

Universität für Bodenkultur Wien Department für Bautechnik und Naturgefahren Institut für Konstruktiven Ingenieurbau Peter-Jordanstraße 82, 1190 WIEN

Masterarbeit

Bewertung der Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannstahlbetonelementen auf Basis von Experimenten und nicht linearen Modellbetrachtungen

Anton BALLA, B.Sc.

Wien, Juni 2015

miversität des lebens

Masterarbeit zur Erlangung des akademischen Grades Diplom Ingenieur der Studienrichtung Kulturtechnik und Wasserwirtschaft an der Universität für Bodenkultur Wien

> Betreuung: Assoc. Prof. Dr. Alfred Strauss

> > eingereicht von Anton Balla, B.Sc. Matr.Nr.: 0725731

Eidesstaatliche Erklärung zur Masterarbeit

Ich versichere hiermit, diese Masterarbeit selbstständig und lediglich unter Benutzung der angegebenen Quellen verfasst zu haben.

Die vorliegende Arbeit wurde bisher noch nicht im Rahmen eines anderen Prüfungsverfahrens eingereicht.

Wien, am 08.Juli 2015

Anton BALLA

Ш

IV

Kurzfassung

Diese Arbeit ist Teil des Forschungsprojektes OMZIN in welchem die Normal-Schubkraftinteraktion von vorgespannten Stahlbeton Leichtdachelementen untersucht werden, um die mögliche Reduktion oder Wegfall der Schubbewehrung zu ermöglichen.

Das Ziel an skalierten Trägern – der Serie 2, welche aus Trägern rechteckigen Querschnitts mit 45 und 60 cm Höhe besteht, diese Effekte versuchstechnisch zu Begleiten, zu dokumentieren und zu bewerten.

Diese Versuchsreihe behandelte Träger mit einem schlaff, einem teil- und zwei vollvorgespannt bewehrten.

Bei sämtlichen Trägern mit Spannstahlelementen war die Schubbewehrung um rd. 40%, durch einen vergrößerten Bügelabstand, reduziert. Die Versuchsreihe mittels zerstörungsbehafteter Prüfung ergab, dass selbst mit Teilvorspannung höhere Lasten aufgenommen werden können als mit schlaffer Bewehrung.

Ein weiterer Bestandteil ist die Protokollierung und Erfassung von verschiedenen Monitoringsystemen. Die Funktionsweise und Ausführung wird beschrieben.

Die gesamte Versuchsreihe wurde in Atena 5, einer Finite Elemente Berechnungssoftware, modelliert und verglichen. Hier zeigt sich ebenfalls, dass die Vorspannung deutlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat.

Zusätzlich zu den Traglasten sind auch Monitoringdaten und Versagensbilder verglichen worden. Bei den Ergebnissen der FEM Berechnungen sind ähnliche Tendenzen zu erkennen, jedoch bedarf es hier noch an Optimierung um an die Ergebnisse der Versuchsreihe genau heranzukommen.

Abstract

This thesis is part of the extensive OMZIN research project, which has the task to determine the interaction of normal and shear forces, in precast concrete beams for roof constructions, to evaluate if a reduction of shear reinforcement is possible

Target was to evaluate possible optimizations of the shear reinforcement trough prestressing. Therefore scaled beams with rectangular shape and 45 and 60 cm in height where examined, one without and three with prestressing.

Transverse reinforcement of the prestressed beams is reduced by an increased distance of the stirrups (about 40%).

The experiments have shown that even beams with partial prestressing force had a higher ultimate loading capacity than beams with non prestressed reinforcement, despite the reduction.

Another part is the logging of the monitoring systems and the description of the used methods.

The whole experimental series was reconstructed with the finite element software Atena 5 and compared to the experiments. The influence of the prestressing is definite visible.

Additional to the loading capacities monitoring data, load-deflection curves and the appearance of failure where also compared. The results of FEM models have the same tendencies, but will need to be optimized.

Inhaltsverzeichnis

Kurz	fassung		V	
Abstr	act		VI	
Inhal	tsverzeichnis		VII	
Abbil	dungsverzeichnis		XI	
1 Ei	inleitung		1	
1.1	Schubmechan	smus-Theorie	1	
1.2	Zweck der Arb	eit	2	
1.3	Vorgehenswei	se	2	
1.4	Aussage2			
2 G:	rundlagen und Ge	ometrie		
3 Tı	räger R45 14 S		4	
3.1	Betonkennwei	te	4	
3.2	Bewehrung		7	
	3.2.1	Stabliste		7
	3.2.2	Anordnung		8
4 Ti	räger R45 14 V1		9	
4.1	Betonkennwei	te	10	
4.2	Bewehrung		11	
	4.2.1	Stabliste	1	1
	4.2.2	Anordnung	1	2
5 Tı	räger R45 14 V2			
5.1	Betonkennwei	te	15	
5.2	Bewehrung		16	
	5.2.1	Stabliste	1	6
	5.2.2	Anordnung	1	7
6 Tı	räger R60 14 V2			
6.1	Betonkennwei	te	20	

6.2	Bewehru	ung		20	
		6.2.1	Stabliste		21
		6.2.2	Anordnung		22
7 Kon	ventionell	le Bere	chnung der Schubkapazität	24	
8 Last	tversuch			26	
8.1	Versuch	saufba	u	27	
8.2	Lastkur	ve		30	
8.3	Bruchlas	sten		32	
8.4	Durchbi	egung		32	
8.5	Rissbild	und V	ersagensart	33	
9 Mor	itoring	•••••		34	
		9.1.1	Dehnmessstreifen		35
		9.1.2	Digital Image Correlation		42
10 Fini	te-Elemer	nte Ber	echnung	46	
10.1	Verwend	dete So	ftware	46	
10.2	Modellie	erung d	les Volumens	47	
		10.2.1	Volumen des Trägers		47
		10.2.2	Lagerungsbedingungen und Lasteinleitung		47
		10.2.3	Materialien des Volumens		49
10.3	Bewehru	ung		51	
		10.3.1	Schlaffe Bewehrung		51
		10.3.2	Vorgespannte Bewehrung		51
10.4	Monitor	ing am	Modell	52	
		10.4.1	Monitore am Volumen		52
		10.4.2	Bewehrungsmonitore		53
10.5	Mesh	54			
10.6	Iteratior	nslimit	s	55	
11 Vali	dierung d	er Erg	ebnisse	58	
11.1	R45 14 S	5		59	
		11.1.1	Vergleich der Monitordaten		59
		11.1.2	Vergleich der Durchbiegungen		61

	11.1.3	Vergleich der Rissbilder		62
	11.1.4	Schlussfolgerung		63
11.2	R45 14 V1		64	
	11.2.1	Vergleich der Monitordaten		64
	11.2.2	Vergleich der Durchbiegung		66
	11.2.3	Vergleich der Rissbilder		67
	11.2.4	Schlussfolgerung		68
11.3	$\rm R45~14~V2$		69	
	11.3.1	Vergleich der Monitordaten		69
	11.3.2	Vergleich der Durchbiegung		71
	11.3.3	Vergleich der Rissbilder		72
	11.3.4	Schlussfolgerung		73
11.4	$\rm R60~14~V2$		75	
	11.4.1	Vergleich der Monitordaten		75
	11.4.2	Vergleich der Durchbiegung		76
	11.4.3	Vergleich der Rissbilder		77
	11.4.4	Schlussfolgerung		78
11.5	Zusammenfass	ender Vergleich zwischen Versuch und FEM Ber	echnung79	
11.6	Optimierungsr	nöglichkeiten für nachfolgende Arbeiten	81	
11.7 Textm	Abschließende arke nicht definie	Anmerkungen e rt.	Fehle	r!
12 Sic	herheitskonzept l	oei nicht linearen FEM Modellierungen	82	
12.1	Prüfung der G	renzzustände	82	
	12.1.1	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		82
	12.1.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit		84
12.2	Anwendung de	s Sicherheitskonzeptes auf diese Arbeit	87	
	12.2.1	Parameter		87
	12.2.2	Widerstand		89
	12.2.3	Einwirkung		89
	12.2.4	Zuverlässigkeit		89
	12.2.5	Sensitivitätsanalyse		91
	12.2.6	Anwendung reduzierter Festigkeiten in der FEM	I Modellierun	g94

13 Abkürzungsverzeichnis	
14 Literaturverzeichnis	100
15 Anhang	101

<u>X</u>

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 6-2: Spannstahl R60 14 V221
Abbildung 6-3: Spannbild R60 14 V222
Abbildung 6-4: Bewehrungsanordnung R60 14 V223
Abbildung 8-1: Versuchsaufbau in der Prüfhalle der FH Villach27
Abbildung 8-2: Versuchsaufbau R45 14 S, R45 14 V1, R45 14 V228
Abbildung 8-3: Versuchsaufbau R60 14 V229
Abbildung 8-4:Lastkurve Versuch R 45 14 S
Abbildung 8-5: Lastkurve Versuch R 45 14 V130
Abbildung 8-6: Lastkurve Versuch R 45 14 V231
Abbildung 8-7: Lastkurve Versuch R 60 14 V231
Abbildung 9-1: Rissausbreitung zwischen den Belastungstufen 60 kN und 90 kN
Abbildung 9-2: DMS Funktionsskizze (Quelle: www.sensoren.info)35
Abbildung 9-3: DMS vor Montage35
Abbildung 9-4: Monitoringbewehrung der R45 Träger
Abbildung 9-5: Monitoringbewehrung des R60 Trägers
Abbildung 9-6: Glätten der Bewehrungsstaboberfläche
Abbildung 9-7: Reinigung der Staboberfläche
Abbildung 9-8:Aufgeklebte Dehnmessstreifen40
Abbildung 9-9: Auftragen der Silikonschutzschicht40
Abbildung 9-10: Bewehrungsstab mit angebrachtem Schrumpfschlauch41
Abbildung 9-11: DMS (direkt auf Oberfläche geklebt) sowie Wegaufnehmer im
Vordergrund41

Abbildung 9-12:Aufbringen der Speckles42
Abbildung 9-13: Oberfläche mit aufgetragenen Speckles 43
Abbildung 9-14. Kamora
Abbildung 9-15: Aufstellung Kameras und Versuchsaufbau
Abbildung 9-16: Aufstellung Kameras und Beleuchtung
Abbildung 9-17: Monitore mit laufender Bildsoftware (Monitor li. Wiedergabe Kameras: Monitor re. Ansicht Kalibrierungstafel)45
Abbildung 10-1: Volumen mit Eigengewicht47
Abbildung 10-2: Ansicht (X-Y und Y-Z) Träger R4548
Abbildung 10-3: Draufsicht (X-Z) Träger R4548
Abbildung 10-4: Ansicht (X-Y und Y-Z) Träger R60
Abbildung 10-5: Draufsicht (X-Z) Träger R6048
Abbildung 10-7: Versagen des Trägers ohne seitliche Lasteinleitung am Beispiel
R45 14 V250
Abbildung 10-6: Materialien des Volumens mit zusätzlich seitlicher50
Abbildung 10-8: Bewehrung schlaff R45 14 S51
Abbildung 10-9: Bewehrung mit Spannlitzen am Beispiel R45 14 V252
Abbildung 10-10: Monitore am Volumen53
Abbildung 10-11: Monitore am geteilten Volumen-als nicht Erfolg bringender
Versuch53
Abbildung 10-12: Bewehrung mit Monitoren54
Abbildung 10-13: Monitor an Längs- und Querbewehrung54
Abbildung 10-14: Anzahl der Divisionen der Linienelemente

XIV	
Abbildung 10-15: Anzahl der Divisionen der Linienelemente	5
Abbildung 10-16: Mesh am Beispiel des Trägers R45 14 S57	7
Abbildung 11-1: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung59)
Abbildung 11-2: Monitorverhalten von Versuch und Modell)
Abbildung 11-3: Position der Monitore)
Abbildung 11-4: Vergleich der Last-Verformungskurven61	L
Abbildung 11-5: Rissbilder des R45 14 S Trägers (von o. nach u. FEM-Modell,	
Rissbild vor und nach Erreichen der Bruchlast)62	2
Abbildung 11-6: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung64	ł
Abbildung 11-7: Monitorverhalten von Versuch und Modell	5
Abbildung 11-8: Position der Monitore	5
Abbildung 11-9: Vergleich der Last-Verformungskurven	;
Abbildung 11-10: Rissbilder des R45 14 V1 Trägers (von o. nach u. FEM-Modell,	
Rissbild vor und nach Erreichen der Bruchlast)67	7
Abbildung 11-11: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung)

Abbildung 11-13: Position der Monitore
Abbildung 11-14: Vergleich der Last-Verformungskurven
Abbildung 11-15: Rissbilder des R45 14 V2 Trägers (von o. nach u. FEM-Modell,
Rissbild vor und nach Erreichen der Bruchlast)72
Abbildung 11-16: Rissausbildung R45 14 V2 bei 200 kN

Abbildung 11-17: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung	.75
Abbildung 11-18: Monitorverhalten von Versuch und Modell	.75

Abbildung 11-19: Position der Monitore	76
Abbildung 11-20: Vergleich der Last-Verformungskurven	76
Abbildung 11-21: Rissbilder des R60 14 V2 Trägers (von o. nach u. FEM-Modell,	
Rissbild vor und nach Erreichen der Bruchlast)7	77
Abbildung 12-1: Rissöffnung und Rissbreite	32
Abbildung 12-2: Rissweite und Neigung bei Schubrissen	33
Abbildung 12-3: Beispiele für äquivalente Rissbandbreiten	33
Abbildung 12-4: Verwendete Verteilung (v.ln.r. Rechtecks-, Dreiecks-, Normal-,	
2par. Lognormalverteilung)8	38
Abbildung 12-5: Korrelationen Eingabemaske8	39
Abbildung 12-6: Zuverlässigkeitsverteilung R45 14 S) 0
Abbildung 12-7: Zuverlässigkeitsverteilung R45 14 V1) 0
Abbildung 12-8: Zuverlässigkeitsverteilung R45 14 V2	<i>}</i> 0
Abbildung 12-9: Zuverlässigkeitsverteilung R60 14 V2) 0
Abb. 12-10: Sensitivitäten R45 14S Abb. 12-11: Sensitivitäten. R45 14V19	<i>)</i> 1
Abb. 12-12: Sensitivitäten R45 14V2 Abb. 12-13: Sensitivitäten R60 14V29	<i>}</i> 2
Abb. 12-14: Abhängigkeit des Versagens von der Betondruckfestigkeit	<i>}</i> 2
Abb. 12-15: Abhängigkeit des Versagens von der Krafteinwirkung)3
Abb. 12-16: Abhängigkeit des Versagens von der Betonüberdeckung) 3
Abbildung 12-17: Last- Verformungskurve R45 14 S	<i>)</i> 5
Abbildung 12-18: Last- Verformungskurve R45 14 V19)5
Abbildung 12-19: Last- Verformungskurve R45 14 V2) 6
Abbildung 12-20: Last- Verformungskurve R60 14 V2	<i>}</i> 6

1 Einleitung

1.1 Schubmechanismus-Theorie

Nach ANTONIO MARÌ et al (2014) ist die Darstellung und Bestimmung des Schubverhaltens sehr aufwändig.

Die Widerstandsfähigkeit von bewehrten Stahlbetonträgern welche einer kombinierten Biege- und Scherbeanspruchung ausgesetzt sind, ist ein sehr komplexes Phänomen welches durch vorhandene mehraxiale Spannungen und Anisotropie durch entstehende schräge Risse gekennzeichnet ist. Zusätzlich bestimmen die Interaktion zwischen Beton und Bewehrung sowie die Sprödheit das Schadensbild.

In den letzten 60 Jahren wurden eine Vielzahl an Scherversuchen durchgeführt und daraus verbesserte theoretische Modelle entwickelt, welche zwar die Möglichkeit haben das nichtlineare Verhalten darzustellen, aber sowohl zu zeitaufwändig als auch zu teuer sind für die alltägliche Verwendung in der Praxis.

Deswegen wurden einfachere semiempirische Gleichungen entwickelt, deren Ergebnisse weisen jedoch, verglichen mit Versuchen, große Abweichungen auf.

Diese Fakten zeigen auf, dass es noch immer kein universelles mechanisches Modell gibt um das Scherverhalten von Stahlbetonträgern adäquat darzustellen, insbesondere für Träger ohne Schubbewehrung.

Da Normen allen möglichen Lastsituationen gerecht werden sollen, sind diese im Allgemeinen deutlich auf der konservativen Seite. Dies hat aber auch zur Folge, dass bei der Betrachtung bestehender Strukturen diese auch fälschlicherweise als unsicher qualifiziert werden.

Es zeigt sich, dass nicht lineare Modelle gut bzw. besser geeignet sind, um die erwähnten Strukturen wirklichkeitsgetreu darzustellen.

Sie sind somit wertvolle Werkzeuge und bieten viele Möglichkeiten das Verhalten von Beton- und Stahlbetonstrukturen wirklichkeitsgetreu darzustellen.

Mit den Erkenntnissen aus diesen Modellbetrachtungen ist es möglich angepasste Formelapparate aufzustellen mit welchen es möglich ist entsprechende Problemstellungen einfach und effizient zu lösen.

1.2 Zweck der Arbeit

Diese Arbeit ist Teil des Forschungsprojektes OMZIN in welchem die Normal-Schubkraftinteraktion von vorgespannten Stahlbeton Leichtdachelementen untersucht werden, um die mögliche Reduktion oder Wegfall der Schubbewehrung zu ermöglichen.

In dieser Arbeit war es das Ziel an skalierten Trägern – der Serie 2, welche aus Trägern rechteckigen Querschnitts mit 45 und 60 cm Höhe besteht, diese Effekte versuchstechnisch zu Begleiten, zu dokumentieren und zu bewerten.

Für diese Arbeit dienten die Ergebnisse von Monitoringkonzepten und von numerischen Finiten Elementen Berechnungen.

1.3 Vorgehensweise

Die Träger wurden von der Fa. Oberndorfer hergestellt und nach Erreichen des Mindestbetonalters von 28 Tagen an der FH Villach zerstörungsbehaftet geprüft. Hierbei wurden die Rissbilder bei den unterschiedlichen Laststufen dokumentiert und die Last bis zum Versagen erhöht.

Zum Einsatz kamen schlaff und vorgespannt bewehrte Träger, wobei letztere bereits über eine reduzierte Schubbewehrung verfügen.

Zusätzlich wurden sämtliche Träger welche in der Realität geprüft wurden als Finite Elemente Modelle modelliert um mit den Erkenntnissen der Versuche Modelle kalibrieren zu können.

Für weitere Kontrollen, und für den Vergleich mit FEM-Berechnungen, wurde eine Monitoringbewehrung eingelegt, sowohl in längs als auch in Querrichtung, an welcher Dehnmessstreifen (DMS) montiert wurden.

1.4 Aussage

Diese Arbeit ist Teil umfangreichen Forschungsprojekts und soll beitragen folgende Aussagen treffen zu können:

- Wie viel Vorspannung kompensiert die reduzierte Querbewehrung?
- Ist der Versuch ausreichend genau mit FEM reproduzierbar?
- Welche weiteren Optimierungen und Kalibrierungen sind nötig?

2 Grundlagen und Geometrie

Bei den Trägern der Serie 2 handelt es sich um skalierte Träger mit ausschließlich rechteckigem Querschnitt, wie in Tabelle 2.1 angegeben.

Im Bewehrungslayout wurde darauf geachtet, dass für die nicht vorgespannten als auch für die vorgespannten Träger der Schadensmechanismus des Schubversagens eintritt und die Längsspannungen in den Schubfeldern vergleichbar waren. Zwangsläufig ergab sich dadurch ein unterschiedliches Bewehrungslayout für die rein schlaff bewehrten und für die teil und voll vorgespannten skallierten Tragwerkselemente. Tabelle 2.1 gibt auch Aufschluss über Bügelanzahl und deren Anordnung.

Träger	Abmessungen H x B x L	Bewehrung	Bügelab- stand	Bügelan- zahl
$\rm R\;45\;14\;S$	$45 \ge 14 \ge 500 \text{ cm}$	schlaff	30 cm	17 Stk.
R 45 14 V1	$45 \ge 14 \ge 500 \text{ cm}$	teilvorgespannt (rd. 50% von V2)	$50~{ m cm}$	10 Stk.
$\rm R\;45\;14\;V2$	$45 \ge 14 \ge 500 \ \mathrm{cm}$	vorgespannt	$50~\mathrm{cm}$	10 Stk.
R 60 14 V2	60 x 14 x500 cm	vorgespannt	$50~{ m cm}$	10 Stk.

Tabelle 2.1: Überblick der Träger

Als Betonwerkstoff kam Beton der Güte 50/60 zum Einsatz, wobei für eine realitätsnahe Erfassung der Werkstoffeigenschaften die Betondruckfestigkeit, die Betonspaltzugfestigkeit und der Elastizitätsmodul am Tag der Prüfung erhoben wurden. Diese gemessenen Parameter waren wesentliche Eingangsgrößen für die in Abschnitt 10 dokumentierte Finite Elemente Analyse.

Eine genauere Diskussion und Darstellung der Werkstoffeigenschafte des Betons, der Bewehrung sowie der Vorspannung finden sich in den folgenden Kapiteln.

3 Träger R45 14 S

Dies ist die Standardausführung der Versuchsreihe mit 45 cm Bauhöhe, 14 cm Breite und 500 cm Länge. Die Bewehrung ist, entgegen der der Versionen R45 14 V1 und R45 14 V2, schlaff ausgeführt. Das Bewehrungslayout ist im Kapitel 3.2 ersichtlich.

Die aus den Schalungstoleranzen, Schwind- und Kriechprozessen während der Aushärtung etc. entstandenen Abweichungen von den Planabmessungen wurden beim Versuchsbeginn aufgenommen und wie in Tabelle 3.1 gezeigt dokumentiert.

	Nenn [mm]	Tatsächlich min. [mm]	Tatsächlich max. [mm]
Höhe	450,0	450,0	458,0
Breite oben	150,0	149,5	155,0
Breite unten	140,0	138,0	147,0

Tabelle 3.1: Abmessungen Träger R45 14 S

3.1 Betonkennwerte

Die Betonklasse wurde bei der Herstellung mit C50/60 angegeben, eine Prüfung des verwendeten Betons am Tag des Versuchs bescheinigt höhere Festigkeitskennwerte (siehe Tabelle 3.2).

Wie in Abbildung 3-1, hatten die Träger ein Typenschild angebracht



Abbildung 3-1: Typenschild des Trägers bei Aufstellung des Lastversuchs

Die Erhebung der Materialparameter fand wie bereits erwähnt jeweils am Tag der Versuche im Labor der FH Villach statt. In Abbildung 3-2 bis Abbildung 3-4 sind die Versuchsaufbauten abgebildet.

Bei der E-Modul Prüfung Abbildung 3-2, wird der Prüfkörper zyklisch belastet und über einen Formänderungsgeber die Verformungen unter Last aufgezeichnet.



Abbildung 3-2: Prüfung der Werkstoffeigenschaften (in dieser Abbildung E-Modul)

Der Druckversuch Abbildung 3-3 erfolgt in derselben Apparatur wie die Prüfung des E-Moduls (Abbildung 3-2). Der Prüfkörper, in diesem Fall ein Würfel, wird bis zu seiner Bruchlast belastet. Aus der aufgewendeten Kraft und den bekannten Abmessungen, wird die Bruchspannung berechnet.



Abbildung 3-3: Prüfung der Werkstoffeigenschaften (in dieser Abbildung Druckfestigkeit) Als weiterer Parameter wurde die Spaltzugfestigkeit bestimmt. Die Belastung des Prüfkörpers erfolgt quer zu seiner Mittellinie siehe Abbildung 3-4 und wird bis zu seinem Versagen erhöht.



Abbildung 3-4: Prüfung der Werkstoffeigenschaften (in dieser Abbildung Spaltzugfestigkeit)

In der nachfolgenden Tabelle (Tabelle 3.2) sind die Materialkennwerte ersichtlich:

	charakteristisch	tatsächlich
Druckfestigkeit (Würfel) [N/mm ²]	60,0	79,7
E-Modul [N/mm ²]	37.000	38.300
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	14,5	18,0
Zugfestigkeit* [N/mm ²]	4,1	5,6
Betonalter	36 Ta	ge

Tabelle 3.2: Materialkennwerte Beton C50/60

*Die Zugfestigkeit wurde nach Model Code 90 aus der Druckfestigkeit berechnet (siehe Glg. 3.1).

Berechnung der Zugfestigkeit aus der Druckfestigkeit nach Model Code 90

Die Zugfestigkeit wird mittels

$$f_{ct} = 1.4 * fck/10^{\frac{2}{3}} \tag{3.1}$$

nach Model Code 90 berechnet.

3.2 Bewehrung

Für die schlaffe Bewehrung kommt Bewehrungsstahl der Güte Bst 550 zum Einsatz. Die Kennwerte sind in Tabelle 3.3 aufgelistet.

Tabelle 3.3: Materialkennwerte Bewehrungsstahl BSt 550

	N/mm²
Streckgrenze	550
Zugfestigkeit	620
E-Modul	210.000

3.2.1 Stabliste

Die Stabliste (Abbildung 3-5) gibt einen Überblick über die zum Einsatz gekommenen Bewehrungsdimensionen, deren Anzahl und Länge.

Pos.	Stck	ø	Einzel Länge	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge	Masse
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
1	4	20	4.95	495	19.80	48.91
2	2	14	4.95	495	9.90	11.98
3	4	12	1.67	80	6.68	5.93
4	17	6	1.14	40 ص	19.38	4.30

Gesamtmasse [kg]:

71.12

Abbildung 3-5: Stabliste - Biegeform R45 14 S

Auf der folgenden Seite, in Abbildung 3-6, ist die Bewehrungsanordnung dargestellt.

Sowohl die Stabliste als auch die Anordnung der Bewehrung stammen aus Plänen der Fa. Oberndorfer.

3.2.2 Anordnung



Abbildung 3-6: Bewehrungsanordnung R 45 14 S

4 Träger R45 14 V1

Die Abmessungen und Betongüte entsprechen dem R45 14 S, also dem Träger ohne Vorspannung. Wie in Abbildung 4-1 zu sehen wurde dieser Träger mit vier Spannlitzen 1570/ 1770 mit einem Durchmesser von ½' vorgespannt. Die Vorspannung erfolgte im Spannbett für Fertigteilträger im sofortigen Verbund nach etwa 14 h. Abbildung 4 zeigt auch die zum Teil vorhandene Nesterbildung im Verbundbereich.



Abbildung 4-1: Ansicht der Litzen

Die Vorspannkräfte sind in folgender Tabelle ersichtlich:

Träger	Anzahl Litzen	Durchmesser Litzen	Vorspannkraft pro Litze
R45 14 S	-	-	-
R45 14 V1	4	1⁄2"	38,4 kN
R45 14 V2	4	1/2"	76,7 kN
R60 14 V2	4	1⁄2"	102,8 kN

Tabelle 4.1: Vorspannkraft-Vergleich

Wie auch bei den anderen Trägern gibt es Abweichungen in den Abmessungen zur planlichen Darstellung. In folgender (Tabelle 4.2) sind die tatsächlichen Abmessungen angeführt, welche vor dem Versuch aufgenommen wurden:

	Nenn [mm]	Tatsächlich min. [mm]	Tatsächlich max. [mm]
Höhe	450,0	450,0	458,0
Breite oben	150,0	145,5	155,0
Breite unten	140,0	135,0	143,0

Tabelle 4.2: Abmessungen Träger R45 14 V1

4.1 Betonkennwerte

Auch bei diesem Träger wurden die Materialkennwerte vor Ort ermittelt.

Sämtliche relevante Kennwerte sind in der nachfolgen Tabellen (Tabelle 4.3) ersichtlich.

Tabelle 4.3: Materialkennwerte Beton C50/60 und R45 14 V1

	charakteristisch	tatsächlich
Druckfestigkeit (Würfel) [N/mm ²]	60	84,0
E-Modul [N/mm²]	37.000	38.600
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	14,5	16,5
Zugfestigkeit* [N/mm ²]	4,1	5,8
Betonalter	39 Ta	age

*Die Zugfestigkeit wurde nach Model Code 90 aus der Druckfestigkeit berechnet (siehe Glg. 3.1).

4.2 Bewehrung

Im Gegensatz zu dem R45 14 S mit der schlaffen Bewehrung wurde die Schubbewehrung mittels Anzahl der Bügel von 17 auf 10 Stück reduziert.

Wie bei den anderen Trägern kommt für die schlaffe Bewehrung Bewehrungsstahl der Güte Bst 550 zum Einsatz, für die Spannlitzen ST 1570/1770. Die Kennwerte sind in Tabelle 4.4 und 4.5 aufgelistet.

Tabelle 4.4: Materialkennwerte Bewehrungsstahl BSt 550

	N/mm ²
Streckgrenze	550
Zugfestigkeit	620
E-Modul	210.000

Tabelle 4.5: Materialkennwerte Spannstahl ST 1570/1770

	N/mm²
Streckgrenze	1570
Zugfestigkeit	1770
E-Modul	210.000

4.2.1 Stabliste

Die Stabliste (Abbildung 4-2) gibt einen Überblick über die zum Einsatz gekommenen Bewehrungsdimensionen, deren Anzahl und Länge.

Pos.	Stck	ø	Einzel Länge	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge	Masse
	ë.	found	fuil		tud	[69]
1	2	20	4.95	495	9.90	24.45
2	6	14	4.95	495	29.70	35.94
4	10	6	1.14	40 ci	11.40	2.53
	Ċ.			8.		

Gesamtmasse [kg]:

62.92

Abbildung 4-2: Stabliste – Biegeform R45 14 V1

S	pan	nsta	hl ST	1570/1	770	
Pos.	Stck	ø Einz Läng		Gesamt Länge	Masse	
	s	[mm]	[m]	[m]	[kg]	
50	4	9.5	5.00	20.00	8.60	

Abbildung 4-3 zeigt den verwendeten Spannstahl in seiner Länge und Dimension sowie die zum Einsatz gekommene Anzahl.

Abbildung 4-3: Spannstahl R 45 14 V1

4.2.2 Anordnung

Bei den vorgespannt bewehrten Trägern, liegen in der Zugzone zusätzlich die vier Spannlitzen. Die genaue Anordnung ist in Abbildung 4-4 zu erkennen.



Abbildung 4-4: Spannbild R45 14 V1

Auf der folgenden Seite, in Abbildung 4-6, ist die Bewehrungsanordnung dargestellt.

Sowohl die Stabliste als auch die Anordnung der Bewehrung sind aus Plänen der Fa. Oberndorfer entnommen.



Abbildung 4-5: Bewehrungsanordnung R45 14 V1

5 Träger R45 14 V2

Die Abmessungen sowie der verwendete Beton entsprechen dem R45 14 S, also dem Träger ohne Vorspannung. Über 4 Stk. Spannlitzen wird auf den Träger eine Vorspannung aufgebracht. Die Vorspannkräfte sind in folgender Tabelle ersichtlich:

Träger	Anzahl Litzen	Durchmesser Litzen	Vorspannkraft pro Litze
R45 14 S	-	-	-
R45 14 V1	4	1⁄2"	38,4 kN
R45 14 V2	4	1⁄2"	76,7 kN
R60 14 V2	4	1⁄2"	102,8 kN

Tabelle 5.1: Vorspannkraft-Vergleich

Wie auch bei den anderen Trägern gibt es Abweichungen in den Abmessungen zur planlichen Darstellung. In folgender Tabelle sind die tatsächlichen Abmessungen angeführt, welche vor dem Versuch aufgenommen wurden:

136,0

145,0

	8		
	Nenn [mm]	Tatsächlich min. [mm]	Tatsächlich max. [mm]
Höhe	450,0	450,0	454,0
Breite oben	150,0	146,0	157,0

140,0

Tabelle 5.2: Abmessungen Träger R45 14 V2

Breite unten

5.1 Betonkennwerte

Auch bei diesem Träger wurden die Materialkennwerte vor Ort ermittelt. In Abbildung 5-1 sind die Probenkörper nach den erfolgten Versuchen zu sehen.



Abbildung 5-1: Prüfkörper nach der Prüfung (vorne E-Modul, hinten nach Spaltzugfestigkeitstest)

Sämtliche relevante Kennwerte sind in der nachfolgen Tabelle (Tabelle 5.3) ersichtlich.

	Charakteristisch	tatsächlich
Druckfestigkeit (Würfel) [N/mm ²]	60	82,0
E-Modul [N/mm²]	37.000	39.200
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	14,5	16,1
Zugfestigkeit* [N/mm ²]	4,1	5,7
Betonalter	49 Tag	je

Tabelle 5.3: Materialkennwerte Beton C50/60 und R45 14 V2

*Die Zugfestigkeit wurde nach Model Code 90 aus der Druckfestigkeit berechnet (siehe Glg. 3.1).

5.2 Bewehrung

Im Gegensatz zu dem R45 14 S mit der schlaffen Bewehrung wurde die Schubbewehrung mittels der Anzahl der Bügel von 17 auf 10 Stück reduziert.

Wie bereits erwähnt kommt für die schlaffe Bewehrung Bewehrungsstahl der Güte Bst 550 zum Einsatz, für die Spannlitzen ST 1570/1770. Die Kennwerte sind in Tabelle 5.4 und 5.5 aufgelistet.

Tabelle 5.4: Materialkennwerte Bewehrungsstahl BSt 550

	N/mm²
Streckgrenze	550
Zugfestigkeit	620
E-Modul	210.000

Tabelle 5.5: Materialkennwerte Spannstahl ST 1570/1770

	N/mm²
Streckgrenze	1570
Zugfestigkeit	1770
E-Modul	210.000

5.2.1 Stabliste

Die Stabliste (Abbildung 5-2) gibt einen Überblick über die zum Einsatz gekommenen Bewehrungsdimensionen, deren Anzahl und Länge.

Pos.	Stck	ø	Einzel Länge	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge	Masse
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
1	2	20	4.95	495	9.90	24.45
2	6	14	4.95	495	29.70	35.94
4	10	6	1. <mark>1</mark> 4	40 ص	11.40	2.53
				8. Gesamtmasse [kg] :		62.92

Abbildung 5-2: Stabliste – Biegeform R45 14 V2

Abbildung 5-3 zeigt den verwendeten Spannstahl in seiner Länge und Dimension sowie die zum Einsatz gekommene Anzahl.

S	pan	nsta	hl ST	1570/1	770
Pos.	Stck	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
		[mm]	[m]	[m]	[kg]
50	4	9.5	5.00	20.00	8.60

Gesamtmasse [kg]:

8.60

Abbildung 5-3: Spannstahl R45 14 V2

5.2.2 Anordnung

Bei den vorgespannt bewehrten Trägern, liegen in der Zugzone zusätzlich die vier Spannlitzen. Die genaue Anordnung ist in Abbildung 5-4 zu erkennen.



Abbildung 5-4: Spannbild R45 14 V2

Auf der folgenden Seite, in Abbildung 5-5, ist die Bewehrungsanordnung dargestellt.

Sowohl die Stabliste als auch die Anordnung der Bewehrung sind aus Plänen der Fa. Oberndorfer entnommen.



Abbildung 5-5: Bewehrungsanordnung R45 14 V2

6 Träger R60 14 V2

Dieser Träger wurde entgegen der anderen Träger mit einer größeren Höhe von 60 cm ausgebildet. Über die 4 Stk. Spannlitzen wird hier ebenfalls auf den Träger eine Vorspannung aufgebracht. Die Vorspannkräfte sind in folgender Tabelle ersichtlich:

Träger	Anzahl Litzen	Durchmesser Litzen	Vorspannkraft pro Litze
R45 14 S	-	-	-
R45 14 V1	4	1⁄2"	38,4 kN
R45 14 V2	4	1⁄2"	76,7 kN
R60 14 V2	4	1⁄2"	102,8 kN

Tabelle 6.1: Vorspannkraft-Vergleich

Wie auch bei den anderen Trägern gibt es Abweichungen in den Abmessungen zur planlichen Darstellung. In folgender Tabelle sind die tatsächlichen Abmessungen angeführt, welche vor dem Versuch aufgenommen wurden:

Tabelle 6.2: Abmessungen Träger R60 14 V2

	Nenn [mm]	Tatsächlich min. [mm]	Tatsächlich max. [mm]
Höhe	600,0	600,0	609,0
Breite oben	158,0	160,0	175,0
Breite unten	140,0	145,0	156,0

6.1 Betonkennwerte

Sämtliche relevante Kennwerte sind in der nachfolgen Tabelle (Tabelle 6.3) ersichtlich.

	charakteristisch	tatsächlich
Druckfestigkeit (Würfel) [N/mm ²]	60	81,0
E-Modul [N/mm ²]	37.000	37.200
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	14,5	14,0
Zugfestigkeit* [N/mm ²]	4,1	5,6
Betonalter	56 Tag	ge

Tabelle 6.3: Materialkennwerte Beton C50/60 und R60 14 V2

*Die Zugfestigkeit wurde nach Model Code 90 aus der Druckfestigkeit berechnet (siehe Glg. 3.1).

6.2 Bewehrung

Im Gegensatz zu dem R45 14 S mit der schlaffen Bewehrung wurde die Schubbewehrung mittels der Anzahl der Bügel von 17 auf 10 Stück reduziert.

Wie bereits erwähnt kommt für die schlaffe Bewehrung Bewehrungsstahl der Güte Bst 550 zum Einsatz, für die Spannlitzen ST 1570/1770. Die Kennwerte sind in Tabelle 6.4 und 6.5 aufgelistet.

Tabelle 6.4: Materialkennwerte Bewehrungsstahl BSt 550

	N/mm²
Streckgrenze	550
Zugfestigkeit	620
E-Modul	210.000

Tabelle 6.5: Materialkennwerte Spannstahl ST 1570/1770

	N/mm²
Streckgrenze	1570
Zugfestigkeit	1770
E-Modul	210.000
6.2.1 Stabliste

Die Stabliste (Abbildung 6-1) gibt einen Überblick über die zum Einsatz gekommenen Bewehrungsdimensionen, deren Anzahl und Länge.

Pos.	Stck	ø	Einzel Länge	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge	Masse
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
1	2	20	4.95	495	9.90	24.45
2	6	14	4.95	495	29.70	35.94
4	10	6	1.44	55 	14.40	3.20
				Gesamtmasse [kg] :		63.59

Abbildung 6-1: Stabliste – Biegeform R60 14 V2

Abbildung 6-2zeigt den verwendeten Spannstahl in seiner Länge und Dimension sowie die zum Einsatz gekommene Anzahl.

Spannstahl ST 1570/1770							
Pos. Stck		ø	Einzel Gesamt Länge Länge		Masse		
		[mm]	[m]	[m]	[kg]		
50	4	9.5	5.00	20.00	8.60		

8.60

Gesamtmasse [kg] :

Abbildung 6-2: Spannstahl R60 14 V2

6.2.2 Anordnung

Bei den vorgespannt bewehrten Trägern, liegen in der Zugzone zusätzlich die vier Spannkabel. Die genaue Anordnung ist in Abbildung 6-3 zu erkennen.



Abbildung 6-3: Spannbild R60 14 V2

Auf der folgenden Seite, in Abbildung 3-66-4, ist die Bewehrungsanordnung dargestellt.

Sowohl die Stabliste als auch die Anordnung der Bewehrung sind aus Plänen der Fa. Oberndorfer entnommen.





7 Konventionelle Berechnung der Schubkapazität

Dieses Kapitel widmet sich der konventionellen Schubtragfähig nach gängigen Normen und Regalwerken. Gezeigt werden soll wie die Ergebnisse aus konventionellen Berechnungen mit denen der Versuche und Finite Elemente Simulation übereinstimmen.

Nach Eurocode

Die Ergebnisse der Berechnung der Schubtragfähigkeit nach Eurocode weichen deutlich von denen in der Realität ab. Erklärung ist, dass Eurocode sehr konservativ rechnet um bei diversen Einflüssen auf der sicheren Seite zu sein, die Widerstandswerte befinden sich im 5% Fraktil.

Der genaue Formelapparat ist im Eurocode Ausgabe 2011 im Kapitel 6.2 (S. 91 ff) ersichtlich.

Der Eurocode summiert die Schubtragfähigkeit des Betonquerschnitts und die der Bewehrung mittels folgender Beziehungen:

$$V_{Rmax} = V_{RC} + V_{RS} \tag{7.1}$$

Das Ergebnis für den schlaff bewehrten Träger (R45 14 S), welches auf der nächsten Seite in Tabelle 7.1 ersichtlich ist, wurde mit der Software CON DIM in der Version 7.1 gegengeprüft, da diese ebenfalls nach EC rechnet.

Für eine Querkraft von 118 kN (siehe Ergebnisse Tabelle 7.1) ist laut Programm eine Schubbewehrung von 1,94 cm²/m erforderlich.

Wenn der tatsächlichen Bügelquerschnitt von 2-mal Durchmesser 6 mm, also in Summe 56,6 mm² pro Bügel, über den Abstand von 300 mm zueinander auf einen Meter aufsummiert wird, ergibt das 1,90 cm²/m tatsächlichen Bewehrungsquerschnitt. Das Ergebnis ist plausibel.

Das Berechnungsfenster ist im Anhang enthalten.

Nach Model Code

Der Model Code enthält zur Bemessung 4 Nachweisebenen:

Level 1: Nach einem variablen Fachwerksmodell

- Level 2: Basierend auf einem generalisiertem Spannungsfeld
- Level 3: Mittels Gleichungen welche auf der vereinfachten Kompressionsfeldtheorie basieren
- Level 4: Über Spannungs-Dehnungsmodell für Bewehrungsstahl und den schräg gerissenen Beton

Die Nachweise wurden bis inkl. Level 3 durchgeführt.

Der Formelapparat ist im MC 2010 im Kaptitel 7.3.3.3 zu finden.

Bei den ersten beiden Trägern (siehe Tabelle 7.1) sind die Ergebnisse sehr genau und deutlich präziser als bei der Berechnung mittels EC. Jedoch bei Träger R45 14 V2 liegt die Traglast über dem Versuch, die Abweichung ist aber kleiner als die der Berechnung mit EC.

Bei Träger R60 14 V2 hingegen ist die rechnerische Traglast sehr deutlich über der experimentellen.

Eine mögliche Begründung dafür ist, dass die Vorspannkraft bereits vor Erreichen der vollen 28-Tages Betonfestigkeit aufgebracht wurde und so der Beton durch Schwindprozesse einen Teil dieser abgebaut hat. Die Träger haben somit nicht ihr volles theoretisches Potential.

Ergebnisse

Тур	EC [kN]	MC [kN]	Versuch [kN]
R45 14 S	118	220	264
R45 14 V1	125	285	287
R45 14 V2	146	418	310
R60 14 V2	199	582	371

Tabelle 7.1: Aufstellung der Ergebnisse der konventionellen Berechnungen

Berechnungsblätter nach Eurocode und Model Code liegen im Anhang bei.

Die Blätter zur Berechnung nach Model Code wurden im Rahmen einer Forschungsarbeit von Frau *DI Anja Vidovic* und Herrn *DI Ivan Zambon* erstellt und mir dankenswerter Weise im Rahmen meiner Arbeit zur Verfügung gestellt.

8 Lastversuch

Um das Verhalten in der Wirklichkeit bei Belastung aufzeigen zu können wurden alle Träger entsprechend einer aus Erfahrungswerten basierenden Lastkurve mittels hydraulischen Zylinders bis zu ihrer Bruchlast belastet.

Die Lastauftragung erfolgte, wie von JOERG STOERZEL et al (2015) beschrieben, statisch in einem drei Punkt Versuchsaufbau. Als erstes erfolgte die Vorbelastung in drei Stufen. Die dabei aufgetragenen Lasten sollen einem geschätzten Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit (SLS) entsprechen.

Nach diesen drei Stufen, wurden die Rissentwicklungen aufgezeichnet.

Anschließend wurden die Lasten, mit einigen Entlastungen zur Rissaufzeichnung, weiter bis zum Versagen (ULS) erhöht.

Alle Träger wurden in der Prüfhalle der FH Villach bis zum Erreichen der Bruchlast geprüft.

Die Lastkurven sind in Abbildung 8-4 bis Abbildung 8-7 ersichtlich.

Тур	Datum
R45 14 S	12.09.2014
R45 14 V1	19.09.2014
R45 14 V2	25.09.2014
R60 14 V2	30.09.2014

Tabelle 8.1: Träger und Prüfdatum

8.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau, die Auflagerpunkte sowie die Stelle der Lasteinleitung, sind bei den Trägern mit 45 cm Bauhöhe ident.

Bei dem Träger mit 60 cm Bauhöhe, de, R60 14 V2, ist der Lasteinleitungspunkt näher zur Mitte verschoben.

Die Versuchsaufbauten sind in den Abbildungen 8-2 und 8-3 ersichtlich.



Abbildung 8-1: Versuchsaufbau in der Prüfhalle der FH Villach

Auf den folgenden Seiten ist der Versuchsaufbau ersichtlich.



Abbildung 8-2: Versuchsaufbau R45 14 S, R45 14 V1, R45 14 V2

LASTVERSUCH





29

Abbildung 8-3: Versuchsaufbau R60 14 V2

8.2 Lastkurve

Die Lasten wurden entsprechend einer aus Erfahrungswerten basierenden Lastkurve hydraulisch aufgebracht, siehe Abbildung 8-4 bis Abbildung 8-7.



Abbildung 8-4:Lastkurve Versuch R $45\ 14\ S$



Abbildung 8-5: Lastkurve Versuch R 45 14 V1



Abbildung 8-6: Lastkurve Versuch R 45 14 V2



Abbildung 8-7: Lastkurve Versuch R 60 14 V2

8.3 Bruchlasten

Folgende Bruchlasten wurden bei den Versuchen ermittelt:

Tabelle 8.2: Bruchlasten

Тур	Bruchlast [kN]	
R45 14 S	264	
R45 14 V1	287	
R45 14 V2	310	
R60 14 V2	371	

8.4 Durchbiegung

Die Durchbiegung wurde während den Versuchen mittels Laserlot kontinuierlich aufgezeichnet.

Bei Erreichen der Bruchlast wiesen die Träger folgende Durchbiegungen auf:

Tabelle 8.3: Durchbiegung

Тур	Durchbiegung [mm]
R45 14 S	-25,8
R45 14 V1	-31,7
R45 14 V2	-31,5
R60 14 V2	-20,7

8.5 Rissbild und Versagensart

Bei allen Trägern zeigt sich bei Erreichen der Bruchlast ein Versagen durch Schub. Deutlich erkennbar ist die Ausbildung eines Schubfeldes (Abbildung 8-8) welches vom Lasteinleitungspunkt bis zum näher gelegenen Auflagerpunkt reicht.



Abbildung 8-8: Schubversagen R45 14 S

Bei den vorspannten Trägern kommt es im Bereich des Schubfeldes durch die wirkenden Normalkräfte zu vermehrten Ausbruch. Dies ist in der folgenden Abbildung 8-9 zu erkennen.



Abbildung 8-9: Schubversagen R45 14 V1

Ein umfassender Vergleich der Rissbilder mit den FEM Modellen findet sich in Kapitel 11.

9 Monitoring

Um neben dem augenscheinlichen Verhalten genaue Messdaten erfassen zu können, wurden mehrere Monitoringsysteme angewendet.

In Abbildung 9-1 ist die oberflächliche Rissausbreitung im Belastungsschritt von 60 auf 90 kN zu sehen.



Abbildung 9-1: Rissausbreitung zwischen den Belastungstufen 60 kN und 90 kN Die Risse wurden mit Bleistift markiert um ihre weitere Ausbreitung verfolgen zu können.

9.1.1 Dehnmessstreifen

Auf der Oberfläche sowie der Monitoringbewehrung wurden zahlreiche Dehnmessstreifen angebracht.

Funktionsprinzip

Der Dehnmessstreifen (DMS) verfügt über einen definierten Querschnitt an leitfähigem Material. Dieser wird kraftschlüssig auf die zu messende Oberfläche aufgebracht (geklebt). Kommt es zu einer Dehnung im Versuchskörper macht der DMS diese Bewegung im selben Maße mit. Durch diese Dehnung kommt es zu einer Verringerung des stromleitenden Querschnitts und in Folge dessen zu einer Erhöhung des elektrischen Widerstandes. Diese Änderung wird gemessen und aus dieser kann dann die Dehnung abgeleitet werden. Der Aufbau ist in Abbildung 9-2 zu sehen.



Abbildung 9-2: DMS Funktionsskizze (Quelle: <u>www.sensoren.info</u>)



Abbildung 9-3: DMS vor Montage

Da es sich hierbei um sehr kleine Dehnungen und somit auch um kleine Änderungen im Widerstand handelt, ist jede Produktionscharge geeicht und hat einen eigenen Korrekturfaktor.

Monitoringbewehrung

In dem für den Versuch maßgeblichen Bereich (Bereich der Schubrissausbildung = Schubfeld) wurden zusätzlich zu den an der Oberfläche angebrachten DMS weitere an der eigens dafür vorgesehenen Monitoringbewehrung angebracht. Damit können die Bewegungen innerhalb und auf der Oberfläche des Trägers aufgezeichnet werden.

Hierfür wurden 3 horizontale und 4 vertikale Stäbe eingelegt.

Die Anordnung der Dehnmessstreifen auf der Monitoringbewehrung ist in Abbildung 9-4 und Abbildung 9-5 auf den folgenden Seiten ersichtlich.

MONITORING



37

Abbildung 9-4: Monitoringbewehrung der R45 Träger



Abbildung 9-5: Monitoringbewehrung des R60 Trägers

Da der Stabdurchmesser lediglich 6 mm beträgt, ist der Einfluss auf die Tragfähigkeit quasi vernachlässigbar, dennoch wurde die Monitoringbewehrung bei der Modellierung berücksichtigt.

Die Stäbe wurden an den Stellen an denen DMS später montiert werden sollen geglättet (Abbildung 9-6) um eine sichere Montage gewährleisten zu können und anschließend mit einem speziellen Lösungsmittel (Abbildung 9-7) gereinigt.



Abbildung 9-6: Glätten der Bewehrungsstaboberfläche



Abbildung 9-7: Reinigung der Staboberfläche

Nach der Glättung und Reinigung wurden die DMS aufgeklebt und mit Kabelbindern fixiert siehe Abbildung 9-8.



Abbildung 9-8: Aufgeklebte Dehnmessstreifen

Um bei dem Betoniervorgang die DMS weder zu beschädigen noch von ihrer Position abzulösen, wurde nach Aushärtung des Klebers eine Schutzschicht mit Silikonkleber aufgetragen wie auf Abbildung 9-9 ersichtlich ist.



Abbildung 9-9: Auftragen der Silikonschutzschicht

Bei einigen DMS wurde ein Schrumpfschlauch als zusätzlicher Schutz angebracht (Abbildung 9-10).



Abbildung 9-10: Bewehrungsstab mit angebrachtem Schrumpfschlauch.

Um die Verformungen auch an der Oberfläche des Trägers aufzeichnen zu können wurden auch an dieser DMS aufgeklebt.



Abbildung 9-11: DMS (direkt auf Oberfläche geklebt) sowie Wegaufnehmer im Vordergrund

9.1.2 Digital Image Correlation

Das Prinzip beruht auf der Lageveränderung von Farbpunkten, sogenannten "Speckles" auf der Prüfoberfläche welche mit Spezialkameras aufgenommen werden.

Dazu wird die Oberfläche zuerst mit einer hellen deckenden Farbe grundiert und anschließend mittels Air Brush Pistole eine dichte punktierte Farboberfläche aufgebracht. Das Auftragen wird in Abbildung 9-12 gezeigt. Diese Farbpunkte sollten idealerweise einen Durchmesser von 3-4 Pixel auf dem Kamerasensor aufweisen.



Abbildung 9-12: Aufbringen der Speckles

In Abbildung 9-13 sieht man einen Ausschnitt der Oberfläche mit bereits aufgetragenen Speckles.



Abbildung 9-13: Oberfläche mit aufgetragenen Speckles

Für die Digital Image Correlation kommen spezielle Kameras zum Einsatz wie in Abbildung 9-14 ersichtlich. Diese verfügen über eine monochromatische Farbdarstellung mit 9 Megapixel Auflösung. Durch die hohe Datenbandbreite bei kontinuierlicher Aufnahme kommt es neben hohen Datenmengen auch zu einer Wärmeentwicklung in der Kamera, deswegen haben diese einen Kühlkörper der wie das restliche Gehäuse aus gut wärmeleitenden Aluminium besteht.



Abbildung 9-14: Kamera

Um den gesamten relevanten Bereich abdecken zu können wurden bei jedem Versuch 4 Kameras nebeneinander aufgestellt Die Aufstellung ist in der folgenden Abbildung 9-15 ersichtlich.



Abbildung 9-15: Aufstellung Kameras und Versuchsaufbau

Für ein valides Resultat ist während der gesamten Aufnahmedauer eine ebenmäßige und gleichbleibende Ausleuchtung, siehe Abbildung 9-16, der im Bild befindlichen Fläche zu gewährleisten.



Abbildung 9-16: Aufstellung Kameras und Beleuchtung

Nach der Ausrichtung und Aufstellung der Kameras wird die Kalibrierung durchgeführt. Diese erfolgt mittels Tafeln mit bekanntem Punktabstand welche an die Prüfoberfläche gehalten werden. Dies ist erforderlich um dem System die wahren Abmessungen (also eine Verknüpfung zwischen Pixel und Abmessung in der Wirklichkeit) bekannt zu geben.



Abbildung 9-17: Monitore mit laufender Bildsoftware (Monitor li. Wiedergabe Kameras: Monitor re. Ansicht Kalibrierungstafel)

Nach der Kalibrierung ist das System Bereit zur Aufzeichnung. Aufgrund der großen Datenmenge wurde eine Aufnahmerate von einem Bild pro Sekunde (1 Hz) festgelegt. Eine häufigere Bildaufzeichnung hätte keine nennenswerten Vorteile.

Die Auswertung der Digital Image Correlation ist nicht Bestandteil dieser Arbeit, jedoch wurden einige Aufnahmen für die Vergleiche der Rissbilder herangezogen.

10 Finite-Elemente Berechnung

10.1 Verwendete Software

Die Berechnung der Träger wurde mit einem 3D Finite Elemente Program durchgeführt welches die nicht lineare Berechnung beherrscht. Um später auch Kriech- und Schwindverhalten bestimmen zu können wurde Atena Science für die Berechnung verwendet. Durch das Update auf Version 5 wurden einige Fehler bei der Ausführung des Rechenprozess behoben und die einzelnen Rechenschritte laufen wesentlich schneller ab.

Zusätzlich gibt es seit Atena 5 den Vorteil den Rechenvorgang auch im Studiomodus ablaufen zu lassen. Dieser bietet den Vorteil einer schrittweisen aktualisierten Anzeige des Verhaltens unter Belastung inklusive Rissbildung.

Als grafische Eingabeoberfläche wurde das Programm GID 11.0.8 sowie die Version 10 und 12 verwendet. Hier sind keine Unterschiede zwischen den Versionen bemerkbar gewesen.

In Tabelle 10.1 sind die verwendeten Programme aufgelistet.

Tabelle 10.1: Verwendete Software

Pre-Processor:	GID (10, 11, 12)
Berechnung:	Atena Science (4, 5, Studio)
Post-Processor:	Atena Science (Studio)

10.2 Modellierung des Volumens

10.2.1 Volumen des Trägers

Das Volumen des Trägers wurde um ein regelmäßiges Mesh generieren zu können aus möglichst ähnlichen und möglichst würfelförmigen Einzelvolumen modelliert.

Die Masse des Volumens entspricht der Vorgabe des Programmes für Stahlbeton von 0,023 MN/m³.



Abbildung 10-1: Volumen mit Eigengewicht

10.2.2 Lagerungsbedingungen und Lasteinleitung

Die Lagerungsbedingungen wurden entsprechend der Wirklichkeit idealisiert und in das Modell übernommen, ebenfalls die Art und Stelle der Lasteinleitung, siehe auf folgender Seite Abbildung 10-2 bis 10-5.



Abbildung 10-5: Draufsicht (X-Z) Träger R60

10.2.3 Materialien des Volumens

Für das Volumen des Trägers wurden die Materialkennwerte verwendet welche am Tag der Prüfung für den Beton festgestellt wurden (siehe Tabelle 10.2). Die Lasteinleitung wurde aus ideal elastischem Material modelliert (siehe Abbildung 10-6), was den Gegebenheiten der Prüfung entspricht.

	R45 14 S	R45 14 V1	R45 14 V2	R60 14 V2
Druckfestigkeit (Würfel) [N/mm ²]	79,7	84,0	82,0	81,0
E-Modul [N/mm²]	38.300	38.600	39.200	37.200
Zugfestigkeit* [N/mm ²]	5,6	5,8	5,7	5,6
Betonalter [d]	36	39	49	56

Tabelle 10.2: Materialkennwerte Beton

*Die Zugfestigkeit wurde nach Model Code 90 aus der Druckfestigkeit berechnet

Optimierung

Bei dieser Optimierungsstufe wurden die vorher genannten Parameter für die Finite-Elemente Berechnung herangezogen (siehe Tabelle 10.2). Die anderen Parameter entsprechen der automatischen Generierung des Programms für Beton der Güte C50/60.

Um vorzeitigem Versagen durch zu konzentrierte Lasteinwirkung durch die Vorspannung entgegenzuwirken, wurde an den Seiten Scheiben aus ebenfalls ideal plastischem Material (wie bei der Lasteinleitung) modelliert. Ohne diese beginnt der Träger der Länge nach zu reißen und versagt früher (siehe



Abbildung 10-7). Der Träger R45 14 V2 erreicht seine Bruchlast ohne diese Optimierung um rd. 30 kN früher.

Damit allen Trägern dieselben Rahmenbedingungen zugrunde liegen, wurden diese seitlichen Platten auch für den schlaff bewehrten R45 14 S Träger übernommen.



Abbildung 10-6: Materialien des Volumens mit zusätzlich seitlicher Lasteinleitung



Abbildung 10-7: Versagen des Trägers ohne seitliche Lasteinleitung am Beispiel R45 14 V2

10.3 Bewehrung

Die Bewehrung wurde als 1D Linienelemente mit folgenden Materialparametern realisiert.

Das genaue Bewehrungslayout ist in den Kapiteln 3.2.1, 4.2.1, 5.2.1 und 6.2.1 ersichtlich.

	BSt 550	Spannstahl ST 1570/1770
Streckgrenze [N/mm ²]	550	1570
Zugfestigkeit [N/mm ²]	620	1770
E-Modul [N/mm ²]	210.000	210.000

Tabelle 10.3: Materialkennwerte der verwendeten Bewehrung

10.3.1 Anordnung schlaffe Bewehrung

In der folgenden Abbildung 10-8 ist die Bewehrungsanordnung als Darstellung in GID für den schlaff bewehrten Träger R45 14 S ersichtlich.



10.3.2 Vorgespannte Bewehrung

Hier in Abbildung 10-9 ist die Bewehrungsanordnung mit Spannlitzen dargestellt.



Abbildung 10-9: Bewehrung mit Spannlitzen am Beispiel R45 14 V2

Die Vorspannkraft wurde im Modell als *Initial strain for reinforcement line*, also als vorliegende Dehnung behandelt. Unter der Verwendung von Vorspannkraft kam es immer zu Fehlern beim Ausführen der Rechenoperation, was zu einem Abbruch dieser führte. Seit dem Update auf Atena 5 fehlt diese Möglichkeit der Angabe der Vorspannkraft ohnedies.

Folgende Werte wurden nach der Bedingung von

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \tag{10.1}$$

die Dehnung ermittelt.

Tabelle 10.4: Eingangswerte für die Dehnung

	R45 14 V1	R45 14 V2	R60 14 V2
Vorspannung [MPa]	413	825	1105
E-Modul [N/mm²]	210.000	210.000	210.000
Dehnung ε [-]	1,967E-03	3,929E-03	5,262E-03

10.4 Monitoring am Modell

Für die wirkende Kraft am Krafteinleitungspunkt, die Durchbiegung sowie die Monitoringpunkte an der Bewehrung wurden Monitore eingesetzt.

10.4.1 Monitore am Volumen

Die Monitore für Durchbiegung und die einwirkende Kraft wurden direkt an Knotenpunkten des Volumens angebracht.



Abbildung 10-10: Monitore am Volumen

10.4.2 Bewehrungsmonitore

Monitore für Punktelemente können nur an Schnittpunkten von Volumen angebracht werden. So entstand die Überlegung das Volumen dementsprechend zu teilen um an den richtigen Stellen Monitore platzieren zu können.



Abbildung 10-11: Monitore am geteilten Volumen-als nicht Erfolg bringender Versuch

Dieser Versuch hatte zur Folge, dass wenn überhaupt nur ein sehr feines und kompliziert geteiltes Mesh möglich war. Falls nach umfangreichen Einstellungsarbeiten eines generiert werden konnte, war es so fein, dass der hohe Rechenaufwand zu Programmabstürzen führte.

Als Lösung hat sich die Möglichkeit ergeben direkt einem Bewehrungsstab mit *Monitor for reinforcement* die Funktion eines Monitors zuzuweisen. Dafür wurde an den Stellen an denen Monitore angebracht sind die Bewehrung so geteilt, dass dort ein 4 mm langer eigenständiger Abschnitt entsteht (siehe Abbildung 10-12 und Abbildung 10-13).



Abbildung 10-12: Bewehrung mit Monitoren



Abbildung 10-13: Monitor an Längs- und Querbewehrung

10.5 Mesh

Wie bereits erwähnt, hat sich ein möglichst regelmäßiger Aufbau der einzelnen Volumen als zweckmäßig herausgestellt.

Die Oberfläche des Mesh wurde *quadrilateral* also als vierseitige Struktur bestimmt. Für das Volumen gilt sinngemäß eine *hexahedrale* also sechseitige Ausbildung.

Als Vorgabe für die Generierung des Mesh, wurden alle Linienelemente mit einer Anzahl von Divisionen versehen, im Bereich der Ausbildung des zu erwartenden Schubfeldes und der Biegerisse wurde das Mesh durch eine erhöhte Anzahl von Divisionen nochmals feiner gestaltet.



Abbildung 10-14: Anzahl der Divisionen der Linienelemente

Das Mesh der Bewehrung wurde nach derselben Methode erstellt.

Für die Träger R4514V1 und V2 wurde das Mesh nochmals verfeinert wie in Abbildung 10-15 zu sehen ist.



Das generierte Mesh ist auf der kommenden Seite (Abbildung 10-16) ersichtlich.

10.6 Iterationslimits

Standardmäßig ist ein Iterationslimit von 30 Iterationen voreingestellt. Im Falle der Träger mit vorgespannter Bewehrung hat sich herausgestellt, dass die Erhöhung auf 50 etwas genauere Ergebnisse liefert, für den schlaff bewährten Träger sind 30 Iterationen ausreichend.




Abbildung 10-16: Mesh am Beispiel des Trägers R45 $14~{\rm S}$

57

11 Validierung der Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die Versuche der Träger in der Wirklichkeit mit den Ergebnissen der FEM-Modellierung verglichen. Für die Darstellung der Monitore wurden alle verfügbaren Daten der Testreihe herangezogen. Durch Beschädigungen beim Einbau wie auch anderwärtigen Ausfällen sind nicht alle DMS Daten der Versuchsträger vorhanden.

Zusätzlich zu den Monitoren werden auch die Durchbiegung und Rissbilder der Wirklichkeit mit den Modellen verglichen.

Тур	Lastversuch [kN]	FEM Modell [kN]	Abweichung [%]
R45 14 S	264	244	-7,6%
R45 14 V1	287	238	-17,1%
R45 14 V2	310	270	-12,9%
R60 14 V2	371	380	+2,4%

Tabelle 11.1: Vergleich Bruchlasten

11.1 R45 14 S



Abbildung 11-1: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung



11.1.1 Vergleich der Monitordaten

InV1



Abbildung 11-2: Monitorverhalten von Versuch und Modell



Abbildung 11-3: Position der Monitore

11.1.2 Vergleich der Durchbiegungen

Im direkten Vergleich des Durchbiegungsverhaltens, ist zu erkennen, dass der Träger im Modell ein weicheres Verhalten aufweist und nach kurzem identen Verhalten nach Erreichen der ersten größeren Biegerisse mehr Verformung annimmt.



Abbildung 11-4: Vergleich der Last-Verformungskurven

11.1.3 Vergleich der Rissbilder

Als vergleichendes Bildmaterial werden zusätzlich zu Fotos die Aufnahmen der DIC herangezogen. Da der ganze Träger zu groß für die Aufnahme war, wurde nur der für diese Arbeit relevante Teil berücksichtigt (von Auflager bis Lasteinleitung).



Abbildung 11-5: Rissbilder des R45 14 S Trägers (von o. nach u. FEM-Modell, Rissbild knapp vor und nach Erreichen der Bruchlast)

11.1.4 Schlussfolgerung

Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit zwischen dem realen Träger und dem FEM-modellierten ist um 20 kN kleiner. Dies entspricht einer Abweichung von -7,6% und somit ist dieser Träger der mit der zweit genauesten Abbildung der Tragfähigkeit in dieser Versuchsreihe.

DMS Daten

Die Auswertung der DMS Daten an der Schubbewehrung (Monitor 10, 11, 13, 15) weisen im Vergleich zum FEM-Modell grundlegend richtige Tendenzen auf. Besonders Bei Monitor 11 und 13 ist die Übereinstimmung über einen großen Bereich als gut anzusehen.

Bei dem Monitor in der Längsbewehrung ist die Übereinstimmung nicht vorhanden. Auf Grund des Abbildes dürfte ist anzunehmen, dass es sich hier um einen Fehler in der FEM-Berechnung handelt.

Bei allen Monitoren zeigt sich das weichere Verhalten des Trägers.

Durchbiegung

Bei der Durchbiegung zeigt sich nach einem anfänglich gut übereinstimmenden Verhalten ab ca. 100 kN (Bereich dominierender Biegerisse) eine stärkere Durchbiegung bei dem FEM-Modell. Der Träger weist somit ein weicheres Verhalten gegenüber der Realität auf, was sich auch in einer geringeren Tragfähigkeit zeigt.

Rissbilder

Beim Versuch ist ein gut ausgeprägtes Schubfeld zu erkennen, welches sich vom Auflagerpunkt bis zur Krafteinleitung ausbildet. Das FEM-Modell versagt ebenfalls auf Schub, jedoch ist die örtliche Ausbildung nicht mit dem Versuch ident, es ist konzentrierter unter der Lasteinleitung und bildet sich nicht so eindeutig bis zum Auflager aus.

Eine mögliche Erklärung hierfür ist das weichere Verhalten, welches die Spannungskonzentration verschiebt.

11.2 R45 14 V1



Abbildung 11-6: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung



11.2.1 Vergleich der Monitordaten



Abbildung 11-7: Monitorverhalten von Versuch und Modell



Abbildung 11-8: Position der Monitore

11.2.2 Vergleich der Durchbiegung

Im direkten Vergleich der Durchbiegung ist Anfangs eindeutig erkennbar, wie die Vorspannung in der FEM-Simulation eine positive Durchbiegung entgegen der Lastrichtung erzeugt. Auch hier zeigt sich, wie beim Träger R45 14 S ein weicheres Verhalten ab dem Erscheinen größerer Biegerisse.



Abbildung 11-9: Vergleich der Last-Verformungskurven

11.2.3 Vergleich der Rissbilder



Abbildung 11-10: Rissbilder des R45 14 V1 Trägers (von o. nach u. FEM-Modell, Rissbild vor und nach Erreichen der Bruchlast)

11.2.4 Schlussfolgerung

Tragfähigkeit

Im Vergleich zum Versuch wo mittels Vorspannung trotz reduzierter Bügelanzahl eine höhere Tragfähigkeit gegenüber dem schlaff bewehrten Träger erreicht werden konnte, zeichnet sich dies nicht im Modell ab. Die Tragfähigkeit des Modells liegt 49 kN unter der des Versuchs (-17,1%).

DMS Daten

Zur Auswertung gelangten nur Monitore an der Schubbewehrung (Monitor 11, 15, 17, 20, 21) für alle anderen fehlen die Ergebnisse des Versuches.

Die Übereinstimmung der Messdaten ist generell schlechter als bei dem schlaff bewehrten Träger (R45 14 S). Die beste Übereinstimmung erreicht Monitor 20 bei allen anderen sind deutliche Abweichungen vorhanden.

Durchbiegung

Durch die Vorspannung hat der Träger bei der FEM- Berechnung unter geringer Lasteinwirkung eine positive Durchbiegung (Krümmung nach oben) diese konnte beim Versuch nicht berücksichtigt werden und ist somit anfangs als null dargestellt.

Das Verhalten verläuft anfangs parallel bis zu einem Lasteintrag von rd. 180 kN. Ab hier zeigt sich auch wieder ein weicheres Verhalten und der Träger nimmt gegenüber dem realen Gegenstück eine stärkere Verformung an.

Rissbilder

Auffallend ist hier, dass das Rissbild optisch zwar sehr gut zwischen Versuch und Berechnung übereinstimmt, jedoch die Ausbildung des Schubfeldes an der gegenüberliegenden Seite des Lasteintrages stattfindet.

Die Vorspannung welche die Tragfähigkeit mittels Überdrücken erhöhen soll, hat offenbar dazu geführt, dass sich das Versagen in den Bereich mit zusätzlich höherer Biegespannung verlagert hat.

11.3 R45 14 V2



Abbildung 11-11: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung



11.3.1 Vergleich der Monitordaten



Abbildung 11-12: Monitorverhalten von Versuch und Modell



Abbildung 11-13: Position der Monitore

11.3.2 Vergleich der Durchbiegung

Im direkten Vergleich der Durchbiegung ist Anfangs eindeutig erkennbar, wie die Vorspannung in der FEM-Simulation eine positive Durchbiegung entgegen der Lastrichtung erzeugt. Wie bei allen vorherigen Trägern ist auch hier das weichere Verhalten, jedoch erst bei höherer Last erkennbar.



Abbildung 11-14: Vergleich der Last-Verformungskurven

11.3.3 Vergleich der Rissbilder



Abbildung 11-15: Rissbilder des R45 14 V2 Trägers (von o. nach u. FEM-Modell, Rissbild vor und nach Erreichen der Bruchlast)

11.3.4 Schlussfolgerung

Tragfähigkeit

Durch die doppelte Vorspannkraft erreicht dieser Träger sowohl im Versuch als auch in der Modellberechnung höhere Traglasten als das schlaff bewehrte Exemplar. Im Vergleich zwischen realem Träger und FEM-Modell wurde hier eine bessere Übereinstimmung als beim teil-vorgespannten (R45 14 V1) Träger erreicht. Die maximale Belastung ist um 40 kN (-12,9%) im Modell geringer.

DMS Daten

Hier wurden sowohl Dehnmessstreifen der Längs- als auch Querbewehrung ausgewertet. Erstere (Monitor 2 und 3) weisen anfangs recht ähnliches Verhalten auf, jedoch ab rd. 200 kN zeigt sich eine starke Veränderung (siehe Abbildung 11-16). Dieser Lastbereich ist dominiert von Biegerissausbildungen, aber auch ersten Schubrissen.



Abbildung 11-16: Rissausbildung R45 14 V2 bei 200 kN

Als Monitore der Querbewehrung wurden 17, 19, 21 ausgewertet. Der Dehnmessstreifen an Position 19 zeigt anfangs wie die vorher beschriebenen sehr ähnliches Verhalten welches sich dann bei rd. 200 kN sprunghaft ändert. Die Ergebnisse von Monitor 17 stimmen mit dem Versuch wenig überein, eine gewisse Tendenz ist aber zu erkennen. Die Werte von Monitor 21 sind nicht verwertbar.

Durchbiegung.

Durch die Vorspannung hat der Träger bei der FEM- Berechnung ebenfalls unter geringer Lasteinwirkung eine positive Durchbiegung (Krümmung nach oben).

Das Verhalten verläuft anfangs wieder parallel allerdings bis zu einem Lasteintrag von rd. 230 kN. Ab hier zeigt sich auch wieder ein weicheres Verhalten und der Träger nimmt gegenüber dem realen Gegenstück eine stärkere Verformung an.

Rissbilder

Auffallend ist auch hier, dass sich das Rissbild optisch zwar sehr gut zwischen Versuch und Berechnung übereinstimmt, aber die Ausbildung des Schubfeldes an der gegenüberliegenden Seite des Lasteintrages stattfindet.

11.4 R60 14 V2



Abbildung 11-17: Träger mit Lagerbedingungen und Lasteinleitung



11.4.1 Vergleich der Monitordaten

Abbildung 11-18: Monitorverhalten von Versuch und Modell



Abbildung 11-19: Position der Monitore

11.4.2 Vergleich der Durchbiegung

Im direkten Vergleich der Durchbiegung ist Anfangs eindeutig erkennbar, wie die Vorspannung in der FEM-Simulation eine positive Durchbiegung entgegen der Lastrichtung erzeugt. Ansonsten ist hier ein sehr ähnlicher gut übereinstimmender Verlauf erkennbar.



Abbildung 11-20: Vergleich der Last-Verformungskurven

11.4.3 Vergleich der Rissbilder



Abbildung 11-21: Rissbilder des R60 14 V2 Trägers (von o. nach u. FEM-Modell, Rissbild vor und nach Erreichen der Bruchlast)

11.4.4 Schlussfolgerung

Tragfähigkeit

Im Gegensatz zu den anderen Trägern mit geringerer Höhe, weist dieser Träger im Modell eine etwas höhere Tragfähigkeit (+9 kN, +2,4%) gegenüber dem Versuch auf. Somit ist bei diesem das Ergebnis am genauesten.

DMS Daten

Ausgewertet wurden an diesem Träger die Monitore 1 und 4 an der Längsbewehrung sowie Monitor 13 an der Querbewehrung.

Bei Monitor 1 ist anfangs ein Ausreißer im Versuch ersichtlich, ansonsten spiegeln alle Monitore das steifere Verhalten des Trägers und dessen höhere Tragfähigkeit gut wieder.

Durchbiegung.

Anfangs zeichnet sich wieder die Krümmung nach oben durch die Vorspannung ab. Über den gesamten Verlauf ist die höhere Steifigkeit dieses Modells gegenüber den anderen ersichtlich. Der Verlauf ist dem Versuch am ähnlichsten und weist eine gute Übereinstimmung auf.

Rissbilder

Auffallend ist auch hier, dass sich das Rissbild optisch zwar sehr gut zwischen Versuch und Berechnung übereinstimmt, aber die Ausbildung des Schubfeldes an der gegenüberliegenden Seite des Lasteintrages stattfindet.

Die Vorspannung welche die Tragfähigkeit mittels Überdrücken erhöhen soll, hat offenbar dazu geführt, dass sich das Versagen in den Bereich mit zusätzlich höherer Biegespannung verlagert hat.

11.5 Zusammenfassender Vergleich zwischen Versuch und FEM Berechnung

In folgender Tabelle sind die Vergleiche zwischen Modellbetrachtung und Versuch zusammenfassend und mit Stichwörtern erläutert dargestellt.

R45 14 S			
	Versuch	Modell	Abweichung
Tragfähigkeit	264 kN	244 kN	-7,6%
DMS Daten	Güte ¹	Längsbewehrung	g Querbewehrung
Monitor 4	5	Х	
Monitor 10	3		Х
Monitor 11	3		Х
Monitor 13	2		Х
Monitor 15	3-4		Х
Durchbiegung	3	sehr früh zu weid	ches Verhalten
Rissbilder	2-3	Versagensbild ric ungenau	chtig aber Postion
R45 14 V1			
	Versuch	Modell	Abweichung
Tragfähigkeit	287 kN	238 kN	-17,1%
DMS Daten	Güte	Längsbewehrung	g Querbewehrung
Monitor 11	3		Х
Monitor 15	3		Х
Monitor 17	2-3		Х
Monitor 20	1-2		Х
Monitor 21	5		Х
Durchbiegung	2-3	zu weiches Verha	alten
Rissbilder	3	Versagensbild ric falscher Position	htig aber an

Tabelle 11.2: Vergleich Bruchlasten

¹ Bewertung der Güte der Übereinstimmung nach Schulnoten (1: sehr gute Übereinstimmung bis 5: keine Übereinstimmung)

R45 14 V2				
	Versuch	Modell	Abweichung	
Tragfähigkeit	310 kN	270 kN	-12,9%	
DMS Daten	Güte	Längsbewehrung	Querbewehrung	
Monitor 2	2	Х		
Monitor 3	4	Х		
Monitor 17	5		Х	
Monitor 19	4-5		Х	
Monitor 21	5		Х	
Durchbiegung	2	Anfangs parallel (nur um Vorspanr	nung versetzt)	
Rissbilder	3	Versagensbild ricl falscher Position	ntig aber an	

R60 14 V2

	Versuch	Modell	Abweichung	
Tragfähigkeit	371 kN	380 kN	+2,4%	
	0	1.9		
Divis Daten	Gute	Langsbewenrung	g Querbewenrung	
Monitor 1	3	Х		
Monitor 4	3-4	Х		
Monitor 13	1-2		Х	
Durchbiogung	1	Genaues Verhalt	en, um	
Durchblegung	T	Vorsapannung v	ersetzt	
Dissbilder	2	Versagensbild ri	chtig aber an	
Rissbilder	3	falscher Position		

11.6 Optimierungsmöglichkeiten für nachfolgende Arbeiten

11.6.1 Materialparameter

Da für diese Arbeit lediglich die bereits genannten Materialparameter Druck-, Zugfestigkeit und E-Modul den tatsächlich geprüften Trägern angeglichen wurden, und die weiteren aus der programmeigenen Generierung stammen, ist es möglich hier Optimierung anzusetzen.

Insbesondere die Bruchenergie scheint hier zielführend zu sein, da sämtliche modellierte Träger ab der Entstehung der ersten Risse in ein weicheres Tragverhalten übergehen.

Diese Thematik ist im Atena Theory Dokument in Kapitel 2.1.2.3 ab S. 19 zu finden.

Das genaue Verhalten der Rissenergie, z.B. lineare od. exponentielle Funktion, ist abzuschätzen und gegebenenfalls experimentell zu bestätigen.

11.6.2 Präzisieren der Vorspannkraft

Beim Aufbringen der Vorspannung durch Entnahme aus der Schalung hatte der Beton noch nicht seine volle Festigkeit (28 Tages Festigkeit) erreicht. Dadurch ist die tatsächlich aktivierte Vorspannung geringer und das Tragverhalten wird dadurch beeinflusst. Die genaue Auswirkung ist schwer abzuschätzen. Naheliegend wäre zwar eine reduzierte Traglast, jedoch kann sich auch ein weniger sprödes Verhalten einstellen und wie sich in den Versuchen gezeigt hat eine höhere Festigkeit einstellen als mit der Simulation.

Welcher der genannten Optimierungsschritte wirklich zielführend ist, oder ob überall angesetzt werden muss wird sich in weiteren Arbeiten zeigen.

12 Sicherheitskonzept bei nicht linearen FEM Modellierungen

Das Sicherheitskonzept für die nicht lineare Finite Elemente Modellierung wird im folgenden Kapitel anhand Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures behandelt.

12.1 Prüfung der Grenzzustände

12.1.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Um die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten müssen folgende Kontrollen erbracht werden:

- 1. Spannungskontrolle
- 2. Rissauftreten
- 3. Verformungskontrolle

Für diese Nachweise ist es ausreichend die Ergebnisse einer linearen Berechnung heranzuziehen und diese Werte mit den zulässigen Werten nach den verschiedenen Richtlinien (z.B. EC2) zu vergleichen.

Die Kontrolle der Rissbreite wkann nach folgendem Ansatz

$$w = s_{r,max} \times \overline{\varepsilon_s} \tag{12.1}$$

erfolgen, mit $\bar{\varepsilon_s}$ als durchschnittliche Dehnung der Längsbewehrung im Rissbereich und $s_{r,max}$ als maximale Rissbreite; siehe Abbildung 12-1



Abbildung 12-1: Rissöffnung und Rissbreite

Bei Schubrissen wird folgende Gleichung angewandt:

$$w = s_{\theta} \times \overline{\varepsilon_{sturrups}} \tag{12.2}$$

mit $\overline{\varepsilon_{sturrups}}$ als durchschnittliche Dehnung der Bügel im Rissbereich und s_{θ} als Abstand der geneigten Risse zueinander



Abbildung 12-2: Rissweite und Neigung bei Schubrissen

Bei Ebenen Betonoberflächen die Rissöffnung soll folgenderweise berechnet werden:

$$w = \varepsilon_1 \times h \tag{12.3}$$

mit ε_1 als Dehnung in Hauptzugrichtung und der Rissbandbreiteh



Abbildung 12-3: Beispiele für äquivalente Rissbandbreiten

84 SICHERHEITSKONZEPT BEI NICHT LINEAREN FEM MODELLIERUNGEN

12.1.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Um den Anforderungen diverser Regelwerke gerecht zu werden gibt es 3 Methoden Sicherheitsbeiwerte einzubeziehen

Methode des globalen Sicherheitsfaktors

Bei dieser Methode, welche auch im EC 2 enthalten ist, ist die Sicherheit unabhängig von den einzelnen Variablen. Die berechnete Traglast wird um einen entsprechenden Sicherheitsfaktor abgemindert.

Zur Analyse müssen gemittelte Materialparameter herangezogen werden.

$$f_{cm} = 0.85 \times f_{ck} \tag{12.4}$$

$$f_{ym} = 1.1 \times f_{yk} \tag{12.5}$$

Die anderen Materialparameter des Betons können aus f_{cm} abgeleitet werden. Der globale Sicherheitsfaktor ist somit das Produkt aus der Sicherheit und dem Modellkoeffizienten:

$$\gamma_{GL} = 1,2 \times 1,06 = 1,27 \tag{12.6}$$

Anmerkung: das Verhältnis von $\frac{1,27}{0,85}$ entspricht dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$, und $\frac{1,27}{1,1}$ entspricht der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_s = 1,15$.

Der Designwiderstand P_d ist somit definiert mit:

$$P_d = \frac{P_u}{\gamma_{GL}} \tag{12.7}$$

mit P_u als Traglast errechnet aus der Analyse mit mittleren mechanischen Eigenschaften.

Methode der Teilsicherheitsbeiwerte

Teilsicherheitsbeiwerte eliminieren Unsicherheiten der statistischen Schwankungsbreite bei der Bestimmung der Materialparameter.

Die Umrechnung der charakteristischen Materialparameter in die für die Berechnung heranzuziehenden Design-Parameter erfolgt mit:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{RD} \times \gamma_c} \tag{12.8}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{RD} \times \gamma_c} \tag{12.9}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{RD} \times \gamma_s} \tag{12.10}$$

$$G_{fdcd} = G_{f0} \times \left(\frac{f_{cd}}{10}\right)^{0,7}$$
 (12.11)

$$E_{cd} = 22000 \times \left(\frac{f_{cd}}{10}\right)^{0,3} \tag{12.12}$$

mit $\gamma_{RD} = 1,06$ als Unsicherheitsfaktor

Werden zur Berechnung also Design Materialparameter verwendet ergibt sich als Design Widerstand (Traglast)

$$P_d = P_u \tag{12.13}$$

Methode der Abschätzung der Koeffizienten mittels Variation der Wiederstände

Eine Abschätzung der mittleren und charakteristischen Werte des Widerstandes soll berechnet werden mittels entsprechender Materialparameter. Die zufällige Verteilung des Widerstandes einer Stahlbetonstruktur kann als zweiparametrige Lognormalverteilung beschrieben werden. Somit ist diese Methode auf der Annahme einer Lognormalverteilung basierend. Die zwei Parameter dieser Verteilung sind der mittlere Widerstand und der Koeffizient der Abweichung V_R .

Zwei nichtlineare Finite Element Analysen, eine mit gemessenen Werten und einmal mit charakteristischen Werten, müssen durchgeführt werden.

Deren Designlast errechnet sich mit:

$$P_d = \frac{P_{u,m}}{\gamma_{RD} \times \gamma_R} \tag{12.14}$$

mit $P_{u,m}$ als Traglast berechnet mit gemessenen Materialparametern und γ_R

wird wie folgt berechnet:

$$\gamma_R = e^{\alpha_R \times \beta \times V_R} \tag{12.15}$$

 $_{\rm mit}$

$$\alpha_R = 0.8 \tag{12.16}$$

$$\beta = 3,8 \tag{12.17}$$

und dem Koeffizienten der Abweichung

$$V_R = \frac{1}{1,65} \ln\left(\frac{P_{u,m}}{P_{u,c}}\right)$$
(12.18)

mit $P_{u,c}$ als Traglast aus der Analyse mit charakteristischen Materialparametern.

12.2 Anwendung des Sicherheitskonzeptes auf diese Arbeit

Als Eingangsparameter wurden sowohl für die Berechnung als auch die Modellierung die am Tag der Prüfung gemessenen tatsächlichen Kennwerte für den Beton herangezogen. Für den Bewehrungsstahl kamen die in den einschlägigen Normen zu findenden Festigkeitswerte zur Anwendung. Ebenso fließen die vor Ort genommenen Naturmaße in die Berechnung ein.

Mittels der Software Freet wurden die Einflüsse der einzelnen Parameter auf die Traglast des Trägers bestimmt. Wegen Grenzen der Anwendbarkeit wurde allerdings die Berechnung nach Eurocode 2 herangezogen.

12.2.1 Parameter

Die Eingangsparameter sind sämtliche in die Berechnung des Schubwiderstandes einfließende Werte siehe Eurocode Ausgabe 2011 im Kapitel 6.2 (S. 91 ff).

Für die Werkstoffe wurden entsprechend der Empfehlungen der Literatur 2parametrige Log-Normalverteilungen gewählt, für zufällige Streuungen ohne besondere Kenntnisse Normalverteilungen. Lageparameter der Bewehrung sind als Dreiecksverteilung angenommen worden, da insbesondere bei den Bewehrungsquerschnitten von einer hohen Fertigungsgenauigkeit auszugehen ist.

Die Streuungen in den Abmessungen sind in den Trägern beschreibenden Kapitel angeführt (Kapitel 3 bis 6), ihnen wurde eine Rechteckverteilung zugewiesen. mit dem Größt- und Kleinstmaß als Grenzen.

Die verwendeten Verteilungen sind in Tabelle 12.1 angegeben.

88 SICHERHEITSKONZEPT BEI NICHT LINEAREN FEM MODELLIERUNGEN

Parameter	Verteilung
k 1	deterministisch ²
V _{min}	deterministisch
C _{Rkc}	deterministisch
ρί	deterministisch
Θ	deterministisch
A _{sw}	dreieckig
S	dreieckig
A _{sl}	dreieckig
b _w	rechteckig
h	rechteckig
ď	normal
f _{cm}	lognormal (2par)
f _{yk}	lognormal (2par)
N _{ed}	normal

Tabelle 12.1: Parameter der Schubberechnung



Abbildung 12-4: Verwendete Verteilung (v.ln.r. Rechtecks-, Dreiecks-, Normal-, 2par. Lognormalverteilung)

² deterministische Werte sind konstante Zahlenwerte und weisen keine Verteilung auf

12.2.2 Widerstand

Nachdem den Parametern ihre Verteilungsfunktion zugeordnet wurde, wurden die Korrelationen bestimmt. Anhand der Beziehungen im Formelapparat ist auszugehen, dass die Eingangsparameter voneinander unabhängig, also unkorreliert sind.

Werte	Comp	arative va	alues 🛛 A	ll variables	\$					
	Vsk	Asw	s	Asl	bw	h	ď	fcm	fyk	Ned
Vsk	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Asw	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
s	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Asl	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
bw	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
h	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
ď	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
fcm	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
fyk	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
Ned	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Abbildung 12-5: Korrelationen Eingabemaske

12.2.3 Einwirkung

Als Einwirkung V_{sk} wird eine um den 5% Quantilwert abgeminderte Last erzeugt. Diese wird von der Widerstandseite abgezogen und definiert die Grenzgleichung:

$$G = R - S = 0 \tag{12.19}$$

12.2.4 Zuverlässigkeit

Sobald die vorhergegangenen Schritte abgeschlossen sind, wird das LHS Sampling durchgeführt. LHS steht für Latin Hypercube Sampling, einer Weiterentwicklung der Monte Carlo Simulation welche es ermöglicht mit weniger Wiederholungen der Simulation auszukommen. Anhand der folgenden Abbildungen ist die Versagenswahrscheinlichkeit und der Zuverlässigkeitsindex β zu erkennen.





Abbildung 12-6: Zuverlässigkeitsverteilung R45 14 S



Abbildung 12-7: Zuverlässigkeitsverteilung R45 14 V1



Abbildung 12-8: Zuverlässigkeitsverteilung R45 14 V2



Abbildung 12-9: Zuverlässigkeitsverteilung R60 14 V2

Zuverlässigkeitsindex β

Тур	β	p _f
R45 14 S	2,3282	0,009950
R45 14 V1	2,0432	0,020516
R45 14 V2	2,1874	0,014357
R60 14 V2	2,1825	0,014536

Tabelle 12.2: Sicherheitsindex β und Versagenwahrscheinlichkeit

12.2.5 Sensitivitätsanalyse

Mittels Sensitivitätsanalyse kann dargestellt werden wie maßgebend der Einfluss einzelner Parameter ist.

Die Reihung der Einflüsse ist bei allen Trägern gleich, auch zahlenmäßig sind sie nahe beisammen.

Auf der Seite des Widerstandes ist die Betondruckfestigkeit maßgebend, auf Seite der Einwirkung die Kraft V_{sk}. In den folgenden Abbildungen (12-10 und 12-11) sind die Einflüsse der Faktoren ersichtlich, die +sensi Spalte beschreibt den Widerstand, während -sensi die Einwirkung zeigt.

Name	+ sensi	— sensi	Name	+ sensi \bigtriangledown	— sensi
Werte.Vsk		-0.69056	Werte.Vsk		-0.68839
Werte.fcm	0.61912		Werte.fcm	0.58545	
Werte.fyk	0.15938		Werte.bw	0.29709	
Werte.bw	0.14669		Werte.fyk	0.10326	
Werte.s		-0.13487	Werte.h	0.088047	
Werte.Asw	0.094247		Werte.d′		-0.087626
Werte.h	0.08538		Werte.s		-0.086095
Werte.d′		-0.080709	Werte.Asw	0.062588	
Werte.Asl	0.019596		Werte.Asl	0.047963	
		-	Werte.Ned	0.043683	

Abb. 12-10: Sensitivitäten R45 14S

Abb. 12-11: Sensitivitäten. R45 14V1

92 SICHERHEITSKONZEPT BEI NICHT LINEAREN FEM MODELLIERUNGEN

Name	+ sensi \bigtriangledown	— sensi
Werte.Vsk		-0.73015
Werte.fcm	0.54144	
Werte.bw	0.29702	
Werte.d′		-0.10047
Werte.fyk	0.092976	
Werte.s		-0.081193
Werte.Ned	0.068886	
Werte.Asw	0.056335	
Werte.Asl	0.042391	
Werte.h	0.042184	

Name	+ sensi	— sensi
Werte.Ned	0.079079	
Werte.fyk	0.10387	
Werte.fcm	0.51806	
Werte.d´		-0.07786
Werte.h	0.067885	
Werte.bw	0.32541	
Werte.Asl	0.039905	
Werte.s		-0.086028
Werte.Asw	0.060933	
Werte.Vsk		-0.73118

Abb. 12-13: Sensitivitäten R60 14V2

Erkennbar ist, dass die Betondruckfestigkeit den meisten Einfluss beim unvorgespannten Träger ausübt.

Die Zusammenhänge der Sensibilität sind auch grafisch darstellbar.



Abb. 12-14: Abhängigkeit des Versagens von der Betondruckfestigkeit

Deutlich erkennbar ist hier der Zusammenhang, dass mit steigender Druckfestigkeit das Versagen (unterer abgegrenzter Bereich) abnimmt, ein deutlicher Zusammenhang ist ersichtlich.

Das gleiche gilt in umgekehrter Reihenfolge für die Einwirkung (siehe Abb. 12-15: Abhängigkeit des Versagens von der Krafteinwirkung)

Abb. 12-12: Sensitivitäten R45 14V2


Abb. 12-15: Abhängigkeit des Versagens von der Krafteinwirkung

Sind die Zusammenhänge jedoch weniger eindeutig Ausgebildet, zeigt sich dies an einem Verlauf ohne ausgeprägte Schiefe.



Abb. 12-16: Abhängigkeit des Versagens von der Betonüberdeckung

Fazit

Die Einflüsse der einzelnen Parameter sind klar darstellbar und unterscheiden sich in ihrer Wirkung kaum nach Trägertyp. Die Vorspannkraft hat hier relativ wenig Einfluss, was an der Berechnung nach Eurocode liegt, da in der Realität deutliche Steigerungen in der Tragfähigkeit ersichtlich waren.

12.2.6 Anwendung reduzierter Festigkeiten in der FEM Modellierung

Um eine Aussage über die Auswirkungen in der FEM Modellierung treffen zu können, wurden die Druckfestigkeit des Betons um 15% abgemindert.

Träger	f _{cm} [N/mm²]	f _{cm, red} [N/mm²]
R45 14 S	79,6	67,7
R45 14 V1	84,0	71,4
R45 14 V2	82,0	69,7
R60 14 V2	81,0	68,9

Tabelle 12.3: Materialkennwerte mit Abminderung

Ergebnisse

Tragfähigkeit

Auffallend ist bei sämtlichen Ergebnissen, dass eine Reduzierung der Druckfestigkeit des Betons nur eine unwesentliche Auswirkung auf die Tragfähigkeit hat.

1	l'abelle	12.4:	Aufstel	lung de	r Tragfä	ähigkeiter	ı ın der	FEM I	Modellierun	g

_

Тур	FEM Modell [kN]	FEM Modell mit f _{cm, red} [kN]	Faktor [-]
 R45 14 S	244	244	1,00
R45 14 V1	238	230	1,03
R45 14 V2	270	268	1,01
R60 14 V2	380	380	1,00

Durchbiegung

Bei dem Belastungs- Durchbiegungsverhalten zeichnet sich ein ähnliches Bild ab.

Anfangs sind die Verläufe sehr ähnlich oder gar ident, jedoch zeigt sich, dass die Verformungen ab einer gewissen Last stärker ausfallen.

R45 14 S: Auffallend ist die exakte Angleichung des Verhaltens unter Belastung welches auch an der exakt gleichen Traglast resultiert. Ein voneinander Abweichen kommt nur innerhalb eines kleinen Bereichs vor.



Abbildung 12-17: Last- Verformungskurve R45 14 S

R45 14 V1: Auch hier ist der Verlauf anfangs deckungsgleich, jedoch nimmt gegen Ende der Tragfähigkeit die Verformung zu und der Träger reagiert weicher.



Abbildung 12-18: Last- Verformungskurve R45 14 V1

96 SICHERHEITSKONZEPT BEI NICHT LINEAREN FEM MODELLIERUNGEN

 $R45 \ 14 \ V2$ Bei diesem Träger fällt ähnlich wie bei dem schlaff bewehrten R45 14 S der Einfluss der Abminderung der Druckfestigkeit des Betons kaum ins Gewicht.



Abbildung 12-19: Last- Verformungskurve R45 14 V2

R60 14 V2: Gemeinsam mit dem R45 14 V2 ist bei diesem Träger der Einfluss der Festigkeitsabminderung am größten, wenn auch sehr klein.



Abbildung 12-20: Last- Verformungskurve R60 14 V2

Vergleich mit der Berechnung aus dem Eurocode

Vergleich man den Einfluss der Reduktion der Betondruckfestigkeit des FEM Modells mit der Freet Simulation der EC Berechnung, ist zu erkennen, dass die Druckfestigkeit im EC mehr Einfluss hat, jedoch dieser dennoch gering ist.

Тур	FEM Modell [kN]	FEM Modell mit f _{cm, red} [kN]	Faktor [-]	EC [kN]	EC mit f _{cm, red} [kN]	Faktor [-]
R45 14 S	244	244	1,00	118	113	1,05
R45 14 V1	238	230	1,03	125	120	1,04
R45 14 V2	270	268	1,01	146	141	1,03
R60 14 V2	380	380	1,00	199	194	1,03

Tabelle 12.5: Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten nach FEM und EC

Fazit

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit kann auch in der FEM Modellierung reproduziert werden. Jedoch ist bei dieser Betrachtung der Einfluss geringer, hier kommt aber auch die Bewehrung stärker zur Wirkung.

13 Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Erklärung
	Grenzzustand der Tragfähigkeit
ULS	(Ultimate Limite State)
CT C	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
SLO	(Serviceability Limit State)
FEM	Finite Elemente Methode
DIC	Digital Image Correlation
EC 2	Euro Code 2: Design of Concrete Structures
E-Modul	Elastizitätsmodul
f _{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit
f _{cm}	mittlere Betondruckfestigkeit
f _{cd}	Design Betondruckfestigkeit
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Bewehrungsstahls
f_{yd}	Design Streckgrenze des Bewehrungsstahls
f_{mk}	mittlere Streckgrenze des Bewehrungsstahls
γ _c	Teilsicherheitsbeiwert Beton = 1,5
γ _s	Teilsicherheitsbeiwert Bewehrungsstahl = 1,15
P_u	Traglast, Ultimate Load
P_d	design Traglast
$P_{u,m}$	Traglast ermittelt aus gemessenen Materialparametern
P _{u,c}	Traglast ermittelt aus charakteristischen Materialpara- metern
f _{ctk}	charakteristische Zugfestigkeit des Betons
f _{ctd}	Design Zugfestigkeit des Betons
G_{f0}	charakteristische Bruchenergie
G_{fdcd}	Design Bruchenergie

γ_{RD}	Unsicherheitsfaktor = 1,06
V_R	Koeffizient der Abweichung
β	Zuverlässigkeitsindex
k_1	Korrekturbeiwert
$ ho_i$	Bewehrungsgrad
Θ	Winkel zwischen Betondruckstrebe und rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
S	Bügelabstand
A_{sl}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
b_w	Breite des Trägers
h	Höhe des Trägers
ď	Betonüberdeckung
d	statische Nutzhöhe
N _{ed}	Normalkraft durch Spannelemente initiiert
G	Grenzzustand
R	Resistance (Widerstand)
S	Stress (Einwirkung)
p_f	Versagenswahrscheinlichkeit

14 Literaturverzeichnis

- RIJKSWATERSTAAT CENTRE FOR INFRASTRUCTURE (2012); "Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures" Limit State Verifications (4) 53-58
- FÈDÈRATION INTERNATIONAL DU BÈTON (*fib*) (2012); "Model Code 2010, Final draft Volume 2, 45-62
- ÖNORM B 1992-1-1 (2005); Eurocode 2 "Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken"
- ANTONIO MARÌ et al (2014); "Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams, Structure and Infrastructure Engineering"
- JÖRG SCHNEIDER (2007); "Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen"
- JOERG STOERZEL et al (2015); "Monitoring shear degeneration of reinforced and pre-tensioned concrete members"

15 Anhang

- 1. Berechnungsblatt der Schubtragfähigkeit nach Eurocode
- 2. Berechnungsblätter der Schubtragfähigkeit nach Model Code 2.1. R45 14 S
 - 2.1. R45 14 S 2.2. R45 14 V1 2.3. R45 14 V2 2.4. R60 14 V2
- 3. Berechnung CON DIM 7.1 für R45 $14~{\rm S}$
- 4. Lebenslauf

ANHANG

Anhang 1

102

Berechnung nach Eurocode

Eingangsparameter

						I			1		
	fcm	fyd	bw	h	d	ď	Ned pro Litze	Ned ges.	Asl	asw	S
	[N/mm ²]	[N/mm²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[N]	[mm²]	[mm²]	[mm]
R45 14 S	79,70	478,00	140,00	450,00	425,00	25,00	0	0	1256,64	56,55	300,00
R45 14 V1	84,00	478,00	140,00	450,00	425,00	25,00	38400	153600	911,85	56,55	500,00
R45 14 V2	82,00	478,00	140,00	450,00	425,00	25,00	76700	306800	911,85	56,55	500,00
R60 14 V2	81,00	478,00	140,00	600,00	575,00	25,00	102800	411200	911,85	56,55	500,00
Beiwerte											
k1	0,15										
v min	0,02										
CRkc	0,18										
n Litzen	4,00										
θ: 0,6 - 1,0	0,800										
k	1,69		z	200,00		ρί	0,02		σcp	0,00	N/mm²
k	1,69	-	z	200,00		ρί	0,02		σср	2,44	N/mm²
k	1,69		z	200,00		ρί	0,02		σcp	4,87	N/mm²
k	1,59		z	275,00		ρί	0,01		σср	6,53	N/mm²
VRkc								VRks			
R45 14 S	VRkc	97905,79	N	>	1080,07	Ν		R45 14 S	VRks	20138,13	Ν
R45 14 V1	VRkc	112934,66	N	>	1080,07	Ν		R45 14 V1	VRks	12082,88	Ν
R45 14 V2	VRkc	133908,57	N	>	1080,07	Ν		R45 14 V2	VRks	12082,88	Ν
R60 14 V2	VRkc	182711,11	N	>	1461,27	N		R60 14 V2	VRks	16613,96	N
									-		
Vrkmax											
R45 14 S	Vrkmax	118043,92	N	=	118,04	kN					

R45 14 S	Vrkmax	118043,92 N	=	118,04 kN	
R45 14 V1	Vrkmax	125017,54 N	=	125,02 kN	
R45 14 V2	Vrkmax	145991,45 N	=	145,99 kN	
R60 14 V2	Vrkmax	199325,07 N	=	199,33 kN	

Anhang 2

 $\rm R45\;14\;S$

				PAGE	1
fib Model Code for Concrete Si	tructures 201	0 - SHFAR			
Members with shear reinforcement - stirrups a	are inclined relat	ive to the bear	n axis		
Description	Source	Label	Equation	Unit	Value
Cross - sectional design	z ₁ z _p	$M_{tr} \downarrow_{v}^{M_{tr}} \stackrel{z2}{\longrightarrow} $	F_{tay} Str	ain profile	
Figure 7.3-5.	+	Fig	Jure 7.3-9	Alp Eque	
General information about cross section:					
1 Distance	Figure 7.3-5.	av	-	m	1,375
2 Effective depth to main tension reinforcement	Figure 7.3-5.	d	-	m	0,425
	· ·				av>2d
3 Distance between the centreline of the compressive chord and the reinforcement	Figure 7.3-9	Zs	-1	m	0,4
4 Distance between the centreline of the compressive chord and tendon axes	Figure 7.3-9	Zp		m	
5 Area of reinforcement		As	170	m ²	0,00156
6 Area of prestressing steel		Ap	-	m ²	0
7 Distance between the centreline of prestressing cables and eccentricity	Figure 7.3-9	ep	-	m	
8 Eccentricity	Figure 7.3-9	Δe	-	m	0
9 Modulus of elasticity of reinforcing steel	-	Es	-	MPa	210000
Control action action a = 45° for clamped states. = 60° for simply supported states	choose: choose: choose:	clamped slabs α= non - prestressed members non pre bonded tendons	45 members stressed with	o	
11 Effective shear depth	7224	-	(7 2 42)	m	0.39
12 Reduction factor	7.3.3.1	Z	(7.312)	тì	0,38
13 Designed shear force (see (7.3-15))	-	Ved	(1.013)	kN	264
14 Reduced shear force	7.3.3.1	V _{ed} '		kN	0
15 Normal force (see (7.3-15))		N _{Ed}	1.00	kN	0
16 Bending moment (see (7.3-15))		M _{Ed}		kNm	0
17 The longitudinal strain	7.3.3.1	ε _x	(7.316)/(7.314)	‰	0,000000
For prestressed members the sectional forces are taken as:					
$\begin{split} M_{Ed} &= M_{Ed0} + M_{Pd} \\ N_{Ed} &= N_{Ed0} - F_p \cos \delta_p \\ V_{Ed} &= V_{Ed0} - F_p \sin \delta_p \end{split} \tag{73-15} \\ \text{where } M_{Pd} \text{ denotes the design bending moment due to} \\ \text{prestressing which includes a possible moment } M_{Pind} \text{ resulting} \\ \text{from static indeterminacy, that is } M_{Pd} &= \pm F_p \cos \delta_p (e_p) + M_{Pind}. \\ \text{Analogously, shear and normal forces are affected.} \end{split}$					

					PAGE	2
	fib Model Code for Concr	oto Structures 20	10 - SHEAR			
	Members with shear reinforcement - st	irrups are inclined rela	tive to the bear	n axis		
1						1
#	Description	Source	Label	Equation	Unit	Value
TE:This subse	ction applies to members that meet the demand for minimum she	ar reinforcement according f	to (7.3-22) :	ρ_w≥0.08	3√(f_a	2
				k)/f_yk		
18 Partial safe	ety factor for concrete material properties		γ _c		-	1,00
19 Partial safe	ety factor for the material properties (of reinforcement and prestree	ssing steel)	γs			1,00
20 Charecteris	stic value of compressive strength of concrete	-	f _{ck}	(-)	Mpa	79,7
21 Charecteris	stic value of yield strength of reinforcing steel in tension	<u>.</u>	f _{yk}	3 - 0	MPa	550
22 Design yiel	id strength of the shear reinforcement	2	f _{ywd}		MPa	550,00
23 Breadth of	web		b _w	871	m	0,14
24 Area of she	ear reinforcement	-	A _{sw}	100	m ²	0,00005
25 Distance be	etween the stirrups		Sw	1.4	m	0,3
Level I ap	NOTE: Maxim	al inclination is 45 °	Figure 7.3-10		Rew Fyd	
26	C	hoose:→ members with sig	nificant axial tensior	n		
27 Minimal inc	lination of the compressive stress field	Fig 7.3-10	9min	9	0	40
28 Inclination	of the compressive stress field	-	9) .	٥	21
29 Design she	ar resistance provided by stirrups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-25)	kN	28,22
30 Factor		7.3.3.3	k _v	(7.3-19)	12	0,08
31 Factor		7.3.3.3	kε	(7.3-37)	17	0,55
32 Factor		7.3.3.3	n _{fc}	(7.3-28)	1.00	0,722028
33 Strength re	aduction factor	7.3.3.3	k _c	(7.3-27)		0,397115
34 Maximum v	value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd.max}	(7.3-24)	kN	1533,9
35 Design she	ar resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-36)	kN	28,22
	V _{Ed} ≤V _{Rd}	0,00	<	28,22]	
Level II ap	oproximation					
36 Minimum ir	nclination of the compressive stress field	7.3.3.3	ອmin	(7.3-39)	0	20,00
37 Inclination	of the compressive stress field	-	9		0	21
38 Factor		7.3.3.3	ε1	(7.3-41)	%0	0,000
39 Factor		7.3.3.3	kε	(7.3-40)		0,65
40 Factor		7.3.3.3	n _{fc}	(7.3-28)	-	0,72
41 Strength re	aduction factor	7.3.3.3	k _c	(7.3-27)	194	0,47
42 Maximum	value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,max}	(7.3-24)	kN	1812,
43 Design she	ar resistance provided by stirrups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-25)	kN	28,2
44 Design she	ar resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-38)	kN	28,22
	V _{Ed} ≤V _{Rd}	0,00	<	28,22]	
Laval III a						
45 Minimum ir	proximation policition of the compressive stress field	7333	Amin	(7 2.39)	0	20.00
46 Inclination	of the compressive strass field	-	8	(1.0-00)	0	20,0
40 monauon -	JF the compressive suess new	7333	V (9min)	(7.3-24)	k N	1802
47 Waxing	Alue or design shear resistance	7333	V _{Rd,max} (orma)	(7.3-43)	NIN	0.40
40 Design she	and resistance provided by stimune	7333	N _V	(7.2-25)	- -	28.2
50 Design she	ar resistance attributed to the concrete	7 2 3 3	V Rd,s	(7.2.20)	KIN	101.2
50 Design she		7233	V _{Rd,c}	(7.3-30)	KIN LINI	210 /
51 Design she		7 2 2 2	V _{Rd}	(7.3.33)	KIN	401 3
Design site		1.0.0.0	VEd	(1.3-33)	KIN	131,2
· · · · · ·	11 M	101.22		210.45	1	

$R45\ 14\ V1$



					PAGE	2
	fib Model Code for Concrete S	Structures 20	10 - SHEAR			
	Members with shear reinforcement - stirrups	are inclined rela	tive to the bean	n axis		
			1			1
#	Description	Source	Label	Equation	Unit	Value
NOTE:TH	is subsection applies to members that meet the demand for minimum shear reinf	forcement according t	to (7.3-22) :	$\rho_w \ge 0.08$ k)/f_yk	$\sqrt{(f_c)}$	2
10 0		1		T		1
18 Pa	artial safety factor for concrete material properties		Ye	100	15/1	1,00
20 0	artial safety factor for the material properties (or remining emerit and presuressing si	teel)	Ϋ́s f.	-	-	84
20 C	harecteristic value of vield strength of reinforcing steel in tension	-	fue fue	-	MPa	550
22 D	esian vield strength of the shear reinforcement		fyred		MPa	550,00
23 Br	readth of web		bw		m	0,14
24 A	rea of shear reinforcement	(*)	Asw		m ²	0,000056
25 Di	istance between the stirrups	-	Sw		m	0,5
L	NOTE: Maximal inclin	nation is 45 °	Figure 7.3-10	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	and for	
26	Choose:	→ members with sig	nificant axial tensior	1		
27 M	inimal inclination of the compressive stress field	Fig 7.3-10	9min		0	40
28 In	clination of the compressive stress field		9		0	21
29 D	esign shear resistance provided by stirrups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-25)	kN	17,18
30 Fa	actor	7.3.3.3	k _v	(7.3-19)	(*)	0,08
31 Fa	actor	7.3.3.3	kε	(7.3-37)	-	0,55
32 Fa	actor	7.3.3.3	n _{fc}	(7.3-28)		0,709491706
33 St	trength reduction factor	7.3.3.3	k _c	(7.3-27)	340	0,390220438
34 M	aximum value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,max}	(7.3-24)	kN	1611,80
35 De	esign shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-36)	kN	17,18
Ē	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	0,00	<	17,18]	
L	evel II approximation					
36 M	inimum inclination of the compressive stress field	7.3.3.3	ϑmin	(7.3-39)	0	18,30
37 In	clination of the compressive stress field	1.50 × 1.	9	32.0	0	21
38 Fa	actor	7.3.3.3	ε ₁	(7.3-41)	%0	0,0001
39 Fa	actor	7.3.3.3	kε	(7.3-40)		0,65
40 Fa	actor	7.3.3.3	n _{fc}	(7.3-28)	1001	0,71
41 St	trength reduction factor	7.3.3.3	k _c	(7.3-27)	2.02	0,46
42 M	aximum value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,max}	(7.3-24)	kN	1904,85
43 De	esign shear resistance provided by stirrups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-25)	kN	17,18
44 De	esign shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-38)	kN	17,18
	V _{Ed} ≤V _{Rd}	0,00	<	17,18]	
2						
Le AF M	evel III approximation	7000		(7.0.00)		40.00
45 101	Inimum inclination of the compressive stress field	7.3.3.3	9min	(7.3-39)	0	18,30
40 In	clination of the compressive stress field		ti V (9min)	(7.2.24)	- UNI	4070.06
47 IV	aximum value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,max} (omin)	(7.3.43)	KIN	18/2,20
40 0	ación shear resistance provided hu stirrups	7.3.3.3	K _v	(7.3-43)	-	0,54
49 D	esign shear resistance provided by stimups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-23)	KIN	17,10
51 D	esign shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,c}	(7.3-30)	KIN	207,35
52 D	esign shear force	7.3.3.3	VRd	(7.3.33)	KIN	264,55
02 0.	sogn on our lorde	7.5.5.5	¥ Ed	(1.5-55)	KIN	207,55
	11 -11	267.25	2	294 52	ĩ	

$\rm R45\ 14\ V2$



					PAGE	2
—						
	fib Model Code for Concrete Str	uctures 20	10 - SHEAR			
	Members with shear reinforcement - stirrups ar	re inclined rela	tive to the bean	n axis		
				Tunio		
#	Description	Source	Label	Equation	Unit	Value
OTE	This sub-station applies to members that most the domand for minimum chear rainfor	- ment cocording	- (7.2.22) -	> 0.00	lic	
DIE	This subsection applies to members that meet the demand for minimum snear remion	ement according t	.0 (7.3-22) :	ρ_w≥0.08	$V(f_c$	ř.
				k)/f_ук		
18	Partial safety factor for concrete material properties		Y _e	2	-	1 00
19	Partial safety factor for the material properties (of reinforcement and prestressing stee	(اد	70 Ve			1.00
20	Characteristic value of compressive strength of concrete	<u> </u>	75 f.,	-	- Mna	82
20	Characteristic value of viold strength of reinforcing steel in tension		f	-	MPa	550
22	Design viold strength of the shear reinforcement		f		MPa	550.00
24			lywd b		IVIF a	0 14
20	Area of above coinforcement	-	Δ	-	2	0,14
24	Distance between the stirrung	-	e Asw	-	m	0,0000
20	Distance between the sumups	-	5w		964	0,0
		rie -			2.	
		1 -4	ETI	1XIIIk	4	
				1 Stor	Aurona .	
	NOTE: Maximal inclinati					
		on IS 45	74	cot0+cota)		
			Figure 7.3-10	(
26	Level I approximation		The set avial tansion		1	
20	CIIUuse,	members with sign	nificant axiai tension	1	-	40
27	Minimal inclination of the compressive stress rieid	Fig 7.3-10	9mm	-	•	40
28	Inclination of the compressive stress field		9	-	0	21
29	Design shear resistance provided by stirrups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-25)	kN	17,18
30	Factor	7.3.3.3	k _v	(7.3-19)	-	0,08
31	Factor	7.3.3.3	kε	(7.3-37)	2	0,55
32	Factor	7.3.3.3	n _{fc}	(7.3-28)	-	0,715213
33	Strength reduction factor	7.3.3.3	kc	(7.3-27)	-	0,393367
34	Maximum value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,max}	(7.3-24)	kN	1586,1
35	Design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-36)	kN	17,18
()	V _{Ed} ≤V _{Rd}	0,00	<	17,18	1	
	Level II approximation					
36	Minimum inclination of the compressive stress field	7.3.3.3	গ ি	(7.3-39)	0	16,60
37	Inclination of the compressive stress field	-	9		0	21
38	Factor	7.3.3.3	81	(7.3-41)	%0	-0,000
39	Factor	7.3.3.3	k.	(7.3-40)	-	0.65
40	Factor	7333	na	(7.3-28)	1	0.72
41	Strength reduction factor	7333	k.	(7.3-27)		0.46
42	Maximum value of design shear resistance	7222	Nc	(7.3-24)	L'N	1874 4
43	Design shear resistance provided by stimus	7333	V Rd,max	(7.3-2-7)	L'NI	17 18
44	Design shear resistance	7323	V Rd,s	(7.3-28)	LN	17.18
****	Design snear resistance	1.3.3.5	V Rd	(1.0-00)	KIN	11,10
×.	V -01	0.00	~	17 40	1	
	V _{Ed} ≥V _{Rd}	0,00	5	17,10	1	
45	Level III approximation	7000	Carain	(7.2.20)		10.00
40		1.3.3.3	8min	(7.3-39)	-	16,60
40	Inclination of the compressive stress field	-	6	-		21
4/	Maximum value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,max} (9min)	(7.3-24)	kN	1817,7
48	Factor	7.3.3.3	k _v	(7.3-43)	-	0,82
49	Design shear resistance provided by stirrups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-25)	kN	17,18
50	Design shear resistance attributed to the concrete	7.3.3.3	V _{Rd,c}	(7.3-30)	kN	401,61
51	Design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-38)	kN	418,79
52	Design shear force	7.3.3.3	V _{Ed} *	(7.3-33)	kN	401,61
g.	1 m				-	
	VerSVer	401.61	<	418.79	1	

$R60\ 14\ V2$



					PAGE	2
	fib Model Code for Concrete St	ructures 2				
	In model Code for Concrete St	ructures z	UTU - SHEAK			
	Members with shear reinforcement - stirrups a	re inclined re	lative to the beam	axis		
		Ť		(ř	<u> </u>
#	Description	Source	Label	Equation	Unit	Value
NOTE	I This subsection applies to members that meet the demand for minimum shear reinfor	cement accordir	ng to (7.3-22) :	$0 \ w \ge 0.08$	$\sqrt{(f c)}$	
				$k)/f_yk$.0-	
19	Partial safety factor for concrete material properties	1			1	1.00
10	Partial safety factor for the material properties (of reinforcement and prestressing ste	el)	Te V			1,00
20	Charecteristic value of compressive strength of concrete	-	75 f.,	-	Mna	81
21	Charecteristic value of yield strength of reinforcing steel in tension	-	fue	-	MPa	550
22	Design yield strength of the shear reinforcement	2	fund		MPa	550,00
23	Breadth of web	<u></u>	b _w	-	m	0,14
24	Area of shear reinforcement	-	A _{sw}	-	m ²	0,000056
25	Distance between the stirrups		Sw	-	m	0,5
			*****		9Ed	
		d b,			a	
	NOTE: Maximal inclina	tion is 45 °	42 1 20	ot0 + cota)		
			Figure 7.3-10			
	Level I approximation		. igaio filo fo			
26	Choose:→	members with	significant axial tensior	<u>12</u>		
27	Minimal inclination of the compressive stress field	Fig 7.3-10	9min	-	0	40
28	Inclination of the compressive stress field	-	9	-	0	21
29	Design shear resistance provided by stirrups	7.3.3.3	V _{Rd,s}	(7.3-25)	kN	19,48
30	Factor	7.3.3.3	k _v	(7.3-19)	572	0,08
31	Factor	7.3.3.3	kε	(7.3-37)	150 C	0,55
32	Factor	7.3.3.3	n _{fc}	(7.3-28)	572	0,718144897
33	Strength reduction factor	7.3.3.3	k _c	(7.3-27)	iter)	0,394979693
34	Maximum value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd,max}	(7.3-24)	kN	1783,72
35	Design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-36)	kN	19,48
		Ĩ			1	
0	V _{Ed} ≤V _{Rd}	0,00	<	19,48	J	
	Level II approximation				1	
36	Minimum inclination of the compressive stress field	7.3.3.3	9min	(7.3-39)	0	15,96
37	Inclination of the compressive stress field	-	9	-	0	21
38	Factor	7.3.3.3	81	(7.3-41)	%00	-0,0002
39	Factor	7.3.3.3	K _e	(7.3-40)	-	0,65
40	Strength reduction factor	7.3.3.3	n _{fc}	(7.2.27)	-	0,72
41	Maximum value of design shear resistance	7.3.3.3	K _c	(7.3-21)	-	0,47
42	Design shear resistance provided by stimps	7.3.3.3	V _{Rd,max}	(7.2.24)	KIN	2108,03
43	Design shear resistance	7222	V _{Rd,s}	(7.3-25)	KIN KN	10,48
	lessin ener reduction	1.0.0.0	^V Rd	(1.5-50)	NIN	13,40
1	V <v< td=""><td>0.00</td><td><</td><td>19.49</td><td>1</td><td></td></v<>	0.00	<	19.49	1	
-	v Ed≓v Rd	0,00		10,40	1	
	Level III approximation					
45	Minimum inclination of the compressive stress field	7.3.3.3	9min	(7.3-39)	0	15.96
46	Inclination of the compressive stress field	-	9	-	0	21
47	Maximum value of design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd may} (9min)	(7.3-24)	kN	2032.66
48	Factor	7.3.3.3	k	(7.3-43)	-	1.02
49	Design shear resistance provided by stirrups	7.3.3.3	VRds	(7.3-25)	kN	19,48
50	Design shear resistance attributed to the concrete	7.3.3.3	V _{Rd.c}	(7.3-30)	kN	562,84
51	Design shear resistance	7.3.3.3	V _{Rd}	(7.3-38)	kN	582,32
52	Design shear force	7.3.3.3	V _{Ed} *	(7.3-33)	kN	562,84
	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	3			-	
	V _{Ed} ≤V _{Rd}	562,84	<	582,32	1	

Anhang 3

Berechnungsfester CON DIM 7.1 für R45 $14~{\rm S}$

9	ConDim	- [unbenannt]	- C ×
Datei Einstellungen Berechnung	Ergebnisse Hilfe	-	
	Norm Material © ON EC 2:1-1 Betog: Bewehrung: © ON EC 2:2 Con B4200 Coo/60 ▼ Bst 550 ▼ © ON B4700 7mc = 150 ▼ 7my = 1.15 ▼ © DIN 1045 © DIN EC 2:1-1 Coo/60 ▼ Coo/60 ▼	Standardbemessung Bauteil: 1 Position: 7 Moment: 0.00 [kNm] Mormalkraft: 0.00 [kNn] Drudt negativ/ 1.00 [kNm] Lastsicherheit: 1.00 tan ß: 0.60	Details
ONDM Z.1	Querschnitt Breite: 0.140 ÷ [m] C Höhe: 0.450 ÷ [m] C Image: Comparison of the second s	b=h b_opti h=b h_opti oben: 0.025 :[m] unten: 0.025 :[m] Berechnungsoptionen © Standardbemessung C Tragmoment Reaktive Schnitkräft Innerer Dehnungszus Symmetrische Beweh Rächentragwerk Bernessung Rissbreite Last Rissbreite Zwang	Details e tand nung
		Rissbreite Zwang	

Lebenslauf

Geboren in Wien am 29. August 1987

Ausbildung							
1993 - 1995	Volksschule 1190 Wien, Pantzergasse						
1995 - 1997	Volksschule Kierling						
1997 - 2001	BG und BRG Klosterneuburg						
2001 - 2006	TGM 1200 Wien, Abteilung Maschineningenieurwesen, Anlagen und Schweißtechnik						
2007 - 2008	TU Wien, Verfahrenstechnik (nicht abgeschlossen)						
2008 - 2015	BOKU Wien, Kulturtechnik und Wasserwirtschaft						
Praktika und Berufserfahrung							
Juli 2002	Fa. Zisser, Reparatur und Service von Gartengeräten						
Juli 2003	Fa. FAM, Konstrukteur für Kugelmühlen für die Kalksteinmahlung						
Juli 2004	Stadtgemeinde Klosterneuburg, Straßenbauamt						
01.07.2006 - 31.03.2007	Zivildienst Rotes Kreuz Klosterneuburg mit Ausbildung zum Rettungssanitäter und Einsatzfahrer, bis Ende 2012 freiwillig						
07.05.2007 - 31.08.2008	insgesamt 12 Monate TÜV SÜD SZA (zerstörungsfreie Werkstoffprüfung)						
06.02.2012 - 31.12.2012	Firma Minimax, Konstrukteur für stationäre Wasserlösch- anlagen (Sprinkleranlagen)						
17.06.2013 – 24.04.2015	Steinbacher & Steinbacher ZT GMBH techn. Angestellter im Bereich Siedlungswasserbau und Hochwasserschutz						

Interessen und Hobbies

Mein großes Interesse an Technik spiegelt sich auch in meinen Freizeitaktivitäten wieder. So sind für mich besonders Sportarten welche entweder selbst viel Technik abverlangen (Kampfsport, Klettern) oder auf technisch ausgefeilte Hilfsmittel (Mountainbikes) zurückgreifen nach meinem Geschmack. Des Weiteren betätige ich mich im Bogenbau und kann nahezu jeden sichtbaren Defekt reparieren. Vor einigen Jahren habe ich auch die Fotografie für mich entdeckt.