



Gebhard Klaunzer, BSc

**Experimentelle Untersuchung zum
Einsatz von Unterstüztungsleitern
als Querkraftbewehrung in
Stahlbetonplatten**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
Dipl.-Ing. Christoph Thomas Betschoga, BSc

Institut für Betonbau
Lessingstraße 25, 8010 Graz

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

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

Graz, 24.04.2018

Datum



Unterschrift

Danksagung

In erster Linie möchte ich mich ganz herzlich bei allen bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit unterstützt haben.

Zuerst gebührt mein Dank Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, der meine Masterarbeit betreut und begutachtet hat. Für die hilfreichen Anregungen und die konstruktive Kritik bei der Erstellung dieser Arbeit möchte ich mich herzlich bedanken.

Ebenfalls möchte ich mich bei meinem Betreuer Dipl.-Ing. Bsc. Christoph Thomas Betschoga für die Wahl der Masterarbeit, sowie für die fachliche Unterstützung während und nach der Versuchsdurchführung bedanken.

Außerdem möchte ich mich bei allen Mitarbeitern des Instituts für Betonbau und den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz bedanken, die bei der Versuchsvorbereitung und -durchführung mitgeholfen haben.

Ein besonderer Dank gilt meiner ganzen Familie, vor allem meinen Eltern Albina und Josef für die moralische Unterstützung während meiner gesamten Studienzeit. An dieser Stelle möchte ich auch meinen Geschwistern Irene, Elmar, Oswald und Alberta danken, auf deren Unterstützung ich immer zählen konnte.

Meiner Freundin Silvana gebührt hier natürlich ebenfalls ein besonderer Platz. Ohne ihre geistig führende Hand hätte ich dieses Studium niemals in diesem Zeitrahmen absolvieren können und stünde wahrscheinlich jetzt erst am Anfang dieser Arbeit. Vielen Dank für die Unterstützung in allen Lebenslagen!

Last but not least, danke ich dem Beton- und Holzbauzeichensaal der mich all die Jahre während meines Studiums begleitet hat. Ich bin sehr froh über all die Freundschaften die sich daraus ergeben haben, inbegriffen der Großevents und verbleibe hiermit,

bleibs geil!

Kurzfassung

In der vorliegenden Masterarbeit wird die Querkrafttragfähigkeit von linienförmig gelagerten Platten aus Stahlbeton untersucht. Besonderer Fokus liegt dabei auf dem Einfluss der Querkraftbewehrung.

Die Querkraftbewehrung in Stahlbetonbalken erfolgt standardmäßig in Form von Bügeln. Die Verbügelung von Platten und Scheiben ist jedoch sehr arbeitsintensiv. Alternativ zu Bügeln gibt es sogenannte Schubleitern in Form von Abstandhaltern. Ihre Verwendung ist normativ mit einer höchstzulässig einwirkenden Querkraft von $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ [6] begrenzt, sprich der Bemessungswert der Querkraft muss kleiner gleich ein Drittel der maximalen Betondruckstreben­tragfähigkeit sein.

Im Rahmen der gegenständlichen Masterarbeit wurde die Grenze für die Einsatzfähigkeit dieser Unter­stützungsleitern durch Variation des Querkraftbewehrungsgrades experimentell untersucht. Als Unter­stützungsleiter werden dabei sogenannte Durchstanzelemente verwendet, die normalerweise als Durchstanzbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten (Flachdecken) eingesetzt werden. Diese würden die Herstellung der Bewehrungskörbe für querkraftbewehrte Stahlbetonplatten und -scheiben erheblich vereinfachen, da diese äquivalent zu den Abstandhaltern für die obere Bewehrungslage verbaut werden.

Abstract

This master thesis researches the carrying capacity of reinforced concrete under shear force stress. It particularly focuses on the influence of shear reinforcement.

The construction of shear reinforcement approved reinforced concrete beams with stirrup reinforcement is reasonable from an economic standpoint. However, if there are applications for reinforced concrete plates or reinforced concrete disks where shear reinforcement is necessary, the construction of reinforced cages with traditional and standardized stirrup reinforcement becomes complex. In addition to the mentioned stirrup reinforcement, „Unterstützungsleitern“ can also be used as shear reinforcement. The usage of such is normative with a maximum permissible effective shear force of $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ [6]. This means the rated value of the share force has to be equal or less than one third of the maximum concrete pressure struts' carrying capacity.

In the course of this master thesis, an experimental program was developed, to determine the limits of the operational capability of „Unterstützungsleiter“ by varying the shear reinforcement grades. „Unterstützungsleiter“ are usually used as punching reinforcement within an area of material support of punctual supported plates (flat slabs); however, for the purpose of this master thesis, they were used as shear reinforcement. The result was a much more simplified construction of reinforced cages for shear bar approved reinforced concrete plates and disks. This is because the punching elements would be shored equivalent to the spacer for the upper reinforcement layer.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Motivation	1
1.2. Zielsetzung und Vorgehen	1
2. Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit	3
2.1. Allgemeines	3
2.2. Betonbauteile ohne Querkraftbewehrung	4
2.2.1. Tragverhalten bei gerissenen, querkraftunbewehrten Bauteilen	4
2.2.2. Abtragungsmechanismen von querkraftunbewehrten Bauteilen	5
2.3. Betonbauteile mit Querkraftbewehrung	7
2.3.1. Allgemeines	7
2.3.2. Arten der Querkraftbewehrung	8
2.3.3. Abtragungsmechanismen von querkraftbewehrten Bauteilen	8
2.4. Versagensformen	10
2.4.1. Versagensarten mit und ohne Querkraftbewehrung	10
2.5. Bemessungsansätze der Querkrafttragfähigkeit	13
3. Experimentelles Programm	17
3.1. Versuchsbeschreibung und -programm	17
3.2. AVI Durchstanzbewehrungselement DE	18
3.2.1. Verwendung als Durchstanzbewehrung	18
3.2.2. Typenprogramm	19
3.2.3. Verlegung als Durchstanzelement	20
3.2.4. Einbau des DE-Elementes als Querkraftbewehrung	20
3.3. Bemessung der Stahlbetonplatten	21
3.3.1. Querkraftbemessung für SV-02 und SV-03	21
3.3.2. Querkraftbemessung für SV-04 und SV-05	23
3.3.3. Zusammenfassung der Querkraftbemessung	24
3.3.4. Biegebemessung	25
3.3.5. Querbewehrung	26
3.3.6. Verankerungslänge	27
3.4. Geometrie der Stahlbetonplatten	28
3.5. Probenherstellung und -vorbereitung	29
3.5.1. Bewehrung und Materialkennwerte	29
3.5.2. Herstellung der Versuchskörper	31
3.6. Versuchsaufbau	34
3.7. Messtechnik	35
3.7.1. Allgemeines	35
3.7.2. Prüfstand	35
3.7.3. Verformungsmessung	36
3.7.4. Dehnungsmessung	36
3.7.5. Berührungslose Messtechnik	37

4. Ergebnisse der experimentellen Untersuchung	41
4.1. Allgemeines	41
4.2. Querkraftunbewehrte Stahlbetonplatte SV-01	41
4.3. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-02	43
4.4. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-03	45
4.5. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-04	47
4.6. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-05	49
4.7. Rissbilder und Rissentwicklung	51
4.7.1. Rissbilder nach dem Versagen	51
4.7.2. Entstehung der Schubrisse	54
4.8. Vergleich der Querkrafttragfähigkeiten	62
5. Einsatzmöglichkeiten der Unterstützungsleiter	66
5.1. Allgemeines	66
5.2. Formfindung	66
5.3. Referenzstatiken	67
5.3.1. Fundamentplatte für Hilfsunterstützung	67
5.3.2. Fundamentplatte mit Bügelbewehrung	70
5.3.3. Neubau eines Werkstättengebäudes	73
6. Zusammenfassung und Ausblick	78
A. Begleitende Versuche	82
A.1. Festigkeitseigenschaften Beton	82
B. Versuchsdurchführung	85
B.1. Bewehrungsplan für SV-01	86
B.2. Bewehrungsplan für SV-02 bis SV-05	87
B.3. Bewehrungsauflistung	88
B.4. Messtechnikskizze für SV-01, SV-03 und SV-05	89
B.5. Messtechnikskizze für SV-02 und SV-04	90
B.6. Versuchsaufbau	91
C. Versuchsergebnisse	92
C.1. Versuchsplatte SV-01	92
C.2. Versuchsplatte SV-02	98
C.3. Versuchsplatte SV-03	105
C.4. Versuchsplatte SV-04	111
C.5. Versuchsplatte SV-05	118
C.6. Vergleich der Last-Verformungskurven	124
C.7. Systemparameter und Querkrafttragfähigkeit	126

Abbildungsverzeichnis

1.1. Unwirtschaftliche Ausführungen für Querkraftprobleme	1
2.1. Definition der Schubslankheit λ [10]	3
2.2. Schematische Darstellung der Sprengwerkwirkung [18]	4
2.3. Rissbilder von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung nach Leonhardt und Walther (1962) [12]	5
2.4. Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [18]	6
2.5. Schematische Darstellung der Rissuferverzahnung [10]	6
2.6. Dübelwirkung der Längsbewehrung [10]	7
2.7. Querkrafttraganteil der Druckzone sowie der Bruchprozess nach Zink [13] .	7
2.8. Rissbild eines querkraftbewehrten Plattenbalkens nach Leonhardt und Walt- her [12]	8
2.9. Idealisierter Balken mit veranschaulichtem Kraftfluss [10]	8
2.10. Mögliche Arten der Querkraftbewehrung [10]	8
2.11. Fachwerkmodell nach MÖRSCH [4]	9
2.12. Biegeschubversagen [10]	10
2.13. Verankerungsversagen eines querkraftunbewehrten Trägers [10]	10
2.14. Stegzugversagen [10]	11
2.15. Stegdruckversagen [10]	11
2.16. Spaltrisse bei Aufbiegungen [10]	12
2.17. Fachwerkmodell und Bezeichnungen nach DIN EN 1992-1-1 [6]	13
2.18. Schematische Darstellung einer Unterstützungsleiter nach DIN EN 1992-1-1 [6]	15
3.1. Statisches System der Schubversuchsserie SV-01 bis SV-05	17
3.2. Schematische Darstellung des DE-Elementes und die Bewehrungsanordnung als Durchstanzbewehrung im Stützenbereich punktförmig gestützter Platten	19
3.3. Typenprogramm der Durchstanzbewehrungselemente	19
3.4. Fischgrätartige Anordnung der Durchstanzelemente DE	20
3.5. Durchstanzelement im ungebogenen Zustand	20
3.6. Bewerkungsskizze für SV-02 und SV-03	23
3.7. Bewerkungsskizze für SV-04 und SV-05	24
3.8. Querschnitt der Stahlbetonplatten	28
3.9. Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit über die Zeit	30
3.10. Gesamte Schalung	32
3.11. Einheben der Bewehrungskörbe	32
3.12. Betonagearbeiten	33
3.13. Ausschaltungsarbeiten	33
3.14. Längsschnitt des Versuchsaufbaus	34
3.15. Querschnitt des Versuchsaufbaus	35
3.16. Prüfstand bis 4 MN Prüfkraft	36
3.17. Induktive Wegaufnehmer und verwendete Dehnungsaufnehmer	36

3.18. Mercury Messsystem seitlich bzw. von oben	37
3.19. Messübersicht für die Anordnung der Digitalen Dehnmessstreifen (DDM) für die Dehnungen an der Plattenoberseite bei SV-02 und SV-04	37
3.20. Messtechnik für SV-01, SV-03 und SV-05	38
3.21. Messtechnik für SV-02 und SV-04	39
3.22. Messübersicht für die Rissverläufe von SV-02 und SV-04	40
3.23. Messübersicht für die Anordnung der Digitalen Dehnmessstreifen (DDM) für die Überprüfung einer direkten Druckstrebe (Sprengwerk) bei SV-01, SV-03 und SV-05	40
4.1. Kraft-Weg-Diagramm von SV-01	42
4.2. Kraft-Dehnungs-Diagramm von SV-01: (a) Überprüfung einer direkten Druckstrebe, (b) im Messquerschnitt 1 (MQ1) an der Vorderseite (VS) . . .	42
4.3. Kraft-Dehnungs-Diagramme von SV-01 in den Messquerschnitten 1, 2 und 3 an der (a) Oberseite und auf (b) Höhe der Druckbewehrung an der Vorderseite	43
4.4. Kraft-Weg-Diagramm von SV-02	44
4.5. Schubversuch SV-02: Kraft-Dehnungs-Diagramme; (a) im Messquerschnitt 1 an der Rückseite, (b) auf Höhe der Druckbewehrung an der Vorderansicht .	44
4.6. Schubversuch SV-02: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramme von der Plattenober- seite im Schnitt A, (b) Dehnungsebene im Messquerschnitt 1	45
4.7. Kraft-Weg-Diagramm von SV-03	46
4.8. Schubversuch SV-03: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramm Plattenoberseite, (b) Überprüfung direkte Druckstrebe	46
4.9. Schubversuch SV-03: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramme im Messquerschnitt 1, mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) erstellt (Positionen gleich wie bei der Vorderseite), (b) Dehnungsebene im Messquerschnitt MQ1	47
4.10. Detailrissbild von SV-03 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite .	47
4.11. Kraft-Weg-Diagramm von SV-04	48
4.12. Schubversuch SV-04: Kraft-Dehnungs-Diagramme in den Messquerschnitten 1 und 3 an der Oberseite mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) erstellt; (a) Schnitt C, (b) Schnitt D	48
4.13. Kraft-Weg-Diagramm von SV-05	49
4.14. Schubversuch SV-05: Kraft-Dehnungs-Diagramm (a) für Überprüfung ei- ner direkten Druckstrebe an der Plattenoberseite mittels DDM, (b) im Messquerschnitt 1 an der Vorderseite	50
4.15. Kraft-Dehnungs-Diagramme von SV-05 in den Messquerschnitten 1, 2 und 3 an der Oberseite	50
4.16. Vergleich der Rissbilder von SV-01 bis SV-05 an der Vorderseite	52
4.17. Vergleich der Rissbilder von SV-01 bis SV-05 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite	53
4.18. Entstehung der Schubrisse bei SV-01	54
4.19. Vertikale Verformung der Stahlbetonplatte SV-01	55
4.20. Detailrissbild von SV-02 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite .	55
4.21. Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-02, zwischen dem Auflagerbereich und der Lasteinleitung	56
4.22. Rissbreiten von Schubversuch SV-02 in Abhängigkeit der Laststufen	56
4.23. Entstehung der Schubrisse bei SV-03	57
4.24. Vertikale Verformung der Stahlbetonplatte SV-03	58
4.25. Detailrissbild von SV-03 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite .	58

4.26. Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-04, zwischen dem Auflagerbereich und der Lasteinleitung	59
4.27. Rissbreiten von Schubversuch SV-04 in Abhängigkeit der Laststufen	59
4.28. Detailrissbild von SV-04 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite	60
4.29. Entstehung der Schubrisse bei SV-05	61
4.30. Detailrissbild von SV-05 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite	61
4.31. Vertikale Verformung der Stahlbetonplatte SV-05	62
4.32. Vergleich der geprüften Tragfähigkeit von SV-01 bis SV-05 mit V_{calc}	63
4.33. Einfluss des Druckstrebenwinkels Θ nach [6]	65
5.1. Bewehrungsform der Unterstützungsleiter	66
5.2. Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Draufsicht	67
5.3. Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Schnitt A-A und B-B	68
5.4. Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte mit DE-Elemente, Schnitt A-A und Schnitt B-B	70
5.5. Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Schnitt mit Bewehrungsbügel	70
5.6. Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Schnitt mit Unterstützungsleitern	72
5.7. Bewehrungsskizzen der Fundamentplatte, Schnitt bei Mittelwand	73
5.8. Bewehrungsskizzen der Fundamentplatte, Schnitt bei der Außenwand	75
5.9. Bewehrungsskizzen der Deckenplatte	77
C.1. Kraft-Weg-Diagramm von SV-01	92
C.2. Schubversuch SV-01: (a) bis (d) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3 an der Vorderseite (VS) und Rückseite (RS) sowie (e) bis (f) an der Plattenunterseite und -oberseite	93
C.3. Schubversuch SV-01: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1, 2 und 3 auf Höhe der Druckbewehrung, sowie (b) die Überprüfung der direkten Druckstrebe und (c) die Dehnungsebene im MQ1	94
C.4. Messübersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen beim Schubversuch SV-01, zur Ermittlung einer direkten Druckstrebe	95
C.5. Detailrissbild von SV-01, Vorderseite	95
C.6. Detailrissbild von SV-01, Rückseite	95
C.7. Rissbild SV-01	96
C.8. Rissbild von SV-01 von Vorder- und Rückseite	97
C.9. Kraft-Weg-Diagramm von SV-02	98
C.10. Schubversuch SV-02: Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3; (a) bis (d) mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) an der Oberseite erstellt, sowie an der (e) Vorderseite (VS) und (f) Rückseite auf Höhe der Druckbewehrung (RS)	99
C.11. Schubversuch SV-02: Kraft-Dehnungs-Diagramme an der Vorderseite (VS), Rückseite (RS) und Plattenunterseite (PU)	100
C.12. Schubversuch SV-02: Dehnungsebene im Messquerschnitte 1 an der Rückseite	101
C.13. Übersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen für den Schubversuch SV-02 an der Oberseite der Stahlbetonplatte	101
C.14. Detailrissbild von SV-02 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite	101
C.15. Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-02, nahe dem Auflagerbereich	102
C.16. Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-02, nahe der Lasteinleitung	102
C.17. Rissbild SV-02	103

C.18.	Rissbild von SV-02 von Vorder- und Rückseite	104
C.19.	Kraft-Weg-Diagramm von SV-03	105
C.20.	Schubversuch SV-03: (a) bis (d) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3 an der Vorderseite (VS) und Rückseite (RS) sowie (e) bis (f) an der Plattenunterseite und -oberseite	106
C.21.	Schubversuch SV-03: Kraft-Dehnungs-Diagramme, (a) Überprüfung einer direkten Druckstrebe, (b) im MQ 1, 2 und 3 auf Höhe der Druckbewehrung; (c) Dehnungsebene im MQ1 an der Vorderseite	107
C.22.	Messübersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen beim Schubversuch SV-03 zur Ermittlung einer direkten Druckstrebe	108
C.23.	Detailrissbild von SV-03 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite	108
C.24.	Detailrissbild von SV-03 mit Befestigungspunkte der DD1 an der Vorderseite	108
C.25.	Rissbild SV-03	109
C.26.	Rissbild von SV-03 von Vorder- und Rückseite	110
C.27.	Kraft-Weg-Diagramm von SV-04	111
C.28.	Schubversuch SV-04: Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3; (a) bis (d) mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) an der Oberseite erstellt, sowie an der (e) Vorderseite (VS) und (f) Rückseite auf Höhe der Druckbewehrung (RS)	112
C.29.	Schubversuch SV-04: Kraft-Dehnungs-Diagramme an der Vorderseite (VS), Rückseite (RS) und Plattenunterseite (PU)	113
C.30.	Schubversuch SV-04: Dehnungsebene von MQ1 Rückseite	114
C.31.	Übersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen (DDM) für den Schubversuch SV-04 an der Oberseite der Stahlbetonplatte	114
C.32.	Detailrissbild von SV-04 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite	114
C.33.	Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-04, nahe dem Auflagerbereich	115
C.34.	Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-04, nahe der Lasteinleitung	115
C.35.	Rissbild SV-04	116
C.36.	Rissbild von SV-04 von Vorder- und Rückseite	117
C.37.	Kraft-Weg-Diagramm von SV-05	118
C.38.	Schubversuch SV-05: (a) bis (d) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3 an der Vorderseite (VS) und Rückseite (RS) sowie (e) bis (f) an der Plattenunterseite und -oberseite	119
C.39.	Schubversuch SV-05: Dehnungsebene von MQ1 an der Vorderseite	120
C.40.	Rissbild SV-05	121
C.41.	Rissbild von SV-05 von Vorder- und Rückseite	122
C.42.	Detailrissbild von SV-05 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite	123
C.43.	Detailrissbild von SV-05 mit Befestigungspunkte der DD1 an der Vorderseite	123
C.44.	Messübersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen beim Schubversuch SV-05 zur Ermittlung einer direkten Druckstrebe	123
C.45.	Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme von SV-02 und SV-03	124
C.46.	Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme von SV-04 und SV-05	124
C.47.	Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme von SV-01 bis SV-05	125

Tabellenverzeichnis

2.1. Maximaler Längsabstand $s_{l,max}$ für Bügel [6]	16
2.2. Maximaler Querabstand $s_{t,max}$ für Bügel [6]	16
3.1. Vergleich der theoretischen Tragfähigkeiten der Schubversuchsserie	25
3.2. Aufstellung der Biegebewehrung	26
3.3. Aufstellung der Querbewehrung	27
3.4. Gegenüberstellung der Versuchsparameter	29
3.5. Materialparameter der hochfesten Bewehrung SAS670	29
3.6. Festigkeitsentwicklung der Begleitkörper	30
3.7. Mittlere Festigkeitskennwerte des Betons zum Prüfzeitpunkt der Schubversuche	31
4.1. Betonalter und ermittelte Druckfestigkeit nach EC2 [7]	62
4.2. Vergleich der Querkrafttragfähigkeit aus den experimentellen Untersuchungen mit den theoretisch errechneten Traglasten	63
4.3. Vergleich der Grenzwerte auf Designniveau für SV-02/SV-03	64
4.4. Vergleich der zulässigen Druckstrebenwinkel	64
5.1. Bemessungsschnittgrößen, Geometrie- und Materialparameter des Querschnitts	68
5.2. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Bewehrungsbügeln	69
5.3. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern (DE-Elemente)	70
5.4. Bemessungsschnittgrößen, Geometrie- und Materialparameter des Querschnitts	71
5.5. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Bewehrungsbügeln	71
5.6. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern (DE-Elemente)	72
5.7. Geometrische Abmessungen des Querschnitts bei der Mittelwand	73
5.8. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern bei der Mittelwand nach ÖNORM EN 1992-1-1	74
5.9. Geometrische Abmessungen des Querschnitts bei der Außenwand	74
5.10. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern bei der Außenwand nach ÖNORM EN 1992-1-1	75
5.11. Geometrische Abmessungen des Querschnitts bei der Decke über EG	76
5.12. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern bei der Decke über EG nach ÖNORM EN 1992-1-1	76
A.1. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 5 Tage)	82
A.2. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 7 Tage)	82
A.3. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 14 Tage)	82
A.4. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 21 Tage)	82
A.5. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 28 Tage)	82
A.6. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 34 Tage)	83

A.7. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 35 Tage)	83
A.8. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 36 Tage)	83
A.9. Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit für die Versuchsnachrechnung zufolge der Messergebnisse von den Zylinderprobenchargen nach 34, 35 und 36 Tagen	83
A.10. Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 34 Tage)	83
A.11. Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 35 Tage)	84
A.12. Mittelwert der Spaltzugfestigkeit für die Versuchsnachrechnung zufolge der Messergebnisse von den Würfelprobenchargen nach 34 und 35 Tagen	84
A.13. Messwerte des Elastizitätsmoduls bei Bauteillagerung (Probenalter 34 Tage)	84
A.14. Messwerte des Elastizitätsmoduls bei Bauteillagerung (Probenalter 35 Tage)	84
A.15. Mittelwert des Elastizitätsmoduls für die Versuchsnachrechnung zufolge der Messergebnisse von den Zylinderprobenchargen nach 34 und 35 Tagen . . .	84
C.1. Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-01	92
C.2. Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-02	98
C.3. Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-03	105
C.4. Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-04	111
C.5. Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-05	118

1. Einleitung

Die Bewehrung zur Aufnahme der Querkraft in Stahlbetonbauteilen erfolgt standardmäßig mit Bügeln. Abgesehen von dieser Bügelbewehrung können bei Platten und Scheiben auch noch sogenannte Unterstützungsleitern als Querkraftbewehrung verwendet werden. Ihre Verwendung ist normativ mit einer höchstzulässig einwirkenden Querkraft von $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ [6] zulässig. Im Rahmen der gegenständlichen Masterarbeit wurden Versuche durchgeführt und ausgewertet, wodurch die Grenze für die Einsatzfähigkeit dieser Unterstützungsleitern geprüft wurde.

1.1. Motivation

Um die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen zu steigern, wird eine Querkraftbewehrung verwendet. Bei Stahlbetonbalken wird diese mit einer standardisierten Bügelbewehrung ausgeführt. Treten nun jedoch Anwendungsfälle auf, in denen auch bei Stahlbetonplatten bzw. -scheiben eine Querkraftbewehrung erforderlich ist (Abb.1.1(b)), wird die Herstellung der Bewehrungskörbe mit einer Bügelbewehrung aufwendig. Um die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung zu steigern, kann die Plattendicke erhöht (Abb.1.1(a)), je nach Belastung mehr Längsbewehrung oder eine höhere Betongüte verwendet werden. Alternativ zu den vorher genannten Möglichkeiten bzw. die Verwendung einer Bügelbewehrung können Unterstützungsleitern verbaut werden. Diese sind für die Anordnung einer Querkraftbewehrung besser geeignet, aber nur begrenzt anwendbar.

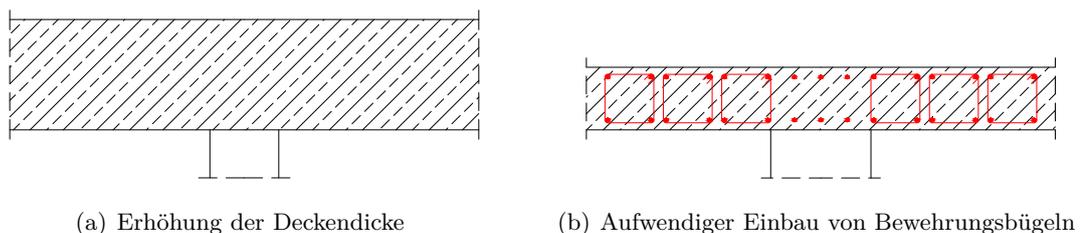


Abb. 1.1.: Unwirtschaftliche Ausführungen für Querkraftprobleme

1.2. Zielsetzung und Vorgehen

Im Zuge des Forschungsvorhabens „Experimentelle Untersuchung zum Einsatz von Unterstützungsleitern als Querkraftbewehrung in Stahlbetonplatten“ des Instituts für Betonbau der Technischen Universität Graz in Kooperation mit dem Unternehmen AVI, wird mit Versuchen die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten geprüft, welche mittels Unterstützungsleitern bewehrt sind. Normativ ist die Verwendung von Unterstützungsleitern

als Querkraftbewehrung so geregelt, dass $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ [6] sein muss. Der zulässige Bemessungswert der Querkraft muss also kleiner gleich einem Drittel der maximalen Betondruckstreben­tragfähigkeit sein. Auf welcher Grundlage der Grenzwert von 1/3 basiert ist unklar. Ziel dieser Arbeit ist die Erprobung der Querkrafttragfähigkeit mittels Unter­stützungsleitern, wobei der Grenzwert bestätigt oder allenfalls auch angehoben werden soll.

Zunächst werden in Kapitel 2 die Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbe­tonbauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung erläutert. Dabei werden die wichtigsten Unterschiede aufgezeigt und die normative Regelung von querkraftbewehrten Stahlbeton­bauteilen beschrieben.

In Kapitel 3 wird für die Versuchsserie mit fünf Stahlbetonplatten die gesamte Versuchs­auslegung, -aufbau und -durchführung genau beschrieben. Weiters wird auf die Herstellung der Versuchskörper sowie die verwendete Messtechnik in diesem Kapitel eingegangen.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sind in Kapitel 4 dargestellt, sowie der Vergleich der erreichten Traglasten aus den Versuchen mit den errechneten Querkraft­tragfähigkeiten.

Zur Abschätzung der möglichen Einsatzgebiete der Unter­stützungsleiter als Querkraftbe­wehrung sind in Kapitel 5 Referenzstatiken angeführt, in denen eine Querkraftbewehrung in Form einer Bügelbewehrung verbaut wurde. Um einen Vergleich zwischen Bügelbe­wehrung und der Bewehrung mittels Unter­stützungsleitern zeigen zu können, wurde der Querkraftnachweis erneut geführt.

Schlussendlich werden in Kapitel 6 alle erörterten Thematiken zusammengefasst und die wesentlichsten Erkenntnisse aufgezeigt.

Den Anhängen können alle genauen Details für die Versuchsauslegung, -planung und -durchführungen entnommen werden. Außerdem werden sämtliche Diagramme für die Versuchsauswertung sowie die Dokumentation der Rissbilder dargestellt.

2. Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit

In diesem Kapitel wird das prinzipielle Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen beschrieben. Dabei wird auf die theoretischen Grundlagen sowie die normative Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [6] genauer eingegangen.

2.1. Allgemeines

Das Bruchverhalten zufolge eines Schubversagens ist wesentlich spröder als bei einem Biegeversagen. Somit ist dies zu verhindern, da keine Versagensankündigung durch große Verformungen bzw. Risse stattfindet. Es muss nachgewiesen werden, ob eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit vorhanden ist. Man unterscheidet bei Stahlbetonbauteilen hinsichtlich ihrer Bewehrung zwischen der:

- Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung,
- Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung.

Schubslankheit

Die Schubslankheit λ ordnet Stahlbetonbauteile hinsichtlich ihrer Querkraftbeanspruchung ein. Ist ein Träger durch eine Einzellast beansprucht, beschreibt die geometrische Schubslankheit λ das Verhältnis von dem Abstand a (zwischen Krafteinleitung und Auflager) zur statischen Nutzhöhe d . [10]

$$\lambda = \frac{a}{d} \quad (2.1)$$

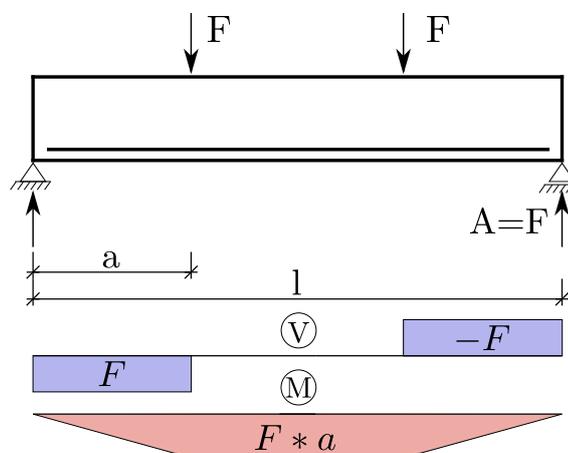


Abb. 2.1.: Definition der Schubslankheit λ [10]

Laut dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton wird ein Balken mit einer Schubslankheit von $a/d < 2.4$ als gedrungener Balken bezeichnet und ein Balken mit einer Schubslankheit von $a/d \geq 2.4$ als schlanker Balken.[16]

Sprengwerkwirkung

Bei gedrungenen Balken kann die Lastabtragung über ein Sprengwerk (direkte Druckstrebe) erfolgen. Dieses kann nach der Ausbildung des kritischen Schubrisses oder von Anfang an aufgrund der Geometrie des Bauteils aktiviert werden. Die Entstehung eines Sprengwerks ist von vielen verschiedenen Faktoren abhängig. Mit Hilfe der Biegetheorie kann diese Querkraft nicht mehr beschrieben werden [18]. Die erreichten Bruchlasten sind im Allgemeinen höher als die theoretisch errechneten Traglasten zufolge der Biegetheorie, siehe Abb.2.2(b). Aufgrund dessen ist es sinnvoll, die Traglast bei der Schubrisslast des Bauteils zu definieren.

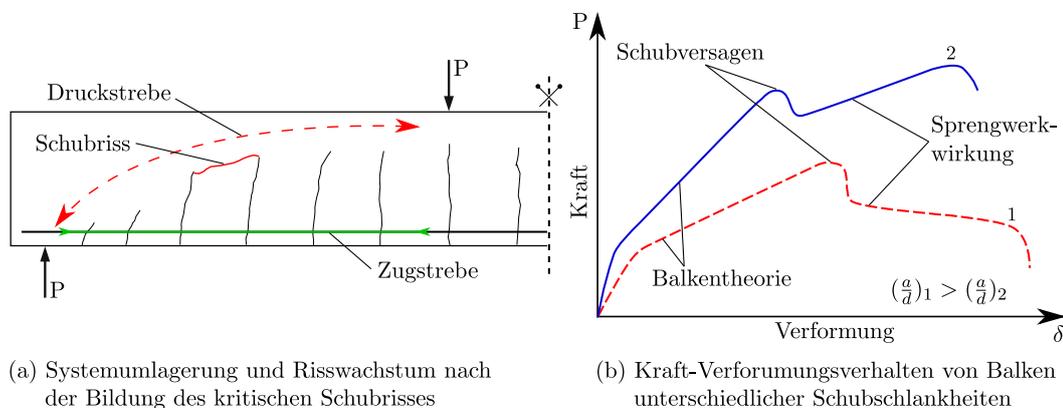


Abb. 2.2.: Schematische Darstellung der Sprengwerkwirkung [18]

Bei schlanken Balken ist der Anteil der Querkraftabtragung über die direkte Druckstrebe im allgemeinen zu vernachlässigen. Die Querkraft kann mit Hilfe der Biegetheorie beschrieben werden.

2.2. Betonbauteile ohne Querkraftbewehrung

Im Folgenden Kapitel wird das Tragverhalten von Stahlbetonbauteil ohne Querkraftbewehrung erläutert. Außerdem wird erneut auf die Schubslankheit eingegangen.

2.2.1. Tragverhalten bei gerissenen, querkraftunbewehrten Bauteilen

Die Folgende Abb.2.3 zeigt fünf Rissbilder von Balken aus Leonhardt und Walther (1962) mit verschiedenen Schubslankheiten. [12]

Der Balken ② wird wegen seiner kleinen Schubslankheit als gedrungener Balken bezeichnet. Seine Bruchlast ist gegenüber den anderen Schubversuchen deutlich höher. Es bildet sich ein Schubriss aus, jedoch kann aufgrund der Umlagerung der inneren Kräfte in eine direkte Druckstrebe (Sprengwerk), die Traglast weiter gesteigert werden.

Versagensursache ist ein Bruch der Biegedruckzone, im Bereich, wo das einwirkende Moment $M = const.$ ist.

Die Versuchsbalken ⑤, ⑥, und ⑧ zählen aufgrund ihrer Schlankheit zu den schlanken Balken. Sie weisen alle ein ähnliches Rissbild, sowie annähernd gleiche Traglasten auf, trotz unterschiedlicher Schubschlankheiten. Versagensursache ist ein Biegeschubversagen.

Der Balken ⑩ gilt ebenfalls aufgrund seiner großen Schubschlankheit als schubslanker Balken und besitzt die kleinste Bruchlast. Die Versagensursache ist ein Biegedruckbruch, kein Biegeschubversagen wie bei ⑤, ⑥ und ⑧.

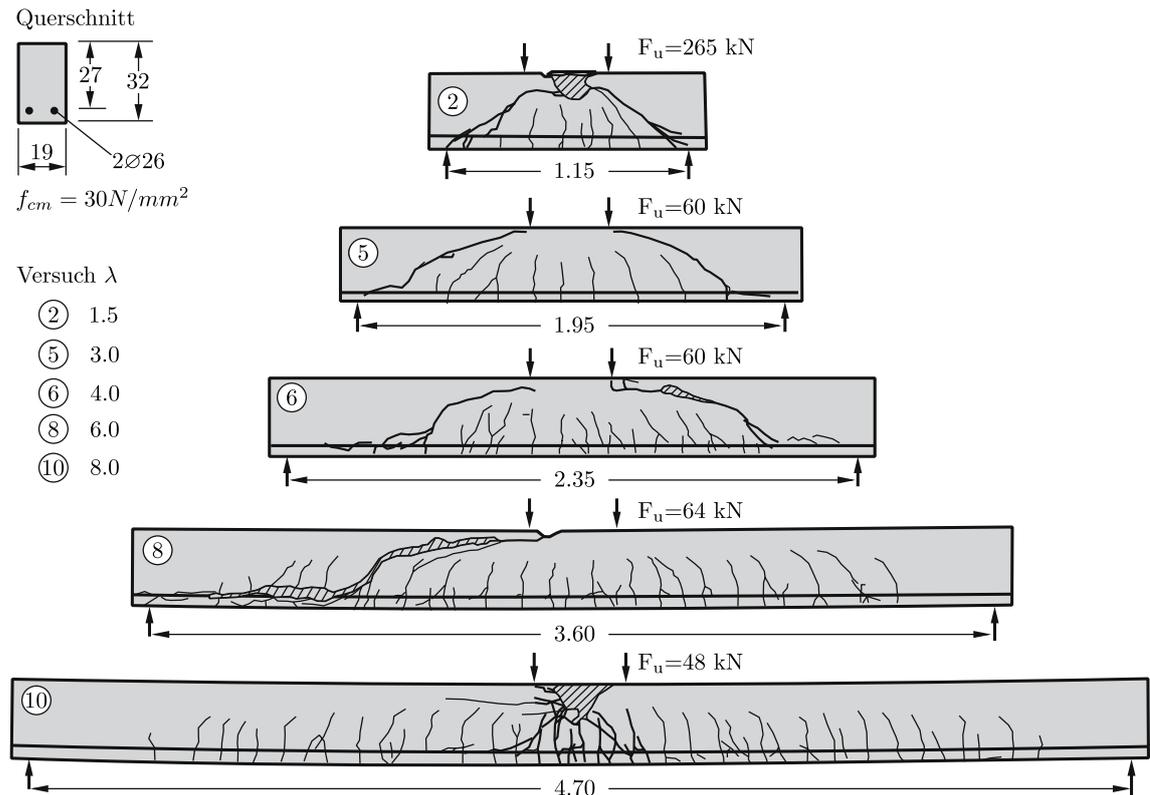


Abb. 2.3.: Rissbilder von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung nach Leonhardt und Walther (1962) [12]

2.2.2. Abtragungsmechanismen von querkraftunbewehrten Bauteilen

Nach der Schubrissbildung muss die Last durch verschiedene komplexe Abtragungsmechanismen auch weiterhin zum Auflager abgeleitet werden, um die Tragfähigkeit zu gewährleisten. Beispielhaft sind in der Abb.2.4 anerkannte Tragmechanismen für die Querkraftabtragung [18] abgebildet. Die Weiterleitung der Kräfte erfolgt im allgemeinen bei Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung über die:

- V_{ag} Rissreibung oder Rissverzahnung zwischen den Rissufern,
- V_{da} Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss,
- V_{cz} Schubspannungen in der ungerissenen Betondruckzone,
- V_{cr} Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone.

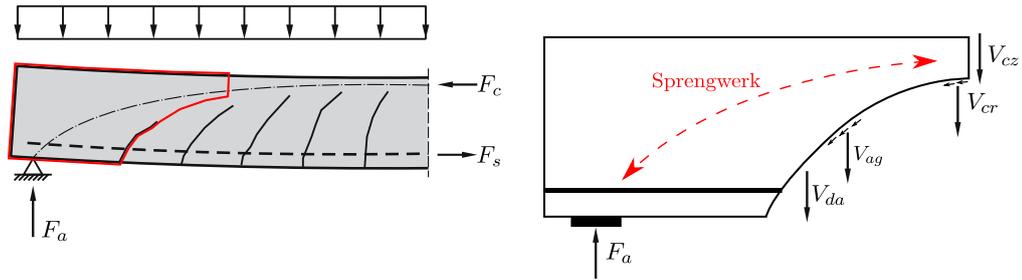


Abb. 2.4.: Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [18]

Rissuferverzahnung

Die Kornverzahnung an einem entstehenden Riss kann einen Teil der zu übertragenden Kraft weiterleiten. Die Größe dieses Anteils ist von einer Vielzahl an Faktoren abhängig (Betondruckfestigkeit, Querschnittsgeometrie, Gesteinskörnung, Größtkorndurchmesser usw.). Aktiviert kann die Rissuferverzahnung durch eine Parallelverschiebung der Rissufer werden, siehe Abb.2.5(b). Je kleiner die Rissbreite w_{cr} , desto größer ist der Anteil an der Kraftübertragung bei gleicher Rissgleitung bzw. -verschiebung. Der Anteil ist ebenso umso größer, je rauer die Beschaffenheit der Rissufer sind.[3]

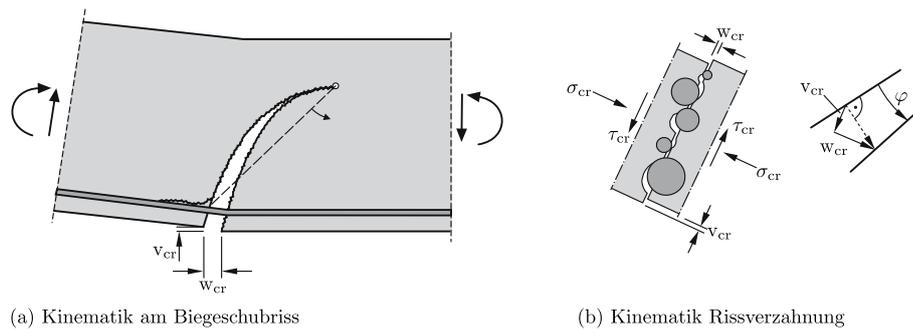


Abb. 2.5.: Schematische Darstellung der Rissuferverzahnung [10]

Dübelwirkung

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ist entscheidend von der Längsbewehrung abhängig, da diese die Größe der Druckzone beeinflusst und zusätzlich noch die beiden Rissufer miteinander verdübelt. Die Dübelwirkung ist schematisch in der Abb.2.6 dargestellt. Diese ist abhängig von der Betondeckung und des Längsbewehrungsgrades. Die Betondeckung stellt die Kraftübertragung zufolge der Dübelwirkung sicher. Versagt diese, so entsteht ein Dübelanriss (Abb.2.6(c)) und die Dübelwirkung leistet keinen Beitrag mehr zur Querkraftabtragung. [3]

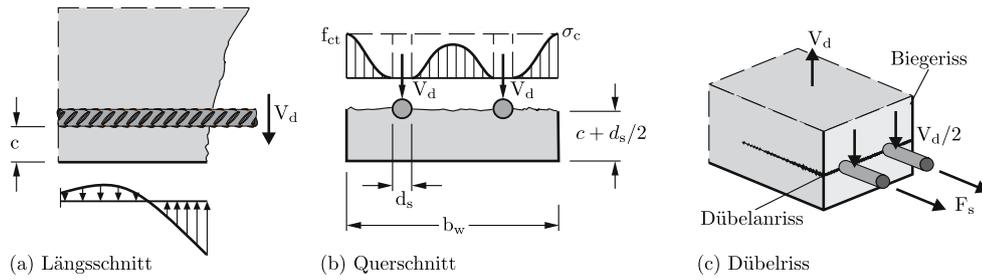


Abb. 2.6.: Dübelwirkung der Längsbewehrung [10]

Querkraftübertragung in der ungerissenen Betondruckzone

Dieser Anteil an der Querkrafttragwirkung wird oft als der wesentlichste von allen Traganteilen bezeichnet. Die Druckzonenhöhe ist bei Annahme einer linearen Druckspannungsverteilung maßgebend von der Längsbewehrung abhängig. Das elastische Verformungsverhalten von Bewehrung und Beton besitzt nur einen untergeordneten Einfluss.

Zugtragwirkung im Bereich der Risspitze

Die Modellvorstellung nach Zink [13], siehe Abb.2.7, basiert auf der Bruchkraftübertragung bei einsetzender Rissbildung. Demnach können in der Prozesszone noch begrenzt Zugspannungen weitergeleitet werden. Für die Querkraftabtragung können somit die vertikalen Anteile der Zugspannung beansprucht werden. Die Länge der Prozesszone (Bruchprozesszone) ist nicht von der Höhe des Querschnitts abhängig, sondern nur von den Materialeigenschaften des verwendeten Betons. Der Querkraftanteil zufolge der Bruchprozesszone ist bei Trägern mit kleiner statischer Nutzhöhe d erheblich größer als bei jenen mit großer statischer Nutzhöhe. Dies wird als Maßstabeffekt bezeichnet.[10]

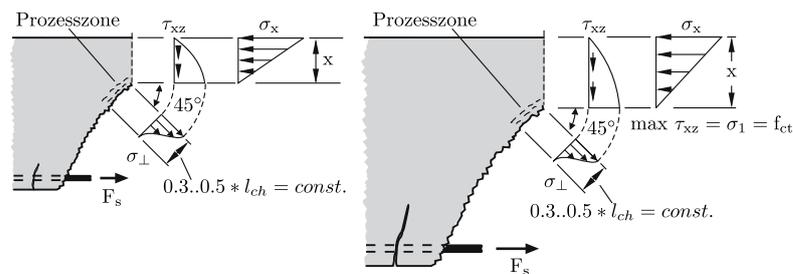


Abb. 2.7.: Querkrafttraganteil der Druckzone sowie der Bruchprozess nach Zink [13]

2.3. Betonbauteile mit Querkraftbewehrung

2.3.1. Allgemeines

Bei querkraftbewehrten Bauteilen verlaufen die geneigten Schubrisse annähernd parallel zueinander, was auf einen veränderten Kraftfluss schließen lässt (Abb.2.8). Durch die Schubbewehrung wird das Entstehen der Schubrisse mit steigender Belastung verlangsamt.

Die Querkraftbewehrung wirkt somit der Schubrissentwicklung entgegen und begrenzt die Breite der Schubrisse. [3]

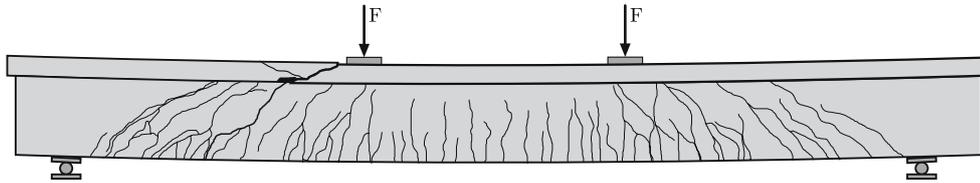


Abb. 2.8.: Rissbild eines querkräftbewehrten Plattenbalkens nach Leonhardt und Walther [12]

Die Abb.2.9 zeigt ein Tragmodell, welches dem eines statisch bestimmten Fachwerkträgers gleichwertig ist. Das Fachwerkmodell ist die idealisierte Modellvorstellung für die Ableitung der Kräfte.

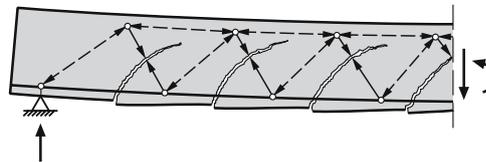


Abb. 2.9.: Idealisierter Balken mit veranschaulichtem Kraftfluss [10]

2.3.2. Arten der Querkraftbewehrung

In der Praxis werden vorwiegend senkrechte Bügel verwendet (Abb.2.10(b)), da diese am einfachsten verbaut werden können. Geneigte Bügel Abb.2.10(a) und Querkraftaufbiegungen Abb.2.10(c) werden in der Baupraxis eher selten angewendet. Teilweise werden auch Querkraftzulagen in Leiter- oder Korbform eingesetzt, diese sind wie in Kapitel 1.2 schon beschrieben, jedoch nur begrenzt einsetzbar.

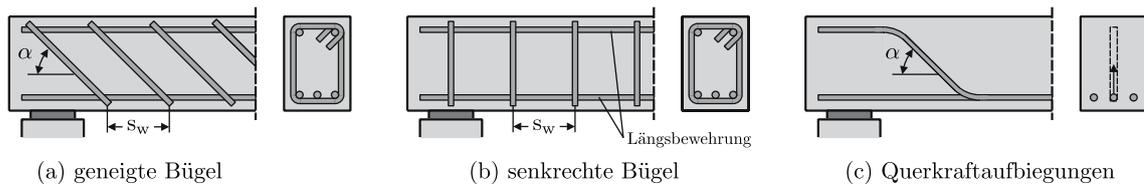


Abb. 2.10.: Mögliche Arten der Querkraftbewehrung [10]

2.3.3. Abtragungsmechanismen von querkräftbewehrten Bauteilen

Die ursprüngliche Fachwerktragwirkung entwickelte RITTER [5], welche von MÖRSCH [4] weiterentwickelt wurde. Dies ist die uns heute bekannte Fachwerkanalogie (Abb. 2.11), welche aus Druckgurt, Zuggurt, diagonalen Druckstreben unter 45° und vertikalen Zugstreben besteht. Für die Aufnahme der senkrechten Zugkomponenten des Fachwerks werden die Querkraftbewehrungsbügel verwendet. Die diagonalen Druckstreben werden über den Beton ausgebildet. Somit entsteht ein Fachwerk mit einem inneren Hebelsarm z. [3]

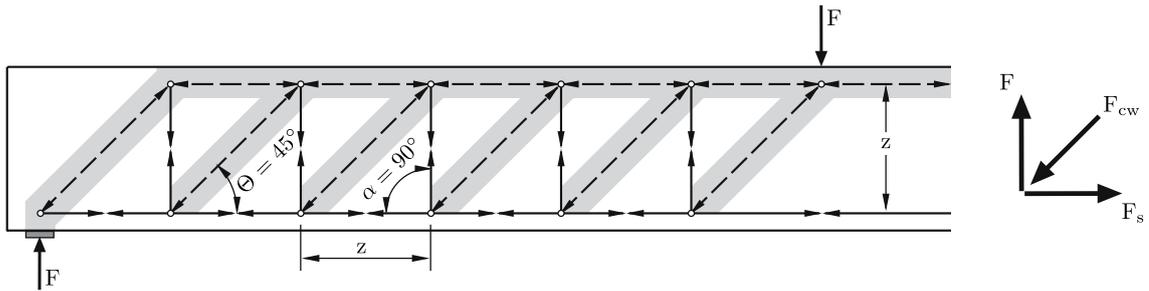


Abb. 2.11.: Fachwerkmodell nach MÖRSCH [4]

Über das Knotengleichgewicht kann die Größe der Betondruckstrebe ermittelt werden. Bei diesem Modell bleibt die Mitwirkung des Betons für die Querkraftableitung unberücksichtigt. Der Querkraftabtrag erfolgt nur durch eine reine Fachwerkwirkung. [3] Zusätzlich können noch folgende Abtragungsmechanismen aktiviert werden:

- Querkraftabtragung über Rissreibung,
- Dübelwirkung,
- Querkraftabtragung in der Druckzone.

Querkraftabtragung über Rissreibung

Je größer die Rissbreite ist, desto geringer ist der Anteil der Querkraftabtragung über die Rissreibung. Da die Schubbewehrung die Schubrisse annähernd unter einem Winkel von 45° kreuzen, werden somit die Schubrissbreiten begrenzt. Eine abrupte Öffnung der Schubrisse wird verhindert, da die Rissflächen durch die Bügelbewehrung gegeneinander verspannt werden und so dem Aufweiten der Risse entgegen wirkt. Dadurch ist der Anteil der Querkraftabtragung über die Rissreibung bei querkraftbewehrten Bauteilen besonders ausgeprägt. Durch diese Verdübelungswirkung kommt es, im Unterschied zu querkraftunbewehrten Stahlbetonbauteilen, zur Ausbildung vieler kleiner Schubrisse in annähernd äquidistanten Abständen. [3]

Dübelwirkung

Der Einfluss der Dübelwirkung zufolge der Längsbewehrung ist bei querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen annähernd gleich ausgeprägt, wie bei querkraftunbewehrten Bauteilen. Da jedoch die Querkrafttragfähigkeit von schubbewehrten Bauteilen deutlich höher liegt, als bei Schubunbewehrten, kann dieser Traganteil des Querkraftwiderstandes vernachlässigt werden. [3]

Querkraftabtragung in der Druckzone

Durch die Anordnung einer Querkraftbewehrung ist im Allgemeinen die Bildung der Schubrisse gleichmäßig. Die Rissbildung findet von der Unterkante der Zugzone bis zum Beginn der Druckzone statt, dadurch wird der Winkel der resultierenden Druckstrebe begrenzt. Je nach vorhandener Schubschlankheit $\lambda = a/d$, wird die Neigung der Druckstrebe beeinflusst. Bei der Erarbeitung von Bemessungsregeln für Stahlbetonbauteile mit Querkraftbewehrung

wird Allgemein eine große Schubslankheit λ vorausgesetzt und somit der Beitrag der Querkraftabtragung in der Druckzone vernachlässigt.[3]

2.4. Versagensformen

2.4.1. Versagensarten mit und ohne Querkraftbewehrung

Abhängig von der Querschnittsgeometrie des Bauteils und dem Verhältnis der Bewehrungsgrade (Längs- bzw. Querkraftbewehrungsgrad) treten verschiedene Querkraftversagensmechanismen auf.

Biegeschubversagen

Dieser Mechanismus ist bei Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung sehr ähnlich. Ein Versagen der Druckzone stellt sich ein, wenn die Einwirkungen die Tragfähigkeit des Druckzonenquerschnitts übersteigen, siehe Abb.2.12. Die Versagensankündigung ist durch zunehmende Verformungen sowie die Entstehung von Rissen bemerkbar. Dies setzt bei querkraftbewehrten Bauteilen ein Fließen der Schubbewehrung voraus. [10]

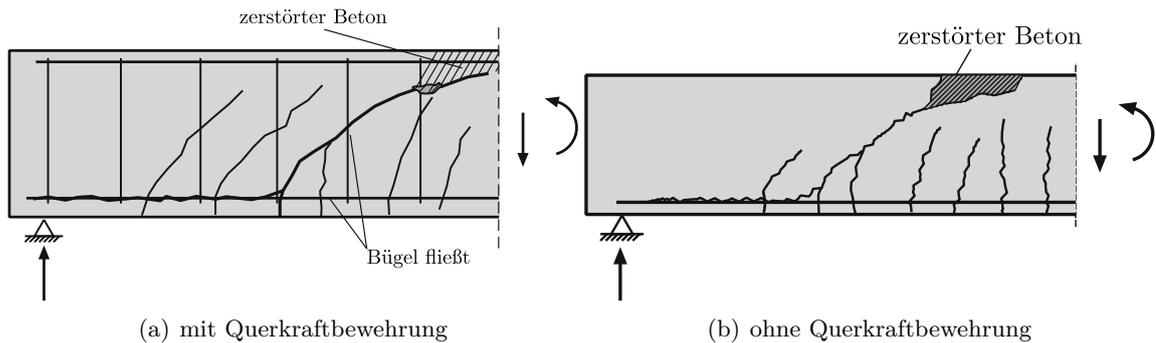


Abb. 2.12.: Biegeschubversagen [10]

Verankerungsversagen

Durch unzureichende Verankerung der Längsbewehrung hinter dem Auflager (Abb.2.13) kann es zu einem schlagartigen Versagen durch Herausziehen der Bewehrung kommen. Dieser Versagensmechanismus tritt bei querkraftunbewehrten bzw. querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen gleichermaßen auf.[10]

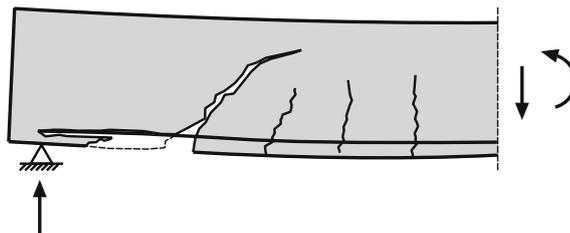


Abb. 2.13.: Verankerungsversagen eines querkraftunbewehrten Trägers [10]

Stegzugversagen

Bei vorgespannten querkraftunbewehrten Bauteilen können die Hauptzugspannungen im Steg von profilierten Querschnitten größer sein, als die Zugfestigkeit des Betons, wobei der Zuggurt des Trägers noch ungerissen ist. Dieser Stegriss oder auch Diagonalriss genannt (Abb.2.14(b)), wandert in den Druck- bzw. Zuggurt, und führt ein plötzliches Versagen herbei. Um ein Stegzugversagen bei einem profilierten Querschnitt mit dünnem Steg zu vermeiden, muss eine Querkraftbewehrung verbaut werden. [3]

Bei Balken bzw. Platten mit Querkraftbewehrung ist das Stegzugversagen auf das Zugversagen der Schubbewehrung zurückzuführen. Bei zu geringer Querkraftbewehrung wird nach der Ausbildung der Schubriss die Zugfestigkeit der Bügel voll ausgeschöpft, bevor die Druckzone versagt, siehe Abb.2.14(a). Die Versagensankündigung ist ähnlich dem Biegeschubbruch und wird durch große Verformungen und Risse angekündigt. [10]

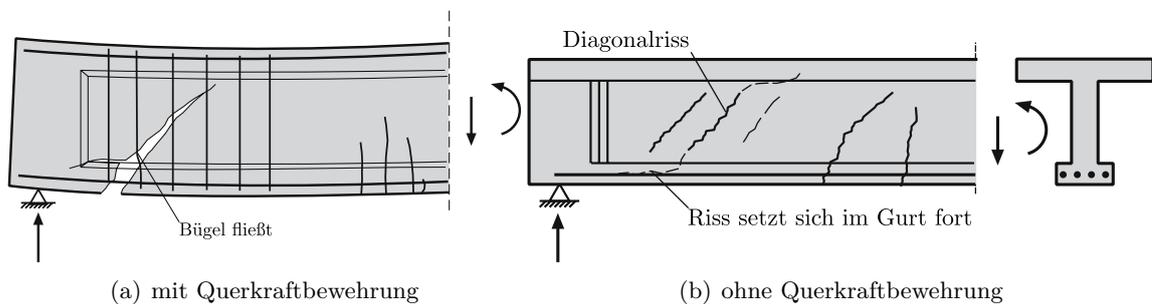


Abb. 2.14.: Stegzugversagen [10]

Stegdruckversagen

Bei Profilquerschnitten (z.B. T-Querschnitt) mit einer geringen Stegdicke, jedoch einem hohen Querkraftbewehrungsgrad, kann ein plötzliches Versagen durch die Überbeanspruchung der Druckstrebe im Stegquerschnitt erfolgen. Dabei tritt das Versagen vor einem Fließen der Querkraftbewehrung ein, wodurch keine Versagensankündigung bemerkbar ist. [10]

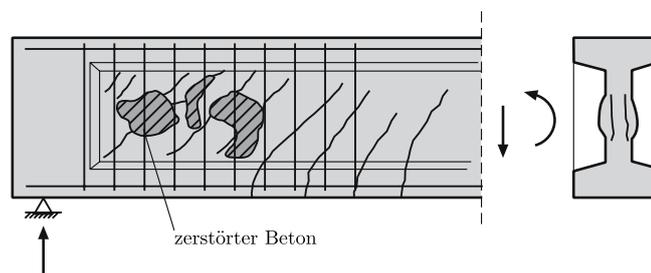


Abb. 2.15.: Stegdruckversagen [10]

Spaltrisse bei Aufbiegungen

Bei der Verwendung einer Bügelbewehrung kann sich die ausgebildete Druckstrebe auf den an der Unterseite befindlichen Bügelschenkel abstützen. Bei der Verwendung von

Querkraftaufbiegungen stützt sich die Druckstrebe auf einzelne Bewehrungsstäbe ab, wodurch Spannungskonzentrationen hervorgerufen werden. Diese lösen Querkzugkräfte aus, welche die Betonzugfestigkeit überschreiten und somit Spaltrisse hervorrufen, siehe Abb.2.16. [10]

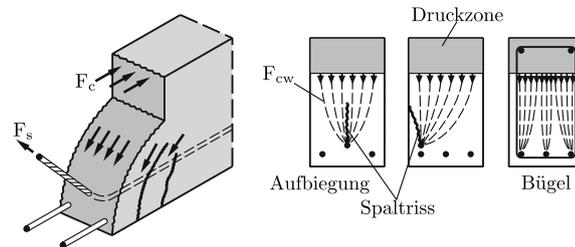


Abb. 2.16.: Spaltrisse bei Aufbiegungen [10]

Bauteile mit niedrigem Querkraftbewehrungsgrad

Wie auch bei schubunbewehrten Stahlbetonbauteilen, erfolgt die Querkraftabtragung, bei querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen bis kurz vor der Entstehung der markanten Schrägrisse zufolge Schub, hauptsächlich über den Beton. Bis dahin erfährt die Querkraftbewehrung keine wesentliche Belastung. Erst wenn es zur Schrägrissbildung kommt, findet gleichzeitig eine Kräfteumlagerung auf das zuvor beschriebene Fachwerkmodell (siehe Abb. 2.11) statt. Bei der Entstehung der ersten Schubrisse, wird im selben Moment ein Teil der Querkraftabtragung über die Rissreibung aktiviert, womit die Kräfteumlagerung fließend vor sich geht. Mit zunehmender Belastung steigt die Spannung in der Querkraftbewehrung an, wobei der Querkrafttraganteil der Rissreibung sinkt, da die Rissbreiten zunehmen. [3]

Bei Stahlbetonbauteilen mit einem niedrigen Schubbewehrungsgrad sind größere Rissbreiten zu erwarten, somit fällt die Aktivierung der Rissreibung geringer aus. Die Spannungszunahme in der Querkraftbewehrung steigt dadurch stärker an, als bei Bauteilen mit einem hohem Querkraftbewehrungsgrad, da bei diesen die Rissbreiten kleiner ausfallen. [3]

Wenn die Last soweit erhöht wird, dass die Querbewehrung zu fließen beginnt, stellt sich dadurch eine flachere Druckstrebe ein, wodurch mehr Querkraftbewehrungsbügel innerhalb der Druckstrebenlänge beansprucht werden. Dies wird als Druckstrebenrotation bezeichnet, dabei wird die Druckstrebe höher beansprucht. Ein Versagen der Druckstrebe tritt jedoch hauptsächlich als sekundäre Ursache ein. [3]

Bauteile mit hohem Querkraftbewehrungsgrad

Bei Stahlbetonbauteilen mit hohem Schubbewehrungsgrad kann ein Druckstrebenversagen eintreten, bevor die Querkraftbewehrung ins Fließen gerät. Dabei wird die maximale Druckspannung in der Druckstrebe überschritten. Dies ist bei der Bemessung zu vermeiden, da ein Versagen der Druckstrebe schlagartig eintritt und somit keine Vorankündigung des Versagens vorhersehbar ist.

2.5. Bemessungsansätze der Querkrafttragfähigkeit

Bei dem Fachwerkmodell nach MÖRSCH [4] wurden die Traganteile zufolge des Betons vernachlässigt und die gesamte Querkrafttragfähigkeit nur der Querkraftbewehrung zugeschrieben. Da dies keine wirtschaftliche Bemessung zuließ, wurden neue Bemessungsmodelle erarbeitet, die die Traganteile des Betons auch erfassen.

Beim Basisdokument des Eurocode 2 [17] dürfen die Grenzen für den Druckstrebenwinkel Θ im Bereich zwischen $1.0 \leq \cot(\Theta) \leq 2.5$ frei gewählt werden. Dies erschwert einen Vergleich von V_{Ed} zu $V_{Rd,max}$ deutlich, da die Wahl des Druckstrebenwinkels unabhängig von der einwirkenden Querkraft ist. Deswegen wird der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach der DIN EN 1992-1-1 mit Nationalem Anhang berechnet, da dort der Winkel Θ noch zusätzlich in Abhängigkeit der zulässigen Querkrafteinwirkung V_{Ed} zu begrenzen ist. Außerdem wird der größte zulässige $\cot(\Theta)$ bzw. der kleinste Druckstrebenwinkel Θ von dem Bereichsintervall gewählt, da dies die größte Querkrafttragfähigkeit, sowie das größte Verhältnis ($V_{Ed}/V_{Rd,max}$) liefert. Im Folgenden werden die wesentliche Aspekte bei der allgemeinen Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung, die für die Versuchsplanung benötigt wurden, genauer erläutert. Die detaillierten Ergebnisse der Bemessung können dem Kapitel 3 entnommen werden.

Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung [6]

Die Rissreibung bewirkt eine erhöhte Druckstrebenbeanspruchung, dies wird durch ein Fachwerkmodell mit einer veränderlichen Druckstrebenneigung Θ berücksichtigt.

Folgend sind die Bezeichnungen für das Fachwerkmodell Abb. 2.17 angeführt.

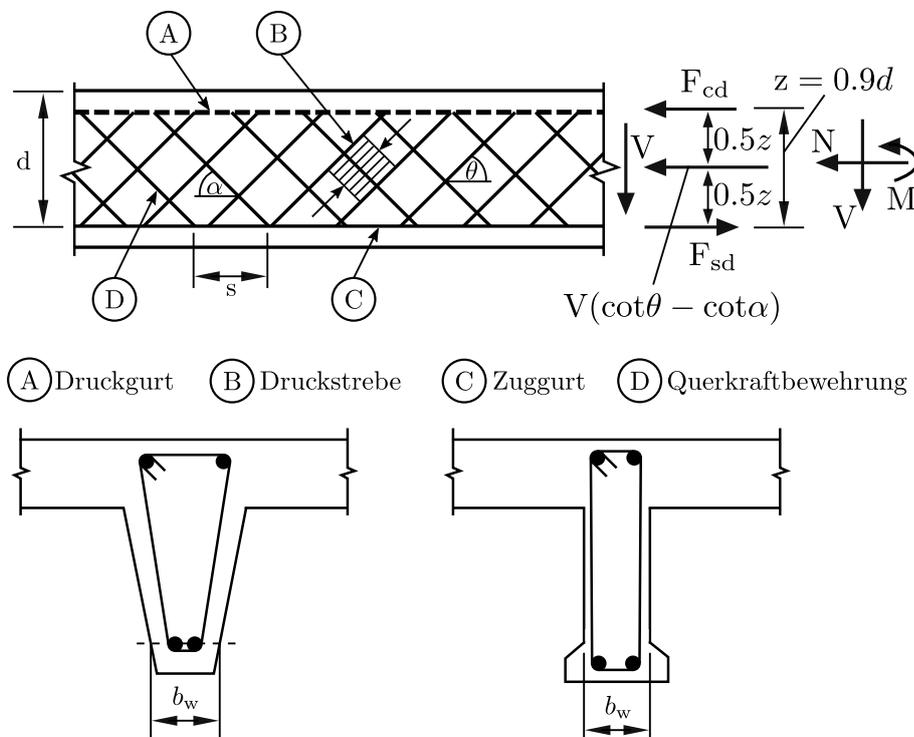


Abb. 2.17.: Fachwerkmodell und Bezeichnungen nach DIN EN 1992-1-1 [6]

α	Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse
Θ	Winkel zwischen Betondruckstrebe und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse
F_{sd}	Bemessungswert der Zugkraft in der Längsbewehrung
F_{cd}	Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Längsachse
b_w	kleinste Querschnittsbreite zwischen Zug- und Druckgurt
z	innerer Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der zum Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf i. Allg. der Näherungswert $z = 0,9 \cdot d$ verwendet werden.

Die Variation der Neigung ist zu begrenzen.

$$1.0 \leq \cot(\Theta) \leq \frac{1.2 + 1.4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 3.0 \quad (2.2)$$

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0.48 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1.2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (2.3)$$

Bei geneigter Querkraftbewehrung darf $\cot(\Theta)$ bis 0.58 ausgenutzt werden.

c	$= 0.5$
σ_{cd}	Betonlängsspannung $\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c$ in N/mm^2
N_{Ed}	Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ist der Querkraftwiderstand V_{Rd} der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\Theta) \quad (2.4)$$

und

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot(\Theta) + \tan(\Theta)) \quad (2.5)$$

A_{sw}	die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
s	der Bügelabstand
f_{ywd}	Streckgrenze der Querkraftbewehrung
ν_1	Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen
	$\nu_1 = 0.75 \cdot \nu_2$
	für: $\leq C50/60$ mit $\nu_2 = 1.0$
	für: $\geq C50/60$ mit $\nu_2 = (1.1 - f_{ck}/500)$

Bei Bauteilen mit geneigter Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand V_{Rd} der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot(\Theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) \quad (2.6)$$

und

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\Theta) + \cot(\alpha)) / (1 + \cot(\Theta)^2) \quad (2.7)$$

Normative Betrachtung bei der Verwendung von Unterstützungsleitern [6]

Im Folgenden wird die normative Regelung der Verwendung einer Unterstützungsleiter als Querkraftbewehrung genauer erläutert. Laut DIN EN 1992-1-1 umgreifen die Unterstützungsleitern die obere und untere Bewehrungslage nicht, sondern bestehen aus vertikal angeordneten Bewehrungsstäben, die mit mindestens zwei horizontal Bewehrungsstäbe verschweißt sind. Daher auch der Begriff „Unterstützungsleiter“, siehe Abb.2.18. Diese Querkraftbewehrung gilt laut DIN EN 1992-1-1 als Querkraftzulagen.[6]

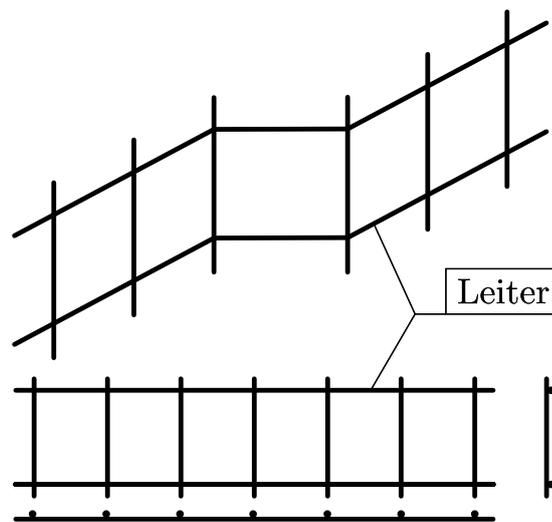


Abb. 2.18.: Schematische Darstellung einer Unterstützungsleiter nach DIN EN 1992-1-1 [6]

Weiteres besagt die DIN EN 1992-1-1, dass bei plattenförmigen Bauteilen der Bemessungswert der Querkraft bei ihrer ausschließlichen Verwendung auf $(1/3V_{Rd,max})$ zu begrenzen ist, sprich die zulässige Querkrafteinwirkung V_{Ed} darf maximal ein Drittel der maximalen Betondruckstrebe sein. Erst dann darf die Querkraftbewehrung vollständig aus aufgebogenen Stäben oder Querkraftzulagen (Unterstützungsleitern) bestehen.[6]

Bei hochbelasteten Platten muss gemäß dem Deutschen Nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1 mindestens 50% der einwirkenden Querkraft durch Bügel aufgenommen werden, welche die Längsbewehrung in der Druckzone umschließen ($V_{Ed} > 1/3 \cdot V_{Rd,max}$)[6]. Somit darf bei einem Verhältnis von $V_{Ed} > 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ die Querkraftbewehrung nicht nur mehr aus Querkraftzulagen (Unterstützungsleitern) bestehen, sondern es muss zusätzlich noch Bügelbewehrung verwendet werden. Dies verursacht wiederum einen deutlichen Mehraufwand bei der Herstellung des Bewehrungskorbes.

Neben der Einhaltung des Grenzwertes und der erforderlichen Querkraftbewehrung müssen auch die konstruktiven Vorschriften nach Norm für die maximalen Bügelabstände eingehalten werden, da diese ebenfalls maßgebend werden können. Die Tab.2.1 zeigt die zulässigen Abstände in Längsrichtung und die Tab.2.2 jene für die Querrichtung.

Querkraftausnutzung	Festigkeitsklasse	
	$\leq C50/60$	$> C50/60$
$V_{Ed} \leq 0.3 \cdot V_{Rd,max}$	$0.7 \cdot h$ bzw. 300 mm	$0.7 \cdot h$ bzw. 200 mm
$0.3 \cdot V_{Rd,max} \leq V_{Ed} \leq 0.6 \cdot V_{Rd,max}$	$0.5 \cdot h$ bzw. 300 mm	$0.5 \cdot h$ bzw. 200 mm
$V_{Ed} \geq 0.6 \cdot V_{Rd,max}$	$0.25 \cdot h$ bzw. 200 mm	

Tab. 2.1.: Maximaler Längsabstand $s_{l,max}$ für Bügel [6]

Querkraftausnutzung	Festigkeitsklasse	
	$\leq C50/60$	$> C50/60$
$V_{Ed} \leq 0.3 \cdot V_{Rd,max}$	h bzw. 800 mm	h bzw. 600 mm
$0.3 \cdot V_{Rd,max} \leq V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	h bzw. 600 mm	h bzw. 400 mm

Tab. 2.2.: Maximaler Querabstand $s_{t,max}$ für Bügel [6]

Nach dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [15] wird eine Plattendicke von $h \geq 500$ mm empfohlen, für die Verwendung der Unterstützungsleiter als Querkraftbewehrung (vorausgesetzt $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$). Dies ist im Basisdokument des Eurocode 2 [17] sowie mit nationalem Anhang Deutschlands [6] nicht beschrieben und ist somit nur als Empfehlung wahrzunehmen.

Für die experimentelle Untersuchung des Grenzwertes ($V_{Ed}/V_{Rd,max} = 1/3$) wird eine im Hochbau übliche Plattendicke gewählt. Außerdem ist bei den Versuchen die Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonplatten so berechnet, dass das Verhältnis von V_{Ed} zu $V_{Rd,max}$ sich einmal unter der Grenze von $1/3$ befindet, und einmal über der Grenze, um auf Rückschlüsse bezüglich der Querkrafttragfähigkeit schließen zu können.

3. Experimentelles Programm

Im folgenden Kapitel werden die eigenen experimentellen Untersuchungen an einachsig gespannten Stahlbetonplatten mit Unterstüztungsleitern als Querkraftbewehrung beschrieben. Nach den vorherigen allgemeinen Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken sowie -platten, wird im folgenden die Versuchsvorbereitung sowie -durchführung samt Aufbau, Herstellung und Messtechnik genauer erläutert.

3.1. Versuchsbeschreibung und -programm

Zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten mit Querkraftbewehrung wurden fünf Versuchskörper hergestellt. Durchgeführt wurde an allen fünf Platten ein Vierpunktbiegeversuch, wobei dieser auf ein Querkraftversagen ausgelegt wurde. Als Betongüte wurde die Klasse C25/30 verwendet, da diese im konventionellen Hochbau der Standard ist und somit einen breiten Anwendungsbereich abdeckt. Durch die Veränderung des Querkraftbewehrungsgrades sollen Rückschlüsse auf die Querkrafttragfähigkeit geschlossen werden. Die Schubschlankheit der Versuchsplatte beträgt $\lambda_{stat} = 2.7$ (Achse-Achse), siehe Abb.3.1.

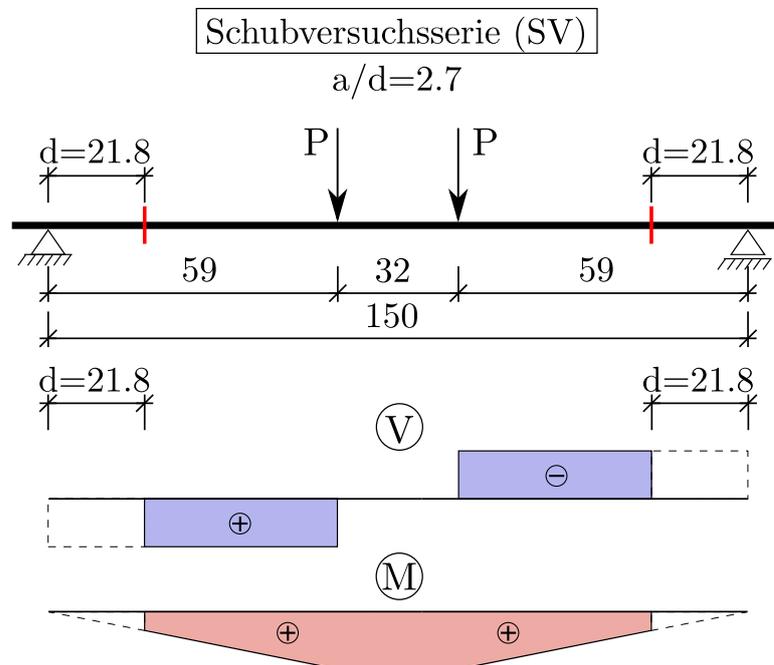


Abb. 3.1.: Statisches System der Schubversuchsserie SV-01 bis SV-05

Die Schubschlankheit bezogen auf den Abstand von der Vorderkante der Auflagerplatte bis zu der Vorderkante der Lasteinleitung (siehe Abb.3.14) beträgt $\lambda = a/d = 51.5/21.75 = 2.4$. Somit kann die Platte entsprechend [16] als schlanker Balken betrachtet werden.

Für die Dokumentation sind die Prüfkörper mit der Bezeichnung von SV-01 bis SV-05 (Schubversuch) durchnummeriert. Die fünf Stahlbetonplatten der Versuchsserie unterscheiden sich nur hinsichtlich ihres Querkraftbewehrungsgrades wie folgt:

- ein Versuchskörper ohne Querkraftbewehrung (SV-01)
- zwei Versuchskörper mit einem geringen Querkraftbewehrungsgrad (SV-02 und SV-03)
- zwei Versuchskörper mit einem hohen Querkraftbewehrungsgrad (SV-04 und SV-05)

In den Versuchskörper SV-01 wurde keine Querkraftbewehrung eingebaut, denn dieser diene als Referenzplatte und soll somit die Querkrafttragfähigkeit einer Stahlbetonplatte ohne Querkraftbewehrung wiedergeben. Die Versuchskörper SV-02 und SV-03 wurden mit einem niedrigeren Querkraftbewehrungsgrad bewehrt als die Versuchskörper SV-04 und SV-05.

Da für die Auswertung ein Querkraftversagen in beiden Hälften der Platte ungünstig ist, wird immer eine Hälfte jeder Stahlbetonplatte mit einer höheren Querkraftbewehrung versehen. Somit wird ein Querkraftversagen nur in einer Hälfte der einachsigen gespannten Platte erzwungen. Die Querkraftbewehrung der „Querkraft-sicheren“-Seite wird bei den Schubversuchen SV-02 bis SV-05 gleich ausgeführt.

Alle Prüfkörper besitzen die gleiche Längsbewehrung in der Zug- bzw. Druckzone, sowie Querbewehrung, um die unterschiedlichen Tragfähigkeiten der Stahlbetonplatten miteinander vergleichen zu können.

3.2. AVI Durchstanzbewehrungselement DE

Im Folgenden wird die für die Versuche verwendeten Unterstütsungsleitern genauer beschrieben, sowie ihr ursprünglicher Verwendungszwecke als Durchstanzbewehrung.

3.2.1. Verwendung als Durchstanzbewehrung

Durchstanzelemente DE sind V-förmig gebogene gitter- bzw. leiterartige Bewehrungsstreifen, die industriell ähnlich dem Baustahlgitter durch elektrische Widerstandsschweißung hergestellt werden. Die Drähte der Gurte und Sprossen entsprechen der Gruppe B500A der ÖNORM B 4707. Durchstanzelemente DE werden in verschiedenen Höhen und Schenkellängen erzeugt und können generell als Durchstanzbewehrung in allen Stahlbetonflächentragwerken eingesetzt werden. Sie werden rotationssymmetrisch bzw. sternförmig angeordnet. Die Höhe der Durchstanzelemente ergibt sich aus der Plattendicke abzüglich der Betondeckungen und der Höhen der unteren und oberen Bewehrungslage. Durchstanzelemente DE eignen sich besonders als Durchstanzbewehrung im Stützenbereich punktförmig gestützter Platten (Flachdecken).[14]

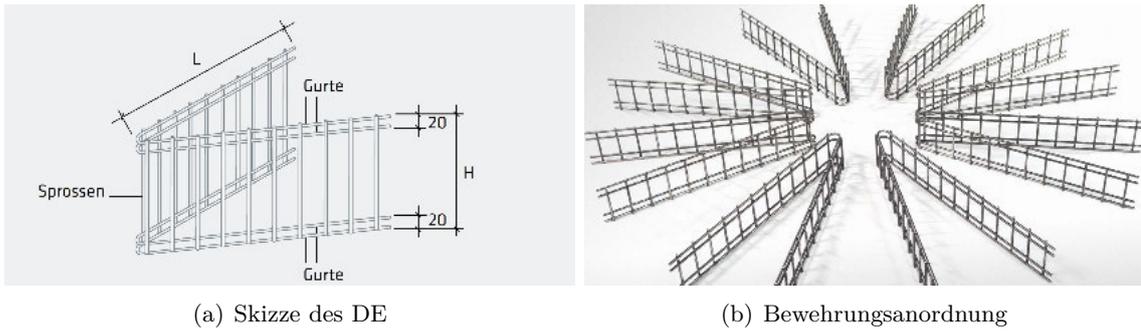


Abb. 3.2.: Schematische Darstellung des DE-Elementes und die Bewehrungsanordnung als Durchstanzbewehrung im Stützenbereich punktförmig gestützter Platten

3.2.2. Typenprogramm

Das Typenprogramm Abb. 3.3 umfasst einen Höhenbereich von 100mm bis 320mm

Type	Höhe	Gurte		Vertikalsprossen		Schenkel- länge	$V_{Rds, EI}$ kN	Gewicht/ Element kg
	H	∅	∅	Abstand	L			
	mm	mm	mm	mm	mm			
DE 100	100	6,0	6,0	50	600	32	1,60	
DE 120	120	6,0	6,0	50	600	39	1,71	
DE 140	140	6,0	6,0	50	600	45	1,81	
DE 160	160	6,0	6,0	50	700	52	2,24	
DE 180	180	6,0	6,0	50	700	58	2,36	
DE 200	200	6,0	6,0	50	700	64	2,49	
DE 220	220	6,0	6,0	50	850	71	3,17	
DE 240	240	6,0	6,0	50	850	77	3,32	
DE 260	260	6,0	6,0	50	850	84	3,47	
DE 280	280	6,0	6,0	50	1000	90	4,26	
DE 300	300	6,0	6,0	50	1000	97	4,44	
DE 320	320	6,0	6,0	50	1000	103	4,62	

Abb. 3.3.: Typenprogramm der Durchstanzbewehrungselemente

Der durchstanzgefährdete Bereich von punktförmig gestützten Platten wird durch die Sprossen der Durchstanzelemente DE sehr engmaschig „vernäht“. Dadurch wird die Aufnahme der großen Querkräfte im Einleitungsbereich durch sehr viele dünne Stäbe ermöglicht und gleichzeitig eine Vergrößerung des Durchstanzbereichs erzwungen. Die Verankerung der Sprossen in der Zug- bzw. Druckzone der Stahlbetonplatte erfolgt durch jeweils zwei Schweißknoten an den Doppelgurten. Über die Doppelgurte erfolgt auch die Krafteinleitung in die Biegezugarmierung über der Stütze. Die Spitze der V-förmigen Durchstanzelemente DE im Stützenbereich soll entlang der Auflagerkante (Stützenrand) angeordnet werden und muss somit nicht in den Stützenquerschnitt hineinreichen.[14]

3.2.3. Verlegung als Durchstanzelement

AVI-Durchstanzelemente werden zwischen den unteren und oberen Lagen der Biegebewehrung verlegt und dienen damit gleichzeitig als Abstandhalter. Im Allgemeinen werden acht Elemente mit einem jeweiligen Öffnungswinkel von 22.5° rotationssymmetrisch im Stützenkopfbereich verlegt. Abhängig von der Plattendicke wird der Typ des Durchstanzelements gewählt. Damit ist der Außendurchmesser des auf diese Weise gebildeten „Querkraftsterns“ bzw. die Schenkellänge des Einzelements bei einfacher Anordnung definiert. Bei zweireihiger fischgrätartiger Anordnung kann durch Ineinanderstecken von Durchstanzelementen eine Vergrößerung der Durchstanzbewehrung erzielt werden. Durch Auseinanderziehen der zweiten Reihe von Durchstanzelementen wird eine Vergrößerung des äußeren Rundschnittes bewirkt.[14]

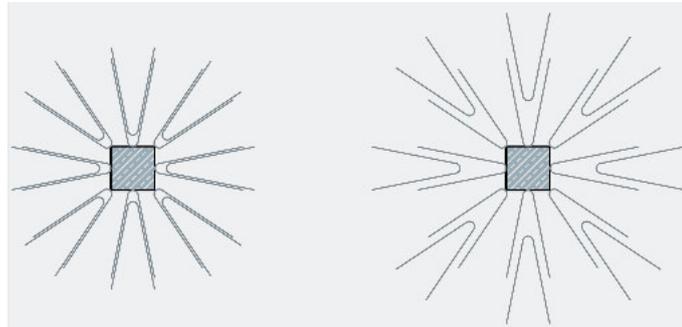


Abb. 3.4.: Fischgrätartige Anordnung der Durchstanzelemente DE

3.2.4. Einbau des DE-Elementes als Querkraftbewehrung

Aufgrund von vorhergehenden Überlegungen ist die V-Form des DE-Elementes für den Einsatz als Querkraftbewehrung nicht die geeignetste. Zum Zeitpunkt der Versuchsplanung war die zukünftige Bewehrungsform noch unbekannt, sodass das Durchstanzelement im ungebogenen Zustand verbaut wurde.



Abb. 3.5.: Durchstanzelement im ungebogenen Zustand

Wie die beiden Abb. 3.5 und Abb. 2.18 zeigen, kann das Durchstanzelement laut DIN EN 1992-1-1 [6] auch als Unterstützungsleiter bezeichnet werden. Der einzige Unterschied besteht darin, dass das DE-Element an der Unter- bzw. Oberseite jeweils einen zusätzlich horizontalen Bewehrungsstab besitzt.

Die Unterstützungsleitern werden quer auf die Längsbewehrung in der Zugzone gestellt, da sich dies ungünstig auf die Verankerung der Kräfte in der Druck- bzw. Zugzone auswirkt.

Außerdem wird dadurch der Vorteil der engen Verdübelungswirkung der vertikalen Bewehrungsstäbe in der Hauptrichtung der Querkraftbeanspruchung nicht ausgenutzt. Somit ist dies für die Überprüfung des Verhältnisses von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ der konservativere Fall. Die Wahl einer neuen Form für die Unterstützungsleiter ist dadurch auch relativ frei wählbar.

3.3. Bemessung der Stahlbetonplatten

Die Biegebemessung der Platte erfolgt auf Grundlage der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit mit einem Sicherheitsabstand gegenüber einem Biegeversagen.

3.3.1. Querkraftbemessung für SV-02 und SV-03

Für die Versuchsserie wurde das Durchstanzelement DE 160 mit einer Höhe von $H = 160$ mm, Durchmesser der Vertikalsprossen $\varnothing = 6$ mm und einem Abstand der Vertikalsprossen von $e_{\text{spross}} = 5$ cm gewählt. Die sich dadurch ergebene Plattendicke deckt wiederum einen breiten Anwendungsbereich ab. Im folgenden sind die wichtigsten Ergebnisse der Bemessung angeführt. Um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten, wurde mit den Mittelwerten der Festigkeiten gerechnet, sowie ein globaler Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma = 1.0$ verwendet.

Die Querkraftbemessung für die Schubversuche wurde nach der DIN EN 1992-1-1 mit Nationalem Anhang berechnet. Die Tragfähigkeit der Prüfkörper SV-02 und SV-03 (Abb. 3.6). wurde so berechnet, dass das Verhältnis von der zulässig einwirkenden Querkraft V_{Em} zur maximalen Betondruckstrebe $V_{Rm,max}$

$$V_{Em}/V_{Rm,max} < 1/3$$

ist. Für dieses Verhältnis muss auf Grundlage der Mittelwertbasis ($V_{Em}/V_{Rm,max} < 1/3$) der maximal zulässige Bügelabstand $e_{Bü,max}$ in Längsrichtung nach Tab.2.1 eingehalten werden.

$$e_{bü,max} = 0.7 \cdot h = 0.7 \cdot 26 \text{ cm} = 18.2 \text{ cm}$$

Der maximale Querabstand (Tab.2.2) von Bügeln darf bei diesem Verhältnis kleiner gleich der Plattendicke $h = 26$ cm sein. Dieser ist durch den Sprossenabstand von der Unterstützungsleiter mit $e_{\text{spross}} = 5$ cm eingehalten. Bei der vorhandenen Breite der Platte von 130 cm, abzüglich der Betondeckung von jeweils 2 cm, sind in einem Bewehrungsbügel 25 vertikale Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 6 mm vorhanden. Als Bügelabstand wird der maximale Bügelabstand gewählt. Somit ergibt sich eine Querkraftbewehrung pro Meter von

$$a_{asl,SV02/03} = 40.39 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Die Begrenzung des Druckstrebenwinkels Θ erhält man, indem man die Zugstrebe $V_{Rm,s}$ mit der einwirkenden Last V_{Em} gleichsetzt und in die Bedingung für die Grenzen von Θ einsetzt. Mit der vorhanden Querkraftbewehrung a_{asl} wird die maximale Querkrafttragfähigkeit V_{Em} ausgenutzt.

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,cc} &= c \cdot 0.48 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1.2 \cdot \frac{\sigma_{cm}}{f_{cm}}\right) \cdot b_w \cdot z \\
 &= 0.50 \cdot 0.48 \cdot 29^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1.2 \cdot \frac{0}{33}\right) \cdot 1.30 \cdot 0.196 \cdot 10^3 = 187.64 \text{ kN} \\
 V_{Rm,s} &= V_{Em} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\Theta)
 \end{aligned}$$

Dies wird in die Bedingung für die Begrenzung des Druckstrebenwinkels eingesetzt.

$$\begin{aligned}
 1.00 &\leq \cot(\Theta) \leq \frac{1.2 + 1.4 \cdot \sigma_{cm}/f_{cm}}{1 - V_{Rm,cc}/V_{Em}} \leq 3.00 \\
 1.00 &\leq \cot(\Theta) \leq \frac{1.2 + 1.4 \cdot \sigma_{cm}/f_{cm}}{1 - V_{Rm,cc}/((A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywm} \cdot \cot(\Theta))} \leq 3.00
 \end{aligned}$$

Die Obergrenze wird mit den $\cot(\Theta)$ gleichgesetzt.

$$\begin{aligned}
 \cot(\Theta) &= \frac{1.2 + 1.4 \cdot \sigma_{cm}/f_{cm}}{1 - V_{Rm,cc}/((A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywm} \cdot \cot(\Theta))} \\
 \cot(\Theta) &= \frac{1.2 + 1.4 \cdot 0/33}{1 - 187.64 \cdot 10^{-3}/(40.39 \cdot 10^{-4} \cdot 0.196 \cdot 550 \cdot \cot(\Theta))}
 \end{aligned}$$

Dies kann geschlossen nach Θ gelöst werden und es wird der kleinst möglich Druckstrebenwinkel Θ verwendet, um die maximale rechnerische Querkrafttragfähigkeit zu erhalten.

$$\begin{aligned}
 \Theta &= 31.51^\circ \\
 31.51^\circ &\leq \Theta \leq 45^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \cot(\Theta) &= \cot(31.51^\circ) = 1.63 \leq 3.00 \quad \checkmark \\
 1.00 &\leq \cot(\Theta) \leq 1.63
 \end{aligned}$$

$$\text{gewählt: } \Theta = 31.51^\circ$$

Nun kann die Betondruckstrebenkraft und die zulässige Querkrafteinwirkung aufgrund des gewählten Bewehrungsgrades mit einer Stahlgüte der Gruppe B500A berechnet werden.

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,max} &= b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cm}/(\cot(\Theta) + \tan(\Theta)) \\
 &= 1.3 \cdot 0.196 \cdot 0.75 \cdot 33/(\cot(31.51^\circ) + \tan(31.51^\circ)) \cdot 10^3 = 2806.18 \text{ kN} \\
 \text{mit: } \nu_2 &= 1.00 \\
 \nu_1 &= 0.75 \cdot \nu_2 = 0.75 \cdot 1.00 = 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Em} &= (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywm} \cdot \cot(\Theta) \\
 &= 40.39 \cdot 10^{-4} \cdot 0.196 \cdot 550 \cdot \cot(31.51^\circ) \cdot 10^3 = 709.48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Das vorhandene Verhältnis von V_{Em} zu $V_{Rm,max}$ ergibt sich nun zu:

$$V_{Em}/V_{Rm,max} = 709.48/2806.18 = 0.253$$

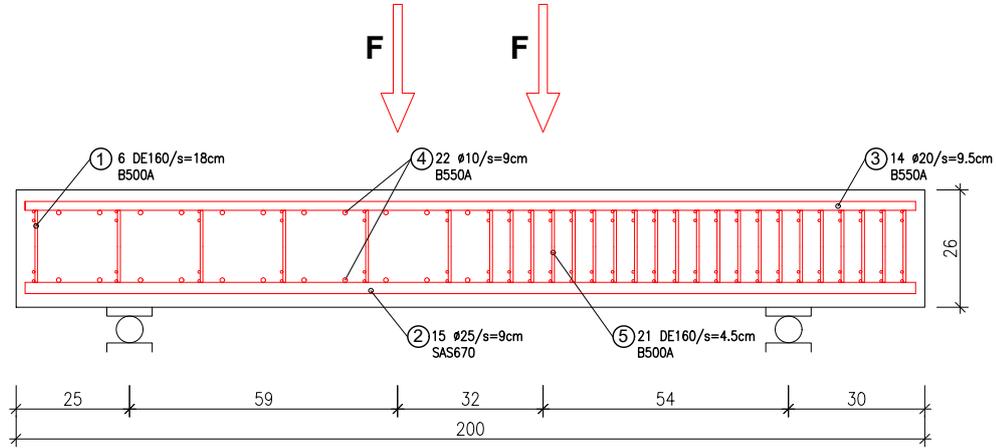


Abb. 3.6.: Bewerkungsskizze für SV-02 und SV-03

3.3.2. Querkraftbemessung für SV-04 und SV-05

Die Querkraftbemessung für die Schubversuche SV-04 und SV-05 (Abb. 3.7) wurde gleich wie für die Prüfkörper SV-02 und SV-03 durchgeführt. Jedoch wurde das Verhältnis von der zulässig einwirkenden Querkraft V_{Em} zur maximalen Betondruckstrebe $V_{Rm,max}$ so gewählt, dass es größer ist, als der zulässige Grenzwert laut Norm. [6]

$$V_{Em}/V_{Rm,max} > 1/3$$

Für dieses Verhältnis muss auf Grundlage der Mittelwertbasis ($V_{Em}/V_{Rm,max} > 1/3$) der maximal zulässige Bügelabstand $e_{Bü,max}$ in Längsrichtung nach Tab.2.1 eingehalten werden.

$$e_{bü,max} = 0.5 \cdot h = 0.5 \cdot 26 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

Der maximale Querabstand der Bügel (Tab.2.2) darf bei diesem Verhältnis wiederum kleiner gleich der Plattendicke $h = 26 \text{ cm}$ sein, und ist mit einem Sprossenabstand von $e_{spross} = 5 \text{ cm}$ erfüllt. Als Bügelabstand wird

$$e_{bü} = 0.35 \cdot h = 0.35 \cdot 26 \text{ cm} = 9.1 \text{ cm}$$

gewählt. Somit ergibt sich eine Querkraftbewehrung pro Meter von

$$a_{asl,SV04/05} = 80.78 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

In die Bedingung für die Begrenzung des Druckstrebenwinkels Θ eingesetzt, erhält man folgenden eingegrenzten Bereich. Gewählt wird erneut der kleinste Druckstrebenwinkel.

$$\Theta = 35.24^\circ$$

$$35.24^\circ \leq \Theta \leq 45^\circ$$

$$\cot(\Theta) = \cot(35.24^\circ) = 1.42 \leq 3.00 \quad \checkmark$$

$$1.00 \leq \cot(\Theta) \leq 1.42$$

gewählt: $\Theta = 35.24^\circ$

Die damit verbundene Betondruckstrebenkraft beträgt somit:

$$V_{Rm,max} = 2967.96 \text{ kN.}$$

Die zulässige Querkrafteinwirkung aufgrund des gewählten Bewehrungsgrades und einer Stahlgüte der Gruppe B500A ergibt:

$$V_{Em} = 1231.33 \text{ kN.}$$

Das vorhandene Verhältnis von V_{Em} zu $V_{Rm,max}$ ergibt sich zu:

$$V_{Em}/V_{Rm,max} = 0.415$$

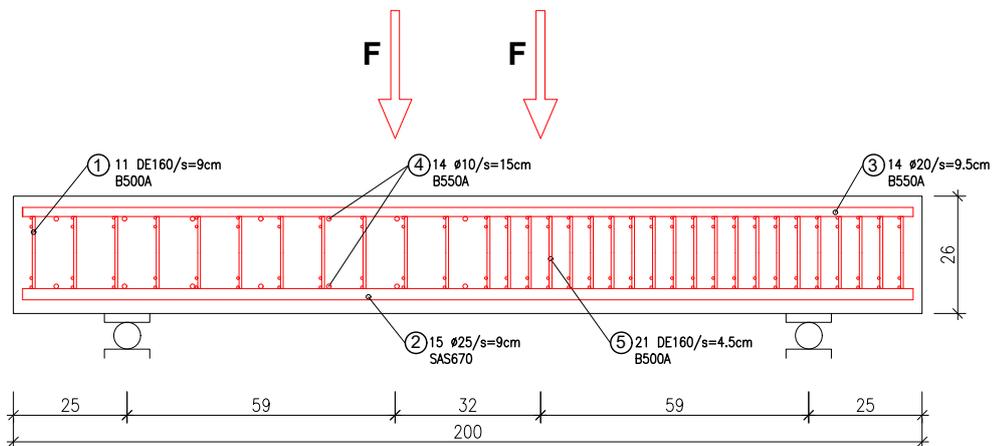


Abb. 3.7.: Bewehrungsskizze für SV-04 und SV-05

3.3.3. Zusammenfassung der Querkraftbemessung

Zum Vergleich der Querkrafttragfähigkeit wurde zusätzlich zur Querkraftbemessung nach DIN EN 1992-1-1, diese auch nach der ÖNORM EN 1992-1-1 berechnet. In der folgenden Tab.3.1 sind die Ergebnisse angeführt. Wie ersichtlich ist, unterscheiden sich die beiden nationalen Anhänge nur durch die zulässige Druckstrebenkraft $V_{Rm,max}$, wodurch sich auch ein anderes Verhältnis von $V_{Em}/V_{Rm,max}$ ergibt. Die unterschiedlichen Festigkeiten der

Druckstreben ergeben sich aufgrund des Abminderungsbeiwertes für die Betonfestigkeit bei Schubrisen ν_1 . Dieser kann nach DIN EN 1992-1-1 für eine Betongüte $\leq C50/60$ mit $\nu_1 = 0.75$ angesetzt werden und nach ÖNORM EN 1992-1-1 gilt folgender Zusammenhang.

$$\begin{aligned}\nu_1 &= 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \\ &= 0.6 \cdot \left(1 - \frac{29}{250}\right) = 0.53 \\ \text{mit: } & f_{ck} \text{ in MPa}\end{aligned}$$

Schubversuch		ÖNORM EN 1992-1-1 [7]	DIN EN 1992-1-1 [6]
SV-01	V_{Em}		385.92 kN
	$F_{Prüf}$		750.02 kN
SV-02/03	V_{Em}		709.48 kN
	$V_{Rm,max}$	1984.53 kN	2806.18 kN
	$V_{Em}/V_{Rm,max}$	0.358	0.253
	Θ		31.51°
	$F_{Prüf}$		1400.81 kN
SV-04/05	V_{Em}		1231.33 kN
	$V_{Rm,max}$	2098.94 kN	2967.96 kN
	$V_{Em}/V_{Rm,max}$	0.587	0.415
	Θ		35.24°
	$F_{Prüf}$		2444.50 kN

Tab. 3.1.: Vergleich der theoretischen Tragfähigkeiten der Schubversuchsserie

3.3.4. Biegebemessung

Wie schon vorher erwähnt, sind alle Platte auf ein Querkraftversagen ausgelegt. Da die Prüfkörper SV-04 und SV-05 die höchste Querkrafttragfähigkeit besitzen, wurde die Biegebemessung aufgrund deren ausgelegt. Die Sicherheit gegenüber einem Biegeversagen sollte im folgendem Bereich liegen.

$$1.20 \leq \frac{M_{Rm}}{M_{Em}} \leq 1.30 \quad (3.1)$$

Damit die Stahlbetonplatte ein dementsprechendes Biege widerstandsmoment aufweist, wurde zur Längsbewehrung in der Zugzone noch zusätzlich eine Druckbewehrung benötigt. Um dem Längsbewehrungsgrad möglichst gering zuhalten, wurde für die Längsbewehrung in der Zugzone eine hochfeste Bewehrung SAS 670 verwendet. Die Tab. 3.5 im späteren Kapitel 3.5.1 gibt eine genauere Übersicht über die Kennwerte der hochfesten Bewehrung.

Für die Druckbewehrung wurde handelsüblicher Bewehrungsstahl der Gruppe B550A der ÖNORM B 4707 verwendet. Unter Einhaltung der geforderten Sicherheit gegenüber einem Biegeversagen, ergab die Biegebemessung die folgende Bewehrungsaufstellung lt. Tab. 3.2 bezogen auf den gesamten Querschnitt:

Bezeichnung	Bewehrungsauswahl	Stahlgüte
A_{s1} Längsbewehrung in der Zugzone:	$\varnothing 25/s = 8.8 \text{ cm} \equiv 73.63 \text{ cm}^2$	SAS 670
A_{s2} Längsbewehrung in der Druckzone:	$\varnothing 20/s = 8.8 \text{ cm} \equiv 47.12 \text{ cm}^2$	B550A

Tab. 3.2.: Aufstellung der Biegebewehrung

Mit der vorhandenen Biegebewehrung ergibt sich ein Längsbewehrungsgrad von

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{73.63}{130 \cdot 21.75} = 2.60\%$$

Das Biege widerstandsmoment M_{Rd} der Stahlbetonplatte beläuft sich auf

$$M_{Rm} = 954.31 \text{ kNm}$$

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wurde zusätzlich noch nach fib Model Code 2010 [1] geführt, da dort im Allgemeinen die größte Tragfähigkeit zu erwarten ist. Bei Erreichen der maximalen Querkraft nach Model Code von $V_{Em} = 1420.70 \text{ kN}$, entsteht ein einwirkendes Moment in der Höhe von

$$M_{Em} = 772.86 \text{ kNm.}$$

Die vorhandene Sicherheit gegenüber einem Biegeversagen ist somit rechnerisch erfüllt.

$$\frac{M_{Rm}}{M_{Em}} = \frac{954.31}{772.86} = 1.23 > 1.00$$

3.3.5. Querbewehrung

Für die erforderliche Querbewehrung wird 20% von der Längsbewehrung eingelegt. Die horizontalen Gurte von dem Durchstanzelement werden dabei mitberücksichtigt, und je nach Anzahl der eingelegt DE-Elemente, wird die noch fehlende Querbewehrung eingelegt.

$$A_{s, \text{quer}} = 0.2 \cdot A_{s1} = 0.2 \cdot 73.63 \text{ cm}^2 / (1.3 \text{ m}) = 11.33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Gewählt wurde für die Bereiche ohne DE-Elemente folgende Querbewehrung:

$$A_{s, \text{quer, gew}} = 12.08 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{entspricht} : \varnothing 10 / s = 6.5 \text{ cm}$$

Für die Abschnitte in denen die DE-Elemente alle $s = 18.2 \text{ cm}$ angeordnet sind, wird folgende Querbewehrung noch zusätzlich eingelegt, um auf die erforderliche Querbewehrung zu kommen:

$$A_{s, \text{quer, gew}} = 8.73 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{entspricht} : \varnothing 10 / s = 9 \text{ cm}$$

Für die Abschnitte in denen die DE-Elemente alle $s = 9.1 \text{ cm}$ angeordnet sind, wird folgende Querbewehrung noch zusätzlich eingelegt, um auf die erforderliche Querbewehrung zu kommen:

$$A_{s, \text{quer, gew}} = 5.24 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{entspricht} : \varnothing 10 / s = 15 \text{ cm}$$

Da jeweils eine Hälfte der Platte immer mit einem Abstand der Querkraftbewehrungsbügel von $s = 4.5$ cm bewehrt wird, ist die vorhandene Querbewehrung aufgrund der DE-Elemente ausreichend und es wird keine zusätzliche Querbewehrung in diesem Bereich erforderlich.

In der folgenden Tabelle sind die verschiedenen Querbewehrungen nochmals zusammengefasst.

Bezeichnung	Bewehrungsauswahl	Stahlgüte
Querbewehrung ohne DE:	$\varnothing 10/s = 6.5$ cm $\equiv 12.08$ cm ²	B550A
Querbewehrung mit DE/s = 18.2 cm	$\varnothing 10/s = 9.0$ cm $\equiv 8.73$ cm ²	B550A
Querbewehrung mit DE/s = 9.1 cm:	$\varnothing 10/s = 15$ cm $\equiv 5.24$ cm ²	B550A
Querbewehrung mit DE/s = 4.5 cm:	keine zusätzliche erforderlich	-

Tab. 3.3.: Aufstellung der Querbewehrung

3.3.6. Verankerungslänge

Die Verankerungslänge wird für die Schubversuche SV-04 und SV-05 berechnet, da dort die größte Zugkraft zu verankern ist. Der Grundwert der Verankerungslänge bei Annahme eines guten Verbundes und dem vorhandenen Durchmesser von $\varnothing < 32$ mm ergibt:

$$f_{bm} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ckt.0.05}}{\gamma} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{1.8}{1.0} = 4.05 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{d_{s1}}{4} \cdot \frac{f_{ym}}{f_{bm}} = \frac{0.025}{4} \cdot \frac{737}{4.05} \cdot 10^2 = 113.7 \text{ cm}$$

Die einwirkende Zugkraft wird mit der vorhandenen Querkraft am Auflager und der Neigung der Druckstrebe Θ aufgrund des Fachwerkmodells berechnet.

$$F_{Zug} = \frac{V_{Em}}{\tan(\Theta)} = \frac{1231.94}{\tan(35.24^\circ)} = 1742.94 \text{ kN}$$

Nun kann die erforderliche Längsbewehrung am Auflager wie folgt berechnet werden.

$$A_{s,erf} = \frac{F_{Zug}}{f_{ym}} = \frac{1742.94 \cdot 10^{-3}}{737} \cdot 10^4 = 23.65 \text{ cm}^2$$

Die erforderliche Verankerungslänge für gerade Stabenden ergibt sich unter Beachtung der Mindestverankerungslänge wie folgt

$$l_{bm} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqm} \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s1}} = 1.0 \cdot 113.7 \cdot \frac{23.65}{73.63} = 35 \text{ cm}$$

Um den Überstand über das Auflager hinaus zu verkürzen, wird die Querbewehrung außerhalb des Auflagers mit der Längsbewehrung verschweißt. Somit darf die erforderliche Verankerungslänge mit dem Faktor $\alpha_4 = 0.7$ multipliziert werden.

$$l_{bm,dir} = \alpha_4 \cdot l_{b,rqm} = 24.5 \text{ cm}$$

Gewählt wird eine Verankerungslänge von $l_{b,gew} = 25$ cm.

3.4. Geometrie der Stahlbetonplatten

Die Platten besitzen alle dieselben geometrische Abmaße von 200x130x26 cm (LxBxH). Die Höhe der Platte ergibt sich aufgrund der erforderlichen Längsbewehrung $\varnothing 25$ mm/s=8.8 cm in der Zugzone, der Höhe der DE-Elemente von 160mm, der Druckbewehrung in der Druckzone $\varnothing 20$ mm/s=8.8 cm und den beiden Betondeckung von $c_{\text{nom,unten}} = 3.0$ cm und $c_{\text{nom,oben}} = 2.5$ cm. Für die untere Betondeckung wurde die Mindestbetondeckung von 2.5 cm auf 3.0 cm erhöht, da der Durchmesser der Längsbewehrung in der Zugzone > 20 mm ist.

$$H = 3.0 \text{ cm} + 2.5 \text{ cm} + 16 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + 2.5 \text{ cm} = 260 \text{ cm}$$

Die Betondeckung an den Seitenflächen der Platte beträgt $c_{\text{nom,seit}} = 2$ cm. Die Mindestbreite ergibt sich aufgrund des genormten Verhältnisses von $b/h \geq 5$, welches für Platten gilt. Somit ergibt sich folgender Querschnitt für die Stahlbetonplatte, siehe Abb. 3.8.

$$B = 5 \cdot H = 5 \cdot 26 \text{ cm} = 130 \text{ cm}$$

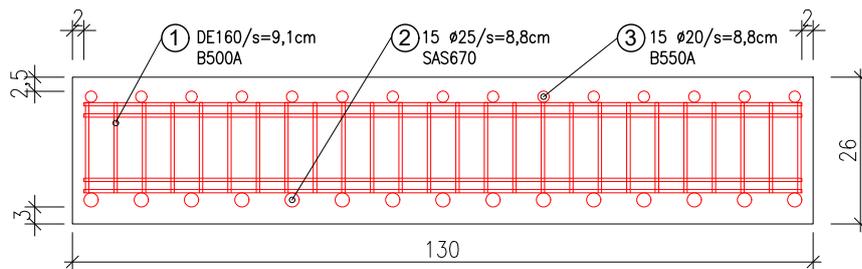


Abb. 3.8.: Querschnitt der Stahlbetonplatten

Die statisch nutzbare Höhe d sowie der Abstand a_{stat} ergibt sich wie folgt.

$$d = H - d_{s1}/2 - c_{\text{nom,unten}} = 26 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm}/2 - 3 \text{ cm} = 21.75 \text{ cm}$$

$$a_{\text{stat}} = \lambda_{\text{stat}} \cdot d = 2.7 \cdot 21.75 \text{ cm} = 59 \text{ cm}$$

Der Abstand zwischen den beiden Linienlasten ergibt sich aus der Geometrie des vorhandenen Kraftverteilungsquaders mit $w = 32$ cm, der vom Labor für konstruktiven Ingenieurbau (LKI) bereitstand. Die Länge der Platte ergibt sich aus der gewählten Verankerungslänge $l_{\text{b,gew}}$, den Abstand zwischen den beiden Linienlasten w , sowie den Abstand zwischen dem Auflager und der Linienlast a_{stat} .

$$L = 2 \cdot l_{\text{b,gew}} + 2 \cdot a_{\text{stat}} + w = 2 \cdot 25 \text{ cm} + 2 \cdot 59 \text{ cm} + 32 \text{ cm} = 200 \text{ cm}$$

Die folgende Tab.3.4 zeigt eine Übersicht der Versuchsparameter. Wie ersichtlich ist, variiert nur der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w .

Eigenschaften/Parameter	SV-01	SV-02/03	SV-04/05
Querkraftbewehrungsgrad ρ_w	0.00 ‰	3.11 ‰	6.21 ‰
Min. Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$	0.83 ‰		
Verhältnis von $\rho_w/\rho_{w,min}$	0.00	3.73	7.47
Längsbewehrungsgrad ρ_l	2.60 ‰		
Plattengeometrie LxBxH in cm	200 x 130 x 26		
Statisches System Einfeldträger l_{stat} in m	1.50		
Schubslankheit $\lambda = a/d$	$\lambda_{stat} = 2.7$ bzw. $\lambda = 2.4$		
Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ in MPa	33		
Fließgrenze Zugbewehrung (A_{s1}) $f_{ym,s1}$ in MPa	737		
Fließgrenze Druckbewehrung (A_{s2}) $f_{ym,s2}$ in MPa	605		
Fließgrenze Querkraftbewehrung ($a_{asl,i}$) $f_{ym,asl}$ in MPa	550		

Tab. 3.4.: Gegenüberstellung der Versuchsparameter

3.5. Probenherstellung und -vorbereitung

3.5.1. Bewehrung und Materialkennwerte

Bewehrungsstahl

Für die Biegebewehrung in der Zugzone wurde ein hochfester Bewehrungsstahl SAS670 verwendet. Die folgende Tab. 3.5 gibt eine Übersicht über die Kennwerte der hochfesten Bewehrung. Für die Druckbewehrung sowie für die Querbewehrung der Stahlbetonplatte wurde handelsüblicher Betonstahl der Gruppe B550A eingesetzt. Das Durchstanzbewehrungselement besitzt die Stahlgüte eines B500A.

Materialparameter SAS670			
Charakteristische Streckgrenze	f_{yk}	=	670 N/mm ²
Mittelwert der Streckgrenze	f_{ym}	=	737 N/mm ²
Gleichmaßdehnung	A_{gt}	=	5.0 ‰
Bruchdehnung	A_{10}	=	10.0 ‰
Bezogene Rippenfläche	f_r	≥	7.5 ‰
E-Modul	E	=	200000 N/mm ²

Tab. 3.5.: Materialparameter der hochfesten Bewehrung SAS670

Beton

Für die Versuchsserie wurde ein Lieferbeton mit der Betongüte von C25/30 XC1 GK22 F52 42.5 N verwendet. Als Zement wurde ein Portlandkompositzement mit der Bezeichnung CEM II A-M 42.5 N eingesetzt. Für die Festigkeitsentwicklung des Standardbetons wurden neben den Prüfkörpern auch Begleitkörper hergestellt. In Summe handelte es sich dabei um 15 Würfelproben (LxBxH=15x15x15cm) und 9 Zylinderproben (\varnothing xH=15x30cm). Diese wurden zusammen mit den Stahlbetonplatten in der Wasserbauhalle gelagert, um die Festigkeitsentwicklung der Platten mitverfolgen zu können.

Die Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen sind in Tab.3.6 angeführt, wobei der Mittelwert der Festigkeitskennwerte je Prüfcharge gebildet wurde.

Entwicklung der Druckfestigkeit				
Probenalter	Würfel		Zylinder	
	Anzahl #	Festigkeit MPa	Anzahl #	Festigkeit MPa
05	2	19.0	-	-
07	2	20.7	-	-
14	2	29.8	-	-
21	2	32.4	-	-
28	-	-	1	32.0
34	-	-	3	32.3
35	-	-	3	33.7
36	-	-	2	33.3

Tab. 3.6.: Festigkeitsentwicklung der Begleitkörper

Die zeitliche Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit wurde nach Model Code 2010 [1] berechnet und ist in Abb. 3.9 dargestellt. Nach 28 Tagen wäre die theoretische mittlere Würfeldruckfestigkeit von 38 MPa erreicht. Die Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen sind ebenfalls in der Abb.3.9 dargestellt.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$$\text{mit: } \beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\}$$

$$s = 0.25 \quad \text{für Zementsorte CEM 42.5 N}$$

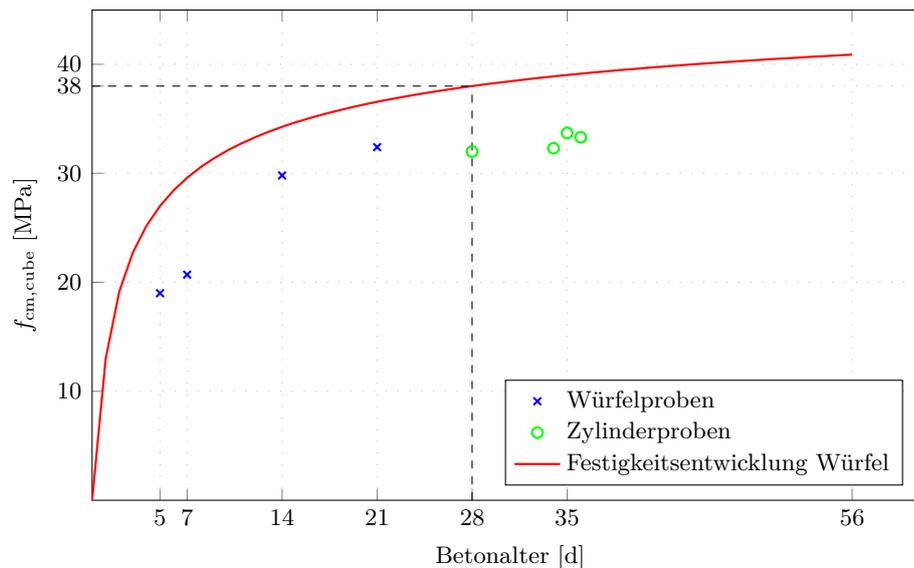


Abb. 3.9.: Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit über die Zeit

Die Festigkeitsentwicklung der Begleitkörper schreitet langsamer voran, als jene theoretische nach Model Code 2010 [1] und der 28-Tage-Wert wird in etwa eine Woche später erreicht. Dies ist auf den Temperatureinfluss während der Erhärtung der Versuchsserie zurückzuführen, da zu diesem Zeitpunkt die Außentemperaturen nur zwischen 0°C bis 10°C betragen. Die Prüftermine für die Schubversuche wurden daher 32 bis 36 Tage nach der Betonage festgelegt. Die erwarteten Tragfähigkeiten der Schubversuche wurden mit den gemittelten Kennwerten der Begleitkörper (siehe Tab. 3.7) mit Probenalter 34, 35 und 36 Tagen erneut berechnet.

Neben der Prüfung der Würfeldruckfestigkeit wurde auch noch die Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, sowie der Elastizitätsmodul der Begleitkörper bestimmt. Der charakteristische Wert der Druckfestigkeit f_{ck} wurde für Proben unter Laborbedingungen vom Mittelwert abgeleitet.

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ MPa} = 33.1 - 4 = 29.1 \text{ MPa}$$

Von der mittleren Zylinderdruckfestigkeit kann mit Hilfe des folgenden Zusammenhangs näherungsweise auf die mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ geschlossen werden.

$$f_{cm,cube} = 1.1 \cdot f_{cm,cyl} / 0.9 = 1.1 \cdot 33.1 / 0.9 = 40.5 \text{ MPa}$$

Die folgende Tab. 3.7 zeigt die Ergebnisse der Festigkeitskennwerte zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung.

Festigkeitskennwerte des Betons			
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck,cyl}$	=	29.1 MPa
	$f_{cm,cyl}$	=	33.1 MPa
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	=	40.5 MPa
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	=	4.1 MPa
Zentrische Zugfestigkeit	f_{ctm}	=	3.7 MPa
	$f_{ctk,0.05}$	=	2.6 MPa
Elastizitätsmodul	E_{cm}	=	27540 MPa

Tab. 3.7.: Mittlere Festigkeitskennwerte des Betons zum Prüfzeitpunkt der Schubversuche

Für eine genauere Betrachtung der detaillierten Messergebnisse der Begleitkörper, befindet sich der Anhang A.1 im Anschluss der Arbeit.

3.5.2. Herstellung der Versuchskörper

Für die Herstellung der Versuchskörper wurde die Wasserbauhalle des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft genutzt, da dort ausreichend Platz für die Schalungs-, Bewehrungs- und Betonagearbeiten bereit stand. Außerdem konnten dort die Prüfkörper und Begleitkörper nach der Betonage bis zu ihrer Prüfung gelagert werden.

Schalungsarbeiten

Die Schalung für die Stahlbetonplatten wurde mittels Schaltafeln der Firma PERI mit der Produktbezeichnung „3-S-Platte 27mm 2000x500mm“ hergestellt. Dabei wurde die

Bodenschalung mittels Distanzhölzer zum Untergrund unterlegt und im Anschluss miteinander verschraubt. Vor der Montage der Randschalung wurde eine Abdeckplane auf der Bodenschalung fixiert um ein Austreten der Feianteile des Betons zwischen den Stößen der Schaltafeln zu verhindern. An den Rändern der Schalung wurde für einen sauberen Abschluss der späteren Ecken der Stahlbetonplatte eine Dreikantleiste angebracht. Die Abb. 3.10 zeigt die gesamte Schalung vor der Betonage.



Abb. 3.10.: Gesamte Schalung

Bewehrungs- und Betonarbeiten

Die Längsbewehrung wurde außerhalb der Linienauflager mit der Unterstütsungsleiter verschweißt, um die Verankerungslänge der Biegebewehrung zu reduzieren. Die Bewehrungskörbe wurden mittels Hallenkran in die Schalung gehoben (siehe Abb. 3.11).



(a) Schalungsform



(b) Einheben des Bewehrungskorbes für SV-02

Abb. 3.11.: Einheben der Bewehrungskörbe

Der Lieferbeton wurde mittels Betonpumpe vom Mischwagen direkt in die Schalung gefördert. Zu Beginn der Betonagearbeiten wurde die Konsistenz des Lieferbetons überprüft.

Die erforderlichen Toleranzen für eine Konsistenzklasse von F52 wurden eingehalten. Betonagetermin war der Donnerstag 09.11.2017. Nach der Befüllung wurde der Beton mittels Rüttelflasche verdichtet und anschließend glatt abgezogen (siehe Abb. 3.12(a)). Da die Außenlufttemperaturen im Herbst schon deutlich gesunken waren, wurden alle Versuchs- und Probekörper mittels Folie abgedeckt, anschließend mit 4cm starken EPS-Wärmemedämmplatten gedämmt und wiederum erneut mit einer Abdeckfolie abgedeckt. Dies sollte einer zeitlichen Verzögerung des Erhärtungsprozesses entgegenwirken. Damit die Stahlbetonplatten auch mittels Hallenkran angehoben werden können, wurden vier Kugelkopfancker je Platte gesetzt, siehe Abb. 3.12(b).



(a) Abgezogene Stahlbetonplatten

(b) Gesetzte Kugelkopfancker

Abb. 3.12.: Betonagearbeiten

Ausschalungsarbeiten

Die Ausschalungsarbeiten fanden sieben Tage nach der Betonage statt (siehe Abb. 3.13). Aus den bereits ab fünf Tagen nach der Betonage vorliegenden Resultaten der Festigkeitsentwicklung zeichnete sich eine verzögerter Erhärtungsprozess ab. Um dem entgegen zu wirken, wurden die Prüfkörper aus der unbeheizten Wasserbauhalle in die beheizte Versuchshalle des Labors für konstruktiven Ingenieurbau verlegt (LKI).



(a) Ausschalung der Versuchskörper

(b) Anheben der Prüfkörper

Abb. 3.13.: Ausschalungsarbeiten

3.6. Versuchsaufbau

Der Aufbau der Versuchsanordnung ist in den folgenden Abb. 3.14 und Abb. 3.15 dargestellt. Die einachsig gespannte Stahlbetonplatte wurde auf zwei rollenförmigen Linienlager gelenkig gelagert. Als lastverteilendes Element im Auflagerbereich wurde zwischen dem Linienlager und der Stahlbetonplatte eine Auflagerplatte (Flacheisen mit $L \times B \times H = 130 \times 10 \times 2 \text{ cm}$) eingelegt. Um die Fertigungstoleranzen der Stahlbetonplatte auszugleichen und Spannungskonzentrationen zu vermeiden, wurde die Auflagerplatte mit einer Gipschicht auf die Stahlbetonplatte aufgebracht.

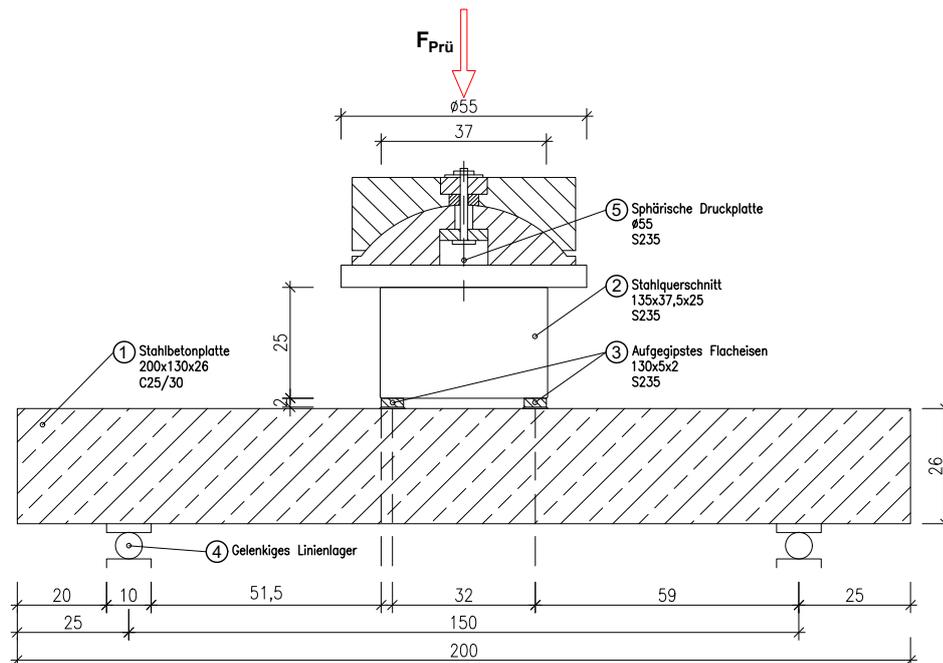


Abb. 3.14.: Längsschnitt des Versuchsaufbaus

Die Krafteinleitung erfolgte mittels einem hydraulisch beaufschlagten Zylinder, welcher die Prüfkraft über eine sphärische Druckplatte ($\varnothing = 55 \text{ cm}$) in den lastverteilenden Stahlquerschnitt ($L \times B \times H = 135 \times 37.5 \times 25 \text{ cm}$) einleitet.

Für die Erzeugung zweier linienförmiger Lasten wurde in den unteren beiden Ecken des Stahlquerschnittes noch jeweils eine Lasteinleitungsplatte (Flacheisen mit $L \times B \times H = 130 \times 5 \times 2 \text{ cm}$) angeordnet. Diese wurden wiederum zum Ausgleichen der Unebenheiten mittels einer Gipschicht auf die Stahlbetonplatte aufgebracht.

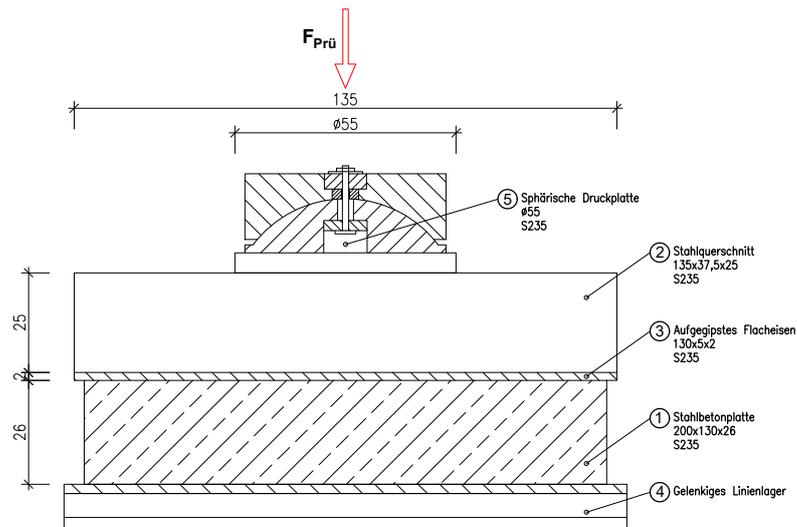


Abb. 3.15.: Querschnitt des Versuchsaufbaus

3.7. Messtechnik

3.7.1. Allgemeines

Die Messtechnik wurde vom Labor für Konstruktiven Ingenieurbau zur Verfügung gestellt und auch während der Prüfzeit von Ihnen mit überwacht. Es wurden zwei verschiedene Messtechnikschemas festgelegt. Der Unterschied zwischen beiden Messanordnungen liegt hauptsächlich in der Anordnung der berührungslosen Messtechnik. Die genaue Anordnung der Messtechnik kann dem Anhang B.4 entnommen werden. Im folgenden sind die verwendeten Messensoren genauer erläutert.

3.7.2. Prüfstand

Die Versuchsdurchführung fand an einem hydraulisch beaufschlagten Prüfstand des LKI statt, welcher eine Prüflast von 4 MN aufbringen kann. Der Prüfstand ist fest mit dem Aufspannboden verankert, um keine Messungenauigkeiten zu erhalten. Im Aufspannboden des Prüffeldes sind planparallele Stahlquerschnitte eingelassen, um die geforderte Ebenheit eines Prüfstandes zu erreichen.



(a) SV-03 im Prüfstand

(b) Geprüfte Platten vor dem Prüfstand

Abb. 3.16.: Prüfstand bis 4 MN Prüfkraft

3.7.3. Verformungsmessung

Die Verformungsmessung wurde mittels Wegaufnehmern (induktive Tauchanker) an der Plattenunterseite durchgeführt. Diese wurden am Boden mit einer Aluminium-Profileschienen-Konstruktion und an der Plattenunterseite mittels Klebepads befestigt.

3.7.4. Dehnungsmessung

Die Dehnungsmessung erfolgte mit Dehnungsaufnehmer (DD1 siehe Abb.3.17) an der Ober- und Unterseite, sowie an den Seitenflächen der Platte. Der Messbereich wurde festgelegt, indem der Abstand zwischen Krafteinleitung und Auflager gedrittelt wurde. Um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, fand die Dehnungsmessung nur im mittleren Drittel statt. Die drei Messquerschnitte MQ1, MQ2 und MQ3 sind entsprechend der Abb.3.20 und 3.21 angeordnet.



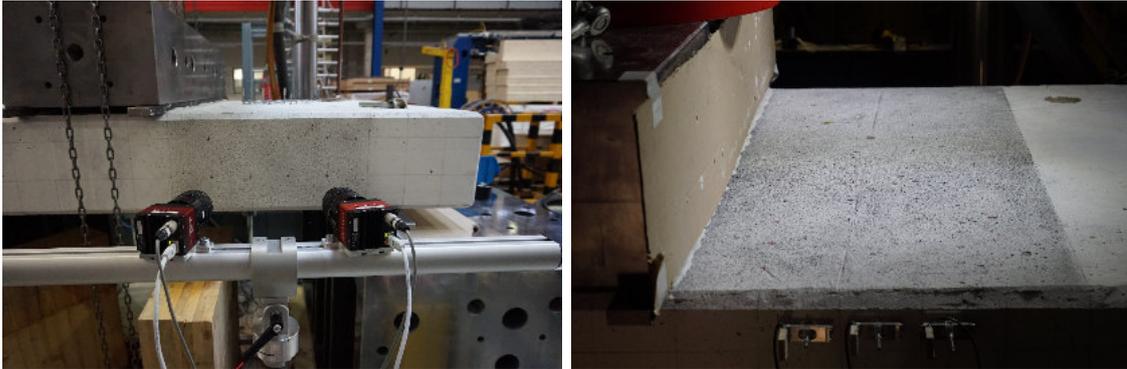
(a) DD1 an der Seitenfläche

(b) DD1 an der Plattenunterseite

Abb. 3.17.: Induktive Wegaufnehmer und verwendete Dehnungsaufnehmer

3.7.5. Berührungslose Messtechnik

Um zusätzlich zur grafischen Dokumentation der Rissbilder die Rissentwicklung während des Versuchs mitverfolgen zu können, kam ein berührungsloses Messsystem (Mercury) zum Einsatz. Dieses arbeitet nach dem Prinzip der digitalen Bildkorrelation. Dazu wurden zwei Kameras auf den zu messenden Bereich ausgerichtet und referenziert, siehe Abb. 3.18(a). Für eine genauere Referenzierung wurde der Messbereich mit einer schwarzen Farbe gesprenkelt (Abb. 3.18(b)). Damit ist es möglich auf Verschiebungen und Dehnungen zu schließen.



(a) Kameraanordnung für SV-01

(b) Gesprenkelter Messbereich von SV-02

Abb. 3.18.: Mercury Messsystem seitlich bzw. von oben

Bei drei Platten (SV-01/03/05) wurde als Messbereich die seitliche Sollbruchhälfte gewählt. Bei den restlichen Platten (SV-02/04) wurde die die Oberseite der Sollbruchhälfte erfasst (Abb. 3.18(b)). Aus der Differenz zwischen den Verformungen an der Plattenoberseite und -unterseite, ist es möglich eine Aussagen über den Rissverlauf im inneren der Platte zu treffen, siehe Abb.3.22. Diese Messung der Dickenänderung wurde schon bei einer ähnlichen Prüferserie von Stahlbetonplatten vorgenommen, jedoch ohne Querkraftbewehrung. [11]

Abb.3.20 und 3.21 zeigen die Messanordnung für die zwei verschiedenen Messtechnikschemata. Die nachfolgenden Abbildungen geben einen Überblick zur Lage und Bezeichnung der Sensoren, die bei der Auswertung in Kapitel 4 herangezogen werden.

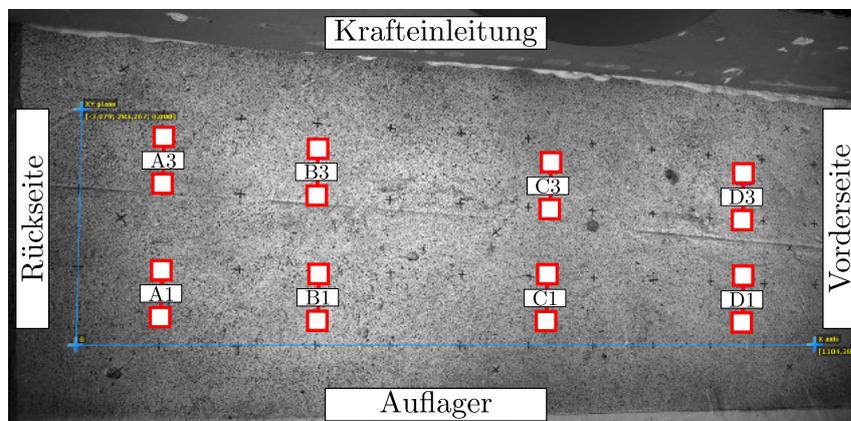


Abb. 3.19.: Messübersicht für die Anordnung der Digitalen Dehnmessstreifen (DDM) für die Dehnungen an der Plattenoberseite bei SV-02 und SV-04

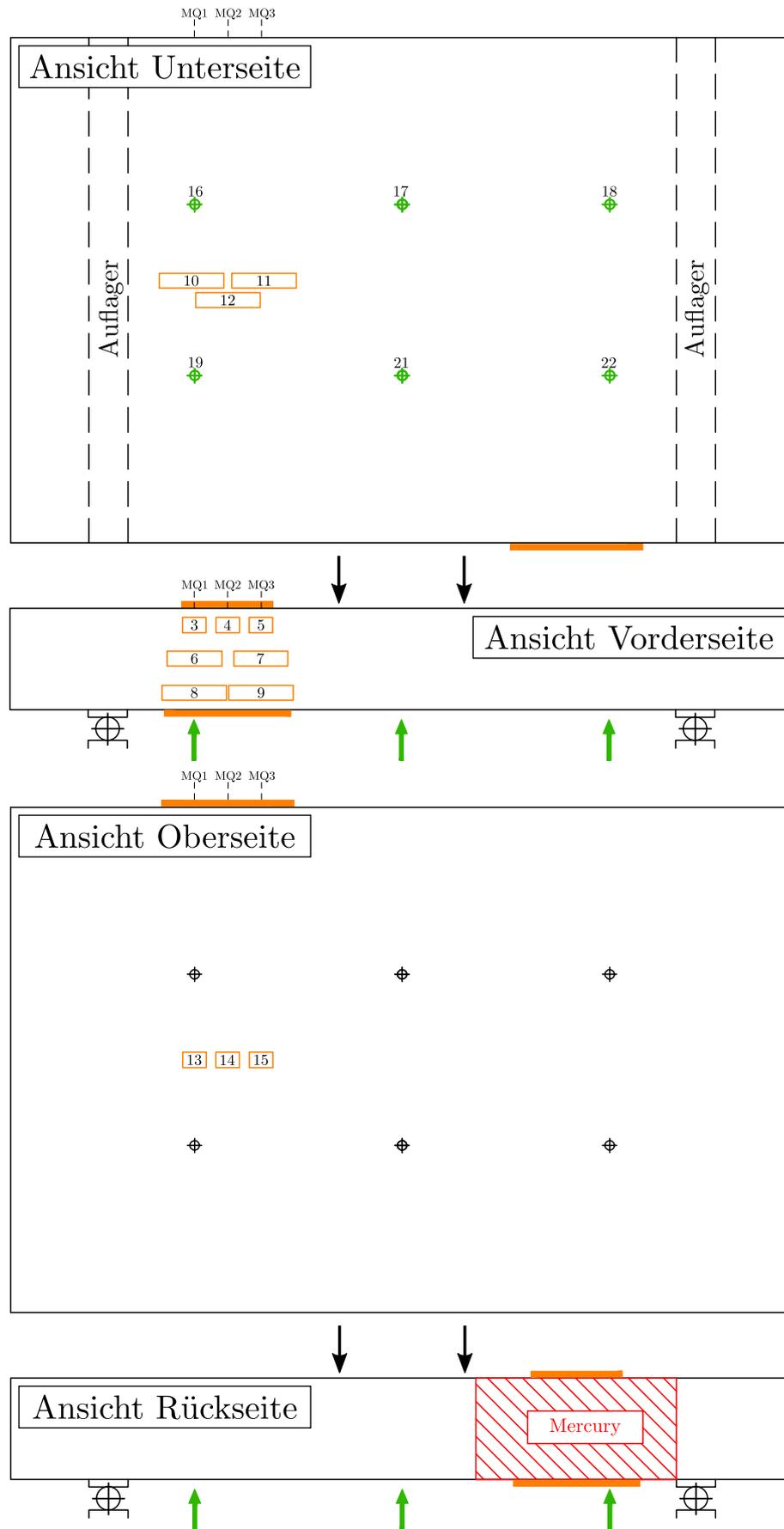


Abb. 3.20.: Messtechnik für SV-01, SV-03 und SV-05

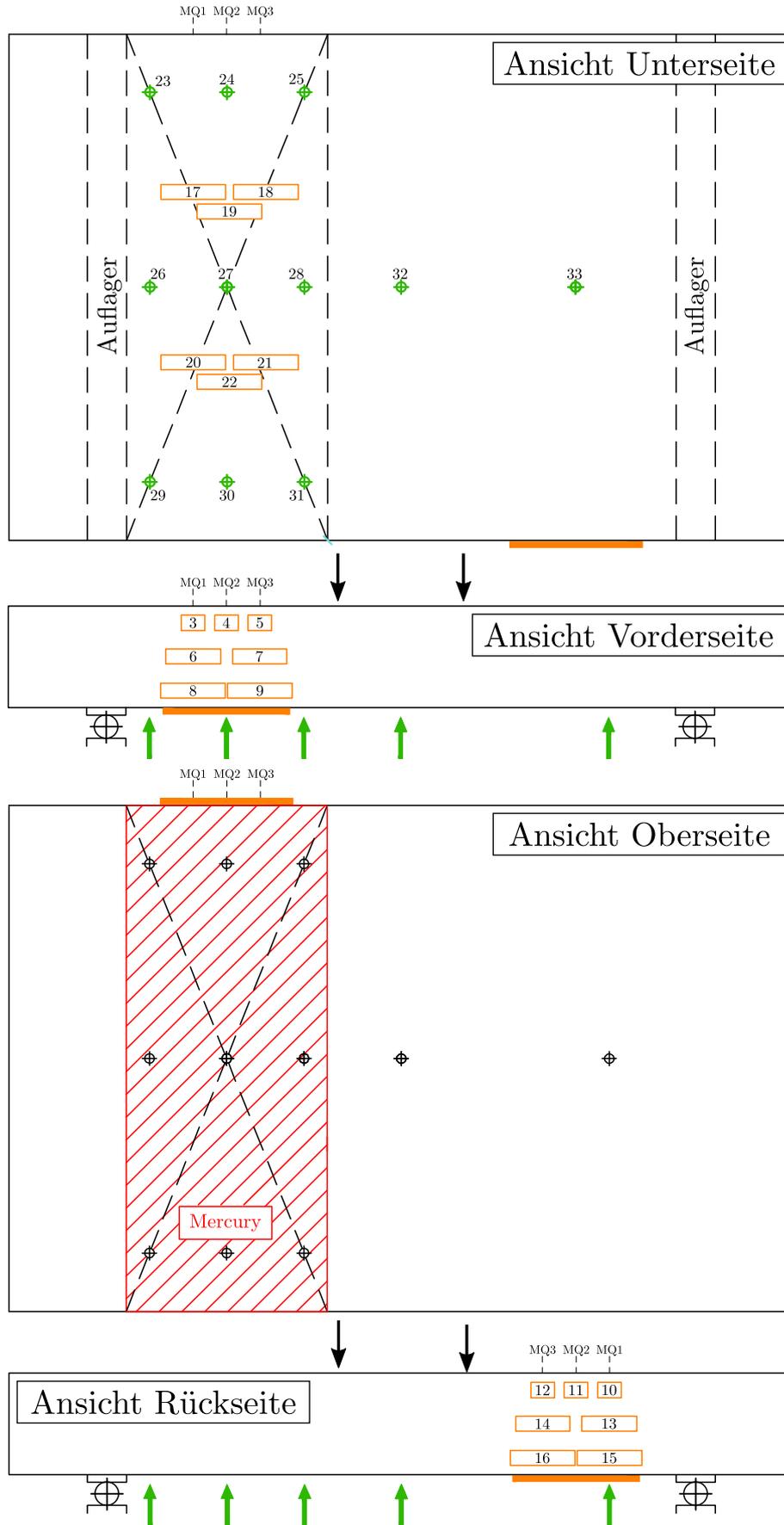


Abb. 3.21.: Messtechnik für SV-02 und SV-04

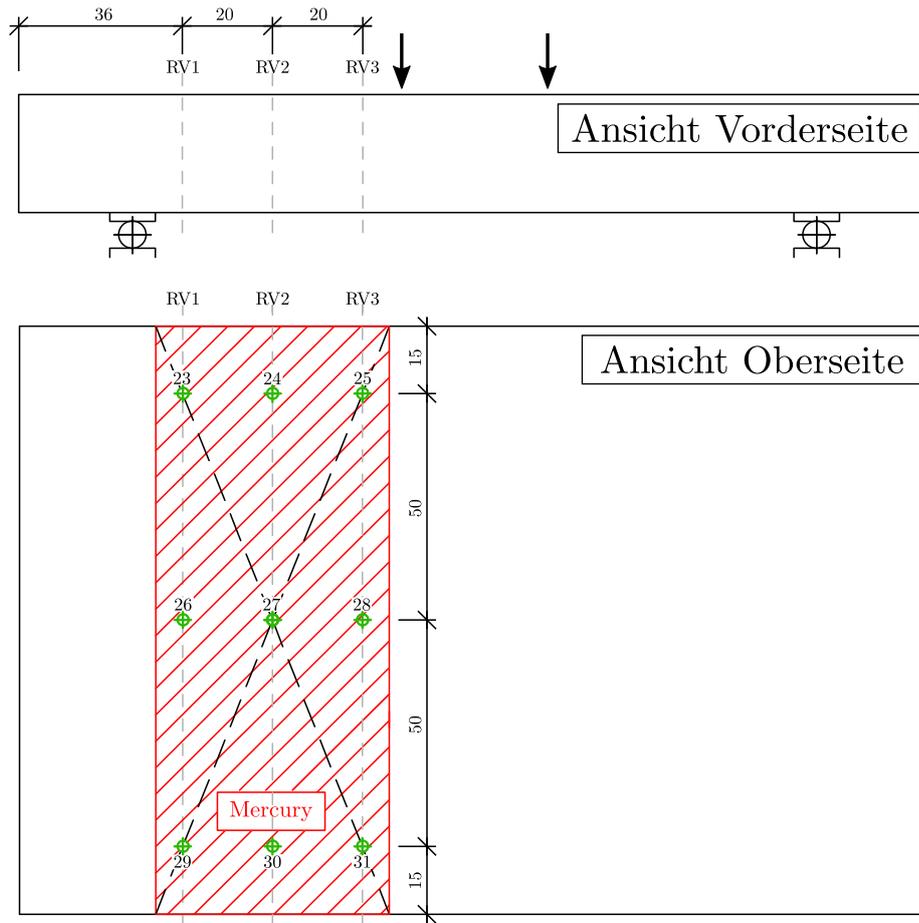


Abb. 3.22.: Messübersicht für die Rissverläufe von SV-02 und SV-04

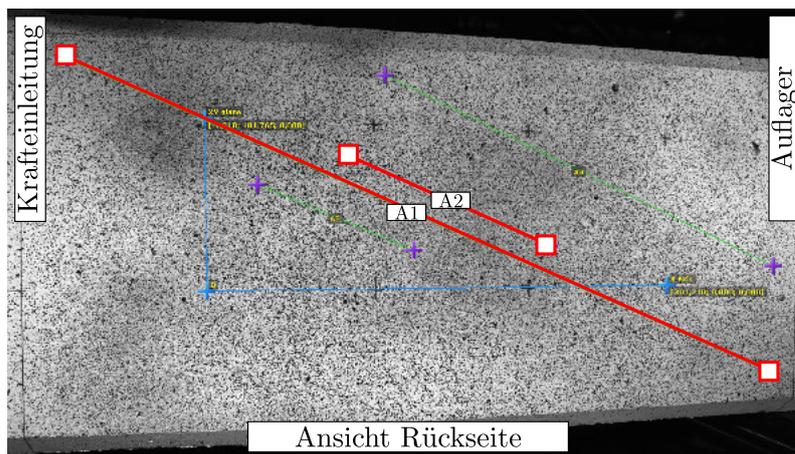


Abb. 3.23.: Messübersicht für die Anordnung der Digitalen Dehnmessstreifen (DDM) für die Überprüfung einer direkten Druckstrebe (Sprengwerk) bei SV-01, SV-03 und SV-05

4. Ergebnisse der experimentellen Untersuchung

4.1. Allgemeines

Im Folgenden wird auf Basis der Ergebnisse der experimentellen Untersuchung das Querkrafttragverhalten der Schubversuche SV-01 bis SV-05 ausgewertet. Dadurch kann auf Kräfteumlagerungen in den Platten geschlossen werden. Im Allgemeinen ist anzumerken, dass das duktile Tragverhalten nach dem Erreichen der maßgebenden Traglasten, auf eine Kräfteumlagerung innerhalb der Stahlbetonplatten zurückzuführen ist und nicht auf ein Fließen der Biegebewehrung. Zusätzlich konnte bei einigen Stahlbetonplatten auf die Ausbildung einer direkten Druckstrebe geschlossen werden. In diesem Kapitel sind die wichtigsten Ergebnisse angeführt, zusätzlich können im Anhang C alle genauen Messergebnisse entnommen werden.

4.2. Querkraftunbewehrte Stahlbetonplatte SV-01

Die Einwirkung auf die Stahlbetonplatte wurde mittels Hydraulikzylinder über den Prüfstand weggesteuert aufgebracht, wobei die Vorschubgeschwindigkeit 0.05mm/min betrug. Durch die Messung der Prüfkraft und der Durchbiegung in der Plattenmitte konnte eine Last-Verformungskurve (Abb.4.1) erstellt werden. Bei der Versuchsdurchführung wurden Lastpausen bei 300 kN und 450 kN eingestellt, um das Rissbild zu dokumentieren. Dadurch ergaben sich in der Last-Verformungskurve kleine Lastabfälle. Bei einer Laststufe von 570kN wurde die Vorschubgeschwindigkeit von 0.05mm/min auf 0.10mm/min erhöht, wobei die Umstellung der Vorschubgeschwindigkeit längere Zeit in Anspruch nahm.

Bis zu einer Prüfkraft von ca. 92 kN befand sich der Träger im ungerissenen Zustand I. Aufgrund des hohen Längsbewehrungsgrades der Platte ist im Bereich ① der Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II in der Last-Verformungskurve Abb.4.1 kaum ersichtlich. Zu Beginn des ZS-II bildeten sich kleinere Biegerisse aus, die mit zunehmender Belastung anwuchsen. Bei einer Laststufe von 765kN traten annähernd gleichzeitig die maßgebenden Schubrisse in jeweils einer Hälfte der Platte auf, womit der unstetige Übergang im Bereich ② zu erklären ist. Bis zu dieser Laststufe wuchsen die Betondehnungen (Druck) an der Plattenoberseite (Abb.4.3(a)) annähernd linear an. Bei Erreichen der Prüfkraft von 765kN fielen diese schlagartig ab (nahe Null) und wuchsen danach auch nicht wieder an. Dieses Verhalten der Betondehnungen (Abb.4.3) ist ein Indiz, dass eine Kräfteumlagerung zu der Ausbildung einer direkten Druckstrebe zum Auflager hin stattfindet. Um diese Vermutung zu überprüfen, wurden mit Hilfe des optischen Messsystems digitale Dehnmessstreifen (DDM) auf der Seitenfläche der Stahlbetonplatte angebracht (siehe Abb.3.23) und ausgewertet. Die Abb.4.2(a) zeigt, dass die Dehnungen nach dem Erreichen der Schubrislast schlagartig zunehmen. Dies bestätigt somit die zuvor

getroffene Aussage bezüglich der Ausbildung einer direkten Druckstrebe zum Auflager hin. Außerdem zeigen die Dehnungsebenen in Abb.4.2(b) deutlich, dass die Betondehnungen in der Schwerachse der Platte bei einer Laststufe von 700 kN auf 800 kN markant anwachsen. Die Dehnungen auf Höhe der Druckbewehrung fielen ebenfalls ab der Schubrissslast markant ab. Da dies in Abhängigkeit von dem System nicht immer möglich ist, wird die Schubrissslast als die Traglast der Platte definiert. Mit jener Steifigkeit von Bereich ③ (Sprengwerk-wirkung) wächst die Traglast weiter bis auf 943kN an. Aufgrund der Kräfteumlagerungen innerhalb der Platte konnte eine weitere Laststeigerung im Bereich ④ stattfinden, dies ist jedoch für die Auswertung der Traglasten vernachlässigbar.

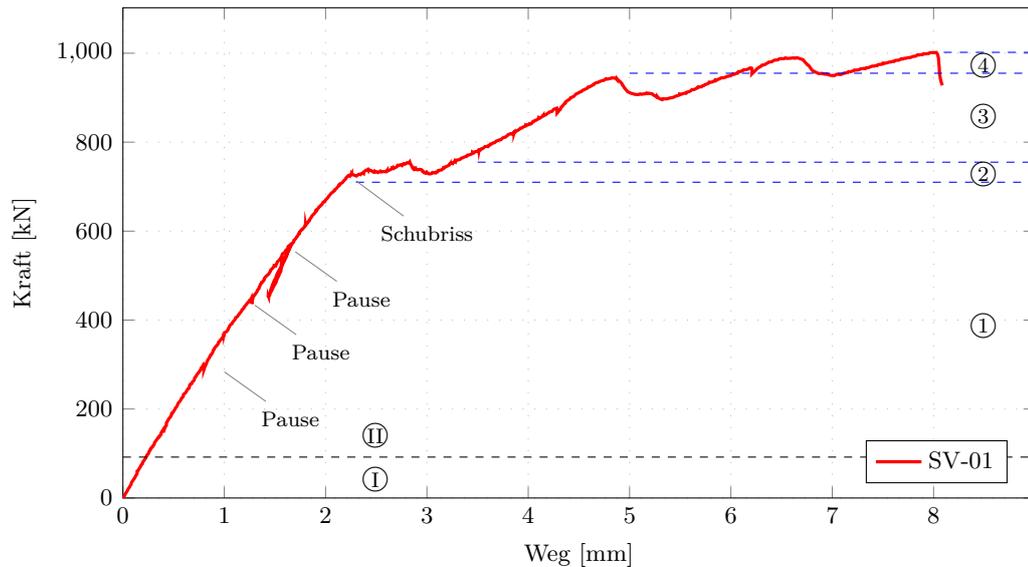


Abb. 4.1.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-01

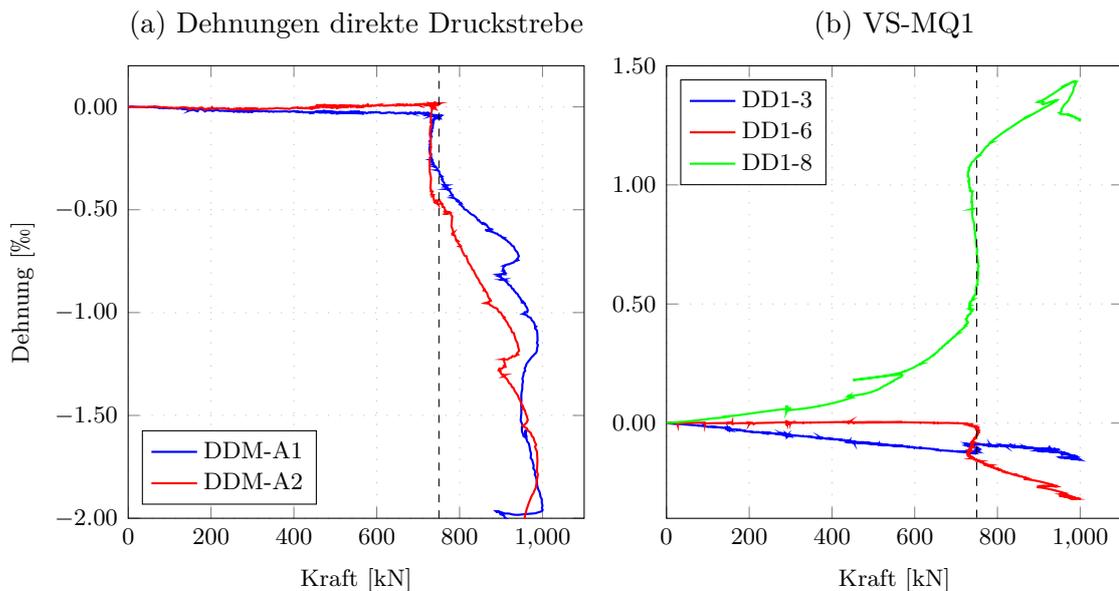


Abb. 4.2.: Kraft-Dehnungs-Diagramm von SV-01: (a) Überprüfung einer direkten Druckstrebe, (b) im Messquerschnitt 1 (MQ1) an der Vorderseite (VS)

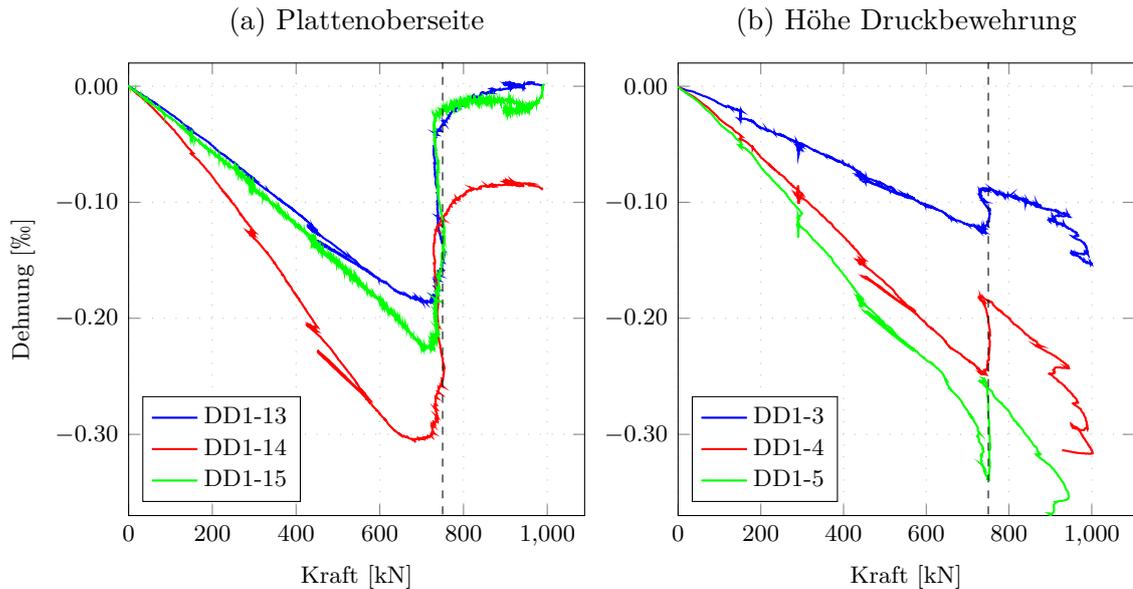


Abb. 4.3.: Kraft-Dehnungs-Diagramme von SV-01 in den Messquerschnitten 1, 2 und 3 an der (a) Oberseite und auf (b) Höhe der Druckbewehrung an der Vorderseite

4.3. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-02

Bei der Stahlbetonplatte SV-02 handelt es sich um einen querkraftbewehrten Schubversuch mit einer Zielbelastung von $V_{Em}/V_{Rm,max} = 0.253$. Die Belastungspausen wurden bei 800 kN und 1200 kN eingelegt.

Bis zu der Laststufe von 800 kN bildeten sich nur einige Biegerisse aus und es entstand ein nahezu linearer Verlauf im Bereich ① des Kraft-Weg-Diagrammes, Abb.4.4 (Zustand II). Zwischen der Laststufe von 800 kN bis 1200 kN entstanden aus den Biegerissen Schubrisse, wodurch es zu einer leichten Reduktion der Biegesteifigkeit im Bereich ② kam. Nach der Laststufe von 1200 kN wuchsen die Schubrisse kontinuierlich an, was zu einer weiteren leichten Reduktion der Biegesteifigkeit im Bereich ③ führte. Bei einer Belastung von 1663 kN war ein deutliches „Knack-Geräusch“ hörbar und darauffolgend stellte sich ein markanter Lastabfall ein, der als Bruchlast definiert wurde. Das „Knack-Geräusch“ lässt darauf schließen, dass entweder die Schweißnähte der Unterstützungsleitern, oder die Querkraftbewehrungsstäbe gebrochen waren. Die Bruchlast von 1663 kN wird gleichzeitig auch als die Traglast der Platte definiert.

Es wurden noch zusätzlich die Kraft-Dehnungs-Diagramme für diesen Schubversuch ausgewertet. Ähnlich wie bei dem Schubversuch SV-01, zeigt die Abb.4.5(a), dass ab einer Laststufe von 800 kN (ca. die Schubrislast von SV-01) die Dehnungen in der Druckzone (DD1-10) gering abnehmen, wobei die Dehnungen in der Schwerachse der Platte (DD1-13) zunehmen. Jedoch erfolgte die Abnahme der Dehnungen an der Plattenoberseite (Abb.4.6(a)) nicht sprunghaft, wie bei SV-01, sondern gleichmäßiger.

Außerdem zeigt die Abb.4.5(b), dass die Dehnungen auf Höhe der Druckbewehrung kontinuierlich anwachsen und nicht sprunghaft abnehmen. Die große Dehnungszunahme, die der DD1-5 im Messquerschnitt 3 erfährt, sind durch Einschnürungen des Messbereichs aufgrund von Rissen zu erklären. Anzumerken ist, dass die Steifigkeit der Platte im Bereich

② wesentlich größer ist als die Steifigkeit der direkten Druckstrebe von SV-01, siehe Abb.C.47.

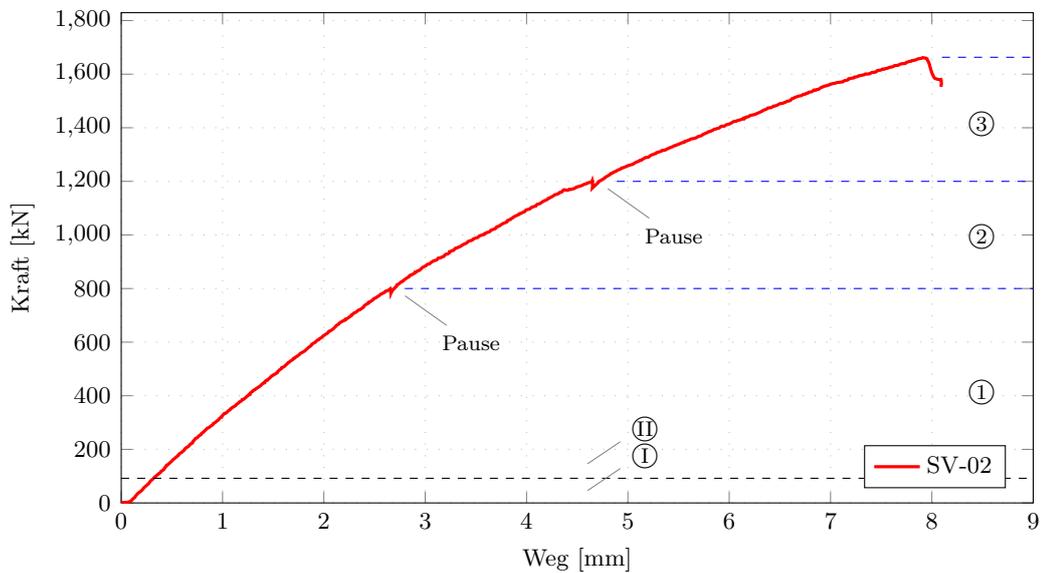


Abb. 4.4.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-02

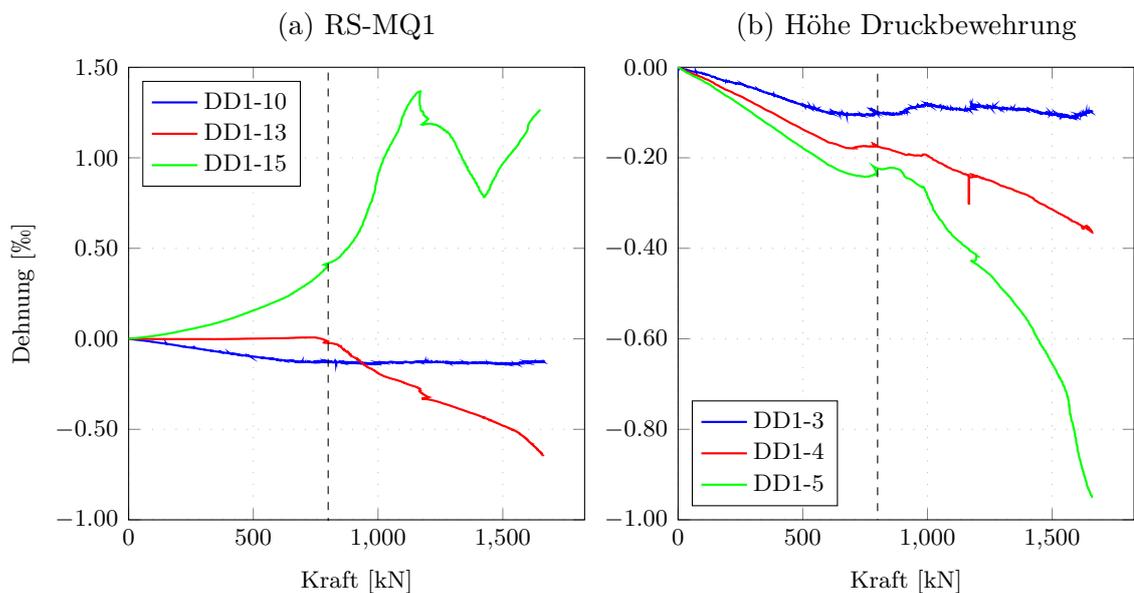


Abb. 4.5.: Schubversuch SV-02: Kraft-Dehnungs-Diagramme; (a) im Messquerschnitt 1 an der Rückseite, (b) auf Höhe der Druckbewehrung an der Vorderansicht

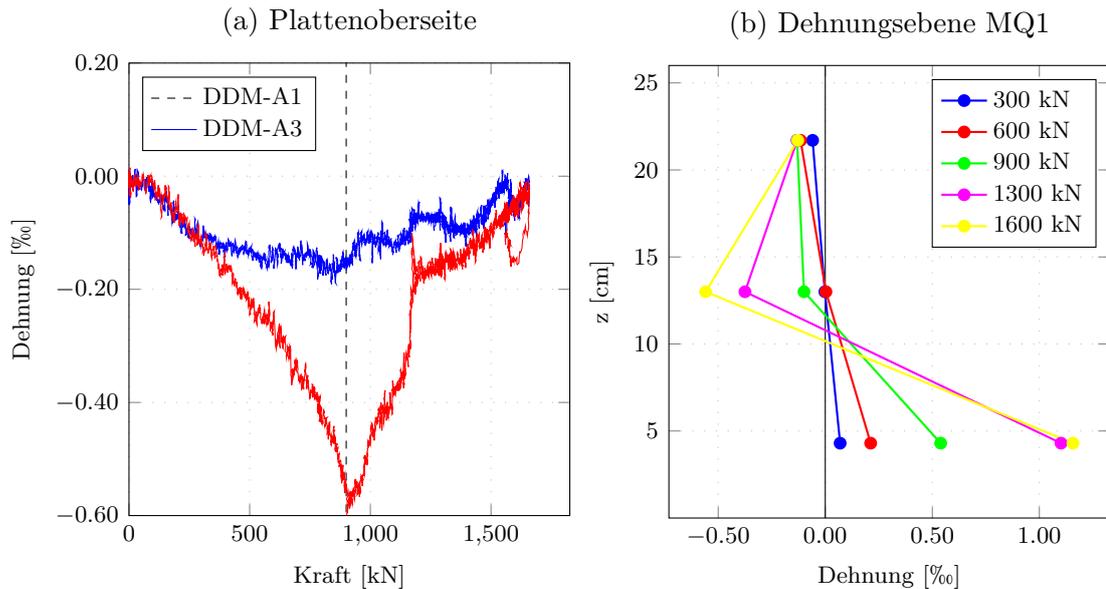


Abb. 4.6.: Schubversuch SV-02: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramme von der Plattenoberseite im Schnitt A, (b) Dehnungsebene im Messquerschnitt 1

4.4. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-03

Der Schubversuch SV-03 besitzt die gleiche theoretisch errechnete Traglast wie SV-02. Die Lastpausen während der Versuchsdurchführung wurden bei 600kN, 900kN und 1300kN eingelegt.

Bis zu der Laststufe von 1200kN ist der Verlauf der beiden Last-Verformungskurven von den Schubversuchen SV-02 und SV-03 identisch. Ab einer Last von 1070kN bildete sich jedoch im Unterschied zum Schubversuch SV-02 ein maßgebender Schubriss deutlich zwischen zwei Bewehrungsbügeln aus (Abb. 4.10), womit die Steifigkeit im Bereich ③ der Last-Verformungskurve (Abb.4.7) zu erklären ist. Dies ist im nächsten Kapitel in der Abb.4.23 deutlich zu sehen. Die Querkrafttragfähigkeit konnte aufgrund dessen nach Erreichen einer Traglast von 1365kN nicht mehr weiter gesteigert werden. Gewählt wurde ein maximal zulässiger Bügelabstand nach DIN EN 1992-1-1 [6] von $0.7 \cdot h = 18.2$ cm. Nach der ÖNORM EN 1992-1-1 [7] wäre ein maximal zulässiger Bügelabstand von nur $0.75 \cdot d = 16.3$ cm zulässig gewesen. Dieser wäre aber für den Schubversuch SV-03 immer noch zu groß gewesen, siehe Abb.4.10.

Wie in der Abb.4.8(a) ersichtlich ist, wuchsen die Betondehnungen an der Plattenoberseite (Druck) bis zu einer Laststufe von ca. 800kN annähernd linear an und danach fielen diese wieder ab. Das Verhalten der Dehnungen an der Plattenoberseite Abb.4.8(a), die Dehnungen seitlich im Messquerschnitt 1 Abb.4.9(a) und die Dehnungsebene im Messquerschnitt 1 Abb.4.9(b) weisen alle dasselbe Verhalten wie beim Schubversuch SV-02 auf. Die Entstehung des Schubrisses ist in diesen Messkurven ebenfalls bemerkbar.

Bei diesem Schubversuch konnte wieder mit Hilfe digitaler Dehnmessstreifen die Überprüfung einer direkten Druckstrebe stattfinden. Wie die Abb.4.8(b) zeigt, nahmen die Dehnungen erst nach der Entstehung des Schubrisses signifikant zu, jedoch nicht so ausgeprägt wie bei dem Schubversuch SV-01.

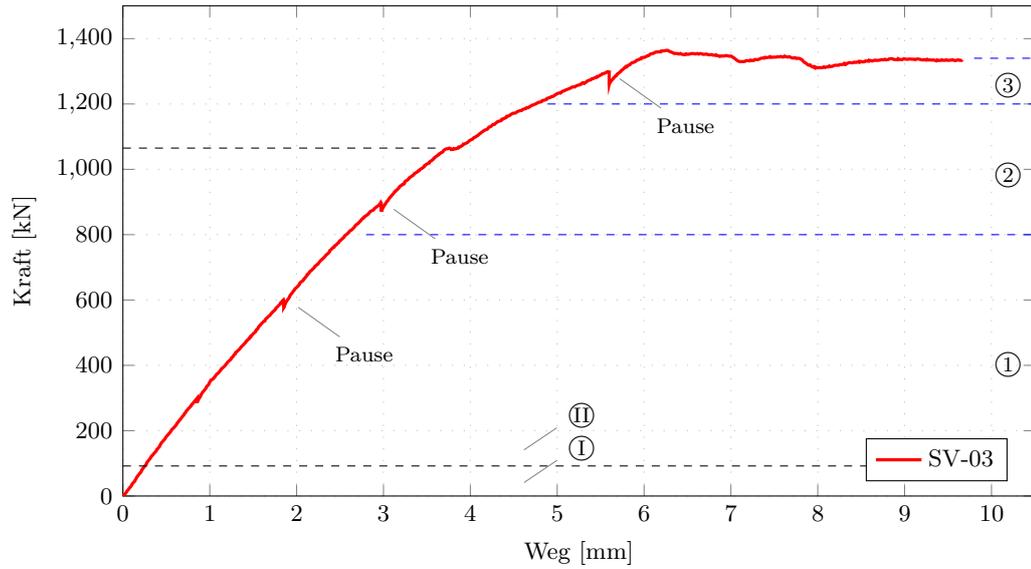


Abb. 4.7.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-03

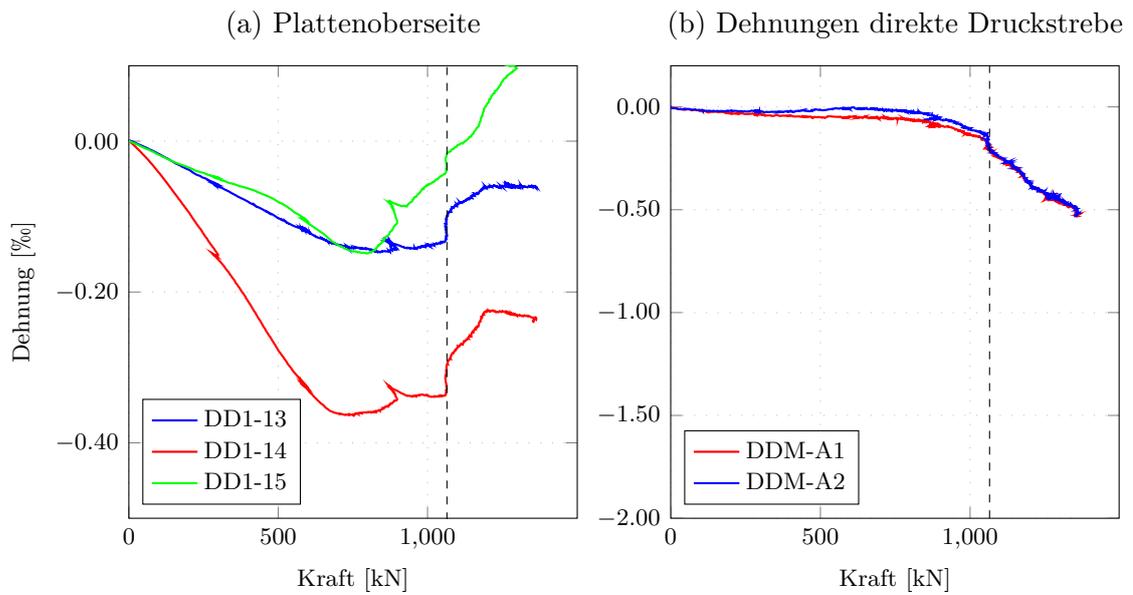


Abb. 4.8.: Schubversuch SV-03: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramm Plattenoberseite, (b) Überprüfung direkte Druckstrebe

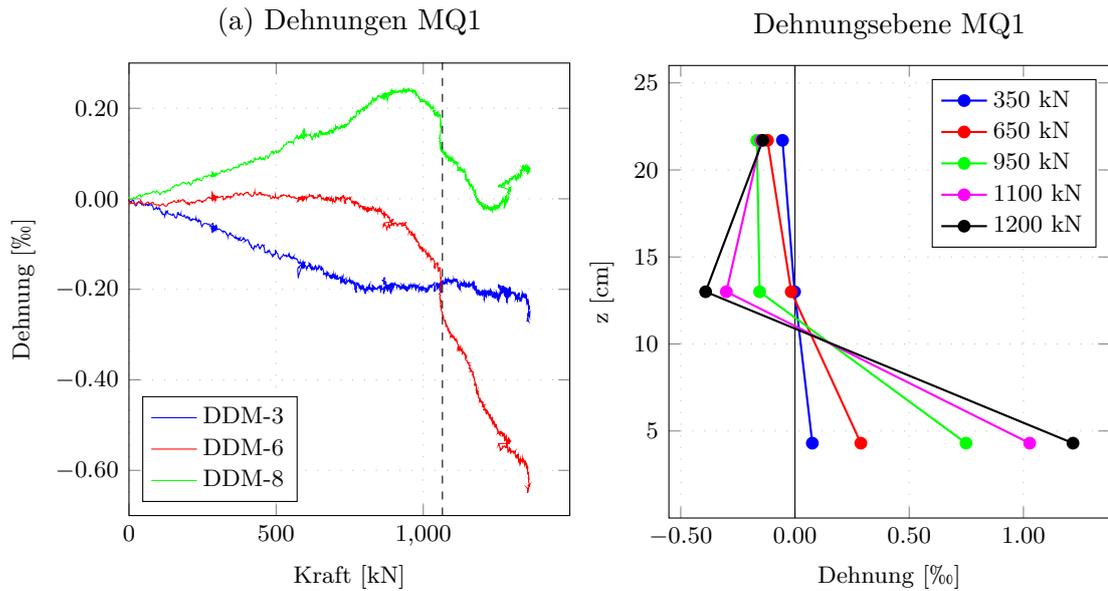


Abb. 4.9.: Schubversuch SV-03: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramme im Messquerschnitt 1, mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) erstellt (Positionen gleich wie bei der Vorderseite), (b) Dehnungsebene im Messquerschnitt MQ1

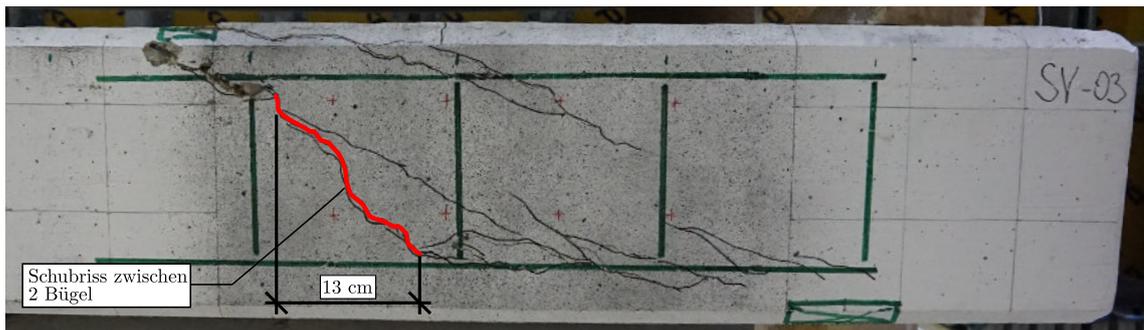


Abb. 4.10.: Detailrissbild von SV-03 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

4.5. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-04

Bei dem Schubversuch SV-04 handelt es sich um den querkraftbewehrten Schubversuch mit einer Zielbelastung von $V_{Em}/V_{Rm,max} = 0.415$. Die Lastpausen wurden bei 800kN, 1400kN und 1800kN eingelegt.

Im Bereich ① und ② des Kraft-Weg-Diagrammes (Abb.4.11) verhält sich die Platte gleich wie die beiden Schubversuche SV-02 und SV-03. Ab einer Last von 1400 kN nahm die Ausbildung der Schubriss zu, wodurch die leichte Reduzierung der Steifigkeit im Bereich ③ zu erklären ist. Mit dieser Steifigkeit von Bereich ③ wuchs die Traglast bis auf 1800 kN an. Nach dem Bereich ③ konnte die Traglast nur durch Kräfteumlagerungen innerhalb der Platte bis auf 1864 kN gesteigert werden. Die Dehnungsmessungen an der Plattenoberseite, siehe Abb.4.12, zeigen wieder einen Abfall der Dehnungen. Jedoch tritt dies erst bei einer Last von ca. 1100 kN auf, da durch den hohen Querkraftbewehrungsgrad die Schubriss

dementsprechend besser verdübelt wurden. Die Traglast von 1864 kN wird gleichzeitig auch als die Bruchlast der Platte definiert.

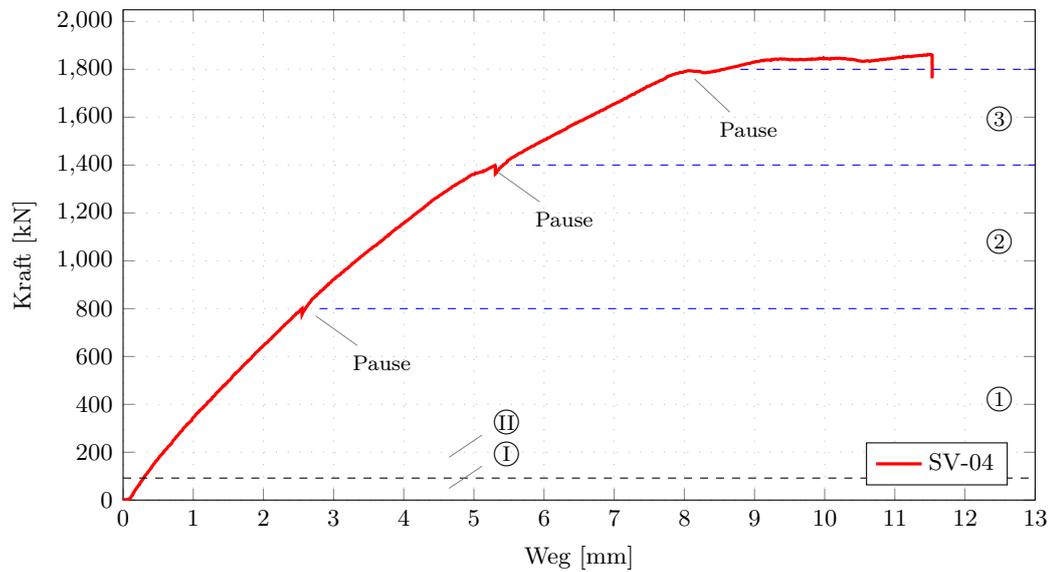


Abb. 4.11.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-04

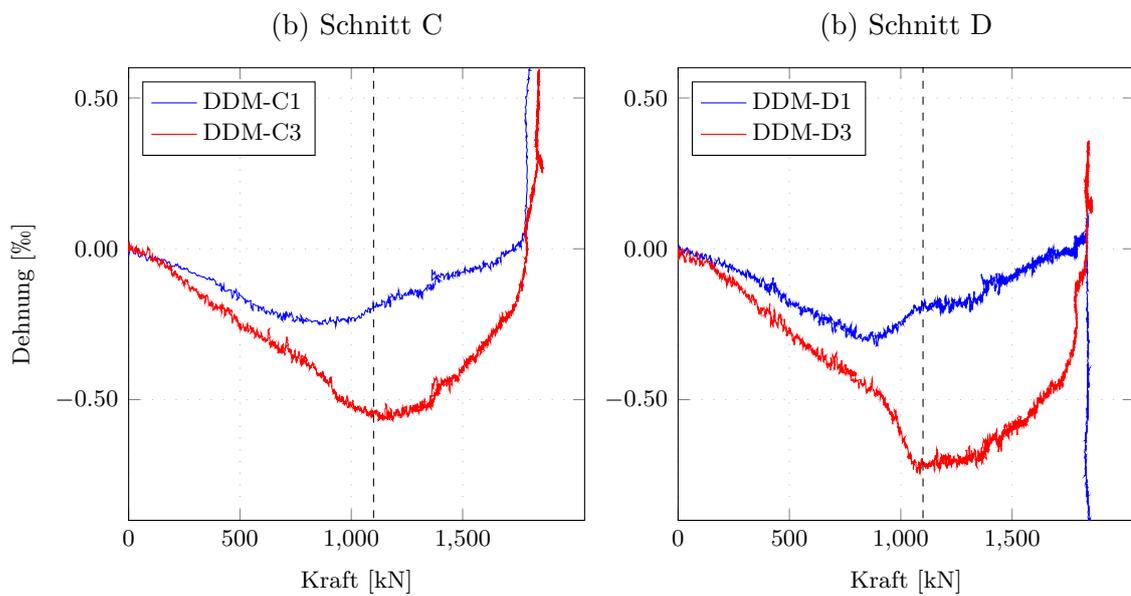


Abb. 4.12.: Schubversuch SV-04: Kraft-Dehnungs-Diagramme in den Messquerschnitten 1 und 3 an der Oberseite mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) erstellt; (a) Schnitt C, (b) Schnitt D

4.6. Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-05

Der Schubversuch SV-05 besitzt die gleiche theoretische Traglast wie SV-04. Es wurden keine Lastpausen eingelegt, sondern während der Versuchsdurchführung wurde bei den Belastungen von 950kN, 1400kN und 1880kN das Rissbild dokumentiert.

Im Bereich ①, ② und ③ weist die Platte das gleiche Last-Verformungsverhalten (Abb.4.13) wie der Schubversuch SV-04 auf. Auch von dem Ende des Bereichs ③ bis zu der Bruchlast von SV-04 (1864 kN) stimmt die Last-Verformungskurve überein, jedoch kam es bei dieser Last zu keinem markanten Belastungsabfall. Die Traglast stieg stetig, jedoch langsam an, dabei nahmen die Verformungen der Platte überproportional zu. Dies ist wiederum mit einer Kräfteumlagerung innerhalb der Platte zu erklären. Um das Versuchsende rascher herbeizuführen wurde bei einer Verformung von ca. 17mm die Vorschubgeschwindigkeit auf 0.20mm/min erhöht, wodurch der Kraftabfall und ein unstetiger Übergang zu erklären ist.

Die Auswertung der Kraft-Dehnungs-Diagramme, sowie die Dehnungsebenen von dem Schubversuch SV-05 ergaben ähnliche Resultate wie bei dem Schubversuch SV-04. Der Abfall der Dehnungen an der Plattenoberseite fand bei etwa 1250 kN statt und gleichzeitig stiegen die Dehnungen der direkten Druckstrebe zum Auflager hin leicht an. Bei einer Last von ca. 1820 kN (siehe Abb.4.29) entstand hinter dem maßgebenden Schubriss ein weiterer Riss. Dieser ist als sekundärer Effekt der Ausbildung eines Sprengwerks zu deuten. Ab der Entstehung dieses Risses nahmen die Dehnungen der direkten Druckstrebe schlagartig zu, somit bestätigt dies eine Kräfteumlagerung hin zu einem Sprengwerk. Die Traglast der Platte wird bei 1880 kN definiert, dies wird im nächsten Kapitel 4.7.2 noch genauer erläutert.

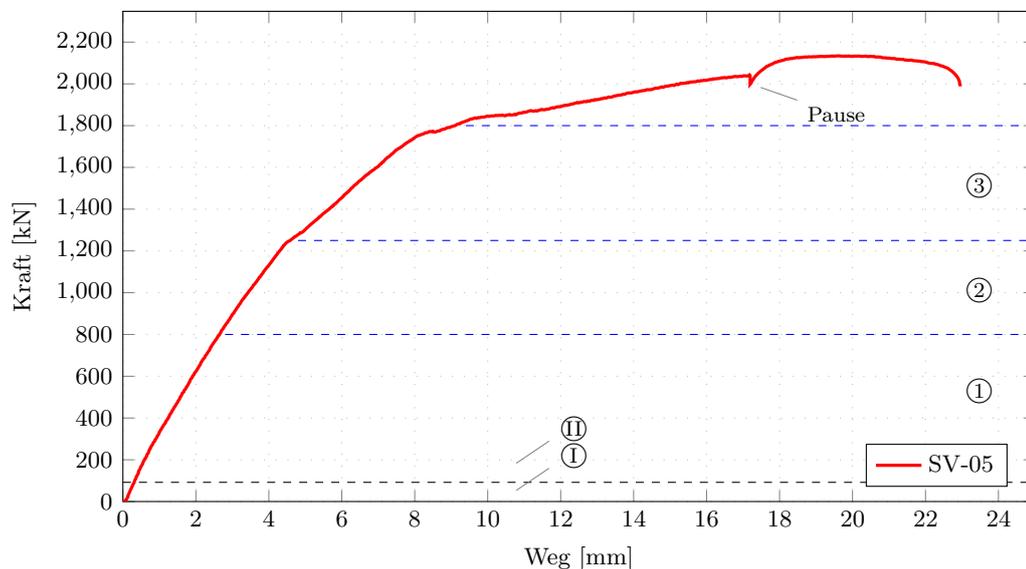


Abb. 4.13.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-05

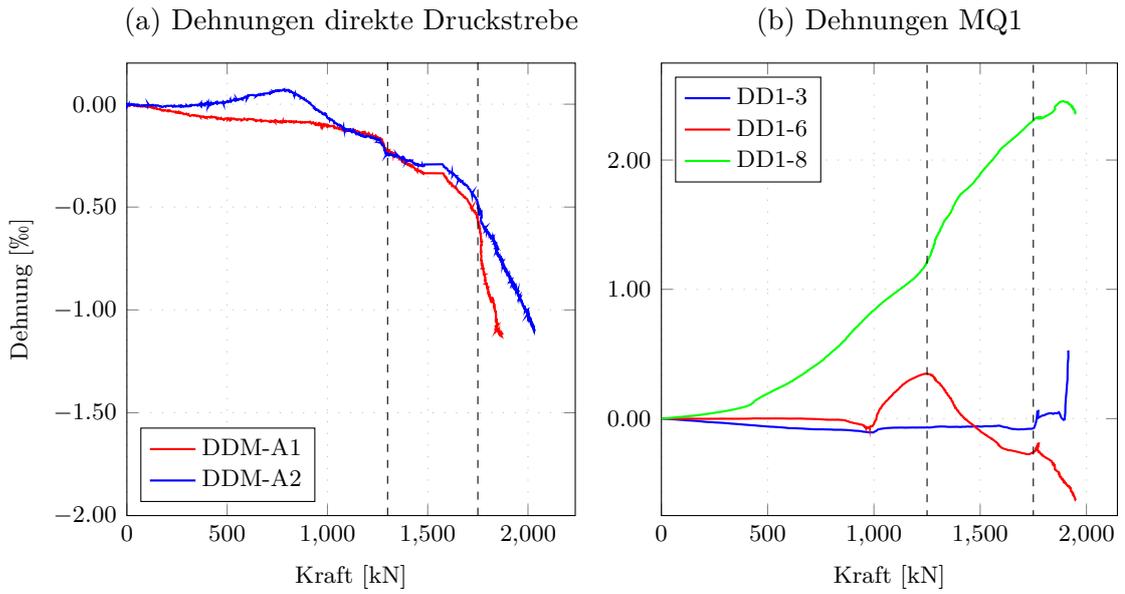


Abb. 4.14.: Schubversuch SV-05: Kraft-Dehnungs-Diagramm (a) für Überprüfung einer direkten Druckstrebe an der Plattenoberseite mittels DDM, (b) im Messquerschnitt 1 an der Vorderseite

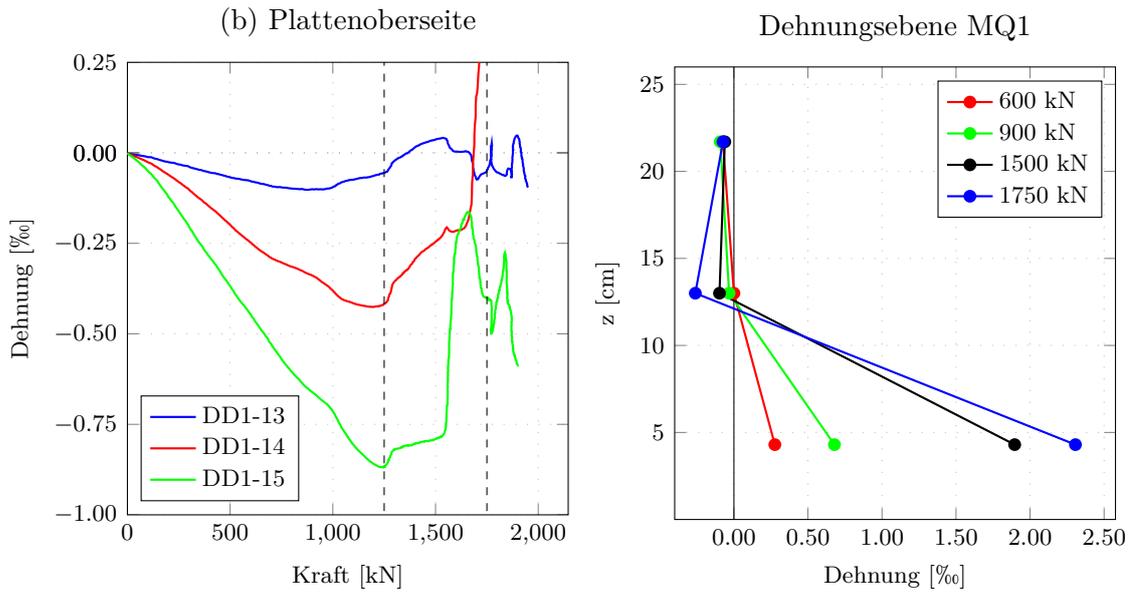


Abb. 4.15.: Kraft-Dehnungs-Diagramme von SV-05 in den Messquerschnitten 1, 2 und 3 an der Oberseite

4.7. Rissbilder und Rissentwicklung

Im Folgenden wird auf die Rissbilder bzw. die Rissentwicklung der Stahlbetonplatten genauer eingegangen. Die Rissbilder der einzelnen Platten wurden an der Vorder- bzw. Rückseite dokumentiert, sowie mit Hilfe eines digitalen Bildkorrelationsmesssystem gemessen. Mit dessen Hilfe konnte die Rissöffnung in Abhängigkeit der Belastungen gemessen werden, sowie nachträgliche Verschiebungs- bzw. Dehnungsmessungen durchgeführt werden. Die Rissbilder in Abhängigkeit der Laststufen, sowie die Rissbilder von der Vorder- bzw. Rückseite, können Anhang C entnommen werden.

4.7.1. Rissbilder nach dem Versagen

Die Abb.4.16 zeigt die Rissbilder nach dem Erreichen der Bruchlast für SV-01 bis SV-04. Das Rissbild von SV-05 wurde bei einer Laststufe von 1880 kN abgebildet, da die Traglast bzw. die Durchbiegung mit jener von Schubversuch SV-04 übereinstimmt.

Das Rissbild von SV-01 zeigt, dass sich in jeweils einer Hälfte der Platte ein maßgebender Schubriss bis zu dem Erreichen der zuvor definierten Traglast ausgebildet hat. Nach weiterer Laststeigerung bis zur Bruchlast entstand hinter dem maßgebenden Primärschubriss, in der jeweils linken und rechten oberen Hälfte der Stahlbetonplatte, noch ein zusätzlicher Riss. Zu dieser Entstehung der Risse kam es bei allen Schubversuchen, aber erst nach dem Erreichen der definierten Traglasten, sprich am Ende des duktilen Bereichs der Last-Verformungskurve. Womöglich sind diese durch sekundäre Effekte eines Sprengwerks entstanden, und wurden deswegen in der Abb.4.16 grau hinterlegt und zusätzlich noch mit \textcircled{I} bezeichnet.

Die Rissbilder von SV-02 bis SV-05 sind sehr ähnlich. Auffällig ist die Entstehung der Risse vom Übergang der unteren Längsbewehrung auf das Durchstanzelement, siehe Abb.4.17. Diese entstehen in der „linken Versagensseite“, sowie auch in der „rechten querkraftsicheren Seiten“. Die Ausprägung dieser Risse ist bei den Schubversuchen SV-04 und SV-05 (hoher Querkraftbewehrungsgrad) noch deutlicher als bei den Schubversuchen SV-02 und SV-03 (niedriger Querkraftbewehrungsgrad).

In der Abb.4.17 ist das Rissbild von SV-05 mit eingezeichneter Bewehrung am Ende der Versuchsdurchführung abgebildet.

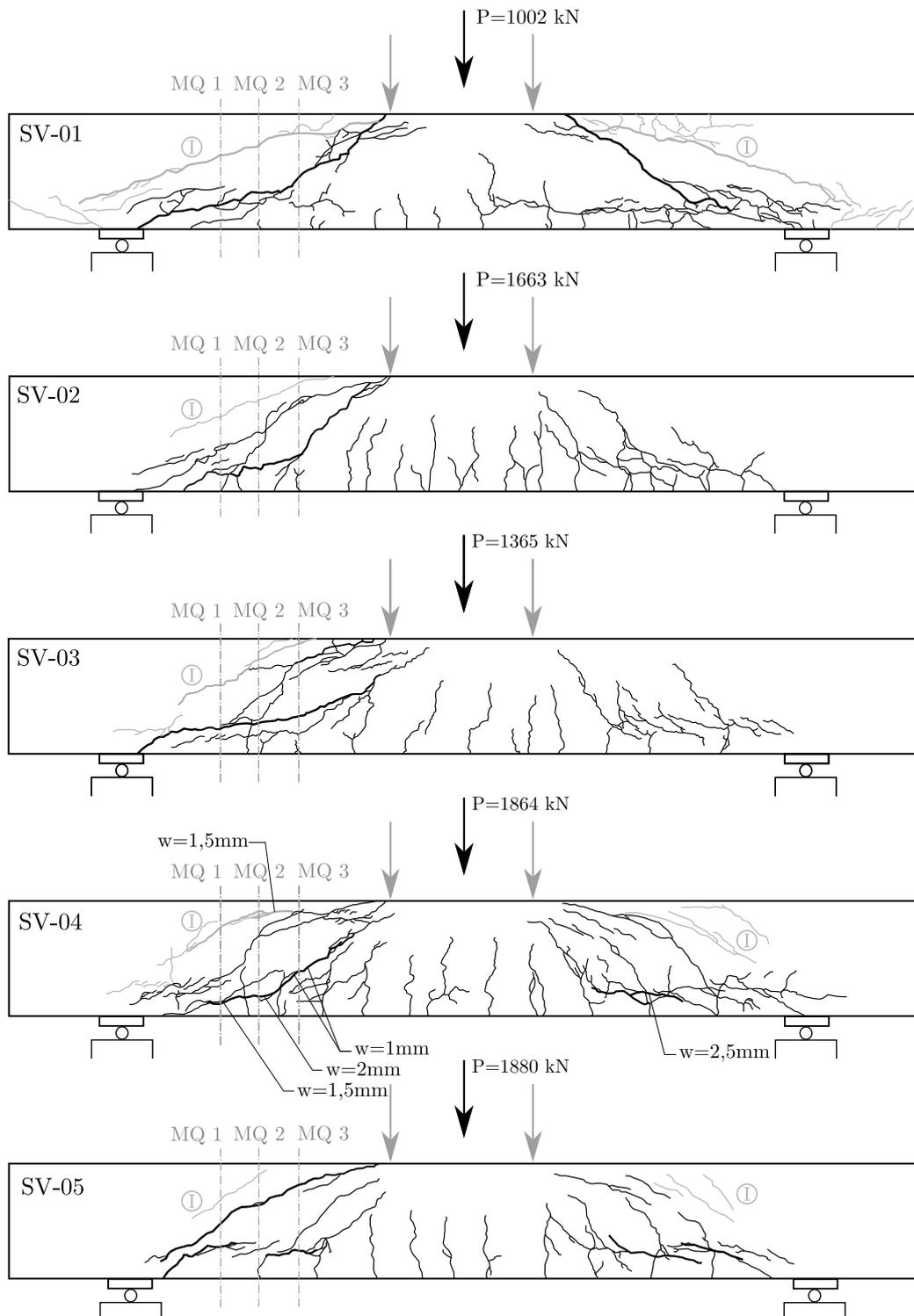


Abb. 4.16.: Vergleich der Rissbilder von SV-01 bis SV-05 an der Vorderseite

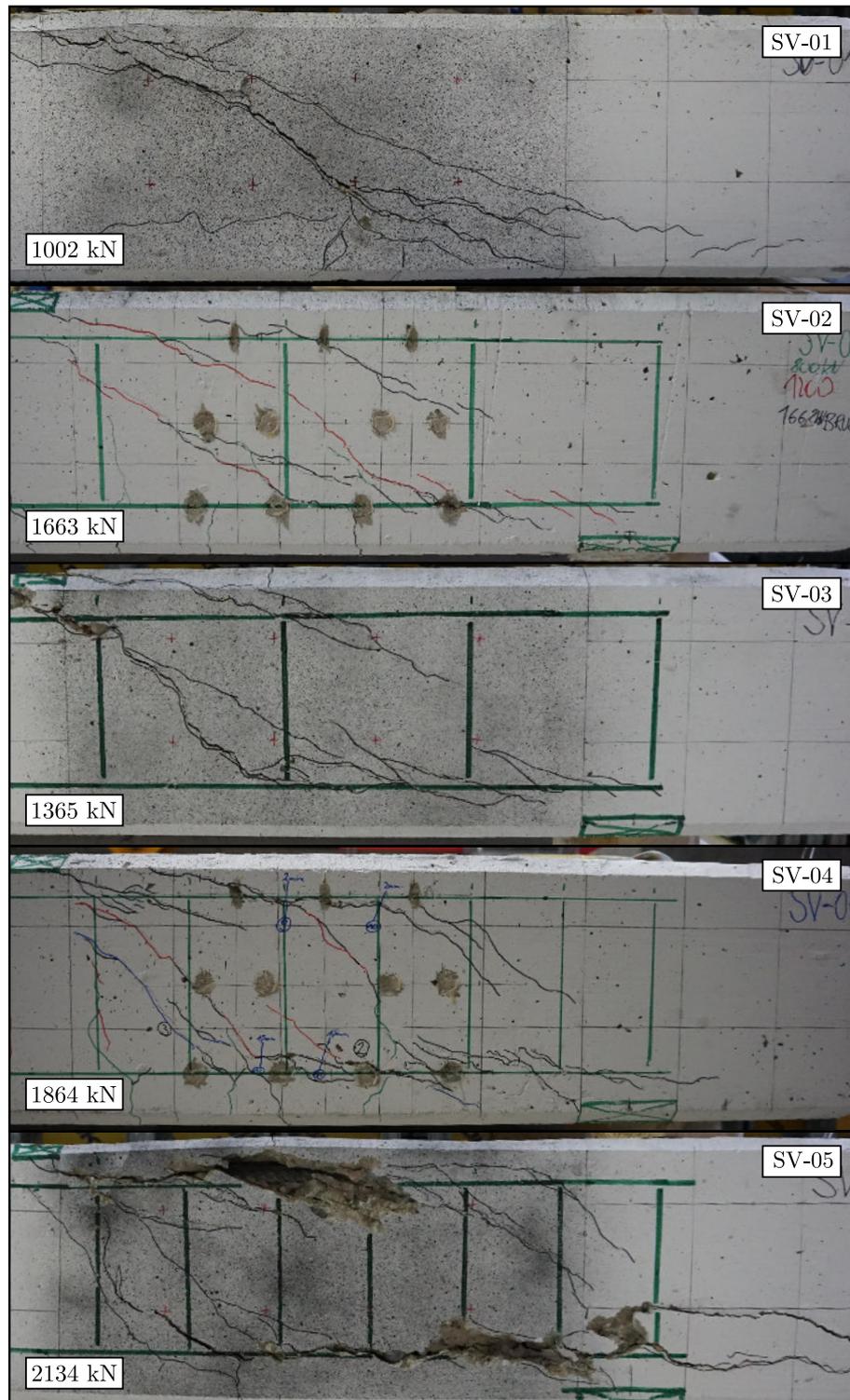


Abb. 4.17.: Vergleich der Rissbilder von SV-01 bis SV-05 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

4.7.2. Entstehung der Schubrisse

Querkraftunbewehrte Stahlbetonplatte SV-01

Die folgende Abb. 4.18 zeigt die Entstehung der Risse im Verlauf des Versuchs. Als zusätzliche Information wurde in den Abbildungen eine rechnerisch ermittelte Druckzonenhöhe x , auf Grundlage der linear-elastischen Werkstoffeigenschaften, eingezeichnet. Bis zu einer Laststufe von ca. 570kN bildeten sich Biegerisse aus. Bei weiterer Steigerung der Last auf ca. 730kN, kurz vor dem Erreichen der ersten Unstetigkeit in Bereich ② der Last-Verformungskurve (Abb.4.1), drehten die Biegerisse an deren Risspitze in Richtung der Lasteinleitung ab, siehe Abb. 4.18(a). Nach geringfügiger Laststeigerung wuchs der maßgebende Schubriss schlagartig in die Druckzone der Platte (Abb.4.18(b)), womit auch die Unstetigkeit im Bereich ② und auch die deutlich reduzierte Steifigkeit im Bereich ③ der Last-Verformungskurve (Abb.4.1) zu erklären ist. Mit dieser Steifigkeit stieg die Traglast der Platte bis 942kN weiter an, wobei sich der Schubriss deutlich ausbildete (Abb.4.18(c)). Zusätzlich zu den Primärrissen entstanden auf der Höhe der unteren Längsbewehrung Risse längs der Biegebewehrung.

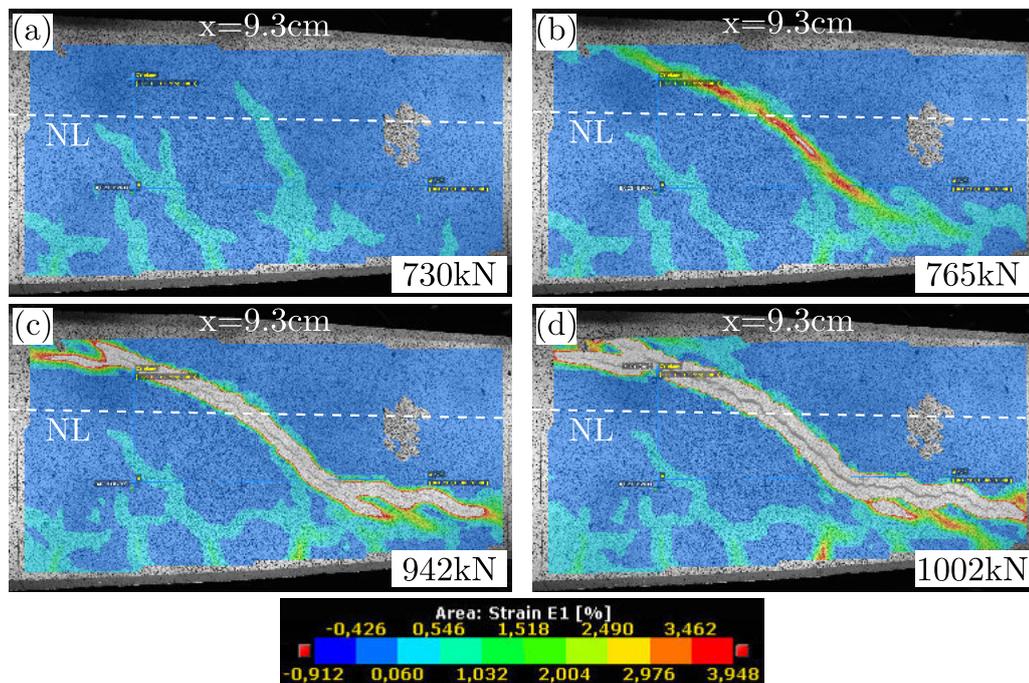


Abb. 4.18.: Entstehung der Schubrisse bei SV-01

Es wurden noch zusätzlich die vertikalen Verschiebungen der Platte ausgewertet, siehe Abb.4.19. Diese zeigen, dass ab einer Last von 942 kN bis zu der Bruchlast von 1002 kN nur mehr eine Öffnung des Schubrisses statt fand.

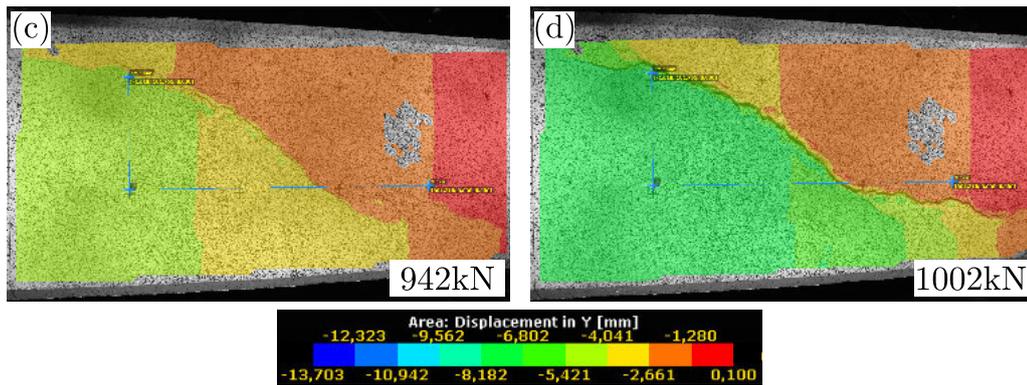


Abb. 4.19.: Vertikale Verformung der Stahlbetonplatte SV-01

Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-02

Bei dem Schubversuch SV-02 wurde mit dem optischen Bildkorrelationsmesssystem von oben auf die Platte gemessen, um auf den Schubrissverlauf in dieser schließen zu können, siehe Kapitel 3.7.5. Es sei hier nochmals darauf hingewiesen, dass mit dieser Messanordnung eigentlich die Dickenänderung der Platte in Abhängigkeit der Belastung gemessen wird. In weiterer Folge wird dies als Rissöffnung bezeichnet, damit sind die aufsummierten Rissbreiten in einem Schnitt bzw. Punkt der Platte zu verstehen.

Die Rissverläufe wurden in drei Schnitten der Schubversuchsplatte bestimmt. Die genaue Lage dieser Rissverläufe kann der Abb.3.22 entnommen werden. Auszugsweise ist im folgenden ein Rissverlauf (Abb.4.21) für den Schnitt RV2 angeführt. Es ist ersichtlich, dass die Rissöffnungen über die Plattenbreite gleichmäßig sind und nur geringe Abweichungen aufweisen. Erst bei Zunahme der Belastung entstehen geringfügige Unterschiede. Die Rissöffnungen zwischen dem Auflager und der Krafteinleitung sind mit bis zu 2.2 mm am größten (Schnitt RV2) und nahe dem Auflagerbereich mit bis zu 0.8 mm am kleinsten (Schnitt RV1).

In Abb.4.22 sind die Rissöffnungen aller Messpunkte in Abhängigkeit der Laststufen dargestellt. Es ist ersichtlich, dass ab einer Laststufe von 900kN die Rissöffnungen zunehmen und bis zu der Bruchlast annähernd gleichmäßig anwachsen. Die restlichen Abbildungen der Rissverläufe können dem Anhang C entnommen werden.

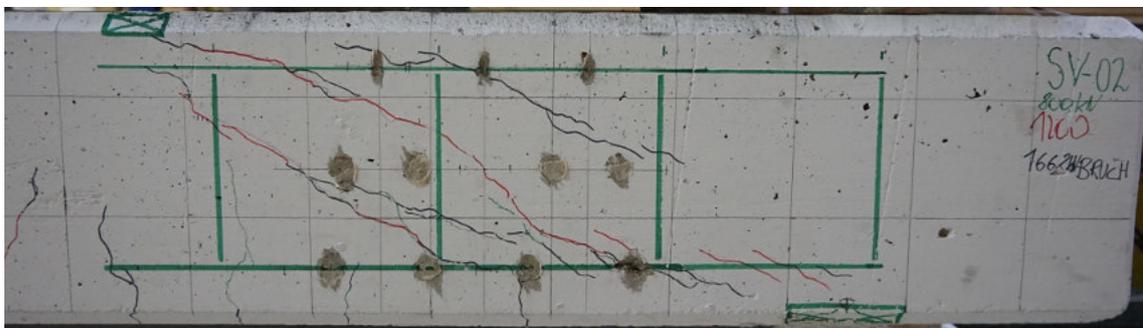


Abb. 4.20.: Detailrissbild von SV-02 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

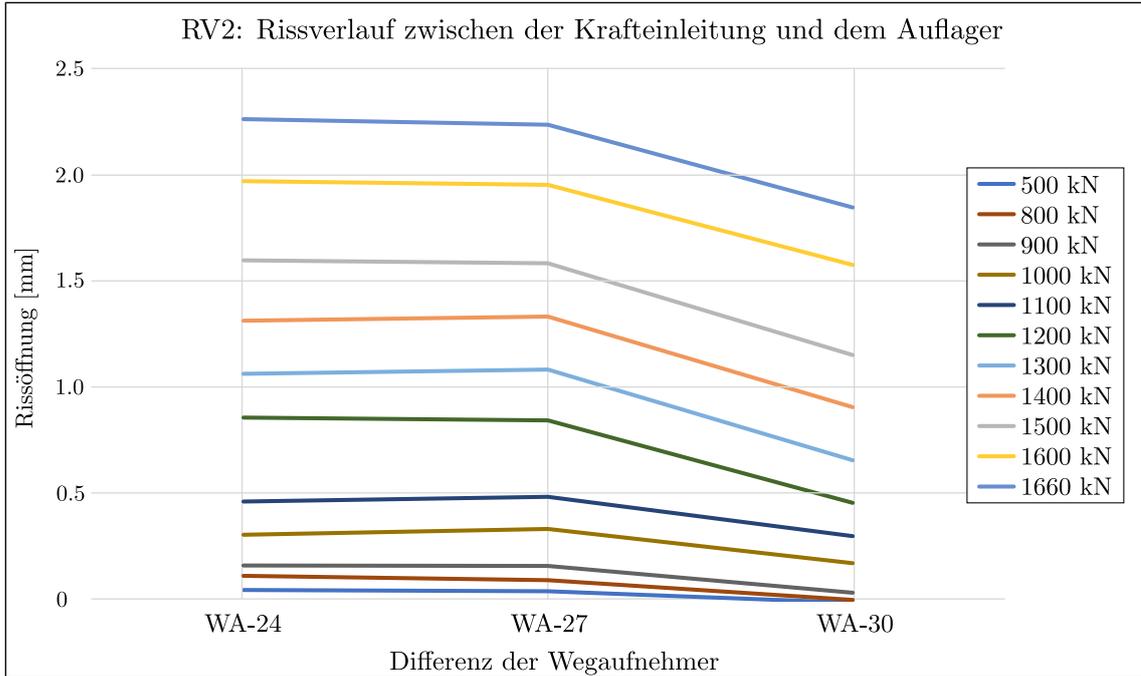


Abb. 4.21.: Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-02, zwischen dem Auflagerbereich und der Lasteinleitung

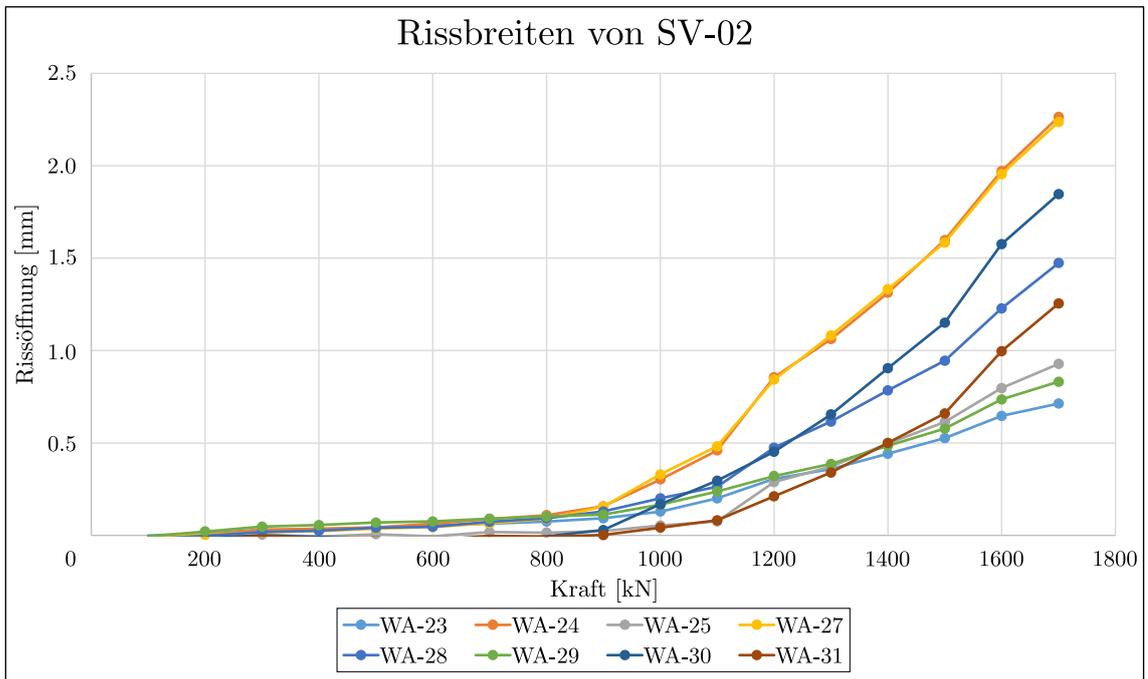


Abb. 4.22.: Rissbreiten von Schubversuch SV-02 in Abhängigkeit der Laststufen

Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-03

Bis zu der Laststufe von ca. 600kN bildeten sich Biegerisse aus (Abb.4.23(a)), die dann bei weiterer Laststeigerung (Abb.4.23(b)) bis ca. 890kN an ihrer Rissspitze zur Lasteinleitung hin abdrehen. Die Abb.4.23(c) zeigt den zum späteren Versagen führenden Schubriss bei einer Belastung von 1040kN. Dabei wächst dieser schon leicht in die Druckzone hinein. Nach geringfügiger Erhöhung der Belastung nimmt die Ausbildung dieses Schubrisses abrupt zu und reduziert die Druckzonenhöhe drastisch, siehe Abb.4.23(d).

Somit ist auch die Unstetigkeit in der Last-Verformungskurve (Abb.4.7) im Bereich ② zu erklären und die leicht reduzierte Steifigkeit der Stahlbetonplatte im Bereich ③. Mit dieser Steifigkeit wuchs die Traglast der Schubversuchsplatte noch bis auf 1365kN an, wobei sich der Schubriss, wie Abb.4.23(e) zeigt, deutlich öffnete.

Nach dem Erreichen der maximalen Traglast von 1365kN, lagerten sich die Kräfte in der Platte in eine direkte Druckstrebe um, und gleichzeitig fand die Bildung des Sekundär-risses hinter dem Primärschubriss, siehe Abb.4.23(f), statt. Damit ist auch das duktile Tragverhalten der Stahlbetonplatte zu erklären. Die vertikalen Verschiebungen der Platte (Abb.4.24) zeigen ebenfalls, dass ab einer Last von 1365 kN bis zu der Bruchlast von 1350 kN nur mehr eine Öffnung der Risse statt fand.

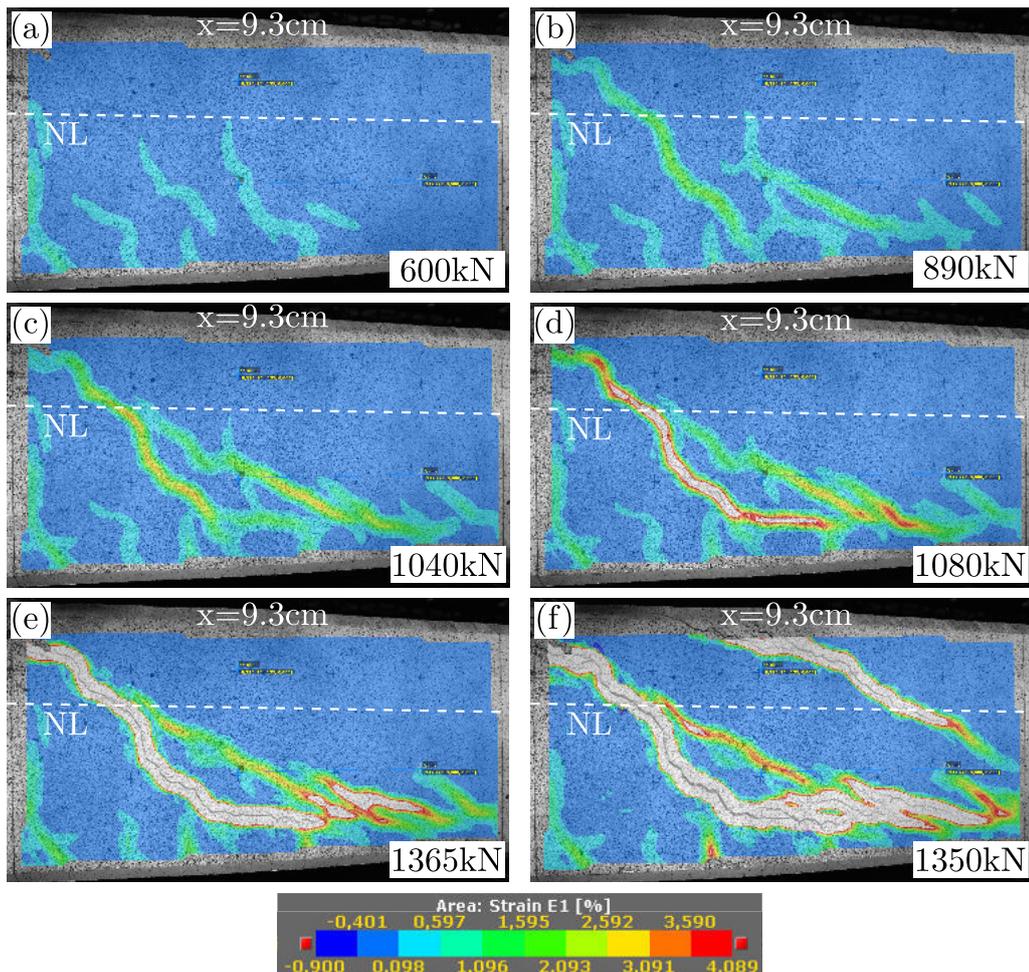


Abb. 4.23.: Entstehung der Schubrisse bei SV-03

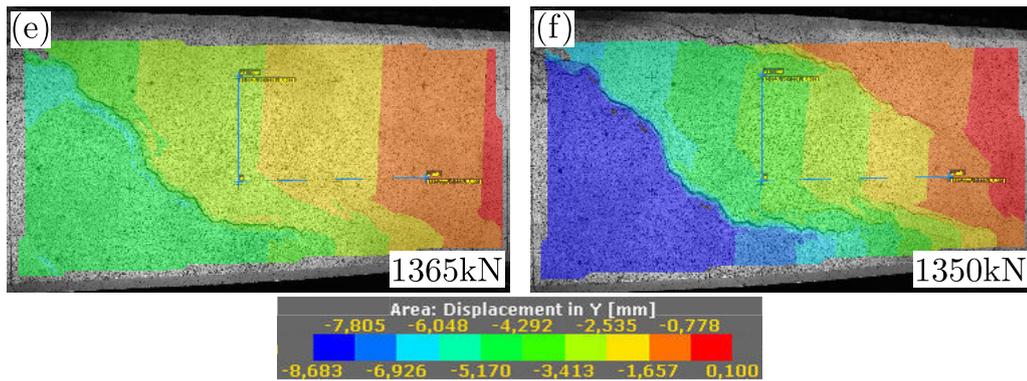


Abb. 4.24.: Vertikale Verformung der Stahlbetonplatte SV-03

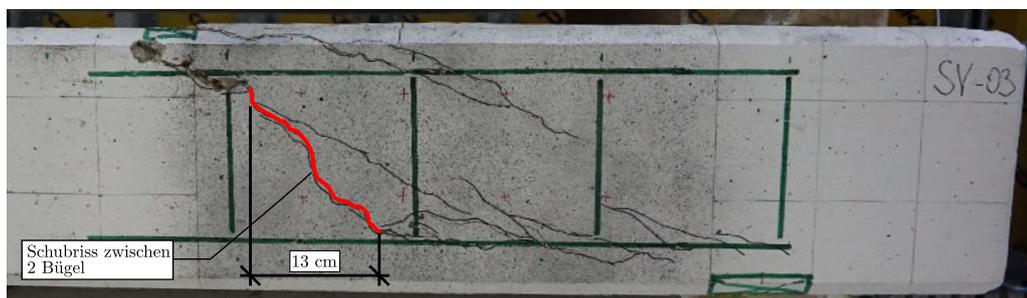


Abb. 4.25.: Detailrissbild von SV-03 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-04

Die Anordnung der Rissverläufe erfolgte analog zu dem Schubversuch SV-02. Die Rissverläufe sind ähnlich wie jene von der Stahlbetonplatte SV-02. Es bestehen nur geringe Abweichungen der Rissverläufe über die Plattenbreite (Abb.4.26).

In Abb.4.27 sind die Rissöffnungen aller Messpunkte in Abhängigkeit der Laststufen dargestellt. Es ist ersichtlich, dass ab einer Laststufe von 1100 kN die Rissöffnungen zunehmen und bis zu der Last von 1800 kN annähernd gleichmäßig anwachsen. Ab einer Last von 1800 kN nehmen die Rissöffnungen bis zu der Bruchlast bei 1864 kN überproportional zu. Dies spiegelt den duktilen Bereich der Last-Verformungskurve wider.

Bei einer Belastung von 1800 kN wurden während der Versuchsdurchführung an ausgewählten Stellen die Rissbreiten gemessen. Diese lagen im Bereich zwischen 1 mm und 2 mm, korrelieren also mit den Auswertungen der Rissbreitenverläufe bzw. -öffnungen. Die restlichen Abbildungen der Rissverläufe können dem Anhang C entnommen werden.

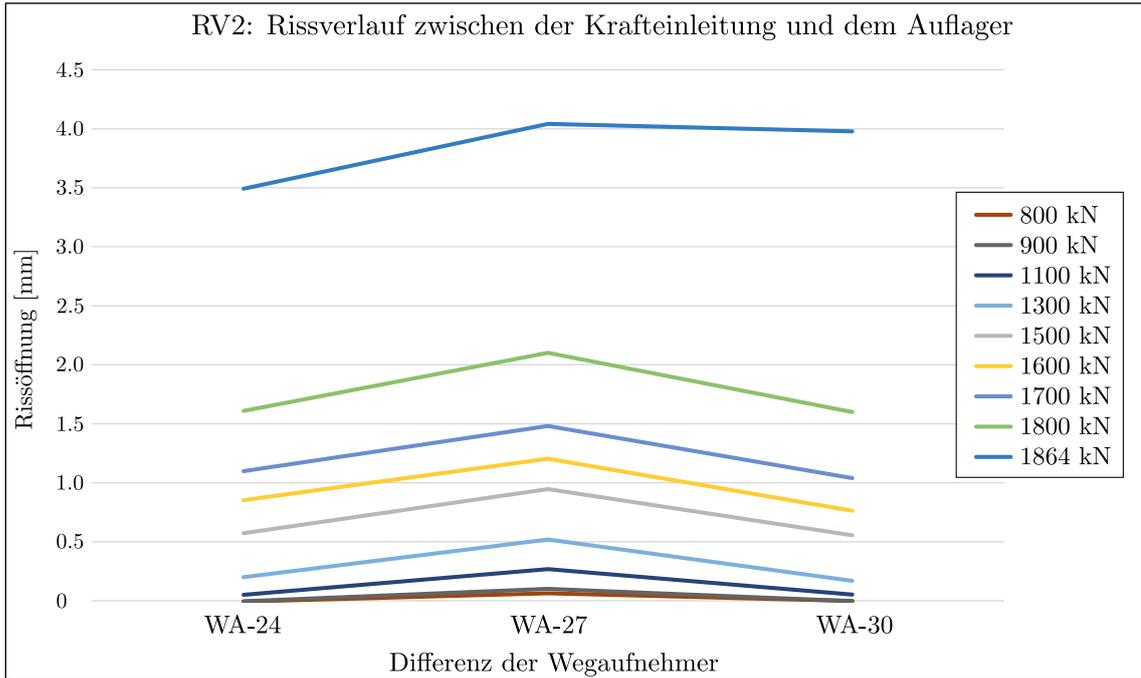


Abb. 4.26.: Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-04, zwischen dem Auflagerbereich und der Lasteinleitung

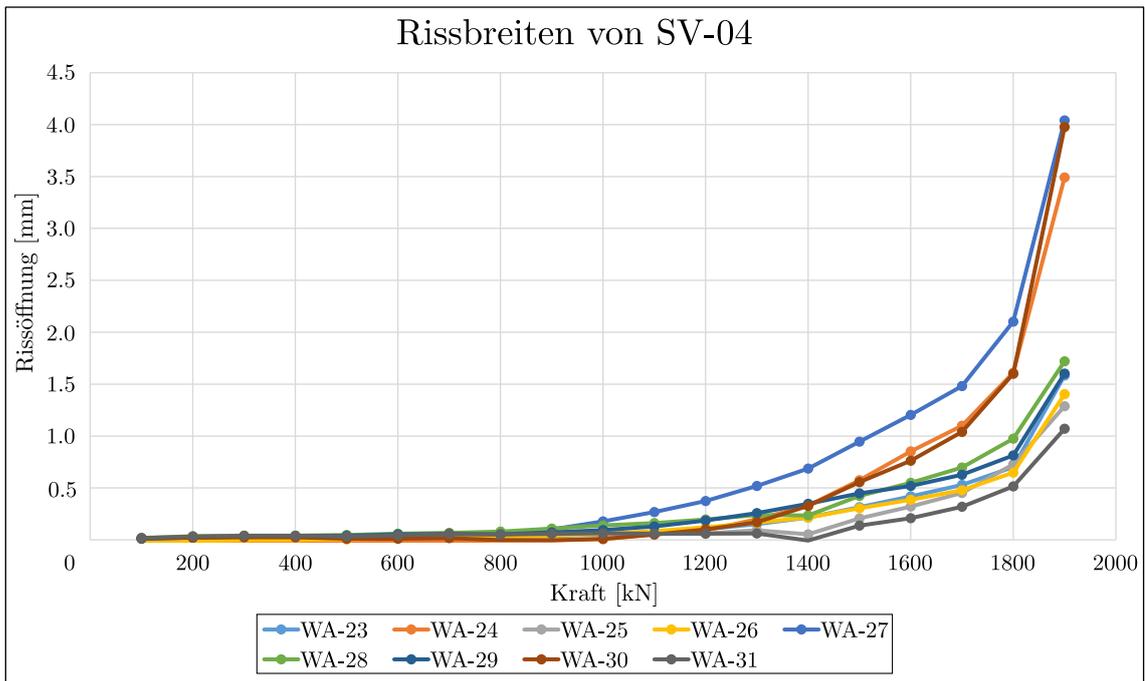


Abb. 4.27.: Rissbreiten von Schubversuch SV-04 in Abhängigkeit der Laststufen

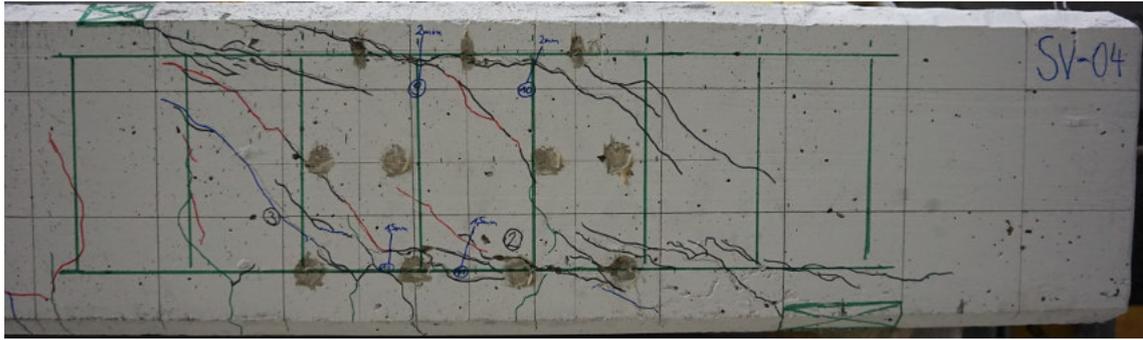


Abb. 4.28.: Detailrissbild von SV-04 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

Querkraftbewehrte Stahlbetonplatte SV-05

Die Schubversuchsplatte SV-05 wies am Anfang ein ähnliches Verhalten auf wie die zuvor beschriebenen Versuche. Zuerst fand die Biegerissbildung statt (Abb.4.29(a)) und anschließend die Abdrehung der Risse hin zur Lasteinleitung (Abb.4.29(b)). Danach bildete sich wieder ein maßgebender Schubriss, siehe Abb.4.29(c). Bei geringfügiger Laststeigerung bildete sich links davon ein weiterer Schubriss bis zu der Druckzone aus (Abb.4.29(d)). Diese Schubrisse bewirkten eine Reduzierung der Steifigkeit, womit der flachere Verlauf der Last-Verformungskurve (Abb.4.13) im Bereich ③ zu erklären ist.

Am Ende des Bereichs ③, wo die Last-Verformungskurve von SV-05 deutlich abflacht, hat sich ein horizontal verlaufender Riss gebildet, welcher in der Abb.4.29(e) bei einer Laststufe von 1760kN gut erkennbar ist. Der horizontale Trennriss bildete sich genau an dem Übergang von der Oberkante der unteren Längsbewehrung auf die Unterkante der Unterstützungsleiter aus. Dieser trennte die Zugbewehrung von dem restlichen Querschnitt der Stahlbetonplatte oberhalb des Risses, wodurch sich im unteren Bereich des Querschnitts eine konstante Zugdehnung über die Länge des Bauteils ausbilden konnte. Dies deutet phänomenologisch darauf hin, dass sich zum Teil eine Sprengwerkwirkung ausgebildet hat. Bei weiterer Belastung zeigt die Abb.4.29(f) wieder die Ausbildung des Risses hinter den Schubrisse zufolge sekundärer Effekte eines Sprengwerkes.

Um einen signifikanten Kraftabfall herbeizuführen, wurde die Versuchsdurchführung trotzdem weiter fortgesetzt. Bei dem Schubversuch SV-04 kam es schon früher zu diesem markanten Lastabfall. Um nun die Traglasten dementsprechend vergleichen zu können, wurde die Traglast des Schubversuches SV-05, aufgrund der Sprengwerkwirkung, bei der gleichen Durchbiegung wie SV-04 bestimmt. Dies zeigt Abb.4.29(f) bei einer Laststufe von 1880kN und einer Durchbiegung von 11.5mm.

Anzumerken ist, dass bei Stahlbetonbauteilen mit einer Bügelbewehrung als Querkraftbewehrung die Ausbildung dieses horizontalen Trennrisses erschwert wird. Denn die Bügelbewehrung umschließt die Längsbewehrung, sodass sich diese auf der Bügelbewehrung abstützen kann. Da die Unterstützungsleitern nur auf die Längsbewehrung aufgesetzt wurden, muss für einen funktionierenden Kraftfluss die Druckstrebe der Fachwerkanalogie über die Verbundspannung des Betons in die Unterstützungsleiter eingeleitet werden. Dies scheint für die Schubversuche SV-04 und SV-05 nicht mehr zu funktionieren, da die Zielbelastung von $V_{Em}/V_{Rm,max} = 0.415$ nicht erreicht werden konnte.

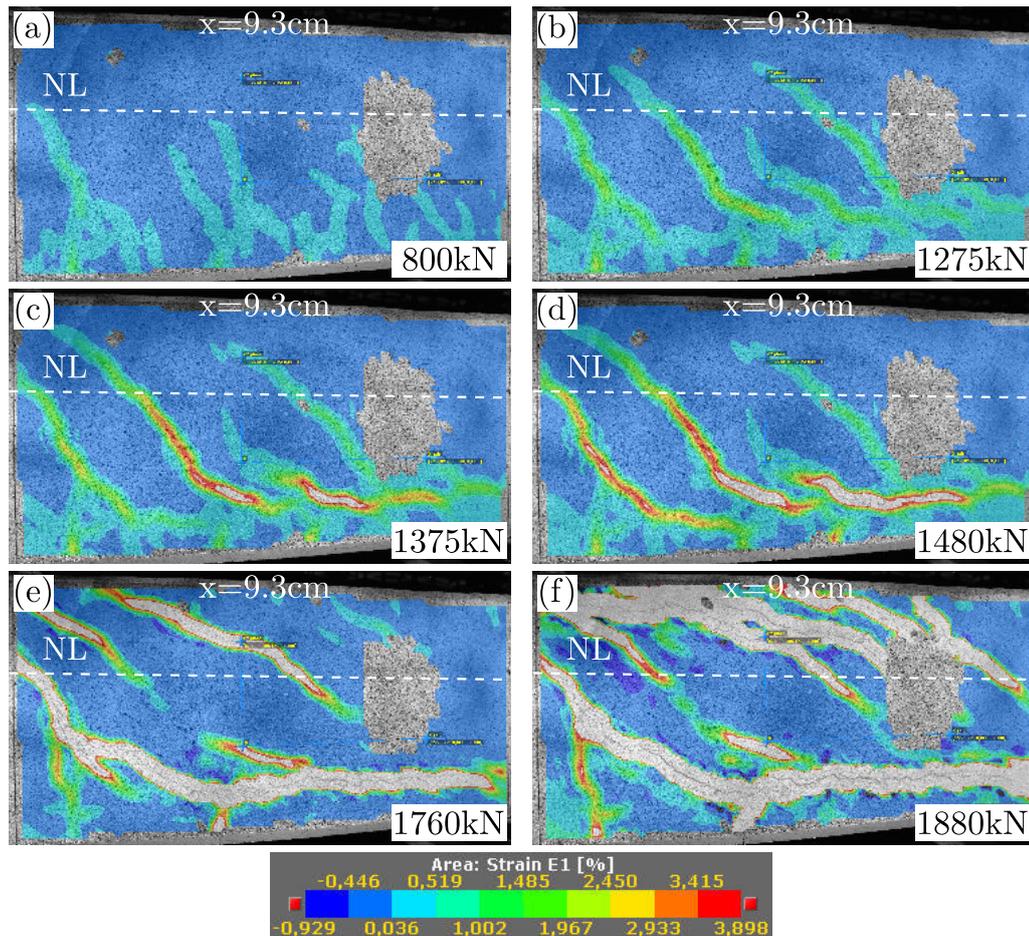


Abb. 4.29.: Entstehung der Schubrisse bei SV-05



Abb. 4.30.: Detailrissbild von SV-05 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

In der Abb.4.31 für die vertikalen Verschiebungen der Stahlbetonplatte ist ebenfalls die Entstehung des horizontalen Risses deutlich erkennbar.

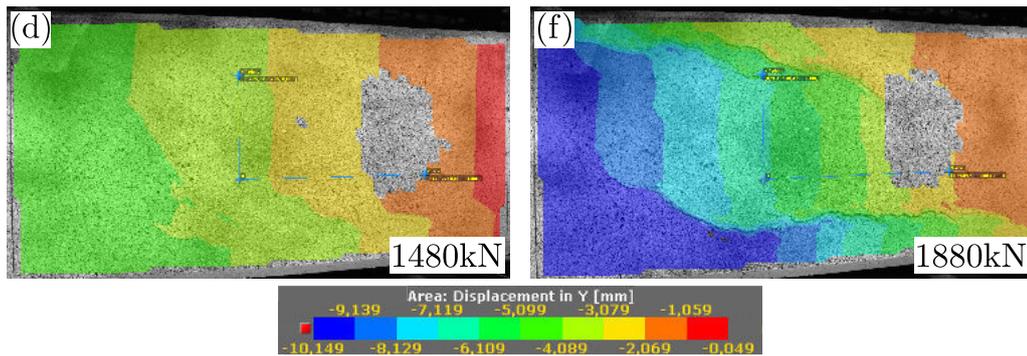


Abb. 4.31.: Vertikale Verformung der Stahlbetonplatte SV-05

4.8. Vergleich der Querkrafttragfähigkeiten

Die Tab.4.1 gibt Aufschluss über Betonier- und Prüfzeitpunkte. Für die Nachrechnung der Versuchsserie wurde für die Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} der Mittelwert der Begleiterkörperprüfungen vom 13.12. bis 15.12. verwendet.

Platten	Betonage	Testdatum [dd.mm.]	Betonalter [Tag]	f_{cm} [MPa]
SV-01		11.12.	32	-
SV-02		12.12.	33	-
SV-03	09.11.2017	13.12.	34	32.3
SV-04		14.12.	35	33.7
SV-05		15.12.	36	33.3
Mittelwert				33.1

Tab. 4.1.: Betonalter und ermittelte Druckfestigkeit nach EC2 [7]

Im Folgenden werden die theoretisch errechneten Traglasten der Stahlbetonplatten nach [6] mit den Ergebnissen der experimentellen Schubversuche verglichen. Für den Vergleich und eine statistische Auswertung wurde auf Basis der experimentellen Zylinderprüfkraft die vorhandene Querkraft im Abstand d vom Auflager ermittelt und anschließend der Mittelwert der zusammengehörigen Versuchskörper gebildet (siehe Tab.4.2).

Die Stahlbetonplatte SV-01 besitzt eine Bruchlast von 1002 kN. Für den Vergleich zwischen der experimentellen Traglast und der berechneten wurde die Schubbrisslast von 765 kN als die Tragfähigkeit der Platte verwendet, da bei dieser der maßgebende Schubriss entstand. Die Traglast konnte nur durch die Ausbildung eines Sprengwerks weiter gesteigert werden.

Die beiden Schubversuche SV-02 und SV-03 besaßen den gleichen Querkraftbewehrungsgrad ρ_w und somit auch die gleiche theoretische Traglast. Bei der Platte SV-02 konnte die Querkraftbewehrung rechnerisch vollständig aktiviert werden. Dieser überschritt die theoretische Traglast um 19%. Bei dem Schubversuch SV-03 bildete sich der maßgebende Schubriss genau zwischen zwei Querkraftbewehrungsbügel aus. Dies erklärt die im Vergleich zu dem Schubversuch SV-02 kleinere Traglast.

Versuch	Zylinderkraft	Gewichte	Querkrafttragfähigkeit			
	F_{exp} [kN]		G_0 [kN]	V_{exp} [kN]	V_{calc} [kN]	$V_{\text{exp}} / V_{\text{calc}}$
SV-01	765	18.93	391.97	386.37	1.02	1.02
SV-02	1663	18.93	840.97	709.70	1.19	1.08
SV-03	1365		691.97	709.70	0.97	
SV-04	1864	18.93	941.47	1231.54	0.76	0.77
SV-05	1880		949.47	1231.54	0.77	

Tab. 4.2.: Vergleich der Querkrafttragfähigkeit aus den experimentellen Untersuchungen mit den theoretisch errechneten Traglasten

Die Stahlbetonplatten SV-04 und SV-05 wiesen bis zu einer Last von 1864kN ein nahezu identisches Verhalten auf. Ebenso wie bei dem Schubversuch SV-01, besaß die Stahlbetonplatte SV-05 eine höhere Bruchlast (2134kN), als ihr an Traglast (1880kN) zugeschrieben wurde. Dies wurde schon im Kapitel 4.7.2 beschrieben. Bei den beiden Schubversuchen SV-04 und SV-05 konnte die errechnete Traglast nicht erreicht werden, wengleich durch die Unterstüztungsleitern eine größere Tragfähigkeit erzielt werden konnte.

Aufgrund des Vergleichs der erreichten Traglasten mit den theoretisch errechneten Tragfähigkeiten der Schubversuchsserie, siehe Abb.4.32, kann abgeleitet werden, dass für das Verhältnis von $V_{\text{Em}}/V_{\text{Rm,max}} = 0.25$ (SV-02/03) die Anwendung der Unterstüztungsleiter als Querkraftbewehrung funktioniert hat. Die Bemessung erfolgte analog zur Querkraftbemessung nach [6] bzw. [7]. Ein prinzipieller Grenzwert für die Anwendung der Unterstüztungsleitern als Schubbewehrung, welcher in der DIN EN 1992-1-1 [6] existiert, kann somit bestätigt werden.

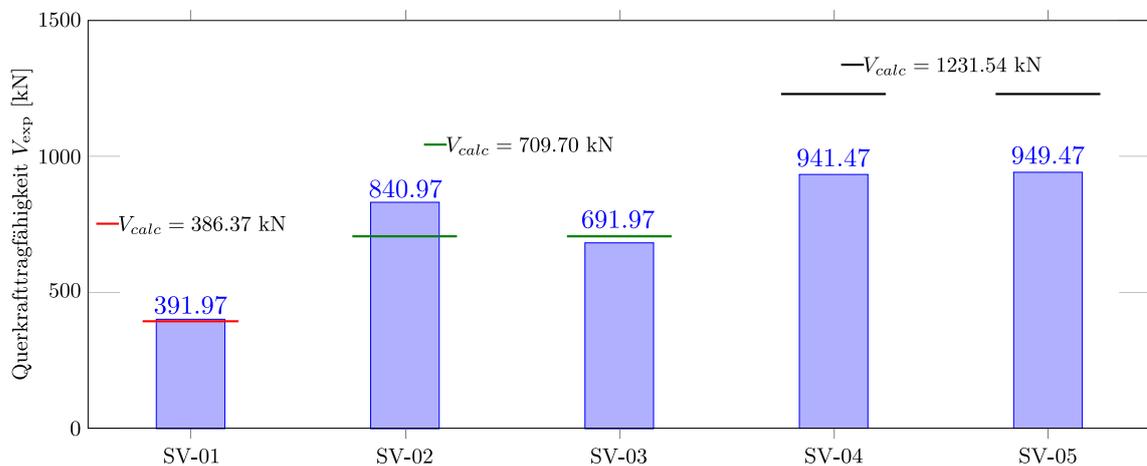


Abb. 4.32.: Vergleich der geprüften Tragfähigkeit von SV-01 bis SV-05 mit V_{calc}

Es ist noch anzumerken, dass laut DIN EN 1992-1-1 [6] und auch nach ÖNORM EN 1992-1-1 [7] der Grenzwert $V_{\text{Ed}}/V_{\text{Rd,max}}$ für die Anwendung der Unterstüztungsleitern auf die Designwerte bezogen ist. Die geprüften Verhältnisse der Querkrafteinwirkung zur maximalen Betondruckstrebenkraft wurden auf der Mittelwertbasis der Festigkeitskennwerte und mit einem globalen Sicherheitswert von $\gamma = 1.00$ berechnet. Um bei einer späteren Bemessung die Sicherheiten nicht doppelt zu berücksichtigen, kann das geprüfte Verhältnis

von $V_{Em}/V_{Rm,max}$ um den Faktor $\gamma_c = 1.50$ ($f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc}/\gamma_c$) erhöht werden. Da bei der Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 die Betonfestigkeit noch zusätzlich mit dem Faktor $\alpha_{cc} = 0.85$ abgemindert wird, kann das geprüfte Verhältnis nach [6] noch durch α_{cc} dividiert werden (nach ÖNORM EN 1992-1-1 nicht, da dort $\alpha_{cc} = 1.00$).

	ÖNORM EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1
$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.54	0.45

Tab. 4.3.: Vergleich der Grenzwerte auf Designniveau für SV-02/SV-03

Die Grenzwerte für die Anwendung der Unterstütsungsleiter als Querkraftbewehrung ergeben sich somit für die Schubversuche SV-02/03 auf Designlastniveau nach Tab.4.3. Den Grenzwert den die DIN EN 1992-1-1 und die ÖNORM EN 1992-1-1 mit $V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.33$ festlegen, kann jedoch global gesehen, nicht generell auf die Grenzwerte nach Tab.4.3 erhöht werden, da die Einflüsse der direkten Druckstrebe nicht genau bekannt sind.

Wird für den Schubversuch SV-05 die Druckstrebenneigung von 35.23° auf 42.5° erhöht, so kann rechnerisch jene geprüfte Querkraft aus dem Versuch mit 949.47 kN für den Querkraftwiderstand nach [6] erreicht werden. Wird nun das Verhältnis auf Designlastniveau gebildet, sinkt das Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ von 0.73 auf 0.53 ab. Wenn dieses Verhältnis mit dem Grenzwert nach Tab.4.3 für die DIN EN 1992-1-1 verglichen wird, ist ersichtlich, dass dies auf einen Grenzwert in diesem Bereich hindeutet.

Da die Druckstreben Tragfähigkeit von dem Neigungswinkel Θ abhängig ist, kann diese variieren. Bei der Wahl des größten zulässigen Druckstrebenwinkels von $\Theta = 45^\circ$ erhält man die größte Druckstreben Tragfähigkeit $V_{Rd,max}$. Dadurch könnte das Verhältnis für die Anwendung der Unterstütsungsleiter als Querkraftbewehrung gesenkt werden, um den zulässigen Grenzwert einzuhalten. Gleichzeitig sinkt bei der Wahl eines steileren Druckstrebenwinkels der Querkraftwiderstand $V_{Rd,s}$. Dem könnte mit einer Erhöhung des Querkraftbewehrungsgrades entgegengewirkt werden und ist nach derzeitiger normativer Regelung auch zulässig.

Um diesen Effekt zu verdeutlichen, ist in der Abb.4.33(a) der Einfluss des Druckstrebenwinkels auf die Tragfähigkeiten (bei gleichbleibender Querkraftbewehrung SV-02 bis SV-05) ersichtlich und in der Abb.4.33(b) der Einfluss des Druckstrebenwinkels auf das Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ für die Schubversuche SV-02 bis SV-05. Dabei wurde für den Intervallbereich von Θ die kleinste bzw. größte zulässige Grenze von Θ nach [6] gewählt, ohne die Abhängigkeit durch die einwirkende Querkraft V_{Ed} . Zusätzlich sind in der Abb.4.33 noch die gewählten Druckstrebenwinkel für die Schubversuche SV-02 bis SV-05 strichliert eingezeichnet. Diese sind nach [6] auch gleichzeitig die kleinsten zulässigen Druckstrebenwinkel. Als Ergänzung wurde in der Abb.4.33 noch der zulässige Bereich für die Druckstrebenwinkel Θ nach ÖNORM EN 1992-1-1 grau hinterlegt, wenn die Spannung in der Biegezugbewehrung $\sigma_{sd} = f_{yd}$ ist.

ÖNORM EN 1992-1-1 [7]	DIN EN 1992-1-1 [6]
$0.60 \leq \tan(\Theta) \leq 1.00$	$1.00 \leq \cot(\Theta) \leq 3.00$
$31^\circ \leq \Theta \leq 45^\circ$	$18^\circ \leq \Theta \leq 45^\circ$

Tab. 4.4.: Vergleich der zulässigen Druckstrebenwinkel

Bei den Schubversuchen SV-04 und SV-05 konnte die theoretisch errechnete Querkrafttragfähigkeit bei einer Zielbelastung auf Designlastniveau von $V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.73$ nicht erreicht werden. Wird für die Schubversuche SV-04/05 der Druckstrebenwinkel vom kleinste zulässigen mit 35.23° auf den größten zulässigen von 45° erhöht, könnte bei gleichbleibender Querkrafteinwirkung von $V_{Ed}=1231.54$ kN das Verhältnis auf $V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.69$ gesenkt werden. Daraus ist zu schließen, dass die Wahl des Druckstrebenwinkels einen direkten Einfluss auf das Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ hat.

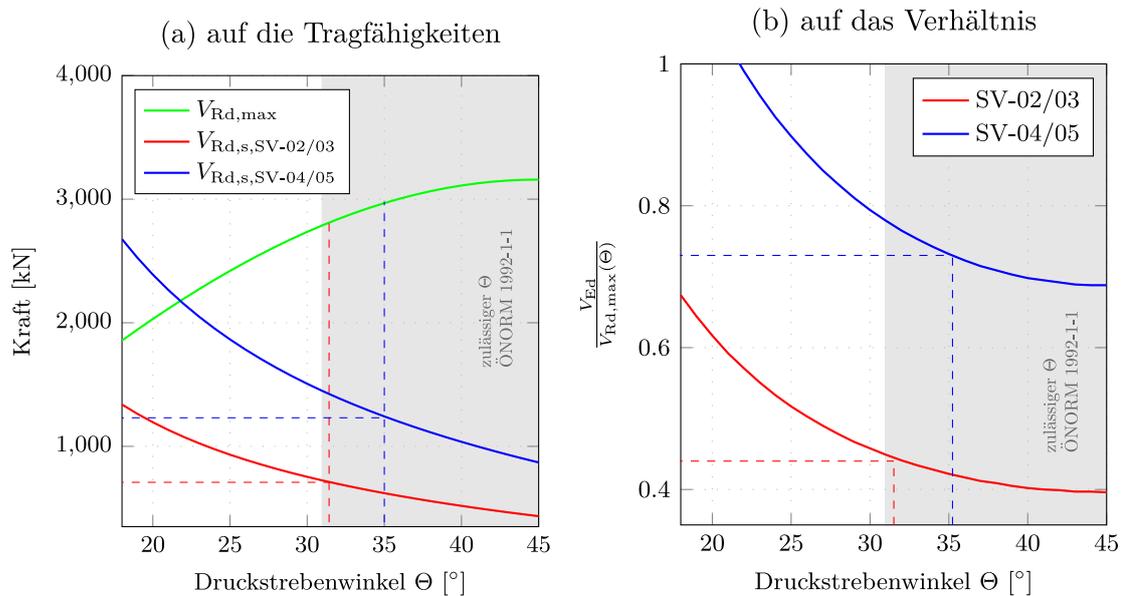


Abb. 4.33.: Einfluss des Druckstrebenwinkels Θ nach [6]

Wenn man die Verhältnisse von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ für die zulässigen Bereiche nach [6] und [7] in der Abb.4.33(b) miteinander vergleicht, ist ersichtlich, dass sich die Schwankungsbreite der Verhältniswerte in Grenzen hält. Die Schubversuche wurden alle mit den kleinsten zulässigen Druckstrebenwinkel nach [6] ausgelegt. Es stellt sich die Frage, dass wenn der derzeitige zulässige Grenzwert von 0.33 auf die Grenzwerte nach Tab.4.3 erhöht wird, auch immer der größte zulässige Druckstrebenwinkel von $\Theta = 45^\circ$ gewählt werden darf. Aufgrund der Versuchsserie kann keine eindeutige Aussage getroffen werden, ob ein definierter Grenzwert für alle Druckstrebenwinkel gilt. Unter Umständen wäre ein druckstrebenabhängiger Grenzwert für das Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ eine Lösung. Dies könnte mit Hilfe einer Finite Elemente Modellierung auf Basis der Schubversuchskörper SV-02 und SV-03 überprüft werden.

5. Einsatzmöglichkeiten der Unterstützungsleiter

5.1. Allgemeines

In diesem Kapitel werden die Einsatzmöglichkeiten der Unterstützungsleiter als Querkraftbewehrung erörtert. Dazu wurden Überlegungen zu einer möglichen Bewehrungsform angestellt. Mittels Referenzstatiken aus der Praxis, welche eine Schubbewehrung bei Platten erforderten, soll die Anordnung von Bügelbewehrung oder der Bewehrung mittels Unterstützungsleitern verglichen werden.

5.2. Formfindung

Bei den Schubversuchen konnten Nachteile bezüglich der Anordnung der Unterstützungsleitern festgestellt werden.

Ein Nachteil der Unterstützungsleiter ist, dass diese die Längsbewehrung nicht wie eine Bügelbewehrung umschließt, wodurch die sich einstellende Fachwerkwirkung bei hohen Zielbelastungen von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ nicht begünstigt wird. Ein weiterer Nachteil ist auch die normativ begrenzte Einsatzfähigkeit der Unterstützungsleiter.

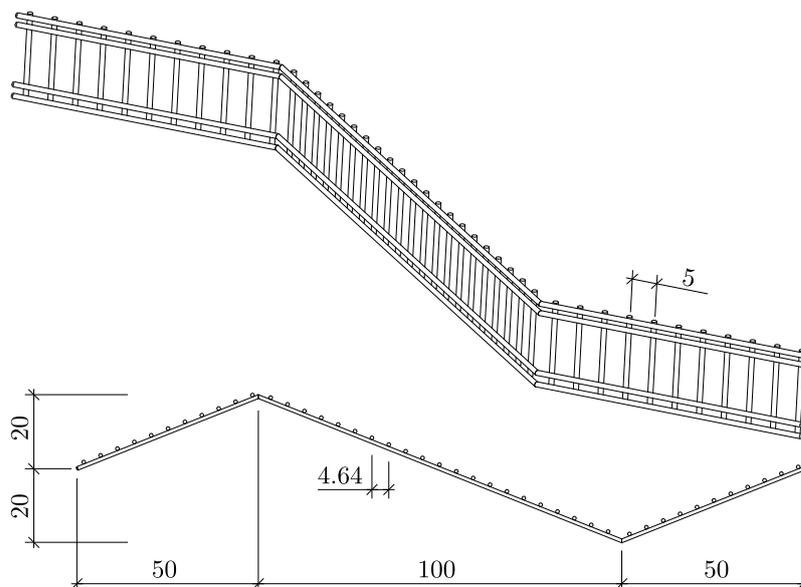


Abb. 5.1.: Bewehrungsform der Unterstützungsleiter

Um den Vorteil der engen Sprossenabstände ausnutzen zu können, sollten die Unterstützungsleitern in die Hauptrichtung der Querkraftbeanspruchung gedreht werden. Dadurch wird eine bessere Verdübelung der Schubrisse erzielt. Umso enger der Abstand der senkrechten Bewehrungsstäbe in der Hauptrichtung der Beanspruchung ist, umso besser ist die Verdübelungswirkung.

Wichtig für die Verankerung der Unterstützungsleiter in der Druck- bzw. Zugzone ist außerdem, dass diese direkt auf die Hauptbiegebewehrung aufgesetzt wird und nicht zum Beispiel, die Querbewehrung der Platte zwischen der Hauptbiegebewehrung und der Unterstützungsleiter liegt. Die zusätzlichen zwei horizontalen Bewehrungsstäbe des Durchstanzelementes wirken sich dabei günstig auf die Verankerung aus.

Außerdem sollte für die Unterstützungsleiter eine Z-Form gewählt werden, siehe Abb.5.1. Zum einen bleibt dadurch die Unterstützungsleiter selbstständig auf der unteren Bewehrungslage stehen. Zum anderen ist bei der gewählten Z-Form ein sehr geringer Bügelabstand möglich, da es zu keiner geometrischen Überschneidung der Bügelschenkel kommt.

5.3. Referenzstatiken

5.3.1. Fundamentplatte für Hilfsunterstützung

Im Zuge des Rückbaues einer Brücke ist diese durch die Notunterstützungen im Bereich der beiden Endauflager zu sichern. Für die Realisierung der Hilfsunterstützung wurden Fundamentplatten hergestellt, welche eine Querkraftbewehrung aufweisen.

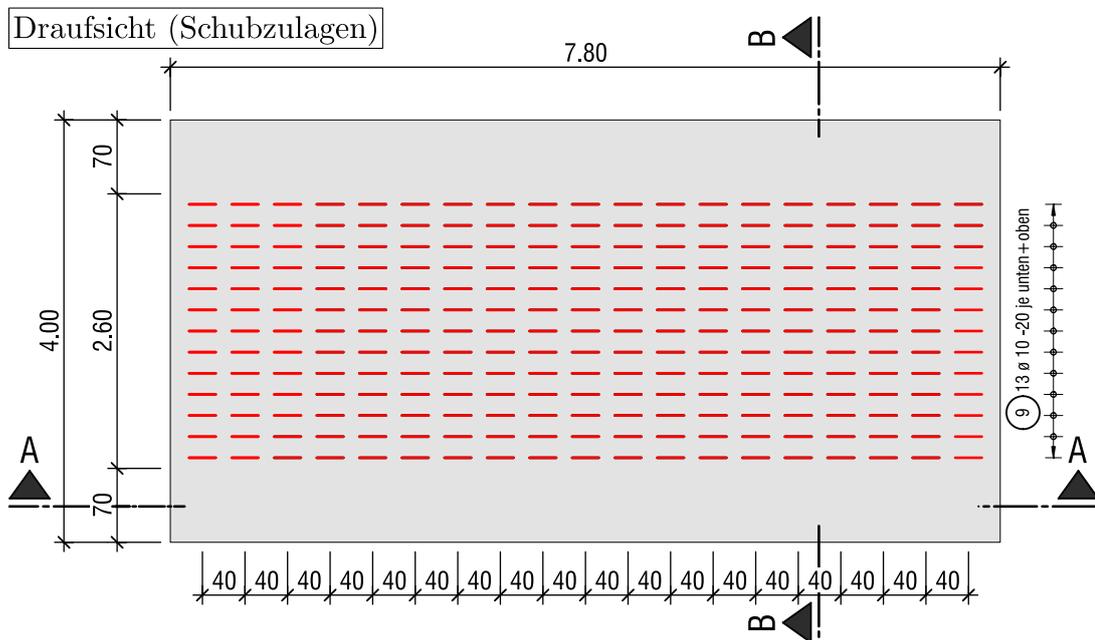


Abb. 5.2.: Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Draufsicht

In der Abb.5.2 ist die Draufsicht der Platte zu sehen, wobei aufgrund der Übersichtlichkeit in dieser Ansicht nur die Schubbewehrung (rot) eingezeichnet ist.

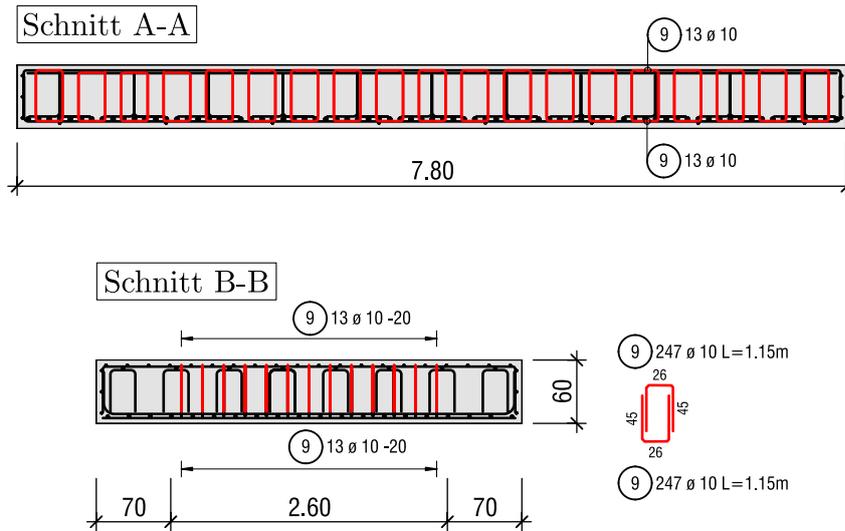


Abb. 5.3.: Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Schnitt A-A und B-B

Die folgende Tab.5.1 zeigt alle gegebenen Randbedingungen und die Ergebnisse des geführten Schubnachweises mit rechnerischer Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 sind in der Tab.5.2 angeführt. Für den Vergleich der Bewehrungsformen (Bügel und Unterstüztungsleiter) wird bei der Schubbemessung ein gleicher Druckstrebenwinkel Θ vorausgesetzt.

Bauteilgeometrie	h_c	=	0.600	m
	b	=	1.000	m
	c_{nom}	=	0.060	m
	d_{s1}	=	25	mm
	$d_{s1,quer}$	=	16	mm
	d_{s2}	=	20	mm
	$d_{s2,quer}$	=	10	mm
	d	=	0.527	m
Material Beton C30/37	f_{ck}	=	30	N/mm ²
	γ_c	=	1.5	
	α_{cc}	=	0.85	
	f_{cd}	=	17	N/mm ²
Material Stahl BSt500	f_{yk}	=	500	N/mm ²
	γ_s	=	1.15	
	f_{yd}	=	435	N/mm ²
	A_{s1}	=	49.09	cm ²
Bemessungsschnittgrößen	V_{Ed}	=	515	kN

Tab. 5.1.: Bemessungsschnittgrößen, Geometrie- und Materialparameter des Querschnitts

Schubbemessung mit Bügelbewehrung			
erf. Schubbewehrung	$\cot(\Theta)$	=	1.50
	a_{sw}	=	16.63 cm ² /m
	$s_{l,max} = 0.7 \cdot h$	=	42 cm
	$s_{q,max} = h$	=	60 cm
gew. Schubbewehrung	d_{sq}	=	10 mm
	A_{sw}	=	3.9 cm ²
	$s_{w,gew}$	=	20 cm
	Schnitte	=	5
	$a_{sw,gew}$	=	19.63 cm ² /m
Querkraftbewehrungsgrad	ρ_w	=	1.96 ‰
	$\rho_{w,min}$	=	0.93 ‰
Querkraftwiderstand	$V_{Rd,s}$	=	607.94 kN
	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$		Nachweis erfüllt
Druckstrebe	$V_{Rd,max}$	=	2793.72 kN
	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$		Nachweis erfüllt

Tab. 5.2.: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Bewehrungsbügeln

Nun wird überprüft, ob die Anwendung der Unterstüztungsleiter als Querkraftbewehrung zulässig ist. Dazu muss das Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ überprüft werden:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{515 \text{ kN}}{2793.72 \text{ kN}} = 0.18 \leq 0.33 \rightarrow \text{zulässig} \quad \checkmark$$

Da das Verhältnis kleiner ist als der höchstzulässige Grenzwert, darf die Querkraftbewehrung mittels Unterstüztungsleitern ausgeführt werden. Die Höhe der Unterstüztungsleiter berechnet sich wie folgt:

$$\begin{aligned} h_{DE} &= h_c - 2 \cdot c_{nom} - d_{s1} - d_{s1,quer} - d_{s2} - d_{s2,quer} \\ &= 600 \text{ mm} - 2 \cdot 60 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 409 \text{ mm} \end{aligned}$$

Aufgrund der Einbautoleranzen wird ein Durchstanzelement mit einer Höhe von $h_{DE,gew} = 400 \text{ mm}$ gewählt. Somit kann dieses gleichzeitig auch als Abstandhalter für die obere Bewehrungslage verwendet werden. Die erforderliche Querkraftbewehrung, sowie die Tragfähigkeit der Druckstrebe sind unabhängig von der Wahl der Bewehrungsform. Die Anzahl der gewählten Durchstanzelemente samt Nachweise sind in der Tab.5.3 vermerkt. Als Bewehrungsform für die Unterstüztungsleiter wird jene nach Abb.5.1 gewählt. Der Sprossenabstand $e_{Sprossen}$ ist auf 100mm erhöht worden, da ansonsten der maximal zulässige Längsabstand s_{max} der Bügel überschritten worden wäre.

Schubbemessung mit Unterstützungsleitern

gew. Schubbewehrung	d_{DE}	=	6	mm
	$e_{Sprossen}$	=	100	mm
	$A_{sw,DE}$	=	2.83	cm ²
	$s_{w,gew}$	=	16.5	cm
	$a_{sw,gew}$	=	17.14	cm ² /m
Querkraftbewehrungsgrad	ρ_w	=	1.71	‰
	$\rho_{w,min}$	=	0.93	‰
Querkraftwiderstand	$V_{Rd,s}$	=	530.56	kN
	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$			Nachweis erfüllt
Druckstrebe	$V_{Rd,max}$	=	2793.72	kN
	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$			Nachweis erfüllt

Tab. 5.3.: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern (DE-Elemente)

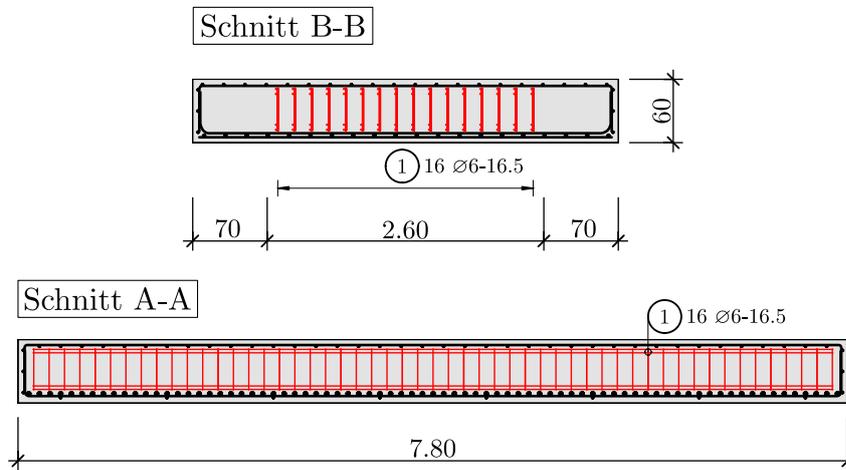


Abb. 5.4.: Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte mit DE-Elemente, Schnitt A-A und Schnitt B-B

5.3.2. Fundamentplatte mit Bügelbewehrung

Bei der Neuerrichtung einer Betonmischanlage in Deutschland wird das Erdgeschoß mit den Abmessungen von 48m x 8.2m stützenfrei errichtet. Über dem Erdgeschoß sind 45 Siloboxen mit je 40m³ Inhalt für Zuschlagsmaterial angeordnet. Aufgrund der hohen Wandlasten der Siloboxen kommt es bei der Fundamentplatte zu Querkraftproblemen (Abb.5.5).

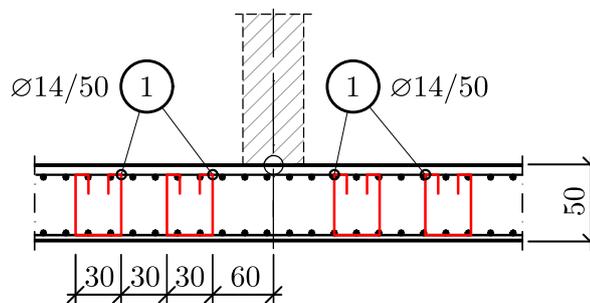


Abb. 5.5.: Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Schnitt mit Bewehrungsbügel

Die Tab.5.4 zeigt alle erforderlichen Randbedingungen für die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit.

Bauteilgeometrie	h_c	=	0.500	m
	b	=	1.000	m
	c_{nom}	=	0.038	m
	d_{s1}	=	25	mm
	$d_{s1,quer}$	=	16	mm
	d_{s2}	=	20	mm
	$d_{s2,quer}$	=	16	mm
	d	=	0.450	m
	z	=	0.427	m
Material Beton C30/37	f_{ck}	=	30	N/mm ²
	γ_c	=	1.5	
	α_{cc}	=	0.85	
	f_{cd}	=	17	N/mm ²
Material Stahl BSt500	f_{yk}	=	500	N/mm ²
	γ_s	=	1.15	
	f_{yd}	=	435	N/mm ²
	A_{s1}	=	17.24	cm ²
Bemessungsschnittgrößen	V_{Ed}	=	312	kN

Tab. 5.4.: Bemessungsschnittgrößen, Geometrie- und Materialparameter des Querschnitts

Die Ergebnisse des geführten Schubnachweises mit rechnerischer Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 sind in Tab.5.5 angeführt. Für den Vergleich der Bewehrungsformen (Bügel und Unterstütsungsleiter) wird bei der Schubbemessung ein gleicher Druckstrebenwinkel Θ vorausgesetzt.

Schubbemessung mit Bügelbewehrung

erf. Schubbewehrung	$\tan(\Theta)$	=	0.6	
	a_{sw}	=	10.08	cm ² /m
	$s_{l,max} = 0.7 \cdot h$	=	35	cm
	$s_{q,max} = h$	=	50	cm
gew. Schubbewehrung	d_{sq}	=	10	mm
	A_{sw}	=	3.08	cm ²
	$s_{w,gew}$	=	30	cm
	Schnitte	=	2	
	$a_{sw,gew}$	=	10.26	cm ² /m
Querkraftbewehrungsgrad	ρ_w	=	1.03	%
	$\rho_{w,min}$	=	0.93	%
Querkraftwiderstand	$V_{Rd,s}$	=	317.51	kN
	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$			Nachweis erfüllt
Druckstrebe	$V_{Rd,max}$	=	2401.71	kN
	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$			Nachweis erfüllt

Tab. 5.5.: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Bewehrungsbügeln

Nun wird überprüft, ob die Anwendung der Unterstüztungsleiter als Querkraftbewehrung zulässig ist. Dazu muss das Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ überprüft werden:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{312 \text{ kN}}{2401.71 \text{ kN}} = 0.13 \leq 0.33 \rightarrow \text{zulässig} \quad \checkmark$$

Da das Verhältnis kleiner ist als der höchstzulässige Grenzwert, darf die Querkraftbewehrung mittels Unterstüztungsleitern ausgeführt werden. Die Höhe der Unterstüztungsleiter berechnet sich wie folgt:

$$\begin{aligned} h_{DE} &= h_c - 2 \cdot c_{nom} - d_{s1} - d_{s1,quer} - d_{s2} - d_{s2,quer} \\ &= 500 \text{ mm} - 2 \cdot 38 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} = 347 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Aufgrund der Einbautoleranzen wird ein Durchstanzelement mit einer Höhe von $h_{DE,gew} = 340 \text{ mm}$ gewählt diese können somit gleichzeitig auch als Abstandhalter für die obere Bewehrungslage verwendet werden. Die erforderliche Querkraftbewehrung, sowie die Tragfähigkeit der Druckstrebe sind unabhängig von der Wahl der Bewehrungsform. Die Anzahl der gewählten Durchstanzelemente samt Nachweise sind in der Tab.5.6 vermerkt. Der Sprossenabstand wurde wiederum auf 100mm erhöht, um den zulässigen Längsabstand der Bügel nicht zu überschreiten.

Schubbemessung mit Unterstüztungsleitern

gew. Schubbewehrung	d_{DE}	=	6	mm
	$e_{Sprossen}$	=	100	mm
	$A_{sw,DE}$	=	2.83	cm ²
	$s_{w,gew}$	=	27	cm
	$a_{sw,gew}$	=	10.47	cm ² /m
Querkraftbewehrungsgrad	ρ_w	=	1.05	‰
	$\rho_{w,min}$	=	0.93	‰
Querkraftwiderstand	$V_{Rd,s}$	=	324.07	kN
	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$			Nachweis erfüllt
Druckstrebe	$V_{Rd,max}$	=	2401.71	kN
	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$			Nachweis erfüllt

Tab. 5.6.: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstüztungsleitern (DE-Elemente)

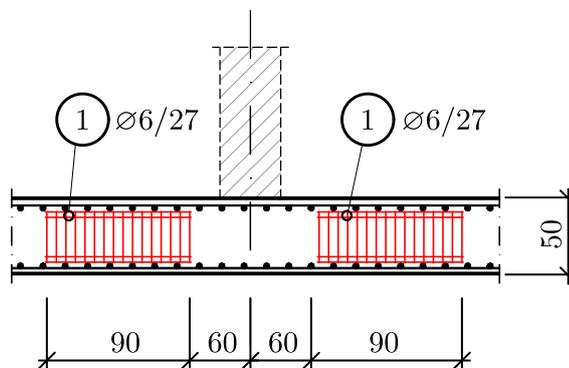


Abb. 5.6.: Bewehrungsskizzen für Fundamentplatte, Schnitt mit Unterstüztungsleitern

5.3.3. Neubau eines Werkstättengebäudes

Bei der Neuerrichtung eines Werkstättengebäudes kommt es aufgrund der hohen Auflasten zu Querkraftproblemen in der Fundamentplatte und bei der Decke über dem Erdgeschoß. Der Nachweis wird nach der ÖNORM EN 1992-1-1 geführt. Die Unterstützungsleiter werden, wie in der Abb.5.1 dargestellt, verbaut.

Fundamentplatte mit Auflast zufolge Mittelwand

Die geometrischen Abmessungen und die vorhandene Biegebewehrung sind in der Tab.5.7 vermerkt.

Bauteilgeometrie	h_c	=	0.300	m
	b	=	1.000	m
	c_{nom}	=	0.035	m
Biegebewehrung	d_{s1}	=	16	mm
	$d_{s1,quer}$	=	10	mm
	d_{s2}	=	10	mm
	$d_{s2,quer}$	=	10	mm
	d	=	0.247	m
	z	=	0.222	m

Tab. 5.7.: Geometrische Abmessungen des Querschnitts bei der Mittelwand

Ermittlung der einwirkenden Querkraft unter Berücksichtigung der Abminderung infolge der Bodenpressung, sowie die Höhe der Unterstützungsleiter:

$$V_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} - \sigma_{Ed} \cdot \left(\frac{t_w}{2} + d \right)$$

$$= \frac{750 \text{ kN/m}}{2} - 168 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(\frac{0.25 \text{ m}}{2} + 0.247 \text{ m} \right) = 312.50 \text{ kN/m}$$

$$h_{DE} = h_c - 2 \cdot c_{nom} - d_{s1} - d_{s1,quer} - d_{s2} - d_{s2,quer}$$

$$= 300 \text{ mm} - 2 \cdot 35 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 184 \text{ mm}.$$

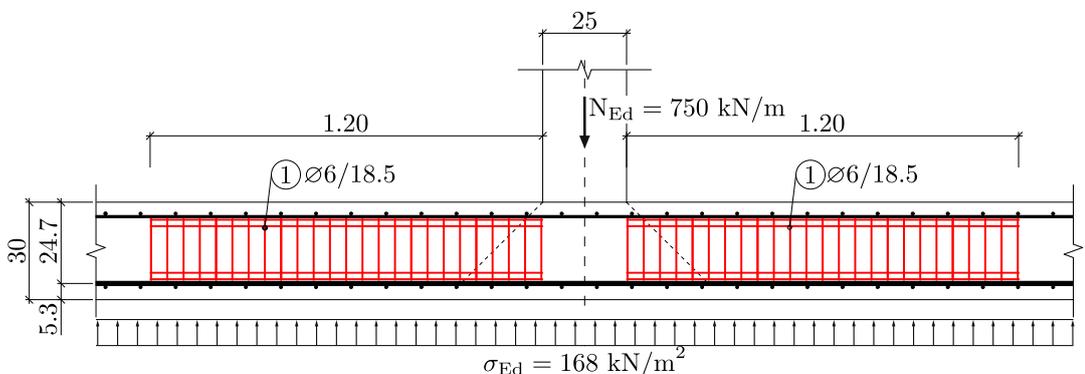


Abb. 5.7.: Bewehrungsskizzen der Fundamentplatte, Schnitt bei Mittelwand

Aufgrund der Einbautoleranzen wird ein Durchstanzelement mit einer Höhe von $h_{DE,gew} = 180$ mm gewählt. Der Querkraftnachweis ist in der Tab.5.8 angeführt und wie ersichtlich ist, wird für die gewählte Querkraftbewehrung der höchstzulässige Querabstand der Bügel maßgebend. Als Grenzwert für die Anwendung der Unterstützungsleiter als Querkraftbewehrung wird jener von der Tab.4.3 nach ÖNORM EN 1992-1-1 gewählt.

Fundamentplatte bei der Mittelwand			
Bemessungsschnittgrößen	V_{Ed}	=	312.50 kN/m
	f_{ck}	=	25 MPa
	α_{cc}	=	1.00 MPa
	f_{cd}	=	16.7 MPa
erf. Schubbewehrung	$cot(\Theta)$	=	1.2
	$a_{sw,erf}$	=	26.94 cm ² /m
	$s_{l,max} = 0.75 \cdot d$	=	18.5 cm
	$s_{q,max} = 0.75 \cdot d$	=	18.5 cm
	$V_{Rd,max}$	=	983.95 kN/m
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	=	0.32 ≤ 0.54 ✓
	d_{DE}	=	6 mm
	$e_{Sprossen}$	=	46.4 mm
	$A_{sw,DE}$	=	6.09 cm ²
	$s_{w,erf}$	=	22.6cm cm
gew. Schubbewehrung	$s_{w,gew}$	=	18.5cm cm
	$a_{sw,gew}$	=	32.94 cm ² /m

Tab. 5.8.: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern bei der Mittelwand nach ÖNORM EN 1992-1-1

Fundamentplatte mit Auflast zufolge Außenwand

Bauteilgeometrie	h_c	=	0.300 m
	b	=	1.000 m
	c_{nom}	=	0.035 m
Biegebewehrung	d_{s1}	=	12 mm
	$d_{s1,quer}$	=	10 mm
	d_{s2}	=	10 mm
	$d_{s2,quer}$	=	10 mm
	d	=	0.249 m
	z	=	0.224 m

Tab. 5.9.: Geometrische Abmessungen des Querschnitts bei der Außenwand

Ermittlung der einwirkenden Querkraft unter Berücksichtigung der Abminderung infolge der Bodenpressung, sowie die Höhe der Unterstützungsleiter:

$$V_{Ed} = N_{Ed} - \sigma_{Ed} \cdot \left(\frac{t_w}{2} + d\right)$$

$$= 570 \text{ kN/m} - 260 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(\frac{0.25 \text{ m}}{2} + 0.244 \text{ m}\right) = 474.06 \text{ kN/m}$$

$$h_{DE} = h_c - 2 \cdot c_{nom} - d_{s1} - d_{s1,quer} - d_{s2} - d_{s2,quer}$$

$$= 300 \text{ mm} - 2 \cdot 35 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 188 \text{ mm}.$$

Da dies die gleiche Fundamentplatte wie bei der Mittelwand ist, Kapitel 5.3.3, wird wieder ein Durchstanzelement mit einer Höhe von $h_{DE,gew} = 180 \text{ mm}$ gewählt. Für den Druckstrebenwinkel Θ wird ein etwas steilerer Winkel gewählt, um auf der sicheren Seite liegend eine größere erforderliche Querkraftbewehrung zu erhalten.

Fundamentplatte bei der Außenwand

Bemessungsschnittgrößen	V_{Ed}	=	472.76	kN/m
	f_{ck}	=	25	MPa
	α_{cc}	=	1.00	MPa
	f_{cd}	=	16.7	MPa
erf. Schubbewehrung	$cot(\Theta)$	=	1.2	
	$a_{sw,erf}$	=	40.43	cm ² /m
	$s_{l,max} = 0.75 \cdot d$	=	18.5	cm
	$s_{q,max} = 0.75 \cdot d$	=	18.5	cm
	$V_{Rd,max}$	=	991.92	kN/m
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	=	0.48	≤ 0.54 ✓
	d_{DE}	=	6	mm
	$e_{Sprossen}$	=	46.4	mm
	$A_{sw,DE}$	=	6.09	cm ²
	$s_{w,erf}$	=	15.1cm	cm
gew. Schubbewehrung	$s_{w,gew}$	=	15.0cm	cm
	$a_{sw,gew}$	=	40.62	cm ² /m

Tab. 5.10.: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstützungsleitern bei der Außenwand nach ÖNORM EN 1992-1-1

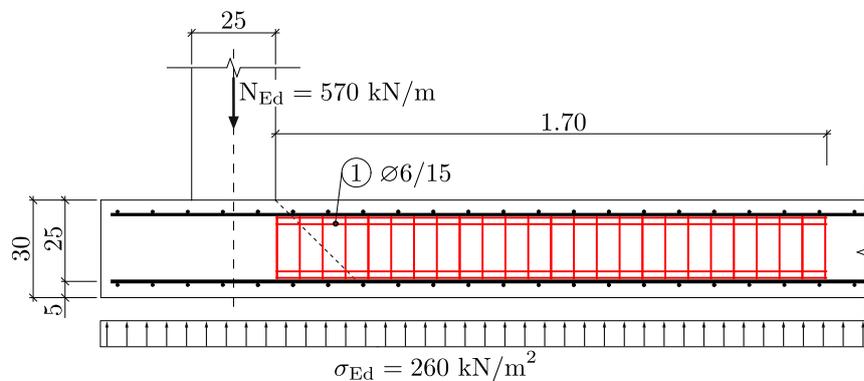


Abb. 5.8.: Bewehrungsskizzen der Fundamentplatte, Schnitt bei der Außenwand

Deckenplatte über EG mit Querkraftbewehrung

Bauteilgeometrie	h_c	=	0.420	m
	b	=	1.000	m
	c_{nom}	=	0.035	m
Biegebewehrung	d_{s1}	=	12	mm
	$d_{s1,quer}$	=	10	mm
	d_{s2}	=	20	mm
	$d_{s2,quer}$	=	10	mm
	d	=	0.355	m
	z	=	0.320	m

Tab. 5.11.: Geometrische Abmessungen des Querschnitts bei der Decke über EG

Ermittlung der möglichen Höhe von der Unterstütsungsleiter als Querkraftbewehrung:

$$\begin{aligned}
 h_{DE} &= h_c - 2 \cdot c_{nom} - d_{s1} - d_{s1,quer} - d_{s2} - d_{s2,quer} \\
 &= 420 \text{ mm} - 2 \cdot 35 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 298 \text{ mm}.
 \end{aligned}$$

Gewählt wird ein Durchstanzelement mit einer Höhe von $h_{DE,gew} = 300 \text{ mm}$. Es folgt der Nachweis in Tab.5.12.

Deckenplatte über EG

Bemessungsschnittgrößen	V_{Ed}	=	700	kN/m
	f_{ck}	=	30	MPa
	α_{cc}	=	1.00	MPa
	f_{cd}	=	20	MPa
erf. Schubbewehrung	$cot(\Theta)$	=	1.2	
	$a_{sw,erf}$	=	41.99	cm ² /m
	$s_{l,max} = 0.75 \cdot d$	=	26.6	cm
	$s_{q,max} = 0.75 \cdot d$	=	26.6	cm
	$V_{Rd,max}$	=	1659.3	kN/m
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	=	0.42	≤ 0.54 ✓
	d_{DE}	=	6	mm
	$e_{Sprossen}$	=	46.4	mm
	$A_{sw,DE}$	=	6.09	cm ²
	$s_{w,erf}$	=	14.5cm	cm
gew. Schubbewehrung	$s_{w,gew}$	=	14.5cm	cm
	$a_{sw,gew}$	=	42.0	cm ² /m

Tab. 5.12.: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Unterstütsungsleitern bei der Decke über EG nach ÖNORM EN 1992-1-1

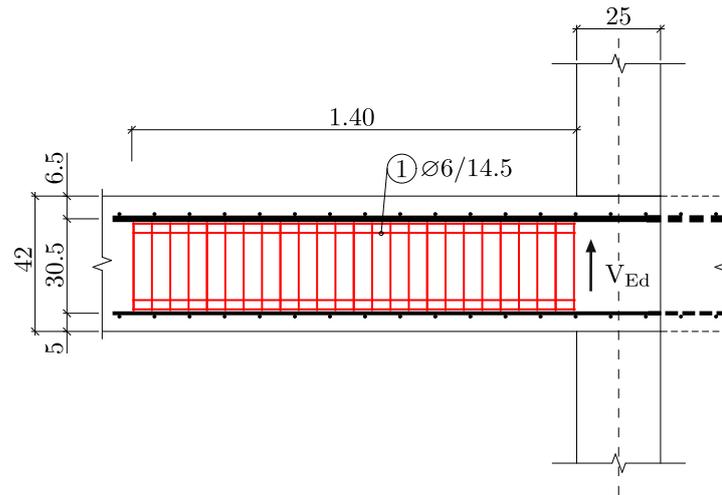


Abb. 5.9.: Bewehrungsskizzen der Deckenplatte

6. Zusammenfassung und Ausblick

Die Querkraftbewehrung von Stahlbetonbalken ist standardmäßig eine Bügelbewehrung. Diese Bewehrungsform ist für Platten oder auch Scheiben wenig geeignet, da die Verlegung sehr arbeits- und somit auch kostenintensiv ist. Alternativ zu Bügeln können sogenannte Unterstützungsleitern verwendet werden. Ihre Verwendung ist normativ mit einer einwirkenden Querkraft von $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ [6] begrenzt. Im Rahmen der gegenständlichen Masterarbeit wurde diese Grenze für eine spezielle Bewehrungsform der Firma AVI durch Variation des Querkraftbewehrungsgrades experimentell geprüft. Die AVI-Bewehrungsform ist eine Unterstützungsleiter aus Betonstahl. Sie ist durch geringe Stababstände und kleine Stabdurchmesser gekennzeichnet und wird erfolgreich als Durchstanzbewehrung verwendet.

Bei allen fünf Versuchskörpern trat ein Querkraftversagen vor Erreichen der Biegetragfähigkeit auf. Aufgrund der ausgewerteten Ergebnisse fand nach der Ausbildung des maßgebenden Schubrisses bzw. nach der festgelegten Risslast teilweise eine Kräfteumlagerung hin zu einem direkten Sprengwerk statt. Jedoch bildete sich keine reine Sprengwerkwirkung aus, sondern eine Mischung aus Sprengwerk- und Fachwerkwirkung in Abhängigkeit von a/d . Durch das Sprengwerk können höhere Traglasten erreicht werden, als bei der reinen Fachwerkanalogie. Die Traglasten konnten aufgrund der Unterstützungsleitern gesteigert werden, wodurch die Wirkung der Unterstützungsleitern als Querkraftbewehrung gezeigt werden konnte.

Die Mischwirkung der Abtragungsmechanismen ist womöglich auf den hohen Längsbewehrungsgrad sowie die geringe Schubslankheit von $\lambda = a/d = 2.7$ zurückzuführen, obwohl laut dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton die Obergrenze für die Bildung eines Sprengwerks bei $\lambda < 2.4$ [16] liegt.

Bei den beiden Platten SV-02 und SV-03 konnten die Unterstützungsleitern aktiviert werden, wobei das Verhältnis auf Designlastniveau nach [6] von $V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.45$ betrug. Bei den Versuchen SV-04 und SV-05 konnte die theoretisch errechnete Tragfähigkeit nicht erreicht werden, bei einem Verhältnis auf Designlastniveau nach [6] von $V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.73$. Somit kann ein prinzipieller Grenzwert für die Anwendung der Unterstützungsleitern als Querkraftbewehrung bestätigt werden.

Abschließend ist noch anzumerken, dass nur ein Grenzwert von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ für die Anwendung der Unterstützungsleiter als Querkraftbewehrung nicht ausreichend ist. Unter Umständen wäre ein druckstrebenabhängiger Grenzwert für das Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ eine Lösung.

Im Zuge einer weiteren Untersuchung ist der genaue Einfluss des Sprengwerks eingehend zu studieren. Dabei sei es sinnvoll, mindestens zwei Schubversuche durchzuführen mit einer größeren Schubslankheit λ , sowie einer Biegebemessung der Stahlbetonplatten entsprechend der Querkrafttragfähigkeit von SV-02. Außerdem sollte die Unterstützungsleiter mit der entwickelten Z-Form in die Hauptrichtung der Querkraftbeanspruchung gedreht werden, um den Vorteil der engen Verdübelungswirkung ausnützen zu können. Der zusätzliche

horizontale Bewehrungsstab an der Ober- und Unterseite der Unterstützungsleiter wirkt sich dabei günstig auf die Verankerung der Kräfte in der Druck- bzw. Zugzone aus.

Eine weitere Möglichkeit wäre eine Finite Elemente Modellierung der Stahlbetonplatte mit Unterstützungsleitern als Querkraftbewehrung. Dadurch wäre der Vorteil einer Parameterstudie für verschiedene Geometrien gegeben. Zusätzlich könnte dabei noch die Abhängigkeit des Grenzwertes von $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ zum Druckstrebenwinkel Θ erörtert werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Model Code (2010): *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Wilhelm Ernst & Sohn, Lausanne, 2013.
- [2] G.Rombach, L. Henze: *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten*. Technical Report Heft 9, Beton- und Stahlbetonbau 112, 2017.
- [3] G. König, N. V. Tue, G. Schenk: *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Vieweg + Teubner Verlag, Leipzig, 2007.
- [4] E. Mörsch: *Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung*. Wittwer, Stuttgart, 1908.
- [5] W. Ritter: *Die Bauweise Hennebique*. Schweizerische Bauzeitung Nr. 5,6,7; Bern, 1899.
- [6] Eurocode 2 mit nationalem Anhang Deutschland, DIN EN 1992-1-1 (2011): *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe: 2011-12-01.
- [7] Eurocode 2 mit nationalem Anhang Österreich, ÖNORM EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe: 2011-12-01.
- [8] K. Reiß (2016): *Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten*. Dissertation, Rhein-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.
- [9] A. Muttoni (1990): *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*. Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion an der ETH Zürich.
- [10] K. Zilch, G. Zehetmaier (2005): *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer, Berlin 2006.
- [11] K. Reiß (2016): *Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellast*. 1.Auflage, Heft 45, Druck und Verlag Mainz, Aachen 2016.
- [12] F. Leonhardt, R. Walther: *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*. DAfStb-Heft 151, Ernst & Sohn, Berlin 1962.
- [13] M. Zink: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit Vorspannung ohne Verbund*. Dissertation, Universität Leipzig, 2000.
- [14] Alpenländische Veredelungs-Industrie: *Technische Informationen - Durchstanzbewehrungselement*. Produktbroschüre, Graz, 2014.
- [15] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Heft 600, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.

- [16] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erweiterte Datenbank zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel*. Heft 597, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.
- [17] Basisdokument des Eurocode 2, EN 1992-1-1 (2011): *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe: 2011-12-01.
- [18] N. V. Tue, W. Theiler, N. D. Tung: *Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung*. Technical Report Heft 10, Beton- und Stahlbetonbau 109, 2014.
- [19] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze*. Heft 151, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1962.

A. Begleitende Versuche

A.1. Festigkeitseigenschaften Beton

Würfeldruckfestigkeit

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.8	146.5	21931	424.6	19.4
2	147.95	149.20	22074	410.9	18.6
				MW	19.0

Tab. A.1.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 5 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	148.20	149.15	22104	443.9	20.1
2	149.85	147.90	22163	470.5	21.2
				MW	20.7

Tab. A.2.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 7 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.95	148.15	22215	666.5	30.0
2	149.85	149.00	22328	662.0	29.6
				MW	29.8

Tab. A.3.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 14 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.15	147.25	21962	712.0	32.4
2	149.15	148.30	22119	716.4	32.4
				MW	32.4

Tab. A.4.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 21 Tage)

Zylinderdruckfestigkeit

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	294.43	150.33	17749	567.1	32.0
				MW	32.0

Tab. A.5.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 28 Tage)

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	293.52	149.62	17582	573.0	32.6
2	292.93	150.10	17695	625.3	35.3
3	294.12	150.08	17690	510.6	28.9
				MW	32.3

Tab. A.6.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 34 Tage)

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	294.62	150.23	17726	588.5	33.2
2	296.84	150.20	17719	584.4	33.0
3	296.94	149.98	17667	615.5	34.8
				MW	33.7

Tab. A.7.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 35 Tage)

Probe	Durchmesser [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	150.22	17723	594.8	33.6
2	150.01	17674	584.4	33.1
			MW	33.3

Tab. A.8.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 36 Tage)

Probenalter [Tagen]	Nenn Durchmesser [mm]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
34	150	569.6	32.3
35	150	596.1	33.7
36	150	589.7	33.3
		MW	33.1

Tab. A.9.: Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit für die Versuchsnachrechnung zufolge der Messergebnisse von den Zylinderprobenchargen nach 34, 35 und 36 Tagen

Spaltzugfestigkeit

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	151.33	150.10	22714	74.1	3.3
2	150.96	150.17	22670	103.6	4.6
3	150.54	150.06	22589	79.0	3.5
				MW	3.8

Tab. A.10.: Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 34 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.83	149.67	22424	95.0	4.2
2	149.77	149.87	22445	102.6	4.6
3	149.55	149.95	22424	96.0	4.3
				MW	4.4

Tab. A.11.: Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 35 Tage)

Probenalter [Tagen]	Nennabmessungen [mm]	Spannung [MPa]
34	150x150	3.8
35	150x150	4.4
		MW
		4.1

Tab. A.12.: Mittelwert der Spaltzugfestigkeit für die Versuchsnachrechnung zufolge der Messergebnisse von den Würfelprobenchargen nach 34 und 35 Tagen

E-Modul

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	E-Modul [MPa]
1	293.52	149.62	17582	573.0	26007
2	292.93	150.10	17695	625.3	28111
3	294.12	150.08	17690	510.6	25067
				MW	26395

Tab. A.13.: Messwerte des Elastizitätsmoduls bei Bauteillagerung (Probenalter 34 Tage)

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	E-Modul [MPa]
1	294.62	150.23	17726	588.5	28020
2	296.84	150.20	17719	584.4	27984
3	296.94	149.98	17667	615.5	30053
				MW	28686

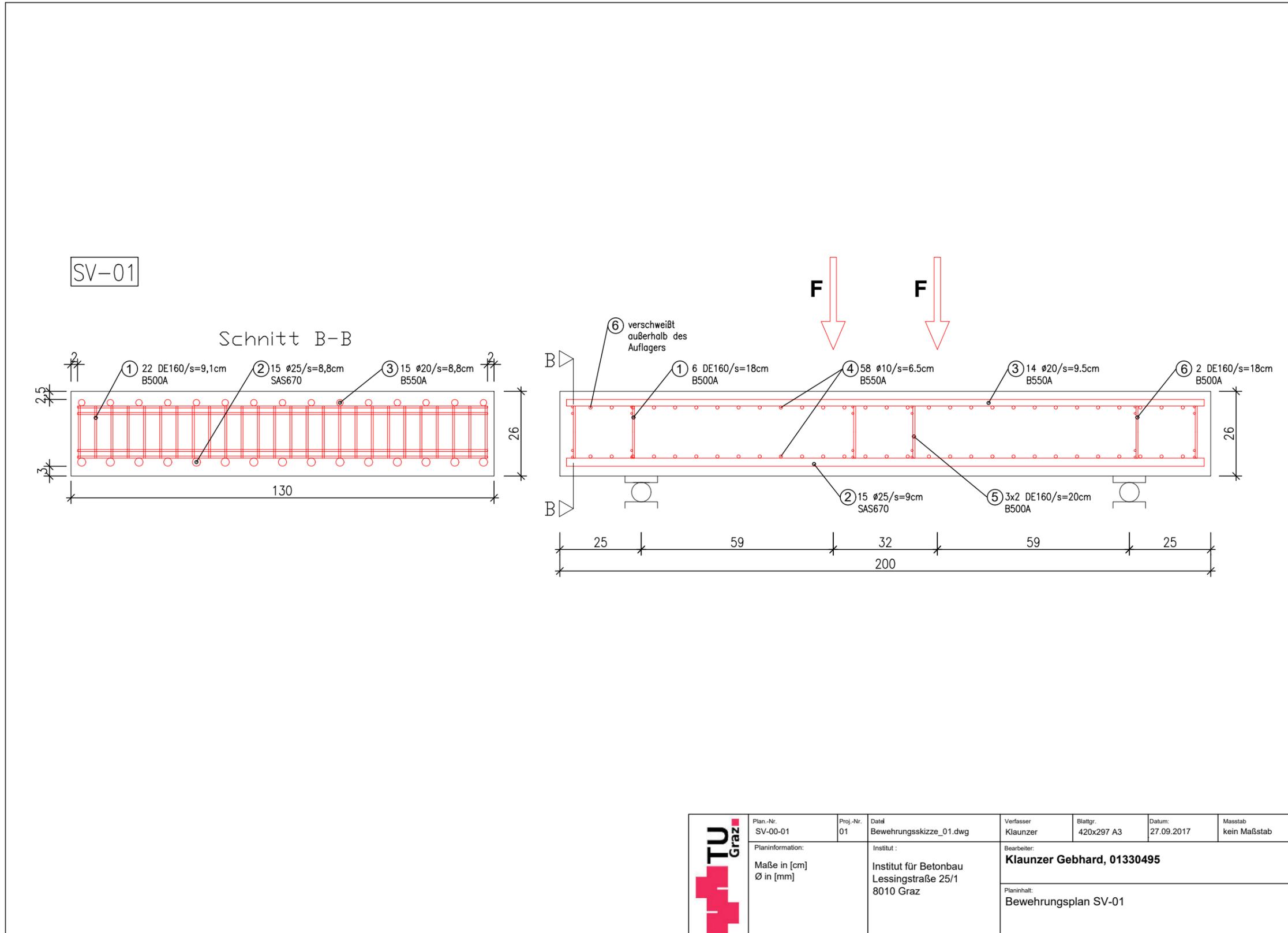
Tab. A.14.: Messwerte des Elastizitätsmoduls bei Bauteillagerung (Probenalter 35 Tage)

Probenalter [Tagen]	Nennhöhe [mm]	Kraft [kN]	E-Modul [MPa]
34	300	569.2	26395
35	300	596.1	28686
		MW	27540

Tab. A.15.: Mittelwert des Elastizitätsmoduls für die Versuchsnachrechnung zufolge der Messergebnisse von den Zylinderprobenchargen nach 34 und 35 Tagen

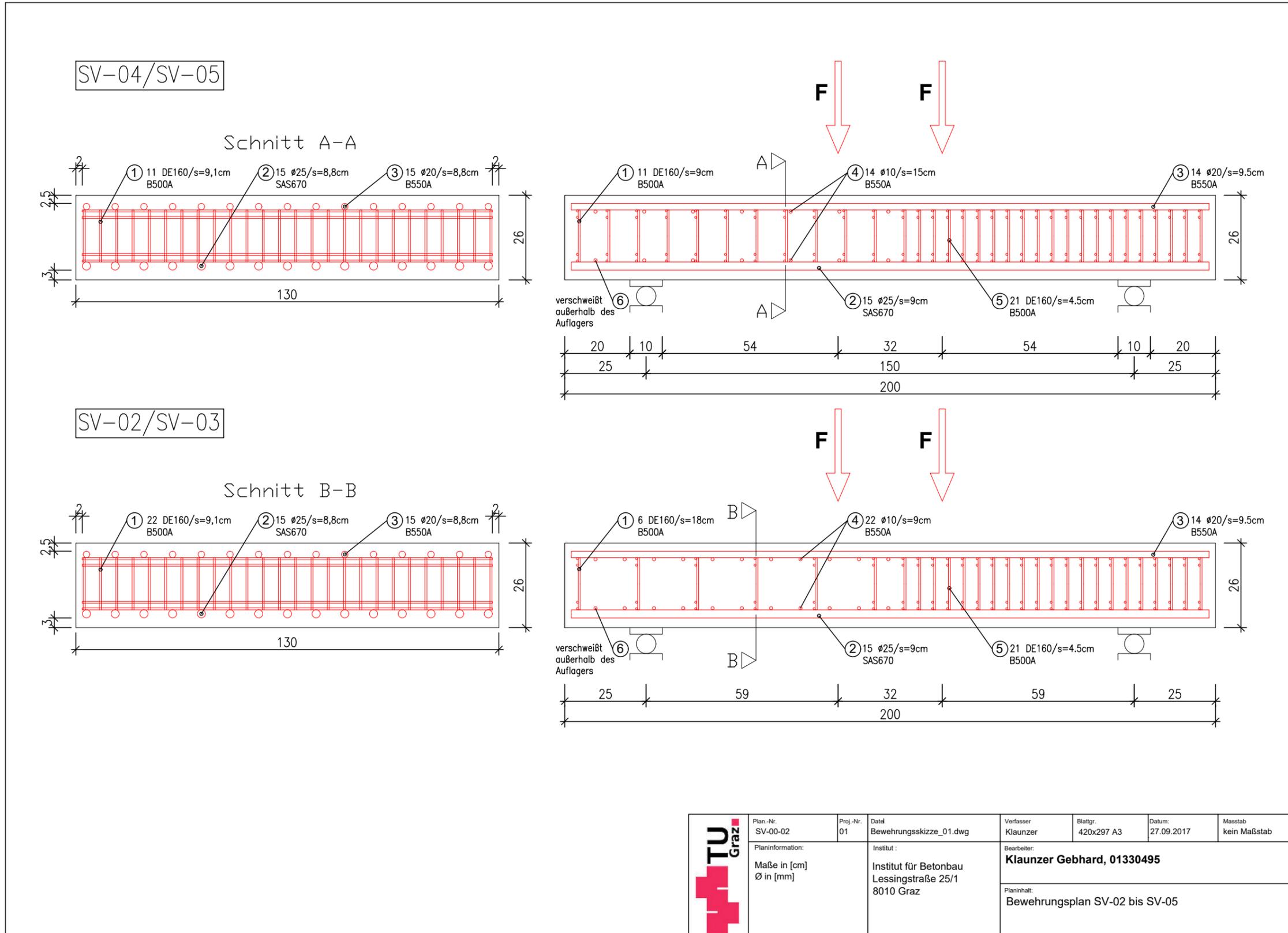
B. Versuchsdurchführung

B.1. Bewehrungsplan für SV-01



	Plan-Nr. SV-00-01	Proj.-Nr. 01	Dat Bewehrungsskizze_01.dwg	Verfasser Klaunzer	Blattgr. 420x297 A3	Datum: 27.09.2017	Maßstab kein Maßstab
	Planinformation: Maße in [cm] Ø in [mm]		Institut : Institut für Betonbau Lessingstraße 25/1 8010 Graz	Bearbeiter: Klaunzer Gebhard, 01330495			
	Planinhalt: Bewehrungsplan SV-01						

B.2. Bewehrungsplan für SV-02 bis SV-05

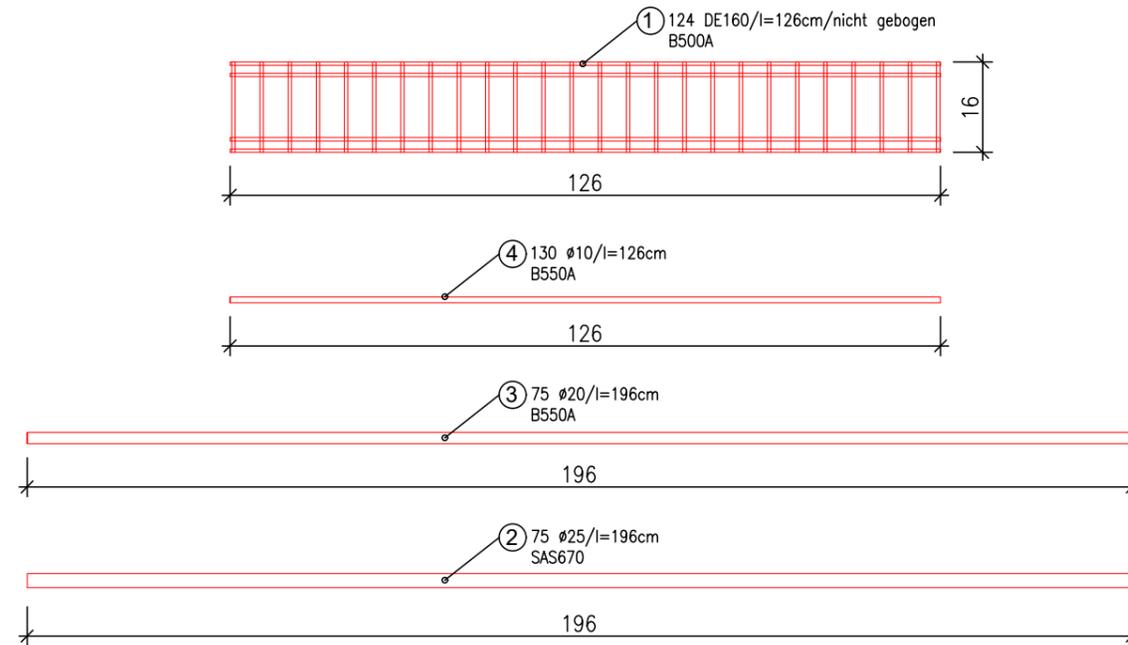


B.3. Bewehrungsauflistung

Mengenliste DE160							
Pos.	Stk.	Ø	Länge [m]	Gesamtlänge [m]			Stahl
				Ø6	Ø20	Ø25	
1	140	6	1,26	176,40			B500A
Länge [m]				176,40			
Masse [kg/m]				2,04			
Masse [kg]				360,19			
Gesamtmasse [kg]							360,19

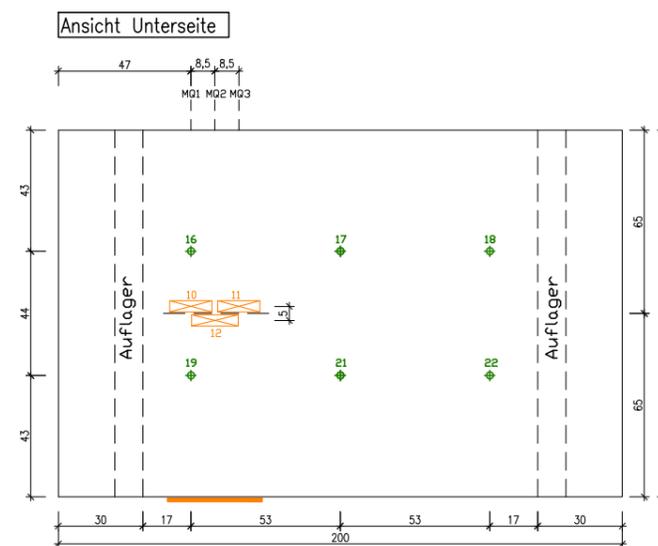
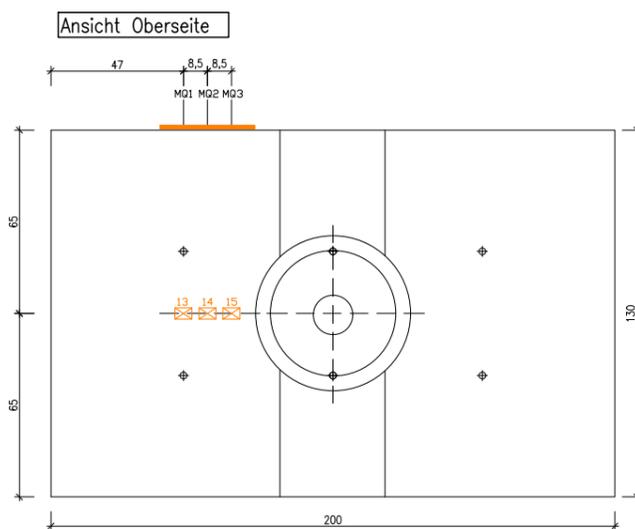
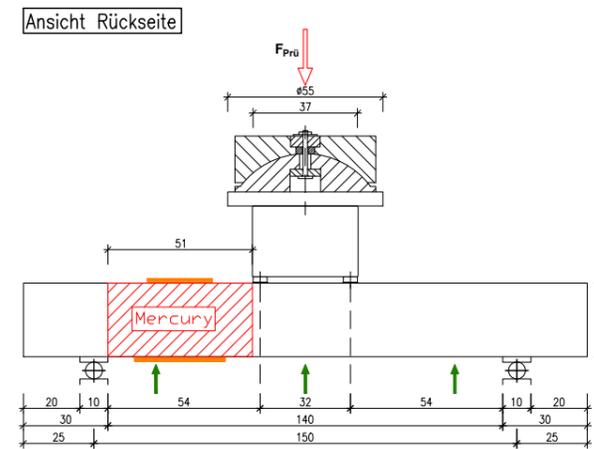
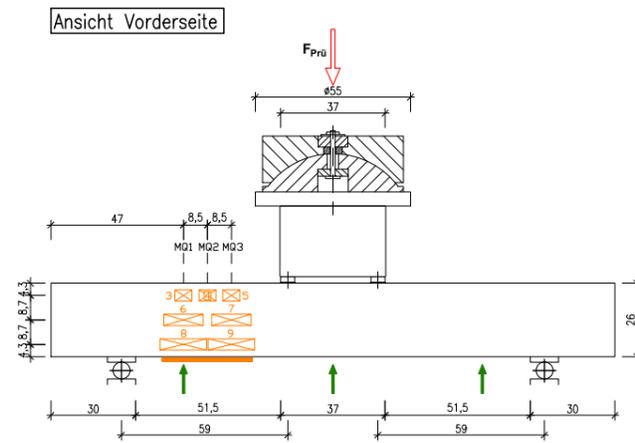
Mengenliste Stabstahl SAS670							
Pos.	Stk.	Ø	Länge [m]	Gesamtlänge [m]			Stahl
				Ø10	Ø20	Ø25	
2	75	25	1,96			147,00	SAS670
Länge [m]				0,00	0,00	147,00	
Masse [kg/m]				0,62	2,47	3,85	
Masse [kg]				0,00	0,00	566,43	
Gesamtmasse [kg]							566,43

Mengenliste Stabstahl B550A							
Pos.	Stk.	Ø	Länge [m]	Gesamtlänge [m]			Stahl
				Ø10	Ø20	Ø25	
3	75	20	1,96		147,00		B550A
4	130	10	1,26	163,80			B550A
Länge [m]				163,80	147,00	0,00	
Masse [kg/m]				0,62	2,47	3,85	
Masse [kg]				100,99	362,51	0,00	
Gesamtmasse [kg]							463,50



	Plan-Nr. SV-00-03	Proj.-Nr. 01	Datd Bewehrungsskizze_01.dwg	Verfasser Klaunzer	Blattgr. 420x297 A3	Datum: 27.09.2017	Maßstab kein Maßstab
	Planinformation: Maße in [cm] Ø in [mm]		Institut : Institut für Betonbau Lessingstraße 25/1 8010 Graz	Bearbeiter: Klaunzer Gebhard, 01330495			
					Planinhalt: Bewehrungsliste 01		

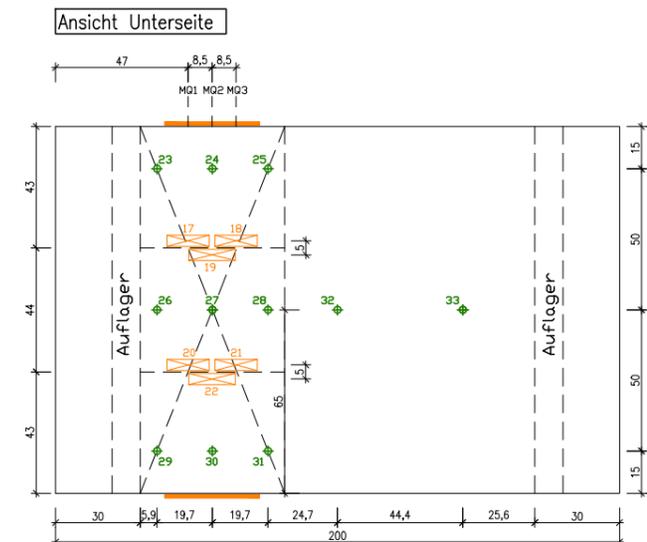
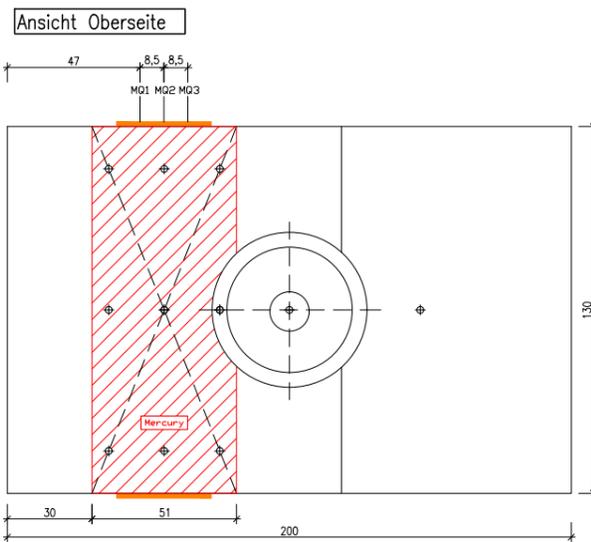
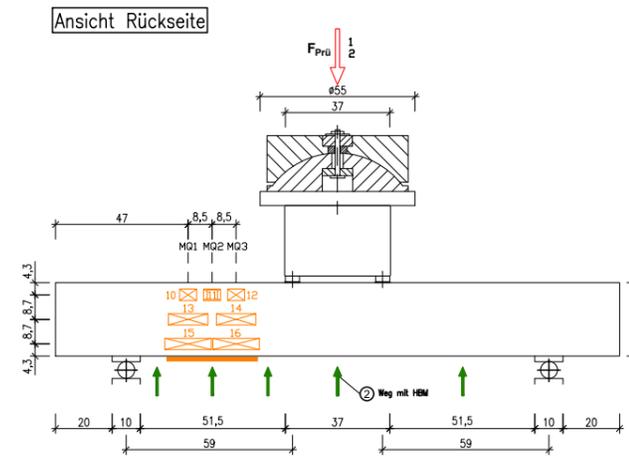
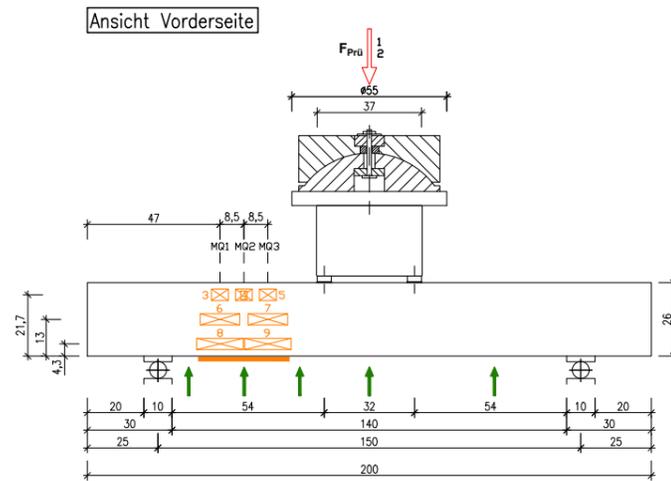
B.4. Messtechnikskizze für SV-01, SV-03 und SV-05



Übersicht Messinstrumente			
Kanal-Nr.	Messgröße	Gerätebezeichnung	Anzahl
1	Kraft [kN]		1
2	Weg [mm]	Wegaufnehmer	1
3-5, 13-15	Dehnung [‰]	DD1, MB 50mm	6
6, 7	Dehnung [‰]	DD1, MB 130mm	2
8, 9, 12	Dehnung [‰]	DD1, MB 160mm	3
10, 11	Dehnung [‰]	DD1, MB 145mm	2
16-22	Weg [mm]	Wegaufnehmer	7

	Plan-Nr.: SV-01-02	Proj.-Nr.: 01	Datd: Messtechnik.dwg	Verfasser: Klaunzer	Blattgr.: 420x297 A3	Datum: 30.11.2017	Maßstab: kein Maßstab
	Planinformation: Maße in [cm] Ø in [mm]		Institut: Institut für Betonbau Lessingstraße 25/1 8010 Graz	Bearbeiter: Klaunzer Gebhard, 01330495			
	Planinhalt: Messtechnik für SV-01, SV-03 und SV-05						

B.5. Messtechnikskizze für SV-02 und SV-04

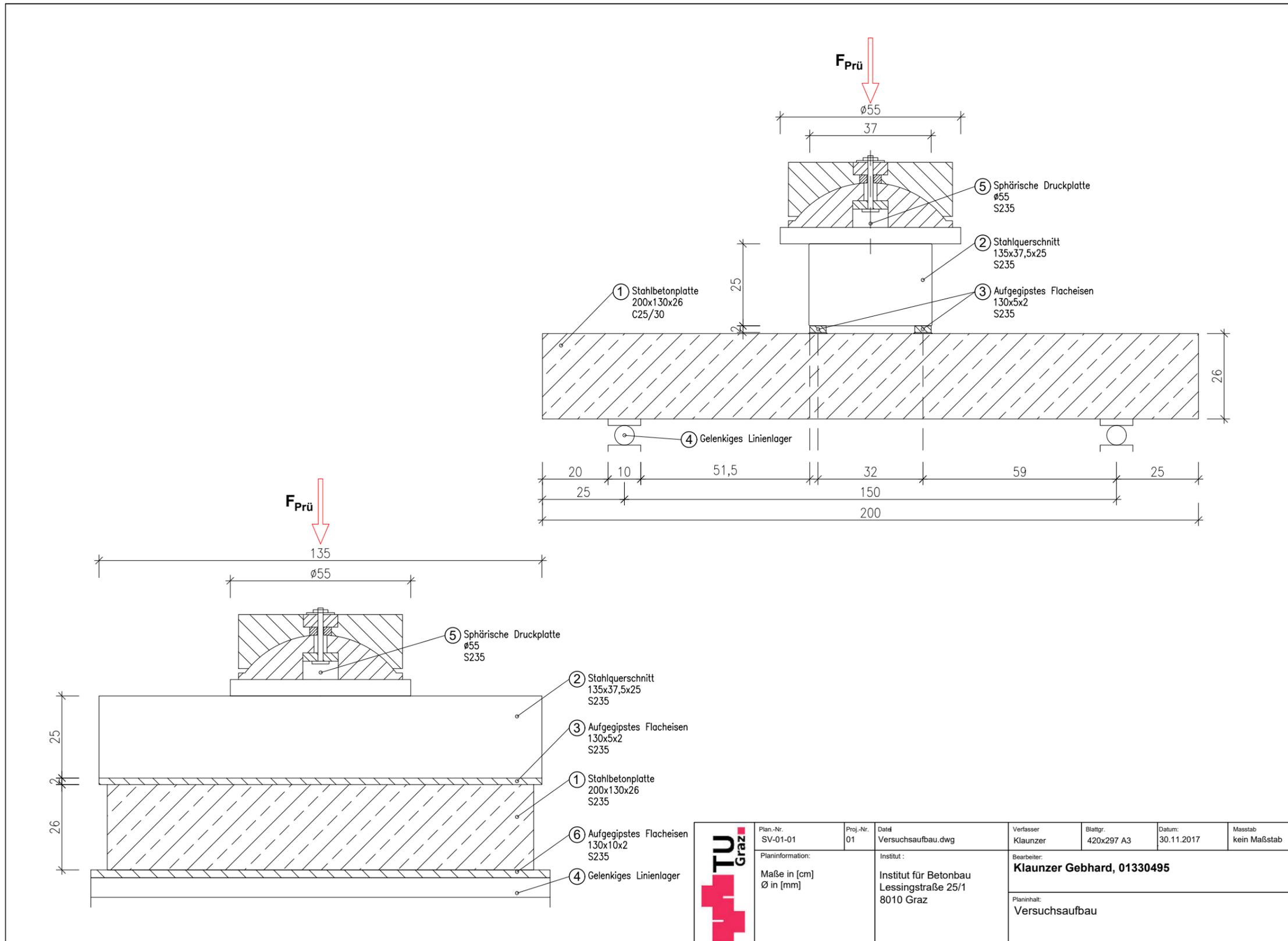


Übersicht Messinstrumente

Kanal-Nr.	Messgröße	Gerätebezeichnung	Anzahl
1	Kraft [kN]		1
2	Weg [mm]	Wegaufnehmer	1
3-5, 11-12	Dehnung [%]	DD1, MB 50mm	6
6, 7, 13, 14,	Dehnung [%]	DD1, MB 130mm	4
8, 9, 15, 16, 19	Dehnung [%]	DD1, MB 160mm	5
22	Dehnung [%]	DD1, MB 130+20mm	1
17, 18, 20, 21	Dehnung [%]	DD1, MB 145mm	4
23-33	Weg [mm]	Wegaufnehmer	11

TU Graz	Plan-Nr. SV-01-01	Proj.-Nr. 01	Datd Messtechnik.dwg	Verfasser Klaunzer	Blattgr. 420x297 A3	Datum: 30.11.2017	Maßstab kein Maßstab
	Planinformation: Maße in [cm] Ø in [mm]		Institut: Institut für Betonbau Lessingstraße 25/1 8010 Graz	Bearbeiter: Klaunzer Gebhard, 01330495			
	Planinhalt: Messtechnik für SV-02 und SV-04						

B.6. Versuchsaufbau



	Plan-Nr. SV-01-01	Proj.-Nr. 01	Datd Versuchsaufbau.dwg	Verfasser Klaunzer	Blattgr. 420x297 A3	Datum 30.11.2017	Maßstab kein Maßstab
	Planinformation: Maße in [cm] Ø in [mm]		Institut : Institut für Betonbau Lessingstraße 25/1 8010 Graz	Bearbeiter: Klaunzer Gebhard, 01330495			
				Planinhalt: Versuchsaufbau			

C. Versuchsergebnisse

C.1. Versuchsplatte SV-01

Herstelldatum:	09.11.2017
Prüfdatum:	11.12.2017 (32 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33.1 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 40.5 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 27540 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 21.75 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken + Versuchsaufbau:	$G_0 = 18.93 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.10 mm/min
Pausen:	300 kN / 450 kN
Prüfkraft im Versuch:	$F_{exp} = 765 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch:	$V_{exp} = \frac{F_{exp} + G_0}{2} = \frac{765 + 18.93}{2} = 391.97 \text{ kN}$

Tab. C.1.: Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-01

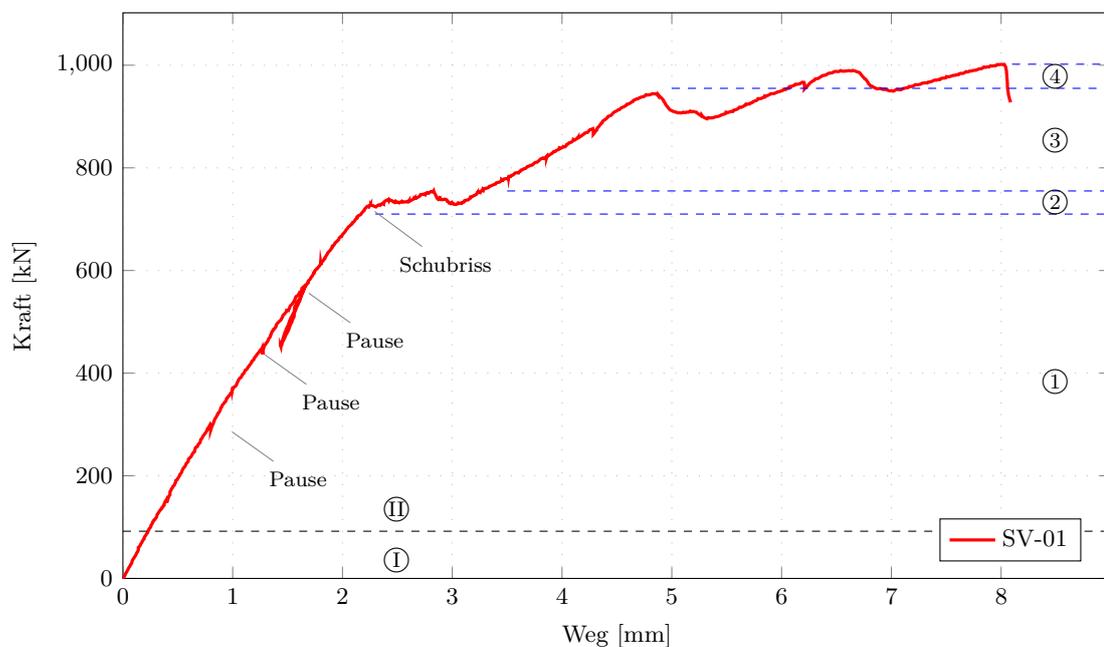


Abb. C.1.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-01

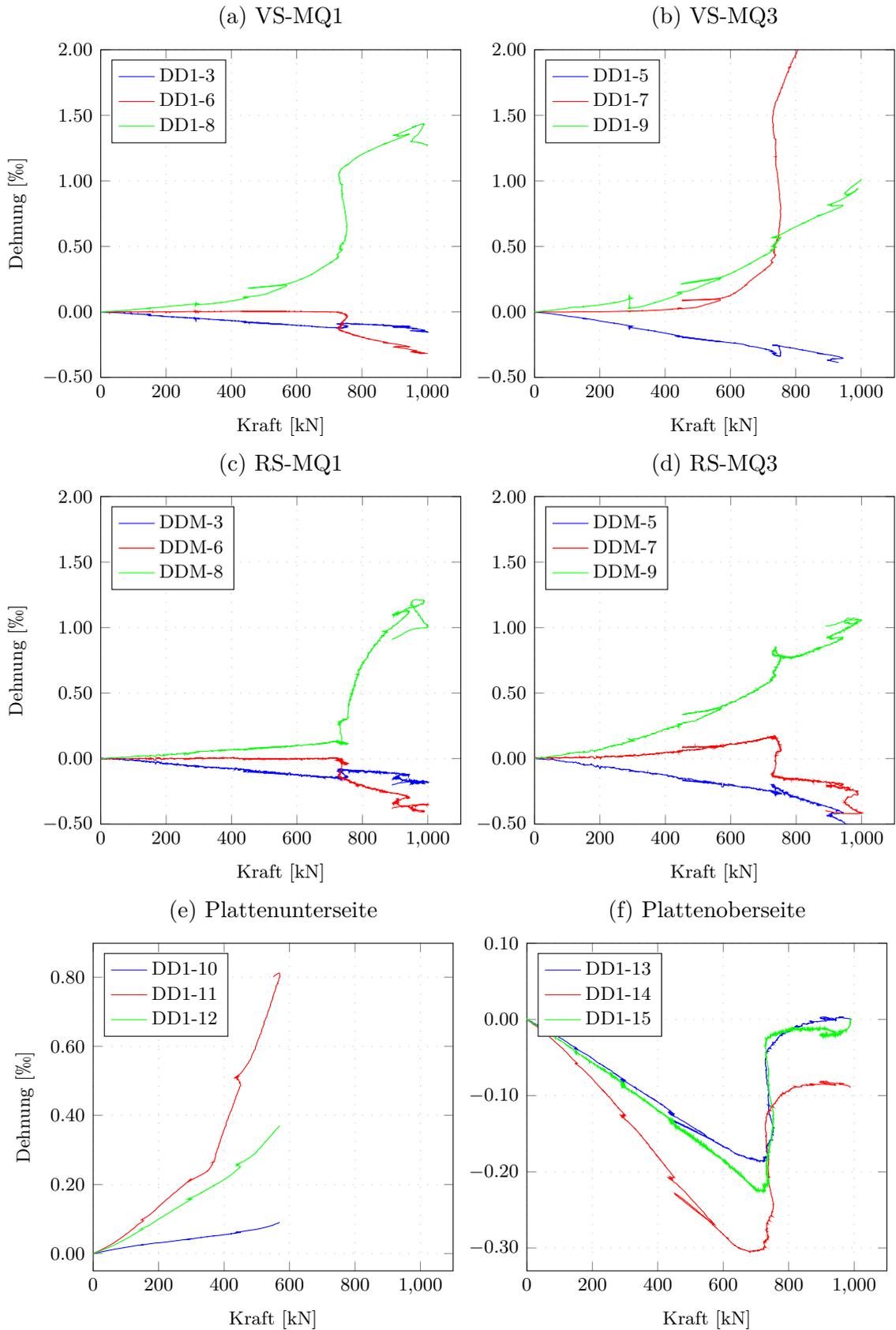


Abb. C.2.: Schubversuch SV-01: (a) bis (d) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3 an der Vorderseite (VS) und Rückseite (RS) sowie (e) bis (f) an der Plattenunterseite und -oberseite

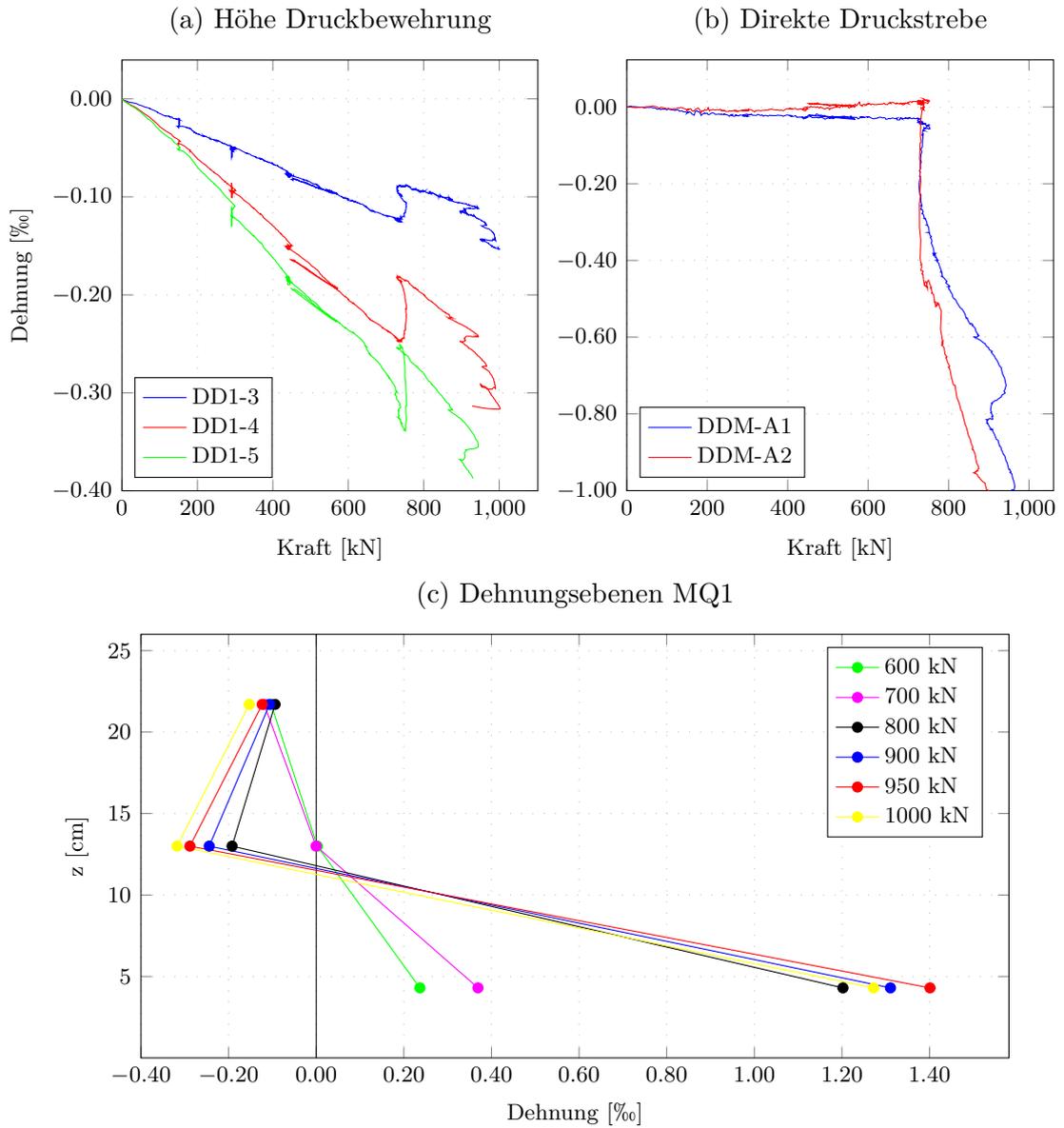


Abb. C.3.: Schubversuch SV-01: (a) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1, 2 und 3 auf Höhe der Druckbewehrung, sowie (b) die Überprüfung der direkten Druckstrebe und (c) die Dehnungsebene im MQ1

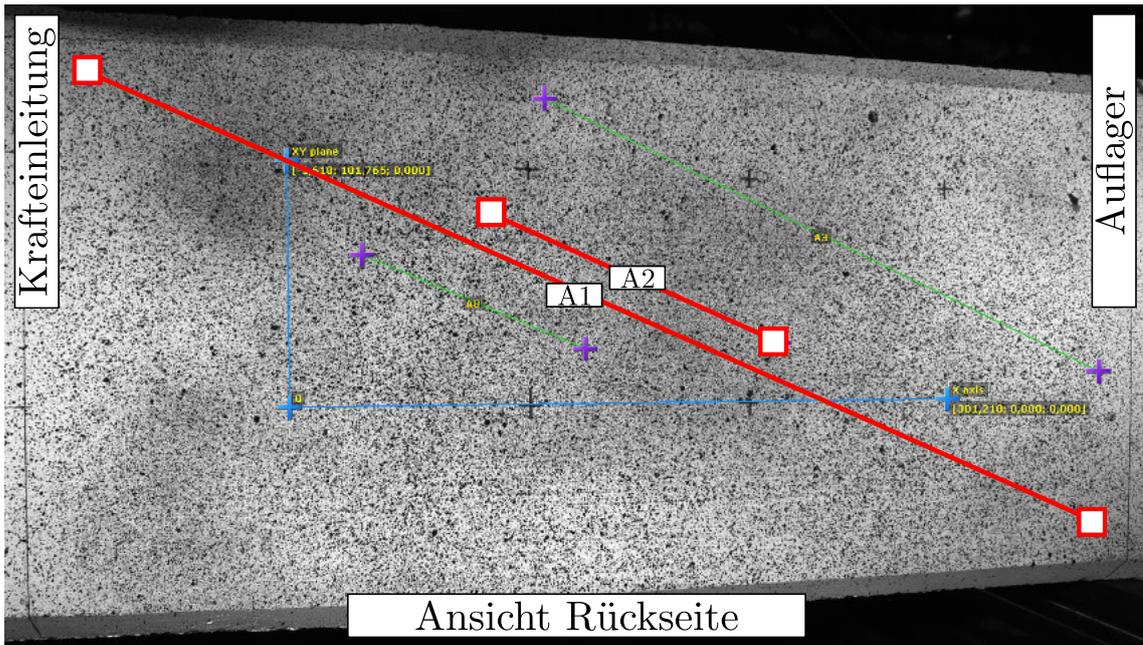


Abb. C.4.: Messübersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen beim Schubversuch SV-01, zur Ermittlung einer direkten Druckstrebe

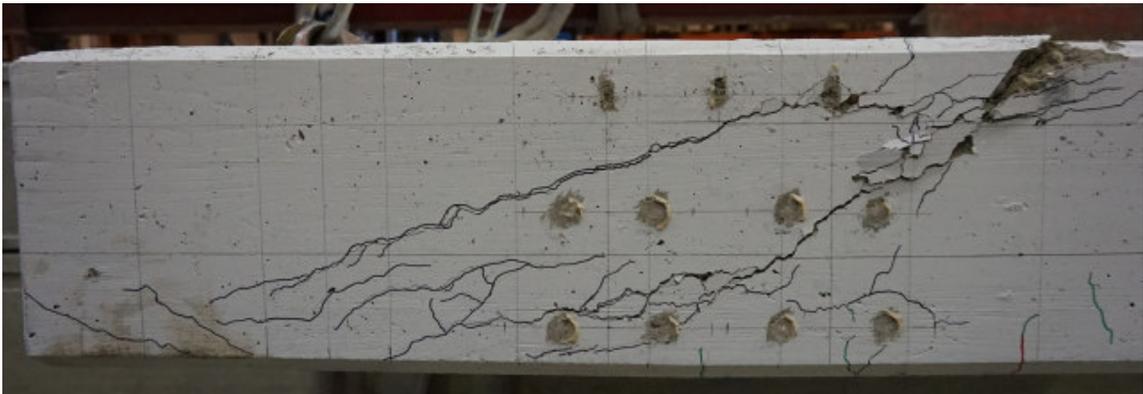


Abb. C.5.: Detailrissbild von SV-01, Vorderseite

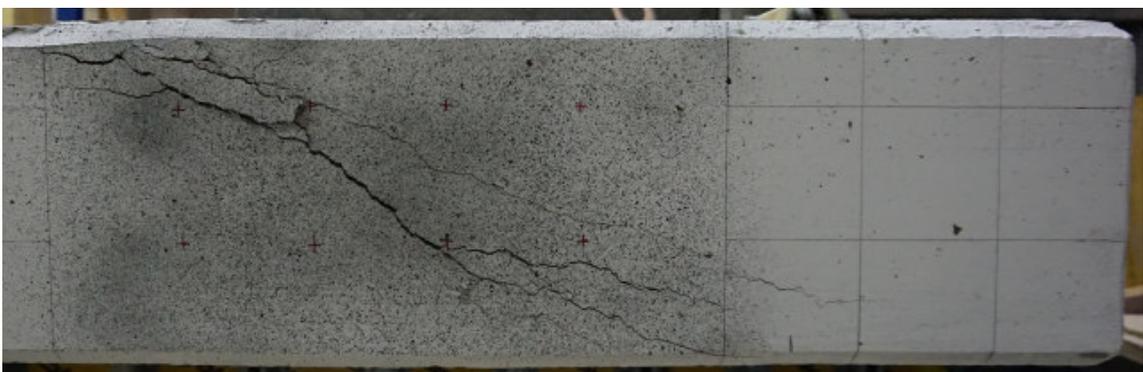


Abb. C.6.: Detailrissbild von SV-01, Rückseite

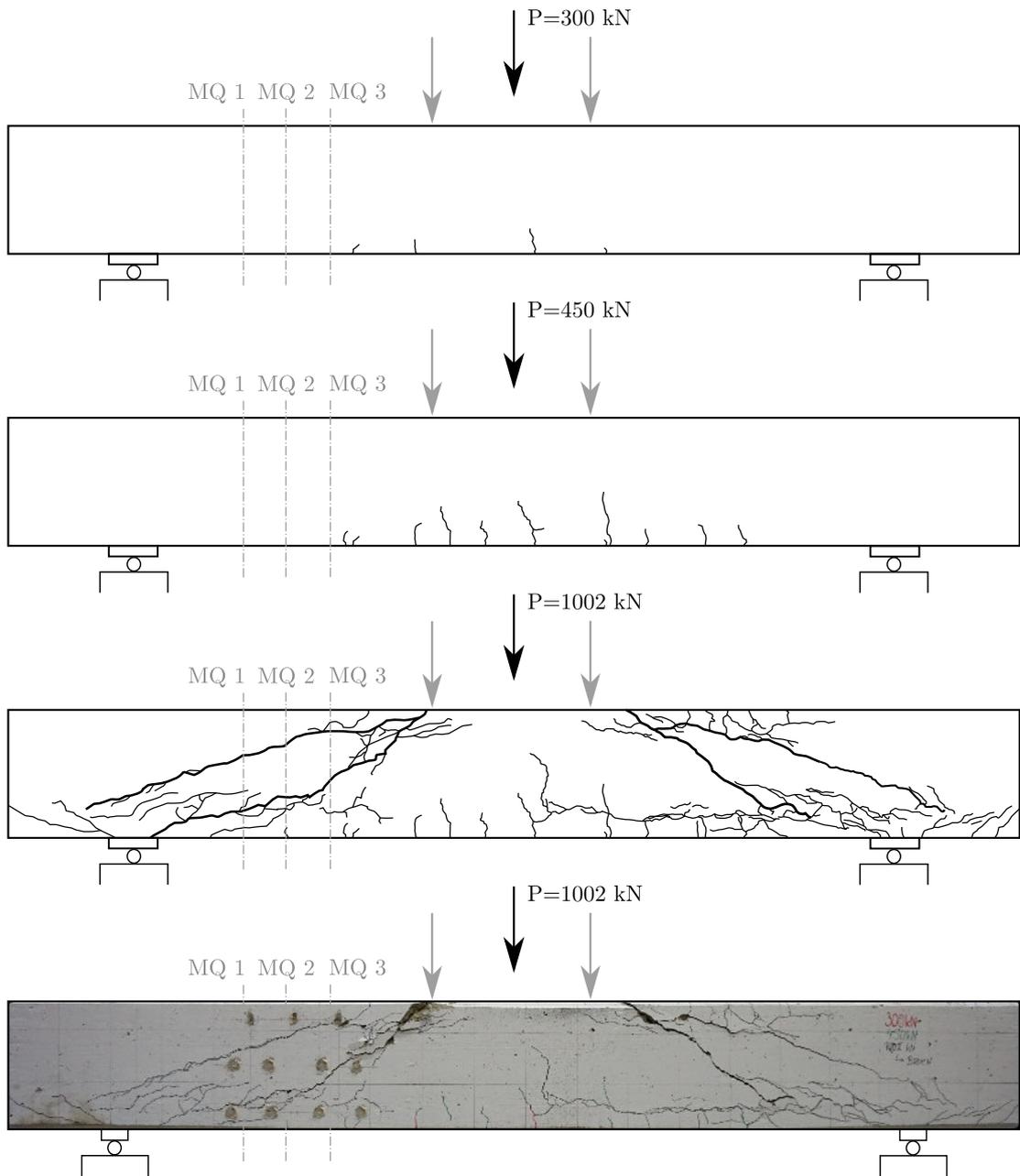


Abb. C.7.: Rissbild SV-01

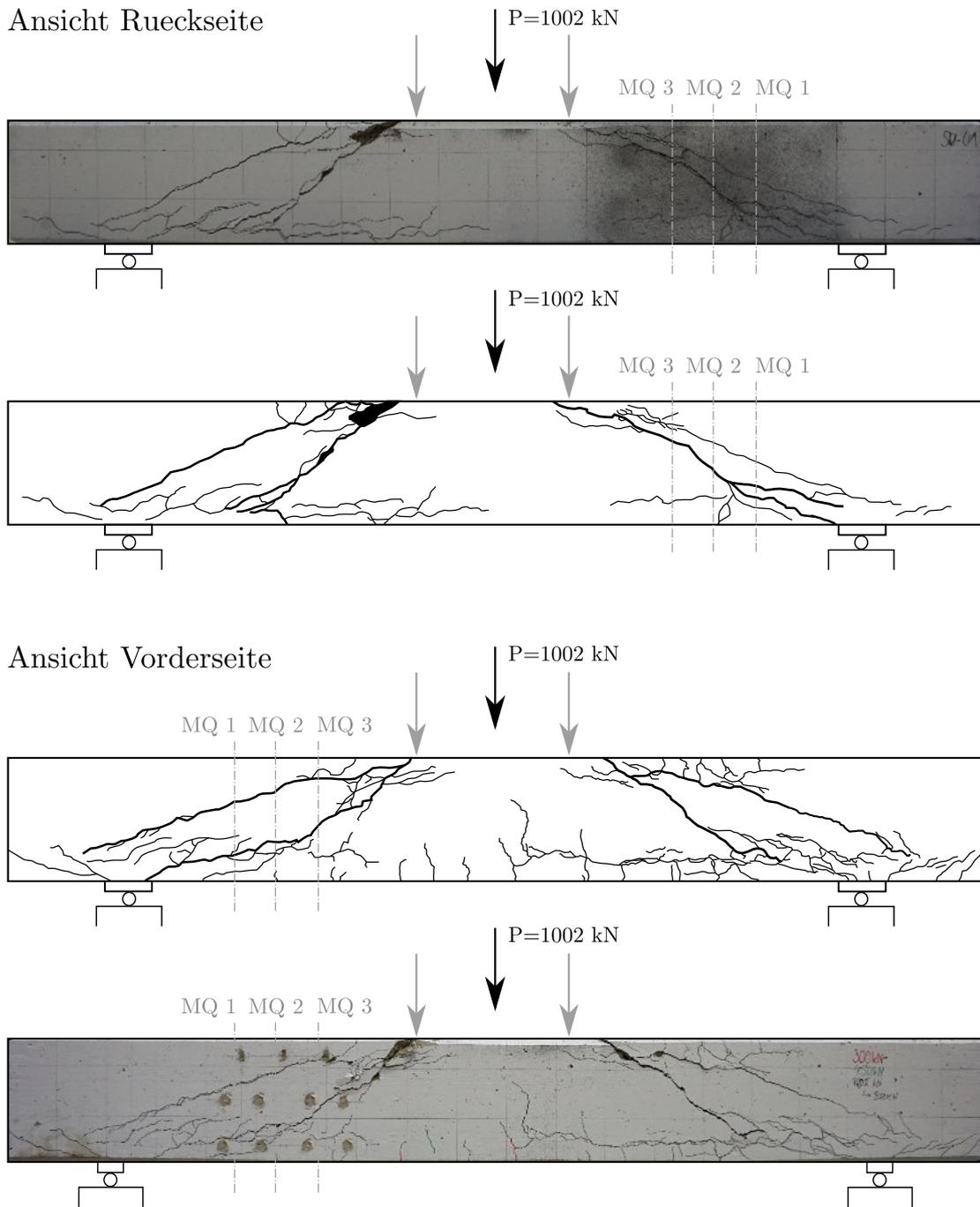


Abb. C.8.: Rissbild von SV-01 von Vorder- und Rückseite

C.2. Versuchsplatte SV-02

Herstelldatum:	09.11.2017
Prüfdatum:	12.12.2017 (33 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33.1 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 40.5 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 27540 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 21.75 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken + Versuchsaufbau:	$G_0 = 18.93 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.10 mm/min
Pausen:	800 kN / 1200 kN
Prüfkraft im Versuch:	$F_{exp} = 1663 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch:	$V_{exp} = \frac{F_{exp} + G_0}{2} = \frac{1663 + 18.93}{2} = 840.97 \text{ kN}$

Tab. C.2.: Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-02

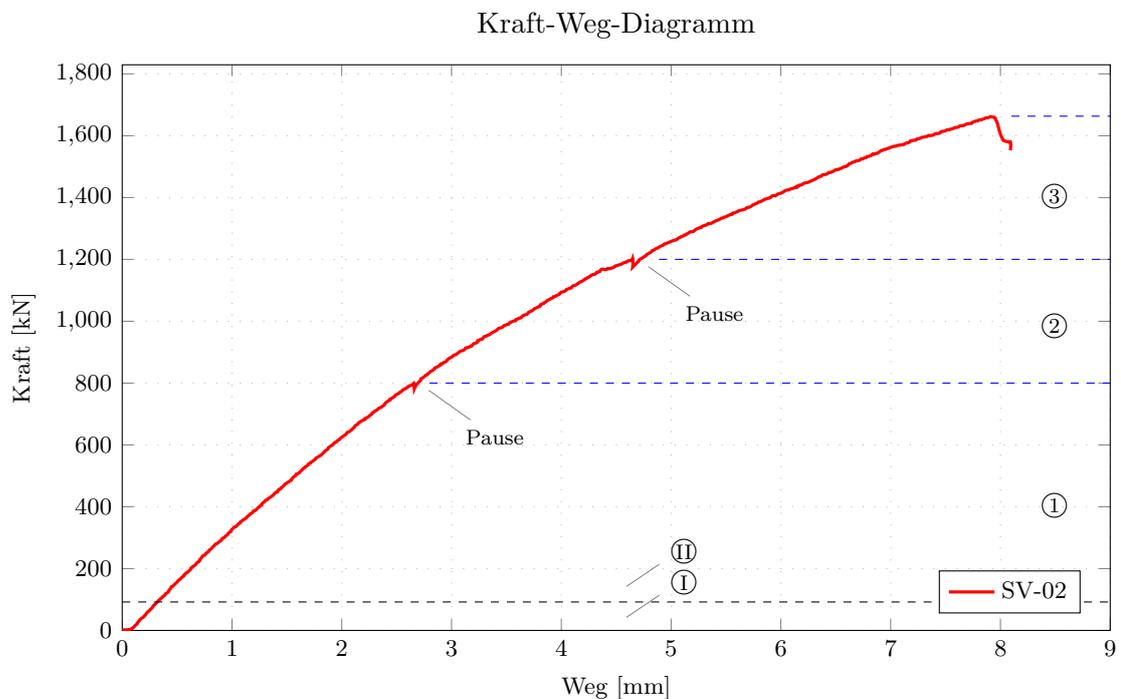


Abb. C.9.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-02

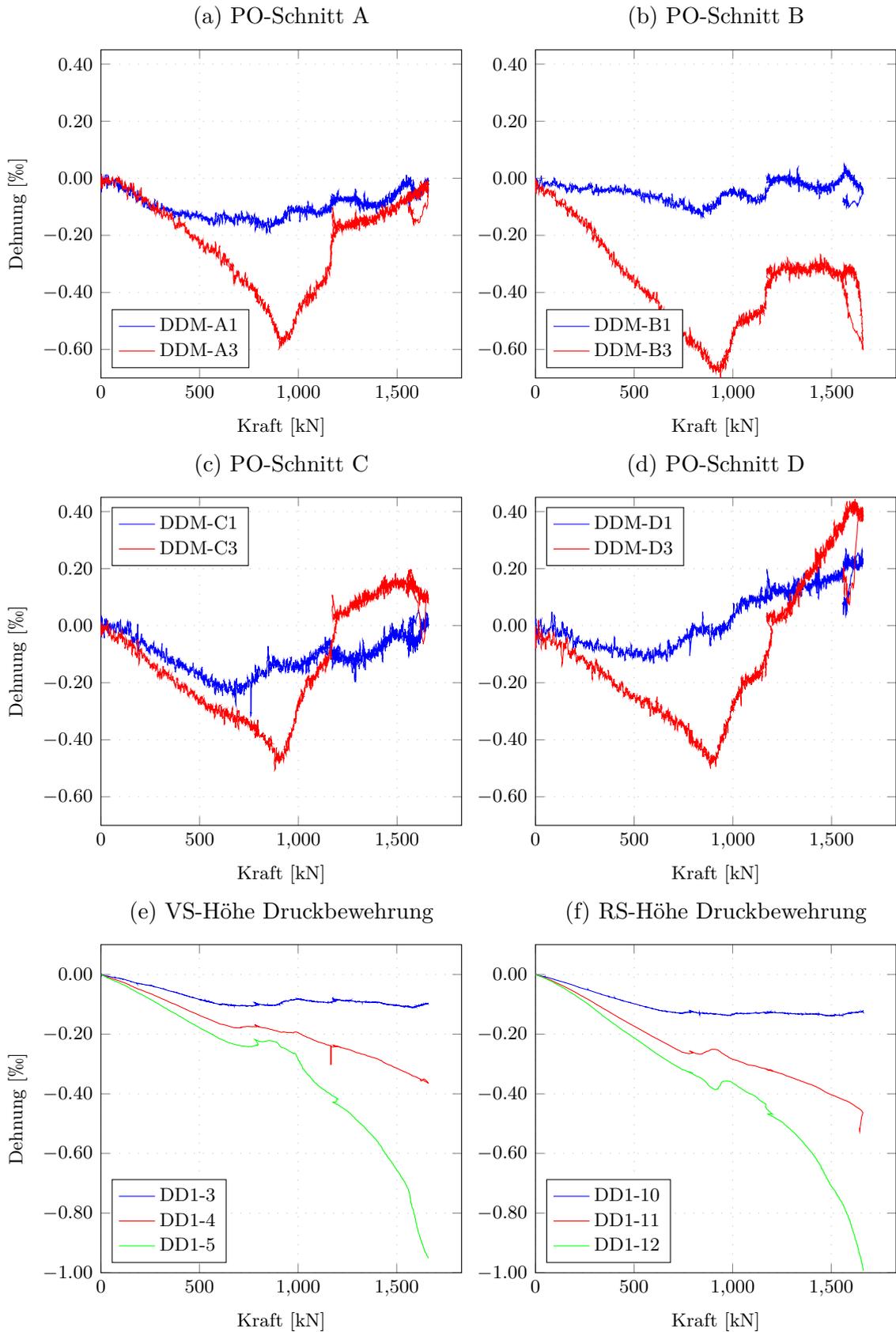


Abb. C.10.: Schubversuch SV-02: Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3; (a) bis (d) mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) an der Oberseite erstellt, sowie an der (e) Vorderseite (VS) und (f) Rückseite auf Höhe der Druckbewehrung (RS)

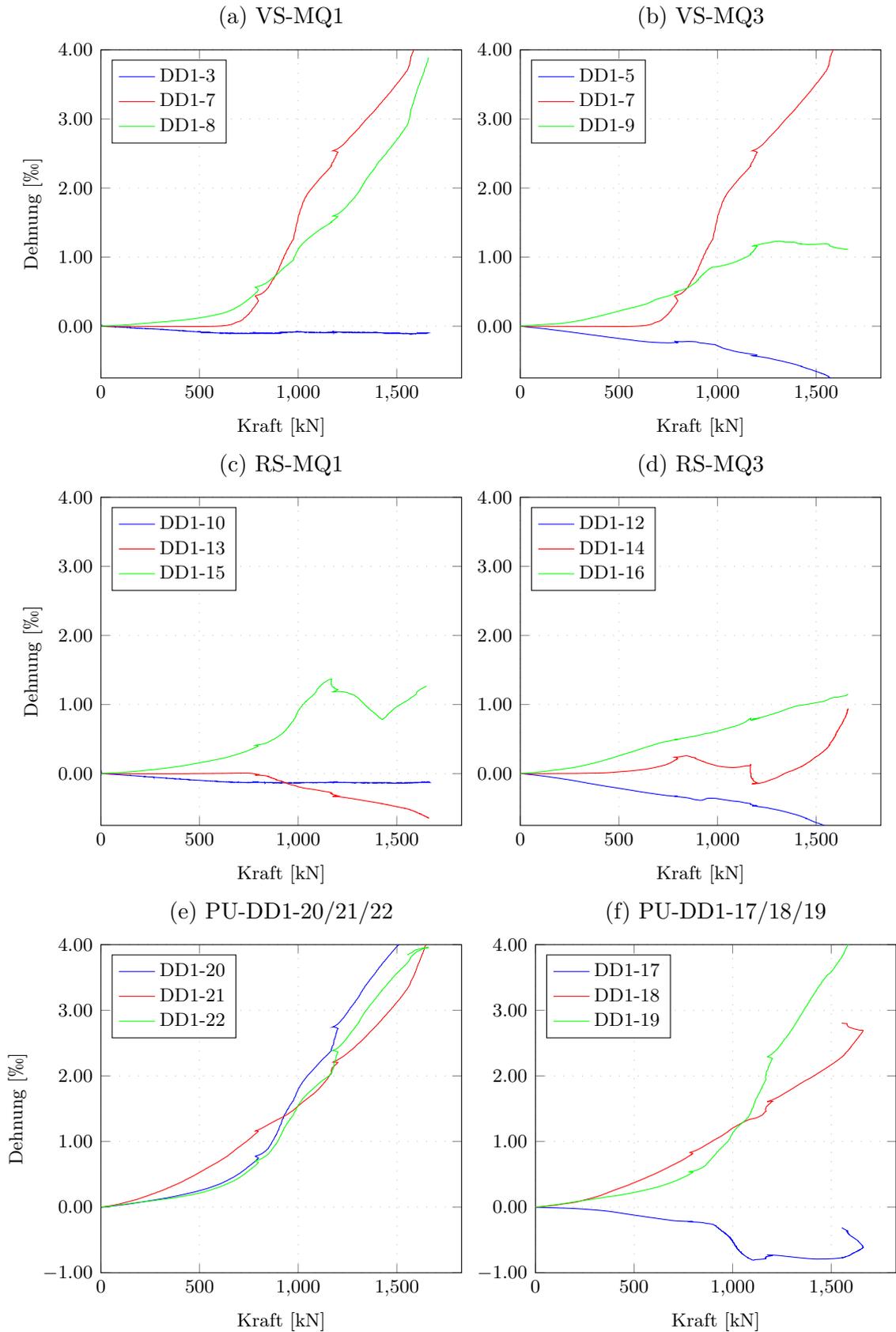


Abb. C.11.: Schubversuch SV-02: Kraft-Dehnungs-Diagramme an der Vorderseite (VS), Rückseite (RS) und Plattenunterseite (PU)

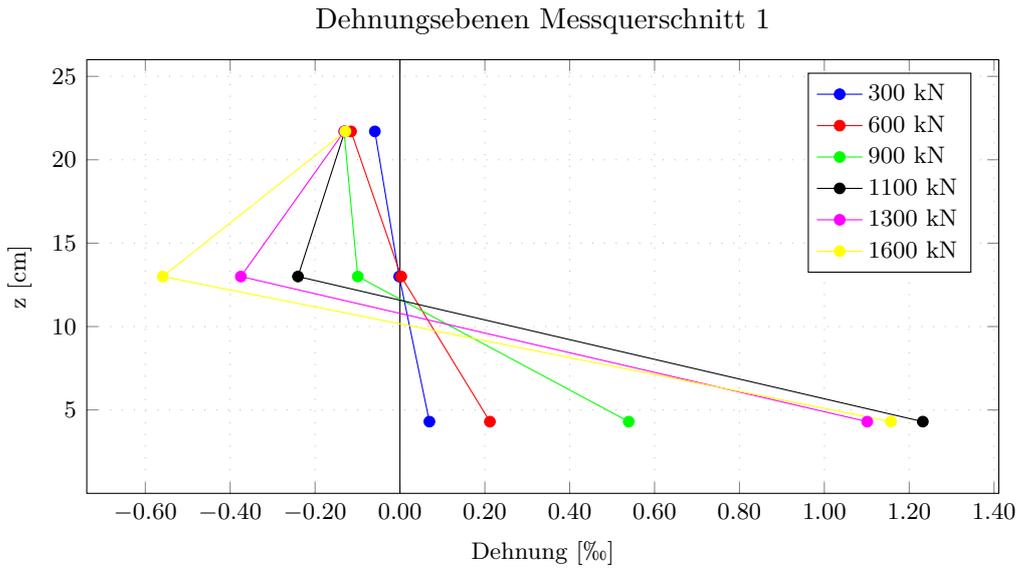


Abb. C.12.: Schubversuch SV-02: Dehnungsebene im Messquerschnitt 1 an der Rückseite

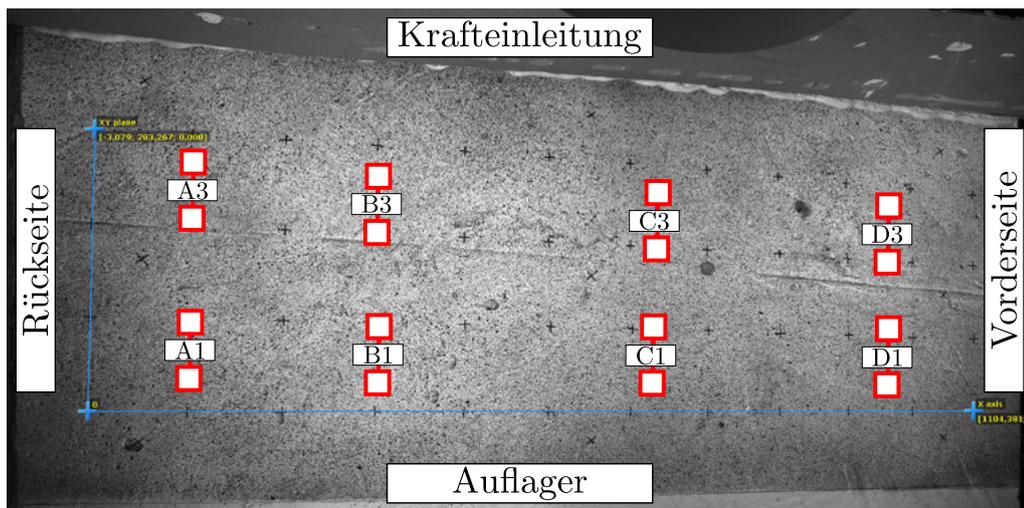


Abb. C.13.: Übersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen für den Schubversuch SV-02 an der Oberseite der Stahlbetonplatte

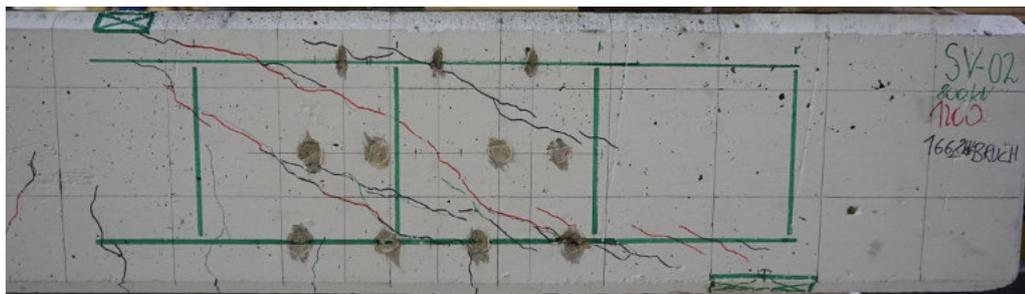


Abb. C.14.: Detailrissbild von SV-02 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

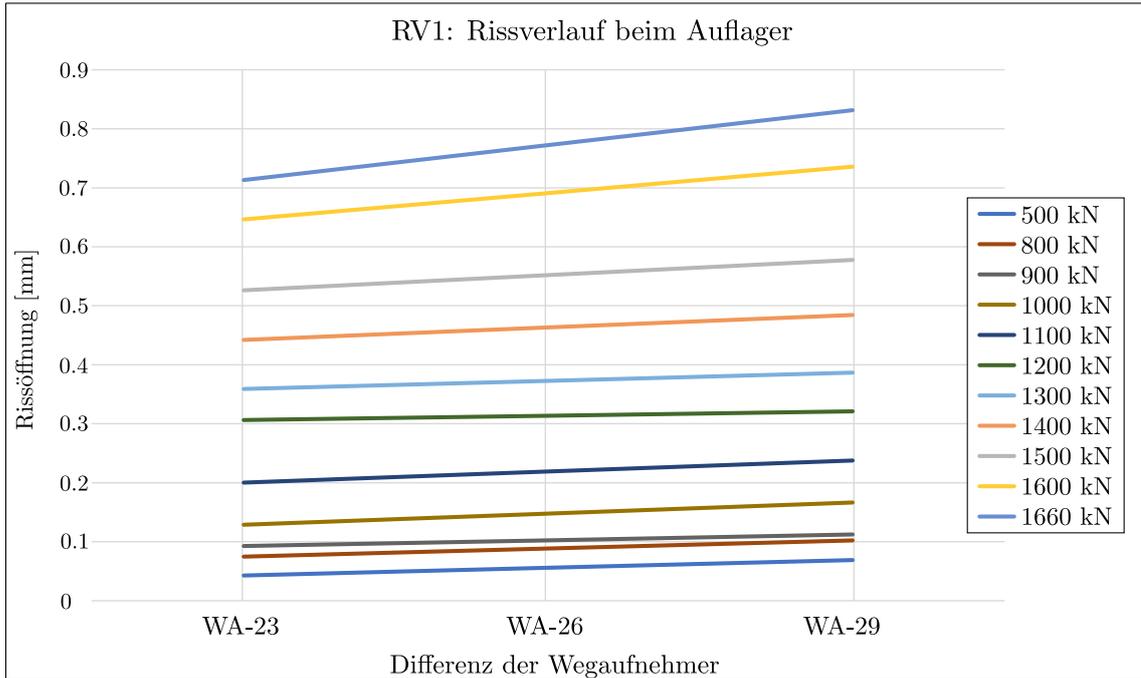


Abb. C.15.: Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-02, nahe dem Auflagerbereich

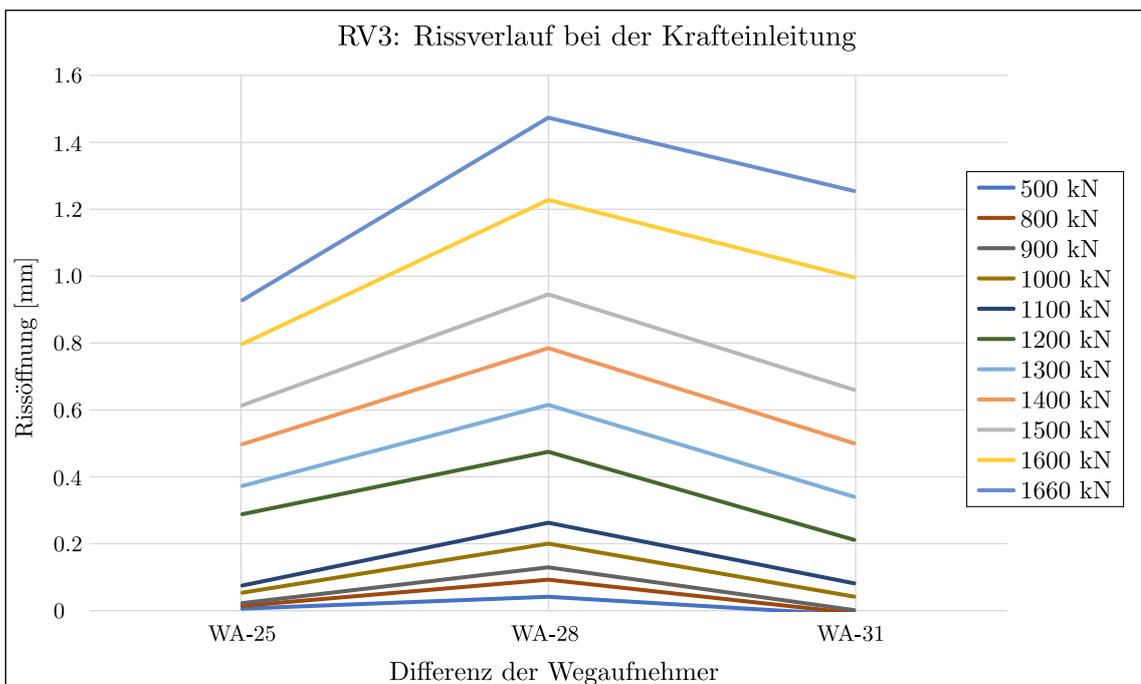


Abb. C.16.: Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-02, nahe der Lasteinleitung

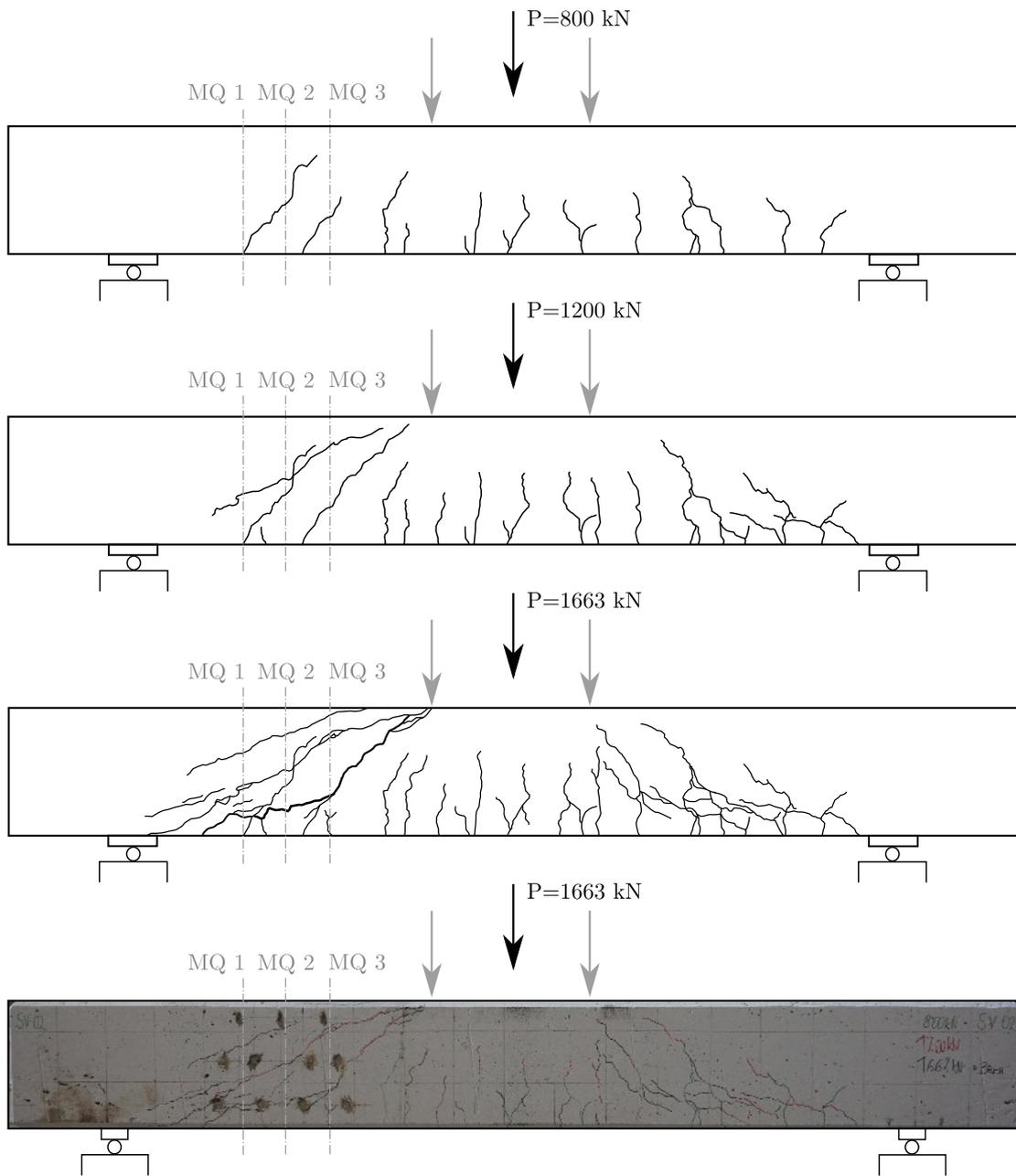


Abb. C.17.: Rissbild SV-02

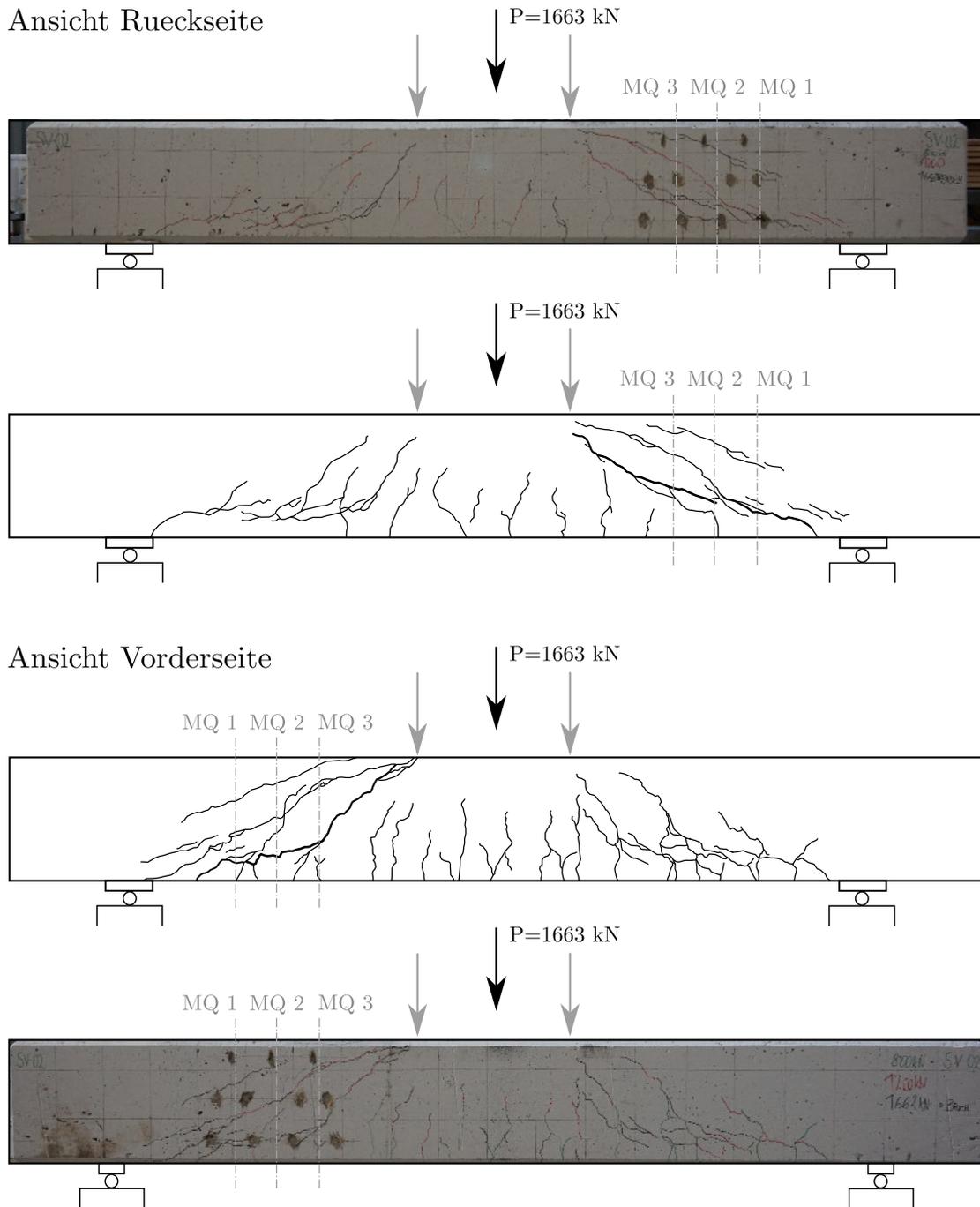


Abb. C.18.: Rissbild von SV-02 von Vorder- und Rückseite

C.3. Versuchsplatte SV-03

Herstelldatum:	09.11.2017
Prüfdatum:	13.12.2017 (34 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33.1 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 40.5 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 27540 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 21.75 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken + Versuchsaufbau:	$G_0 = 18.93 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.10 mm/min
Pausen:	600 kN / 900 kN / 1300 kN
Prüfkraft im Versuch:	$F_{exp} = 1365 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch:	$V_{exp} = \frac{F_{exp} + G_0}{2} = \frac{1365 + 18.93}{2} = 691.97 \text{ kN}$

Tab. C.3.: Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-03

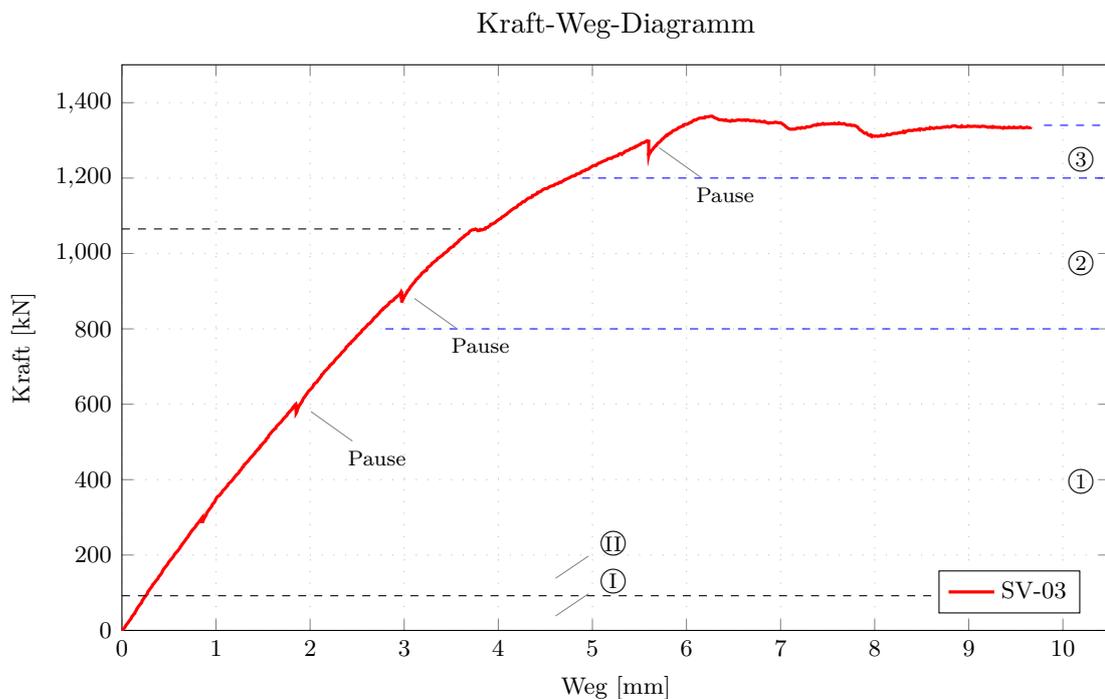


Abb. C.19.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-03

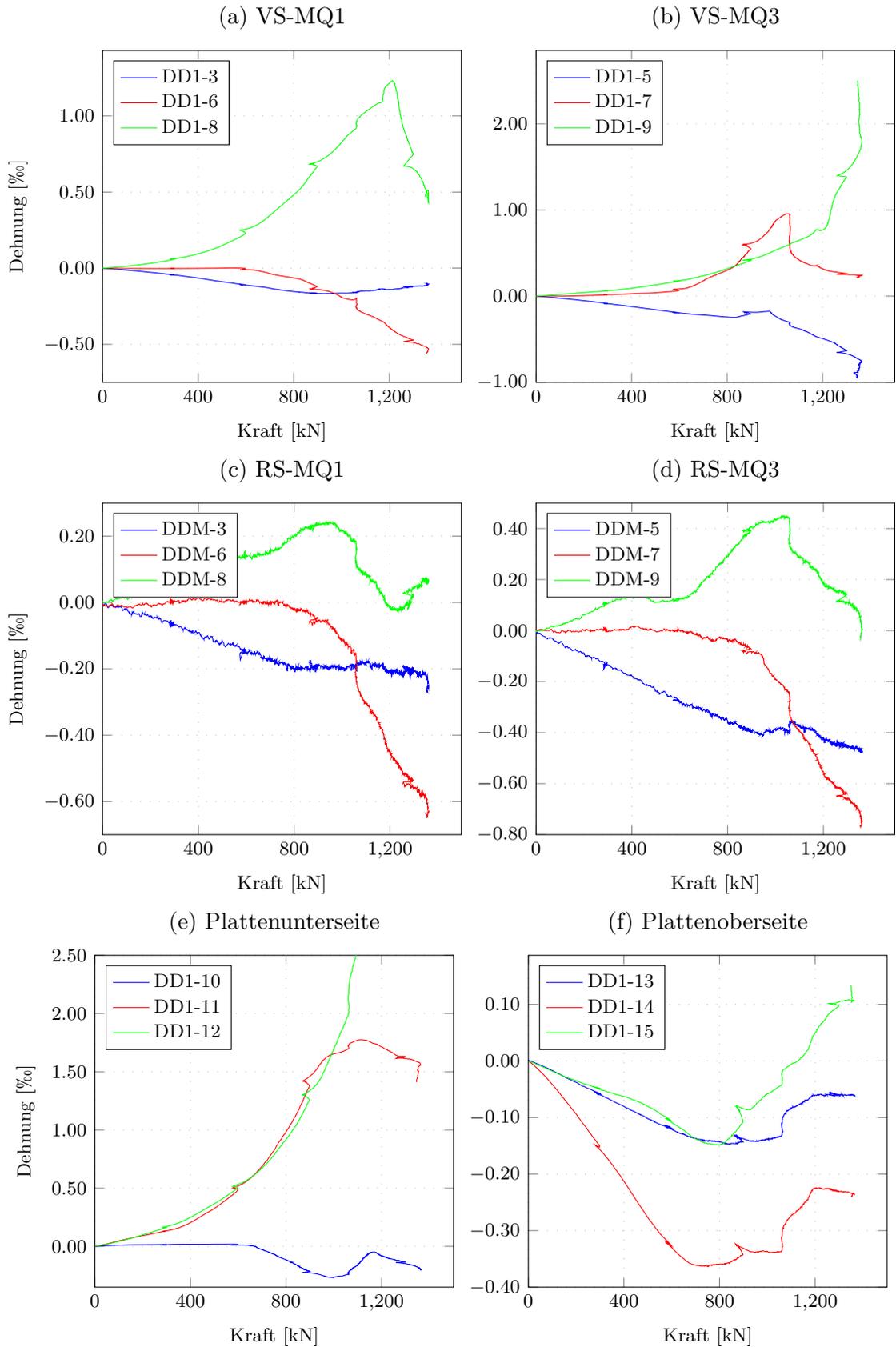


Abb. C.20.: Schubversuch SV-03: (a) bis (d) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3 an der Vorderseite (VS) und Rückseite (RS) sowie (e) bis (f) an der Plattenunterseite und -oberseite

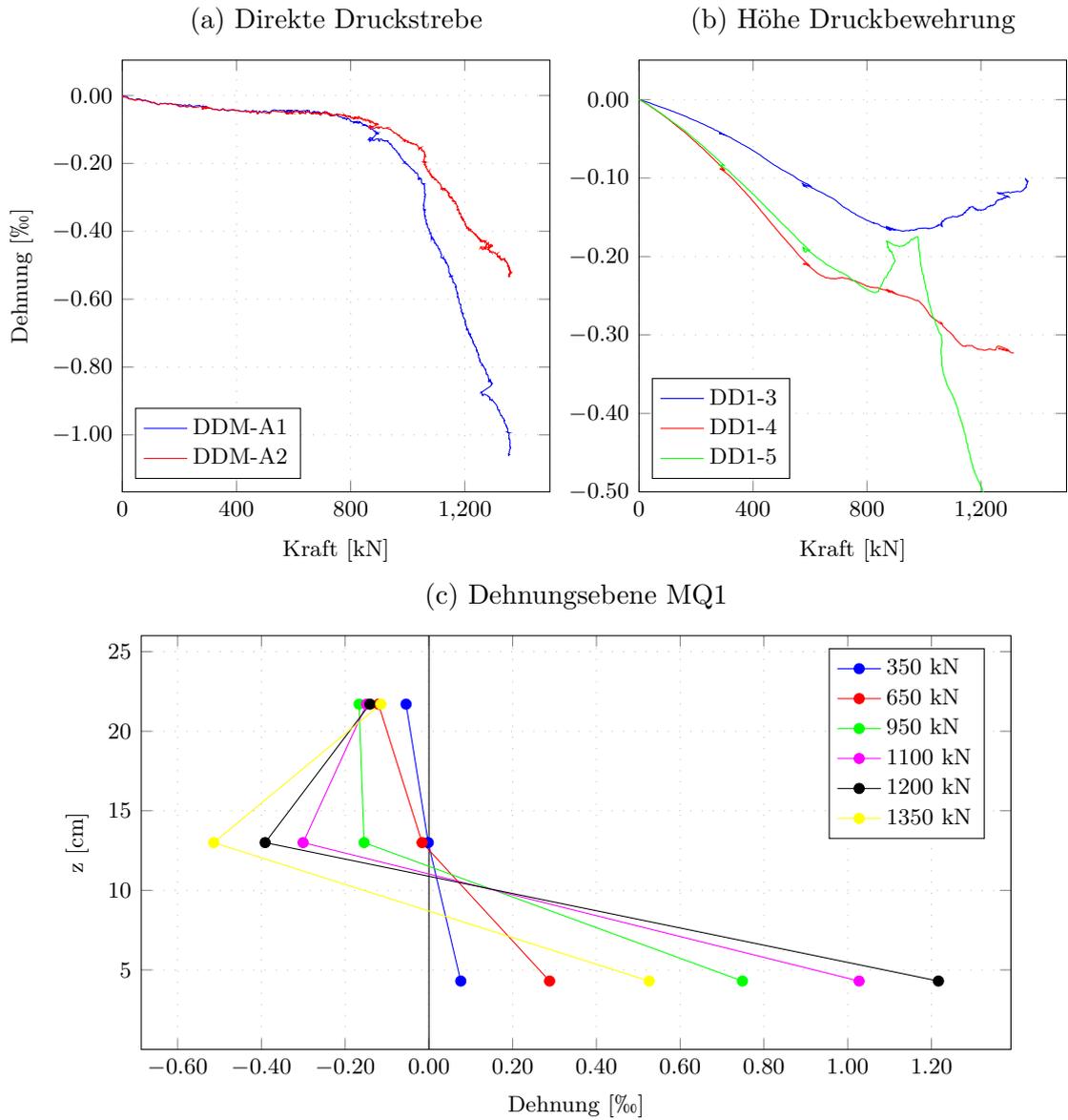


Abb. C.21.: Schubversuch SV-03: Kraft-Dehnungs-Diagramme, (a) Überprüfung einer direkten Druckstrebe, (b) im MQ 1, 2 und 3 auf Höhe der Druckbewehrung; (c) Dehnungsebene im MQ1 an der Vorderseite

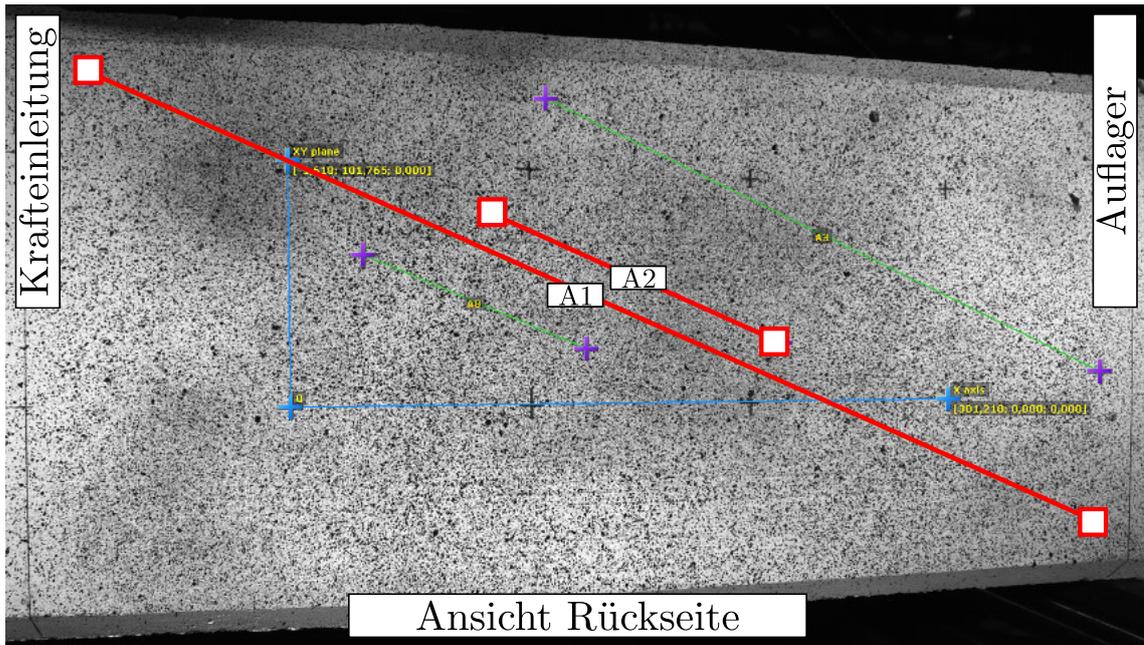


Abb. C.22.: Messübersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen beim Schubversuch SV-03 zur Ermittlung einer direkten Druckstrebe

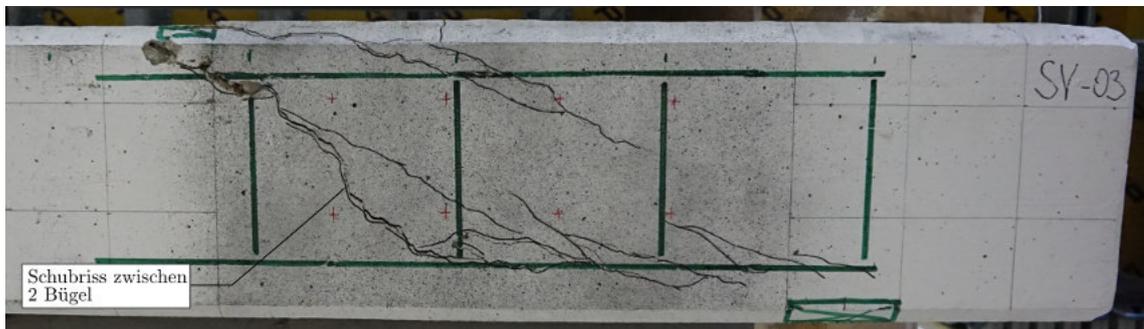


Abb. C.23.: Detailrissbild von SV-03 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

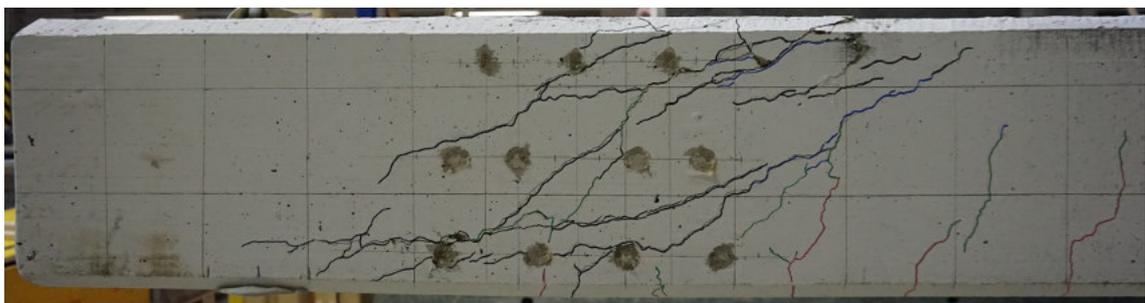


Abb. C.24.: Detailrissbild von SV-03 mit Befestigungspunkte der DD1 an der Vorderseite

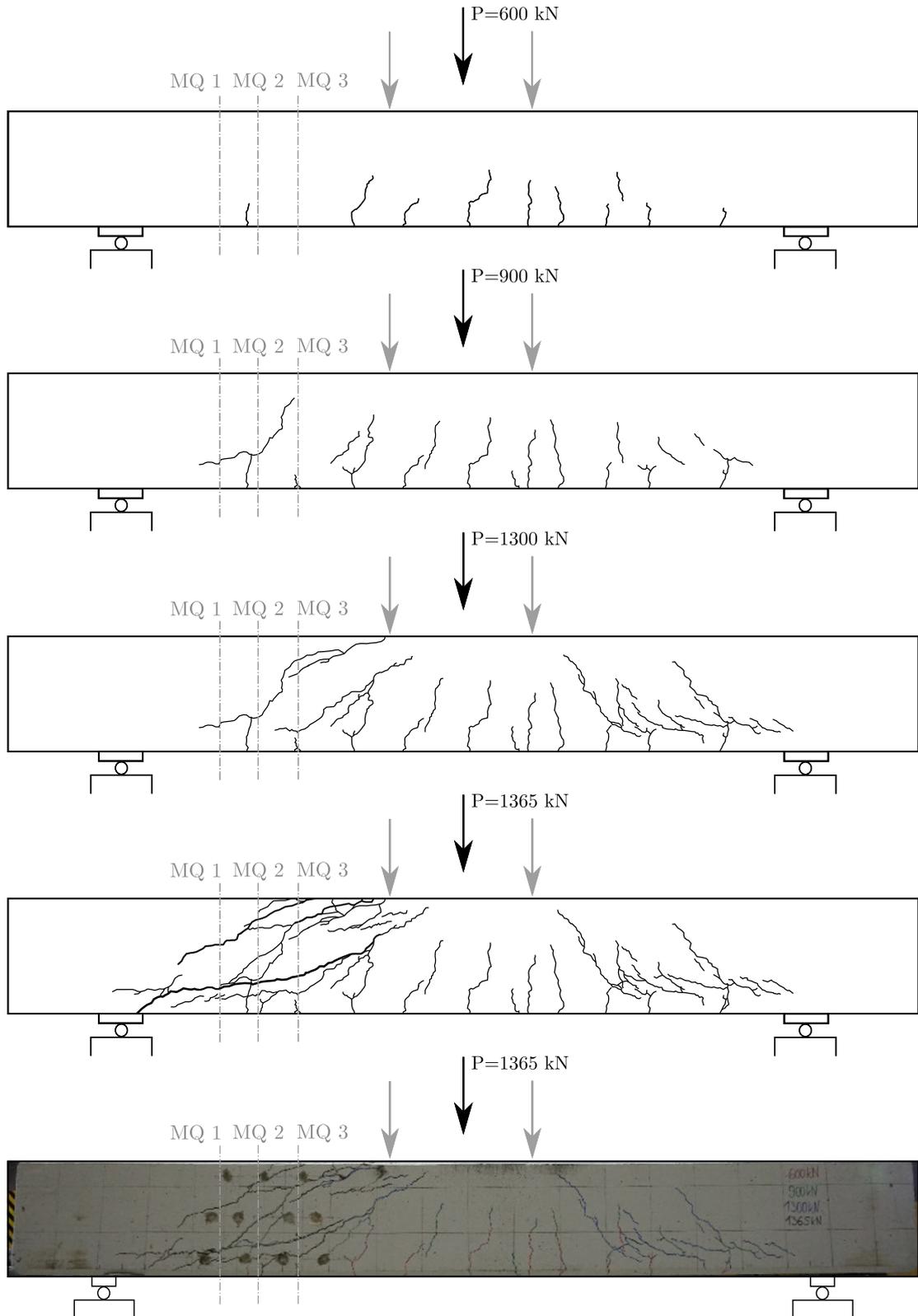


Abb. C.25.: Rissbild SV-03

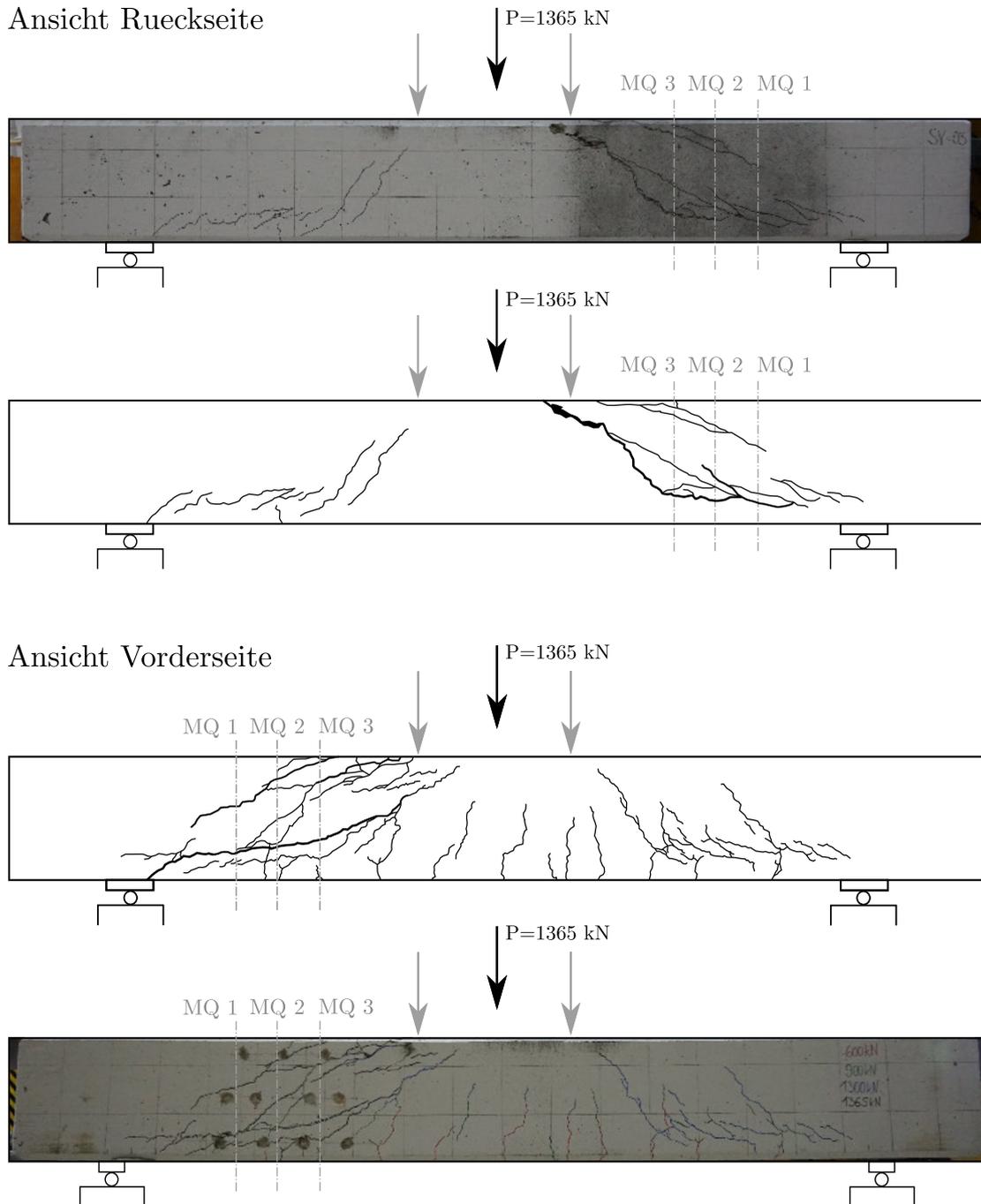


Abb. C.26.: Rissbild von SV-03 von Vorder- und Rückseite

C.4. Versuchsplatte SV-04

Herstelldatum:	09.11.2017
Prüfdatum:	14.12.2017 (35 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33.1 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 40.5 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 27540 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 21.75 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken + Versuchsaufbau:	$G_0 = 18.93 \text{ kN}$

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.10 mm/min
Pausen:	800 kN / 1400 kN

Prüfkraft im Versuch:	$F_{exp} = 1864 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch:	$V_{exp} = \frac{F_{exp} + G_0}{2} = \frac{1864 + 18.93}{2} = 941.47 \text{ kN}$

Tab. C.4.: Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-04

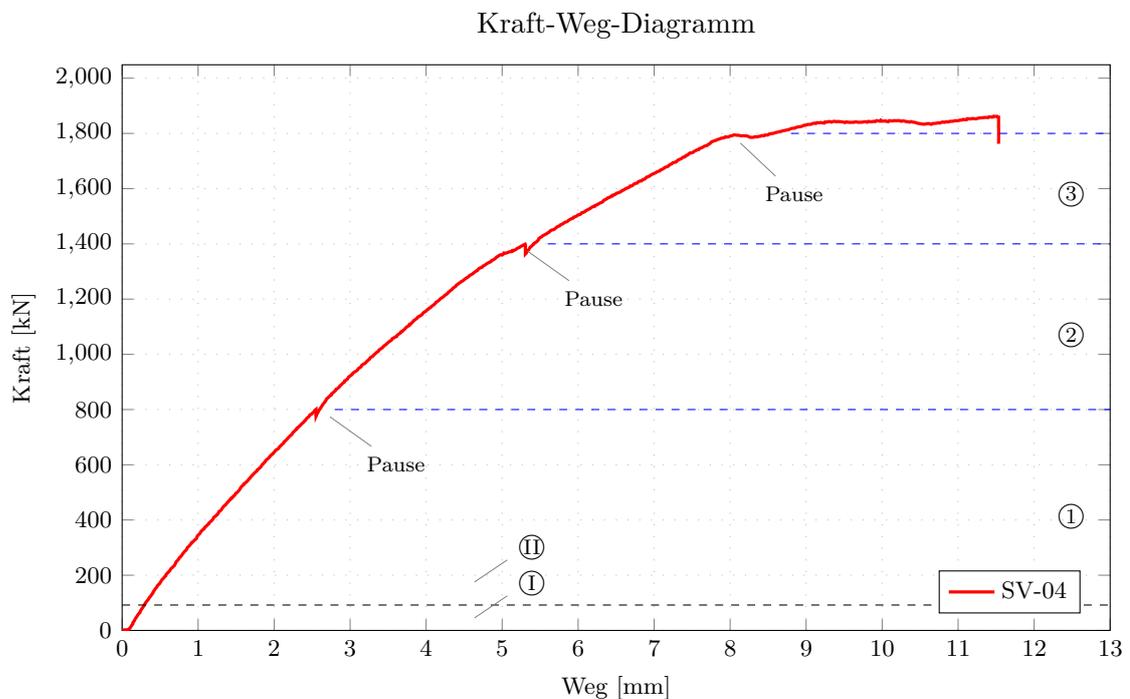


Abb. C.27.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-04

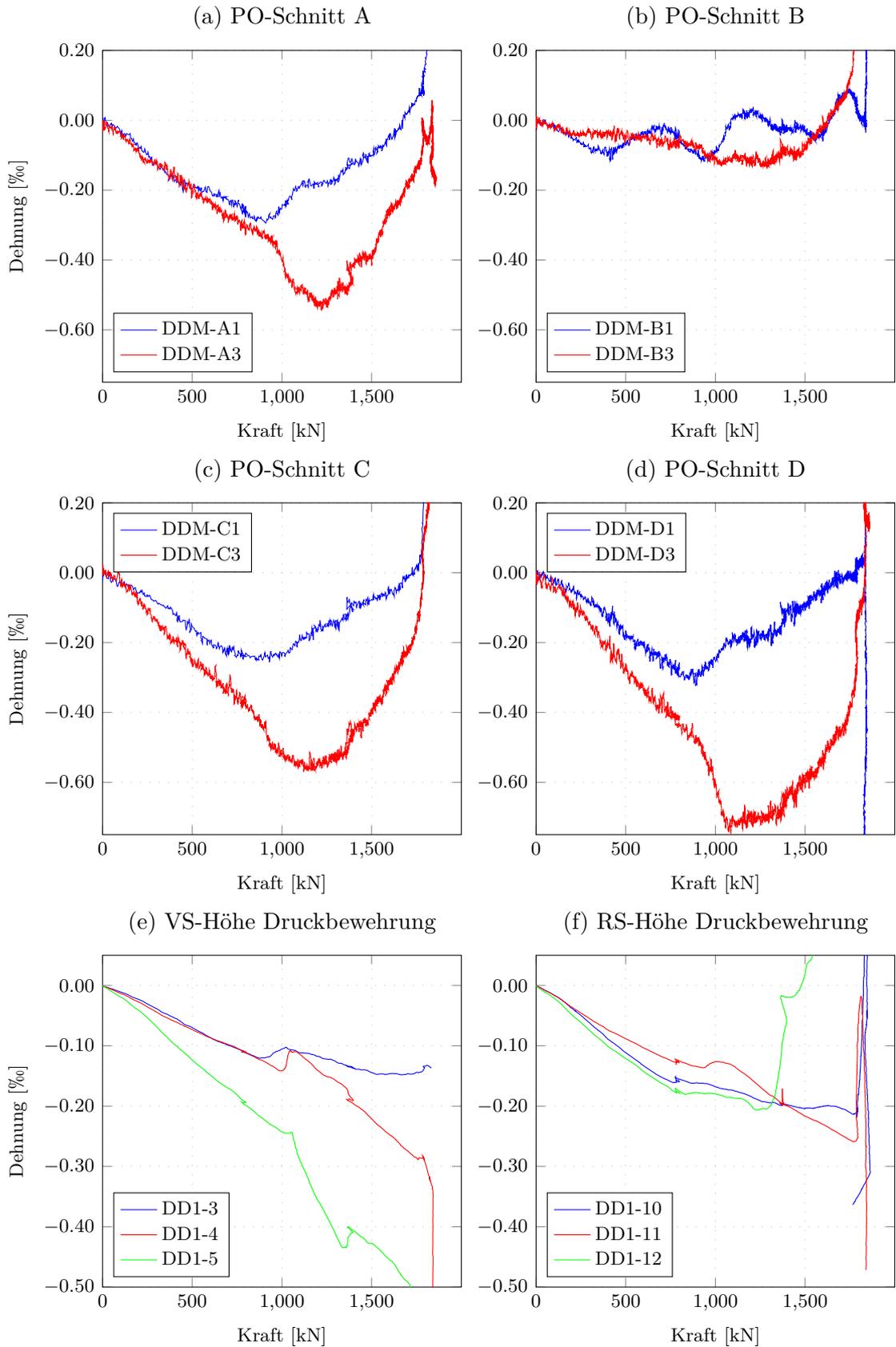


Abb. C.28.: Schubversuch SV-04: Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3; (a) bis (d) mittels Digitaler-Dehnmessstreifen (DDM) an der Oberseite erstellt, sowie an der (e) Vorderseite (VS) und (f) Rückseite auf Höhe der Druckbewehrung (RS)

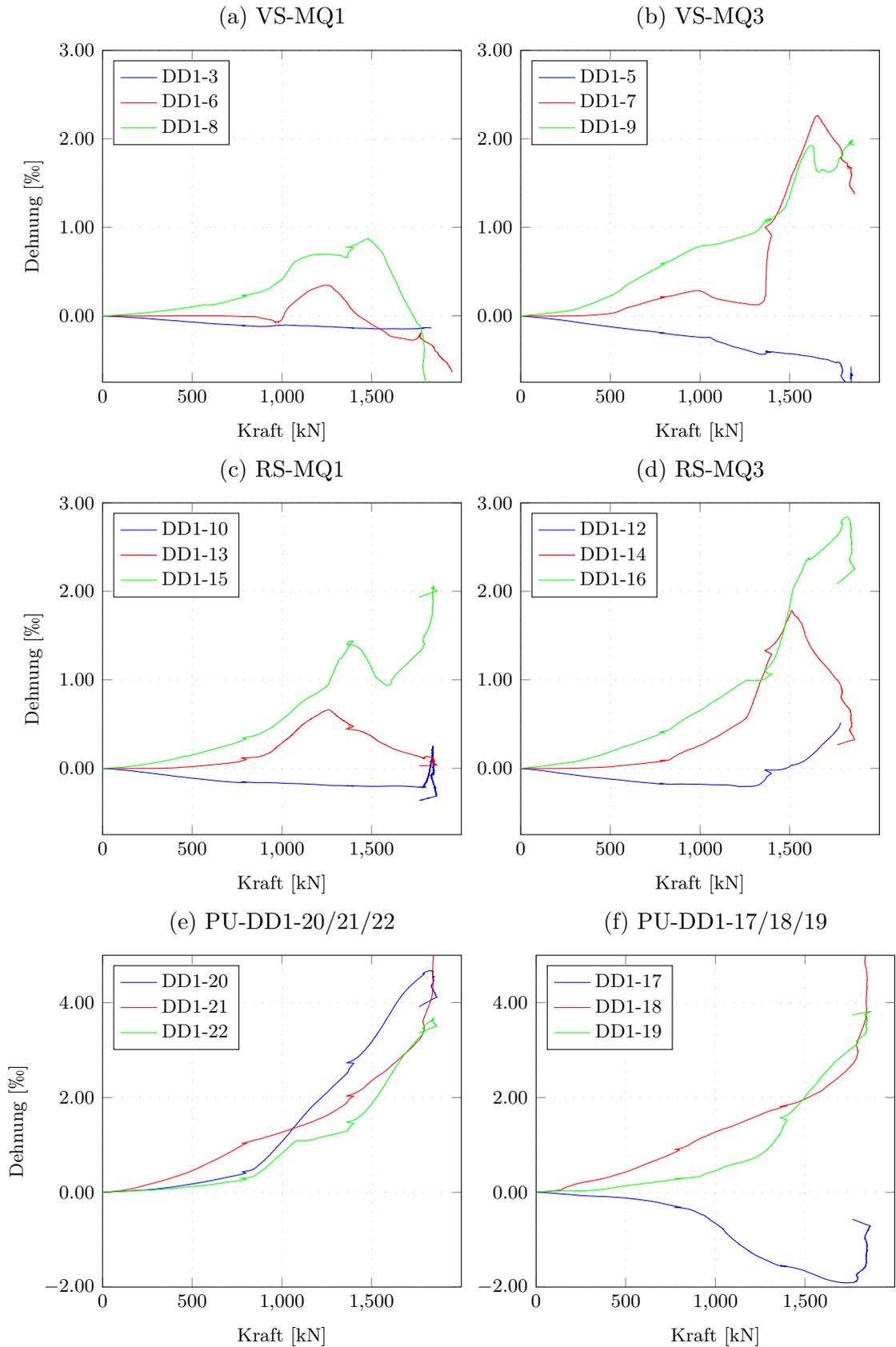


Abb. C.29.: Schubversuch SV-04: Kraft-Dehnungs-Diagramme an der Vorderseite (VS), Rückseite (RS) und Plattenunterseite (PU)

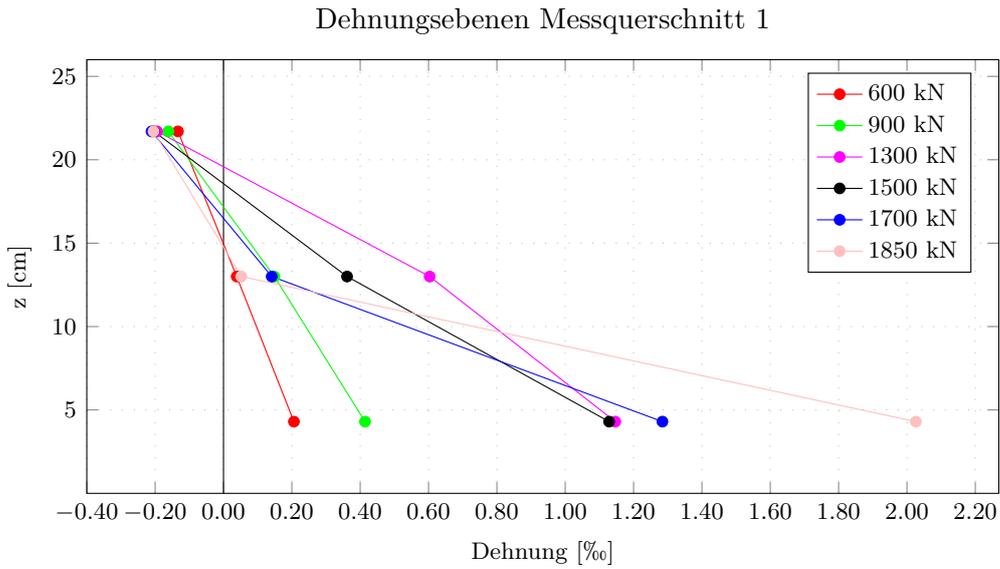


Abb. C.30.: Schubversuch SV-04: Dehnungsebene von MQ1 Rückseite

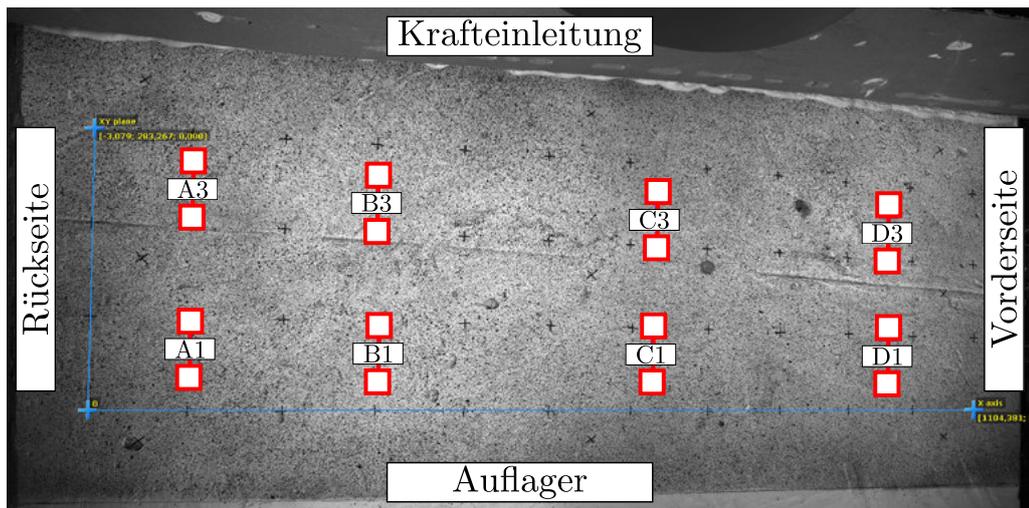


Abb. C.31.: Übersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen (DDM) für den Schubversuch SV-04 an der Oberseite der Stahlbetonplatte

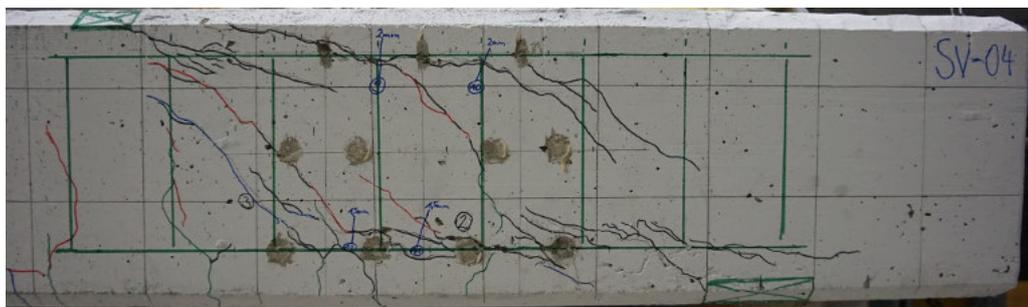


Abb. C.32.: Detailrissbild von SV-04 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

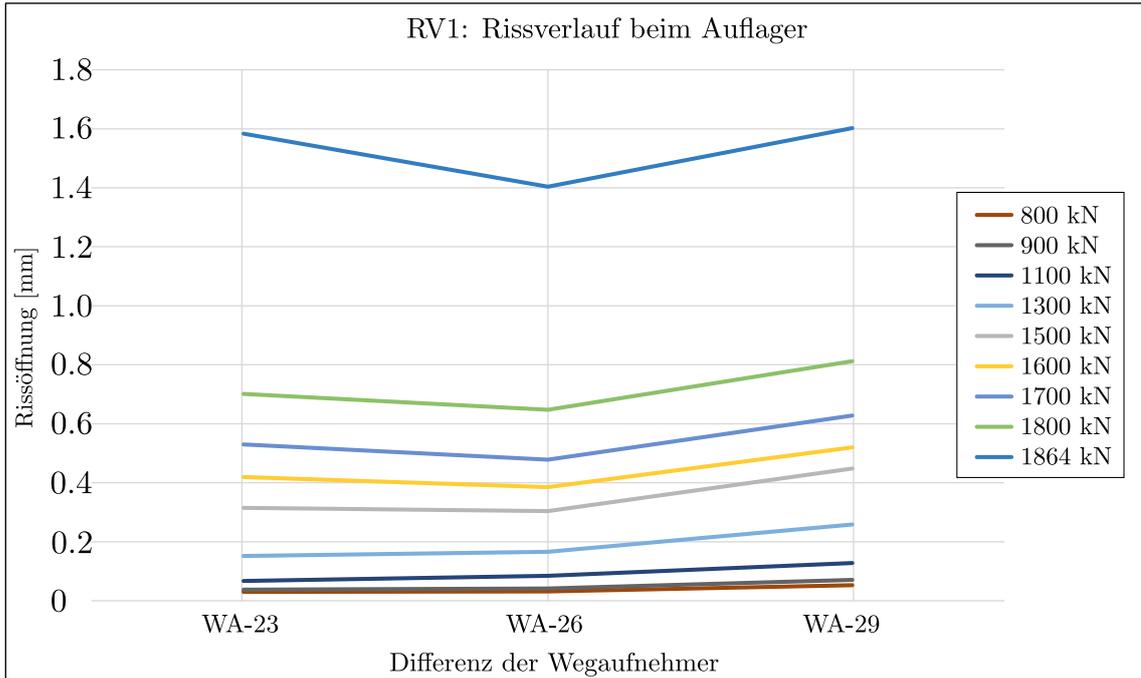


Abb. C.33.: Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-04, nahe dem Auflagerbereich

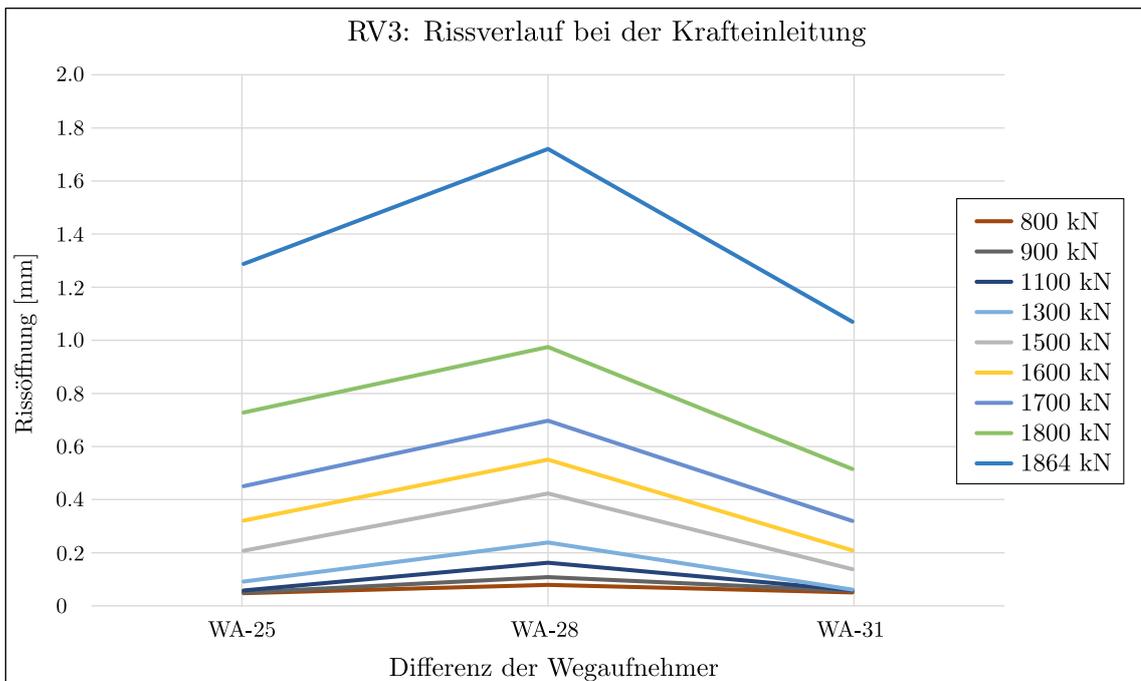


Abb. C.34.: Rissöffnung über die Breite der Platte von Schubversuch SV-04, nahe der Lasteinleitung

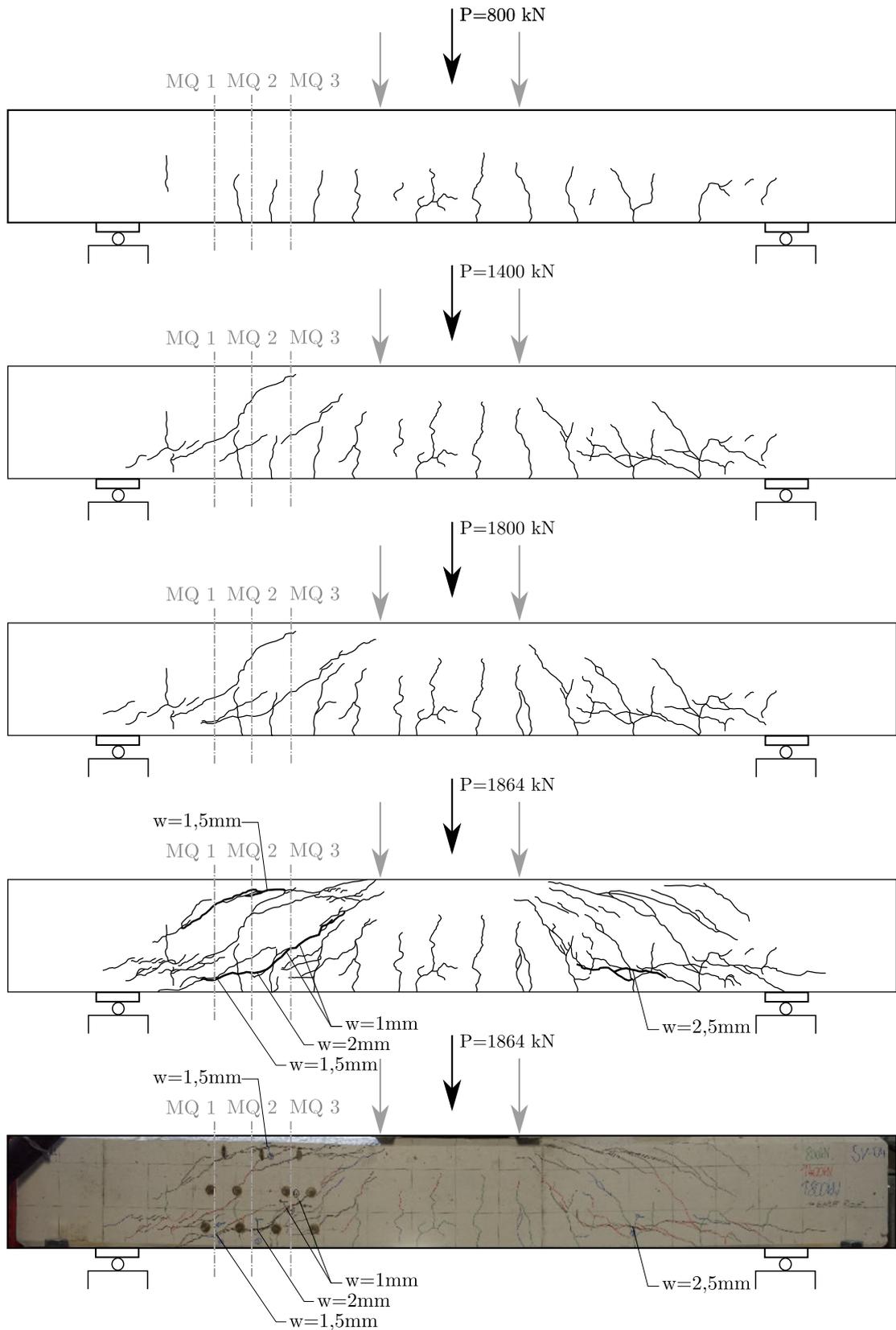


Abb. C.35.: Rissbild SV-04

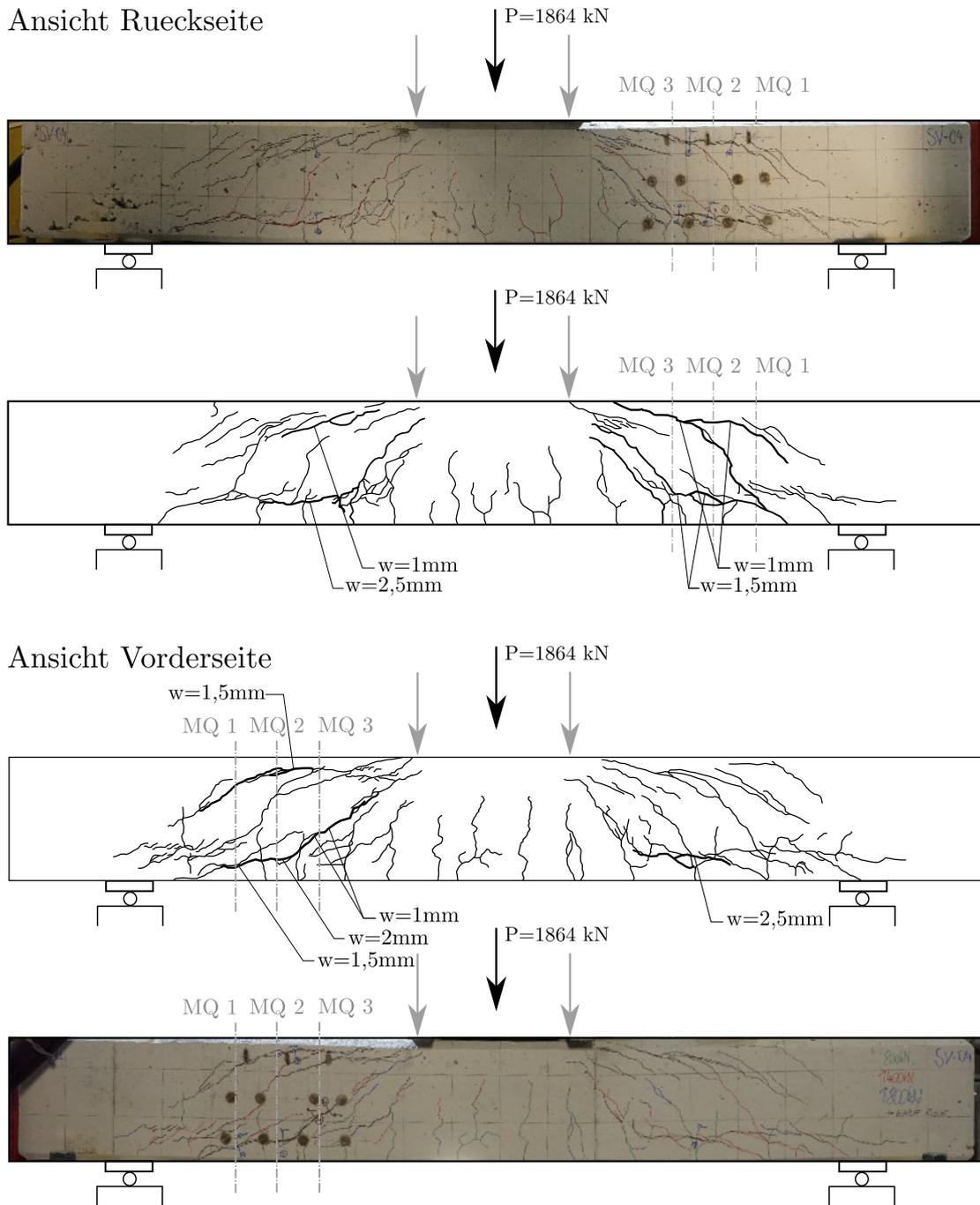


Abb. C.36.: Rissbild von SV-04 von Vorder- und Rückseite

C.5. Versuchsplatte SV-05

Herstelldatum:	09.11.2017
Prüfdatum:	15.12.2017 (36 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33.1 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 40.5 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 27540 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 21.75 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken + Versuchsaufbau:	$G_0 = 18.93 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.10 mm/min
Pausen:	2050 kN
Prüfkraft im Versuch:	$F_{exp} = 1880 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch:	$V_{exp} = \frac{F_{exp} + G_0}{2} = \frac{1880 + 18.93}{2} = 949.47 \text{ kN}$

Tab. C.5.: Zusammenfassung Systemparameter und Querkraft im Abstand d vom Auflager im Versuch von SV-05

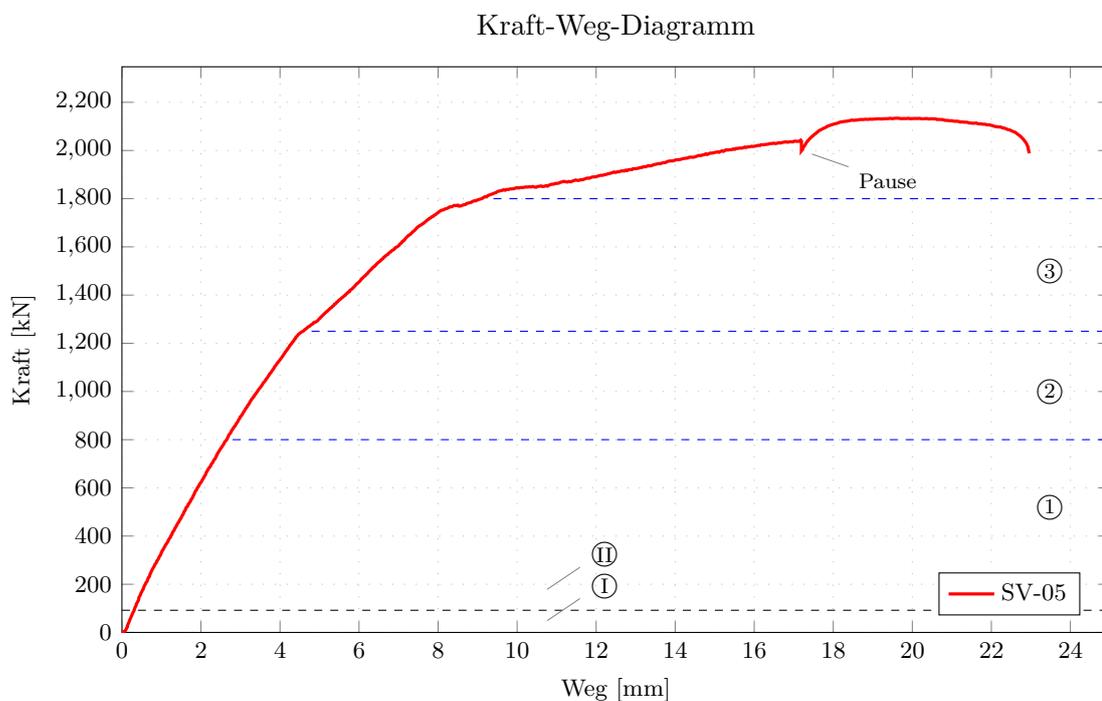


Abb. C.37.: Kraft-Weg-Diagramm von SV-05

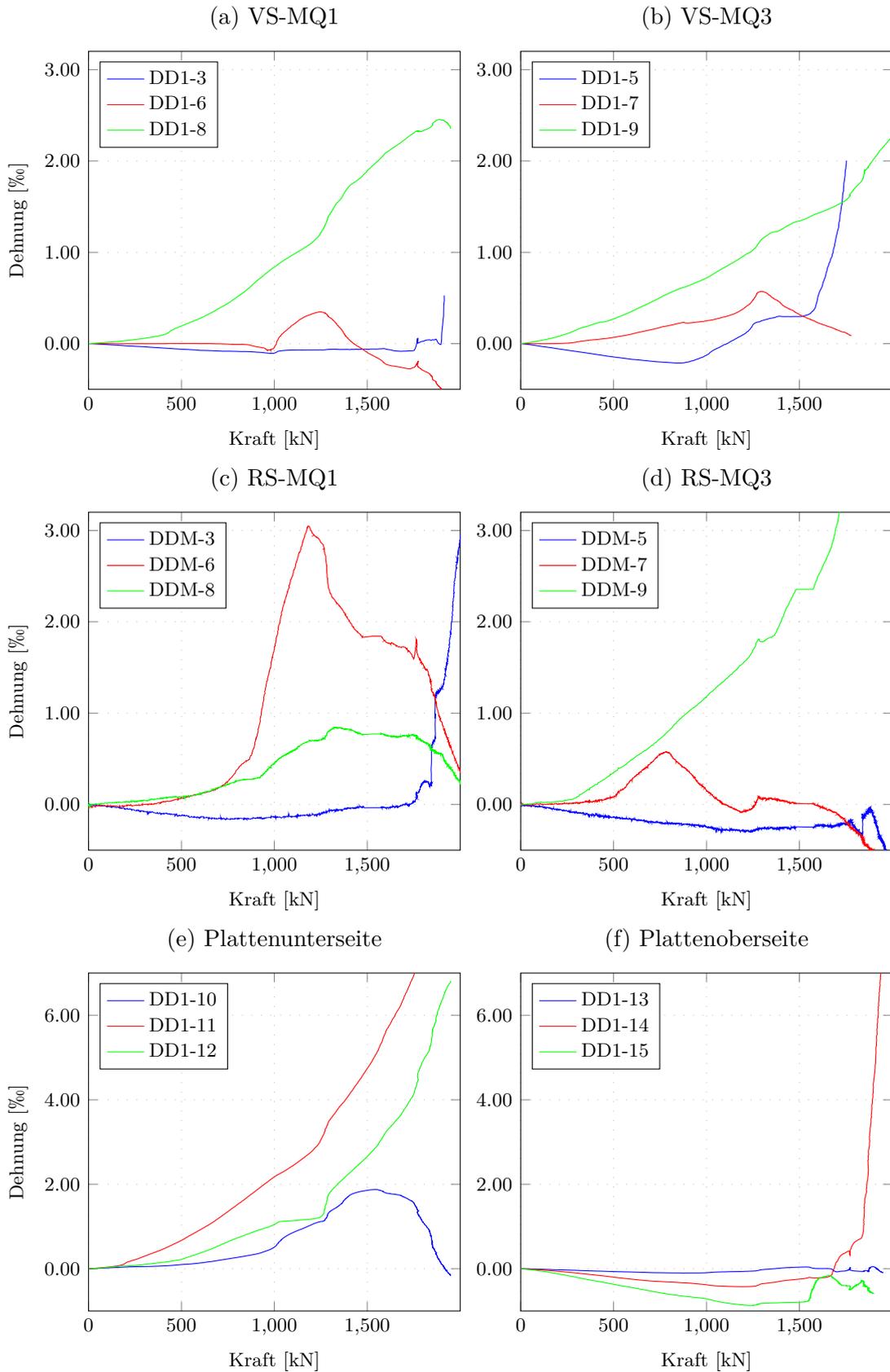


Abb. C.38.: Schubversuch SV-05: (a) bis (d) Kraft-Dehnungs-Diagramme in den MQ 1 und 3 an der Vorderseite (VS) und Rückseite (RS) sowie (e) bis (f) an der Plattenunterseite und -oberseite

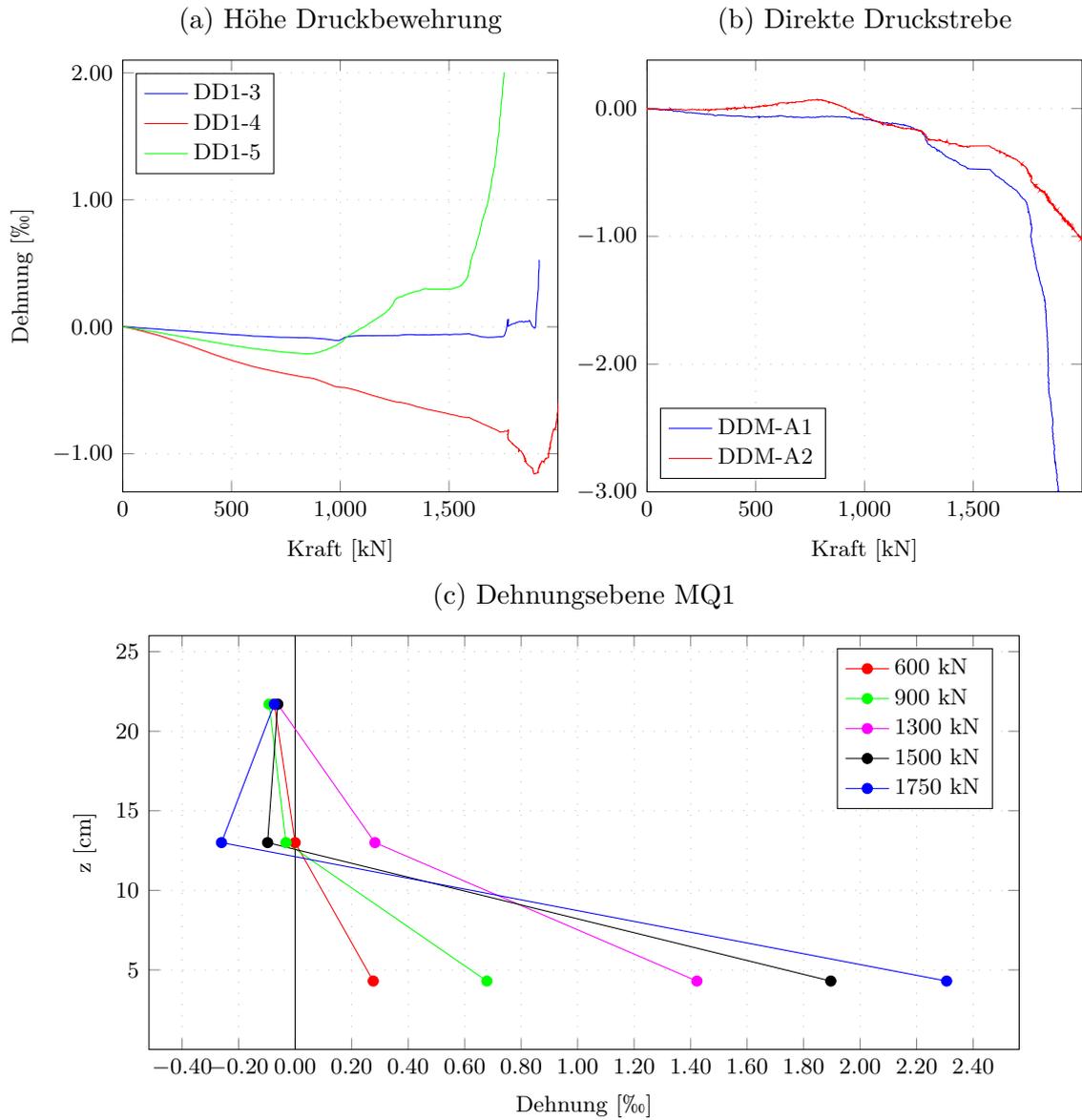


Abb. C.39.: Schubversuch SV-05: Dehnungsebene von MQ1 an der Vorderseite

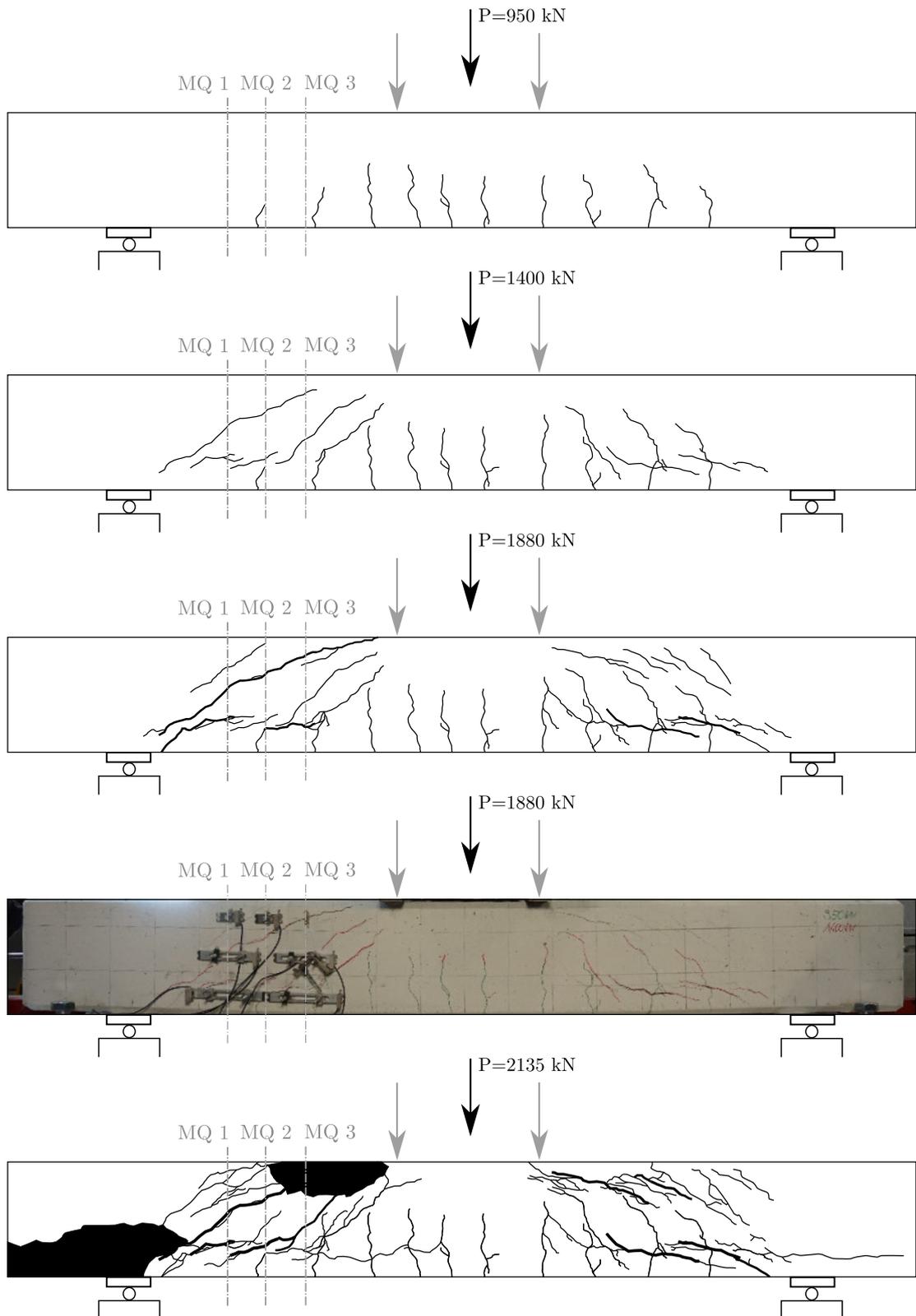


Abb. C.40.: Rissbild SV-05

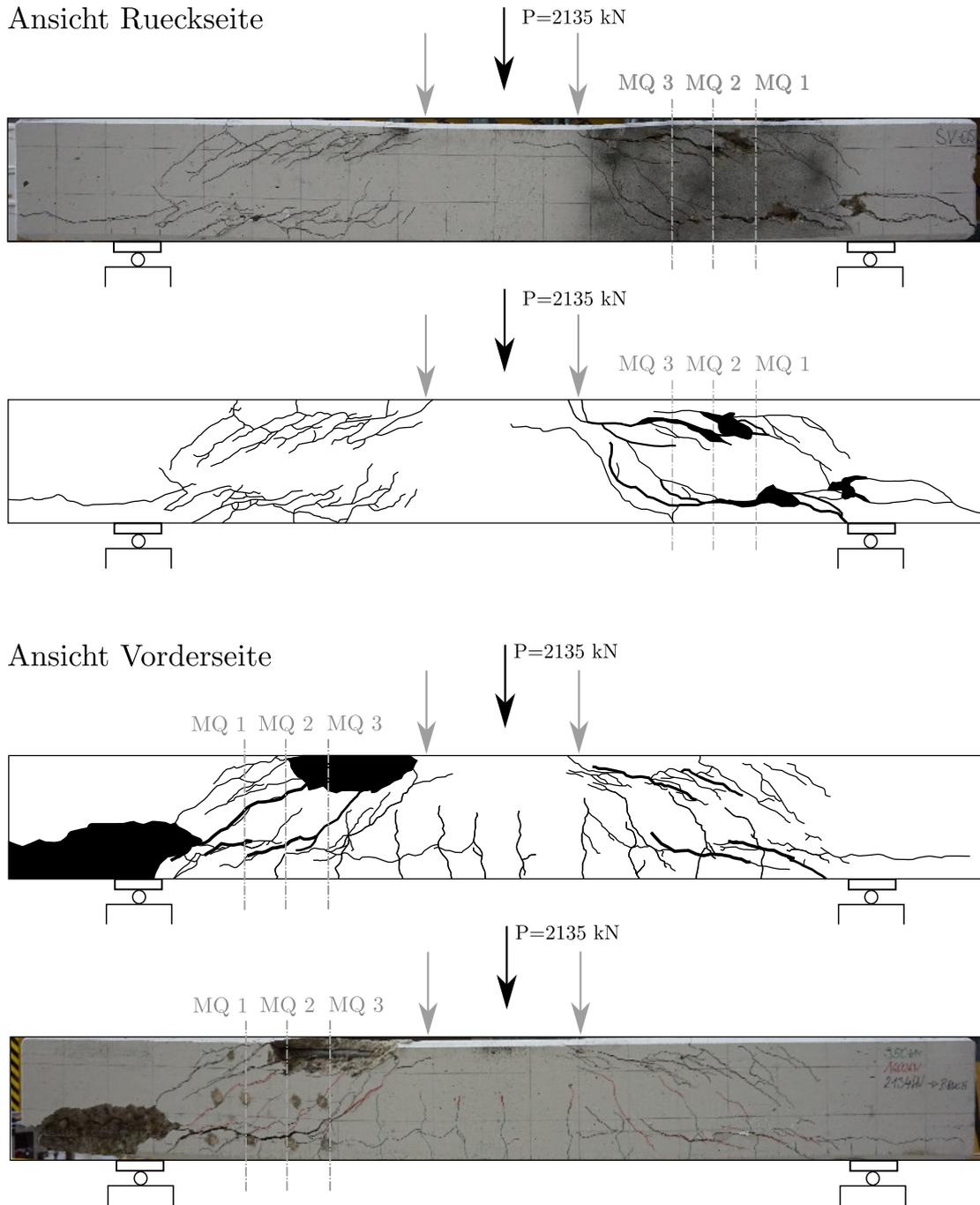


Abb. C.41.: Rissbild von SV-05 von Vorder- und Rückseite

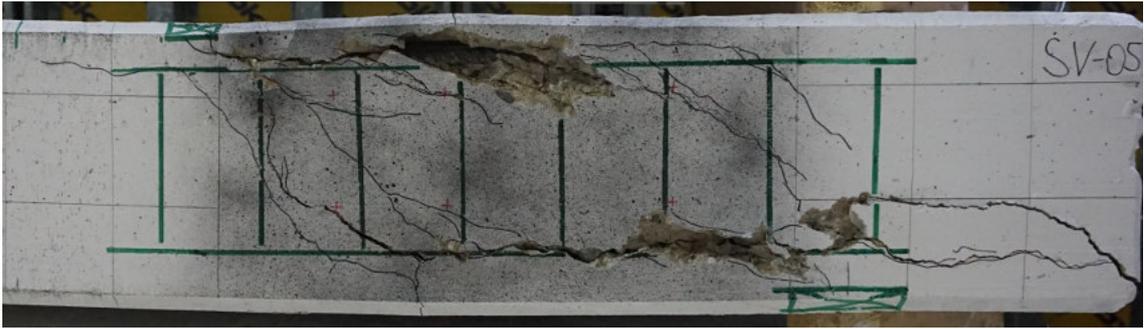


Abb. C.42.: Detailrissbild von SV-05 mit eingezeichneter Bewehrung an der Rückseite

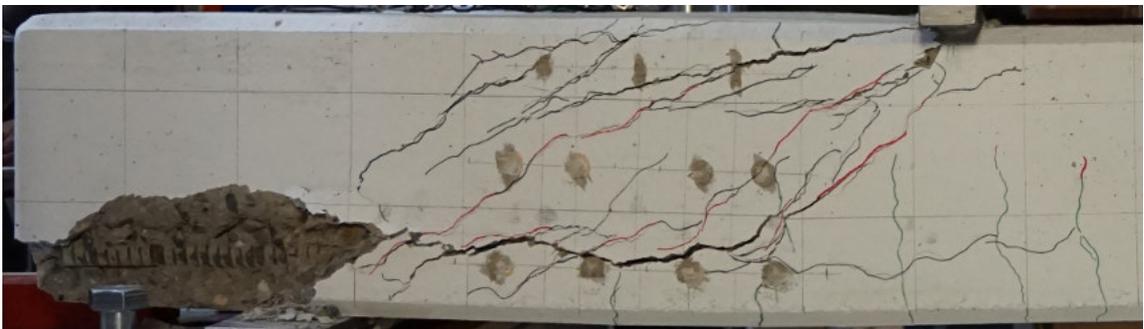


Abb. C.43.: Detailrissbild von SV-05 mit Befestigungspunkte der DD1 an der Vorderseite

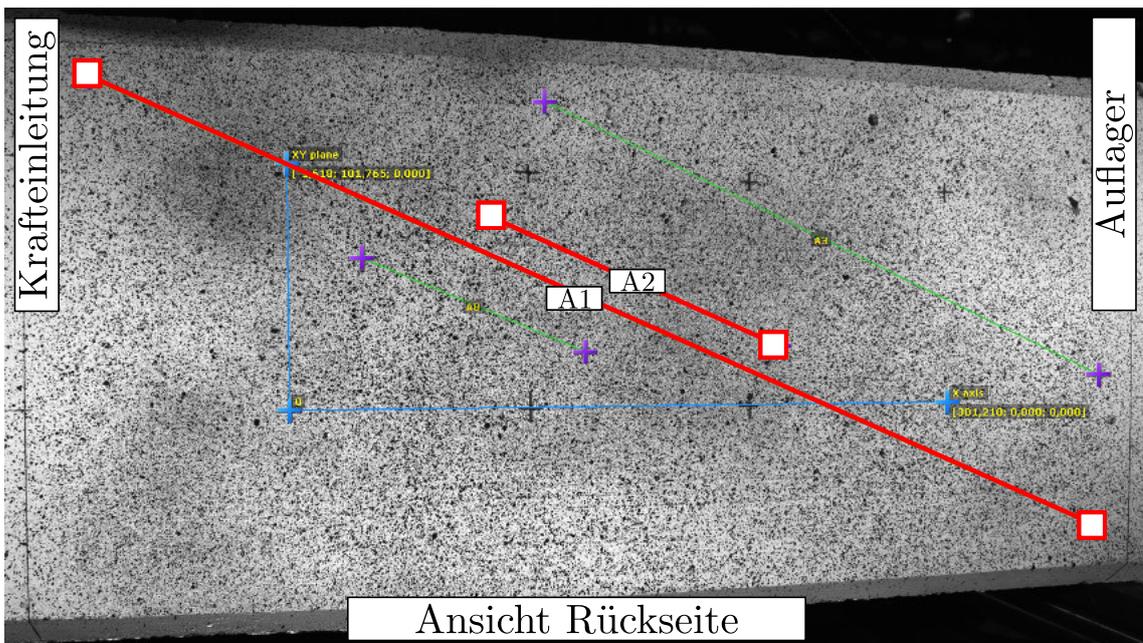


Abb. C.44.: Messübersichtsplan für die Anordnung der Digitalen-Dehnmessstreifen beim Schubversuch SV-05 zur Ermittlung einer direkten Druckstrebe

C.6. Vergleich der Last-Verformungskurven



Abb. C.45.: Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme von SV-02 und SV-03

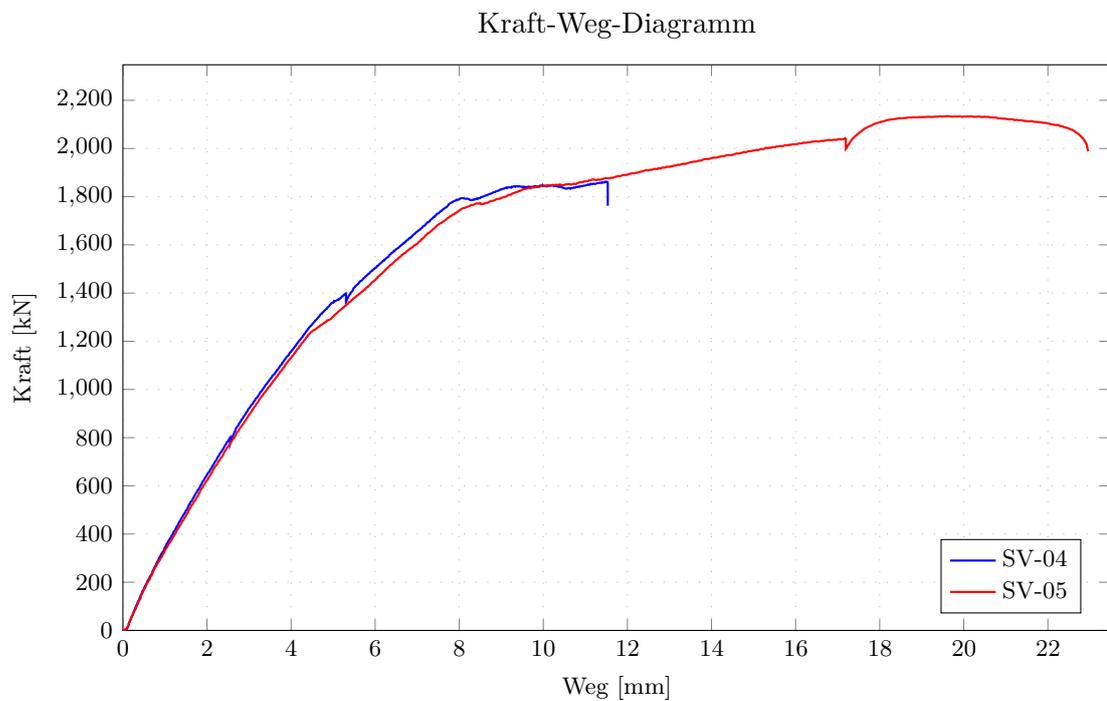


Abb. C.46.: Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme von SV-04 und SV-05

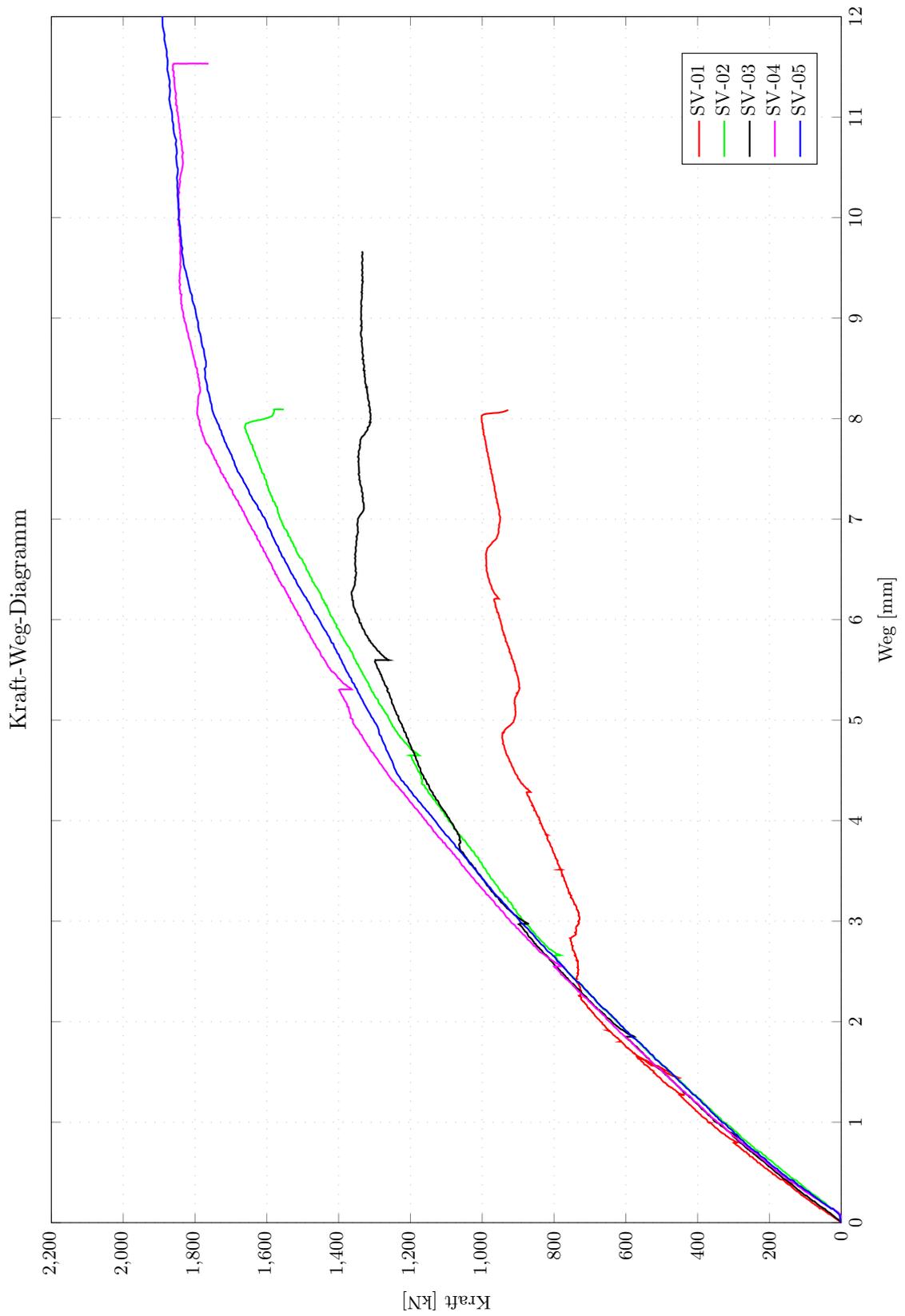


Abb. C.47.: Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme von SV-01 bis SV-05

C.7. Systemparameter und Querkrafttragfähigkeit

Versuchscharakter		Querschnittseigenschaften										Querkrafttragfähigkeit							
Versuch #	Prüfdatum	Alter	l_{stat}	a/d	f_{cm}	f_c	b	d	A_{s1}	ρ_l	f_{ywk}	ρ_w	$\rho_{w,min}$	$\frac{\rho_w}{\rho_{w,min}}$	F_{exp}	G_0	V_{exp}	V_{calc}	V_{calc}^{exp}
	dd.mm.yy	dd	m	-	MPa	MPa	cm	cm	cm ²	%	MPa	%	%	-	kN	kN	kN	kN	-
SV-01	11.12.18	32	1.50	2.4	33.1	29.1	130	21.75	73.63	2.60	500	0.00	0.83	0.00	765	18.93	391.97	386.37	1.02
SV-02	12.12.18	33	1.50	2.4	33.1	29.1	130	21.75	73.63	2.60	500	3.11	0.83	3.73	1663	18.93	840.97	709.70	1.19
SV-03	13.12.18	34	1.50	2.4	33.1	29.1	130	21.75	73.63	2.60	500	3.11	0.83	3.73	1365	18.93	691.97	709.70	0.97
SV-04	14.12.18	35	1.50	2.4	33.1	29.1	130	21.75	73.63	2.60	500	6.21	0.83	7.47	1864	18.93	941.47	1231.54	0.76
SV-05	15.12.18	36	1.50	2.4	33.1	29.1	130	21.75	73.63	2.60	500	6.21	0.83	7.47	1880	18.93	949.47	1231.54	0.77
Mittelwert																			0.94
Standardabweichung																			0.18
Variationskoeffizient [%]																			19.06

Querkraft im Abstand d vom Auflager beim Auftreten der maximalen Traglast sowie Systemparameter, Betonage- und Prüfdatum.