb. 7.36: Abhängigkeit der Laststeigerung nach Schrägrissbildung in Abhängigkeit vom Rissbild

Die Frage des Schubtragverhaltens ist somit vor allem eine Frage des Verbundes und der Zugspannungsübertragung von gerissenem und ungerissenem Beton.



## 8. Bewertung des Tragwerkszustandes von Spannbetonbauteilen

### 8.1. Problemanalyse und Zielstellung

Die bei der Durchführung einer experimentellen Tragsicherheitsbewertung bestehende Forderung, Beeinträchtigungen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auszuschließen, schließt bei vorgespannten Tragwerken und Bauteilen auch den vollständigen Erhalt der vorhandenen Vorspannkraft ein. Ein mehr oder weniger großer Verlust an Vorspannkraft kann z. B. zu langfristig oder permanent offenen Rissen in der Konstruktion führen und stellt damit eine Minderung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit dar. Nun muss davon ausgegangen werden, dass bei Anwendung der bekannten und praktisch relevanten Versuchsgrenzlastindikatoren (siehe Kapitel 3.3) ein geringfügiges Maß an Strukturveränderung zugelassen werden muss, um die Versuchsgrenzlast sicher zu identifizieren. Dies hat grundsätzlich keinen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Konstruktion. Unklar ist jedoch, inwieweit daraus eine Verminderung der Vorspannkraft im maßgebenden Querschnitt (bzw. im maßgebenden Bauteilabschnitt) resultiert. Aus diesen Überlegungen heraus muss die Forderung abgeleitet werden, dass bei der Durchführung von Belastungsversuchen an vorgespannten Bauteilen die verbleibende Vorspannkraft während des gesamten Versuchsablaufs mit geeigneten Mitteln zu kontrollieren ist, um sicherzustellen, dass hier keine unzulässige Verringerung eintritt. Der Einfluss einer nichtlinearen Verformung des Spannstahls auf die Vorspannkraft ist dabei in wesentlichem Maße vom Verbundverhalten abhängig. Nach erfolgter Biegerissbildung wird der Verbund zunächst in der Nähe des Risses (Rissstörbereich) aufgehoben, der Stahl gleitet im Beton. Je nach Größe der aufnehmbaren Verbundspannungen weitet sich dieser Bereich mit zunehmender Belastung mehr und mehr aus und kann im Falle einer geringen Verbundfestigkeit eine bedeutende Größe annehmen. Bei einsetzenden nichtlinearen Verformungen des Spannstahls verteilen sich diese nun auf den Bereich mit gestörtem Verbund, so dass bei gleicher bleibender Spannstahlverformung die daraus resultierende Verringerung der Vorspannkraft im Falle hoher Verbundfestigkeit groß und im Falle geringer Verbundfestigkeit eher gering sein wird. Im Extremfall einer außerordentlich hohen Verbundfestigkeit (nur theoretischer Natur) kann damit eine sehr geringe Plastizierung zu einer beträchtlichen Verminderung an Vorspannkraft führen. Aus diesen Überlegungen kann die Schlussfolgerung abgeleitet werden, dass das Zusammenspiel - Strukturveränderung/Veränderung der Vorspannkraft - am ungünstigsten ausfällt bei Spannbetonbauteilen mit hoher Verbundfestigkeit, also z. B. bei im Spannbett vorgespannten Bauteilen mit profilierten Einzeldrähten. Daher konzentrieren sich die weiteren Untersuchungen zu dieser Problematik auf diese Bauteilgruppe.

## 8.2. Messtechnische Möglichkeiten zur Ermittlung der Vorspannkraft

Für die Messung der Vorspannkraft an vorhandenen Bauwerken gibt es eine Reihe unterschiedlicher Möglichkeiten, die im folgenden näher beschrieben und bewertet werden sollen.

Zunächst erscheint eine direkte Dehnungsmessung (z. B. mit DMS) am Spannstahl vorteilhaft, da hiermit direkt die nichtlineare Verformung des Spannstahls sowie deren bleibender Anteil nach Entlastung erfasst werden kann, woraus sich die zugehörige Veränderung der Vorspannkraft ermitteln lässt. In der praktischen Durchführung ergeben sich jedoch die gleichen Probleme, wie sie schon im Abschnitt 3.3 für die Messung der Betonstahldehnung beschrieben worden sind.

- Maximalwert der Stahldehnung nur im Rissquerschnitt
- maßgebender Querschnitt (Rissquerschnitt) ist vor Versuchsdurchführung unbekannt

Hinzu kommt, dass das Freilegen der Bewehrung aus verschiedenen Gründen meist nicht erwünscht ist. Der Absolutwert der Vorspannung kann nur mittels Durchtrennen der Bewehrung und Ermittlung der Rückverformung bestimmt werden. Die Kenntnis darüber ist jedoch im Zusammenhang mit der Durchführung eines Belastungsversuchs i. d. R. nicht von Interesse. Eine Messung der Spannkraft über Kraftmesselemente (z. B. Kraftmessdosen) scheidet von vornherein aus, da hier ein nachträglicher Einbau unmöglich ist. In Frage für die hier beschriebene Anwendung käme noch das magnetoelastische Verfahren [40], welches vor allem deshalb interessant erscheint, weil es berührungslos arbeitet. Hierbei werden die magnetischen Eigenschaften von Spannstahl in Abhängigkeit der mechanischen Beanspruchung ausgenutzt. Für die Anwendung an vorhandenen Bauwerken muss der Spannstahl vergleichsweise großflächig freigelegt und dann mit Draht umwickelt werden, so dass eine Induktions- und eine Erregerspule entstehen. Ohne Kalibrierung mit Hilfe eines Vergleichskörpers können nur Spannkraftänderungen ermittelt werden, was für die hier betrachtete Anwendung als ausreichend angesehen werden kann. Aufgrund des hohen Aufwandes und der notwendigen Freilegearbeiten wird das Verfahren für die Anwendung bei Belastungsverfahren wahrscheinlich nur in absoluten Sonderfällen anwendbar sein. Der Vollständigkeit halber soll hier noch die Kraftmessung auf Basis von Ultraschalllaufzeitmessungen [26]] erwähnt werden. Die Kraftmessung basiert hierbei auf dem akustoelastischen Effekt, mit welchem der Einfluss elastischer Spannungen auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit von akustischen Wellen beschrieben wird. Auch dieses Verfahren benötigt ähnlich wie die Anwendung von Kraftmessdosen einen Verformungskörper, der in das System integriert sein muss und scheidet daher ebenfalls

aus. Insgesamt wird aus den beschriebenen Einsatzbedingungen deutlich, dass direkte Kraftmessverfahren für die Ermittlung und Kontrolle der Vorspannkraft im Zuge eines Belastungsversuchs eher ungeeignet sind.

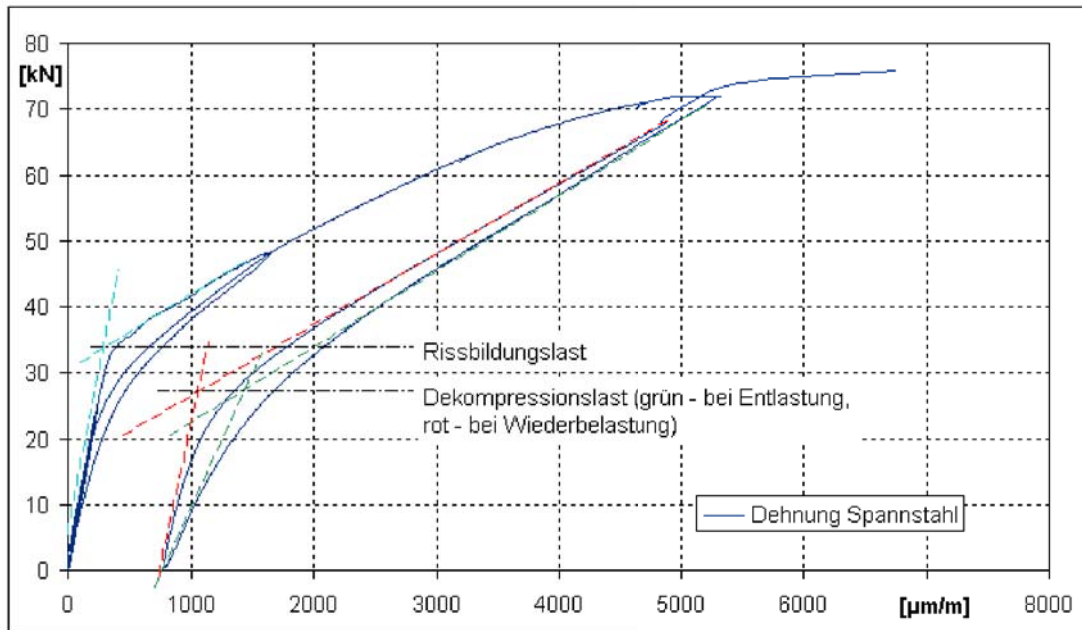


Abb. 8.1: Ermittlung der Rissbildung und der Dekompression aus einer Last-Stahldehnungslinie

Daher wird im Weiteren das Ziel verfolgt, die jeweils vorhandene Vorspannkraft indirekt über die Bestimmung der Dekompression mit Hilfe der Analyse von Steifigkeitsänderungen aus der maßgebenden Last-Verformungs-Linie zu entnehmen (siehe Abbildung 8.1). Diese Vorgehensweise hat den entscheidenden Vorteil, dass hierfür Messergebnisse genutzt werden können, die bei der Durchführung des Belastungsversuchs ohnehin anfallen (Kraft- und Verformungsmessgrößen).

Von wesentlicher Bedeutung ist hierbei jedoch die Auswahl einer geeigneten Verformungsmessgröße. Abbildung 8.2 zeigt die Last-Durchbiegungsfunktion aus dem Belastungsversuch an einer Spannbetonbrücke über den Main-Donau-Kanal in Baiersdorf [106]. Bei diesem Versuch wurden vereinzelte Biegerisse in der Konstruktion erzeugt, jedoch sind die damit verbundenen Steifigkeitsänderungen so gering, dass sie mit Hilfe der „globalen“ Verformungsgröße Durchbiegung nicht signifikant wahrnehmbar sind. Abbildung 8.3 zeigt ein ähnliches Beispiel für den Belastungsversuch an einem 41 m langen Spannbetonträger [92]. Hier wurden vergleichsweise viele Risse erzeugt. Die damit verbundene Steifigkeitsänderung in der Durchbiegung ist zwar erkennbar, aber gering und zieht sich allmählich über einen breit verteilten Lastbereich hin, so dass sich hier Veränderungen in der Dekompression ebenfalls nur mit ungenügender Genauigkeit ableiten

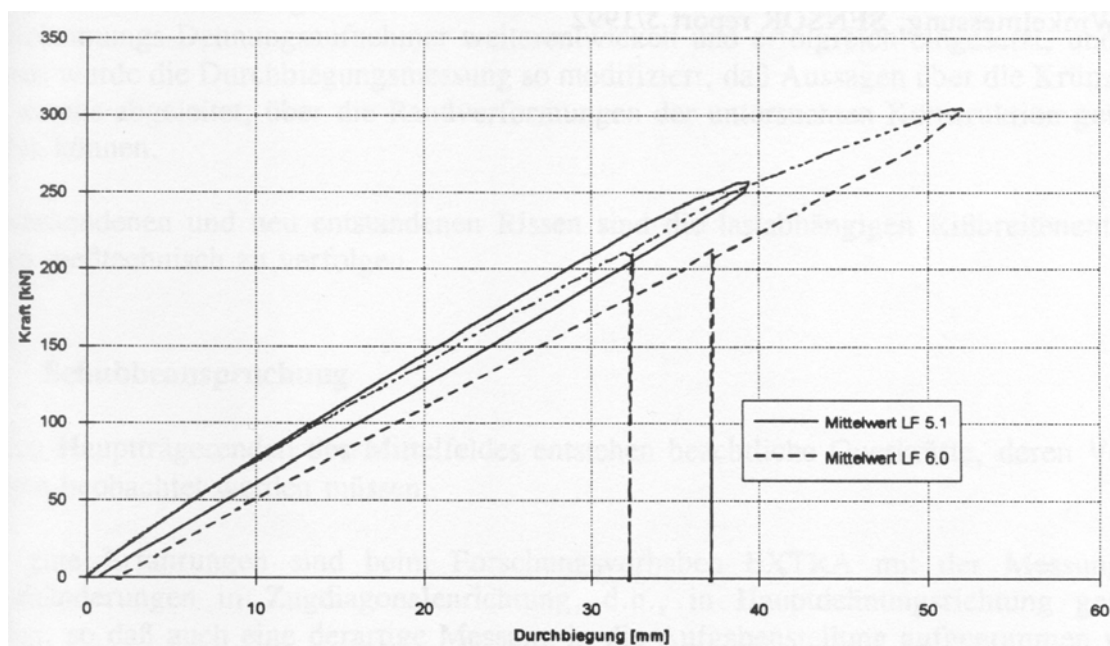


Abb. 8.2: Last-Durchbiegungsfunktion für den Belastungsversuch an der Brücke über den Main-Donau-Kanal in Baiersdorf [106]

lassen.

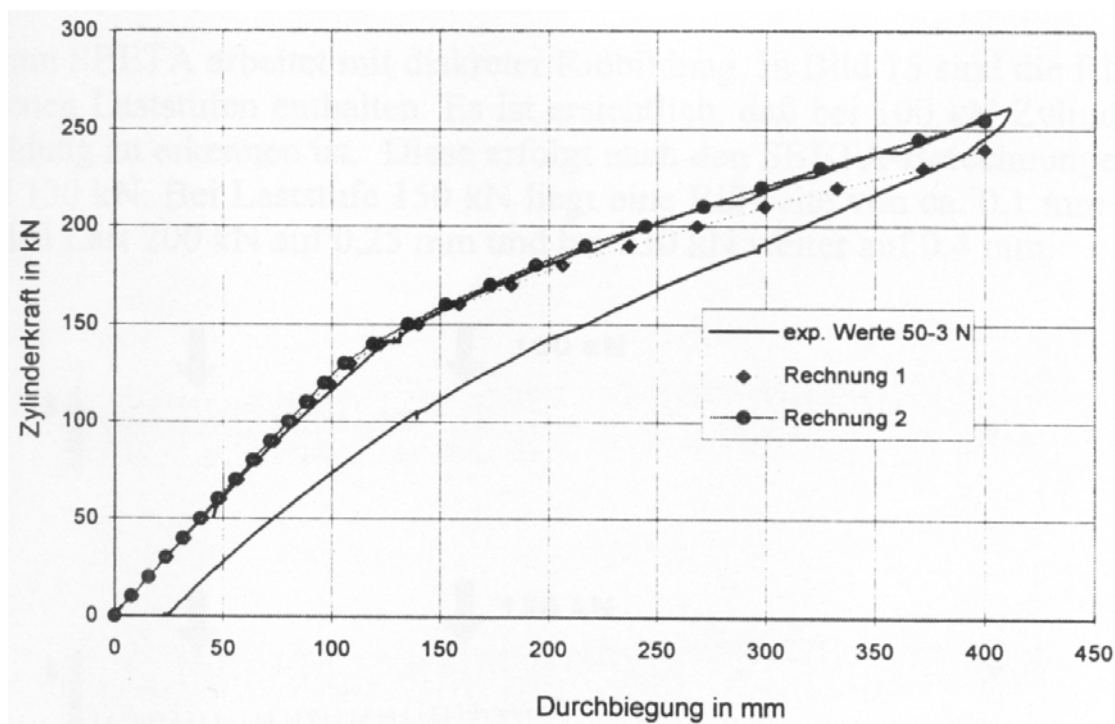


Abb. 8.3: Last-Durchbiegungsfunktion für den Belastungsversuch an einem Spannbetonträger der Weserwehrbrücke in Drakenburg [92]

Benutzt man für die Auswertung die lokal gemessenen Stahldehnungen (wie in Abbildung 8.1) sind deutlichere Steifigkeitsänderungen in Be- und Entlastungsast erkennbar, es gelten jedoch die eingangs beschriebenen Einschränkungen aufgrund des eng begrenzten Beobachtungsbereiches und damit das Risiko, dass sich die zugeordnete Messstelle nicht im maßgebenden Querschnitt befindet. Bei den nachfolgend beschriebenen Laborversuchen soll daher als maßgebende Verformungsgröße für die Bewertung der Dekompression die bereichsweise Krümmung verwendet werden. Diese Verformungsgröße beruht auf der Messung von Neigungen an verschiedenen Positionen entlang der Stabachse und scheint insofern als besonders geeignet, als dass sich durch die Positionierung der Neigungssensoren die maßgebenden Beobachtungsbereiche entsprechend eingrenzen lassen.

## 9. Laboruntersuchungen an Spannbetonbauteilen

### 9.1. Versuchsziel und Aufgabenstellung

Hauptzielstellung der nachfolgend beschriebenen Versuche war zu prüfen, ob die Versuchsgrenzlast bei vorgespannten Bauteilen so rechtzeitig identifiziert werden kann, dass ein unzulässiger Verlust an Vorspannkraft ausgeschlossen werden kann. Die dabei angewandten Versuchsgrenzlastindikatoren sollten auch für Belastungsversuche in situ relevant und anwendbar sein. Unabhängig davon war die vorhandene Vorspannkraft bzw. deren Veränderung in geeigneter Weise genau zu bestimmen.

Im einzelnen waren dabei folgende Fragen zu beantworten:

- Ist eine Bestimmung der Dekompression bzw. deren Veränderung allein aus der Last-Verformungs-Information der Kraft-Krümmungs-Funktion mit ausreichender Genauigkeit möglich?
- Welches sind hierbei die geeigneten, objektiv basierten Bewertungskriterien? Welcher Schwell- bzw. Grenzwert muss hierfür angewendet werden?
- In welchem Verhältnis stehen die ermittelte Versuchsgrenzlast und die einem maßgebenden Abfall an Vorspannkraft zuzuordnende Belastung?
- Welchen Einfluss hat die Verbundqualität und das Verhältnis zwischen schlaffer und vorgespannter Bewehrung auf die zuvor beschriebenen Sachverhalte?

### 9.2. Versuchsobjekte

Die experimentellen Untersuchungen wurden an folgenden Versuchsobjekten durchgeführt:

- 2 Spannbetondehnkörper
- 2 Spannbetonbalken mit unterschiedlicher Längs- und Bügelbewehrung

Die Untersuchungen an den Spannbetondehnkörpern dienten vorwiegend der Verifizierung der geplanten Methode zur Kontrolle der Vorspannkraft über direkte Dehnungsmessungen am Spannstahl im hochbeanspruchten Rissquerschnitt (siehe auch Kapitel 9.3). Sie sollen im folgenden nicht weiter beschrieben werden. Die beiden Spannbetonbalken hatten identische Abmessungen und wurden mit der in Tabelle 9.1 zusammengestellten Bewehrung versehen.

Mit dem Einsatz profilierter Spanndrähte sollte eine möglichst gut Verbundqualität erzielt und damit ein für das Untersuchungsproblem ungünstiger Fall mit geringem „Verbundstörbereich“ beschrieben werden.

Balken	Längsbewehrung	Bügelbewehrung
Balken 1	4 vorgespannte profilierte Einzeldrähte (1570/1770) mit $d_s = 6mm$ ; keine schlaffe Bewehrung	Bügel $d_s = 5mm$ ; $s_w = 12,5cm$
Balken 2	4 vorgespannte profilierte Einzeldrähte (1570/1770) mit $d_s = 6mm$ ; $4 \varnothing 12$ (BSt500, schlaff)	keine Bügelbewehrung

Tab. 9.1: Bewehrung der Versuchskörper

Aufgrund der gewählten Bewehrung waren folgende Versagensformen zu erwarten.

- Balken 1: Biegezugversagen
- Balken 2: Querkraftversagen für ein Bauteil ohne Querkraftbewehrung

Die Querschnitte der beiden Balken können Abbildung 9.1 entnommen werden. Beide Balken wurden im Spannbett gefertigt und jeweils mit 120 kN vorgespannt. Der Spann- und Betonstahl wurde im Bereich der Dehnungsmessstellen vor dem Betonieren geschliffen und abgedeckt, so dass nach dem Betonieren des Betons die erforderlichen Dehnungsmessstreifen ohne größere Stemmarbeiten und somit ohne unbeabsichtigte Rissbildung geklebt werden konnten. Das Umspannen erfolgte nach einer Zeit von ca. 21 Tagen. Danach wurden die Balken für die Untersuchungen vorbereitet. Die Durchführung der Versuche erfolgte mindestens 28 Tage nach dem Betonieren. Der Beton entsprach zum Versuchszeitpunkt wie geplant einem C40/50.

### 9.3. Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Beide Balken wurden im gleichen Versuchsstand mit einer Spannweite von 3,20 m getestet. Die mit Hilfe einer servohydraulischen Prüfanlage erzeugte Kraft wurde über ein Lastprofil verteilt und in Form von zwei Einzellasten in den Viertelpunkten der Spannweite eingeleitet. Die Schubslankheit  $a/d$  betrug etwa 3,2 (interessant für die Versuche am Balken 2) und liegt damit innerhalb des Schubtals nach Kani [64] und in einem Bereich, in dem eine direkte Lastabtragung über eine flach geneigte Druckstrebe in das Auflager nicht mehr möglich ist (siehe Kapitel 4). Einen Überblick über die bei beiden Balken im wesentlichen identische Messtechnik gibt der Messstellenplan in Abbildung 9.2. Zum einen erfolgte die Messung der Durchbiegung in Feldmitte und in den Viertelpunkten, um der bei Belastungsversuchen üblichen Vorgehensweise gerecht

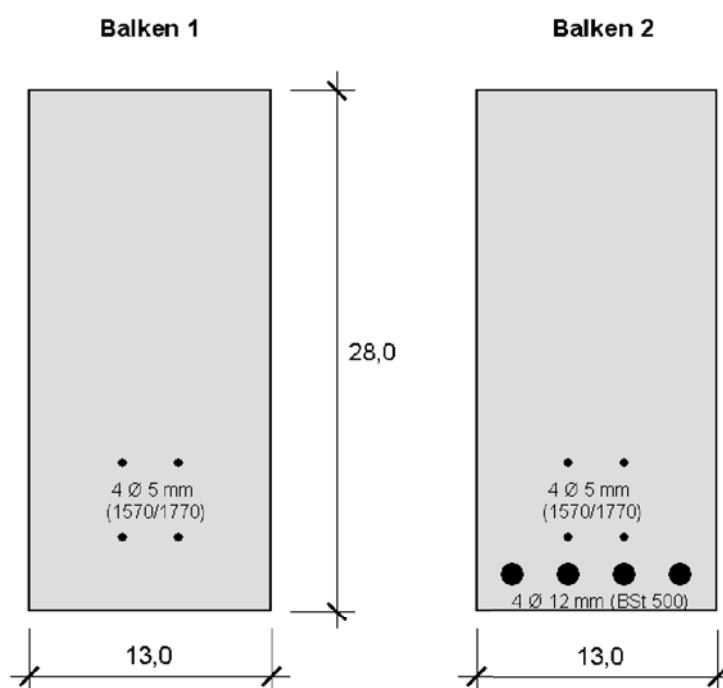


Abb. 9.1: Querschnitte der beiden untersuchten Spannbetonbalken

zu werden und globale Vergleichswerte für alle weiteren Verformungsmessgrößen verfügbar zu haben. Die Ermittlung der bereichsweisen Krümmung erfolgte über die Messung von Neigungen entlang der Stabachse, wobei aus den Neigungsdifferenzen benachbarter Sensoren eine mittlere Krümmung für den betrachteten Abschnitt berechnet wurde. Von den insgesamt 5 Krümmungsbereichen zeigen demnach die inneren drei im wesentlichen das Geschehen infolge der Biegebeanspruchung und die äußeren beiden eher Erscheinungen infolge der Querkraftbelastung. Über eine Approximation der Neigungslinie mit anschließender Integration lässt sich auch die Durchbiegung an jeder beliebigen Stelle des Balkens ermitteln [114]. Im Zuge der hier beschriebenen Versuche bestand dafür jedoch kein Bedarf. Die Dehnungen des Spannstahls (bei Balken 2 auch des Bewehrungsstahls) wurden über direkt an den Stahl applizierte DMS in Balkenmitte gemessen. Aufgrund der Schwächung des Bauteils durch das Freilegen des Betons an dieser Stelle durfte erwartet werden, dass sich innerhalb dieses Bereiches während des Versuchs ein Biegeriss ausbilden wird und die Dekompression und damit die Veränderung in der Vorspannkraft mit ausreichender Genauigkeit über die Kraft-Stahldehnungs-Funktion beobachtet werden kann. Die Erwartungen haben sich während der Versuchsdurchführung bestätigt. Um hierfür etwas mehr Sicherheit zu schaffen, wurde auf der Balkenunterseite ein zusätzlicher Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung (RV 1) über eine Messlänge von etwa 15 cm installiert. Zur Erfassung und Verfolgung der Rissbildung im Querkraftbereich wurden außerdem die Diagonaldehnungen unter einem Winkel von ca.  $45^\circ$



und die Vertikaldehnungen über die Balkenhöhe gemessen. Die Messstellen waren dabei so verteilt, dass ein entstehender Schubriss in jedem Fall die Messlänge mindestens eines Sensors kreuzt. Zusätzlich wurden noch die Betonstauchungen in Balkenmitte (zur Erfassung der Querschnittsauslastung) und an mehreren Stellen im Querkraftbereich gemessen. Die letzteren Messungen wurden vorgenommen, weil bei einigen in der Literatur dokumentierten Untersuchungen [76], [100] bei Entstehung eines Schubrisses eine signifikante Spannungsumkehr in der Druckzone beobachtet worden war.

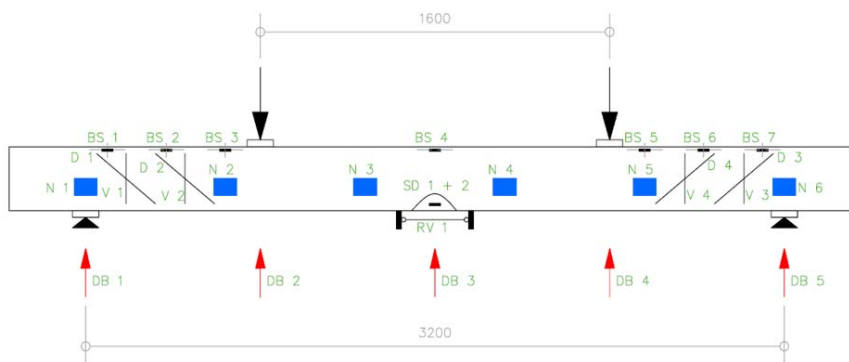


Abb. 9.2: Messstellenplan

Bei den Versuchen am Balken 2 wurden zusätzlich photogrammetrische Untersuchungen im Querkraftbereich durchgeführt. Die Oberflächenvorbereitung erfolgte hierbei, wie auch schon bei den in Kapitel 7 beschriebenen Versuchen, durch das Aufsprühen eines Zufallsmusters auf die zuvor geweißte Balkenoberfläche (Abbildung 9.5). Die Versuche wurden kraftgesteuert nach dem in Abbildung 9.6 dargestellten Belastungsregime durchgeführt. Hierbei wurde eine gleichmäßige Lastschrittfolge von 10 kN gewählt. Auf jeder Laststufe wurden zwei Lastwechsel ausgeführt, wobei die Last bei Erreichen der maßgebenden Oberlast sowie der Grundlast für 2 min. konstant gehalten wurde. Auf diese Weise erhält man für den gesamten Kraftbereich jeweils vollständige Last-Verformungskurven (mit Be- und Entlastungsast), die für eine detaillierte Analyse verwendet werden können. Bei den Untersuchungen am Balken 1 wurden alle entstandenen Risse laststufenweise nachgezeichnet und protokolliert. Bei den Untersuchungen am Balken 2 wurde darauf verzichtet, um nicht versehentlich den Messaufbau für die photogrammetrischen Untersuchungen zu gefährden.

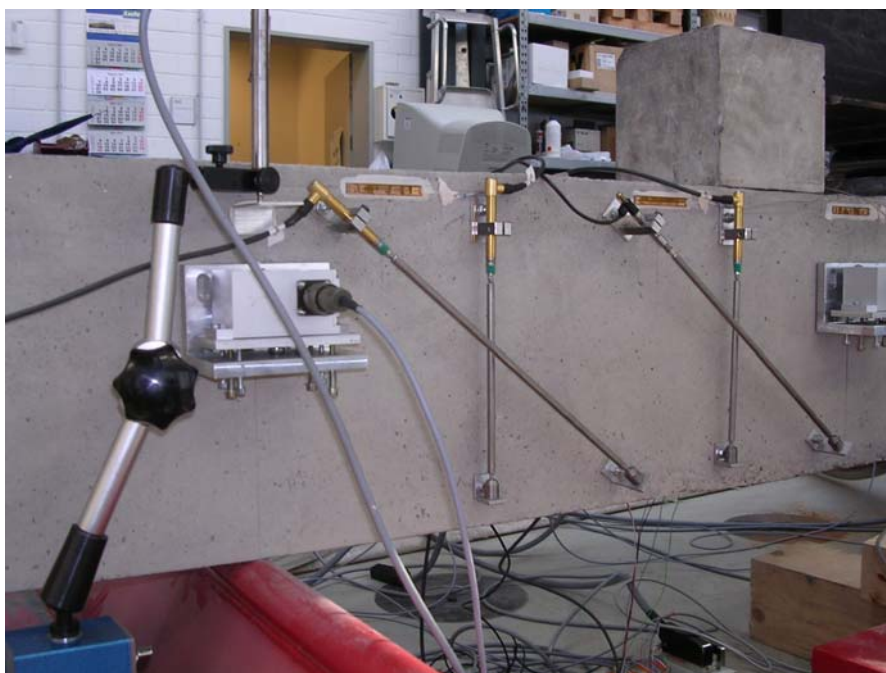


Abb. 9.3: vollständig applizierte Messtechnik im Querkraftbereich



Abb. 9.4: Messung der Spannstahldehnung und der Relativverschiebung in Balkenmitte

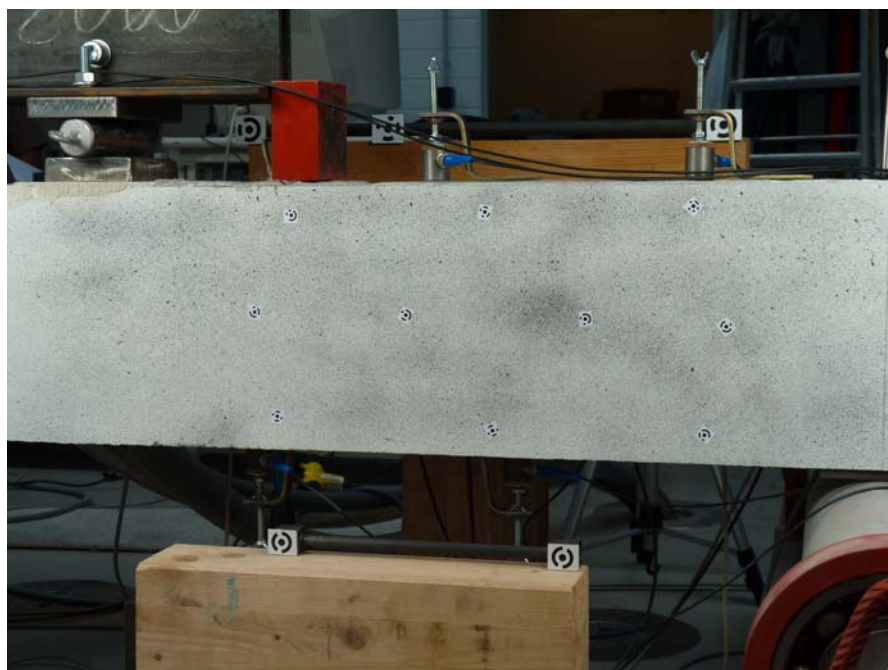


Abb. 9.5: Für photogrammetrische Untersuchungen vorbereitete Balkenoberfläche

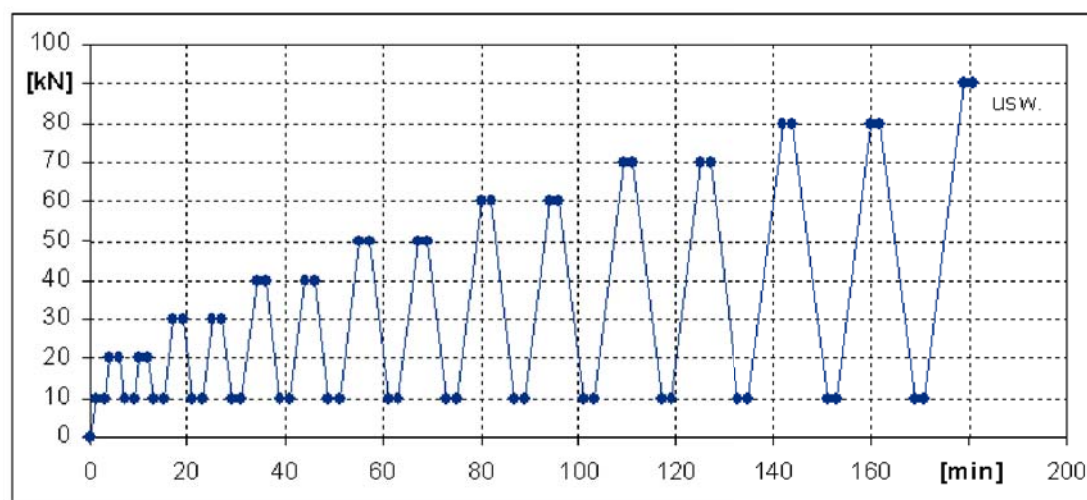


Abb. 9.6: Belastungsregime

## 9.4. Versuchsergebnisse

### 9.4.1. Balken 1

Die Versuche am Balken 1 wurden wie geplant durchgeführt. Das Versagen trat wie erwartet durch Biegezugbruch ein, wobei die Vorankündigung durch Rissbildung und Rissöffnung beträchtlich war (Abbildung 9.7). Abbildung 9.8 zeigt die Kraft-Krümmungs-Linien bzw. die Kraft-Stahldehnungs-Linien für alle Laststufen bis zum Erreichen der

Traglast von 100 kN.



Abb. 9.7: Rissbild des Balkens 1 unter Maximalbelastung

Zur Identifikation der Versuchsgrenzlast wurde die für jede Laststufe ermittelte bezogene Strukturveränderungsenergie  $\delta_{s}$  (siehe Abschnitt 3.3) aus der Krümmung im Biegebereich (Messstelle K3) verwendet. Der an Stahlbetonbauteilen vorgefundene charakteristische Verlauf von  $\delta_{s}$  ist auch hier erkennbar. Nach abgeschlossener Rissbildung fallen die Werte mit zunehmender Belastung zunächst ab, um dann bei beginnenden plastischen Strukturveränderungen der Bewehrung wieder anzusteigen. Dieses Ansteigen wurde auch hier als Indikator für die Versuchsgrenzlast angewendet und konkret bei einer Last von 90 kN beobachtet (siehe Abbildung 9.9).

Die Ermittlung und Kontrolle der Vorspannkraft erfolgte zunächst über den Einbau von zwei Sekanten in die Kraft-Stahldehnungs-Linie. Diese können sowohl im Belastungsast als auch im Entlastungsast eines jeden Lastwechsels angeordnet werden. Der Schnittpunkt der beiden Sekanten liefert dann einen Wert für die Dekompressionslast. Die im Entlastungsast ermittelte Dekompressionslast ist dabei aufgrund der Gefügereibung etwas geringer als die im Belastungsast. Abbildung 9.10 zeigt die Ermittlung des Sekantenschnittpunkts im Belastungsast des 1. und 2. Lastwechsel für die Laststufen 7 und 9.

Aufgrund der manuellen Festlegung der Sekantenschnittpunkte liefert die beschriebene Verfahrensweise stark subjektiv geprägte Werte für die Dekompression und ist daher für die praktische Anwendung nur bedingt geeignet. Dies betrifft insbesondere die Anord-

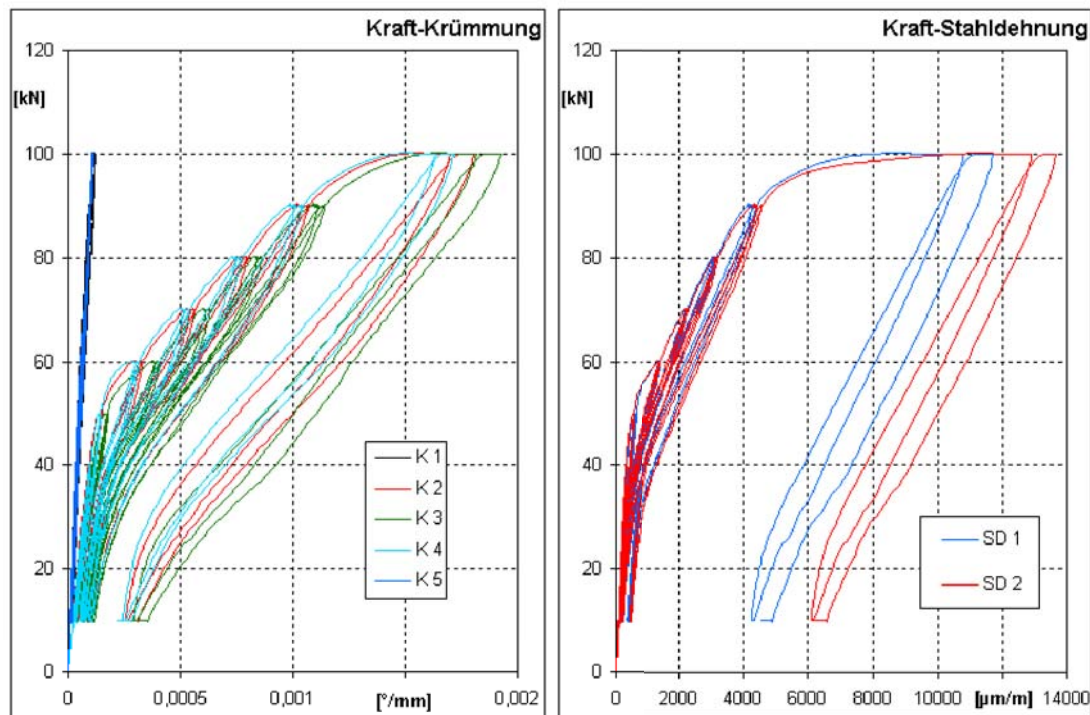


Abb. 9.8: Kraft-Krümmungs- und Kraft-Stahldehnungs-Linien für Balken 1 (Gesamtversuch)

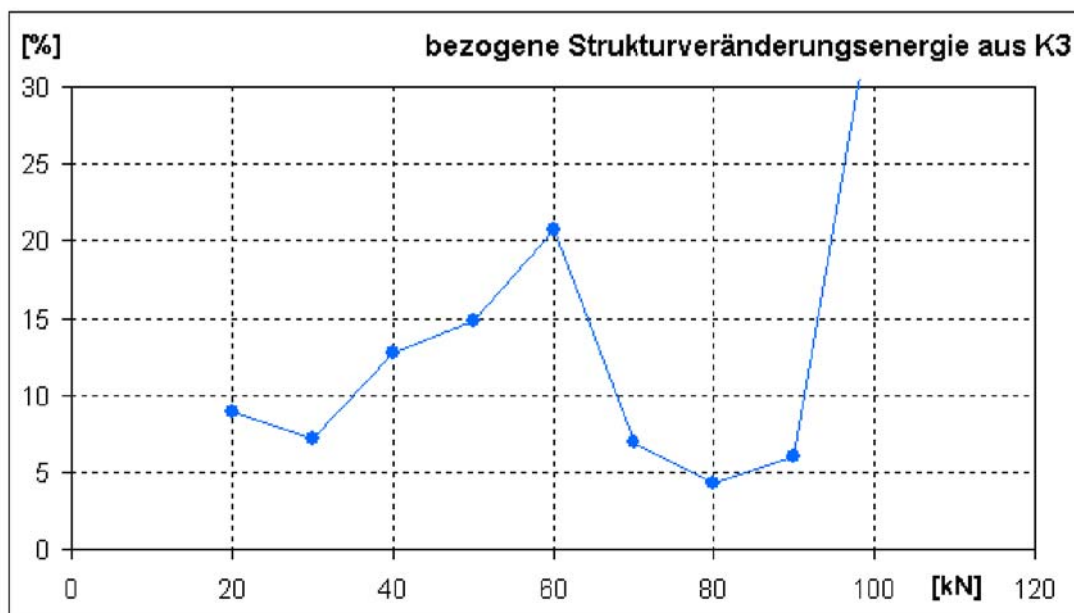


Abb. 9.9: bezogene Strukturveränderungsenergie mit zunehmender Belastung

nung der Sekante im überdrückten Bereich, da hier der Kurvenverlauf bedingt durch das Materialverhalten des Betons insgesamt gekrümmt ist. Auf der Suche nach weiteren Möglichkeiten fiel auf, dass der Belastungsast im 2. Lastwechsel einer jeden Laststufe ein

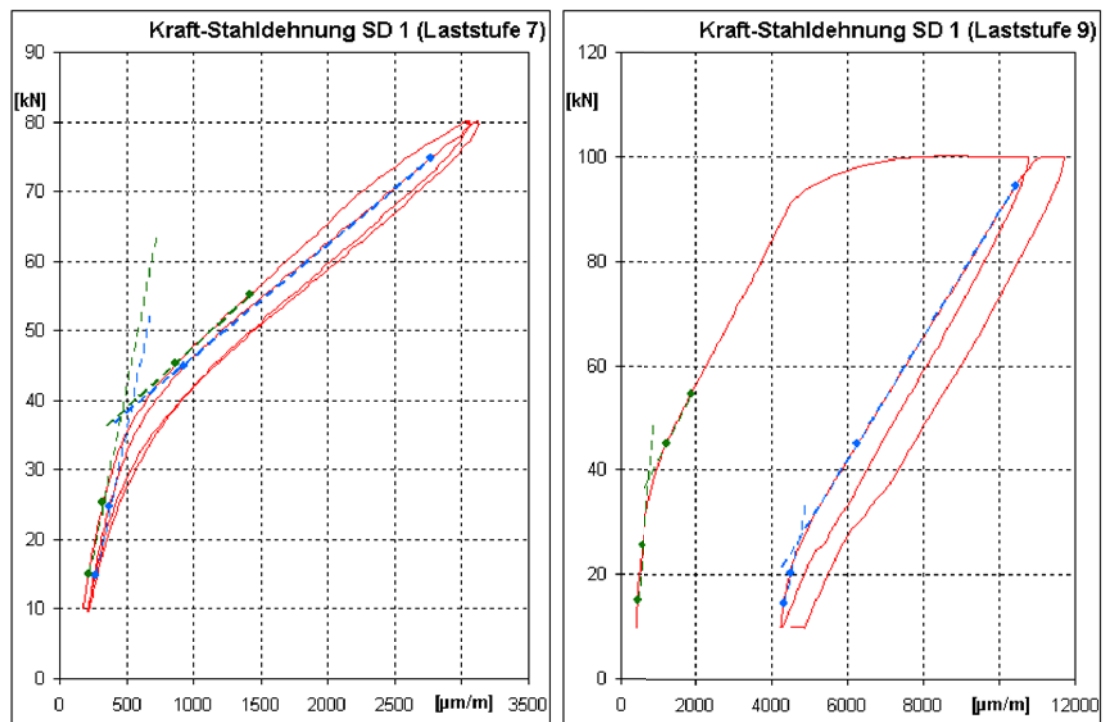


Abb. 9.10: Ermittlung der Dekompression über die Anordnung von Sekanten in die Kraft-Stahldehnungs-Linie

außerordentlich lineares Verhalten zeigt. In der weiteren Auswertung wurde daher die Krümmung der Kraft-Stahldehnungslinie im Belastungsast des 2. Lastwechsels für die maßgebenden Laststufen direkt ermittelt und über der einwirkenden Belastung aufgetragen (siehe Abbildung 9.11). Die Kurven wurden ausschließlich leicht mittelwertgeglättet und haben deshalb weit objektiveren Charakter als die zuvor beschriebene Verfahrensweise. Es ist deutlich erkennbar, dass die Kurvenkrümmung für alle Laststufen beim Übergang zwischen überdrückten und geöffneten Rissen einen identischen Verlauf hat, solange die Vorspannkraft konstant bleibt. Erst bei einer Plastizierung des Stahls und der damit verbundenen Verringerung der Vorspannkraft verschiebt sich die zugehörige Kurve deutlich nach rechts. Damit liefert die einer Laststufe zugehörige Krümmungskurve eine Information über die im vorangegangenen 1. Lastwechsel bewirkte Abminderung der Vorspannkraft. Dies ist im vorliegenden Versuch bei Laststufe 9 (100 kN) der Fall. Bei Identifikation der Versuchsgrenzlaster (90 kN) ist dagegen noch keine Veränderung der Vorspannkraft anhand des Krümmungsverlaufes der Kraft-Stahldehnungslinie erkennbar. Um nun auch für die Durchführung von Belastungsversuchen in situ ein praktisch handhabbares Kriterium verfügbar zu haben, wurde in einem letzten Schritt geprüft, ob ein gleichartiges und damit gleichermaßen geeignetes Verhalten auch im Krümmungsverlauf der Kraft-Krümmungslinie erkennbar wird. Abbildung 9.12 zeigt, dass dies der Fall ist.

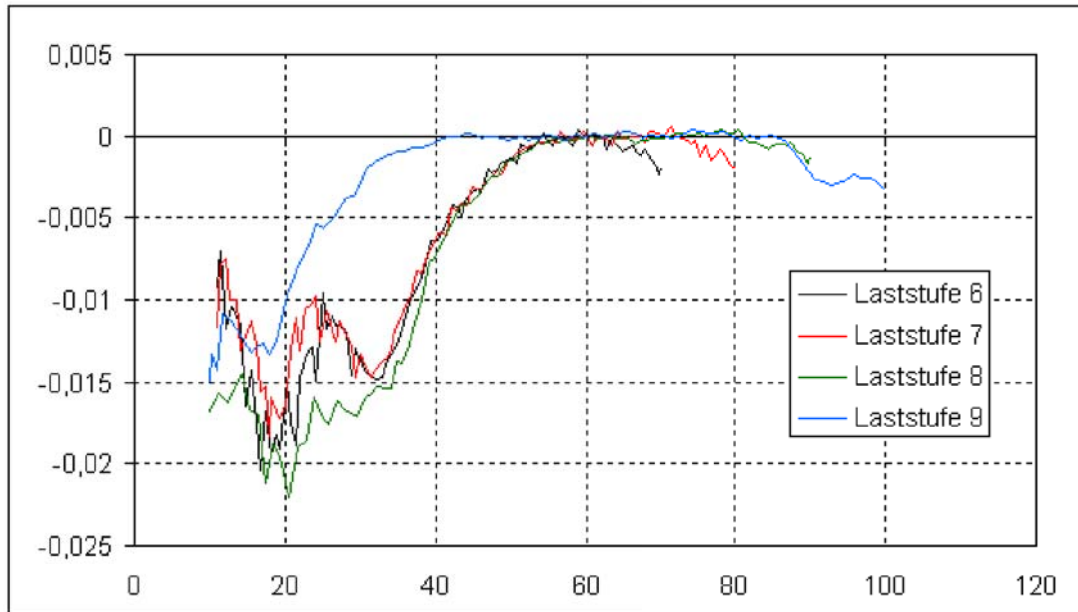


Abb. 9.11: Krümmung der Kraft-Stahldehnungs-Linie im 2. Belastungsast

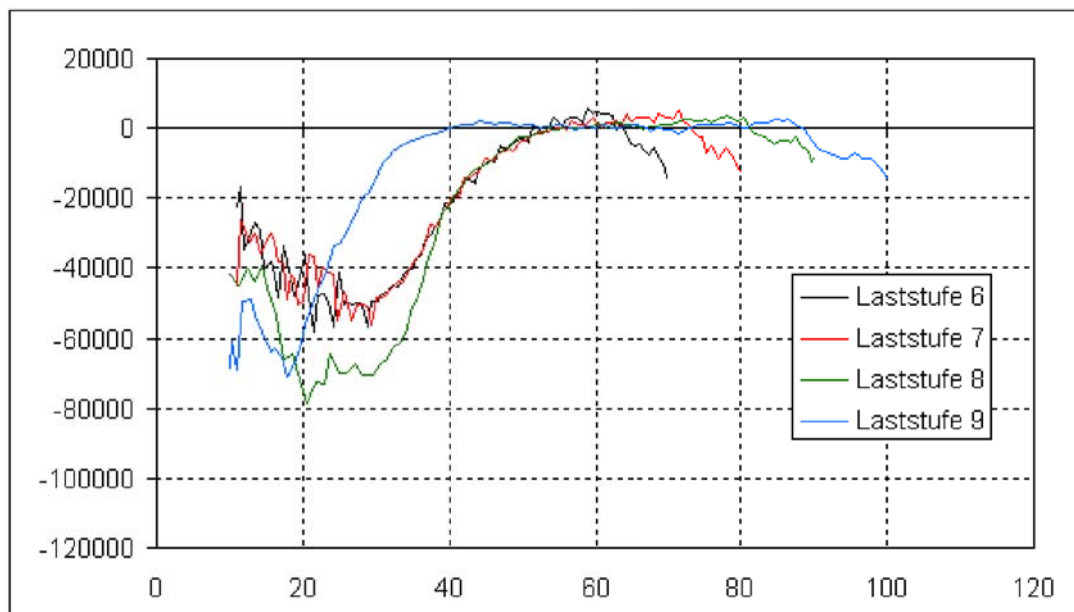


Abb. 9.12: Krümmung der Kraft-Krümmungs-Linie im 2. Belastungsast

Aus den beschriebenen Zusammenhängen kann die wesentliche Schlussfolgerung abgeleitet werden, dass der mit beginnender Strukturveränderung einhergehende Verlust an Vorspannkraft zunächst moderat ist, so dass die Versuchsgrenzlast identifiziert werden kann, ohne dass die vorhandene Vorspannkraft darunter leidet. Als wesentliche Ursache

hierfür kommt hauptsächlich der auch bei profilierten Spanndrähten eher mäßige Verbund in Betracht, der bewirkt, dass sich die Auswirkungen der Strukturveränderung (Plastizierung) auf einen relativ großen Bereich verteilen. Wie im Vorfeld schon erläutert, bietet die Messung der abschnittswisen Krümmung die Möglichkeit, Strukturveränderungen nicht nur zu beobachten sondern auch entsprechenden Bauteilabschnitten zuzuordnen. Im vorliegenden Fall bildeten sich beginnend mit ca. 90 kN erste Risse im Querkraftbereich, die deutlich mit einer Krümmung der Kraft-Verformungs-Linie für die Diagonaldehnung verbunden sind (siehe Abbildung 9.13 links). Aber auch in der Kraft-Verformungs-Linie für die Krümmung im Querkraftbereich sind diese Auswirkungen der Rissbildung, wenn auch nicht ganz so deutlich, als Krümmungen im Kurvenverlauf erkennbar (siehe Abbildung 9.13 rechts). Dies wäre bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung als Signal für das Erreichen der Versuchsgrenzlast zu deuten, da hier eine größere Rissbildung im Querkraftbereich - im Unterschied zum Bereich mit überwiegender Momentenbeanspruchung - als schädigend anzusehen ist und deshalb größere Nichtlinearitäten im Kurvenverlauf nicht akzeptiert werden dürfen.

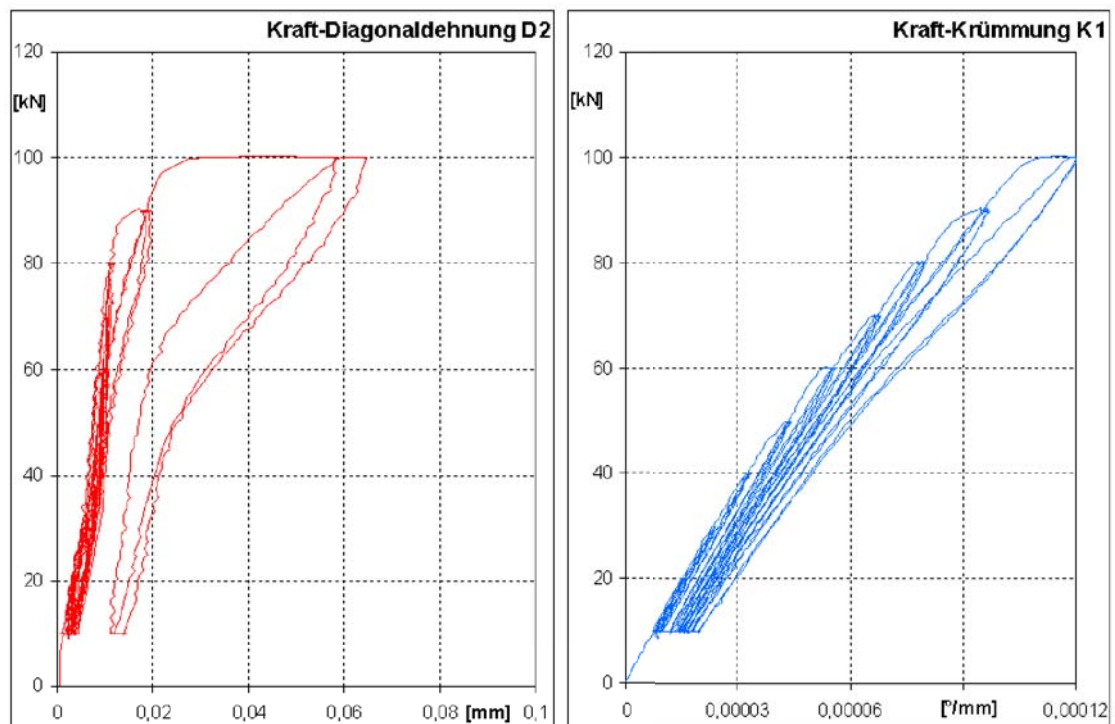


Abb. 9.13: Kraft-Diagonaldehnungs-Linie und Kraft-Krümmungs-Linie im Querkraftbereich



## 10. Zusammenfassung und Ausblick

Der Abschlussbericht umfasst die Ergebnisse des ersten Teils des Forschungsvorhabens „Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen“ und bildet die Grundlage für das bereits beantragte Fortsetzungsvorhaben.

Es wurde zunächst die geschichtliche Entwicklung der Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen recherchiert und zusammengestellt. Es wurde gezeigt, welche Bedeutung Belastungsversuche im Bauingenieurwesen hatten und haben, worin Probleme bei der Bewertung und Durchführung bestanden und wie diese zu Beginn der 1990er Jahre in den EXTRA-Forschungsvorhaben in wichtigen Punkten gelöst wurden. Die bekannten Versuchsgrenzlastindikatoren der Richtlinie des DAfStb [28] wurden vorgestellt und ihre Bedeutung hinsichtlich einer Versagensvorankündigung erläutert.

Die Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen ergaben, dass die Gefahr eines Schubversagens nur bei ganz bestimmten Parameterkombinationen überhaupt vorhanden ist und für einige typische Hochbaukonstruktionen somit ein Schubversagen bereits im Vorfeld eines Belastungsversuches ausgeschlossen werden kann. Die maßgebenden Einflussfaktoren, wie die Schubschlankheit, die Längsbewehrung, das Verbundverhalten und die Belastungsart wurde ausführlich dargestellt und ihre Auswirkungen auf das Schubtragverhalten erläutert. Die daraus abgeleiteten Beurteilungsstrategien stellen bereits eine wesentliche Verbesserung der Planungssicherheit von Belastungsversuchen dar.

Für die messtechnische Erfassung des Tragwerkszustandes während einer experimentellen Untersuchung wurden die Versagensarten hinsichtlich ihrer Vorankündigung klassifiziert und die Besonderheiten in der Ankündigung eines Schubversagens herausgearbeitet. Dabei wurde spezielles Augenmerk auf die Rissbildungsprozesse im Schubbereich gelegt und die Mikrorissbildungsprozesse als ein wichtiges Beurteilungskriterium herausgearbeitet. Ausgehend von diesen Erkenntnissen über den Versagensablauf und die zeitlich und örtliche Beschreibung des Versagensprozesses wurden mögliche Indikatoren abgeleitet, die objektive Kriterien zur Detektion der Versuchsgrenzlast darstellen.

Die für die messtechnische Erfassung bereits kleinster Strukturveränderungen gewählten Messverfahren, wie die Photogrammetrie und die Schallemission wurden vor allem in Hinblick auf ihre Leistungsfähigkeit für die Bewertung von Belastungsversuchen beschrieben. Für die photogrammetrische Auswertung der im Versuch zu messenden Mikrorissbildung wurde ein geeigneter Algorithmus theoretisch entwickelt und praktisch umgesetzt, so dass eine lokale Dehnungserhöhung eindeutig identifiziert werden kann. Auch die Interpreta-

tion der Schallemissionssignale ermöglicht eine eindeutige Bewertung. Insbesondere die kombinierte Beurteilung der Messergebnisse beider Verfahren führt zu einer signifikant erhöhten Sicherheit bei der Durchführung von Belastungsversuchen.

Die entwickelten Verfahren zur messtechnischen Erfassung der dem Versagen vorausgehenden Mikrorissbildungsprozesse wurden zunächst an Tastversuchen mit Stahlbetondehnkörpern erprobt und anschließend weiterentwickelt. Eine erste Anwendung erfolgte bei Versuchen an Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung. Die Ergebnisse verifizieren die theoretischen Überlegungen und erlauben eine frühzeitige Schädigungsdetektion, die eine Ableitung von messbaren, eindeutigen Indikatoren erlaubt. Auch die Untersuchung von Spannbetonbauteilen zeigte die gute Wirkungsweise der entwickelten Auswertalgorithmen und den erhöhten Informationsgewinn durch den Vergleich der Ergebnisse verschiedener Messverfahren.

In dem beantragten Fortsetzungsvorhaben soll die photogrammetrische Auswertung zur Online-Fähigkeit weiterentwickelt werden. Die gefundenen Kriterien zur Beurteilung des Tragwerkszustandes während des Versuches sollen in weiteren Bauteiluntersuchungen zu allgemeingültigen und praxisgerecht anwendbaren Indikatoren weiterentwickelt werden. Auch soll durch gezielte Versuche an typischen Bauteilen des Hochbaus eine genauere Beschreibung der Schubbruchgefährdung erfolgen. Ziel dabei ist, die herausgearbeiteten Einflussfaktoren so miteinander zu kombinieren, dass klare Abgrenzungen der sich einstellenden Versagensform angegeben werden können. Abschließend soll die Praxistauglichkeit der entwickelten Indikatoren in einem umfassenden in-situ Versuch nachgewiesen werden.

## 11. Veröffentlichungen

### bereits umgesetzte Veröffentlichungen

1. Bolle, G.; Schacht, G.: *Belastungsversuche an bestehenden Bauwerken - Geschichtliche Entwicklung und derzeitige Praxis*. In: Historische Tragwerke in neuer Zeit. 29. Mitteldeutsches Bau-Reko-Kolloquium am 21. April 2010 in Lutherstadt Wittenberg, Verlag der Bauhaus-Universität Weimar, 2010, S. 79-104.
2. Schacht, G., Marx, S., Bolle, G.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung bei nicht duktilem Bauteilversagen*, 1. Tagung Nutzerorientierte Bausanierung, Weimar, 28.-29. September 2010, S. 139 - 146.
3. Schacht, G.: *Versuchsgrenzlastindikatoren bei der Probelastung von Massivbaukonstruktionen mit geringem Ankündigungsverhalten*, (reviewed), DAfStb Doktorandensymposium 2010, S. 113-124, Kaiserslautern.
4. Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: *Belastungsversuche an bestehenden Bauwerken - Geschichtliche Entwicklung und derzeitige Praxis - Teil 1*. Bautechnik **87** (2010), Heft 11, S. 700-707 - doi: 10.1002/bate.201010047
5. Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: *Belastungsversuche an bestehenden Bauwerken - Geschichtliche Entwicklung und derzeitige Praxis - Teil 2*. Bautechnik **87** (2010), Heft 12, S. 784-789 - doi: 10.1002/bate.201010052
6. Marx, S.; Schacht, G.; Maas, H.-G.; Koschitzki, R.; Bolle, G.: *Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen*, Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben „Zukunft Bau“, November 2010, 69 S.
7. Schacht, G.: *Großer Lauschangriff auf alte Bauten - Dresdner Bauingenieure wollen Bausubstanz erhalten helfen*, Wissenschaftsreportage zum 51. Doktorandensymposium des DAfStb, Kaiserslautern, 2010.
8. Schacht, G., Marx, S., Hahn, O.: *Belastungsversuche an Massivbaukonstruktionen mit geringem Ankündigungsverhalten*, 2. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 25.-26. Januar 2011, S. 255-264.
9. Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: *Loading Tests of Existing Concrete Structures - Historical Development and Present Practise*. 4th International fib Congress, Prague, June 1 - June 4 2011, DVD Paper No. 1-671
10. Koschitzki, R.; Schacht, G.; Schneider, D.; Marx S.; Maas H.-G.: *Integration of photogrammetry and acoustic emission analysis for assessing concrete structures*

---

during loading tests, Proceedings of SPIE Volume 8085, Paper 17, München, 25. - 26. May 2011.

11. Koschitzki, R.: Bildsequenzanalyse zur Rissdetektion bei Belastungsversuchen an Stahl- und Spannbetonbauteilen. Photogrammetrie - Laserscanning - Optische 3D-Messtechnik (Beiträge Oldenburger 3D-Tage 2011, Hrsg. Th. Luhmann), Verlag Herbert Wichmann.

### **Geplante Veröffentlichungen**

1. Schacht, G.; Marx, S.; Bolle, G.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbaukonstruktionen mit geringem Ankündigungsverhalten*, 6. Symposium Experimentelle Untersuchung von Bauwerken, Dresden, 9. September 2011.
2. Schacht, G.; Koschitzki, R.; Marx, S.; Maas, H.-G.: *Vergleich verschiedener Messverfahren zur Bestimmung der Schräggrissbildung*, ISRN-hindawi online open access.
3. Schacht, G.; Marx, S.; Bolle, G.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Stahlbetonkonstruktionen mit Schubbruchgefahr*, Bautechnik **88** (2011), Heft 11.
4. Koschitzki, R.: *Vergleich photogrammetrischer und akustischer Messverfahren zur Rissdetektion bei Belastungsversuchen im Stahlbetonbau*, AVN - Allgemeine Vermessungs-Nachrichten, Wichmann Verlag, 2011

## A. Anhang

### A.1. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B1F1

#### A.1.1. Herkömmliche Messtechnik

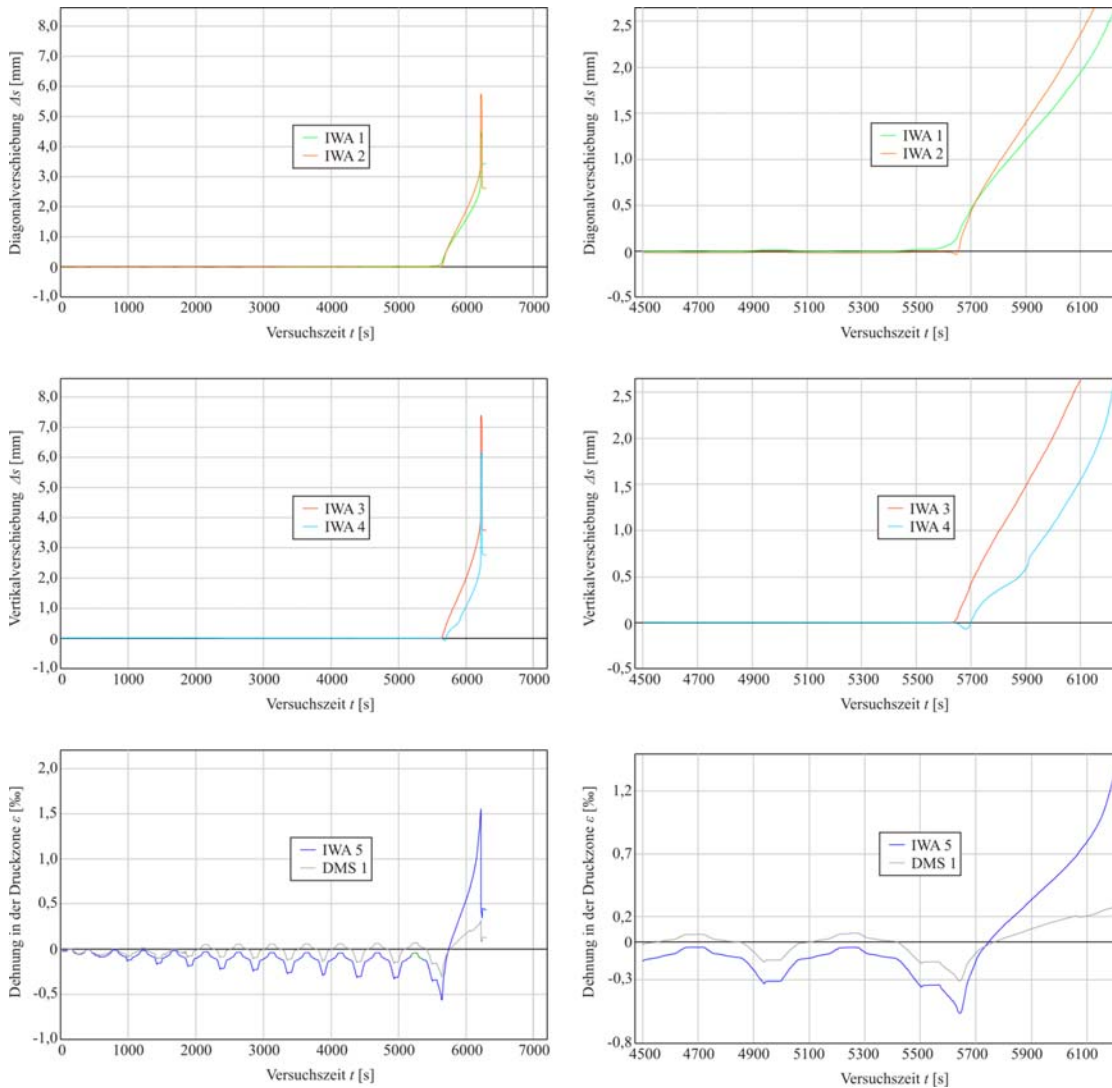


Abb. A.1: Ergebnisse der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit

### A.1.2. Schallemissionsanalyse

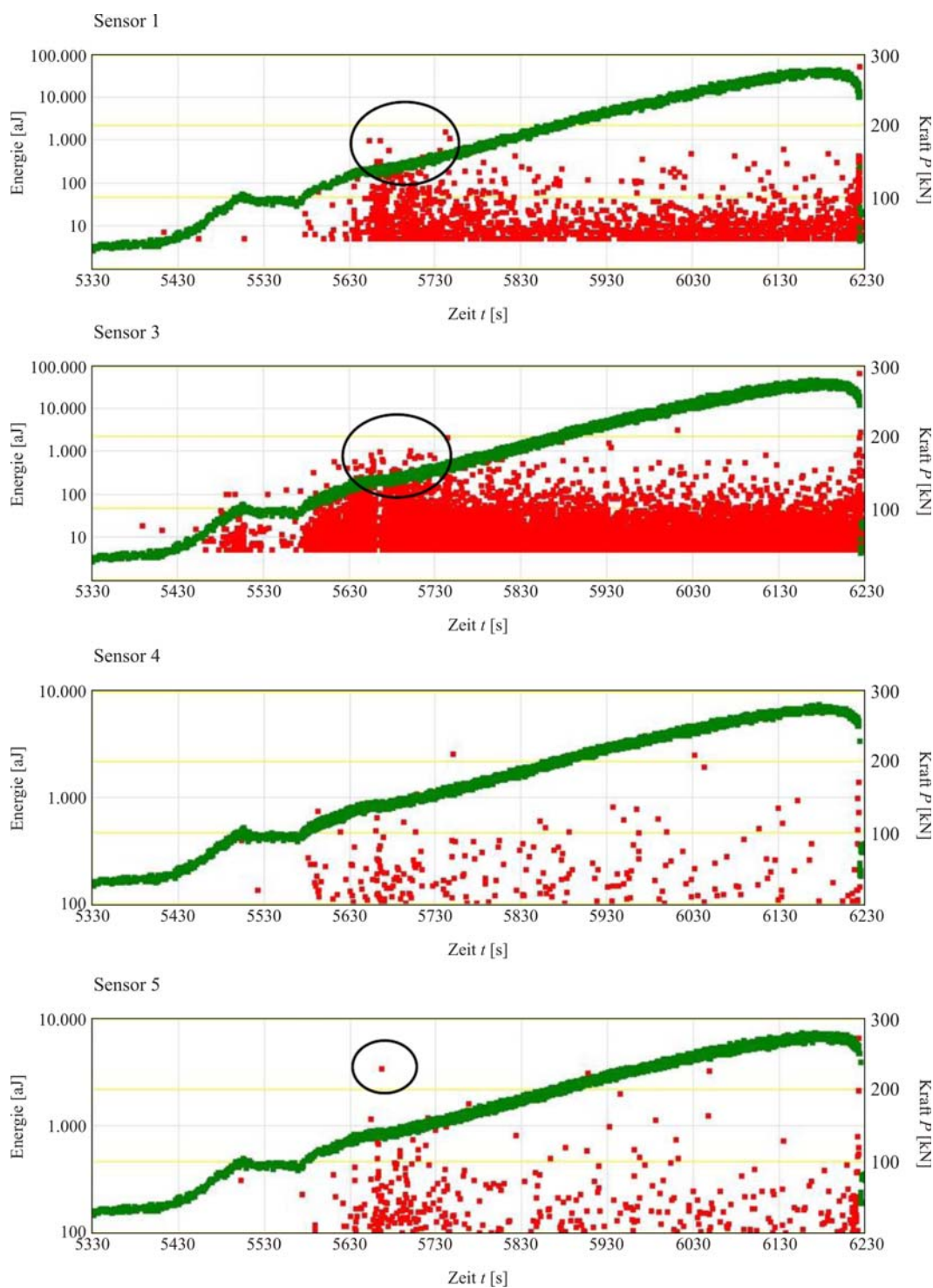


Abb. A.2: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit

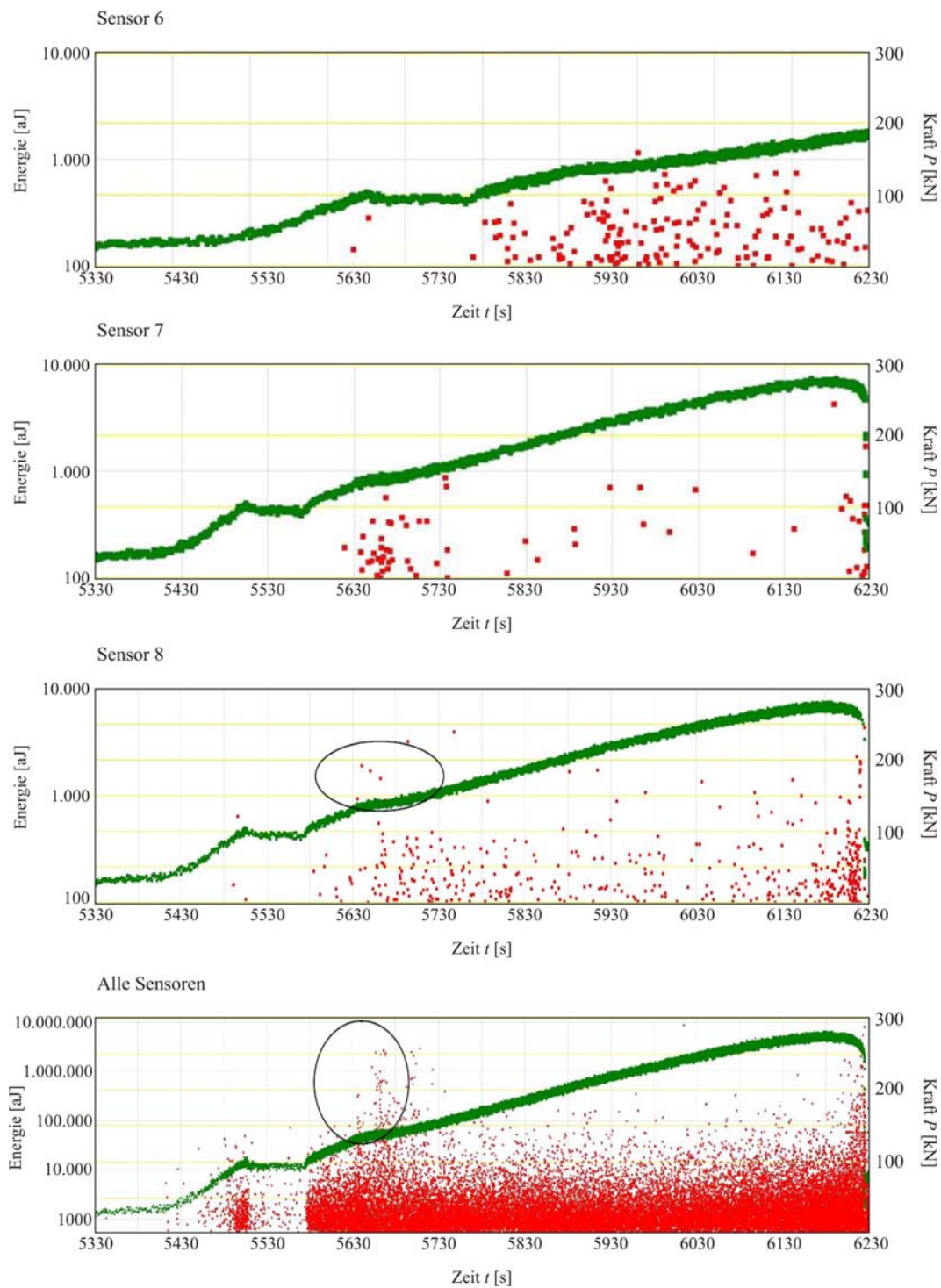


Abb. A.3: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit

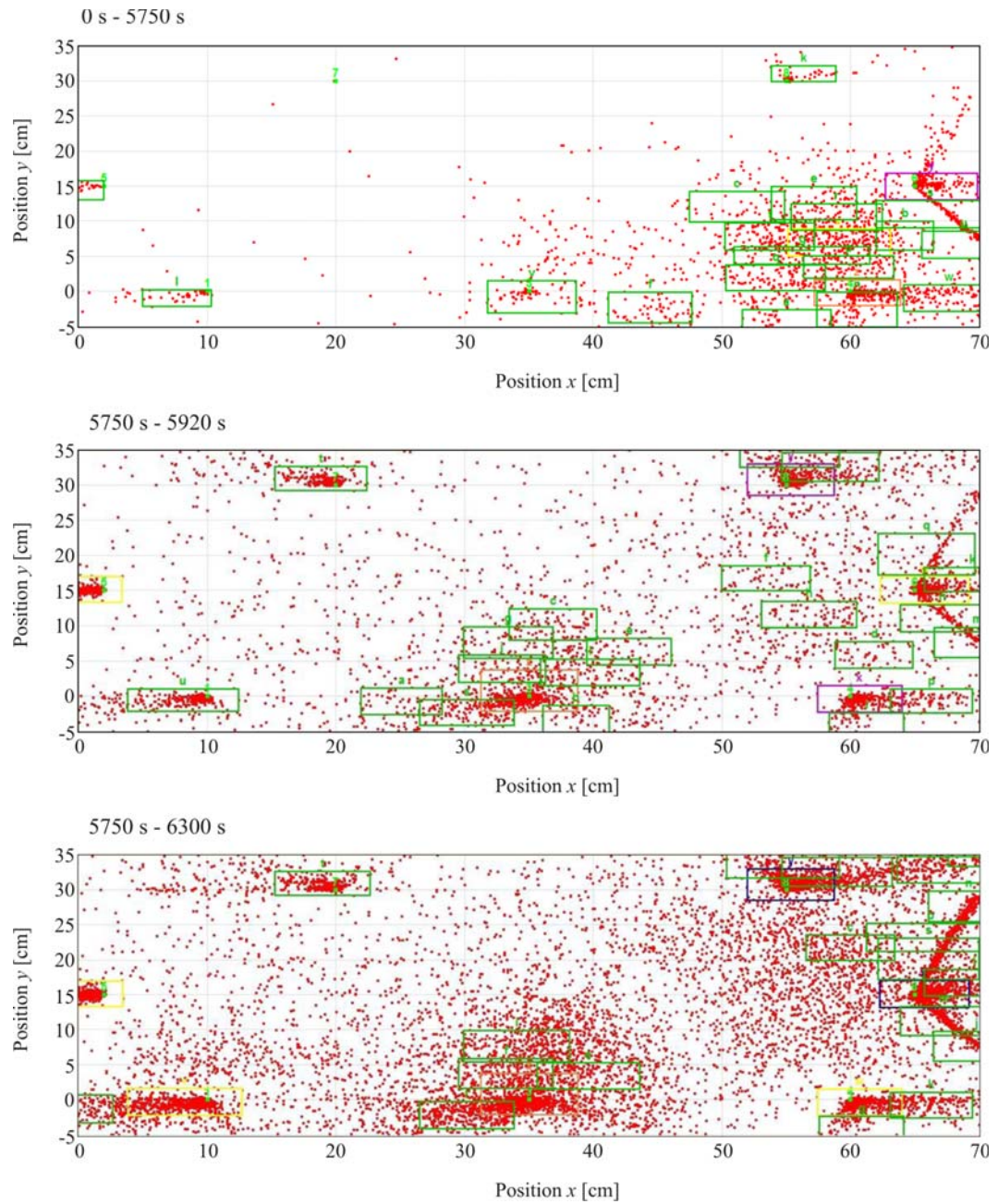


Abb. A.4: Ergebnisse der SEA: Zonale Ordnung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten



### A.1.3. Photogrammetrie

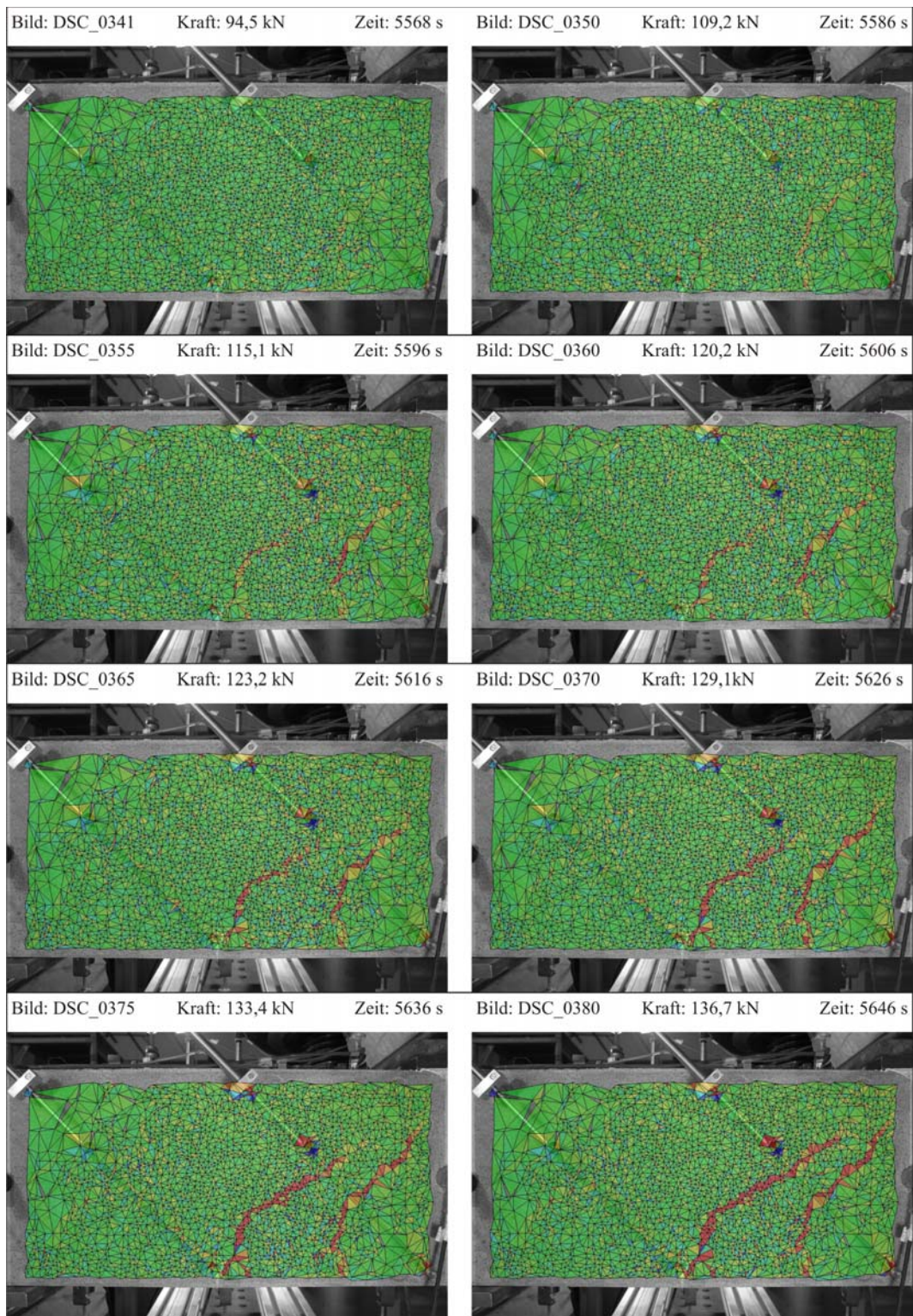


Abb. A.5: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten

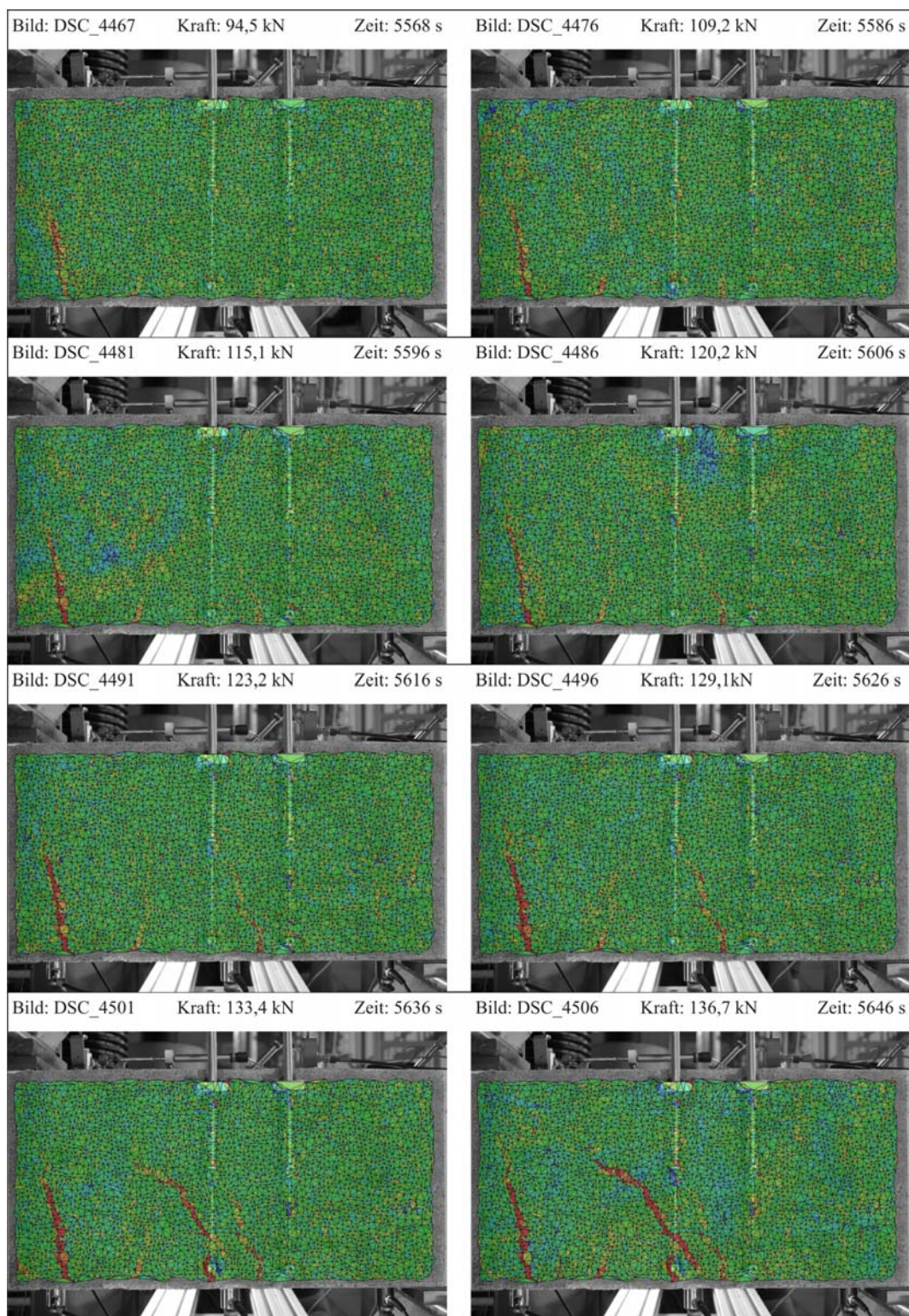


Abb. A.6: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten

## A.2. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B1F2

### A.2.1. Herkömmliche Messtechnik

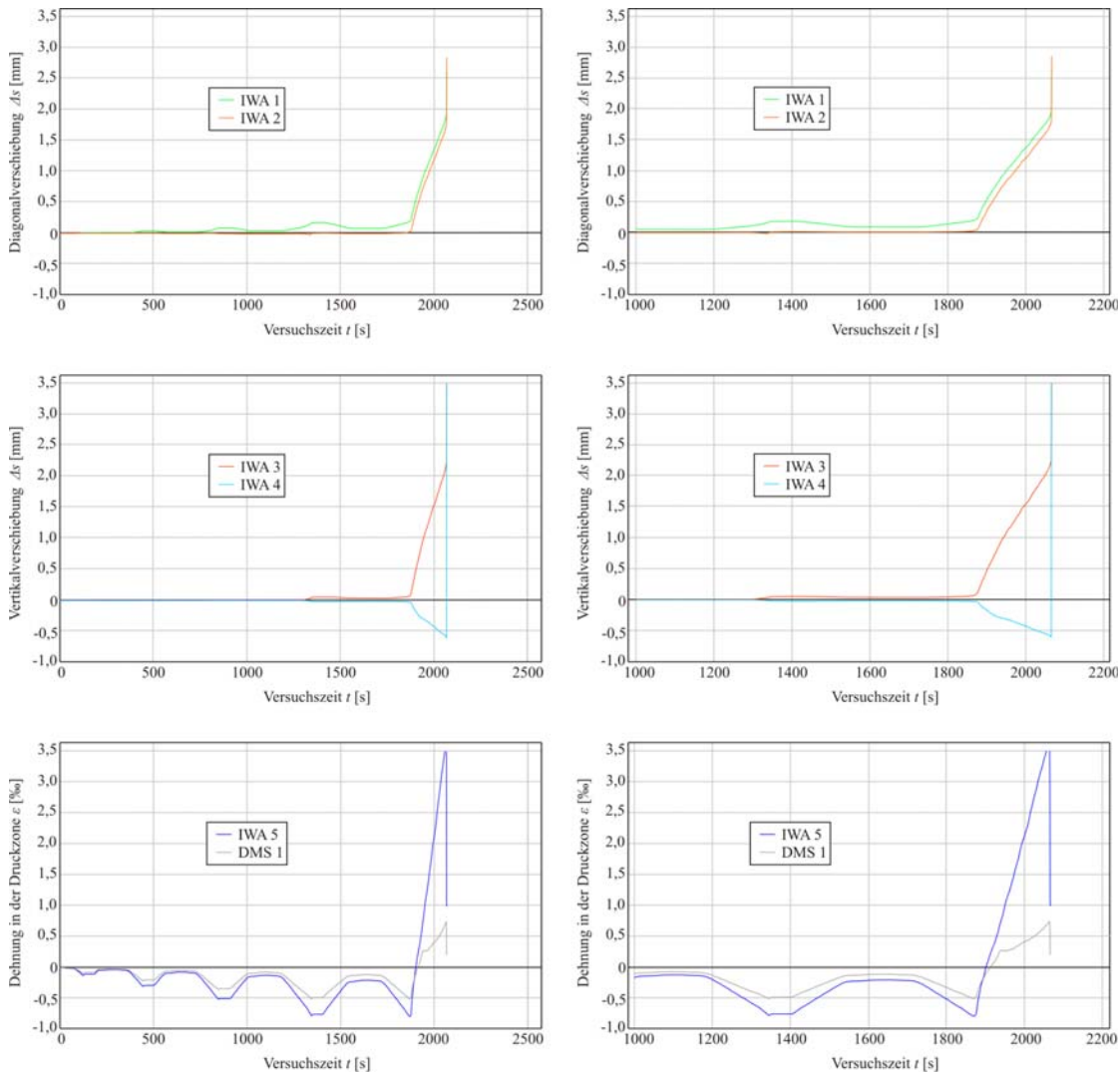


Abb. A.7: Ergebnisse der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit

### A.2.2. Schallemissionsanalyse

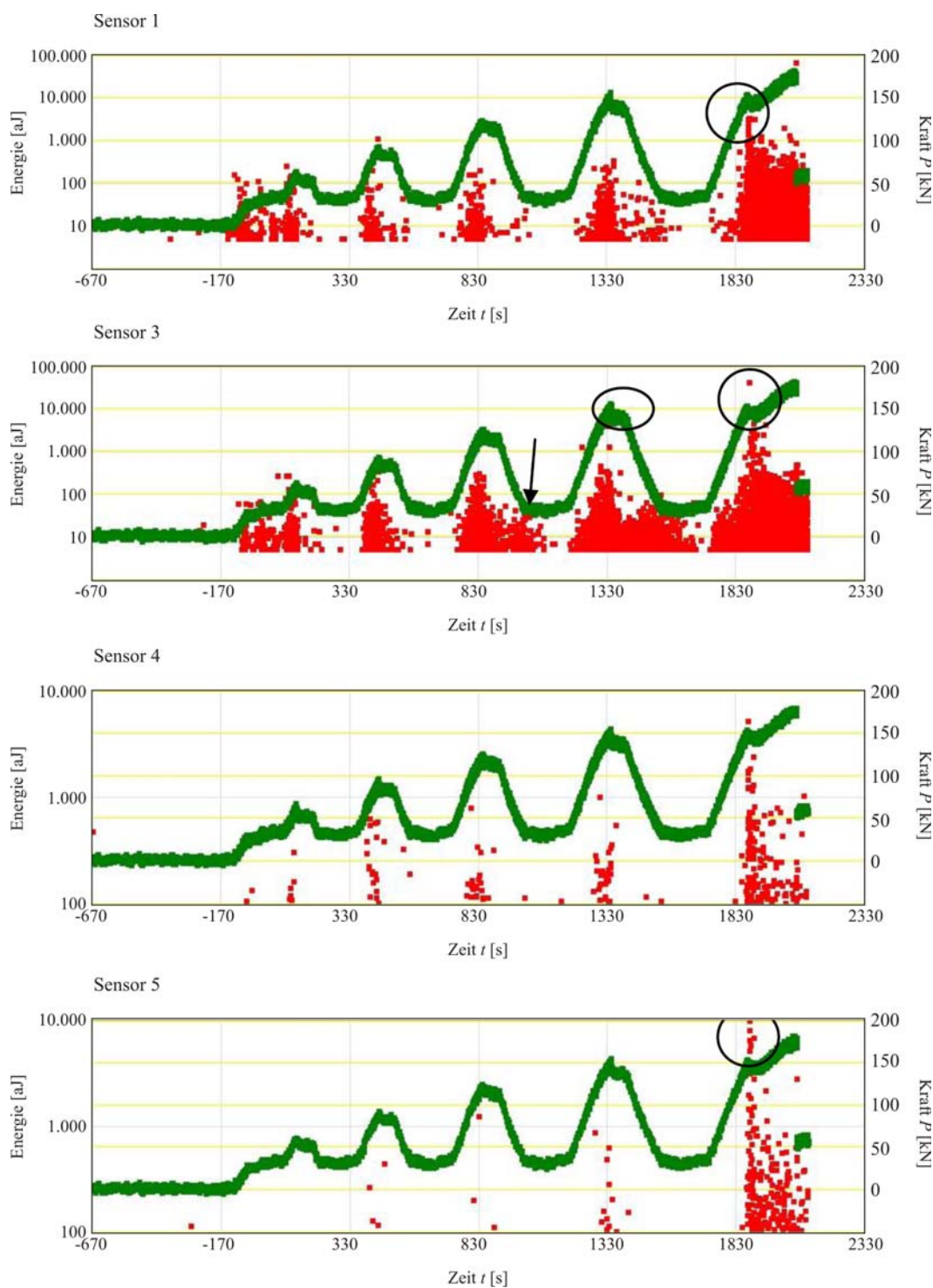


Abb. A.8: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit

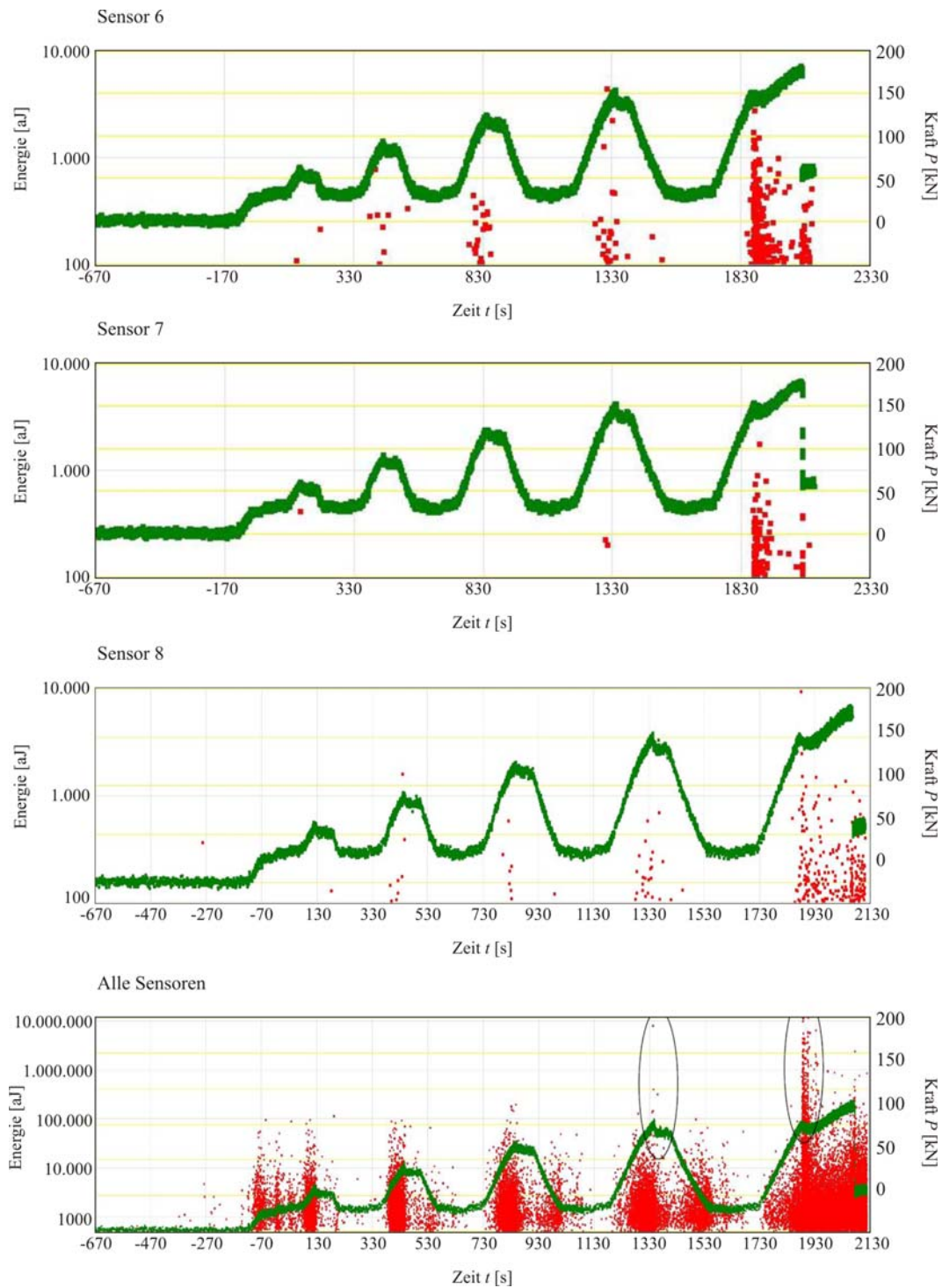


Abb. A.9: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit

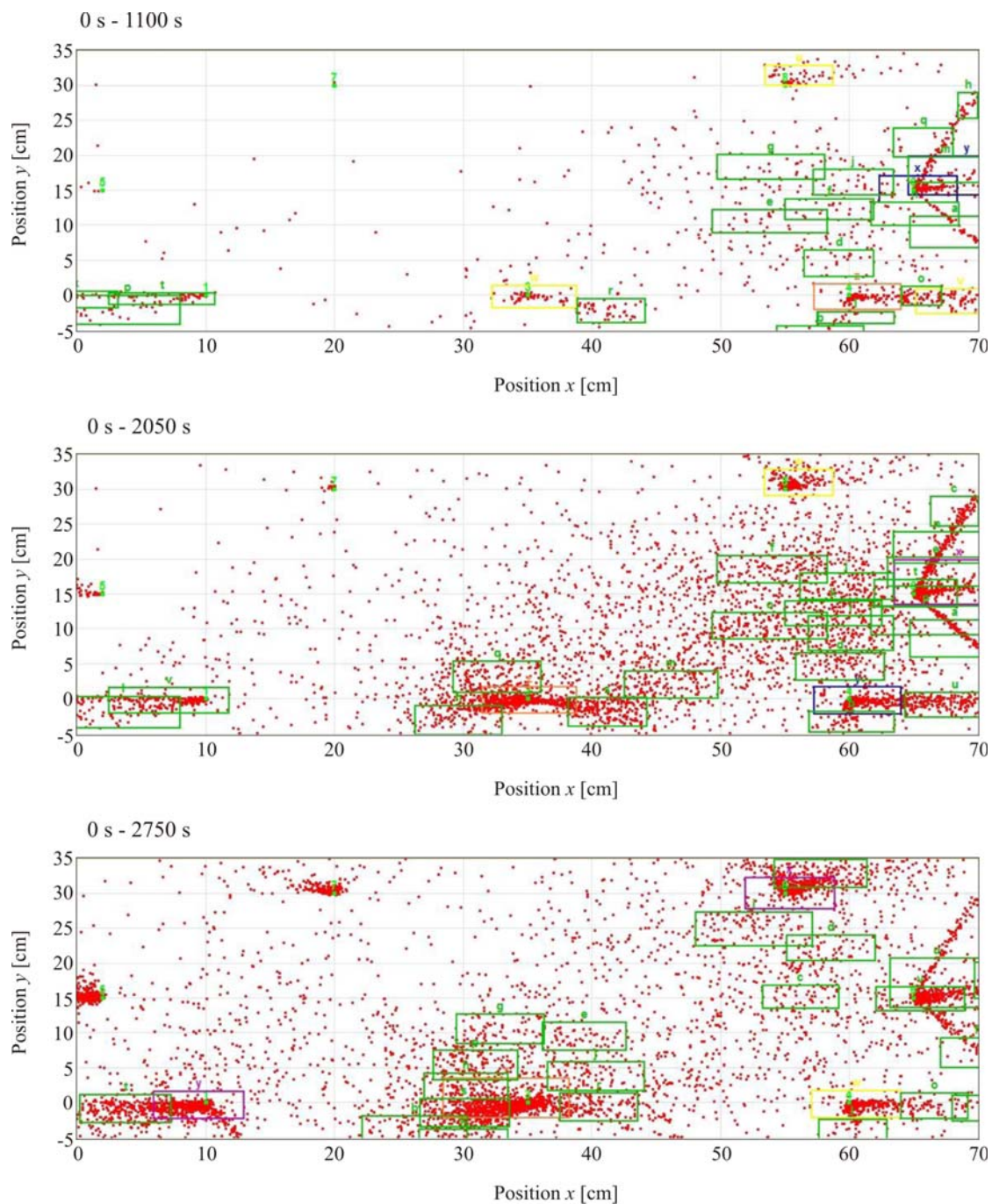


Abb. A.10: Ergebnisse der SEA: Zonale Ortung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten

### A.2.3. Photogrammetrie

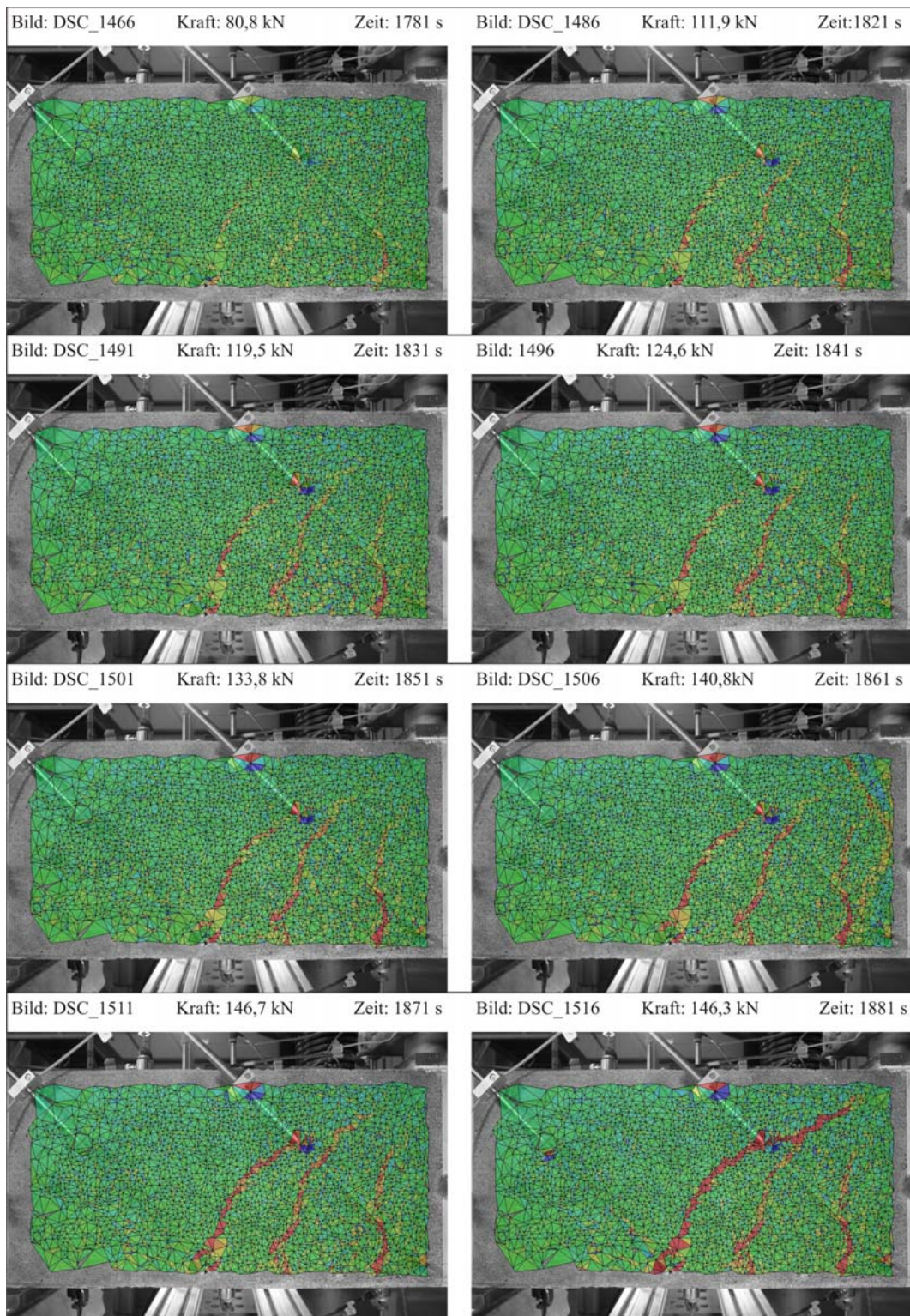


Abb. A.11: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten

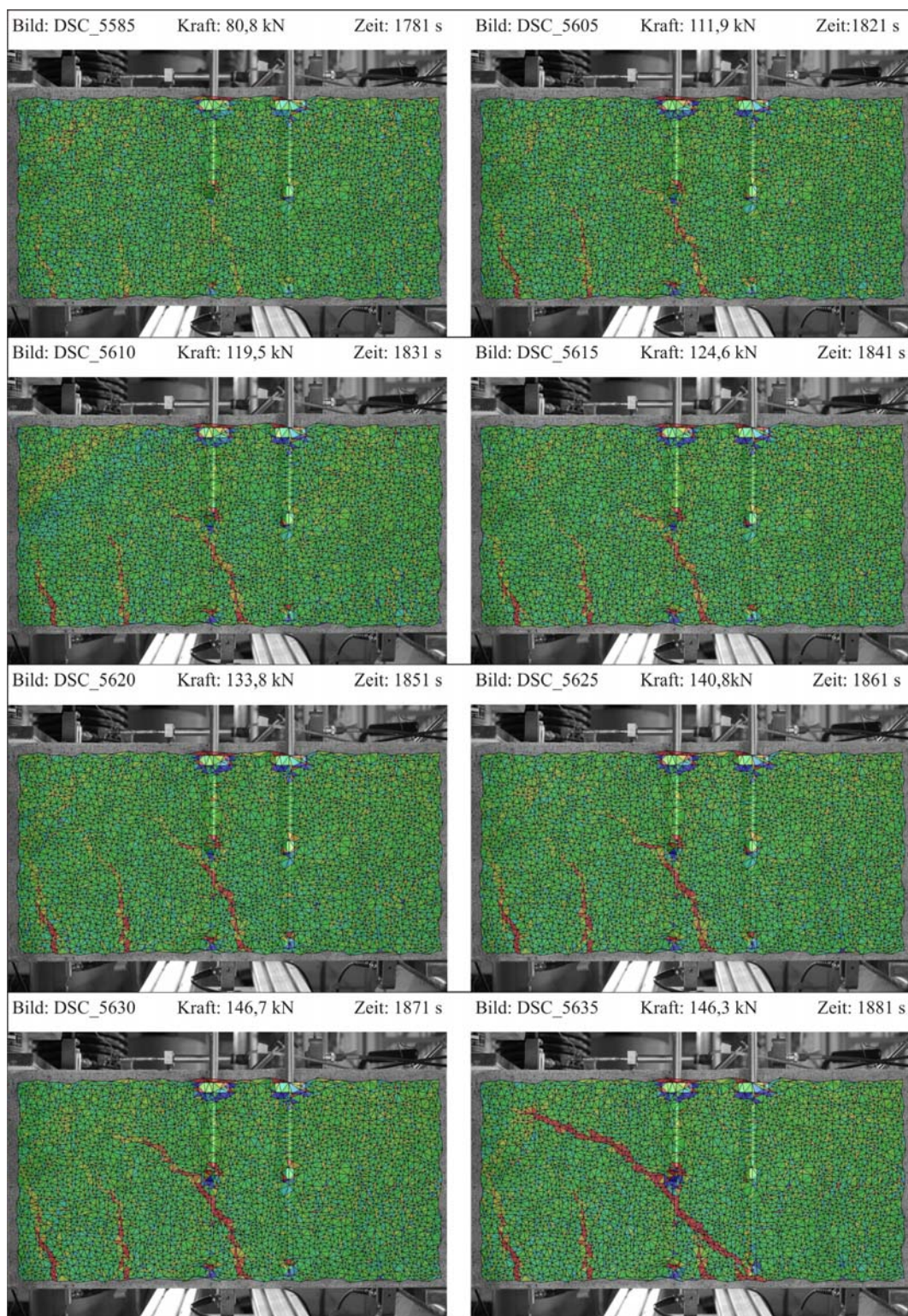


Abb. A.12: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten



### A.3. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B2F1

#### A.3.1. Herkömmliche Messtechnik

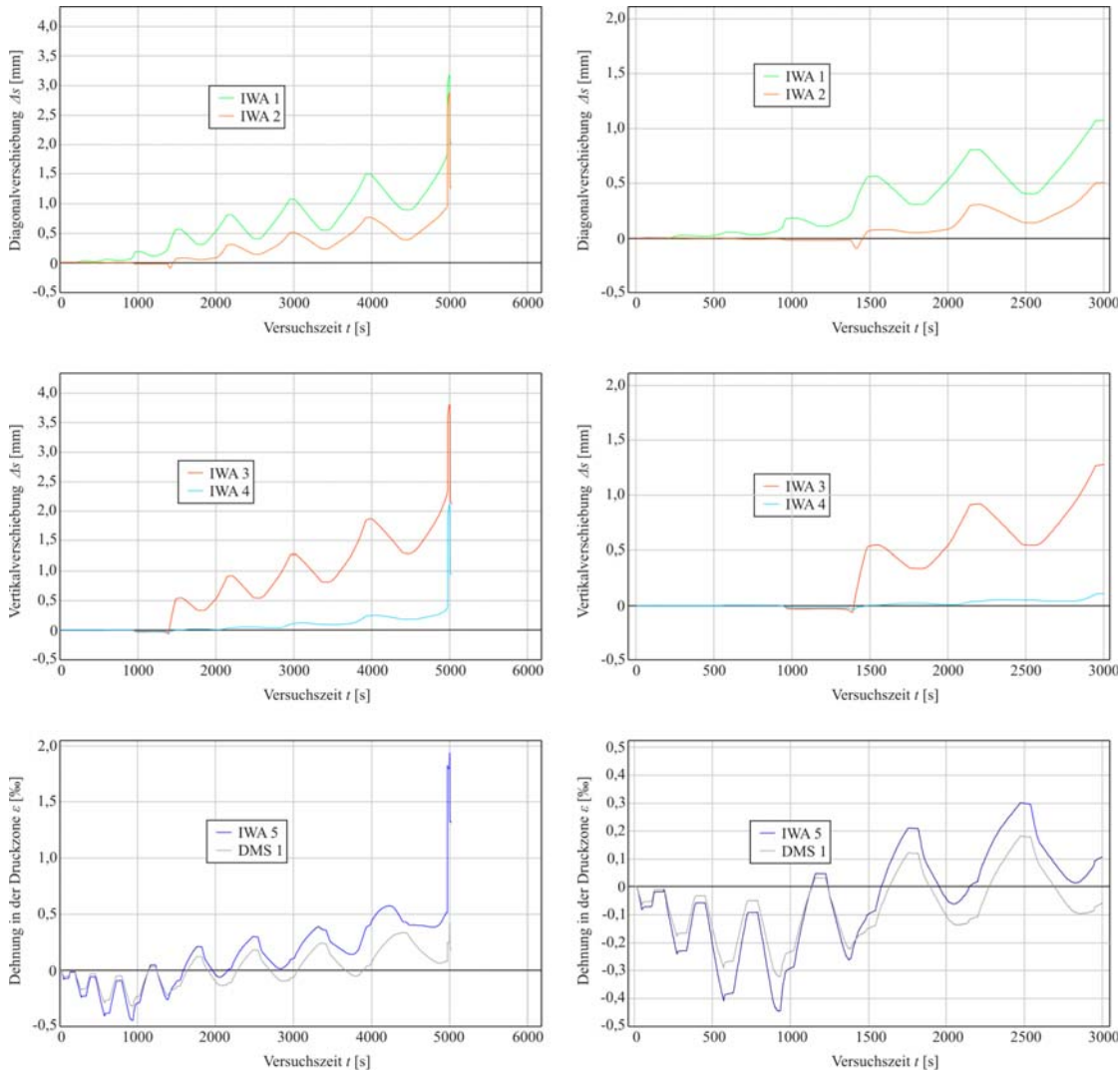


Abb. A.13: Ergebnisse der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit

### A.3.2. Schallemissionsanalyse

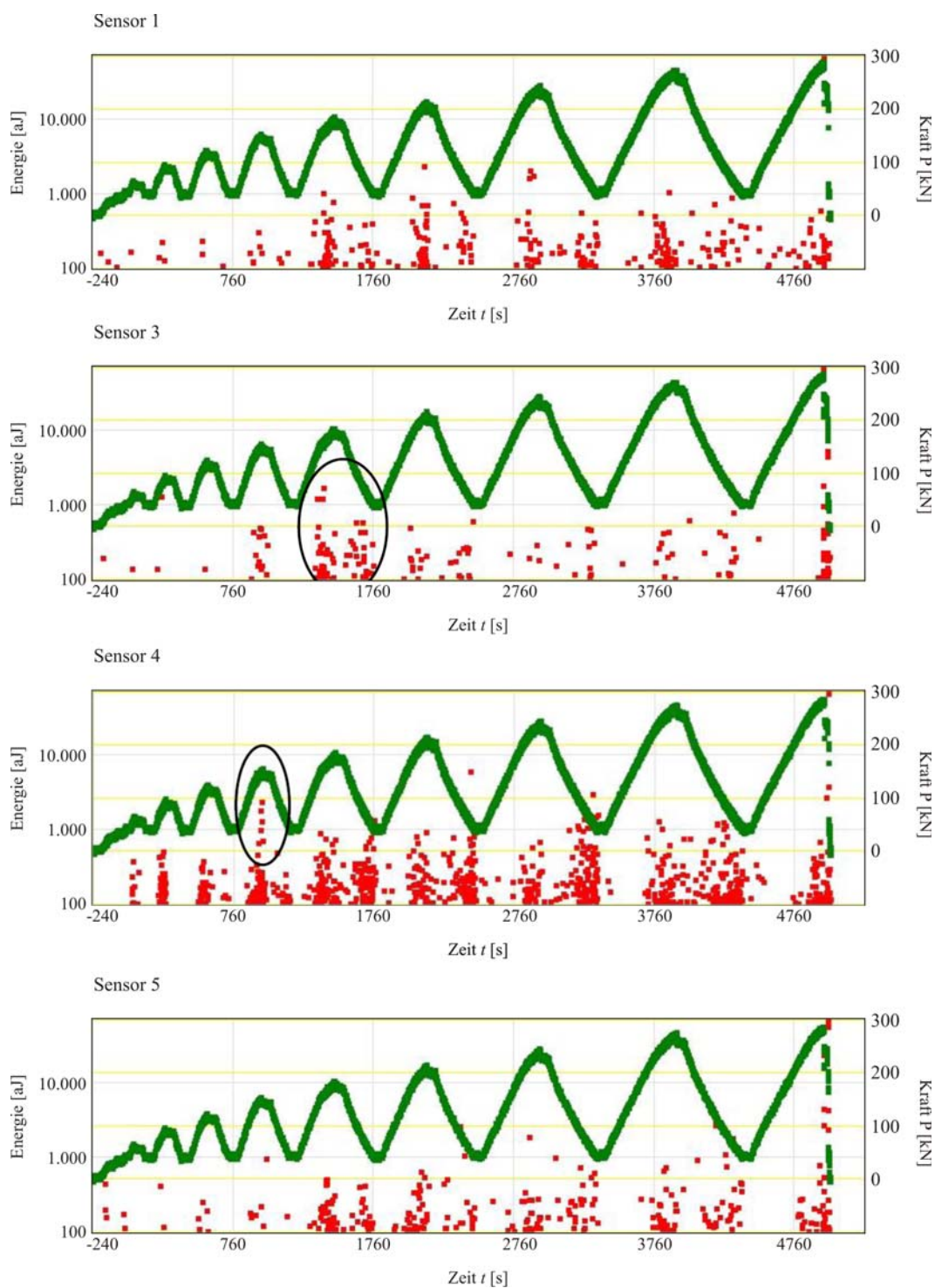


Abb. A.14: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit

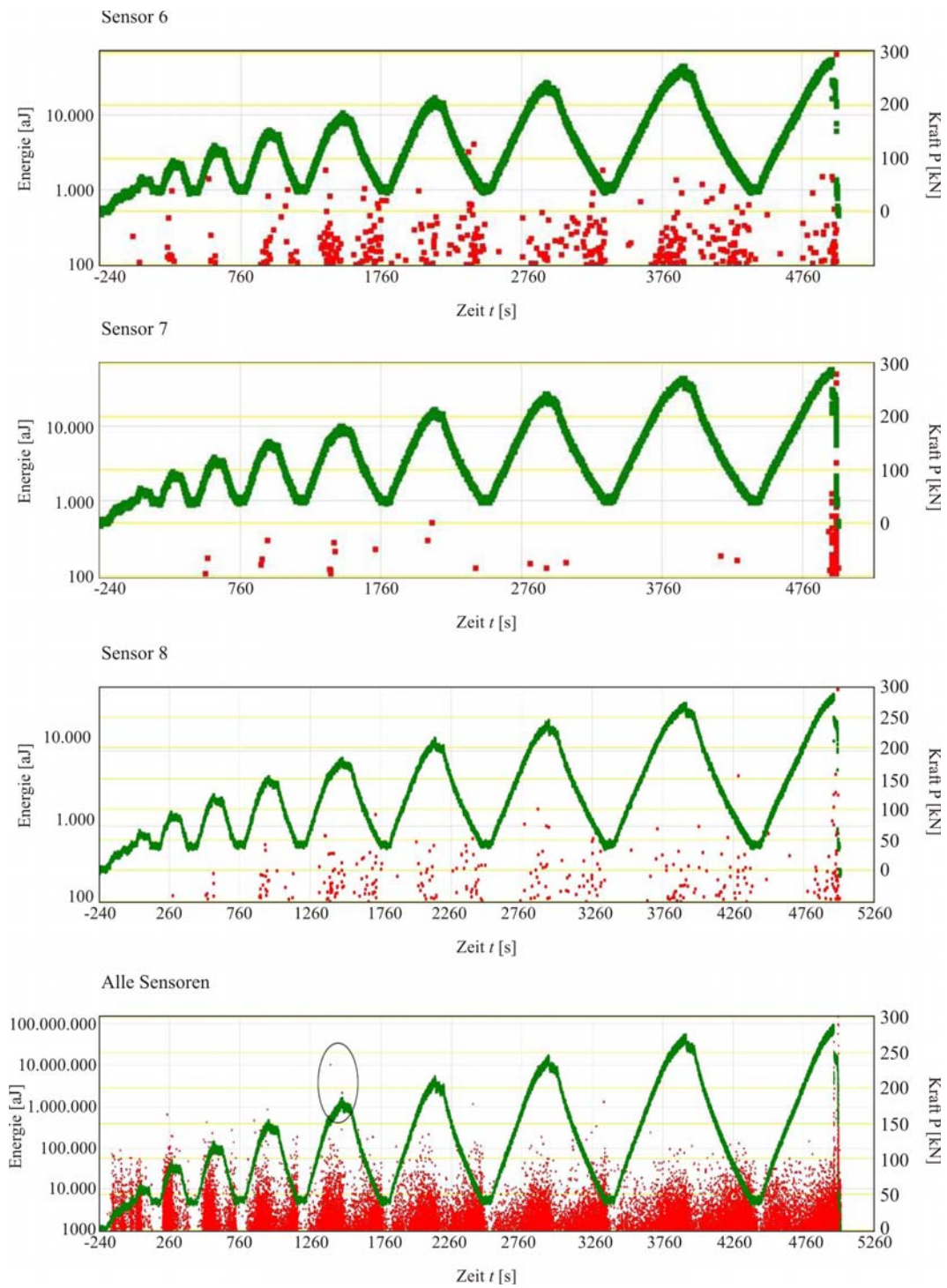


Abb. A.15: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit

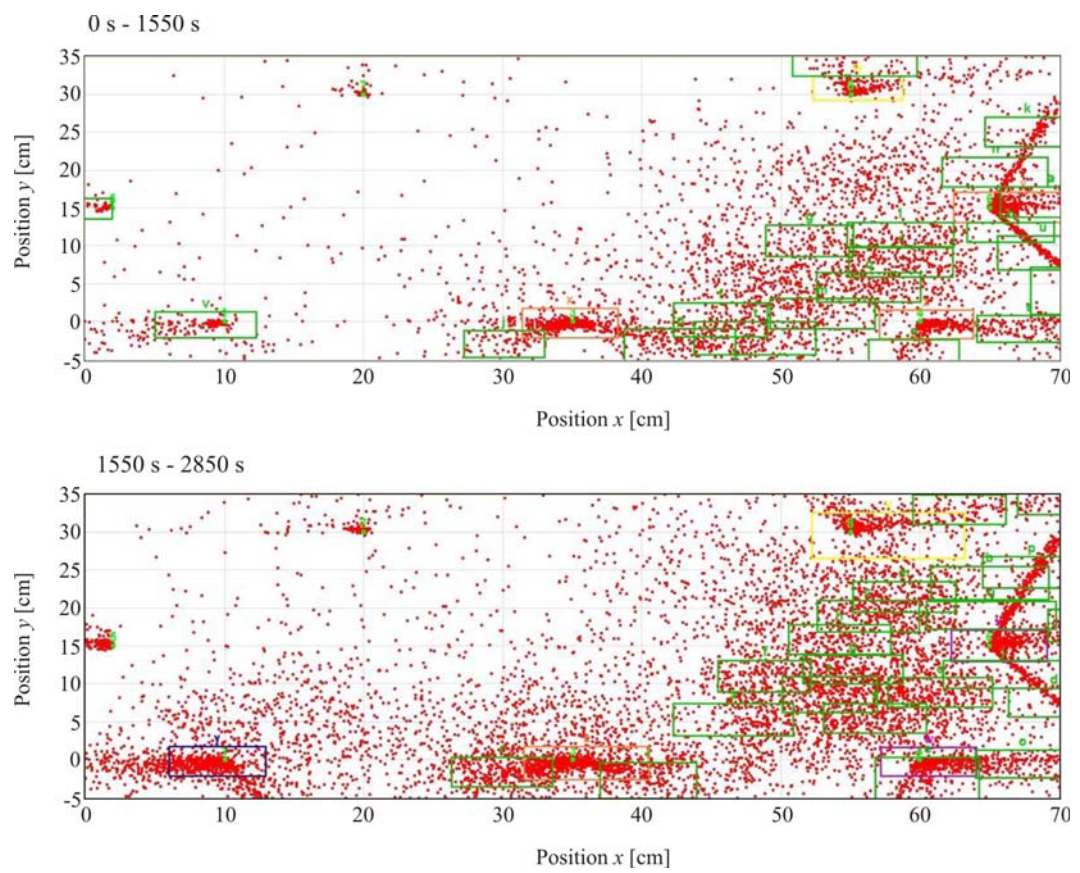


Abb. A.16: Ergebnisse der SEA: Zonale Ortung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten

## A.3.3. Photogrammetrie

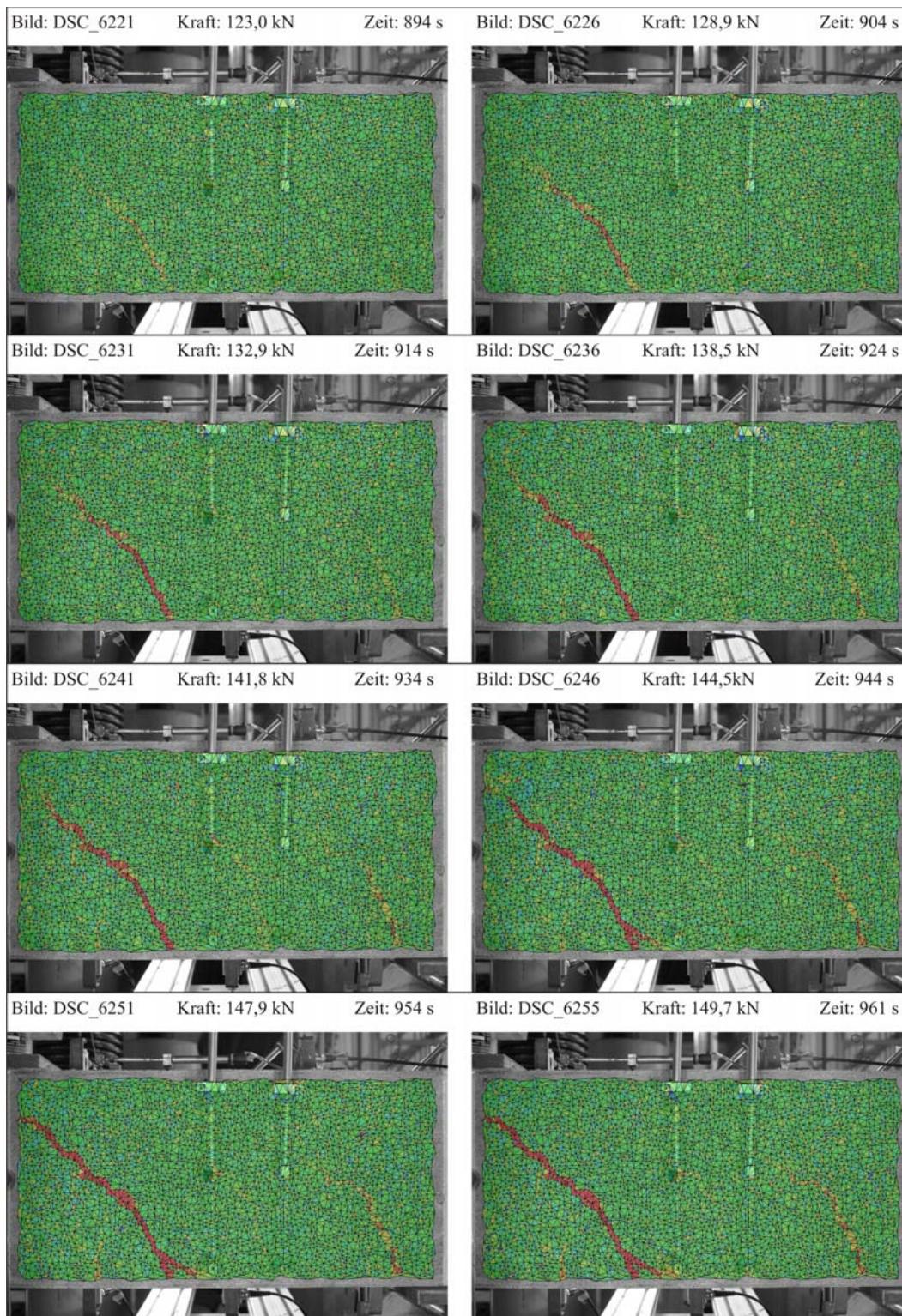


Abb. A.17: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten

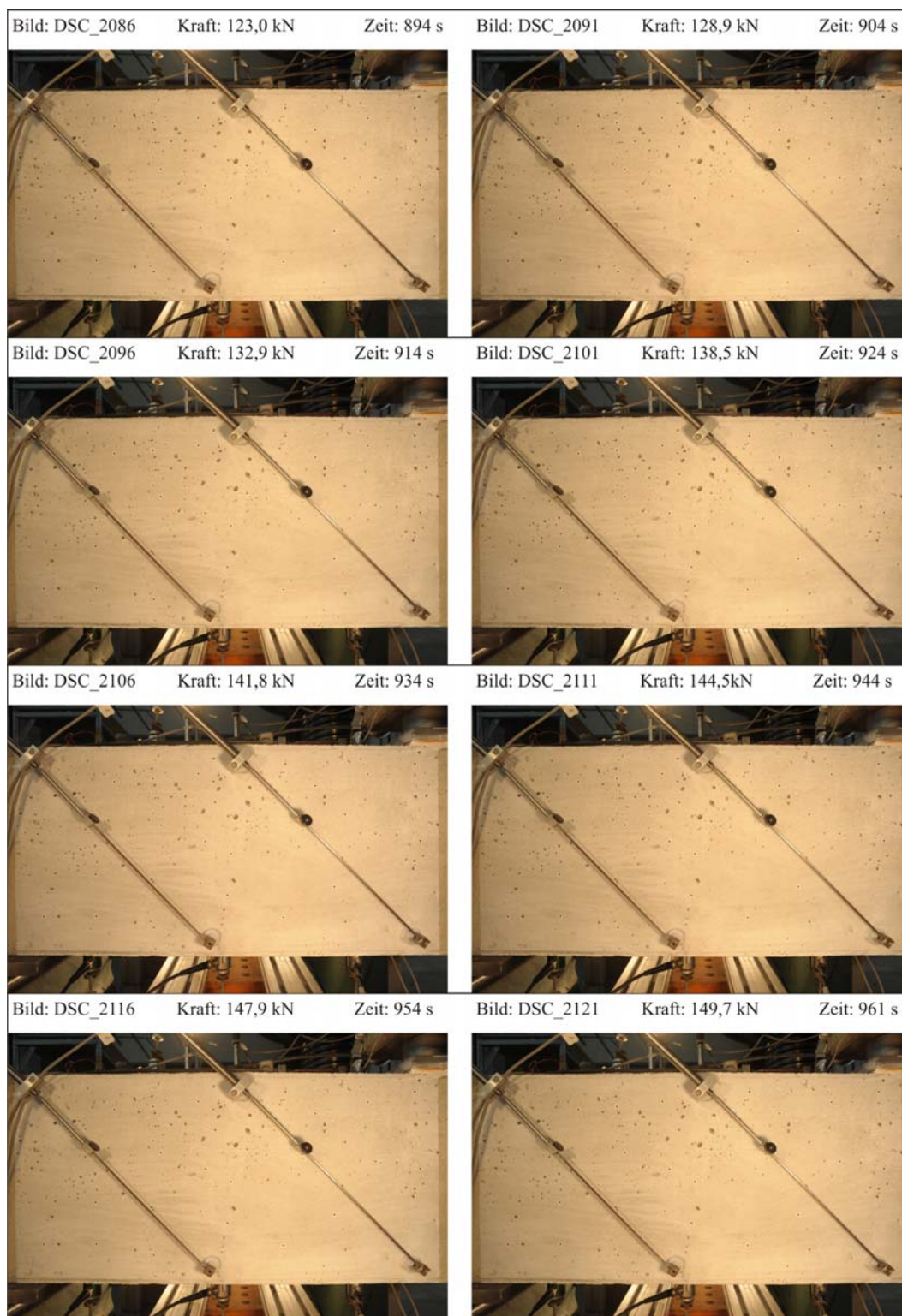


Abb. A.18: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten

## A.4. Darstellung der Messergebnisse für Versuch B2F2

### A.4.1. Herkömmliche Messtechnik

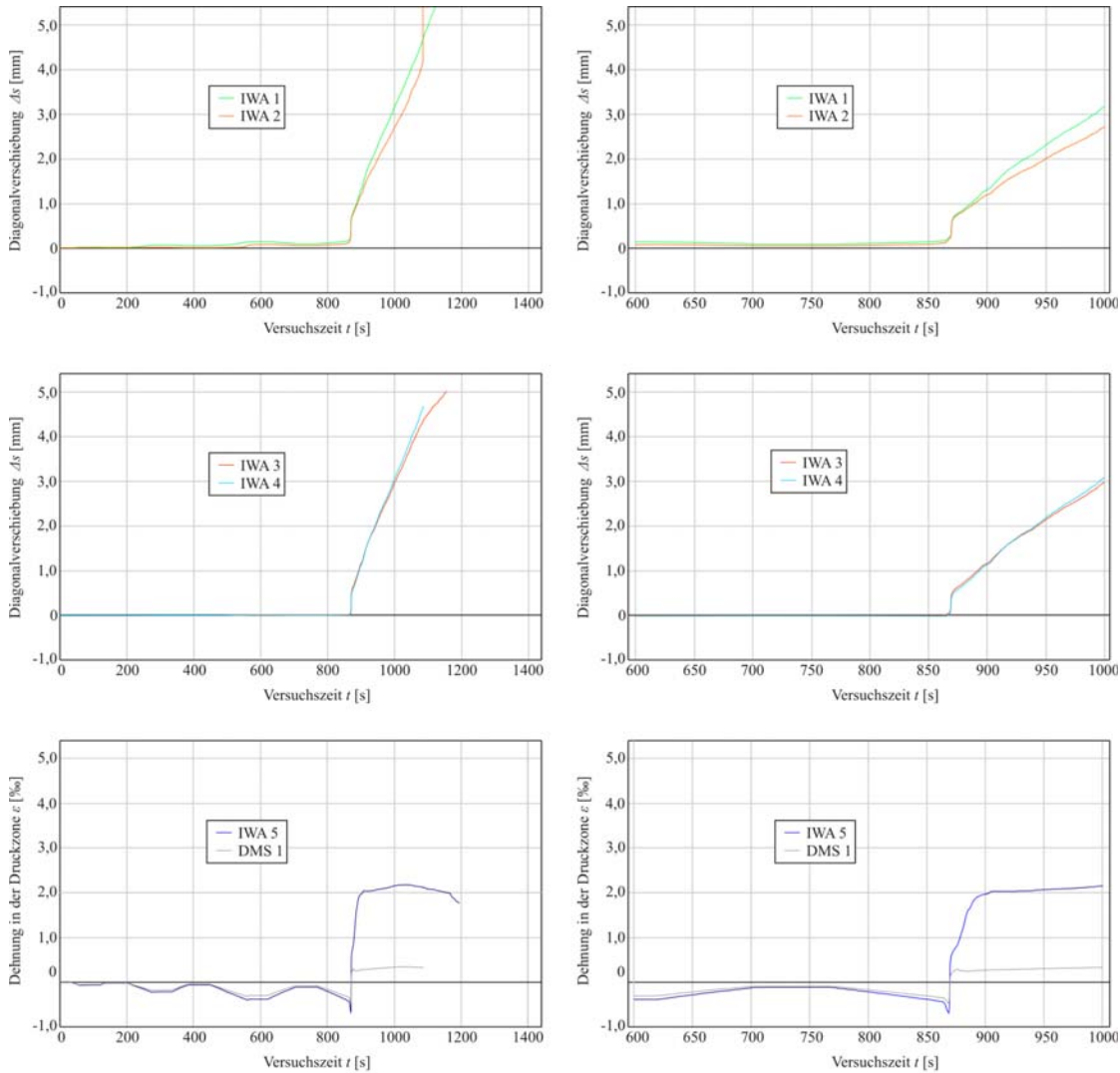


Abb. A.19: Ergebnisse der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen: Verformung über die Zeit

#### A.4.2. Schallemissionsanalyse

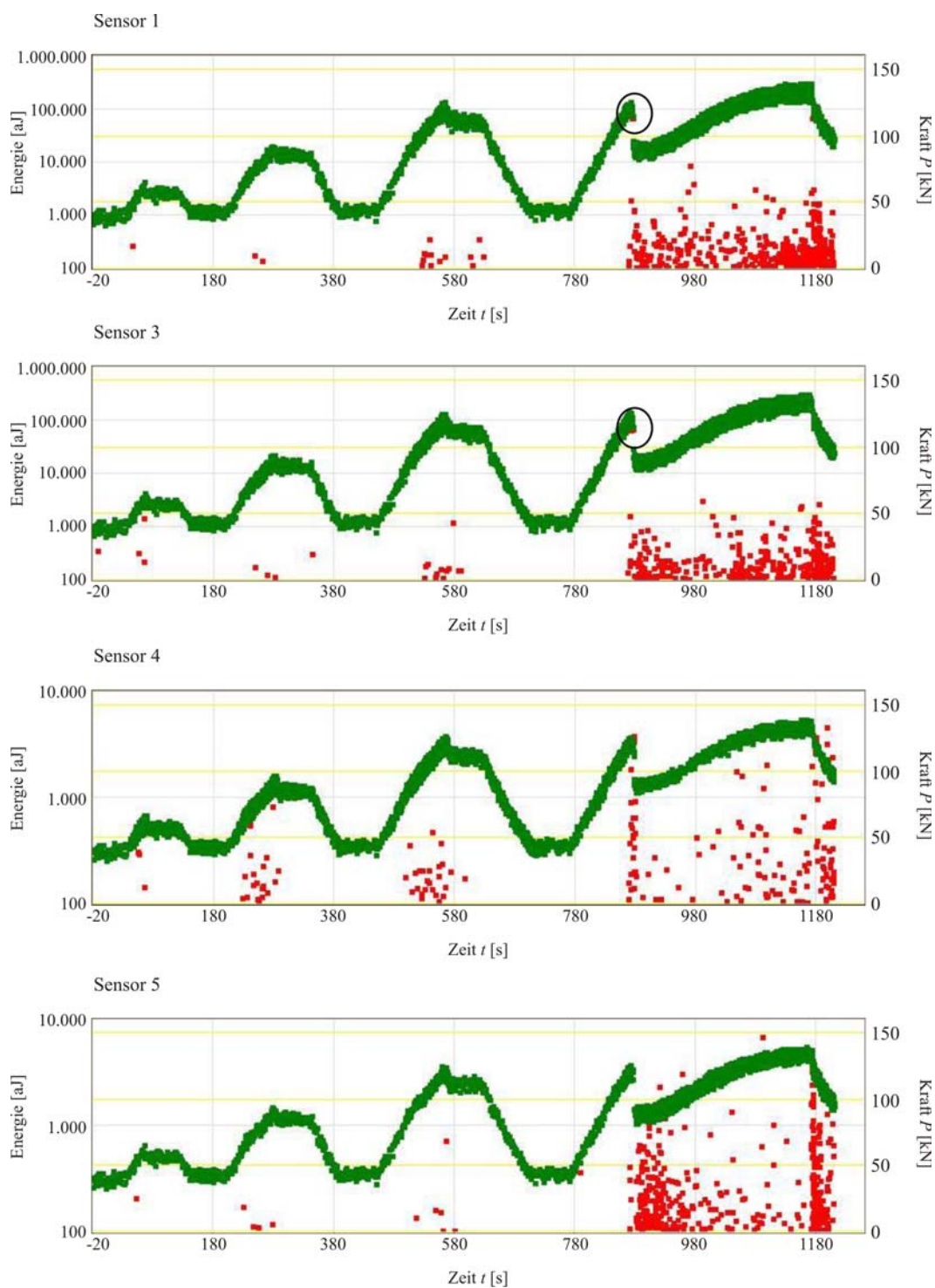


Abb. A.20: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit



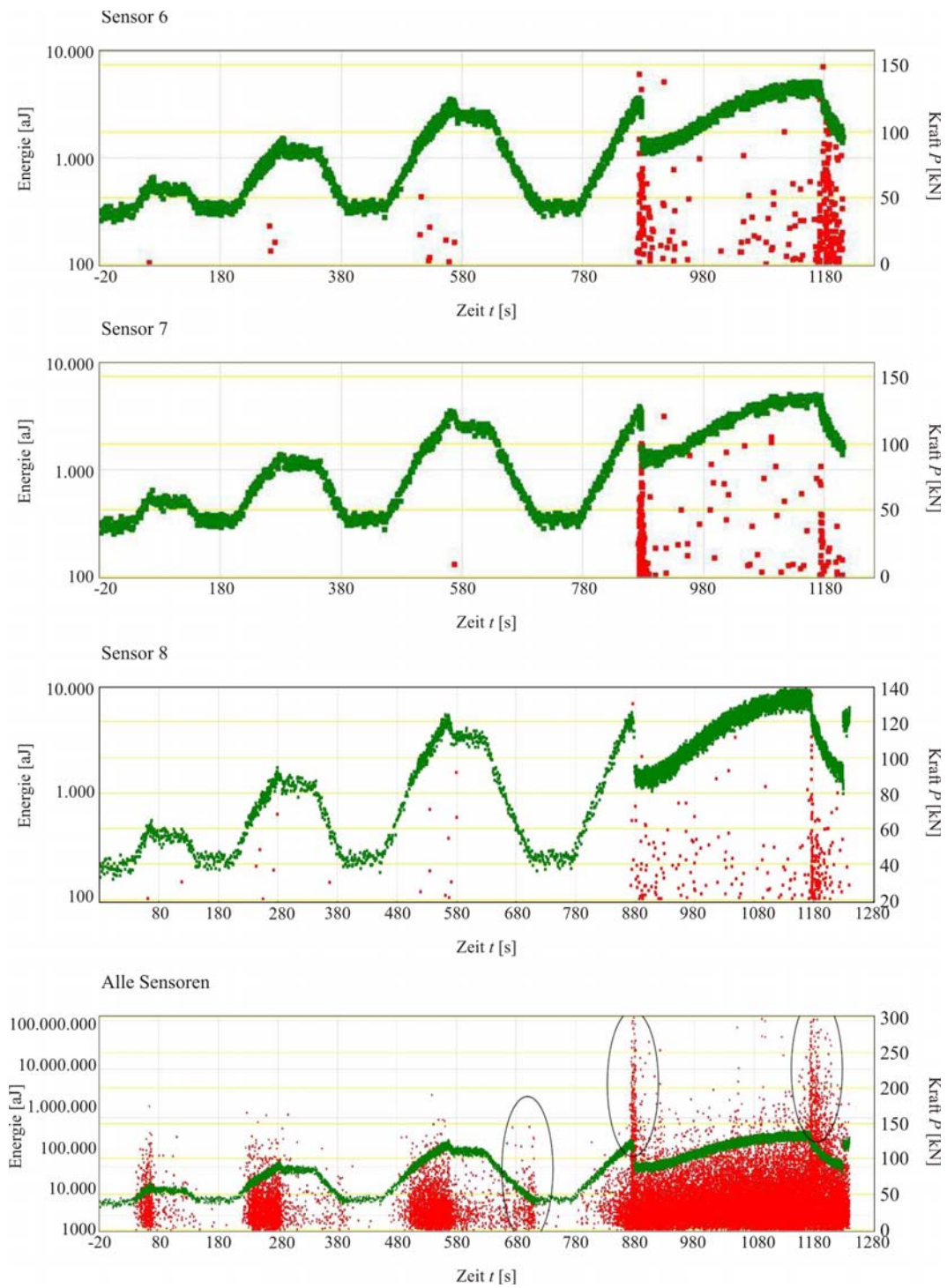


Abb. A.21: Ergebnisse der SEA: Energie und Kraft über die Zeit

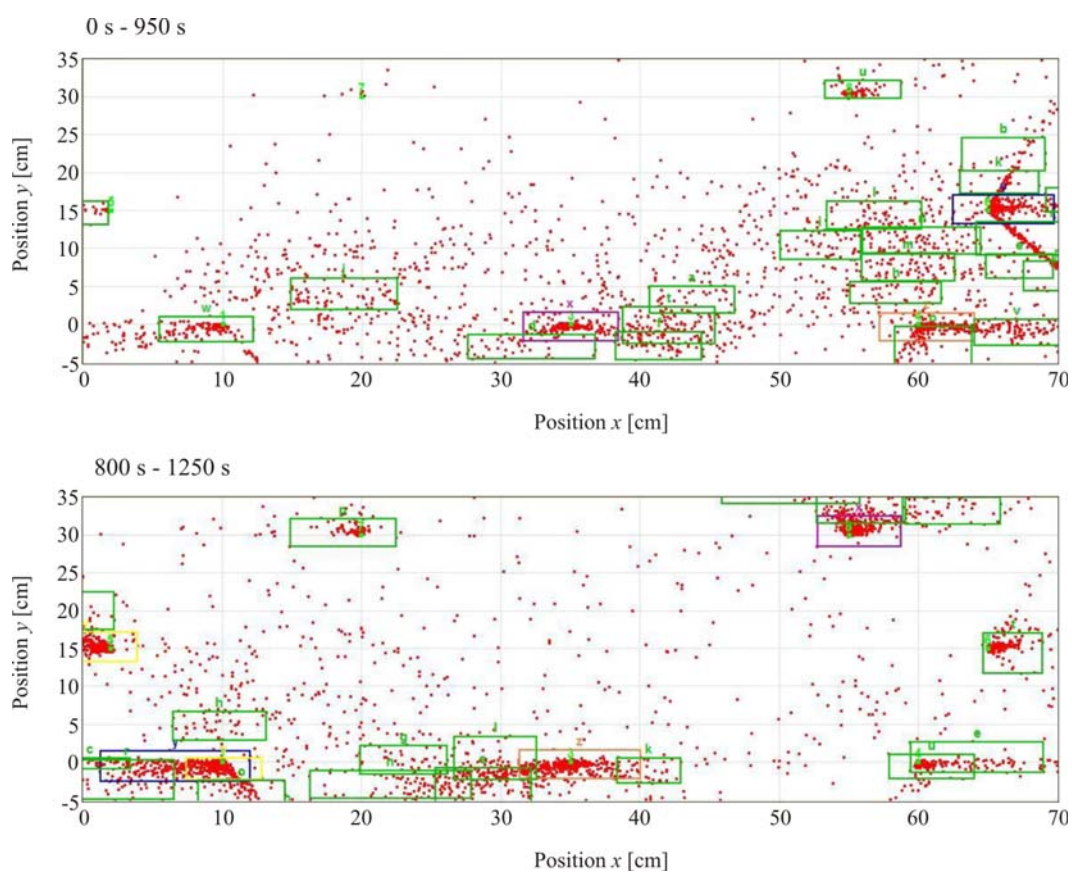


Abb. A.22: Ergebnisse der SEA: Zonale Ortung der SE-Aktivitäten in verschiedenen Zeitabschnitten

## A.4.3. Photogrammetrie

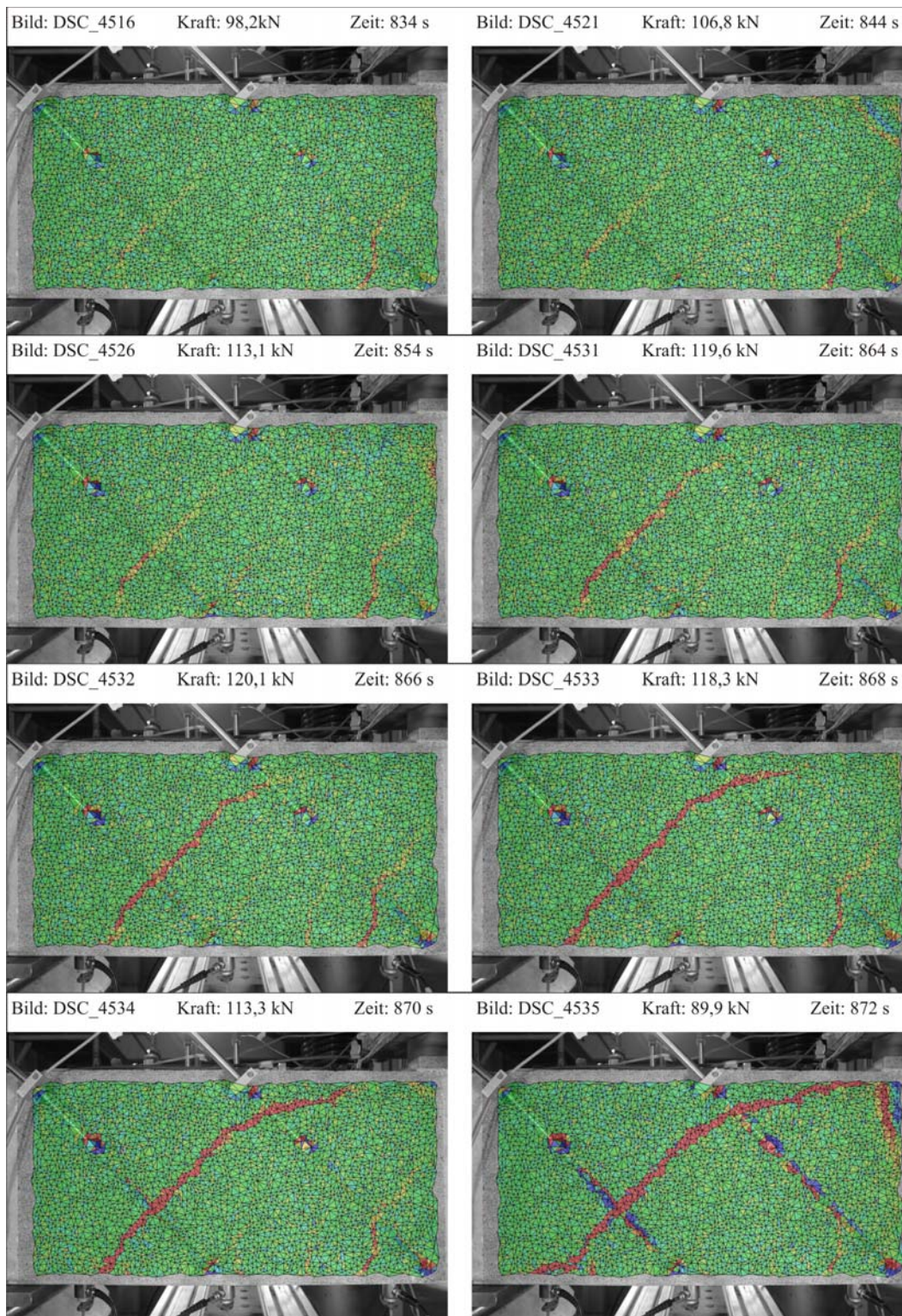


Abb. A.23: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten

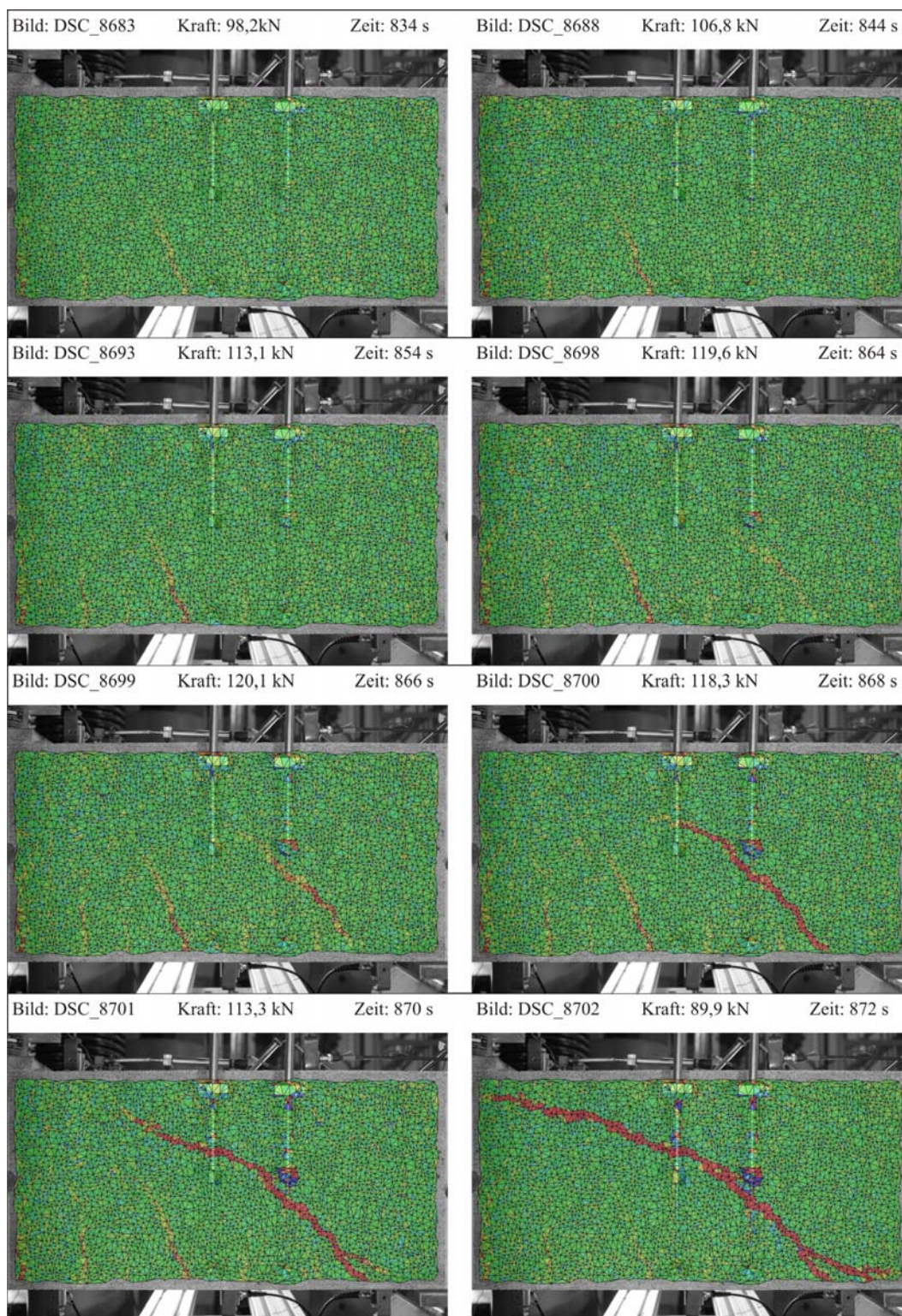


Abb. A.24: Ergebnisse der Photogrammetrie: Rissentwicklung zu verschiedenen Zeitpunkten

## Literaturverzeichnis

- [1] *Bestimmungen des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten von 1907*
- [2] ALBERT, J. ; MAAS, H.G. ; SCHADE, A. ; SCHWARZ, W.: Pilot studies on photogrammetric bridge deformation measurement. In: *2nd Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering*, 2002, S. 133–140
- [3] ALSPAUGH, David: A brief history of Photogrammetry. In: MCGLONE, J. C. (Hrsg.): *Manual of Photogrammetry*, American Society for Photogrammetry and Remote Sensing, 2004, S. 1–12
- [4] ANDERSON, B. G.: Rigid Frame Failure. In: *ACI Journal Proceedings* 53 (1957), S. 625–636
- [5] BACH, C. ; GRAF, O.: Bericht über die von dem Deutschen Ausschuss für Eisenbeton der Materialprüfanstalt an der K. Techn. Hochschule Stuttgart übertragenen und 1908 durchgeführten Versuche mit Eisenbetonbalken, insbesondere zur Bestimmung des Gleitwiderstandes / Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens Heft 72 bis 74, auch DAfEB Heft 1 bis 3. 1909. – Forschungsbericht
- [6] BACH, C. ; GRAF, O.: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen / Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 9. 1911. – Forschungsbericht
- [7] BACH, C. ; GRAF, O.: Gesamte und bleibende Einsenkungen von Eisenbetonbalken. Verhältnis der bleibenden zu den gesamten Einsenkungen. / Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 27. 1914. – Forschungsbericht
- [8] BADER, U. ; FEUCHTER, G. ; STIGLAT, K.: Versuche an Stahlbetondecken aus dem Jahre 1905 im Psychiatrischen Landeskrankenhaus Wiesloch. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1982), S. 74–79
- [9] BARAZZETTI, Luigi ; SCAIONI, Marco: Crack measurement: Development, testing and applications of an automatic image-based algorithm. In: *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 64 (2009), S. 285–296
- [10] BARAZZETTI, Luigi ; SCAIONI, Marco: Development and Implementation of Image-based Algorithms for Measurement of Deformations in Material Testing. In: *Sensors* 10 (2010), S. 7469–7495

- 
- [11] BARON: Effect of axial load on the shear strength of reinforced concrete beams / University of Illinois. 1956. – Forschungsbericht
- [12] BARON, Mark J.: Shear strength of reinforced concrete beams at points of bar cutoff. In: *Journal of the American Concrete Institute* 63 (1966), S. 127–134
- [13] BAZANT, Z. P. ; OH, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. In: *Materials and Structures* 16 (1983), S. 155–177
- [14] BENNING, W. ; LANGE, J. ; SCHWERMANN, R. ; EFFKEMANN, C. ; GÖRTZ, S.: Monitoring crack origin and evolution at concrete elements using photogrammetry. In: *ISPRS Congress Istanbul Commision V*, 2004
- [15] BERG, F. J. d.: Shear strength of reinforced concrete beams without web beams without web reinforcement Part 2-factors affecting load at diagonal cracking. In: *ACI Journal* (1962), S. 1587–1599
- [16] BERNSTONE, C. ; HEYDEN, A.: Image analysis for monitoring of crack growth in hydropower concrete structures. In: *Measurement* 42 (2009), S. 879–893
- [17] BERSINGER: Die neue, eiserne Straßenbrücke über die Thur bei Oberbüren, Canton St. Gallen. In: *Schweizerische Bauzeitung* 8 (1886), S. 147150
- [18] BHAL, N. S.: *Über den Einfluss der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Satahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*, Uni Stuttgart, Diss., 1967
- [19] BOLLE, Guido: *Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last-Verformungs-Informationen*, Bauhaus Universität Weimar, Diss., 1999
- [20] BRESLER, B. ; SCORDELIS, A. C.: Shear strength of reinforced concrete beams / Reinforced concrete research council. 1963. – Forschungsbericht
- [21] BRESZTOVSZKY v.: Antwort zu Probelastung von Decken und Gewölben. In: *Centralblatt der Bauverwaltung* (1895), S. 433–434
- [22] BROWN, M. D. ; BAYRAK, O. ; JIRSA, J. O.: Design for shear based on loading conditions. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006)
- [23] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND STADTENTWICKLUNG: *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076*. 2007

- [24] BURCHARTZ, H. ; GEHLER, W. ; KRÜGER, L. ; AMOS, H.: Versuche mit stahlbewehrten Balken / DAfEB Heft 66. 1931. – Forschungsbericht
- [25] CEB-FIP: CEB-FIP Model Code 90 - Final Draft / Comite Euro-Internation du Beton, Bulletin No. 204. 1991. – Forschungsbericht
- [26] CORDES, H. ; NOWAK, D.: Kraftmessung an Spanngliedern im Brückenbau. In: *VDI-Berichte* 1196 (1995), S. 185 – 194
- [27] DAfSTB: *Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken*. 1997
- [28] DAfSTB: *Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken*. Beuth Verlag, Berlin und Köln, September 2000
- [29] DEUTSCHEN BETONVEREIN, Verbände Deutscher A. d.: *Vorläufige Leitsätze zur Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten von 1904*
- [30] DIN 1045: *Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung: 1972*
- [31] DIN 1045-1: *Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung: 2008*
- [32] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Beuth Verlag, August 2008
- [33] DIN 1076: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen; Überwachung und Prüfung*. Beuth Verlag, 1999
- [34] DUDA, Herbert: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung / DAfStb Heft 419. 1991. – Forschungsbericht
- [35] EISENBETON, Deutscher A.: *Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*. 1916
- [36] EMPERGER, Fritz von: Die Durchbiegung und Einspannung von armierten Betonbalken und Platten. In: *Beton & Eisen* (1902), S. 23–35
- [37] EMPERGER, Fritz von: *Handbuch für Eisenbetonbau - Band 9: Die in- und ausländischen Eisenbetonbestimmungen*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1928
- [38] FENWICK, R.C. ; PAULAY, T.: Mechanisms of shear resistance of concrete beams. In: *Structural Division* (1968)

- 
- [39] FERGUSON, P. M. ; MATLOOB, F. N.: Effect of bar cutoff on bond and shear strength of reinforced concrete beams. In: *Journal of the American Concrete Institute* 54 (1959), S. 5–23
- [40] FLOHRER, C.: Beurteilung von Spanngliedern in Spannbetonbauwerken mit zerstörungsfreien/-armen Prüfverfahren. In: *VDI-Berichte* 1196 (1995), S. 293–305
- [41] G.: Probelastung von Decken und Gewölben. In: *Centralblatt der Bauverwaltung* (1895), S. 339
- [42] G.B.: Einsturz eines Eisenbetongebäudes in Mailand. In: *Schweizerische Bauzeitung* 51 (1908), S. 235–236
- [43] GOPALARATNAM, V. S. ; SHAH, S. P.: Softening Response of Plain Concrete in Tension. In: *ACI Journal* (1985), S. 310–323
- [44] GRAF, O.: Versuche über die Widerstandfähigkeit des Betons an den Abbiegestellen der schief abgebogenen Eisen in Eisenbetonbalken / Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 73. 1933. – Forschungsbericht
- [45] GRIMM, Rainer: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone / DAfStb Heft 477. 1997. – Forschungsbericht
- [46] GÖRTZ, Stephan: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normalbeton und Hochleistungsbeton*, RWTH Aachen, Diss., 2004
- [47] HAMPEL, U. ; MAAS, H.-G.: Cascaded image analysis for dynamic crack detection in material testing. In: *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 64 (2009), S. 345–350
- [48] HAMPEL, Uwe: *Photogrammetrische Erfassung der Verformungs- und Rissentwicklung bei baumechanischen Untersuchungen*, Technische Universität Dresden, Diss., 2008
- [49] HASSANZADEH, Manouchehr: *Behaviour of fracture process zones in concrete influenced by simultaneously applied normal and shear displacements*, Lund Institute of Technology, Diss., 1992
- [50] HÜBNER, F.: Beitrag zur Vornahme von Probelastungen im Eisenbetonbau. In: *Schweizerische Bauzeitung* 63-64 (1914), S. 133–135



- [51] HEGGER, Josef ; GÖRTZ, Stephan ; SCHWERMANN, Raimund: Analyse des Schubrissverhaltens unter Einsatz der Photogrammetrie. In: *Bautechnik* 79 (2002), S. 135–143
- [52] HILLERBORG, A. ; MODEER, M. ; PETERSSON, P.-E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Cement and Concrete Research* 6 (1976), S. 773–782
- [53] HORDIJK, D. A. ; MIER, J. G. M. ; REINHARDT, H. W.: Material properties. In: *Fracture Mechanics of Concrete Structures, RILEM Report, S. 67-121*. L. Elfegren, 1989
- [54] HSU, T. T. C. ; SLATE, F. O.: Tensile Bond Strength Between Aggregate and Cement Paste or Mortar. In: *ACI Journal Proceedings* (1963), S. 465–486
- [55] ISSLER, Lothar ; RUOSS, Hans ; HÄFELE, Peter: *Festigkeitslehre - Grundlagen*. Sprin, 2006
- [56] JIANG, Ruinian ; JÁUREGUI, David V. ; WHITE, Kenneth R.: Close-range photogrammetry applications in bridge measurement: Literature review. In: *Measurement* 41 (2008), Nr. 8, S. 823–834
- [57] JOHANSEN: Einiges über Belastungsproben. In: *Beton & Eisen* H. 1 und H. 2 (1904), S. 44–46, 98–99
- [58] JOHNSON, P. M. ; COUTURE, A. ; NICOLET, R.: Commission of Inquiry into the Collapse of a Portion the de la Concorde Overpass / Commission d'enquete sur le viaduc de la Concorde, Quebec. 2006-2007. – Forschungsbericht
- [59] KANI: Basic facts concerning shear failure. In: *ACI Journal* (1966), S. 675–692
- [60] KANI: How safe are our large reinforced concrete beams? In: *ACI Journal* 64 (1967), S. 128–141
- [61] KANI, G.: Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung. In: *DER BAUINGENIEUR* 33 (1958)
- [62] KANI, G.: Was wissen wir heute über Schubbruchsicherheit. In: *DER BAUINGENIEUR* 43 (1968), S. 167–174
- [63] KANI, G. N. J.: The riddle of shear failure and its solution. In: *ACI Structural Journal* (1964), S. 1587–1636

- 
- [64] KANI, M. W.: *Kani on shear in reinforced concrete*. Department of Civil Engineering University of Toronto, 1979
- [65] KIM, Bazant;: Size Effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. In: *ACI Journal* 81 (1984), S. 456–468
- [66] KIM, W. ; WHITE, R. N.: Hypothesis for localized horizontal shearing failure mechanism of slender RC beams. In: *Journal of structural engineering* (1999), S. 1126–1135
- [67] KOENEN, M. ; WAYSS, G. A. (Hrsg.): *Das System Monier - Eisengerippe mit Cementschüttung*. A. Seidel & Cie, Berlin, 1887
- [68] KORDINA, Karl ; BLUME, Franz: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente / Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1985 (364). – Forschungsbericht
- [69] KREFELD, W. J. ; THURSTON, C. W.: Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Journal* 63 (1966)
- [70] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung / Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229. 1973. – Forschungsbericht
- [71] KURZ, Jochen H.: *Verifikation von Bruchprozessen bei gleichzeitiger Automatisierung der Schallemissionsanalyse an Stahl- und Stahlfaserbeton*, Universität Stuttgart, Diss., 2006
- [72] LANGE, J. ; BENNING, W. ; SIERRING, K.: Crack detection at concrete construction units from photogrammetric data using image processing procedures. In: *ISPRS Commission VII Mid-term Symposium*, 2006
- [73] LANGE, Johannes: *Mess- und Auswertungstechnik zur Riss- und Faserdetektion bei Betonbauteilen*, Technischen Hochschule Aachen, Diss., 2009
- [74] LENKENHOFF, R.: Rißkonfigurationsnachweis in spröden Mehrkomponentenbaustoffen. In: *46. Forschungskolloquium DAfStb*, 1997, S. 197–204
- [75] LEONHARDT, F. ; KOCH ; ROSTÁSY: Schubversuche an Spannbetonträgern / DAfStb Heft 227. 1973. – Forschungsbericht
- [76] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung / DAfStb Heft 151. 1962. – Forschungsbericht

- [77] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R.: Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung / DAfStb Heft 156. 1963. – Forschungsbericht
- [78] LEONHARDT, Fritz: Schub bei Stahlbeton und Spannbeton - Grundlagen der neueren Schubbemessung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 72 (1977), S. 270–277, 295–302
- [79] LORENTSEN, M.: Theory for the Combined Action of Bending Moment and Shear in Reinforced and Prestressed Concrete Beams. In: *ACI Journal* 62 (1965), S. 403–420
- [80] LUHMANN, Thomas: *Nahbereichsphotogrammetrie*. Heidelberg : Herbert Wichmann Verlag, 2003
- [81] LUHMANN, Thomas ; ROBSON, S. ; KYLE, S. ; HARLEY, I.: *Close Range Photogrammetry*. Whittles Publishing, 2006
- [82] MATHEY, R. C. ; WATSTEIN, D.: Shear Strength of Beams Without Web Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strengths. In: *ACI Journal* 60 (1963), S. 183–205
- [83] MECHTCHERINE: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*, Universität Karlsruhe, Diss., 2000
- [84] MEHMEL, A. ; KERN, E.: Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung / DAfStb Heft 153. 1962. – Forschungsbericht
- [85] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung, dritte, vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage*. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908
- [86] NAUMANN, T.: Experimentelle Ermittlung der Eigenlastdehnung. In: *In: Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung. Hochschule Bremen, Abschlussbericht*, 1994
- [87] NIEMEIER, Wolfgang ; RIEDEL, Björn ; FRASER, Clive ; NEUSS, Helmut ; STRATMANN, Rafael ; ZIEM, Eberhard: New digital crack monitoring system for measuring and documentation of width of cracks in concrete structures. In: *Measuring the changes*, 2008
- [88] NIEMEIER, Wolfgang ; STRATMANN, Rafael: Rissmonitoring in der modernen Bauwerksunterhaltung. In: *Der Prüflingenieur* 31 (2007), S. 51–59

- 
- [89] N.N.: Weitere Versuche mit Gitterträgern System Visintini. In: *Beton & Eisen* (1904), S. 42–44
- [90] OTSUKA, Koji ; DATE, Hidehumi: Fracture process zone in concrete tension specimen. In: *Engineering Fracture Mechanics* 65 (2000), S. 111–131
- [91] PAN, B. ; QIAN, K. ; XIE, H. ; ASUNDI, A.: Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: A review. In: *Measurement Science and Technology* 20 (2009), S. 1–17
- [92] QUADE, J. ; SLOWIK, V. ; KLINK, T.: Versuche an 41 m langen Spannbetonträgern. In: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung, Zwischenbericht, Bremen, 1997*
- [93] RAJAGOPALAN, K. S. ; FERGUSON, P. M.: Exploratory Shear Tests Emphasizing Percentage of Longitudinal Steel. In: *Journal of the American Concrete Institute* 63 (1968), S. 634–638
- [94] RÖBERT, S.: Kritische Eischätzung der Probelastung von Stahlbetonbiegeträgern nach DIN 1045 §7. In: *Bauplanung-Bautechnik* 12 (1958), S. 393–396; 444–449
- [95] REINECK, Karl-Heinz: *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauten*, Universität Stuttgart, Diss., 1990
- [96] REINHARDT, H. W. ; CORNELISSEN, H. A. W. ; HORDIJK, D. A.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 112 (1986), S. 2462–2477
- [97] RITTER: Ueber den Werth der Belastungsproben eiserner Brücken. In: *Schweizerische Bauzeitung* 20 (1892), S. 14–17
- [98] ROBERTSON: Die Nutzlosigkeit der Probelastungen eiserner Brücken. In: *Bulletin de la commission internationale du congrès des chemins de fer* (1897), S. 23
- [99] RÜSCH, H. ; MAYER, H.: Schubversuche an Stahlbeton-Rechteckbalken mit gleichmäßig verteilter Belastung und Stahlbetonbalken bei gleichzeitiger Einwirkung von Querkraft und Moment / DAfStb Heft 145. 1962. – Forschungsbericht
- [100] RÜSCH, H. ; MAYER, U.: 5 Versuche zum Studium der Verformungen im Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens / DAfStb Heft 195. 1967. – Forschungsbericht
- [101] RÜSCH, H. ; VIGERUST: Schubsicherung bei Spannbeton ohne Schubbewehrung / DAfStb Heft 137. 1960. – Forschungsbericht

- [102] SANDERS, L. A.: Belastungsproben mit doppelt armierten Monierplatten. In: *Beton und Eisen* 1 (1902), S. 16–22
- [103] SCHICKERT: Schwellenwerte beim Betondruckversuch / DAfStb Heft 312. 1980. – Forschungsbericht
- [104] SCHMIDT, H. ; OPITZ, H.: Experimentelle Erprobung von Stahlbetonbauwerken in situ. In: *IABSE Congress Reports* Bd. 13, 1988
- [105] SCHORN, H.: Damage Process and Fracture Mechanism of Uniaxially Loaded Concrete. In: *Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites, Hrsg: C. Huet. S 33-43. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.*, 1993
- [106] SCHWESINGER, P. ; BOLLE, G.: Spannbetonbrücke Baiersdorf über den Main-Donau-Kanal, Durchbiegungs- und Neigungsmessungen, Diskussion der Verfahren und Interpretation der Ergebnisse. In: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Sonderheft, Bremen, 1994*
- [107] SHAH, S. P. ; MCGARRY, F. J.: Griffith Fracture Criterion and Concrete. In: *ASCE Journal of the Engineering Mechanic Division* 97 (1971), S. 1663–1676
- [108] SHERWOOD, E. G.: *One-Way shear behavior of large, lightly- reinforced concrete beams and slabs*, University of Toronto, Diss., 2008
- [109] STAMM, Konrad: *Bückeneinstürze und ihre Lehren*. Verlag Leemann Zürich, 1947
- [110] STEFFENS: Spannbetonbrücke Baiersdorf über den Main-Donau-Kanal / Hochschule Bremen. 1994. – Forschungsbericht
- [111] STEFFENS, K. ; MANLEITNER, S. ; SCHULZE, J.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken, Grundlagen und Anwendungsbeispiele*. Ernst & Sohn, 2002
- [112] STEFFENS, K. ; TSCHÖTSCHEL, M. ; QUADE, J. ; OPITZ, H. ; JÜPPNER, K. ; SCHWESINGER, P.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, 3. Zwischenbericht / Hochschule Bremen. 1994. – Forschungsbericht
- [113] STEFFENS, K. et a.: Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeuges (BELFA) / Kooperatives Forschungsbericht 01RA 9901/0, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag. 2002. – Forschungsbericht

- 
- [114] STOCKMANN, A. ; BOLLE, G. ; SCHWESINGER, P.: Begleitende Neigungsmessungen. In: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung, Zwischenbericht, Bremen, 1997*
- [115] STRATMANN, Rafael ; BIRTEL, Veit ; MARK, Peter ; NEUSS, Helmut ; NIEMEIER, Wolfgang ; RIEDEL, Björn ; ZIEM, Eberhard: Digitale Erfassung und Bewertung von Rissen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. 4, S. 252–261
- [116] SUTTON, M.A. ; YAN, J.H. ; TIWARI, V. ; SCHREIER, H.W. ; ORTEU, J.J.: The effect of out-of-plane motion on 2D and 3D digital image correlation measurements. In: *Optics and Lasers in Engineering* 46 (2008), S. 746–757
- [117] TUNG, Pi-Cheng ; HWANG, Yean-Ren ; WU, Ming-Chang: The development of a mobile manipulator imaging system for bridge crack inspection. In: *Automation in Construction* 11 (2002), S. 717–729
- [118] WALDNER, A.: Ueber den Werth der Belastungsproben eiserner Brücken. In: *Schweizerische Bauzeitung* (1892), S. 142–143
- [119] WHITEMAN, T. ; LITCHI, D. ; CHANDER, I.: Measurement of deflections in concrete beams by close range photogrammetry. In: *International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing* 34 (2002), Nr. 4, S. 9
- [120] WITTMANN, F. H.: Structure of concrete with respect to crack formation. In: *Wittmann, F.H. (Hrsg.): Fracture mechanics of concrete. Amsterdam : Elsevier, 1983*
- [121] ZILCH, Konrad ; ZEHETMAIER, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Berlin : Springer Verlag, 2010
- [122] ZIMMERMANN, H.: Einsturz einer Straßenbrücke bei Salez in der Schweiz. In: *Centralblatt der Bauverwaltung* (1884), S. 548–549
- [123] ZINK, Martin: *Zum Biegeschubversagen schlanker aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*, Universität Leipzig, Diss., 2000