



Philipp Peter, BSc

Optimierung der Rahmeneckbewehrung bei Integralbrücken

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. Dipl.-Ing. Michael Mayer, 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.

28.10.2019

Datum

Philipp Tesler

Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle ist es mir ein Anliegen meinen Dank an alle Wegbegleiter während meines Studiums auszusprechen. Allen voran möchte ich Univ.-Prof. Nguyen Viet Tue hervorheben, der mir das Verfassen meiner Masterarbeit am Institut für Betonbau an der TU Graz erst ermöglichte.

Den Mitarbeitern des Institutes bin ich für die Unterstützung in fachlicher und organisatorischer Hinsicht äußerst verbunden. Herauszuheben ist hierbei mein Betreuer, Michael Mayer, der mir bei Fragen stets mit Rat und Tat zur Seite stand. Danke für deine kompetente Unterstützung, deine ständige Bereitschaft und deine motivierenden Worte.

Der Weg bis zum Studienabschluss war weit und wäre ohne die finanzielle Unterstützung meiner Eltern, Andrea und Karl-Heinz, nicht zu bewältigen gewesen. Noch viel wichtiger ist die Gewissheit, dass ich mich immer auf euren Rückhalt verlassen kann. Vielen Dank für alles! Weiters möchte ich mich bei meiner Schwester Daniela und meiner Großmutter Margarethe für die Begleitung meines bisherigen Lebensweges bedanken.

Besonderer Dank gilt meiner Freundin Jacqueline, die mich in jeder Lebenslage unterstützt hat. Deine Abwesenheit in Graz hat mir das Studium manchmal erschwert, trotzdem möchte ich die gemeinsame Zeit an den Wochenenden nicht missen.

Abschließend will ich mich für die unvergesslichen Momente in meiner Studienzeit mit entstandenen und bereits bestandenen Freundschaften bedanken. Dieser Lebensabschnitt würde ohne diese Personen nicht mit solchen positiven Emotionen in Erinnerung bleiben.

Kurzfassung

Optimierung der Rahmeneckbewehrung bei Integralbrücken

Integrale Brückentragwerke fanden in den letzten Jahren vermehrt Zuspruch. Dieser Trend kann auf die geringen Lebenszykluskosten und den erhöhten Fahrkomfort zurückgeführt werden. Die Vorteile resultieren aus der fugenlosen Bauweise, da wartungsintensive Maschinenbauteile, wie Brückenlager oder Fahrbahnübergänge entfallen. Die monolithische Ausführung zwischen Brückenwiderlager und Überbau führt zu Bewehrungskonzentrationen im Rahmeneckbereich. Hieraus resultieren zwei wesentliche Problemstellungen. Einerseits ist die Herstellung der Rahmenecke durch dichte Bewehrungskörbe, zu unterstellende Bewehrungsstäbe und herausfordernde Schalungsarbeiten zeitaufwendig. Andererseits ist die plastische Rotation des Rahmenecks sicherzustellen, um die Vorteile des statisch unbestimmten Systems hinsichtlich Schnittkraftumlagerungen auszunutzen.

Der Nachweis einer ausreichenden plastischen Rotation in Form eines Umlagerungsfaktors findet im Eurocode 2 (EN1992-1-1) nur für Durchlaufträger explizite Erwähnung. Die Anwendung für Rahmenecken wird aber nicht ausgeschlossen. Ein Ziel dieser Arbeit ist die plastische Rotation der Rahmenecke vereinfacht mit dem praxisnahen Programm „SOFiSTiK“ zu berechnen bzw. auftretende Probleme zu beschreiben. Ein lokales Modell mit implementiertem nichtlinearem Betonverhalten und starrem Verbund dient der Ermittlung der plastischen Rotation unter negativem Moment. Die numerische Berechnung beschreibt nach einer Kalibrierung des „microplane“-Modells anhand eines Versuchs aus der Literatur dessen Momenten-Rotationskurve. Das Einsetzen des Bewehrungsfließens findet keine Übereinstimmung. Die Problemstellungen des Modells werden anhand der Ergebnisse aufgezeigt.

Vom lokalen Rahmeneckmodell wechselt die Betrachtung auf die globale Ebene. Anhand von ausgeführten Referenzobjekten wird der Stand der Technik für die Entwicklung einer alternativen Bewehrungsführung in der Rahmenecke ganzheitlich betrachtet. Ein Vergleich der Tragwerke bezüglich allgemeiner Randbedingungen, bewehrungsspezifischer Eigenschaften, wie z.B. dem mechanischen Bewehrungsgrad, und Bauablauf stellt die üblichen Ausführungsvarianten gegenüber. Abweichungen zum optimalen Bewehrungsgrad für eine hohe plastische Rotation und die Gegenüberstellung von Vor- und Nachteilen verschiedener Ausführungsvarianten verdeutlichen das Potential dieser Details. Der Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge für die Entwicklung alternativer Bewehrungsdetails geht eine globale Tragwerksberechnung mit der Software „SOFiSTiK“ nach Eurocode EN 1990, EN 1991, EN 1992 und RVS 15.02.12 voraus. Ein Abgleich zwischen Referenzobjekten und den Ergebnissen der globalen Berechnung des Vergleichstragwerks bestätigt die Plausibilität der Bewehrungswahl und Bewehrungsgrade. Die Recherche innovativer Bewehrungsprodukte (Rollbewehrung, Rückbiegeanschlüsse, Muffenstöße, etc.) legt offen, welche Produkte für den Einsatz bei integralen Brücken in Frage kommen. Die beiden entwickelten Alternativdetails basieren schlussendlich auf einer Rucksackausbildung mit Rückbiegeanschluss und einem Muffenstoß im Riegelanschnitt.

Stichwörter: Integralbrücke, Rahmeneck, Bewehrungsführung, Plastische Rotation, Bewehrungsgrad

Abstract

Optimisation of the reinforcement in frame corners of integral bridges

Integral bridges became increasingly popular over the last years. The advantages of integral bridges are the low life cycle costs and higher driving comfort. These benefits result from the jointless construction, as maintenance-intensive machine components such as bridge bearings or roadway transition structures are no longer required. The monolithic connection between bridge abutment and superstructure leads to reinforcement concentrations in the frame corner. This causes two major problems. On the one hand reinforcing the frame corners is quite time-consuming due to the dense reinforcement cages, the fixing construction for cantilevering reinforcement bars and the challenging formwork. On the other hand, the plastic rotation of the frame corner has to be ensured to extract the advantages from the statically indeterminate system concerning the moment redistribution.

The proof of an adequate plastic rotation in the frame corner is mentioned in Eurocode 2 (EN1992-1-1) for continuous beams. The use for frame corners is not excluded, but there is a lack of information. One of the aims of this master thesis is to simplify the determination of the plastic rotation of the frame corner with the practical software „SOFiSTiK“ or at least to describe occurring problems. A local model with a non-linear concrete behavior and rigid bond is used to determine the plastic rotation under negative moment loads. After the calibration of the „microplane“-model with laboratory test from the literature the numerical calculation describes the moment-rotation-curve of the experiments. The behaviour of the reinforcement in terms of yielding finds no agreement with the laboratory test. The weaknesses of the model are shown by the results.

The focus changed from the lokal frame corner model to a global level. On the basis of built reference objects the state of the art is observed for the knowledge to develop an alternative reinforcement configuration. A comparison of the bridges with regard to general characteristics, reinforcement-specific properties, such as the mechanical reinforcement ratio, and the construction workflow contrasts the usual design variants. The deviation between the available reinforcement ratio and its optimum for a high plastic rotation and a list of advantages and disadvantages of different workflow variants illustrate the potential of these details. The assessment of the required amount of reinforcement for the newly developed alternative reinforcement configuration is based on structural analysis with the software „SOFiSTiK“ according to Eurocode EN 1990, EN 1991, EN 1992 and RVS 15.02.12. A comparison between reference objects and the results of the calculation of the global model confirms the plausibility of the steel bar selection and the reinforcement ratios. The research of innovative products (rollout reinforcement, rebend connections, socket coupler, etc.) reveals which products are suitable for integral bridges. The two developed alternative details are based on a backpack-design with a rebend connection and a socket coupler close to the frame corner.

Tags: integral bridge, frame corner, reinforcement configuration, plastic rotation, reinforcement ratio

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Ziel der Arbeit	2
1.3	Aufbau der Arbeit	2
1.4	Verwendete Software	3
2	Grundlagen	4
2.1	Brückentypen	4
2.1.1	Konventionelle Brücke	4
2.1.2	Integrale Brücke	4
2.1.3	Semi-integrale Brücke	6
2.2	Einflüsse auf die Rahmeneckbewehrung	6
2.2.1	Plastische Rotation	6
2.2.2	Wirkungsgrad der Rahmeneckbewehrung	11
2.2.3	Erkenntnisse aus Versuchen bei unterschiedlichen Rahmeneckbewehrungen	11
2.3	Tragverhalten der Rahmenecke	13
2.3.1	Umlenkkräfte	13
2.3.2	Nichtlinearitäten	15
2.3.3	Verhalten unter negativem Moment	17
2.3.4	Versagen unter negativem Moment	19
2.4	Stoßanordnung im Rahmeneck	21
3	Lokales Rahmeneckmodell	22
3.1	Hintergrund der Untersuchung	22
3.2	Verwendungsmöglichkeiten des Modells	22
3.3	Versuchsdurchführung nach Akkermann	22
3.3.1	Angaben zum Material	24
3.3.2	Ergebnisse des Versuches RR4 nach Akkermann	25
3.4	Modellbeschreibung	27
3.4.1	Geometrische Modellierung	27
3.4.2	Materialverhalten	30
3.4.3	Nichtlineare Berechnung	35
3.5	Kalibrierung des Modells	36
3.6	Ergebnisse des Modells und Interpretation	36
3.6.1	Berechnung 1	38
3.6.2	Berechnung 2	41
3.6.3	Berechnung 3	41
3.7	Empfehlung	42

4	Stand der Technik	43
4.1	Bestandsanalyse von Bewehrungsführungen	43
4.1.1	Repräsentative Ausführungen von Integralbrücken	43
4.1.2	Zusammenfassung der Randbedingungen für Rahmeneckenausführung	60
4.1.3	Zusammenfassung verschiedener Bauabläufe	64
4.1.4	Bewertung des Bauablaufs	72
4.1.5	Bewertung Traglast und Verformungsvermögen	74
4.1.6	Normative Abweichungen	82
4.2	Überblick von Standardlösungen in verschiedenen Staaten	90
4.2.1	Vereinigte Staaten von Amerika	90
4.2.2	Kanada	96
5	Bemessung eines Vergleichsobjekts am globalen System	97
5.1	Vorstellung Brückentragwerk	97
5.1.1	Ermittlung der Querschnittsabmessungen der Vollplattenstreifen . . .	98
5.2	Randbedingungen für Berechnung	99
5.2.1	Querschnittfindung	99
5.2.2	Modellierung der Brückengeometrie	99
5.2.3	Material	100
5.2.4	Bodenparameter	100
5.3	Belastungen auf das Brückentragwerk nach Norm	100
5.3.1	Eigengewicht Objekt - ständige Last	101
5.3.2	Verkehr LM1 - veränderliche Last	102
5.3.3	Temperatur	104
5.3.4	Kriechen und Schwinden	104
5.3.5	Erddruck	106
5.3.6	Widerlagersetzung	113
5.4	Erforderliche Nachweise	113
5.5	Überlagerungsvorschriften	114
5.6	Schnittkräfte	115
5.7	Konstruktive Vorschriften nach Eurocode 2	117
5.8	Erforderliche Bewehrung	118
5.9	Kopfverschiebung bei unterschiedlichen Flügelwandausbildungen	124
5.9.1	Hintergrund der Untersuchung	124
5.9.2	Flügelwandausbildungen	124
5.9.3	Ergebnisse	126
5.9.4	Interpretation	129
6	Evaluierung Vergleichsobjekt	131
7	Entwicklung innovativer Bewehrungsführungen	135
7.1	Innovative Lösungen	135
7.1.1	Alternativvorschlag 1: Rucksackausbildung	135
7.1.2	Alternativvorschlag 2: Muffenstoß	145
7.2	Vergleich	152
7.2.1	Bauablauf	152
7.2.2	Traglast und Verformungsvermögen	154

8 Zusammenfassung und Ausblick	155
8.1 Zusammenfassung	155
8.2 Ausblick	156

Abbildungsverzeichnis

2.1	Vereinfachte Darstellung einer integralen Brücke [1]	4
2.2	Vereinfachte Darstellung einer semi-integralen Brücke [1]	6
2.3	Zusammensetzung der Anteile für die plastische Rotation einer Rahmenecke	7
2.4	Umlagerung des Momentenverlaufes vom Rahmeneck in die Feldmitte	8
2.5	Einfluss der Steifigkeit auf die Momenten-Rotation-Beziehung nach [2]	8
2.6	Spannungsläufe in der Rahmenecke unter positivem Moment [3]	13
2.7	Umlenkkräfte und Positionierung gebogener Bewehrung [4]	14
2.8	Verminderung des Hebelarms z im Rahmeneck [4]	15
2.9	Lineare und nichtlinear Bereiche in Rahmenecknähe unter positivem Moment [4]	15
2.10	Spannungstrajektorien und Fachwerkmodell Rahmeneck unter negativem Mo- ment [4]	18
2.11	Rissbildung unter negativem Moment [4]	18
2.12	Einschnürrung des Stabstahls und plastische Zonen [4]	18
2.13	Rissbild bei Fließen der Biegebewehrung [4]	19
2.14	Mechanismus Querkzug [4]	20
2.15	Mechanismus Spaltzugversagen im Rahmeneck [4]	21
2.16	Möglichkeiten der Stoßanordnung im Rahmeneck [4]	21
3.1	Versuchskonfiguration nach Akkermann für Rahmeneck RR4 [5]	23
3.2	Bewehrungs- und Schalplan der Rahmenecke RR4 nach Akkermann [5]	23
3.3	Momenten-Rotations-Kurve des Rahmeneckversuchs RR4 nach Akkermann [5]	25
3.4	Stahldehnungen der Biegebewehrung bei Versuch RR4 nach Akkermann [5]	27
3.5	Vernetzung des lokalen Rahmeneckenmodells in „SOFiSTiK 2012“	28
3.6	Bewehrungsführung aus Fachwerksstäben in „SOFiSTiK 2012“	28
3.7	Vorgang zur Approximation des Biegerollendurchmessers	29
3.8	Mikroebene („microplane“) eines Punktes [6]	30
3.9	Räumliche Einheitssphäre aus Mikroflächen [7]	30
3.10	Abnahme des Tangentmoduls durch dreiaxialen Druck [8]	32
3.11	Arbeitslinie der Biegebewehrung von Berechnung 1	34
3.12	Ablauf des Newton Verfahrens	35
3.13	Berechnung 1: Momenten-Rotations-Kurve im Vergleich mit Versuch RR4 von Akkermann[5]	37
3.14	Berechnung 2: Momenten-Rotations-Kurve im Vergleich mit Versuch RR4 von Akkermann[5]	37
3.15	Berechnung 3: Momenten-Rotations-Kurve im Vergleich mit Versuch RR4 von Akkermann[5]	38
3.16	Legende für die Bric-Elementdehnungen	39
3.17	Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,x}$ in x-Richtung bei $w=4$ mm	39
3.18	Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,x}$ in x-Richtung bei $w=14$ mm	39
3.19	Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,x}$ in x-Richtung bei $w=38$ mm	39

3.20	Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,y}$ in y-Richtung bei w=14 mm	39
3.21	Berechnung 1: Normalkraft in der Biegebewehrung bei w=36 mm	40
3.22	Berechnung 2: Normalkraft in der Biegebewehrung bei w=38 mm	41
3.23	Berechnung 3: Normalkraft in der Biegebewehrung bei w=18 mm	42
4.1	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 1	44
4.2	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 2	45
4.3	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 3	46
4.4	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 4	47
4.5	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 5	48
4.6	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 6	49
4.7	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 7	50
4.8	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 8	51
4.9	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 9	52
4.10	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 10	53
4.11	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 11	54
4.12	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 12	55
4.13	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 13	56
4.14	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 14	57
4.15	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 15	58
4.16	Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 16	59
4.17	Ablauf Ausführung 1	65
4.18	Ablauf Ausführung 2	66
4.19	Ablauf Ausführung 3	67
4.20	Ablauf Ausführung 4	68
4.21	Ablauf Ausführung 5	69
4.22	Ablauf Ausführung 6	70
4.23	Ablauf Ausführung 7	71
4.24	Geometrischer Bewehrungsgrad ρ_l in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	74
4.25	Mechanischer Bewehrungsgrad $\omega_s = \omega_l$ in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	75
4.26	Querschnittshöhe des Überbaus h_{Ri} im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	75
4.27	Biegeschlankheit des Überbaus λ_L in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	76
4.28	Querschnittsfläche der Bewehrung A_s im Anschnitt in Abhängigkeit der Biegeschlankheit des Überbaus unter Angabe der Stützweite l_{st}	76
4.29	Abweichung zur normativen Mindestbetondeckung Referenzobjekte Deutschland	83
4.30	Abweichung zur normativen Mindestbetondeckung Referenzobjekte Österreich	83
4.31	Abweichung zum normativen Mindestbiegerollendurchmessers Referenzobjekte Deutschland	85
4.32	Abweichung zum normativen Mindestbiegerollendurchmessers Referenzobjekte Österreich	85
4.33	Verbundbedingungen [9]	87
4.34	Bestimmung c_d für Balken und Platten [9]	88
4.35	Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Widerlager oder Rahmeneck Referenzobjekte Deutschland	88
4.36	Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Widerlager oder Rahmeneck Referenzobjekte Österreich	89

4.37	Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Überbau Referenzobjekte Deutschland	89
4.38	Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Überbau Referenzobjekte Österreich	89
4.39	Bewehrungsführung in Rahmenecke mit vorgespannten Stahlbetonbalken nach DOT New Jersey [10]	91
4.40	Bewehrungsführung in Rahmenecke mit Stahlbalken nach DOT New Jersey [10]	92
4.41	Bewehrungsführung in Rahmenecke mit höher gelagertem Stahlbalken nach DOT New Jersey [10]	93
4.42	Historische Bewehrungsführung in Rahmenecke mit Stahlbalken nach DOT New York [11]	94
4.43	Historische Bewehrungsführung in Rahmenecke mit vorgespannten Stahlbeton- balken nach DOT New York[11]	95
4.44	Bewehrungsführung in Rahmenecke mit Stahlbalken nach MT Ontario [12] .	96
5.1	Längenschnitt Vergleichsobjekt (VO)	97
5.2	Querschnitt Vergleichsobjekt (VO)	98
5.3	Faltwerkmodell aus „SOFiSTiK 2018“ des Vergleichsobjektes (VO)	99
5.4	Ausschnitt Randbalken inklusive einwirkender Ausbaulasten	101
5.5	Position der TS-Lasten innerhalb der Fahrstreifen [13]	103
5.6	Bewegung des Unterbaus aus Temperatur nach der Dissertation von della Pietra [14]	107
5.7	Vereinfachter Ansatz mobilisierter passiver Erddruck aus Tragwerksausdehnung nach RVS [15]	112
5.8	Maximales Biegemoment m_{yy} [kNm/m] in Schnitt entlang Brückenachse . .	116
5.9	Zugehörige Normalkraft n_{xx} zu maximalem Biegemoment m_{yy} [kNm/m] in Schnitt entlang Brückenachse	116
5.10	Minimales Biegemoment m_{yy} [kNm/m] in Schnitt entlang der Brückenachse	116
5.11	Zugehörige Normalkraft n_{xx} zu minimalem Biegemoment m_{yy} [kNm/m] in Schnitt entlang der Brückenachse	117
5.12	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Überbauoberseite in Brückenlängs- richtung (2. Lage)	120
5.13	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Überbauunterseite in Brücken- längsrichtung (2. Lage)	121
5.14	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Überbauoberseite in Brückenquer- richtung (1. Lage)	121
5.15	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Überbauunterseite in Brücken- querrichtung (1. Lage)	121
5.16	Erforderliche Querkraft-Bewehrungsmenge im Überbau [cm ² /m ²]	122
5.17	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Erdseite Widerlager in Längsrich- tung (2. Lage)	122
5.18	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Luftseite Widerlager in Längsrich- tung (2. Lage)	122
5.19	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Erdseite Widerlager in Querrich- tung (1. Lage)	123
5.20	Erforderliche Bewehrungsmenge [cm ² /m] an Luftseite Widerlager in Querrich- tung (1. Lage)	123
5.21	Erforderliche Querkraft-Bewehrungsmenge im Widerlager [cm ² /m ²]	123

5.22	Axonometrie des Unterbaus von Variante FW0	125
5.23	Axonometrie des Unterbaus von Variante FW1	125
5.24	Axonometrie des Unterbaus von Variante FW2	125
5.25	Axonometrie des Unterbaus von Variante FW3	125
5.26	Axonometrie des Unterbaus von Variante FW4	125
5.27	FW0: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)	126
5.28	FW0: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)	126
5.29	FW0: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)	126
5.30	FW1: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)	127
5.31	FW1: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)	127
5.32	FW1: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)	127
5.33	FW2: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)	127
5.34	FW2: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)	127
5.35	FW2: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)	128
5.36	FW3: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)	128
5.37	FW3: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)	128
5.38	FW3: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)	128
5.39	FW4: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)	129
5.40	FW4: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)	129
5.41	FW4: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)	129
6.1	Vergleich zu VO: Geometrischer Bewehrungsgrad $\rho_l = \omega_l$ im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	132

6.2	Vergleich zu VO: Mechanischer Bewehrungsgrad ω_s im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	133
6.3	Vergleich zu VO: Querschnittshöhe des Überbaus h_{Ri} im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	133
6.4	Vergleich zu VO: Biegeschlankheit des Überbaus λ_L bezogen auf die Feldmitte in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}	133
6.5	Vergleich zu VO: Querschnittsfläche der Bewehrung A_s im Anschnitt in Abhängigkeit der Biegeschlankheit des Überbaus unter Angabe der Stützweite l_{st}	134
7.1	Abmessungen der Rückbiegeanschlüsse und Darstellung im Einbauzustand [16]	136
7.2	Montageanleitung für den Einbau der Rückbiegebewehrung nach [17]	137
7.3	Rückbiegeanschluss mit zwei Kastenschienen für offene Bügel [16]	140
7.4	Änderung: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm^2/m] an Erdseite Widerlager in Längsrichtung (2. Lage) für Alternativvorschlag 1	141
7.5	Änderung: Erforderliche Querkraft-Bewehrungsmenge im Widerlager [cm^2/m^2] für Alternativvorschlag 1	141
7.6	Bewehrungsdetail des Alternativvorschlags 1 mit Rucksackausbildung (Schnitt in Fahrbahnachse)	142
7.7	Alternativvorschlag 1 Schnitt ÜB1-ÜB1	142
7.8	Alternativvorschlag 1 Schnitt ÜB2-ÜB2	143
7.9	Alternativvorschlag 1 Schnitt WL1-WL1	143
7.10	Alternativvorschlag 1 Schnitt WL2-WL2	144
7.11	Darstellung eines gebogenen Muffenstabes mit Anschlussstab [18]	145
7.12	Darstellung einer mechanischen Muffenverbindung mit Klemmwirkung [19] .	146
7.13	Montageanleitung für mechanische Muffenverbindung mit Klemmwirkung [20]	147
7.14	Bewehrungsdetail des Alternativvorschlags 2 mit Rucksackausbildung (Schnitt in Fahrbahnachse)	149
7.15	Alternativvorschlag 2 Schnitt ÜB1-ÜB1	149
7.16	Alternativvorschlag 2 Schnitt ÜB2-ÜB2	150
7.17	Alternativvorschlag 2 Schnitt WL1-WL1	150

Tabellenverzeichnis

1.1	Verwendete Software und ihre Anwendung	3
3.1	Betoneigenschaften aus RR4 [5]	24
3.2	Stabstahleigenschaften aus RR4 [5]	24
4.1	Allgemeine Angaben zu den Referenzobjekten	61
4.2	Bewehrungsgrad der Referenzobjekte	62
4.3	Bewehrungsspezifische Angaben zu den Referenzobjekten	63
4.4	Vor- und Nachteile der Ausführungsvarianten im Bauablauf	73
4.5	Angaben zum Querschnitt im Riegelanschnitt und maßgebenden Bezugsquerschnitt bei Referenzobjekten in Stahlbetonbauweise	77
4.6	Vergleich Referenzobjekte: Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} und Übergreifungslänge im Rahmeneck $l_{üs,RE}$ mit der Literatur	78
4.7	Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M im Anschnitt	80
4.8	Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M im Bezugsquerschnitt BQ	80
4.9	Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M und N bei $\frac{N_{Rd,Ri}}{M_{Rd,Ri}}$ von 0,33 im Anschnitt	81
4.10	Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M und N bei $\frac{N_{Rd,Ri}}{M_{Rd,Ri}}$ von 0,33 im Bezugsquerschnitt	81
6.1	Allgemeine Angaben zum Vergleichstragwerk (VO)	131
6.2	Bewehrungsspezifische Angaben zum Vergleichstragwerk (VO)	131
7.1	Ausführungstechnische Vor- und Nachteile der alternativen Bewehrungsführungen 1 und 2	153
7.2	Vergleich alternative Bewehrungsführungen: Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} und Übergreifungslänge im Rahmeneck $l_{üs,RE}$ mit der Literatur	154

1 Einleitung

1.1 Motivation

Integralbrücken fanden in den letzten Jahren großen Zuspruch. Die Gründe hierfür sind die geringen Lebenszykluskosten, die seltener erforderlichen Instandhaltungsarbeiten und die Nutzerfreundlichkeit durch den höheren Fahrkomfort. Diese Vorteile ermöglicht die fugenlose Bauweise durch den Verzicht von wartungsintensiven Maschinenbauteilen, wie Brückenlager oder Fahrbahnübergänge.

Durch die monolithische Ausführung zwischen Brückenwiderlager und Überbau kommt es zu hohen Bewehrungskonzentration in den Rahmenecken. Des Weiteren beeinflusst die Bewehrungsführung das Rotationsvermögen des Rahmenecks und somit das Verformungsvermögen. Dieses Verformungsvermögen muss in ausreichendem Maße vorhanden sein, um den Vorteil der Schnittkraftumlagerung des statisch unbestimmten Rahmensystems nutzen zu können. Der Nachweis des plastischen Rotationsvermögens im Eurocode 2 [9] stößt rasch an die Grenzen seiner Anwendbarkeit. Die Rahmenecke findet hier weder Ablehnung noch Erwähnung. Die plastische Verformung baut des weiteren Zwangkräfte, die aus der Behinderung durch die monolithische Bauweise rühren, ab. Die Bewehrungsführung darf daher das Rahmeneck nicht in zu großem Ausmaß versteifen, um ausreichend Duktilität zu gewährleisten.

Grundsätzlich sei erwähnt, dass die Entwicklung von integralen Tragwerken immer weiter in Richtung großer Stützweiten schreitet. Der Schwerpunkt des Einsatzgebietes von Integralbrücken liegt dennoch auf untergeordneten Straßen mit überschaubaren Stützweiten, in den meisten Fällen als einfeldriges Tragwerk. Diese Kunstbauten erfahren in den Rahmenecken ein negatives Stützmoment. Das Eigengewicht des Tragwerks, die Verkehrslasten und die Ausbaulasten dominieren gegenüber Lastfällen, die positive Momente erzeugen.

Der Stand der Technik legt unterschiedlichste Ansätze der Bewehrungsführung für schließende Momentenbelastungen in Rahmenecken dar. Im Bereich der Baubarkeit, Verformbarkeit und Wirtschaftlichkeit besitzen diese Bewehrungsvarianten Optimierungspotential. Ein unpraktikabler Arbeitsablauf führt zu erheblichem Mehraufwand, weshalb auf die Anordnung der Bewehrungslagen, Arbeitsfugen, Rüttelgassen, Übergriffs-, Verankerungslängen und Biegerollendurchmesser zu achten ist. Aufwendige Maßnahmen, wie additive Unterstützungsvorrichtungen für lang auskragende Bewehrungsstäbe, sind für ökonomische Lösungen zu vermeiden. Neue Wege ermöglichen innovative Produktpaletten im Bereich des Bewehrungsstahls. Der Einsatz solcher Produkte beschränkt sich oftmals auf den Hochbau. Hintergrund ist unter anderem das erhöhte Spannungsspiel im Brückenbau aus den veränderlichen Verkehrslasten und die Anfälligkeit von Ermüdungsbrüchen bei geschweißten Stählen. Als Beispiele des modernen Bewehrungsangebots sind hochfeste Bewehrungsstähle, Muffenstöße, Rückbiegeanschlüsse oder Rollbewehrungen zu nennen.

1.2 Ziel der Arbeit

Das primäre Ziel dieser Arbeit ist die Optimierung der Bewehrungsführung in der Rahmenecke bei schließender Momentenbelastung unter Berücksichtigung von mechanischen und arbeitstechnischen Aspekten. Neuartige Bewehrungsprodukte werden auf ihre Eignung für den Brückenbau durchleuchtet. Der Einsatz dieser Produkte zielt auf eine vereinfachte Herstellung und folglich ökonomische Vorteile ab. Das Vorhaben beabsichtigt nicht die Durchführung einer Kostenaufschlüsselung.

Eine ausführliche Analyse von Rahmeneckdetails bereits ausgeführter Integralbrücken in Österreich und Deutschland gibt einen Einblick auf das vorhandene Optimierungspotential. Ein Überblick verschiedenster Standardlösungen aus Staaten mit langjähriger Erfahrung bezüglich Integralbrücken, wie Kanada oder den Vereinigten Staaten von Amerika, schafft neue Einblicke in die Ansätze der Detailausbildung. Die Bewertung dieser Referenzobjekte basiert auf dem Abgleich mit Literaturwerten, normativen Vorgaben nach Eurocode und einem Vergleichstragwerk, welches mit einer FE-Berechnung bemessen wird. Dieses globale Brückenmodell liefert erforderliche Bewehrungsgrade aus ULS- und SLS-Nachweisen. Im Rahmen des globalen Modells wird zusätzlich der Einfluss der Flügelwandausführung auf die Widerlagerkopfverschiebung untersucht.

Die Berechnung der plastischen Rotation bei Rahmenecken bzw. des Umlagerungsfaktors δ findet im Eurocodes [9] und im österreichischen Anwendungsdokument [21] keine explizite Erwähnung. Das Verfahren basiert grundsätzlich auf einem Durchlaufträgersystem, wobei die Anwendung für Rahmenecken auch nicht ausgeschlossen wird. Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit versucht, unter adäquatem Aufwand, die plastische Rotation der Rahmenecke mit einem praxisnahen Programm, wie „SOFiSTiK“, zu berechnen, auftretende Probleme zu beschreiben und diesen Lösungsansatz zu evaluieren.

1.3 Aufbau der Arbeit

Im Anschluss an die Einleitung gibt Kapitel 2 eine Erläuterung zu theoretischen und themenspezifischen Grundlagen. Grundbegriffe der Integralbrücken, die Materialeigenschaften, die Schnittkraftumlagerung, die plastischen Rotation und die Steifigkeitseinflüsse werden beschrieben. Weiters wird auf das Tragverhalten der Rahmenecke und Erkenntnisse von Rahmeneckversuchen aus der Literatur eingegangen.

Kapitel 3 geht auf die Anwendung eines lokalen Modells für den Nachweis der plastischen Rotation ein. Der Versuch nach Akkermann [5] für die Kalibrierung des Materialmodells wird detailliert beschrieben. Anschließend folgt die Vorgehensweise bei der Erstellung des lokalen Rahmeneckmodells auf geometrischer und materieller Ebene. Dazu gehört die Beschreibung des Betonmodells M4L und deren Parameter für die Kalibrierung. Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse vom Versuch nach Akkermann [5] und dem FE-Modell findet statt, ehe das Kapitel mit einer Empfehlung endet.

Die Darstellung von 16 ausgeführten Bewehrungsführungen in der Rahmenecke ist der Schwerpunkt von Kapitel 4. Nach der ausführungstechnischen und konstruktiven Analyse werden normative Abweichungen untersucht. Das Kapitel wird mit den Bewehrungsführungen im Rahmeneck aus Nordamerika komplettiert.

Kapitel 5 beschäftigt sich mit der Bemessung der erforderlichen Bewehrung einer Vergleichsbrücke. Die Beschreibung des Tragwerks, die Modellierung und die anzusetzenden Lastfälle führen schlussendlich zur erforderlichen Bewehrungsmenge. Dasselbe Modell dient einer Untersuchung über die Auswirkung der Flügelwandausbildung auf die Widerlagerkopfverschiebung. Kapitel 6 zeigt die Unterschiede bezüglich gewählter Bewehrungsmenge zwischen den Referenzobjekten in Kapitel 4 und dem Vergleichsobjekt aus Kapitel 5.

Der Einführung in die innovativen Bewehrungsprodukte in Kapitel 7 folgt die konstruktive Detailausbildung nach Eurocode [9, 21] für zwei alternative Bewehrungsführungen im Rahmeneck. Notwendige Abänderungen der globalen Bewehrungswahl werden festgehalten und die fertigtentwickelten Bewehrungsführungen vorgestellt. Eine Bewertung der beiden Details in Bezug auf Bauabwicklung und mechanische Grenzwerte beendet das Kapitel.

Die Arbeit schließt mit Kapitel 8 und einer Zusammenfassung der Erkenntnisse ab. Der Ausblick erörtert weiterführende Themen, die aus der Sichtweise des Verfassers untersuchenswert erscheinen.

1.4 Verwendete Software

Diese Arbeit wurde mit der Unterstützung von verschiedenen Software-Programmen erstellt. Schwerpunkt der Untersuchungen mittels Software-Paketen waren unter anderem die Stahlbetonbemessungen am globalen System, die lokalen Rahmeneckuntersuchungen mit nichtlinearen Materialeigenschaften, die Ermittlung der Momententragfähigkeit und dem optimalen Bewehrungsgrad eines Betonquerschnittes. Eine Auflistung der verwendeten Programme und ihrem Verwendungszweck stellt Tabelle 1.1 bereit.

Software	Anwendungszweck	Herausgeber
SOFiSTiK 2012	nichtlineare lokale Rahmeneckberechnung mit M4L	SOFiSTik AG
SOFiSTiK 2018	globale Bemessung einer Integralbrücke	SOFiSTik AG
INCA2	Ermittlung optimaler Bewehrungsgrad	Uwe Pfeifer
RuckZuck 6.0	Kontrolle von Schnittkräften auf Plausibilität	MURSOFT
AutoCAD 2019	Erstellung von Bewehrungsskizzen und Abbildungen	Autodesk
Office 365 ProPlus	Tabellenkalkulation und erstellen von Diagrammen	Microsoft
Texmaker 5.0.3.	Verfassen der Arbeit als LaTeX-Datei	Texmaker

Tab. 1.1: Verwendete Software und ihre Anwendung

2 Grundlagen

2.1 Brückentypen

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Bewehrungsführung in der Rahmenecke von integralen Brücken. In diesem Kapitel wird eine kurze Einleitung zu den wichtigsten Begriffsdefinitionen gegeben. Weiters werden Vor- und Nachteile zu Integralbrücken zusammengefasst.

2.1.1 Konventionelle Brücke

Eine konventionelle Brücke bedient sich Maschinenbauteilen, um Längenänderungen des Überbaus aus Temperaturschwankungen, Kriechen und Schwinden zwängungsfrei aufzunehmen. Das Brückenlager, welches auf der Lagerbank des Widerlagers positioniert ist, verhindert einen Übertrag der Überbauverformung in das Widerlager. Der Fahrbahnübergang nimmt die Relativverschiebung zwischen Überbau und Straßendamm auf und überbrückt den Spalt zwischen Tragwerk und Straßenkörper.

2.1.2 Integrale Brücke

Ein Brückentragwerk ohne Fahrbahnübergang und Lager wird als monolithisch bezeichnet. Dies bedeutet, dass das Bauwerk aus einem Stück besteht, sprich es ist fugenlos. Der Überbau ist somit vom Unterbau weder durch Lager oder Fugen getrennt. Die Ausnahme bei dieser Definition stellen die für die Herstellung notwendigen Arbeitsfugen dar. Der häufigste Brückentyp ist dabei eine Rahmenbrücke als Integralbauwerk. Der Überbau besitzt hierbei eine biegesteife Verbindung mit Widerlagern und Stützen oder Pfeilern. Eine wesentliche Eigenschaft von integralen Rahmenbrücken ist die Einbettung in den Baugrund und die daraus resultierenden wechselnden Erddrücke auf das Widerlager. Wie bereits bei den konventionellen Brücken erwähnt, treten im Überbau Ausdehnungen in Fahrbahnrichtung aus Temperatur, Kriechen und Schwinden auf. Ohne Lager und Fahrbahnübergang überträgt der Überbau die Absolutverschiebungen direkt auf das Widerlager und dieses leitet diese in das Erdreich weiter. Es kommt zu Änderungen des Erddrucks. [1, 22, 23]

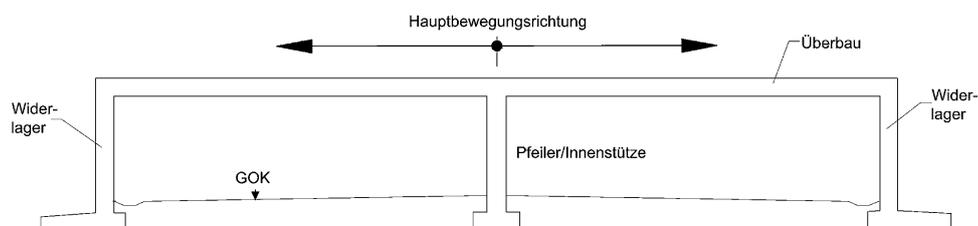


Abb. 2.1: Vereinfachte Darstellung einer integralen Brücke [1]

Die Vor- (\oplus) und Nachteile (\ominus) lassen sich gemäß der Literatur [1, 22, 23] wie folgt zusammenfassen:

- \oplus Ohne Fahrbahnübergangskonstruktion steigen der Fahrkomfort, die Fahrsicherheit und die Streckenverfügbarkeit durch entfallende Instandhaltungsarbeiten erheblich.
- \oplus Die Herstellungskosten sind im Vergleich zu konventionellen Brücken geringer.
- \oplus Durch das Wegfallen der wartungsintensiven Verschleißbauteile (Lager und Fahrbahnübergänge) reduziert eine integrale Brücke die Instandhaltungskosten.
- \oplus Der Herstellungsprozess beschleunigt sich durch die höheren Toleranzen aufgrund des wegfallenden Einbaus der Maschinenbauteile (Lager und Fahrbahnübergang).
- \oplus Die fugenlose Bauweise verhindert den direkten Zutritt von Taumitteln zu Bauteilen unter der Fahrbahnplatte.
- \oplus Das statisch günstige System vermindert die Momenteneinwirkung in der Feldmitte und ermöglicht hierdurch schlankere Überbauten.
- \oplus Das Tragwerk besitzt, aufgrund der statischen Unbestimmtheit, Tragreserven durch die Umlagerung von Spannungen. Die Schnittkraftumlagerung ermöglicht die plastische Rotation und in weiterer Folge die Fließgelenkausbildung.
- \oplus Ein ausreichend steifer Hinterfüllbereich trägt Horizontallasten (z.B. aus Bremsen) direkt ab. Somit reduziert sich das Moment auf die Gründung.
- \oplus Die Problematik von abhebenden Kräften im Überbau gleicht sich durch das Eigengewicht der Widerlager aus.
- \oplus Die Vermeidung von Lagern optimiert den Kraftfluss über die Rahmenecke wesentlich. Die angrenzenden Bauteile sind keinen Spannungskonzentrationen ausgesetzt. Es treten jedoch Spannungsspitzen direkt im Rahmeneck auf.
- \oplus Der Widerlagerbereich bei integralen Brücken kann in der Regel schlanker und ohne Inspektionsgang ausgeführt werden. Diese Gegebenheit verringert den Bedarf an Materialien und vereinfacht die Schalarbeiten.
- \ominus Gegenüber einer konventionellen erfordert eine integrale Brücke Mehraufwand bei Entwurf und Berechnung des Tragwerks. Berechnungen müssen am Gesamtsystem geführt werden.
- \ominus Statische Berechnungen müssen unter Berücksichtigung von unteren und oberen Grenzwerten der Bettung aus dem geotechnischen Gutachten geführt werden.
- \ominus Der bauliche Ablauf beeinflusst die Zwangsschnittkräfte und deren Abbau über die Zeit.
- \ominus Die Hinterfüllung erfährt durch die Verlängerung und Verkürzung eine zyklische Beanspruchung. Der entstehende Spalt beim Zusammenziehen des Tragwerkes muss durch das Füllmaterial ausgeglichen werden. Die Setzung des Straßendamms aus der verdichtenden Pumpwirkung überbrückt eine Schleppplatte.
- \ominus Die Limitierung der rechnerischen Zwangkräfte erfordert oft aufwendige Maßnahmen.

2.1.3 Semi-integrale Brücke

Die semi-integrale Brücke ist eine Mischform aus konventioneller und integraler Ausführung. Es handelt sich dabei stets um mehrfeldrige Tragwerke. Auf den Widerlagern sitzen bei diesem Brückentyp Lager, während die Stützen oder Pfeiler monolithisch mit dem Überbau verbunden sind.

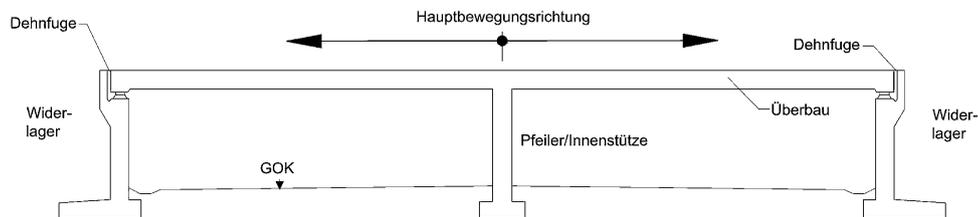


Abb. 2.2: Vereinfachte Darstellung einer semi-integralen Brücke [1]

2.2 Einflüsse auf die Rahmeneckbewehrung

In diesem Kapitel folgt die Beschreibung zweier wesentlicher Parameter (Rotation und Wirkungsgrad) für die Ausführung einer Rahmenecke. Diese geben Auskunft über Verformung und Tragfähigkeit der Rahmenecke. Die beiden Parameter werden wiederum durch eine Vielzahl von Randbedingungen beeinflusst.

2.2.1 Plastische Rotation

Die plastische Rotation ist eine reine Verformungsgröße. Diese ermöglicht die Ausbildung von Fließgelenken und Umlagerungen in einem statisch unbestimmten System. Die Nutzung dieser positiven Effekte hat wirtschaftliche Vorteile bei der Tragwerksberechnung. Das Berücksichtigen von Spannungsumlagerungen in einem System setzt den Nachweis eines ausreichenden Rotationsvermögens des Rahmenecks voraus. Aus diesem Grund spielt die plastische Rotation für die Optimierung einer Bewehrungsführung in einem Rahmentragwerk eine wichtige Rolle.

Definition

Plastische Verformungen sind irreversibel, sprich das Material geht nicht mehr selbstständig in seine Ausgangsform zurück, wie dies bei elastischen Verformungen der Fall ist. Bei Stahlbetonbauteilen tritt das ein, wenn der Bewehrungsstahl die Fließgrenze f_y erreicht und somit keine Rückverformung mehr möglich ist. Als **Rotation** wird eine kreisförmige Verdrehung eines Bauteils über einen bestimmten Bereich bezeichnet. Somit lässt sich **plastische Rotation** als Verdrehung eines Körpers aufgrund plastischer Verformung beschreiben, exklusive des Anteils der Rotation aus elastischer Verformung. Die plastische Gesamtrotation einer Rahmenecke besteht aus drei wesentlichen Anteilen, denn neben dem plastischen Gelenk im Eckbereich (Θ_E) leisten auch die plastischen Stabkrümmungen von Riegel (Θ_{BT1}) und Stiel (Θ_{BT2}) ihren Beitrag (siehe Abbildung 2.3).

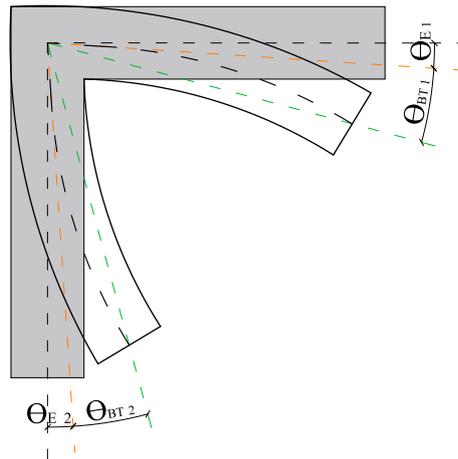


Abb. 2.3: Zusammensetzung der Anteile für die plastische Rotation einer Rahmenecke

Im Rahmen dieser Arbeit wird die Rotation in Kapitel 3, wie bei Versuchen nach Akkermann [5], geometrisch bestimmt. Im Schnittpunkt der Achsen von Riegel und Rahmen befindet sich der Verdrehpunkt. Zwischen diesem Verdrehpunkt und dem am Ende des Bauteils liegenden Achsenpunkt wird eine Sekante definiert, welche mit der unverformten Bauteilachse den Rotationswinkel eines anschließenden Bauteiles einschließt. Die Gesamtrotation der Rahmenecke bildet sich folglich aus den Rotationswinkeln von Riegel ($\Theta_1 = \Theta_{E1} + \Theta_{BT1}$) und Stiel ($\Theta_2 = \Theta_{E2} + \Theta_{BT2}$). In mathematischer Hinsicht lässt sich die Rotation als Integral der Krümmung über die Länge beschreiben.

Umlagerung durch plastische Rotation

Einer der wesentlichen Vorteile an statisch unbestimmten Konstruktionen sind die vorhandenen Tragreserven. Während statisch bestimmte Systeme kollabieren sobald in einem Querschnitt die Traglast erreicht ist, liegt die Systemtragfähigkeit von statisch unbestimmten Tragwerken über jener des schwächsten Querschnitts. Voraussetzung hierfür ist ein ausreichendes plastisches Umlagerungspotential. Überschreiten die Schnittkräfte in einem Querschnitt dessen Tragfähigkeit, lagern sich diese in unausgelastete Bereiche des statisch unbestimmten Systems um. Durch das Entstehen von plastischen Gelenken in den überbeanspruchten Bereichen wird eine solche Umlagerung ermöglicht. Insbesondere die Auswirkungen von Bewehrungsführung und Kraftumlenkung auf die Rotationsfähigkeit im Rahmeneck sind als nicht-trivial zu erachten. [24] Ein Nachweis für eine ausreichende Rotationskapazität z.B. einer Rahmenecke ist deshalb zu führen.

Abbildung 2.4 zeigt am linken System einen Rahmen, der durch eine Gleichlast p am Riegel belastet wird und die daraus entstehenden Momente im Rahmeneck $M_{st,pl}$ und im Feld $M_{f,p}$. Das Moment im Rahmeneck $M_{st,pl}$ ruft annähernd eine Plastifizierung des Eckbereichs hervor, weshalb die Verdrehungen der Biegelinie w noch elastisch sind. Eine weitere Laststeigerung Δp führt zur Entstehung eines Fließgelenks im Rahmeneck. Das Moment aus Δp steigt nur im Feld um $M_{f,\Delta p}$ an. Die Rotation im Rahmeneck ist nun eine plastische Θ_{pl} Verformung.

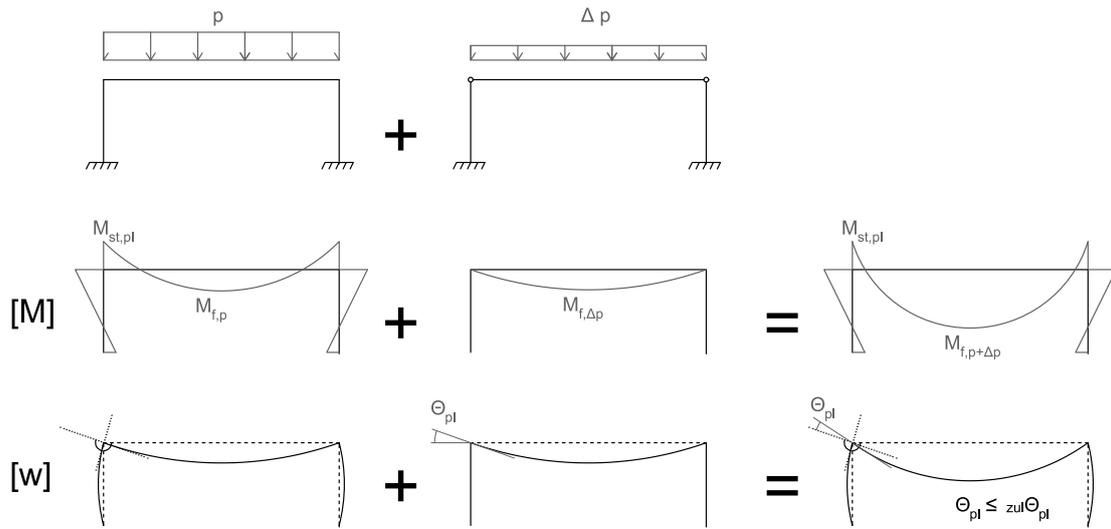


Abb. 2.4: Umlagerung des Momentenverlaufes vom Rahmeneck in die Feldmitte

Einfluss der Rissbildung auf die plastische Rotation

Die Biegelehre legt nach Formel 2.1 deutlich den Einfluss der Biegesteifigkeit EI auf die Momenten-Rotation-Beziehung dar. Die Steifigkeit eines Bauteils ändert sich entsprechend der fortschreitenden Rissbildung. Die Entwicklung der Steifigkeiten muss auch im lokalen Rahmeneckmodell des Kapitels 3 miteinbezogen werden. Die unterschiedlichen Steigungen der Momenten-Rotation-Kurve in Abbildung 2.5 resultieren aus den Änderungen der Materialsteifigkeitsphasen.

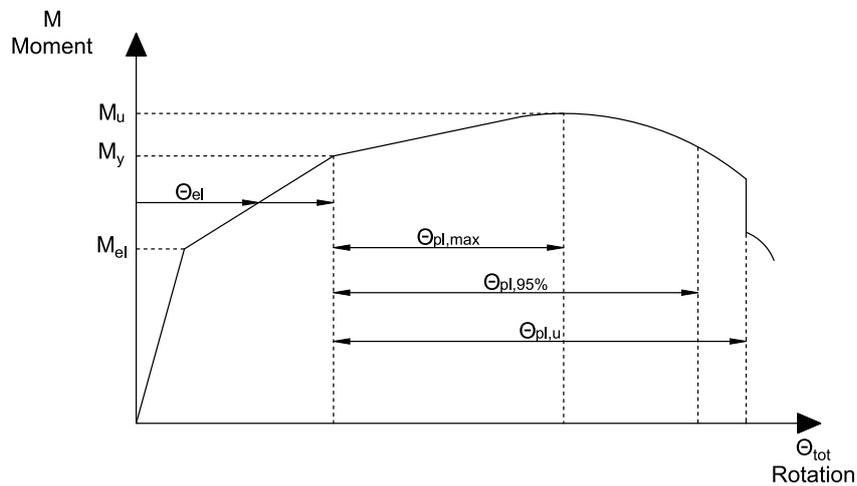


Abb. 2.5: Einfluss der Steifigkeit auf die Momenten-Rotation-Beziehung nach [2]

Die Steifigkeit des Stahlbetons durchläuft drei wesentliche Phasen der Steifigkeit. **Zustand I** liegt bei einem ungerissenen Stahlbetonbauteil vor. Die Steifigkeit berechnet sich ausreichend genau mit dem E-Modul des Betons E_c und dem Trägheitsmoment des Betonquerschnitts I_c . Mit dem Auftreten der ersten Risse im Beton beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit f_{ctm} , geht das Stahlbetonbauteil in **Zustand II** über. Die Biegesteifigkeit beträgt nur mehr etwa 40 % der Biegesteifigkeit von Zustand I. Der abgeschlossenen Rissbildung folgt **Zustand III** und das Fließen der Bewehrung. Die Steifigkeit beeinflusst nun vorwiegend der ansteigende Ast der Arbeitslinie des Betonstahls. Zustand III endet mit dem Erreichen der Traglast, dies entspricht auch dem Ende der plastischen Rotation Θ_{pl} .

$$w'' = \kappa = \frac{M}{EI} \quad (2.1)$$

Parameter der plastischen Rotation

Die plastische Rotationsfähigkeit einer Rahmenecke hängt nach Akkermann [5] von folgenden Einflüssen ab:

- Eigenschaften der Materialien:
 - Betoneigenschaften unter Druck und Zug
 - Betonstahlfestigkeiten und Duktilität
 - Verbundverhalten zwischen Beton und Stahl
- Geometrie:
 - Geometrie des Betonquerschnittes
 - Längsbewehrungsgrad ρ_l
 - Anteil der Druckbewehrung
 - Querbewehrungsgrad
 - Stabdurchmesser der Querkraftbewehrung bzw. Bügel $\varnothing_{Bü}$
 - Schlankheit der anschließenden Bauteile λ_L
 - Maßstabeffekt (Bauteilgröße)
- statisches System und Belastung
 - Normalkraft
 - statisches System
 - Schubschlankheit
 - Lastart, -einleitung, -anordnung
 - zeitliche Belastungsaspekte
 - Anteil an veränderlichen und ständigen Lasten

Besonders relevante Parameter für die Rotationskapazität sind die Stahleigenschaften, die Betongrenzdehnung, die bezogene Druckzonenhöhe x/d , welche dem mechanischen Bewehrungsgrad entsprechen, und die Schubslankheit λ_p . [5]

Mechanischer Bewehrungsgrad

Die oben genannten Parameter verdeutlichen die Relevanz des mechanischen Bewehrungsgrades für die plastische Rotation. Dieser berücksichtigt neben den Querschnittsflächen des Bewehrungsstahls A_s und des Betons A_c auch die Festigkeiten der Materialien, sprich die Stahlfließgrenze f_y und die Betondruckfestigkeit f_c . Im Rahmen dieser Arbeit werden verschiedene Definitionen für den mechanischen Bewehrungsgrad auftreten. In Kapitel 4.1.2 empfiehlt sich aufgrund der einfachen Ermittlung die Definition 2.2 nach Eurocode [9] mit einer kleinen Abänderung (siehe Formel 2.3).

$$\omega_s = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad [9] \quad (2.2)$$

A_c	... Bruttofläche des Betonquerschnitts
A_s	... Fläche des Bewehrungsstahls der Längsbewehrung
f_{cd}	... Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{yd}	... Bemessungswert der Fließgrenze des Betonstahls

Die mit Sicherheiten behafteten Designwerte verfälschen das Verhältnis der Beton- und Stahlfestigkeit aufgrund der voneinander abweichenden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialeite ($\gamma_c = 1,5$ und $\gamma_s = 1,15$) [9]. Dieser Effekt hat durch die Verwendung von charakteristischen Festigkeiten keinen Einfluss mehr, wodurch sich ω_L wie in Formel 2.3 ergibt.

$$\omega_L = \frac{A_s f_{yk}}{A_c f_{ck}} \quad [9] \quad (2.3)$$

f_{yk}	... charakteristische Betondruckfestigkeit
f_{ck}	... charakteristischer Wert der Fließgrenze des Betonstahls

In Kapitel 4.1.5 beschränken sich die Beobachtungen auf reine Stahlbetontragwerke, wo die Definition des mechanischen Bewehrungsgrades für den statisch wirksamen Betonquerschnitt (statische Nutzhöhe d anstatt die gesamte Querschnittshöhe h) nach [2] verwendet wird. Die Festigkeitskomponenten beeinflussen mit ihrem Mittelwert die Ergebnisse. Um die Berechnungsweise der beiden Definition unterscheiden zu können, wird der Bewehrungsgrad nach König [2] mit $\omega_{s,m,d}$ gekennzeichnet.

$$\omega_{s,m,d} = \frac{A_s f_{ym}}{d b f_{cm}} \quad [2] \quad (2.4)$$

f_{ym}	... Mittelwert der Betondruckfestigkeit
f_{cm}	... Mittelwert der Fließgrenze des Betonstahls
d	... statische Nutzhöhe des Querschnittes
b	... Querschnittsbreite

Die maximale plastische Rotation lässt sich als jener Punkt definieren, wo der Übergang von einem Stahl- zu einem Betonversagen festzustellen ist. [5] Die entsprechende Dehnungsebene für den Grenzfall zwischen den beiden Versagensarten stellt sich anhand der idealen Bewehrungsmenge ein. In diesem Falle beträgt die maximale Betonrandstauchung $\epsilon_{c,lim} = 3,5 \text{ ‰}$ und die Dehnung des Stahls ϵ_{su} entspricht exakt der Bruchdehnung von 50‰. Der zugehörige mechanische Bewehrungsgrad wird als optimal $\omega_{s,m,d,opt} = \omega_s^*$ bezeichnet.

2.2.2 Wirkungsgrad der Rahmeneckbewehrung

Die Bewehrungsführung in der Rahmenecke soll keine Benachteiligungen für die Traglast des Systems ergeben. Das Ziel der Bewehrungsführung im Rahmeneck ist, höhere Tragfähigkeiten als in den anschließenden Bauteilen (Riegel und Stiel) zu erreichen. Diese Eigenschaft definiert sich durch den Wirkungsgrad der Bewehrung η , welcher laut Formel 2.5 das Verhältnis zwischen in Versuchen erreichte Bruchmoment zu kalkuliertem Bruchmoment des Querschnittes angibt. [5]

$$\eta = \frac{\text{erreichtes Bruchmoment}}{\text{kalkuliertes Bruchmoment des Querschnittes}} \quad (2.5)$$

Ergibt sich ein Wirkungsgrad $\eta < 1$ versagt das Rahmeneck, bevor das rechnerische Bruchmoment einer der beiden Querschnitte der anschließenden Bauteile erreicht ist. Ein Wirkungsgrad η von 1 beschreibt die Übereinstimmung des kalkulierten Bruchmoments des schwächeren Querschnitts der anschließenden Bauteile (Riegel oder Stiel) mit der erreichten Tragfähigkeit des Rahmenecks.

2.2.3 Erkenntnisse aus Versuchen bei unterschiedlichen Rahmeneckbewehrungen

Versuche bei einem Zweigelenrahmen nach Ernst [25] zeigten bei Verwendung höherer Stahlfestigkeiten unter gleichem f_t/f_y -Verhältnis lediglich eine Steigerung der Traglast und keinen Einfluss auf die Duktilität der Rahmenecke. Twelmeier, Bauch [26] erhielten bei mit Stahlmatten bewehrten gevouteten Rahmen eine geringe Rotation. Zwar erweisen sich verschweißte Matten für integrale Brücken als unbrauchbar, trotzdem zeigt der Versuch die Auswirkung niedriger Grenzdehnung aus dem besseren Verbund durch den geringeren Stabdurchmesser \varnothing_s .

Stroband, Kolpa [27] testeten Zweigelenksrahmen im Modellmaßstab auf Tragfähigkeit und Verformung unter Verwendung unterschiedlicher Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} , Stöße und Zusatzbewehrungen. Die Beträge der Momentenbelastungen im Feld und im Rahmeneck waren nach Elastizitätstheorie ident. Lediglich der Versuchskörper mit einem bezogenen Biegerollendurchmesser $\frac{\varnothing_{BR}}{\varnothing_s}$ von 5 und ohne jegliche Zusatzbewehrung konnte keinen Wirkungsgrad η größer 1,0 erreichen. Dabei trat ein Spaltzugversagen ein, bevor eine plastische Rotation stattfinden konnte. Die Verwendung von horizontalen Steckbügeln bzw. weiterführend von horizontalen und vertikalen Steckbügeln als Zusatzbewehrung im Rahmeneck erhöht die plastische Rotation und führt zu einem Übergang des Versagens von Spaltzug zu Bewehrungsversagen oder zu Betondruckbruch. Weiters wird bestätigt, dass mit Erhöhung des Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} sich die Wahrscheinlichkeit des Spaltzugversagens reduziert. Die Berücksichtigung eines ausreichenden inneren Hebelarms z ist bei einer Erhöhung des Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} zu bedenken. Das Biegebewehrungsfließen erreichen nur Probekörper mit Steckbügel. In Rahmenecken mit horizontalen und vertikalen Steckbügeln und einem hohen Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} findet im Rahmeneck eine plastische Verformung statt, nachdem zumeist die Druckzone im Inneneck bricht. Die eher klein gewählten Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} bei den Versuchen lassen die Übergreifungsstöße schlechter abschneiden, da es bei Versuchen auch zu Übergreifungsbrüchen kam. Stroband, Kolpa [27] empfiehlt daher die Faustformel 2.6 für die Übergriffslänge zumindest einzuhalten.

$$\frac{l_{\ddot{u}s}}{\varnothing_s} \geq 50 \quad [27] \quad (2.6)$$

$l_{\ddot{u}s}$... Länge des Übergreifungsstoßes

Durch die Anordnung von Steckbügeln versteift sich die Rahmenecke bis zum Beginn des Bewehrungsfließens. Die Rotation der Rahmenecke Θ_y bis zum Fließen fällt bei verstärktem Einsatz von Bügeln ab. Dies bedeutet jedoch nicht zwingend die Abnahme der plastischen Rotation $\Theta_{pl} = \Theta_u - \Theta_y$. Unter der Annahme einer konstanten Rotation bei Versagenseintritt Θ_u würde dies eine Erhöhung der plastischen Rotation bedeuten.

Luo, Durrani, Bai, Yuan [28] untersuchten das Tragverhalten von Übergreifungsstößen im Rahmeneck, wobei der Riegel höher und schmaler als der Stützenquerschnitt ausgeführt wurde. Probekörper mit mechanischen Bewehrungsgraden $\omega_s > 0,3$ verzeichneten ein Versagen der Druckdiagonale oder der Biegedruckzone. Kleine Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} und mechanische Bewehrungsgrade ω_s zwischen 0,2 und 0,3 führen zu Versagen der Druckzone oder zu Spaltzugversagen. Mechanische Bewehrungsgrade $\omega_s < 0,2$ und Biegerollendurchmesser $\varnothing_{BR} > 0,6 \cdot d_s$ ermöglichten die volle Ausnutzung der anschließenden Bauteile. Die plastischen Bereiche traten im Anschnitt auf, während die Dehnung in der Aufbiegung gering ausfiel. Die niedrige Stahldehnung in der Aufbiegung ist durch den besseren Verbund in diesem Bereich und den höheren inneren Hebelarm z bedingt. Die Untersuchungen zeigten, dass der Maximalwert der plastischen Rotation Θ_{pl} bei dem Verhältnis Biegerollendurchmesser zu statischer Nutzhöhe \varnothing_{BR}/d von 1,00 auftritt.

Akkermann führte im Rahmen seiner Arbeit [5] numerische Berechnungen durch, die ebenfalls die höchsten plastischen Rotationen Θ_{pl} bei $\frac{\varnothing_{BR}}{d}=1,00$ aufweisen. Nach den Berechnungen bildet sich bei einem Biegerollendurchmesser $\varnothing_{BR} \lesssim 15\varnothing_s$ nur eine Druckstrebe aus. Es kommt also zu einer Lokalisierung und somit zu höheren Spannungen.

2.3 Tragverhalten der Rahmenecke

2.3.1 Umlenkkräfte

In der Rahmenecke findet eine Richtungsänderung der Tragwerksachse statt. Dabei resultiert durch innere Kräfte eine Umlenkraft normal zur Achse. Die Spannungsverläufe weichen daher stark von jenen eines geraden Trägers ab. Während der gerade Träger aus Biegung einen linearen Spannungsverlauf aufweist, stellt sich im Rahmeneck, ein hyperbolischer Verlauf ein. Die Innenecke erzeugt eine Spannungsspitze, welche die Tragfähigkeit der Rahmenecke bei negativen Moment stark vermindert. [4] Die FE-Berechnung nach I.H.E. Nilsson [3] zeigt, dass bei nicht ausgerundeten Rahmenecken die Spannungen an der Außenecke nahezu verschwinden (siehe Abbildung 2.6-a). Durch die Umlenkung der inneren Kräfte entstehen radiale Spannungen σ_y . Diese sind unter schließendem (negativem) Moment Druck- und unter öffnendem (positivem) Moment Zugspannungen. Steigen die diagonalen Zugspannungen σ_y stark genug an, tritt der in Abbildung 2.6-c angedeutete Riss auf. Dieser Riss führt zu einem späteren Spaltzugversagen.

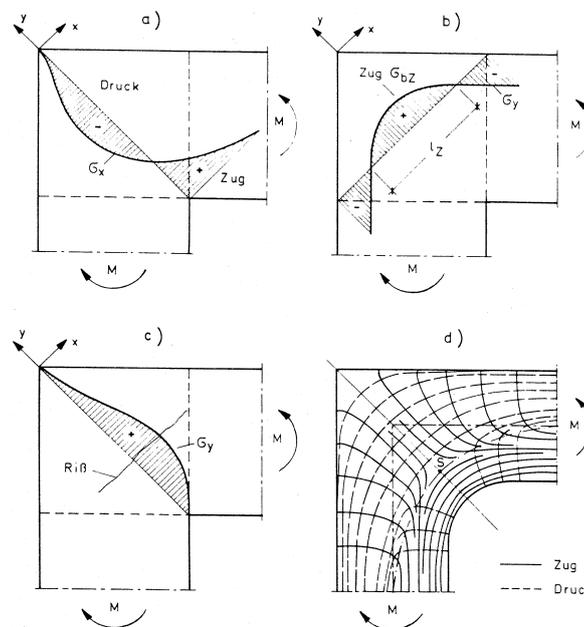


Abb. 2.6: Spannungverläufe in der Rahmenecke unter positivem Moment [3]

Die Wahl des Biegerollendurchmessers der Bewehrung im Rahmeneck ist mit Bedacht zu wählen. Bei zu großen Biegeradien reduziert sich im Rahmeneck der innere Hebelarm z in einem solchen Ausmaß, dass jener in den Anschnitten unterschritten wird. Der Mindestbiegerollendurchmesser verhindert unverhältnismäßig anwachsende Umlenkkräfte. Die außenliegende Biegebewehrung im Rahmeneck ist daher mit einem ausreichend großem Biegedurchmesser \varnothing_{BR} zu wählen, um bei der Ecküberführung der Bewehrung die Umlenkkräfte so klein zu halten, dass kein Spaltversagen des Betons eintritt. [4] Die Formel für die Abschätzung der Umlenkkräfte

entspricht der Kesselformel (siehe Formel 2.7).

$$p_u = \frac{Z}{r \varnothing_s} = \frac{2 Z}{\varnothing_{BR} \varnothing_s} \tag{2.7}$$

- Z ... Zugkräfte in der Bewehrung
- r ... Radius des Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR}

$$zul p_u = \alpha_u f_{ck} \sqrt{\frac{e}{\varnothing_s}} \leq f_{ck} \tag{2.8}$$

- e ... Achsabstand der Stäbe untereinander oder Abstand äußerste Stabachse zum Betonrand e_R (mit $e_R \geq 3 \varnothing_s$ und $\geq 3 \text{ cm}$)
- α_u ... Kalibrierungsfaktor und statische Einschränkungen
0,3 nach Leonhardt [30]

Der mindestens erforderliche Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} ist von der zulässigen Umlenkpressung $zul p_u$ unter charakteristischer Last abhängig. Die zulässige Umlenkpressung aus Formel 2.8 ist zum Beispiel in der DIN [29] geregelt. Die Lage von gebogenen Bewehrungsstäben muss unter Berücksichtigung der Betondeckung normal auf die Biegeebene und den Stababständen gewählt werden (siehe Abbildung 2.7). [4]

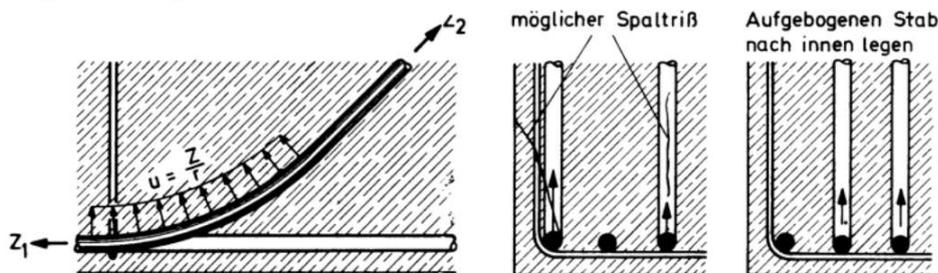


Abb. 2.7: Umlenkkräfte und Positionierung gebogener Bewehrung [4]

Östlund [31] konnte mit Versuchen belegen, dass herkömmliche Bügel das Risiko des Spaltens von Beton nicht reduziert. Lediglich eine mehrlagige Spaltzugbewehrung im gekrümmten Bereich der Biegebewehrung ist in der Lage Schäden bei kleinerem Biegerollendurchmesser zu vermeiden. Der Biegerollendurchmesser beeinträchtigt auch den inneren Hebelarm z im Rahmeneck. Um im Rahmeneck mindestens die gleiche Höhe des Hebelarms z wie am geraden Träger zu erreichen, muss $\frac{\varnothing_{BR}}{2} = r \leq 0,8 h$ sein (siehe Abbildung 2.8). [4]

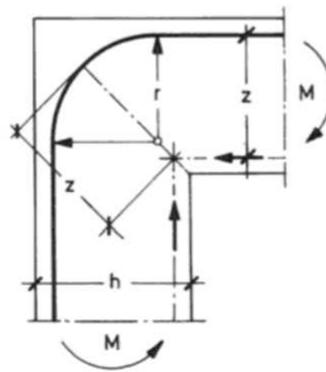


Abb. 2.8: Verminderung des Hebelarms z im Rahmeneck [4]

2.3.2 Nichtlinearitäten

Nichtlineare Dehnungsverteilung

Der Großteil mechanischer Modelle setzt einen Biegebereich (B-Bereich) voraus. In diesen Bereichen treten nur lineare Dehnungsverteilungen auf. Verbindungsknoten, wie zum Beispiel Rahmenecken, gehören dem Diskontinuitätsbereich (D) an. Der D-Bereich erstreckt sich über das Rahmeneck und weiter in Riegel und Stiel je nach Höhe des jeweiligen Bauteils. Abbildung 2.9 zeigt die nichtlinearen Bereiche der Rahmenecke.

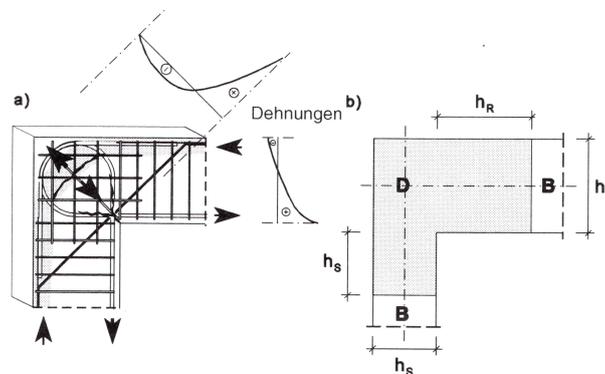


Abb. 2.9: Lineare und nichtlineare Bereiche in Rahmenecknähe unter positivem Moment [4]

Diese nichtlinearen Effekte haben folgende Auswirkungen: [5]

- Im Zustand I treten im Rahmeneck bereits nichtlineare Dehnungen (siehe Abbildung 2.9) auf.
- Im Knoten des Rahmenecks finden winkeluntreue Verformungen statt. Somit lässt sich die plastische Rotation nicht ausschließlich als Integral der Krümmung über den plastischen Bereich der Bewehrung beschreiben, da sich auch der Knotenwinkel durch plastische Einflüsse verändert.

- Die maximale Traglast des Rahmenecks muss nicht mit den eindimensionalen Grenzdehnungen von Beton oder Stahl zusammenfallen.
- Zwischen Beton und Bewehrung entsteht durch rissinduzierte Störungen des Verbundes verstärkter Schlupf.
- Die komplexe Bewehrungsführung führt zu Schwierigkeiten, den Kraftfluss einzuschätzen.

Materialeigenschaften

Die Arbeitslinien von Materialien weisen ebenfalls Nichtlinearitäten auf. Vereinfachte lineare Spannungs-Dehnungslinien beschreiben das Material für viele Bemessungsaufgaben zur Genüge. Eine genaue Abbildung der Steifigkeitsentwicklung durch die Rissbildung erfordert zumindest eine nichtlineare Definition des Betons.

Beton nichtlinear

Die Ermittlung des optimalen mechanischen Bewehrungsgrades $\omega_{s,md,opt}$ der Referenzobjekte in Kapitel 4.1.5 basiert auf einer nichtlinearen Arbeitslinie des Betons nach Formel 2.9 aus dem Model Code [32] bzw. Eurocode [9]. Es sei erwähnt, dass es sich bei den Arbeitslinien um Mittelwerte der Materialfestigkeiten handelt. Die in Kapitel 4 betrachteten Referenzobjekte besitzen eine Betondruckfestigkeitsklasse von C30/37 oder C35/45.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad [32] [9] \quad (2.9)$$

mit:

$$k = 1,05 \cdot \frac{E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad [9] \quad (2.10)$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad [32][9] \quad (2.11)$$

k	... Plastizitätszahl
ϵ_{c1}	... Betonstauchung bei der maximalen Betondruckspannung
$\epsilon_{c,lim}$... Betongrenzstauchung
f_{cm}	... Mittelwert der Betondruckspannung
E_{cm}	... Mittelwert Elastizitätsmodul als Sekantenmodul

Die Eigenschaften der verwendeten Betone ergeben sich daher zu:

<u>C30/35</u>	<u>C35/45</u>
$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$
$f_{cm} = 38,0 \text{ MPa}$	$f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$
$E_{cm} = 33,0 \text{ GPa}$	$E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}$
$\epsilon_{c1} = 2,3 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c1} = 2,3 \text{ ‰}$
$\epsilon_{c,lim} = 3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c,lim} = 3,5 \text{ ‰}$

Bewehrungsstahl bilinear

Ein lineares Materialgesetz wird bei der Berechnung in Kapitel 4.1.5 für das Stahlverhalten angesetzt. Die Arbeitslinie des Betonstahls ist bilinear mit einem ansteigenden Ast aufgrund der plastischen Verfestigung. Der Materialmittelwert der Fließgrenze f_{ym} des Bewehrungsstahls errechnet sich mit Formel 2.12 nach Illich [33]. Der Mittelwert der Zugfestigkeit des Stabstahls f_{tm} ergibt sich aus dem jeweiligen Duktilitätswert k_s der Duktilitätsklasse (siehe Formel 2.13). Im Brückenbau werden üblicherweise Stähle der Duktilitätsklasse B verwendet. Die Referenzobjekte in Kapitel 4 gehören den Stahlgüten B 500B oder B 550B an.

$$f_{ym} = \frac{f_{yk}}{1 - 1,645 \cdot \nu} \quad [33] \quad (2.12)$$

ν ... Standardabweichung des probabilistischen Ansatzes (Annahme: $\nu=5\%$)

$$f_{tm} = k_s \cdot f_{ym} \quad [9] \quad (2.13)$$

Der verwendete Betonstahl besitzt folgende Eigenschaften:

B500 B

f_{yk}	= 500 MPa
f_{ym}	= 545 MPa
f_{tm}	= 589 MPa
E_{cm}	= 200 GPa
k	= 1,08
ϵ_{su}	= 50,0 ‰

B550 B

f_{yk}	= 550 MPa
f_{ym}	= 599 MPa
f_{tm}	= 647 MPa
E_{cm}	= 200 GPa
k	= 1,08
ϵ_{su}	= 50,0 ‰

2.3.3 Verhalten unter negativem Moment

Die Belastung des Rahmenecks unter negativem Moment ist für die Berechnung von Integralbrücken mit kurzen Stützweiten, wie in dieser Arbeit untersucht, die maßgebende Einwirkung. Bei großen Stützweiten, extrem hohen Widerlagerwänden und mehrfeldrigen Tragwerken schließt sich das Auftreten eines positiven Momentes im Rahmeneck nicht aus. Ein negatives Biegemoment im Rahmeneck verursacht an der Außenecke Zugspannungen, während im Inneneckbereich hohe Druckspannungen auftreten. Es stellen sich nichtlineare Dehnungszustände ein und die innere Ecke verursacht eine Singularität in der Spannungsverteilung. Die Spannungstrajektorien und das Fachwerkmodell in Abbildung 2.10 verdeutlichen, dass durch die Zugkräfte an der Außenseite Druckstreben in der Diagonale entstehen. Diese Druckstreben aus Umlenkung der Zugkräfte stehen mit den Druckkräften in der Innenecke im Gleichgewicht. [5]

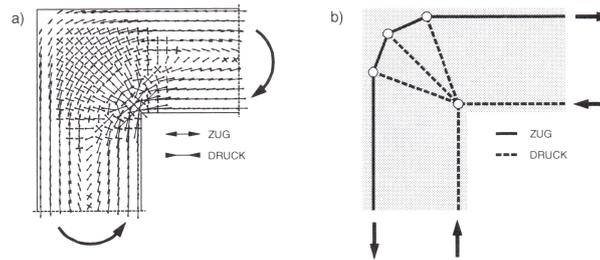


Abb. 2.10: Spannungstrajektorien und Fachwerkmodell Rahmeneck unter negativem Moment [4]

Erreichen die Spannungen an der Außenseite des Rahmenecks die Betonzugfestigkeit, entstehen erste Risse (Abbildung 2.11), in denen sich in weiterer Folge die Zugdehnungen konzentrieren. Die Anordnung einer Biegebewehrung in diesem außenliegenden Zugbereich scheint daher unumgänglich. Durch die Veränderung des inneren Hebelarms bedingt, verschiebt sich die Nulllinie und die Druckzone am Inneneck wird eingeschnürt (Abbildung 2.12). Plastische Verformungen führen zu Spannungsumlagerungen, die im inneren Eck gemeinsam mit der Druckstrebe einen biaxialen Druckspannungszustand hervorrufen. [5]

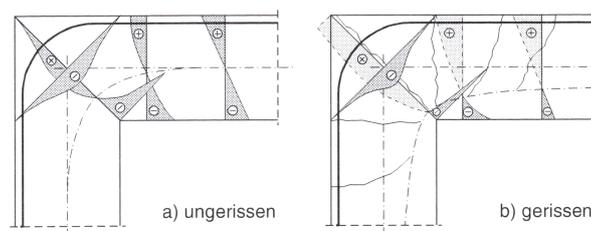


Abb. 2.11: Rissbildung unter negativem Moment [4]

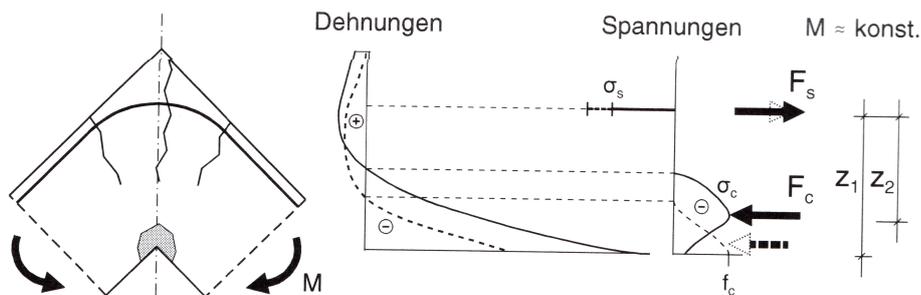


Abb. 2.12: Einschnürrung des Stabstahls und plastische Zonen [4]

Ein homogener Verlauf der Spannungstrajektorien und damit eine Abschwächung der Singularität der Spannungen im Inneneck lässt sich durch eine Voute erreichen. Weitere positive Effekte der Voute sind der vergrößerte innere Hebelarm und die bessere Verteilung von Umlenkkraft durch mehrere, vom Inneneck ausgehende, Druckstreben. [5] Den gleichen Effekt erzielt eine Vergrößerung des Biegerollendurchmessers.

2.3.4 Versagen unter negativem Moment

Generell treten vier mögliche Versagensarten bei einer Rahmenecke unter negativem Moment auf. Priorität hat dabei ein duktiles Verhalten des Systems, welches eine plastische Rotation im Rahmeneck voraussetzt.

Zugbruch Biegebewehrung

Der Zugbruch der Bewehrung lässt sich als duktiles Versagen beschreiben, weshalb es grundsätzlich angestrebt wird. Dabei stellt sich direkt im Betonriss die maximale Stahldehnung ein. Das typische Rissbild nach Abbildung 2.13 beginnt im Bereich der Anschnitte, sprich es kommt hier zum Fließen der Bewehrung und somit zu plastischen Bereichen. Wie sich dieser plastische Bereich ausbreitet, hängt von der Querkraft (Momentengradiente) ab. [5]

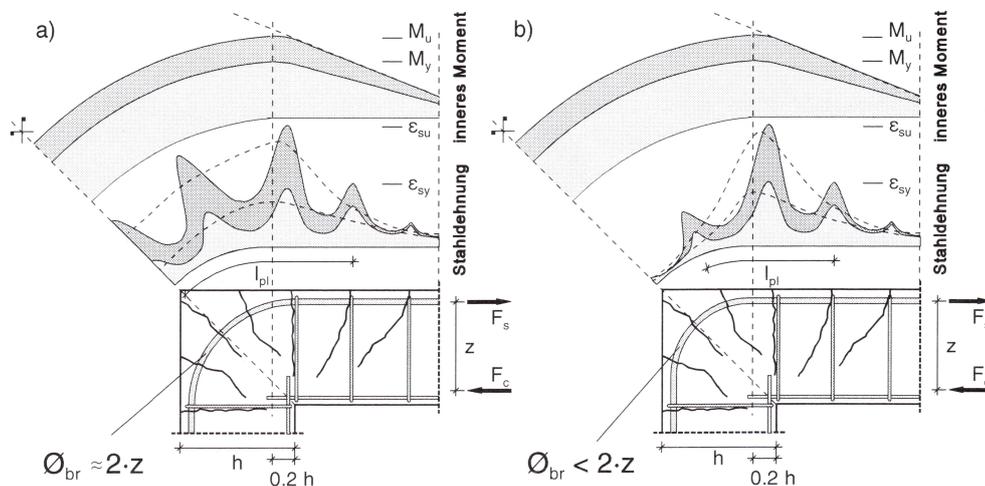


Abb. 2.13: Rissbild bei Fließen der Biegebewehrung [4]

Das Moment im Rahmenriegel steigt über den Anschnitt hinaus an. Kordina [34] empfiehlt deshalb den maßgebenden Bemessungsquerschnitt im Abstand der 0,2-fachen Stieldicke vom Riegelanschnitt in Richtung Rahmenecke zu setzen. Der innere Hebelarm, sprich der Biegerollendurchmesser im Rahmeneck, und der Verbund beeinflussen maßgeblich die Stahldehnung direkt im Eck des Rahmens (siehe Abbildung 2.13). Aus einem großen Biegerollendurchmesser resultiert ein kleiner innerer Hebelarm, was sich wiederum auf eine Steigerung der Stahldehnung auswirkt. Die Anordnung von Vouten führt zu einer Erhöhung des inneren Hebelarms. Wie bereits erwähnt, entspricht der Zugbruch der Bewehrung einem für die plastische Rotation optimalen Versagen, da das hohe Plastizitätsvermögen des Stahls große Verformungen zulässt. Maßgebend für die plastische Rotation in Bezug auf die Bewehrung sind folgende Parameter: [5]

- Das Verfestigungsverhältnis drückt die Relation zwischen Zugfestigkeit und Fließgrenze f_t/f_y aus. Dieser Wert beschreibt die vorhandenen Spannungsreserven des Stahls nach Fließbeginn. Entspricht f_t/f_y dem Wert 1,0, lokalisieren sich die plastischen Verformungen in dem Anschnitt des ersten Fließens.

- Der Verbund bzw. der Tension-Stiffening-Effekt (Mitwirkung Betons zwischen den Rissen) beeinflussen die plastische Rotation. Die Einleitung der Zugkräfte in den umliegenden Betonkörper bei gutem Verbund versteift die Zugzone, wobei Betongüte, Bewehrungsgrad und Stabdurchmesser miteinfließen.
- Eine große Stahlgrenzdehnung ϵ_{su} steigert die plastische Verformung.

Das gesamte plastische Potential des Stahlversagens lässt sich in den meisten Fällen nicht ausschöpfen, da zuvor ein Betondruckversagen durch die großen Verformungen induziert wird.

Betondruckversagen in den Dehnungsspitzen

Untersuchungen nach Kupfer [35] zeigten auf, dass unter mehraxialen Druckspannungszuständen nicht nur die Betondruckfestigkeit f_c , sondern auch die Grenzdehnung bei maximaler Druckspannung ϵ_{c1} ansteigt. Der Beton entfestigt sich, sobald die Grenzdehnung ϵ_{c1} erreicht wird, wodurch der Spannungswiderstand abfällt. Abbildung 2.11 zeigt die Druckspannungsspitze an der Innenecke, welche je nach Geometrieverhältnissen von Riegel und Stiel zumindest biaxiale Druckverhältnisse hervorruft. Diese Verhältnisse steigern die Festigkeit des Betons, sodass dieser auch bei überschrittener Grenzdehnung ϵ_{c1} weitaus duktiler als bei einaxialen Druck reagiert. Das Versagen der Diagonaldruckebene zeichnet sich durch ein Ausbrechen des Betons orthogonal auf die Rahmenebene ab. Hierfür werden konstruktive Maßnahmen (z.B. Steckbügel) zur Verstärkung eingesetzt. Es lassen sich selbst bei diesen Versagensarten quasi-duktiler Verformungen wahrnehmen. Einen Einfluss nehmen hier vor allem die Betoneigenschaften und der mechanische Bewehrungsgrad ω_s . [5]

Druckversagen der Diagonaldruckstrebe

Das Fachwerkmodell der Rahmenecke unter negativem Moment verdeutlicht, dass sich zwischen Druck- und Zugbereich eine Diagonaldruckstrebe ausbildet. Während sich bei großen Biegerollendurchmessern mehrere Druckdiagonalen ergeben (siehe Abbildung 2.10), reduziert sich deren Anzahl durch einen abnehmenden Biegerollendurchmesser. Die Betondruckstrebe folgt der Verbindungslinie zwischen Innen- und Außenecke. Abbildung 2.14 verdeutlicht den Querzug der auf die Strebe einwirkt und für Spannungszustände ähnlich einem Spaltzugversuch sorgt. Ein Versagen verursacht einen Bruch der Druckstrebe aus der Rahmenebene heraus.

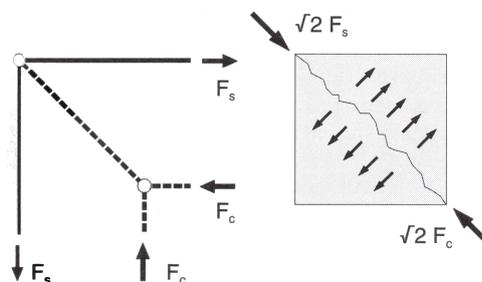


Abb. 2.14: Mechanismus Querzug [4]

Spaltzugversagen oder Verankerungsbruch

Das Spaltzugversagen tritt allen voran bei Balkenquerschnitten der Rahmen auf und ist im Falle dieser Arbeit aufgrund des vorhandenen Plattenquerschnittes bei integralen Brücken weniger relevant. Die Biegung der Bewehrung führt aufgrund der Umlenkung der Stahlzugkräfte zu Zugspannungen im Beton aus der Rahmenebene. Übersteigen diese Zugspannungen aus der Rahmenebene die Zugfestigkeit des Betons, platzt die seitliche Betondeckung plötzlich ab (siehe Abbildung 2.15). Bei Eintritt dieses Versagens kann durch den Abfall des Verbundes nur eine äußerst geringe Duktilität aufgebracht werden. Die wichtigsten Einflussfaktoren nach Spieth [36], um ein Spaltzugversagen bei Rahmenecken ohne konstruktive Bewehrung zu verhindern, sind die Betondruckfestigkeit f_c und der bezogene Randabstand $\frac{e}{\varnothing_s}$. Dies belegt auch die Formel 2.8.

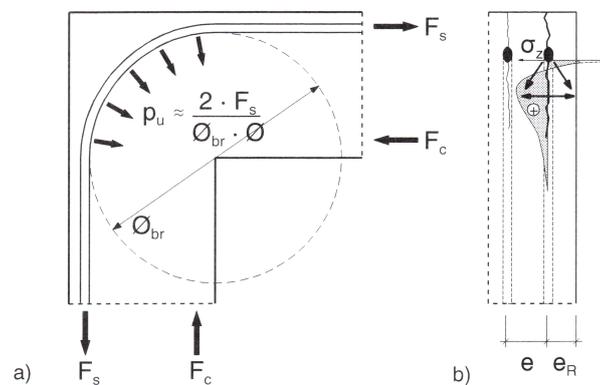


Abb. 2.15: Mechanismus Spaltzugversagen im Rahmeneck [4]

2.4 Stoßanordnung im Rahmeneck

Aus herstellungstechnischen Gründen befindet sich bei vielen monolithischen Tragwerken im Rahmenstielanschnitt eine Arbeitsfuge. Aus der Lage der Betonierfuge entsteht die Notwendigkeit eines anschnittsnahen Bewehrungsstoßes zwischen den obenliegenden Biegebewehrungsstäben. Laut Eligehausen [37] kommen dabei drei unterschiedliche Varianten der Stoßanordnung in Frage, wie in Abbildung 2.16 ersichtlich.

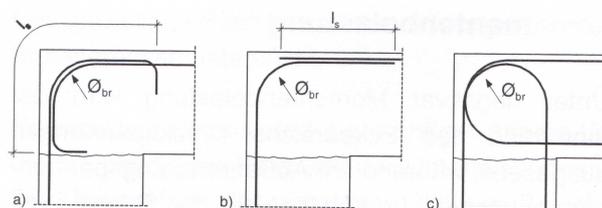


Abb. 2.16: Möglichkeiten der Stoßanordnung im Rahmeneck [4]

3 Lokales Rahmeneckmodell

Die Entwicklung der Bewehrungsführung im Rahmeneck ergibt sich nicht ausschließlich aus der Tragfähigkeit und Ausführbarkeit. Als entscheidend erweist sich auch die plastische Verformungskapazität. Eine Betrachtung dieser erfolgt nun mittels einem lokalen Rahmeneckmodell.

3.1 Hintergrund der Untersuchung

Der Eurocode 2 [9] beschreibt nur eine Methode die plastische Rotationskapazität von Durchlaufträgern zu ermitteln, die Rahmenecke bleibt unerwähnt. Der Tragwerksplaner ist daran angehalten zeitaufwendige Berechnungen selbst aufzustellen. Diese Arbeit versucht daher, unter gemäßigttem Aufwand die plastische Rotation der Rahmenecke mit einem praxisnahen Programm, wie „SOFiSTiK“, zu berechnen bzw. zu evaluieren und auftretende Probleme aufzuzeigen.

3.2 Verwendungsmöglichkeiten des Modells

Numerische zweidimensionale Berechnungen nach Schröckmayr [38] mit der Software „ATENA“ bildeten die plastische Rotation in der Rahmenecke für den Versuch von Akkermann [5] bereits gut ab. In einem ebenen Modell ist die Entstehung der Längsrisse entlang der Biegebewehrung in Tiefenrichtung nicht möglich. Folgerichtig entsteht bei zweidimensionalen numerischen Nachrechnungen kein horizontales Plateau in der Momenten-Rotations-Kurve des Rahmenecks im Bereich der Längsrissbildung. Abbildung 3.3 zeigt die angesprochene Momenten-Rotations-Kurve nach dem Versuch RR4 von Akkermann [5].

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit einem dreidimensionalen Rahmeneckmodell, mit dem Ziel ebenfalls den Versuch RR4 von Akkermann [5] wiederzugeben. Angestrebt wird, das horizontale Plateau aus der Längsrissbildung in Tiefenrichtung in der Momenten-Rotations-Kurve mit abzubilden. Weiters wird auf eine Möglichkeit hingearbeitet, mit einer anwendungsorientierten Software, wie „SOFiSTiK“, die plastische Rotation einer Rahmenecke durch starren Verbund zu ermitteln.

3.3 Versuchsdurchführung nach Akkermann

Akkermann [5] belastete fünf, hinsichtlich des Bewehrungsgrades unterschiedliche, Konfigurationen eines Rahmeneckmodells unter Momentenbelastung bis zum Bruch. Der Probekörper hatte die Form eines gleichschenkeligen Winkels. Der Schwerpunkt der Untersuchung lag damit auf lokalen Phänomenen. Der Versuchsaufbau bestand aus einer horizontalen Ebene, auf dem

das untersuchte Rahmeneck liegend positioniert wurde. Das Rahmeneck erfuhr beim Versuch RR4 eine maschinell aufgebrachte Verschiebung. Diese Belastung wirkte vom Endquerschnitt des Riegels diagonal zu jenem des Stiels, also von einem beweglichen Maschinen- zu einem festen Maschinenhaupt (siehe Abbildung 3.1). Dabei entstand im Rahmeneck ein negatives Moment. Um die Belastung weggesteuert aufbringen zu können, wurde eine Spanngliedprüfmaschine mit einem in horizontale Richtung beweglichen Haupt und einem festen Widerlager eingesetzt. Ankerplatten, die am freien Balkenende mit der durchgeführten Biegebewehrung in Form von GEWI-Gewindestangen und mittels Muttern angeschlossen wurden, waren im Zusammenwirken mit einem Gelenk für die Lasteinleitung in den Prüfkörper verantwortlich. Die starre Einleitung des Schubes zwischen Ankerplatte und Betonrahmen garantierten Blockdübel und an der Ankerplatte angeschweißte Bewehrungsschlaufen. Die vertikale Fixierung des Versuchskörpers generierten die Gelenke an Riegel- bzw. Stielende und eine auf dem Hallenkran abgehängte Traverse im Eckbereich. Der Versuchsstand ist schematisch in Abbildung 3.1 dargestellt.

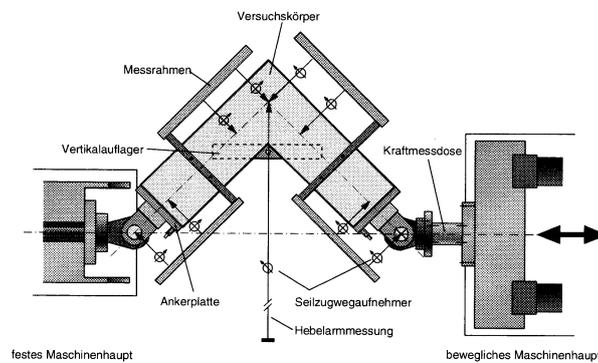


Abb. 3.1: Versuchskonfiguration nach Akkermann für Rahmeneck RR4 [5]

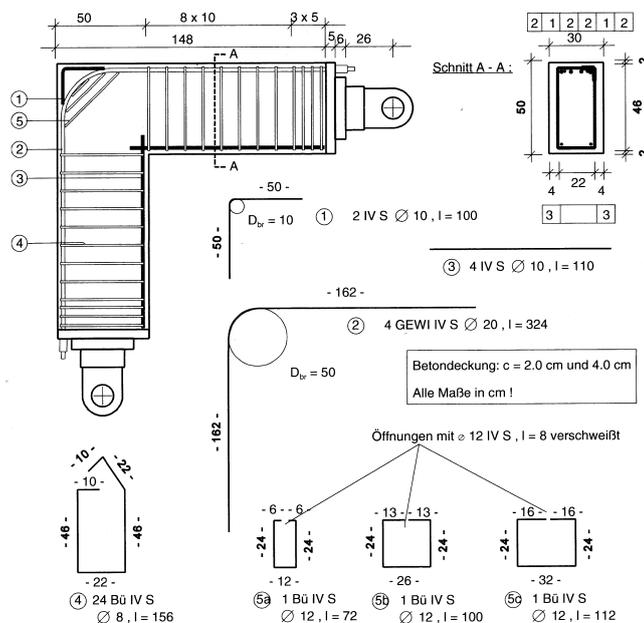


Abb. 3.2: Bewehrungs- und Schalplan der Rahmenecke RR4 nach Akkermann [5]

Der Versuchskörper ist ein gleichschenkeliger Winkel mit einer Systemlänge des Riegels bzw. Stiels von 1,60 m. Der Betonquerschnitt ergab sich aus einer Balkenhöhe von 0,50 m und einer Balkenbreite von 0,3 m. Die Bewehrungsführung des Versuchs RR4 zeigt Abbildung 3.2.

3.3.1 Angaben zum Material

In diesem Kapitel werden die Mittelwerte der verwendeten Materialeigenschaften angegeben. Die Festigkeitsparameter von Beton und Bewehrungsstahl wurden mittels Tests im Vorfeld der Rahmeneckversuche ermittelt. Dies bedeutet, dass für die Nachrechnung mittels FE-Modell Mittelwerte herangezogen werden. Die Tabellen 3.1 und 3.2 geben diese Mittelwerte für den Versuch RR4 nach Akkermann [5] an.

Beton

	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]
ähnlich C 16/20	29,5	24,0	2,0	21430

Tab. 3.1: Betoneigenschaften aus RR4 [5]

- $f_{cm,cube}$... Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
- $f_{cm,cyl}$... Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
- $f_{ct,sp}$... Spaltzugfestigkeit des Betons
- E_{cm} ... Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons

Betonstahl

Art der Bewehrung	\varnothing_s [mm]	$f_{ym,l}$ [MPa]	f_{um} [MPa]	$\frac{f_{um}}{f_{ym}}$ [-]	ϵ_{su} [‰]	E_s [MPa]
Biegebewehrung	589,3	681,5	1,16	68	181643	
Diagonalbügel	550,8	643,4	1,17	115	199996	
Konstruktivbewehrung	569,7	658,3	1,16	89	202311	
Schubbügel	488,5	551,6	1,13	93	198823	

Tab. 3.2: Stabstahleigenschaften aus RR4 [5]

- $f_{ym,l}$... Mittelwert der Fließgrenze des Bewehrungsstahls
- f_{um} ... Mittelwert der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls
- ϵ_{su} ... Bruchdehnung des Bewehrungsstahls
- E_s ... Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls

3.3.2 Ergebnisse des Versuches RR4 nach Akkermann

Die Momenten-Rotations-Kurve (siehe Abbildung 3.3) ist ein wesentliches Ergebnis der Versuche nach Akkermann [5] in Zusammenhang mit den Stahldehnungen der Biegebewehrung und den Betonstauchungen in der Rahmenecke. Diese Resultate listet das folgende Kapitel kurz auf. Zusätzlich wird auf die Ermittlung der Momente, Verschiebungen und Dehnungen eingegangen. Die Erkenntnisse sind maßgebend, da die Ergebnisse aus dem lokalen Modell auf gleiche Weise ermittelt werden, um eine Vergleichbarkeit zu erzielen.

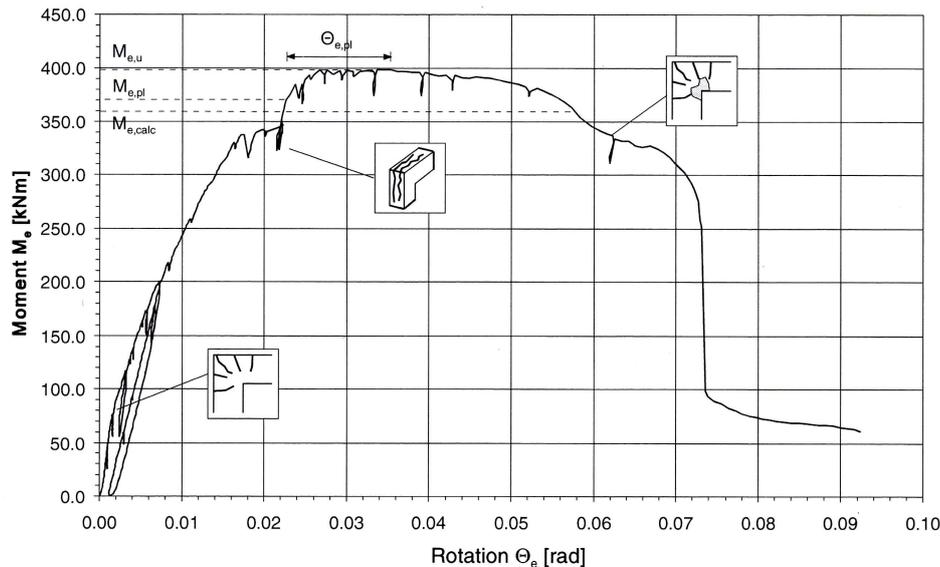


Abb. 3.3: Momenten-Rotations-Kurve des Rahmeneckversuchs RR4 nach Akkermann [5]

Längsrisse an der Bauteilaußenseite entlang der Biegebewehrung stellten sich bei ca. 330,0 kNm ein. Diese Risse führten zu einer erheblichen Verformungszunahme, also einem horizontalen Plateau in Abbildung 3.3. Das Bewehrungsfließen trat bei einem Eckmoment $M_{e,pl}$ von 375,6 kNm ein. Die plastische Rotation entwickelte sich durch Fließen der Bewehrung. Das endgültige Versagen trat durch einen quasi-duktilen Lastabfall aufgrund eines Ausbrechens der Druckzone normal auf die Rahmenebene ein. [5]

In Abbildung 3.1 ist die Kraftmessdose für die Aufzeichnung der Belastungen F_{diag} beschriftet. Der Maschinenwegs w wird am beweglichen Maschinenhaupt in Richtung des festen Maschinenhaupts und der Hebelarm durch eine Seilwegaufnehmer aufgenommen. Daraus ergeben sich die Eckrotation Θ_e und das einwirkende Eckmoment M_e . Die rechnerischen Traglasten berechnete Akkermann [5] nach der DIN 1045-1. Aufgrund des gleichschenkeligen Prüfkörpers decken sich die Normalkraft N und die Querkraft Q und ergeben sich nach Formel 3.1. Nach der Empfehlung in DAfStb Heft 373 [24] ermittelte Akkermann [5] das Tragmoment im Bemessungsquerschnitt M_{I-I} im Abstand 0,2 h von den Anschnitten entfernt und daraus das Eckmoment M_e (siehe Formel 3.3 und 3.2).

$$N = V = \frac{F_{diag}}{\sqrt{2}} \quad [5] \quad (3.1)$$

$$M_{I-I} = N \cdot (l_{system} - 0,5 \cdot h + 0,2 \cdot h) \quad [5] \quad (3.2)$$

$$M_e = \frac{F_{diag} \cdot l_{system}}{\sqrt{2}} = M_{I-I} \cdot \frac{l_{system}}{l_{system} - 0,3 \cdot h} \quad [5] \quad (3.3)$$

l_{system} ... Schenkellänge des statischen Systems von Riegel und Stiel
 h ... Querschnittshöhe von Riegel und Stiel

Betonstauchungen

Die Betonstauchungen ϵ_c aus den Versuchen nach Akkermann [5] wurden in den Anschnitten mit Hilfe von Dehnmessstreifen (Referenzlänge 60 mm) aufgenommen. Bei den Rahmen-eckversuchen unter schließendem Moment ergab sich für die maximale Betonstauchung im Anschnitt ein Wert von $\epsilon_c=3,90$ ‰. Entlang der Diagonale zwischen Außen- und Inneneck befanden sich dieselben Dehnmessstreifen in RR4. Diese Messung wurde bei RR3 mit induktiven Wegaufnehmern (Referenzlänge ca. 10 cm) durchgeführt und führten im Inneneck zu Dehnungsspitzen von $\epsilon_c=7,50$ ‰. Der Vergleich des Versuchskörpers zu einer Vollplatte einer integralen Brücke verdeutlicht die geringe Tiefenausbreitung mit einer Querschnittsbreite von 0,30 m. Die große Tiefenausbreitung eines Vollplattenquerschnittes führt zu verstärkten mehraxialen Druckzuständen und höheren maximalen Betonstauchungen.

Stahldehnung

Die Aufzeichnungen der Stahldehnungen ϵ_s entlang der Biegebewehrung stammen von Dehnmessstreifen auf den Bewehrungsstäben mit 12 mm Referenzlänge. Den Stahldehnungsverlauf in der Biegebewehrung bei verschiedenen Maschinenwegen zeigt Abbildung 3.4. Der Verlauf zeigt eine Dehnungsspitze am Beginn der Aufbiegung von rund $\epsilon_c=23,00$ ‰. Diese Dehnungsspitze entsteht erst nach Einsetzen des Fließens, somit schränkt das Diagramm 3.4 den Fließbeginn zwischen einem Maschinenweg von 30 mm und 40 mm ein.

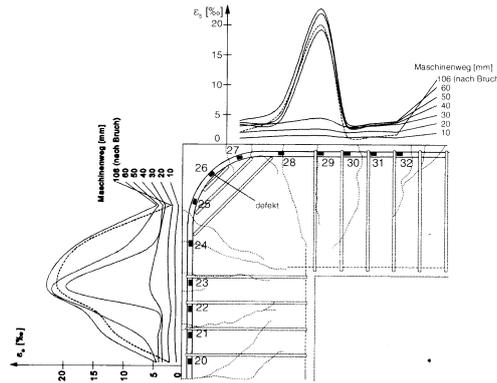


Abb. 3.4: Stahldehnungen der Biegebewehrung bei Versuch RR4 nach Akkermann [5]

3.4 Modellbeschreibung

3.4.1 Geometrische Modellierung

Die Modellierung bezieht sich auf das Rahmeneck und die anschließenden Stiel- und Riegelanschlüsse. Somit begrenzt sich dieses lokale Modell auf den Diskontinuitätsbereich und dessen geometrische Nichtlinearität. Die Stahlbauteile für die Versuchsdurchführung nach Akkermann [5] finden auch Berücksichtigung. Die Geometrien richten sich nach den Angaben von Kapitel 3.3.

Das lokale Modell wurde als dreidimensionales Modell in „SOFiSTiK 2012“ skriptbasiert mittels „Teddy 2012“ erstellt. Die Umsetzung als parametrisiertes Modell ermöglicht schnelle Abänderungen der Geometrie. Die eingesetzten Elemente besitzen eine dreidimensionale (Bric), zweidimensionale (Quad) oder eindimensionale (Fachwerksstab) Ausprägung. Die bereits überholte Softwareversion ermöglichte den Einsatz von vorgefertigten Templates, welche das nichtlineare Materialverhalten von Beton beschreiben können.

Die Rahmenecke und die anschließenden Bauteile bestehen aus Bric-Elementen mit den zugehörigen Betoneigenschaften. Das manuell angefertigte FE-Netz berücksichtigt ein für die Anwendung notwendiges Verhältnis der Quaderseitenlängen von maximal 1:4. Ein starrer Verbund zwischen der Stabstahlbewehrung und dem Beton setzt voraus, dass die Elemente gemeinsame Knotenpunkte besitzen. Die Netzfeinheit direkt im Rahmeneck fällt höher aus, da hier einerseits die nichtlinearen Effekte am stärksten auftreten, andererseits die Aufbiegung der Bewehrung über das Rahmeneck eine ausreichende Knotenanzahl erfordert, um die entsprechende Krümmung zu approximieren. Die maximale Anzahl der Bric-Elemente beschränkt sich bei der Anwendung des Templates M4L für „SOFiSTiK 2012“ auf 100000, weshalb die Feinheit entsprechend zu wählen ist. Änderungen der Parameter für Außenabmessungen von Riegel oder Stiel, der Betondeckung oder der Netzfeinheit sind möglich. Die Feinheit des Netzes orientiert sich an einem Divisor des Abstandes zwischen Betonoberfläche und Achse der Biegebewehrung ($d_1 = h - d$). Beträgt die Betondeckung c_{nom} inklusive des halben Bewehrungsstabdurchmessers \varnothing_s beispielsweise $d_1 = 5,0$ cm und der Divisor für die Netzfeinheit 2, wird eine Seitenlänge von 2,5 cm angestrebt und je nach Außenabmessungen leicht abgeändert. Die Elementgröße bei den durchgeführten Berechnungen beträgt an der feinsten Stelle, dem Rahmeneck, etwa 2,5 cm. Abbildung 3.5 zeigt die Vernetzung des Versuchskörpers.

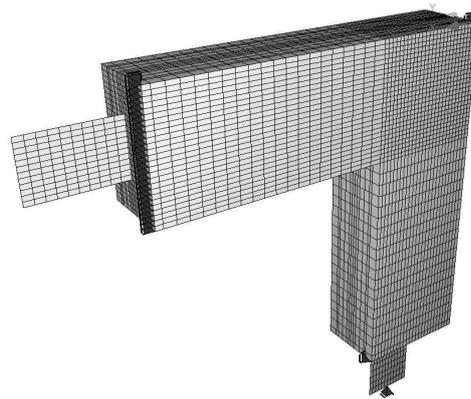


Abb. 3.5: Vernetzung des lokalen Rahmeneckenmodells in „SOFiSTiK 2012“

Fachwerksstäbe als Bewehrungsstahl erzeugen eine diskrete Bewehrungsführung, welche für eine herkömmliche Querschnittsbemessung im Stahlbetonbau mit „SOFiSTiK“ unüblich ist. Die Bewehrungsführung des lokalen Modells zeigt Abbildung 3.6. Wie bereits erwähnt, wird starrer Verbund zwischen den Bric-Elementen des Betons und den Fachwerksstäben des Bewehrungsstahls über gemeinsame Knoten vorausgesetzt. Nachteilig an dieser Herangehensweise sind Knicke in den Bewehrungsstäben, die zwingend erforderlich sind, um die Stabkrümmung zu erzeugen. Der Verbund lässt sich auch über Federn zwischen Fachwerksstäben und Bric-Elementen beschreiben. Die Schwierigkeit an dieser Methode liegt an der Bestimmung der Wirkungsrichtung dieser Federn. Die Annahme des starren Verbundes bedeutet, dass sich der Beton und die Bewehrung zwischen zwei Knotenpunkten im gleichen Maße dehnen. Dies widerspricht der Wirklichkeit, da in den Rissen die Stahldehnung wesentlich höher ist und durch den Schlupf in keinem Punkt ein starrer Verbund herrscht. Das parametrisierte Modell erlaubt den Durchmesser \varnothing_s jeglicher Bewehrung aus dem Versuch RR4 zu variieren, die Anzahl der Biegebewehrungsstäbe zu verändern und die Diagonalbügel an beliebige Netzpunkte zu knüpfen oder zu löschen.

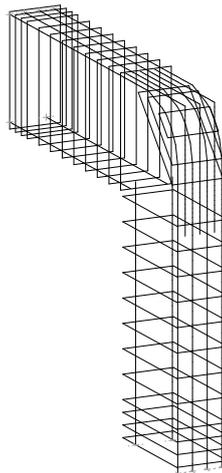


Abb. 3.6: Bewehrungsführung aus Fachwerksstäben in „SOFiSTiK 2012“

Der anpassbare Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} erzeugt eine approximierte Polylinie aus Fach-

werksstäben. Die Steigungen $k_{lin,i}$ der Verbindungslinien zwischen dem Ausgangsknoten A und den Nachbarknoten in sämtliche Richtungen werden ermittelt. Anschließend wird die Steigung in der Mitte des entsprechenden Bogenabschnittes eines Kreisbogens $k_{KB,i}$ (\emptyset entspricht Biegerollendurchmesser \emptyset_{BR}) berechnet. Der Bewehrungsstab verläuft zwischen dem Ausgangspunkt und dem am besten passenden Nachbarknoten bezüglich der Bedingung $k_{KB,i} \sim k_{lin,i}$. Abbildung 3.7 zeigt schemenhaft die approximierte Aufbiegung der Bewehrung und den Abgleich der Steigung anhand einer geringen Anzahl von berücksichtigten Nachbarknoten. In diesem Beispiel verläuft die Bewehrung von Ausgangspunkt A zum Nachbarknoten 2, da die Steigungen $k_{lin,2}$ mit der Steigung $k_{KB,2}$ der Tangente auf den Punkt T die geringste Differenz aufweist.

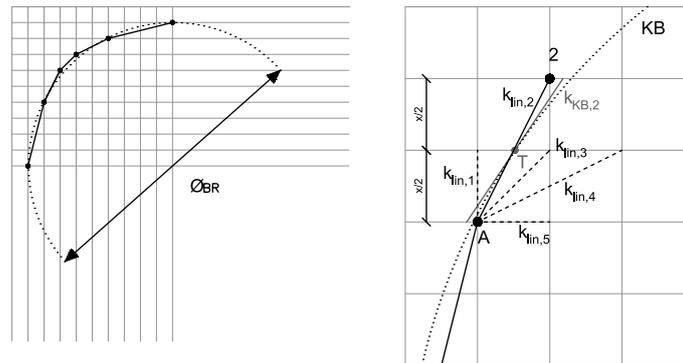


Abb. 3.7: Vorgang zur Approximation des Biegerollendurchmessers

Die Kopfplatten aus Stahl, welche zur Lasteinleitung bei den Versuchen von Akkermann [5] verwendet wurden, bestehen im Modell aus Quad-Elementen. Die Kopfplatten sind in der Versuchsdurchführung an die Biegebewehrung angeschweißt und zusätzlich durch Schubdübel schubsteif mit dem Beton verbunden. Aus diesem Grund besitzen die Quad-Elemente der Kopfplatte eine starre Verbindung zu den Bric-Elementen des Betons. Die Maschinenbleche mit dem Bolzengelenk schließen ebenfalls starr an die Kopfplatten an.

Die horizontale Lagerung des gesamten Rahmenecks, wie in Kapitel 3.3 beschrieben, findet über verschiebliche Lager statt. Entlang des Riegel- und Stielendquerschnittes gibt es jeweils einseitig eine Linienlagerung entlang der Querschnittshöhe der Bauteile, welche Verschiebungen in Dickenrichtung des Winkels unterbinden. Punktlager an Innen- und Außenecke des Rahmeneckes generieren eine Unverschieblichkeit in Dickenrichtung, als Berücksichtigung der Stahltraverse. Diese erwähnten Linien- und Punktlager sperren keine Verschiebungen in der Belastungsebene, das heißt es wird keine Symmetrie modelliert. Die Visualisierung des „SOFiStiK“-Modells zeigt Abbildung 3.5.

3.4.2 Materialverhalten

Die Rissbildung und die damit korrelierende Steifigkeit der Rahmenecke beeinflussen die Rotation im Rahmeneck erheblich. Dies verdeutlicht Abbildung 2.5 in Kapitel 2. Ein passendes Materialmodell ist notwendig, um die Veränderungen der Betonsteifigkeit abzubilden. Das wurde in diesem lokalen Modell durch das Materialmodell M4L realisiert, auf welches die Software „SOFiSTiK 2012“ in Form eines Templates zugreift.

Beton: Materialmodell M4L

M4L ist ein Modell für die Simulation des Bruch- und Versagensverhaltens von Beton unter veränderlicher Belastung. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen werden verwendet, um das nicht-elastische Verhalten des Betons zu beschreiben. Das Materialgesetz wird vor allem durch den Zusammenhang zwischen Normal-, Deviator-, Volumen- und Schubspannungen bzw. -dehnungen auf Ebenen unterschiedlicher Orientierung, sogenannten Mikroebenen, beschrieben. Die Dehnungsanteile auf den Mikroebenen sind Projektionen des Dehnungstensors und die Kontinuumspannungen ergeben sich aus den Spannungskomponenten der Mikroebene, die mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit übereinstimmen.

Der klassische Weg für die Modellierung des Betons, bei dem das Materialmodell direkt in den Bedingungen des Spannungs- und Dehnungstensors und dessen Invarianten abgebildet wird, führte am Beginn des Computerzeitalters zu wichtigen Fortschritten. Die Gegenwart zeigte auf, dass großer Aufwand nur geringe und unzulängliche Verbesserungen des konstitutiven Modells hervorruft. Vielversprechender, und bezüglich des Konzeptes wesentlich transparenter, ist das Mikroebenen-Modell („microrplane model“), dabei wird das konstitutive Gesetz, sprich das nicht-elastische Verhalten, mittels Einträgen innerhalb von Vektoren anstatt von Tensoren formuliert. Dieses ist, wie bereits erwähnt, die Beziehung zwischen Spannungs- und Dehnungskomponenten auf einer Ebene einer beliebigen Orientierung in der Mikrostruktur des Materials.

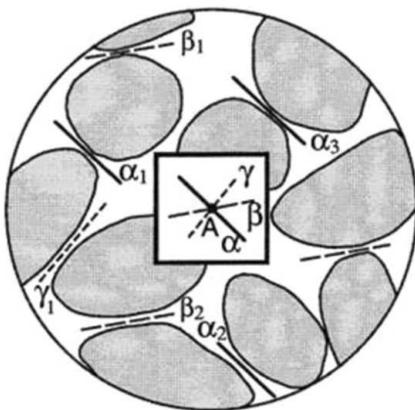


Abb. 3.8: Mikroebene („microplane“) eines Punktes [6]

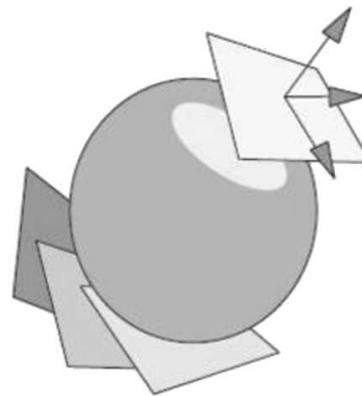


Abb. 3.9: Räumliche Einheitssphäre aus Mikroflächen [7]

Eine „microplane“ beschreibt eine willkürliche Fläche, welche durch das Material in einem bestimmten Punkt schneidet und durch die Orientierung des Normaleinheitsvektors \bar{n} defi-

niert wird (siehe Abbildung 3.8). Diese Fläche repräsentiert einen Punkt einer räumlichen Einheitssphäre (siehe Abbildung 3.9). [6, 39]

Gegenüber den herkömmlichen Materialgesetzen hat die „microplane modeling theory“ einige Vorzüge im Gegensatz zum tensorbasierten Zugang: [39]

- Die konstitutive Beziehung findet in Ausdrücken der Spannungs- und Dehnungsvektoren anstatt in Tensoren Berücksichtigung. Dies vereinfacht die physikalische Formulierung.
- Das Versagen des Materials steht in Verbindung mit der Orientierung. Dadurch bietet sich ein Weg, das bruchinduzierte anisotrope Materialverhalten zu beschreiben.
- Das nicht-elastische Verhalten, wie zugbedingte Rissbildung, Reibung, laterale Einschnürung, kann direkt charakterisiert werden.
- Eine Reihe von „microplanes“ mit unterschiedlichen Orientierungen ermöglicht eine Interaktion zwischen den Mikroebenen, welche die Antwort des Materials auf Makroebene simuliert.
- Die Reduzierung des Fließpunktes von Materialien, die bereits bis zur Plastifizierung belastet wurden (Bauschinger-Effekt), können automatisch berücksichtigt werden. Der Bauschinger-Effekt sagt aus: Wenn das Material in eine Richtung plastische Verformung erfährt, so sinkt auch die Grenze der Elastizität in entgegengesetzter Richtung. Weiters ermöglicht es, dass die Ermüdung des Materials mit einer charakteristischen Größe automatisch erfasst werden kann.

Über die Jahre entstanden mehrere „microplane“ Theorien für Beton. Numerische Untersuchungen zeigten, dass einige existierende Modelle in der Lage sind, ausreichend genaue verschiedene nicht-elastische Eigenschaften des Betons zu beschreiben. Beispiele hierfür sind die Rissbildung, Reibung und Schlupf, Spaltzug aus Druck und Querdruckverteilung, sowie das Versagen und Schließen der Poren. Es treten jedoch auch noch einige ungewollte Nebeneffekte auf. Das zeigt sich besonders beim Modellverhalten in Situationen außerhalb des Datenbereichs der Kalibrierung.

Das konstitutive „microplane“-Modell ist durch die Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen, welche auf den Mikroebenen des Materials wirken, beschrieben. Es wird zwischen zwei wesentlichen Klassen des „microplane“-Modells unterschieden. Eines ist auf kinematischen und das andere auf statischen Bedingungen basierend. Die Methode mittels kinematischer Bedingungen findet oft Anwendung, um die Entfestigung des Betons zu simulieren. Das verwendete Materialmodell M4L baut auf exakten und robusten „microplane“-Konstitutionsmodellen auf und verwendet die Herangehensweise der existierenden Modelle M3, M4 und M6. Das Modell verankert experimentelle Erkenntnisse und physikalische Beobachtungen, da diese Methodik für quasi-spröde Materialien rationeller scheint. [39]

Einen großen Einfluss auf das Modell haben die Spannungszustände auch auf den E-Modul. Bei Verwendung eines konstanten Anfangstangentenmoduls resultiert daraus eine zu steife Reaktion des Materials für dreiaxialen Druck bei der Simulation. Dieses unrealistische Verhalten rührt aus der Anwendung eines unveränderlichen Anfangstangentenmoduls für das elastische Verhalten. Obwohl der Anfangstangentenmodul von Beton unter niedriger Seitenbehinderung keine Abweichung zu den Ergebnissen eines einaxialen Druckversuchs zeigt, ergaben standardisierte Triaxialversuche eine Abnahme des Tangentenmoduls von Beton mit der Steigerung des Seitendrucks, wenn der anfängliche hydrostatische Druck mitberücksichtigt wird. Dieses

Phänomen impliziert, dass mit niedrigem Seitendruck der Anfangstangentenmodul von Beton sinkt und nach dem Erreichen einer Versagensgrenze der Seitendruck steigt. Dieser Abfall kann nicht korrekt dargestellt werden, ohne eine Anpassung des „microplane“ Anfangstangentenmoduls. Die Steigung am Beginn der Spannungs-Dehnungslinie (siehe Abbildung 3.10) beschreibt den Anfangstangentenmodul des Betons, wobei die Werte bei den Graphen den jeweiligen Seitendruck in MPa angeben. [8, 40, 41, 42]

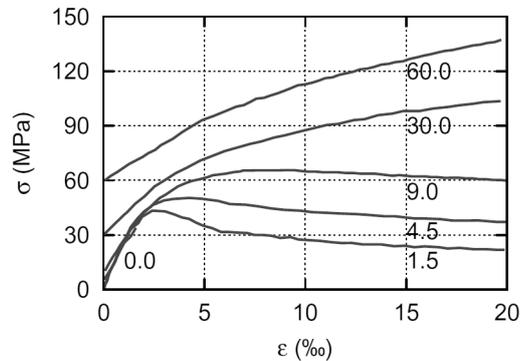


Abb. 3.10: Abnahme des Tangentmoduls durch dreiaxialen Druck [8]

Kalibrierung des Materialmodells:

Vor der Anwendung dieses Modells ist es notwendig, dieses zu kalibrieren und zu verifizieren, um verlässliche Ergebnisse bei nichtlinearen Berechnungen von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen zu erhalten. Das Kalibrieren basiert auf Vergleichen zwischen numerischen Simulationen mit gesammelten Versuchsergebnissen aus der Literatur. Bei Verzicht auf Kalibrierung und Validierung kann dies zu unbrauchbaren Ergebnissen führen. Weiters ist darauf zu achten, dass eine große Bandbreite von materialspezifischen Versuchsergebnissen des Betons zur Verfügung steht. Die Testdaten sind für einachsige und mehrachsige Belastungssituationen, einschließlich Zug, Druck und Schub, relevant. Stimmen die Spannungs-Dehnungsdiagramme des aktuellen Modells nicht vollständig mit den Versuchen überein, müssen weitere Validierungen in der nichtlinearen Berechnung durchgeführt werden, bis diese mit der Praxis übereinstimmen. [43] Die Validierung und Kalibrierung des Materialmodells bringen einige Schwierigkeiten für die Versuchsdaten mit der Lokalisierung von Deformationen und dem Softening-Effekt, da die Wahl der Netzweite sensibel ist. [43]

Das „microplane“-Modell M4L nach Dahl und Jiabin [42, 43] arbeitet in Summe mit 34 Parametern. Von diesen sind drei, namentlich die mittlere einaxiale Druckfestigkeit f_c , der makroskopische Anfangstangentenelastizitätsmodul E und die Querdehnzahl μ (Poissonzahl), reine Materialparameter. Es bleiben 31 dimensionslose Parameter für das „microplane“-Modell, k_1 bis k_4 und c_1 bis c_{27} .

Die Materialparameter werden nachfolgend kurz beschrieben:

- **Elastizitätsmodul E :** Der E-Modul bestimmt die vertikalen Randeigenschaften und somit die Maximalwerte der Festigkeit bei unterschiedlichen Spannungsniveaus.
- **Querkontraktionszahl μ :** Die Poissonzahl setzt gemeinsam mit dem E-Modul die Werte für die richtungsbezogenen Elastizitätsmoduli (E_v , E_D und E_T) der Mikroflächen fest. Die Querkontraktionszahl bestimmt die laterale Reaktion des Materials.

Folgende Parameter wurden bereits im Modell M4 nach Caner [44] definiert und im Rahmen von M4L nicht mehr abgeändert:

- radialer Skalierungskoeffizient für Randeigenschaften $k1$: Dieser Koeffizient lässt sich aus der Dehnung bei maximaler einaxialer Druckspannung entnehmen. Eine bessere Bestimmung des Parameters gelingt über die optimale Anpassung der gesamten Spannungs-Dehnungskurve für den einaxialen Druckversuch. Weiters beschreibt dieser Faktor den Scheitelpunkt von Spannungs- und Dehnungskurve (typischer Bereich von 0,00008-0,00025).
- asymptotischer Wert für Reibungsgrenzen $k2$: Dieser Wert ist aus der Anpassung der drei-axialen Druckversuchsauswertung bei nahezu plastischem Betonverhalten zu bestimmen. Der Parameter beschreibt das maximale Reibungsverhalten und die Materialantwort bei hoher Umschnürungswirkung (Referenzwert 1000 bei möglichem Bereich von 100-1000).
- Parameter der volumetrischen Randbedingungen $k3$ und $k4$: Aus den hydrostatischen Druckversuchen können diese beiden Parameter ermittelt werden. Der Parameter $k3$ bestimmt bei den Poren die Versagensfestigkeit bei Einwirkung eines hydrostatischen Drucks (möglichster Bereich von 5-15). Der Einfluss von $k4$ definiert sich über die Steigung bei der Spannungs-Dehnungslinie anschließend an das Versagen der Poren und somit die Reaktion des Materials bei Umschnürungswirkung (Referenzwert 150 bei möglichem Bereich von 100-1000).
- $c1$: Einfluss auf Betrag der maximalen Spannungsspitze unter einaxialem Zug
- $c2$: Einfluss auf Abrundung der Spannungsspitze (Rundheit) unter einaxialem Zug
- $c3$: Einfluss auf Steilheit im abnehmenden Nachbereich der Spannungsspitze unter einaxialem Zug
- $c5$: Einfluss auf volumetrische Ausdehnung (Querkontraktion) und Bestimmung der Festigkeit unter Druck
- $c6$: Einfluss auf Abrundung der Spitze (Rundheit) bei volumetrischer Ausdehnung unter einaxialem Druck
- $c7$: Einfluss auf Steilheit im abnehmenden Nachbereich der Spannungsspitze unter einaxialem Druck
- $c8$: Einfluss auf Betrag der maximalen Spannungsspitze und laterale Nachschiebelausbreitung unter einaxialem Druck
- $c9$: Einfluss auf Abrundung der Spannungsspitze (Rundheit) unter einaxialem Druck
- $c10$: Einfluss auf die Druckfestigkeit unter reinem Schub und triaxialem bzw. biaxialem Druck
- $c11$: Einfluss auf Betrag der Anfangskohäsion der Reibungskraft
- $c12$: Einfluss auf die Schäden aus der Reibungskohäsion
- $c15$ und $c16$: Einfluss auf Effekte der volumetrischen Dehnung und Spannung am Entfestigungsast im hydrostatischen Druckversuch (definiert Steigung im Entlastungsbereich von $E_{u,v}$)
- $c17$: Einfluss auf die Spannungsspitze und den Entfestigungsast unter Druck

Eine Reihe von Parametern wurden im Rahmen von M4L nach Jiabin [43] neu eingeführt bzw. wechselten ihre Definition:

- c_4 : Einfluss auf laterales Verhalten des Materials bei einaxialem Zug
- c_{13} : Einfluss auf Zugspannung im fortgeschrittenen Nachbruchbereich der Spannungsspitze
- c_{14} : Einfluss auf laterales Verhalten bei Zugbelastung
- c_{18} : Einfluss auf Entfestigungsast und die transversale Antwort unter biaxialem Zug
- c_{19} : Einfluss auf laterales Verhalten bei Zugbelastung
- c_{20} : Einfluss auf Abnahme des Entfestigungsastes unter einaxialem Druck
- c_{21} : Einfluss auf Spitzenspannung und Entfestigungsast bei Druck mit geringem Umschnürungseffekt
- c_{22} : Einfluss auf die Bruchfestigkeit bei Druck mit geringem Umschnürungseffekt
- c_{23} : Einfluss auf den elastischen Bereich unter Druck
- c_{24} : Einfluss auf den Spitzenwert der Dehnung und den Entfestigungsast unter einaxialem Druck
- c_{25} : Einfluss der Änderung der Querdehnzahl (Poissonzahl) unter einaxialem Zug
- c_{26} : Einfluss auf die Dehnung bei der Spannungsspitze unter triaxialem Druck
- c_{27} : Einfluss auf das anfängliche laterale Verhalten unter triaxialem Druck

Bewehrungsstahl: Arbeitslinie mit ansteigendem Ast

Das Dehnungsverhalten des Bewehrungsstahls unter einwirkender Spannung, sprich dessen Arbeitslinie, berücksichtigt die Verfestigung des Werkstoffes bei Beginn des Fließens. Während der Stahl am Fließbeginn die Festigkeit f_y besitzt, steigt die Spannung im Stahl bei zunehmender Dehnung ϵ_s bis zur Zugfestigkeit f_u ehe der Stahlbruch eintritt. Die Arbeitslinie des Stahls für das globale Modell beachtet also den ansteigenden Ast nach Einsetzen des Fließens. In Abbildung 3.11 ist die Arbeitslinie der Biegebewehrung einer beliebigen Berechnung dargestellt.

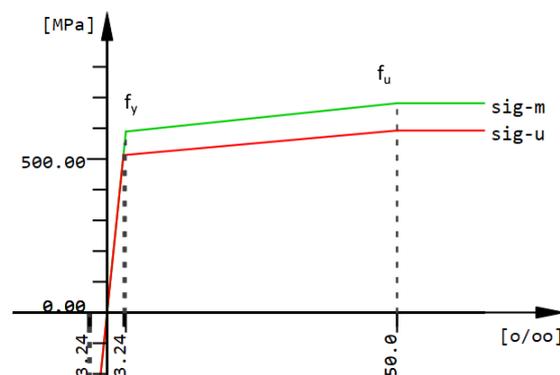


Abb. 3.11: Arbeitslinie der Biegebewehrung von Berechnung 1

3.4.3 Nichtlineare Berechnung

Die Last auf das Rahmeneck im lokalen Modell wurde weggesteuert aufgebracht. Die Vorgabe einer Verformung w am Lastangriffspunkt berechnet in „SOFiSTiK“ die aufzubringende Last und entstehende Restkräfte, die notwendig werden, um ein Gleichgewicht zu erzielen. Das Erreichen des Gleichgewichts ist nur durch Restkräfte möglich, deren Ausmaß zu kontrollieren ist. Die nächste Laststeigerung wird über eine Verformungsincrement Δw vorgegeben. Jede Laststeigerung hat ein Update der Betonsteifigkeiten zur Folge.

Die Software „SOFiSTiK“ löst mit dem Modul „ASE“ nichtlineare Probleme durch Iterationen. Handelt es sich um ein geometrisch lineares System setzt „ASE“ ein modifiziertes Netwon-Verfahren mit konstanter Steifigkeit ein. Die erwähnte Modifikation nach Crisfield ist ein Beschleunigungsalgorithmus, welcher sich über die Entwicklung von Restkräften Faktoren ermittelt. Bei der Rahmenecke handelt es sich um ein geometrisch nichtlineares Problem. Hier wendet „ASE“ zusätzlich das „Line Search Verfahren“ inklusive Update der Steifigkeiten an. Die Berechnung des lokalen Systems in „ASE“ berücksichtigt die Theorie 3. Ordnung.

Newton-Verfahren

Das Newton-Verfahren ist ein numerischer Lösungsansatz für nichtlineare Gleichungssysteme. Es lassen sich Näherungen zur Bestimmung der Nullstelle der zu lösenden Funktion ermitteln. Der Ansatz zur Lösung besteht darin, an einem Ausgangspunkt die Funktion zu linearisieren. Dies geschieht durch das Anlegen einer Tangente auf den Ausgangspunkt der Funktion. Diese Tangente schneidet die Abszisse und bildet eine Annäherung der Nullstelle bzw. dem Ausgangspunkt für den nächsten Optimierungsschritt (siehe Abbildung 3.12). Das „Line Search Verfahren“ dient der Optimierung des Newton Verfahrens, mit der Grundidee bei jedem Iterationsschritt die Funktion entlang einer per Vektor festgelegten Richtung zu minimieren.

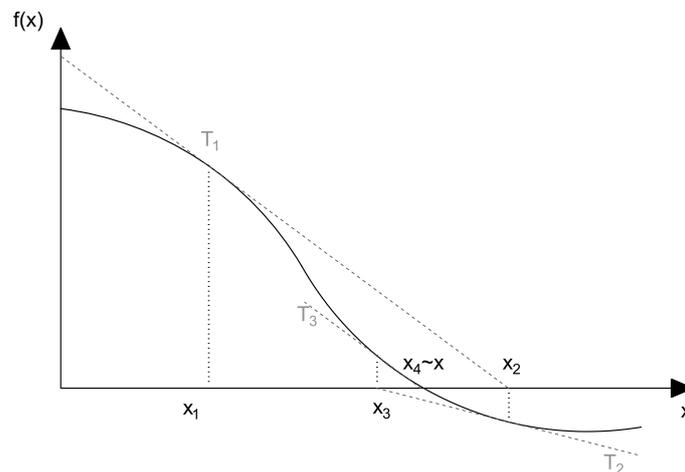


Abb. 3.12: Ablauf des Newton Verfahrens

Theorie 3. Ordnung

Die Ergebnisse des lokalen Rahmeneckmodells wurde nach Theorie 3. Ordnung ermittelt. Die Einstellung „TH3“ in „ASE“ für die Art der Berechnung ist bei nichtlinearen Bettungen, abhebenden Quad-Elementen und Materialnichtlinearitäten geeignet. Weiters berücksichtigt eine solche Berechnung die Theorie 2. Ordnung durch ein Iterationsverfahren inklusive geometrischer Systemänderungen, wie z.B. große Verformungen.

3.5 Kalibrierung des Modells

Im Rahmen dieser Arbeit wurde zur Kalibrierung des lokalen FE-Modells der bereits durchgeführte Versuch RR4 von Akkermann [5] herangezogen. Vorgefertigte Parametersets unterschiedlicher Betongüten, welche auf Arbeitslinien des Zylinderdruckerversuches kalibriert wurden, standen zur Verfügung. Die ermittelten Lasten für das Erreichen der aufgetragenen Verformung am lokalen Rahmeneckmodells ergaben mit dem Hebelarm für jedes Parameterset eine Momenten-Rotations-Kurve. Das Set mit der passendsten Momenten-Rotations-Kurve war Basis für die Kalibrierung der M4L-Parameter. Priorität bei der Anpassung der Kurve hat die Anfangssteigung und die Ausprägung des plastischen Plateaus. Das FE-Netz blieb bei der Kalibrierung konstant. Aufgrund der in Unterkapitel 3.4.1 vorgegebenen Bedingungen für Bric-Elemente fallen Veränderungen der Elementgröße stets grob aus. Die Anfangssteifigkeit bzw. -steigung und die Festigkeit des Betons, also das maximal erreichbare Moment, ließ sich unter anderem mit dem E-Modul steuern. Als geeignet für die Adaptierung schienen auch die Parameter $k1$, $c5$, $c7$, $c8$ und $c25$. Als besonders sensible Einstellung kristallisierte sich das Verformungsinkrement heraus, mit dem bei jedem Belastungsschritt die Belastung gesteigert wird. Eine Verfeinerung des Inkrements innerhalb einer Berechnung erweist sich nicht als zielführend, denn dadurch werden verhältnismäßig große Restkräfte bei einer kleinen Laststeigerung aufgebracht, wobei es oftmals zu einem Abfall der Traglast kommt. Ein Steigerungsschritt der eingepprägten Verformung Δw betrug am untersuchten Rahmeneck 2 mm.

3.6 Ergebnisse des Modells und Interpretation

In diesem Unterkapitel wird nur ein kleiner Ausschnitt der Ergebnisse aus den durchgeführten FE-Berechnungen dargestellt, um die wichtigsten Erkenntnisse darzustellen. Die drei vorgestellten Berechnungen unterscheiden sich nur hinsichtlich Festigkeitswerte der Bewehrungen. Die gezeigten Resultate beziehen sich auf nichtlineare Ergebnisse der Bric-Dehnungen ϵ_c in die drei Koordinatenrichtungen, um Betondruckversagen und die Rissbildung darzustellen. Die Normalkräfte in den Fachwerksstäben verdeutlichen die Spannungszustände in der Bewehrung und ein eventuelles Fließen.

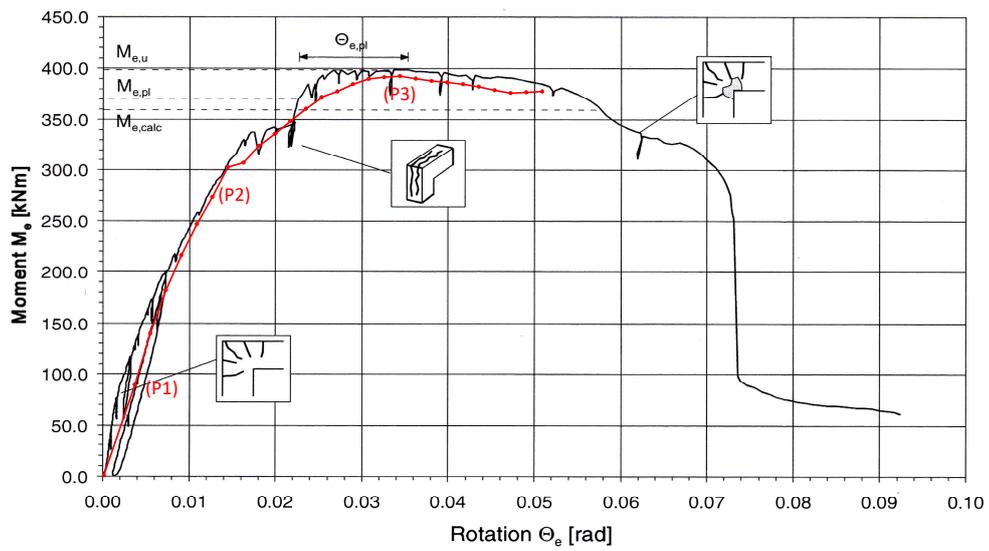


Abb. 3.13: Berechnung 1: Momenten-Rotations-Kurve im Vergleich mit Versuch RR4 von Akkermann[5]

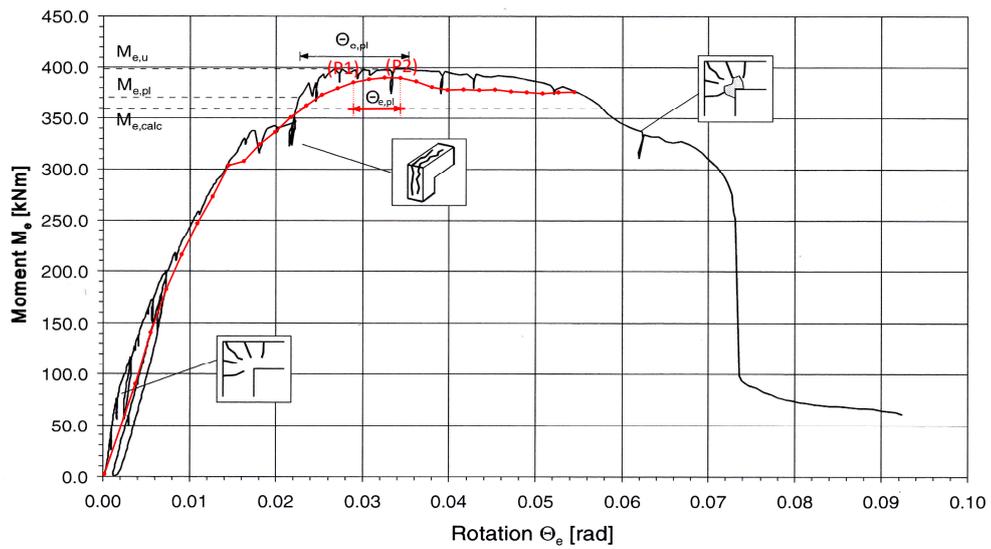


Abb. 3.14: Berechnung 2: Momenten-Rotations-Kurve im Vergleich mit Versuch RR4 von Akkermann[5]

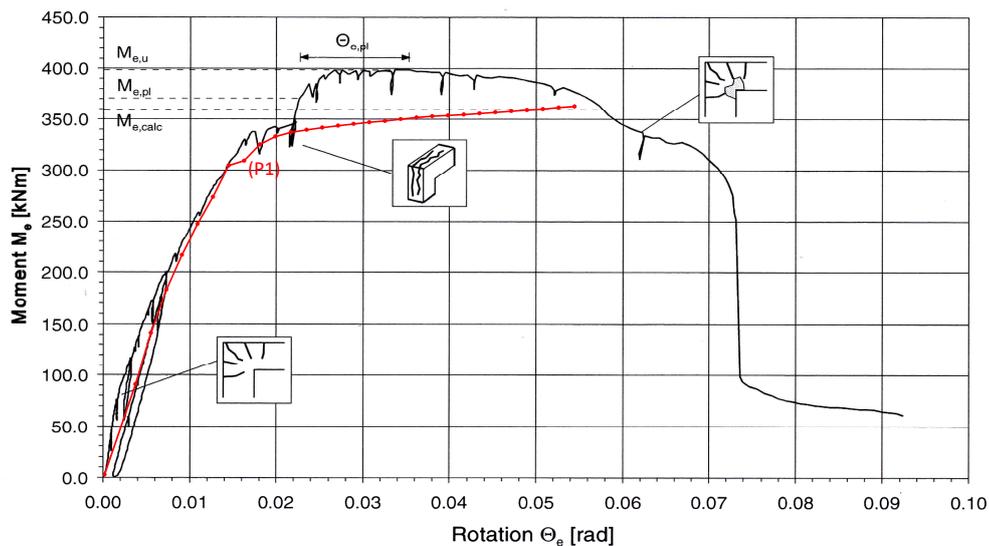


Abb. 3.15: Berechnung 3: Momenten-Rotations-Kurve im Vergleich mit Versuch RR4 von Akkermann[5]

3.6.1 Berechnung 1

Berechnung 1 nähert sich den Ergebnissen von Akkermann [5] bezüglich Momenten-Rotations-Kurve gut an (siehe Abbildung 3.13). Der Traglastabfall ist ebenso wie im Versuch aufgrund von hohen Betonstauchungen am Inneneck hervorgerufen. Punktuell ergibt sich eine Stauchung ϵ_c von 10,1 ‰ am Punkt der höchsten Traglast. Diese Stauchung erscheint für Beton sehr hoch zu sein und steigt in geringem Maße weiter an.

Bereits Akkermann [5] und Schröckmayr [38] erwähnen bei ihren numerischen Modellen die Notwendigkeit einer Unterscheidung zwischen lokalem und nichtlokalem Versagen. Der Versagensbereich ist besonders unter mehraxialem Druck größer zu wählen. Da die Elementgrößen mit 2,5 cm im Rahmeneck und 5,0 cm in den Anschnitten klein ausfallen, besteht die Möglichkeit, dass die Versagenszone darüber hinaus geht. In Unterkapitel 3.3.2 sind die Betonstauchungsspitzen mit 7,5 ‰ über eine Referenzlänge von 10 cm in den Versuchen von Akkermann [5] beschrieben. Die Elementmittelwerte für die Betonstauchung ϵ_c über eine Referenzlänge von 10 cm ergeben sich zu 6,8 ‰ am Punkt der höchsten Traglast (P3). Unter dieser Einwirkung tritt noch kein Betonversagen auf. Die Steifigkeitsverluste des Betons erreichen bereits ein Ausmaß, dass sich ein geringer Abfall der Normalkraft in der Biegebewehrung abzeichnet.

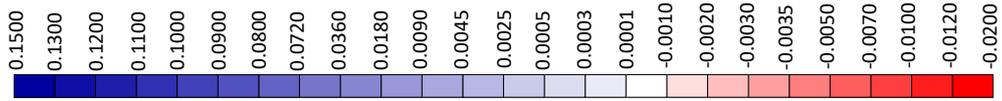


Abb. 3.16: Legende für die Bric-Elementdehnungen

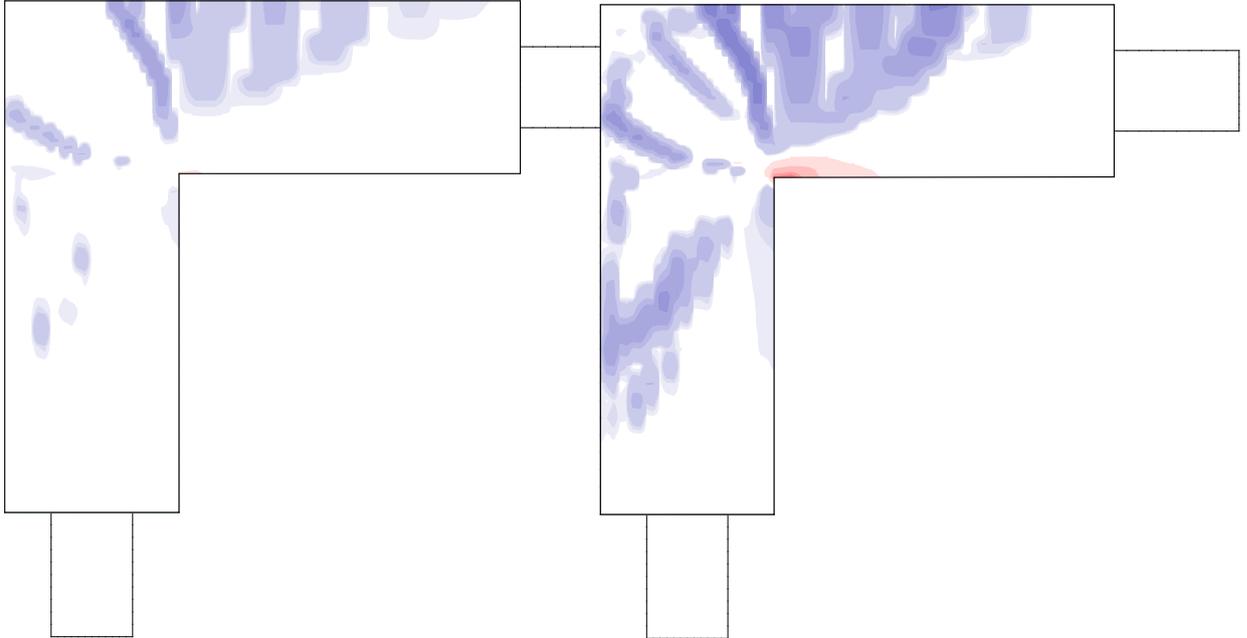


Abb. 3.17: Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,x}$ in x-Richtung bei $w=4$ mm

Abb. 3.18: Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,x}$ in x-Richtung bei $w=14$ mm

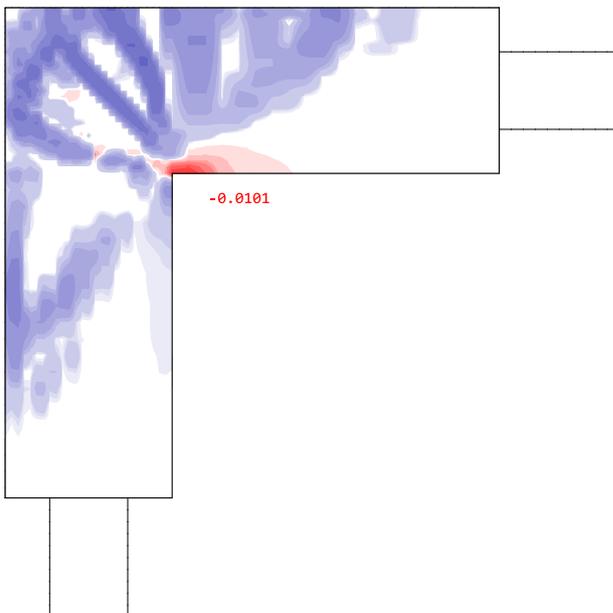


Abb. 3.19: Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,x}$ in x-Richtung bei $w=38$ mm



Abb. 3.20: Bric-Elementdehnungen $\epsilon_{c,y}$ in y-Richtung bei $w=14$ mm

Die Steifigkeitsentwicklung des Betons bestimmt in dieser Berechnung die Rotation maßgeblich. Diese Berechnung zeigt zum Versuch RR4 von Akkermann [5] eine vergleichbare Rissentwicklung, jedoch kommt es zu keinem Bewehrungsfließen. Die Abbildung 3.21 verdeutlicht, dass die erforderliche Normalkraft zum Bewehrungsfließen von 185 kN bei einem Stabdurchmesser \varnothing_s von 20 mm und einer Fließgrenze f_y von 589,3 MPa nicht erreicht wird. Die ersten Biegerisse entstehen im Modell bei einem Maschinenweg w von 4 mm (P1), dies zeigt die Betonelementdehnung in die x-Koordinate $\epsilon_{c,x}$ auf Abbildung 3.17). Es ist zu erwähnen, dass sich die Rissbildung symmetrisch auf beiden Winkelschenkeln einstellt, die Dehnung jedoch nur pro Koordinatenrichtung berechnet werden kann. Eine einwirkende Verschiebung von $w=14$ mm (P2) hat bereits ein ausgeprägteres Biegerissbild und eine Betondruckzone am Inneneck zur Folge (siehe Abbildung 3.18). Die Oberfläche in Tiefenrichtung verzeichnet nach Abbildung 3.20 entlang der Biegebewehrungsstäbe die ersten Längsrisse. Diese Risse wirken sich im Modell nicht im selben Ausmaß, wie bei den Versuchen nach Akkermann [5] aus. Der Grund liegt im steifen Verbund des Modells, der den schlagartigen Verbundverlust nicht so ausgeprägt zur Geltung kommen lässt. Abbildung 3.19 zeigt die Dehnungsverhältnisse beim Traglastmaximum (P3) und den Maximalwert der Betonstauchung ϵ_c .

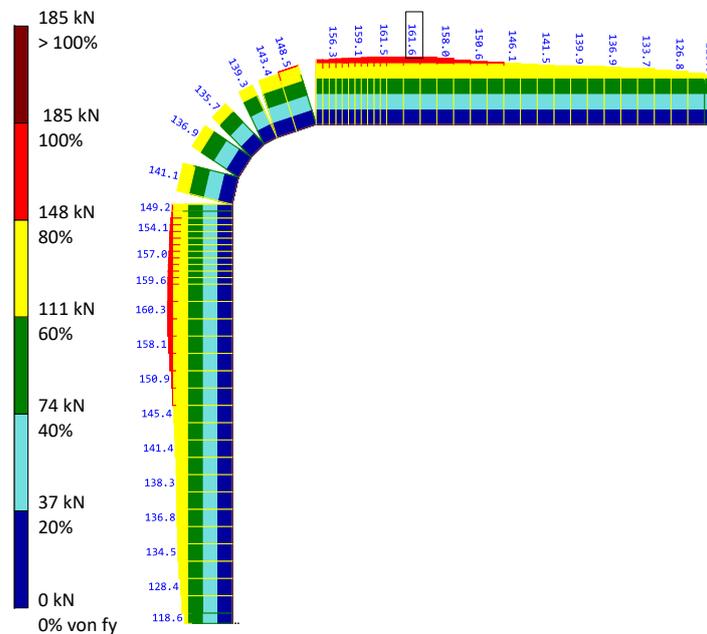


Abb. 3.21: Berechnung 1: Normalkraft in der Biegebewehrung bei $w=36$ mm

3.6.2 Berechnung 2

Die Biegebewehrung von Berechnung 2 hat eine reduzierte Fließgrenze f_y von 500 MPa. Anhand der Momenten-Rotations-Kurve in Abbildung 3.14 zeichnen sich kaum Unterschiede zu Berechnung 1 ab. Die Rissbildung entwickelt sich ebenfalls gleichwertig mit Berechnung 1. Im Gegensatz zu Berechnung 1 erschließt sich aus dem Bewehrungsfließen eine plastische Eckrotation $\Theta_{e,pl}$, da ein Fließen bei einem Maschinenweg w von 32 mm auftritt (P1). Zu plastischen Verformungen der Bewehrung kommt es ab einer Normalkraft N von 157 kN im Fachwerksstab. Diese Kraft steigt bis zu einem Maschinenweg von $w=38$ mm (P2) an (siehe Abbildung 3.22), ehe durch den Steifigkeitsverlust des Betons die Stahlspannung σ_s wieder abnimmt. Dieser Steifigkeitsverlust über das nächste Verformungsincrement zeichnet sich durch eine Erhöhung der Betonstauchung im Rahmeninneneck $\Delta\epsilon_{c,x}$ um 0,8 ‰ ab. In den Schritten zuvor beträgt dieser Anstieg nur zwischen 0,4 ‰ und 0,5 ‰.

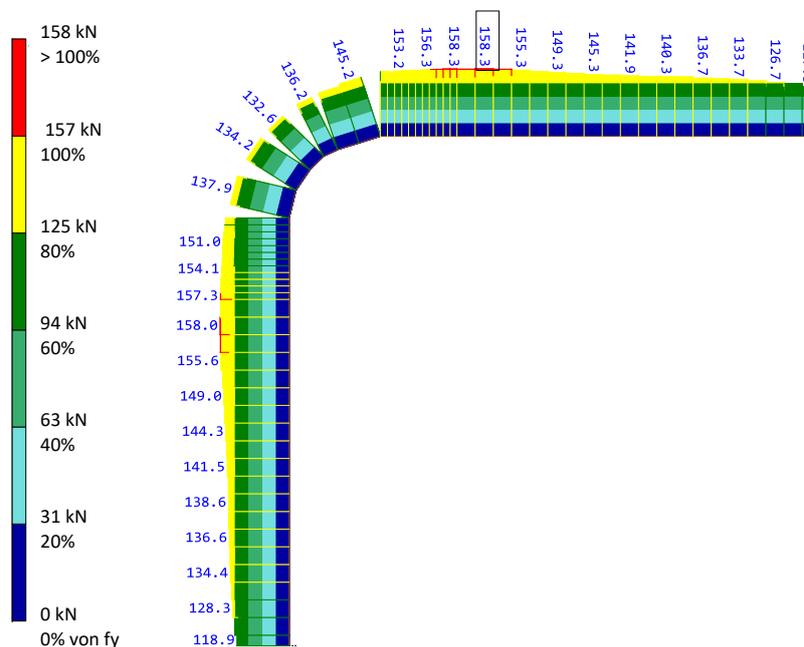


Abb. 3.22: Berechnung 2: Normalkraft in der Biegebewehrung bei $w=38$ mm

3.6.3 Berechnung 3

Berechnung 3 stimmt bei den Betoneigenschaften mit Berechnung 1 und 2 überein. Die Fließgrenze f_y des Bewehrungsstahl beträgt nur 400 MPa und die Zugfestigkeit f_u 460 MPa. Bei gleichem Maschinenweg ist die Betonstauchung ϵ_c wesentlich geringer als bei den vorhergehenden Berechnungen. Die Bewehrung beginnt bei einem Maschinenweg w von 18 mm (P1) zu fließen. Dies entspricht einer Normalkraft von 125 kN (siehe Abbildung 3.23). Die Dehnungen in y-Richtung auf der Oberfläche in Tiefenrichtung, welche sich entlang der Biegebewehrung abzeichnen entstehen bei gleichem Maschinenweg w in einem viel geringeren Ausmaß wie in Berechnung 1 und 2. Das Traglastniveau der Berechnungen 1 und 2 kann aufgrund der zu geringen Stahlkraft unter den vorhandenen Dehnungen nicht erreicht werden (siehe Abbildung 3.15). Mit fortschreitender Rotation Θ_e erscheint eine Evaluierung aufgrund des fehlenden Verbundverhaltens zwischen Beton und Stahl als nicht zweckmäßig.

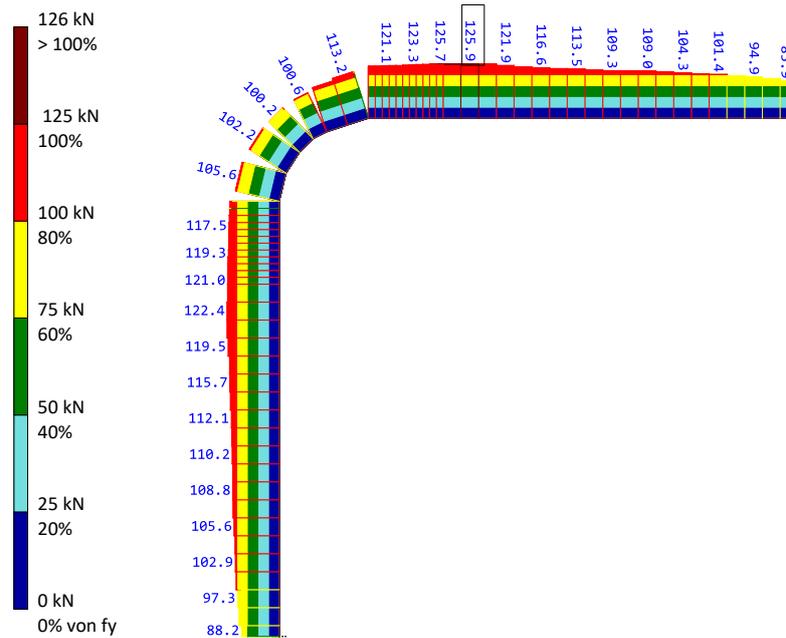


Abb. 3.23: Berechnung 3: Normalkraft in der Biegebewehrung bei $w=18$ mm

3.7 Empfehlung

Die Kalibrierung des M4L-Materialmodells ist anhand eines Versuches schwierig. Die Anfangssteifigkeit konnte ansprechend abgebildet werden. Im späteren Verlauf verliert der Beton zu schnell an Steifigkeit und das Bewehrungsfließen kann nicht wie gewünscht aktiviert werden. Das System reagiert auf Parameterveränderungen sehr sensibel. Weitere Einflüsse rühren aus der Elementgröße und der Schrittweiten der einwirkenden Verformung. Die Folgen aus dem starren Verbund zwischen Beton und Bewehrung sind beim lokalen Rahmeneckmodell nicht abzuschätzen. Eine entsprechende Kalibrierung erweist sich als äußerst aufwendig. In Folge der Knicke in der Bewehrungskrümmung entstehen lokale Spannungsspitzen und es kommt zu einem verfrühten Steifigkeitsverlust der Bric-Elemente. Die starre Verbindung zwischen den beiden Komponenten bedingt deren gleiche Dehnung zwischen zwei betrachteten Knotenpunkten. Die Modellierung stellt auch keinen Schlupf dar, wodurch Sprünge in der Normalkraftlinie des Fachwerksstabs entstehen. Im Modell bildet sich kein wirklicher Riss aus, indem die Stahlspannung stark ansteigen würde. Eine Möglichkeit den Verbund besser abzubilden, ist diesen mit Federn zwischen Bewehrung und Knotenpunkte der Bric-Element zu implementieren. Dies macht die Erstellung des Modelles aufwendiger, ermöglicht jedoch ein gleichmäßigeres Netz und mehr Freiheiten für die Lage der Bewehrung. Ein Zusammenlegen von Fachwerks- und Bric-Knoten entfällt bei dieser Variante. Die Bestimmung der Federrichtung gilt hier als Herausforderung. Es kann angenommen werden, dass ein mit dem Versuch RR4 von Akkermann [5] übereinstimmendes kalibriertes Modell bereits bei geringen geometrischen Änderungen Abweichungen zur Realität aufweist. Die Breite des Rahmenwinkels von 30 cm bewirkt in der Rahmeninnenecke zum Beispiel andere Spannungsverhältnisse als ein Rahmenwinkel mit großer Ausprägung in der Breite. Ein Vollplattentragwerk einer Integralbrücke erreicht annähernd einen ebenen Dehnungszustand in diesem Bereich. Dieser Zustand bringt Parameteränderungen in M4L mit sich, womit eine neue Kalibrierung notwendig wird.

4 Stand der Technik

Nach Betrachtung der plastischen Rotation im Rahmeneck werden ausgeführte Bewehrungskonfigurationen durchleuchtet. Diese werden qualitativ und quantitativ beurteilt. Eingang findet hier auch eine vereinfachte Bewertung des Verformungsvermögens.

4.1 Bestandsanalyse von Bewehrungsführungen

Hintergrund der ausführlichen Analyse von bereits ausgeführten Details in Rahmenecken ist Stärken und Schwächen aufzudecken. Schwerpunkt der Untersuchung liegt in der Bewertung der Trag- bzw. Rotationsfähigkeit anhand der konstruktiven Ausführung und des Bauablaufs. Aufgedeckte Problempunkte zeigen das vorhandene Optimierungspotential. Die Erkenntnisse aus diesem Kapitel fließen in die Entwicklung der alternativen Bewehrungsführung (Kapitel 7) ein.

4.1.1 Repräsentative Ausführungen von Integralbrücken

Die Analyse der vorgestellten integralen Brücken basiert auf Planungsunterlagen, welche im Zuge dieser Diplomarbeit von Planungsbüros zur Verfügung gestellt wurden. Sämtliche Angaben zu den ausgeführten Objekten, die auf beteiligte Unternehmen schließen lassen, wurden im Rahmen dieser Arbeit vertraulich behandelt. Anhand dieser Unterlagen findet ein Vergleich zwischen den Referenzbrücken bezüglich Bewehrungsführung und Bauablauf in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Biegerollendurchmesser, Arbeitsfugenposition und Geometrie statt. Jedes Referenzobjekt wird bezüglich allgemeiner Angaben, Bewehrungsführung und Bauablauf kurz beschrieben. Eine Skizze dient der visuellen Veranschaulichung der wichtigsten Charakteristika des Brückentragwerks. Hierbei liegt der Schwerpunkt auf der Biegebewehrung des Rahmeneckes, weshalb die Querbewehrung, Querkraftbewehrung und Abstandhalter nicht dargestellt werden.

Bei den vorgestellten Referenzobjekten handelt es sich sowohl um Verbund- als auch um Stahlbetontragwerke. Die Analyse bezüglich Trag- und Rotationsfähigkeit bezieht sich nur auf reine Stahlbetontragwerke, um die Vergleichbarkeit zu bewahren. Weiters entsteht auch die zu entwickelnde Lösung der Bewehrungsführung aus Stahlbeton. Die Analyse der Verbundtragwerke bezweckt primär eine Vergleichbarkeit von Bauablauf und konstruktiver Durchführung.

Referenz 1 - Straßenbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Bei dieser leicht schiefwinkligen (81,44^g) Brücke handelt es sich um einen mehrstegigen Plattenbalken in Verbundbauweise mit einer schiefen Stützweite von 20,00 m und einer Widerlagerdicke von 1,80 m. Im Bereich der Rahmenecke reduziert sich die Rahmenstieldicke aufgrund des Sockels für die Schleppplattenlagerung auf 1,35 m. Die Höhe des Aufbetons der Güte C35/45 inklusive Stahlbetonhalbfertigteilen im Überbau beträgt 0,48 m.

Bewehrungsführung: Die Betondeckung des Überbaus beläuft sich auf 50 mm und der Biegerollendurchmesser der Biegebewehrung des Rahmenecks auf 500 mm. Die Bewehrung an der Überbauoberseite besitzt, ebenso wie die Biegebewehrung im Rahmeneck, einen Stabdurchmesser von 20 mm und nimmt mit dieser eine Übergriffslänge von 1,28 m ein. Der Stoß der Biegebewehrung im Stiel hat eine Länge von 1,10 m. Im Widerlager und im Überbau sind 100 % der Stäbe in einem Querschnitt gestoßen. Die Außenecke wird mit einer Zusatzbewehrung in Form eines Eckbügels (d=10 mm) gegen Abplatzen gesichert. Der verwendete Stabstahl ist der Güte B 500B zuzuordnen.

Bauablauf: Die gevouteten Stahlträger ermöglichen das Aufbringen von Fertigbetonplatten, welche als verlorene Schalung für den Aufbeton fungieren. Aufgrund der Halbfertigteile lassen sich, zu den konventionellen Abstandhaltern, weitere Unterstellung für die 5,81 m auskragende Biegebewehrung im Rahmeneck vermeiden. Die Arbeitsfuge nach Herstellung des Unterbaus verläuft horizontal in der Höhe der gevouteten Stahlträger. In dieser Bauphase ragen die Bewehrungsstäbe bis zu 1,90 m vertikal aus dem Widerlager.

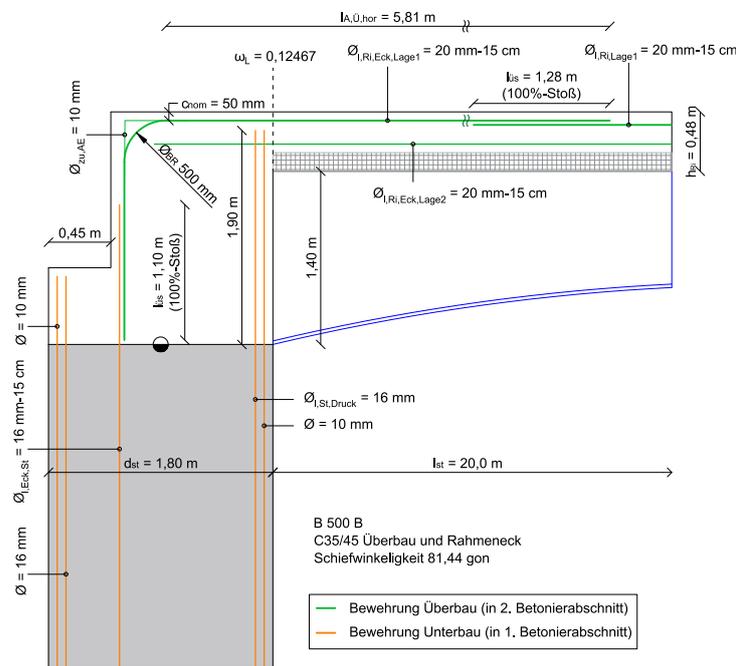


Abb. 4.1: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 1

Referenz 2 - Straßenbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Dieses Referenzbeispiel in Deutschland überspannt unter Berücksichtigung der Schiefwinkeligkeit ($74,02^\circ$) 37,00 m als mehrstegiger Verbundplattenbalken. Das Widerlager besitzt eine Abmessung von 1,40 m in Dickenrichtung. Durch Fertigteilbetonplatten und Aufbeton kommt eine Überbaudicke von 0,40 m zustande. Der Ort beton hat eine Betonfestigkeitsklasse von C35/45.

Bewehrungsführung: Die Bewehrung mit der Stahlgüte B 500B wird im Überbau durch eine Betondeckung von 50 mm geschützt. Mit einem Stabdurchmesser von 20 mm und einem Biegerollendurchmesser von 400 mm nimmt eine an der Außenseite liegende Bewehrung die Zugkräfte im Rahmeneck auf. Eine Übergreifung von 1,28 m ermöglicht die Kraftübertragung in die obenliegende Bewehrung (Stabdurchmesser 20 mm) des Überbaus. Die Stoßlänge im Widerlager beläuft sich auf 1,30 m. Beide Stoßausführungen werden zu 100 % in einem Querschnitt ausgeführt. Eckbügel mit einem Stabdurchmesser von 12 mm beugen dem Ausbrechen des äußeren Rahmeneckes vor.

Bauablauf: Nach dem Einheben der gevouteten Stahlträger auf die im Voraus betonierten Widerlager ermöglichen Stahlbetonfertigteile den Einbau des Aufbetons. Der über das Rahmeneck geführte Biegebewehrungsstab reicht 7,00 m in den Überbau hinein, wobei das Anbringen einer zusätzlichen Unterstellung aufgrund einer tief liegenden horizontalen Arbeitsfuge und der verlorenen Schalung in Form von Fertigbetonteilen entfällt. Der Einsatz von konventionellen Abstandhaltern bleibt dadurch nicht erspart. Nach den Betonierarbeiten am Widerlager ragt die Bewehrung bis zu 1,90 m vertikal aus dem Bauteil empor.

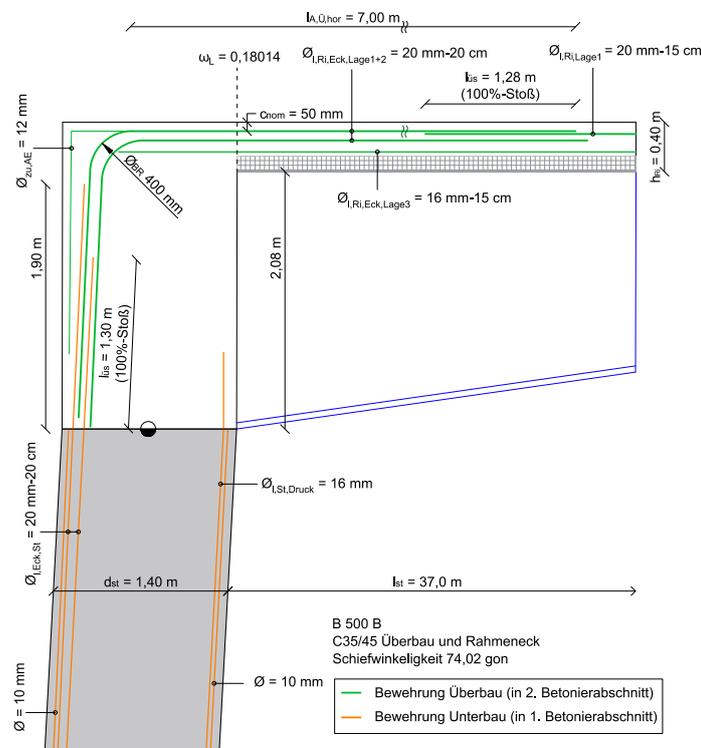


Abb. 4.2: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 2

Referenz 3 - Straßenbrücke über Schiffweg (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Die 43,80 m Stützweite dieses schiefwinkligen ($87,22^\circ$) Verbundtragwerkes wird mit Hilfe eines mehrstegigen Plattenbalken erreicht. Ortbeton der Festigkeitsklasse C35/45 ist im Überbau verbaut. Im Überbau ergibt sich inklusive der Halbfertigteileplatte eine Betondecke von 0,37 m in Feldmitte. Die in Richtung Überbau einkippende Widerlagerwand verzeichnet eine Dicke von 2,00 m.

Bewehrungsführung: Der Biegerollendurchmesser der Biegebewehrung im Rahmeneck hat 630 mm. Im Aufbeton des Überbaus beträgt die Betondeckung 50 mm. Der Übergreifungsstoß zwischen gebogener Bewehrung (Stabdurchmesser 25 mm) und oberliegender Überbaubewehrung (16 mm) misst 1,10 m. Dabei werden in einem Querschnitt 100 % der Stäbe gestoßen. Die Länge der Überlappung für den 100%-Stoß im Widerlagerbereich beläuft sich auf 1,65 m. Rippenstähle der Güte B 500B wurden für die gesamte Bewehrung verwendet. Als Zusatzbewehrung befinden sich in der Außenecke Eckbügel mit einem Stabdurchmesser von 10 mm.

Bauablauf: In der Bauphase nach Herstellung des Unterbaus ragen Bewehrungsstäbe über 2,00 m vertikal aus dem Widerlager. Der Einbau des Ortbetons für den Überbau wird durch Stahlbetonfertigteileplatten, welche auf den gevouteten Stahlträgern gelagert sind, ermöglicht. Die Biegebewehrung im Rahmeneck reicht 7,40 m in den Überbau. Die Arbeitsfuge wird horizontal von der Unterkante der gevouteten Stahlträger geführt. Die tiefe Anordnung der Arbeitsfuge rührt aus der Höhe der Voute. Dies ermöglicht, den Einbau der Biegebewehrung des Rahmeneckes in einem Arbeitsschritt mit der Überbaubewehrung durchzuführen.

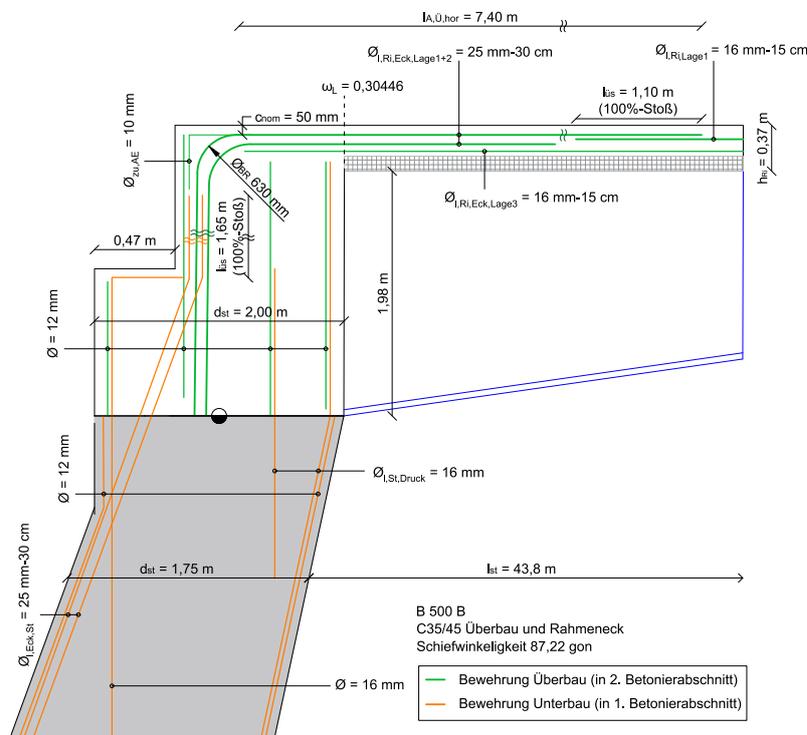


Abb. 4.3: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 3

Referenz 4 - Straßenbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Referenzbrücke 4 hat einen vierstegigen, schiefwinkligen (96,76°) Plattenbalkenquerschnitt in Verbundbauweise. Die Stützweite beläuft sich auf 25,00 m bei einer verschwindend geringen Schiefwinkeligkeit. Die Widerlagerwanddicke beträgt 2,00 m bzw. 1,50 m abzüglich des Einsprunges für den Sockel der Schleppplatte. Die Betondicke des Aufbetons der Güte C35/45 inklusive Betonfertigteile ergibt sich im Mittel zu 0,40 m.

Bewehrungsführung: Die Biegebewehrungsstäbe im Rahmeneck haben einen Stabdurchmesser von 16 mm und 20 mm. Diese Bewehrungsstäbe wurden mit einem Biegerollendurchmessers von 500 bzw. 400 mm um weniger als 90 Grad gebogen. Die Bewehrung an der Oberseite des Überbaus (Stabdurchmesser 16 mm) übergreift mit der Rahmeneckbewehrung 1,02 m. Die Länge der Übergreifung im Widerlager misst 1,60 m. Im Überbau stoßen 50 % und im Widerlager 100 % der Stäbe in einem Querschnitt. Im Ortbeton des Überbaus wird eine Betondeckung von 50 mm vorgegeben. Außenliegend im Rahmeneck, anschließend an den Auflagerbereich der Schleppplatte, befindet sich eine Zusatzbewehrung in Form eines Eckbügels mit einem Stabdurchmesser von 16 mm.

Bauablauf: Die über das Rahmeneck gebogene Bewehrung ragt maximal 4,60 m in den Überbau. Diese Auskrägung des Bewehrungsseisens benötigt durch die tiefe Position der Arbeitsfuge im Widerlager, hervorgerufen durch die Höhe der Betonfertigteile, keine ergänzenden Unterstellungen zu den herkömmlichen Abstandhaltern. Der Einbau der Rahmeneckbewehrung geschieht somit simultan mit der Verlegung des Stabstahls im Überbau.

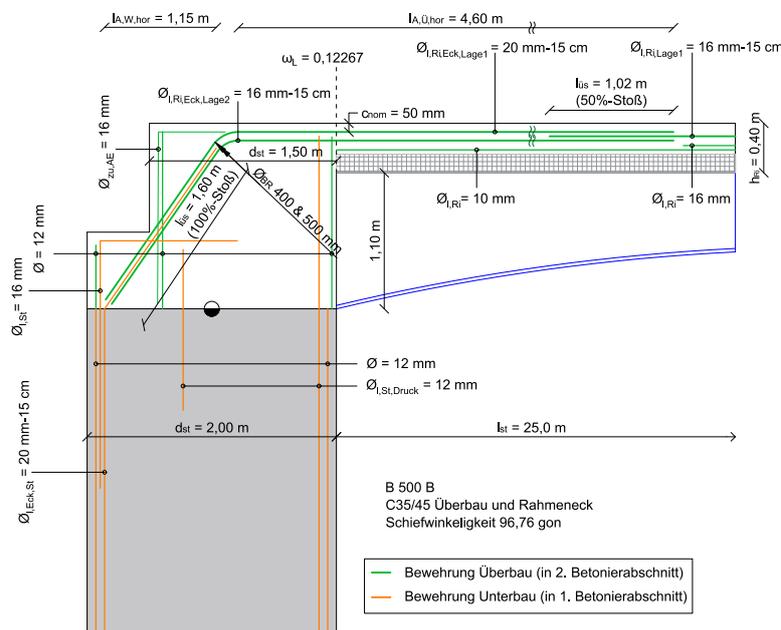


Abb. 4.4: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 4

Referenz 5 - Eisenbahnbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Referenzprojekt 5 besitzt eine hohe Schiefwinkeligkeit von $42,85^\circ$ und wurde für den Bahnverkehr konzipiert. Die gerade Stützweite beträgt $15,10\text{ m}$, jene in Hauptbewehrungsrichtung $25,6\text{ m}$. Die Höhe des Plattenbalkenquerschnitts dieser Stahlbetonbrücke beträgt in Feldmitte $1,10\text{ m}$. In Richtung der Widerlager erhöht eine Voute im Steigungsverhältnis $1:4,16$ den Überbau auf $1,70\text{ m}$. Die Wandstärke des Widerlagers misst orthogonal auf die Oberfläche $1,70\text{ m}$. Der gesamte Überbau besteht aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C 35/45.

Bewehrungsführung: Die Biegebewehrung über das Rahmeneck besitzt einen Biegerollendurchmesser von 700 mm . In der Voute verläuft eine zusätzliche Diagonalbewehrung. Der Übergreifungsstoß zwischen der Biegebewehrung im Rahmeneck (Stabdurchmesser 28 mm) und der oberen Bewehrung im Überbau (Stabdurchmesser 20 mm) erstreckt sich über $1,85\text{ m}$. Im Widerlager beträgt die Länge des Stoßes $1,24\text{ m}$. In beiden Fällen handelt es sich um einen 100% -Stoß. Die Betondeckung misst 55 mm . Der Bewehrungsstahl hat eine Güte von B 500B.

Bauablauf: Die Arbeitsfuge zwischen Widerlagerwand und Überbau folgt einer Horizontalen direkt im Stielanschnitt unterhalb des Überbaus. Auf der erdberührten Seite des Unterbaus springt sie senkrecht im Widerlager nach unten. Aufgrund dieser Anordnung der Fugen ragen die Bewehrungsstäbe aus dem bereits hergestellten Widerlager rund $1,50\text{ m}$ in vertikaler Richtung heraus. Die Biegebewehrung im Rahmeneck reicht $11,00\text{ m}$ in den Überbau. Diese Auskragung ruft aufgrund des Stoßes im Rahmeneck mit der Bewehrung aus dem Widerlager und der tief liegenden Arbeitsfuge keine ergänzenden Unterstellungsmaßnahmen zu den herkömmlichen Abstandhaltern hervor. Es kommt damit zu keinen Behinderungen bei der Verlegung der unteren Bewehrungslage.

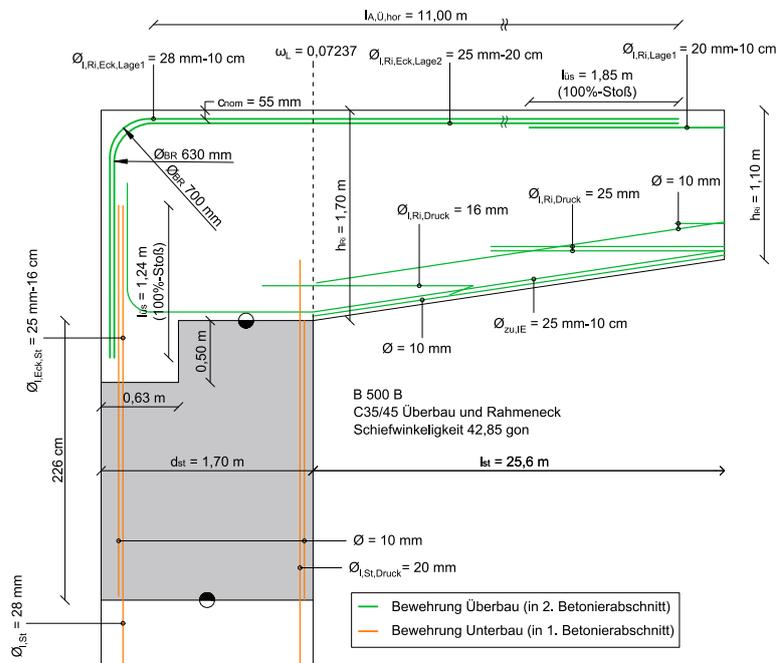


Abb. 4.5: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 5

Referenz 6 - Eisenbahnbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Referenzobjekt 6 verfügt über eine leicht schiefwinkelige ($88,72^\circ$) Vollplatte ohne Kragarme und dient ausschließlich dem Bahnverkehr. Das Stahlbetontragwerk mit der Betongüte von C35/45 überspannt 17,60 m. Bei einer Überbauhöhe von 0,90 m weist die Widerlagerwand eine Mächtigkeit von 1,00 m auf.

Bewehrungsführung: Die Bewehrung im Rahmeneck (Stabdurchmesser 25 mm) ist mit einem Biegerollendurchmesser von 500 mm aufgebogen. Die oberliegende Bewehrung in der Überbauplatte (Stabdurchmesser 20 mm) übergreift mit der Biegebewehrung im Rahmeneck 1,30 m, wobei 50 % der Stäbe in einem Querschnitt gestoßen werden. Im Widerlager ist ein 100%-Stoß mit einer Länge von 2,80 m angeordnet. Eine Betondeckung von 45 mm und die Stahlgüte B 500B wurden für den Überbau gewählt. Um das Ablösen der Rahmenaußenecke aufgrund der Rissbildung zu verhindern, sind Eckbügeln als Zusatzbewehrung mit einem Stabdurchmesser von 16 mm verbaut.

Bauablauf: Der Verlauf der Arbeitsfuge zwischen Widerlagerwand und Überbau ist abgetreppt. Dieser liegt im Stielanschnitt luftseitig auf Höhe der Überbauunterkante, ehe erdseitig ein Sprung nach unten folgt. Diese Tatsache ermöglicht trotz einer horizontalen Schenkellänge der Biegebewehrung im Rahmeneck von 7,25 m den Verzicht einer zusätzlichen Unterstellung. Im späteren Bauverlauf erfolgt die Fixierung dieser Bewehrung mit den auf der Schalung aufliegenden konventionellen Abstandhaltern. Ein Stoß im oberen erdseitigen Bereich des Widerlagers ist hier unumgänglich.

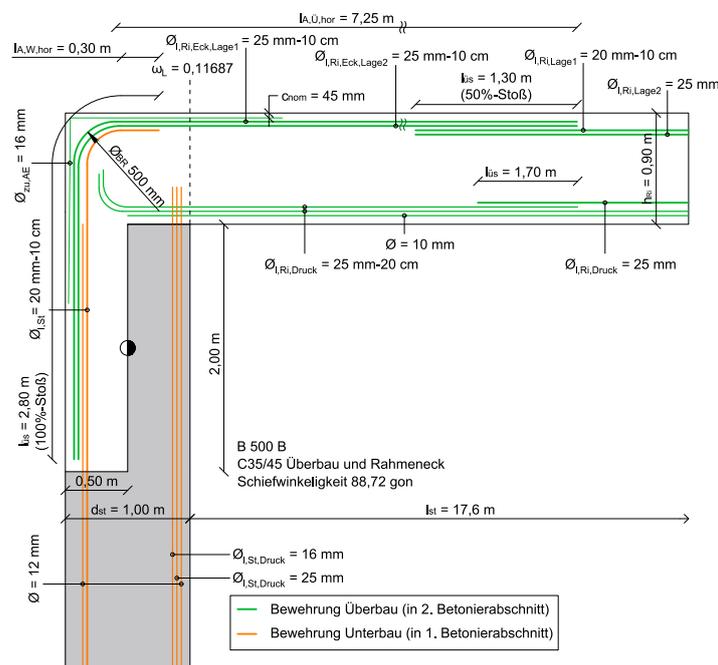


Abb. 4.6: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 6

Referenz 7 - Eisenbahnbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Referenzobjekt 7 wurde für den Bahnverkehr konzipiert. Es handelt sich um ein schiefwinkeliges Tragwerk (76,24^g) und überbrückt 26,60 m als dreistegiger Verbundplattenbalken. Im Durchschnitt ergibt sich eine Widerlagerwanddicke von 2,70 m. Aus Fertigteilplatte und dem Aufbeton der Güte C35/45 resultiert eine Überbauhöhe von 0,47 m.

Bewehrungsführung: Außenseitig liegt eine mit dem Biegerollendurchmesser von 630 mm aufgebogene Bewehrung mit einem Stabdurchmesser von 25 mm. Diese Biegebewehrung übergreift 2,30 m mit der obenliegenden Bewehrung im Überbau (Stabdurchmesser 25 mm). Die Länge der Übergreifung im Widerlager beträgt 2,25 m. In Überbau und Widerlager stoßen 100 % der Stäbe in einem Querschnitt. Der verwendete Bewehrungsstahl gehört der Güterklasse B 500B an. Die Betondeckung im Überbau misst 45 mm. Zusätzliche Eckbügel mit einem Stabdurchmesser von 10 mm verhindern das Abplatzen des Betons an der Rahmenaußenecke.

Bauablauf: Die Biegebewehrung im Rahmenneck wird erst nach dem Betonieren des Widerlagers, zeitgleich mit der Überbaubewehrung, eingebracht. Es entfällt eine zusätzliche Unterstellung der bis zu 6,00 m auskragenden horizontalen Schenkeln. Bei der Verlegung der Bewehrung im Überbau sind die konventionellen Abstandhalter ausreichend. Diese Vorgehensweise setzt erdseitig eine tieferliegende Arbeitsfuge voraus. Daraus resultiert ein vertikaler Sprung der Arbeitsfuge, welche luftseitig auf Höhe der Stahlvoute liegt. Im Bereich der tiefliegenden Arbeitsfuge ragen die Bewehrungsstäbe bis zu 4,00 m senkrecht aus dem fertiggestellten Widerlager, um einen Stoß mit der Biegebewehrung im Eckbereich zu ermöglichen. Betonfertigteile auf den gevouteten Stahlträgern fungieren nicht nur als Auflageflächen für die Verlegung der Bewehrung, sondern auch als verlorene Schalung für den Ortbeton.

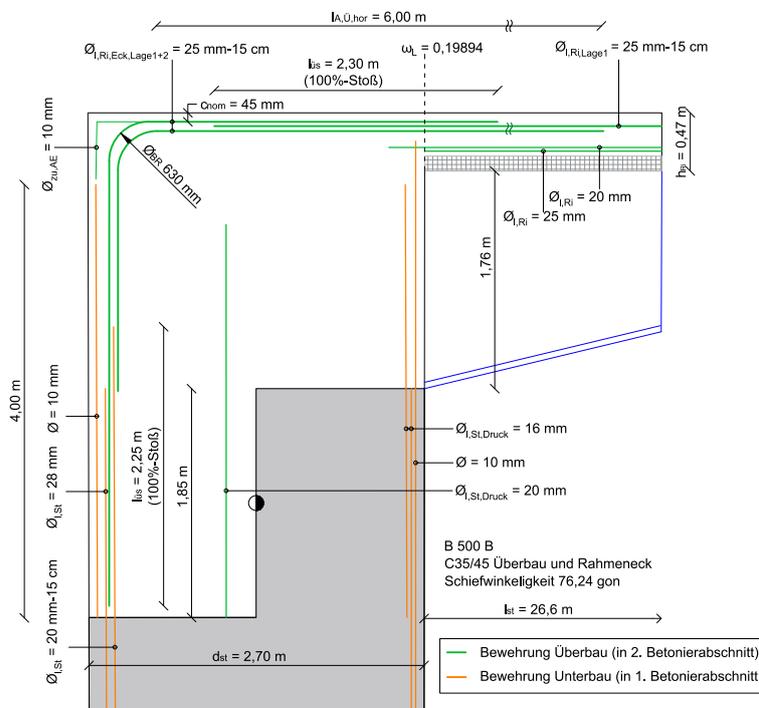


Abb. 4.7: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 7

Referenz 8 - Straßenbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Das schiefwinkelige ($72,88^\circ$) Referenzbrückentragwerk 8 hat eine Stützweite von 19,40 m und wurde als Vollplatte in Beton-Halbfertigteilbauweise hergestellt. Die Überbauhöhe beträgt 1,00 m, davon sind 0,70 m Stahlbetonfertigteileil und 0,30 m Aufbeton (C35/45). Die Dicke der Widerlagerwand beläuft sich auf 1,30 m.

Bewehrungsführung: Die Länge des Übergreifungsstoßes direkt im Rahmeneck zwischen den beiden gebogenen Bewehrungsstäben (Stabdurchmesser 25 mm und Biegerollendurchmesser 620 mm) beträgt 2,45 m. Im Überbau übergreift die gebogene Rahmeneckbewehrung mit der obenliegenden Plattenbewehrung (Stabdurchmesser 16 mm) 1,45 m. Im Rahmeneck wurden 100 % und im Überbau 50 % der Stäbe in einem Querschnitt gestoßen. Die Betondeckung beträgt 50 mm. Der Bewehrungsstahl hat eine Güte von B 500B. Der äußere Bereich der Rahmenecke wird durch eine Zusatzbewehrung in Form von Eckbügeln (Stabdurchmesser 12 mm) vor Abplatzungen geschützt.

Bauablauf: Die Arbeitsfuge im Widerlager befindet sich luftseitig direkt an der Unterkante des Überbaus. In Richtung des Straßendamms gibt es bei der Arbeitsfuge einen vertikalen Sprung nach unten, um auf der Zugseite die Biegebewehrung des Rahmeneckes im Widerlager verankern zu können. Da der Übergreifungsstoß zwischen Widerlager und Überbau direkt in der Rahmenecke stattfindet, kragt der horizontale Schenkel der Rahmeneckbewehrung nach Fertigstellung des Widerlagers nur 1,20 m aus. Aufgrund der Betonfertigteile, in Form einer Betonvollplatte, bietet sich eine Arbeitsfläche für die Bewehrungslegung oberseitig der Tragwerksplatte und im Rahmeneck an. Dieser Arbeitsvorgang benötigt allerdings ebenfalls konventionelle Abstandhalter. Weiters erfordert die Lagerung des Fertigteils Unterstellungen.

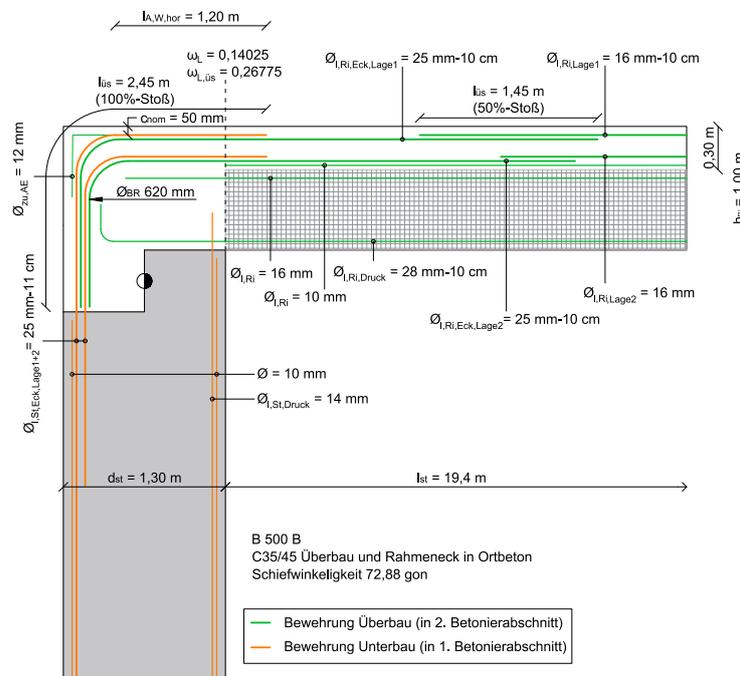


Abb. 4.8: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 8

Referenz 9 - Straßenbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Das schiefwinkelige (82,76^g) Referenzprojekt 9 überspannt 9,50 m als Vollplatte in Betonbauweise. Die Vollplatte aus Ortbeton der Klasse C35/45 hat im Mittel eine Höhe von 0,84 m. Das Widerlager verzeichnet eine Dicke von 1,00 m.

Bewehrungsführung: Die Biegebewehrung im Rahmeneck hat einen Biegerollendurchmesser von 420 mm und einen Stabdurchmesser von 28 mm. Diese überlappt mit der obenliegenden Bewehrung in der Platte (Stabdurchmesser 16 mm) 1,50 m. 100 % der Stäbe stoßen in einem Querschnitt. Die Betondeckung im Überbau misst 50 mm. Die Bewehrung hat eine Güte von B 500B. Die angefasste Außenecke des Rahmens wird mit Eckbügeln (Stabdurchmesser 10 mm) vor einem Abplatzen des Betons gesichert.

Bauablauf: Die Arbeitsfuge zwischen Ober- und Unterbau verläuft horizontal an der Unterkante des Überbaus. Nach Herstellung der Widerlager steht die Bewehrung 0,70 m vertikal vom Widerlager empor. Der horizontale Schenkel der gebogenen Bewehrung reicht 4,00 m in den Überbau und benötigt nach dem Betonieren der Widerlagerwände vor dem Einbau der konventionellen Abstandhalter ergänzende temporäre Abstützungen. Folglich beeinträchtigt die bereits vorhandene obenliegende Überbaubewehrung den Einbau der untenliegenden.

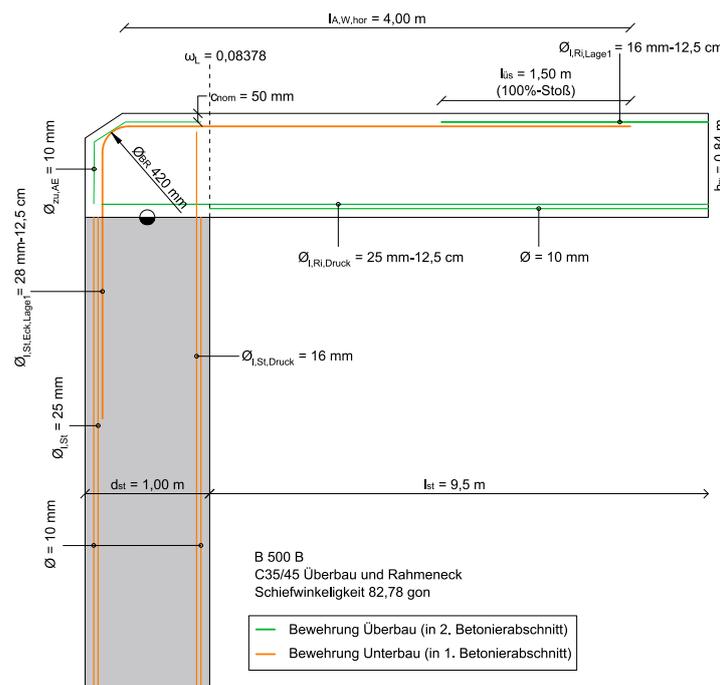


Abb. 4.9: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 9

Referenz 11 - Straßenbrücke (Österreich)

Allgemeine Angaben: Referenzobjekt 11 verfügt über einen Vollplattenquerschnitt in Stahlbetonbauweise und eine Stützweite von 32,00 m. Das Tragwerk besitzt eine bogenförmige Gradiente der Überbauunterkante. Die Überbauhöhe variiert zwischen 1,80 m am Widerlager und 0,80 m in der Feldmitte. Die Betongüte von C30/37 wurde für Über- und Unterbau verwendet. Die Dicke der Widerlagerwand misst 1,80 m.

Bewehrungsführung: In der Rahmenecke ist die Biegebewehrung mit einem Biegerollendurchmesser von 600 mm gebogen (Stabdurchmesser 30 mm. Jene Bewehrung übergreift mit den im Überbau oberliegenden Stabstählen (Stabdurchmesser 30 mm) 2,40 m, wobei 50 % der Stäbe in einem Querschnitt stoßen. Das Objekt besitzt eine Bewehrungsstahlgüte von B 550B und eine Betondeckung von 40 mm im Überbau. Am Inneneck verläuft eine Diagonalbewehrung mit einem Stabdurchmesser von 12 mm.

Bauablauf: Die Innenecke bei den Anschnitten zwischen Widerlager und Überbau wurde ausgerundet. Direkt unter dieser Ausrundung befindet sich die horizontale Arbeitsfuge. Aufgrund der Position der Arbeitsfuge kragt die gebogene Bewehrung 5,00 m weit aus, bevor der Überbau betoniert wird.

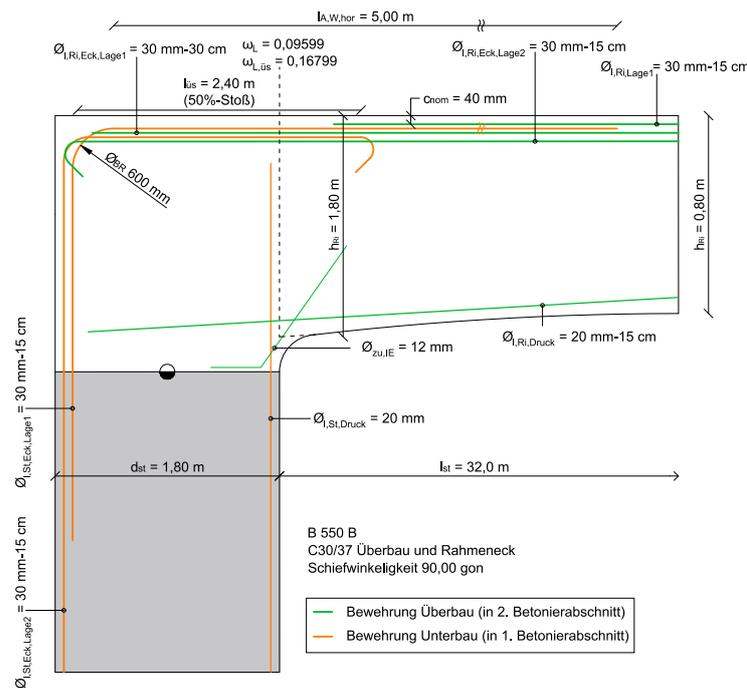


Abb. 4.11: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 11

Referenz 12 - Straßenbrücke (Österreich)

Allgemeine Angaben: Die Referenzbrücke 12 überspannt 53,60 m durch Anordnung von 3 Feldern. Die Randfelder tragen davon jeweils einen Anteil von 11,80 m bei. Während der Mittelabschnitt als unechte Bogenbrücke in Verbundbauweise ausgeführt wurde, handelt es sich bei den Randabschnitten um einen Vollplattenquerschnitt in Ortbeton der Güte C30/37. In diesem Bereich des Tragwerks ergibt sich eine Überbaudicke von 0,68 m und eine Widerlagerwanddicke von 0,80 m.

Bewehrungsführung: Die Biegebewehrung im Rahmeneck hat einen Biegerollendurchmesser von 600 mm und einen Stabdurchmesser von 30 mm. Diese Biegebewehrung übergreift mit der obenliegenden Überbaubewehrung (Stabdurchmesser 20 mm) auf einer Länge von 1,60 m. Dabei stoßen 50 % der Stäbe in einem Querschnitt. Die Betondeckung für den Rippenstahl der Güte B 550B misst 40 mm. Die Anordnung einer Zusatzbewehrung mit einem Stabdurchmesser von 12 mm an der Außenecke vermeidet Betonabplatzungen.

Bauablauf: Die Arbeitsfuge verläuft horizontal im Widerlageranschnitt. Durch diese Gegebenheit kragt nach den Betonierarbeiten am Unterbau der horizontale Schenkel der Biegebewehrung im Rahmeneck 3,86 m aus. Dies behindert die Verlegearbeiten der untenliegenden Bewehrung im Überbau erheblich.

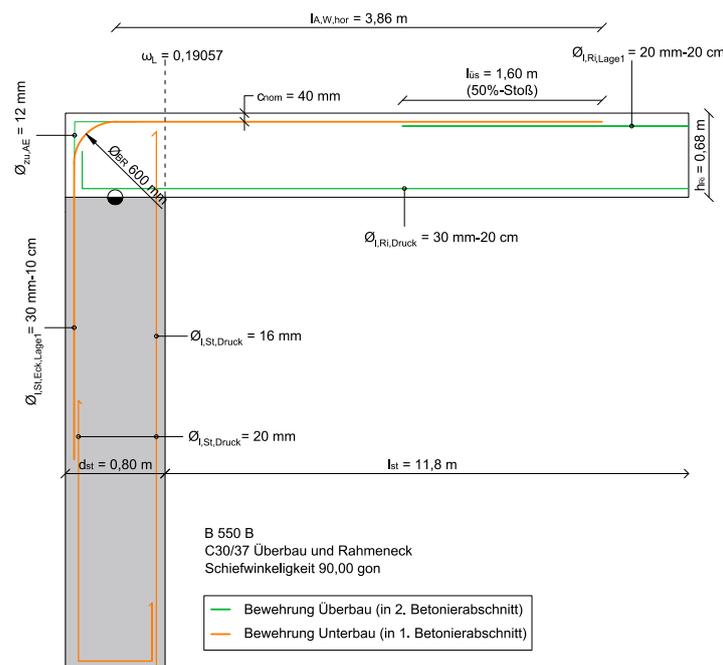


Abb. 4.12: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 12

Referenz 13 - Straßenbrücke (Deutschland)

Allgemeine Angaben: Das Referenzobjekt 13 verzeichnet einen mit einem Radius von 57,0 m gekrümmten Überbau mit einer Stützweite von 14,70 m in Brückenachse. Die Vollplatte entstand in Ortbetonbauweise. Der Überbau mit einer Höhe von 0,80 m weist die Betongüte C35/45 auf. Die Widerlagerwand misst in Dickenrichtung 1,20 m.

Bewehrungsführung: Der Übergreifungsstoß im Rahmeneck zwischen der gebogenen Bewehrung aus dem Widerlager (Biegerollendurchmesser 670 mm) und jener im Überbau (Biegerollendurchmesser 550 mm) erstreckt sich über 2,21 m. Der nächstgelegene Bewehrungsstoß im Überbau zwischen der Rahmeneckbewehrung (Stabdurchmesser 28 mm) und der geraden Längsbewehrung (Stabdurchmesser 20 mm) misst eine Übergreifung von 2,00 m. Keiner der Stöße besitzt eine versetzte Anordnung. Somit werden 100 % der Stäbe in einem Querschnitt gestoßen. Die Betondeckung beträgt 45 mm. Der Bewehrungsstahl hat die Stahlgüte B 500B. Eine Zusatzbewehrung als Eckbügel mit einem Stabdurchmesser von 16 mm verläuft entlang des äußeren Bereichs der Rahmenecke.

Bauablauf: Die horizontale Arbeitsfuge folgt dem Widerlageranschnitt. Nach der Betonage des Unterbaus stehen die horizontalen Schenkel der Biegebewehrung des Rahmenecks bis zu 3,81 m vom Widerlager hervor. Die additive Biegebewehrung wird erst nach der Herstellung der Widerlager verlegt. Die obenliegende Biegebewehrung aus dem Rahmeneck behindert die Bewehrungsarbeiten im Überbau erheblich.

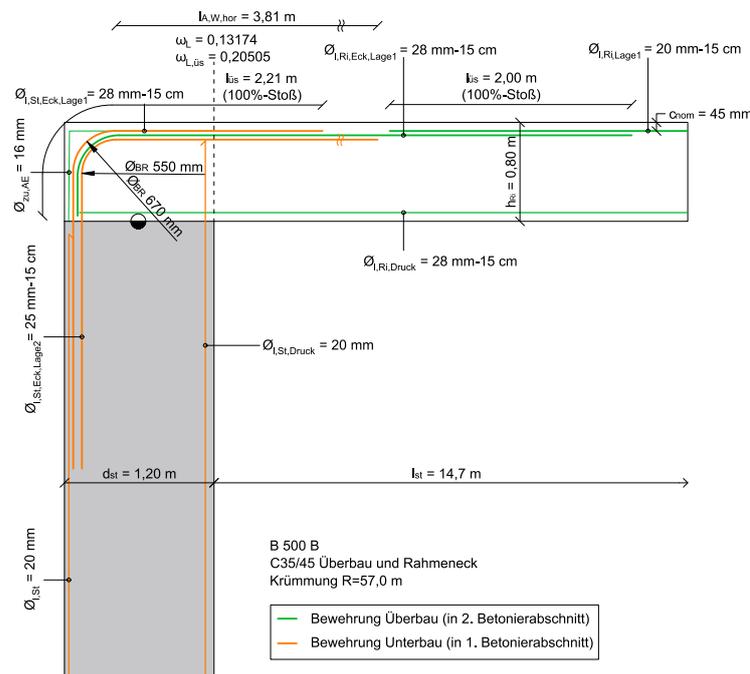


Abb. 4.13: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 13

Referenz 14 - Straßenbrücke (Österreich)

Allgemeine Angaben: Die Stützweite dieses Brückentragwerks misst 31,00 m. Der als Stahlbetonvollplatte in Betongüte C30/37 ausgeführte Überbau besitzt eine bogenförmige Gradiente. Die Höhe des Überbaus variiert zwischen 1,60 m im Anschnitt und 1,20 m in Feldmitte. Das Widerlager hat eine Wandstärke von 1,60 m.

Bewehrungsführung: Die zweilagig im Rahmeneck eingebrachte Biegebewehrung besitzt einen Biegerollendurchmesser von 660 mm (Stabdurchmesser 30 mm bzw. 26 mm). Diese stößt einerseits direkt im Rahmeneck über eine Länge von 2,10 m und andererseits im Überbau mit den obenliegenden Bewehrungsstäben (Stabdurchmesser 20 mm) über 1,60 m. Bei beiden Stößen wurden 50 % der Stäbe in einem Querschnitt gestoßen. Die Betondeckung misst 40 mm. Die Rippenstähle besitzen eine Güte von B 550B. Entlang der Außenecke wurden Eckbügel mit einem Stabdurchmesser von 12 mm angeordnet.

Bauablauf: Die Arbeitsfuge liegt etwa 2,60 m unterhalb des Widerlageranschnittes. Die tief liegende Trennfuge zwischen den Betonierabschnitten verringert die Anzahl der auskragenden horizontalen Schenkel der Biegebewehrung des Rahmenecks. Nach den ersten Betonierarbeiten am Widerlager ragen durch die Arbeitsfugenposition die Bewehrungsstäbe rund 4,00 m vertikal und 2,40 m horizontal aus dem unteren Abschnitt des Widerlagers. Der obere Widerlagerteil, das Rahmeneck und der Überbau werden im zweiten Betonierabschnitt fertiggestellt. Bis zu diesem Zeitpunkt benötigt es temporäre Unterstützungsmaßnahmen. Die Bewehrungsarbeiten am Überbau und der Einbau der Abstandhalter stehen unter der Beeinträchtigung der bereits lagefixierten Bewehrung.

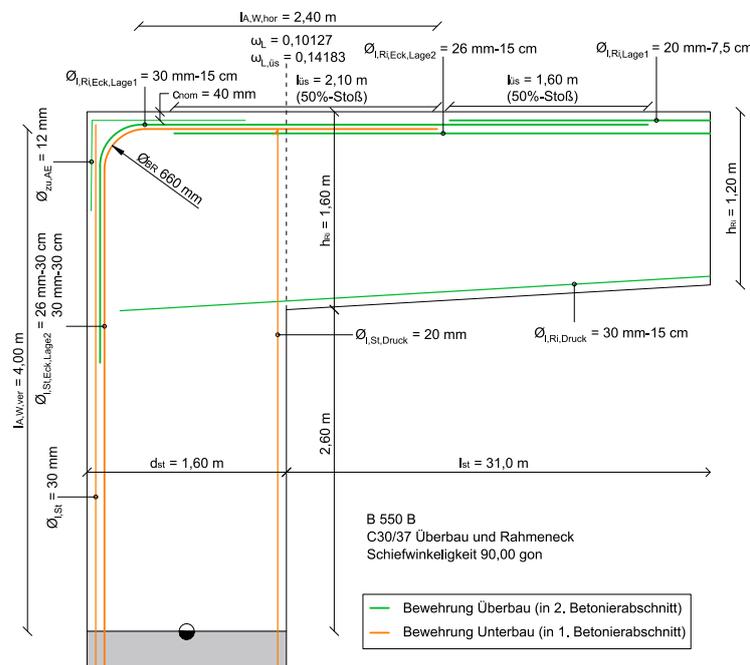


Abb. 4.14: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 14

Referenz 16 - Straßenbrücke (Österreich)

Allgemeine Angaben: Das Brückenobjekt 16 hat eine Stützweite von 21,00 m. Am Vollplattenquerschnitt aus Stahlbeton wurde eine Voute angeordnet, welche die Überbauhöhe von 0,70 m in Feldmitte auf 1,41 m im Anschnittbereich erhöht. Das Widerlager misst 1,40 m in Dickenrichtung. Das gesamte Rahmentragwerk wurde mit der Betongüte C30/37 gefertigt.

Bewehrungsführung: Die Biegebewehrung im Rahmeneck ist zweilagig ausgeführt. Aufgrund zweier Stöße im unmittelbaren Eckbereich fallen lokal die Bewehrungsgrade etwas höher aus. Die, mit einem Biegerollendurchmesser von 2860 mm gebogenen, Bewehrungsstäbe besitzen im Unter- und Überbau einen Stabdurchmesser von 26 mm. Als Übergreifungslänge für den Stoß der Biegebewehrung im Rahmeneck ergibt sich entlang des Bogens eine Länge von 1,57 m. Die Länge des Stoßes im Überbau zwischen Biegebewehrung im Rahmeneck und oberliegender Überbaubewehrung (Durchmesser 16 mm) misst 1,80 m. In beiden Fällen werden 50 % der Stabstähle in einem Querschnitt gestoßen. In der Außenecke im Auflagerbereich der Schleppplatte wurden Eckbügel (Stabdurchmesser 10 mm) eingebracht. Die Bewehrung der Stahlgüte B 550B besitzt eine Betondeckung von 45 mm im Überbau.

Bauablauf: Der horizontale Verlauf der Arbeitsfuge beginnt unterhalb der Voute im Stielanschnitt. Nach den Betonierarbeiten am Widerlager kragt die Biegebewehrung 2,40 m horizontal aus. Begründet durch den unüblich hohen Biegerollendurchmesser gibt dieser Wert die Schenkellänge inklusive waagrechter Ausprägung der Aufbiegung an. Die Druckbewehrung des Überbaus, entlang der Voute und die Biegebewehrung für die Stöße im Rahmeneck wurden unmittelbar vor den Betonierarbeiten am Überbau verlegt. Die bereits verlegte Bewehrung aus dem Unterbau behindert die Bewehrungsarbeiten nur in geringem Maße.

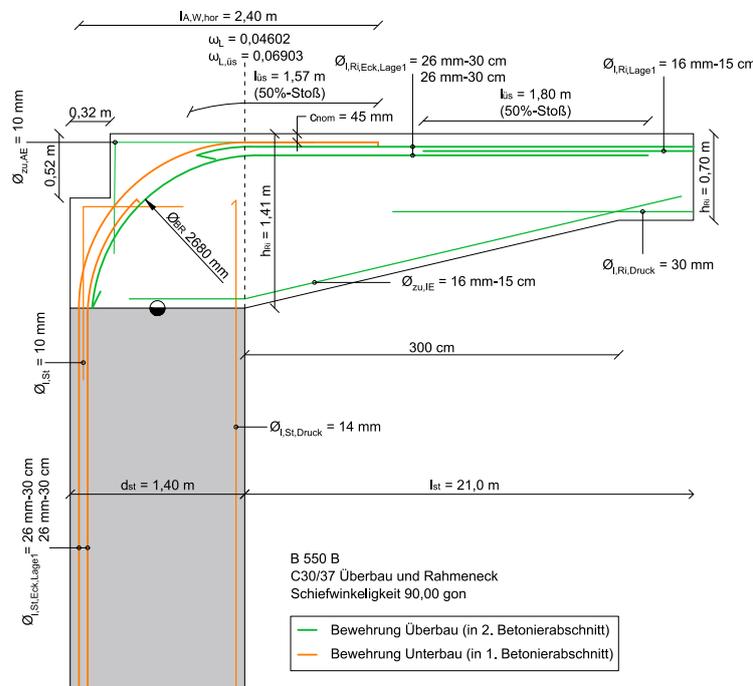


Abb. 4.16: Skizze zum Rahmeneckdetail des Referenzobjektes 16

4.1.2 Zusammenfassung der Randbedingungen für Rahmeneckenausführung

Die analysierten Objekte zeigen, dass als Querschnittsform bei Verbundbrücken typischerweise ein mehrstegiger Plattenbalken und bei integralen Stahlbetontragwerken zumeist Vollplatten Anwendung finden. Objekte mit größeren Spannweiten tendieren zu Verbundbrücken. Sämtliche Verbundtragwerke weisen gevoutete Stahlträger auf, während bei Vollplatten oftmals auf Vouten verzichtet wurde. Die Betonvouten bei Vollplatten verzeichnen bei den drei entsprechenden Objekten ein Steigungsverhältnis von Voutenhöhe zu -länge zwischen 1:4,22 bis 1:3,33 auf. Länderspezifische Unterschiede lassen sich besonders bei den Materialeigenschaften erkennen. In Deutschland lokalisierte Objekte verfügen über eine Stahlgüte von B 500B, jene in Österreich von B 550B. Weiters wurde bei den deutschen Brücken für das Rahmeneck eine Betongüte von C 35/45 eingesetzt, bei den österreichischen, mit einer Ausnahme, eine Güte von C 30/37. Die durchschnittliche Betondeckung c_{nom} fällt bei den Überbauten aus Österreich geringer als in Deutschland aus. Die Tabelle 4.1 fasst die allgemeinen Bauwerkscharakteristika der Referenzen zusammen.

Die Bewehrungsgrade der Referenzobjekte, geometrisch ρ_L sowie mechanisch ω_L , lassen sich nicht ohne gewisse Differenzierungen miteinander vergleichen. Eine grundlegende Unterscheidung muss zwischen Verbund- und Stahlbetontragwerken getroffen werden, da sich im Rahmeneck unter negativen Moment die Druckzone des Querschnittes im Baustahl befindet. Diese Arbeit bezieht bei Verbundquerschnitten den Bewehrungsgrad (ρ_L und ω_L) immer auf den Bruttobetonquerschnitt A_c , sprich auf Aufbeton inklusive Fertigteilplatte. In anderen Worten wird die Druckzone bei den Verbundquerschnitten für die Ermittlung des Bewehrungsgrades ρ_L bzw. ω_L nicht berücksichtigt, bei Stahlbetonquerschnitten schon. Tritt ein Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck auf, so wurde zwischen dem gestoßenen und ungestoßenen Bewehrungsgrad (ρ_L und ω_L) unterschieden. Die Widerlagerwand verzeichnet bei allen Referenzobjekten eine größere oder zumindest identische Dicke d_{St} wie der Überbau im Anschnittbereich h_{Ri} . Details zu den Bewehrungsgraden (ρ_L und ω_L) und den Bauteilhöhen des Betons von Widerlager d_{St} und Überbau h_{Ri} werden in der Tabelle 4.2 angeführt.

Der in Tabelle 4.2 angegebene Bewehrungsgrad bezieht sich auf den Querschnitt im Riegelanschnitt. Ausschließlich die über den Anschnitt geführte Biegebewehrung geht in die Stahlfläche A_s ein. Die Definition der Betonfläche A_c erschließt sich bei den Referenzen in Verbundbauweise aus dem Fertigteil- und Ortbetonanteil. Weiters rührt der Wert der Betondruckfestigkeit aus jener des Ortbetons, da dieser im Querschnitt, aber vor allem im Rahmeneck, überwiegt.

Ref#	Land	l_{st} [m] ¹	\angle_{SW} [gon]	Material	Überbauform	Beton- güte ²	Güte Stabstahl	c_{nom} [mm] ³	Vouten- steigung ⁴
1	GER	20,0	81,44	Verbund	mehrsteigeriger Plattenbalken	C35/45	B 500B	50	Bo & vS
2	GER	37,0	74,02	Verbund	mehrsteigeriger Plattenbalken	C35/45	B 500B	50	vS
3	GER	43,8	87,22	Verbund	mehrsteigeriger Plattenbalken	C35/45	B 500B	50	vS
4	GER	25,0	96,76	Verbund	mehrsteigeriger Plattenbalken	C35/45	B 500B	50	vS
5	GER	25,6 15,1 ^k	42,85	Stahlbeton	Vollplatte	C35/45	B 500B	55	1:4,16
6	GER	17,6	88,72	Stahlbeton	Vollplatte	C35/45	B 500B	45	-
7	GER	26,6	76,24	Verbund	mehrsteigeriger Plattenbalken	C35/45	B 500B	45	vS
8	GER	19,4	72,88	Stahlbeton mit Fertigteil	Vollplatte	C35/45	B 500B	50	-
9	GER	9,5	82,78	Stahlbeton	Vollplatte	C35/45	B 500B	50	-
10	AUT	20,0 (112,0)	-	Stahlbeton	Vollplatte	C35/45	B 550B	40	-
11	AUT	32,0	-	Stahlbeton	Vollplatte	C30/37	B 550B	40	Bo
12	AUT	11,8 (53,6)	-	Stahlbeton	Vollplatte	C30/37	B 550B	40	-
13	GER	14,7	gekrümmt R=57 m	Stahlbeton	Vollplatte	C35/45	B 500B	45	-
14	AUT	31,0	-	Stahlbeton	Vollplatte	C30/37	B 550B	40	Bo
15	AUT	9,0	-	Stahlbeton	Vollplatte	C30/37	B 550B	40	1:3,33
16	AUT	21,0	-	Stahlbeton	Vollplatte	C30/37	B 550B	45	1:4,22

Tab. 4.1: Allgemeine Angaben zu den Referenzobjekten

l_{st}	... lichte Stützweite
\angle_{SW}	... Schiefwinkeligkeit des Brückentragwerks
\varnothing_{BR}	... Biegerollendurchmesser der Längsbewehrung im Rahmeneck
$\varnothing_{BR,bez}$... bezogener Biegerollendurchmesser auf den Stabdurchmesser \varnothing_s
c_{nom}	... Nennmaß der Betondeckung
GER	... Deutschland
AUT	... Österreich
Bo	... bogenförmige Gradiente der Überbauunterkante
vS	... gevouteter Baustahlträger
^k	kürzestmöglicher Abstand zwischen Widerlagern bei schiefwinkligen Platten
¹	Einzelstützweite in Randfeld in Richtung der Hauptbewehrung - bei Schiefwinkeligkeit Stützweite schiefwinkelig (Gesamtlänge)
²	Ortbetongüte im Überbau und Rahmeneck (Betongüte Fertigteil nicht angeführt)
³	Betondeckung im Überbau
⁴	Betonvoute mit Steigung Voutenhöhe: Voutenlänge

Ref#	Material	h_{Ri} [m]	d_{St} [m]	ω_L [-]	ϱ_L [%]	$\omega_{L,\ddot{U}S}$ [-]	$\varrho_{L,\ddot{U}S}$ [%]	$\omega_{L,F}$ [-]	$\varrho_{L,F}$ [%]
1	VB	0,48 ⁵	1,80	0,12467	0,8727	-	-	-	-
2	VB	0,40 ⁵	1,40	0,18014	1,2610	-	-	-	-
3	VB	0,37 ⁵	2,00	0,30446	2,1312	-	-	-	-
4	VB	0,40 ⁵	2,00	0,12267	0,8587	-	-	-	-
5	StB	1,10-1,70 ⁶	1,70	0,07237	0,5066	-	-	0,11184	0,7829
6	StB	0,90	1,00	0,15583	1,0908	-	-	0,10285	0,7199
7	VB	0,47 ⁵	2,70	0,19894	1,3926	-	-	-	-
8	StB	1,00	1,30	0,14025	0,9817	0,26775	1,8742	0,13194	0,9236
9	StB	0,84	1,00	0,08378	0,5864	-	-	0,06926	0,4848
10	StB	0,90	1,50	0,09837	0,6260	0,16584	1,0553	0,09837	0,6260
11	StB	0,80-1,80 ⁶	1,80	0,09599	0,5236	0,16799	0,9163	0,15599	0,8508
12	StB	0,68	0,80	0,19057	1,0395	-	-	0,13107	0,7149
13	StB	0,80	1,20	0,13174	0,9222	0,20505	1,4353	0,14661	1,0263
14	StB	1,20-1,60 ⁶	1,60	0,10127	0,5524	0,14183	0,7736	0,12607	0,6877
15	StB	0,77-1,06 ⁶	0,80	0,06575	0,3586	-	-	0,11619	0,6338
16	StB	0,70-1,41 ⁶	1,40	0,04602	0,2510	0,06903	0,3765	0,15853	0,8647

Tab. 4.2: Bewehrungsgrad der Referenzobjekte

- h_{Ri} ... QS-Höhe Riegel/Überbau im Mittel
 - d_{St} ... QS-Höhe Stiel/Widerlager im Mittel
 - ω_L ... mechanischer Bewehrungsgrad im Riegelanschnitt
 - ϱ_L ... geometrischer Bewehrungsgrad im Riegelanschnitt
 - $\omega_{L,\ddot{U}S}$... mechanischer Bewehrungsgrad im Riegelanschnitt mit Berücksichtigung des Stoßes ohne konstruktive Druckbewehrung
 - $\varrho_{L,\ddot{U}S}$... geometrischer Bewehrungsgrad im Riegelanschnitt mit Berücksichtigung des Stoßes
 - $\omega_{L,F}$... mechanischer Bewehrungsgrad in Feldmitte
 - $\varrho_{L,F}$... geometrischer Bewehrungsgrad in Feldmitte ohne konstruktive Druckbewehrung
 - StB ... Stahlbetonbrücke
 - VB ... Verbundbrücke
- ⁵ Aufbeton + Fertigteildicke des Überbaus einer Verbundbrücke
⁶ Überbauhöhe durch Bogen oder Voute veränderlich (Anschnitt maximaler Wert gültig)

Die Biegebewehrungsdurchmesser $\varnothing_{l,St,Eck}$ im Rahmeneck reichen bei den Referenzbrücken von 16 mm bis 32 mm. In Richtung des Überbaus nimmt der Zug an der Oberkante des Riegels ab, weshalb mittels Übergreifungsstoß oft ein geringerer Stabdurchmesser an der Überbauoberseite $\varnothing_{l,Ri}$ folgt. Trotz der beengten Platzverhältnisse sind die anschnittsnahen Übergreifungsstöße der Referenzprojekte als 100%-Stoß oder 50%-Stoß ausgeführt. Die horizontale Auskragungslänge der Biegebewehrung im Rahmeneck $l_{A,W,hor}$ nach der Betonage des Widerlagers variiert je nach Bauablauf, Stoßanordnung und Position der Arbeitsfuge stark. Darauf wird in Kapitel 4.1.3 genauer eingegangen. Beachtliche Differenzen zwischen den Objekten gibt es beim Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} , wobei sich RF16 aufgrund des gewählten Bauablaufes deutlich von den anderen Tragwerken abhebt. Die bewehrungsspezifischen Angaben fasst Tabelle 4.3 zusammen.

Ref#	$\varnothing_{l,Eck-e}$ [mm]-[cm]	$\varnothing_{l,Ri-e}$ [mm]-[cm]	\varnothing_{BR} [mm]	$\varnothing_{BR,bez}$ [-]	$l_{\ddot{u}s}$ [m]	$l_{A,W,hor}$ [m]	$l_{A,\ddot{U},hor}$ [m]	Stoßanteil ¹⁰ [%]
1	16-15 St	20-15	500	25 \varnothing_s	1,10 ¹¹	-	5,81	100 ¹¹
	20-15 ^{Ri}				1,28 ⁷			100 ⁷
2	20-10 St	20-15	400	20 \varnothing_s	1,30 ¹¹	-	7,00	100 ¹¹
	20-10 ^{Ri}				1,28 ⁷			100 ⁷
3	25-15 St	16-15	630	25 \varnothing_s	1,65 ¹¹	-	7,40	100 ¹¹
	25-15 ^{Ri}				1,10 ⁷			100 ⁷
4	20-15 St	16-15	500	25 \varnothing_s	1,60 ¹¹	1,15 ⁹	4,60	100 ¹¹
	20-15 ^{Ri}		400	1,02 ⁷	50 ⁷			
5	25-16 St	20-10	630	25 \varnothing_s	1,24 ¹¹	-	11,00	100 ¹¹
	28-10 ^{Ri}		700	1,85 ⁷	100 ⁷			
6	20-10 St	20-10	500	20 \varnothing_s	2,80 ¹¹	0,30	7,25	100 ¹¹
	25-10 ^{Ri}				1,30 ⁷			50 ⁷
7	20-15 St	25-15	630	25 \varnothing_s	2,25 ¹¹	-	6,00	100 ¹¹
	25-15 ^{Ri}				2,30 ⁷			100 ⁷
8	25-11 St	16-10	620	25 \varnothing_s	1,45 ⁷	1,20	kA	50 ⁷
	25-10 ^{Ri}				2,45 ⁸			100 ⁸
9	28-12,5 St	16-12,5	420	15 \varnothing_s	1,50 ⁷	4,00	kA	100 ⁷
10	26-30 St	26-30	390	15 \varnothing_s	2,05 ⁷	3,70	kA	100 ⁷
11	30-15 St	30-15	600	20 \varnothing_s	2,40 ⁷	5,00	kA	50 ⁷
12	30-10 St	20-20	600	20 \varnothing_s	1,60 ⁷	3,86	kA	50 ⁷
	28-15 St				2,00 ⁷			100 ⁷
13	28-15 ^{Ri}	20-15	550	22 \varnothing_s	2,21 ⁸	3,81	kA	100 ⁸
	30-30 St		670	24 \varnothing_s	2,10 ⁸			50 ⁸
14	26-30 St	20-7,5	660	25 \varnothing_s	1,60 ⁷	2,40	kA	50 ⁷
	30-15 ^{Ri}			22 \varnothing_s	2,10 ⁸			50 ⁸
15	26-15 St	16-15	200	20 \varnothing_s	2,70 ⁷	4,17	kA	100 ⁷
	10-30 St		560	22 \varnothing_s				
16	26-15 St	16-15	2680	100 \varnothing_s	1,80 ⁷	2,40 ⁹	kA	50 ⁷
	26-15 ^{Ri}				1,57 ⁸			50 ⁸

Tab. 4.3: Bewehrungsspezifische Angaben zu den Referenzobjekten

- e ... Stababstand Achsmaß
- $\varnothing_{l,Ri}$... Stabdurchmesser Biegelängsbewehrung im Riegel für Stoß im Überbau
- $\varnothing_{l,Eck}$... Stabdurchmesser Biegelängsbewehrung Rahmeneck für Stoß im Rahmeneck
- \varnothing_{BR} ... Biegerollendurchmesser der Längsbewehrung im Rahmeneck
- $\varnothing_{BR,bez}$... bezogener Biegerollendurchmesser auf den Stabdurchmesser \varnothing_s
- $l_{\ddot{u}s}$... Länge Übergreifungsstoß
- $l_{A,W,hor}$... horizontale Auskragungslänge der Schenkel der Biegelängsbewehrung im Rahmeneck in Widerlager verankert
- $l_{A,\ddot{U},hor}$... horizontale Auskragungslänge der Schenkel der Biegelängsbewehrung im Rahmeneck in Überbau verankert
- kA ... keine Angabe, da bereits $l_{A,W,hor}$ angegeben wurde

- St* Biegelängsbewehrung über Rahmeneck in Stiel verankert
- Ri* Biegelängsbewehrung über Rahmeneck im Riegel verankert
- ⁷ Stoß zwischen Biegebewehrung im Rahmeneck und obenliegender Bewehrung im Überbau
- ⁸ Stoß direkt im Rahmeneck zwischen zwei gebogenen Bewehrungsstäben
- ⁹ Auskragung in horizontale Richtung inklusive Ausrundung aufgrund großen Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} bzw. Knicks
- ¹⁰ Prozentsatz der Bewehrung, welche in einem QS gestoßen wird
- ¹¹ Stoß zwischen Biegebewehrung im Rahmeneck und erdseitiger Bewehrung im Widerlager

4.1.3 Zusammenfassung verschiedener Bauabläufe

Bezüglich Bauablaufs können die oben vorgestellten Projekte in sieben zu unterscheidende Ausführungsarten eingeteilt werden. Diese Einteilung erfolgt in Abhängigkeit der verwendeten Materialien, der erforderlichen Arbeitsschritte, der Bewehrungsführung, sowie der Stoßanordnung. Eine vereinfachte Skizze der Herstellungsschritte ohne Darstellung von Querbewehrung oder Querkraftbewehrung soll die Bauablaufbeschreibung visualisieren.

Ausführung 1: Verbundquerschnitt mit horizontaler Arbeitsfuge bei Voutenunterkante

Referenzen: RF1, RF2, RF3 & RF4

Nach der Fertigstellung der Bewehrungskörbe für das Widerlager beginnen die Betonierarbeiten bis zur Arbeitsfuge auf Höhe der Stahlträgerunterkante. Die Biegebewehrung des Stiels $\varnothing_{l,St}$ und die Druckbewehrung $\varnothing_{l,St,Druck}$ ragen bis zu einer Länge von $l_{A,W,ver}$ vertikal aus der Arbeitsfuge. Der horizontale Verlauf der Fuge zwischen den beiden Betonierabschnitten vereinfacht die Schalarbeiten und die Verbügelung. Unter Umständen benötigt es in dieser Bauphase eine Lagesicherung der auskragenden Bewehrungsstäbe, wenn die Stahlträgerhöhe $h_{Ri,BST}$ und somit die auskragende Stablänge $l_{A,W,ver}$ groß ausfallen. Halbfertigteile in Form eines Plattenbalkens aus Betonplatte und Baustahlträgern dienen als verlorene Schalung für den Aufbeton und als Arbeitsfläche für die Verlegearbeiten der Bewehrung. Im Inneneckbereich des Rahmens sorgt eine Stahlkonsole für die Verteilung des horizontalen Druckes aus dem Stahlträger in das Widerlager und eine Möglichkeit für die Auflagerung im Bauzustand. Temporär benötigt der Bauzustand zusätzlich Unterstellungen für die Lagerung des Halbfertigteils, da die Stahlkonsole erst im zweiten Betonierabschnitt mit Beton ummantelt wird. Die Höhe des Stahlbalkens $h_{Ri,BST}$ ermöglicht einen Übergreifungsstoß nahe dem Widerlageranschnitt, womit sich horizontale Auskragungen $l_{A,W,hor}$ erst zu einem Zeitpunkt ergeben, an dem die Unterstellung durch das Halbfertigteil und konventionellen Abstandhaltern gestellt wird. Bevor das Rahmeneck mit dem Aufbeton des Überbaus vergossen wird, kann die Biegelängsbewehrung des Rahmenecks $\varnothing_{l,Ri,Eck}$, die obenliegende Hauptbewehrung im Riegel $\varnothing_{l,Ri}$ und sämtliche Zusatzbewehrung, wie jene am Außeneck $\varnothing_{zu,AE}$, eingebracht werden. Der zeitgleiche Einbau der obenliegenden Überbaubewehrung mit den weiteren Stabstählen des zweiten Betonierabschnittes vereinfacht das Verlegen des unten liegenden Bewehrungsnetzes erheblich. Die Arbeiten am Tragwerk enden mit dem Abbau von Schal- und Unterstellungsmaterial.

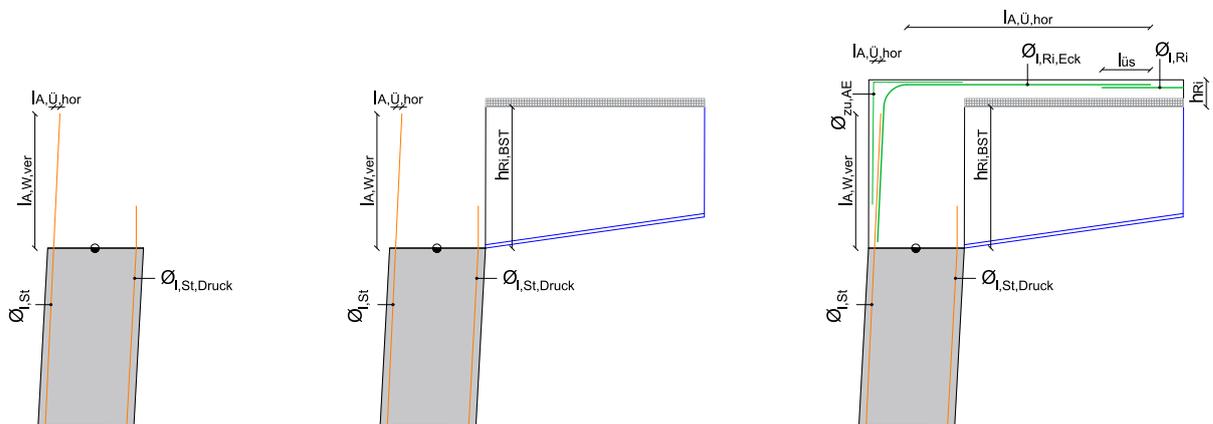


Abb. 4.17: Ablauf Ausführung 1

Ausführung 2: Stahlbetonquerschnitt mit erdseitigem Vertikalsprung der horizontalen Arbeitsfuge

Referenzen: RF5 & RF6

Das Widerlager wird bewehrt und die Schalung für den ersten Betonierabschnitt angebracht. Die Arbeitsfuge zwischen Stiel und Riegel verzeichnet auf der Erdseite einen vertikalen Sprung um ΔAF_{vert} nach unten. Der Vertikalsprung ermöglicht einen Stoß unterhalb des Widerlageranschnittes, was die horizontale Auskragung der Biegebewehrung $l_{A,W,hor}$ im Bauzustand nach der Widerlagerbetonage stark reduziert. Die Schalung für den Riegel gestaltet sich aufgrund von benötigten Durchführungen für die Bügelbewehrung als äußerst aufwendig. Nach der Betonage des Widerlagers dient die Deckenschalung für den Überbau als Arbeitbühne für die Bewehrungsarbeiten. In deren Zuge werden die Druckbewehrung im Riegel $\varnothing_{l,Ri,Druck}$, die im Rahmeneck stoßende Biegebewehrung $\varnothing_{l,Ri,Eck}$, der obenliegende Stabstahl im Riegel $\varnothing_{l,Ri}$ inklusive benötigter Abstandhalter, sämtliche Quer-, Querkraft- und Zusatzbewehrungen, wie jene am Außeneck $\varnothing_{zu,AE}$, verlegt. Nach dem Abschalen des Rahmenecks folgt der zweite Betonierabschnitt mit der Fahrbahnplatte inklusive Widerlagereinschnitt. Anschließend an das Aushärten des Betons beginnt der Abbau der Überbauschalung.

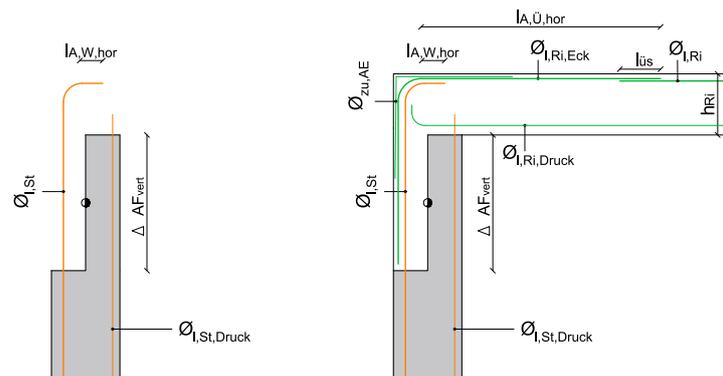


Abb. 4.18: Ablauf Ausführung 2

Ausführung 3: Verbundquerschnitt mit erdseitigem Vertikalsprung der horizontalen Arbeitsfuge

Referenzen: RF7

Ausführungsvariante 3 besitzt Ansätze aus den beiden zuvor genannten Ausführungen 1 und 2. Die Fuge zwischen den Betonierabschnitten verzeichnet auch hier erdseitig einen vertikalen Sprung um ΔAF_{vert} nach unten. Im Gegensatz zur Ausführung 2 handelt es sich um einen Verbundquerschnitt. Nach dem Einschalen des Bewehrungskorbes des Widerlagers inklusive notwendiger Ausnehmungen für die Querkraftbewehrung folgt der Einbau des Betons. In dieser Bauphase ragt die Hauptbewehrung $\varnothing_{l,St}$ nur vertikal aus dem Widerlager heraus. Mithilfe einer Stahlkonsole ermöglicht das am Inneneck höherliegende Widerlager in der Bauphase eine vertikale Lagerung. Weitere Maßnahmen für die Lagesicherung im Bauzustand, wie z.B. temporäre Unterstellungen, sind notwendig. Die Höhe des Stahlträgers $h_{Ri,BST}$ inklusive dem Versatz in der Arbeitsfuge ΔAF_{vert} bestimmt die verfügbare Länge für die Stoßanordnung in der Nähe des Stielanschnittes. Das Halfertigteil aus Betonplatte und Stahlbalken dient als Arbeitsfläche für die Anordnung sämtlicher Stabstähle inklusive Abstandhalter in der Rahmenecke und dem Aufbeton. Anschließend erfolgt die Betonage des zweiten Abschnittes nachdem die Randeinschalung der Rahmenecke errichtet ist. Erschwernisse dabei treten bei der Einbindung der Stahlträger in die Schalungsfläche auf. Dem Einbau und Aushärten des Betons folgt der Abbau sämtlicher temporärer Baumaßnahmen.

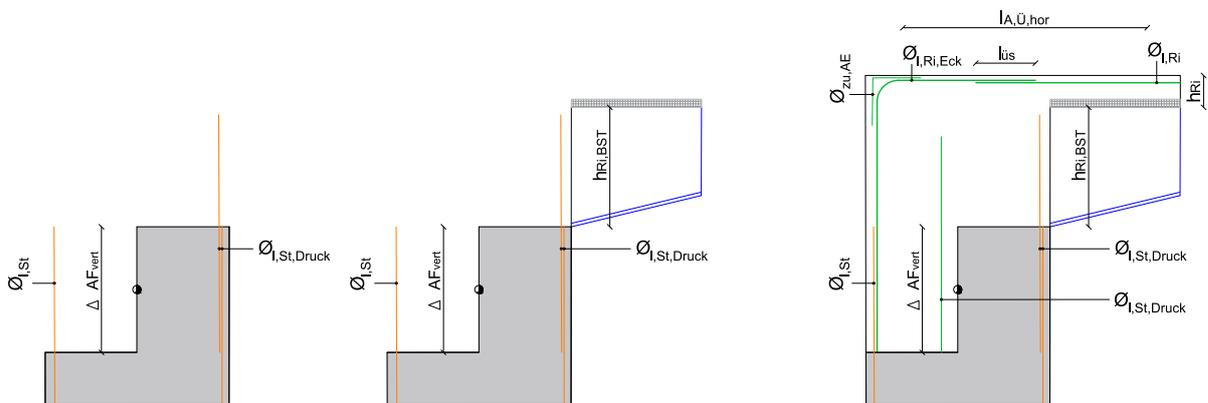


Abb. 4.19: Ablauf Ausführung 3

Ausführung 5: Stahlbetonquerschnitt mit horizontaler Arbeitsfuge bei Riegelanschnitt

Referenzen: RF9, RF10, RF11, RF12, RF13 & RF15

Eine der am häufigst auftretenden Bauverfahren für die Ausführung der Rahmenecke von integralen Brücken stellt ein Stahlbetonquerschnitt in Ortbeton mit einer ausschließlich horizontal verlaufenden Arbeitsfuge auf Höhe des Riegelanschnittes dar. Der Bewehrungskorb des ersten Betonierabschnittes besteht aus der Biegebewehrung im Rahmeneck $\varnothing_{l,St,Eck}$, der Druckbewehrung $\varnothing_{l,St,Druck}$ und der Verbügelung im Stiel. Die Herstellung der Schalung erweist sich als einfach, da die horizontale Arbeitsfuge keine Bügel kreuzt. Der Betoniervorgang erleichtert sich durch den Arbeitsfugenverlauf, da der Beton durch die schlichte Schalungsform in alle Eckbereiche fließen kann. Im Herstellungsschritt nach Fertigstellung des Widerlagers kragt die Biegebewehrung des Eckbereiches mit $l_{A,W,hor}$ horizontal aus. Eine weitere, temporäre Lagesicherung zu den konventionellen Abstandhaltern wird für die auskragende Biegebewehrung gebraucht. Der Aufbau der Deckenschalung bildet die Arbeitsfläche für die Bewehrungsarbeiten im Rahmeneck und Überbau. Die bereits in seiner Lage fixierte Biegebewehrung $\varnothing_{l,St,Eck}$ beeinträchtigt die Herstellung des Bewehrungnetzes mit der Druckbewehrung $\varnothing_{l,Ri,Druck}$, Biegebewehrung des Riegels $\varnothing_{l,Ri}$, Querbewehrung und Zusatzbewehrungen. Abschließend werden Rahmeneck und Überbau betoniert. Der Abbau der Überbauschalung beginnt nach der Verfestigung des Betons.

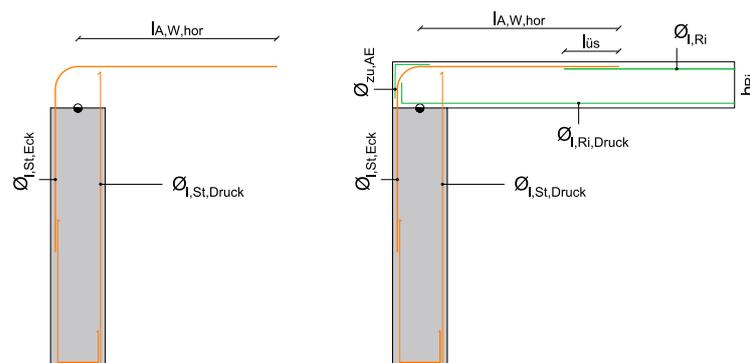


Abb. 4.21: Ablauf Ausführung 5

Ausführung 6: Stahlbetonquerschnitt mit tief im Widerlager liegender horizontalen Arbeitsfuge

Referenzen: RF14

Ein Stahlbetonquerschnitt im Überbau mit einer tief im Widerlager liegenden horizontalen Arbeitsfuge kann sich vor allem bei hohen Widerlagern zur Vermeidung großer Fallhöhen beim Betoneinbau ergeben. Das Bewehrungsgitter aus der Druckbewehrung $\varnothing_{l,St,Druck}$, Biegebewehrung $\varnothing_{l,Ri}$ und Bügel im Stiel ragt nach dem ersten Betonierabschnitt am Widerlager mit $l_{A,W,ver}$ vertikal und mit $l_{A,W,hor}$ horizontal aus dem Widerlager und erfordert temporäre Stabilisierungsmaßnahmen. Anschließend werden simultan die Schalungen von Widerlager und Überbau eingerichtet. Die Schalung dient als Bühne für die Herstellung des Bewehrungsnetzes und zur Anordnung von Abstandhaltern für Rahmeneck und Fahrbahnplatte. Nach dem Betoneinbau beim zweiten Abschnitt schließen die Ausschalarbeiten die Arbeiten an der Rahmenecke ab.

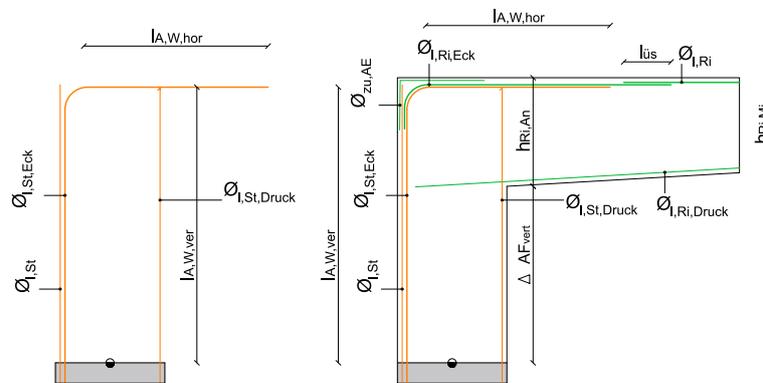


Abb. 4.22: Ablauf Ausführung 6

Ausführung 7: Stahlbetonquerschnitt mit horizontaler Arbeitsfuge bei Riegelanschnitt mit Stoß im Rahmeneck

Referenzen: RF16

Ausführungsvariante 7 ist geprägt durch einen großen Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} , welcher einen gestaffelten Stoß direkt im Rahmeneck zulässt. Der Bewehrungskorb im Widerlager aus Druckbewehrung $\varnothing_{l,St,Druck}$, der Biegebewehrung im Rahmeneck $\varnothing_{l,St,Eck}$, Bügel und Querbewehrung wird eingeschalt, sodass sich eine waagrechte Arbeitsfuge zwischen den Betonierabschnitten ausbildet. Der Betonage folgt nach der Aushärtungszeit das Ausschalen des Widerlagers und anschließend das Einschalen des Überbaus. Der große Biegerollenradius der Biegebewehrungen $\varnothing_{l,St,Eck}$ und $\varnothing_{l,Ri,Eck}$ erlaubt aufgrund des zusätzlichen Platzangebotes einen gestaffelten Stoß direkt im Rahmeneck. Es bietet sich durch das bewehrungslose Außeneck an, eine Konsole für die Schleppplatte anzuordnen, wobei an den Außenecken zusätzliche Winkeleisen notwendig werden. Bei einer Voute wird zu dieser parallel eine Zusatzbewehrung geführt. Dem Herstellen des Bewehrungskorbes läuft die Betonage des zweiten Betonierabschnittes mit Rahmeneck und Fahrbahnplatte hinterher. Abschließend erfolgen die Ausschalarbeiten im Rahmeneck und Überbau.

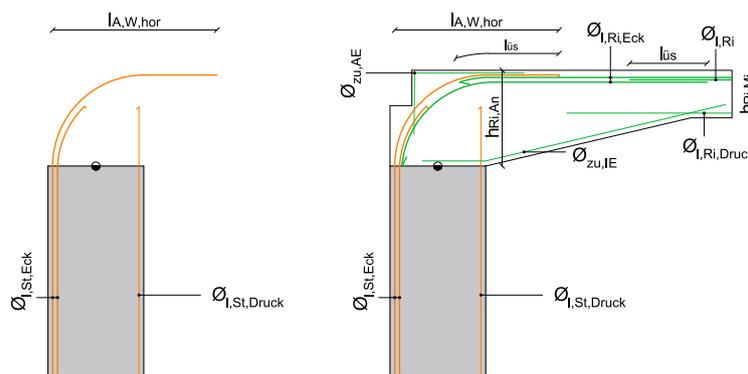


Abb. 4.23: Ablauf Ausführung 7

4.1.4 Bewertung des Bauablaufs

Die Bewertung des Bauablaufs erfolgt anhand Tabelle 4.4. Diese listet ausführungstechnischen Bewertungskategorien auf, welche wiederum in Vor- und Nachteile gegliedert sind. Tritt in der Ausführung eine Bewertungskategorie und ein damit implizierter Vorteile \oplus oder Nachteil \ominus auf, wird dieser in der jeweiligen Spalten der Ausführungsvariante mit einem Häkchen (\checkmark) vermerkt. Dieses Vorgehen bedeutet keine direkte Benotung, sondern zeigt Pro und Kontra auf. Ein Ranking würde dazu führen, dass nicht zwingend die beste Lösung der Referenzbrücken an erster Stelle steht, da keine Gewichtung der einzelnen Bewertungskriterien in dieser Arbeit stattfindet. Eine Gewichtung der Kategorien müsste wirtschaftliche Kriterien miteinbeziehen und somit zwingend zwischen Arbeits-, Ressourcen- und Materialaufwand unterscheiden. Nach Randbedingungen des Brückentragwerks wird sich stets eine andere Ausführungsvariante als optimal herausstellen.

Ausführungstechnische Bewertungskategorie	Vorteile \oplus und Nachteile \ominus der Ausführungsvarianten aus den Referenzen	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Stoßanordnung im Rahmeneck	\ominus beengte Platzverhältnisse im Rahmeneck für Bewehrungsverlegung	\checkmark	\checkmark		\checkmark			\checkmark
	\oplus keine oder nur geringe horizontale Auskragungslänge $l_{A,W,hor}$ der gebogenen Biegebewehrung im Rahmeneck in der Bauphase nach Herstellung des Widerlagers	\checkmark	\checkmark		\checkmark			\checkmark
Stoßanordnung in Nahbereich der Anschnitte, jedoch nicht im Rahmeneck	\ominus horizontale Auskragung der Biegebewehrung im Rahmeneck $l_{A,W,hor}$ nach Herstellung des Widerlagers benötigt eine zusätzliche Unterstellvorrichtung					\checkmark		
	\ominus Behinderung beim Einbau der untenliegenden Bewehrung des Überbaus und den Abstandhaltern durch horizontal auskragende Biegebewehrung $l_{A,W,hor}$					\checkmark		
	\oplus keine erforderliche Stoßanordnung bei beengten Platzverhältnissen im Rahmeneck			\checkmark		\checkmark	\checkmark	
Halbfertigteile in Verbund	\ominus bei auskragender Druckbewehrung aus Widerlager: temporäre Unterstellung an den Auflagerpunkten notwendig oder dementsprechend ausgenommene Fertigteile	\checkmark		\checkmark				
	\ominus zusätzliches Arbeitsgerät für die Positionierung der Halbfertigteile notwendig	\checkmark		\checkmark				
	\ominus zusätzliche Schalungsherstellung zwischen den Stahlträgern der Halbfertigteile	\checkmark		\checkmark				
	\ominus hohe Bewehrungsdichte bei der Konsole für die Stahlträger und somit schwieriges Verdichten des Betons	\checkmark		\checkmark				
	\oplus fungiert als verlorene Schalung	\checkmark		\checkmark				
	\oplus bildet gleichzeitig Arbeitsfläche für die Bewehrungsarbeiten	\checkmark		\checkmark				
	\oplus nur der Einbau von konventionellen Abstandhaltern erforderlich	\checkmark		\checkmark				
	\oplus aus der tieferliegenden Arbeitsfuge durch die Stahlträgerhöhe resultiert ein vertikaler Stoß im Rahmeneck und es kommt zu keiner horizontal auskragenden Biegebewehrung $l_{A,W,hor}$ nach Herstellung des Widerlagers: keine Stützmaßnahmen und keine Behinderung der Bewehrungsarbeiten am Überbau	\checkmark						

Ausführungstechnische Bewertungskategorie	Vorteile ⊕ und Nachteile ⊖ der Ausführungsvarianten aus den Referenzen	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Halbfertigteile in Stahlbeton	⊖ bei auskragender Druckbewehrung aus Widerlager: temporäre Unterstellung an Auflagerpunkten notwendig oder dementsprechend ausgenommene Fertigteile				✓			
	⊖ zusätzliches Arbeitsgerät für die Positionierung der Halbfertigteile notwendig				✓			
	⊕ fungiert als verlorene Schalung				✓			
	⊕ bildet gleichzeitig Arbeitsfläche für die Bewehrungsarbeiten				✓			
	⊕ nur der Einbau von konventionellen Abstandhaltern erforderlich				✓			
Lehrgerüst bzw. Überbauschalung	⊖ Ausführungsmöglichkeit abhängig von den Bodenverhältnissen	✓				✓	✓	✓
	⊖ erheblicher Mehraufwand der temporären Montagehilfskonstruktionen	✓				✓	✓	✓
	⊖ nur bei geringer Höhe des Überbaus über der darunterliegenden Gelände wirtschaftlich	✓				✓	✓	✓
	⊕ bildet gleichzeitig Arbeitsfläche für die Bewehrungsarbeiten	✓				✓	✓	✓
Horizontale Arbeitsfuge	⊖ bei einer im Stielanschnitt horizontalen verlaufenden Arbeitsfuge in Stahlbetonbauweise ist ein vertikaler Stoß im Widerlager nicht mehr möglich und die Stöße im Rahmeneck bzw. im Überbau benötigen eine große horizontale Auskragung $l_{A,W,hor}$ im Bauzustand nach Fertigstellung des Widerlagers					✓		
	⊕ einfache Schalung, ohne Durchführungen für Querkraftbewehrung	✓				✓	✓	✓
	⊕ keine sprunghaften Verbreiterungen im Widerlager und folglich geringerer Verdichtungsaufwand bei der Betonage	✓				✓	✓	✓
Arbeitsfuge mit vertikalem Sprung	⊖ eventuell Enlüftungsmaßnahmen bei Betonieren aufgrund komplizierter Schalungsform	✓	✓	✓				
	⊖ hoher Schalungsaufwand, um Querkraftbewehrung im Widerlager durch Schalung führen zu können	✓	✓	✓				
	⊕ Möglichkeit der vertikalen Stoßanordnung im Widerlager oder Stoßanordnung im Rahmeneck, ohne oder mit geringer horizontalen Auskragung der Biegebewehrung im Rahmeneck $l_{A,W,hor}$ nach Herstellung des Widerlagers	✓	✓	✓				
	⊕ ermöglicht eine Teilauflagerung der Halbfertigteile			✓	✓			
Tiefliegende Arbeitsfuge	⊖ Schalungsarbeit des Widerlagers muss in zwei Arbeitsschritten ausgeführt werden	✓	✓	✓			✓	
	⊕ geringe Fallhöhe beim Betonieren des Widerlagers	✓					✓	
	⊕ Biegebewehrung über das Rahmeneck kann in einem Arbeitsschritt mit der Überbaubewehrung verlegt werden und behindert damit nicht die Verlegearbeiten des Rippenstahls am Überbau	✓	✓	✓	✓		✓	
Sehr großer Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR}	⊖ Zusatzbewehrung bei hohem Biegerollenradius notwendig, um das Abplatzen der Außenecke zu unterbinden							✓
	⊕ genügend Übergreifungslänge in der Aufbiegung vorhanden, um den Stoß direkt im Rahmeneck gestaffelt versetzen zu können							✓
	⊕ Stoß im Rahmeneck verhindert eine große horizontale Auskragung der Biegebewehrung $l_{A,W,hor}$ im Bauabschnitt nach Herstellung des Widerlagers, womit keine Stützmaßnahmen notwendig werden und der Überbau ohne Behinderungen bewehrt werden kann							

Tab. 4.4: Vor- und Nachteile der Ausführungsvarianten im Bauablauf

4.1.5 Bewertung Traglast und Verformungsvermögen

Zu Beginn dieses Unterkapitels ist zu erwähnen, dass die Traglast und das Verformungsvermögen lediglich bei den Referenzobjekten in Stahlbetonweise betrachtet wurden. Hintergrund ist die Absicht, auch die alternative Bewehrungsführung in Stahlbetonweise auszuführen und die fehlende Vergleichbarkeit der Verbundtragwerke hinlänglich Traglast. Bezüglich Traglast und Verformungsvermögen kann nur eine qualitative Aussage zu der Bewehrungsführung der Referenzobjekte getroffen werden, da keine Statik zu den Referenzobjekten zur Verfügung gestellt wurde. Die Bewertung erfolgt anhand des Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} , der Wahl des mechanischen Bewehrungsgrades ω_s und der Übergreifungslänge $l_{\ddot{u}s}$ der Stöße in der Rahmenecke. Die Evaluierung des Verformungsvermögen findet in Tabelle 4.6 und der Traglast in Tabelle 4.7 statt. Die Vergleichswerte basieren auf den Erkenntnissen des Kapitels 2. Weiters findet ein Vergleich der Zusammenhänge von Biegeschlankheit λ_L , Bewehrungsgraden, Riegelhöhe im Anschnitt h_{Ri} und Stützweite l_{st} zwischen den Referenzobjekten aus Stahlbeton statt.

Zusammenhang Bewehrungsgrad, Biegeschlankheit, Riegelhöhe und Stützweite

Der mechanische Bewehrungsgrad $\omega_s = \omega_l$, der geometrische Bewehrungsgrad ϱ_l , die Biegeschlankheit der Überbauten λ_L und die Überbauhöhe h_{Ri} von sämtlichen Referenzprojekten in reiner Stahlbetonbauweise werden in den Abbildungen 4.24, 4.25, 4.27 und 4.26 miteinander verglichen und analysiert. Die Abszisse reiht die Referenzobjekte in aufsteigender Stützweite l_{st} bzw. Schlankheit λ_L . Der Bewehrungsgrad (ω_l , ϱ_l) in den Diagrammen richtet sich nach der Formel 2.3, spricht eine Betonflächenermittlung A_c mit der Querschnittshöhe h_{Ri} .

Ein angemessener Vergleich in den Abbildungen 4.24 und 4.25 erfordert eine Anpassung der Vergleichsquerschnitte. Dieser liegt grundsätzlich im Riegelanschnitt und wird mit einem Punkt (●) dargestellt. Brücken mit Vouten verzeichnen eine zweite Markierung per Kreuz (×), hierbei ist der Bezugsquerschnitt am Ende der Voute. Überbauten mit einer über die gesamte Stützweite gebogenen Gradienten, bekommen ebenfalls eine zweite Referenzhöhe zugewiesen. Diese ist der Mittelwert der Riegelhöhe im Anschnitt und in der Feldmitte. Solche Werte werden mit einem Dreieck (▲) markiert.

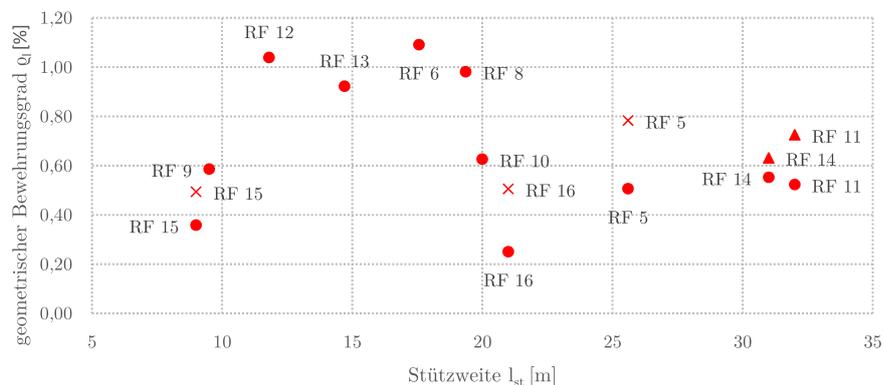


Abb. 4.24: Geometrischer Bewehrungsgrad ϱ_l in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

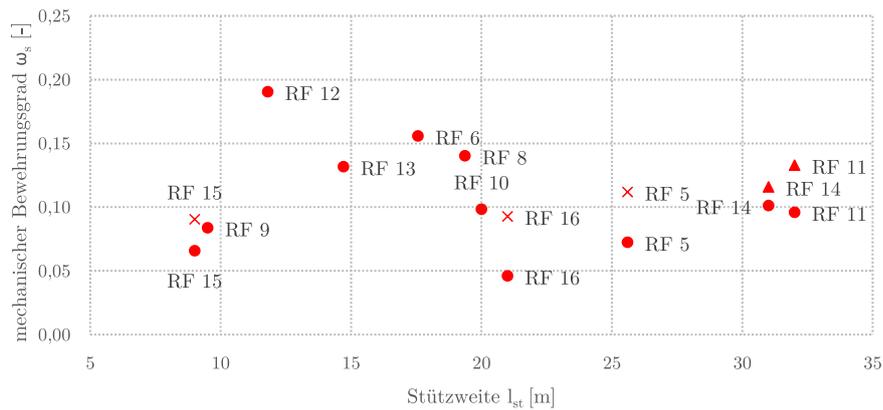


Abb. 4.25: Mechanischer Bewehrungsgrad $\omega_s = \omega_l$ in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

Die Unterschiede zwischen 4.24 und 4.25, sprich zwischen geometrischen ϱ_l und mechanischen Bewehrungsgrad ω_l , werden nur beim Vergleich zwischen Referenzobjekten unterschiedlicher Beton- oder Stahlgüte ersichtlich. Die Verwendung der Stahlgüte B 550B in Österreich erhöht den mechanischen Bewehrungsgrad ω_l im Verhältnis zu den deutschen Referenzobjekten, obwohl zumeist eine geringere Betongüte eingesetzt wird. Abbildung 4.24 zeigt deutlich streuende Werte beim geometrischen Bewehrungsgrad ϱ_l und keine eindeutige Korrelation mit der Stützweite l_{st} . Beim Sondieren der Randbedingungen aller Referenzobjekte fällt auf, dass die auf der Ordinate tief liegenden Brücken (RF5, RF11, RF14, RF15 und RF16) Vouten oder Bögen besitzen. Die Voute führt zu hohen Betonquerschnitten im Anschnitt, woraus geringe Bewehrungsgrade in den Anschnitten entstehen. Die Bewehrungsgrade dieser Referenzobjekte mit adaptierter Querschnittshöhe (×▲) reihen sich in den Durchschnitt ein. Eine eindeutige Korrelation zu der Stützweite l_{st} gibt es für die Bewehrungsgrade nicht, dennoch liegt der geometrische Bewehrungsgrad ϱ_l bei den Referenzbauwerken in Stahlbeton zwischen 0,4 und 1,0 %. Vouten oder eine bögenförmige Gradienten der Überbauunterkante werden bei Bahnbrücken (RF5 und RF15) und bei Stützweiten ab 20 m im Rahmen der Referenzen (RF5, RF11, RF14 und RF16) eingesetzt. Das Objekt RF12 hat durch das statische System als Durchlaufträger eine geringe Überbauhöhe h_{Ri} , welche zu einem hohen geometrischen Bewehrungsgrad ϱ_l führt.

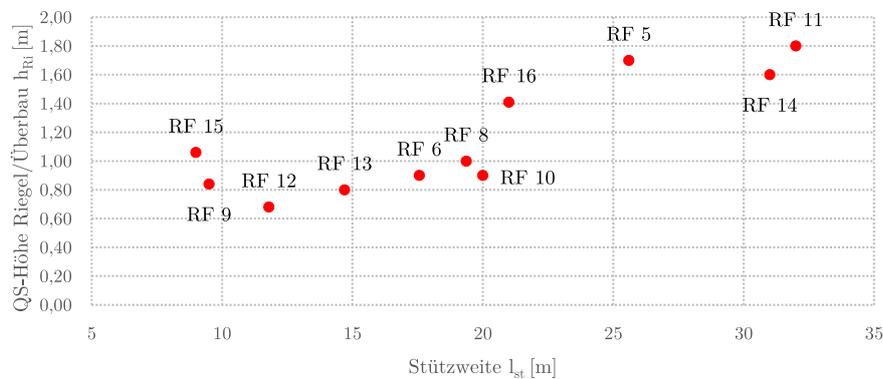


Abb. 4.26: Querschnittshöhe des Überbaus h_{Ri} im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

Die Höhe des Überbauquerschnittes im Anschnitt steigt annähernd linear mit der Stützweite l_{st} an (siehe Abbildung 4.26). Die Objekte RF5 und RF15 reißen leicht nach oben aus. Dies rührt aus den vorhandenen Vouten und dem Lastmodell LM71 für den Bahnverkehr. Die größere Riegelhöhe bei RF16 rührt aus der stark ausgeführten Voute.

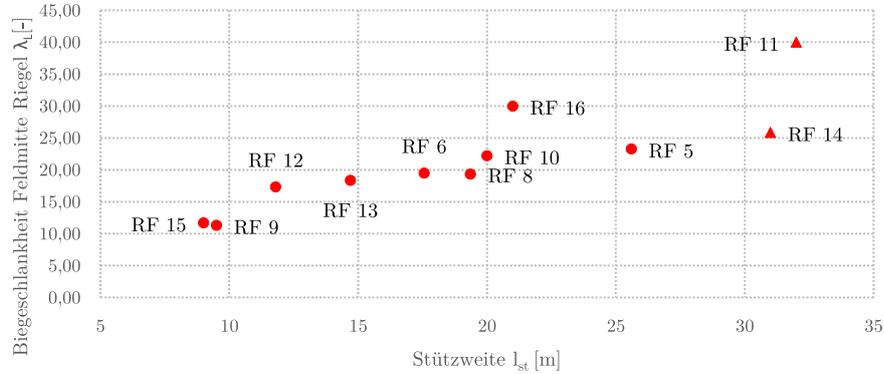


Abb. 4.27: Biegeschlankheit des Überbaus λ_L in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

Die Biegeschlankheit λ_L von einfeldrigen Brücken mit einem Vollplattenquerschnitt beträgt bei konventionellen Brücken zwischen 12 bis 15. Rahmensysteme oder Durchlaufsysteme ermöglichen höhere Schlankheiten. Querschnitte für Bahnbrücken fallen in der Regel gedrungener aus, wie in Abbildung 4.27 bei RF5 und RF15 ersichtlich. Die Biegeschlankheit in Abbildung 4.27 bezieht sich auf die Feldmitte und ergibt sich nach Formel 5.1. Dies führt bei Tragwerken mit einer gebogenen Gradienten (RF11, RF14) oder stark ausgeprägten Vouten (RF16) zu großen Schlankheiten. RF9 besitzt für eine integrale Straßenbrücke eine äußerst geringe Biegeschlankheit von 11,3. Zusammenfassend zeichnet sich in Abbildung 4.27 ein linearer Anstieg über die Stützweite l_{st} ab.

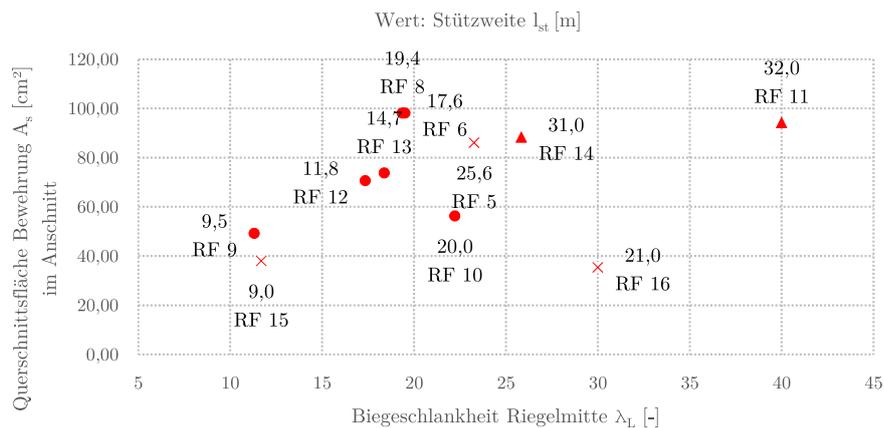


Abb. 4.28: Querschnittsfläche der Bewehrung A_s im Anschnitt in Abhängigkeit der Biegeschlankheit des Überbaus unter Angabe der Stützweite l_{st}

Abbildung 4.28 verdeutlicht den Anstieg der Querschnittsfläche der Biegebewehrung A_s mit zunehmender Biegeschlankheit λ_L . Die Ausreißer RF11, RF14 und RF16 begründen sich durch

ihre hohe Biegeschlankheit λ_L aufgrund von gebogenen Gradienten bzw. stark ausgeprägten Vouten.

Querschnittstragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad

Die Querschnittsbemessung mit dem Programm INCA2 unterliegt der Annahme eines lichten vertikalen Abstand zwischen den Bewehrungslagen im Riegelanschnitt von 5,0 cm. Der Wert berechnet sich mittels Gleichung 4.1 aus dem Eurocode 2 [9]. Der größte verwendete Stabdurchmesser \varnothing_s bei den Stahlbetonreferenzbrücken beträgt 30 mm. Der Größtkorndurchmesser \varnothing_{GK} ist mit 32 mm konservativ angesetzt. Die hohe statische Nutzhöhe d bei den Projekten RF5, RF11, RF14, RF15 und RF16 rührt aus den angebrachten Vouten.

$$a_{min} = \max \left\{ \begin{matrix} 10 \varnothing_{GK} \\ 20 \text{ mm} \\ 1,4 \varnothing_s \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 10 \cdot 32 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \\ 1,4 \cdot 30 \text{ mm} \end{matrix} \right\} = 42 \text{ mm} \quad [9] \quad (4.1)$$

- a ... lichter Abstand zwischen Bewehrungslagen
- \varnothing_{GK} ... Durchmesser des Größtkorns

Ref#	c_{nom} [cm]	\varnothing_{quer} [mm]	a [cm]	$\varnothing_{l,Eck-e}$ [mm]-[cm]	$A_{s,Eck}$ [cm ² /m]	$\varnothing_{l,Ri,Druck-e}$ [mm]-[cm]	$A_{s,Druck}$ [cm ² /m]	$\frac{A_{s,Druck}}{A_{s,Eck}}$ [%]	d [cm]	d_{BQ} [cm]
5	5,5	25	5,0	28-10	61,6	25-10	49,1	57	158,4	98,4
				25-20	24,5					
6	4,5	20	5,0	25-10	49,1	25-20	49,1	50	78,5	-
				25-10	49,1	25-20				
8	5,0	20	11,0	25-10	49,1	28-10	61,6	63	85,0	-
				25-10	49,1					
9	5,0	20	5,0	28-12,5	49,3	25-12,5	39,3	80	75,6	-
10	4,0	26	5,0	26-15	35,4	26-15	35,4	63	79,4	-
				20-15	20,9					
11	4,0	20	5,0	30-15	47,1	20-15	20,9	22	168,5	118,5
				30-15	47,1					
12	4,0	20	5,0	30-10	70,7	30-20	35,3	50	60,5	-
13	4,5	20	5,0	28-15	41,4	28-15	41,1	56	68,7	-
				25-15	32,7					
14	4,0	16	5,0	30-15	47,1	30-15	47,1	53	149,2	129,2
				26 bzw. 30-30	41,3					
15	4,0	16	5,0	10-30	2,6	16-15	13,4	35	93,6	64,6
				26-15	35,4					
16	4,5	16	5,0	26-15	35,4	16-15	13,4	38	133,6	62,6

Tab. 4.5: Angaben zum Querschnitt im Riegelanschnitt und maßgebenden Bezugsquerschnitt bei Referenzobjekten in Stahlbetonbauweise

- \varnothing_{quer} ... Stabdurchmesser der Querbewehrung im Überbau
- a ... lichter Stababstand zwischen den Lagen der Biegebewehrung
- $\varnothing_{l,Eck}$... Stabdurchmesser der Biegebewehrung an Oberseite des Riegelanschnitts

- $\varnothing_{l,Ri,Druck}$... Stabdurchmesser der Druckbewehrung an Unterseite des Riegelanschnitts
- e ... Stababstand einer Position
- d ... statische Nutzhöhe direkt im Riegelanschnitt
- d_{BQ} ... statische Nutzhöhe im Bezugsquerschnitt
 gevoutetes Tragwerk: Querschnitt direkt nach Voute
 Tragwerk mit gebogener Gradiente: Querschnittshöhe Mittel aus
 Riegelhöhe in Anschnitt und Feldmitte

Tabelle 4.6 gibt zum einen die Daten von Tabelle 4.3 wieder, zum anderen zeigt sie spezifische Grenzwerte aus der Literatur des Kapitels 2 und ob diese erfüllt werden. Nach den numerischen Untersuchungen von Akkermann [5] und den Versuchen nach Luo [28] resultiert aus einem Verhältnis von Biegerollendurchmesser zu statischer Nutzhöhe \varnothing_{BR}/d von rund 1,00 die höchste plastische Rotation Θ_{pl} . Weiters kann nach Luo [28] die Biegetragfähigkeit der angeschlossenen Bauteile bei einem Verhältnis von $\varnothing_{BR}/d > 0,60$ ausgenutzt werden. Die Variation der Biegerollendurchmesser bei den numerischen Untersuchungen nach Akkermann [5] zeigen bei kleinen Biegerollendurchmesser ($\lesssim 15\varnothing_s$) eine Lokalisierung der Druckstrebe.

Im späteren Kapitel 4.1.6 findet eine genauere Untersuchung der Übergreifungslängen bei Stößen nach Eurocode [9] statt. An diesem Punkt wird die Einhaltung der Übergreifungslänge nach Stroband [27] untersucht, um negative Auswirkungen eines Übergreifungsstoßes im Rahmeneck im Vergleich zur Anordnung von Schlaufenstößen oder stoßfreien Rahmenecken zu vermeiden. Hierbei wird mindestens ein Verhältniswert zwischen Übergreifungslänge im Rahmeneck $l_{\ddot{u}s,RE}$ und Stabdurchmesser $\varnothing_{s,max}$ von 50 gefordert.

Ref#	\varnothing_{BR} [mm]	$\varnothing_{BR,bez}$ [mm]	$\frac{\varnothing_{BR}}{d}$ [-]	> 0,60 Biegetrag- fähigkeit	~ 1,00 plastische Rotation	> 15 \varnothing_s Druck- streben	$l_{\ddot{u}s,RE}$ [cm]	$\frac{l_{\ddot{u}s,RE}}{\varnothing_{s,max}}$ [-]	≥ 50
5	630 700	25 \varnothing_s	0,44	✗	✗	✓	124	44	✗
6	500	20 \varnothing_s	0,64	✓	✗	✓	280	112	✓
8	620	25 \varnothing_s	0,73	✓	✗	✓	245	98	✓
9	420	15 \varnothing_s	0,56	✓	✗	✗	-	-	-
10	390	15 \varnothing_s	0,49	✗	✗	✗	-	-	-
11	600	20 \varnothing_s	0,36	✗	✗	✓	240	80	✓
12	600	20 \varnothing_s	0,99	✓	✓	✓	-	-	-
13	550 670	22 \varnothing_s 24 \varnothing_s	0,80 0,98	✓ ✓	✗ ✓	✓ ✓	221	79	✓
14	660	25 \varnothing_s 22 \varnothing_s	0,44	✗	✗	✓	240	80	✓
15	200 560	20 \varnothing_s 22 \varnothing_s	0,21 0,60	✗ ✓	✗ ✗	✓ ✓	-	-	-
16	2680	100 \varnothing_s	2,00	✓	✗	✓	157	60	✓

Tab. 4.6: Vergleich Referenzobjekte: Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} und Übergreifungslänge im Rahmeneck $l_{\ddot{u}s,RE}$ mit der Literatur

- $l_{\ddot{u}s,RE}$... Übergreifungslänge für die Stoßanordnung direkt im Rahmeneck
- ✓ ... Grenzwert erfüllt
- ✗ ... Grenzwert nicht erfüllt

Während die Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} bei zumindest 55 % der Referenzen aus Stahlbeton so gewählt wurden, dass die Biegetragfähigkeit der benachbarten Bauteile ausgenutzt werden können, besitzen nur zwei Tragwerke von ihnen (18 %) den optimalen Biegerollendurchmesser hinsichtlich der plastischen Rotation. Eine Lokalisierung der Betondruckstrebe im Rahmeneck tritt unter Umständen bei zwei Brücken auf. Bei den restlichen Objekten (73%) rührt aus dem hohen Biegerollendurchmesser die Ausbildung mehrerer Druckstreben. Die geringe Übergreifungslänge $l_{üs,RE}$ des Stoßes im Rahmeneck bei RF 5 könnte nach Stroband [27] die plastische Rotation im Vergleich mit einer stoßfreien Bewehrungsecke vermindern.

Der mechanische Bewehrungsgrad $\omega_{s,m,d}$ berechnet sich nach Formel 2.4, dabei wird Bezug auf die statisch wirksame Fläche mit der Höhe d und die Materialmittelwerte genommen. Tabelle 4.7 zeigt die Bewehrungsmengen der Biegebewehrung im Rahmeneck, aufgeteilt in ihre Lagen $A_{s,Eck}$. Dasselbe gilt für die Druckbewehrung im Anschnitt und im Bezugsquerschnitt des Überbaus $A_{s,Druck}$. Anschließend folgt die Ermittlung des optimalen Bewehrungsgrades $\omega_{s,m,d,opt}$ mittels INCA2. Die Definition hierzu findet sich in Kapitel 2. Grundsätzlich geht der Ermittlung des optimalen Bewehrungsgrades für die plastische Rotation die Annahme einer maximalen Betonrandstauchung $\epsilon_{c,lim}$ von 3,5 ‰ und eines maximalen Dehnvermögens des Stahls von $\epsilon_{su}=50‰$ einher. Die zugehörigen Materialeigenschaften beschränken sich für die Referenzen auf Stahl der Güte B 500B bzw. B 550B und Beton der Festigkeitsklassen C30/37 bzw. C35/45. Die zugehörigen Angaben sind in Kapitel 2.3.2 festgehalten. Das betrachtete Materialverhalten des Betons liegt unter diesen Annahmen auf der konservativen Seite, da sich ein mehraxialer Druck im unteren Bereich des Riegelanschnittes, also an der Innenecke, einstellen wird. Dieser günstig wirkende Umstand resultiert aus einem ebenen Dehnungszustand, weil sich das Plattentragwerk durch die große Ausprägung in Tiefriechung nicht unbehindert verformen kann. Die Veränderung des Bewehrungsgrades bis zu einem Optimum ging unter der Voraussetzung von statten, dass sich die Biegebewehrung in jeder Lage $A_{s,Eck}$ und die Druckbewehrung $A_{s,Druck}$ immer im selben Verhältnis zueinander ändern. In anderen Worten entspricht das Verhältnis $A_{s,Eck}$ zu $A_{s,Druck}$ jenem von $A_{s,Eck,opt}$ zu $A_{s,Druck,opt}$.

Ref#	$M_{Rd,Ri}$ [MNm/m]	$A_{s,Eck}$ [cm ² /m]	$A_{s,Eck,opt}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck,opt}$ [cm ² /m]	$\omega_{s,m,d}$ [-]	$\omega_{s,m,d,opt}$ [-]
5	7,60	61,6 24,5	43,1 17,2	49,1	34,4	0,06889	0,04585
6	3,94	49,1	10,8	24,6	5,4	0,15855	0,03471
8	4,34	49,1	12,5	61,6	15,8	0,14643	0,03728
9	2,01	49,3	16,5	39,3	13,2	0,08265	0,02766
10	2,63	35,4 20,9	13,5 7,9	35,4	13,5	0,09877	0,03754
11	9,51	47,1 47,1	27,4 27,4	20,9	12,1	0,08812	0,05117
12	2,37	70,7	12,0	35,3	6,0	0,18421	0,03127
13	2,63	41,4 32,7	9,9 7,8	41,1	9,9	0,13671	0,03265
14	7,94	47,1 41,3	26,9 23,5	47,1	26,9	0,09340	0,05325
15	2,17	2,6 35,4	2,0 27,3	13,4	10,3	0,06400	0,04934
16	2,99	35,4	42,5	13,4	16,1	0,04177	0,05014

Tab. 4.7: Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M im Anschnitt

Ref#	$M_{Rd,Ri,BQ}$ [MNm/m]	$A_{s,Eck,BQ}$ [cm ² /m]	$A_{s,Eck,BQ,opt}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck,BQ}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck,BQ,opt}$ [cm ² /m]	$\omega_{s,m,d,BQ}$ [-]	$\omega_{s,m,d,BQ,opt}$ [-]
5	4,49	61,6 24,5	20,0 8,0	49,1	16,0	0,11090	0,03610
11	6,47	47,1 47,1	19,7 19,7	20,9	8,8	0,12531	0,0,05236
14	6,78	47,1 41,3	22,5 19,7	47,1	22,5	0,10785	0,05140
15	1,45	2,6 35,4	1,2 16,7	13,4	6,3	0,09272	0,04382
16	1,31	35,4	14,9	13,4	5,6	0,08914	0,03747

Tab. 4.8: Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M im Bezugsquerschnitt BQ

BQ ... Indizes *BQ* bezieht sich auf Querschnittswerte im Bezugsquerschnitt:
 gevoutetes Tragwerk: Querschnitt direkt nach Voute
 Tragwerk mit gebogener Gradiente: Querschnittshöhe Mittel aus Riegelhöhe in Anschnitt und Feldmitte

Die Ergebnisse des optimierten mechanischen Bewehrungsgrades $\omega_{s,m,d,opt}$ für eine Betongrenzstauchung von $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ ergeben unter reiner Momentenbelastung mit Ausnahme von Projekt RF16 stets niedrigere Werte als der in den Referenzen gewählte mechanische Bewehrungsgrad $\omega_{s,m,d}$. Dies rührt aus dem hohen Querschnitt durch die Voute. Die Tabellen 4.8 und 4.10 zeigen, dass im Bezugsquerschnitt, also nach der Voute, auch im Falle von RF16 eine Verminderung des Stahlquerschnitts A_s für den optimalen Bewehrungsgrad nötig wird.

Tabelle 4.9 entspricht weitgehend Tabelle 4.7 mit dem Unterschied einer zusätzlichen Drucknormalkraft zum negativen Moment als Einwirkung. Die Normalkraft N im Riegel beim Rahmentragwerken ergibt sich nach dem Moment und dem Verhältnis $\frac{N_{Rd,Ri}}{M_{Rd,Ri}}$ von 0,33. Die Drucknormalkraft N erhöht dabei die Betondruckspannungen des Betons, womit die Betonranddehnungen steigt und die Zugkräfte in der Bewehrung sinken. Die geringere Zugkraft in der Bewehrung erfordert eine kleinere Stahlfläche A_s , weshalb sich optimierte Bewehrungsgrad $\omega_{s,m,d,opt}$ weiter reduziert. Die Schnittkräfte der integralen Vergleichbrücke in Kapitel 5.6 bestätigen dieses Verhältnis zwischen Normalkraft und Moment im Rahmenriegelanschnitt. Weiters beschreibt Schröckmayr [38] ähnliche Verhältnisse zwischen Moment und Normalkraft im Riegel. Folglich ist bei allen Objekten von einem Versagen der Betondruckzone auszugehen.

Ref#	$M_{Rd,Ri}$ [MNm/m]	$N_{Rd,Ri}$ [MN]	$A_{s,Eck}$ [cm ² /m]	$A_{s,Eck,opt}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck,opt}$ [cm ² /m]	$\omega_{s,m,d}$ [-]	$\omega_{s,m,d,opt}$ [-]
5	9,74	3,21	61,6 24,5	24,6 9,8	49,1	19,6	0,06889	0,02753
6	4,37	1,44	49,1	8,8	24,6	4,4	0,15855	0,02842
8	4,94	1,63	49,1 49,1	10,3 10,3	61,6	12,9	0,14643	0,03072
9	2,25	0,74	49,3	14,3	39,3	11,4	0,08265	0,02397
10	2,96	0,98	35,4 20,9	11,0 6,5	35,4	11,0	0,09877	0,03070
11	12,15	4,01	47,1 47,1	15,1 15,1	20,9	6,7	0,08812	0,02805
12	2,56	0,85	70,7	10,6	35,3	5,3	0,18421	0,02762
13	2,91	0,96	41,4 32,7	8,9 6,9	41,1	8,9	0,13671	0,02915
14	9,94	3,28	47,1 41,3	16,0 14,0	47,1	16,0	0,09340	0,03170
15	2,52	0,83	2,6 35,4	1,5 20,5	13,4	7,8	0,06400	0,03705
16	3,70	1,22	35,4	26,9	13,4	10,2	0,04177	0,03174

Tab. 4.9: Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M und N bei $\frac{N_{Rd,Ri}}{M_{Rd,Ri}}$ von 0,33 im Anschnitt

Ref#	$M_{Rd,Ri,BQ}$ [MNm/m]	$N_{Rd,Ri,BQ}$ [MN]	$A_{s,Eck,BQ}$ [cm ² /m]	$A_{s,Eck,BQ,opt}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck,BQ}$ [cm ² /m]	$A_{s,Druck,BQ,opt}$ [cm ² /m]	$\omega_{s,m,d,BQ}$ [-]	$\omega_{s,m,d,BQ,opt}$ [-]
5	5,20	1,72	61,6 24,5	15,5 6,2	49,1	12,4	0,11090	0,02794
11	7,59	2,50	47,1 47,1	12,4 12,4	20,9	5,5	0,12531	0,03291
14	8,20	2,71	47,1 41,3	14,1 12,4	47,1	14,1	0,10785	0,03227
15	1,60	0,53	2,6 35,4	1,0 13,8	13,4	5,2	0,09272	0,03609
16	1,43	0,47	35,4	12,5	13,4	4,7	0,08914	0,03153

Tab. 4.10: Referenzobjekte: Tragfähigkeit und optimaler Bewehrungsgrad für plastische Rotation unter M und N bei $\frac{N_{Rd,Ri}}{M_{Rd,Ri}}$ von 0,33 im Bezugsquerschnitt

4.1.6 Normative Abweichungen

Bezüglich normativer Abweichungen wird der Schwerpunkt auf Einhaltung von Übergreifungslängen bei Bewehrungsstößen, Mindestbiegeradien und Mindestbetondeckung gelegt. Die indikative Mindestfestigkeitsklasse ist in Österreich nach Anhang E des Eurocodes [9] die Druckfestigkeit C30/37, wobei sich diese nach nationalem Anhang [21] nach der geforderten Dauerhaftigkeit richtet. In Deutschland benötigt es die Festigkeitsklasse C35/45, um den Anforderungen bezüglich indikativer Mindestfestigkeitsklasse nach nationalem Anwendungsdokument [45] zu entsprechen. Die Mindestfestigkeitsklassen sind somit bei allen Referenzobjekten eingehalten.

Die **Betondeckung** wird anhand der geforderten Expositionsklassen des Überbaus, der am Standort gültigen Norm und der Nutzungsdauer bestimmt. Den Überbauten der Referenzbrücken wird unterstellt, dass die Expositionsklassen XC4 (wechselnd nass und trockene Oberfläche), XF2 (mäßige Wassersättigung mit Taumitteln) und XD1 (mäßige Feuchte durch chloridhaltigen Sprühnebel) aus der Umwelt einwirken. Die Annahme von XF2 scheint für horizontale Bauteile im Straßenverkehr ungenügend. Diese ist durch den Einsatz einer Fahrbahnabdichtung gerechtfertigt.

Der nationale Anhang in Deutschland [45] legt anhand Erfahrungen die Anforderungsklasse für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren auf S3 fest. Die Anforderungsklasse wird durch den Eurocode [9] aufgrund der erhöhten Nutzungsdauer von 100 Jahren unter zugrunde liegen der Expositionsklasse XD1 und der Deklaration als plattenförmiges Bauteil auf S4 modifiziert. Tabelle 4.4N aus [9] empfiehlt bei der Anforderungsklasse S4 und der Expositionsklasse XD1 eine Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ von 35 mm. Als additives Sicherheitselement $\Delta c_{dur,\gamma}$ schlägt der Eurocode [9] den Wert von 0 mm vor, währenddessen der nationale Anhang in Deutschland 10 mm fordert. Die Verwendung von rostfreien Stahl ist bei keinem der Referenzobjekte ersichtlich, weshalb $\Delta c_{dur,st}$ mit 0 mm gewählt wird. Die Fahrbahnabdichtung wird als dauerhaft, rissüberbrückende Beschichtung angenommen, womit $\Delta c_{dur,add}$ 10 mm nach deutschem Anwendungsdokument [45] ist. Das Vorhaltemaß Δc_{dev} ist in Deutschland nach Anwendungsdokument 15 mm, nach dem Eurocode [9] hingegen mit 10 mm empfohlen. Das Nennmaß der Mindestbetondeckung für die Referenzobjekte in Deutschland ergibt sich nach Gleichung 4.2 und 4.3 zu $c_{nom} = 50$ mm.

Das nationale Anwendungsdokument in Österreich [21] gibt nach Tabelle 3 bei einer Expositionsklasse von XD1 eine Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ von 30 mm an. Aufgrund der planmäßigen Nutzungsdauer von 100 Jahren bei Brückentragwerken, erhöht sich $c_{min,dur}$ auf 35 mm. [21] $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ und $\Delta c_{dur,add}$ sind nach Eurocode und nationalen Anhang [9, 21] mit 0 mm zu wählen. Das Vorhaltemaß Δc_{dev} darf in Österreich mit 5 mm angenommen werden. [21] Es ergibt sich ein Nennmaß der Mindestbetondeckung für die Referenzbrücken in Österreich von $c_{nom} = 40$ mm.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad [9] \quad (4.2)$$

mit:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10\text{mm} \end{array} \right\} \quad [9] \quad (4.3)$$

- c_{nom} ... Nennmaß der Betondeckung
- c_{min} ... Mindestbetondeckung
- $c_{min,b}$... Mindestbetondeckung aus dem Verbundkriterium - Stabdurchmesser \varnothing_s
- $c_{min,dur}$... Mindestbetondeckung aus den Umgebungsbedingungen
- $\Delta c_{dur,\gamma}$... additives Sicherheitselement
- $\Delta c_{dur,st}$... Verringerung der Mindestbetondeckung wegen Verwendung rostfreien Stahls
- $\Delta c_{dur,add}$... Verringerung der Mindestbetondeckung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen
- Δc_{dev} ... Vorhaltemaß

Die Diagramme 4.29 und 4.30 zeigen die Überschreitung und Unterschreitung des normativ geforderten Nennmaß der Betondeckung c_{nom} durch die Angaben aus den Plänen der Referenzprojekte. Während die horizontalen Striche den geforderten Normwert darstellen, geben die nach oben (über Normwert) bzw. nach unten (unter Normwert) gerichteten Balken die Differenz zwischen Norm und Projekt an.

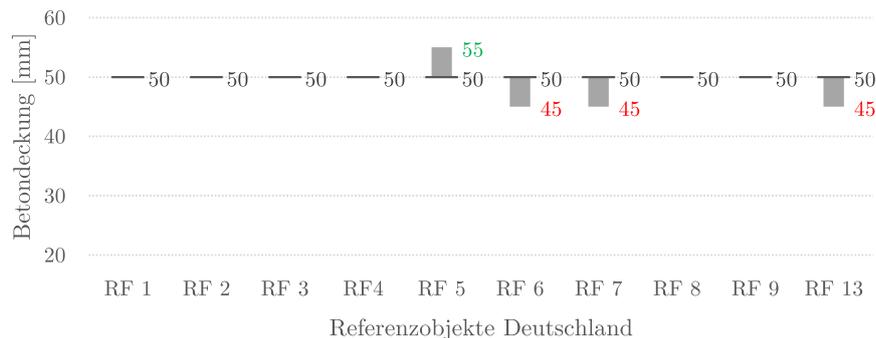


Abb. 4.29: Abweichung zur normativen Mindestbetondeckung Referenzobjekte Deutschland

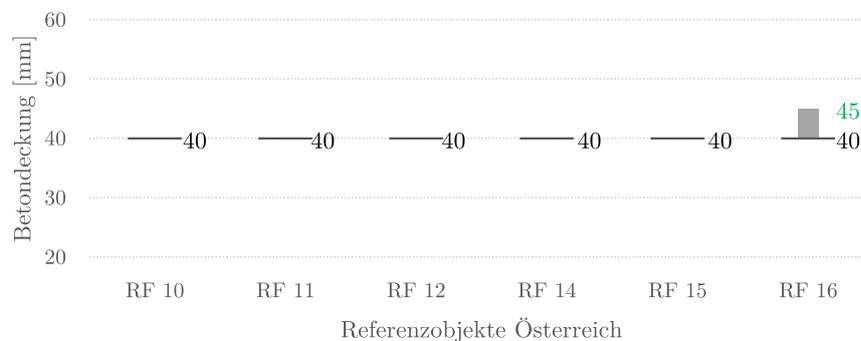


Abb. 4.30: Abweichung zur normativen Mindestbetondeckung Referenzobjekte Österreich

Der Großteil der gewählten Nennmaße für die Betondeckung c_{nom} stimmen mit dem Regulativ der Normenwerke überein. Während Referenzobjekt 5 mit 55 mm auf der konservativen Seite liegt, besitzen Referenzobjekt 6,7 und 13 mit 45 mm eine geringere Betondeckungen als die Norm in Deutschland vorgibt. Ein möglicher Grund ist die Entscheidung des Tragwerkplaners das Vorhaltemaß Δc_{dev} nach der Empfehlung des Eurocodes [9] mit 10 mm anstatt nach dem nationalen Anhang [45], mit 15 mm zu wählen. Die Referenzobjekte in Österreich entsprechen bei der Betondeckung des Überbaus [21], lediglich Referenzobjekt 16 besitzt mit 45 mm eine höhere Betondeckung.

Die Norm gibt empfohlene Mindestwerte für den **Biegerollendurchmesser** vor, um Stahl-schäden durch das Biegen oder Betonschäden durch die hohen Umlenkkräfte zu vermeiden. Präzise Angaben hierzu sind vor allem in den nationalen Anwendungsdokumenten zu finden. In Deutschland gelten nach DIN [45] je nach Betondeckung rechtwinkelig zur Biegeebene $c_{nom\perp}$ folgende Mindestbiegerollendurchmesser $\varnothing_{BR,min}$:

- $\varnothing_{BR,min} = 10\varnothing_s$ für $c_{nom\perp} > 100$ mm und $c_{nom\perp} > 7\varnothing_s$
- $\varnothing_{BR,min} = 15\varnothing_s$ für $c_{nom\perp} > 50$ mm und $c_{nom\perp} > 3\varnothing_s$
- $\varnothing_{BR,min} = 20\varnothing_s$ für $c_{nom\perp} \leq 50$ mm oder $c_{nom\perp} \leq 3\varnothing_s$

Alle betrachteten deutschen Referenzprojekte benötigen somit für eine konforme Ausführung einen Mindestbiegerollendurchmesser $\varnothing_{BR,min}$ von $20\varnothing_s$. In Österreich sind nach nationalem Anhang [21] in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse, der Betondeckung rechtwinkelig zur Biegeebene der gebogenen Stabstähle a_1 und dem Stababstand a_2 Mindestbiegerollendurchmesser $\varnothing_{BR,min}$ einzuhalten. Die Festlegung der Werte a_1 und a_2 berücksichtigt nur gebogene Stäbe. Der Minimalwert zwischen a_1 und a_2 muss größer ausfallen als der doppelte oder vierfache Stabdurchmesser \varnothing_s , um einen geeigneten Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} zu wählen und somit ein Betonversagen aufgrund der Umlenkkräfte zu vermeiden. Der maßgebende Minimalwert resultiert bei den Referenzprojekten aus dem Wert a_1 , sprich der Betondeckung. Folgende Mindestbiegerollendurchmesser $\varnothing_{BR,min}$ ergeben sich unter den angegebenen Bedingungen:

- $\varnothing_{BR,min} = 15\varnothing_s$ für $\min\{a_1; a_2\} \geq 4\varnothing_s$ bei einer Betonfestigkeitsklasse größer C20/25
- $\varnothing_{BR,min} = 20\varnothing_s$ für $\min\{a_1; a_2\} \geq 2\varnothing_s$ bei einer Betonfestigkeitsklasse größer C20/25
- $\varnothing_{BR,min} = 20\varnothing_s$ für $\min\{a_1; a_2\} \geq 4\varnothing_s$ bei einer Betonfestigkeitsklasse bis C20/25
- $\varnothing_{BR,min} = 25\varnothing_s$ für $\min\{a_1; a_2\} \geq 2\varnothing_s$ bei einer Betonfestigkeitsklasse bis C20/25

Von den in Österreich ausgeführten Tragwerken darf für eine konforme Ausführung lediglich Referenzobjekt 11 den Mindestbiegerollendurchmesser $\varnothing_{BR,min}$ von $20\varnothing_s$ nicht unterschreiten. Der Mindestwert für die anderen Referenzen in Österreich beträgt $15\varnothing_s$.

Die Diagramme 4.31 und 4.32 visualisieren die Abweichung zwischen normgerechten und ausgeführten Biegerollendurchmessern und entsprechen vom Prinzip jenen der Betondeckung. Die Referenzbrücke 9 unterschreitet als einziges Beispiel diese normativen Grenzwerte nach DIN [45]. In Österreich wäre eine solche Ausführung nach Anwendungsdokument [21] mit der Norm übereinstimmend. Am häufigsten sind in beiden Staaten Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR}

zwischen $20\varnothing_s$ und $25\varnothing_s$ anzutreffen. Einen besonders großen Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} von $100\varnothing_s$ weist aufgrund des versetzten Stoßes direkt im Biegeradius das Referenzobjekt 16 auf. Dieser reduziert einerseits die Umlenkkräfte erheblich, andererseits vermindert sich der Hebelsarm z im Rahmeneck merkbar.

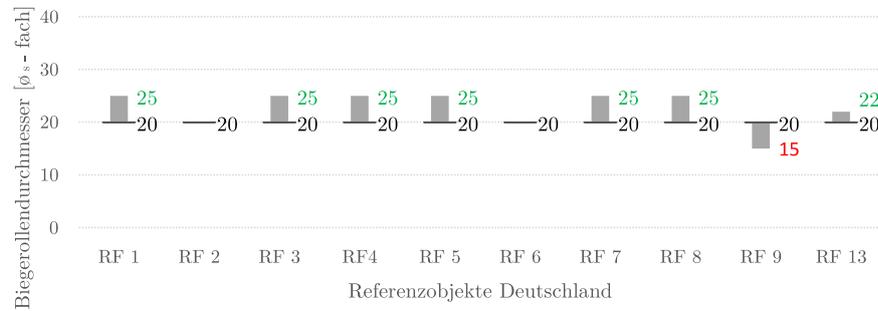


Abb. 4.31: Abweichung zum normativen Mindestbiegerollendurchmessers Referenzobjekte Deutschland

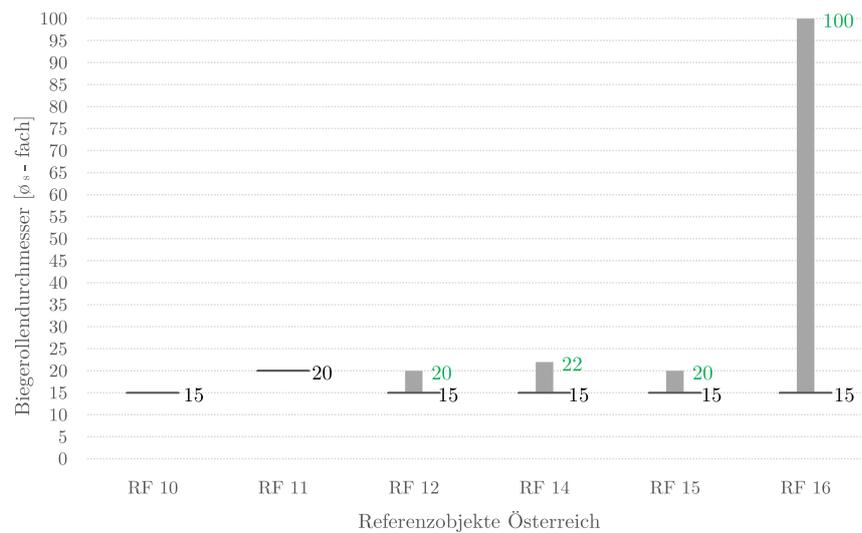


Abb. 4.32: Abweichung zum normativen Mindestbiegerollendurchmessers Referenzobjekte Österreich

Übergreifungsstöße treten bei den Referenzen zumeist im Widerlager, Überbau oder direkt im Rahmeneck auf. Die **Übergreifungslänge** $l_{üs}$ gewährleistet dabei die Übertragung der Kräfte von einem Stabstahl in den anschließenden. Die normative Ermittlung der benötigten Übergreifung führt über den Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ zur erforderlichen Übergreifungslänge l_0 .

Die normative Nachrechnung der Übergreifungslängen basiert auf der Annahme einer vollen Ausnutzung des eingesetzten Bewehrungsstahls im betrachteten Punkt. Diese konservative Annahme wird aufgrund der fehlenden Schnittkraftverläufe zugrunde gelegt. Die Formeln 4.4, 4.5 und 4.7 verdeutlichen die Einflussparameter für die Ermittlung des Mindestwertes der

Übergreifungslänge l_0 . Bereits für den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} ergeben sich nicht unerhebliche Abweichungen zwischen den in Österreich und Deutschland errichteten Referenztragwerken. Der Wert α_{ct} findet nach deutschem nationalen Anhang [45] eine Berücksichtigung mit 0,85, während dieser in Österreich [21] auf 1,0 gesetzt wird. Der Ansatz für Deutschland ist somit konservativ.

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad [9] \quad (4.4)$$

mit:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad [9] \quad (4.5)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad [9] \quad (4.6)$$

$l_{b,rqd}$...	Grundwert der Verankerungslänge
σ_{sd}	...	Bemessungsspannung des Stabes
f_{bd}	...	Bemessungswert der Verbundfestigkeit für Rippenstäbe
f_{ctd}	...	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
η_1	...	Beiwert, der die Qualität der Verbundbedingungen und die Lage der Stäbe während des Betonierens berücksichtigt $\eta_1 = 1,0$ bei "guten" Verbundbedingungen $\eta_1 = 0,7$ in allen anderen Fällen: "mäßigen" Verbundbedingungen
η_2	...	Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers \varnothing_s $\eta_2 = 1,0$ für $\varnothing_s \leq 32$ mm $\eta_2 = (132 - \varnothing_s)/100$ für $\varnothing_s > 32$ mm
α_{ct}	...	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung
$f_{ctk,0,05}$...	charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit 5%-Fraktil
γ_c	...	Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_c = 1,5$

Die Verbundbedingungen sind vorwiegend durch die Lage des Stoßes in Anbetracht der Betonierrichtung bestimmt. Bedeckt der Beton gleich zu Beginn des Betoniervorganges den Stoßbereich, verdichtet sich durch das Eigengewicht des Frischbetons der Beton im Stoßbereich. Befindet sich der Übergreifungsstoß an der Oberseite des Überbaus oder der Rahmenecke kann nur ein mäßiger Verbund angesetzt werden, sprich $\eta_1 = 0,7$. Ein Stoß im Widerlager besitzt eine parallel zur Betonierrichtung verlaufende Bewehrungsführung. Dies impliziert einen guten Verbund und ein η_1 von 1,0. Der Einfluss der Bewehrungslage bzw. der Betonierrichtung auf die Qualität des Verbundes wird in Abbildung 4.33 skizzenhaft dargestellt. Es kann festgehalten werden, dass eine vertikale Stoßanordnung im Bereich des Stiels durch die besseren Verbundbedingungen vorteilhaft gegenüber einer horizontalen ist. Diese Erkenntnis aus den Formeln des Eurocodes [9] bestätigt auch weiterführende Literatur. [1]

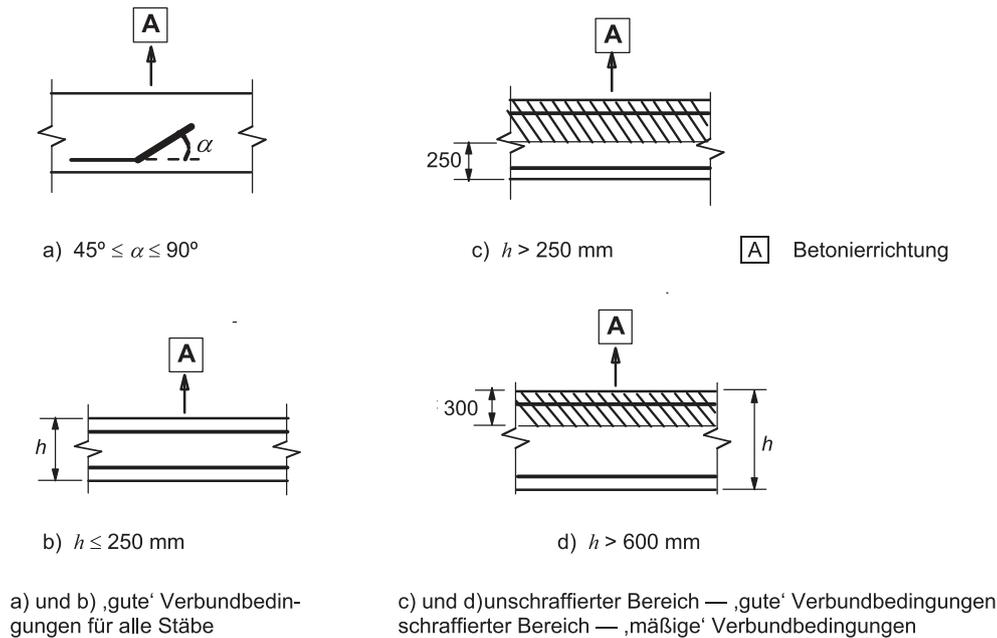


Abb. 4.33: Verbundbedingungen [9]

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad [9] \quad (4.7)$$

- l_0 ... Bemessungswert der Übergreifungslänge
- α_1 ... berücksichtigt die Biegeform der Stäbe bei ausreichender Betondeckung
- α_2 ... berücksichtigt die Mindestbetondeckung
 $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing_s)/\varnothing_s \leq 1,0$ unter Zug bei geraden Stäben
 $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\varnothing_s)/\varnothing_s \leq 1,0$ unter Zug bei gebogenen Stäben
- α_3 ... Berücksichtigung Querbewehrung
 $\alpha_3 = 1,0$ unter Zug bei Querbewehrung außerhalb der Längsbewehrung liegend
- α_5 ... Berücksichtigung von Druck quer zur Spaltzug-Riss-Ebene entlang der Verankerungslänge
- α_6 ... berücksichtigt Anteil gestoßener Stäbe in einem Betonquerschnitt
 $1,0 \leq \alpha_6 = (\varrho_1/25)^{0,5} \leq 1,5$
 ϱ_1 ist der Prozentsatz der Bewehrung, der beidseitig vom Stoßmittelpunkt gemessen, in einem Abstand von $0,65 l_0$, gestoßen wird.
- $l_{0,min}$... Mindestwert für den Bemessungswert der Übergreifungslänge
 $l_{0,min} = \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\varnothing_s; 200 \text{ mm}\}$

Der Wert α_1 beträgt unter Zug bei geraden Stäben 1,0. Bei gebogenen Stäben kann er unter der Bedingung $c_d > 3\varnothing_s$ auf 0,7 reduziert werden. Die Ermittlung von c_d unterliegt einer Findung des Minimalwertes $c_d = \min(a/2; c_1; c)$. Die einzusetzenden Abstände sind in der Abbildung 4.34 festgehalten. Der Querdruck im Grenzzustand der Tragfähigkeit entlang

der Verankerungslänge ist bei den Referenzbeispielen nicht verfügbar, weshalb konservativ $\alpha_5 = 1,0$ gesetzt wird.

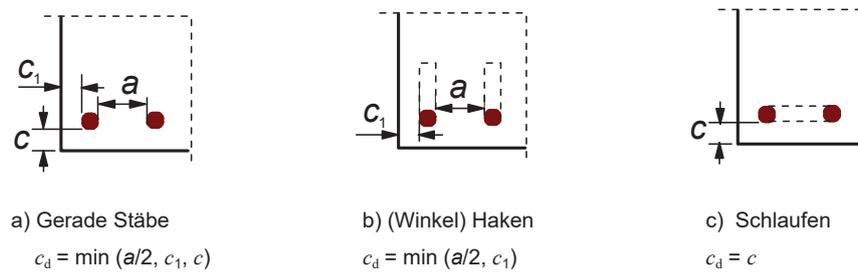


Abb. 4.34: Bestimmung c_d für Balken und Platten [9]

Abbildung 4.35 und 4.36 visualisieren die Abweichung der gewählten Übergreifungslänge im Widerlager und Rahmeneck zu der normativ geforderten Übergreifungslänge. Es sei darauf hingewiesen, dass die Bemessungsspannung in der Bewehrung σ_s mit 100-prozentiger Ausnutzung des Querschnittes gewählt wurde, somit gilt $\sigma_s = f_{y,d}$. Die vorhandene Bemessungsspannungen im Betonstahl ist für die Referenzbrücken unbekannt. Referenzobjekt 9, 10, 11, 12 und 15 besitzen anschnittsnah nur jenen Stoß im Überbau, weshalb in den Abbildungen zu den Stößen im Widerlager keine Werte zu finden sind. Eine Unterschreitung der Angaben nach Norm finden bei den deutschen Referenzobjekten 5 und 13 statt, wobei diese bereits bei einem α_{ct} nach österreichischem nationalen Anhang [21] von 1,0 den Anforderungen nach Norm entsprechen würden.

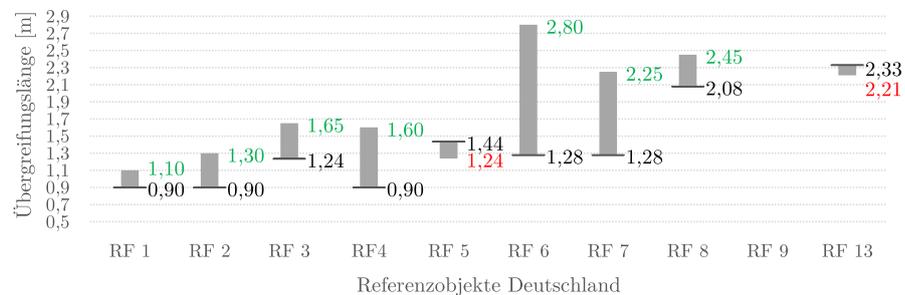


Abb. 4.35: Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Widerlager oder Rahmeneck Referenzobjekte Deutschland

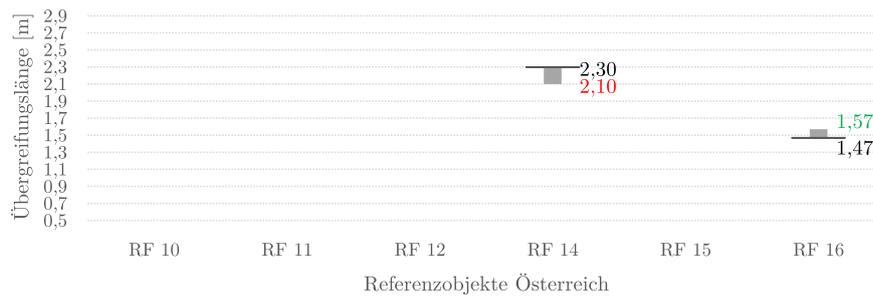


Abb. 4.36: Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Widerlager oder Rahmeneck Referenzobjekte Österreich

Die Abweichungen bei den Übergreifungslängen im Überbau stellen Abbildung 4.37 und 4.38 dar. In diesem Bereich weichen Norm, nach dem zuvor erwähnten Vorgehen, und Ausführung öfter und deutlicher voneinander ab. Diese Gegebenheit rührt aus dem häufig reduzierten Stabdurchmesser \varnothing_s der obenliegenden Bewehrung im Überbau und der größeren Entfernung zwischen Riegelanschnitt und Stoß. Mit zunehmendem Abstand vom Riegelanschnitt nimmt das Biegemoment ab, somit auch die Stahlspannung σ_s im Bewehrungsstahl. Folglich müssen geringere Kräfte im Stoß übertragen werden und der erforderliche Übergriff fällt kleiner aus.

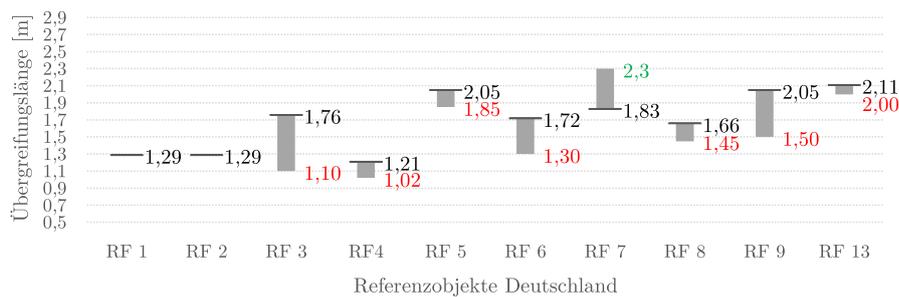


Abb. 4.37: Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Überbau Referenzobjekte Deutschland

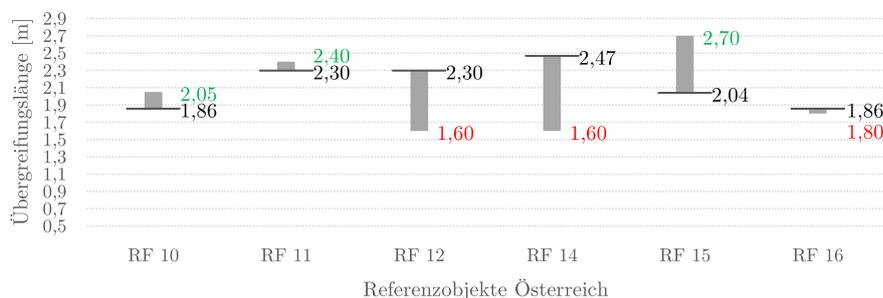


Abb. 4.38: Abweichung zur normativen Übergreifungslänge im Überbau Referenzobjekte Österreich

4.2 Überblick von Standardlösungen in verschiedenen Staaten

Weltweit stellen integrale Brücken eine Standardlösung für Tragwerke mit kleinen Stützweiten dar. Die Ausführungsvarianten gehen dabei auseinander, so unterscheiden sie sich bereits bei der Ausführung der Schleppplatte und der Widerlager. Es entwickelte sich aus diesem Grund eine Vielzahl an Möglichkeiten der Bewehrungsführungen in der Rahmenecke. Nachfolgend werden Detaillösungen vorgestellt, wie sie in den Vereinigten Staaten von Amerika und Kanada Anwendung finden.

4.2.1 Vereinigte Staaten von Amerika

Die ausführlichen Musterdetails des Department of Transportation (DOT) der unterschiedlichen Bundesstaaten zeigen die Popularität von Integralbrücken in den USA. Alle Regeldetails des DOT werden in dieser Arbeit nicht vorgestellt, da die Unterschiede teils nur sehr gering sind.

Variante mit vorgespanntem Betonfertigteile nach DOT New Jersey

Allgemeine Angaben: Die erste Variante zeigt einen vorgespannten Betonfertigteilträger mit Ort betonplatte. Sie eignet sich für Brücken bis zu einer Stützweite von rund 30,00 m (100ft). [10] Im Rahmeneck befindet sich eine einspringende Ecke für die Lagerung der Schleppplatte. Die Widerlagerwanddicke d_{St} beträgt 1,14 m (3'9"). Luftseitig des Widerlagers sind Grenzwerte für die lichte Höhe zwischen der Geländeoberkante beim Widerlager und Überbauunterkante zwischen 0,30 m (1') und 1,22 m (4') angegeben. Der gesamte Betonstahl im Widerlager muss korrosionsbeständig sein. Die Verwendung des Ankerstabs inklusive -platte dient nur dem Tragen des Eigengewichts der Träger, der Fahrbahnplatte und der Brückenausrüstung im Bauzustand. Aus der Detailskizze ergibt sich durch Messung eine Überbauhöhe h_{Ri} von ca. 0,83 m, wovon 0,68 m Fertigteil und 0,15 m Aufbeton sind. Die Höhe der Fahrbahnplatte zwischen den Fertigteilträgern ist hierbei nicht angegeben (siehe Abbildung 4.39).

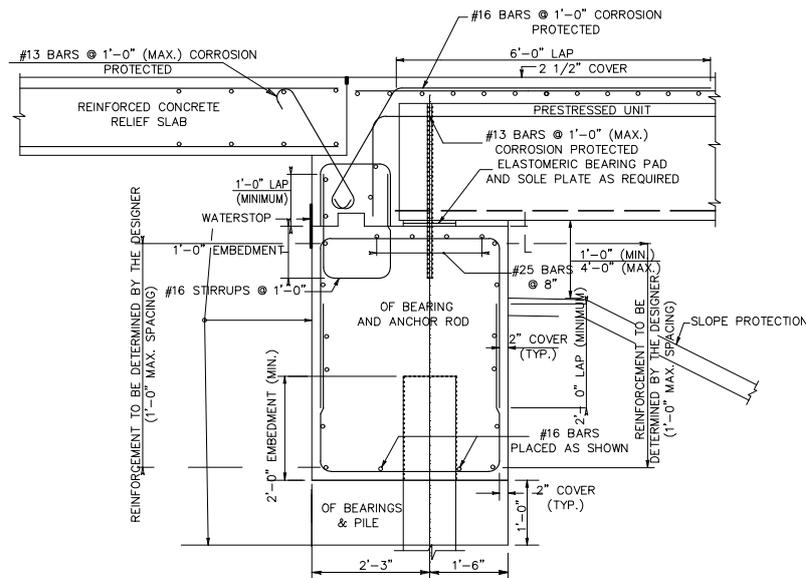


Abb. 4.39: Bewehrungsführung in Rahmenecke mit vorgespannten Stahlbetonbalken nach DOT New Jersey [10]

Bewehrungsführung: Die Betondeckung des Widerlagers und der Unterkante des Betonfertigteils wird mit ungerechnet 50 mm (2") angegeben, jene an der Überbauoberseite mit 64 mm (2,5"). Die Biegebewehrung im Rahmeneck hat einen Stabdurchmesser \varnothing_s von rund 49 mm (# 16) bei einem Stababstand von etwa 30 cm (1'). Während im Rahmeneck die Verankerung mittels Haken erfolgt, beträgt die Übergreifungslänge des Stoßes mit der obenliegenden Überbaubewehrung etwa 1,83 m (6'). Eine weitere Bewehrung mit einem Stabdurchmesser \varnothing_s von 40 mm (# 13) befindet sich an der Oberseite des Betonfertigteils und wird innerhalb des Rahmeneckes rund 0,60 m vertikal nach unten gebogen. Nach dem Betonieren ragt ein halber Bügel mindestens 0,30 m vertikal aus dem Widerlager. Dies entspricht somit der Übergreifungslänge im Widerlager. Zusätzlich befindet sich ein Schubdübel in der Arbeitsfuge, welche seitlich abgedichtet wird.

Bauablauf: Nach den Aushubarbeiten werden die Pfähle für die Tiefgründung in das Erdreich eingebracht und das Widerlager entsprechend errichtet. Anschließend ermöglicht ein Auflagerpad am Widerlager das Einheben der vorgespannten Fertigteilbalken. Die Fertigteilbalken werden mittels Ankerstäbe am Widerlager lagegesichert und die Ankerbohrungen anschließend ausgegossen. Nach dem Aushärten der Rahmenstiele erfolgt die Hinterfüllung der Widerlager bis zu 0,15 m (6") unterhalb der Auflagerbank. Die Betonage der Rahmenecke und der Überbauplatte folgt nach den Schalarbeiten für die Überbauplatte und dem Bewehrungseinbau. Um das Verdichten des Betons zwischen Fertigteilträgerunterkante und der Auflagerbank zu ermöglichen, müssen Entlüftungslöcher in der Schalung für das Einführen von 1-Zoll-Rüttlern unter jedem Balken vorbereitet werden. Abschließend wird die Schleppplatte als Übergangskonstruktion zum Straßendamm hergestellt. Die gesamte Vorgehensweise ähnelt der Integralisierung einer Bestandsbrücke, mit den Auflagerpads als temporäre Lager.

Variante mit Verbundtragwerk auf elastischem Lager nach DOT New Jersey

Allgemeine Angaben: Als Verbundtragwerk schlägt das DOT New Jersey für Brücken mit einer Stützweite von bis zu 30,00 m (100ft) eine Ausführung vor [10], bei der die Stahlträger auf einem elastischen Pad mittels Ankerschraube oder mit zwei Doppelmütter an einem Ankerstab gesichert werden (siehe Abbildung 4.40). Die Widerlagerwanddicke beträgt umgerechnet 0,97 m. Der Stahlträger hat dem Maßstab zufolge eine Höhe von 1,29 m und der Aufbeton eine Dicke von 0,25 m.

Bewehrungsführung: Die Bewehrungsführung inklusive Betondeckung, Übergreifungslänge beim Stoß im Überbau und der Durchmesser der Biegebewehrung im Rahmeneck stimmen mit der Variante mit vorgespannten Fertigbetonteil überein. Die Verbundbauweise weist im Ortbeton zwei Bewehrungslagen auf. Durch vorgebohrte Löcher im Stahlträger werden Querbewehrungsstäbe im Rahmeneck geführt. Die Übergreifungen bei den Stößen sind mit 0,61 m (2') im Widerlager und 1,83 m (6') im Überbau angegeben.

Bauablauf: Der Bauablauf entspricht weitgehend dem Vorgehen wie bei der Variante mit dem vorgespannten Fertigbetonteil. Die Verdichtungsarbeit erleichtert sich beim Rahmeneck jedoch erheblich, da keine zusätzlichen Löcher für die Einführung von Rüttlern vorgesehen werden müssen. Die Verdichtung des Betons kann zwischen den dünnwandigen Stahlträgern erfolgen.

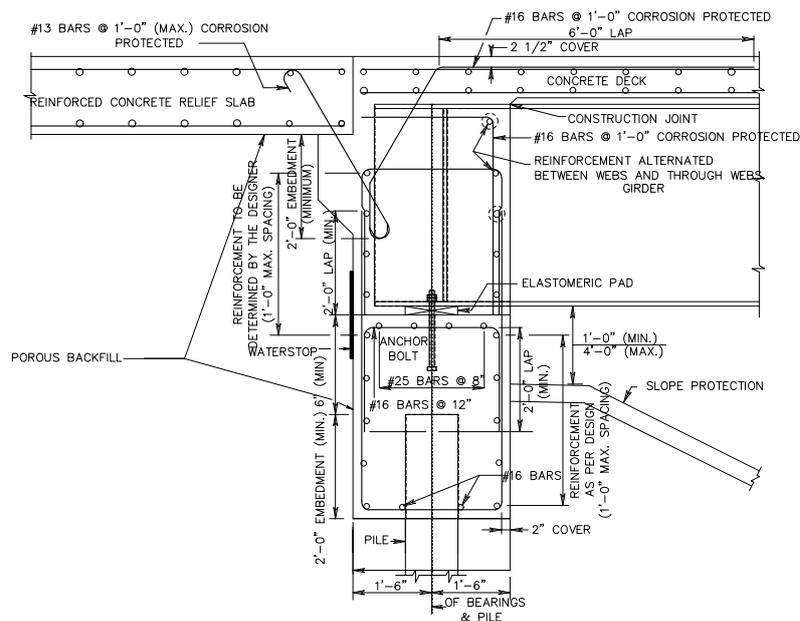


Abb. 4.40: Bewehrungsführung in Rahmenecke mit Stahlbalken nach DOT New Jersey [10]

Variante mit Verbundtragwerk auf einer Konsole aus Ankerschrauben nach DOT New Jersey

Die **allgemeinen Angaben** zu Widerlagerdicke und Höhe der Aufbauten im Überbau stimmen mit der vorhergehenden Variante, also jener in Abbildung 4.40, überein. Auch die **Bewehrungsführung** unterscheidet sich nicht. Unterschiede gibt es lediglich beim **Baublauf**. Bis zu der Betonage am Widerlager decken sich die Arbeitsschritte weitgehend. Die Einrichtung der Stahlträger erfordert temporäre Unterstützungsmaßnahmen direkt am Widerlager mit einer Höhe von rund 0,30 m (1') bis 1,22 m (4'). Die Lagerung kann nicht alleine auf Ankerschrauben mit einem Durchmesser von 25 mm stattfinden. Die Ankerschrauben sind im Unterschied zur vorhergehenden Ausführung nicht in das betonierete Widerlager eingbohrt, sondern mit einer Ankerplatte verschweißt. Nach der Positionierung der Stahlträger werden Querverbände zwischen diesen angebracht (siehe Abbildung 4.41). Der freie Raum zwischen Stahlträgern und betoniertem Widerlager ermöglicht in dieser Phase dem Beton das Verteilen in der Schalung ohne erhöhtem Verdichtungsaufwand.

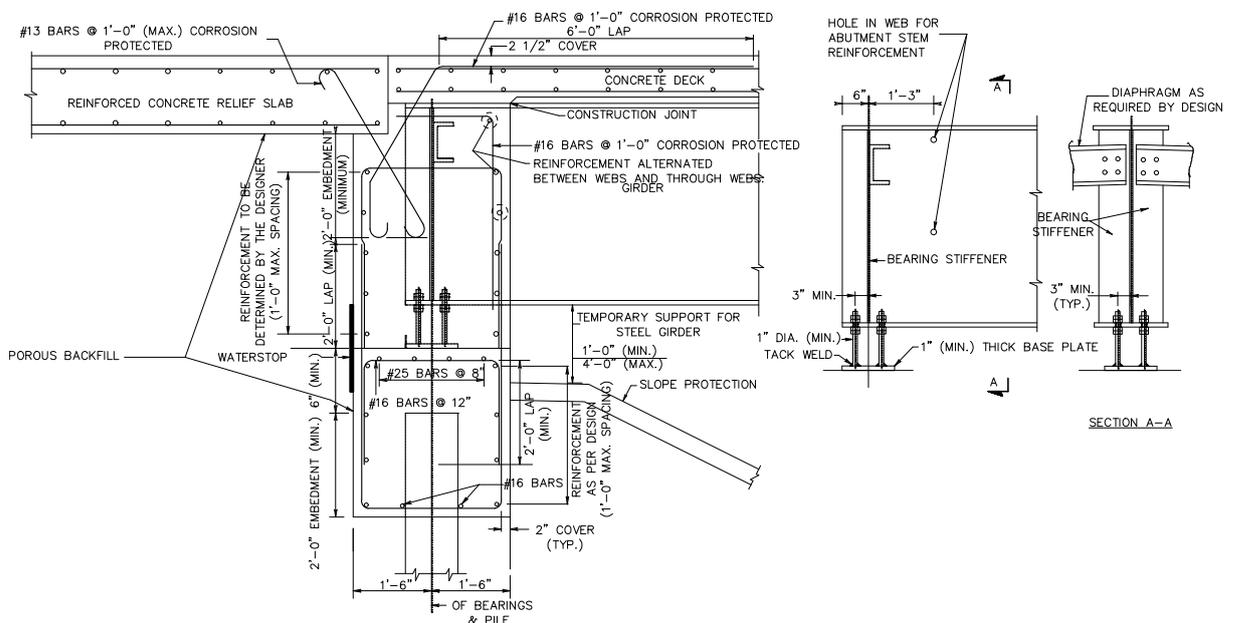


Abb. 4.41: Bewehrungsführung in Rahmenecke mit höher gelagertem Stahlbalken nach DOT New Jersey [10]

Historische Variante mit Verbundtragwerk nach DOT New York

Allgemeine Angaben: In den 1970er-Jahren begann das New York State Department of Transportation (NYSDOT) mit der Entwicklung von Details für integrale Brücken mit Stahlbalken und Ortbetonplatten für den Plattenbalkenquerschnitt (siehe Abbildung 4.42). Diese wurden vor allem für Einfeldträger unter 30,00 m (100 ft) Spannweite eingesetzt. [11] Die **Bewehrungsführung** besitzt Stöße im Widerlager, dem Überbau, sowie direkt im Rahmeneck. Die Vielzahl der Stöße erklärt sich nicht durch die Anzahl der Betonierabschnitte. Grundsätzlich ermöglicht die geringe Widerlagerhöhe eine Betonage von Stiel, Rahmeneck und Überbauplatte in einem Arbeitsgang. Der **Bauablauf** unterscheidet sich durch die vielen Schweißarbeiten von heutigen Konzepten. Stahlpfähle wurden zumeist unter relativ kurzen Widerlagerstielen als Gründungskörper verwendet. Die Stahlträger und Stahlpfähle wurden über eine Platte miteinander verschweißt und anschließend in Beton eingegossen, um eine monolithische Konstruktion zu erhalten.

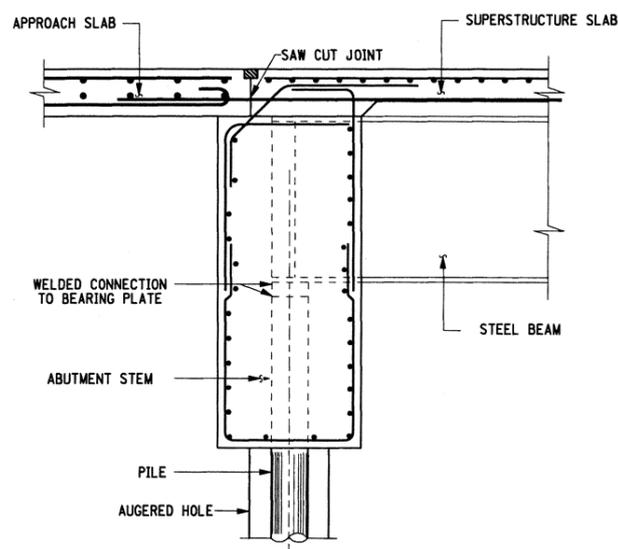


Abb. 4.42: Historische Bewehrungsführung in Rahmenecke mit Stahlbalken nach DOT New York [11]

Historische Variante mit vorgespannten Betonfertigteile nach DOT New York

Allgemeine Angaben: Erste Einsätze für integrale Brücken mit vorgespannten Betonfertigteilen gibt es seit den 1980er-Jahren im Bundesstaat New York. [11] Die kontinuierliche Verbindung zwischen Schlepp- und Fahrbahnplatte gleicht einem gevouteten Durchlaufträger (siehe Abbildung 4.43). Die **Bewehrungsführung** sieht Stöße direkt im Stielbereich des Rahmenecks und im Überbau vor. Die Arbeitsfuge unterhalb des Stielanschnittes verläuft, bis auf eine kleine Nutausbildung, horizontal. Um eine größere Bewehrungsmenge im Rahmeneck unterzubringen, besitzt der Fertigbetonbalken eine Verjüngung im Auflagerbereich. Der **Bauablauf** beinhaltet zwei Betonierabschnitte. Nach der Aushärtung des Widerlagers werden die Fertigteilbalken auf Elastomerpads gelagert und mit Ankerstäben in ihrer Lage fixiert. Die Biegebewehrung des Widerlagers stört diesen Vorgang nicht, da diese nur vertikal auskragt. Im Anschluss an die Schal- und Bewehrungsarbeiten im Rahmeneck und Überbau erfolgt die Betonage des zweiten Abschnittes. Nach dem heutigen Stand der Technik unterscheidet sich das Leitdetail des DOT New York mit den vorgespannten Betonfertigteile im Wesentlichen nicht von Abbildung 4.39 des DOT New Jersey.

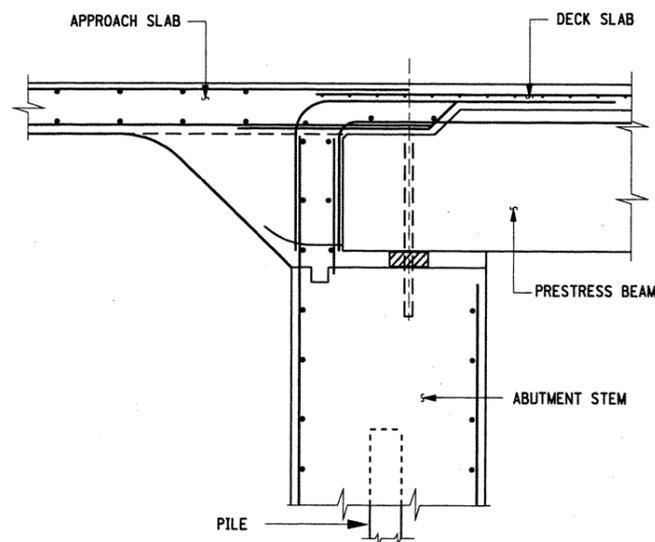


Abb. 4.43: Historische Bewehrungsführung in Rahmenecke mit vorgespannten Stahlbetonbalken nach DOT New York[11]

4.2.2 Kanada

Allgemeine Angaben: In Ontario werden integrale Brücken für eine Schiefwinkeligkeit bis zu 89 gon eingesetzt. Die Spannweite bei Brücken mit Stahlbetonträgern ist auf 150,00 m und mit Stahlträgern auf 100,00 m beschränkt. Die Höhe des Widerlagers ist nach dem Ministry of Transportation Ontario (MTO) auf 6,00 m limitiert. [12] Aus der **Bewehrungsführung** resultiert ein vertikaler Stoß der Biegebewehrung direkt im Rahmeneckbereich und einer im Bereich des Überbaus. Daraus entsteht nur eine vertikale Auskrägung der Bewehrungsstäbe nach der Herstellung des Widerlagers (siehe Abbildung 4.44). Zwischen den Trägern wird die Druckbewehrung aus dem Widerlager geführt. Am Inneneck der abgevouteten Fahrbahnplatte verläuft eine Diagonalstab. Im **Bauablauf** zeigt sich auch hier die Lagerung der Träger auf Neoprenpads, welche sich auf einer kleinen Auflagererhöhung befinden. Die Vorkehrung vereinfacht die Verdichtung des Betons unterhalb der Fertigteile erheblich.

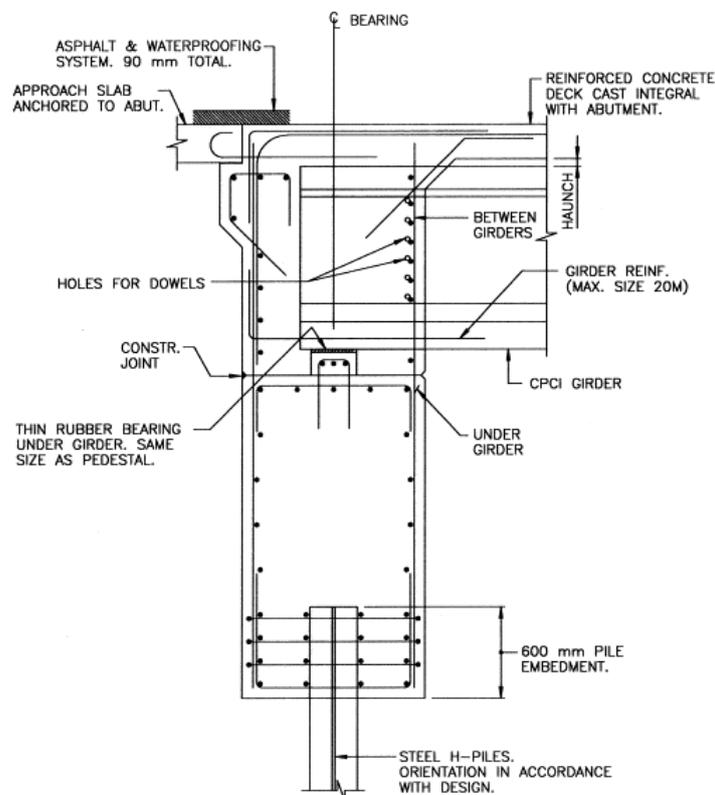


Abb. 4.44: Bewehrungsführung in Rahmenecke mit Stahlbalken nach MT Ontario [12]

- Land: AUT
- Abstand Widerlagerachsen: 20,00 m
- lichte Stützweite l_{st} : 18,70 m
- Schiefwinkeligkeit \angle_{SW} : 100 gon (keine)
- Material: Stahlbeton
- Überbauform: Vollplatte
- Betongüte: C35/45
- Güte Stabstahl: B 550B
- Betondeckung Überbau c_{nom} : 50 mm
- Betondeckung Widerlager erdseitig c_{nom} : 50 mm
- Überbauhöhe h_{Ri} : 1,00 m
- Widerlagerdicke d_{St} : 1,30 m
- Flügelwanddicke d_{FW} : 0,80 m

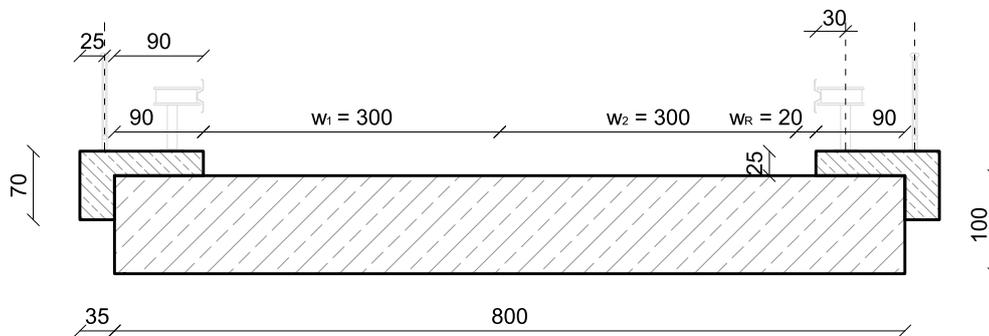


Abb. 5.2: Querschnitt Vergleichsobjekt (VO)

5.1.1 Ermittlung der Querschnittsabmessungen der Vollplattenstreifen

Im FE-Modell wird für die Bemessung ein Ein-Meter-Streifen betrachtet. Dieser wird auch in Kapitel 7 bei der Detailausbildung dargestellt. Die Biegeschlankheit λ_L von einfeldrigen konventionellen Brücken mit Vollplatte beträgt in der Regel 12 bis 15, bei Durchlaufplatten oder Rahmensystemen sogar bis zu 20. [46] Die Stützweiten für den einfeldrigen Rahmen mit Stahlbetonvollplatte ohne Vorspannungen betragen durchschnittlich 15 m. [22] Anhand der in Kapitel 4.1.1 vorgestellten Referenzobjekte wurde der Achsabstand zwischen den Widerlagern mit 20,00 m gewählt, womit sich eine lichte Stützweite l_{st} von 18,70 m ergibt. Die Überbauhöhe h_{Ri} von 1,00 m bedeutet nach Formel 5.1 eine Biegeschlankheit λ_L von 18,70. Die Widerlagerwanddicke d_{St} ist mit 1,30 m gewählt.

$$\lambda_L = \frac{l_{st}}{h_{Ri}} \quad (5.1)$$

5.2 Randbedingungen für Berechnung

5.2.1 Querschnittfindung

- **Mindestbetondeckung:** Die Mindestbetondeckung ergibt sich nach Formel 4.2. Gewählt wird für das Nennmaß der Betondeckung c_{nom} ein Maß von 50 mm im Überbau und 60 mm erdseitig im Widerlager. Diese Betondeckung wird für die Querschnittsbemessung angewandt.
- **statische Nutzhöhe:** Die Berechnung der statischen Nutzhöhe nach Formel 5.2 setzt Annahmen für die Bewehrungsdurchmesser \varnothing_s voraus. Die Wahl des Längsbewehrungsdurchmessers \varnothing_l fällt auf 26 mm, des Bügeldurchmessers $\varnothing_{bü}$ auf 16 mm und des Querbewehrungsdurchmessers \varnothing_{quer} auf 16 mm. Diese Werte entsprechen den mit dem Vergleichsobjekt ähnlichen Referenzobjekten aus Kapitel 4.1.1. Die statische Nutzhöhe des Widerlagers d_{WL} beträgt demnach 121,1 cm und jene des Überbaus 92,1 cm.

$$d = h - d_1 = h - c_{nom} - \max \left\{ \begin{array}{l} \varnothing_{bü} \\ \varnothing_{quer} \end{array} \right\} - \frac{\varnothing_l}{2} \quad (5.2)$$

c_{min} ... Nominalwert der Mindestbetondeckung
 h ... Höhe des jeweiligen Querschnitts

5.2.2 Modellierung der Brückengeometrie

Die Bemessung der erforderlichen Bewehrung erfolgte mit der Software „SOFiSTiK 2018“ in skriptbasierter Eingabe mit „Teddy 2018“. Die Ergebnisse für ausgewählte Querschnitte wurden per Handrechnung oder „INCA 2“ auf Plausibilität geprüft. Die Eingabe der Geometrie erfolgte durch ein 3D-Faltwerkmodell. Überbau, Widerlager, Flügelwände und Fundamente bestehen aus Quad-Elementen, die jeweils durch gemeinsame Knotenpunkte steif miteinander verbunden sind. Diese Empfehlung gibt auch die RVS [15], da so eventuelle Schiefstellungen, gekrümmte Grundrisse oder Einwirkungen auf die Flügelwand realitätsnahe Berücksichtigung finden. Die Quad-Elemente liegen jeweils in der Bauteilmitte, um Einflüsse durch Exzentrizität zu vermeiden. Abbildung 5.3 verdeutlicht die Anordnung der Schalen.

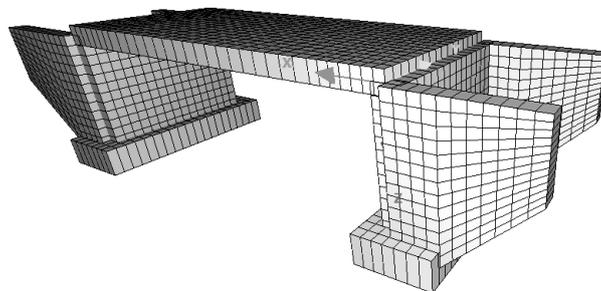


Abb. 5.3: Faltwerkmodell aus „SOFiSTiK 2018“ des Vergleichsobjektes (VO)

5.2.3 Material

Die Berechnung basiert auf linear-elastischen Materialangaben. Deshalb wird hier auf eine weitere Erörterung der Arbeitslinien von Beton und Bewehrungsstahl verzichtet. Die in Kapitel 2.3.2 gezeigten Materialeigenschaften gelten für die globale Berechnung nicht.

5.2.4 Bodenparameter

Die Parameter für die Steifigkeit des Bodens sind durch die zulässige Sohlnormalspannung σ_{zul} und die maximale Setzung s_{max} vorgegeben. Folgende Randbedingungen bezüglich anschließendem Boden wurden festgelegt:

- zulässige Sohlnormalspannung σ_{zul} : 320 kPa bzw. kN/m²
- maximales Setzungsmaß s_{max} : 0,015 m
- Wichte des Bodens γ_{Boden} : 21 kN/m³
- Reibungswinkels des Bodens φ_{Boden} : 30°
- Bettungsmodul vertikal k_v : $k_v = \frac{\sigma_{zul}}{s_{max}} = 21333 \text{ kN/m}^3$ [47]
- Bettungsmodul horizontal k_h : $k_h = k_v \cdot 0,5 = 10667 \text{ kN/m}^3$ [48]

Die Bettungsmodule entsprechen einer Federsteifigkeit, welche den Eigenschaften des vorhandenen Bodens entsprechen sollen. Nach Winkler [47] errechnet sich aus der zulässigen Sohlnormalspannung σ_{zul} und dem maximalen Setzungsmaß s_{max} der vertikale Bettungsmodul k_v . Der horizontale Bettungsmodul k_h resultiert aus der Annahme des Verhältnisses zwischen horizontalem zu vertikalem Bettungsmodul k_h/k_v von 0,5 nach Mayer [48]. Im Modell besitzen die Quad-Elemente der Fundamente die erwähnten Bettungsmodule in vertikale k_v und horizontale Richtung k_h . Ein Ansetzen dieser Federsteifigkeiten auf das Widerlager ist nicht erforderlich, da im Modell der Widerstand des Bodens durch jeweilige Erddrucklastfälle abgegolten wird.

5.3 Belastungen auf das Brückentragwerk nach Norm

Die Ansätze für die Lastfälle basieren auf dem Eurocode EN 1991-2 [13], dem zugehörigen österreichischen nationalen Anwendungsdokument B 1991-2 [49] und den RVS-Richtlinien [15]. Der Standort innerhalb von Österreich (Graz) wird angenommen. Es folgt ein Lastansatz für die Verkehrslasten unter Lastmodell 1, ohne horizontale Belastungen aus abirrendem Fahrzeug, Bremsen, Anfahren, Wind oder Geländerlasten aus horizontalem Stoß anzusetzen.

5.3.1 Eigengewicht Objekt - ständige Last

Eigengewicht Tragstruktur

Die Lasten aus dem Eigengewicht der tragenden Struktur (Überbauvollplatte, Widerlagerwand, Flügelwände, Fundament) setzt das Programm je nach Geometrie und Materialwichte intern an. Die Wichte des Stahlbetons γ_{STB} wird dabei mit 25 kN/m^3 berücksichtigt.

Eigengewicht Ausbaulasten

Die Ausbaulasten können in Abbildung 5.4 erfasst werden. Die angesetzten Lasten sind das Eigengewicht des Fahrbahnbelages g_{Bel} , des Rückhaltesystems g_{RHS} , des Geländers g_{Gel} und des Randbalkens g_{RB} . Aus der Schürze des Randbalkens $m_{RB,S}$ und der Position des Geländers außerhalb der Tragwerksfläche m_{Gel} entstehen Linienmomente am Rand der Überbauplatte. Der Fahrbahnbelag für die Lastklasse III benötigt nach RVS [50] eine Dicke h_{Bel} von 12 cm und die Asphaltwichte γ_{Asph} wird mit 23 kN/m^3 angesetzt. Die Beträge für die Linienlasten aus Rückhaltesystem- und Geländereigengewicht decken sich mit jenen der Praxis.

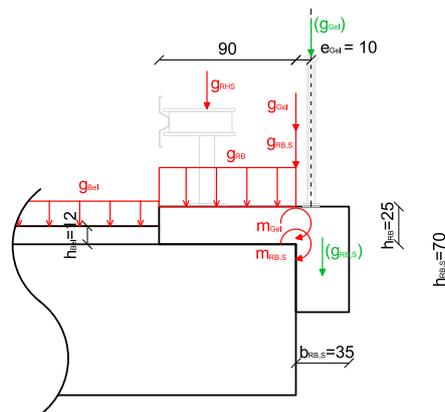


Abb. 5.4: Ausschnitt Randbalken inklusive einwirkender Ausbaulasten

$$g_{Bel} = h_{Bel} \cdot \gamma_{Asph} = 0,12 \cdot 23 = 2,76 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{RB} = h_{RB} \cdot \gamma_{STB} = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{RHS} = 1,00 \text{ kN/m}$$

$$g_{Gel} = 0,50 \text{ kN/m}$$

$$g_{RB,S} = b_{RB,S} \cdot h_{RB,S} \cdot \gamma_{STB} = 0,35 \cdot 0,70 \cdot 25 = 6,125 \text{ kN/m}$$

$$m_{Gel} = g_{Gel} \cdot e_{Gel} = 0,50 \text{ kN/m} \cdot 0,10 \text{ m} = 0,05 \text{ kNm/m}$$

$$m_{RB,S} = g_{RB,S} \cdot \frac{b_{RB,S}}{2} = 6,125 \text{ kN/m} \cdot \frac{0,35}{2} \text{ m} = 1,07 \text{ kNm/m}$$

5.3.2 Verkehr LM1 - veränderliche Last

Der Eurocode [13] gibt für Brückentragwerke die abzudeckenden Lastfälle vor. Aufgrund der niedrigen Bedeutung des betrachteten Verkehrsweges (Lastklasse III) wird lediglich Lastmodell 1 (LM1) für die Bemessung herangezogen. Die Einteilung in die einzelnen Fahrstreifen hält Abbildung 5.2 fest. Die zwei rechnerischen Fahrstreifen rühren aus der Fahrbahnbreite von 6,20 m und der erforderlichen Fahrstreifenbreite w von 3,00 m. Ein Restfahrstreifen w_R von 0,20 m bleibt über. Die ungünstigste Aufstellung der Fahrstreifen w_1 und w_2 erfolgt in Querrichtung. Die Lasten wurden nicht gespiegelt um die Brückenachse positioniert. Folglich hat die höchste erforderliche Bewehrung immer beidseitig der Brückenachse ihre Gültigkeit.

UDL-Last: gleichmäßig verteilte Last

Die gleichmäßige verteilte UDL-Last ist nach dem Eurocode [13] und dem nationalen Anwendungsdokument [49] auf den jeweiligen Fahrstreifen aufzubringen.

UDL-Gleichlast auf Fahrstreifen w_1 :

$$q_{1k,UDL} = \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 1,00 \cdot 9,00 = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

UDL-Gleichlast auf Fahrstreifen w_2 :

$$q_{2k,UDL} = \alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 1,00 \cdot 2,50 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

UDL-Gleichlast auf Restfahrstreifen w_R :

$$q_{Rk,UDL} = \alpha_{R1} \cdot q_{Rk} = 1,00 \cdot 2,50 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

TS-Last: Tandemachse

Die Doppelachse findet je Fahrstreifen nur einmal Berücksichtigung. Die Position der Flächenlasten der einzelnen Reifen in Brückenquerrichtung zeigt Abbildung 5.5. In Brückenlängsrichtung erfolgt die Überfahrt der TS-Lasten in 0,50 m-Schritten, wobei die jeweils ungünstigste Position für die zugehörige Überlagerung herangezogen wird. Die Reifenaufstandsfläche A_{RA} beträgt $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$. Eine Lastausbreitung von 45° kann bis zur Schwerachse des Überbaus angesetzt werden. Darauf wird in diesem Modell verzichtet, da lokale Effekte nicht berücksichtigt werden. Die entsprechenden Flächenlasten ergeben sich nach den Eurocodes [13] und [49].

TS-Punktlast auf Fahrstreifen w_1 je Achse:

$$Q_{1k,TS} = \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 1,00 \cdot 300 = 300 \text{ kN}$$

TS-Gleichlast auf Fahrstreifen w_1 je Reifen:

$$q_{1k,TS} = \frac{Q_{1k,TS}/2}{A_{RA}} = \frac{150}{0,40 \cdot 0,40} = 937,50 \text{ kN/m}^2$$

TS-Punktlast auf Fahrstreifen w_2 je Achse:

$$Q_{2k,TS} = \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1,00 \cdot 200 = 200 \text{ kN}$$

TS-Gleichlast auf Fahrstreifen w_2 je Reifen:

$$q_{2k,TS} = \frac{Q_{2k,TS}/2}{A_{RA}} = \frac{100}{0,40 \cdot 0,40} = 625,00 \text{ kN/m}^2$$

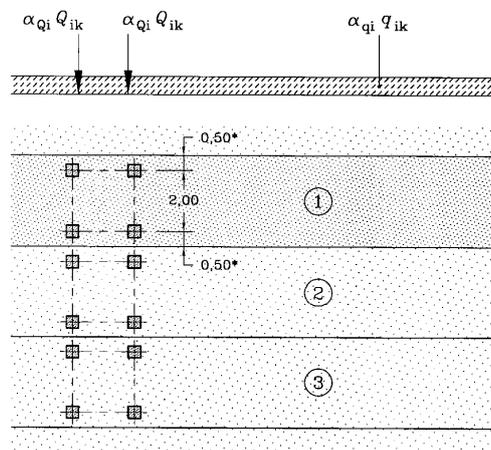


Abb. 5.5: Position der TS-Lasten innerhalb der Fahrstreifen [13]

Fußgänger auf Randbalken

Generell ist auf Geh- und Radwegen eine gleichmäßige Flächenlast von $5,00 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen. In Österreich kann für Bereiche ohne regelmäßigen Fußgänger- oder Radverkehr eine Flächenlast von $2,50 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden. [49] Die Kombinationsvorschriften für das Lastmodell 1 ermöglichen auch laut Eurocode [13] eine Abminderung durch den ψ -Faktor von 0,5.

Gleichlast aus Fußgängerverkehr :

$$q_{fk} = \psi \cdot q_{fk} = 0,50 \cdot 5,00 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

5.3.3 Temperatur

Die Ansätze für die Temperaturbelastungen bei integralen Brücken gibt in Österreich die RVS [15] vor. Die konstanten und linearen Temperatureinwirkungen wurden dementsprechend für den Fall einer Tragwerksverkürzung (Winter) und für die vier vorgeschlagenen Sommerfälle bei Tragwerksausdehnung am globalen Modell angesetzt. Die entsprechenden Werte für die Temperaturlasten schlägt die RVS [15] für Plattenquerschnitte aus Stahlbeton mit einer Dicke h_{pl} zwischen 0,50 m und 1,50 m nach den Formeln 5.3 und 5.4 vor. Die Aufstelltemperatur T_0 wird aufgrund der Empfehlung der RVS [15] mit 10°C gewählt.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{min} - 2,5 - 0,05 \cdot h_{pl} \quad [15] \quad (5.3)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{max} - T_0 - 3,7 - 0,025 \cdot h_{pl} \quad [15] \quad (5.4)$$

T_0	...	Aufstelltemperatur
T_{min}	...	jahreszeitliche minimale Außenlufttemperatur
T_{max}	...	jahreszeitliche maximale Außenlufttemperatur
$T_{N,con}$...	Verkürzung: konstanter Temperaturanteil
$T_{N,exp}$...	Ausdehnung: konstanter Temperaturanteil

Die maximale T_{max} und minimale Außenlufttemperatur T_{min} können aus dem nationalen Anwendungsdokument des Eurocodes [51] entnommen werden. Als Standort für das Vergleichsobjekt (VO) fällt die Wahl auf Graz, mit einer Seehöhe h von 360 m.ü.A. Die Lage von Graz in der „Südalpinen, Tal- und Beckenlandschaft unter 1000 m Seehöhe“ führt zu einer minimalen Außenlufttemperatur T_{min} von -27°C . Die maximale Außenlufttemperatur ergibt sich aus der Seehöhe h und dem Koeffizient k zu: $T_{max} = 39 - h \cdot k = 39 - 360 \cdot 0,006 = 37^\circ\text{C}$. Nach Formel 5.3 ist $T_{N,con} = 29,5^\circ\text{C}$ und $T_{N,exp} = 20,8^\circ\text{C}$.

Bei der Ermittlung der linearen Temperaturlasten verweist die RVS [15] auf das Verfahren 1 des Eurocodes [52]. Der Überbau des Vergleichstragwerks (VO) fällt unter den Typ 3 (Betonkonstruktion) mit einer Platte als Querschnittsform. Die entsprechenden Tabellenwerte werden mit dem k_{sur} -Faktor modifiziert, welcher die Art des Oberbelags miteinbezieht. Aufgrund von Bauzuständen wird auf der konservativen Seite liegend der maximale k_{sur} -Wert angesetzt. Dies führt nach dem Eurocode [52] zu den linearen Temperaturanteilen:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C} \cdot k_{sur} = 15^\circ\text{C} \cdot 1,5 = 22,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^\circ\text{C} \cdot k_{sur} = 8^\circ\text{C} \cdot 1,0 = 8,0^\circ\text{C}$$

5.3.4 Kriechen und Schwinden

Die Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens erfolgt in „SOFiSTiK 2018“ durch die Angabe der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ und dem Schwindmaß ϵ_{cs} . Diese beiden Werte wurden

normgerecht ermittelt. Die Krieeffekte benötigen des Weiteren eine Angabe des Primärlastfalls, sprich die Summe aller kriechwirksamen Lastfälle. Da Kriechen unter Belastungen über längeren Zeitraum auftritt, müssen hierfür die ständigen Lastfälle angesetzt werden.

Kriechen

Der Eurocode [9] bietet mittels Diagramm die Ermittlung der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ an. Diese ergibt sich sowohl für Überbau, als auch Widerlager zu $\varphi(\infty, t_0) \approx 1,80$, unter der Annahme folgender Eingangsparameter:

- Erstbelastungsalter Beton t_0 : 5 Tage
 - Betongüte der Bauteile: C35/45
 - Zementklasse: N - normal aushärtend
 - relative Luftfeuchtigkeit der Außenluft: 80 %
 - rechnerische Größe
 - Widerlager $h_0 = 2 \frac{A_c}{U}$
 $h_0 = 1118 \text{ mm}$
 - Überbau $h_0 = 889 \text{ mm}$
- Querschnittsfläche Beton A_c
Trocknung ausgesetzter Umfang U

Schwinden

Die Gesamtschwinddehnung ϵ_{cs} für den Lastfall im Modell setzt sich aus der Trocknungsschwinddehnung ϵ_{cd} und dem autogenen Schwinden ϵ_{ca} zusammen. Der Nennwert für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ ergibt sich nach Formel 5.6 und wird in Abhängigkeit der rechnerischen Größe h mit dem Faktor k_h von 0,7 modifiziert, da $h_0 > 500 \text{ mm}$ ist. Dieser faktorisierte Wert entspricht dem Grundwert der Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,\infty}$ nach Formel 5.5.

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad [9] \quad (5.5)$$

mit:

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/f_{cmo}}] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad [9] \quad (5.6)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad [9] \quad (5.7)$$

RH	...	vorhandene relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung
RH_0	...	relative Luftfeuchtigkeit bei Sättigung entspricht 100%
f_{cm}	...	Mittelwert der Zylinderfestigkeit des Betons
f_{cmo}	...	10 N/mm ²
α_{ds1}	...	Zementart Beiwert bei N: $\alpha_{ds1}=4$
α_{ds2}	...	Zementart Beiwert bei N: $\alpha_{ds2}=0,12$

Die Betongüte von C35/45 mit einem f_{cm} von 43 N/mm² und die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung von 80 % führen nach Formel 5.7 zu einem Faktor β_{RH} von 0,7564. Der Nennwert der Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ beträgt für Widerlager und Überbau 0,2533 ‰ und der Grundwert der Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,\infty}$ 0,1773 ‰.

Die autogene Schwinddehnung zum Zeitpunkt $t=\infty$ $\epsilon_{ca}(\infty)$ entspricht aufgrund der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{ck} von 35 N/mm² nach Formel 5.8 0,0625 ‰.

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [9] \quad (5.8)$$

Die Gesamtschwinddehnung ϵ_{cs} von 0,2398 ‰ rührt aus der Summe von $\epsilon_{ca}(\infty)=0,0625$ ‰ und $\epsilon_{cd,\infty}=0,1773$ ‰.

5.3.5 Erddruck

Eine Besonderheit der integralen Brücke ist die Boden-Bauwerksinteraktion, die das Wechselspiel zwischen Tragwerksverformung, Baugrundsteifigkeit und Erddruckbelastung beschreibt. Dieser veränderliche Erddruck muss in der Globalberechnung einer integralen Brücke berücksichtigt werden. Längenänderungen des Überbaus übertragen sich auf den Unterbau und müssen folglich vom anschließenden Erdreich abgetragen werden. Die Längenänderungen des Überbaus rühren aus zeitlich veränderlichen Einflüssen, wie Temperatur, Kriechen und Schwinden. Diese zyklischen Einwirkungen auf das Erdreich gleichen einer Pumpbewegung. Die Bewegungen des Unterbaus in Richtung Erdreich erhöhen den Erdruchdruck auf einen mobilisierten Erddruck. Bewegt sich der Unterbau vom Erdreich weg, reduziert sich der Erdruchdruck auf das Niveau des aktiven Erddrucks. [14] Zusammengefasst führt die Verlängerung des Überbaus zu höheren, die Verkürzung zu niedrigeren Erddrücken im Vergleich zum Erdruchdruck. Abbildung 5.6 veranschaulicht die Bauwerksbewegung aus der Temperatur. Die zyklischen Belastungen durch die zeitlich veränderliche Widerlagerbewegung führen zu Setzungen im Dammbereich und machen eine Schlepplatte erforderlich.

Die Streuung und Unsicherheit der Bodenparameter erfordern oft Grenzwertbetrachtungen für die statischen Berechnungen. Die Angabe von Bodenparametern erfolgt daher oft in Bandbreiten. Diese übliche Herangehensweise findet in diesem Beispiel aufgrund festgelegter Bodenparameter keine Berücksichtigung. Weiters weist die RVS [15] bei integralen Tragwerken

bis zu einer Gesamtlänge $L \leq 30$ m auf die Option hin, auf eine Sensitivitätsanalyse zu verzichten.

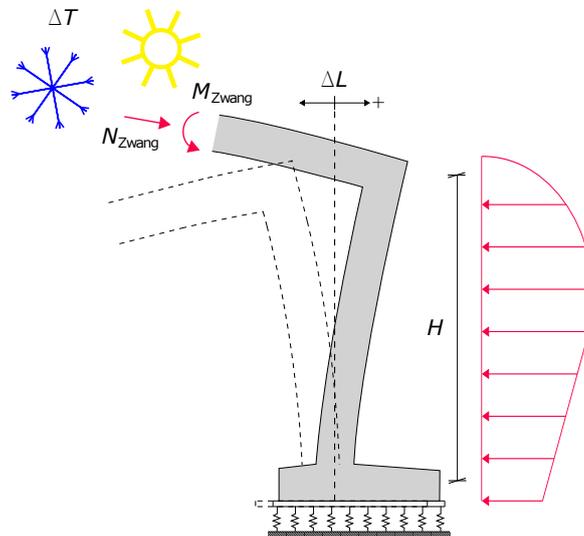


Abb. 5.6: Bewegung des Unterbaus aus Temperatur nach der Dissertation von della Pietra [14]

Die oben erwähnten Gegebenheiten erfordern für eine realistische Abbildung zwei Lastfälle für die Einwirkung aus dem Erddruck. Ohne jegliche Bewegung des Widerlagers liegt ein ständiger Erdruehdruck vor, welcher die Grundgröße des vorhandenen Erddrucks ist. Durch die Bewegung des Widerlagers verändert sich der Erddruck und es wirkt ein veränderlicher mobilisierter Erddruckanteil, der die Grundgröße abmindert (Überbauverkürzung) oder steigert (Überbauverlängerung). Ein weiterer veränderlicher Anteil des Erddruckes ist jener aus den Verkehrslasten am Erddamm.

Grundgröße des Erddruckes - ständige Last

Die Grundgröße des Erddruckes wird über den Erdruehdruck beschrieben, welcher sich nach Formel 5.10 der ÖNORM [53] errechnet. Die Geländeoberfläche um das Vergleichsobjekt (VO) unterliegt der Annahme einer horizontalen Ebene.

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_{Boden}) \quad [53] \quad (5.9)$$

Der Erddruckbeiwert hängt vom Reibungswinkel φ_{Boden} des Bodens ab. Anhand des Erdruehdruckbeiwertes K_0 , der entsprechenden Tiefe z des Punktes und der Wichte des Bodens γ_{Boden} ergibt sich der Erdruehdruck $e_0(z)$ auf das Widerlager als Dreieckslast. Der Koordinatenursprung und die -richtung von z sind in Abbildung 5.1 dargestellt.

$$e_0 = \gamma_{Boden} \cdot z \cdot K_0 \quad [53] \quad (5.10)$$

Die anzusetzenden Erddrücke an den maßgebenden Punkten ergeben sich zu:

Geländeoberkante Widerlager:

$$e_{0,WL,GOK} = 21 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,00 \text{ m} \cdot (1 - \sin(30^\circ)) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Fundamentoberkante Widerlager:

$$e_{0,WL,FOK} = 21 \text{ kN/m}^3 \cdot 6,60 \text{ m} \cdot (1 - \sin(30^\circ)) = 69,30 \text{ kN/m}^2$$

Fundamentunterkante Widerlager:

$$e_{0,WL,FUK} = 21 \text{ kN/m}^3 \cdot 8,10 \text{ m} \cdot (1 - \sin(30^\circ)) = 85,05 \text{ kN/m}^2$$

Die Modellierung des Fundamentes als Faltwerk erfordert eine Umrechnung der Flächenlast auf eine Linienlast, welche in der Schwerlinie des Fundamentes angreift. Der Erddruck auf die Flügelwand findet entsprechend Berücksichtigung, wobei sich dieser unter beidseitiger Erdeinschüttung aufheben kann, sobald die Ausprägung in die Tiefe Richtung unendlich geht. Weiters resultieren aus dem Bodeneigengewicht auf die Fundamentsporne erd- und luftseitig folgende Lasten:

Eigengewicht Boden auf Fundamentsporn erdseitig:

$$e_{0,Fu,e} = 21 \text{ kN/m}^3 \cdot 6,60 = 138,60 \text{ kN/m}^2$$

Eigengewicht Boden auf Fundamentsporn luftseitig:

$$e_{0,Fu,l} = 21 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,00 = 21,00 \text{ kN/m}^2$$

Erddruck aus Verkehr LM1 - veränderlicher Anteil

Der Verkehr auf der Hinterfüllung des Widerlagers erzeugt einen Erddruck auf Widerlagerwand, Flügelwand und Fundament. Die Belastung breitet sich unter dem Reibungswinkel φ_{Boden} grundsätzlich kegelförmig in alle Richtungen aus. Ab jenem Punkt, wo dieser Ausbreitungskegel das entsprechende Bauteil berührt, treten Erddrücke aus dem Verkehr auf. Diese nehmen mit zunehmender Tiefe ab, da sich die Belastung in Tiefenrichtung immer weiter ausbreitet. Die Abnahme des Erddruckes kann durch das Verhältnis zwischen Lastbreite $w_{z=0}$ und Breite des Lastausbreitungskegel in der Tiefe z $w_{z=z}$ beschrieben werden. Eine Lastausbreitung von 30° kann bei ordnungsgemäßer Verdichtung für das Erdmaterial hinter der Widerlagerwand angesetzt werden. Der Erddruck aus den Verkehr-Flächenlasten $q_{Verkehr,i}$ an der erdseitigen Oberfläche des Widerlagers ergibt sich aus Multiplikation der Flächenlasten mit dem Seitendruckbeiwert des Erdrudrucks K_0 (siehe Formel 5.11). Die Flächenlasten auf die Überbauplatte und die Fundamente des Widerlagers sind wiederum entsprechend von Flächenlasten auf Linienlasten umzurechnen.

$$e_{0,Last} = q_{Verkehr,i} \cdot K_0 \cdot \frac{w_{z=0}}{w_{z=z}} \quad [53] \quad (5.11)$$

Erddruck aus UDL-Last: gleichmäßig verteilte Last

Die Ausdehnung der UDL-Last in Brückenlängsrichtung über dem Hinterfüllmaterial bzw. Straßendamm wird als unendlich angenommen, wodurch keine Lastausbreitung in Längsrichtung zustande kommt. Die anzusetzenden Flächenlasten aus dem horizontalen (hor.) Erddruck auf das Widerlager und die Flügelwände ergeben sich je nach Tiefe z .

$$e_{0,UDLi} = q_{ik,UDL} \cdot (1 - \sin(\varphi_{Boden})) \cdot \frac{w_i}{w_i + 2 \cdot z \cdot \tan(\varphi_{Boden})}$$

Hor. Erddruck auf Widerlager aus UDL Fahrstreifen an Geländeoberkante:

Hor. Erddruck auf Flügel aus UDL Fahrstreifen an Geländeroberkante:

$$e_{0,UDL1,WL,GOK} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 0,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 4,50 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDL2,WL,GOK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 0,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDLR,WL,GOK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,20 \text{ m}}{0,20 \text{ m} + 2 \cdot 0,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

Hor. Erddruck auf Widerlager aus UDL Fahrstreifen an Überbauunterkante:

$$e_{0,UDL1,WL,ÜUK} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDL2,WL,ÜUK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDLR,WL,ÜUK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,20 \text{ m}}{0,20 \text{ m} + 2 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Hor. Erddruck auf Widerlager aus UDL Fahrstreifen an Fundamentoberkante:

$$e_{0,UDL1,WL,FOK} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 6,60 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 1,27 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDL2,WL,FOK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 6,60 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDLR,WL,FOK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,20 \text{ m}}{0,20 \text{ m} + 2 \cdot 6,60 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 0,03 \text{ kN/m}^2$$

Hor. Erddruck auf Widerlager aus UDL Fahrstreifen an Fundamentunterkante:

$$e_{0,UDL1,WL,FUK} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 8,10 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 1,09 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDL2,WL,FUK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 8,10 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,UDLR,WL,FUK} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,20 \text{ m}}{0,20 \text{ m} + 2 \cdot 8,10 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 0,03 \text{ kN/m}^2$$

Die Last auf den Fundamentsporn durch die UDL-Flächenlasten ergibt sich aus der Multiplikation von der Flächenlast $q_{ik,UDL}$ mit dem Verhältnis der Lastfläche und der Lastausbreitungsfläche auf Höhe der Fundamentoberkante. Dies führt zu einer Flächenlast von $4,22 \text{ kN/m}^2$

aus der UDL1-Last, 1,17 kN/m² aus der UDL2-Last und 0,10 kN/m² aus der UDL-Last der Restfläche.

Erddruck aus TS-Last: Doppeltandemachse

Das nationale Anwendungsdokument [49] sieht eine Verteilung für die TS-Lasten auf der Hinterfüllung auf einer Rechteckfläche mit einer Breite von 3,00 m und einer Länge von 5,00 m vor. Weiters wäre eine Reduktion der Doppelachslasten auf 80% möglich, welche bei dieser Bemessung keine Anwendung fand. Der Unterschied zur Lastausbreitung bei der UDL-Last besteht darin, dass eine Verteilung in Brückenquerrichtung und aufgrund der beschränkten Länge der Flächenlast von 5,00 m auch in Längsrichtung möglich ist. Jene in Längsrichtung wird einseitig durch das Widerlager behindert. Die Flächenlasten auf Widerlager und Flügelwand stehen in Abhängigkeit der Ausbreitungsmöglichkeit der Lasten in Tiefenrichtung z .

Hor. Erddruck auf Widerlager aus TS Fahrstreifen an Geländeoberkante:

$$e_{0,TS1,WL,GOK} = \frac{2 \cdot 300 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 0,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,TS2,WL,GOK} = \frac{2 \cdot 200 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 0,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 13,33 \text{ kN/m}^2$$

Hor. Erddruck auf Widerlager aus TS Fahrstreifen an Überbauunterkante:

$$e_{0,TS1,WL,\ddot{U}UK} = \frac{2 \cdot 300 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 14,44 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,TS2,WL,\ddot{U}UK} = \frac{2 \cdot 200 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 9,63 \text{ kN/m}^2$$

Hor. Erddruck auf Widerlager aus TS Fahrstreifen an Fundamentoberkante:

$$e_{0,TS1,WL,FOK} = \frac{2 \cdot 300 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 6,60 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,TS2,WL,FOK} = \frac{2 \cdot 200 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 6,60 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 3,77 \text{ kN/m}^2$$

Hor. Erddruck auf Widerlager aus TS Fahrstreifen an Fundamentunterkante:

$$e_{0,TS1,WL,FUK} = \frac{2 \cdot 300 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 8,10 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,TS2,WL,FUK} = \frac{2 \cdot 200 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m} + 2 \cdot 8,10 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 3,24 \text{ kN/m}^2$$

Hor. Erddruck auf Flügelwand aus TS Fahrstreifen an Flügelwandunterkante:

$$e_{0,TS1,FW,UK} = \frac{2 \cdot 300 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{5,00 \text{ m}}{5,00 \text{ m} + 1 \cdot 7,35 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 10,82 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0,TS2,FW,UK} = \frac{2 \cdot 200 \text{ kN}}{5,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \cdot 0,5 \cdot \frac{5,00 \text{ m}}{5,00 \text{ m} + 1 \cdot 7,35 \text{ m} \cdot \tan(30^\circ)} = 7,21 \text{ kN/m}^2$$

Wie bereits erwähnt beginnt die Flächenlast auf die Flügelwand auf jener Höhe, wo die Lastausbreitungslinien, die jeweilige Flügelwand schneiden. Diese Werte werden hier nicht angegeben. Ebenfalls wirken die Flächenlasten aus den Doppelachsen $q_{ik,TS}$ vertikal auf die Fundamentvorsprünge. Je nach vorhandener Lastausbreitungsfläche auf Höhe der Fundamentoberkante z verringern sich diese. Es wirken somit aus der TS1-Last eine vertikale Flächenlast von $10,60 \text{ kN/m}^2$ und aus der TS2-Last $7,09 \text{ kN/m}^2$ auf den Fundamentvorsprung zwischen den beiden Flügelwänden.

Erddruck aus Temperatur - veränderlicher Anteil

Aktiver Erddruck - Tragwerksverkürzung

Der aktive Erddruckbeiwert $K_{a\gamma}$ errechnet sich nach der Formel 5.13 aus der ÖNORM [53]. Formel 5.12 zeigt die Zunahme des aktiven Erddruckes e_a über die Tiefe z .

$$e_a = \gamma_{Boden} \cdot z \cdot K_{a\gamma} \quad [53] \quad (5.12)$$

mit:

$$K_{a\gamma} = \frac{1}{\cos(\alpha + \delta_a)} \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad [53] \quad (5.13)$$

Mit einem Wandneigungswinkel des Widerlagers von $\alpha=0^\circ$, einer Geländeneigung von $\beta=0^\circ$, einem Neigungswinkel des Erddruckes aufgrund einer rauen Widerlageroberfläche von $\delta_a=2/3 \cdot \varphi$ und einem Reibungswinkel von $\varphi=30^\circ$ resultiert ein aktiver Erddruckbeiwert von $K_{a\gamma}=0,297$. Da als Lastfall für den Erddruck bei Tragwerksverkürzung ein Differenzlastfall auf den Erdruehdruck addiert wird, muss die Differenz zwischen aktivem Erddruck und Erdruehdruck ermittelt werden. Die Belastungen in Form des aktiven Erddruckes e_a und der Erddruckdifferenz zwischen aktivem und Erdruehdruck Δe_a der wichtigsten Punkte ergeben sich zu:

$$\Delta e_{a,WL} = e_{a,WL} - e_{0,WL}$$

Geländeoberkante:

$$e_{a,WL,GOK} = 21,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,297 \cdot 0,00 \text{ m} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{a,WL,GOK} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Überbauunterkante:

$$e_{a,WL,\ddot{U}UK} = 21,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,297 \cdot 1,00 \text{ m} = 6,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{a,WL,\ddot{U}UK} = 6,24 - 10,50 = -4,26 \text{ kN/m}^2$$

Fundamentoberkante:

$$e_{a,WL,FOK} = 21,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,297 \cdot 6,60 \text{ m} = 41,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{a,WL,FOK} = 41,16 - 69,30 = -28,14 \text{ kN/m}^2$$

Fundamentunterkante:

$$e_{a,WL,FUK} = 21,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,297 \cdot 8,10 \text{ m} = 50,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{a,WL,FUK} = 50,52 - 85,05 = -34,53 \text{ kN/m}^2$$

Mobilisierter passiver Erddruck - Tragwerksausdehnung

$$e_p = e_0 \cdot [1 + L \cdot (0,06 - 0,005 \cdot H)] \quad [15] \quad (5.14)$$

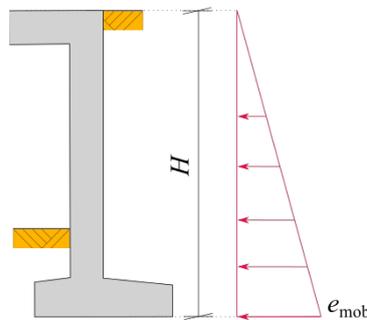


Abb. 5.7: Vereinfachter Ansatz mobilisierter passiver Erddruck aus Tragwerksausdehnung nach RVS [15]

Die RVS [15] erlaubt für Brücken mit einer Gesamtlänge $L \leq 30$ m eine vereinfachte Berechnung des mobilisierten passiven Erddrucks $e_{p,mob}$ aus der Tragwerksausdehnung aufgrund von Temperatur. Die Erddruckfigur entspricht einer dreiecksförmigen Last (siehe Abbildung 5.7) mit dem mobilisierten passiven Erddruck an der Fundamentsohle ($z=H$) nach Formel 5.14. Anhand linearer Interpolation des Dreiecksverlaufes ergeben sich diese Werte für den mobilisierten passiven Erddruck $e_{p,mob}$ und dessen Differenz zum Erdruchdruck $\Delta e_{p,mob}$ an den entsprechenden Punkten:

$$\Delta e_{p,mob,WL} = e_{p,mob,WL} - e_{0,WL}$$

Geländeoberkante:

$$e_{p,mob,WL,GOK} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{p,mob,WL,GOK} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Fundamentunterkante:

$$e_{p,mob,WL,FUK} = 85,05 \cdot [1 + 20 \cdot (0,06 - 0,005 \cdot 8,10)] = 118,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{p,mob,WL,FUK} = 118,22 - 85,05 = 33,17 \text{ kN/m}^2$$

Überbauunterkante:

$$e_{p,mob,WL,\ddot{U}UK} = 118,22 \cdot \frac{1,00}{8,10} = 14,59 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{p,mob,WL,\ddot{U}UK} = 14,59 - 10,50 = 4,09 \text{ kN/m}^2$$

Fundamentoberkante:

$$e_{p,mob,WL,FOK} = 118,22 \cdot \frac{6,60}{8,10} = 96,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e_{p,mob,WL,FOK} = 96,33 - 69,30 = 27,03 \text{ kN/m}^2$$

Erddruck aus Kriechen und Schwinden - veränderlicher Anteil

Der Anteil von Kriechen und Schwinden auf die Längenänderung des Überbaus bei kleinen Stützweiten, wie dieser Vergleichsbrücke (VO), sind äußerst gering. Deshalb findet der veränderliche Erddruck aus Kriechen und Schwinden in dieser Bemessung keine Berücksichtigung. Die Lastfälle für Kriech- und Schwindverformungen wurden bereits in Kapitel 5.3.4 erörtert.

5.3.6 Widerlagersetzung

Die Setzungsdifferenz zwischen den beiden Widerlagern wird üblicherweise im Bodengutachten angegeben. Die wahrscheinliche Widerlagersenkung Δs_m von 10 mm gilt im Brückenbau als Mindestmaß. Dementsprechend wird im Lastfall Widerlagersenkung einem der beiden Widerlager eine Senkung in z-Richtung von 10 mm vorgegeben.

5.4 Erforderliche Nachweise

Alle erbrachten Nachweise beschränken sich auf globale Betrachtungen. Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung berücksichtigt folgende Nachweise nach Eurocode [9]:

- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit
 - Biegung mit Normalkraft
 - Querkraft

- Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
 - Begrenzung der Druckspannungen im Beton zur Vermeidung von Längsrissen für Garantie der Dauerhaftigkeit unter seltener Kombination

$$\sigma_{c,rare} = 0,60 \cdot f_{ck} \quad [9] \quad (5.15)$$

- Begrenzung der Druckspannungen im Beton zur Vermeidung von Mikrorissen und Vermeidung von nichtlinearem Kriechen unter quasi-ständiger Kombination

$$\sigma_{c,perm} = 0,45 \cdot f_{ck} \quad [9] \quad (5.16)$$

- Begrenzung der Zugspannungen im Betonstahl zur Vermeidung von nichtelastischer Dehnung, nicht akzeptabler Rissbildung und Verformung unter seltener Kombination

$$\sigma_{s,rare} = 0,80 \cdot f_{yk} \quad [9] \quad (5.17)$$

- Begrenzung der Rissbreiten:
Das nationale Anwendungsdokument [54] gibt aufgrund der Expositionsklassen (XC4, XF2, XD1) des Vergleichsobjektes (VO) eine maximale Rissbreite von $w_{k,max}=0,30$ mm unter quasi-ständiger Einwirkungskombination an. Dabei werden die Widerlagerverschiebungen als veränderliche Einwirkungen mit den Kombinationsbeiwerten ψ der Temperatur und die Einwirkungen aus LM1 bei Straßenbrücken mit einem ψ_2 -Wert von 0,3 deklariert.

5.5 Überlagerungsvorschriften

Die Kombinationsvorschriften erfolgen nach dem Eurocode [55]. Notwendige Teilsicherheitsbeiwerte γ auf Einwirkungsseite und Kombinationsbeiwerte ψ finden sich in der Eurocode Änderung 1 [56], welche sich ausschließlich auf Brücken bezieht. Die Gebrauchstauglichkeits- (SLS) und Tragfähigkeitsnachweise (ULS) ergeben sich durch folgende Kombinationsvorschriften:

- ULS
 - Grundkombination

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.18)$$

- SLS
 - quasi-ständige Kombination

$$E_{d,perm} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.19)$$

- häufige Kombination

$$E_{d,frequ} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.20)$$

- seltene/charakteristische Kombination

$$E_{d,rare} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.21)$$

Unterkapitel 5.4 verweist bereits auf die grundsätzlich anzuwendenden Lastfallkombinationen, welche in den Formeln 5.18 bis 5.21 in Grundzügen dargestellt werden. Die RVS [15] beschreibt einige Ergänzungen zu diesen Kombinationsregeln, resultierend aus der Steifigkeitsabminderung infolge Rissbildung. Die Zwangsschnittgrößen infolge Stützen-/Widerlagersenkung, Temperatur, Kriechen und Schwinden dürfen bei geometrischen Bewehrungsgraden von $0,3\% \leq \rho_s \leq 0,8\%$ im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) bei Tragwerken mit einer Gesamtlänge $L \leq 30,00$ m auf 40% reduziert werden. Im ULS ist es sogar erlaubt bei duktilem Verhalten, also einem geometrischen Bewehrungsgrad von $0,3\% \leq \rho_s \leq 0,8\%$, die Zwangskräfte aus diesen Einwirkungen vollständig zu vernachlässigen. Weitere Voraussetzungen für diese Abminderungen sind der Verzicht auf eine Momentenumlagerung und eine Querschnittsbemessung mit einer Stahlarbeitslinie mit horizontalem Ast. Die geforderten geometrischen Bewehrungsgrade ρ_s für eine Lastabminderung sind laut Kapitel 6, der Analyse der Bemessungsergebnisse des Vergleichstragwerks, vorhanden.

5.6 Schnittkräfte

Auf die Darstellung der Schnittkraftverläufe einzelner Lastfälle wird hier verzichtet. Aufgrund der Priorität für die Längsbewehrung und der Bewehrungslegung im Rahmeneck werden die Schnittkraftverläufe für das minimale und maximale Biegemoment in Brückenlängsrichtung m_{yy} mit zugehöriger Normalkraft in Brückenlängsrichtung n_{xx} als Schnitt entlang der Brückenachse dargestellt. Die Schnittkräfte resultieren aus der Grundkombination der ULS-Berechnung nach Formel 5.18. Aus den Schnittkräften erschließt sich nicht an jeder Stelle des Tragwerks die erforderliche Bewehrungsmenge, da diese häufig aus den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit resultiert. Dies trifft beispielsweise bei der Bewehrungsmenge an der Oberseite des Überbaus im Anschnittsbereich zu, da die Bewehrungsmenge für die Begrenzung der Rissbreiten erforderlich ist.

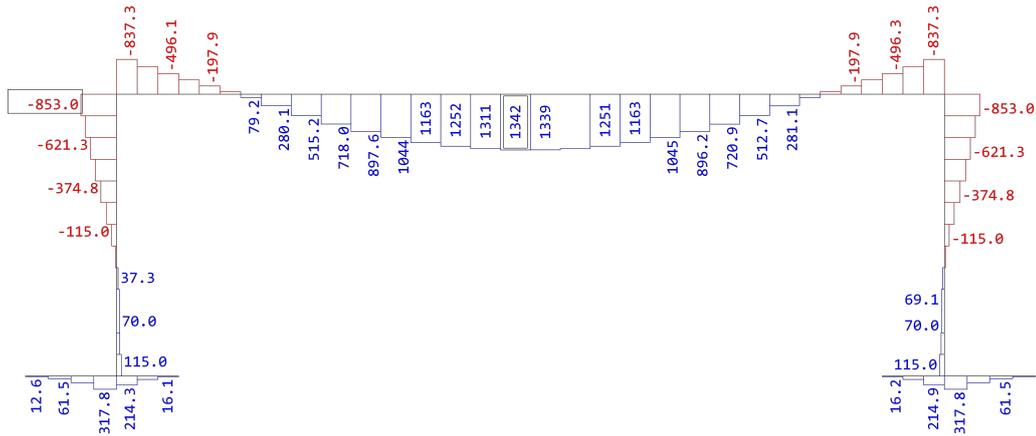


Abb. 5.8: Maximales Biegemoment m_{yy} [kNm/m] in Schnitt entlang Brückenachse

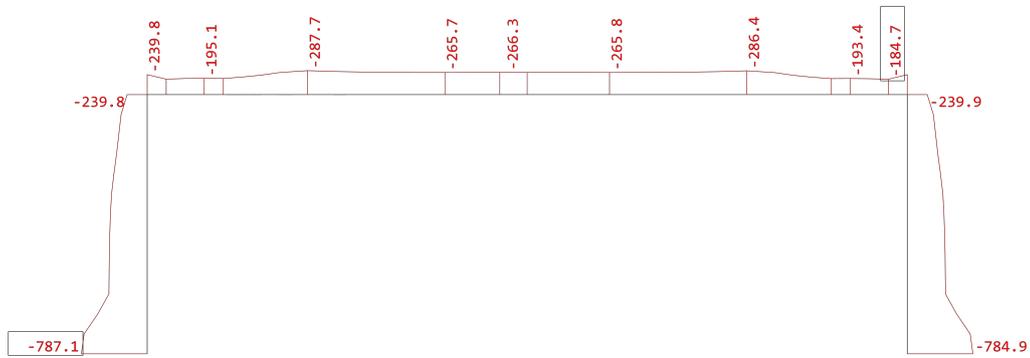


Abb. 5.9: Zugehörige Normalkraft n_{xx} zu maximalem Biegemoment m_{yy} [kN/m] in Schnitt entlang Brückenachse

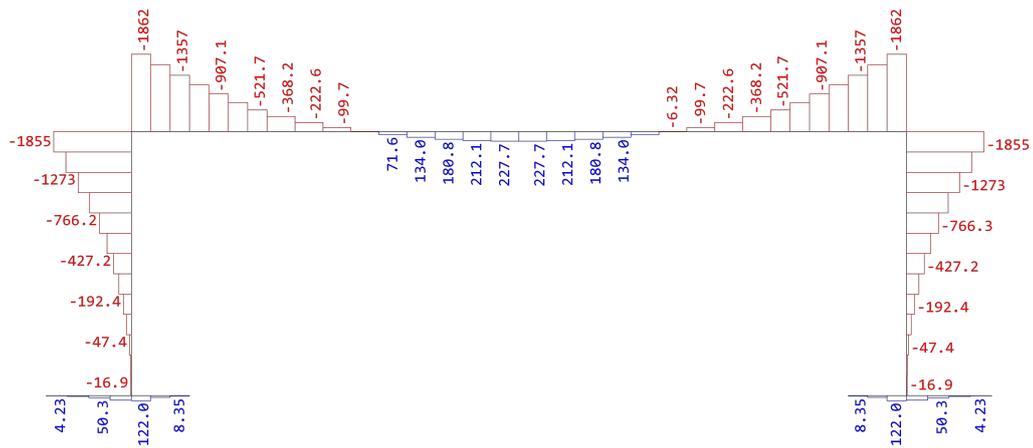


Abb. 5.10: Minimales Biegemoment m_{yy} [kNm/m] in Schnitt entlang der Brückenachse

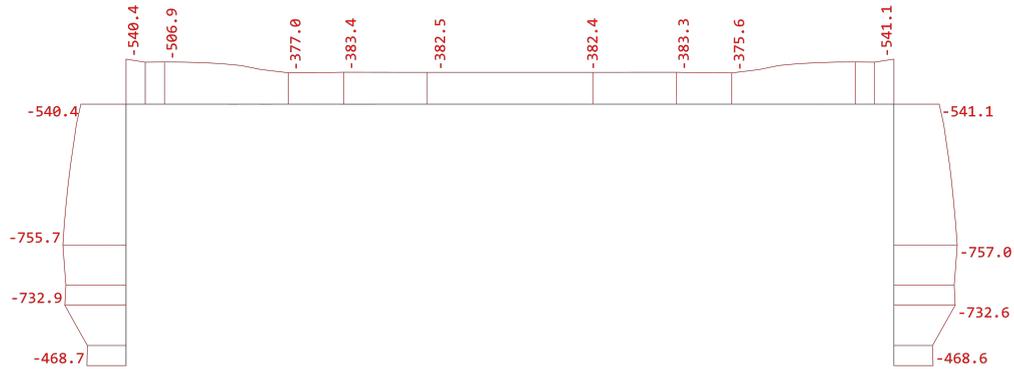


Abb. 5.11: Zugehörige Normalkraft n_{xx} zu minimalem Biegemoment m_{yy} [kNm/m] in Schnitt entlang der Brückenachse

5.7 Konstruktive Vorschriften nach Eurocode 2

Die folgenden konstruktiven Vorschriften bezüglich Stababständen sind zwingend in Kapitel 7 für beide Alternativvorschläge der Bewehrungsführung einzuhalten. Die Angaben beziehen sich auf Längs-, Quer- und Querkraftbewehrung. Die Bewehrungswahl in Kapitel 5.8 zeigt die globale Bewehrungskonfiguration, wie sie auch bei konventionellen Details der Fall wäre. Die Detailausbildungen in Kapitel 7 erfordern für manche konstruktive Vorschriften im Vergleich zu diesem Kapitel Abänderungen. Diese sind in den entsprechenden Abschnitten erörtert.

- **Stababstände Biegebewehrung:**

In Abhängigkeit des Korndurchmessers d_g , der Anzahl der Biegebewehrungslagen und des Längsbewehrungsdurchmessers \varnothing_l erfordert der Einbau des Betons einen lichten Mindestabstand der Biegebewehrung nach Formel 5.22.

$$e_{l,min,licht} = \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \varnothing_l \\ k_2 + d_g \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 1,4 \cdot 26 \text{ mm} \\ 0 + 22 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 36,4 \text{ mm} \quad [9] \quad (5.22)$$

$$d_g = 22 \text{ mm}$$

$$k_1 = 1,4 [9, 21]$$

$$k_2 = 0 \text{ mm bei einlagiger Bewehrung}$$

$$k_2 = 10 \text{ mm bei mehrlagiger Bewehrung}$$

d_g ... Korndurchmesser Größtkorn

- **Längsabstand der Bügel:**

Die Bügel werden stehend im Überbau und liegend im Widerlager eingebaut. Der Winkel α zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse beträgt daher für Überbau und Widerlager jeweils 90° . Der Mindestabstand der Bügel in Bauteillängsrichtung $s_{l,max}$ ergibt sich nach Formel 5.23 im Überbau zu 69,1 cm und im Widerlager zu 90,8 cm.

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d (1 + \cot(\alpha)) \quad [9] \quad (5.23)$$

- **Querabstand der Bügelschenkel:**

Der maximal zulässige Abstand zwischen zwei Bügelschenkeln $s_{t,max}$ in einer Bügelreihe beträgt nach Formel 5.24 im Überbau 69,1 cm und im Widerlager 80,0 cm.

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 800mm \quad [21] \quad (5.24)$$

- **Übergreifungsstoßlänge:**

Die Bewehrungswahl nach Abbildung 5.17 zeigt im Widerlager einen Stoß zwischen der Biegebewehrung über das Rahmeneck und der erdseitigen Längsbewehrung des Widerlagers. Eine Berechnung nach Eurocode 2 [9] führt zu einer erforderlichen Übergreifungslänge von 1,22 m. Wenn dieser Stoß in das Rahmeneck fällt, ist unter Berücksichtigung der Erkenntnisse von Stroband und Kolpa [27] nach Formel 2.6 ein Übergreifungsstoß von mindestens 1,30 m anzusetzen. Die Übergreifungslänge im Überbau (siehe Abbildung 5.12 und 5.12) unterscheidet sich nach Eurocode [9] durch das Übergreifen unterschiedlicher Durchmesser \varnothing_s , den mäßigen Verbund an der Überbauoberseite und die Einführung eines wechselseitigen Stoßes (50%-Stoß). Die Übergreifungslänge der Biegebewehrung im Überbau beträgt demnach auf der Oberseite 1,64 m und an der Unterseite 1,15 m. Ein Passus des nationalen Anhangs [21] empfiehlt im Überbau bei Biegebelastung höchstens einen 50%-Stoß bei Übergreifungen. Die Anwendung eines 50%-Stoßes erfordert nach der Norm [9] einen Mindestabstand der benachbarten Stöße von $0,65 \cdot l_0$ zwischen den Mittelpunkten der Übergreifungslängen l_0 .

5.8 Erforderliche Bewehrung

Die in Unterkapitel 5.4 angeführten Nachweise erzeugen je eine erforderliche Bewehrungsmenge. Eine Überlagerung dieser Bewehrungsmengen führt zu den endgültig benötigten Stabstahlmengen unter Berücksichtigung aller Bemessungen. Abhängig vom entsprechenden Quad-Element werden andere Nachweise relevant. Diese überlagerten Darstellungen der erforderlichen Bewehrung in Widerlager und Überbau werden in den Abbildungen 5.12 bis 5.21 gezeigt. Die Bemessung ist stets auf einen Ein-Meter-Balken ($b=1,00$ m) bezogen. Die gewählte Bewehrung, welche die notwendige Bewehrungsmenge abdeckt, liegt in diesen Abbildungen im Vordergrund. Keine Berücksichtigung in den Darstellungen der erforderlichen Bewehrung finden die Mindestbewehrungen. Der Eurocode [9] spricht von einer Mindestbewehrung in Längsrichtung bei Platten nach Formel 5.25. Daraus resultieren $13,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Überbau und $18,32 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Widerlager. Nach dem nationalen Anhang [21] darf die Mindestquerkraftbewehrung für Platten mit der Formel 5.27 ermittelt werden, welche einer Abminderung der Mindestquerkraftbewehrung von Balken mit dem Faktor 0,6 entspricht. Die Mindestquerkraftbewehrung ergibt sich für Überbau und Widerlager jeweils zu $4,6 \text{ cm}^2/\text{m}^2$. Dieser Mindestwert ist nur in Bereichen mit der Erfordernis einer Querkraftbewehrung einzuhalten.

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d > 0,0013 \cdot b \cdot d \quad [9] \quad (5.25)$$

f_{ctm}	...	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit von Beton
f_{yk}	...	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

$$\rho_{w,min} = 0,6 \cdot 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \quad [21] \quad (5.26)$$

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot s \quad [9] \quad (5.27)$$

s ... Abstand der Querkraftbewehrung (=Bügelabstand)
 f_{yd} ... Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite aus zentrischem Zwang nach österreichischem Anwendungsdokument des Eurocodes [21] ergibt sich aus der Formel 5.28. Im Überbau beträgt diese $A_{s,min,cr} = 39,27 \text{ cm}^2/\text{m}$, also $19,64 \text{ cm}^2/\text{m}$ an Ober- und Unterseite. Im Widerlager resultiert aus $A_{s,min,cr} = 46,82 \text{ cm}^2/\text{m}$ eine Bewehrungsmenge von $23,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ an beiden Seiten. Die folgenden Eingangsparameter werden für die Ermittlung benötigt:

$$A_{s,min,cr} = \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{\sigma_s} \geq \frac{k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} \quad [21] \quad (5.28)$$

mit:

- statische Nutzhöhe d :

$$d_{UB} = 92,1 \text{ cm}$$

$$d_{WL} = 121,1 \text{ cm}$$

- rechnerischer Grenzstabdurchmesser \varnothing_s^* :

$$\varnothing_s^* = 26 \text{ mm}$$

- maximale Rissbreite w_k :

$$w_k = 0,3 \text{ mm}$$

- wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ bei Rissbildung:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa} \quad [9]$$

- Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung k_c :

$$k_c = 1,00 \text{ unter reinem Zug} \quad [9]$$

- Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen k :

$$k = 0,65 \text{ bei Plattendicken } > 800 \text{ mm} \quad [9]$$

- Beiwert k_2 :

$$k_2 = 2,50 \text{ bei } h \leq 5(h - d) \quad [21]$$

$$k_2 = 5,00 \text{ bei } h \geq 30(h - d) \quad [21]$$

$$k_{2,\ddot{U}B} = 3,27$$

$$k_{2,WL} = 3,46$$

- Höhe des Wirkungsbereichs der Bewehrung $h_{c,eff}$:

$$h_{c,eff} = \min\left\{k_2 \cdot (h - d); \frac{h}{2}\right\} \quad [21]$$

$$h_{c,eff,\ddot{U}B} = 25,83 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff,WL} = 30,80 \text{ cm}$$

- Wirkungsbereich der Bewehrung $A_{c,eff}$:

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$$

$$A_{c,eff,\ddot{U}B} = 2583 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,eff,WL} = 3080 \text{ cm}^2$$

- maximal zulässige Spannung in Betonstahlbewehrung gemäß Grenzdurchmesser σ_s :

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{6 \cdot w_k \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s}{\varnothing_s^*}} \quad [21]$$

$$\sigma_s = 210,5 \text{ MPa}$$

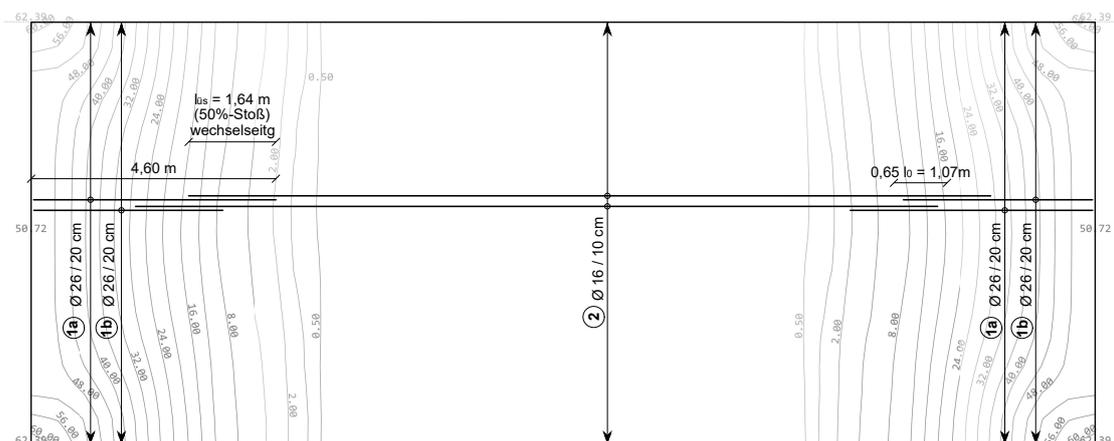


Abb. 5.12: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm^2/m] an Überbauoberseite in Brückenlängsrichtung (2. Lage)

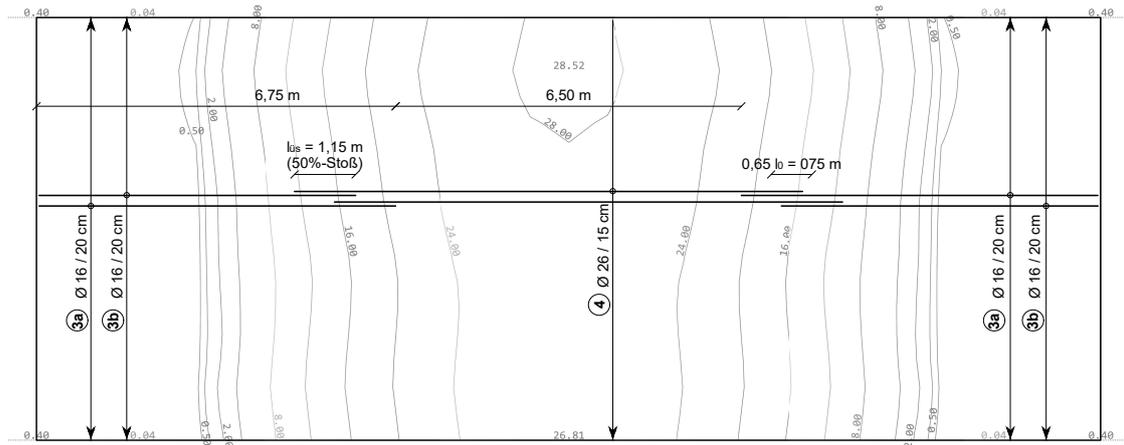


Abb. 5.13: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm²/m] an Überbauunterseite in Brückenlängsrichtung (2. Lage)

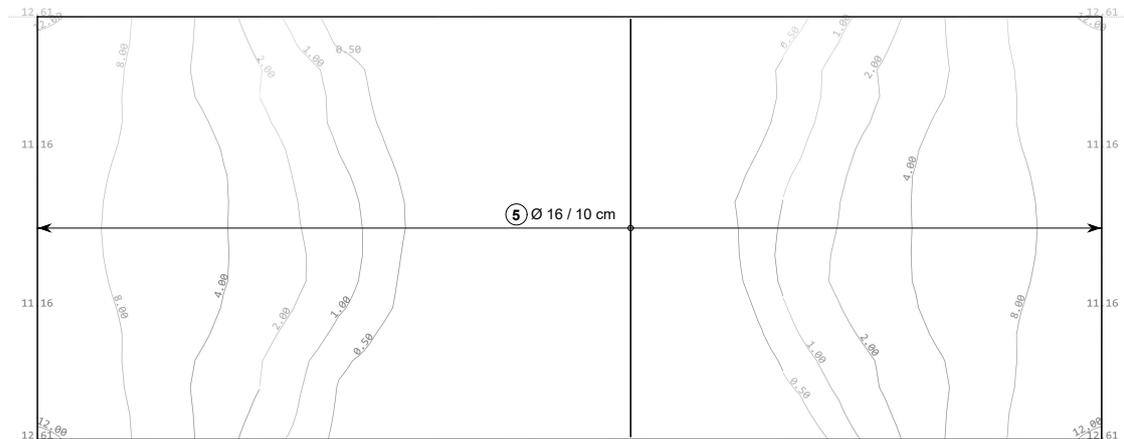


Abb. 5.14: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm²/m] an Überbauoberseite in Brückenquerrichtung (1. Lage)

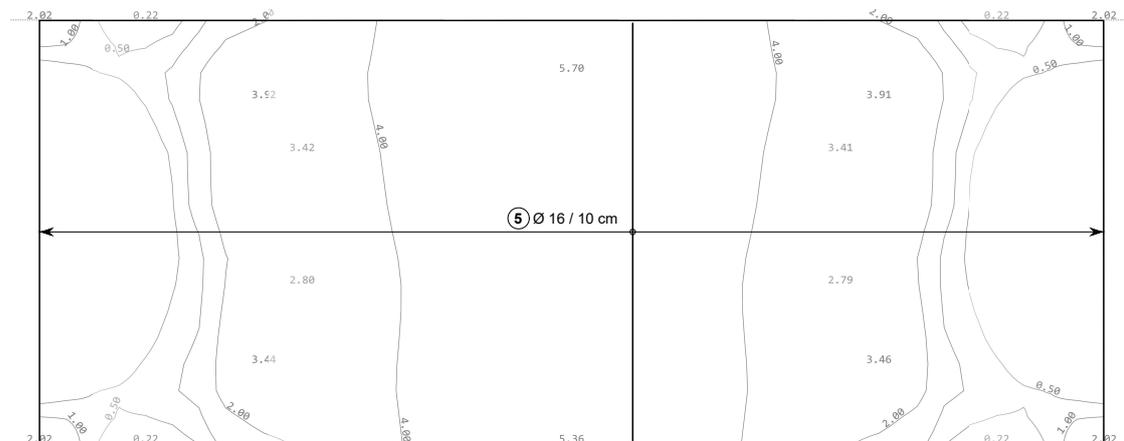


Abb. 5.15: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm²/m] an Überbauunterseite in Brückenquerrichtung (1. Lage)

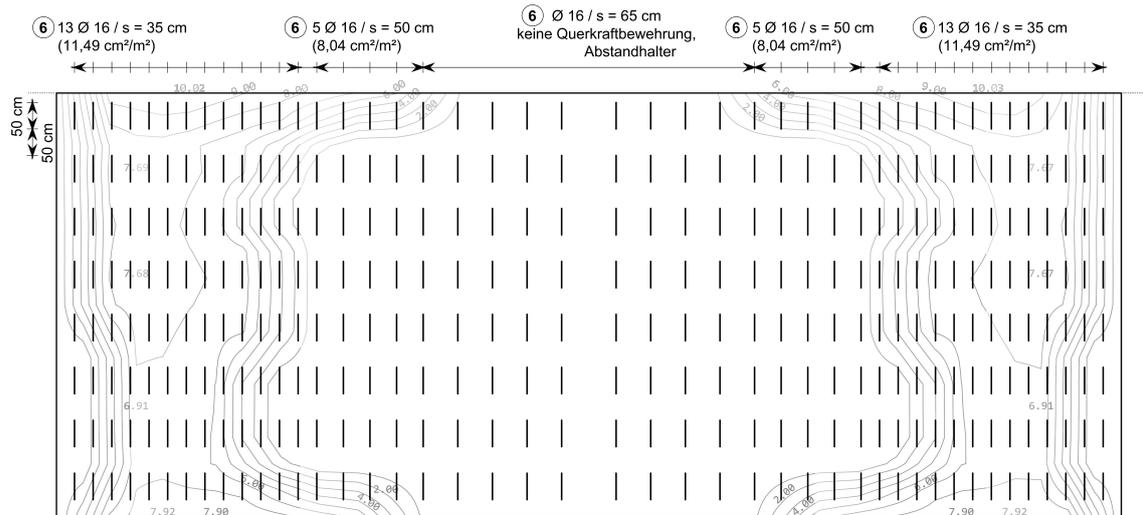


Abb. 5.16: Erforderliche Querkraft-Bewehrungsmenge im Überbau [cm^2/m^2]

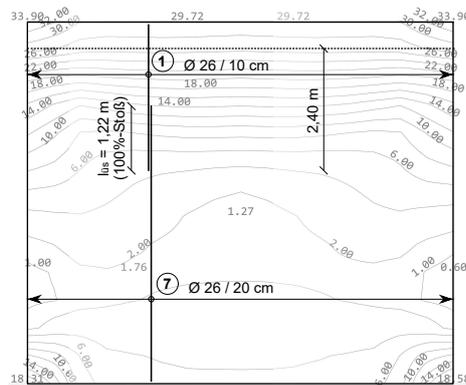


Abb. 5.17: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm^2/m] an Erdseite Widerlager in Längsrichtung (2. Lage)

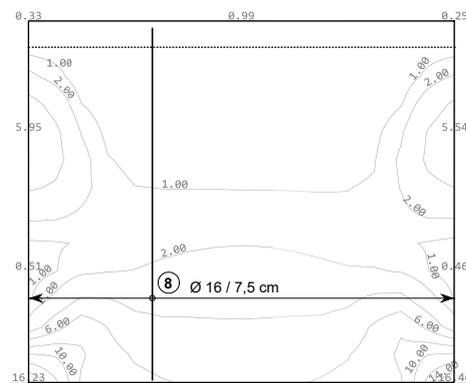


Abb. 5.18: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm^2/m] an Luftseite Widerlager in Längsrichtung (2. Lage)

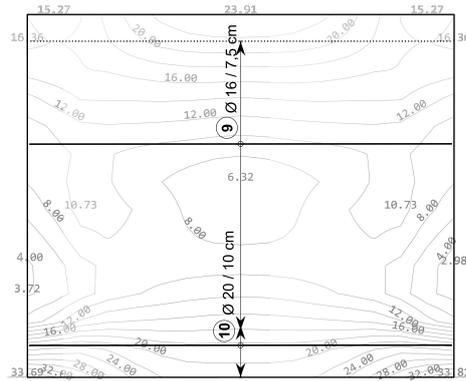


Abb. 5.19: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm²/m] an Erdseite Widerlager in Querrichtung (1. Lage)

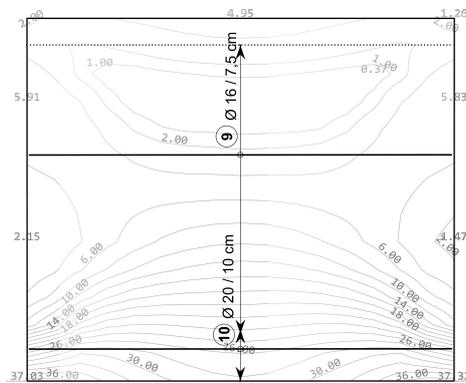


Abb. 5.20: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm²/m] an Luftseite Widerlager in Querrichtung (1. Lage)

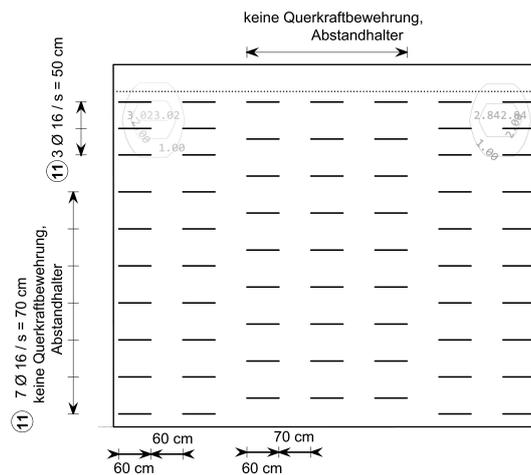


Abb. 5.21: Erforderliche Querkraft-Bewehrungsmenge im Widerlager [cm²/m²]

5.9 Kopfverschiebung bei unterschiedlichen Flügelwandausbildungen

5.9.1 Hintergrund der Untersuchung

Der Einfluss des Widerlagers bzw. der Flügelwandausbildung auf die Gesamtsteifigkeit des Systems wird in der Praxis hinterfragt. Diese Steifigkeit des Unterbaus steuert die auftretenden Kräfte im integralen Bauwerke. Die Kopfverschiebungen geben die Steifigkeit des gesamten Unterbaus und Erdreichs wieder. Ein hoher Verschiebungswert in Brückenlängsrichtung am obersten Punkt des Widerlagers deutet auf eine nachgiebige Unterbaukonstruktion. Die Kopfverschiebung besitzt Anteile aus der Steifigkeit des Bodens, der Gründung, des Widerlagers und der Flügelwände. In diesem Kapitel wird geprüft, wie die Ausbildung der Flügelwand den Verschiebeweg am Kopf des Widerlagers steuern kann.

Das Modell für die Untersuchung entspricht, ausgenommen der Flügelwandausbildung, jenem für die globale Bewehrungsermittlung aus diesem Kapitel 5. Eine Reduktion der Lastmodelle ist zielführend, um die Einflüsse eingrenzen zu können. Die eingeprägte Verschiebung resultiert aus einer konstanten Temperaturlast von $\Delta T = +20^\circ\text{C}$ im Überbau. Die charakteristische Lastkombination 1 besteht einzig aus dieser Temperaturlast (LF T). Die ebenfalls charakteristische Lastkombination 2 betrachtet zusätzlich zum Lastfall Temperatur (LF T) noch das Eigengewicht (LF E) des Tragwerks, den ständig wirkenden Erddruck (LF Bs) und den veränderlichen passiven Erddruck aus der Überbauverlängerung (LF Bv). LF Bv steht in einer Abhängigkeit zu LF T, weshalb es sich nur um einen veränderlichen Lastfall handelt. Durch nur einen vorhandenen veränderlichen Lastfall, fallen bei dieser seltenen Kombination alle Kombinationsbeiwerte ψ_i und Sicherheitsbeiwerte γ weg. Der passive Erddruck wirkt auf die Widerlagerwand, der Erddruck auf die Flügelwandbereiche ohne Bodenmaterial auf der Gegenseite (Wandfläche über Böschungslinie) und in Form von Bodeneigengewicht auf die Fundamentvorsprünge.

5.9.2 Flügelwandausbildungen

Dieses Unterkapitel beschreibt die fünf untersuchten Widerlager. Die Abbildungen 5.22 bis 5.26 zeigen Axonometrien der verschiedenen Ausbildungen der Widerlager als Quad Elemente. Die Systemlänge der Flügelwände, wenn vorhanden, beträgt stets 6,00 m, die Flügelwandhöhe entspricht dem Widerlager und die Flügelwanddicke d_{FW} 0,80 m. Die Fundamente, Widerlager und Überbauabmessungen decken sich mit dem globalen Modell aus diesem Kapitel 5. Die Widerlagerausbildungen mit Flügel haben eine zueinander parallele Anordnung. Die Flügelwandausbildungen (FW) lassen sich wie folgt beschreiben:

- **FW0:** Das Widerlager dieser Ausführung verzichtet auf Flügelwände.
- **FW1:** Diese Variante bildet ein Kastenwiderlager durch zwei Kragflügel. Der Flügel ist nicht fundamentierte, sondern kragt vom Widerlager aus.
- **FW2:** Die Abschrägung der Flügel entspricht dem Böschungswinkel. Der Fußbereich der Flügelwände steht auf der Flachgründung des Widerlagers.
- **FW3:** Die Gründung besteht ergänzend zum Widerlagerfundament aus zwei Fundamentspornen, auf welchen die abgeschrägten Flügelwände sitzen.

- **FW4:** Der Unterbau gleicht jenem von FW3, mit dem Unterschied, dass die Flügel keine Abschrägung haben. Der Fundamentsporn wächst dadurch an.

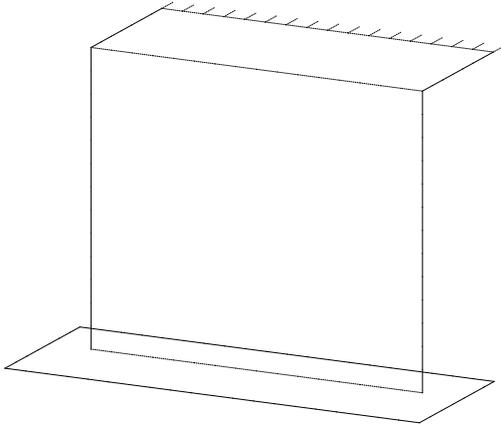


Abb. 5.22: Axonometrie des Unterbaus von Variante FW0

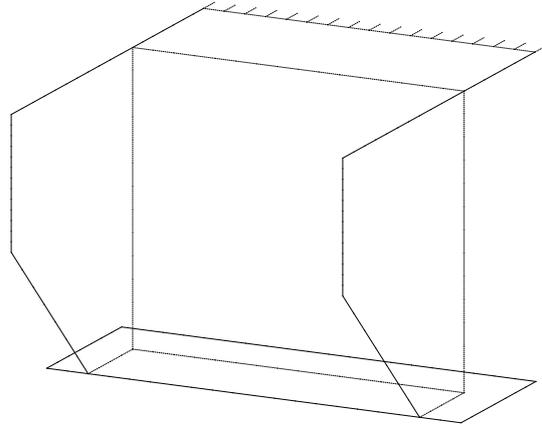


Abb. 5.23: Axonometrie des Unterbaus von Variante FW1

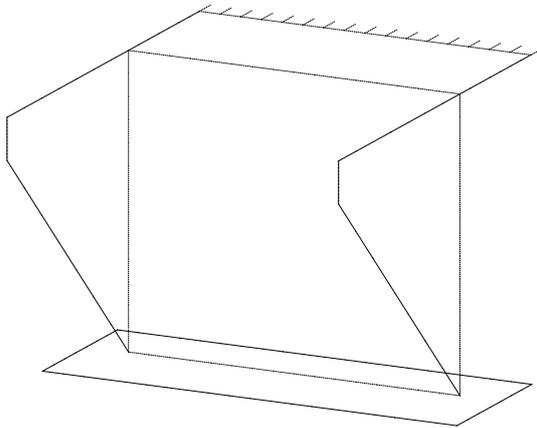


Abb. 5.24: Axonometrie des Unterbaus von Variante FW2

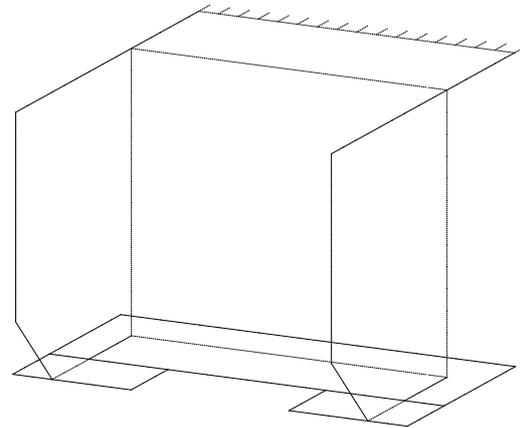


Abb. 5.25: Axonometrie des Unterbaus von Variante FW3

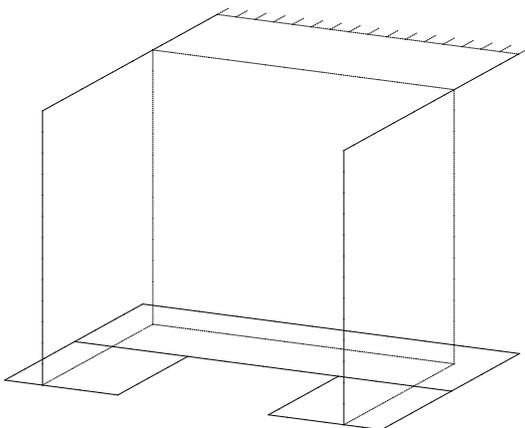


Abb. 5.26: Axonometrie des Unterbaus von Variante FW4

5.9.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der fünf Varianten werden hier in grafischer Form erläutert. Die Werte zeigen in allen Fällen die Verschiebung in Brückenlängsrichtung. Die links geführten Abbildungen visualisieren die Verschiebungen der Knoten entlang der Widerlagerhöhe in Brückenachse unter Lastkombination 1 (Temperatur), die rechtsbündigen unter Lastkombination 2 (Temperatur+Eigengewicht+Erddruck). Die darunterliegenden zentrierten Grafiken zeigen die Widerlagerkopfverschiebung entlang der Brückenbreite unter Lastkombination 1.

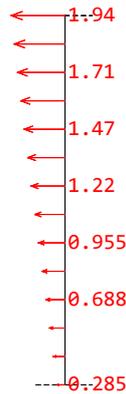


Abb. 5.27: FW0: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)

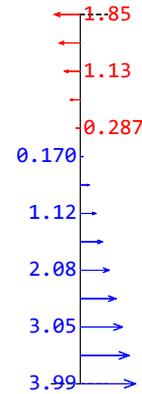


Abb. 5.28: FW0: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)

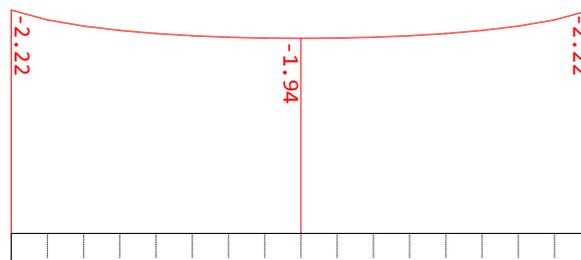


Abb. 5.29: FW0: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)

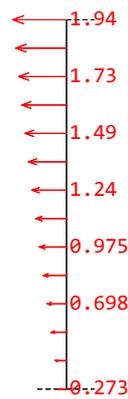


Abb. 5.30: FW1: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)

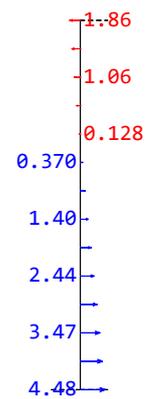


Abb. 5.31: FW1: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)

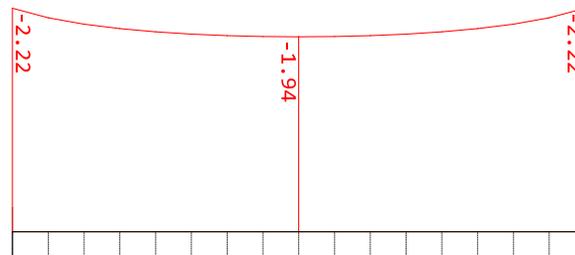


Abb. 5.32: FW1: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)

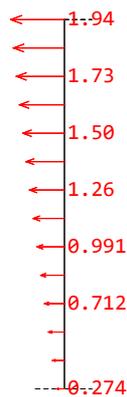


Abb. 5.33: FW2: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)

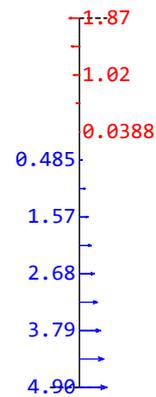


Abb. 5.34: FW2: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)

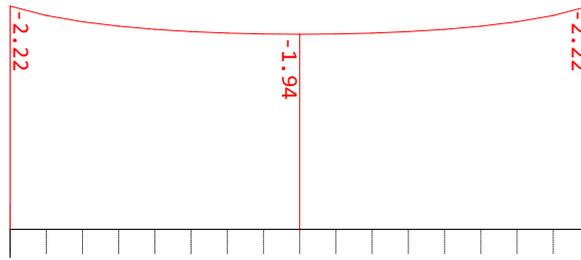


Abb. 5.35: FW2: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)

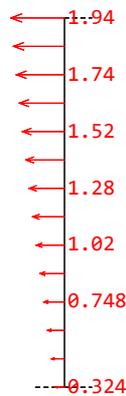


Abb. 5.36: FW3: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)

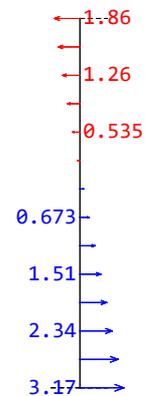


Abb. 5.37: FW3: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)

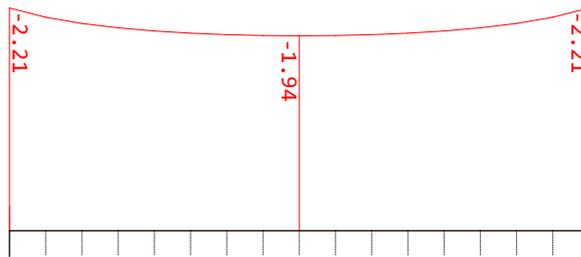


Abb. 5.38: FW3: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)

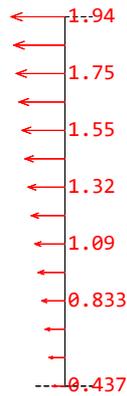


Abb. 5.39: FW4: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 1 (Schnitt durch Widerlager)

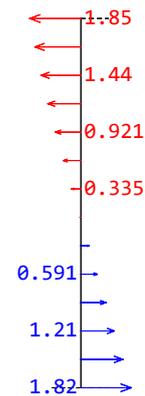


Abb. 5.40: FW4: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung entlang eines Schnittes durch die Widerlagerhöhe in Brückenachse für Lastkombination 2 (Schnitt durch Widerlager)

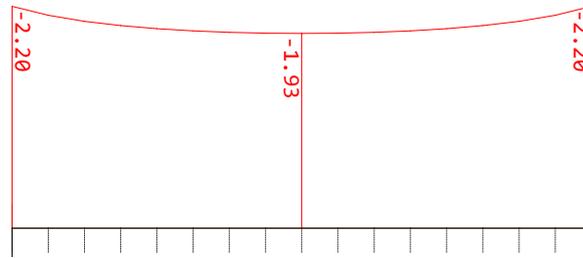


Abb. 5.41: FW4: Knotenverschiebung [mm] in Brückenlängsrichtung am Widerlagerkopf über die Brückenbreite für Lastkombination 1 (Draufsicht)

5.9.4 Interpretation

Die Untersuchung der Kopfverschiebung in Fahrbahnrichtung nur aus Temperatur (Lastkombination 1) bleibt in der Brückenachse bei allen fünf Ausführungen mit 1,93 mm unverändert. Der Verlauf der Knotenverschiebungen in Brückenlängsrichtung stimmt nicht überein, denn je massiger die Flügelwandausbildung wird, umso höher werden die Verschiebungen im Kreuzungspunkt Widerlager zu Fundament. Durch Verzicht der Flügelwände (FW0) stellt sich allerdings eine höhere Verschiebung in diesem Punkt als bei Ausführungen mit Flügelwänden ohne zusätzlichem Fundament (FW1 und FW2) ein (vergleiche Abbildungen 5.27, 5.33, 5.30, 5.36 und 5.39). Aus diesen Ergebnissen rührt, dass der additive Fundamentsporn (FW3 und FW4) zu größeren Verschiebewegen am Fundamentpunkt des Widerlagers führt. Dieser Effekt lässt bei gleicher Kopfverschiebung dadurch erklären, dass die größere Fundamentlänge die Verdrehung des Widerlagers vermindert und somit der Verschiebeanteil ansteigt. Dieser Verschiebeanteil wirkt sich auf den untersten Punkt des Widerlagers aus, vor allem bei hohen Steifigkeiten und somit geringer Verkrümmung des Widerlagers. Die Varianten FW1 und FW2 verzeichnen geringere Fußpunktverschiebungen als die flügellose (FW0), da diese Varianten das Widerlager durch die Flügel versteifen und die Verdrehanteile dadurch ansteigen.

Lastkombination 2 zeigt beim Vergleich der Abbildungen 5.28, 5.34, 5.31, 5.37 und 5.40 die

selben Effekte. Die Verschiebung am obersten Punkt des Widerlagers unterscheiden sich nur im geringsten Maße. Einflüsse durch den Erddruck und das Eigengewicht des Tragwerks sorgen für weitere Erkenntnisse. Es ist zu erwähnen, dass derselbe vereinfachte Lastansatz für den passiven Erddruck, wie in Kapitel 5.3.5 nach der RVS [15], angesetzt wurde. Die Verschiebung am Fußpunkt geht nun aufgrund des einwirkenden Erddrucks in Richtung Luftseite des Unterbaus. Die ansteigende Verschiebung des untersten Widerlagerpunktes von FW0 zu FW1 bzw. FW2 resultiert aus dem Eigengewicht der Flügelwände, welches bei gleicher Fundamentlänge, also demselben Hebelsarm, zu größeren Verdrehungsanteilen führt. Die Verschiebung des Widerlagerfußpunktes sinkt bei FW3 zu den Varianten 0 bis 2. Der Grund liegt am größeren Hebelarm des rückdrehenden Tragwerkeigengewichts zur Fundamentkernfläche durch die Verlängerung der Gründung. Die Unterschiede zwischen FW3 und FW4 rühren wiederum aus der Versteifung durch die stärkere Verbindung zwischen verlängertem Fundament und Widerlager durch die rechteckigen Flügelwände. Der Verdrehungsanteil der rückdrehenden Tragwerkeigenlast wird dadurch mit weniger Fundamentbiegung eingeleitet.

Die Draufsichten auf die Widerlageroberkante aus den Abbildungen 5.29, 5.35, 5.32, 5.38 und 5.41 zeigen nahezu keine Unterschiede. Die unwesentlich geringere Verschiebung in die Achsrichtung entsteht bei FW3 und FW4 aus den minimal höheren Behinderungen aufgrund der größeren Eigengewichtslasten durch ein massigeres Fundament bzw. Flügelwände und mehr Bodeneigengewicht auf den flächigeren Fundamentüberständen. Die parabelförmige Verschiebungskurve über die Brückenbreite leitet sich aus der Längs- und Querausdehnung der Quad-Elemente durch die konstante Temperaturbelastung ab. Die Knoten mitten im Überbau erfahren keine bzw. eine sehr geringe Verschiebung aus der Temperatur. Die anschließenden Elemente in Richtung Widerlager, erfahren aus Längs- und Querdehnung der mittigen Quad-Elemente eine aufsummierte, größere Verschiebung. Diese Verschiebungsanteile teilen sich ähnlich einer Lastausbreitung über mehrer Quads auf. Elemente nahe der Brückenachse verteilen diese Verschiebung auf viele Quads. Diese Möglichkeit besitzen Elemente in Richtung Brückenrand nicht in diesem Maße. Aus diesem Grund erfahren die Randelemente die größte Verschiebung.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Ausbildung der Flügel keinen nennenswerten Einfluss auf die Widerlagerkopfverschiebung hat. Die Steifigkeit des Unterbaus erhöht sich nachweislich durch die Flügelwand. Entscheidend für die Verschiebung ist aber schlussendlich die, im Vergleich zum Tragwerk, wesentlich geringere Steifigkeit des Erdreichs.

6 Evaluierung Vergleichsobjekt

Dieses Kapitel dient der Evaluierung des Vergleichsobjektes (VO) in Bezug auf die Bewehrungsmenge A_s im Anschnitt, die Biegeschlankheit λ_L , die Bewehrungsgrade im Rahmeneck ρ_l bzw. ω_s und die Riegelhöhe h_{Ri} . In Kapitel 4.1.5 zeigt die Ermittlung des optimalen Bewehrungsgrades $\omega_{s,m,d,opt}$, dass mit Ausnahme von RF16 alle Referenzobjekte in Stahlbetonbauweise über dem optimalen Bewehrungsgrad liegen. Die größte plastische Rotation würde also eine Reduktion der Bewehrungsmenge fordern. Die Ergebnisse des Vergleichsobjektes (VO) dienen zur Aufklärung, ob die Bewehrungswahl der Referenzobjekte anhand der ULS- und SLS-Nachweise zu großzügig ausfiel und folglich eine Bewehrungsreduktion umsetzbar wäre. Die allgemeinen Angaben der Vergleichsbrücke sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst und können mit den Referenzobjekten in Tabelle 4.1 verglichen werden.

Ref#	Land	l_{st} [m] ¹	\angle_{SW} [gon]	Material	Überbauform	Beton- güte ²	Güte Stabstahl	c_{nom} [mm] ³	Vouten- steigung ⁴
VO	AUT	18,7	-	Stahlbeton	Vollplatte	C35/45	B 550B	50	-

*Legende und Anmerkungen: siehe Tabelle 4.1

Tab. 6.1: Allgemeine Angaben zum Vergleichstragwerk (VO)

In den nachfolgenden Diagrammen (siehe Abbildung 6.1 bis 6.5) findet das im globalen Modell berechnete Vergleichsobjekt (VO) in den bereits vorgestellten Diagrammen 4.24 bis 4.28 Berücksichtigung. Die Referenzobjekte mit einer gebogenen Überbauunterkante sind für den Vergleich in den Diagrammen nicht angeführt. Kreuze kennzeichnen grundsätzlich Brücken mit Vouten (×). Die Bewehrungsgrade in Abbildung 6.1 und 6.2 sind mit Punkten (•) dargestellt, sie beziehen sich auf den Anschnitt. Brücken mit Vouten verzeichnen eine zweite Markierung per Kreuz (×), hierbei ist der Bezugsquerschnitt am Ende der Voute.

Ref#	$\varnothing_{l,Eck-e}$ [mm]-[cm]	$\varnothing_{l,Ri-e}$ [mm]-[cm]	\varnothing_{BR} [mm]	$\varnothing_{BR,bez}$ [-]	$l_{üs}$ [m]	$l_{A,W,hor}$ [m]	$l_{A,Ü,hor}$ [m]	Stoßanteil ¹⁰ [%]
VO	26-20 St 26-10 ^{Ri}	16-10	920	35 \varnothing_s	1,64 ⁷ 1,22 ⁸	-	6,75	50 ⁷ 100 ⁸

*Legende und Anmerkungen: siehe Tabelle 4.3

Tab. 6.2: Bewehrungsspezifische Angaben zum Vergleichstragwerk (VO)

Die Bewehrungsgrade des Vergleichsobjektes werden anhand der Bewehrungswahl in Kapitel 5 ermittelt. Der geometrische Biegebewehrungsgrad ρ_l beträgt 0,5309 % und der mechanische ω_l unter Berücksichtigung der Materialfestigkeiten 0,08343. Die bewehrungsspezifischen Angaben mit der gewählten Bewehrung, dem Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} , der Übergreifungslänge $l_{üs}$, der Schenkellänge der Rahmeneckbewehrung $l_{A,Ü,hor}$ und dem Stoßanteil in einem Querschnitt sind, nach Vorbild der Tabelle 4.3, in Tabelle 6.2 festgehalten.

Die Abbildungen 6.1 und 6.2 verdeutlichen, dass der ermittelte Bewehrungsgrad des Vergleichsobjektes im Bereich jener der Referenzbrücken liegt. Ähnliche Tragwerke zum Vergleichsobjekt sind RF10 und RF16 aufgrund der Stützweite, des Standortes (Österreich), des angewendeten Lastmodells und der Überbauhöhe. Der geometrische Bewehrungsgrad der Vergleichsbrücke (VO) liegt zwischen jenen der beiden erwähnten Referenzbrücken. Fällt bei Referenzobjekt RF 16 die Wahl des Betrachtungsquerschnitts auf das Ende der Voute anstatt auf den Anschnitt, stimmen die geometrischen Bewehrungsgrade ρ_l von RF10, RF16 und VO nahezu überein. Der Unterschied zwischen geometrischen und mechanischen Bewehrungsgrad ω_l in den Diagrammen zeigt sich durch die Verschiebung von RF16 (C30/37) in Vergleich zu RF10 und VO (C35/45), welche aus der niedrigeren Betongüte von RF16 resultiert. Dadurch zeigt sich, dass der optimale Bewehrungsgrad auch durch die Betongüte steuerbar ist. Eine Option für die Referenzobjekte mit einem zu hohen mechanischen Bewehrungsgrad besteht in einer Erhöhung der Betongüte.

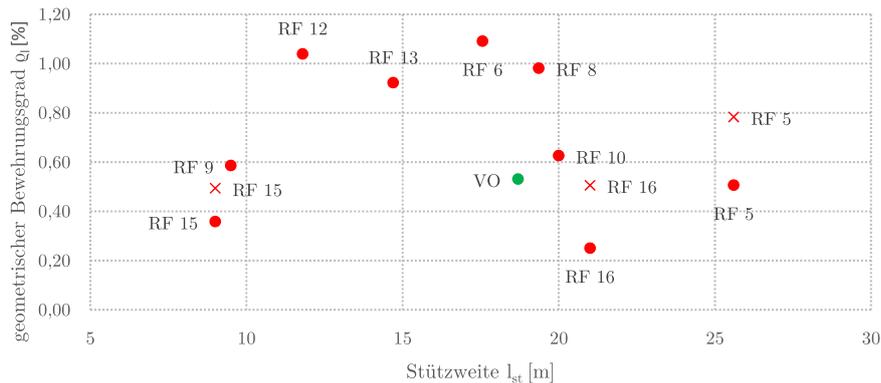


Abb. 6.1: Vergleich zu VO: Geometrischer Bewehrungsgrad $\rho_l = \omega_l$ im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

Die große Abweichungen der Bewehrungsgrade vom Vergleichsobjekt zu RF6 erklärt sich durch das verwendete Lastmodell LM71 für Eisenbahnbrücken. Die erheblichen Unterschiede zu RF8 und RF13 resultieren aus den höheren Lasten des LM1 in Deutschland. Der hohe Bewehrungsgrad von RF12 rührt eventuell aus dem Unterschied des statischen Systems.

Die Riegelhöhe h_{Ri} im Anschnitt steigt nahezu linear mit der Stützweite an (siehe Abbildung 6.3). Leichte Ausreißer stellen die Referenzobjekte RF5, RF15 und RF16 durch ihre Vouten dar. Diese Abbildung zeigt, dass das Vergleichsobjekt auch bei der Riegelhöhe h_{Ri} eine gute Übereinstimmung mit den Referenzobjekten zeigt. RF10 befindet sich wiederum nahe dem Vergleichsobjekt, RF16 entfernt sich aufgrund der Voute.

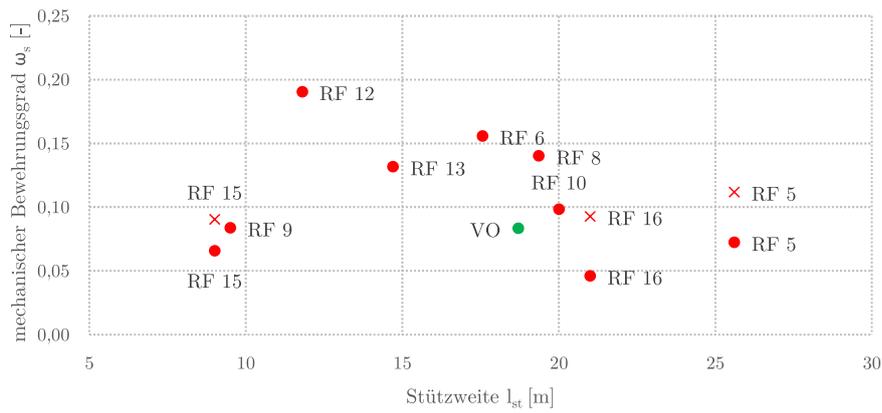


Abb. 6.2: Vergleich zu VO: Mechanischer Bewehrungsgrad ω_s im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

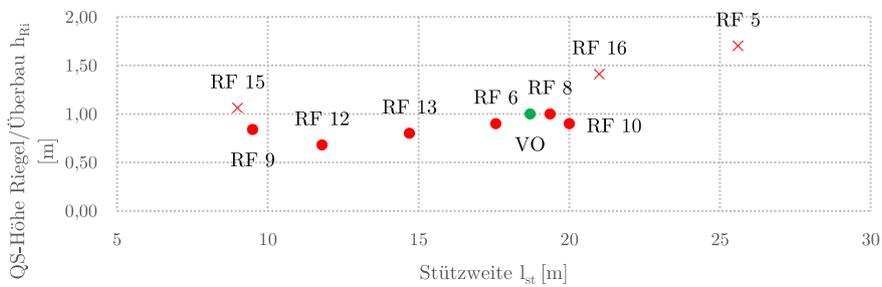


Abb. 6.3: Vergleich zu VO: Querschnittshöhe des Überbaus h_{Ri} im Anschnitt in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

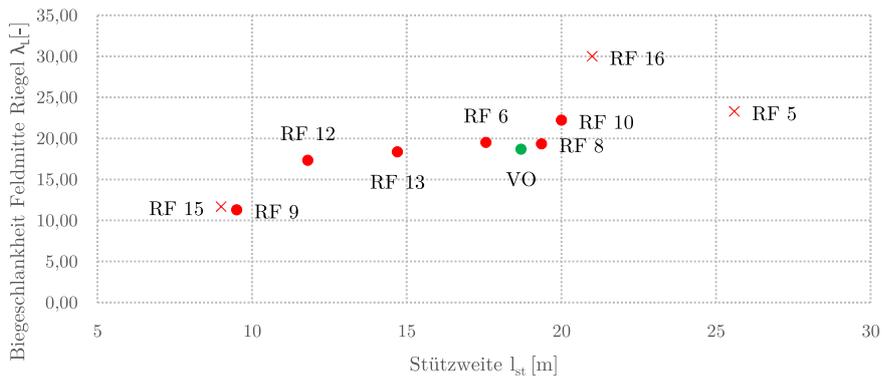


Abb. 6.4: Vergleich zu VO: Biegeschlankheit des Überbaus λ_L bezogen auf die Feldmitte in Abhängigkeit der Stützweite l_{st}

Die Schlankheit λ_l mit der Bezugshöhe in der Riegelmitte zeigt Abbildung 6.4. Das Vergleichsobjekt ordnet sich neben den gleichen Referenzprojekten, wie bei der Riegelhöhe im Anschnittsbereich ein, da diese Projekte ebenfalls keine Voute besitzen. In Abbildung 6.5 sind deutliche Abweichungen des Vergleichsobjektes zu den Referenzobjekten wahrzunehmen. Das ähnlichste Projekt RF10 besitzt eine gleichwertige Bewehrungsmenge zu VO. RF6 verzeichnet aufgrund der hohen Schlankheit für eine Bahnbrücke viel Stabstahl im Anschnitt. Die Brücken RF8 und RF13 sind nach dem deutschen nationalen Anwendungsdokument berechnet. Sie erhalten daher erheblich höhere Verkehrslasten durch die α -Werte im Eurocode 1 [13]. RF8 wurde zudem mit Halbfertigteilen gefertigt.

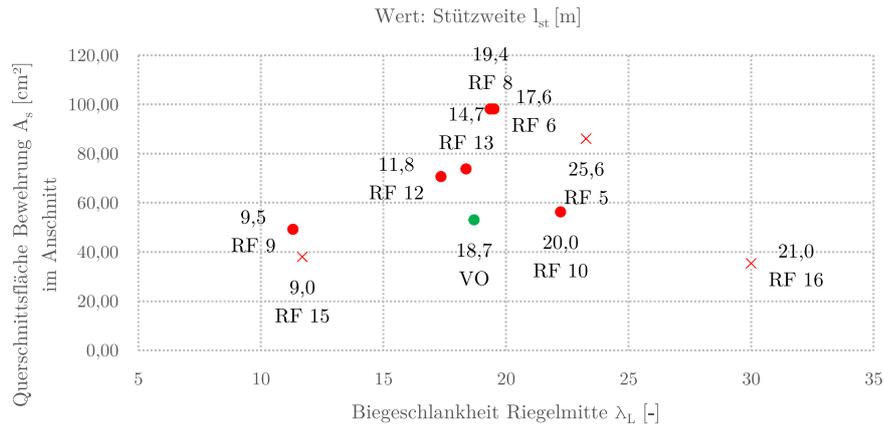


Abb. 6.5: Vergleich zu VO: Querschnittsfläche der Bewehrung A_s im Anschnitt in Abhängigkeit der Biegeschlankheit des Überbaus unter Angabe der Stützweite l_{st}

Die Bemessungsergebnisse des Vergleichsobjektes VO schließen darauf, dass es für eine Minderung des Bewehrungsgrades bei den Referenzbrücken nahezu keinen Spielraum gibt. Die gewählte Bewehrungsmenge ist aufgrund von ULS- und SLS-Nachweisen erforderlich. Eine Reduktion der Bewehrung, um sich den optimalen Bewehrungsgrad anzunähern, ist kaum möglich. Die notwendige Erhöhung der Stahlfläche von RF16 für das Erreichen des optimalen Bewehrungsgrades resultiert nur aus dem hohen Querschnitt im Riegelanschnitt, durch die Voutenausbildung. Der optimale mechanische Bewehrungsgrad kann in solchen Fällen, in welchen eine Bewehrungsstahlverminderung notwendig ist, nur durch eine Erhöhung der Betongüte erreicht werden.

7 Entwicklung innovativer Bewehrungsführungen

7.1 Innovative Lösungen

Auf Grundlage der technischen Neuentwicklungen, wie Rollbewehrung, Rückbiegeanschlüsse oder Muffenstöße, sollen neuartige Lösungsansätze für die Bewehrungsführung im Rahmeneck gefunden werden. Während einige Lösungsvorschläge in Erwägung gezogen wurden, kristallisierte sich vor allem der Einsatz von Rückbiegeanschlüssen und Muffenstößen als zweckmäßig. Rollbewehrungen hingegen bieten für die gebogene Biegebewehrung im Rahmeneck nicht die Möglichkeit des Ausrollens. Außerdem ist die Verwendbarkeit aufgrund der punkweisen Verschweißung zwischen Bewehrungsstab und Trägerband fragwürdig, Anmerkungen in der Zulassung gibt es dazu nicht. Ein additiver Einsatz bei den Verlegearbeiten der Querbewehrung kann durchaus als sinnvoll erachtet werden, sofern die Verwendung im Brückbau zulässig ist. Diese Arbeit vertieft sich besonders auf die Problematik bei den Verlegearbeiten der Biegebewehrung, weshalb auf den Einsatz der Rollbewehrung im Zuge der Querbewehrung nicht weiter eingegangen wird.

Die konstruktive Durchbildung der Details basiert auf den Ergebnissen der globalen Bemessung nach Kapitel 5. Die Querschnittsfindung beruht auf den konstruktiven Rahmenbedingungen des Eurocodes 2 [9, 21, 54, 57], sowie Vorschlägen aus der Literatur bezüglich Biegeschlankheit λ_L des Überbaus, Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} und Mindest- bzw. Maximalbewehrungsabständen.

Die verwendeten innovativen Produkte müssen in der gewünschten Ausführung, bezüglich Geometrie und Materialgüten, am Markt verfügbar sein und für den Einsatz im Brückenbau geeignet sein. Diese Randbedingungen finden bei der Suche nach alternativen Lösungsansätzen Berücksichtigung. Die Angaben dazu stammen aus Produktdatenblättern und Zulassungen verschiedener Hersteller, welche aufgrund der frei verfügbaren Daten gewählt wurden. Natürlich können gleichwertige Produkte anderer Produzenten herangezogen werden.

7.1.1 Alternativvorschlag 1: Rucksackausbildung

Die alternative Bewehrungsführung 1, sprich das Rucksackmodell, greift auf einen Rückbiegeanschluss zurück. Dieser soll ermöglichen die Zugkräfte aus der Biegebewehrung des Rahmeneckes vom zweiten Betonierabschnitt, jenem, des Überbaus inklusive des Rucksacks, in den vorangegangenen Betonierabschnitt, dem Widerlager, einzubringen. Dies kann nur dann passieren, wenn die Kräfte in der vertikalen Fuge zwischen Rucksack und Widerlager dementsprechend übertragen werden können. Die Einleitung der Kräfte von der Biegebewehrung des Rahmeneckes in jene des Widerlagers, kann nur mit Hilfe von Bügeln und entsprechenden Übergreifungsstößen erfolgen. Die Querkraftbewehrung bildet im oberen Bereich des Widerlagers

ein vertikal liegendes Fachwerksystem. Das Einbringen von horizontalliegenden Bügeln, die auf der Erdseite des Widerlagers herausragen, stellt sich schalungstechnisch als Herausforderung dar. Der Rückbiegeanschluss soll besonders diese Schalungsherstellung erleichtern und somit eine bauablauftechnische Bereicherung sein.

Rückbiegebewehrung

Der verwendete Rückbiegeanschluss besteht aus einem u-förmigen Blech, durch welches Bewehrungsstäbe geführt sind. An einer Seite des Bleches, sprich an jener, die am ersten Betonierabschnitt anliegt, sind fertiggebogene Bügelhälften ausgebildet. Auf der Gegenseite des Bleches sind vertikal nach unten gebogene Bügelhälften, welche erst nach dem ersten Betonierabschnitt nach oben gebogen werden. Somit bilden sich Bügel aus, welche die Schubkräfte vom Rucksack in das Widerlager übertragen und gleichzeitig als Querkraftbewehrung und Abstandhalter im Widerlager fungieren.

Rückbiegeanschlüsse sind bei den meisten Herstellern mit einem Betonstahldurchmesser von 8, 10 und 12 mm problemlos erhältlich, teilweise sogar bis 14 mm. Im Falle der alternativen Bewehrungsführung 1 werden während des ersten Betonierabschnitts die rucksackseitigen Bügelhälften durch das Abdeckblech auf dem Gehäuseblech geschützt. Das u-förmige Gehäuse verbleibt im Bauteil und garantiert durch spezielles Sicken auch einen Reibverbund zwischen Rucksack und Widerlager (siehe Abbildung 7.1. [16])

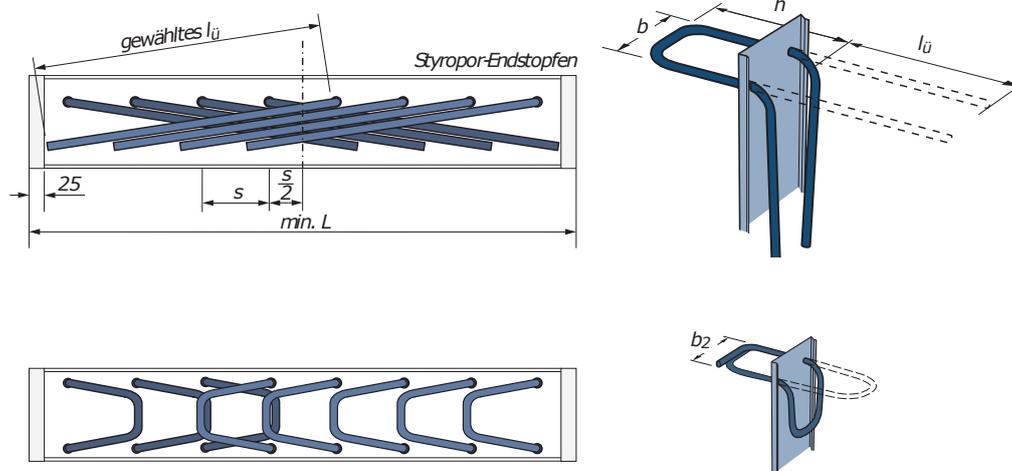


Abb. 7.1: Abmessungen der Rückbiegeanschlüsse und Darstellung im Einbauzustand [16]

Die Möglichkeiten des Rückbiegeanschlusses sind jedoch aufgrund der Platzverhältnisse im Verwahrungskasten limitiert. Die Bügelbreite kann die Gehäusebreite nicht überschreiten und die Bügelhälftenhöhe, also jene, die in den zweiten Betonierabschnitt hineinragt, ist aufgrund der umgebogenen Bügelform mit der halben Kastenlänge beschränkt (siehe Abbildung 7.1).

Der Montageablauf zum Einbringen der Rückbiegebewehrung gliedert sich in folgende Schritte [17] (siehe Abbildung 7.2):

- Das Rückbiegeanschlusselement wird an der Schalung fixiert (1.1).
- Es folgt das Betonieren des ersten Abschnittes.
- Nach der Aushärtezeit kann die Schalung entfernt werden.
- Betonverschmutzungen am Rückbiegeanschlusselement müssen entfernt werden (2.1).
- Hammerschläge auf ein Kantholz, welches in die Sicke des Abdeckbleches gelegt wird, führen zum Ablösen der Seitenflanken des Elementdeckels vom Beton (2.2).
- Der Blechdeckel besitzt vorgestanzte Einkerbungen, welche mit dem Hammer eingeschlagen werden. Das daraus entstehende Loch ermöglicht ein Einhaken und Abziehen des Deckels mit dem Hammerkopf (2.3).
- Die Rückbiegezange direkt an das u-förmige Blech des Elementes angelegt und den Bewehrungsstab umfassen (3.2).
- Beidhändiges Ziehen des Hebels biegt den Bewehrungsstab in eine knickfreie, gerade Position (3.3).
- Nachdem alle Bewehrungsstäbe geradegebogen wurden, kann der anschließende zweite Betonierabschnitt ausgeführt werden.

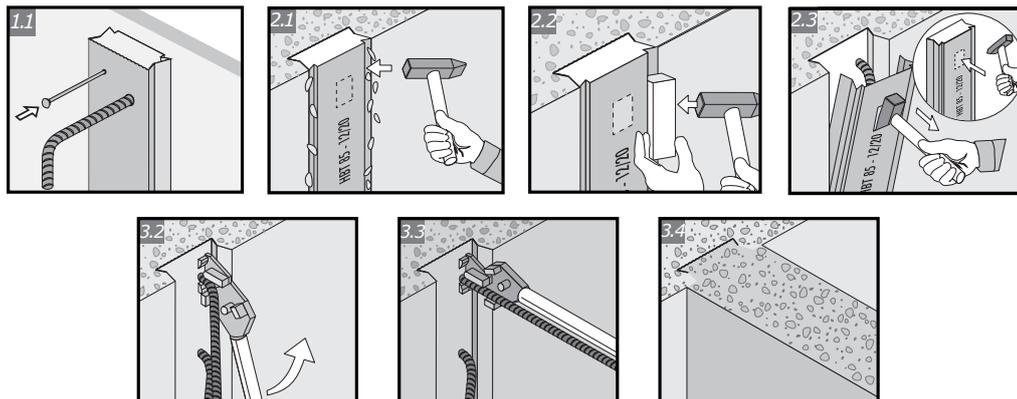


Abb. 7.2: Montageanleitung für den Einbau der Rückbiegebewehrung nach [17]

Zusätzlich erforderliche ULS-Nachweise

Die Rucksackausbildung der alternativen Lösung erfordert eine ausreichende Übergreifungslänge der Biegebewehrung zum Widerlager. Der Mindestwert hierfür wurde bereits in Kapitel 5.7 mit 1,22 m bestimmt. Die Vorsatzschale verschuldet bei diesem Detail einen größeren Stababstand zwischen den beiden übergreifenden Stäben. Dieser lichte Abstand ist nach Eurocode 2 [9] mit dem Maximum aus 50 mm oder $4 \varnothing_s$ begrenzt, ansonsten ist einer Erhöhung des Übergreifungsstoßes erforderlich. Der lichte Abstand zwischen den beiden Bewehrungsstäben $e_{ÜS}$ beträgt 94 mm (siehe Abbildung 7.6) und liegt damit unter den Maximalwerte von $4\varnothing = 104$ mm. Die Verlängerung des Übergreifungsstoßes ist nicht erforderlich. Die Empfehlung nach Stroband und Kolpa [27] für Stöße direkt in der Rahmenecke von $\geq 50\varnothing$ führt zu einer Übergreifungslänge von 1,30 m. Die erhältliche Elementlänge der Rückbiegeanschlüsse mit 1,25 m nach Produktkatalog [16] beeinflusst die Ausbildung ebenfalls. Die Länge der Vorsatzschale h_{VS} von 2,25 m setzt sich aus der Überbauhöhe h_{Ri} und dem Maximum aus Übergreifungslänge $l_{üs}$ bzw. der erhältlichen Elementlänge des Rückbiegeanschlusses l_{RB} zusammen. Die Wahl von der Länge des Rucksackes h_{VS} unterliegt noch der Bedingungen eines erfüllten Schubfugennachweises. Die Betondeckung c_{nom} von 60 mm, der Querbewehrungsdurchmesser \varnothing_{quer} 16 mm und der Biegebewehrungsdurchmesser \varnothing_l von 26 mm ergeben in Summe 102 mm. Der Abstand der Biegebewehrung zum ersten Betonabschnitt beträgt 18 mm, womit sich die Dicke der Vorsatzschale t_{VS} zu 0,12 m ergibt.

In der Dissertation von della Pietra [14] wird eine Methode zur Bestimmung der Rucksacklänge h_{VS} angeführt. Die Länge resultiert aus dem Punkt des Momentennullpunktes im Widerlager h_{VS}^* inklusive der erforderlichen Übergriffslänge des Bewehrungsstoßes l_0 . Es wird untersucht in welcher Widerlagerhöhe das Biegemoment in den Unterbau vollständig eingeleitet ist. Die Einleitung schließt an dem Punkt ab, wo die Resultierende in die erste Kernweite hineinfällt. Der Querschnitt ist an dieser Stelle nun zur Gänze überdrückt. Diese Vorgehensweise eignet sich für Integralisierungen von Bestandsbrücken, da hier keine weitere Biegung in das bestehende Widerlager eingeleitet werden soll. Die Vorsatzschalen nehmen in diesen Fällen den Großteil der Widerlagerhöhe ein. Das Vergleichsobjekt als Neubau erfordert eine solche Vorgehensweise nicht.

- **Schubfugennachweis:**

Die Übertragung der Schubkräfte in der Fuge nach Eurocode 2 [9] erfolgt ordnungsgemäß, wenn Gleichung 7.1 eingehalten ist. Der Nachweis bezieht sich auf einen Ein-Meter-Streifen $b_i = 1,00$ m. Die Nachweisführung findet bereits im obersten Meter des Widerlagers nahe der Brückenachse statt.

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad [9] \quad (7.1)$$

mit:

$$v_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z b_i} \quad [9] \quad (7.2)$$

β ... Verhältnis der Normalkraft in der Betonergänzung zur Gesamtnormalkraft in Zugzone bzw. Druckzone: $\beta=1,0$

(Grund: Druckzone liegt zur Gänze im Widerlager)
 V_{Ed} ... Querkraft die in betrachteten Querschnitt wirkt: $V_{Ed}=533$ kN/m
 z ... innerer Hebelarm Gesamtquerschnitt: $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 1,211$ m

mit:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad [9] \quad (7.3)$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}[\text{MPa}]}{250}\right) \quad [9] \quad (7.4)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \geq 0,12 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad [9] \quad (7.5)$$

σ_N ... Spannung infolge kleinster Normalkraft rechtwinkelig zur Fuge
 c ... bei einer rauen Oberfläche gilt: $c=0,40$
 μ ... bei einer rauen Oberfläche gilt: $\mu=0,70$
 f_{ctd} ... Bemessungswert der Betonzugfestigkeit bei C35/45 in Österreich nach [21]: $f_{ctd}=1,47$ MPa
 f_{yd} ... Bemessungswert der Fließgrenze der Bewehrung in Österreich nach [21]: $f_{yd}=550$ MPa
 f_{yk} ... charakteristische Fließgrenze der Bewehrung: $f_{yk}=550$ MPa
 v ... Festigkeitsabminderungswert unter Querkraft bei gerissenen Beton nach Formel 7.4: $v=0,516$
 A_s ... die Fuge kreuzende Querschnittsfläche der Bewehrungsstäbe: $A_s=10,05$ cm²/m² (siehe Abbildung 7.5)
 A_i ... Fläche der Fuge: $A_s=1,00$ m² (bezogen auf eine m²)

Die einwirkende Schubkraft in der Fuge beträgt $v_{Edi} = 489$ kN/m² = 0,49 MPa nach der Formel 7.2. Der Widerstand v_{Rdi} kann unter Vernachlässigung des Reibungsanteils durch den kleinsten rechtwinkelligen Erddruck auf die Fuge $\mu \cdot \sigma_N$ berechnet werden. Der vorhandene Bewehrungsgrad in der Schubfuge ρ von 0,100 % übersteigt den Mindestbewehrungsgrad ρ_{min} von 0,070 %. Die Bewehrungsstäbe schneiden die Fuge unter einem Winkel von $\alpha=90^\circ$. Der Widerstand der Schubfuge v_{Rdi} beträgt für den Nachweis im obersten Meter des Widerlagers bereits 0,97 MPa und übersteigt somit die einwirkende Schubkraft v_{Rdi} von 0,49 MPa. Die Bewehrung in der Schubfuge und die Länge der Vorsatzschale h_{VS} mit 2,25 m sind ausreichend groß gewählt worden.

Konstruktive Durchbildung

Die größte Unterscheidung bei der Bewehrungsführung im Rahmeneck entsteht bei der Querkraftbewehrung. Besonders der Einsatz der Rückbiegebewehrung im Rahmeneck führt

zu einer im Kapitel 5.8 abweichenden Positionierung der Bügel im Rucksackbereich. Die Bügel im Widerlager werden daher nicht nach Abbildung 5.21 positioniert, sondern nach Abbildung 7.5. Der Mindestlängsabstand $s_{l,max}$ und Mindestquerabstand $s_{t,max}$ der Bügel im Widerlager unterhalb des Rucksackbereiches entsprechen nicht jenen in Kapitel 5.7, da hier die Widerlagerdicke ohne Rucksack d_{St} nur 1,18 m beträgt. Daraus rührt folgerichtig eine Verminderung der Maximalabstände der Bügel auf $s_{l,max}=s_{t,max}=81,8$ cm.

- **Querkraftbewehrung:**

Geschlossene Bügel fungieren in Bereichen des Überbaus und Widerlagers als Querkraftbewehrung. Grundsätzlich ist es in der Praxis üblich, einen Bügeldurchmesser zu wählen, welcher von der Biegebewehrung nicht mehr als zwei Abstufungen der handelsüblichen Durchmesser abweicht. Im Falle eines Stabdurchmessers \varnothing_l von 26 mm entspricht dies einem Bügeldurchmesser $\varnothing_{b\ddot{u}}$ von 16 mm. Im Überbau besteht für die Bügelbewehrung die Gefahr des Knickens durch das Begehen im Baustellenbetrieb, weshalb die Wahl dieses Stabdurchmesser $\varnothing_{b\ddot{u}}$ plausibel erscheint. Die Hersteller limitieren aufgrund der Biegsamkeit das Angebot an Rückbiegeanschlüssen auf einen maximalen Stabdurchmesser \varnothing_s von 12 mm. Diese Limitierung führt bei dem vorgestellten Detail zu diesem geringen Bügeldurchmesser $\varnothing_{b\ddot{u}}$ im Rucksackbereich des Widerlagers. Die Problematik ist nicht überzubewerten, da im Widerlager keine Knickgefahr durch das Begehen im Baubetrieb besteht.

Die Breite von Rückbiegeanschlüssen b mit geschlossenen Bügeln verzeichnet je nach Produzent Maximalwerte von 22 cm (siehe Abbildung 7.1 rechts unten). Rückbiegeanschlüsse, wie in Abbildung 7.3, mit zwei Kastenschienen erhöhen merklich die Bügelbreite. Diese Ausführung lässt nur das Ausbiegen der offenen Bügelhälfte zu. Im Falle dieses Details befinden sich somit die Haken im zweiten Betonierabschnitt, jenem des Rucksackes, und daher auf der Zugseite. Die Voraussetzung für offene Bügel, einem Umschließen der Biegebewehrung, bleibt damit unerfüllt. Eine Wahl von zwei Kastenschienen ermöglicht sich daher nicht.

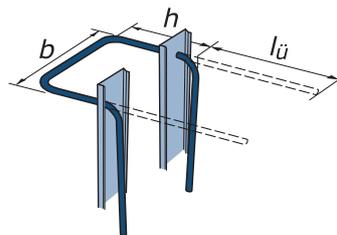


Abb. 7.3: Rückbiegeanschluss mit zwei Kastenschienen für offene Bügel [16]

Eine Querkraftbewehrung ist nach Kapitel 5 nur im Randbereich des Überbaus und in den oberen Eckbereichen des Widerlagers rechnerisch erforderlich. Während sich die gewählte Bügelbewehrung im Riegelanschnitt aus der erforderlichen Querkraftbewehrung ergibt, wird jene des Stielanschnittes durch die produktspezifischen maximalen Bügelabstände von $s_w=25,0$ cm bestimmt.

Neben dem ermittelten Mindestabstand der Biegebewehrung, erfordert der Betoneinbau auch eine Berücksichtigung für Rüttelgassen. Alternativvorschlag 1 verzeichnet über die Höhe des Widerlagers unterschiedliche Bügelabmessungen, weshalb bei der Wahl der Schenkelabstände auf durchgehende Rüttelgassen zu achten ist (siehe Abbildung 7.5).

Das erarbeitete Detail zeigt Abbildung 7.6. Die Darstellung bezieht sich auf einen Längsschnitt in der Brückenachse. Jeweils ein einmetriger Streifen des Querschnittes erörtert in den Schnitten ÜB1-ÜB1 (Abbildung 7.7), ÜB2-ÜB2 (Abbildung 7.8), WL1-WL1 (Abbildung 7.9) und WL2-WL2 (Abbildung 7.10) die Ausbildung und Aufteilung der Bügel. Die gezeigten Bewehrungsmengen rühren aus dem Vergleichsobjekt aus Kapitel 5. Die globale Bewehrungsführung verändert sich bei der Rucksackausbildung zur konventionellen aus Kapitel 5.8. Diese Änderungen betreffen Abbildung 5.17 mit der Biegebewehrung im Widerlager erdseitig und Abbildung 5.21 mit der Bügelbewehrung im Widerlager. Die Bewehrungsskizzen werden durch Abbildung 7.4 und 7.5 ersetzt.

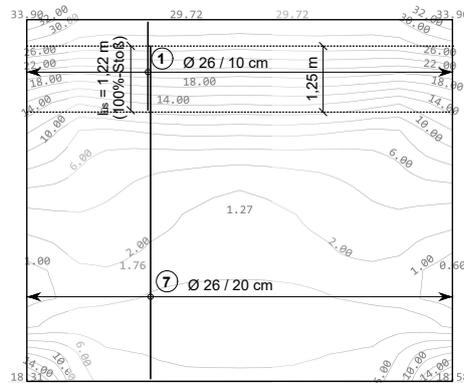


Abb. 7.4: Änderung: Erforderliche Bewehrungsmenge [cm^2/m] an Erdseite Widerlager in Längsrichtung (2. Lage) für Alternativvorschlag 1

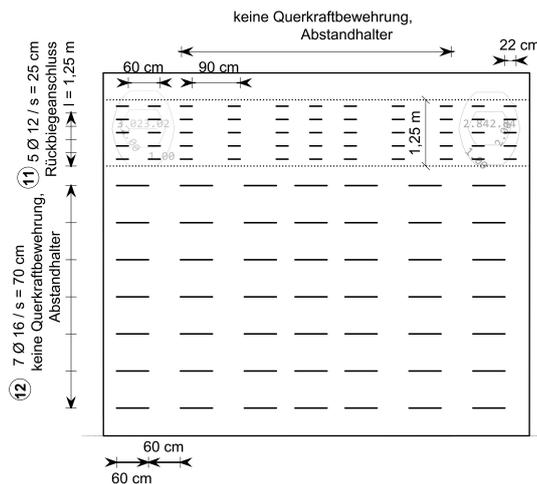


Abb. 7.5: Änderung: Erforderliche Querkraft-Bewehrungsmenge im Widerlager [cm^2/m^2] für Alternativvorschlag 1

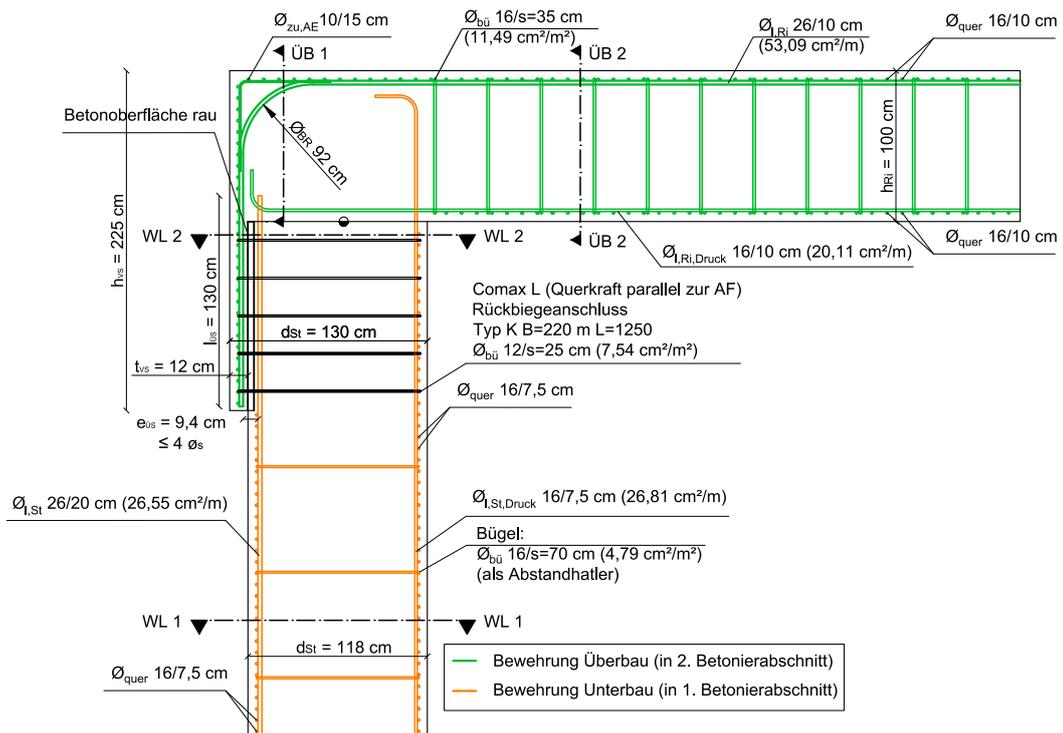


Abb. 7.6: Bewehrungsdetail des Alternativvorschlags 1 mit Rucksackausbildung (Schnitt in Fahrbahnachse)

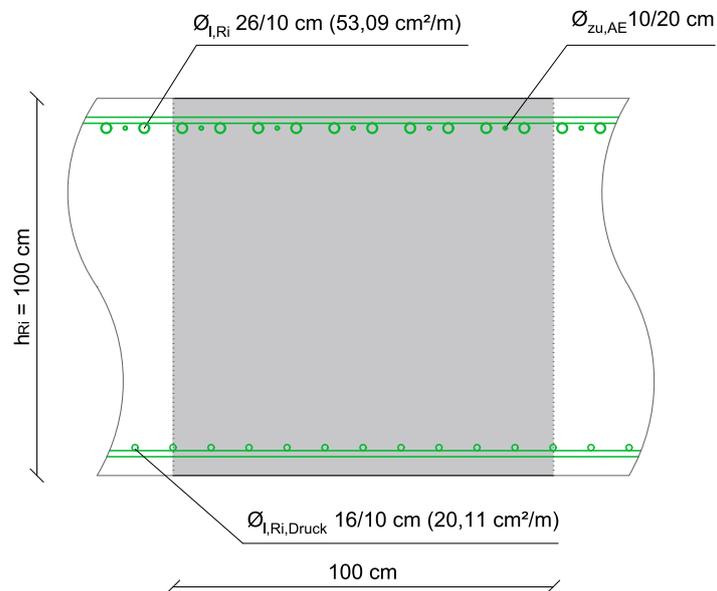


Abb. 7.7: Alternativvorschlag 1 Schnitt ÜB1-ÜB1

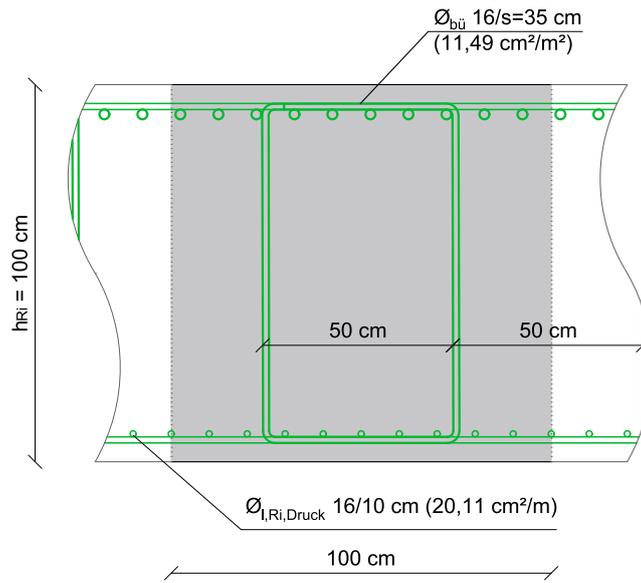


Abb. 7.8: Alternativvorschlag 1 Schnitt ÜB2-ÜB2

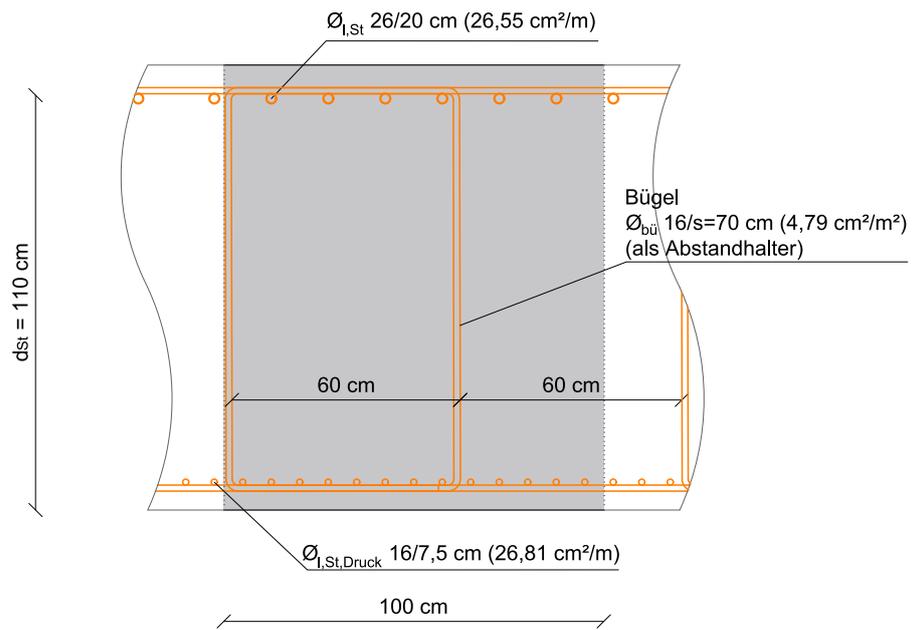


Abb. 7.9: Alternativvorschlag 1 Schnitt WL1-WL1

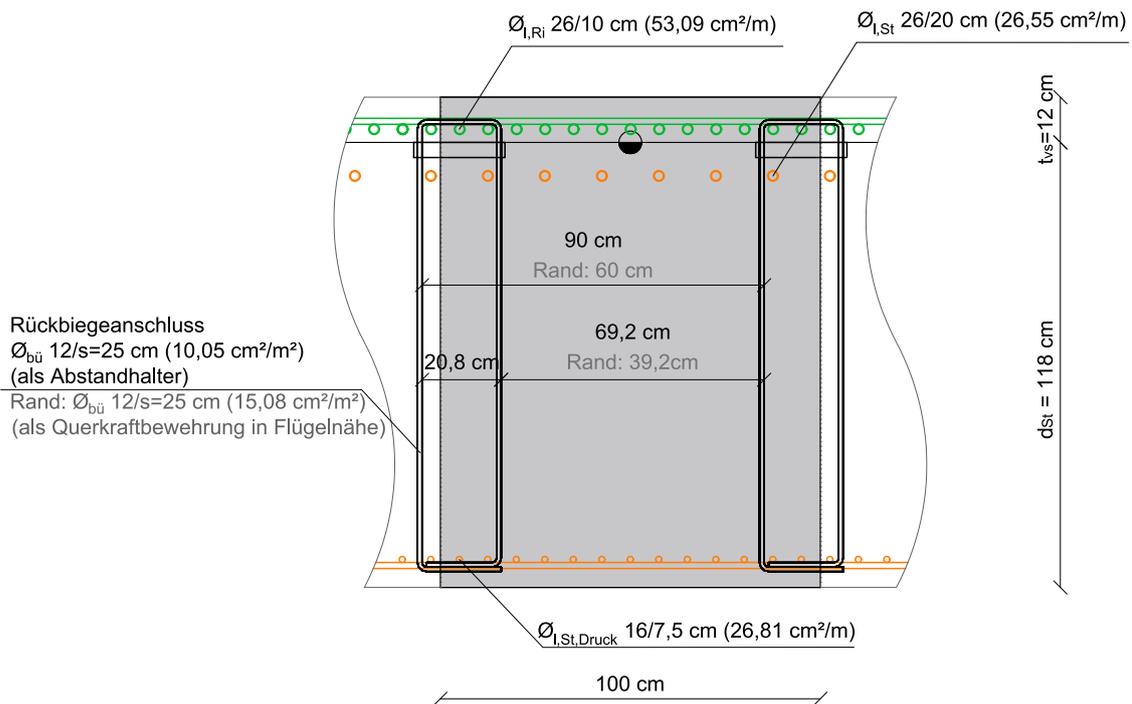


Abb. 7.10: Alternativvorschlag 1 Schnitt WL2-WL2

Bauablauf

Als problematisch im Bauablauf erweist sich die Verdichtung des Widerlagers, da die Bügel der Rückbiegeanschlüsse zu den Bügeln im Widerlager aus geometrischen Gründen versetzt angeordnet werden. Die Rüttelgasse verengt sich oder verschwindet stellenweise. Die Bemühungen eine Rüttelgasse zu konzipieren, ermöglicht eine solche Ausführung, trotzdem sind Erschwernisse nicht auszuschließen. Der Rückbiegeanschluss macht die Ausführung der Schalungsarbeiten erheblich einfacher. Die Rückbiegeanschlüsse werden auf der Schalung positioniert, anschließend erfolgt eine vertikale Abschalung der Schubfuge zwischen Widerlager und Rucksack.

Tragfähigkeit

Hauptaugenmerk bezüglich Tragfähigkeit liegt bei diesem Detail auf der Schubfuge zwischen Widerlager und Rucksackausbildung. Der Abstand zwischen den Biegebewehrungsstäben der Vorsatzschale und des Widerlagers muss klein gehalten werden, um ein Versagen auszuschließen. Ermüdungsprobleme treten bei der Bewehrung durch das einmalige Rückbiegen nicht auf.

7.1.2 Alternativvorschlag 2: Muffenstoß

Eine weitere Möglichkeit, Bewehrungsführung 2, verhindert das horizontale Auskragen der Biegebewehrung im Rahmeneck durch die Anordnung eines Muffenstoßes. Dabei ermöglicht dieser den Verzicht eines Übergreifungsstoßes bei ohnehin beengten Platzverhältnissen direkt im Rahmeneck. Trotz verwendeter Muffe verhält sich die Bewehrung in Sachen Tragfähigkeit unter statischer Belastung gleich einem ungestoßenem Stab, was einen Bewehrungsbruch im Stab- und nicht im Muffenbereich impliziert. Ermüdungsnachweise sind in Abhängigkeit der Stützweite für die Muffe zu führen. Nach der Betonage des Widerlagers ragt die Biegebewehrung inklusive Aufbiegung und einem horizontalen Schenkel (Mindestlänge nach Zulassung [58, 59] $5 \cdot \varnothing_s$) aus diesem heraus. Dies entspricht aufgrund der wegfallenden Übergreifungslänge $l_{\text{üs,hor}}$ einer erheblichen Reduktion der Auskragung und einer Vermeidung von jeglichen Unterstellungsmaßnahmen mit Ausnahme der konventionellen Abstandhalter im Überbau. Grundsätzlich ermöglichen Muffenstoße nach Zulassung [58, 59] einen 100%-Stoß, sprich alle Bewehrungsstäbe stoßen an der gleichen Stelle bzw. im selben Querschnitt. Der Eurocode 2 [57] erlaubt bei Muffenstößen im Gegensatz zum Übergreifungsstoß einen 100%-Stoß im Überbau. Ein 100%-Stoß empfiehlt sich in den meisten Fällen trotzdem nicht, da er die lichten Abstände zwischen den Stäben erheblich reduziert und eine Unterschreitung des Mindeststababstandes nach Norm [9] verursachen kann.

Betonstahlkupplung

Betonstahlkupplungen dienen der Verbindung zweier Rippenstahlstäben, sodass Kräfte von einem in den anderen übertragen werden. Durch den Einsatz lassen sich Übergreifungsstöße vermeiden. Die Kupplung besteht aus einer Muffe, welche die beiden zu verbindenden Stabstähle ummantelt. Nach dem aktuellen Stand der Technik gibt es mit Gewinden und Klemmen zwei übliche Varianten der mechanischen Kraftübertragung zwischen Stab und Kupplung.

- **Schraubanschluss:**

Die Schraubenmuffen unterteilen sich wiederum in verschiedenste Ausführungsvarianten, wobei für diese Detaildurchbildung eine Variante mit beidseitig konischen Gewindegänge gewählt wird. Das betrachtete Detail benötigt im Bereich des Widerlagers einen gebogenen Muffenstab inklusive Schraubmuffe und einen geeigneten geraden Anschlussstab mit entsprechendem Gewinde im Überbau. Relevant für den Bauablauf ist der Einsatz des gebogenen Anschlussstabes im Widerlager. Das Einschrauben eines gebogenen Anschlussstabes benötigt auf der Baustelle viel Arbeitsraum.

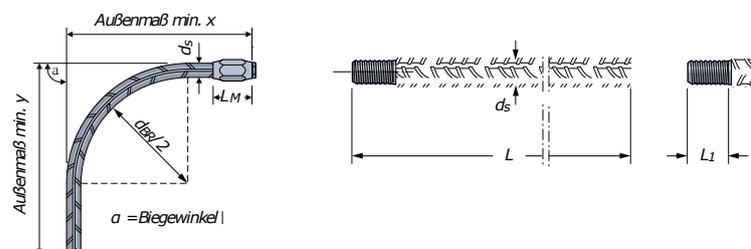


Abb. 7.11: Darstellung eines gebogenen Muffenstabes mit Anschlussstab [18]

Wie Abbildung 7.11 bereits verdeutlicht, stellt der Einbau bei angemessenen Bewehrungsgraden keine Probleme dar. Die Gewindegänge für den Muffen- und Anschlussstab finden bereits im Werk statt. Am Gewindestab befindet sich bereits bei Anlieferung auf der Baustelle die montierte Muffe, um Verwechslungen von Elementen zu vermeiden. Die offene Seite der Muffe ist mit einer Kappe verschlossen, um das Eindringen von Schmutz zu verhindern. Nach Herausdrehen der Schutzkappe erfolgt das Einschrauben des Anschlussstabes.

- **Mechanische Muffenverbindung mit Klemmwirkung:**

Der Hauptbestandteil einer mechanischen Muffe ist ein nahtloses Rohr (siehe Abbildung 7.12). Innerhalb dieser befindet sich eine Leiste mit kleinen Verzahnungen, an welcher sich der Rippenstahl verhakt. Eine von den Stabkräften und folglich vom Stabdurchmesser abhängige Anzahl an Scherschrauben fixieren den Stab bzw. pressen ihn gegen die Zahnleiste. Der mechanische Bewehrungsanschluss mittels Klemmwirkung ermöglicht eine Druck- und Zugverbindung zwischen zwei Rippenstahlstäben mit einem Stabdurchmesser \varnothing_s von 10 bis 40 mm. Die Klemmwirkung reguliert sich selbstständig, sprich die Montageschrauben brechen, sobald die erwünschte Klemmgrad erreicht wurde. Der Vorteil gegenüber den Schraubmuffen besteht darin, dass kein Gewindegänge benötigt wird und in weiterer Folge kein Stauchen, Verpressen oder Schweißen. Im Montagevorgang entfällt das Einschrauben von Anschlussstäben, was den Einbau innerhalb enger Bewehrungskörbe, bei langen oder gebogenen Stäben erheblich erleichtert. Als nachteilig erweist sich der erhöhte Muffendurchmesser in Vergleich mit den Schraubmuffen. [19]

Die Bewehrungsalternative 2 mit einer mechanischen Muffenverbindung sieht den Einbau der Muffe nach der Betonage des Widerlagers vor. In dieser Bauphase ragt die gebogene Rahmeneckbewehrung aus dem Unterbau. Die Muffe kann nun in entsprechendem Abstand von der Aufbiegung entfernt eingebaut werden.

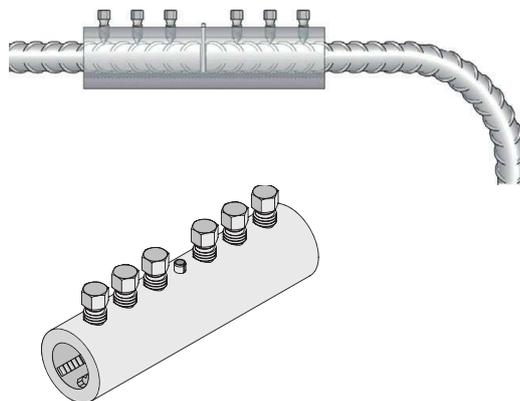


Abb. 7.12: Darstellung einer mechanischen Muffenverbindung mit Klemmwirkung [19]

Der Einbau der Kupplung zwischen den beiden Bewehrungsstäben gliedert sich nach der Montageanleitung [20] in diese Arbeitsschritte (siehe Abbildung 7.13):

- Nach der lagerichtigen Positionierung des Bewehrungsstabes wird über diesen die Kupplung bis zum Sicherheitsstift in Kupplungsmitte geschoben. Um die Lage der Kupplung zu fixieren, folgt ein leichtes Anziehen der Schrauben per Hand. Nach einer Lagekontrolle können noch Adjustierungen folgen (1).
- Die Einführung des Anschlussstabes in die Kupplung erfolgt bis zum Anschlagstift. Auf eine Abstützung bei langen Anschlussstäben sollte geachtet werden, wobei dies z.B. durch den bereits vorhandenen Bewehrungskorb passieren kann. Mittels leicht angezogenen Schrauben werden die Anschlussstäbe an der vorgesehenen Position festgehalten (2).
- Bei lagerichtiger Installation der Bewehrung, folgt das Anziehen der Schrauben mit der vorgesehenen Umschaltknarre oder einem Elektroschrauber bis zu ihrem Abscheren. Dieser Vorgang beginnt immer mit den inneren Schrauben und ohne Schlagschrauber. Die Montage ist abgeschlossen, sobald alle Schraubenköpfe abgesichert sind (3).



Abb. 7.13: Montageanleitung für mechanische Muffenverbindung mit Klemmwirkung [20]

Konstruktive Durchbildung

- **Mindestbetondeckung:**

Die Mindestbetondeckung entspricht mit $c_{nom} = 50$ mm jener von Alternativvorschlag 1. Die statische Nutzhöhe d verringert sich dennoch, da die Mindestbetondeckung nicht mehr vom Stabstahl, sondern von der Außenkante der verwendeten Kupplung gemessen wird. Das Ausmaß der Reduktion der statischen Nutzhöhe d hängt vom gewählten Produkt bzw. Hersteller ab. Die alternative Bewehrungsführung 2 greift auf eine mechanische Klemmkupplung für Rippenstähle der Klasse B550 B mit einem Stabdurchmesser \varnothing_l von 26 mm zurück. Der Außendurchmesser \varnothing_{D1} dieses Produktes beträgt 66,7 mm laut Zulassung. [58]

- **Querkraftbewehrung:**

Die Änderung des Stoßes im Vergleich zu Alternativvorschlag 1 verändert lediglich die Bügelform, jedoch nicht die abzutragenden Querkräfte. Der Bügeldurchmesser $\varnothing_{b\ddot{u}}$ von 16 mm bleibt dementsprechend erhalten. Im Gegensatz zur alternativen Bewehrungsführung 1 wird auf die Rückbiegebügel verzichtet. Die Verwendung von konventionellen Bügeln ermöglicht den Einbau einer einheitlichen Querkraftbewehrung über die gesamte Stielhöhe. Obwohl die Biegebewehrung im Überbau aufgrund der Muffen weiter innen als im Wiederlager liegt, kann aufgrund des stellenweisen Aufliegens der Bügel auf den Muffen von einer geringeren Bügelhöhe im anschnittsnahen Bereich abgesehen

werden. Die Positionierung der Bügel im Widerlager gleicht jener der konventionellen Bewehrungsführung des globalen Modells in Abbildung 5.21. Im Widerlager wird auf den Einsatz von Muffenstößen abgesehen. Die statische Nutzhöhe d im Widerlager stimmt somit mit Kapitel 5 überein, folglich auch die Mindestabstände der Bügelschenkel und der Querkraftbewehrung in Längsrichtung. Mit einem Außendurchmesser der Muffe \varnothing_{D1} von 66,7 mm aus der Zulassung [58] erhöht sich d_1 im Riegel auf 9,9 cm und mindert die statische Nutzhöhe im Überbau d_{Ri} auf 90,1 cm ab. Daraus rührt ein geringerer Mindestabstand der Bügel in Bauteillängsrichtung $s_{l,max}$ und ein Querabstand der Bügelschenkel $s_{t,max}$ von jeweils 67,6 cm. Trotzdem bleibt die Verlegung der Querkraftbewehrung der konventionellen Bewehrungslegung in Abbildung 5.16 erhalten.

$$d = h_{Ri} - d_1$$

$$d_1 = c_{nom} + \max \left\{ \begin{array}{l} \varnothing_{bü} \\ \varnothing_{quer} \end{array} \right\} + \frac{\varnothing_{D1}}{2}$$

\varnothing_{D1} ... Außendurchmesser der Bewehrungskupplung

- **Stababstände Biegebewehrung:**

Der geforderte lichte Abstand nach EC 2 [9] zwischen den Bewehrungsstäben $e_{l,min,licht}$ von 3,6 cm bleibt nach der gültigen Zulassung [58] auch für den Abstand zwischen Muffe und Bewehrungsstab bzw. Muffe und Muffe aufrecht. Daher empfiehlt sich, obwohl aus mechanischer Sicht nicht notwendig, ein versetzter Stoß, um die geforderten Abstände einhalten zu können. Im Falle des Alternativvorschlages 2 befinden sich nur 50,0 % der Muffenstöße im selben Querschnitt. Somit beträgt der geforderte lichte Abstand zwischen Muffe und Bewehrungsstab $e_{l,min,licht} = 3,6$ cm und der minimale lichte Abstand zwischen den Biegebewehrungsstäben 5,7 cm. Der engste Stababstand zwischen Biegebewehrungsstäben beträgt nach Kapitel 5 10,0 cm. Der lichte Abstand beträgt 7,4 cm, bei Verwendung eines Stabdurchmessers \varnothing_s von 26 mm. Folglich ist der Mindestabstand eingehalten. Dies zeigt die Notwendigkeit von versetzten Stößen bei der Anwendung von Muffen gut auf, denn ein 100,0 %-Stoß würde einen lichten Stababstand $e_{l,min,licht}$ von 7,8 cm fordern.

Abbildung 7.14 zeigt den Längsschnitt der Bewehrungsführung im Rahmeneck. Die Schnitte ÜB1-ÜB1 (Abbildung 7.15), ÜB2-ÜB2 (Abbildung 7.16) und WL1-WL1 (Abbildung 7.17) verdeutlichen die Ausführung der Querkraftbewehrung. Alle Details zeigen den Bereich in der Brückenachse. Die gewählte Bewehrung bezieht sich auf das Vergleichsobjekt aus Kapitel 5.

Der Alternativvorschlag 2 hält bei der globalen Bewehrungsführung aus Kapitel 5.8 fest. Es sei jedoch angemerkt, dass es im Überbau bei der obenliegenden Längsbewehrung, anstatt des Übergreifungsstoßes in Abbildung 5.12 ein Muffenstoß ausgeführt wird. Alle anderen Übergreifungsstöße werden auch in dieser Variante beibehalten.

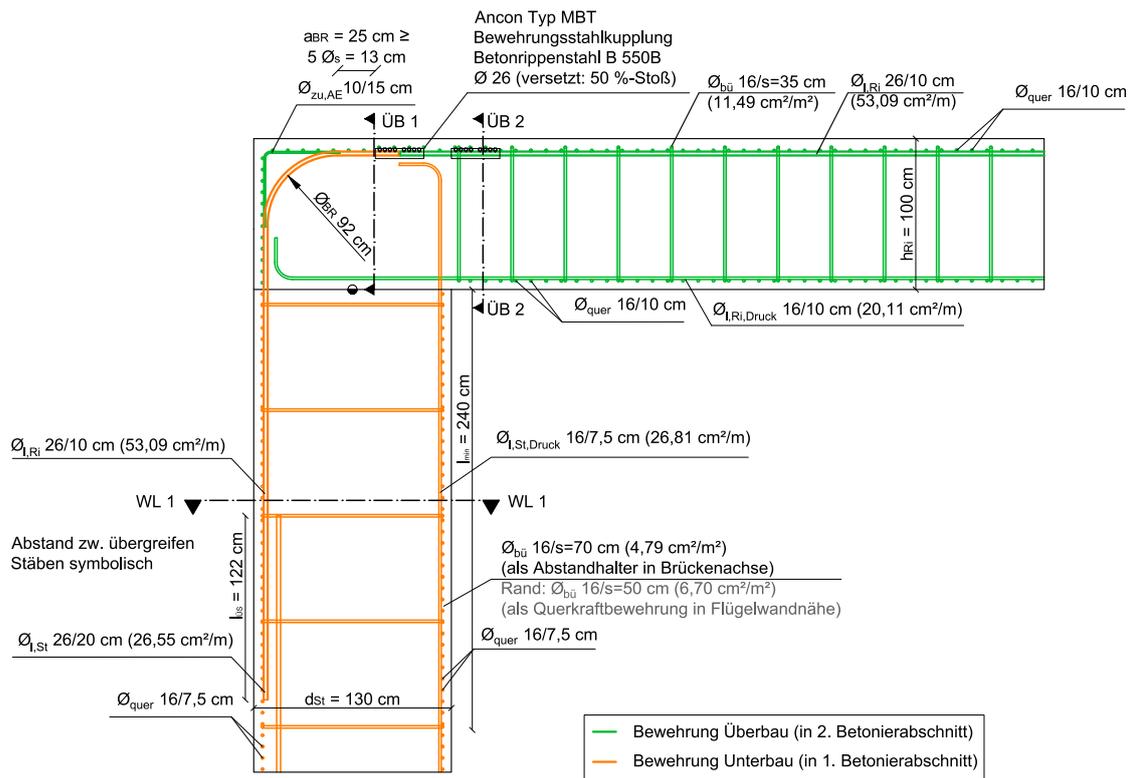


Abb. 7.14: Bewehrungsdetail des Alternativvorschlags 2 mit Rucksackausbildung (Schnitt in Fahr-
bahnachse)

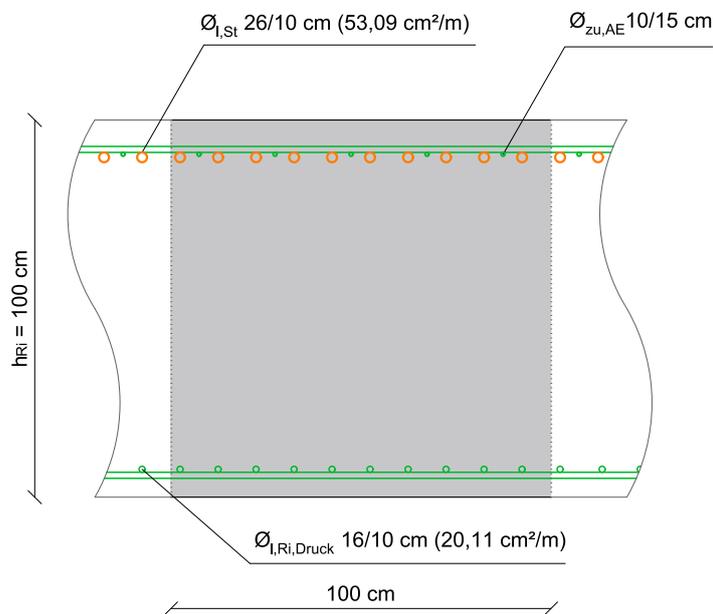


Abb. 7.15: Alternativvorschlag 2 Schnitt ÜB1-ÜB1

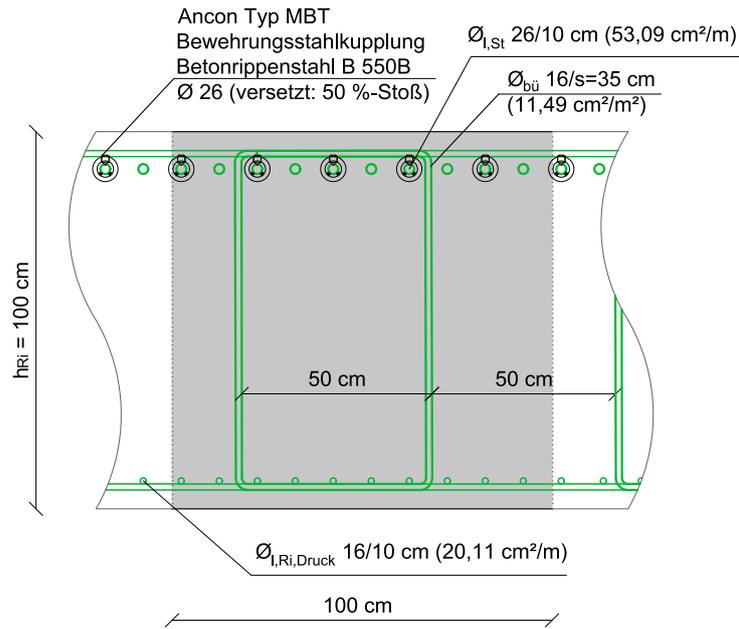


Abb. 7.16: Alternativvorschlag 2 Schnitt ÜB2-ÜB2

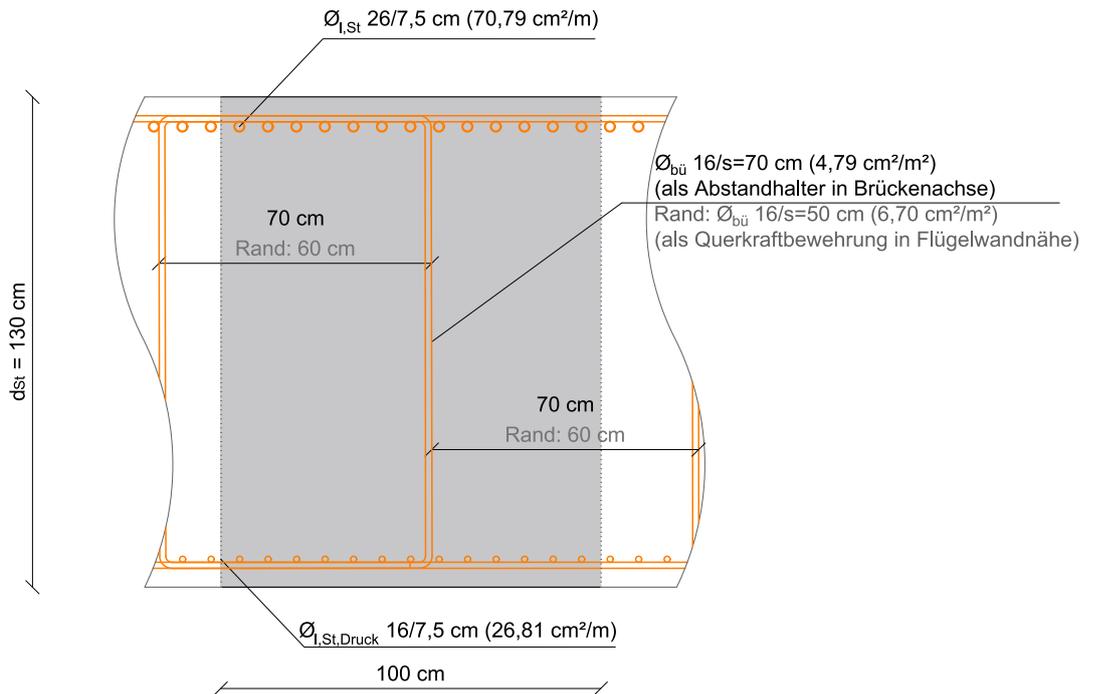


Abb. 7.17: Alternativvorschlag 2 Schnitt WL1-WL1

Bauablauf

Die Schalarbeiten und die Betonage des Widerlagers erweisen sich bei der alternativen Bewehrungsführung als einfach, vor allem durch die horizontal ausgeführte Arbeitsfuge. Die äußerst geringen Auskragungen der Bewehrungen aus dem Widerlager machen additive, temporäre Unterstellungen überflüssig. Die Bewehrungsarbeiten beim zweiten Betonierabschnitt erschweren sich bei zunehmendem Bewehrungsgrad im Anschnitt. Die Bügel, welche als Querkraftbewehrung erforderlich sind, müssen die Biegebewehrung in der Zugzone umfassen. Das Einfädeln der Biegebewehrung durch die Bügel erschwert die Verlegearbeiten erheblich. Das Einführen der im Bewehrungskorb integrierten Biegebewehrung, in die Bewehrungskupplungen bereitet aufgrund der darüberliegenden Bügel Probleme. Diese ungünstigen Platzverhältnisse führten zur Entscheidung, Klemmmuffen zu wählen, um das Einschrauben der Anschlussstäbe in die Schraubenmuffe zu vermeiden.

Tragfähigkeit

Herkömmliche Übergreifungsstöße bereiten keine Probleme hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit. Hingegen sind Betonstahlkupplungen auf Grundlage ihrer Zulassung bezüglich Ermüdung nachzuweisen. Gerade bei hohen Lastwechselzahlen durch die veränderlichen Verkehrslasten auf Brückenbauwerken kann dieser Nachweis maßgebend werden. Im Bereich des Fahrbahnübergangs, in welchem bei der alternativen Bewehrungsführung 2 Muffen verwendet werden, treten verstärkt dynamische Belastungen auf. Im Allgemeinen versichern die Hersteller eine Eignung für den Brückenbau [18]. Erleichterungen beim Ermüdungsnachweis gibt es bei geringerem LKW-Verkehr aufgrund der Seltenheit von hohen Lastwechseln. Darunter fallen nach Eurocode 1-Teil 2 [13] die Verkehrskategorien 3 und 4. Hier entfällt nach österreichischem Anwendungsdokument [54] der Ermüdungsnachweis. Die Tragwerke untergeordneter Verkehrswege besitzen meist geringe Stützweiten, weshalb Integralbrücken hier oft den Vorzug erhalten.

Der Einsatz der Betonstahlkupplungen führt im Stoßbereich zu einem verringerten inneren Hebelarm z , da die Biegebewehrung für das Einhalten der Betondeckung weiter in Richtung Querschnittschwerpunkt rückt. Diese Gegebenheit wirkt sich nur in vernachlässigbarem Maß auf die Querschnittstragfähigkeit aus. Ansonsten ist die Bewehrungskupplung einem konventionellen Stoß zumindest gleichwertig.

7.2 Vergleich

7.2.1 Bauablauf

Anhand der gleichen Bewertungskategorien, wie in Kapitel 4.1.4, werden die beiden Alternativvorschläge für die Bewehrungsführung evaluiert. Dabei wird die Annahme getroffen, dass es sich um Ortbetonbauweise handelt. Die Umsetzung der Bewehrungskonzepte für andere Bauweisen, wie Verbundtragwerke oder Betonhalbfertigteile, sind ebenfalls möglich. Ausführungstechnische Bewertungskategorien aus Tabelle 4.4, welche für die Ortbetonbauweise irrelevant sind, werden hier nicht mehr angeführt. Eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung inklusive Lohnkosten und Materialkosten findet nicht statt. Diese würde eine Entscheidungsfindung bei einer Variantenstudie erheblich beeinflussen.

Ausführungstechnische Bewertungskategorie	Vorteile ⊕ und Nachteile ⊖ der Bauausführungen von Alternativvorschlag 1 und 2	AV1	AV2
Stoßanordnung im Rahmeneck	⊖ beengte Platzverhältnisse im Rahmeneck für Bewehrungsverlegung		✓
	⊕ keine oder nur geringe horizontale Auskragungslänge $l_{A,W,hor}$ der gebogenen Biegebewehrung im Rahmeneck in der Bauphase nach Herstellung des Widerlagers	✓	✓
Stoßanordnung in Nahbereich der Anschnitte, jedoch nicht im Rahmeneck	⊖ horizontale Auskragung der Biegebewehrung im Rahmeneck $l_{A,W,hor}$ nach Herstellung des Widerlagers benötigt eine zusätzliche Unterstellvorrichtung		
	⊖ Behinderung beim Einbau der untenliegenden Bewehrung des Überbaus und den Abstandhaltern durch horizontal auskragende Biegebewehrung $l_{A,W,hor}$		
	⊕ keine erforderliche Stoßanordnung bei beengten Platzverhältnissen im Rahmeneck	✓	
Horizontale Arbeitsfuge	⊖ bei einer im Stielanschnitt horizontalen verlaufenden Arbeitsfuge in Stahlbetonbauweise ist ein vertikaler Stoß im Widerlager nicht mehr möglich und die Stöße im Rahmeneck bzw. im Überbau benötigen eine große horizontale Auskragung $l_{A,W,hor}$ im Bauzustand nach Fertigstellung des Widerlagers		
	⊕ einfache Schalung, ohne Durchführungen für Querkraftbewehrung	✓	✓
	⊕ keine sprunghaften Verbreiterungen im Widerlager und folglich geringerer Verdichtungsaufwand bei der Betonage	✓	✓
Arbeitsfuge mit vertikalem Sprung	⊖ eventuell Enlüftungsmaßnahmen bei Betonieren aufgrund komplizierter Schalungsform		
	⊖ hoher Schalungsaufwand, um Querkraftbewehrung im Widerlager durch Schalung führen zu können		
	⊕ Möglichkeit der vertikalen Stoßanordnung im Widerlager oder Stoßanordnung im Rahmeneck, ohne oder mit geringer horizontalen Auskragung der Biegebewehrung im Rahmeneck $l_{A,W,hor}$ nach Herstellung des Widerlagers	✓	✓

Ausführungstechnische Bewertungskategorie	Vorteile \oplus und Nachteile \ominus der Bauausführungen von Alternativvorschlag 1 und 2	AV1	AV2
Tiefliegende Arbeitsfuge	\ominus Schalungsarbeit des Widerlagers muss in zwei Arbeitsschritten ausgeführt werden	✓	
	\oplus geringe Fallhöhe beim Betonieren des Widerlagers		
	\oplus Biegebewehrung über das Rahmeneck kann in einem Arbeitsschritt mit der Überbaubewehrung verlegt werden und behindert damit nicht die Verlegearbeiten des Rippenstahls am Überbau	✓	
Sehr großer Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR}	\ominus Zusatzbewehrung bei hohem Biegerollenradius notwendig, um das Abplatzen der Außenecke zu unterbinden		
	\oplus genügend Übergreifungslänge in der Aufbiegung vorhanden, um den Stoß direkt im Rahmeneck gestaffelt versetzen zu können		
	\oplus Stoß im Rahmeneck verhindert eine große horizontale Auskragung der Biegebewehrung $l_{A,W,hor}$ im Bauabschnitt nach Herstellung des Widerlagers, womit keine Stützmaßnahmen notwendig werden und der Überbau ohne Behinderungen bewehrt werden kann	✓	✓

Tab. 7.1: Ausführungstechnische Vor- und Nachteile der alternativen Bewehrungsführungen 1 und 2

Wie Tabelle 7.1 zeigt, fällt die qualitative Bewertung für den Bauablauf gut aus. Die Alternativvariante 1 (AV1) birgt durch die Betonschürze einen Mehraufwand, durch die zusätzlichen Schalarbeiten. Das Widerlager benötigt zur Fertigstellung zwei Betonierabschnitte. Dieser Nachteil relativiert sich bei einer simultanen Betonage von Schürze und Überbau. Die alternative Variante 2 (AV2) muss nicht direkt im Rahmeneck stoßen, kann aber aufgrund der Muffen auch im Überbau den verfügbaren Arbeitsraum einschränken. Der geringe Außendurchmesser von Schraubenmuffen spart gegenüber der Klemmkupplung Platz ein. Die Montage unter engen Verhältnissen ist wiederum mit den Klemmmuffen erheblich einfacher.

Die oben betrachteten Aspekte zeigen das Potential dieser beiden Rahmeneckausführungen. Der Bauablauf optimiert sich durch den Einsatz der innovativen Bewehrungsprodukte merklich. Die Bauablaufbewertung der Referenzprojekte in Kapitel 4.1.4 verdeutlicht die Stärken von Halbfertigteilen. Eine Modifikation der Rahmeneckdetails AV1 und AV2 in Form eines Halbfertigteils kann zu weiteren Vereinfachungen im Bauablauf führen.

7.2.2 Traglast und Verformungsvermögen

In Kapitel 4.1.5 fand eine Beurteilung des Tragvermögens anhand von konstruktiven Parametern wie Übergreifungslänge und Biegerollendurchmesser \varnothing_s statt. Nach dem Vorbild der Tabelle 4.6 beurteilt Tabelle 7.2 die beiden alternativen Bewehrungsführungen (AV). Die konstruktiven Bedingungen, welche in Kapitel 2 erwähnt wurden, sind erfüllt. Vergleiche bezüglich des globalen Bewehrungsgrades mit den Referenzbrücken sind dem Kapitel 6 zu entnehmen.

AV #	\varnothing_{BR} [mm]	$\varnothing_{BR,bez}$ [mm]	$\frac{\varnothing_{BR}}{d}$ [-]	> 0,60 Biegetrag- fähigkeit	~ 1,00 plastische Rotation	> 15 \varnothing_s Druck- streben	$l_{\ddot{u}s,RE}$ [cm]	$\frac{l_{\ddot{u}s,RE}}{\varnothing_{s,max}}$ [-]	≥ 50
1	920	35 \varnothing_s	1,00	✓	✓	✓	130	50	✓
2	920	35 \varnothing_s	1,00	✓	✓	✓	-	-	-

Tab. 7.2: Vergleich alternative Bewehrungsführungen: Biegerollendurchmessers \varnothing_{BR} und Übergreifungslänge im Rahmeneck $l_{\ddot{u}s,RE}$ mit der Literatur

- $l_{\ddot{u}s,RE}$... Übergreifungslänge für die Stoßanordnung direkt im Rahmeneck
- ✓ ... Grenzwert erfüllt
- ✗ ... Grenzwert nicht erfüllt

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Nachfolgend werden die Ergebnisse und Erkenntnisse aus dem lokalen Rahmeneckenmodell, dem globalen Vergleichsobjekt inklusive der Flügelwandvariationen, der Analyse der Referenzbrücken und der alternativen Bewehrungsführungen im Rahmeneck zusammengefasst.

Ein aussagekräftiges lokales Modell für die Ermittlung der plastischen Rotation in der Rahmenecke mit den sensiblen Parameter aus M4L und unter angemessenem Aufwand zu erstellen, erweist sich als schwierig. Probleme bereitet die approximierete Bewehrungsaufbiegung in der Rahmenecke durch die vorhandenen Knicke. Diese resultieren aus dem starren Verbund, der eine Kopplung zwischen Bewehrungsstab und Betonelement im selben Knoten fordert. Die Knicke führen zu hohen lokalen Spannungen im Beton und einem frühzeitigen Versagen dieser Elemente. Die Steifigkeit des Betons fällt frühzeitig ab, bevor die Fließgrenze der Bewehrung, wie in den Versuchen nach Akkermann [5], erreicht wird. Der modellierte starre Verbund zwischen Bewehrung und Beton impliziert dieselbe Dehnung der beiden Baustoffe über den Abschnitt zwischen zwei Knoten. Dieses Verhalten bildet die Wirklichkeit nicht ab, denn durch den Schlupf zwischen Stahl und Beton sind die Materialien in keinem Punkt starr miteinander verbunden. Die Dehnungen der Bewehrung entstammen somit direkt aus den Dehnungen der Beton-Bric-Elemente. Untersuchungen für Vollplattenquerschnitte von Integralbrücken benötigen für die Kalibrierung, aufgrund der erhöhten Behinderung in Tiefenrichtung durch die Breite des Querschnittes, eventuell einen Versuch mit einem Platten- anstatt eines Balkenquerschnitts.

Die Analyse der 16 Referenzbrücken in Kapitel 4 zeigt sieben verschiedene Bauabläufe auf. Die geometrischen Bewehrungsgrade ρ_l der Stahlbetontragwerke im Anschnitt bzw. bei gevouteten Tragwerken im Querschnitt nach der Voute liegen ca. zwischen 0,4 % und 1,0 %. Die Biegerollendurchmesser \varnothing_{BR} reichen von 15 \varnothing_s bis 25 \varnothing_s mit der Ausnahme von RF16 (100 \varnothing_s). Der optimale mechanische Bewehrungsgrad $\omega_{s,m,d,opt}$, also jener Bewehrungsgrad für ein simultanes Erreichen von Bruchdehnung des Stahls ($\epsilon_{su} = 50 \text{ ‰}$) und maximaler Betonrandstauchung ($\epsilon_{c,lim} = 3,5 \text{ ‰}$), ist bei dem überwiegenden Teil der Referenzbrücken unter dem tatsächlichen $\omega_{s,m,d}$. Eine Verbesserung der plastischen Rotation erfordert eine Reduktion der Bewehrungsfläche A_s oder eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit f_{ck} . Diese Maßnahmen sind unter Berücksichtigung der Querschnittsbemessung zu treffen.

Die Bemessung eines Vergleichsobjektes am globalen System mit 20 m Stützweite zwischen den Widerlagerachsen führt zu einem geometrischen Bewehrungsgrad ρ_l von 0,5309 % und einem mechanischen ω_l von 0,08343. Die Ergebnisse befinden sich im Bereich von vergleichbaren Referenzbrücken. Das globale Modell verdeutlicht durch eine Variation der Flügelwandausbildung deren geringen Einfluss auf die Widerlagerkopfverschiebung. Der Hintergrund dieses Phänomens ist die geringe Steifigkeit des Bodens im Vergleich zum Tragwerk.

Die Recherche verschiedener innovativer Bewehrungsprodukte ergab eine grundsätzliche Eignung für integrale Brücken von Rückbiegeanschlüssen und Muffenstößen. Die Anwendbarkeit der Rollbewehrung scheitert an der Rollbarkeit von gebogenen Bewehrungsstäben. Außerdem ist die Verwendbarkeit aufgrund der punktwisen Verschweißung zwischen Bewehrungsstab und Trägerband hinsichtlich Ermüdung fragwürdig. Die beiden Alternativdetails für die Bewehrungsführung im Rahmeneck zeichnen sich durch die einfache Herstellung aus. Das Rucksackdetail optimiert allen voran die Bewehrungsverlegung. Die gebogene Rahmeneckbewehrung wird nach der Herstellung des ersten Betonierabschnitts von der Überbauschalung aus in den Bewehrungskorb eingefädelt. Dabei werden die Einbauarbeiten von keinem auskragenden Bewehrungsstab oder zusätzlichen Unterstellmaßnahmen behindert. Die Stärken des Details mit der Muffenverbindung liegen in der primitiven Form der Schalung und den kurzen Auskragungslängen der Biegebewehrung aus dem Widerlager. Das Einsatzgebiet beschränkt sich je nach Nutzungsklasse und anzuwendendem Ermüdungslastfall. Es sei dabei auf die Detailzeichnungen in Kapitel 7 als Endergebnis hingewiesen.

8.2 Ausblick

Weiterführende Untersuchungen am lokalen Rahmeneckmodell, unter Voraussetzung fundierter Kenntnisse des „microplane“-Materialmodells, mit einer Verbunddarstellung durch Feder-elemente zwischen Beton- und Bewehrungsknoten können genauere Ergebnisse erzielen. Als herausfordernd gilt dabei die Ausrichtung der Verbundfedern und deren richtungsbezogenen Steifigkeiten. Diese Implementierung bindet das Bewehrungsnetz nicht mehr an vorgegebene Bric-Knotenpunkte. Lokale Lastkonzentrationen durch Knicke in der Bewehrung werden dadurch verringert.

Die alternativen Bewehrungsführungen und Details müssen für ihre Anwendung auch ökonomische Bedürfnisse erfüllen. Ein Kostenvergleich zwischen der Herstellung eines konventionellen Rahmeneckdetails und den hier vorgeschlagenen ist für eine Prüfung der Wirtschaftlichkeit empfehlenswert. Eine solche Kalkulation erfordert zuvor eine Aufschlüsselung von Aufwandswerten, um die Arbeitsstunden feststellen zu können. Ergänzend zu den Personenstunden erfordert es Daten über Maschinenkosten und Materialkosten.

Weitere Entwicklungen in der Betonstahlbranche gelten als Denkanstoß für neuartige Detailausbildungen. Eine Optimierung bestehender Ausführungsformen ist ebenfalls möglich. Die Herausforderung dabei ist stets, Trag-, Verformungsverhalten, Arbeitsablauf, Wirtschaftlichkeit in der Herstellung und im Bauwerkslebenszyklus zu berücksichtigen.

Literaturverzeichnis

- [1] R. Geier, V. Angelmaier, C.A. Graubner, and J. Kohoutek. *Integrale Brücken: Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring*. Wiley, 2017.
- [2] Gert König, Dieter Pommerening, and Nguyen Viet Tue. *Nichtlineares Last-Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung*. Beuth, Berlin, berlin : beuth edition, 1999.
- [3] Nilsson I. H. E. *Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment, Design of corners and joints in frame structures*. Statens Institut för Byggnadsforskning, Stockholm, 1973.
- [4] F. Leonhardt and E. Mönning. *Vorlesungen über Massivbau: Dritter Teil Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*. Vorlesungen über Massivbau. Springer Berlin Heidelberg, 1977.
- [5] J. Akkermann and J. Eibl. *Rotationsfähigkeit von Rahmenecken*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verlag GmbH, 2003.
- [6] P. Zdenek Bazant, C. Caner Ferhun, C. Ignacio, D. Mark Adley, and A. Akers Stephen. Microplane model m4 for concrete .i: Formulation with work-conjugate deviatoric stress. *Journal of Engineering Mechanics Volume 126 Issue 9*, 2000.
- [7] deBorst R. Kuhl E, Ramm E. An anisotropic gradient damage model for quasibrittle materials. *Comput Methods Appl Mech Eng; 183:87–103*, 2000.
- [8] D. Sfer, I. Carol, R. Gettu, and Etse G. Study of the behavior of concrete under triaxial compression. *J Eng Mech ASCE 2002;128:156–63*, 2002.
- [9] ÖNORM EN 1992-1-1. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*, Ausgabe: 2015-02-15.
- [10] New jersey deparmtent of transportation - design manual for bridges and structures 6. edition. <https://www.state.nj.us/transportation/eng/documents/BSDM/pdf/2016DesignManualforBridgesandStructures20180604.pdf>, 2016. Zugriff: 2019.04.12.
- [11] *Bridge Detail Sheets I1A thru IA3, Integral Abutments - New York State Department of Transportation*, 1996.
- [12] I. Husain and D. Bagnariol. Integral abutment bridges - ministry of transportation, ontario. *Structural Office Report SO-96-01*, 1996.
- [13] ÖNORM EN 1991-2. *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*, Ausgabe: 2012-03-01.
- [14] R. Della Pietra. *Integralisierung von Bestandsbrücken*. PhD thesis, Technischen Universität Graz, Institut für Betonbau, Graz, 2017.

- [15] Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr. *RVS 15.02.12 - Richtlinie: Brücken - Entwurfs- und Planungsgrundlagen - BEMESSUNG UND AUSFÜHRUNG VON INTEGRALEN BRÜCKEN*, Bearbeitungsstand: 2017-08-21.
- [16] HALFEN HBT Rückbiegeanschluss - Produktinformation Technik - INST HBT 09.15. https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/reinforcementsystems/HBT_16.1.pdf. Zugriff: 2019.07.06.
- [17] HALFEN HBT Rückbiegeanschluss - Montageanleitung - HBT 16.1. https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/installationinstructions/reinforcementsystems/INST_HBT_09-15.pdf. Zugriff: 2019.07.06.
- [18] HALFEN HBS-05 Schraubanschluss - Produktinformation Technik - HBS-05 18. https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/reinforcementsystems/HBS-05_18.pdf. Zugriff: 2019.07.18.
- [19] HALFEN MBT Bewehrungsanschluss - Produktinformation Technik - MBT 16. https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/reinforcementsystems/MBT_16.pdf. Zugriff: 2019.07.08.
- [20] HALFEN MBT Bewehrungsanschluss - Montageanleitung - INST MBT 05.17. https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/installationinstructions/reinforcementsystems/INST_MBT_05-17v02-19.pdf. Zugriff: 2019.07.08.
- [21] ÖNORM B 1992-1-1. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*, Ausgabe: 2018-01-01.
- [22] Geißler K. *Handbuch Brückenbau - Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. John Wiley & Sons, New York, 2014.
- [23] E. Pelke, D. Berger, C.-A. Graubner, and M. Zink. *Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken - Heft 50/2004 der Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung*. Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden, 2003.
- [24] K. Kordina, E. Schaaff, and T. Westphal. *Empfehlungen für die Bewehrungsführung in Rahmenecken und -knoten, Heft 373*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ernst, Verlag für Architektur u. Techn. Wiss., 1986.
- [25] G.C. Ernst, G.M. Smith, A.R. Riveland, and D.N. Pierce. Concrete frame performance under vertical and lateral loads. *ACI Journal*, V.70, No.4, 1973.
- [26] H. Twelmeier and S. Bauch. Versuche zur Grenzverformung von Stahlbetonrahmen. *Bauingenieur* 55, 1989.
- [27] J. STROBAND and J.J. KOLPA. Behaviour of reinforced concrete column-to-beam joints, part 1, corner subjected to negative moments. *Report 5-83-9 TH Delft*, 1983.
- [28] Y. LUO, A.J. DURRANI, S. BAI, and J. YUAN. Study of reinforcing detail of tension bars in frame corner connections. *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, 1994.
- [29] Deutsches Institut für Normung e.V, Berlin. *DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*, Ausgabe 1988-7.

- [30] F. Leonhardt, R. Walther, and H. Dieterle. *Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zugschlaufenstößen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ernst, 1973.
- [31] Östlund L. *The influence of the bending radius and concrete cover of deformed bars on the risk for splitting failure in reinforced concrete structures*. The Royla Institut of Technology, Stockholm, 1963.
- [32] FIB FIB. *fib Model Code for Concrete Structures 2010* -. John Wiley & Sons, New York, 1. Aufl. edition, 2013.
- [33] G. W. Illich. *Ein Beitrag zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens von schlanken Betondruckgliedern*. PhD thesis, Technischen Universität Graz, Institut für Betonbau, Graz, 2015.
- [34] K. Kordina. *Bewehrungsführung in Ecken und Rahmenendknoten, Heft 354*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ernst, Verlag für Architektur u. Techn. Wiss., Berlin, 1984.
- [35] H. Kupfer. *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Heft 229*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ernst, 1973.
- [36] H.P; Spieth. *Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von Spannverankerungen, Disseratation*. PhD thesis, TH Stuttgart, 1959.
- [37] R. Eligehausen and R. Gerster. *Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen, Heft 399*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ernst, Verlag für Architektur u. Techn. Wiss., Berlin, 1993.
- [38] T. Schröckmayr. *Plastisches Rotations- und Umlagerungsvermögen von Rahmen im Vergleich zu Durchlaufträgern*. Master's thesis, Technische Universität Graz, 2019.
- [39] Ferhun C. Caner Nguyen V. Tue, Jiabin Li. Microplane constitutive model m4l for concrete. i: Theory. *Computers & Structure; Volume 128, Pages 219-229*, 2013.
- [40] Foster J. Ghazi M, Attard MM. Modeling triaxial compression using the microplane formulation for low confinement. *Comput Struct 2002;80:919-34*, 2002.
- [41] Li J. Nguyen V. Tue. Microplane approach for modeling of concrete under low confinement. *Computational modeling of concrete structures. CRC Press, p. 233-240*, 2010.
- [42] Dahl KKB. A failure criterion for normal- and high-strength concrete. *Technical report 286, Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark*, 1992.
- [43] Ferhun C. Caner Jiabin Li, Nguyen V. Tue. Microplane constitutive model m4l for concrete ii: Calibration and validation. *Computers & Structures; Volume 128, Pages 146-159*, 2013.
- [44] Bazant Z Caner FC. Microplane model m4 for concrete. ii: Algorithm and calibration. *J Eng Mech ASCE ;126:954-61*, 2000.
- [45] DIN EN 1992-1-1/NA. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter*, Ausgabe: 2013-04.

- [46] Gerhard Mehlhorn and NN. *Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York, 1st edition, 2007.
- [47] E. Winkler. *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik*. Verlag von H. Dominicus, Prag, 1867.
- [48] M. Mayer. Numerische Untersuchung der Bettungssteifigkeiten von flach- und pfahlgegründeten Brückenpfeilern. Master's thesis, Technische Universität Graz, 2015.
- [49] ÖNORM B 1991-2. *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*, Ausgabe: 2012-03-01.
- [50] Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr. *RVS 15.365 - Richtlinie: Bauausführung/Brückenabdichtung – Fahrbahnaufbau auf Brücken*, Bearbeitungsstand: 2001.
- [51] ÖNORM B 1991-1-5. *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen — Temperatureinwirkungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen*, Ausgabe: 2012-01-01.
- [52] ÖNORM EN 1991-1-5. *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen — Temperatureinwirkungen (konsolidierte Fassung)*, Ausgabe: 2012-01-01.
- [53] ÖNORM B 4434. *ÖNORM B 4434 - Erd- und Grundbau - Erddruckberechnung*, Ausgabe: 1993-01-01.
- [54] ÖNORM B 1992-2. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*, Ausgabe: 2014-09-01.
- [55] ÖNORM EN 1990. *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung – (konsolidierte Fassung)*, Ausgabe: 2013-03-15.
- [56] ÖNORM EN 1990/A1. *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung)*, Ausgabe: 2013-03-15.
- [57] ÖNORM EN 1992-2. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln (konsolidierte Fassung)*, Ausgabe: 2012-03-01.
- [58] Ancon System MBT- Bewehrungsstahlkupplung mit Scherbolzen für Betonrippenstählen - Zulassung GZ: BMVIT-327.120/0030-IV/ST2/2011. <https://www.ancon.at/downloads/4312/bmvit-3271.pdf>. Zugriff: 2019.07.08.
- [59] Ancon System Taper Thread - mechanische Verbindung und Verankerung von Betonrippenstählen - Zulassung GZ: BMVIT-327.120/0039-IV/ST2/2012. <http://www.betonstahl.at/wp-content/uploads/2013/09/bmvit-Ancon-Muffen-2012.pdf>. Zugriff: 2019.07.08.