

**Untersuchung der Verstärkung bestehender
Stahlbetonkonstruktionen unter Nutzung
Ultrahochfesten Betons (UHPC) im Vergleich zu
herkömmlichen Verstärkungsmaßnahmen**

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
im Fachbereich Bauingenieurwesen
der Universität Kassel

vorgelegt von

M.Sc. Majed Alkhoury

aus Syrien

Referent: Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Markus Held

Tag der mündlichen Prüfung: 16.12.2016

Dezember 2017

Inhalt

Kapitel I	Einführung	1
1.1	Bedeutung der Verstärkung von Betonhochbauten	1
1.2	Aufgabengebiete der Verstärkungsmaßnahmen in Syrien	1
1.2.1	Verstärkung von Gebäuden für die Nutzungs- und Bauerweiterung	1
1.2.2	Verstärkung von Bauteilen mit Teilversagen zur Erhöhung der Tragfähigkeit von alten Gebäuden auf den normalen Stand und gegen Erdbeben	3
1.3	Hintergrund des Problems „Einsturzursachen der Gebäude in Syrien“	3
1.4	Problemstellung und Ziel	3
1.5	Struktur der Doktorarbeit	4
Kapitel II	Untersuchung typischer Einsturzursachen von Gebäuden in Syrien und im arabischen Raum	5
2.1	Einführung	5
2.2	Ähnlichkeiten und Unterschiede der Bauweisen in den arabischen Ländern	6
2.3	Arten und Klassifikation der Schäden und ihre Ursachen im arabischen Raum - Schadensarten	6
2.3.1	Schäden infolge mangelhafter Ausführung	7
2.3.2	Schäden infolge mangelhafter Gründung	8
2.3.3	Schäden infolge Bewehrungskorrosion	8
2.3.4	Chemischer Angriff - Zerfall des Betons und/oder Korrosion der Bewehrung infolge zusätzlicher Chemikalien bei der Herstellung	9
2.3.5	Fehler in der Planung und Schäden infolge von Naturkatastrophen	9
2.3.6	Schäden, die auf fehlerhafte Nutzung und Wartung zurückzuführen sind	10
Kapitel III	Sanierung und Verstärkungsmaßnahmen an Stahlbetonbauten in Syrien	11
3.1	Korrosionsursache beseitigen	11
3.2	Verstärkungsmethoden für Fundamente	12
3.2.1	Flächenfundamente	12

3.2.2 Tiefgründungen	15
3.3 Verstärkungsmethoden bei Stahlbetonstützen	16
3.4 Verstärkungsmethoden für Stützwände	22
3.5 Verstärkungsmaßnahmen an Stahlbetonplatten	23
3.6 Verstärkungsmethoden bei Stahlbetonträgern	26
3.6.1 Ursachen für das Versagen von Stahlbetonträgern und ihre Schadenserscheinung	26
3.6.2 Übliche Verstärkungsmethoden von Stahlbetonträgern	27
3.7 Verstärkungstechnologie mit Spritzbeton	38
3.7.1 Eigenschaften	38
3.7.2 Faserspritzbeton	39
3.7.3 Anwendung	39
3.7.4 Verstärken von Betontragwerken durch Spritzbeton	40
Kapitel IV Ultrahochleistungsbeton	41
4.1 Eigenschaften von UHPC	41
4.2 Vorteile von UHPC	45
4.3 Zusammensetzung	46
4.4 Anwendungen	47
Kapitel V Experimentelle Untersuchung zur Verstärkung von Stahlbetonträgern mit UHPC	49
5.1 Motivation und Ziel	49
5.2 Durchführung der Voruntersuchungen	50
5.2.1 Test der Scherfestigkeit in der Fuge zwischen UHPC und Normalbeton	50
5.2.1.1 Versuchskörper	50
5.2.1.2 Ergebnisse	52
5.2.1.3 Fazit	54
5.2.2 Untersuchung der Fließfähigkeit von UHPC in U-Form	55
5.3 Balkenversuche	57
5.3.1 Baustoffe und Methodik	57
5.3.1.1 Grundidee	57
5.3.1.2 Versuchskörper	59

5.3.1.3	Mischungszusammensetzung und Betonstahl (Baustoffe)	59
5.3.1.4	Versuchsaufbau und Versuchseinrichtung	61
5.3.2	Ergebnisse der Hauptversuche	63
5.3.2.1	Ergebnisse der begleitenden Festigkeitsmessung	63
5.3.2.2	Ergebnisse der ersten Gruppe: Versagen auf Biegezug (Balken Nr. 1, Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4)	64
	A. Zusammenfassung der theoretischen Berechnungen	64
	B. Messergebnisse der Wegaufnehmer	68
5.3.2.3	Ergebnisse der zweiten Gruppe: Versagen auf Querkraft (Balken Nr. 5, Nr. 6, und Nr. 7)	78
	A. Zusammenfassung der theoretischen Berechnungen	78
	B. Messergebnisse der Wegaufnehmer	81
5.3.3	Zusammenfassende Ergebnisse und Diskussion	89
5.3.3.1	Erste Gruppe: Versagen auf Biegezug	89
5.3.3.2	Zweite Gruppe: Versagen auf Querkraft	92
5.3.4	Vorschläge	96
5.3.4.1	Zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Balken	96
5.3.4.2	Für ein Bemessungskonzept	97

Kapitel VI Zusammenfassung **99**

Kapitel VII Literaturverzeichnis **105**

Anhang

Anhang 1: zum Kapitel V - Hauptversuchsergebnisse **A1**

Anhang 2: Diagramme und eigene Fotos von der Versuchsausführung **A35**

Kurzfassung, Danksagung

Formelzeichen

f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$\alpha.$	Faktor zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen
f_{ck}	charakt. Wert der Betondruckfestigkeit
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{yk}	charakt. Wert der Streckgrenze des Betonstahls
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Stahlbeton
g_k	Eigengewicht
A	Querschnittsfläche
ρ_c	Dichte
F_k	charakt. Wert der Belastung
d	statische Nutzhöhe
h	Querschnittshöhe
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung
d_{sw}	Stabdurchmesser eines Bügels/Durchmesser der Bügel
d_{s1}	Durchmesser der unteren Längsbewehrung
n	Anzahl der Stäbe der Längsbewehrung
s_n	Stababstände
b_w	Stegbreite/kleinste Querschnittsbreite
A_s	Querschnittsfläche der Balkenlängsbewehrung/Querschnittsfläche des Betonstahls
ω	mechanischer Bewehrungsgrad der Zugbewehrung
b_{eff}	mitwirkende Plattenbreite für einen Plattenbalken
d	statische Nutzhöhe
μ_{Eds}	auf die Biegezugbewehrung „versetztes“, bezogenes Bemessungsmoment
z	Hebelarm der inneren Kräfte
x	Druckzonenhöhe
ζ	Beiwert zur Berechnung von z als Maß für den Hebelarm der inneren Schnittgrößen
ξ	Beiwert zur Berechnung von x als Abstand der Nulllinie vom Druckrand für die Größe der Druckzone
μ_{Eds}	auf die Biegezugbewehrung „versetztes“, bezogenes Bemessungsmoment/bezogenes Moment eines Rechteckquerschnittes
M_{Eds}	einwirkendes, auf die Zugbewehrung „versetztes“ Bemessungsmoment.
M_{Ed}	einwirkendes Bemessungsmoment
N_{Ed}	einwirkende Bemessungslängskraft
z_{s1}	Abstand der Schwerlinie zur Biegezugbewehrung A_s
γ_k	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit
g_k	ständige Belastung
l	Balkenlänge
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

a_f	Abstand zwischen Lagerung und Verkehrslast
$A_{s,min}$	Mindestbewehrung
M_{cr}	Rissmoment als Risschnittgröße bei Biegebeanspruchung
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ (N/mm ²) (n. DIN 1045-1, Tab. 9)
X	Schwerpunktskoordinate
I	Flächenträgheitsmoment
Y	Abstand zwischen Schwerpunkt und unterem Querschnittsrand
V_d	allgemeiner Bemessungswert der Querkraft
a_{sw}	Fläche der Querkraftbewehrung
V_{Ed}	maßgebende Querkraft/Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
θ	Druckstrebenwinkel
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft, der von den Betondruckstreben erreicht wird
$a_{sw,min}$	Mindestquerkraftbewehrung
ρ_w	Querkraftbewehrungsgrad (n. DIN 1045-1, Tab. 29)
a_l	Versatzmaß der Zugkraftdeckungslinie
$l_{b,net}$	Verankerungslänge des Betonstahls
$l_{b,min}$	Mindestverankerungslänge
l_b	Grundmaß der Verankerungslänge
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung (MN/m ²) (n. DIN 1045-1, Tab. 25)
$F_{sd,R}$	Randzugkraft
$A_{s,erf}$	erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung
$A_{s,vorh}$	vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung
α_a	Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerung
$l_{b,dir}$	direkte Lagerung/erforderliche Verankerungslängen bei direkter Endauflagerung
$l_{b,vorh}$	vorhandene Verankerungslänge
l_h	lichte Stützweite
$A_{\text{äq},s}$	äquivalente Stahlfläche
V_f	Faseranteil
S	Fläche mit Faserwirkung
σ_p	Restzugfestigkeit
γ_{bt}	Teilsicherheitsbeiwert für Faserbeton unter Zugbelastung
β_u	Druckstrebenneigung

KAPITEL 1 Einführung

1.1 Bedeutung der Verstärkung von Betonhochbauten

Die Verstärkung von Betongebäuden hat dadurch an Bedeutung gewonnen, dass für alte und historische sowie moderne Gebäude durch zwangsläufige Nutzungsänderung eine architektonische Änderung erforderlich werden kann. Die Gebäudeverstärkung ist dadurch von Bedeutung für:

- **Menschenschutz:** Gebäudeeinsturz kann Menschenleben kosten, was durch geeignete Verstärkungsmaßnahmen vermieden werden kann.
- **Umweltschutz:** durch Gebäudeverstärkung können bestehende Gebäude für beliebige Zwecke weiter genutzt werden. Dies führt zur Verringerung des Flächenbedarfs durch Neubauten und zum Erhalt von Grünflächen in den Städten bzw. Agrarflächen in der Stadtumgebung. Darüber hinaus: Reduktion des Verbrauchs von Baustoffen und Energie.
- **Wirtschaft:** die ständig wachsenden Preise der Bebauungsflächen in den syrischen Städten (z. B. in Damaskus haben sich die Preise der Baugrundflächen in den Jahren zwischen 1970 und 2010 um das 100-fache erhöht) führen zur Erweiterung bestehender Gebäude (Betongebäude in einem guten Zustand) zwecks Anpassung an die neuen Nutzungsaufgaben bzw. Anforderungen, wie z. B. durch Gebäudeaufstockungen, zusätzliche Keller in die Tiefe oder durch Entfall tragender Wände und Stützen zur Änderung der Innenräume.

Folgende Ingenieurleistungen sind für Verstärkungsmaßnahmen von Betonhochbauten erforderlich:

- Erstens: Ermittlung und Analyse der Ursachen des Gebäudeeinsturzes infolge Naturkatastrophen bzw. Änderung der Einwirkungen.
- Zweitens: Analyse der eingestürzten Gebäude infolge Überlastung, Änderung der Gründungsverhältnisse, nicht geplanter Erweiterung des Bauvolumens bzw. Änderung der Tragstruktur.
- Drittens: Weiterentwicklung der Verstärkungs- und Erhaltungsverfahren.
- Viertens: Weiterentwicklung der verwendeten Baustoffe zur Verstärkung und Erhaltung von Gebäuden.

1.2 Aufgabengebiete der Verstärkungsmaßnahmen in Syrien

Die Aufgaben der Verstärkungsmaßnahmen können in Syrien in zwei Gebiete unterteilt werden:

1.2.1 Verstärkung von Gebäuden für die Nutzungs- und Bauerweiterung

Für das erste Aufgabengebiet werden in den nachfolgenden Bildern und Darstellungen einige Beispiele für Verstärkungsmaßnahmen aus der Stadt Damaskus gezeigt.

■ Erstes Beispiel (Abb. 1.1):

- Für ein wichtiges Gebäude sollten alle Innenräume umgenutzt und mehr Etagen bei Beibehaltung des Gebäudevolumens realisiert werden. Es wurde von zwei Etagen auf drei Etagen erweitert.
- Für die wegen der zusätzlichen Etagen erforderliche Erhöhung der Tragfähigkeit sollten die Fundamente und die Stützen mit Stahl verstärkt werden.
- Die Fundamente wurden zerschnitten und die alten Stützen wurden bis zu den neuen Fundamenten verlängert, die etwa zwei Meter tiefer gelegt wurden.
- Die Stützen wurden mit Stahl aus verschiedenen Profilen verstärkt.

■ Zweites Beispiel (Abb. 1.2):

In diesem Projekt wurde die Aufgabe eines architektonischen Raums geändert und erweitert.

- Das Gebäude besteht aus vier Etagen und es wurden zwei Räume im zweiten Geschoss zu einem Raum verbunden, wodurch eine Mittelstütze entfällt.
- Die Tragfähigkeiten aller Bauteile des Gebäudes wurden analysiert. Danach wurden der Unterzug und die seitlichen Stützen von der zweiten Etage bis zum Erdgeschoss und den Fundamenten mit Stahlprofilen verstärkt.

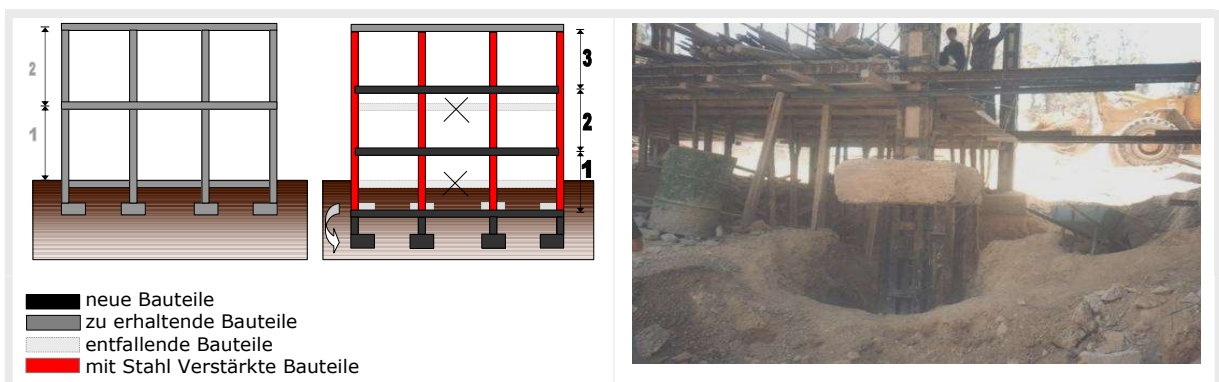


Abb. 1.1: Darstellung und Foto zur Verstärkung der Fundamente und Stützen, um zusätzliche Etagen zu gewinnen (Eigenes Foto eines Projekts aus Damaskus, 1995)

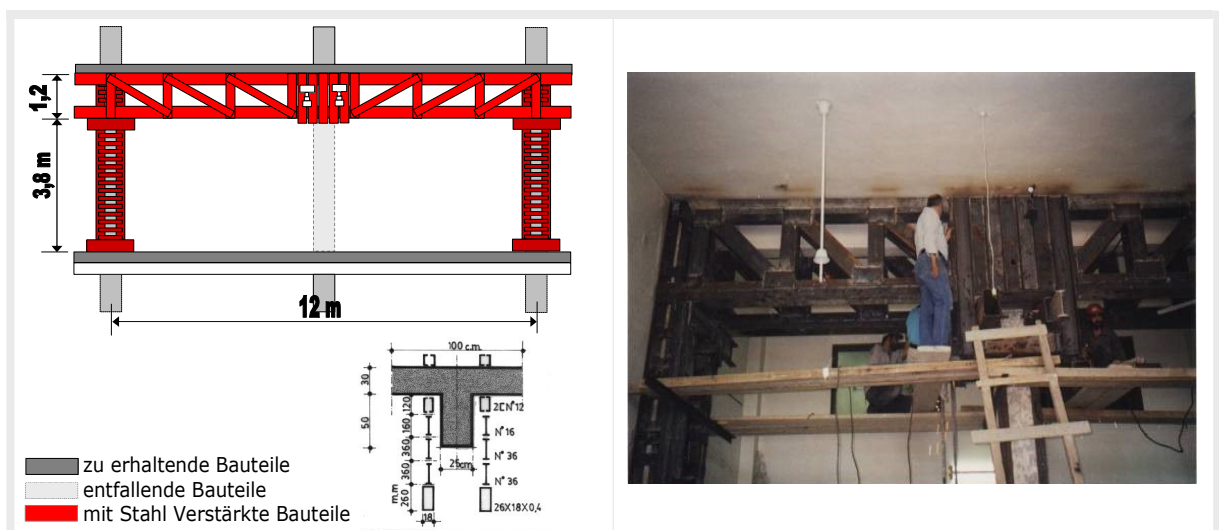


Abb. 1.2: Darstellung und Foto zur Verstärkung der Balken und Stützen eines Gebäudes aufgrund des Entfalls einer Mittelstütze, um einen Raum zu vergrößern. (Eigenes Foto eines Projekts aus Damaskus, 1996)

1.2.2 Verstärkung von Bauteilen mit Teilversagen zur Erhöhung der Tragfähigkeit von alten Gebäuden auf den normalen Stand und gegen Erdbeben

Es gibt in Syrien viele alte Stahlbetonbauten, die nicht mehr in der Lage sind ihre Aufgabe zu erfüllen. Die Abbildungen 1.3 und 1.4 stellen dar, wie die zu schwachen oder beschädigten Stützen und Träger eines alten Gebäudes mit verschiedenen Stahlprofilen verstärkt werden können.



Abb. 1.3: Verstärkung einer schwachen Stütze



Abb. 1.4: Unterstützung beschädigter Träger

Eine Ursache für Gebäudeeinstürze in Syrien ist, dass die meisten Gebäude nicht erdbebensicher konstruiert wurden, weil Syrien in einem Gebiet mit schwacher Erdbebengefährdung liegt. Jedoch hat es in den letzten Jahren einige Schäden infolge von Erdbeben in Syrien gegeben, weshalb dafür empfindliche Gebäude dagegen verstärkt werden sollten.

1.3 Hintergrund des Problems „Einsturzursachen der Gebäude in Syrien“

Die Ursachen für Gebäudeeinstürze in Syrien werden in folgenden Punkten zusammengefasst:

- Fehler bei der Planung, bei der Ausführung und bei der Nutzung der Gebäude führten zum Einsturz z.B.:
 - › illegale Änderung der architektonischen Räumlichkeit ohne Berücksichtigung der daraus folgenden Belastungs- und Spannungsänderungen.
 - › Neubau von zusätzlichen, nicht vorgesehenen Etagen ohne Rücksicht auf die begrenzte Tragfähigkeit von unterhalb liegenden tragenden Bauteile.
- Keine Instandsetzung und Schadensbeseitigung, da die Erfahrungen fehlen.
- Fehlende Kenntnisse und Fachpersonal auf dem Gebiet der Verstärkung von Stahlbetongebäuden.
- Mangelhafter baulicher Zustand insbesondere älterer Gebäude.
- Viele Gebäude wurden nicht erdbebensicher konstruiert.

1.4 Problemstellung und Ziel

Es gibt in Syrien derzeit praktisch nur ein System für die Verstärkung von Gebäuden, nämlich mit Hilfe von unterschiedlichen Stahlprofilen (I, L, U etc.).

Die Nachteile dieser Methode können in den folgenden Punkten zusammengefasst werden:

- hoher Arbeitszeitaufwand,
- aufwendiger oder nicht ausreichender Brandschutz für die Stahlprofile,
Bedarf für eine Vielzahl von Stahlbauteilen in Verbindung mit zusätzlichem Flächen- und Volumenbedarf.

Deshalb hat diese Doktorarbeit das Ziel der Suche nach neuen Methoden zur Verstärkung von Stahlbetonbauten und widmet sich dem Thema

„Einsatz von UHPC als modernem Baustoff zur Gebäudeverstärkung“

In dieser Arbeit werden zuerst typische Einsturzursachen von Gebäuden in Syrien studiert, dann der Stand der Technik bei Verstärkungsmaßnahmen für Stahlbetonbauten, besonders die Verstärkung von Stahlbetonträgern, beschrieben. Danach folgt der Hauptteil, der die Durchführung, Dokumentation und Auswertung einer Versuchsreihe zum Studium der Verstärkung von Stahlbetonträgern aus Normalbeton mit UHPC umfasst.

1.5 Struktur der Doktorarbeit

Diese Arbeit besteht grundsätzlich aus drei Hauptkapiteln:

- **Kapitel II:** Studie der Einsturzursachen von Gebäuden in Syrien und der arabischen Welt. Dieses Kapitel befasst sich zuerst mit den Gemeinsamkeiten, aber auch mit den Unterschieden der Bauweisen in den arabischen Ländern. Weiterhin werden typische Arten und Ursachen der Bildung von Rissen in Gebäuden in der arabischen Welt beschrieben. Dieser Abschnitt erklärt die Schadensursachen infolge schlechter Ausführung, der Bodenmechanik und Gründungstechnik, Ursachen infolge Bewehrungskorrosion und Zerfall des Betons und /oder die Korrosion der Bewehrung infolge zusätzlicher Chemikalien der Industrie sowie Schäden, die durch fehlerhafte Nutzung und unzureichende Wartung verursacht wurden.
- **Kapitel III:** Verstärkungsmaßnahmen der Stahlbetonbauten in Syrien für verschiedene Bauteile, wie z.B. Fundamente, Stahlbetonstützen, tragende Wände und Stahlbetonplatten sowie Stahlbetonträger. Verstärkungsmaßnahmen von Balken bilden den Schwerpunkt in diesem Kapitel.
- **Kapitel V:** experimentelle Untersuchungen zur Verstärkung von Stahlbetonträgern mit UHPC. Zuerst werden Vorversuche an Balken aus UHPC mit Fasern, ein Vorversuch zur Bestimmung der Scherfestigkeit sowie Vorversuche zum Testen der Fließfähigkeit von UHPC in U - Form beschrieben. Die Hauptversuche umfassen sieben Balken aus Stahlbeton, die in zwei Gruppen eingeteilt werden. Die erste Gruppe besteht aus vier Balken mit Versagen auf Biegezug. Die zweite Gruppe besteht aus drei Balken mit Versagen durch Querkraft.

KAPITEL **2** **Untersuchung typischer Einsturzursachen von Gebäuden in Syrien und im arabischen Raum**

2.1 Einführung

Die Problematik von Schäden mit Beeinträchtigung der Tragsicherheit innerhalb eines Gebäudes war früher weniger ausgeprägt und hat erst in der heutigen Zeit an Bedeutung gewonnen. Dies geht damit einher, dass in unserer Zeit hauptsächlich Beton als Baumaterial verwendet wird. Bevor man dieses Material entdeckte, wurden die meisten Gebäude in verschiedenen Bausystemen aus massiven Materialien wie Lehm, Stein und Holz gebaut.

Seit der Erfindung des Stahlbetons wurde die Ausführung unterschiedlichster Konstruktionsarten und von Bauwerken mit größeren Spannweiten und Höhen möglich. Parallel dazu sind die theoretischen Grundlagen für die Planung sowie die Ausführungsvorschriften komplizierter geworden. Die Anzahl der Schäden an Gebäuden und das Versagen der Tragsysteme sind in Syrien ebenfalls gestiegen (ALKHOURY, 2000).

Seitdem man den Beton kennt, weiß man auch, dass dieser einen geringen Widerstand gegen Biegung, Querkraft und Torsion hat, sofern er nicht durch Bewehrung - in der Regel aus Stahl - verstärkt wird. Beim Versuch geringe Kräfte dieser Art auf eine Betonkonstruktion zu übertragen, sind Risse unvermeidlich.

Heißes Klima kann sich auf Beton besonders im frühen Alter sehr negativ auswirken und zu Rissbildung und Beeinträchtigung der Betonqualität führen. Auch im späten Alter können klimatisch bedingte Temperaturbeanspruchungen zur Rissbildung führen. Schrumpfen infolge schneller Austrocknung, behinderte Verkürzung infolge abfließender Hydratationswärme, Schwinden, Zwang im späten Alter durch Temperatur (Sonneneinstrahlung, Abkühlung, Temperaturschwankung) können Auslöser für Rissbildung sein.

Sowohl theoretisch als auch aufgrund praktischer Erfahrung ist festzustellen, dass Beton bereits am ersten Herstellungstag bei ungenügender Nachbehandlung geschädigt werden kann. Ebenso kann zu hohe Belastung im frühen Alter zu Schädigungen führen. Auch für Betonbauteile, die nicht sorgfältiger Behandlung und Wartung unterliegen, bestehen ähnliche Gefahren und Probleme.

2.2 Ähnlichkeiten und Unterschiede der Bauweisen in den arabischen Ländern

▪ Alte und historische Gebäude

Viele alte Gebäude sind in den arabischen Ländern in ihrer Bauweise beinahe gleich. Sie sind entweder aus Lehm oder Mauerwerk gebaut. Dieses kann aus Natursteinen sowie gebrannten oder ungebrannten Tonziegeln bestehen. Viele derartige Gebäude sind mehrere Hundert Jahre alt und sind teilweise zerstört oder verwittert. Selbst wenn keine schwerwiegenden Schäden an der Tragkonstruktion bestehen, kann ihr optisches Erscheinungsbild beeinträchtigt sein.

Viele von diesen Gebäuden werden nach wie vor als Wohngebäude benutzt, obwohl sie nicht ausreichend standsicher oder gar baufällig sind. Durch ihre Bauart, besonders wenn sie mit schwerem, festem Stein gebaut wurden, bleibt ihre Konstruktion tragfähig und stellt keine große Gefahr für die Bewohner dar (ausgenommen Erdbeben und Naturkatastrophen). Ihre Instandsetzung ist oft nicht mit modernen, schwierigen oder auch kostenintensiven Technologien, sondern nur mit einfachen Methoden und Materialien sinnvoll.

▪ Gebäude, die nicht aus Beton sind

Im ostarabischen Raum wurden fast alle neuen und auch etwas älteren Gebäude aus Beton gebaut. Dagegen gibt es im westarabischen Raum neuere Gebäude mit tragenden Wänden aus Naturstein. Die Fundamente und Decken sind aus Stahlbeton. Ebenfalls findet man selten Gebäude, die Ziegelsteine als tragende Wände besitzen. Es befinden sich eine große Zahl von diesen Gebäuden in einigen arabischen Hauptstädten und in anderen wichtigen Städten. Diese Gebäudeart wird im Folgenden nicht weiter behandelt.

▪ Gebäude aus Stahlbeton

Die meisten kleinen oder großen Stahlbetongebäude in den arabischen Ländern haben das gleiche Bausystem. Dieses System besteht aus Platten, Balken und Betonstützen, die im Bodenbereich durch Bodenbalken verbunden sind und sich auf Einzel-, Streifen- oder Flächenfundamente stützen. Wenn der Baugrund keine ausreichende Tragfähigkeit besitzt, werden im Boden Pfähle vorgesehen (ZAIN ELDIN, 1984).

2.3 Arten und Klassifikation der Schäden und ihre Ursachen im arabischen Raum - Schadensarten

Die arabischen Länder verfügen im Bereich der Forschung auf der nationalen, regionalen oder arabischen Ebene über keine zentrale Informationsquelle, die ihre Arbeitsergebnisse öffentlich darstellt. Eine derartige Informationsquelle könnte die Zusammenarbeit in bestimmten Forschungsthemen unterstützen und die Doppelung von Forschungsprojekten zu gleichartigen Fragestellungen vermeiden. Daher ist es für den Forscher sehr schwer, seine Forschungsergebnisse bezüglich einer Stadt oder Region für das gesamte Land zugänglich zu machen. Ebenfalls ist es schwer, diese Ergebnisse als für andere Länder sichtbar zu veröf-

fentlichen. Dieses Problem wird solange bleiben, bis eine Informationsplattform vorhanden ist, welche die Forschung auf der arabischen, regionalen und nationalen Ebene unterstützt und eine bessere Verbreitung des Wissens und dadurch eine bessere Koordination ermöglicht.

Es wurde durch eine Forschungsstudie der arabischen Konferenz 1998 in Ägypten über „Gebäudeschäden in den arabischen Ländern“ (ALHASAN und ABO ELNAJA, 1998) und durch eine Studie der Autorin in ihrer Masterarbeit eine allgemeine Grundlage zur Erfassung von Gebäudeschäden und deren Ursachen vorgelegt (ALKHOURY, 2000). Tabelle 2.1 zeigt die Schadensklassifizierung und deren Ursachen.

Tab. 2.1: Schadensklassifizierung und deren Ursachen (ALKHOURY, 2000)

Typ	Ausführungs- mängel	Umwelt- Bedingun- gen	Bodenme- chanik / Grundbau	Korrosion an Beweh- rungsstahl	Chemische Einflüsse	Fehler in der Planung	Natur- Kata- strophen
Zahl der Fälle	58	50	34	26	25	13	3
Prozent	27.5 %	23.7 %	16.1 %	12.3 %	11.5 %	6.2 %	1.4 %

2.3.1 Schäden infolge mangelhafter Ausführung

In Tabelle 2.1 werden die Schäden an Konstruktionen, die aufgrund von Ausführungsmängeln entstanden sind, in der ersten Spalte dargestellt. Danach folgen die Schäden, die durch Umweltbedingungen, wie z. B. Schwinden und Temperatureinwirkung, bedingt sind. Dazu zählen insbesondere Schäden, die aus Zwang und Eigenspannungen im frühen Betonalter entstehen. Durch Ausführungsmängel und durch schädliche Umwelteinwirkungen werden zusammen mehr als 50 % der Fälle von Gebäudeschäden verursacht.

Die folgenden Punkte zeigen die Schadensursachen, die aufgrund von Ausführungsfehlern vorkommen:

1. Verwendung von schlechten und nicht zugelassenen Baustoffen.
2. schlechte Betonqualität mit unzureichender Betonfestigkeit.
3. Einsetzen nicht ausreichender Bewehrungsquerschnitte und Betonquerschnitte.
4. Nichtberücksichtigung der Klima- und Umwelteinflüsse sowie der Temperaturdifferenzen zwischen der Beton- und der Umgebungstemperatur, besonders beim Einbringen von größeren Betonmengen.
5. zusätzliche Belastung der Platten, Balken oder Stützen ohne Berücksichtigung der dafür erforderlichen statischen und konstruktiven Lösungen.
6. Vernachlässigung der erforderlichen Maßnahmen zur Oberflächenentwässerung bzw. zur Abwasserführung sowie schlechte Isolierung der Leitungen.
7. Vernachlässigung der Regeln (z. B. ISO-Vorschriften) für die Kontrolle im Werk und auf der Baustelle.
8. schlechte Auswahl der Bauaufseher sowie von qualifizierten Unternehmen, die in der Lage sind, Fehler zu vermeiden und Probleme der Ausführung zu lösen.

9. schlechte Auswahl der Lage der Arbeitsfugen sowie unvollständige Ausführung aller vorgesehenen Fugen.
10. Überlastung der Betonelemente (Bauteile) durch Lagergut von Baustoffen und Baukonstruktionen.
11. Einschneiden in Bauelemente und in ihre Bewehrung für nachträgliche Durchbrüche, die in der Planung nicht berücksichtigt waren.
12. ungenügende Sorgfalt beim Transport und der Montage von Fertigteilenelementen.

2.3.2 Schäden infolge mangelhafter Gründung

Die dritte Spalte der Tabelle bezieht sich auf Schäden, die durch Probleme im Bereich der Gründung verursacht wird. Die meisten dieser Probleme hängen mit steigendem Grundwasser zusammen. Die nächsten Punkte zeigen die Ursachen für Schäden, die mit der Bodenmechanik bzw. mit der Gründungstechnik zusammenhängen:

1. Gründung auf für Wasserzutritt empfindlichen Bodenarten (z. B. Anhydrit).
2. mangelhafte und fehlende Untersuchungen der Bodensituation oder falsche Einschätzung bezüglich ihrer Tragfähigkeit und Vernachlässigung der Berichte der Bodenexperten.
3. nichthomogener Bauuntergrund.
4. Setzung des Bauuntergrundes mit der Zeit.
5. Setzung des Baugrundes durch Erdarbeiten bei benachbarten Bau- oder Gründungsmaßnahmen.
6. Anstieg des Grundwassers oder Einwirkung des Regenwassers sowie Eindringen von Wasser infolge landwirtschaftlicher Bewässerung.
7. ungeeignete Erdschüttung und schlechte Verdichtung.
8. Änderung der Eigenschaften des Baugrundes durch Änderung der Bodenfeuchtigkeit und Anstieg des Grundwassers.
9. Erhöhung der Lasten auf die Fundamente.
10. aggressives Grundwasser (hoher Prozentsatz an Salzen, Chlorid und Schwefel).
11. ungünstige bzw. vernachlässigte Isolierung der Fundamente und der Gründungsbauteile in der geeigneten Form.

2.3.3 Schäden infolge Bewehrungskorrosion

Die vierte Spalte der Tabelle bezieht sich auf die Korrosion der Betonbewehrung, die am meisten in den Küstengebieten bzw. bei an Flüssen stehender Bebauung vorkommt. Es wird festgestellt, dass ein großer Anteil der Bewehrungskorrosion auf die schlechte Ausführung bzw. fehlerhafte Planung bezüglich Betondeckung und Betonqualität zurückzuführen ist. Die folgenden Punkte zeigen die wichtigsten Ursachen für Bewehrungskorrosion:

1. hoher Chloridgehalt in der Nähe der Betonoberfläche.
2. Vernachlässigung der unterschiedlichen Isolierstoffe, die das Eindringen des Chlorids, der Feuchtigkeit und der Luft in den Beton verhindern oder einschränken.
3. Lagerung von Chemikalien, die zur Beschleunigung des Korrosionsprozesses führen.
4. unzureichende Betondeckung sowohl bei der Planung als auch bei der Ausführung.
5. mangelhafte Betongüte
6. zu großer Wasser-Zement-Wert.
7. Durchfeuchtung und Durchsickerung aus Wasser- und Abwasserleitungen und anderen Leitungen.
8. Regenwasser, Grundwasser, landwirtschaftliche Bewässerung sowie andere Wasserquellen.
9. erhöhte Korrosion in der Wasserwechselzone (Ebbe und Flut).
10. hoher Chloridgehalt in den Zuschlagstoffen und im Wasser.
11. Unterschreitung des geforderten Mindestzementgehalts in der Mischung.
12. Vernachlässigung der vorgeschriebenen Qualitätssicherung des Betons und seiner Zusammensetzung.
13. Vernachlässigung des Rüttelns und des Verdichtens des Frischbetons.
14. keine Oberflächenbehandlung des Betons. Somit bleiben die Oberflächen- und Schwindrisse offen, die zum Eindringen von Feuchtigkeit, Luft sowie Salz in das Innere des Betons führen.
15. Karbonatisierung.

2.3.4 Chemischer Angriff - Zerfall des Betons und/oder Korrosion der Bewehrung infolge zusätzlicher Chemikalien bei der Herstellung

Die fünfte Spalte der Tabelle behandelt den Zerfall des Betons und/oder die Korrosion der Bewehrung infolge zusätzlicher Chemikalien der Industrie und Ähnliches.

2.3.5 Fehler in der Planung und Schäden infolge von Naturkatastrophen

Die letzten beiden Spalten der Tabelle 2.1 zeigen Auswirkungen von Planungsfehlern und Schäden, die durch Naturkatastrophen hervorgerufen werden. Die nächsten Punkte stellen einige mögliche Planungsfehler dar, die zu übermäßiger Rissbildung bzw. zum Versagen eines Gebäudes führen können:

1. Die Ausführungsunterlagen und -vorschriften beinhalten nicht die notwendigen Details und Einzelheiten, die für eine gute und fehlerfreie Ausführung notwendig sind.
2. Übernahme von internationalen oder ausländischen Vorschriften, die vielleicht nicht für die Umgebung und Randbedingungen des Landes und die dort üblichen Ausführungsmethoden geeignet sind.
3. Ausführung von Musterplänen für Gebäude oder Wohnungen in verschiedenen Gebieten ohne Berücksichtigung der Eigenschaften und Randbedingungen der unterschiedlichen

Lagen.

4. Auswahl ungeeigneter oder schwer verarbeitbarer Werkstoffe sowie Material in der falschen Kombination, wie z.B. Benutzung von Bewehrungsstäben mit höherer Stahlgüte in einem schwachen Beton.
5. Vernachlässigung innerer horizontaler Kräfte bei der Bemessung, die sich aus der Formgestaltung des Gebäudes im Zusammenhang mit behinderten Verformungen ergeben (Zwangeinwirkungen).
6. Ignorieren der erforderlichen Oberflächenbewehrung zur Aufnahme der Schwind- und Temperaturspannungen im Beton.
7. keine Berücksichtigung der Umweltbedingungen in der Umgebung bei der Planung der Betonzusammensetzung und der Betondeckung.
8. unzureichende Abmessungen und Bewehrung der Bauteile, die für die Aufnahme der äußeren Kräfte erforderlich sind.
9. Auswahl ungeeigneter Ingenieure und Fachkräfte bei der Planung der Konstruktion.

2.3.6 Schäden, die auf fehlerhafte Nutzung und Wartung zurückzuführen sind.

Die nächsten Punkte stellen die Ursachen der Rissbildung dar, die auf falsche Nutzung und Vernachlässigung der Wartung zurückzuführen sind:

1. das Bauen von zusätzlichen Etagen in den Gebäuden oder in alten Wohnhäusern, ohne die vorhandenen Fundamente und Stützen zu untersuchen und ggf. zu verstärken.
2. Ausfüllen von Differenzhöhen in den verschiedenen Ebenen mit Sandmassen, die zusätzliches Gewicht bringen.
3. zusätzliche Lasten durch die Instandsetzungsmaßnahmen wie z.B. die Vergrößerung der Plattendicke und der Abdichtungsschicht, um die Wasserundurchlässigkeit zu verbessern. Auch nicht fachgerecht gelagerte Baumaterialien auf der Baupläche können Überlastungen hervorrufen.
4. Änderung des Nutzungszwecks des Gebäudes wie z.B. die Umnutzung eines Wohnungsbaus als Schulgebäude.
5. fehlende regelmäßige, schützende und behandelnde Wartung der Konstruktion.
6. nicht fachgerechte Wartung und Reparaturen.
7. verspätete Reparaturen von Schäden, die zwischenzeitlich ein Maß erreicht haben, wodurch sie irreparabel geworden sind.

KAPITEL

3

Sanierung und Verstärkungsmaßnahmen an Stahlbetonbauten

Weltweit gibt es verschiedene Methoden für die Gebäudeverstärkung. Die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mittels Stahl zählt in Syrien zu den bekannten Methoden, während Maßnahmen mit kohlefaserverstärkten Kunststoffen (CFK) noch nicht gebräuchlich sind.

Obwohl CFK im Vergleich zu klassischen Baustoffen sehr teuer ist, wird es heute wirtschaftlich und technisch erfolgreich eingesetzt. Voraussetzung für die Anwendbarkeit dieser Methode ist eine entsprechende Betonqualität und eine hohe Haftzugfestigkeit des Betons an der Klebefläche ($1,5 \text{ N/mm}^2$). Einige Vorteile dieser Methode sind eine hohe Zugfestigkeit, geringes Gewicht, dünne Bänder, leichte Handhabbarkeit und hohe Korrosionsbeständigkeit. Ihre Nachteile sind hohe Materialkosten, Empfindlichkeit gegen UV-Strahlung, geringe Zugfestigkeit quer zur Faserrichtung und geringer Brandwiderstand des Klebers (Ebner; Sparowitz, 2002).

Das übliche System zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen beruht in Syrien fast ausschließlich auf einem System, das aus unterschiedlichen Stahlprofilen (I, L, U) besteht. In diesem Kapitel werden die Verstärkungsmaßnahmen an Stahlbetonbauten in Syrien für verschiedene Bauteile wie Fundamente, Stahlbetonstützen, tragende Wände und Stahlbetonplatten sowie Stahlbetonträger präsentiert. Verstärkungsmaßnahmen von Balken sind ein Schwerpunkt in diesem Kapitel. Diese Maßnahmen sind in erster Linie aus eigenen praktischen Erfahrungen der Autorin und in zweiter Linie aus verschiedenen Literaturquellen entnommen.

3.1 Korrosionsursache beseitigen

Unter Metallkorrosion versteht man die Reaktion des Metalls mit seiner Umgebung. Wenn der Bewehrungsstahl im Freien ungeschützt gelagert wird, beginnt er zu korrodieren.

Der Korrosionsschutz der Bewehrungseinlagen wird in bewehrten Betonbauteilen durch die Ummantelung mit einer ausreichenden Betonschicht, die das alkalische Milieu sicherstellt, erzielt. Wenn die Korrosionsschutzwirkung des Betons für den Stahl versagt, können bei Stahlbeton folgende Schäden auftreten: Längsrisse entlang der Bewehrung; Abplatzung der Betondeckung; im Querschnitt reduzierte Stähle; Volumenvergrößerung infolge der entstehenden Korrosionsprodukte.

Der Korrosionsschutz und die Dauerhaftigkeit von Beton und seiner Bewehrung können durch eine hohe Betongüte, ausreichende Betondeckung, Beschränkung der Rissbreite (die mittlere Rissbreite sollte 0,3 bis 0,4 mm nicht überschreiten) und Verhindern des Eindringens von Chlorid und Sulfat bzw. Verhinderung von Feuchtigkeit gesichert werden.

Instandsetzungsmaßnahmen und Stoppen des Korrosionsprozesses an Bewehrungsstäben können mit verschiedenen Methoden wie Hydrophobierung, Dünnbeschichtung, Dickbeschichtung, elektrochemische Realkalisierung, elektrochemischer Chloridentzug, kathodischer Schutz und Korrosionsschutz durchgeführt werden.

3.2 Verstärkungsmethoden für Fundamente

3.2.1 Flächenfundamente

A. Fundamentvergrößerung unterhalb der bisherigen Bodenfuge

Bei dieser Methode wird eine neue Stahlbetonplatte unter dem Fundament hergestellt. Dazu wird eine temporäre Reduktion oder Wegnahme der Fundamentlasten benötigt (Abb. 3.1). Um die Setzungen ausgleichen zu können, müssen die neuen Betonmassen miteinander mittels eines Balkenrosts verbunden werden. Es müssen in diesem Zusammenhang geeignete Maßnahmen bei der Ausführung dieser Methode getroffen werden, da die Bodenmasse unter den Fundamenten abgetragen wird (Abb. 3.2).

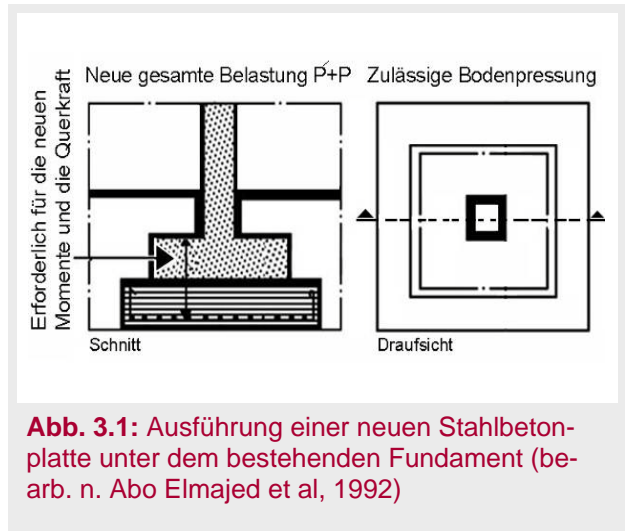


Abb. 3.1: Ausführung einer neuen Stahlbetonplatte unter dem bestehenden Fundament (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

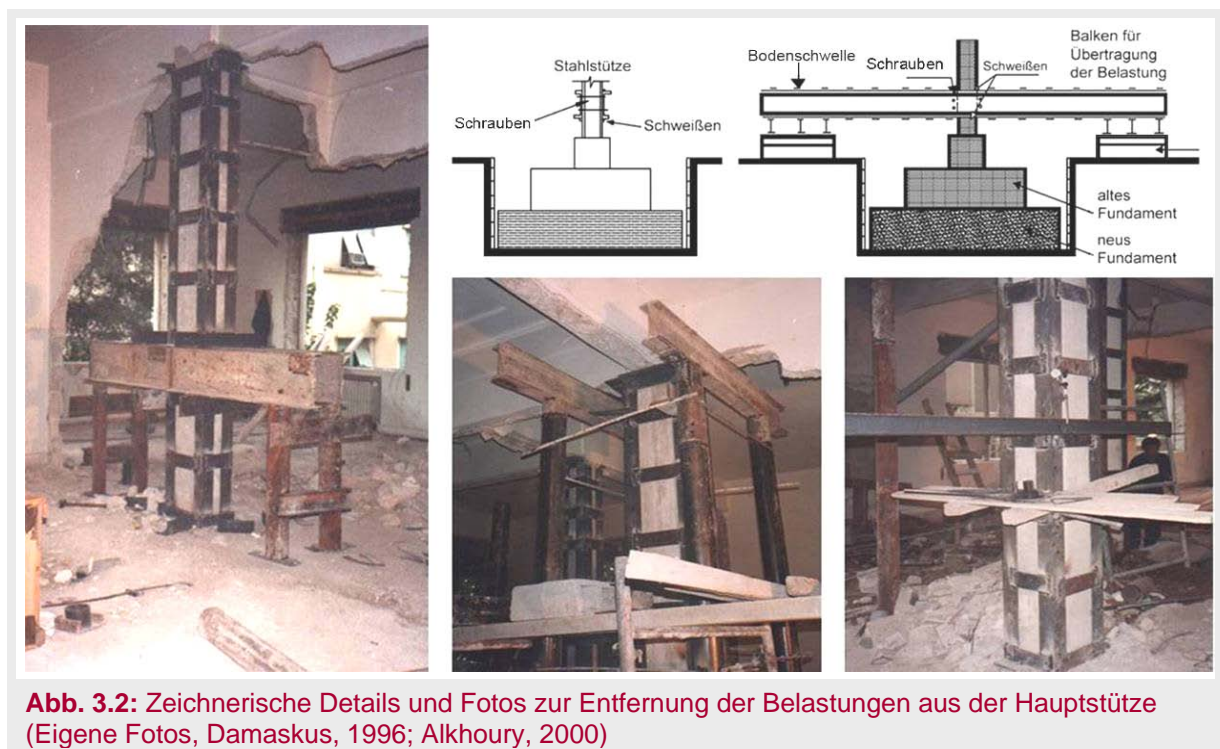
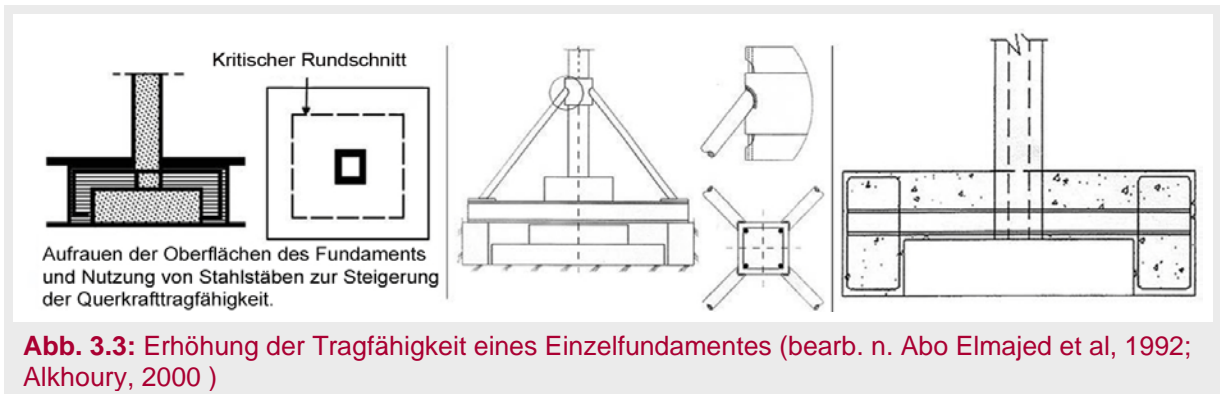


Abb. 3.2: Zeichnerische Details und Fotos zur Entfernung der Belastungen aus der Hauptstütze (Eigene Fotos, Damaskus, 1996; Alkhoury, 2000)

B. Vergrößerung der Einzelfundamentflächen durch seitliche Ummantelung

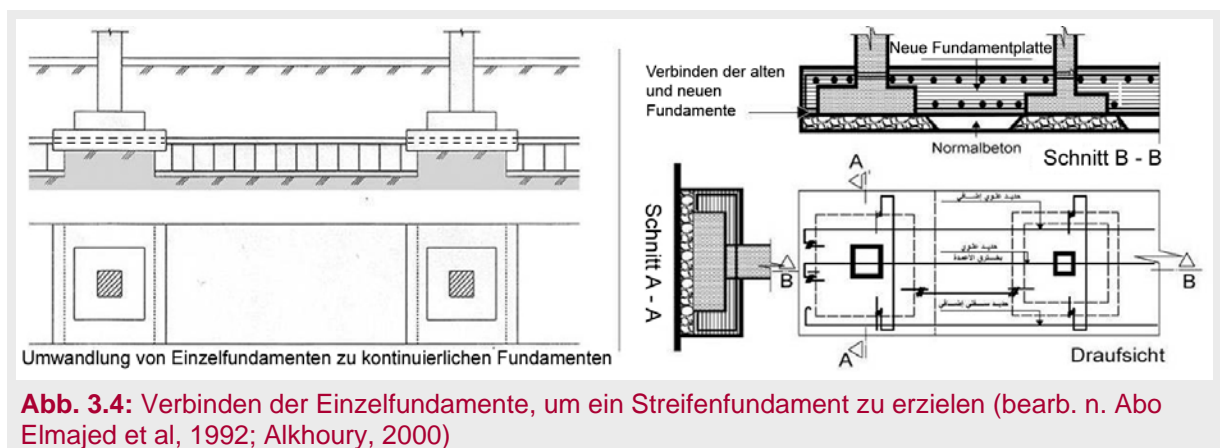
Die Fläche des Einzelfundaments kann auch ohne Abtragung des darunterliegenden Bodens vergrößert werden. Es muss aber berücksichtigt werden, dass eine Ummantelung des alten Fundamentes in der Regel zu erheblichen Querkräften zwischen Alt- und Neubeton führt. Das geschieht in dem Moment, in dem die weitere Setzung des Fundamentes durch die neue Belastung beginnt. Die Abbildung 3.3 zeigt eine Methode zur Verstärkung eines Einzelfundamentes.



C. Verbindung zweier oder mehrerer Einzelfundamente miteinander, um ein Streifenfundament zu erzielen

Wie in der Abbildung 3.4 verdeutlicht wird, entspricht die Erstellung einer Verbindung von mehreren Einzelfundamenten zum Teil der Ummantelung eines alten Fundamentes. Darüber hinaus ist die Bildung eines normalen Streifenfundamentes zwischen zwei Einzelfundamenten erforderlich. Bei dieser Methode können folgende Punkte beobachtet werden:

- Unterschiedliche Betondeckungen führen zu ungleichmäßiger Höhenlage der Bewehrung (Unebenheit) der Bewehrungsstäbe.
- Die Fundamente befinden sich nicht in einer Linie. In diesem Fall können die Fundamente an einer Linie zu einem Streifenfundament zusammengefügt werden.
- Es muss eine obere Bewehrungslage in Balkenmitte zwischen den Stützen hinzugefügt werden, um die negativen Biegemomente in den Streifenfundamenten aufzunehmen.
- Es ist zu empfehlen, passende Löcher in den Stützen zu bohren, um die oberen Bewehrungsstäbe durchzufädeln; diese werden dann mit geeignetem Mörtel ausgefüllt.



D. Umwandlung von Einzelfundamenten zu einem Stahlbeton-Flächenfundament

Diese Methode wird benutzt, wenn es eine allgemeine Schwäche der Einzelfundamente gibt oder sie relativ große Setzungen aufweisen. Die Kosten in diesem Fall sind ziemlich hoch, weil die geforderte Betondicke überall zu gewährleisten ist und die Bewehrungsstäbe für das Flächenfundament mit den alten Teilen verbunden werden müssen (Abb. 3.5). Die beiden alten und neuen Bauteile müssen zusammen als ein Fundament berechnet werden. Die Übertragung der vertikalen Schubkraft aus den Stützen in das Flächenfundament ist sicherzustellen.

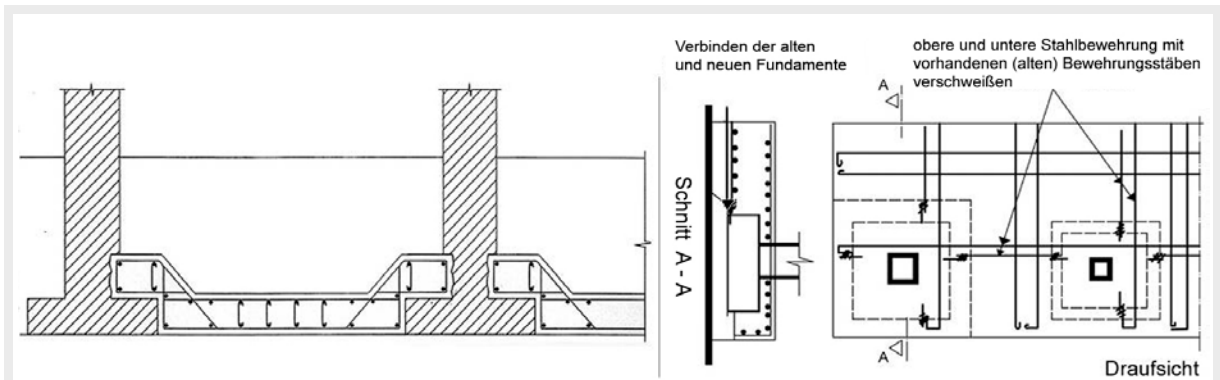


Abb. 3.5: Umwandlung von Einzelfundamenten in ein Stahlbeton-Flächenfundament (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992; Alkhoury, 2000)

E. Erhöhung der Dicke des Stahlbeton-Flächenfundamentes

Zur Behebung eines Tragfähigkeitsmangels durch Korrosion und durch eine Abminderung des Bewehrungsquerschnittes bzw. durch erhöhte Belastung der Stützen, wird eine neue Stahlbetonschicht über die bestehenden Flächenfundamente gegossen. Hier muss beachtet werden, dass die neue Platte mit der alten durch geeignete Stahldübel zur Gewährleistung der Schubkraftübertragung zwischen den beiden Platten verbunden werden muss.

F. Übertragung der Belastung zu einer tieferen Schicht

Wenn sich eine tragfähigere Bodenschicht in einer tieferen Ebene unter dem bestehenden Fundament befindet, kann die Belastung der Fundamente durch geeignete Pfahlreihen (breite und kurze Pfähle) an die untere Schicht übertragen werden. Bei der Anbringung der neuen Pfahlreihen unter dem bestehenden Fundament muss dieses bei der Ausführung der Arbeiten entlastet werden (Abb. 3.6).

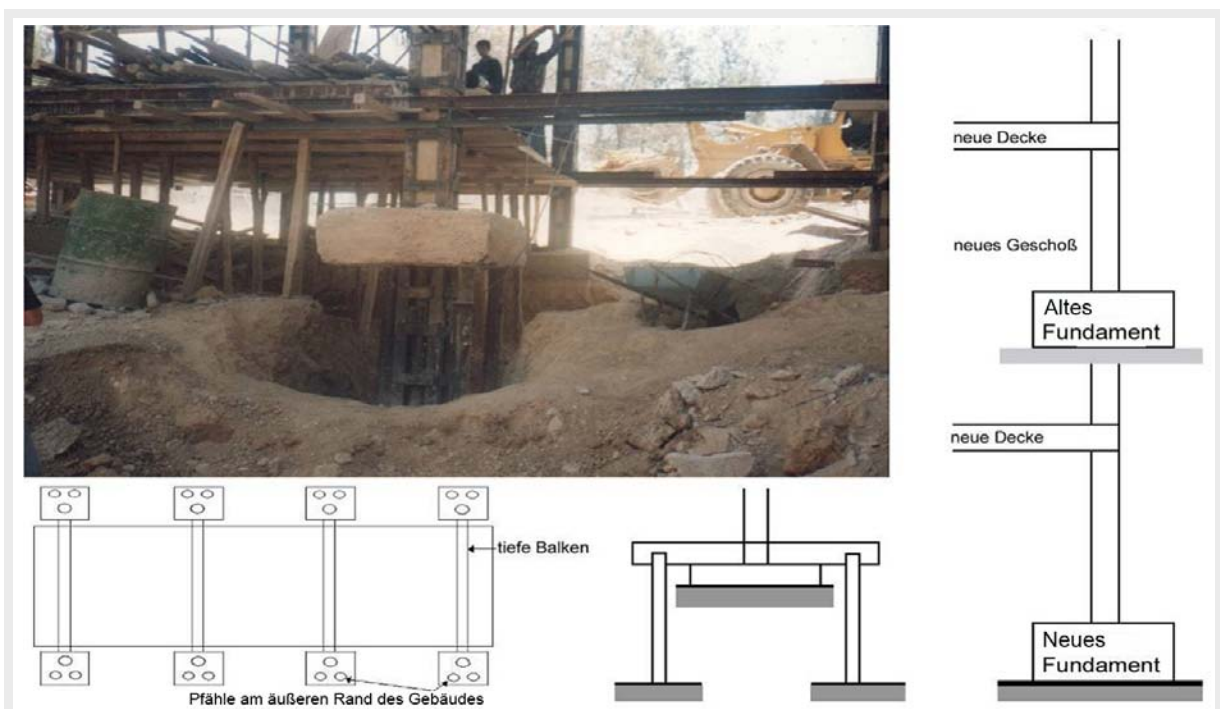


Abb. 3.6: Foto und Darstellung der Änderung des Lastabtrags in eine tiefere Schicht (eigene Fotos, Damaskus, 1996; Alkhoury, 2000)

3.2.2 Tiefgründungen

Hier kann man folgende Methoden unterscheiden:

A. Ummantelung

Tiefgründungen, z. B. Pfähle, befinden sich normalerweise unter Wasser, wenn sie als Brücken- bzw. Seeanlagenfundamente verwendet werden. Sie liegen auch dann häufig unter dem Grundwasser, wenn sie die Belastung der Konstruktion auf eine tiefer liegende und stärkere Bodenschicht übertragen. In beiden Fällen können sie sich somit in einer ungünstigen Umgebung befinden, die bei Vorhandensein chemisch aggressiver Bestandteile die Baustoffe negativ beeinflusst. Die Betonoberfläche wird angegriffen und die Korrosion der darunter liegenden Bewehrung wird beschleunigt. Die beste Methode zum Schutz der Pfähle ist die Ummantelung mit einer neuen Betonschicht. Diese kann bewehrt werden, je nachdem wie stark die Originalbewehrung angegriffen ist (Abb. 3.7).

Für die Herstellung der Ummantelung wird eine Holz- bzw. Metallschalung verwendet. Meistens wird wegen der schwierigen Demontage eine verlorene Schalung eingesetzt, die im Boden verbleibt.

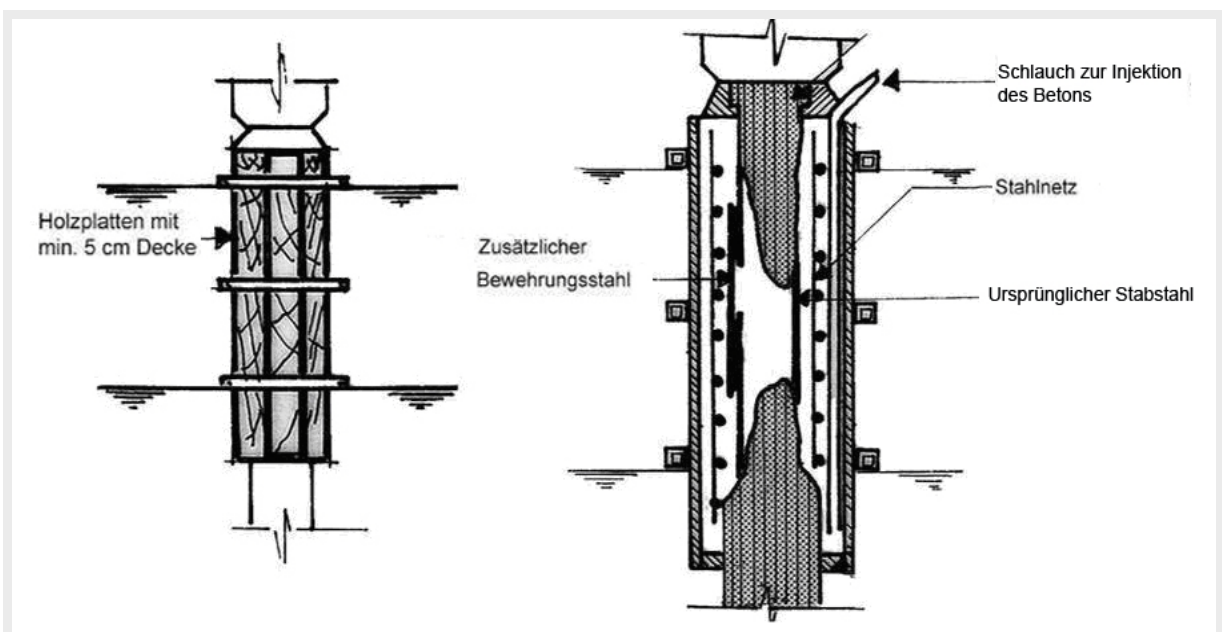
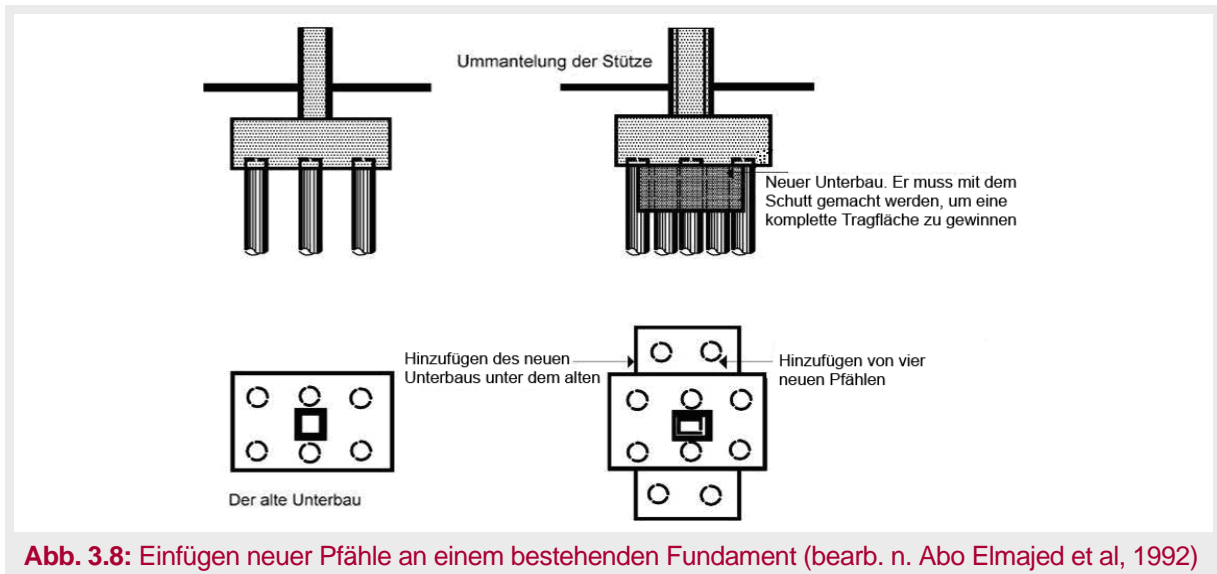


Abb. 3.7: Instandsetzung von Brückenpfählen durch Ummantelung (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

B. Einfügen von neuen Pfählen

Wenn die Instandsetzung der angegriffenen Pfähle nicht effektiv erscheint bzw. eine Erhöhung der wirkenden Lasten vorliegt oder die Übertragung der Belastung auf eine tiefer liegende Bodenschicht notwendig ist, ist das Einfügen zusätzlicher Pfähle erforderlich (Abb. 3.8).



3.3 Verstärkungsmethoden bei Stahlbetonstützen

Die Instandsetzung und / oder die Verstärkung von Stützen kann notwendig sein, wenn folgenden Verhältnisse vorliegen:

- Erhöhung der Tragfähigkeit von Stützen, wenn eine mangelhafte Berechnung bzw. Ausführung vorliegt oder zusätzliche Etagen in einem Gebäude gebaut werden sollen.
- massive Abplatzung der Betondeckung und Rostbildung an der freiliegenden Bewehrung.
- mangelhafte Betondruckfestigkeit der Stützen.
- geringe Festigkeit der eingebauten Bewehrungsstäbe.
- unzulässige Rissbildung in den Stützen.
- Schiefstellung der Stützen bzw. übermäßige Senkung der Fundamente.
- vorhandene Hohlräume infolge mangelhafter Verdichtung des Stützenbetons.

Es gibt mehrere Methoden zur Verstärkung von Stahlbetonstützen und Stahlbetonwänden. Eine geeignete Methode wird unter Rücksichtnahme auf die Priorität der Verstärkung gewählt. Es gibt folgende Methoden:

1. Dauerhafte Verstärkung

Falls man die Stütze nicht instand setzen kann und kein Interesse besteht, diese zu entfernen und durch eine andere Stütze zu ersetzen, kann man eine dauerhafte Verstärkung durch das Anbringen von vorläufigen Hilfsstützen an beiden Seiten der Stütze erreichen (Abb. 3.9). Hier muss man Folgendes beachten:

- Da die Hilfsstützen dauerhaft bleiben, wird empfohlen, sie mit einer Stahlbetonummantelung zu versehen. Dies dient zum Schutz vor der Witterung und zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit.
- Die Lasten der Hilfsstütze müssen an die unteren Stützen und Fundamente übertragen werden, wenn die beschädigte Stütze direkt über dem Fundament steht.

Die Nachteile dieser Methode sind:

- größere Verluste an der Nutzfläche.
- Diese Hilfsstützen können baupraktisch nicht biegesteif angeschlossen werden.

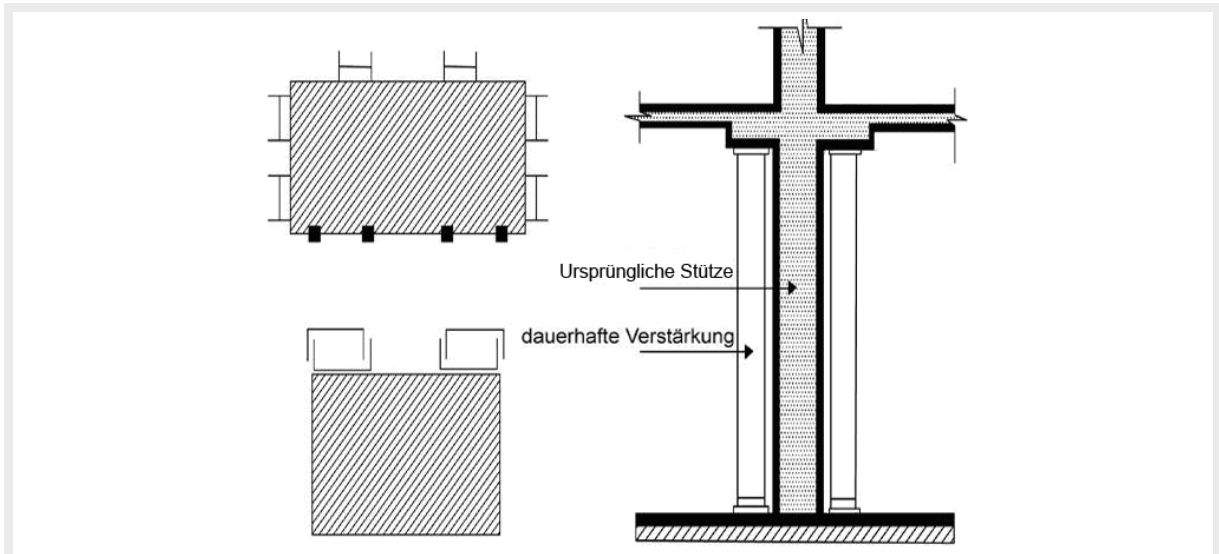


Abb. 3.9: Dauerhafte Verstärkung der Stütze (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

2. Austauschen des schadhaften Teils der Stütze

Im Falle von Nestbildung oder Hohlraumbildung im Beton der tragenden Konstruktion (Wand oder Stütze), die zu einem großen Verlust des tragenden Querschnitts und zur Schwächung des Bauteiles führen, oder bei einem hohen Chloridgehalt in einem Teil der Stütze, muss der beschädigte Beton entfernt werden und der neue Beton mittels Spritz- oder Druckbeton ersetzt werden (Abb. 3.10 - 3.12).

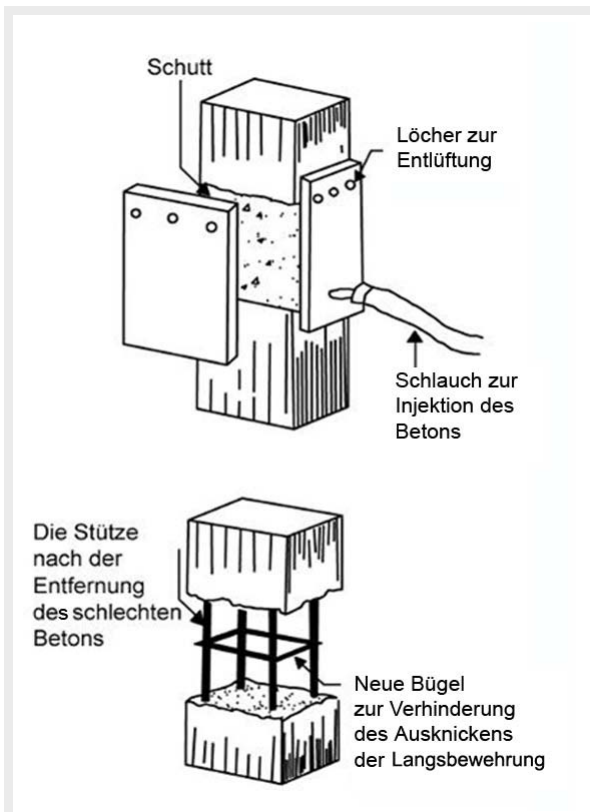


Abb. 3.10: Ersetzen eines Stützenquerschnitts unter Druck (bearb. n. Waked, 1996)

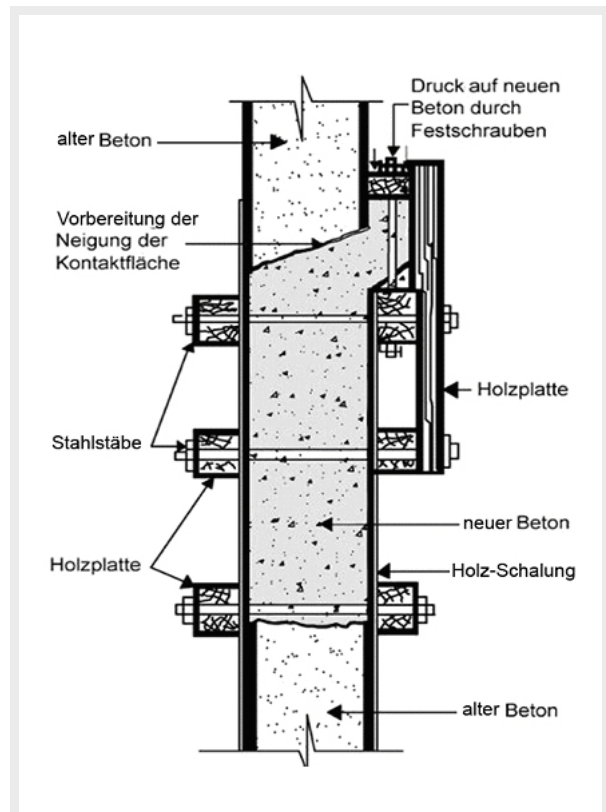


Abb. 3.11: Ersetzen des beschädigten Teils mittels Neubeton (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

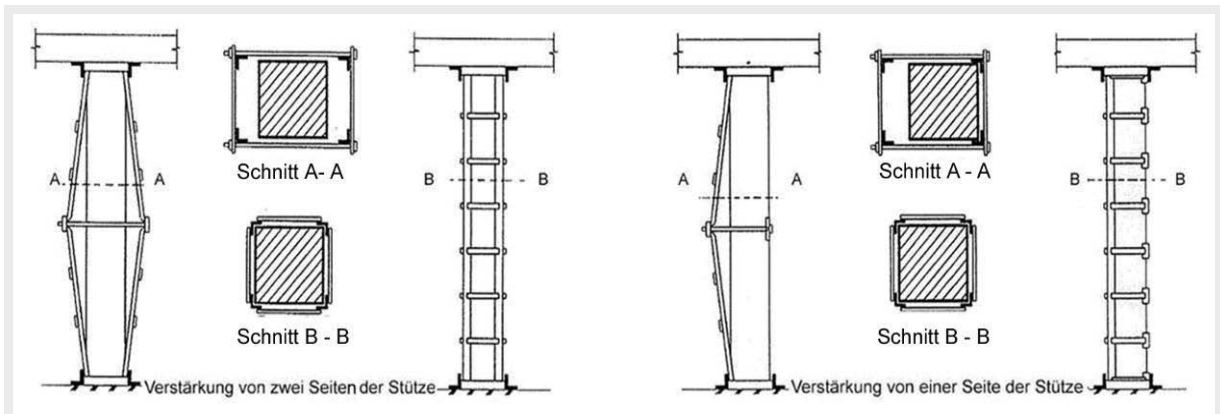


Abb. 3.12: Verstärkung der Stütze mit Stahlblechen (Alkhoury, 2000)

3. Verstärkung der Stützen mittels Winkelstahlprofilen

Diese übliche Methode ist effektiv und ist schnell ausführbar. Die eventuell vorhandenen Momente in der Stütze können direkt durch die Stahlprofile übertragen werden.

Die vertikalen Winkelstahlprofile werden miteinander durch horizontale Stahlbleche verbunden, die eine Breite, die mindestens der Winkelbreite entspricht, besitzen sollen.

Die Auswahl der vertikalen Elemente und der Verbindungselemente hängt von folgenden Größen ab:

- von den Normalkräften und den Biegemomenten aus den exzentrischen Vertikalkräften sowie von den horizontalen Einwirkungen aus Wind und Erdbeben.
- von der Höhe der Stütze.
- vom Querschnitt der Stahlbetonstütze und ihrer Tragfähigkeit.
- von der Analyse der inneren Kräfte in den Stahlwinkeln und den Winkelstahlprofilen.

Diese Methode wird in folgenden Schritten ausgeführt:

1. Einsetzen von zusätzlichen Verstärkungen durch Hilfsstützen. Die Balken werden nahe an den Stützen so unterstützt, dass die Herstellung der Stützenverstärkung nicht beeinträchtigt wird.
2. Entfernung der alten Putzschicht von der Stütze.
3. Entfernung der Aufbauschichten von der Decke und dem Boden.
4. Vorbehandlung der geraden Stahlelemente (Winkelstahlprofile entrostet und beschichten).
5. Schneiden der vertikalen Winkelelemente in einer Länge entsprechend der lichten Höhe.
6. Anbringen der vertikalen Winkelelemente und Befestigen an der Stütze durch mechanische Methoden.
7. Befestigung der horizontalen Verbindungsbleche in endgültiger Form an einer Seite der Stütze.
8. Befestigung der horizontalen Verbindungsbleche an der gegenüber liegenden Seite der Stütze durch punktuelle Schweißverbindungen.
9. endgültige Befestigung der Verbindungsbleche.
10. Befestigung der oberen Stützwinkel mittels Schweißverbindung.
11. Befestigung der unteren Stützwinkel mittels Schweißverbindung.
12. Einbringen von Stahlseilen (wendelartig) zwischen den vertikalen Winkelstahlprofilen und dem Beton, um den Ummantelungseffekt zu aktivieren.

13. Fertigstellung der Schweißarbeiten und Entfernung der überflüssigen Teile an der Stütze.
14. Verfüllung der Hohlräume zwischen Stahlwinkeln und Beton an den oberen und unteren Enden der Stütze mit Epoxidharz.
15. Anbringen von Kontrollmarken sowohl an der Betonoberfläche als auch an der Oberfläche der Stahlwinkel.
16. Beschichtung der Stütze mit Isoliermaterial.
17. Umhüllen der Stütze mit dem Stahlnetz zur Aufnahme der Putzschicht nach der Ausführung aller elektrischen und Sanitärarbeiten.

Die Abbildung 3.13 zeigt die Verstärkung der Stützen mittels Winkelstahlprofilen.

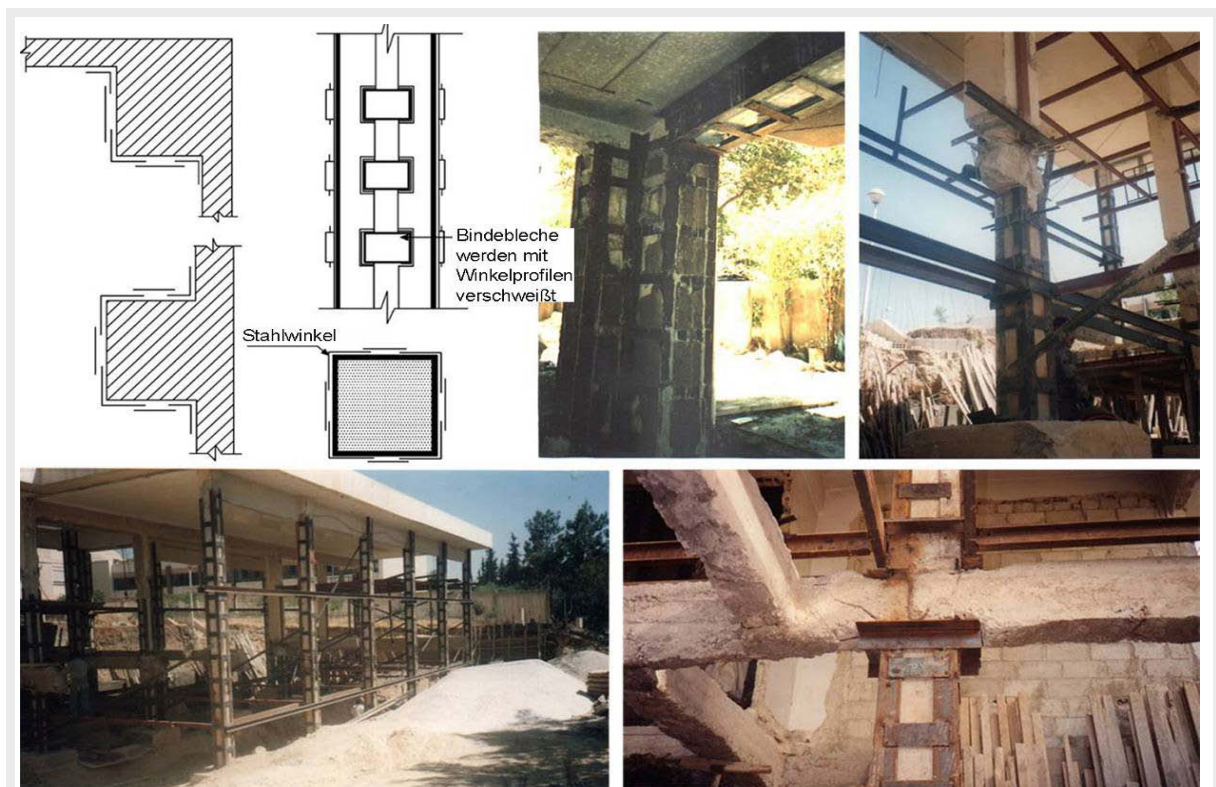


Abb. 3.13: Verstärkung der Stütze mit Stahlblechen und Winkeln (eigene Fotos, Damaskus, 1996; Alkhoury, 2000)

4. Verstärkung der Stütze mit hochfestem Stahl

Bei dieser Methode werden die vertikalen Winkелеlemente durch höherfeste Stahlquerschnitte ersetzt, wie z. B. Rohre oder Hohlkastenquerschnitte, wie in Abbildung 3.14. Diese Methode wird bei längeren Stützen benutzt, die keine architektonischen Anforderungen an Querschnittseingrenzungen haben.

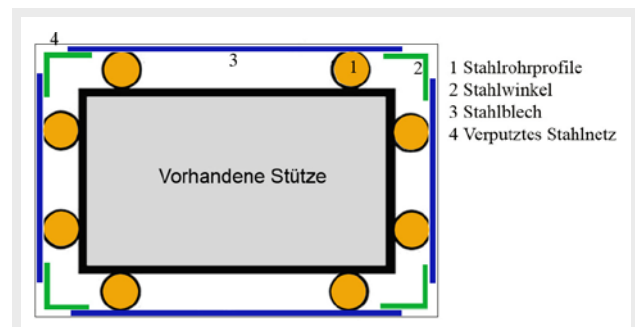


Abb. 3.14: Verstärkung der Stütze mit Rechteckquerschnitt mittels hochfesten Stahlelement

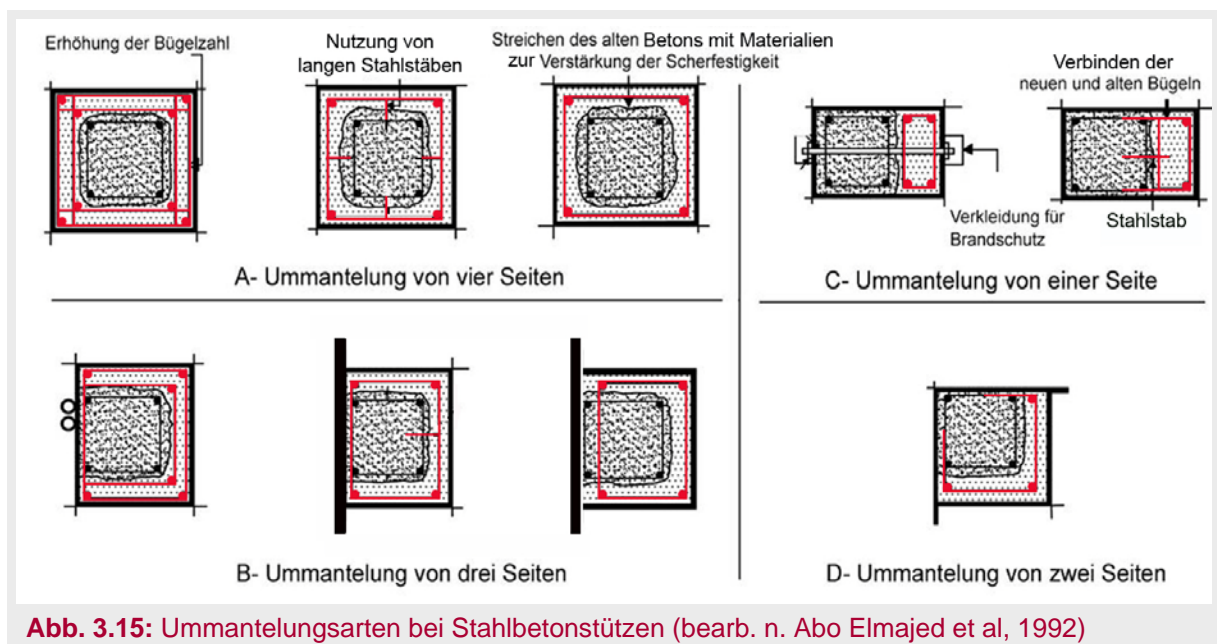
5. Die Ummantelung

Diese Methode ist eine sehr bekannte Methode zur Erhöhung der Tragfähigkeit und zum Schutz vor Betonschädigung durch die Umgebung. Sie ist auch geeignet für die Instandsetzung von Pfählen und Brückenstützen, besonders für Unterwasserarbeiten.

Die Ummantelung bedeutet hier die Wiederherstellung des ursprünglichen Betonquerschnitts bzw. die Verstärkung durch eine zusätzliche Stahlbetonschicht.

Ziele dieser Methode sind:

- Ummantelung des Betonelements mit einer dichten Schicht zum Schutz vor Feuchtigkeit und vor zerstörenden Flüssigkeiten.
- Vergrößerung der Querschnittsfläche im Falle einer gewünschten Erhöhung der Tragfähigkeit des Elements.
- Vergrößerung des Bewehrungsquerschnitts im Falle einer Querschnittsminderung durch Korrosion.
- Erhalt bzw. Verbesserung der Umschnürungsbewehrung durch die neue Bügelbewehrung und die Betondeckung. Das führt zu einer Verstärkung des Originalelementes ohne Vergrößerung des Querschnitts. Bei dieser Methode muss die alte Betondeckung entfernt werden. Die Abbildung 3.15 zeigt die Ummantelungsarten.



Die Ummantelung mit Stahlblechen wird auch benutzt, um runde Stützen zu verstärken, wie in der Abbildung 3.16 gezeigt. In diesem Fall werden die zylinderförmigen Stahlbleche an der Stütze miteinander durch Schweißnähte verbunden. An der Stütze werden sie mittels Schrauben befestigt. Der Hohlraum zwischen Betonoberfläche und Blech wird mit Epoxidharz ausgefüllt.



Abb. 3.16: Verstärkung runder Stützen durch Ummantelung mit Stahlblech (eigene Fotos, Damaskus, 1996)

6. Methode zur Übertragung der Momente

Es gibt zwei Methoden zur Verbesserung der Momentenübertragung von den Stützen in die Platten bzw. Balken:

- Einspannen der Stütze in die Platte durch Einfügen neuer Bewehrungsstäbe, die mittels Epoxidmörtel mit der vorhandenen Platte verbunden werden. Diese Methode ist schwer ausführbar.
- Die einfachere und kostengünstigere Methode ist die Verbindung mittels Stahlwinkeln, die mit den beiden Konstruktionsteilen (Stütze, Platte) durch Verdübelung bzw. Verklebung verbunden werden, wie in Abbildung 3.17.

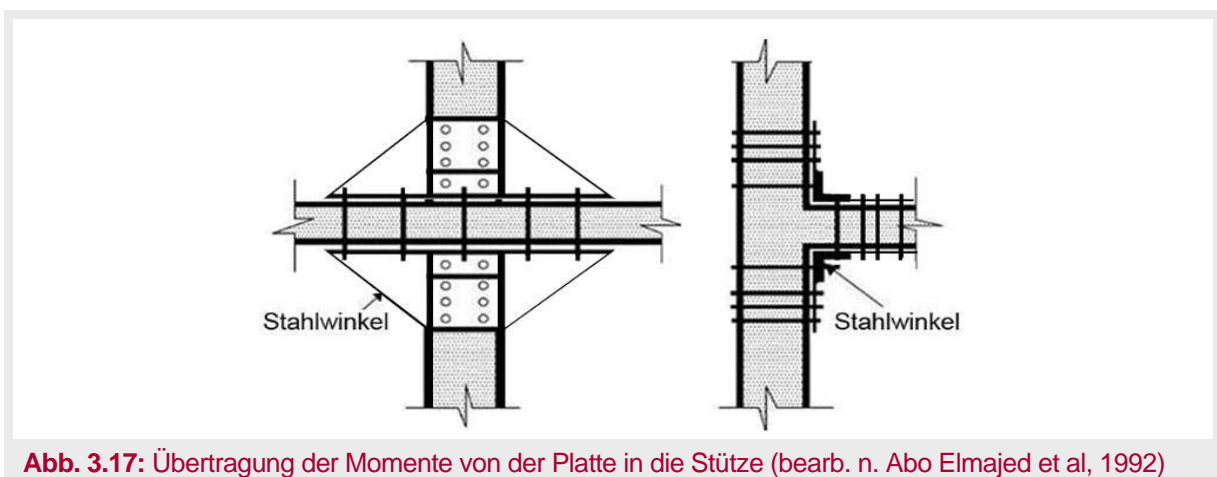


Abb. 3.17: Übertragung der Momente von der Platte in die Stütze (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

7. Entfernen der Stütze und Austauschen durch eine andere Stütze

Im Falle extrem schlechten Zustands, wenn die Bewehrungsstäbe stark verrostet sind und sie nicht mehr instand gesetzt werden können oder im Falle einer übermäßigen Stützenschiefstellung, wird die Stütze nach der Entlastung durch eine neue Stütze ersetzt. Manchmal wird die Stütze aus architektonischen Gründen umgesetzt und an anderer Stelle positioniert. Die Abbildung 3.18 zeigt die Umsetzung einiger Stützen um ca. 50 cm.



Abb. 3.18: Entfernen und Austauschen der Stütze (eigene Fotos, Damaskus, 1996)

3.4 Verstärkungsmethoden für Stützwände

Die Verstärkung von Stützwänden kann mit folgenden Methoden erfolgen:

1. Verstärkung mit neuen Stahlbetonelementen

Die Bewehrungsmatten der neuen Stahlbetonelemente werden entweder mit der Bewehrung des bestehenden Elementes durch Schweißen oder mit dem alten Element durch Anker (z.B. Verbundanker in entsprechenden Bohrungen) verbunden (Abb. 3.19). Diese Methode wird benutzt, wenn ausreichend große Arbeitsräume für neue Elemente vorhanden sind.

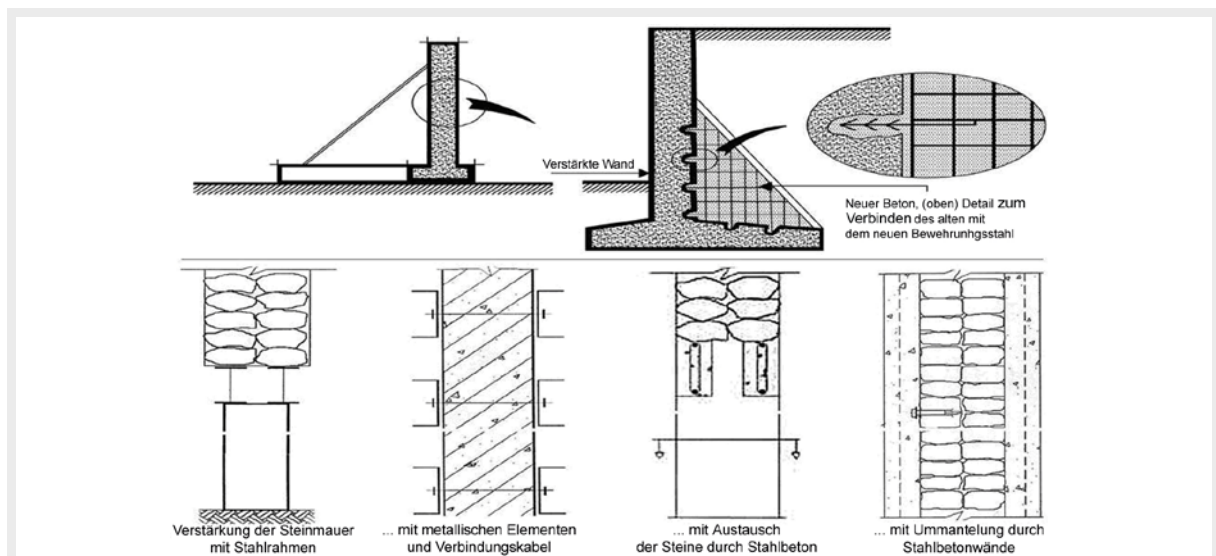


Abb. 3.19: Verstärkung der tragenden Wände mit neuen Stahlbetonelementen (bearb. n. Abo El-majed et al, 1992)

2. Temporäre Abstützung mit Hilfe von Schrägstützen

Diese Methode wird als temporäre Verstärkung verwendet, wenn genügend Platz für die schiefen Stützen vorhanden ist. Bei Wänden ohne ausreichende Querverteilung der Lasten müssen die Schrägstützen fest mit der tragenden Wand mit Hilfe horizontaler Elemente verbunden sein. Diese Art der Verstärkung wird in Abbildung 3.20 dargestellt.

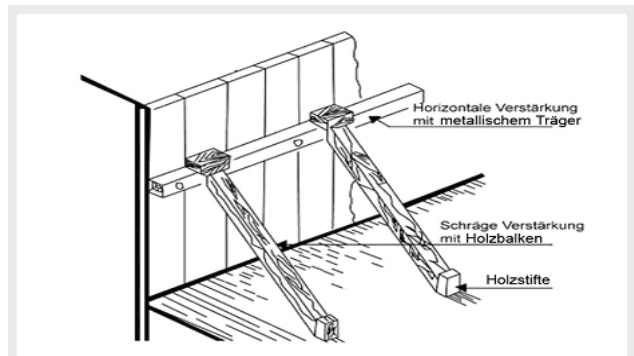


Abb. 3.20: Darstellung zur Verstärkung der Wände mit Hilfe von Schrägstützen (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

3.5 Verstärkungsmaßnahmen an Stahlbetonplatten

Als Ergebnis von zu hohen Lasten bzw. nicht ausreichenden Sicherheitsfaktoren bei der Berechnung von Stahlbetonplatten oder bei fortschreitender Korrosion der Bewehrung entstehen unzulässig große Risse. Dies erfordert eine Verstärkung der Konstruktion. Nachfolgend werden einige Methoden zur Verstärkung von Platten gezeigt. Abbildung 3.21 zeigt die Notabstützung einer Platte, die eine maximale Durchbiegung von 50 cm erreichte.



Abb. 3.21: Maximale Durchbiegung einer Kellerdecke von 50 cm unter einem Gebäudeeingang (eigenes Foto, Damaskus, 1996)

1. Einbetonieren einer zusätzlichen Stahlbetonplatte

Der Zweck:

- Erhöhung der Plattenstärke und damit ihrer Tragfähigkeit wobei eine schubfeste Verbindung sichergestellt werden muss.
- zusätzliches Bewehrungsnetz als Ersatz für die korrodierte Bewehrung.
- Verschließen der oberflächennahen Risse.
- Schutz des Betons gegen Umwelteinwirkungen.

Es gibt zwei Methoden, um eine neue Betonschicht an die bestehende anzubringen:

a) Betonieren einer neuen Schicht oberhalb der bestehenden Betonplatte (Abb. 3.22)

Diese Methode hat folgende Vorteile:

- einfache Betonage und Ausgleich des neuen Betons.
- Aufnahme von erhöhten negativen Biegemomenten in der Platte.

Nachteile dieser Methode:

- Entfernung aller Aufbauschichten über der zu verstärkenden Platte.
- Die neue Betonschicht kann eine zusätzlich Belastung der gerissenen Platte erzeugen.
- Abminderung der lichten Höhe der Etage.

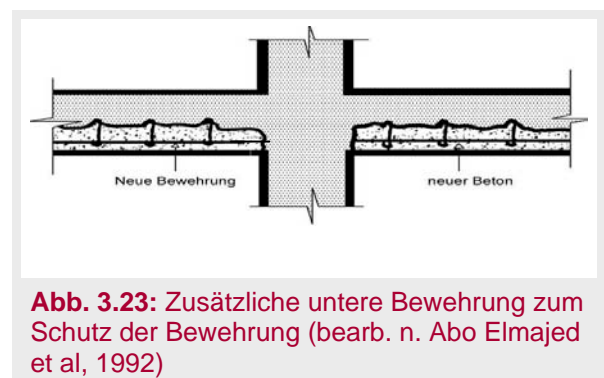
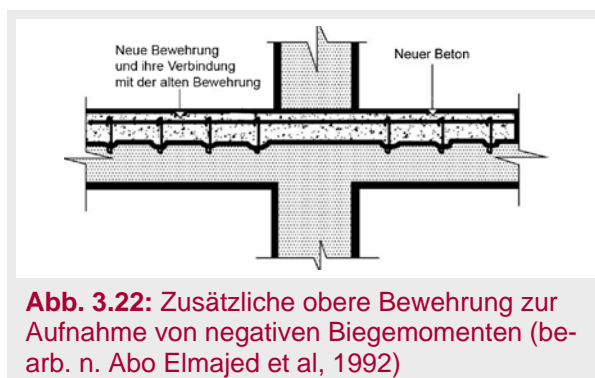
b) Die neue Betonschicht wird unter der bestehenden Platte angebracht (Abb. 3.23)

Diese Methode hat folgende Vorteile:

- Einbau mit Beibehaltung der Aufbauschichten der alten Platte.
- Gewährleistung einer Schutzschicht für die Bewehrung der alten Platte.
- Möglichkeit des Bewehrungsaustausches oder der Bewehrungsergänzung der alten Platte mit einer neuen Bewehrungsmatte.

Die Nachteile dieser Methode:

- Die alte Bewehrung wird durch das Wandern der Nulllinie nach unten weniger wirksam oder sogar unwirksam.
- Aus ausführungstechnischer Sicht kann das Anbringen der neuen Betonschicht auf der unteren Ebene schwierig sein.
- Das Schwinden des neuen Betons ohne wirksame Verbindung mit dem alten kann zur Trennung der beiden Schichten führen.



2. Einfügen von zusätzlicher Zugbewehrung

Diese Methode wird benutzt, um Platten zu verstärken, die durch die Witterungseinflüsse bzw. Chlorideinwirkungen eine stark korrodierte Zugbewehrung aufweisen. Sie ist nur dann wirksam, wenn die verrosteten Stabeisen erneuert werden und ein sicherer Verbund der neuen Bewehrung mit dem alten Beton garantiert wird bzw. mit dem Kleben von Stahl- oder CFK-Lamellen. Der Vorteil dieser Methode ist, dass die Nettohöhe der Etagen weniger begrenzt wird.

3. Verkürzung der Plattenspannweite

Um die Platte abzustützen und ihre Tragfähigkeit zu verbessern, kann man ihre Stützweite durch folgende Maßnahmen verkürzen:

- a) Abstützen durch eine tragende Wand: Dies kann wirksam sein, wenn die Platte vor der Herstellung der neuen Wand hydraulisch angehoben wird, sodass die Abstützung auf der neuen Wand garantiert wird. Hier muss eine neue obere Bewehrung im Bereich des Stützmomentes der Platte eingebaut werden.
- b) Abstützen durch den Einbau neuer Träger unter der Platte: Diese Träger können aus Metall oder aus Betonfertigteilen bestehen. Die Stahlträger können mit Beton bzw. mit Schutzbeschichtungen verkleidet werden, um sie vor Korrosion zu schützen, wie in der Abbildung 3.24 dargestellt wird.
- c) Abstützen der Kragplatten durch den Einbau von Stützen, von Zugbändern oder von schrägen Elementen: Die Unterstützung der Kragplatten durch Stützen wird meistens architektonisch nicht gewünscht und wird selten benutzt. Dagegen werden Zugbänder bevorzugt und sind besser geeignet, wie in Abbildung 3.25 gezeigt wird.

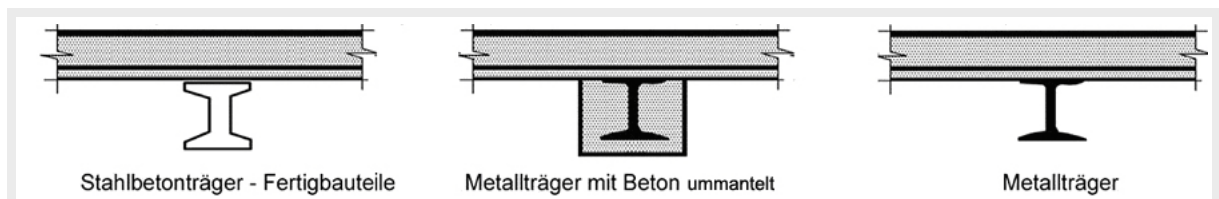


Abb. 3.24: Verkürzen der Plattenstützweite durch Abstützen auf neuen Trägern (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

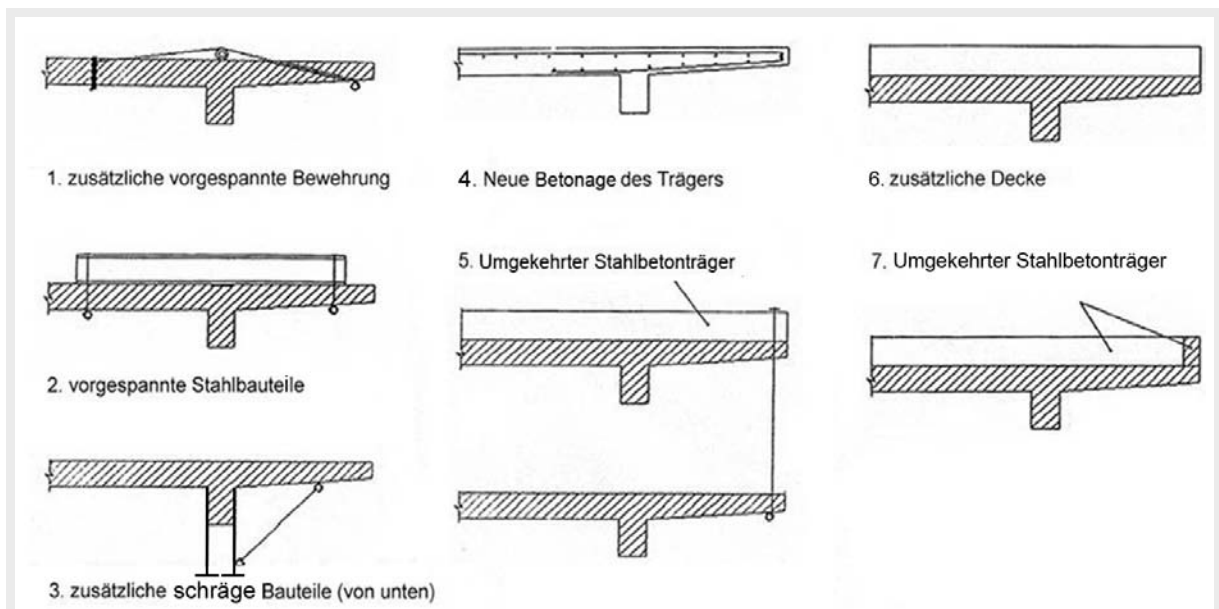


Abb. 3.25: Ergänzung durch neue Stützen, Zugbänder oder schiefe Elemente zur Verstärkung von Kragplatten

4. Externe Vorspannung

Biegerisse in Platten entstehen als Folge hoher Zugspannungen. Sie schließen sich wieder, wenn die Zugspannungen abgemindert werden bzw. nicht mehr vorhanden sind. Das Auftreten von Zugspannungen kann durch externe vorgespannte Bewehrung verhindert bzw. abgemindert werden. Das ist nur wenn die Fließgrenze nicht überschritten wurde. (Abb. 3.26)

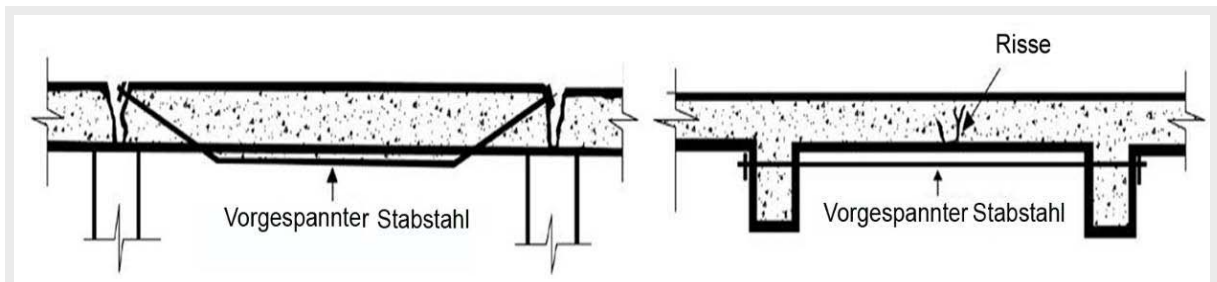


Abb. 3.26: Externe Vorspannung der Platten (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

5. Verstärkung der Platte gegen Schubspannungen

Bei der Wirkung von zu hohen Querkräften muss die Platte gegen Querkraftversagen verstärkt werden. Dies wird durch eine kraftschlüssige Verbindung der Platte mit Stahlblechen mittels Niet- oder Schraubverbindungen im für Schub maßgeblichen Bereich erreicht (Abb. 3.27).

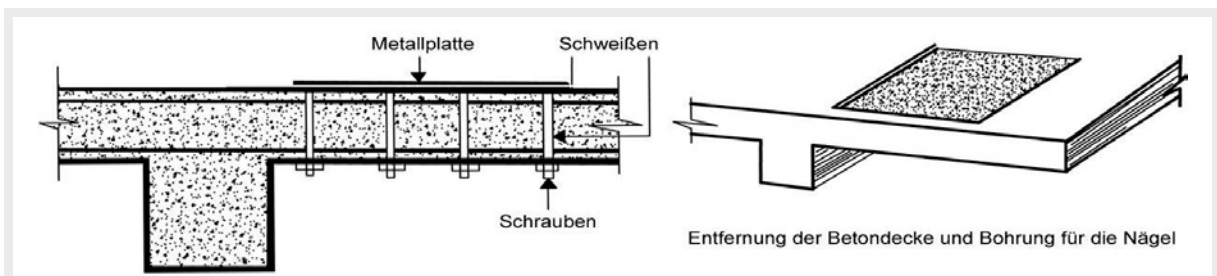


Abb. 3.27: Plattenverstärkung mittels Stahlblechen und Nietverbindungen (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

3.6 Verstärkungsmethoden bei Stahlbetonträgern

3.6.1 Ursachen für das Versagen von Stahlbetonträgern und ihre Schadenserscheinung

Es gibt unterschiedliche Fälle von Mängeln bzw. Schäden, die an einem Stahlbetonträger vorkommen können. Beispiele dafür sind:

1. Es ist keine ausreichende Biegebewehrung vorhanden, die die entstehenden Zugkräfte aufnimmt bzw. gibt es keinen ausreichenden Verbund zwischen Beton und Stahl.
2. Es ist keine ausreichende Querkraftbewehrung vorhanden, die die entstehenden Hauptzugspannungen bzw. -Kräfte in den kritischen Querschnitten aufnimmt.
3. Die Höhe des Trägerquerschnitts bzw. die Steifigkeit des Querschnitts ist nicht ausrei-

chend, sodass die entstehenden Durchbiegungen negativen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit haben können.

4. Es gibt keine ausreichenden bzw. mit Mängeln behafteten Auflagerflächen.
5. Die Betonfestigkeit ist geringer, als in den Ausführungsplänen vorgegeben wurde.
6. Die vorhandene Betonmasse beinhaltet poröse Stellen und Kiesnester, die durch mangelhafte Verdichtung bzw. unkontrollierte Betonmischung entstanden sind.
7. Gerissene und schadhafte Träger durch frühzeitiges Ausschalen bzw. durch instabile Abstützung der Schalung beim Betonieren.
8. Verformung der Stützen.
9. Korrosion (Rostreiben) der Stahlbewehrung.
10. Entfernung von Mittelstützen ohne jegliche Verstärkungsmaßnahmen.
11. Schaffung von Öffnungen ohne geeignete Unterstützung bzw. Untersuchung.

3.6.2 Übliche Verstärkungsmethoden von Stahlbetonträgern

Stahlbetonträger müssen verstärkt werden, wenn folgende Ursachen vorliegen:

- der Stahlbetonquerschnitt ist nicht ausreichend sicher.
- der vorhandene Bewehrungsquerschnitt reicht nicht aus.
- Erhöhung der Belastung.
- Notwendigkeit der Erhöhung der Querschnittssteifigkeit.

Die Abbildung 3.28 zeigt die vorläufige Verstärkung eines Trägers.



Abb. 3.28: Vorläufige Verstärkung eines Trägers (eigene Fotos, Damaskus, 1996)

Es gibt verschiedene Verstärkungsmöglichkeiten, wovon einige hier gezeigt werden:

A. Betonieren einer neuen Schicht in der Druckzone

Zuerst wird die Betonoberfläche gesäubert und behandelt. Dann wird eine neue Betonschicht darauf gegossen, welche eine ausreichende Schwindbewehrung beinhalten sollte. Die Scherkräfte sollen durch geeignete Bewehrung zwischen den beiden Betonschichten übertragen werden, damit die beiden Schichten als eine Einheit zusammenarbeiten können.

Die Übertragung der Scher- bzw. Schubkräfte kann durch verschiedene Methoden erfolgen:

- a) Mittels Aussparungen im alten Beton und Verkleben der beiden Schichten mit Hilfe von Betonklebstoffen wie Epoxid (Abb. 3.29 A).
- b) Befestigung von Bügeln im alten Beton in ausreichender Tiefe mittels Löchern, die mit Mörtel oder Epoxidharz gefüllt werden (Abb. 3.29 B).
- c) Die Übertragung der Scherkräfte kann entweder durch geschlossene Bügel erfolgen, die mit der neuen Bewehrung verbunden werden, oder mit Dübeln, die in dem alten Beton verankert werden (Abb. 3.29 C).

Die Scherverbindungen sollen in den Bereichen der maßgebenden maximalen Scherspannungen erfolgen. In den übrigen Bereichen soll die konstruktive Mindestbewehrung verlegt werden.

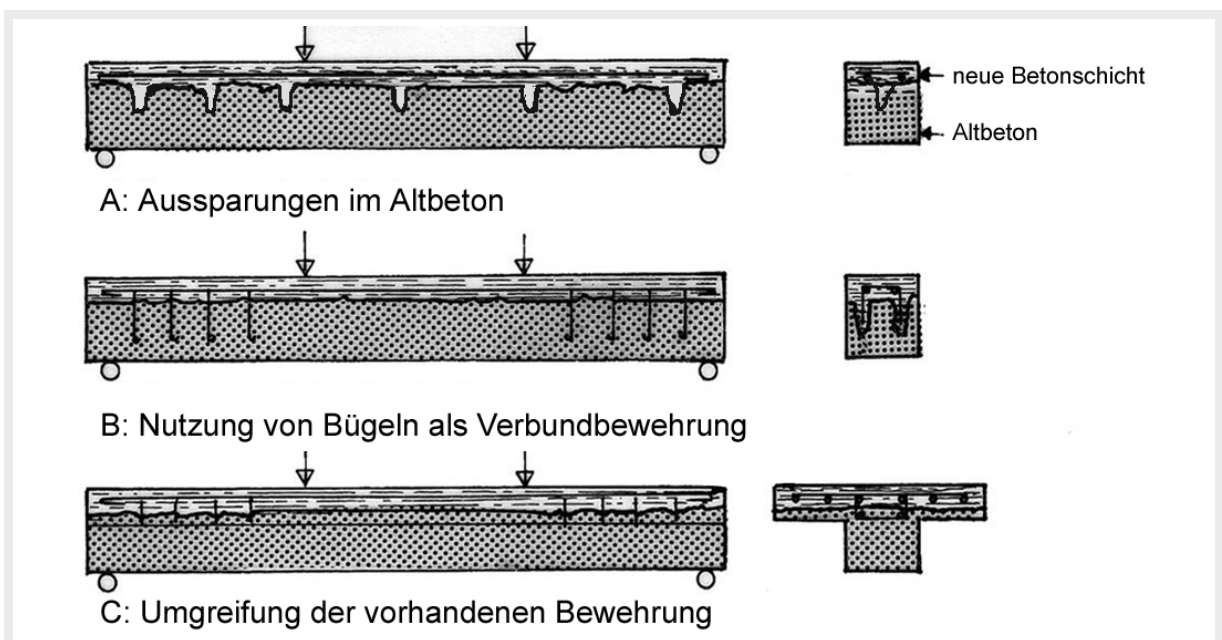


Abb. 3.29: Aufbringen einer neuen Betonschicht in der Druckzone und Methoden zur Übertragung der Schubkräfte (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

B. Vergrößerung der Balkenhöhe

Die Vergrößerung der Balkenhöhe führt zur Erhöhung seiner Steifigkeit sowie zur Erhöhung der aufnehmbaren Biegemomente. Es gibt viele Methoden, um die Trägerhöhe zu vergrößern, wie in Abbildung 3.30 dargestellt wird.

In dieser Abbildung werden folgende Fälle unterschieden:

- a) Träger, die nicht mit Platten verbunden sind, können durch eine geschlossene Schicht ummantelt werden (Abb. 3.30 A).
- b) Träger, an denen keine Verbreiterung gewünscht wird, werden durch eine zusätzliche Stahlbetonschicht an der unteren Seite verstärkt (Abb. 3.30 B).
- c) Bei Plattenbalken werden die Stege durch eine Stahlbetonummantelung von allen drei Seiten verstärkt. Die Bügel werden durch Löcher im Steg des Balkens an diesem verankert (Abb. 3.30 C).

- d) Bei Trägern mit großen negativen Biegemomenten wird eine Ummantelung von drei Seiten vorgenommen. Zusätzlich wird eine obere Schicht in der Zugzone aufbetoniert. (Abb. 3.30 D).

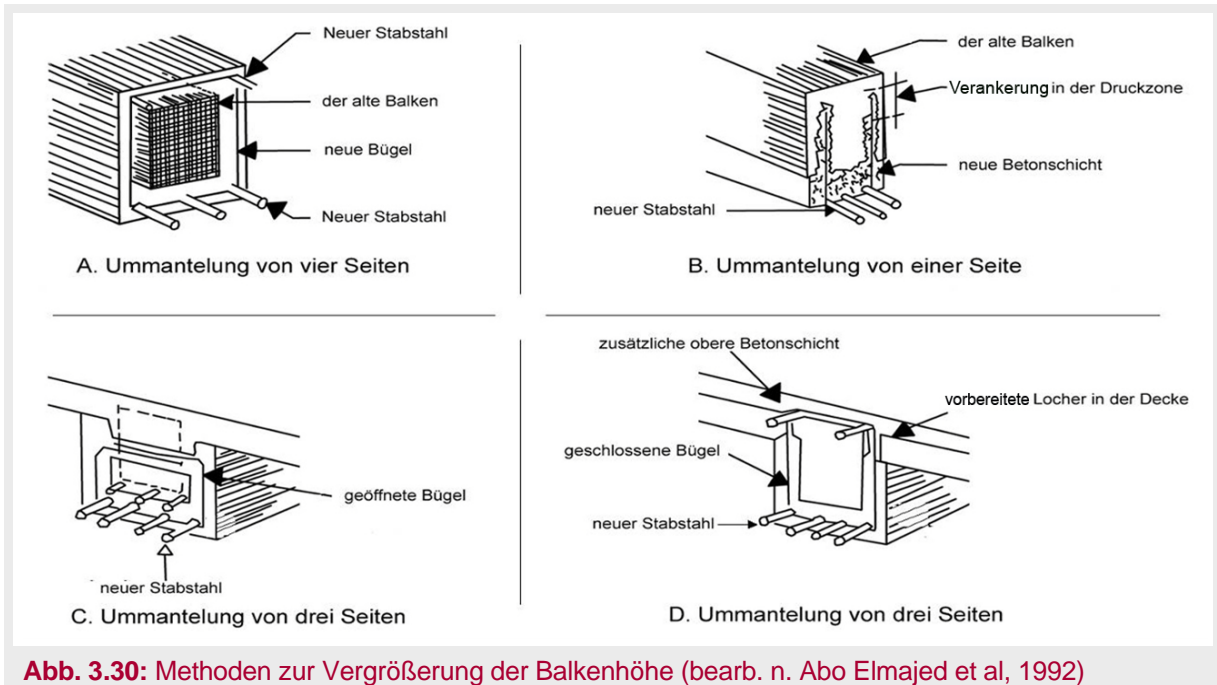


Abb. 3.30: Methoden zur Vergrößerung der Balkenhöhe (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

C. Anwendung von Stahlbetonummantelungen

Es wird eine 12 bis 15 cm dicke Stahlbetonschicht um den betroffenen Träger betoniert. Da das Aussehen des ummantelten Trägers verändert wird, wird diese Methode nur für Spezialfälle (versteckter Träger) benutzt. Diese Methode ist schwer ausführbar und führt – besonders wegen der Dicke der zusätzlich aufzubringenden Schicht - zur Abminderung des ästhetischen Wertes des Bauwerkes sowie zur Einengung von Öffnungen.

D. Anwendung von Stahlummantelungen

Es gibt verschiedene Formen der Ummantelung von Stahlbetonträgern mit einem Stahlblech. Diese Methode ist leicht anwendbar. Es kann vorteilhaft sein, eine Verbindung mit den Stützen und den Fundamenten, besonders zur Erhöhung des Widerstandes gegen Erdbeben, vorzunehmen. Für den Brandschutz müssen die benutzten Stahlbauelemente z.B. mit einer Betonummantelung versehen werden. (Abb. 3.31 und Abb. 3.32).

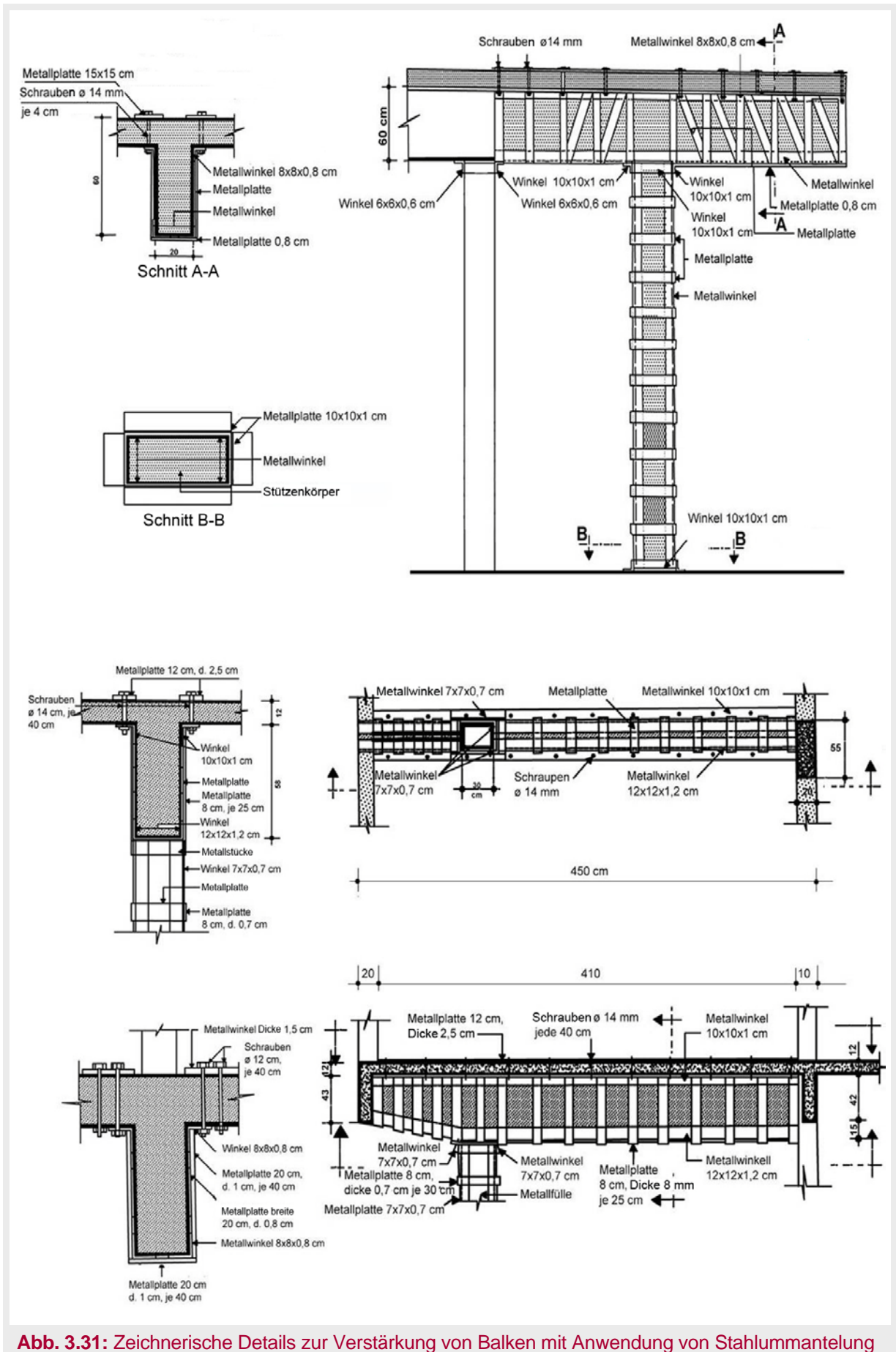


Abb. 3.31: Zeichnerische Details zur Verstärkung von Balken mit Anwendung von Stahlummantelung



Abb. 3.32: Verstärkung von Balken mit Anwendung von Stahlmantelung (eigene Fotos, 1996)

E. Erhöhung der Zugbewehrung

Dies kann durch folgende zwei Methoden erreicht werden:

a) Einfügen von Bewehrungsstäben in der Zugzone

Die Deckschicht wird entfernt und die ursprüngliche Bewehrung wird gesäubert. Es werden Verbindungslücken (Schlüssel-Prinzip) entweder unter oder über den Bewehrungsstäben vorbereitet. Danach werden die neuen Bewehrungsstäbe eingelegt und mit einer Spritzbetonschicht verdeckt (Abb. 3.33). Die Effektivität dieser Methode ist begrenzt. Die Verstärkung wird hier nur in der Zugzone erzielt. Eine schwierige und unwirtschaftliche Ausführung ist hier zu verzeichnen.

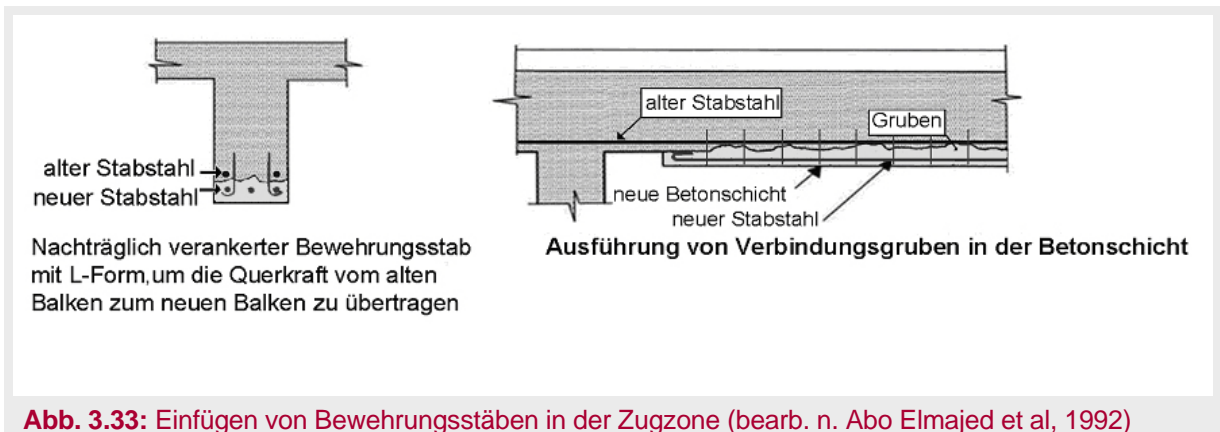


Abb. 3.33: Einfügen von Bewehrungsstäben in der Zugzone (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

b) Einfügen von Stahlblechen in der Zugzone

Diese Methode wird benutzt, wenn eine Querschnittsverstärkung erforderlich ist und die vorhandene Bewehrung sich in einem guten Zustand befindet (keine Korrosion). Die Stahlbleche oder -winkel werden auf der Betonunterseite mit Dübeln oder Klebstoff befestigt. Hier können auch Stahlprofile anstelle von Stahlblechen verwendet werden (Abb. 3.34).

Die Klebefuge und die eingesetzten Befestigungsmittel zwischen den Stahlplatten und dem Stahlbeton müssen so dimensioniert sein, dass die Schubspannungen in der Fuge voll aufgenommen werden können. Es wird empfohlen, eine zusätzliche Verdübelung/Verankerung der Stahlplatten in bestimmten Abständen für den Brandfall vorzunehmen.

Die Platten sollen versetzt verbunden werden. Der Abstand zwischen zwei Verbindungen sollte 50 cm nicht unterschreiten bzw. müssen zwei Platten mit einer Verbindungsplatte, die eine Länge von min. 60 cm besitzt, verwendet werden (Abb. 3.35).

Die Stahlplatten können über die gesamte Trägerlänge oder nur im Bereich der maximalen Momente angeklebt werden.

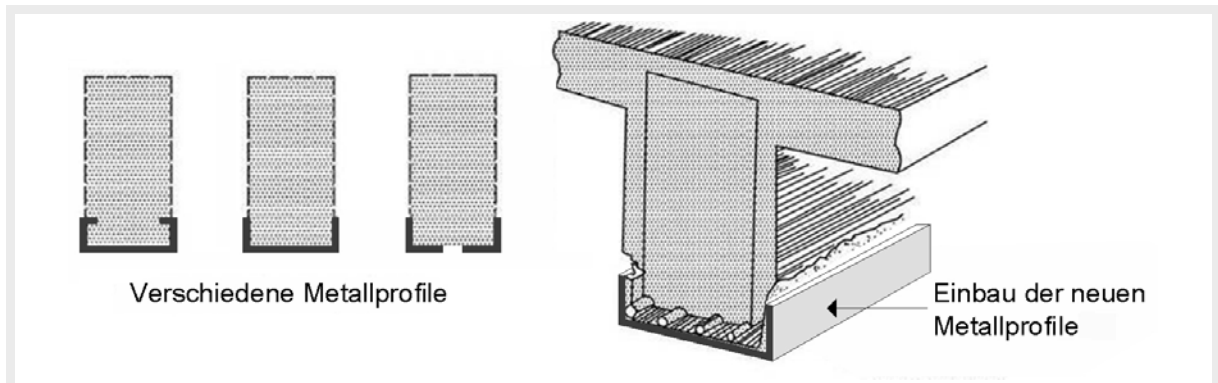


Abb. 3.34: Zusätzliche Biegebewehrung mittels eines Stahlprofils (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

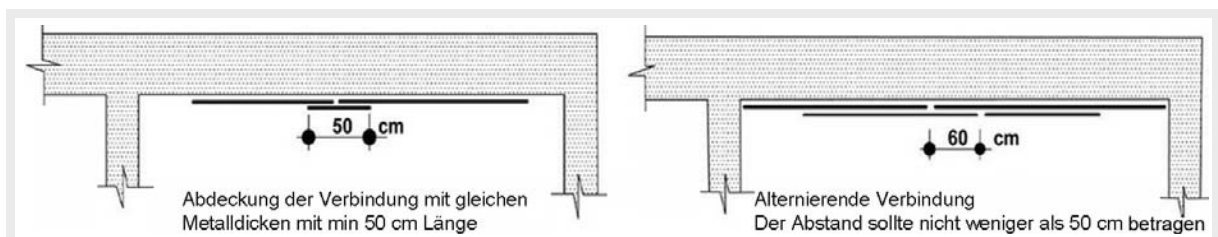


Abb. 3.35: Verschweißung von Stahlblechen (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

F. Erhöhung der Querkraftbewehrung

Die Verstärkung von Balken zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit kann durch drei Methoden erfolgen:

a) Einfügen von externen Stahlbügeln um den Träger

Die externen Stahlbügel bestehen aus hochfesten Stahlstäben. Sie werden an den Trägern mittels Anschweißen von Stahlplatten und -winkeln oder Stahlprofilen befestigt. Die Stahlelemente müssen gegen Korrosion durch geeignete Schutzschichten (Anstriche) bzw. mittels einer Stahlbetonschicht geschützt werden (Abb. 3.36).

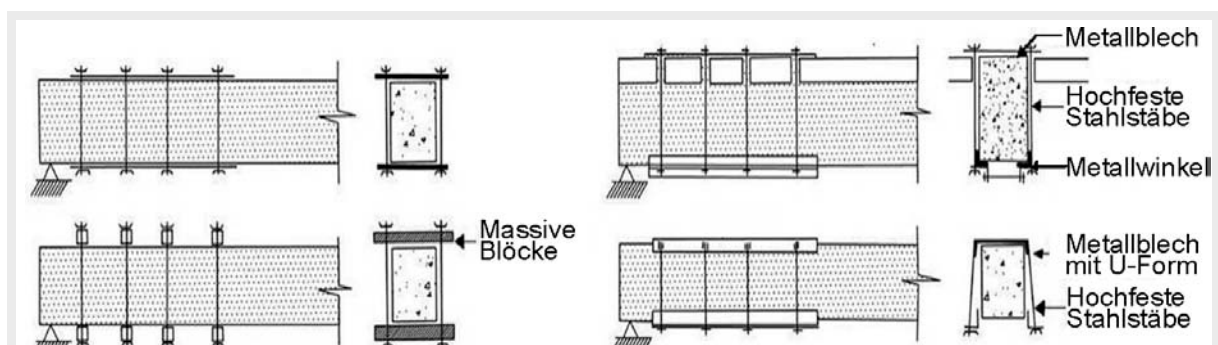


Abb. 3.36: Verschiedene Methoden zur Erhöhung der Querkraftbewehrung mittels externer Bügel (bearb. n. Abo Elmajed et al, 1992)

In manchen Fällen muss die Verstärkung nur lokal an einem Träger ausgeführt werden, um einen gerissenen Bereich, wie den Stützbereich, instand zu setzen. In diesem Fall können vertikale Stahlbügel um den Träger im gerissenen Bereich angebracht werden. Sie werden entweder senkrecht zur Trägerachse oder zu den Risslinien angeordnet und mit besonderen Methoden an dem Träger im oberen Bereich befestigt.

Nachdem man die Bügel befestigt hat und damit die Spannung auf die angebrachten Elemente übertragen hat, können diese mit einer Mörtelschicht oder Spritzbetonschicht bedeckt werden (Abb. 3.37 - 3.39).

Um ungewünschte Rissbildung bzw. große Durchbiegungen der verstärkten Träger zu vermeiden, darf die lokale bzw. Komplettschalung erst entfernt werden, nachdem der Verstärkungsbeton seine Mindestfestigkeit erreicht hat.

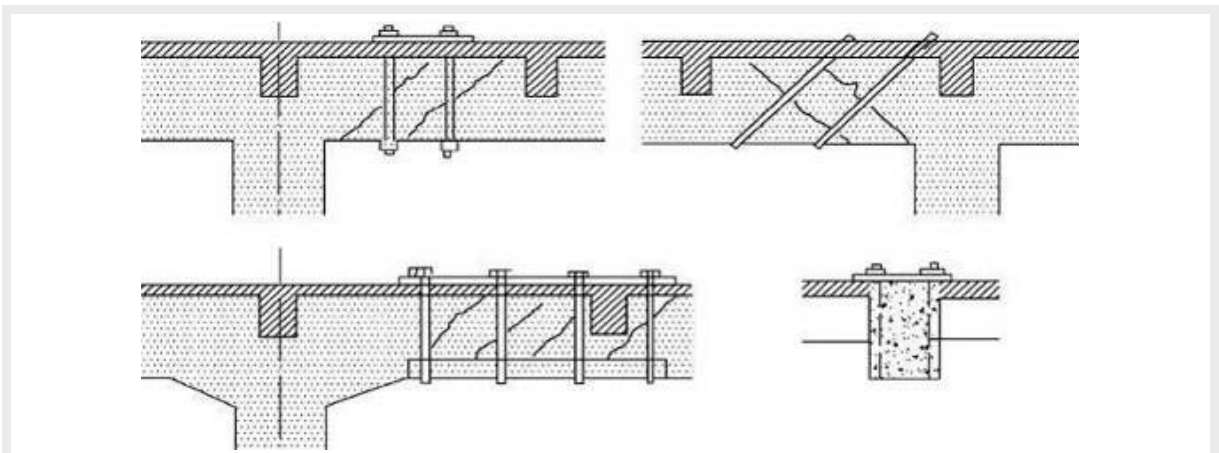


Abb. 3.37: Lokale Verstärkung von Stahlbetonträgern (bearb. n. BERKAWI, 1984)

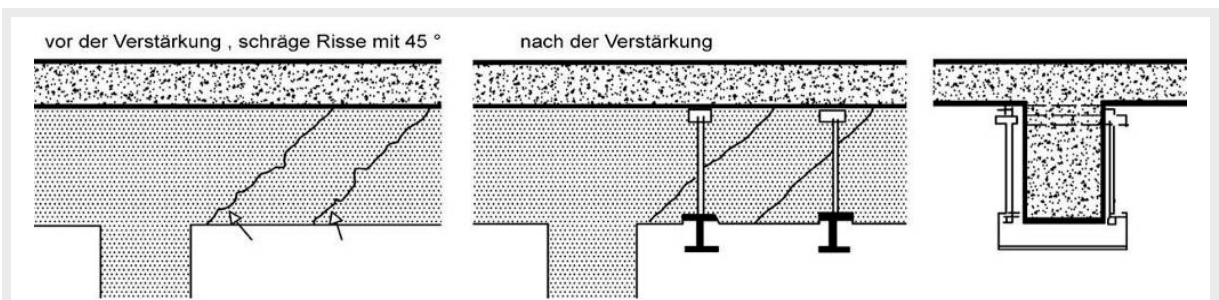


Abb. 3.38: Verstärkung lokal gerissener Stahlbetonträger (bearb. n. BERKAWI, 1984)

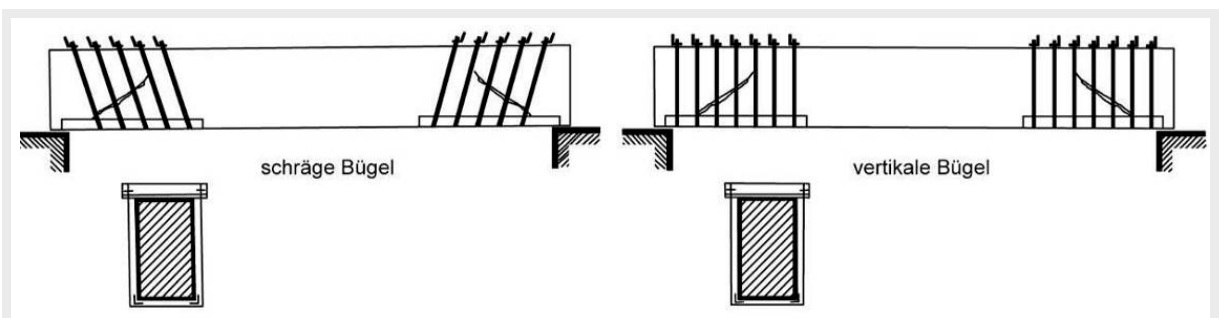
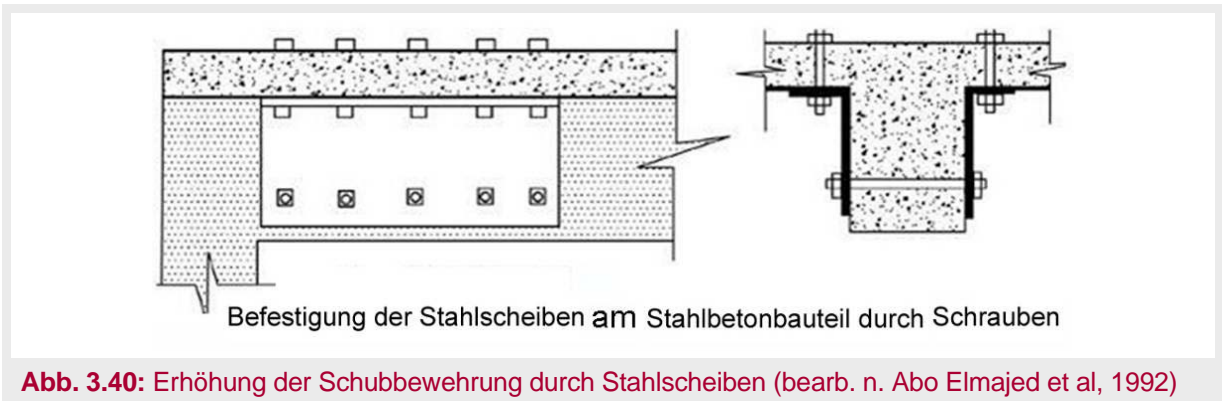


Abb. 3.39: Verstärkung von Querkrafftissen mit schrägen oder horizontalen Bügeln (bearb. n. BERKAWI, 1984)

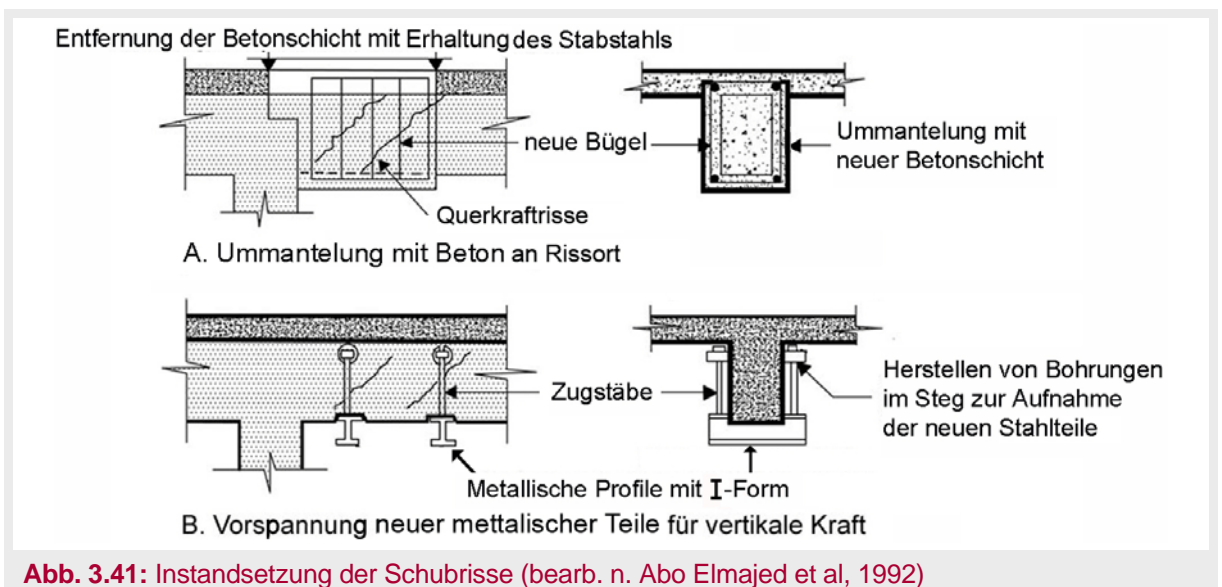
b) Verwendung von Stahlscheiben

Bei dieser Methode werden Stahlscheiben benutzt. Sie werden an beiden Seiten des Trägers durch Schrauben bzw. Bolzen mit dem Stahlbetonbauteil verbunden (Abb. 3.40).



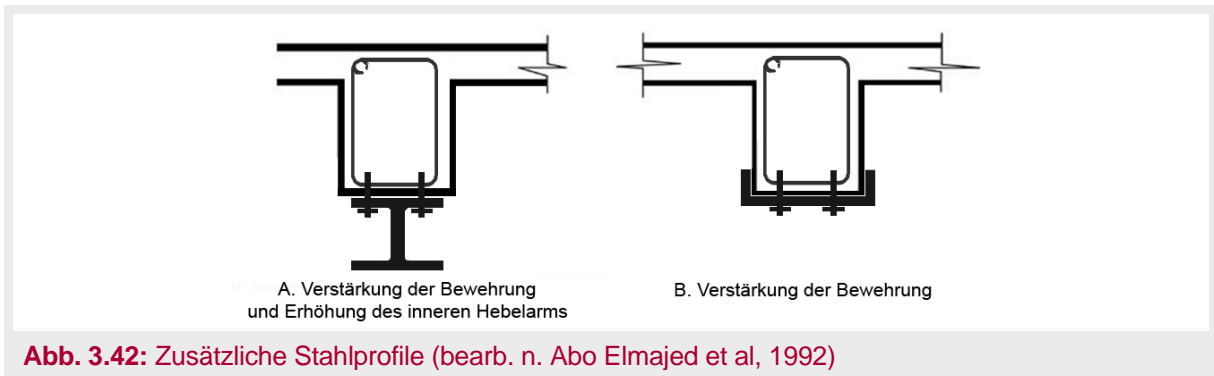
c) Ummantelung des Trägers mit einer Stahlbetonschicht

Wenn die Ummantelung von drei oder vier Seiten ausgeführt wird, führt dies zur Erhöhung der Querschnittsabmessung; dies wiederum ermöglicht die Aufnahme zusätzlicher Schubkräfte. Schubrisse können dadurch begrenzt bzw. durch eine nachträgliche Vorspannung verschlossen werden (Abb. 3.41).



G. Einfügen zusätzlicher Stahlprofile

Balken können durch zusätzliche Stahlprofile verstärkt werden und bilden so einen zusammengesetzten Träger aus Stahl und Stahlbeton. Die Verteilung der Belastung und der Spannung in diesem Träger ist von bestimmten Faktoren abhängig. Der wichtigste ist die Übertragung der Schubkräfte zwischen dem Stahlbeton- und dem Stahlquerschnitt. Die zusätzlichen Stahlprofile können zu einer Erhöhung des vorhandenen Querschnitts bzw. der unteren Bewehrung führen (Abb. 3.42). Damit beide Querschnitte zu einem Gesamtquerschnitt werden, müssen genügend Dübel zur Übertragung der Scherkräfte vorhanden sein.



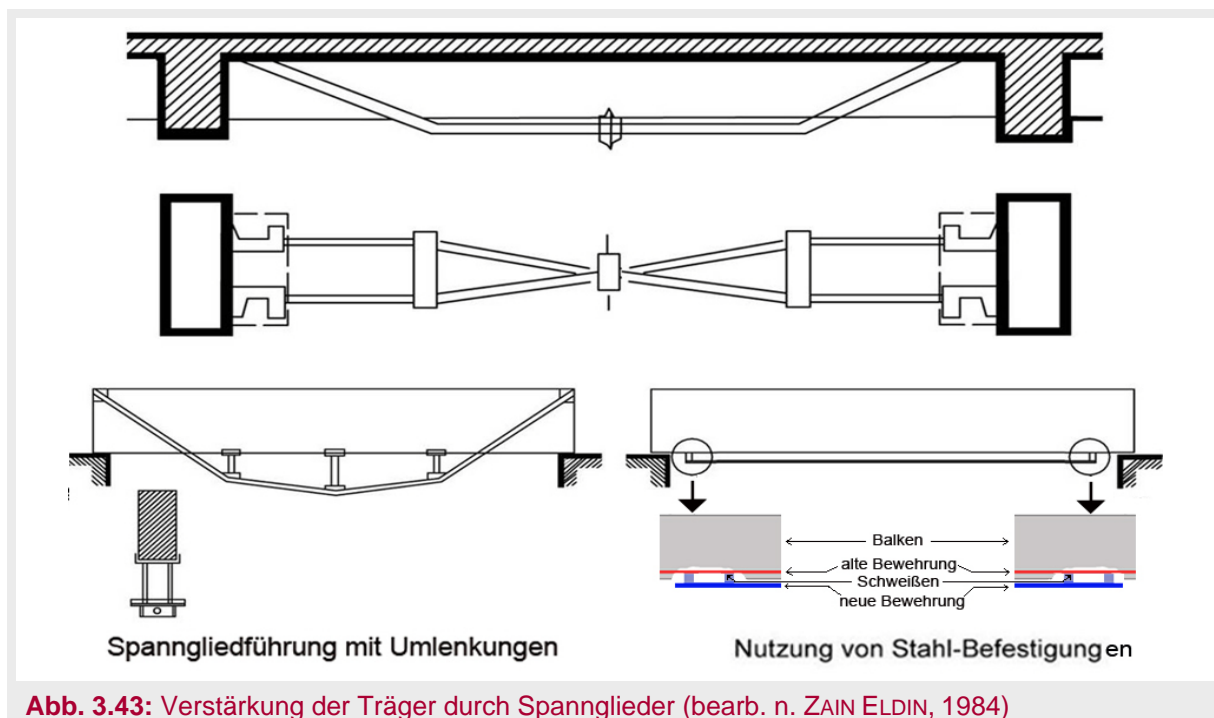
H. Benutzung externer Vorspannung

Es ist möglich, schadhafte Träger durch Verwendung von externer Vorspannung zu verstärken. Der Stahlbetonträger wird durch die Wirkung von äußeren Druckkräften zu einem Spannbetonträger umgewandelt (Abb. 3.43).

Der Einsatz von nachträglicher Vorspannung führt zu Druckkräften und damit zur Reduktion der Biegezugspannung und der Durchbiegung in dem betroffenen Träger. Dies wird von der Lage und der Führung der Spannkabel unmittelbar beeinflusst (Abb. 3.44).

Die Auswahl des Systems für die nachträgliche Vorspannung hängt von der vorhandenen Verankerungsfläche an den Spanngliedern ab. Es gibt zwei Systeme: Vorspannung mit Verbund mit dem Träger und Vorspannung ohne Verbund (Verbund nur an den Enden/Ankern des Spannglieds).

Die Spannkabel müssen nach den gültigen Vorschriften gegen Brand und Korrosion geschützt werden. Große Aufmerksamkeit muss den außenliegenden Spannkabeln geschenkt werden (Abb. 3.45).



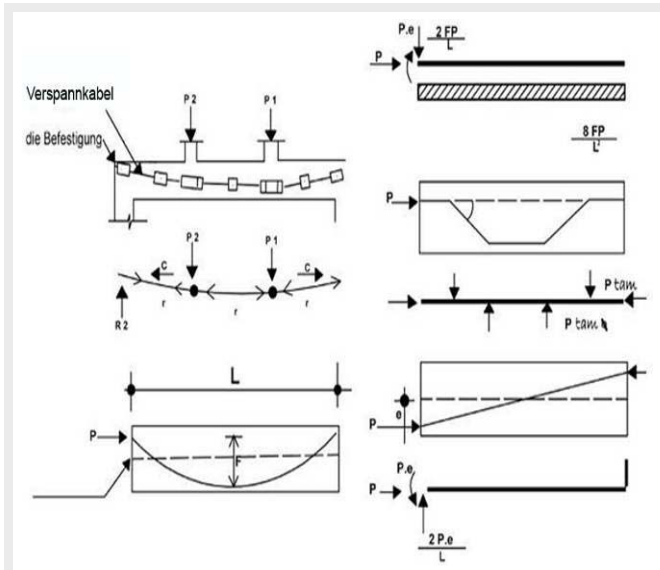


Abb. 3.44: Beispiele zum Einfluss der Form und Lage der Spannglieder auf die Schnittkräfte und Momente im Träger (bearb. n. ABO ELMAJED et al, 1992)

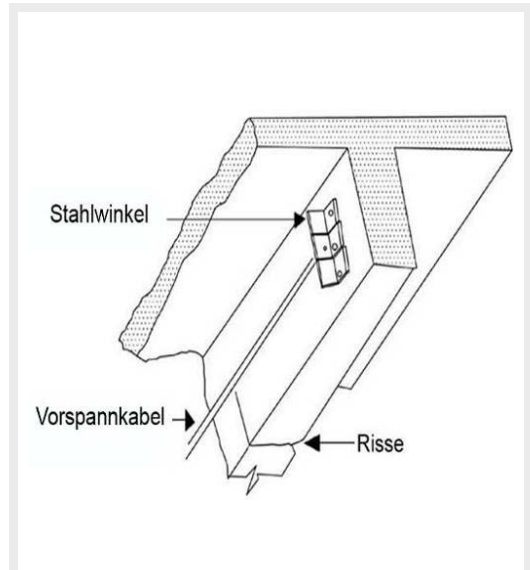


Abb. 3.45: Instandsetzung gerissener Balken durch externe Vorspannung (bearb. n. ABO ELMAJED et al, 1992)

I. Verkleinerung der Balkenstützweite durch Verbreiterung der Stützen

Dies ist möglich wie in Abbildung 3.46 gezeigt wird.

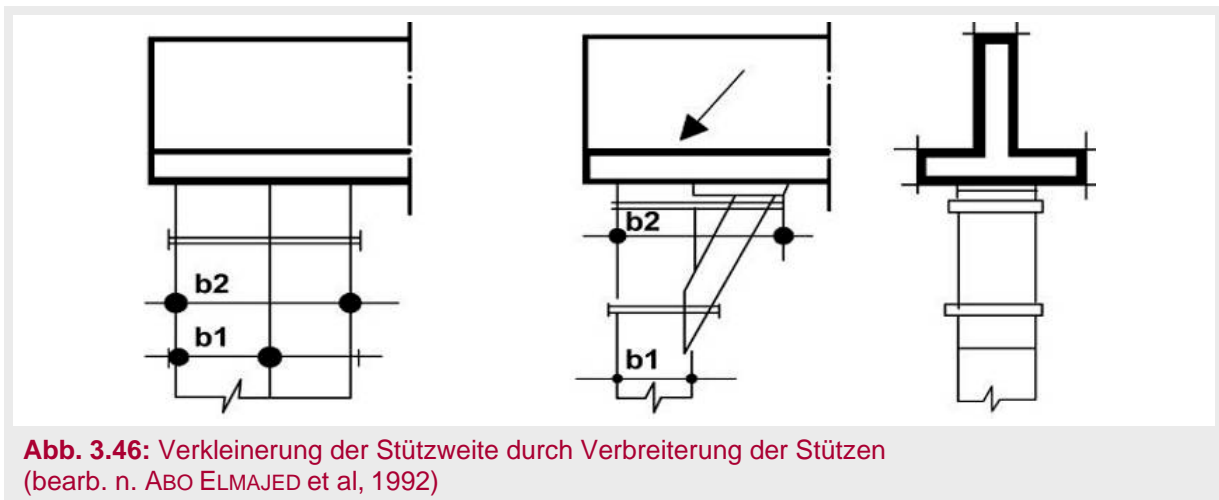


Abb. 3.46: Verkleinerung der Stützweite durch Verbreiterung der Stützen (bearb. n. ABO ELMAJED et al, 1992)

J. Verstärkung von tragenden Kragarmen

Dies kann durch externe Bewehrung oder Unterstützung durch zusätzliche Stützen realisiert werden (Abb. 3.47).

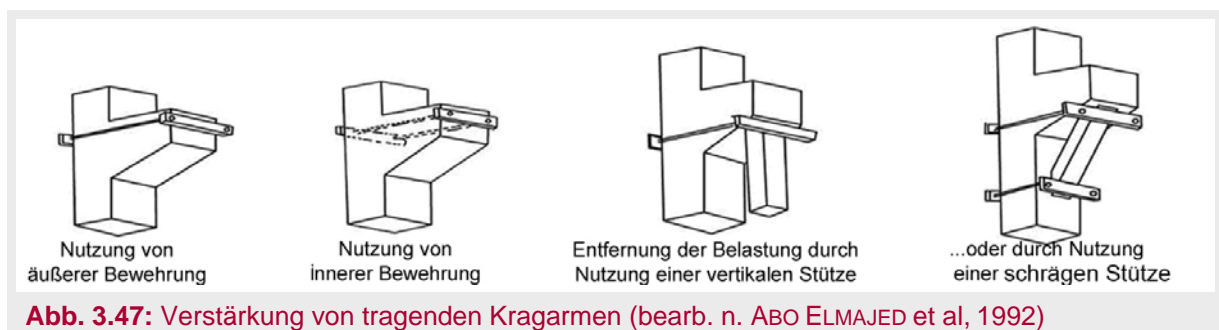


Abb. 3.47: Verstärkung von tragenden Kragarmen (bearb. n. ABO ELMAJED et al, 1992)

K. Verstärkung von Trägern, die sich auf einer Stahlbetonstütze oder auf einem anderen Träger abstützen

Die Stützpunkte müssen bei der Planung der Verstärkungsmaßnahme technisch sorgfältig behandelt werden (Verhalten des Bauteiles, Spannungsumlagerung). Auch von der Ausführungsseite müssen die vorgesehenen Probleme vorher behandelt werden (Schalungsausbildung, Einbetonieren, Wirtschaftlichkeit der Lösung).

Abbildung 3.48 zeigt Einzelheiten zur Verstärkung der Verbindungsstelle zwischen Hauptträger und einem durchgehenden Nebenträger. Wenn der Träger von einer Stahlbetonstütze bzw. einem anderen Hauptträger gestützt wird, wird die Verstärkungsmaßnahme besonders in den Stützpunkten komplizierter. Abbildung 3.49 zeigt Einzelheiten zur Ausführung der Verstärkungsmaßnahme einer Verbindung zwischen Stahlbetonträger und Stahlbetonstütze, wenn beide Bauteile verstärkt werden sollen.

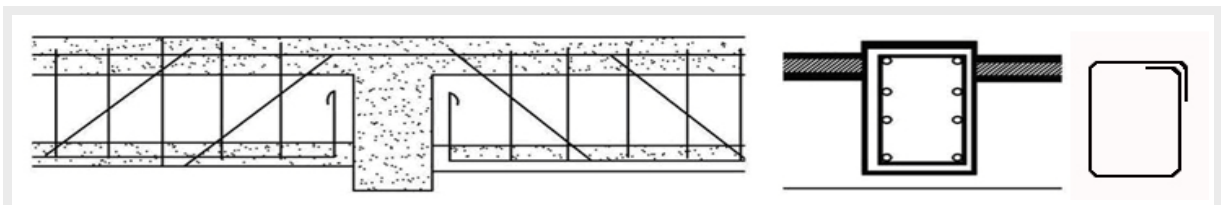


Abb. 3.48: Verstärkung eines Trägers im Verbindungsbereich mit einem anderen Träger (bearb. n. ZAIN ELDIN, 1984)

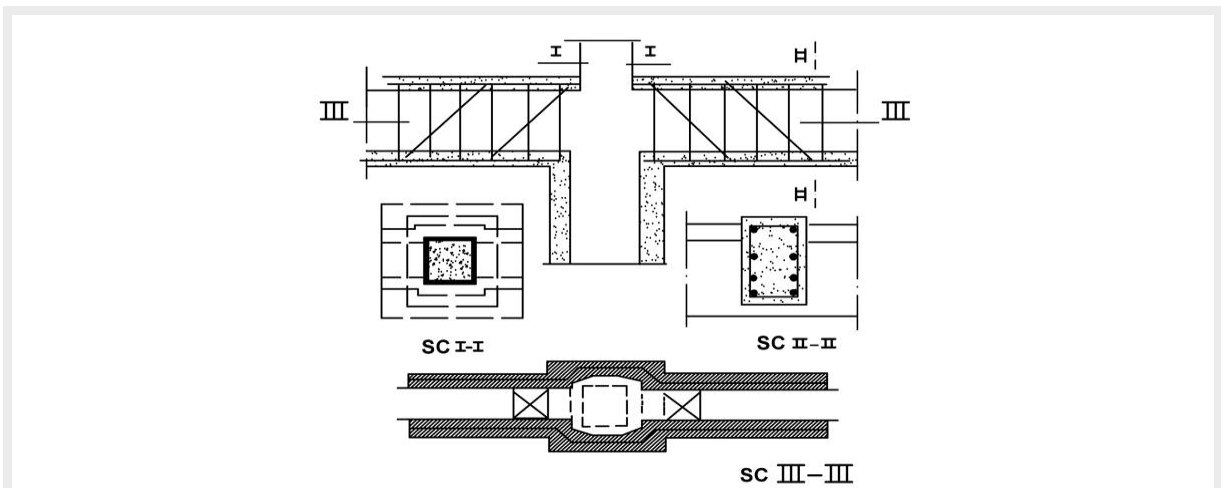


Abb. 3.49: Verstärkung eines Trägers im Verbindungsbereich mit der Stütze (bearb. n. ZAIN ELDIN, 1984)

L. Reduzierung der Stützweite durch demontierbare Stützen

Diese Methode wird für die Verstärkung von gerissenen bzw. mangelhaften Balken genutzt, die neuen, vorübergehenden und hohen Lasten ausgesetzt sind (z.B. Verstärkung einer Brücke zur Übernahme von neuen hohen Lasten - z. B. resultierend aus dem Transport schwerer Güter). Die Balken können mittels demontierbarer Stahlstützen unterstützt werden.

In diesem Fall muss das neue Tragverhalten des Balkens aufgrund der neuen Stütze beachtet werden. Die statischen Berechnungen der Balken müssten neu berechnet werden.

Um diese Frage zu lösen müssen folgende Bedingungen erfüllt werden:

- Ermittlung der minimalen positiven Biegemomente „min. M^+ “ aus ständigen Lasten und entlastend wirkenden Verkehrslastanteilen in dem Querschnitt, in dem die Unterstützung angebracht werden soll.
- Ermittlung der betragsmäßig maximalen negativen Biegemomente „max. M^- “, aus Verkehrslasten in dem Querschnitt, in dem die Unterstützung angebracht werden soll.
- min. M^+ muss immer größer oder gleich $\gamma_Q \times \max. M^-$ in dem neuen System bleiben. Damit wird garantiert, dass keine negativen Momente über dem neuen Stützpunkt entstehen, da keine geeignete Bewehrung für die Aufnahme der negativen Momente im Balken vorhanden ist (Abb. 3.50). $\min. M^+ \geq \gamma_Q \times \max. M^-$; $\gamma_Q = 1,5$.

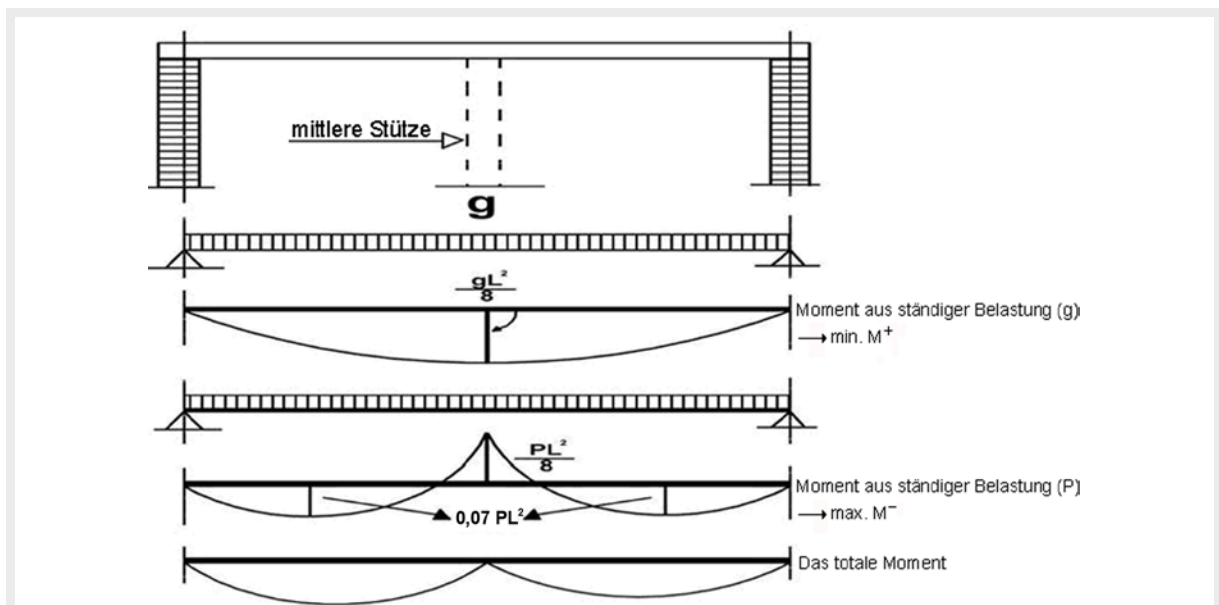


Abb. 3.50: Bei höheren unerwarteten Lasten werden die Balken mittels demontierbarer Stahlstützen verstärkt (bearb. n. ZAIN ELDIN, 1984)

3.7 Verstärkungstechnologie mit Spritzbeton

3.7.1 Eigenschaften

Spritzbeton ist Beton, der in einer geschlossenen Schlauch- oder Rohrleitung zur Einbaustelle gefördert und dort durch Spritzen aufgetragen und dabei verdichtet wird.

In Deutschland ist das Spritzbetonverfahren in DIN 18551 genormt. Unter Verweis auf die Stahlbetonnorm DIN 1045 bzw. DIN EN 1992 kann Spritzbeton wie Normalbeton in Kombination mit Bewehrung bemessen und konstruiert werden. Besonderheiten sind die Schubkraftübertragung in der Anschlussfuge, die Zugkraftdeckung bei abgestufter Bewehrung sowie die Verankerung der Bewehrung am Auflager.

Spritzbeton ist ein sprödes Material mit begrenzter Zug- und Biegezugfestigkeit bei gleichzeitig sehr guten Druckfestigkeiten. Spritzbeton ist eine flexible, wirtschaftliche und schnelle Bauweise. Seine Vorteile können nach HÖFLER und SCHLUMF 2004 wie folgenden genannt werden:

- Auftrag in alle Richtungen, da Spritzbeton sofort klebt und seine Eigenlast trägt
- applizierbar auf alle Unebenheiten des Untergrundes
- gute Haftung am Untergrund
- absolut flexibel in der örtlichen Gestaltung der Schichtstärke
- Ausführung auch als bewehrter Spritzbeton möglich (Stab- und Faserbewehrung)
- rasche Schalentragswirkung herstellbar, ohne Form und lange Wartezeiten.

Charakteristisch für Spritzbeton ist der Rückprall. Unter Rückprall wird derjenige Teil des Spritzgemisches verstanden, der beim Spritzen nicht an der Auftragsfläche haftet. Der Rückprall verändert die Zusammensetzung des Spritzbetons gegenüber dem Ausgangsspritzgemisch: Der Zementgehalt nimmt zu, die Sieblinie wird feiner und der w/z-Wert wird kleiner. Die Mischung besteht grundsätzlich aus Zement, Gesteinskörnung, Wasser, Zusatzmittel und Fasern.

Grundsätzlich werden zwei Spritzverfahren unterschieden: das Trocken- und das Nassspritzverfahren.

3.7.2 Faserspritzbeton

Faserspritzbeton ist ein bereits bekannter Baustoff, der durch Entwicklung von neuen und leistungsfähigeren Fasertypen stark an Bedeutung gewonnen hat. Es gibt weitere Entwicklungen für Spritzmörtel mit Kunststofffaser- und textiler Bewehrung. Neue Kunststofffaserarten, Kombinationen von Stahlfasern mit Kunststofffasern oder auch textile Bewehrungen, abgestimmt auf die Spritzbetonzusammensetzung, ergeben Mörtel und Betone mit besonderen Eigenschaften: leistungsfähige, hochduktile Verbundstoffe (Brux, 2009).

Spritzbeton könnte mit herkömmlichen Bewehrungsstählen armiert werden, jedoch ist die Armierungsmontage sehr aufwändig und die Bewehrungsstähle können in vielen Fällen angesichts der üblicherweise eher dünnen Schichtdicken nicht optimal und flexibel eingebracht werden. Darum drängt sich der Einsatz von Faserspritzbeton auf. Die wichtigsten positiven Eigenschaften sind:

- homogene Verteilung der Faserbewehrung im Spritzbeton
- Verbesserung der Duktilität und Haftfestigkeit von Spritzbeton
- Erhöhung der Biegezugfestigkeit, der Schlagfestigkeit und des Brandwiderstands
- Sicherheitserhöhung durch hohe Nachrissfestigkeit.

3.7.3 Anwendung

Die Bauweise Spritzbeton wird in verschiedenen Bauaufgaben eingesetzt. Die Flexibilität und Wirtschaftlichkeit dieses Baustoffes findet Anwendung im Hoch- und Tiefbau. Folgende Anwendungen sind weit verbreitet:

- dauerhafte Verstärkung oder Instandsetzung bestehender Tragwerke
- Restaurierung historischer Bauwerke, Abdichtungsarbeiten und Schutzverkleidung
- Auskleidung von Hohlraumbauten des konstruktiven Ingenieurbaus: Tunnel-, Stollen-, Berg- und Schachtbau
- temporäre Sicherung von Hängen, Hohlräumen und Baugruben
- tragende leichte Spezialkonstruktionen und gestalterische Anwendungen.

3.7.4 Verstärken von Betontragwerken durch Spritzbeton

Hauptanwendungsgebiete des Spritzbetonverfahrens sind: die Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbetonbauteilen. Der Widerstand der verwendeten Bauteile und Baustoffe verringert sich durch Alterung, Abnutzung und Verschleiß, durch Korrosion der Bewehrung infolge Karbonatisierung oder durch außergewöhnliche Beanspruchungen wie zum Beispiel durch Brand. Die Bauwerksverstärkung ist notwendig um den Widerstand des Bauteils wieder auf das ursprüngliche Niveau anzuheben oder eine erhöhte Tragfähigkeit herzustellen. Da die Hauptschäden in Stahlbetonbauteilen durch Bewehrungskorrosion verursacht werden, sind die meisten Verfahren zur Bauwerksverstärkung auf eine Ergänzung oder Erhöhung des Stahlquerschnittes der Bewehrung und Erhöhung der Betondeckung zur Wiederherstellung des baulichen Brandschutzes ausgelegt.

Das wichtigste Verfahren der Bewehrungsergänzung ist das Einbetten der Bewehrung in den Spritzbeton. Durch den verfahrensbedingt guten Verbund des Spritzbetons zum Untergrund und zur Bewehrung kann davon ausgegangen werden, dass sich das verstärkte Bauteil so verhält, als wäre es von Anfang an homogen hergestellt worden (Abb. 4.8).



Abb. 3.51: Nachträgliche Bewehrung (l) Verstärkung Unterzug mit Spritzbeton (r). (www.torkret.de)

Die Verstärkung von Stahlbetonbalken könnte durch Spritzbeton grundsätzlich mit zwei Varianten geschehen: Zulagebügel sind rechnerisch nicht erforderlich oder Zulagebügel sind erforderlich. Wenn die Biegetragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens erhöht werden muss, werden diese in der Regel nur unterseitig durch eine in Spritzbeton eingebettete Zulagebewehrung verstärkt. Die Bügel im Altbetonbalken reichen also für die erhöhte Belastung nach der Verstärkung aus, so dass Zulagebügel rechnerisch nicht erforderlich sind aber Bügel für Schubkräfte zur Aktivierung der zusätzlichen Biegebewehrung erforderlich (Verbundbewehrung). Für den Fall, dass neben der Biegetragfähigkeit auch die Schubtragfähigkeit von Plattenbalken vergrößert werden muss, sind die Balken unten und seitlich durch zugelegte Längsstäbe und Bügel zu verstärken. Für die Verstärkung tragender Strukturen wird bevorzugt das Trockenspritzverfahren eingesetzt, bei dem die trockene oder nur schwach angefeuchtete Mischung erst an der Düse durch den Düsenführer die erforderliche Wasserzugabe erhält.

KAPITEL

4

Ultrahochleistungsbeton „UHPC“

Ultrahochleistungsbeton (UHPC) kann wegen seiner hohen Festigkeit und Dauerhaftigkeit als ein neuer Baustoff angesehen werden. Seine Anwendungsmöglichkeiten sollten daher nicht die gleichen sein, wie für den konventionellen Normalbeton. Es ist vielmehr davon auszugehen, dass in den nächsten Jahren neue Konstruktionsarten und Bemessungskonzepte entwickelt werden, welche die außergewöhnlichen Eigenschaften des UHPC optimal ausnutzen und neue Gestaltungsmöglichkeiten sowie Einsatzgebiete entstehen lassen.

4.1 Eigenschaften von UHPC

Ultrahochfester Beton (UHPC) ist ein sehr korrosionsbeständiger, gefügedichter Werkstoff mit einer Druckfestigkeit von mehr als 150 N/mm^2 , in der Regel von 180 bis 220 N/mm^2 . Er ermöglicht es, hochgradig tragfähige und gleichzeitig sehr filigrane Bauteile und Bauwerke zu schaffen, die Energie- und Rohstoffe einsparen und zudem oft deutlich kostengünstiger sein können, als Bauwerke aus Normalbeton. Aufgrund seiner besonderen Eigenschaften ermöglicht es UHPC, die gewichts- oder verformungsbedingten Grenzen herkömmlicher Stahl- und Betonkonstruktionen deutlich zu erweitern (BÖING, 2007).

UHPC wird in der Regel mit Fasern hergestellt, um das Bruch- und Nachbruchverhalten so zu steuern, dass eine ausreichende Duktilität und eine ausreichend hohe Resttragfähigkeit sichergestellt werden. Fasern erhöhen auch die Zug- und Biegezugfestigkeit. Die zentrische Zugfestigkeit von ultrahochfestem Beton mit Stahlfasern kann bis zu 15 N/mm^2 , die Biegezugfestigkeit bis zu 50 N/mm^2 erreichen. Wie bei herkömmlichem Stahlfaserbeton kann dadurch auch bei Bauteilen, die auf Zug oder Biegezug beansprucht werden, auf herkömmliche schlaaffe Bewehrung ganz oder teilweise verzichtet werden. Die ausreichende Duktilität von Bauteilen mit UHPC im Druckbereich kann auch durch andere Maßnahmen erreicht werden, wie etwa durch eine Umschnürung mit Stahlwendeln und Stahlrohren (SCHMIDT et al., 2008).

UHPC verhält sich unter Druckbeanspruchung bis zu einem Spannungsniveau von ca. 80 bis 90% der Druckfestigkeit nahezu linear-elastisch (Abb. 4.1). UHPC besitzt gegenüber normal- bzw. hochfestem Beton bei gleicher Gesteinskörnung eine höhere Steifigkeit. Der Elastizitätsmodul liegt für Druckfestigkeiten zwischen 150 und 230 N/mm^2 in einer Größenordnung von 43.000 bis 55.000 N/mm^2 .

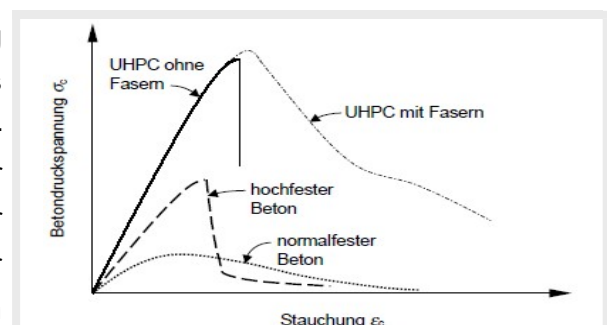


Abb. 4.1: Typische Spannungs-Dehnungs-Linien normal-, hoch-, und ultrahochfester Betone (LEUTBECHER, 2007)

Das Versagen bei Erreichen der Höchstlast erfolgt schlagartig ohne Vorankündigung (LEUTBECHER, 2007), sofern nicht durch Fasern oder Umschnürung das Nachbruchverhalten verbessert wird. Tabelle 4.1 zeigt die Eigenschaften von Normalbeton und UHPC im Vergleich.

Tab. 4.1: Eigenschaften und Vergleich zwischen Normalbeton und UHPC (BÖING, 2007)

Eigenschaften		Normalbeton	UHPC
Dichte	[kg/dm ³]	2,2 - 2,5	2,45 - 2,55*
Druckfestigkeit	[MPa]	10 - 60	180 - 220
Biegezugfestigkeit	[MPa]	2 - 8	36 - 40
Zugfestigkeit	[MPa]	1 - 4	8 - 10
E-Modul	[GPa]	20 - 40	55 - 60

• Typische Werte in Abhängigkeit von Zuschlags- Art und Fasergehalt

Die hohe Festigkeit, das sehr dichte Gefüge und die daraus resultierende sehr hohe Dauerhaftigkeit beruhen im Wesentlichen auf folgenden Prinzipien:

- **Beschränkung des Größtkorns der groben Gesteinskörnungen auf ca. 0,5 bis 1 mm.** Das unterschiedliche Verformungsverhalten von Zementstein und Gesteinskörnungen hat eine unterschiedliche Spannungsverteilung bei Belastung im Material zur Folge, die das Versagen des Materials auslöst. Durch die feine Verteilung der Zuschläge werden lokale Spannungsspitzen reduziert (RICHARD, 1996; RICHARD und CHEYREZY, 1995).
- **Optimierung der Kornzusammensetzung aller Ausgangsstoffe (Korngrößenbereich von 15 nm bis 600 µm).** Die mittlere Korngröße des Feinsandes von 250 µm wurde auf die kleinere Korngruppe und den Zement (11-15 µm) abgestimmt (Richard und Cheyrezy, 1995). Das Größtkorn des Sandes wurde aus Homogenitätsgründen auf 600 µm und das Kleinstkorn auf 150 µm begrenzt. Die Zwickel werden durch die Erhöhung des Anteils des Zementes und der Feinstoffe gefüllt, die Sandkörner mehr separiert und somit die Verarbeitbarkeit verbessert.
- **Reduzierung des w/b-Wertes.** Es kommt durch den geringen Wassergehalt (w/b-Wert $\leq 0,25$) zu einer unvollständigen Hydratation des Zementes und somit zur Vermeidung von Kapillarporen.
- **Einsatz von Silikastaub.** Er verbessert den Verbund zwischen Zementstein und Zuschlag und verdichtet die Kontaktzone. Silikastaub reagiert mit dem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ zu festen CSH-Phasen (puzzolanische Reaktion) (RICHARD und CHEYREZY, 1995; DE LARRARD F.1992).
- **Einsatz von hochwirksamen Fließmitteln.** Ein leistungsfähiges Fließmittel ist wichtig, um bei den geringen w/b-Werten noch fließfähige Konsistenzen zu erreichen. Das Fließmittel muss hier optimal auf den verwendeten Zement abgestimmt werden. Fließmittel auf Basis von Polycarboxylatethern zeichnen sich durch eine sehr gute Verflüssigung und lange Verarbeitungszeiten aus (RICHARD und CHEYREZY, 1995).
- **Wärmebehandlung.** Zur Steigerung der Dichtigkeit und Festigkeit des UHPC werden die Proben zwei Tage nach Herstellung für die Dauer von ein bis zwei Tagen bei 90° C wärmebehandelt, wodurch ihre Druckfestigkeit um ca. 40 % ansteigt (RICHARD, 1996).

- **Einsatz von kurzen, hochfesten Stahlfasern, eventuell in Kombination mit feinen PP-Fasern.** Zur Verbesserung der Duktilität und somit Vermeidung eines schlagartigen Versagens werden dem ultrahochfesten Beton Stahlfasern beigemischt. Diese bewirken eine feine Verteilung und Vernähung der Risse, wodurch hohe Biegezugfestigkeiten erreicht werden können (RICHARD, 1996; RICHARD und CHEYREZY, 1995; RICHARD und CHEYREZY, 1994). Eine einfache Methode im Druckbereich duktilen Verhalten ohne eine Faserzugabe zu erzeugen, ist die Umschnürung mittels dünnwandiger Stahlrohre (DALLAIRE et al., 1996).
- **Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung.** Die Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung ist eine wesentliche Kenngröße von UHPC, die bei der Bemessung von Bauteilen Berücksichtigung findet. Der Fasergehalt, die Faserverteilung und die Faserorientierung der Stahlfasern im UHPC spielen eine große Rolle für das Zugtragverhalten eines Bauteils.

Die einaxiale Zugfestigkeit des UHPC wurde durch FEHLING et al. 2005 in zwei unterschiedlichen Prüfkörperarten geprüft. Als Erstes wurden Prismen mit 160 x 40 x 40 mm verwendet, die an zwei gegenüberliegenden Seiten mittig um 10 mm eingekerbt wurden. Als Zweites wurden zylindrische Prüfkörper mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Höhe von 300 mm eingesetzt. Die Prüfkörper wurden aus dem Beton M3Q mit 8 mm Größtkorn und mit 2,5 V.-% Faser (0,15 x 9 mm) hergestellt.

Abbildung 4.2 stellt die Ergebnisse der geprüften Einzelprismen dar. Die aufnehmbare Restzugspannung nahm kontinuierlich nach Erreichen der Zugfestigkeit ab. Etwa 50% der Zugfestigkeit konnten bei einer gemessenen Rissweite von 1 mm aufgenommen werden. Ergebnisse der zweiten Versuchsserie (zylindrische Prüfkörper) sind in Abbildung 4.3 dargestellt. Die im Vergleich zu den Prüfungen an Prismen deutlich geringeren Zugfestigkeiten sind auf die größere Inhomogenität des Betons mit dem größeren Größtkorn von 8 mm zurückzuführen.

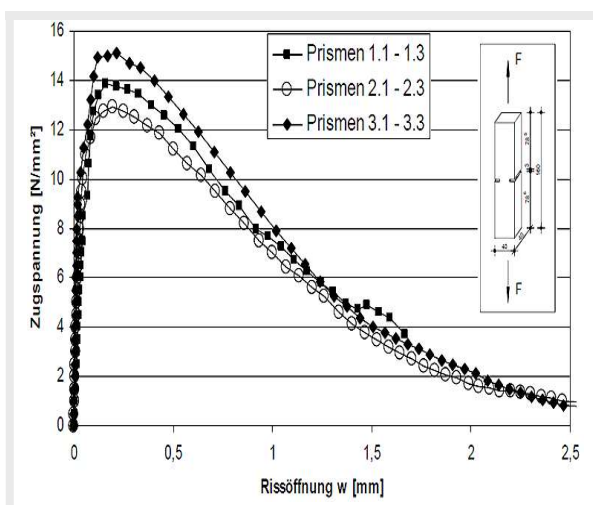


Abb. 4.2: Beziehung zwischen Zugspannung und Rissöffnung (Fehling et al., 2005)

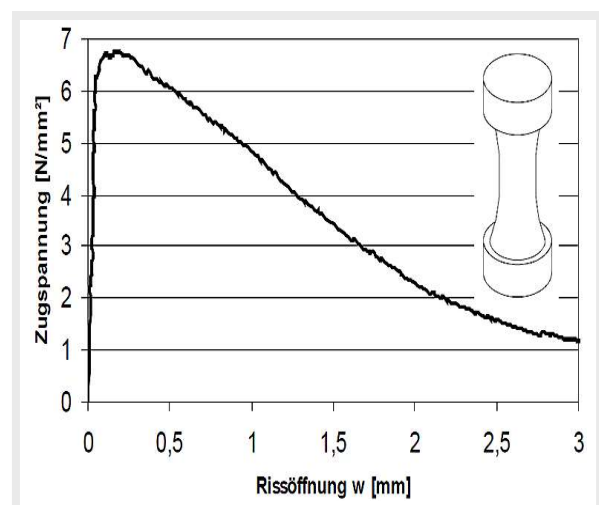


Abb. 4.3: Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit der gevouteten zylindrischen Prüfkörper (FEHLING et al., 2005)

▪ **Zusammenwirken von Stabstahl mit Faser-UHPC.** Verschiedene wissenschaftliche experimentelle Untersuchungen an normalfesten, hochfesten und auch ultrahochfesten Betonen wurden von verschiedenen Autoren bezüglich des Zusammenwirkens von kontinuierlichen Bewehrungselementen und diskontinuierlich verteilten kurzen Fasern durchgeführt. PFYL und MARTI 2001 haben festgestellt, dass mit zunehmendem Fasergehalt die Rissabstände kleiner wurden, wohingegen die Mitwirkung des Betons und der Fasern zunahm. Mit zunehmendem Fasergehalt zeigten die Zugglieder im Bereich plastischer Betonstahldehnungen ein immer ausgeprägter entfestigendes Verhalten,

LEUTBECHER 2007 hat die folgenden Punkte festgestellt:

- Die Lastaufteilung zwischen Fasern und Stabstahl wird maßgeblich durch die Bewehrungskonfiguration (Fasergeometrie, Stabstahlbewehrungsgehalt) bestimmt.
- Die Faserwirksamkeit wird in Abhängigkeit des Stabstahlbewehrungsgehalts bei unterschiedlich hohen mittleren Dehnungen, zum Teil erst oberhalb der Elastizitätsgrenze üblicher Betonstahlbewehrung erreicht.
- Mit zunehmender Faserwirksamkeit zeigt sich ein steiferes Last-Verformungs-Verhalten. Besondere Bedeutung kommt in diesem Zusammenhang der Faserorientierung zu.
- Die Anordnung einer Querbewehrung beeinflusst den Rissbildungsprozess, vermindert die Dehnsteifigkeit und hat insbesondere an den Kreuzungspunkten der Bewehrungsstäbe größere Rissbreiten zur Folge.
- Die Fasern beteiligen sich nicht nur in Zugrichtung am Lastabtrag, sondern tragen auch zur Verbundsicherung der Stabbewehrung bei.
- Niedrige Faserwirksamkeiten erhöhen die Duktilität gemischt bewehrter Zugelemente. Die Wirksamkeit in Kombination mit Stabstahl eingesetzter Faserbetonmischungen sollte daher auf das zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit (Begrenzung der Rissbreite) des Stabstahl-Matrix-Verbundes und eines duktilen Verhaltens im Druckbereich erforderliche Mindestmaß begrenzt werden.

In Abbildung 4.4 sind die Traganteile des Stabstahls und der Fasern sowie deren Superposition für das von der Lokalisierung betroffene Risselement bis zum Reißen der Stabbewehrung qualitativ dargestellt.

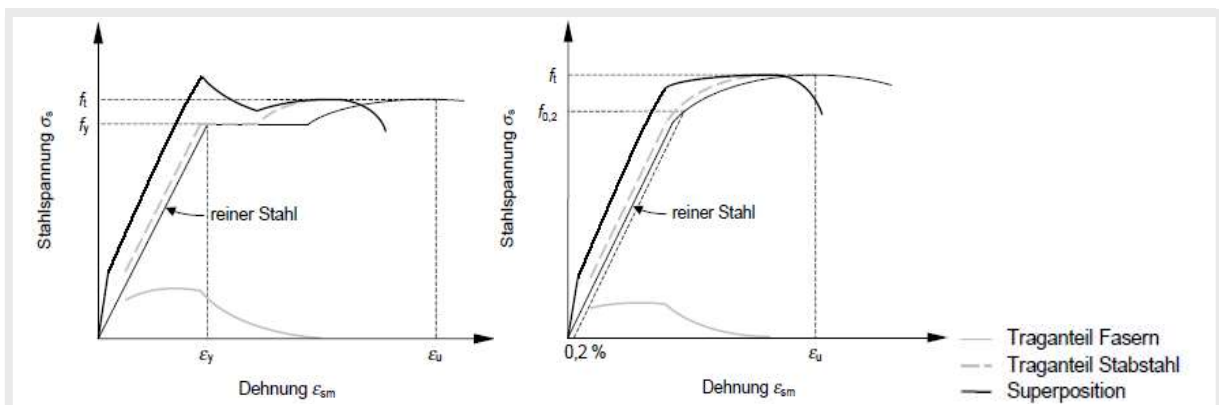


Abb. 4.4: Tragverhalten eines gemischt bewehrten UHPC-Zugelements – Bewehrungsstahl. links: mit ausgeprägtem Fließplateau, rechts: ohne ausgeprägtes Fließplateau (LEUTBECHER, 2007)

4.2 Vorteile von UHPC

➤ Dauerhaftigkeit von ultrahochfesten Betonen

Der Widerstand von UHPC gegen klimatische und chemische Einflüsse ist hoch, weil seine Porosität gering ist. Deshalb kann UHPC als gutes Baumaterial, das eine gute Dauerhaftigkeit und hohe Dichtigkeit besitzt, eingestuft werden. Dieser Werkstoff bietet eine Alternative zu herkömmlichen Werkstoffen und Werkstoffkombinationen in verschiedensten Bereichen des Bauwesens, bei denen es auf hohe Festigkeiten, Feingliedrigkeit und/oder auf Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit ankommt.

➤ Umweltverträglichkeit von ultrahochfesten Betonen

Der UHPC stellt ein neues Material dar, das Umweltverträglichkeit gewährleistet. Er hat mit all seinen Bestandteilen keinen gesundheitsschädlichen Einfluss, wie jeder Beton.

Hinsichtlich der verwendeten Rohstoffe fällt der in UHPC verwendete Silikastaub als Nebenprodukt bei industriellen Herstellprozessen an. Andererseits weisen ultrahochfeste Faserfeinkornbetone einen höheren Zementgehalt als normal- oder hochfeste Betone auf. Die Produktion einer Tonne Zement ergibt rd. 0,8 Tonnen CO₂, sodass das Material selbst zunächst eine höhere CO₂-Emission als herkömmliche Betone aufweist.

Die hervorragenden Materialeigenschaften erlauben jedoch viel kleinere Volumina und Bauteilabmessungen als bei Normalbeton, sodass in der Gesamtbilanz der CO₂-Ausstoß beträchtlich vermindert werden kann. Tabelle 4.2 zeigt dies anhand von drei möglichen Lösungen für die Fußgängerbrücke von Sherbrooke. Mit UHPC war eine CO₂-Reduktion auf etwa 60 % gegenüber einer Lösung mit Normalbeton möglich (BOUYGUES, 1998 und AITCIN und RICHARD, 1996). Gleiche Ergebnisse lieferten die Vergleiche druckbeanspruchter Stützen und die Gegenüberstellung zweier alternativer Lösungen aus herkömmlichem Beton und aus UHPC für die Kylltalbrücke (SCHNEDLER und FEHLING 2002; RACKY, 2003).

Tab. 4.2: Vergleich dreier Lösungen für die Fußgängerbrücke von Sherbrooke hinsichtlich der Umweltverträglichkeit (BOUYGUES, 1998 und AITCIN, 1996)





		Normalbeton	Hochfester Beton	Ultrahochfester Beton
Äquivalente Dicke	[mm]	500	400	150
Volumen	[m ³]	126	100	33
Zementgehalt	[kg/m ³]	330	450	700
Zementverbrauch + CO ₂ -Emission	[t]	44	48	28
Zuschlagverbrauch	[t]	225	170	60

➤ Wirtschaftlichkeit

Die Kosten für 1 m³ ultrahochfesten Beton lagen nach Angaben von BOUYGUES 1998 bei 900 € bis 1300 € gegenüber Normalbeton mit Werten zwischen 60 € und 160 € und Stahl mit ungefähr 6000 €. Derzeit kann für faserbewehrten UHPC von etwa 600 €/m³ ausgegangen

werden, wobei ein wesentlicher Anteil der Kosten auf die Fasern mit einem reinen Materialpreis von etwa 400 € pro m³ Beton (bei 2 Vol.-% Fasergehalt) entfällt. Auf den ersten Blick ist ultrahochfester Beton also sehr viel teurer als Normalbeton, aber dies kann hinsichtlich der gesamten Baukosten für Tragwerke anders aussehen. Beispielsweise zeigt der in Tabelle 4.3 durchgeführte Preisvergleich zwischen den dargestellten vier Trägern mit gleicher Momententragfähigkeit, dass UHPC durchaus konkurrenzfähig ist.

Tab. 4.3: Vergleich für Träger gleicher Momententragfähigkeit (BOUYGUES, 1998)

		UHPC	Stahl	Spannbeton	Stahlbeton
					
Höhe	[mm]	370	350	700	700
Breite	[mm]	320	300	350	600
Gewicht	[kg/m Länge]	140	112	467	530
Preis	[€/m Länge]	30	33	26	33

4.3 Zusammensetzung

Zur Herstellung von UHPC wurden bisher vorrangig die nachfolgenden Ausgangsstoffe verwendet:

- Feine und grobe Gesteinskörnungen (z. B. Quarzsand);
- Quarzmehl und andere Gesteinsmehle;
- Zement;
- Silikastaub;
- Fasern (z. B. Stahlfasern und Polypropylenfasern);
- Verflüssiger oder Fließmittel;
- Wasser.

Die Aufgabe der einzelnen Ausgangsstoffe ist in Tabelle 4.4 genannt. Abbildung 4.5 zeigt die Zusammensetzung von Normalbeton und UHPC im Vergleich.

Tab. 4.4: Aufgabe der einzelnen Ausgangsstoffe (BÖING, 2007)

Zement	Festigkeitsentwicklung, Verarbeitbarkeit
Silikastaub	Festigkeitsentwicklung, Verbund
Quarzsand	Verarbeitbarkeit, Reaktion der Quarzoberflächen, Begrenzung des Schwindens
Fließmittel	Reduzierung des w/b-Wertes
Stahlfasern	Biegezugfestigkeit, Behinderung der Querdehnung (Druckfestigkeit)
Organische Fasern	Erhöhung des Feuerwiderstands, Verminderung des autogenen Schwindens.

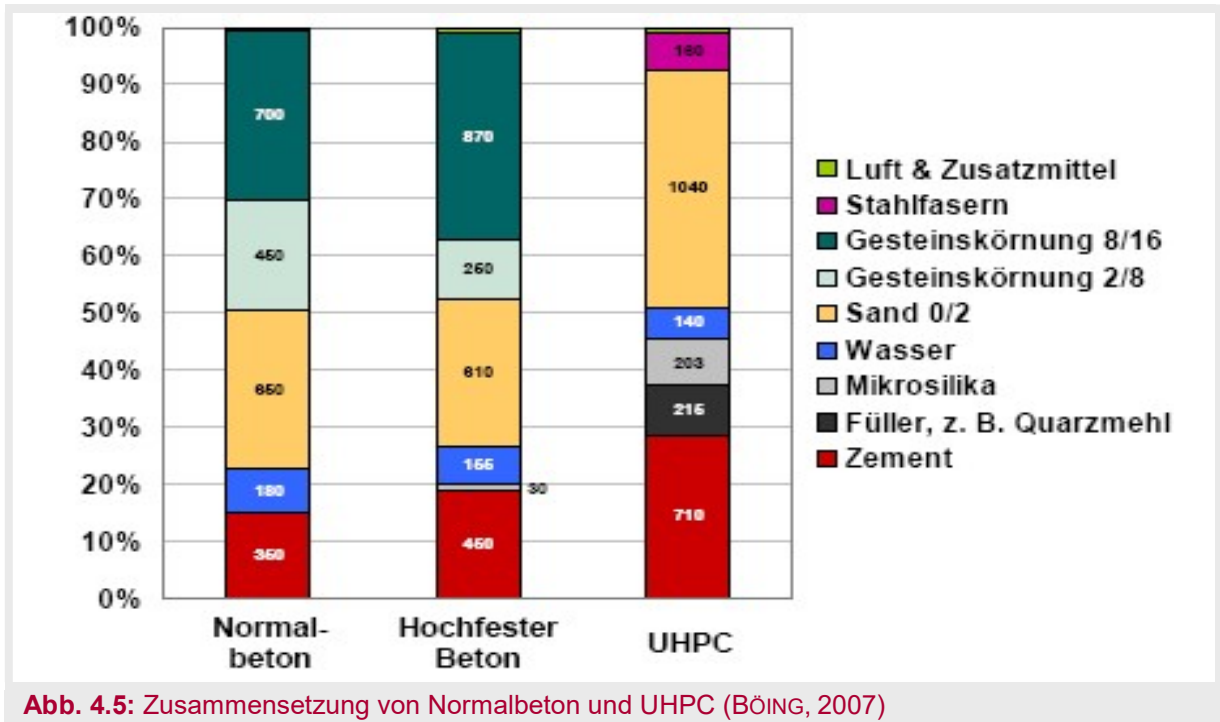


Abb. 4.5: Zusammensetzung von Normalbeton und UHPC (BÖING, 2007)

4.4 Anwendungen

UHPC ermöglicht es, wesentliche filigranere und damit leichtere Bauwerke zu gestalten, als dies mit Normalbeton möglich ist. Die Spannweite von Brücken kann wesentlich verlängert und - aufgrund der hohen Druckfestigkeit - die Bauhöhe von Hochhäusern auf bis zu 700 m oder mehr erhöht werden (SCHMIDT, 2007).

Nach einigen wenigen Brücken in *Kanada, Frankreich, Korea und Japan* (Abb. 4.6) wurde die erste größere Brücke mit UHPC in Deutschland, die Gärtnerplatzbrücke über die Fulda in Kassel, fertig gestellt. Das sehr filigrane Bauwerk entsteht auf den Pfeilern einer abgängigen, nur rd. 30 Jahre alten Holzbrücke. Neben dem neuen Beton wird bei diesem leichten Stahl-UHPC-Verbundbauwerk ein weiterer Schritt in die Zukunft des Bauens getan: Die trotz einer Bemessungslast von 50 kN minimal nur rd. 8.5 cm dicken vorgespannten Deckenplatten aus UHPC werden mit den sehr filigranen, bis zu 36 m langen Obergurten aus UHPC mit einem Querschnitt von nur 30 x 40 cm dauerhaft tragend verklebt. Abb. 4.7 zeigt den Stand des Bauwerks Anfang 2007.

Ultra-Hochfester Beton ist nun nicht nur für den Neubau von sehr dauerhaften Betonbauwerken geeignet, sondern auch für deren Instandsetzung und Verstärkung. Sein sehr hoher Widerstand gegen Frost ebenso wie der sehr hohe Carbonatisierungswiderstand lässt dabei zunächst einmal an Verkehrsbauwerke denken, die nicht nur durch die dynamischen Verkehrslasten sondern auch durch die Witterung und durch Tausalz besonders beansprucht werden.



Abb. 4.6: oben: Seonyu Footbridge, Seoul Südkorea 2002, Spannweite 120 m. unten: Sakata-Mirai Footbridge, Japan 2004, Spannweite 50 m (BÖING, 2007)



Abb. 4.7: Gärtnerplatzbrücke in Kassel - Deutschland, Länge 120 m (www.gaertnerplatzbruecke.de)

KAPITEL

5

Experimentelle Untersuchung zur Verstärkung von Stahlbetonträgern mit UHPC

5.1 Motivation und Ziel

Zur Verstärkung und zur Sanierung bestehender Bauwerke und Bauteile sind verschiedene Methoden, wie z. B. Anbringen zusätzlicher Stahlprofile, Kleben von Stahl-, CFK- oder GFK-Lamellen, üblich. Darüber hinaus kommen Querschnittsergänzungen aus bewehrtem Beton, oft hergestellt in Spritzbetonbauweise, zur Anwendung.

Die üblichen Verstärkungsmaßnahmen in Syrien beruhen fast nur auf einer einzigen Methode und einem einzigen Material (Stahl). Sie haben einige Nachteile und Probleme im Hinblick auf:

- das erforderliche Volumen: Um die neuen und zusätzlichen Belastungen aufzunehmen – besonderes, wenn diese groß sind - müsste die Verstärkung aus vielen Stahlelementen mit verschiedenen Profilen ausgeführt werden. Dies braucht viel zusätzliche Fläche und Volumen.
- der Verbund zwischen neuen Stahlelementen und Betonbauteilen: Die Verbindung zwischen Stahlteilen und Beton vertraut auf beschränkte Methoden (wie Schrauben, Bolzen, Dübeln...) und hat keine große Auswahl. In der Regel ist es damit nicht möglich, hohe Werte der Schubfestigkeit zwischen den neuen und alten Bauteilen zu erreichen.
- den Brandschutz.
- die Aufnahme von Momentenbeanspruchungen bei Balken und Stützen.

Deshalb hat die vorgelegte Arbeit das Ziel, eine neue Methode zur Verstärkung von Stahlbetonträgern durch die Anwendung von UHPC als neues und modernes Baumaterial zu entwickeln. Um dieses Ziel zu erreichen, sollten Reihen von experimentellen Untersuchungen ausgeführt werden. Die Versuche werden durchgeführt, um grundsätzliche Informationen zu folgenden Punkten zu bekommen:

- Ausführbarkeit der Verstärkung von Stahlbetonträgern mit einem T-förmigen Querschnitt mittels UHPC;
- das Verhalten der mit UHPC verstärkten Balken bei Versagen infolge Biegezug und Querkraft;
- die Scherfestigkeit zwischen Normalbeton und UHPC;
- die Betonagetechnik von UHPC mit und ohne Fasern bei Bauteilverstärkungen in Abhängigkeit von der Bewehrungsanordnung und Schalungsgeometrie.

Um das Arbeitsziel zu erreichen, wurde eine Versuchsreihe mit sieben Stahlbetonbalken in Angriff genommen. Zuvor wurden mehrere Vorversuche durchgeführt. Diese unterteilen sich wie folgt:

- Vorversuch 1 (VV1): Test der Scherfestigkeit in der Fuge zwischen UHPC und Normalbeton.

- Vorversuch 2(VV2): Untersuchung der Fließfähigkeit von UHPC in einer U-Form.

In den kommenden Abschnitten wird jeder der o. g. Vorversuche und der Hauptversuch erläutert und dargestellt. Die Abbildung 5.1 erläutert den Aufbau des gesamten Versuchsteils.

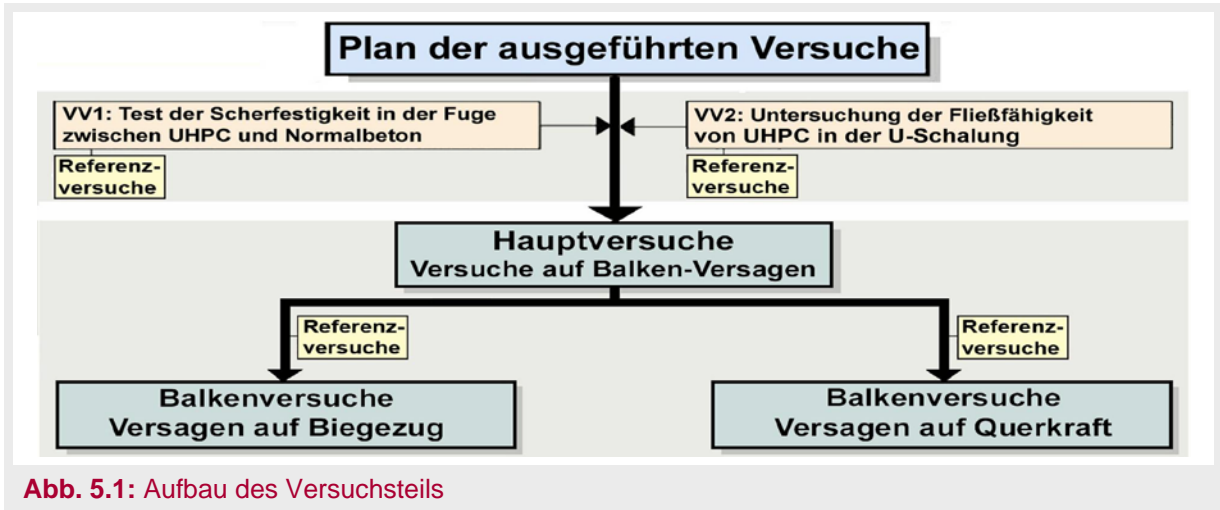


Abb. 5.1: Aufbau des Versuchsteils

5.2 Durchführung der Voruntersuchungen

Verschiedene Serien vorbereitender Versuche wurden durchgeführt, um die Fließfähigkeit von faserbewehrtem UHPC in dünnen Querschnitten mit Durchflussbehinderung durch Stabbewehrung sowie das Verbundverhalten mit dem Altbeton zu untersuchen.

5.2.1 Test der Scherfestigkeit in der Fuge zwischen UHPC und Normalbeton

In den Hauptversuchen wird UHPC für die Verstärkung von Bauteilen aus Normalbeton angewendet. Dafür sollte zuerst die Scherfestigkeit in der Fugenverbindung zwischen dem Normalbeton und UHPC getestet werden.

5.2.1.1 Versuchskörper

Diese Versuche wurden an Quadern aus Normalbeton mit Abmessungen von 32 × 20 × 32 cm ohne und mit Bewehrung ausgeführt. An beiden Seiten jedes Quaders wurde eine U-Form von UHPC mit den Abmessungen von 32 × 28 × 19 cm mit Dicke 4 cm betoniert. Vor der Betonage des UHPCs wurden die Oberflächen der Betonquader durch Sandstrahlen aufgeraut, damit eine gute Verbindung zwischen UHPC und dem Normalbeton entsteht.

Die Versuchsreihe besteht aus 6 Probekörpern, die in zwei Gruppen aufgeteilt wurden:

- Die erste Gruppe** umfasst drei Proben. Die Normalbetonquader wurden ohne Stabstahl bewehrt. Die Mischung des verwendeten Normalbetons und des UHPCs dieser Gruppe ist in der Tabelle 5.1 zusammengefasst. Für die UHPC-Mischung wurden Stahlfasern mit einem Durchmesser von \varnothing 0,25 mm und einer Länge von 20 mm benutzt. Für die bessere Verbindung zwischen Normalbeton und UHPC wurden die Proben 2 und 3 mit Querstäben \varnothing 10 mm bewehrt. Die Probe 3 wurde mit zusätzlichem Blechstahl an der oberen Seite bewehrt (Abb. 5.2 und Abb. 5.3).

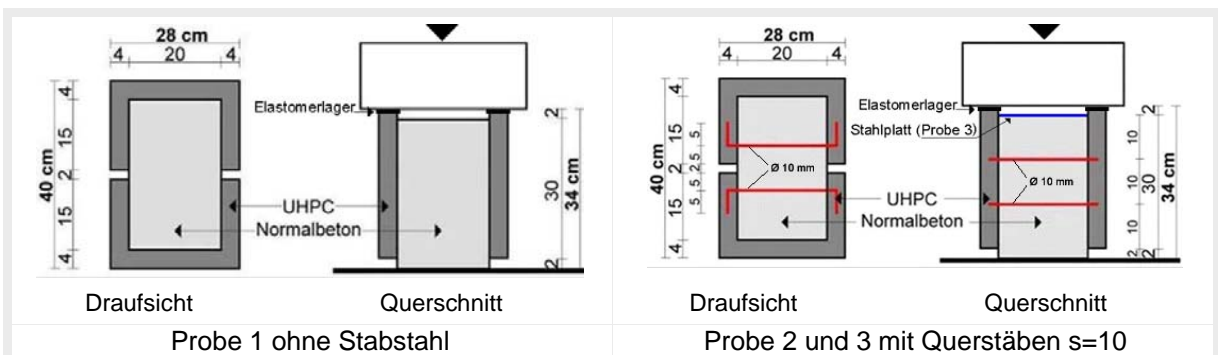
B. Die zweite Gruppe besteht aus drei Proben. Hier wurden Normalbetonquader mit Stabstahl 3Ø16 und 3Ø12 bewehrt. Die Mischung des NB und UHPC entspricht der der ersten Gruppe, jedoch wurden Stahlfasern mit einem Durchmesser von Ø 0,19 mm und einer Länge von 13 mm benutzt. Auch hier wurden die Proben mit Querstäben Ø 10 mm bewehrt (Abb. 5.2 und Abb. 5.3).

In den beiden Gruppen wurde eine elastische Schicht aus Bautenschutzmatte genutzt, um die Druckbelastung gleichmäßig auf die Oberfläche des UHPCs zu verteilen. Die Kraft wirkte daher nur in erster Näherung zentrisch.

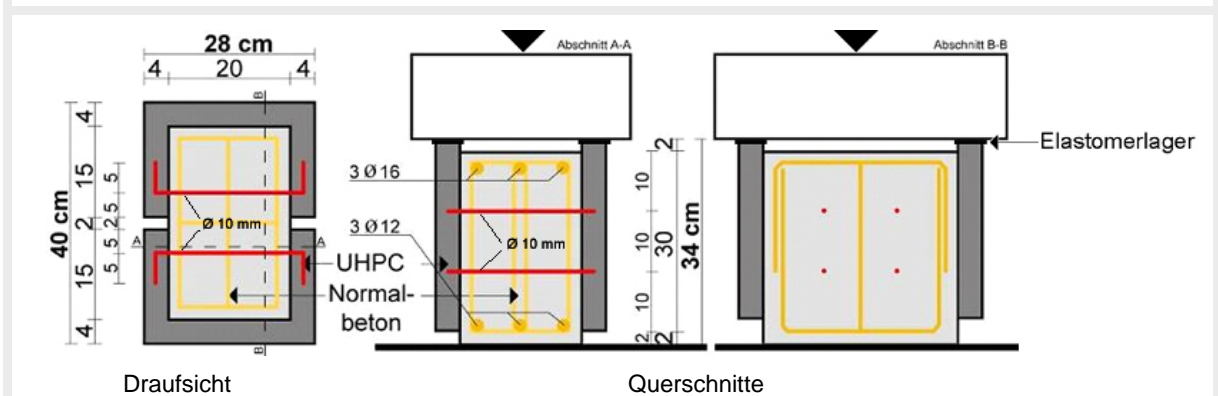
Die Anordnung der Wegaufnehmer ist in der Abbildung 5.4 schematisch dargestellt.

Tab. 5.1: Mischungszusammensetzung des Normalbetons und UHPC

Normalbetonmischung (kg/m ³)		UHPC-Mischung(kg/m ³)	
Zement CEM I 42,5 R	390	Zement CEM I 52,5R HS-NA	832
Sand 0/2	823	Quarzsand 0,125/0,50 mm	975
Kies 2/16	794	Quarzmehl W12	207
Wasser	222 l/m ³	Wasser	166 l/m ³
		Stahlfasern (0,9 Vol.-%)	70,65
		Silikastaub	135; Elkem Grade 971
		Fließmittel	29,4; Glenium 51



Die erste Gruppe besteht aus drei Proben. Der Normalbeton ist nicht mit Bewehrung umschlossen.



Die zweite Gruppe besteht aus drei Proben (4, 5 und 6). Der Normalbeton ist mit Stabstahlbewehrt.

Abb. 5.2: Versuchsdarstellungen des Versuchsaufbaus



Abb. 5.3: Fotos des Versuchsaufbaus

Die auftretenden Verformungen und Verschiebungen des UHPCs und des Normalbetons jedes Probekörpers wurden über acht Wegaufnehmer aufgezeichnet, die auf der gesamten Oberfläche jeder Probe installiert wurden (Abb. 5.4). Zur Messung der Belastung wurde eine Kraftmessdose verwendet (Messbereich 4000 kN). Die Ergebnisse des Versuchs sind für jede Probe in den folgenden Abschnitten zusammengefasst.

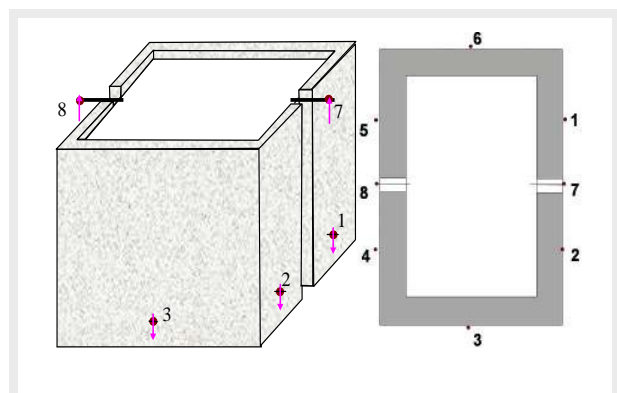


Abb. 5.4: Darstellung der Messaufnehmerpositionen der Probe

5.2.1.2 Ergebnisse

Als erster Schritt wurden Zug-, Druck- und Biegezugversuche am verwendeten Normalbeton sowie am UHPC durchgeführt. Für die Druckfestigkeit wurden Zylinder 30 x 15 cm (Gewicht jeder Normalbetonprobe ca. 10,75 kg und jeder UHPC-Probe 12,85 kg) genutzt und für die Zugfestigkeit wurden UHPC-Prismen 4 x 4 x 16 cm mit einem Gewicht von 0,64 kg verwendet. Die Zusammenfassung dieser Ergebnisse ist in Tabelle 5.2 dargestellt.

Tab. 5.2: Mittelwerte der Ergebnisse der Zug-, Druck- und Biegezugversuche für die erste und zweite Gruppe [N/mm²]

Probezahl	Mischung des UHPCs		Normalbeton	UHPC		
			3Zylinder	3Zylinder	3Prismen	2Prismen
Gruppe (1) Probe 1-3	M2Q mit Stahlfasern 0,9 Vol.-%, die Fasern besitzen ø 0,25 mm, L=20 mm	Druckfestigkeit	37,9	nicht gem.		
		Zugfestigkeit			7,9	
		Biegezugfestigkeit				26,2
Gruppe (2) Probe 4-6	M3Q mit Stahlfasern 1,5 Vol.-%, die Fasern besitzen ø 0,19 mm, L= 13mm	Druckfestigkeit	s. Gruppe (1)	166,9		
		Zugfestigkeit			8,2	
		Biegezugfestigkeit				29,1

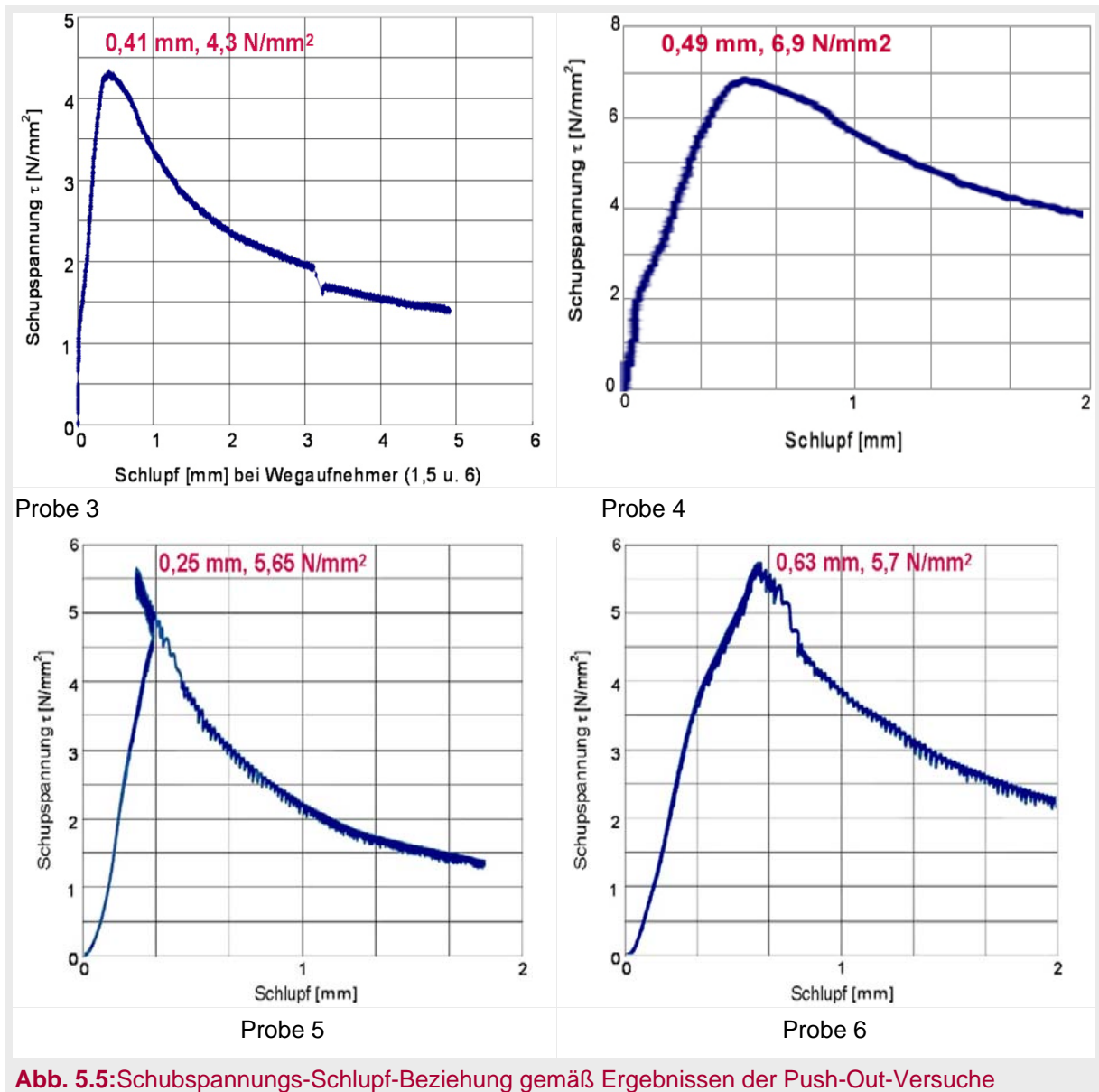
Tabelle 5.3 beinhaltet die Zusammenfassung der Versuchsergebnisse für die max. Kraft und Schubspannung. Im Anhang 2 (Abbildungen A2.8 - A2.13) befinden sich für jede Probe Diagramme mit der Darstellung der maximalen aufgetragenen Lasten und der Probenverformung sowie einige Bilder dazu. Die Diagramme in der Abbildung 5.5 stellen den Schubspannungs-Schlupf-Zusammenhang der ersten und zweiten Gruppe dar.

Tab. 5.3: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse für die max. Kraft und Schubspannung

		Gruppe 1			Gruppe 2		
		Probe 1	Probe 2	Probe 3	Probe 4	Probe 5	Probe 6
Max. Kraft*	[kN]	340,5	845,5	1295	1858,7	1697,4	1711,8
Schubspannung (T)	[N/mm ²]	1,13	2,8	4,3	6,19	5,65	5,7

*) Das Versagen fand in der Fuge UHPC-Normalbeton statt

- Probe 1 der ersten Gruppe wurde ohne Querstäbe untersucht. Während der Versuchsdurchführung entstanden die ersten Risse in der Mitte der oberen Seite des Betonquaders bei einer Kraft von 231,6 kN. Danach hat der Normalbeton bei einer maximalen Kraft von 340,5 kN in der Mitte auf Zug versagt, da es keine Bewehrungsstäbe gab (siehe Anhang 2, Abb. A2.8). Das bedeutet, dass die aufnehmbare Schubkraft im Verbindungsbereich zwischen dem Normalbeton und dem UHPC höher als die Risslast des Normalbetons war.
- Probe 2 der ersten Gruppe wurde mit Querstäben mit 4 Ø 10 mm untersucht. Hier sind die ersten Risse bei einer Last von 350 kN erschienen. Die in der Schubfuge aufnehmbare Maximalkraft konnte gesteigert werden und betrug infolge der kreuzenden Bewehrung hier 845,5 kN. Dabei ist der UHPC im Bereich der Lasteinleitung, wo Elastomere angeordnet waren, in Querrichtung gerissen (s. Anhang 2, Abb. A2.9).
- Probe 3 der ersten Gruppe wurde bewehrt. Damit das Versagen nicht in dem Normalbetonquader passiert, wurde er zusätzlich mit einer Stahlplatte (320 × 200 × 10 mm) verstärkt. Diese Stahlplatte wurde auf der gesamten Oberfläche des Betonquaders bei der Herstellung der Probe geklebt (siehe Abb. 5.2 und Anhang 2, Abb. A2.10). Die Probe versagte, wie gewünscht, im Verbindungsbereich zwischen Normalbeton und UHPC. Die maximale Kraft erreichte 1295 kN.
- Proben 4, 5 und 6 der zweiten Gruppe hatten dieselben Eigenschaften wie die Körper der ersten Serie. Der Normalbeton wurde mit Stabstahlbewehrung umschlossen (siehe Abb. 5.2 und Anhang 2, Abb. A2.11-A2.13). Nach der max. Belastung versagten alle Proben in den Fugen zwischen UHPC und Normalbeton. Die max. Kräfte betragen: in Probe 4 (1858,7 kN), in Probe 5 (1697,4 kN) und in Probe 6 (1711,8 kN).
- *Schubspannungs-Schlupf-Diagramme.* Der Schlupf ist der Unterschied zwischen dem Mittelwert der Verformungen der UHPC-Messaufnehmer (1, 5 u. 6) oder (2, 3 u. 4) und dem Mittelwert der Verformungen der Normalbeton-Messaufnehmer (7, 8). Aus Tabelle 5.3 erkennt man, dass die größte Schubspannung in der Probe 4 6,19 [N/mm²] betragen hatte. Abbildung 5.5 zeigt die Schubspannungs-Schlupf-Diagramme der Proben 3, 5 und 6.



5.2.1.3 Fazit

In diesen Versuchen sollte die Scherfestigkeit in der Fuge zwischen Normalbeton und UHPC getestet werden. Die Proben der ersten Gruppe wurden mit Normalbeton ohne Bewehrung ausgeführt. Deshalb lieferten sie, wie beschrieben und in Tabelle 5.3 dargestellt, keine verwertbaren Ergebnisse im Hinblick auf die aufnehmbaren Schubspannungen in der Fuge zwischen UHPC und Normalbeton. In der zweiten Gruppe wurde der Normalbeton mit Stabstahl bewehrt. Für die UHPC-Mischung wurden kürzere und dünnere Fasern als in Gruppe 1 verwendet. Hier erreichte die maximale Kraft ca. 1860 kN und die Scherfestigkeit 6,2 N/mm².

Die durchgeführten Push-Out-Versuche zeigten praktisch linear elastisches Verhalten bis zum Beginn entfestigenden Schlupfverhaltens. Die maximal erreichte mittlere Schubspannung betrug 4,3 bis 6,2 N/mm². Dieser Wert überschreitet die Zugfestigkeit des normalfesten Betons des zu verstärkenden Querschnittsteils deutlich. Im Bereich bis zu 2 mm Schlupf ist ein deutlicher Spannungsabfall zu verzeichnen. Dank des Vorhandenseins einer die Verbund-

fuge kreuzenden Verbundbewehrung (4 \varnothing 10 mm), konnte eine Schubspannung auf dem Niveau von rund 1,5 bis 2,5 N/mm² gehalten werden, wie Abbildung 5.5 veranschaulicht. Dieses Ergebnis ist darauf zurückzuführen, dass die Verbindung zwischen NB und UHPC mit Querstäben bewehrt wurde und die Oberflächen des Normalbetons in der Kontaktfläche aufgeraut (Sandstrahlen) war.

5.2.2 Untersuchung der Fließfähigkeit von UHPC in U-Form

Die Hauptversuche haben das Ziel, die Verstärkung der Normalbetonträger (Plattenbalkenquerschnitt) mittels UHPC mit U-Form zu untersuchen. Für die zielsichere Herstellung sollte eine Vorversuchs-Reihe zur Betoniertechnik gemacht werden. Ziel dieses Versuches ist es zu erkennen, ob die Fließfähigkeit des UHPCs in der U-Form ausreicht und inwieweit Fehlstellen vermieden werden können.

In dieser Versuchsreihe wurden verschiedene Mischungen aus UHPC untersucht, um festzustellen, welche Mischung für die Betonage der U-Form die besten Ergebnisse bringt. Der UHPC mit Fasern wurde durch kleine Löcher mit und ohne Stochern eingebracht.

Als erste Variante wurde eine U-Form aus UHPC der in der Tabelle 5.1 angegebenen Mischungszusammensetzung mit den Abmessungen 29 × 28 × 25 cm ohne Bewehrung betoniert. Die Ergebnisse zeigen, dass der Beton leicht, gut und komplett in diese Form geflossen ist (Abb. 5.6).

In der zweiten Variante wurden zwei T-Formen aus Normalbeton mit den Abmessungen 40 × 50 × 25 cm und 40 × 50 × 50 cm verwendet. Es sollte eine U-Form aus UHPC um den unteren Teil der T-Form mit Bewehrung betoniert werden (Abb. 5.7).

In der ersten T-Form wurden zwei Löcher mit dem Durchmesser 4 cm im oberen Teil der T-Form eingebaut, durch welche der UHPC einbetoniert werden kann.

Durch eine manuelle Verdichtungshilfe wurde die U-Form betoniert und vollständig ausgefüllt. In dieser Form wurde die Betonage durch beide Löcher gleichzeitig vorgenommen. Als Folge davon ist eine Luftblase unten in der Mitte entstanden, die nicht zur Außenluft austreten konnte, sodass es nicht möglich war, dass der UHPC alle Stellen erreichte.

In der zweiten T-Form mit Abmessungen 40 × 50 × 50 cm wurde der UHPC über seitlich angebrachte Rohre eingebracht. Es konnte gut und ohne Entstehen einer Luftblase betoniert werden. Deshalb wurde entschieden, die Balken mit einer Betonpumpe in analoger Weise herzustellen, um Fehlstellen zu vermeiden (Abb. 5.8).

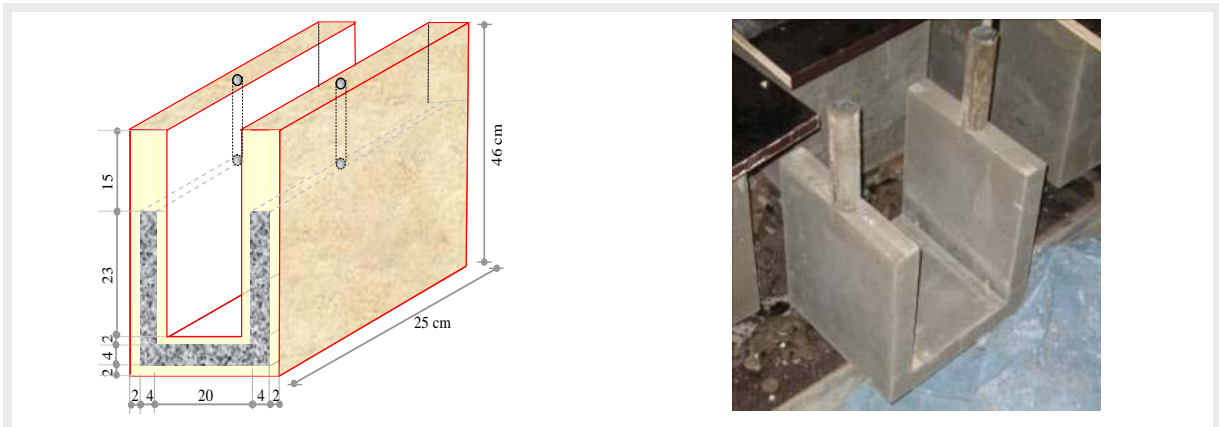


Abb. 5.6: Darstellung und Foto der ersten Variante zur Prüfung der Fließfähigkeit des UHPCs

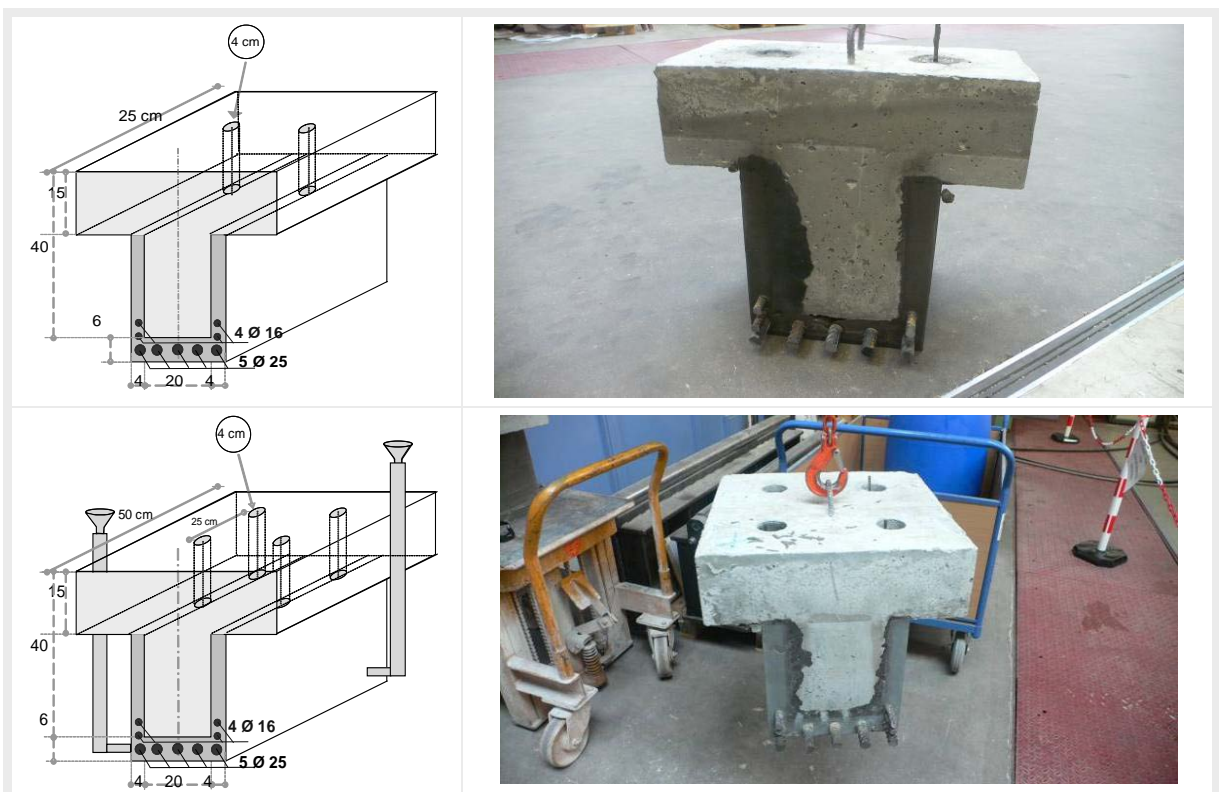


Abb. 5.7: Darstellung und Fotos der zweiten Variante- Fließfähigkeit bei vorhandener Bewehrung



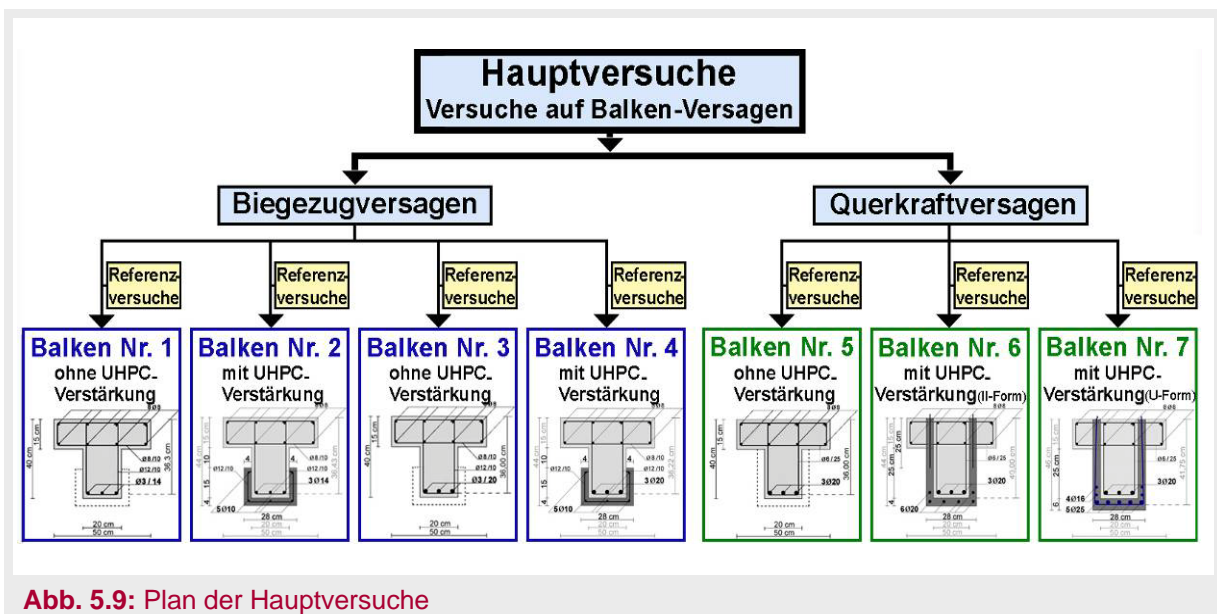
Abb. 5.8: Fotos zur zweiten Variante- links: Bildung einer Luftblase, rechts: Betonage ohne Bildung einer Luftblase

5.3 Balkenversuche

5.3.1 Baustoffe und Methodik

5.3.1.1 Grundidee

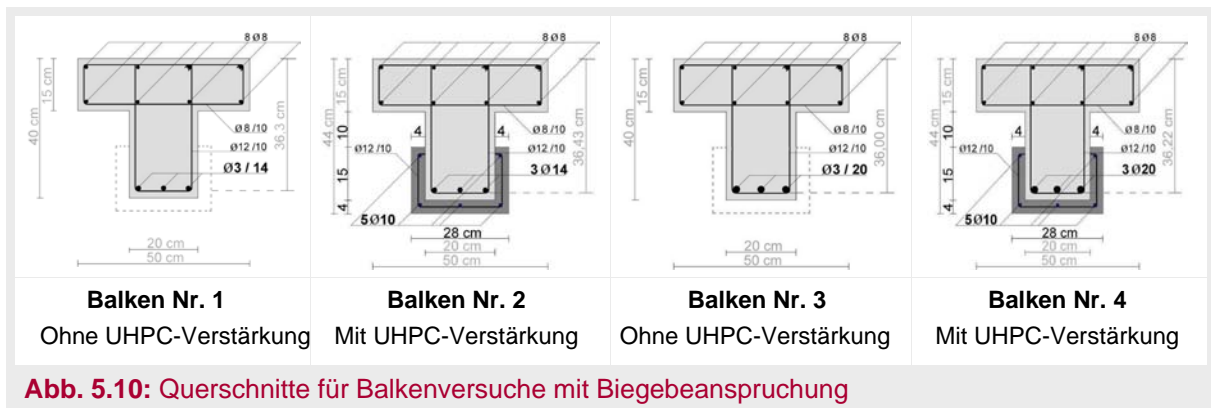
Ziel der Versuche ist es, das Verhalten von Verstärkungen von Stahlbetonträgern aus normalfestem Beton mit Hilfe von UHPC gegen Versagen auf Biegezug und Querkraft zu untersuchen. Dazu wurden verschiedene Querschnittsformen der UHPC-Ergänzung betrachtet. Die Balken waren aus laborpraktischen Gründen vor Aufbringung der Verstärkung nicht belastet. Die Hauptversuche wurden an sieben Balken ausgeführt. Drei Balken waren ohne UHPC-Verstärkung (Referenzbalken) und vier Balken wurden mit U-förmiger Verstärkung aus UHPC getestet (Abb. 5.9).



A. Balkenversuche zur Verstärkung auf Biegung

Die Untersuchungen erfolgten für zwei verschiedene Bewehrungsgrade der Biegezugbewehrung. Um die Verstärkungswirkung eindeutig zeigen zu können, wurden zum Vergleich Balken ohne Verstärkung aber mit ansonsten gleichen Parametern im Versuch zu Bruch gefahren. Alle Versuchskörper bestanden aus Plattenbalkenquerschnitten mit 36 cm statischer Höhe und 20 cm Stegdicke. Die Beschichtung zur Verstärkung wurde auf den unteren Teil der Biegezugzone beschränkt, so dass sie nicht die gesamte Steghöhe überdecken musste. Die Herstellung erfolgte durch Pumpen in eine konventionelle Schalung.

Alle Balken dieser Serie zeigten Biegezugversagen. Abbildung 5.10 zeigt eine Übersicht der erreichten Werte. Der Betonteil aus normalfestem Beton der Balken 1 und 2 war mit 3 \varnothing 14 mm ($A_s=4,62 \text{ cm}^2$), Balken 3 und 4 mit 3 \varnothing 20 mm ($A_s=9,42 \text{ cm}^2$) als Längsbewehrung bewehrt. Die Bewehrung in der Verstärkungsschicht bei den Balken 2 und 4 war identisch bewehrt mit 5 \varnothing 10 mm ($A_s=3,93 \text{ cm}^2$).



B. Balkenversuche zur Verstärkung gegen Querkraftversagen

In einer zweiten Serie wurden Balken untersucht, die so bemessen waren, dass sie auf Querkraftversagen mussten. Hier war die Verstärkungsschicht so ausgebildet, dass sie über die volle Steghöhe reichte. Um die Verankerung der vertikalen Stegbewehrung in der Druckzone zu ermöglichen, wurden Bohrlöcher mit 40 mm Durchmesser in den Oberflansch gebohrt. Während Balken 7 über eine bügelartige Stegbewehrung verfügte, hatte Balken 6 lediglich kurze Stäbe, um die an der Stegseite befindliche UHPC-Schicht an die Druckzone anzuschließen und zu verdübeln. Querschnitt und Bewehrung der Versuchskörper können Abbildung 5.11 entnommen werden.

Diese Gruppe besteht aus drei Balken. Ihre Bewehrung wurde im Hinblick auf eine Verstärkung gegen Versagen auf Querkraft konstruiert. Die Eigenschaften der Balken dieser Gruppe sind wie folgt:

- Balken (Nr. 5) war ohne UHPC-Verstärkung ausgeführt.
- Balken (Nr. 6) war mit U-förmiger UHPC-Verstärkung und ohne Querkraftbewehrung (Bügel) aber mit Stabstahl $\varnothing 6$ mm, $L = 25$ cm, $S = 25$ cm versehen.
- Balken (Nr. 7) war mit U-förmiger UHPC-Verstärkung und Querkraftbewehrung (Bügel: Stabstahl $\varnothing 6$ mm, $L = 108$ cm, $S = 25$ cm) ausgeführt.



den in einem 140 l – Mobilbetonmischer gemischt und von Hand gegossen. Die UHPC-Teile wurden komplett auf dem Gelände der Firma W&S in Kassel ausgeführt. Das Betonieren des UHPCs erfolgte von der Unterseite der Schalung aus durch ein Loch mit ca. 6 cm Durchmesser mittels einer Betonpumpe, damit der UHPC alle Bereiche ohne Bildung von Luftblasen erreichen kann (siehe VV2 Abb. 5.8). Dazu wurde ein mobiler 500 l - Betonmischer der Firma W&S verwendet. Abbildung 5.13 zeigt die Versuchskörper und ihre Betonage.

Tab. 5.5: Zusammensetzung des Normalbetons 12 und 13 l / 80 kg*

Angaben	in kg/m ³
Zement CEM I 42,5 R	390
Sand 0/2	823
Kies 2/8	794
Wasser	301,5 (12 l), 326,14 (13 l)

*) Die Trockenmaterialien (Zement, Sand und Kies) wurden als Fertigmischung eingekauft. Jeder Sack enthielt 40 kg. Jeder Sack wurde mit 6 l Wasser gemischt.
Der 5. Balken wurde mit einer Mischung von 12 l Wasser / 80 kg trockene Mischung gemischt.
Der 2. Balken wurde mit einer Mischung von 13 l / 80 kg gemischt

Tab. 5.6: Zusammensetzung und Eigenschaften der UHPC - Mischung M3Qa

Ausgangsstoff	Volumen [dm ³]	Masse [kg]	Dichte [kg/dm ³]
Wasser	170,3	170,3	1,00
Zement			
CEM I 52,5R HS-NA (Holcim)	258,97	802,82	3,10
Porenraum	15,00	-	-
Zusatzmittel			
Sika 1035	20,79	22,24	1,07
Sika G2	11,06	12,16	1,10
Zuschlag/Zusatzstoffe			
Feinstsand 0,125/0,5	358,03	948,79	2,65
Quarzmehl W12	73,44	194,62	2,65
Microsilica Elkem 971	77,41	170,3	2,20
Stahlfasern 13mm/0,19	15,00	117,75	7,85
Summe:	1000,00		



Herstellung der Balken und der Zylinderproben im Labor des Fachgebiets für Massivbau der Uni. Kassel



Betonmischer und Betonpumpe bei Fa. W&S

Abb. 5.13: Versuchskörper und Betonage

5.3.1.4 Versuchsaufbau und Versuchseinrichtung

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens sowie der Rissbildung wurden gleichartige Probekörper mit 4-Punkt-Belastung ohne und mit Verstärkung aus UHPC untersucht.

Die Balkenversuche wurden auf einer 6.3 MN Hydropulsanlage durchgeführt. Die Belastung wurde über einen gelenkig in der Mitte gelagerten Lastverteilungsbalken weggesteuert aufgebracht und an zwei Punkten in den Versuchsbalken eingeleitet. Die über Rollenlager eingebrachte Testlast wurde an beiden Lasteinleitungspunkten über Kraftmessdosen aufgezeichnet. Die auftretenden Verformungen der Probekörper wurden über Messaufnehmer (Sensoren) der Hersteller Hottinger-Baldwin-Messtechnik (HBM) und Solartonaufgezeichnet, die auf den Oberflächen jedes Balkens installiert wurden (Abb. 5.14).

Zur Bestimmung der Druck- und Zugfestigkeit des Normalbetons und des UHPCs wurden die Einrichtungen des Fachgebiets für Werkstoffe des Bauwesens und Bauchemie der Universität Kassel genutzt. Die Druckfestigkeit des Normalbetons wurde an Zylindern mit den Abmessungen 15 × 30 cm nach Schleifen in der Maschine bestimmt.

Für den UHPC wurden Proben aus Prismen mit $4 \times 4 \times 16$ cm für die Bestimmung der Zugfestigkeit in einer Zugprüfmaschine und für Biegezug in einer Biegezugprüfmaschine verwendet. Zum Testen der Zugfestigkeit des Stabstahls wurde die Zugprüfmaschine im Versuchsfeld des Labors für konstruktiven Ingenieurbau benutzt (Abb. 5.15).



Abb. 5.14: Versuchseinrichtung des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kassel

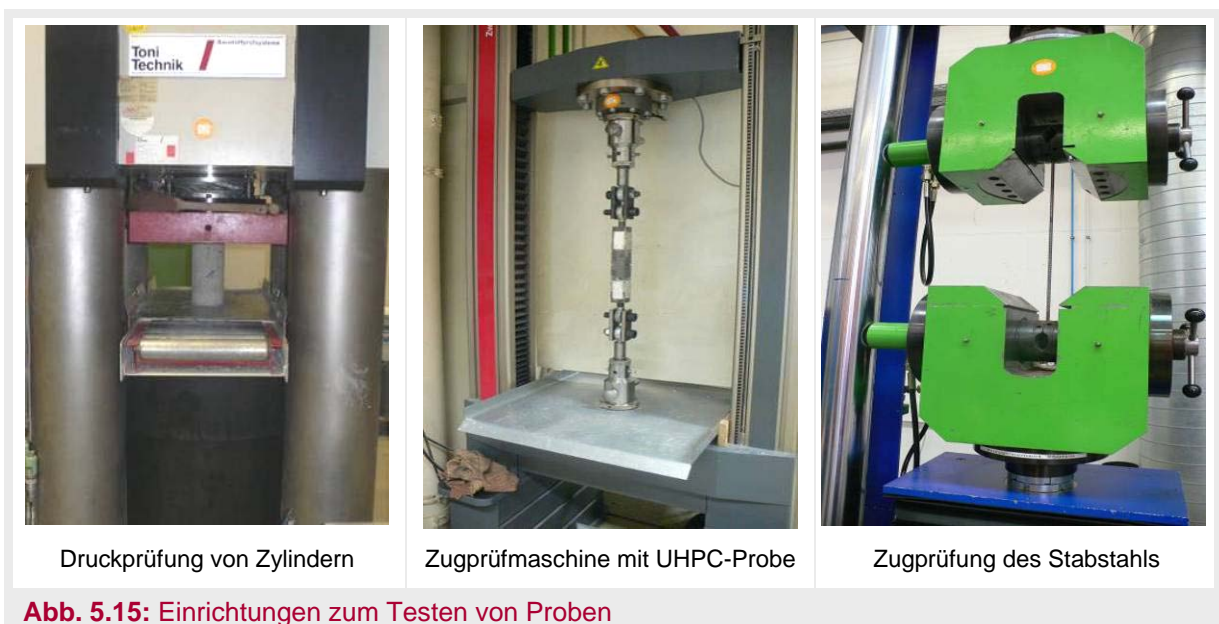


Abb. 5.15: Einrichtungen zum Testen von Proben

5.3.2 Ergebnisse der Hauptversuche

5.3.2.1 Ergebnisse der begleitenden Festigkeitsmessung

Als Hauptschritte vor und nach der Betonage der Balken wurde die Festigkeitsmessung der Proben aus Stabstahl, Normalbeton und UHPC durchgeführt.

Die verwendete Bewehrung besteht aus Betonstahl BSt 500 (nominelle charakteristische Werte der Fließgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, Zugfestigkeit $f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$). Die durch Messung ermittelten Mittelwerte der Zugfestigkeit bewegten sich im Bereich zwischen ca. 608 und 720 N/mm^2 . Die Fließgrenze wurde zwischen 518 und 618 N/mm^2 ermittelt (Tab. 5.7).

Vor der Ausführung der Hauptversuche wurden die Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeit der Proben aus Normalbeton und UHPC getestet. Tabelle 5.8 gibt einen Überblick über die erreichten Bruchlasten und die Ergebnisse der begleitenden Bestimmung der Betondruckfestigkeit an Zylindern $150 \times 300 \text{ mm}$ und der Zugfestigkeitswerte an Prismen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ für die Balken Nr. 1 bis Nr. 7. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Für die Normalbetonproben waren die Mittelwerte der Druckfestigkeit zwischen 15,5 und 29,7 N/mm^2 . Die Mittelwerte des E-Moduls lagen zwischen 13236 und 18534 N/mm^2 . Die Spaltzugfestigkeit β_{SZ} -Mittelwerte betragen 1,6 bis 2,7 N/mm^2 .
- Für die UHPC-Proben betragen die Mittelwerte der Druckfestigkeit zwischen 167,4 und 177,2 N/mm^2 . Die Mittelwerte der Zugfestigkeit erreichten ca. 7 N/mm^2 . Die Biegezugfestigkeit betrug zwischen 25,9 und 27 N/mm^2 .

Tab. 5.7: Durchschnittliche Ergebnisse der Stabstahlfestigkeit (s. Anhang 1, Tab. A1.1)

Stabstahl	Max. Kraft [kN]	f_{tk} [N/mm^2]	Fließkraft [kN]	f_{yk} [N/mm^2]
ø 6	20,4	720,7	17,5	618,3
ø 8	30,6	608,3	26,6	529,7
ø 12	75,7	669,4	64,2	568,3
ø 14	99,1	643,5	84,7	550*
ø 20	201	640,3	162,7	518,1
ø 25	328,5	669,05	277	564,6

*) nicht gemessen, sondern vorgeschlagen

Tab. 5.8: Durchschnittliche Ergebnisse der begleitenden Festigkeitsmessung an Zylindern und Prismen für die Balken Nr. 1 bis Nr. 7 (s. Anhang 1, Tab. A1.2 und A1.3)

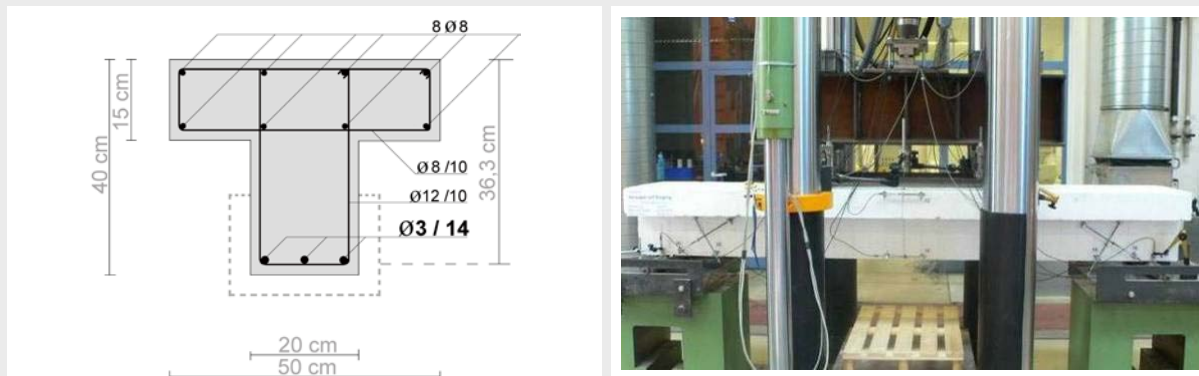
Balken ►	Versagen auf Biegezug				Versagen auf Querkraft		
	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6	Nr. 7
Normalbeton [N/mm^2]							
Druckfestigkeit	20,7	29,7	15,4	29,7	17,1	15,4	17,1
E Modul	15556	18534	15658	18534	13236	15658	13236
Spaltzugfestigkeit β_{SZ}	-	2,75	1,88	2,75	1,61	1,88	1,61
UHPC [N/mm^2]							
Druckfestigkeit		177,2		177,2		167,4	167,4
Biegezugfestigkeit		27,0		27,0		25,9	25,9
Zugfestigkeit		7,03		7,03		7	7

5.3.2.2 Ergebnisse der ersten Gruppe: Versagen auf Biegezug (Balken Nr. 1, Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4)

A. Zusammenfassung der rechnerischen Betrachtungen

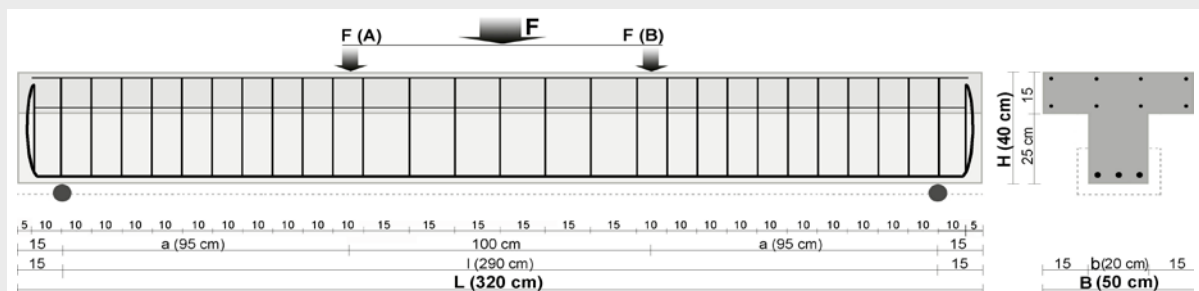
Die folgenden Tabellen von 5.9 bis 5.12 beinhalten den Versuchsaufbau und die Zusammenfassung der theoretischen Berechnungen für Normalbeton C30/37 und Stabstahl BSt 500 (vorab, zur Versuchsplanung) sowie erneute Berechnungen nach tatsächlichen Werten der Beton- und Betonstahlfestigkeiten. Die kompletten Balkenberechnungen befinden sich im Anhang 1.

Tab. 5.9: Kennwerte des Balkens Nr. 1



Quer- und Längsschnitt ▲ ▼

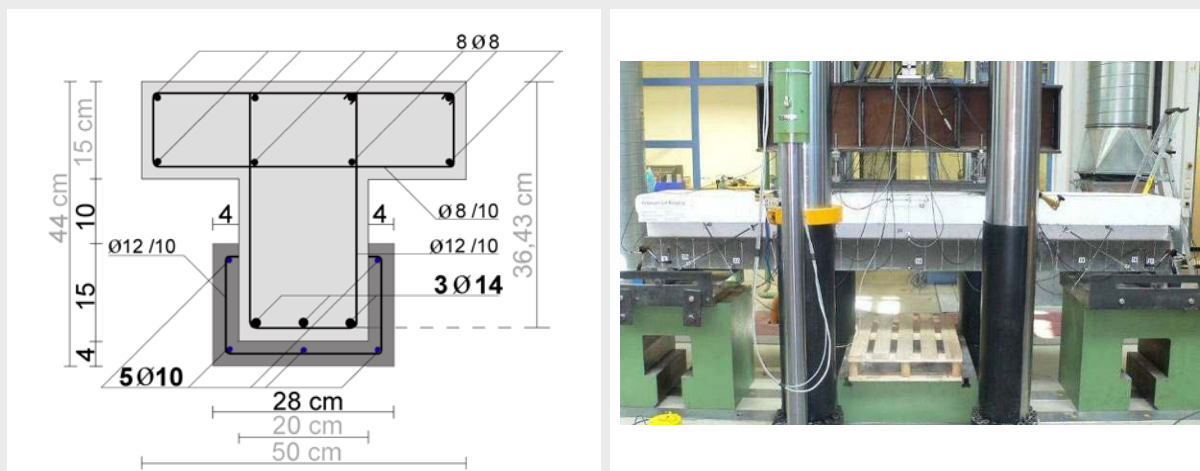
Versuchsaufbau ▲



Berechnungswerte des
Balkens 3Ø14, ohne
UHPC-Verstärkung

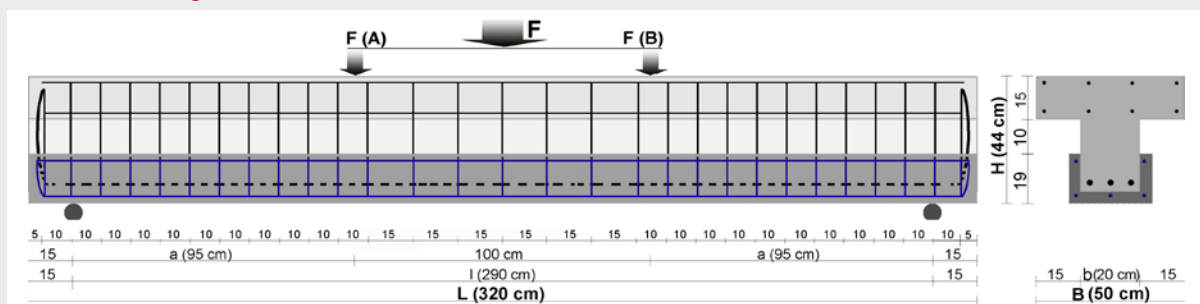
Erneute Berechnungen mit
gemessenen Werten der Be-
ton- und Betonstahlfestigkeiten

Betondruckfestigkeit		MN/m ²	$f_{ck} = 30$	$f_{cm} = 20,7$
Streckgrenze des BSt		MN/m ²	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} = 550$
Betondeckung	<i>nom c</i>	cm	2	2
Eigengewicht	g_k	kN/m	3,125	3,125
Stat. Nutzhöhe	d	cm	36,3	36,1
Stababstände	<i>vorh s_n</i>	cm	4,9	4,9
Betonstahlfläche	A_s	cm ²	4,62	4,62
Kons. min. Bewehrung	$A_{s,min}$	cm ²	1,315	1,315
Mechan. Beweh.grad der Zugbewehrung	ω		0,042	0,068
Bemessungsmoment		kN.m	$M_{Eks} = 81,74$	$M_{Ems} = 88,4$
Biegezugbewehrung			$\mu_{Eks} = 0,041$	$\mu_{Ems} = 0,065$
Belastung	F	kN	82	84
Max. Auflagerkraft	$max A_{Ed}$	kN	113,1	115,7
Θ: Druckstrebenwinkel	$cot \Theta$		2,25	1,99
Bemessungswiderstand	$V_{Rd,max}$	kN	336	245
Maßgebende Querkraft	V_{Ed}	kN	111,2	113,8
Querkraftbewehrung	a_{sw}	cm ² /m	3,21	3,33
min. Querkraftbewehr.	$a_{sw,min}$	cm ² /m	1,86	1,86
Gewählte Bewehrung			äußere Seiten: Ø12, sw = 10, vorh $a_s = 22,62 \text{ cm}^2$	
Querkrafttragfähigkeit			mittlerer Bereich: Ø12, sw = 15, vorh $a_s = 15,08 \text{ cm}^2$	

Tab. 5.10: Kennwerte des Balkens Nr. 2


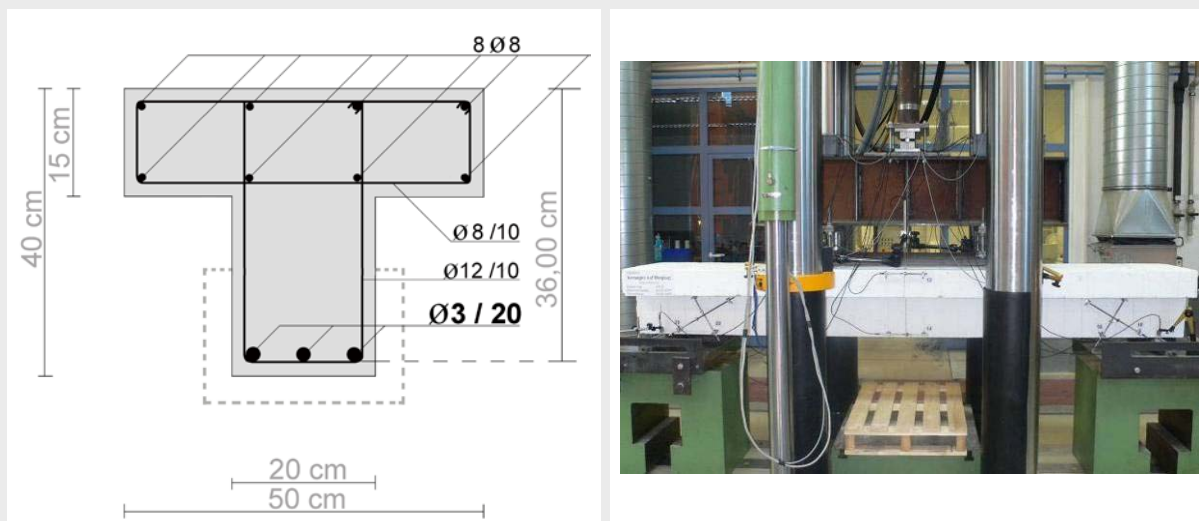
Quer- und Längsschnitt ▲ ▼

Versuchsaufbau ▲


 Berechnungswerte des
Balkens 3Ø14, mit
UHPC-Verstärkung

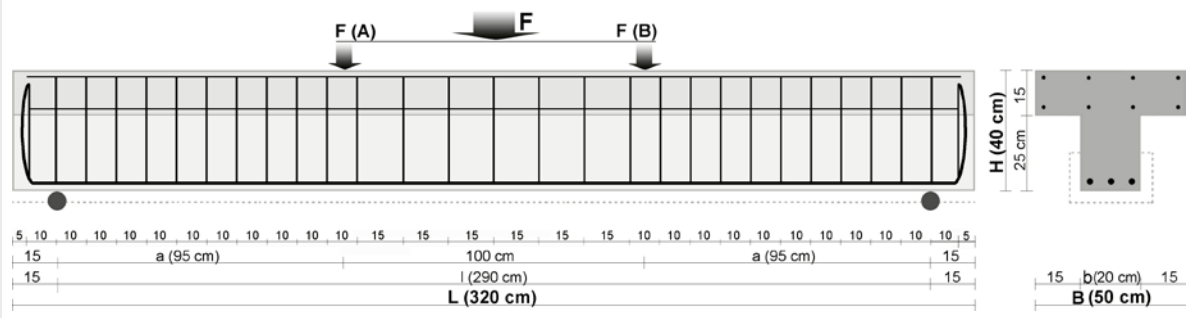
 Erneute Berechnungen mit ge-
messenen Werten der Beton-
und Betonstahlfestigkeiten

Betondruckfestigkeit		MN/m ²	$f_{ck} = 30$	$f_{cm} = 29,7$
Streckgrenze des BSt		MN/m ²	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} = 550$
Betondeckung	<i>nom c</i>	cm	2	2
Eigengewicht (NSB+UHPC)	g_k	kN/m	3,73	3,73
Fläche des UHPCs	$A_{c,UHPC}$	cm ²	232	232
Fläche des UHPCs als Bewehrungsäquivalent	$A_{\ddot{a}q,s}$	cm ²	2,784	2,965
Schwerpunkt des UHPCs		cm	6,9	6,9
Stat. Nutzhöhe	d	cm	36,43	36
Mechan. Beweh.grad der Zugbewehrung	ω		0,104	0,117
Bemessungsmoment		kN.m	$M_{Eks} = 195$	$M_{Ems} = 207$
Biegezugbewehrung			$\mu_{Eks} = 0,098$	$\mu_{Ems} = 0,11$
Belastung	F	kN	200,76	209
Max. Auflagerkraft	$max A_{Ed}$	kN	268,75	290
Θ : Druckstrebenwinkel	$cot \Theta$		1,487	1,45
Bemessungswiderstand	$V_{Rd,max}$	kN	411	543
Maßgebende Querkraft	V_{Ed}	kN	266,6	288
Querkraftbewehrung	a_{sw}	cm ² /m	11,94	12
min. Querkraftbewehr.	$A_{sw,min}$	cm ² /m	2,6	2,6
Gewählte Bewehrung Querkrafttragfähigkeit			äußere Seiten: Ø12, sw = 10, vorh $a_s = 22,62 \text{ cm}^2$ mittlerer Bereich: Ø12, sw = 15, vorh $a_s = 15,08 \text{ cm}^2$	

Tab. 5.11: Kennwerte des Balkens Nr. 3


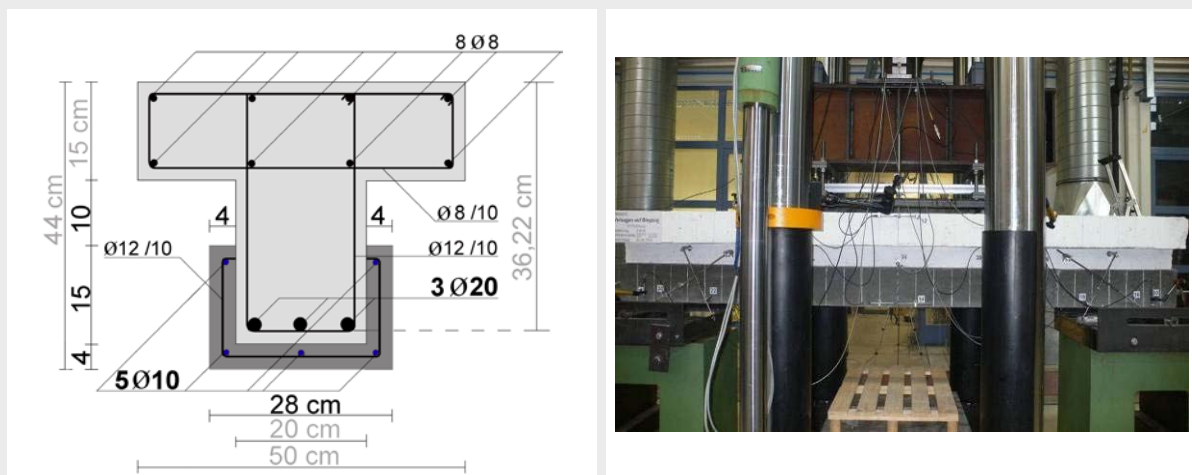
Quer- und Längsschnitt ▲ ▼

Versuchsaufbau ▲


 Berechnungswerte des
Balkens 3Ø20, ohne
UHPC-Verstärkung

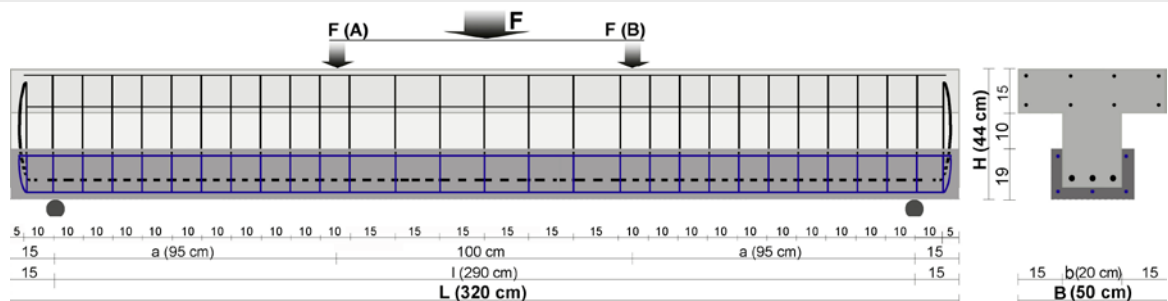
 Erneute Berechnungen mit
gemessenen Werten der Beton-
und Betonstahlfestigkeiten

Betondruckfestigkeit		MN/m ²	$f_{ck} = 30$	$f_{cm} = 15,4$
Streckgrenze des BSt		MN/m ²	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} = 518$
Betondeckung	<i>nom c</i>	cm	2	2
Eigengewicht	g_k	kN/m	3,125	3,125
Stat. Nutzhöhe	d	cm	36	35,8
Stababstände	<i>vorh s_n</i>	cm	4	4
Betonstahlfläche	$A_{s,min}$	cm ²	1,35	1,35
Mechan. Beweh.grad der Zugbewehrung	ω		0,087	0,176
Bemessungsmoment		kN.m	$M_{Eks} = 181,36$	$M_{Ems} = 158$
Biegezugbewehrung			$\mu_{Eks} = 0,093$	$\mu_{Ems} = 0,16$
Belastung	F	kN	186,7	189
Max. Auflagerkraft	$max A_{Ed}$	kN	249	252,2
Θ: Druckstrebenwinkel	$cot \Theta$		1,5	1,4
Bemessungswiderstand	$V_{Rd,max}$	kN	406	202
Maßgebende Querkraft	V_{Ed}	kN	247,3	250
Querkraftbewehrung	a_{sw}	cm ² /m	11,04	12,3
min. Querkraftbewehr.	$A_{sw,min}$	cm ² /m	1,86	1,86
Gemessne Kraft für v_{Ed}	V_{Ed}	kN	546	528
Gewählte Bewehrung	äußere Seiten: Ø12, sw = 10, vorh $a_s = 22,62 \text{ cm}^2$			
Querkrafttragfähigkeit	mittlerer Bereich: Ø12, sw = 15, vorh $a_s = 15,08 \text{ cm}^2$			

Tab. 5.12: Kennwerte des Balkens Nr. 4


Quer- und Längsschnitt ▲ ▼

Versuchsaufbau ▲


 Berechnungswerte des
Balkens 3Ø20, mit
UHPC-Verstärkung

 Erneute Berechnungen mit
gemessenen Werten der Beton-
und Betonstahlfestigkeiten

Betondruckfestigkeit		MN/m ²	$f_{ck} = 30$	$f_{cm} = 29,7$
Streckgrenze des BSt		MN/m ²	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} = 518$
Betondeckung	<i>nom c</i>	cm	2	2
Eigengewicht (NSB+UHPC)	g_k	kN/m	3,73	3,73
Fläche des UHPCs ($A_{c,UHPC}$)	$A_{c,UHPC}$	cm ²	232	232
Fläche des UHPCs als Bewehrungsäquivalent	$A_{\ddot{a}q,s}$	cm ²	2,784	2,7
Betonstahlfläche	A_s	cm	16,134	16,5
Stat. Nutzhöhe	d	cm	36,21	36,1
Mechan. Beweh.grad der Zugbewehrung	ω		0,148	0,159
Bemessungsmoment		kN.m	$M_{Eks} = 269,89$	$M_{Ems} = 280$
Biegezugbewehrung			$\mu_{Eks} = 0,137$	$\mu_{Ems} = 0,147$
Belastung	F	kN	280	284
Max. Auflagerkraft	$max A_{Ed}$	kN	371,76	377
Ø: Druckstrebenwinkel	$cot \Theta$		1,38	1,38
Bemessungswiderstand	$V_{Rd,max}$	kN	396	377
Maßgebende Querkraft	V_{Ed}	kN	369,52	375
Querkraftbewehrung	a_{sw}	cm ² /m	18,85	20,14
Gewählte Bewehrung			äußere Seiten: Ø12, sw = 10, vorh $a_s = 22,62 \text{ cm}^2$	
Querkrafttragfähigkeit			mittlerer Bereich: Ø12, sw = 15, vorh $a_s = 15,08 \text{ cm}^2$	

B. Messergebnisse der Wegaufnahme und Versagenslast

■ Riss- und Versagensbild

- **Balken 1** (*ohne Verstärkung, schwache Bewehrung*). In diesem Balken haben sich die meisten Risse während der Einwirkung der Belastung im mittleren unteren Bereich des Balkens entwickelt (Biegezugzone). Besonders zwischen den Belastungspunkten A und B stellten sie sich in einem regelmäßigen Abstand von ca. 10 - 15 cm Risse ein. Die ersten Risse sind in der Mitte nach einer Belastung von 50 kN entstanden. Die Risslänge und Rissbreite haben sich weiterentwickelt, bis die Belastung einen Wert von 150 kN erreichte. Die Risse haben sich nur im Biegezugbereich des Balkens entwickelt. Die größte Rissöffnung wurde in der Mitte unter dem Belastungspunkt A mit 3 mm Rissbreite nach der Belastung von 180 kN und bei einer Durchbiegung von 14 mm beobachtet (Abb. 5.16).
- **Balken 2** (*mit Verstärkung, sonst wie Balken 1*). Die meisten Risse haben sich auch im Balken 2 im Mittelbereich zwischen den Belastungspunkten A und B gebildet. Die Risse sind im UHPC-Teil nach einer Belastung von 200 kN sichtbar geworden und haben sich mit der Zunahme der Belastung bis $F = 420$ kN hinsichtlich Risslänge und Rissbreite weiterentwickelt. Der erste Riss war in der Mitte entstanden und wies eine Rissbreite von 16 mm zum Zeitpunkt der max. Belastung auf. Die großen Risse haben nach der max. Belastung beim Versagen die Oberkante des Balkens erreicht (Abb. 5.17).
- **Balken 3** (*ohne Verstärkung, stärkere Bewehrung*). Der Balken erlitt einen Bruch durch Abplatzung im Auflagerbereich, weil seine Druckfestigkeit sehr niedrig war ($15,4 \text{ N/mm}^2$). Deshalb wurden die Lagerpunkte um 15 cm weiter nach innen verschoben. Somit ragte der Balken 30 cm über die Lagerpunkte hinaus. Die Risse haben sich zwischen den beiden Auflagerungen unregelmäßig, nicht wie im Balken Nr. 1, gebildet. Zwischen den Belastungspunkten A und B waren die Risse im unteren Bereich des Balkens nahezu vertikal, während die Risse zwischen der äußeren Seite der Belastungspunkte und den Auflagerungen schräg verlaufen. Der erste Riss hat sich in der Biegezugzone nach der Belastung von 150 kN und bei einem Wert der Durchbiegung von 5 mm gebildet und hat sich bis zur max. Kraft von 385 kN weiter geöffnet. Die Rissöffnung betrug bei der max. Belastung ca. 10 mm. Bei einer Belastung von 360 kN und einer Durchbiegung von 8,5 mm sind mehrere Bewehrungsstäbe in der Balkenmitte im unteren Bereich gerissen. Bei einem Wert der Durchbiegung von 9,5 mm (Belastung 370 kN) sind einige Längsrisse in der Platte entstanden. Danach ist der Balken gebrochen (Abb. 5.18).
- **Balken 4** (*Querschnitt und Bewehrung im Normalbetonteil wie Balken 3, jedoch mit Verstärkung und geänderter Stützweite*). Der erste Riss hat sich bei 150 kN und bei der Durchbiegung von 4 mm in der Biegezugzone des UHPC-Teils gebildet. Danach sind die meisten Risse in der Balkenmitte des UHPC-Teils bei einer Durchbiegung von 6 mm (Kraft von 230 kN) entstanden. Bei einem Wert der Durchbiegung von 7 mm (Belastung 250 kN) sind vier Stabstähle $\varnothing 10$ (im UHPC-Teil) gerissen. Nach der Belastung von 300 kN und bei einer Durchbiegung von 8 mm sind die ersten Risse im oberen Bereich des Steges (Normalbeton) zwischen dem UHPC und dem Normalbeton entstanden, wobei

sind die Risse in horizontaler Querrichtung des Balkens bei einer Durchbiegung von 18 mm (Kraft von ca. 500 kN) entstanden. Der Balken versagte bei einer Belastung von 525 kN und bei einer Durchbiegung von 20 mm (Abb. 5.19).



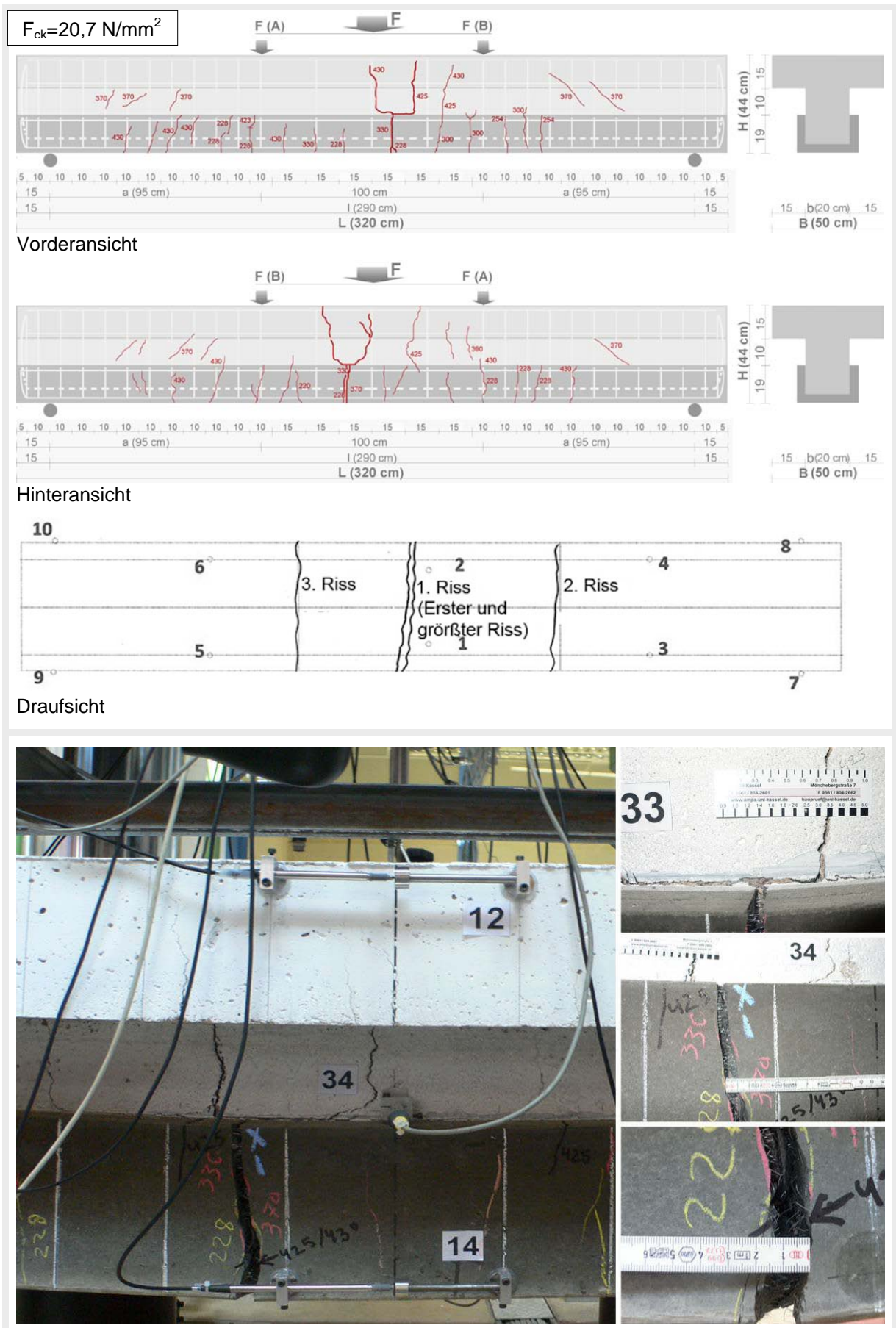


Abb. 5.17: Riss- und Versagensbild des Balkens Nr. 2

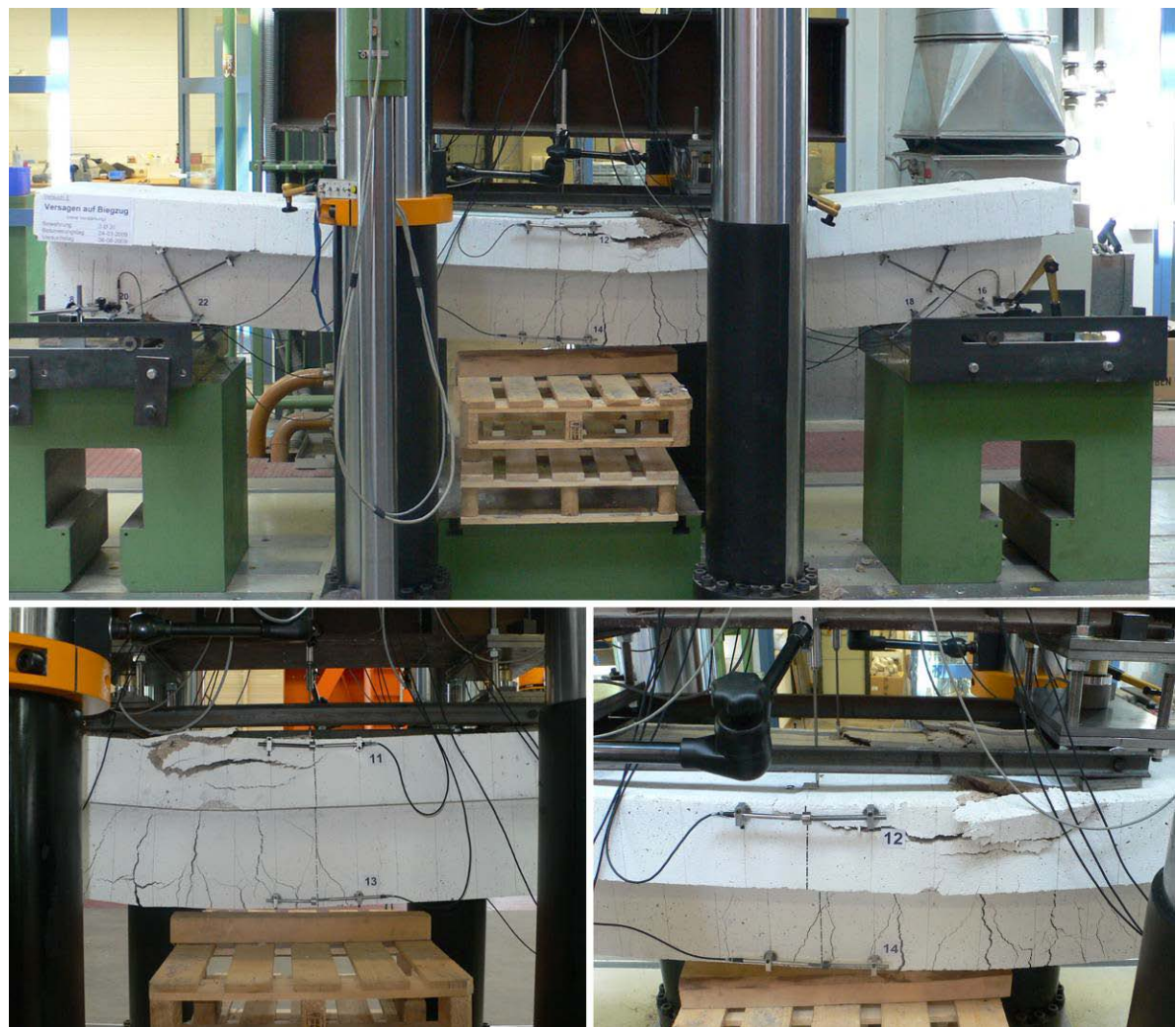
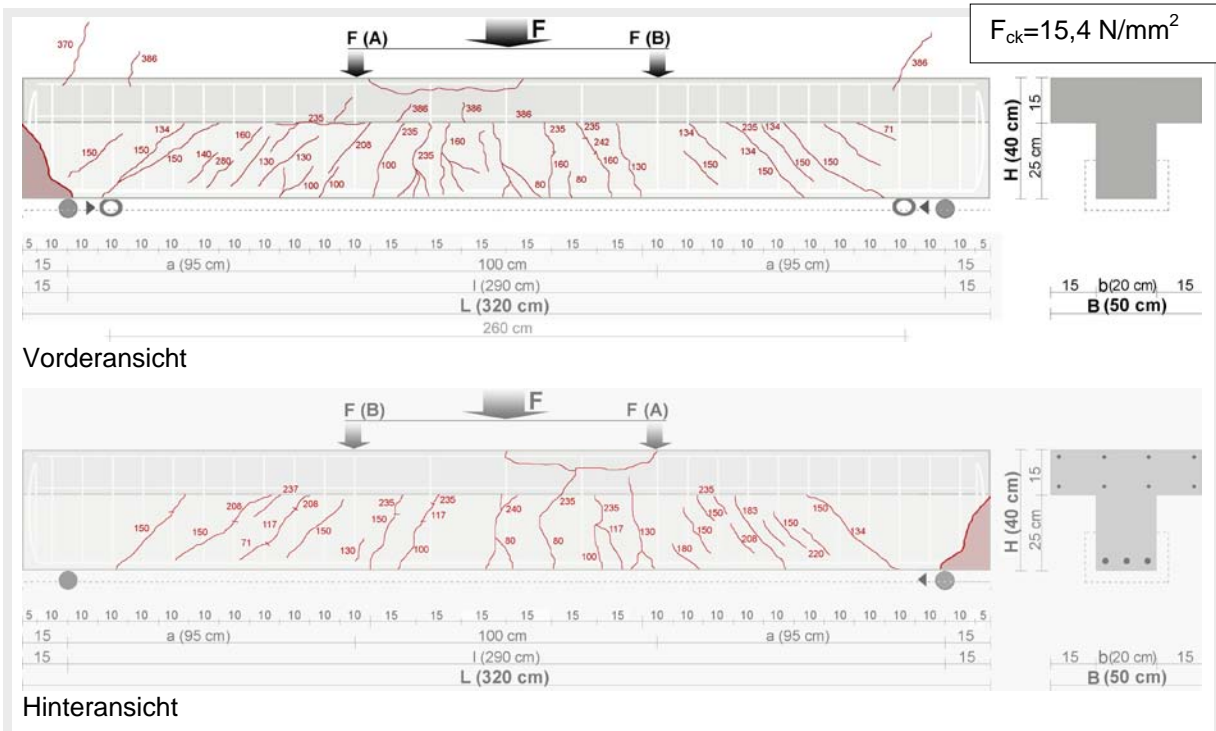
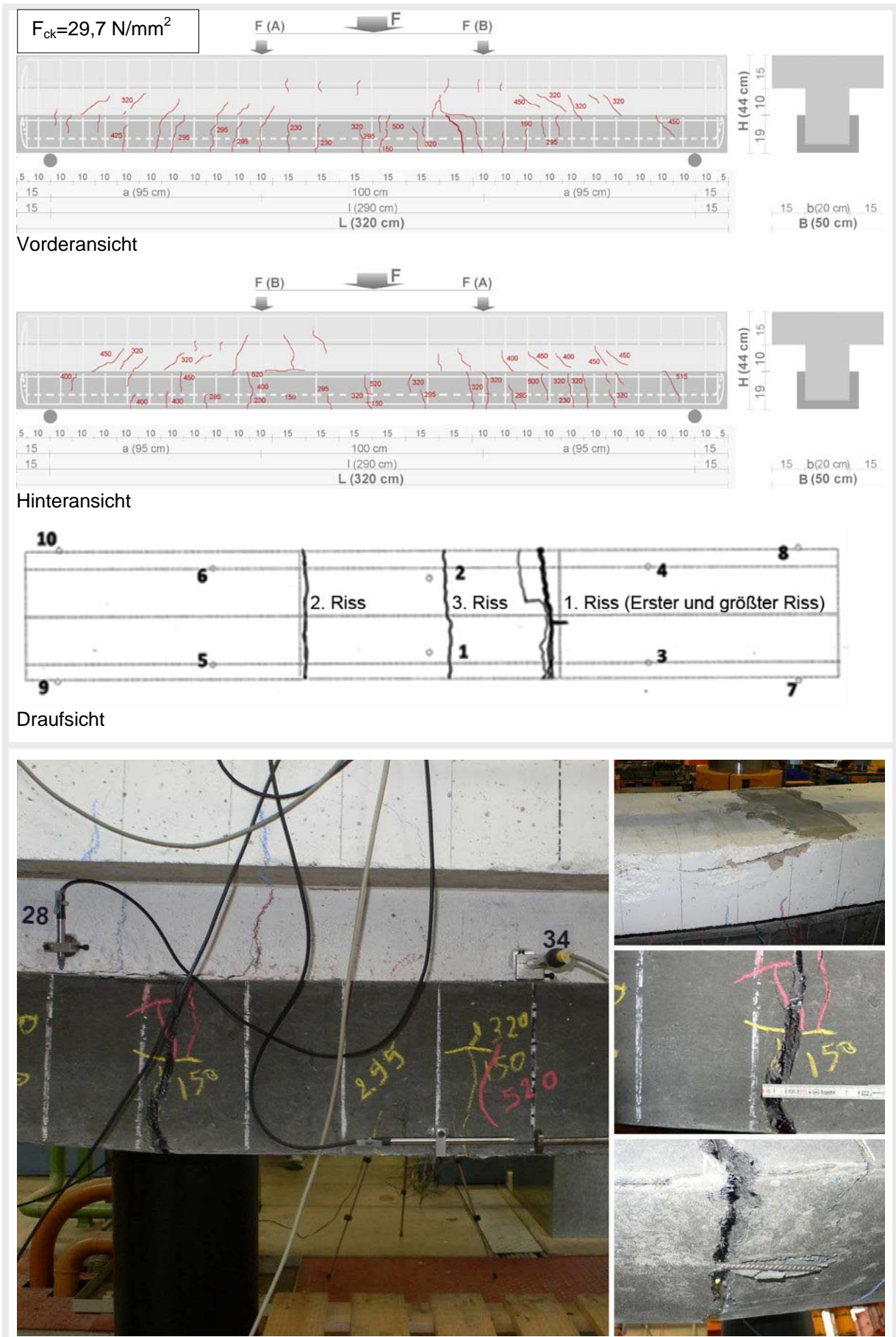


Abb. 5.18: Riss- und Versagensbild des Balkens Nr. 3

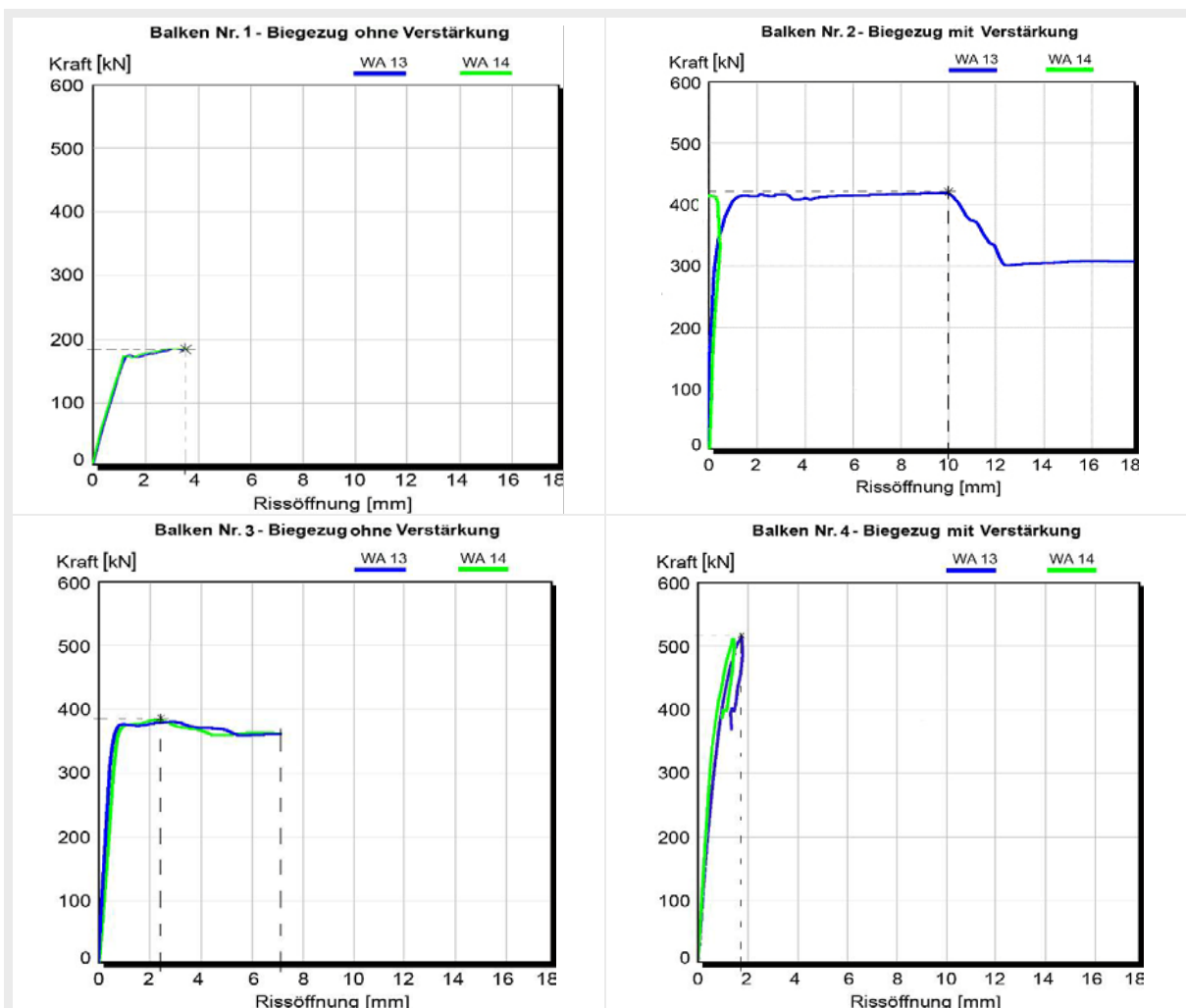


- Aus den Messungen der Längsverformungen können in guter Näherung die Summenwerte der Rissbreiten der Längsrichtung (Zugbereich) in den Balken Nr. 1 bis Nr. 4 durch die Wegaufnehmer 13 und 14 erhalten werden. Die Messlänge betrug daher jeweils 20 cm, so dass mehrere Risse innerhalb dieser Länge möglich sind. Die Tabelle 5.13, 5.14 und Abb. 5.20 zeigen die maximalen Rissbreiten im Zugbereich. Die maximalen Rissbreiten wurden in den Balken 1, 2 und 3 durch die Wegaufnehmer 13 und 14 erfasst, jedoch war im Balken Nr. 4 der große Riss außerhalb des Bereichs der Wegaufnehmer 13 und 14. Nach diesen Tabellen lässt sich feststellen, dass die verstärkten Balken (Nr. 2 und Nr. 4) mehr Kraft als der jeweiligen Referenzbalken Nr. 1 und Nr. 3 aufgenommen haben, größere Rissbreiten und weniger Durchbiegung aufwiesen.

Tab. 5.13: Maximale Rissöffnung für die Balken 1 bis 4

	Rissöffnung [mm] bei max. Kraft	max. Rissöffnung [mm]
Balken Nr. 1	3,6 (180 kN)	3,6 (180 kN)
Balken Nr. 2	10 (420 kN)	19,6 (305 kN)
Balken Nr. 3	2,5 (385 kN)	7,5 (364 kN)
Balken Nr. 4	1,8* (525 kN)	1,8* (370 kN)

*) Diese Werte wurden durch die Wegaufnehmer 13 und 14 gemessen, aber die echte max. Rissöffnung war außerhalb von diesem Bereich und wurde von Hand gemessen. Sie betrug bis zu 20 mm.

**Abb. 5.20: Summe der Rissöffnungen in den vertikalen Rissen der Balken 1 bis 4**

■ Verformungen

Die Verformungen wurden durch induktive Wegaufnehmer gemessen, die in verschiedenen Bereichen an der Balkenoberfläche installiert waren. Es wurden Verformungen im Druck- und im Zugbereich gemessen. Zusätzlich wurde eine Scherverformung infolge von Schubrisen und die Durchbiegung unter der Lasteinleitung gemessen (siehe Anhang 1, Abb. A1.1 - A1.4). Tabelle 5.14 zeigt die Zusammenfassung der gemessenen Verformungen der Balken Nr. 1, Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4.

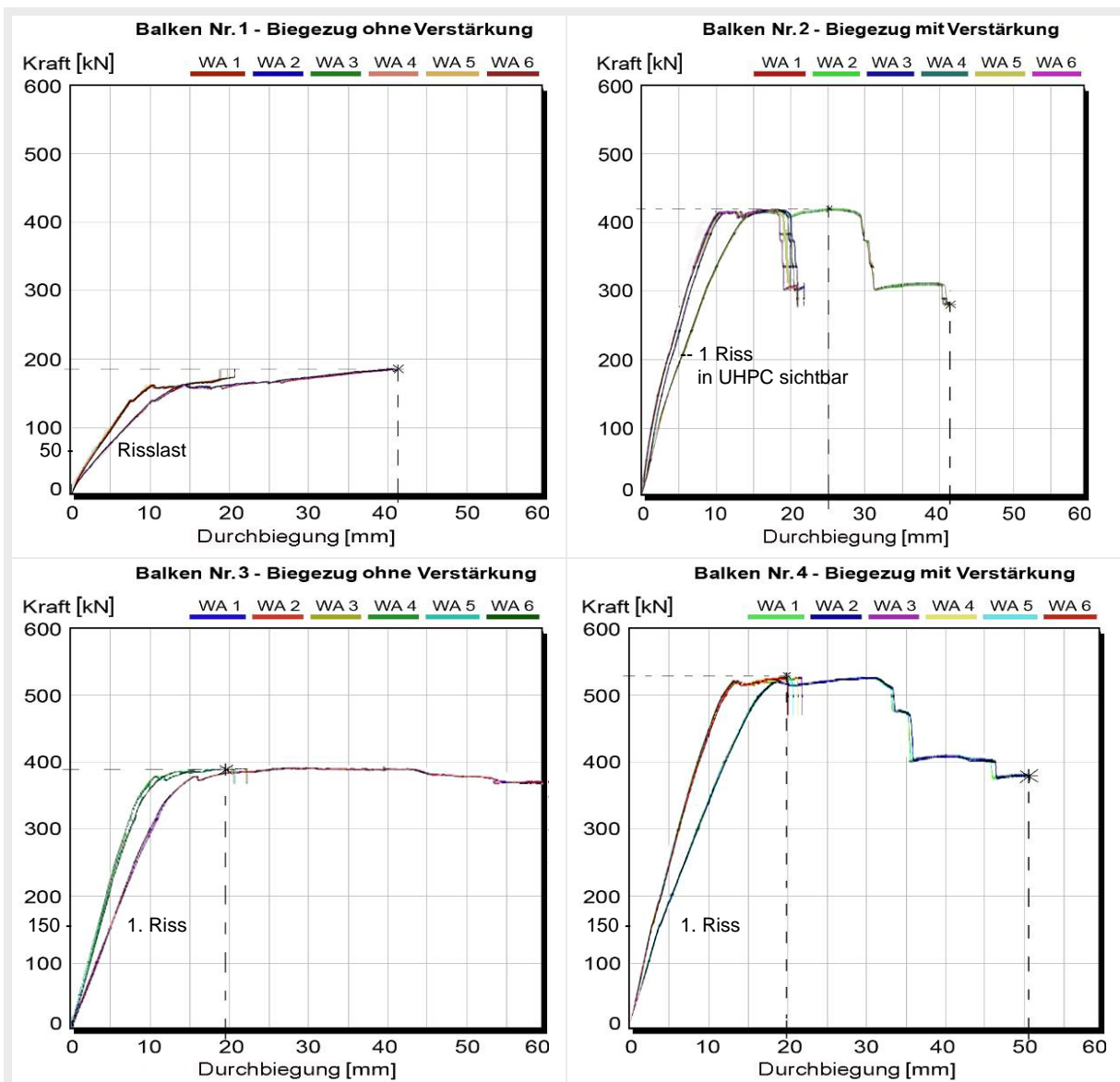
Tab. 5.14: Verformungen der Balken Nr. 1, 2, 3 und 4 bei maximaler Durchbiegung [mm]

Bereich	Wegaufnehmer (Nr.)	Messlänge	Balken Nr.1	Balken Nr. 2	Balken Nr. 3	Balken Nr. 4
Durchbiegung	1		-40,836	-41,411	-78,94	-50,057
	2		-42,585	-41,943	-73,016	-50,672
	3		-19,577	-21,782	-20,751	-21,763
	4		-18,788	-20,814	-20,97	-21,264
	5		-18,583	-21,008	-20,974	-20,602
	6		-20,561	-20,934	-22,381	-19,969
Durchbiegung im Auflagerbereich	7		-2,698	+0,366	3,359	2,62
	8		-2,972	+0,244	2,8	2,433
	9		-0,298	+2,709	4,050	0,554
	10		+0,121	+2,008	4,518	0,173
Verformung im Druckbereich	11	200	-0,466	-0,605	-2,179	-0,575
	12	200	-0,533	-0,683	2,727	-0,533
Verformung im Zugbereich	13	200	+3,565	+19,643	7,523	1,766
	14	200	+3,604	+19,024	6,445	1,437
Scherverformung	15	350	-0,088	-0,055	-1,139	-0,216
	16	350	-0,012	-0,048	-0,594	-0,3
	17	240	+0,71	+0,440	2,943	1,131
	18	240	+0,626	+0,526	10,708	0,973
	19	350	-0,142	-0,062	-0,506	-0,304
	20	350	-0,085	-0,128	-0,317	-0,246
	21	240	+0,477	+0,439	1,071	0,968
	22	240	+0,559	+0,714	1,154	0,991
Relative horizontale Längsrichtung	23	30		+0,003		-0,012
	24	30		+0,001		0,004
	25	30		+0,003		0,002
	26	30		+0,002		-0,003
Relative Verformung in vertikaler Richtung	27	20		+0,896		3,057
	28	20		+0,296		2,247
	29	20		+1,148		1,848
	30	20		+0,721		2,149
Relative horizontale Querrichtung	31	30		-0,132		0,261
	32	30		-0,233		-0,302
	33	30		-2,123		0,468
	34	30		-1,914		0,629
	35	30		-0,160		0,245
	36	30		-10,895		-10,62

- Die maximale Durchbiegung wurde durch die Wegaufnehmer 1 und 2 in Balkenmitte der Balken 1 bis 4 gemessen (Tab. 5.15 und Abb. 5.21). Die Tabelle zeigt die zugehörigen Verformungen und Rissbreiten.
- Die Wegaufnehmer 3 - 6 befinden sich in den Viertelpunkten der Stützweite.

Tab. 5.15: Maximale Durchbiegung und zugehörige Kraft für die Balken 1 bis 4 [mm]

	Durchbiegung bei max. Kraft	max. Durchbiegung
Balken Nr. 1	42,6 (180 kN)	42,6 (180 kN)
Balken Nr. 2	25 (420 kN)	41,9 (282 kN)
Balken Nr. 3	19 (385 kN)	78,9 (375 kN)
Balken Nr. 4	20 (525 kN)	50,7 (380 kN)

**Abb. 5.21: Kraft-Durchbiegungsbeziehung für die Balken 1 bis 4**

- Die Wegaufnehmer 23, 24, 25 und 26, die sich an der Scherfuge in Längsrichtung zwischen Normalbeton und UHPC des Balkens Nr. 2 und Nr. 4 (unterer Querschnitt) befinden, zeigen, dass es fast keine Verformung in diesem Bereich gibt, da die größte Verformung

nur bis 0,012 mm bei Wegaufnehmer 23 in Balken Nr. 4 erreicht hat (Tabelle 5.14).

- Die Wegaufnehmer 27, 28, 29 und 30, die für die Messung der vertikalen Verformung zwischen Normalbeton und UHPC des Balkens 2 und 4 angebracht wurden, zeigen, dass die U-Form aus UHPC beim Balken Nr. 2 nach etwa 200 kN und einer maximalen Verformung von 1,15 mm und beim Balken Nr. 4 nach ca. 350 kN und einer maximalen Verformung von 3 mm sich vom Normalbeton ablöste (Abb. 5.22).
- Die Messungen der horizontalen Verformung zwischen Normalbeton und UHPC des Balkens Nr. 2 und Nr. 4 in Querrichtung (Wegaufnehmer 31 bis 36) zeigen, dass es fast keine Verformung gibt (siehe Anhang Abb. A2.58). Das bedeutet, dass der UHPC mit dem Normalbeton einen guten Verbund in der horizontalen Richtung hat (Abb. 5.22).

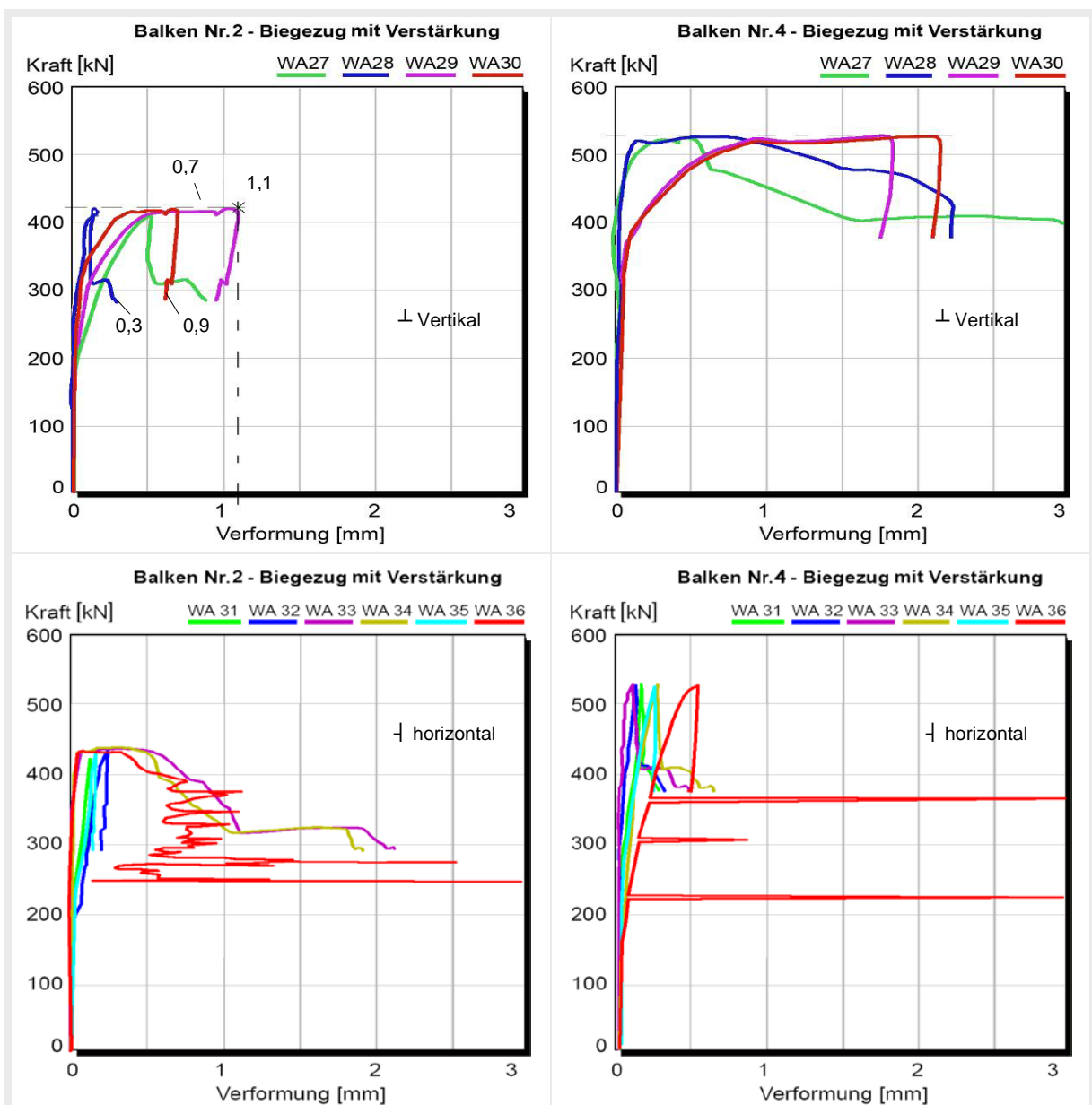


Abb. 5.22: Kraft-Verformungsbeziehung (Ablösung der U-Schale) für die Balken Nr. 2 und Nr. 4

- Die Krümmung ist die lokale Abweichung einer Kurve von einer Geraden. Der gleiche Begriff steht auch für das Krümmungsmaß, welches für jeden Punkt der Kurve quantitativ angibt, wie stark diese lokale Abweichung ist.
- Die Balkenbiegung ist bei maximaler Krümmung für Balken Nr. 1 und Nr. 2 fast gleich, ebenso ist bei Balken Nr. 3 und Nr. 4 im Vergleich (Tab. 5.16a und Abb. 5.23).
- Die relative Verformung ist bei maximaler Biegung in der verstärkten Balken Nr. 2 und Nr. 4 größer (ca. 30 – 50 %) als in den unverstärkten Balken Nr. 1 und Nr. 3 (Tab. 5.16b und Abb. 5.23).
- Die relative Horizontal-Verformung ist bei maximalem Zug (im Zugbereich) in den verstärkten Balken Nr. 2 und Nr. 4 kleiner als in den unverstärkten Balken Nr. 1 und Nr. 3 (Tab. 5.16c und Abb. 5.23).

Tab. 5.16: Krümmung und relative Verformung der Balken der Balken Nr. 1, 2, 3 und 4 bei maximaler Durchbiegung

a. Krümmung [1/mm] (Krümmung $K = M / (EI)$)

Bereich	Balken Nr. 1	Balken Nr. 2	Balken Nr. 3	Balken Nr. 4
Krümmung [1/mm]	$1,416 \times 10^{-5}$	$1,88 \times 10^{-5}$	$2,5 \times 10^{-5}$	$2,25 \times 10^{-5}$

b. Relative Verformung ϵ im Druckbereich

Bereich	Wegauf.	Balken Nr. 1	Balken Nr. 2	Balken Nr. 3	Balken Nr. 4
Verformung im Druckbereich	11	0,00233	0,003025	0,010895	0,002875
	12	0,002665	0,003415	0,013635	0,002665

c. Relative Verformung ϵ im Zugbereich

Bereich	Wegauf.	Balken Nr. 1	Balken Nr. 2	Balken Nr. 3	Balken Nr. 4
Verformung im Zugbereich	13	0,017825	0,098215	0,037615	0,00883
	14	0,01802	0,00488	0,032225	0,007185

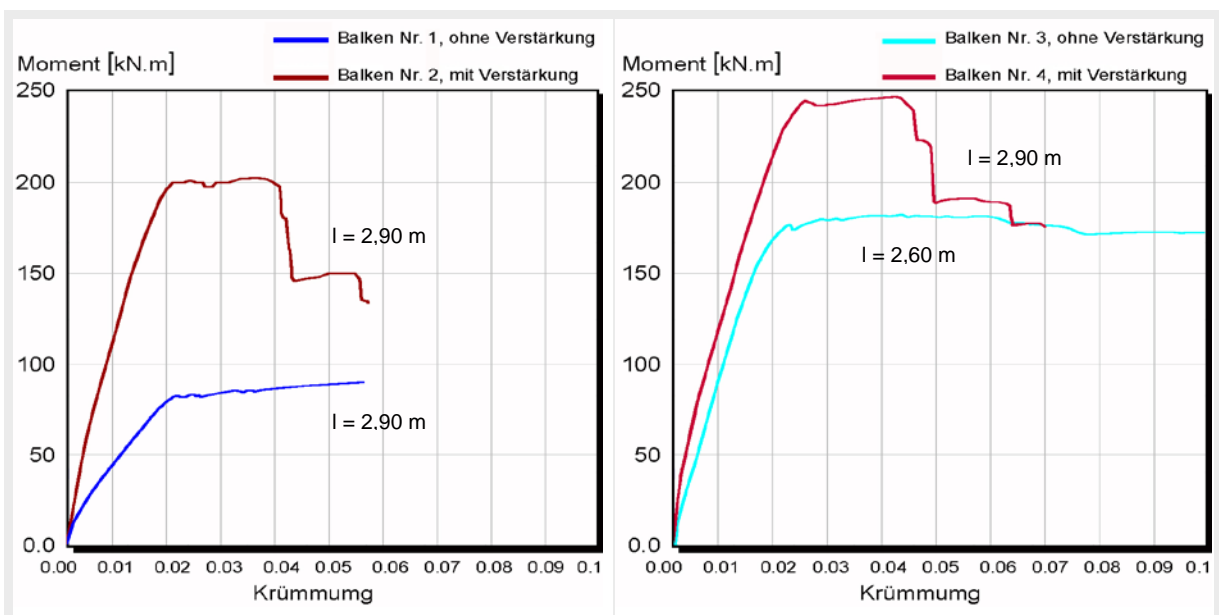
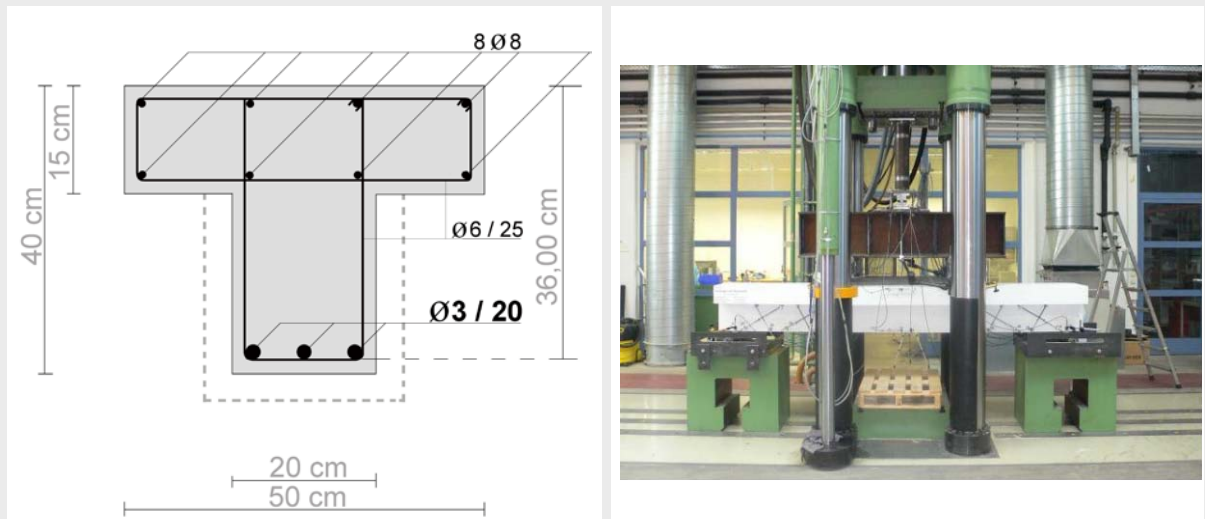


Abb. 5.23: Momenten-Krümmungs-Beziehung für die Balken Nr. 1 - Nr. 4

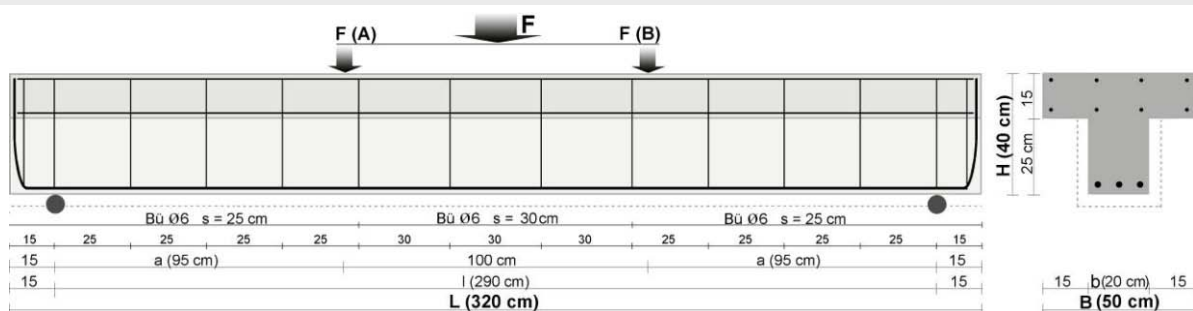
5.3.2.3 Ergebnisse der zweiten Gruppe: Versagen auf Querkraft (Balken Nr. 5, Nr. 6, und Nr. 7)

A. Zusammenfassung der rechnerischen Betrachtungen

Tab. 5.16: Kennwerte des Balkens Nr. 5 (siehe Anhang I, A15 und A29)


Quer- und Längsschnitt ▲ ▼

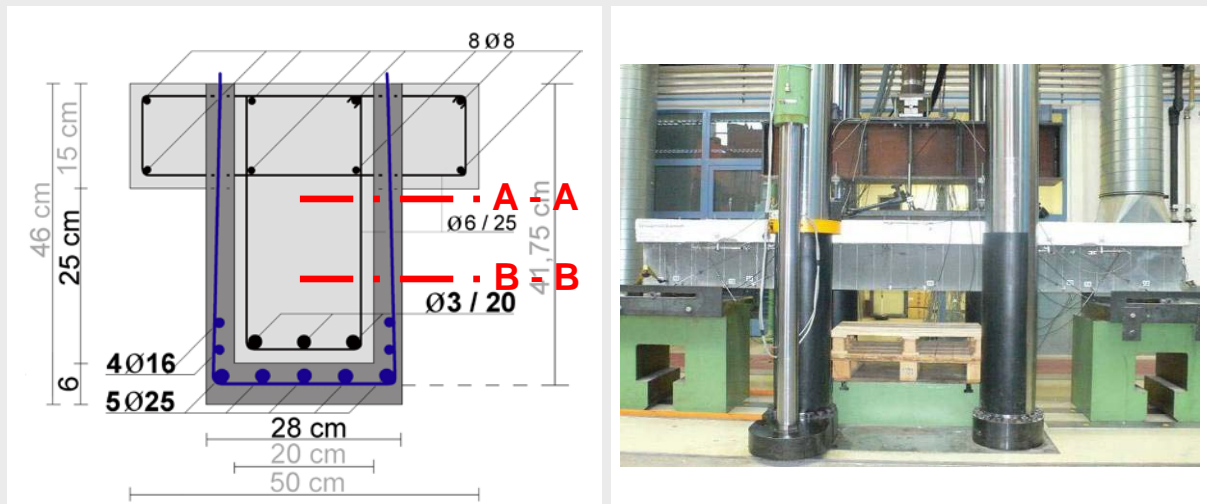
Versuchsaufbau ▲


 Berechnungswerte des
Balkens 3Ø20, (Ø 6; sw
= 25; ohne UHPC Vers.

 Erneute Berechnungen mit
gemessenen Werten der Beton-
und Betonstahlfestigkeiten

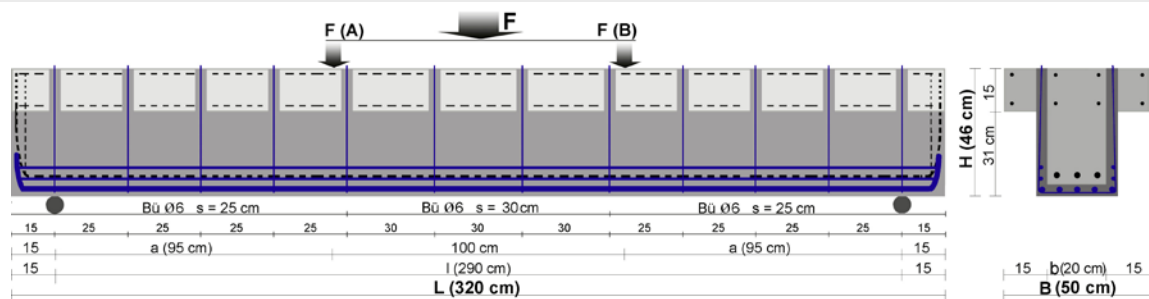
Betondruckfestigkeit		MN/m ²	$f_{ck} = 30$	$f_{cm} = 17,1$
Streckgrenze des BSt		MN/m ²	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} = 518$
Betondeckung	<i>nom c</i>	cm	2	2
Eigengewicht	g_k	kN/m	3,125	3,125
Stat. Nutzhöhe	d	cm	36	36,4
Stababstände	<i>vorh s_n</i>	cm	25	25
Querkraftbewehrung	a_{sw}	cm ² /m	2,26	2,26
Mechan. Beweh.grad der Zugbewehrung	ω		0,128	0,157
Biegezugbewehrung			$\mu_{Eks} = 0,1296$	$\mu_{Ems} = 0,1443$
Bemessungsmoment		kN.m	$M_{Eks} = 142,8$	$M_{Ems} = 165$
Θ: Druckstrebenwinkel	$\cot \Theta$	3		
Maßgebende Querkraft		kN	$V_{Ek} = 115$	$V_{Em} = 140$
Max. Auflagerkraft	$\max A_{Ed}$	kN	116,4	141,4
Belastung	F	kN	111,4	137

Tab. 5.18: Kennwerte des Balkens Nr. 7 (siehe Anhang I, A21 und A31)



▲ ▼ Quer- und Längsschnitt

▲ Versuchsaufbau



Berechnungswerte des Balkens 3Ø20, (Ø 6; sw = 25; mit UHPC-Verstärkung und Querkraftbewehrung (Bügel))

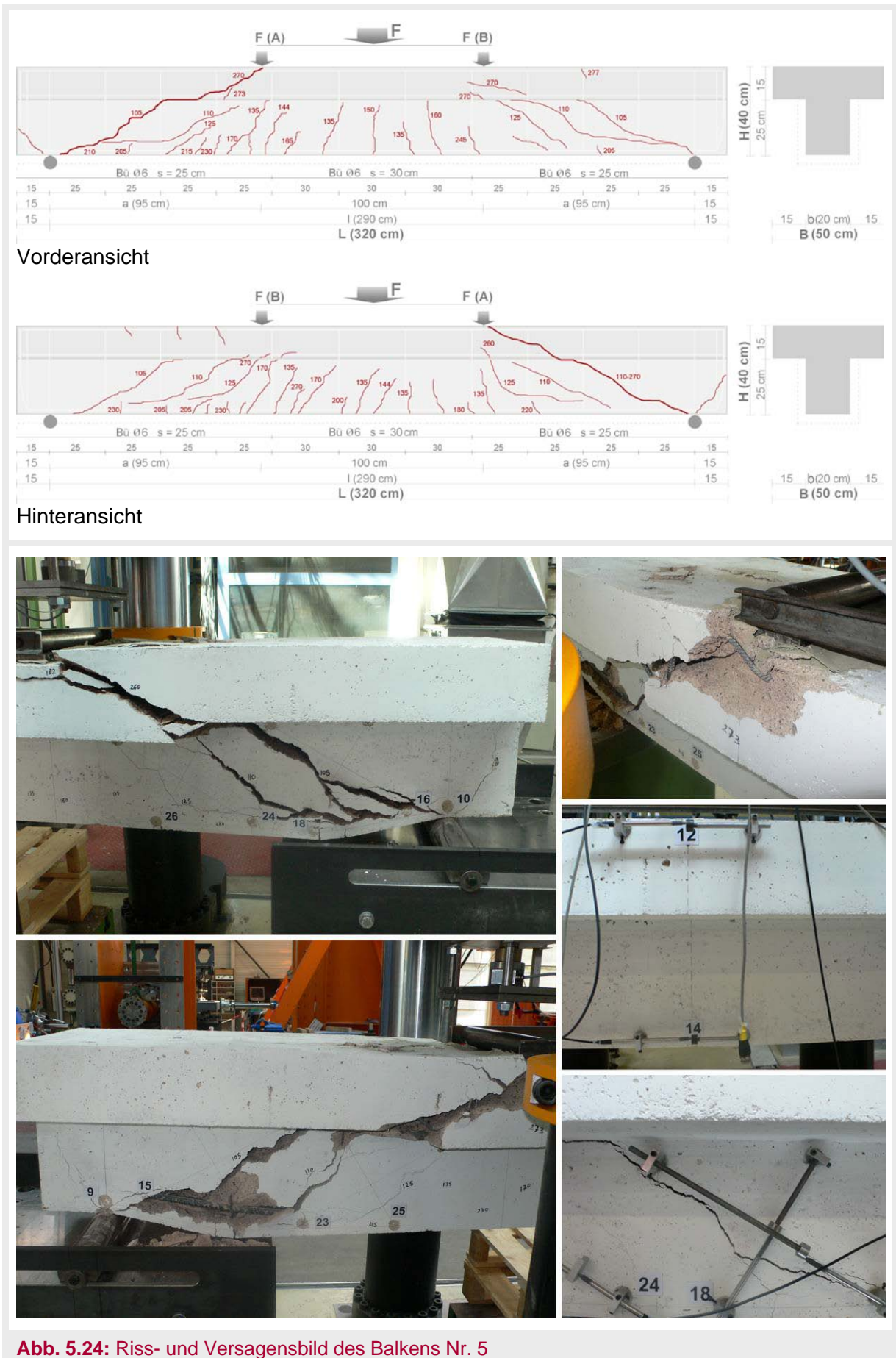
Erneute Berechnungen nach äquivalenter Fläche und französischer Richtlinie

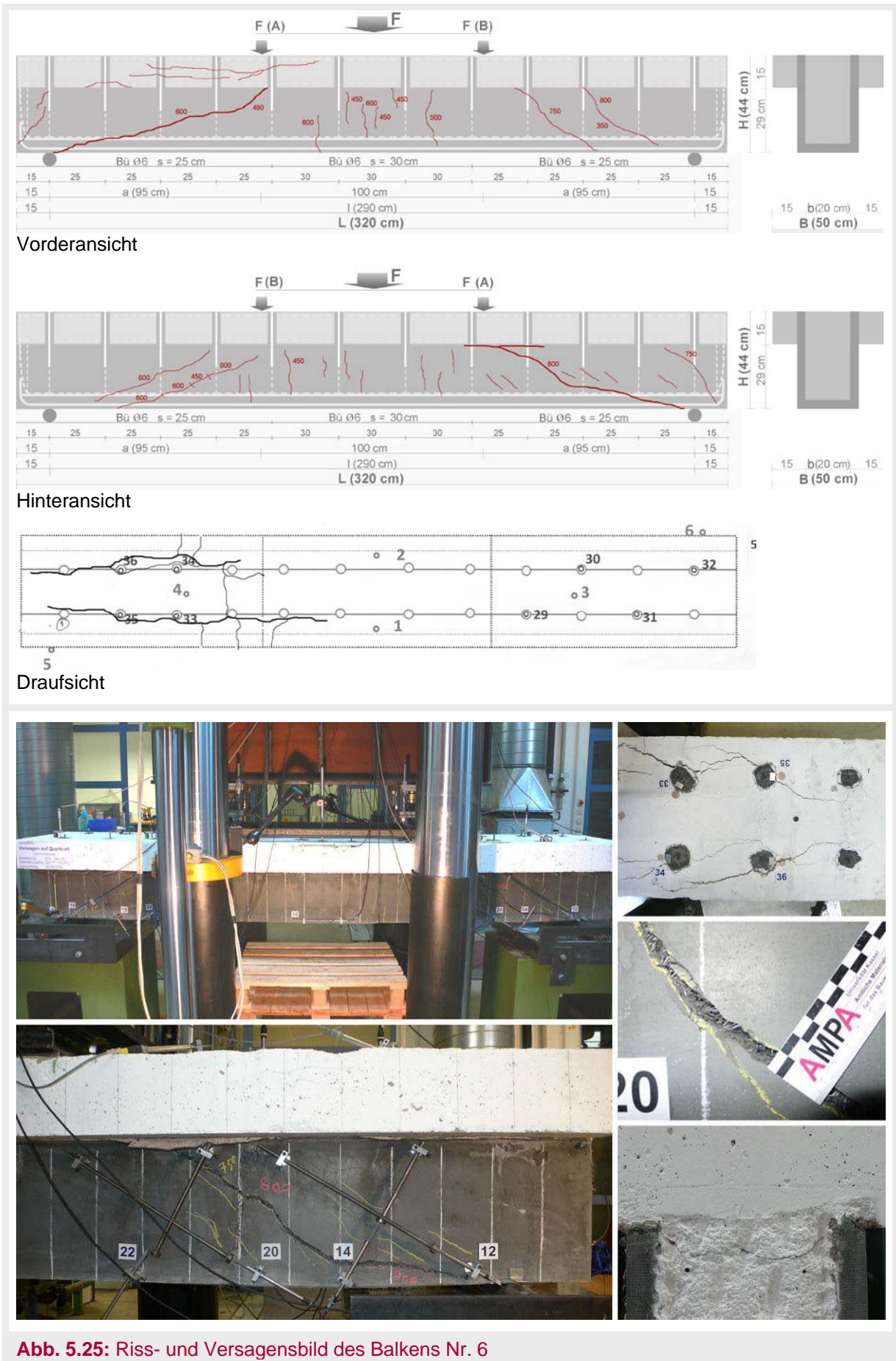
Betondruckfestigkeit	f_{ck}	30	MN/m ²	17,1	MN/m²
Streckgrenze des BSt	f_{yk}	500	MN/m ²	518	MN/m²
Betondeckung	$nom\ c$	2	cm		
Eigengewicht (NSB+UHPC)	g_k	4,25	kN/m	nach äquivalenter Fläche:	
	vorh s_n	2,375	cm	Maximale Querkraft	F 522 kN
	vorh A_{s1}	9,42	cm ²	Totale Kraft	F_{Total} 1035 kN
Betonstahlfläche	A_s	40,14	cm	nach französischer Richtlinie:	
				- Querschnitt A - A	
Querkraftbewehrung	a_{sw}	4,52	cm ² /m	Faseranteil	V_f 176 kN
Stat. Nutzhöhe	d	39	cm	Maximale Querkraft	F 157 kN
Mechan. Beweh.grad der Zugbewehrung	ω	0,343		Totale Kraft ($V_f + F$) × 2	F_{Total} 666 kN
Bemessungsmoment	M_{Eks}	838	kNm	- Schnitt B - B	
Biegezugbewehrung	μ_{Eks}	0,648		Faseranteil	V_f 491 kN
Maßgebende Querkraft	V_{Ed}	232,6	kN	Maximale Querkraft	F 157 kN
Belastung	F	255,8	kN	Totale Kraft ($V_f + F$) × 2	F_{Total} 1296 kN
Θ: Druckstrebenwinkel	$cot\ \Theta$	3			
Bemessungswiderstand	$V_{Rd,max}$	365,6	kN		
Faseranteil	V_f	416,75	kN		
	$F + V_f$	673	kN		

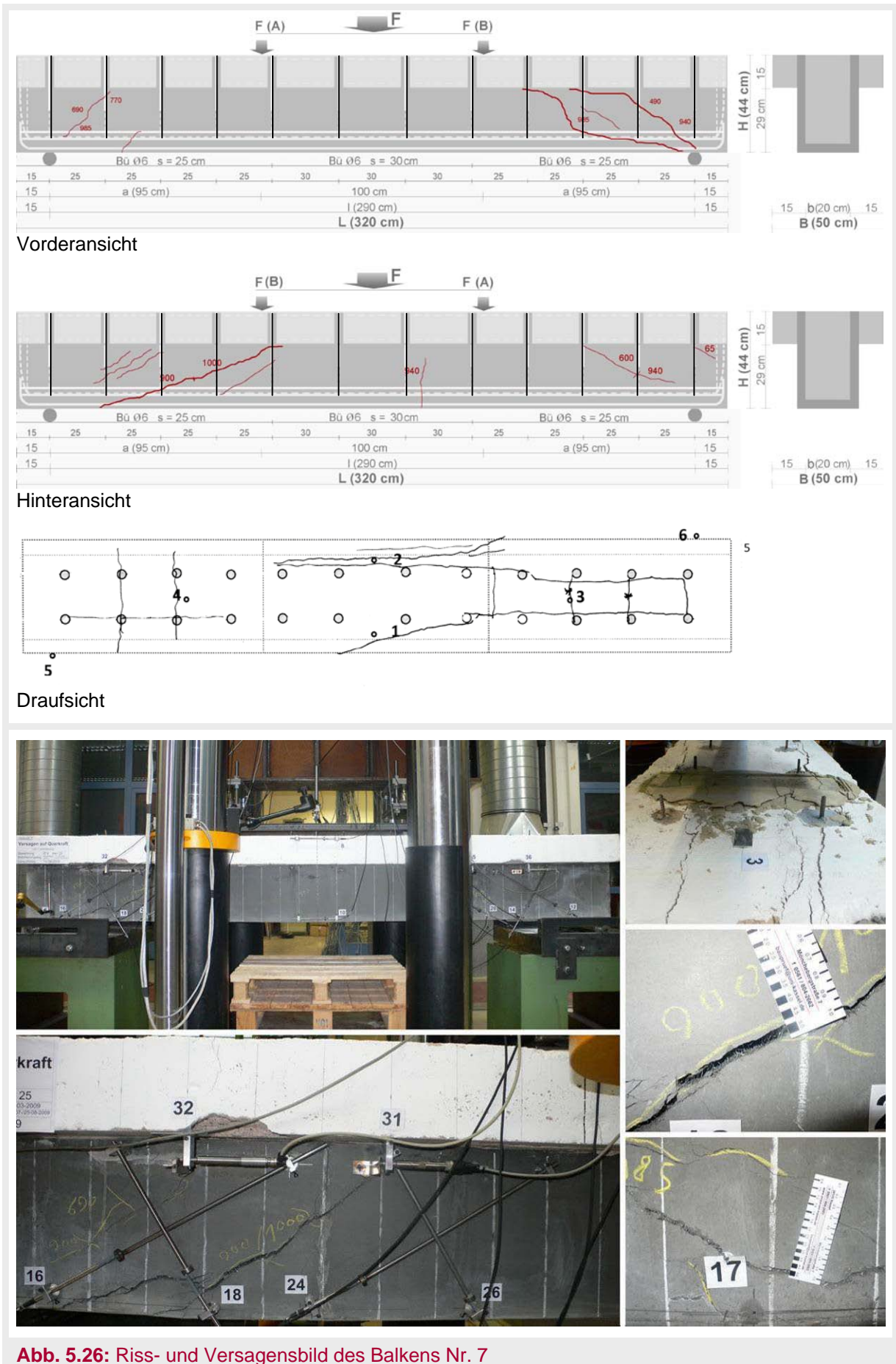
B. Messergebnisse der Wegaufnahme und Versagenslast

■ Riss- und Versagensbild

- **Balken 5.** Dieser Balken hatte keine UHPC-Verstärkung. Die erste Rissbildung (diagonaler Riss) entstand bei einer Belastung von 105 kN in den äußeren zwei Dritteln des Balkens (zwischen den Auflagern und den Belastungspunkten A und B). Danach haben sich die Risse nach der Erhöhung der Belastung weiter geöffnet, bis sie den Obergurt des Plattenbalkens erreichten. Der größte Riss war zwischen den Auflagern und dem Belastungspunkt A, der sich nach einer Belastung von 270 kN gebildet hat. Bei einer Belastung von 277 kN gab es einen Bruch in den Stegbügeln. Unmittelbar danach ist das Versagen des gesamten Balkens eingetreten (Abb. 5.24).
- **Balken 6.** Dieser Balken wurde mit UHPC und Stahlstäben ($\varnothing 6$ alle 25 cm, mit Längen von 25 cm) verstärkt. Die diagonalen Risse haben sich nach einer Belastung von 400 kN und bei einer Durchbiegung von 5 mm in den beiden äußeren zwei Dritteln des UHPC-Teils gebildet. Der größte diagonale Hauptriss befand sich zwischen der Auflagerung und dem Belastungspunkt A. Ein weiterer Hauptriss ist an der Seite des Balkens, wo es den größten Riss gab, entstanden. Dieser Riss befand sich zwischen der Unterseite des Gurts und dem Steg. Im Gurt waren die Risse im oberen Bereich parallel zum Balken in der Längsachse außerhalb des UHPC Bereiches. Diese Risse haben sich von innen nach außen gebildet (Abb. 25). (siehe auch Abb. 5.37 und Anhang 2 Abb. A2.108 und A2.109).
- **Balken 7.** Dieser Balken wurde mit UHPC und Bügeln ($\varnothing 6$ alle 25 cm) verstärkt. Die diagonalen Scherrisse haben sich nach einer Belastung von 490 kN (Durchbiegung 5,5 mm) in den beiden äußeren Dritteln des UHPC-Teils entwickelt. Der größte Hauptriss hat sich nach einer Belastung von 900 kN (bei einer Durchbiegung von 11 mm) gebildet, wo der UHPC-Teil begann, sich von Normalbeton abzutrennen. Im Gurt haben sich die Risse wie im Balken 6 gebildet, da die Risse parallel zur Längsachse waren.
- Da die beiden Teile der oberen Platte (links und rechts des UHPCs) der Balken Nr. 6 und 7 ohne Schutz geblieben sind und ein Teil ihrer Bewehrung durch die Plattenbohrungen durchtrennt waren, sind hier Risse auf der Plattenoberseite in Längsrichtung entstanden.
- Auf der Plattenoberseite wurden in Längsrichtung verlaufende Risse beobachtet, die in etwa in der Achse der Bohrungen verliefen.
- Im Vergleich zwischen Balken 7 und 6 ist festzustellen, dass die Bruchlast und die dabei erreichte Verformung im Balken 7 größer waren als die im Balken 6 (Abb. 5.33).







■ Verformungen

Die Verformungen wurden durch die Wegaufnehmer gemessen, die in verschiedenen Bereichen an der Balkenoberfläche installiert waren. Diese Wegaufnehmer haben die Verformungen im Druck- und im Zugbereich sowie die Scherverformung und Balkenbiegung gemessen. Tabelle 5.19 zeigt die Zusammenfassung der gemessenen Verformungen der Balken Nr. 5, Nr. 6 und Nr. 7.

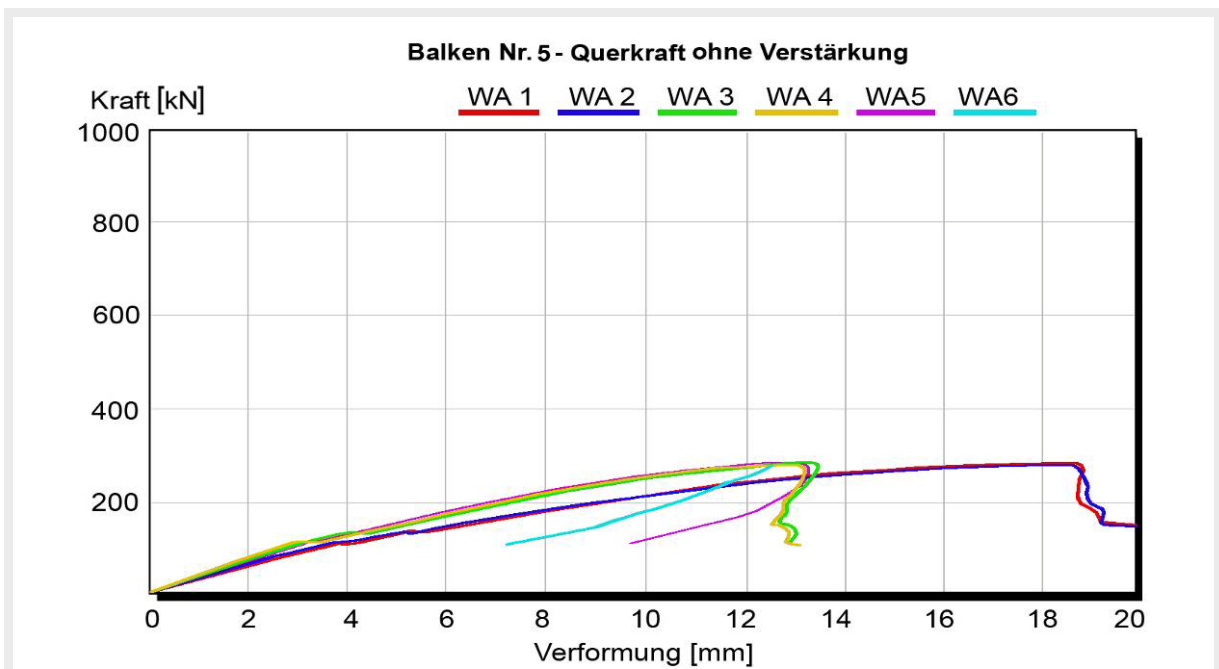
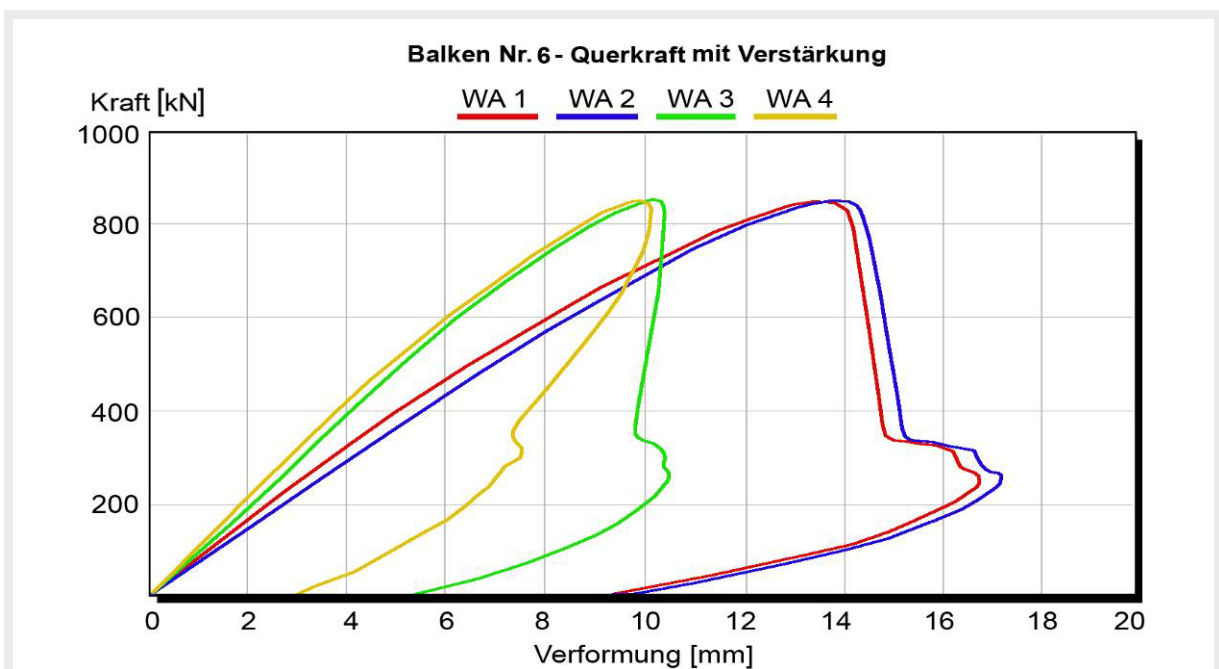
Tab. 5.19: Verformungen der Balken Nr. 5, 6 und 7 bei max. Durchbiegung [mm]

Bereich	Wegaufnehmer (Nr.)	Messlänge	Balken Nr. 5	Wegaufnehmer (Nr.)	Messlänge	Balken Nr. 6	Wegaufnehmer	Balken Nr. 7
Balkenbiegung	1		-20,763	1		16,653	1	17,917
	2		-20,989	2		-17,102	2	17,661
	3		-13,428	3		-10,418	3	12,628
	4		-13,143	4		-10,064	4	10,999
	5		-13,15					
	6		-12,754					
Balkenbiegung im Auflagerbereich	7		+1,453	5		-0,846	5	-0,799
	8		0,45	6		-0,541	6	1,751
	9		+0,518					
	10		0,552					
Verformung im Druckbereich	11	200	-0,252	7	200	-0,359	7	-0,433
	12	200	-0,219	8	200	-0,324	8	-0,387
Verformung im Zugbereich	13	200	+0,444	9	200	+0,51	9	0,332
	14	200	+0,385	10	200	+0,493	10	0,344
Scherverformung	15	350	1,795	11	350	0,334	11	-0,291
	16	350	10,899	12	350	0,683	12	-0,316
	17	240	9,585	13	240	11,164	13	1,752
	18	240	9,979	14	240	11,203	14	1,593
	19	350	0,418	15	350	-0,227	15	0,351
	20	350	+5,058	16	350	-0,183	16	0,639
	21	240	+4,404	17	240	+0,794	17	9,992
	22	240	-0,59	18	240	+1,128	18	10,432
	23	350	0,81	19	350	0,185	19	0,209
	24	350	0,292	20	350	0,173	20	-0,139
	25	240	1,725	21	240	10,71	21	0,291
	26	240	1,944	22	240	10,766	22	0,5
	27	350	0,281	23	350	+0,06	23	-0,225
	28	350	0,148	24	350	0,039	24	0,136
	29	240	-5,749	25	240	+1,13	25	4,667
30	240	5,88	26	240	+1,132	26	3,881	
Horizontale Längsrichtung				27		+0,008	27	0,055
				28		+0,021	28	0,013
Relative Verformung Vertikal				29	50	0,033	29	2,971
				30	50	+0,03	30	6,667
				31	50	0,006	31	7,809
				32	50	-0,001	32	8,192
				33	50	0,056	33	-1,258
				34	50	9,032	34	1,314
				35	50	-0,534	35	1,18
				36	50	-12,691	36	-1,085

- Die maximale Durchbiegung wurde durch die Wegaufnehmer 1 und 2 in Balkenmitte der Balken 5, 6 und 7 gemessen (Tab. 5.20, Abb. 5.27, Abb. 5.28 und Abb. 5.29). Die Tabelle 5.20 zeigt die folgenden Werte.

Tab. 5.20: Maximale Durchbiegung und zugehörige Kraft für die Balken Nr. 5, 6 und 7

	Durchbiegung bei max. Kraft [mm]	max. Durchbiegung [mm]
Balken 5	18 (270 kN)	21 (147 kN)
Balken 6	14 (820 kN)	17,1 (268 kN)
Balken 7	16 (1000 kN)	17,9 (440 kN)

**Abb. 5.27:** Kraft-Verformungsbeziehung des Balkens Nr. 5**Abb. 5.28:** Kraft-Verformungsbeziehung des Balkens Nr. 6

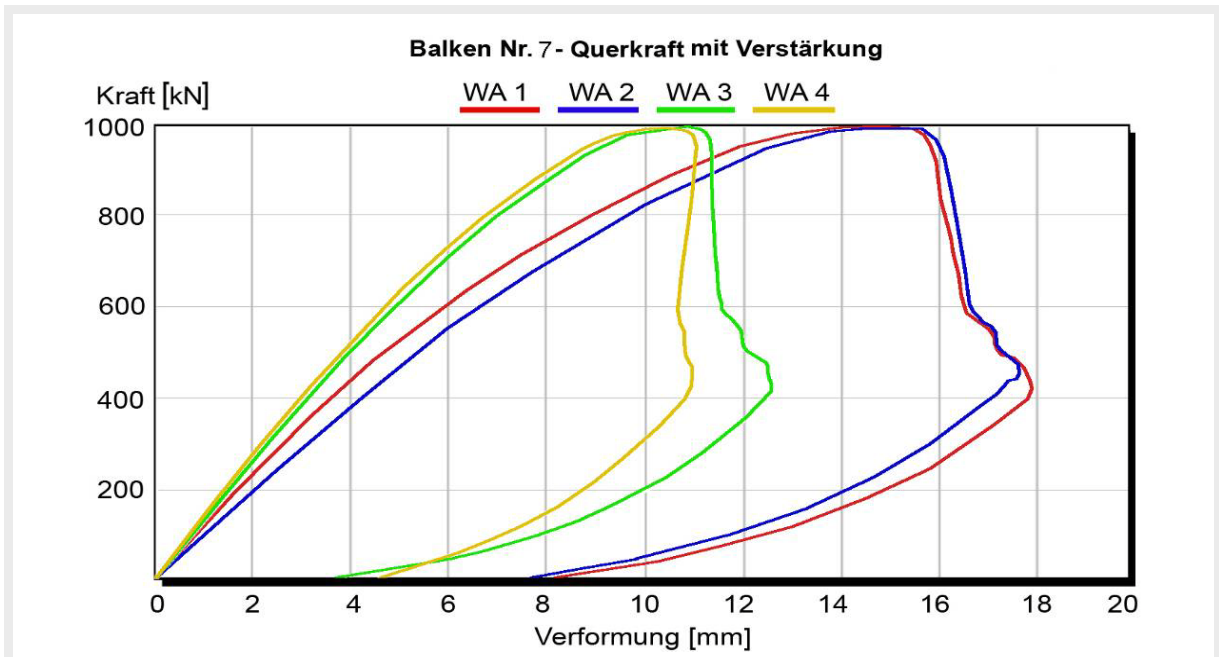


Abb. 5.29: Kraft-Verformungsbeziehung des Balkens Nr. 7

- Die Durchbiegungen in den verstärkten Balken Nr. 6 und 7 waren kleiner als die im Balken Nr. 5 ohne Verstärkung. Das bedeutet, dass die Verstärkung der Balken eine versteifende Wirkung hatte.
- Die gemessene maximale Durchbiegung des Balkens 6 war kleiner als die des Balkens 7.
- Die vertikale Verformung an den Lagern war klein. Im Balken Nr. 7 waren die Verformungen doppelt so groß wie sie im Balken Nr. 6 waren. Tabelle 5.21 zeigt die Verformungen in den Balken Nr. 5, 6 und 7.

Tab. 5.21: Maximale vertikale Verformung an den Lagern und Kraft der Balken Nr. 5, 6 und 7

	max. vertikale Verformung [mm]	max. Kraft [kN]
Balken 5	1,5	270
Balken 6	0,85	820
Balken 7	1,7	1000

- Für die horizontalen Verformungen der Balken 5, 6 und 7 gab es nur geringe Unterschiede von weniger als 1 mm (Tab. 5.22).

Tab. 5.22: Maximale horizontale Verformung

	Verformung bei der Zugzone [mm]	Verformung bei der Druckzone [mm]
Balken 5	0,42	0,24
Balken 6	0,50	0,34
Balken 7	0,34	0,41

- Die Schubverformungen wurden durch die Wegaufnehmer 15 bis 30 im Balken Nr. 5 und durch die Wegaufnehmer 11 bis 26 im Balken Nr. 6 und 7 gemessen. Die folgende Tabelle zeigt die größten Verformungen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Verformung bzw.

Rissaufweitung im Balken Nr. 5 - bei max. Kraft - größer als im Balken Nr. 6 und 7 ist, wobei die maximale Kraft bei Balken Nr. 5 kleiner ist, als in den Balken Nr. 6 und 7.

Tab. 5.23: max. Schubverformung [mm]

	Wegaufnehmer	Schubverformung [mm]	Wegaufnehmer	Schubverformung [mm]
Balken 5	17, 18	9,9 (6 bei max. Kraft)	16	10,9
Balken 6	13, 14	11,2 (2 bei max. Kraft)	21, 22	10,8 (2 bei max. Kraft)
Balken 7	17, 18	10,4 (4 bei max. Kraft)	25, 26	4,7 (1 bei max. Kraft)

- Die Rissbreiten in den Balken Nr. 5, 6, und 7 waren bei Erreichen der Traglast fast gleich, obwohl die max. Kraft im Balken 6 etwa 3-fach größer als die im Balken 5 war und im Balken 7 etwa 4-fach größer als die im Balken 5.
- Die maximalen horizontalen Relativ-Verformungen zwischen UHPC und Normalbeton in der Längsrichtung wurden im Balken 6 durch den Wegaufnehmer 28 gemessen. Hier betrug die maximale Verformung 0,021 mm. Im Balken 7 wurde die maximale Relativverformung zwischen UHPC und Normalbeton durch den Wegaufnehmer 27 gemessen. Sie betrug 0,05 mm. Das bedeutet, dass es keine nennenswerte Verformung in diesem Bereich gab.
- Die vertikalen Relativverformungen zwischen Normalbeton und UHPC des Balkens Nr. 6 wurden durch die Wegaufnehmer 29 bis 36 gemessen. Nach Tabelle 5.19 und Abbildungen A2.118 und A2.119 im Anhang 2 wurde gezeigt, dass die Verformungen sehr klein sind (der größte Wert hat bis 0,5 mm erreicht), aber die Wegaufnehmer 34 und 36 haben große Verformungen gemessen, weil sie auf infolge Schub im Anschnitt des Obergurts abgerissenen Teil des Obergurts befestigt waren s. Abb. A2.107.
- Die horizontalen Relativverformungen zwischen UHPC-Balkensteg und Untergurt des Normalbetonbalkens in Balken Nr. 7 wurden durch die Wegaufnehmer 29 bis 36 gemessen. Tabelle 5.24 und Abbildung A2.131 im Anhang 2 zeigen, dass die Relativverformungen klein sind (die Werte liegen zwischen 1,1 und 3 mm) aber die Wegaufnehmer 30, 31 und 32 haben große Verformungen gemessen, weil sie in den Drittelspunkten des Balkens befestigt wurden, wo die maximalen Risse entstanden sind.

Tab. 5.24: Maximale vertikale und horizontale Relativverformung der Balken Nr. 6 und Nr. 7

Wegaufnehmer	Vertikale Relativverformung des Balkens Nr. 6 [mm]	Horizontale Relativverformung des Balkens Nr. 7 [mm]
29	0,03	3
30	0,03	3,5 (6,7*)
31	0,01	1 (7,8*)
32	0,0	1 (8,2*)
33	0,06	- 1,3
34	0,01 (9,03*)	1,3
35	-0,54	1,2
36	0,01 (-12,69*)	- 1,1

*) Diese Werte sind erst nach dem Versagen

5.3.3 Zusammenfassende Ergebnisse und Diskussion

5.3.3.1 Ergebnisse der Versuche mit Biegeversagen (erste Gruppe)

- Für die Biegezugverstärkung der 4 Stahlbetonbalken mit T-Form (50 × 15 × 40 × 20 cm) wurde eine U-Form aus UHPC (19 × 28 × 4 cm) mit Stabstahl 5 Ø 10 benutzt. Die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe lassen sich wie folgt zusammenfassen. Die Kraft-Verformungs-Diagramme für die Versuche mit Biegeversagen sind in Abbildungen 5.30 und 5.31 dargestellt. Aus Abbildung 5.30 ist ersichtlich, dass eine deutliche Steigerung der Biegetragfähigkeit möglich gewesen ist. Bei ca. 20 mm Verformung fällt die aufbringbare Kraft beim Balken Nr. 2 auf ein niedrigeres Niveau ab, jedoch immer noch über der Referenzprobe ohne Verstärkung (Balken Nr. 1). Dabei wurde das Versagen von 2 der 3 Bewehrungsstäbe Ø 10 mm in der UHPC-Verstärkungsschicht beobachtet, was den Kraftabfall erklärt. Ein ähnliches Verhalten konnte bei Balken 4 beobachtet werden.
- Für Balken Nr. 1 und 2 haben die Ergebnisse gezeigt, dass Balken Nr. 1 rechnerisch bei einer Maximallast von 168 (2 × 84) kN versagt und im Versuch eine Belastung von 180 kN zum Bruch führte. Bei Balken Nr. 2 ergab sich ein Verhältnis von rechnerisch ermittelter zu im Versuch festgestellter Bruchlast von 417 (2 × 209) kN zu 420 kN.
- Die Versuchsergebnisse zeigen, dass es eine Erhöhung der Traglast infolge der Verstärkung im Vergleich zwischen Balken Nr. 1 und 2 um ca. 240 kN (von 180 kN auf 420 kN) und bei Balken 3 und 4 um ca. 140 kN (von 385 kN auf 525 kN) gibt.
- Der Vergleich zwischen Balken 1 und Balken 3 zeigt, dass Balken 3 (3 Ø 20 / L = 2.60 m) ca. 205 kN mehr als Balken Nr. 1 (3 Ø 14 / L = 2.90 m) aufgenommen hat, wobei Balken 4 (3 Ø 20 mit Verstärkung 5 Ø 10) mit 105 kN mehr Kraft als Balken 2 (3 Ø 14 mit Verstärkung 5 Ø 10) belastet wurde.

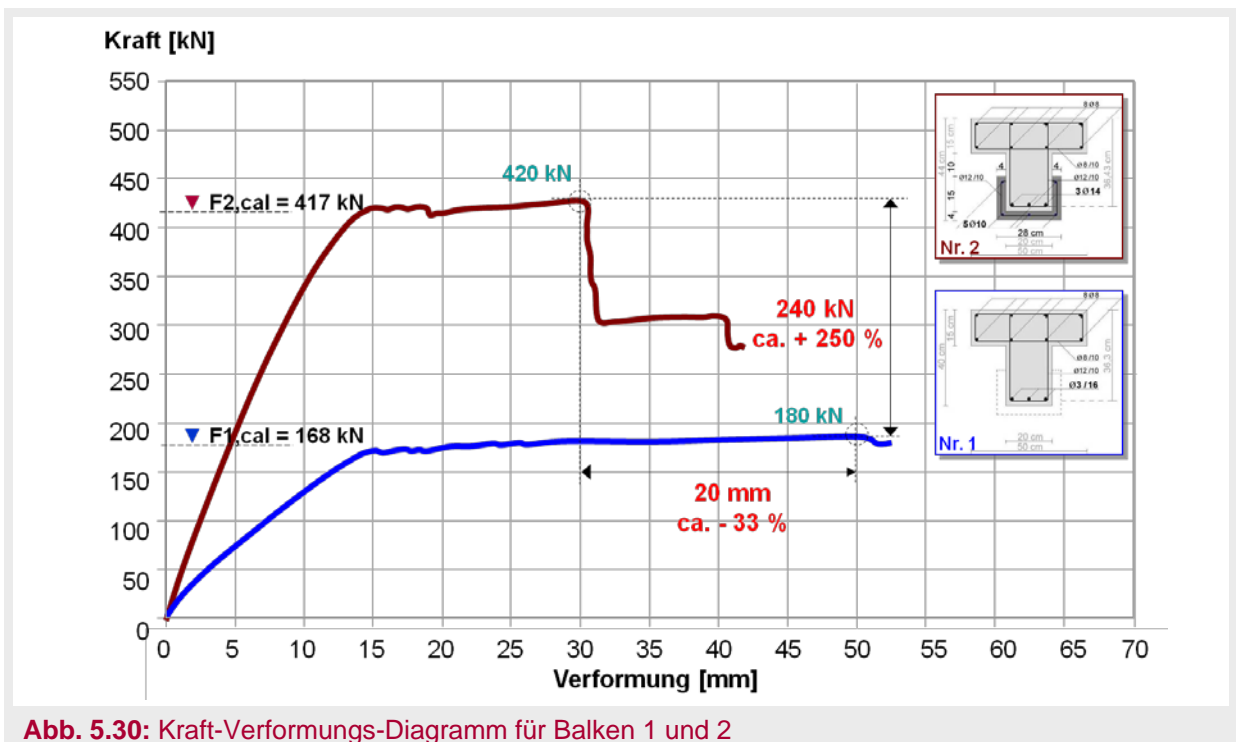
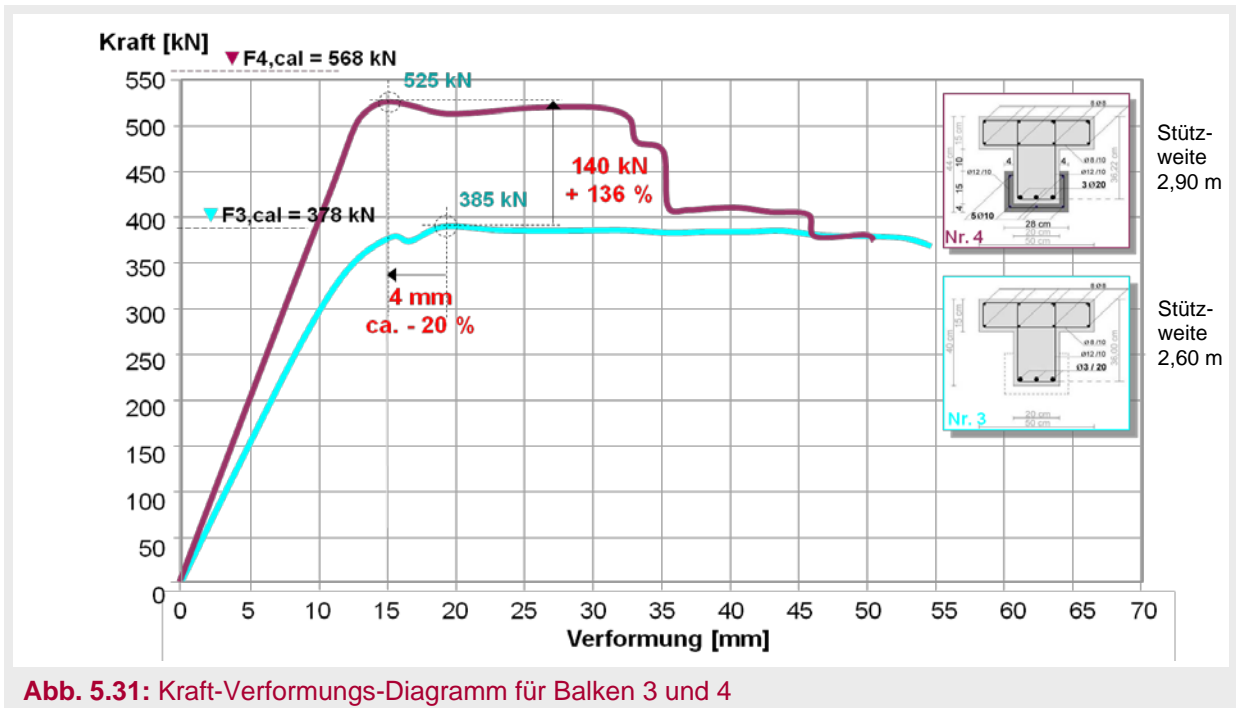


Abb. 5.30: Kraft-Verformungs-Diagramm für Balken 1 und 2



- Tabelle 5.25 zeigt die maximal erreichten Kräfte aus den Versuchen sowie aus den Berechnungen mit den tatsächlichen Materialwerten. Für die rechnerischen Werte wurde eine nutzbare Spannung von $\sigma_{cf} = 7 \text{ MPa}$ für den ultrahochfesten Stahlfaserbeton angesetzt. Für den Bewehrungsstahl wurde die Fließspannung ohne Berücksichtigung von Verfestigung nach Fließbeginn zugrunde gelegt. Der Vergleich zwischen den experimentellen und den rechnerischen Werten kann als zufriedenstellend gewertet werden. Dies bedeutet auch, dass kein vorzeitiges Verbundversagen zu verzeichnen war.

Tab. 5.25: Bewehrung [cm^2] und Tragfähigkeitswerte [kN] der Balken 1 bis 4

	As	UHPC	rechn. (2 x F)		exp. (2 x F)		%
Balken 1	4,6	nein	168	←	180	←	+7,1
Balken 2	4,6	ja	417	←	420	←	+0,7
Balken 3	9,4	nein	378	←	385	←	+1,9
Balken 4	9,4	ja	568	←	525	←	-7,6

- Die Ergebnisse zeigen in der Tabelle 5.25, Abb. 5.30 und Abb. 5.31, dass sich ein Unterschied zwischen den maximal berechneten und im Versuch ermittelten Traglasten einstellt. In Balken 2 und 4, die mit dem gleichen UHPC-Abschnitt verstärkt wurden, lag die gemessene max. Kraft (420 kN für Balken 2 und 525 kN für Balken 4) niedriger als die ermittelte Kraft (417 kN für Balken 2 und 568 kN für Balken 4).
- Nach der nachfolgenden Berechnung des Verstärkungsteils (Stabsstahl: 5 \varnothing 10 und U-Form des UHPCs) müsste die Kraft in den Balken 2 und 4 bis etwa 242 kN erhöht werden können.

Balken 4:

5 \varnothing 10	$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$
UHPC -Fläche	$0,0200 \text{ cm}^2$
UHPC Fläche als Stahl	$2,6 \text{ cm}^2$
Gesamtfläche	$2,6 + 3,93 = 6,53 \text{ cm}^2$
Schwerpunkt der U-Form	$(2,6 \times 6,9 + 3,93 \times 7,89)/(3,18 + 3,93) = 7,496 \text{ cm}$

$$d = 44 - 7,496 = 36,5 \text{ cm}$$

$$6,53 \text{ cm}^2 = 0,000653 \text{ m}^2$$

$$0,000653 \text{ m}^2 = \omega \times 0,5 \times 0,365/(518/29,4)$$

$$\omega = 0,063$$

$$\mu_{E_{ds}} = 0,0606$$

$$\mu_{E_{ds}} = M_{E_{ds}}/(0,5 \times 0,365^2 \times 29,4) = 0,0606$$

$$M_{E_{ds}} = 0,11887 \text{ MNm}$$

Tragfähigkeit von 5 \varnothing 10 und UHPC **$F_k = F_A = F_B = 121 \text{ kN} \rightarrow$ Totale Kraft 242 kN**

- Am Balken Nr. 2 (Abbildung 5.30) kann durch die Verstärkung mit UHPC eine höhere Tragfähigkeit von 240 kN (zu Normaltragfähigkeit) erreicht werden.
- Die Tragfähigkeit entspricht = 5 \varnothing 10 u. eine seitliche Höhe von ca. 14 cm. Dies weist darauf hin, dass die Verbindung zwischen dem neuen und dem alten Beton gut war.

Balken Nr.4

$$525 - 385 = 140 \text{ kN} \rightarrow F_A = F_B = 140 / 2 \approx 70 \text{ kN}$$

$$M = (3,125 \times 3,2^2/8) + 70 / 0,95 \approx 77,68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{E_{ks}} = M_{E_{ks}} / (b_{\text{eff}} \cdot d^2 \cdot f_{ck}) \quad (\text{Gl. 08})$$

$$\mu_{E_{ks}} = 0,07768 / (0,5 \times 0,364^2 \times 29,7) = 0,0395$$

$$\omega = 0,0404$$

$$A_s = \omega \cdot b_{\text{eff}} \cdot d / (f_{yk} / f_{ck}) \quad (\text{Gl. 07})$$

$$A_s = 0,0404 \times 0,5 \times 0,362 / (518 / 29,7) = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$3 \varnothing 10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

UHPC Fläche als Stahl	$4,2 - 2,36 = 1,84 \text{ cm}^2$
-----------------------	----------------------------------

UHPC -Fläche	$(1,84 \times 518) / 7 = 136,16 \text{ cm}^2$
--------------	---

$$136,16 / 4 \approx 34,04 \text{ cm}$$

$$34,04 - 20 \approx 14,04 \text{ cm}$$

Von jeder Seite	$14,04 / 2 = 7,02 \text{ cm}$
-----------------	-------------------------------

- Die Tragfähigkeit von Balken Nr. 4 hat sich durch das Verstärkungsteil aus UHPC um 140 kN erhöht. Die erforderliche UHPC-Fläche, die dieser Tragfähigkeit übertragen kann, sind: Stahlstäbe 3 \varnothing 10 und Betonfläche mit seitlicher Höhe von ca. 7 cm. Diese Verbindungsfläche ist sehr klein, das bedeutet, dass die Verbindung zwischen UHPC und Normalbeton nicht ausreichend und auch ein großes Teil von UHPC nicht als Verstärkungsteil gearbeitet hat. Deshalb, wenn diese Verbindung zwischen beiden Beton vergrößert würde, sollte entweder die Außenfläche der Normalbeton mehr aufgeraut und behandelt werden.
- Der Grund für diesen Unterschied ist es, dass der Querschnitt des UHPC nicht komplett in Anspruch genommen wurde, sondern nur ein Teil davon. Bei den Berechnungen der Einzelteile von Balken Nr. 2 und Nr. 4 wurde festgestellt, dass nur der untere Bereich

vom U-förmigen UHPC in die Verstärkung mit einbezogen wurde. (Rechtecke vom UHPC 20 x 4 cm, mit 3 Ø 10).

- Die beiden Seiten der U-Form aus UHPC haben in der Verstärkung aufgrund der unzureichenden Verbindung mit dem Originalträger keine Wirkung. Die Scherfestigkeit war niedriger als die aus der max. Belastung berechneten Querkräfte.
- Die Seitenwände der U-Form aus UHPC haben sich von den Stegseiten des Balkens abgetrennt. Dagegen bleibt die untere Platte mit der Balkenunterseite in Verbindung, obwohl die drei Seiten der U-förmigen Verstärkung die gleiche Art der Verbindung mit dem Balken haben. Ursache dieser Abtrennung ist, dass sich im UHPC-Teil eine andere Dehnungsebene ausbildet als im Normalbetonteil. Somit wird der untere Bereich des UHPC-Teils nur durch Längszugkräfte beansprucht, während die beiden Seiten des UHPCs durch horizontale Längsdruckkräfte und Längsstauchungen beansprucht werden.

5.3.3.2 Ergebnisse der Versuche mit Schubversagen (zweite Gruppe)

Die Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe lassen sich wie in Tabelle 5.26 und Abbildung 5.32 zusammenfassen. Aus den Untersuchungsergebnissen wurden die folgenden Erkenntnisse gewonnen:

- Wie geplant, versagten die 3 Balken der zweiten Serie auf Querkraft (siehe Abb. 5.24, 5.25 und 5.26). Dies ist in erster Linie eine Konsequenz der geringen eingelegten Schubbewehrung.
- Ferner war die Biegebewehrung der Balken 6 und 7 so groß gewählt worden, dass kein Fließen der Biegezugbewehrung vor Erreichen des Querkraftversagens zu befürchten war.
- Die UHPC- Dübel in den Bohrlöchern der Oberflansche blieben intakt. Versagen wurde zunächst und in erster Linie im normalfesten Betonteil des Querschnitts beobachtet, erst danach auch im Steg der UHPC- Verstärkung.
- Die durch Querkraft induzierten schrägen und für das Versagen verantwortlichen Risse stellten sich unter Winkeln zwischen 20 bis 35 Grad ein.
- In Bezug auf das Verbundverhalten zwischen dem normalfesten Betonteil des verstärkten Querschnitts und dem UHPC- Teil kann Folgendes gesagt werden:
 - Bis zum Versagen bleibt der Verbund zwischen innerem (Betonteil aus normalfestem Beton) und äußerem (UHPC- Beschichtung) Querschnittsteil intakt.
 - Zur Verankerung der äußeren Biegezugbewehrung sind bekanntermaßen horizontale Schubkräfte zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht notwendig. Gleichzeitig bildet sich ein Fachwerkmodell in der UHPC- Verstärkungsschicht sowie im normalfesten Betonteil aus. Ferner sind oberhalb der Schwerachse Verbundkräfte sowie Verdübelungskräfte durch die UHPC- Betondübel zu erwarten, auch vertikale Kraftkomponenten. Zusammen bedeutet dies ein komplexes Kräftespiel im Endbereich der Balken.
- Nach dem Vergleich der Ergebnisse der Balken Nr. 5, 6 und 7 wird festgestellt, dass mit

der UHPC-Verstärkung die Tragfähigkeit bis auf das 3-Fache erhöht wurde (Balken Nr. 5: 270 kN, Balken Nr. 6: 820 kN, Balken Nr. 7: 1000 kN).

- Der Vergleich zwischen Balken Nr. 6 und 7 zeigt, dass die Bruchlast im Balken Nr. 7 größer als die in Balken Nr. 6. war und die maximale Verformung im Balken Nr. 7 größer als die in Balken Nr. 6 war.
- Der Unterschied zwischen den max. Belastungen des Balkens Nr. 7 (1000 kN) und des Balkens Nr. 6 (820 kN) könnte auf folgende Gründe zurückgeführt werden: Betoniertechnik, Einbetonieren durch die Öffnungen in mehreren Stufen und die Verbindung zwischen UHPC und Normalbeton sowie der Unterschied zwischen den Druckfestigkeiten der beiden Balken, da die Druckfestigkeit des Balkens Nr. 6 15,4 N/mm² und die des Balkens Nr. 7 17,1 N/mm² betrug.
- Balken 7 hat mehr Längsbewehrung und etwas größer Druckbewehrung

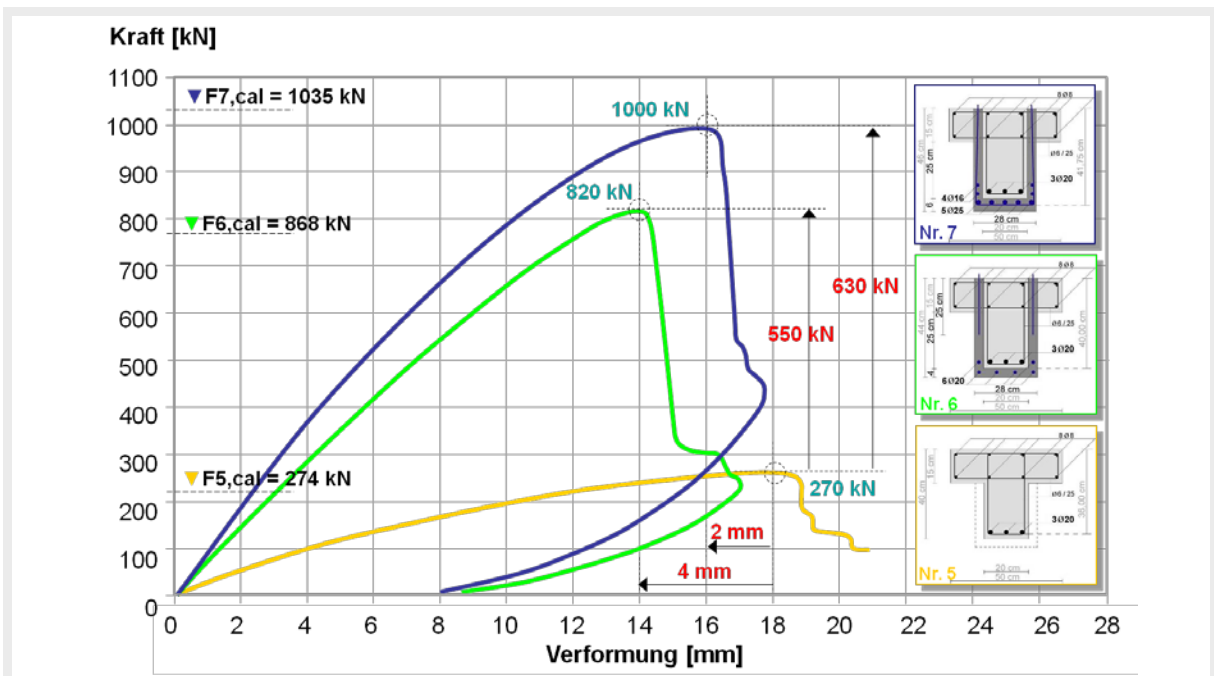


Abb. 5.32: Kraft-Verformungs-Kurve in Balkenmitte der Balken 5, 6 und 7

- Die Versuche zeigen eine wirksame Verbesserung der Querkrafttragfähigkeit auf bis zu 288 % und 361 % des Werts im Referenzversuch mit Balken 5. Dies kann bei Balken 7 nicht allein mit der effektiven Verdopplung der Stegbewehrung (noch einmal die gleiche Steg-Bewehrungsmenge in der UHPC- Schicht) erklärt werden, sondern nur unter Ansatz der Zugtragfähigkeit des faserbewehrten UHPC in Balken 6 und 7 (Tabelle 5.26).

Tab. 5.26: Bewehrung [cm²] und Tragfähigkeitswerte [kN] der Balken 5 bis 7

	As	UHPC	rechn.	exp.
Balken Nr. 5	2,26	nein	274	270
Balken Nr. 6	2,26	ja	868	820
Balken Nr. 7	4,52	ja	1035	1000

Die Balken Nr. 6 und 7 wurden im Haupttrissbereich in einem Abstand von 30 cm geschnitten. Schnitte des Balkens Nr. 6, die in der Abbildung 5.36 (C) zu sehen sind, zeigen, wo der Balken abgebrochen ist (Bestimmung zur Abb. 5.36 (A)) und wie sich der UHPC-Teil vom Normalbeton in schwachen Punkten (Bestimmung der Schubspannungsergebnisse) abgetrennt hat. Diese Schnitte zeigen, wie der Normalbeton nach der Belastung zerbrechlich wurde, wobei der UHPC nur normale Risse aufwies.

Die max. Belastung im Balken Nr. 7 hat im Versuch bis 1000 kN erreicht. Nach der äquivalenten Fläche, die näher an der Realität liegt als die Gleichung aus der französischen Richtlinie, zeigt, dass die max. Kraft bis 2316 kN in unteren Bereich des UHPCs betrug. Die Schubspannung erreichte zwischen 2,6 und 4,8 N/mm² (Abb. 5.36). Die Berechnungsergebnisse wurden mit dem folgenden Rückrechnungsverfahren bewiesen (Abb. 5.34):

Rückberechnung ausgehend von 1000 kN

$$1000/2 = 500 \text{ kN} \cdot 2 \times \varnothing 6 \text{ sw} = 25$$

$$A_s = 2 \times 1,13 \times 2 = 2 \times 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Kraft von zwei Bügeln ohne Berücksichtigung des UHPCs beträgt **252,694 kN**

Im UHPC beträgt die Kraft

$$247,3 \text{ kN} \rightarrow A_s = 4,45 \text{ cm}^2$$

$$4,45/2 \times 680/9,8 = 14031,12 \text{ cm}^2$$

$$14031,12/40 = 351 \text{ mm} = \mathbf{35,1 \text{ cm}}$$

Breite der Aktivzone (Abb. 5.35)

$$247,3 \text{ kN} \rightarrow A_s = 10825,6836 \text{ mm}^2$$

$$10825,6836/2/0,9/40 = 150 \text{ mm} = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

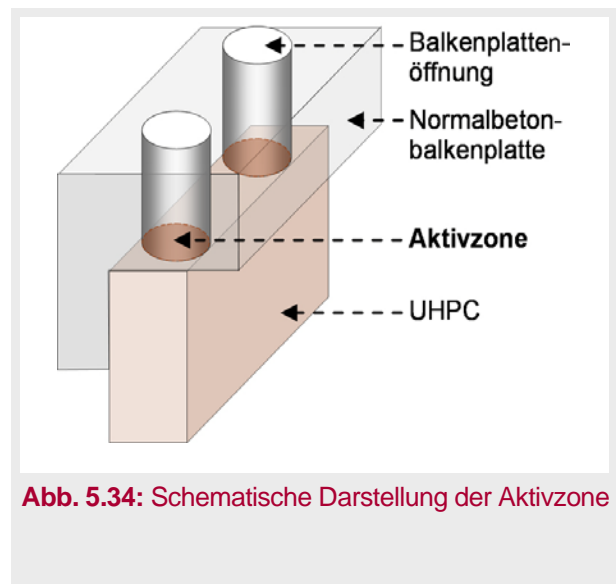


Abb. 5.34: Schematische Darstellung der Aktivzone

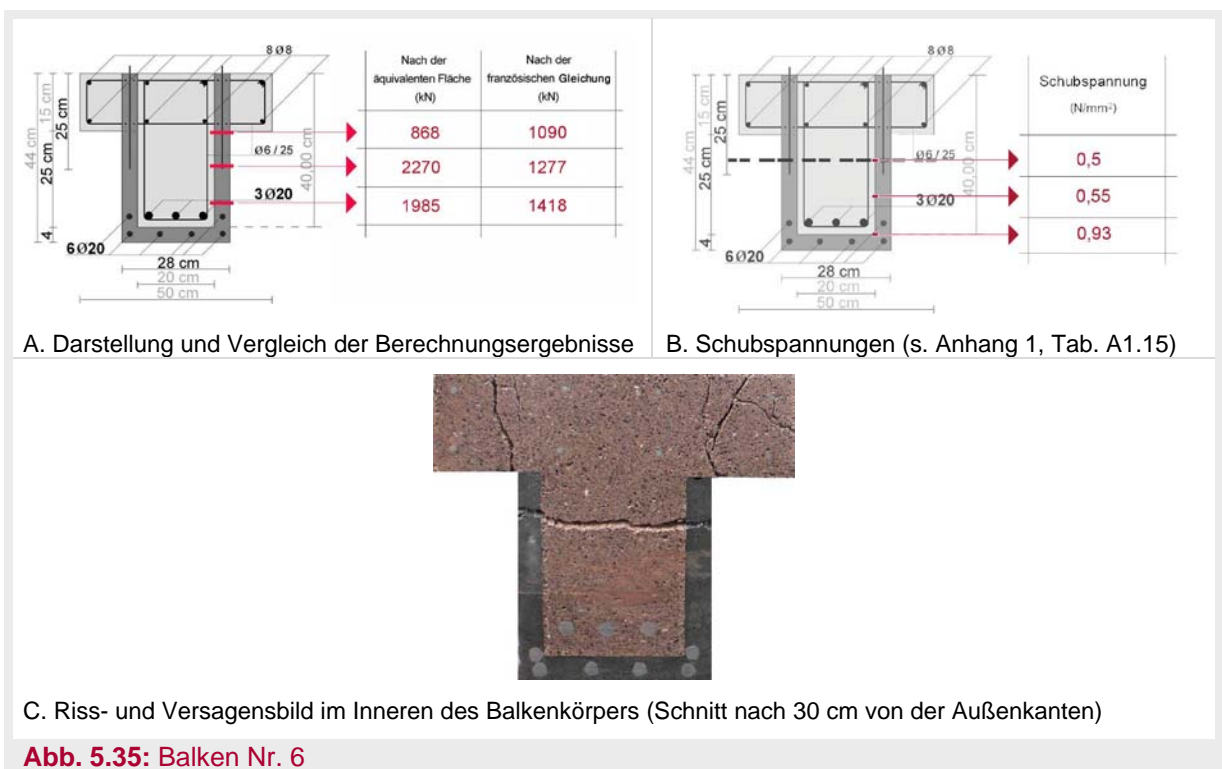
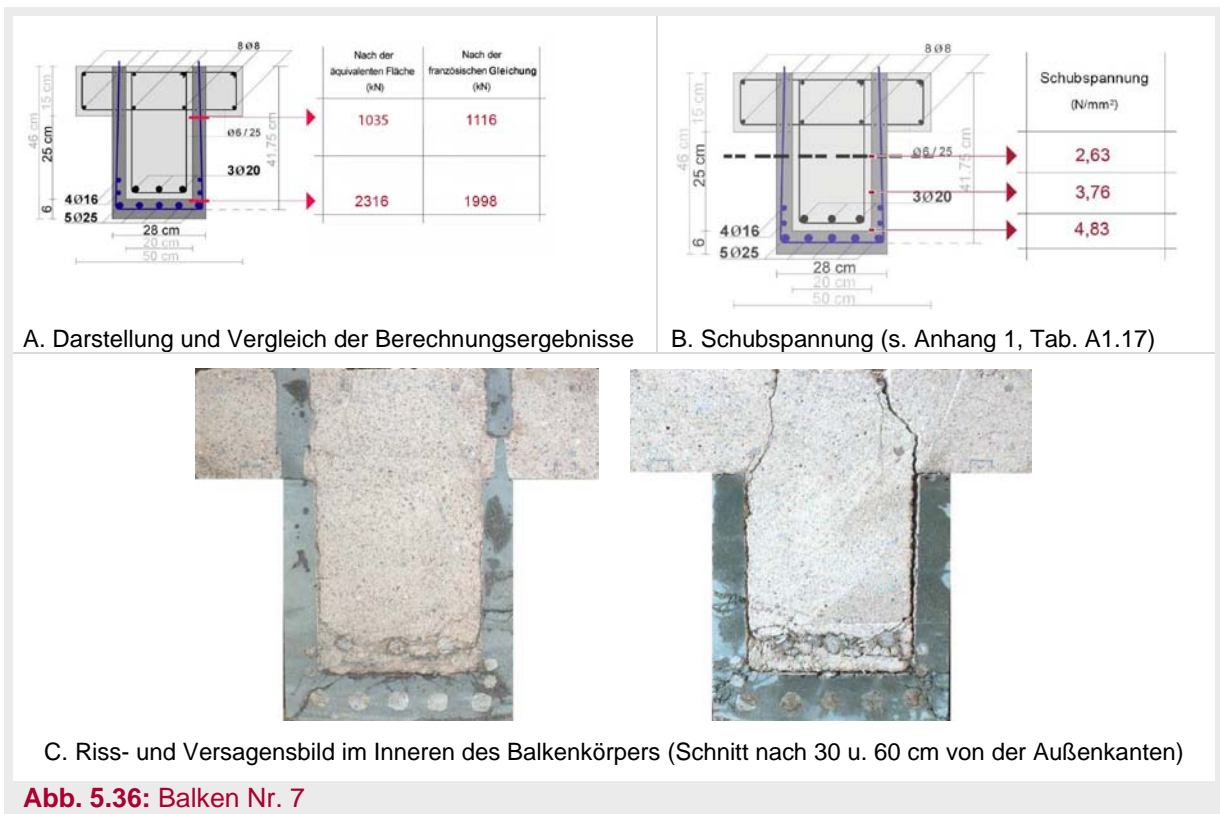


Abb. 5.35: Balken Nr. 6

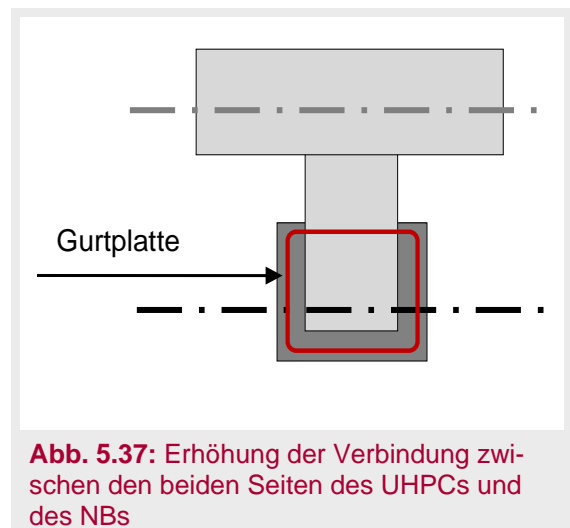


5.3.4 Vorschläge

5.3.4.1 Zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Balken

A. Erste Gruppe: Versagen auf Biegezug

Die Erhöhung der UHPC-Verstärkung bzw. des Widerstands in der ersten Gruppe - Versagen auf Biegezug - könnte die Erhöhung der Verbindung zwischen den beiden Seiten der U-Form aus UHPC und dem Normalbetonbalken erreicht werden, da erfolgt durch Behandlung der Kontaktfläche der beiden Seiten oder durch eine Verbindung der beiden Seiten des UHPCs mit einem zusätzlichen Stahlstab oder mit Schrauben, die in den Seiten des Balkensteges festgeschraubt werden (Abb. 5.37).



B. Zweite Gruppe: Versagen auf Querkraft

- Um die Tragfähigkeit der Balken 6 und 7 zu erhöhen, wurde der UHPC mit dem Normalbeton durch zusätzliche Bügel in verschiedenen gebohrten Öffnungen in den Gurtn verbunden.
- Es wird empfohlen, die Bügelbewehrung in der Platte im Obergurt nicht zu zerstören. Die

oberen Bügel sollten geschlossen bleiben, um ein Versagen der Platte zu vermeiden.

- Da die Plattenöffnungen viele Vorteile zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Balken hatten, wird hier empfohlen, den Querschnitt der Plattenöffnung zu vergrößern (ovale Form oder Rechteck).

5.3.4.2 Für ein Bemessungskonzept

Das Bemessungskonzept und die Nachweisverfahren für normal- und hochfeste Betone sollen in der ersten Line anhand DIN 1045-1 festgelegt werden. Weiterhin werden die Regelungen des DBV-Merkblattes für Stahlfaserbeton bzw. die darauf aufbauende DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton herangezogen. Eine weitere wichtige Quelle ist die französische Richtlinie der AFGC/SETRA, die erstmals umfassend die Bemessung von Bauteilen aus UHPC behandelt.

Ermittlung der Normalbetonbalken: Die Balken wurden in zwei Stufen berechnet. In der ersten Stufe wurden sie mit Beton C30/37 und Bewehrungsstahl BSt 500 ermittelt, da die Druckfestigkeit des Betons theoretisch mit 30 N/mm^2 angegeben wurde. In der zweiten Stufe wurden sie nach tatsächlicher und gemessener Festigkeit der Beton- und Stahlproben gerechnet, da die durchschnittliche Druckfestigkeit des Normalbetons zwischen ca. 15 und 30 N/mm^2 betrug. Zum Vergleich wurden die beiden Ergebnisse in einer Tabelle zusammengefasst (siehe Tab. 5.8, S. 63).

Ermittlung der UHPC-Verstärkung: Der UHPC wurde in den verstärkten Balken Nr. 2, 4, 6 und 7 nach zwei Methoden gerechnet.

1. Die erste Methode beruht auf der folgenden Gleichung aus der *französischen Richtlinie* AFGC/SETRA (DAfStb, 2008).

$$V_f = (s \cdot \sigma_p) / (\gamma_{bf} \cdot \tan_{\beta u})$$

s : Fläche mit Faserwirkung, γ_{bf} : Teilsicherheitsbeiwert für Faserbeton unter Zugbelastung $\gamma_{bf} = \gamma_{ct}$
 σ_p : Druckstrebenneigung, Sigma als kann wohl nicht in AFGC so stehen. Tan nicht mit Index!

2. In der zweiten Methode wurde der UHPC nach der *äquivalenten Fläche* gerechnet:

$$A_{\text{äq,S}} = A_{c,UHPC} \times f_{Yk,UHPC} / f_{tk}$$

$A_{\text{äq,S}}$: Stabstahlfläche, A_{UHPC} : Fläche des UHPCs, $f_{Yk,UHPC}$: Zugfestigkeit des UHPC,
 f_{tk} : Zugfestigkeit des Stahls

Die Stabstahlfläche wird als normale Stabstahlfläche äquivalent.

Die Berechnungsergebnisse der beiden Methoden zu den Balken Nr. 6 und 7 (siehe Abbildungen 5.36 und 5.37) zeigen, dass die Ergebnisse aus der Methode der äquivalenten Fläche näher an der Realität sind als die aus der französischen Gleichung. Z. B. im Balken 6 ist die gemessene max. Belastung im Versuch bei 820 kN erreicht. Nach der theoretischen Be-

rechnung beträgt die max. Belastung 868 kN gemäß der äquivalenten Fläche und 1090 kN nach der französischen Gleichung.

Deshalb wird hier empfohlen die äquivalente Fläche als Methode zur Berechnung der UHPC-Verstärkung zu verwenden.

Nach den genutzten Berechnungsverfahren für Balken und ihrer Auswertung können zwei Vorschläge für ein Bemessungskonzept präsentiert werden:

- Für die Berechnung des Widerstands eines Normalstahlbetonbalkens mit UHPC-Verstärkung mussten die folgenden Schritte berechnet werden:
 - UHPC-Querschnittsfläche;
 - Schwerpunkt des UHPC-Querschnitts;
 - Äquivalent des UHPC-Querschnitts als Stahlfläche;
 - Umrechnung dieser Stahlfläche zu Stahlstäben;
 - Weiterberechnung der Balken mit neuen Stahlstäben (UHPC) nach normalen Richtlinien und DINs des Stahlbetons wie z. B. DIN 1045.
- Wenn ein Stahlbetonbalken eine zusätzliche Belastung infolge verschiedener Faktoren (z.B. architektonische Änderungen usw.) erfährt und er dafür verstärkt werden muss, sollte zuerst berechnet werden, wie viele von der UHPC-Verstärkung benötigt wird. Dieses Berechnungsverfahren vertraut auf die folgenden Schritte:
 - wie groß ist die neue Belastung;
 - wie viele Stahlstäbe werden benötigt um die neue Belastung zu tragen;
 - Umrechnen der Stahlstäbe in eine Stahlfläche;
 - Äquivalent der Stahlfläche als UHPC-Fläche;
 - Entscheidung für einen bestimmten UHPC-Querschnitt nach berechneter UHPC-Fläche, der auf den Normalbetonbalken passen muss;
 - Wiederberechnung des UHPC-Querschnitts um sicherzustellen, dass dieser UHPC-Querschnitt den Stahlbetonbalken richtig verstärkt;
 - wenn der UHPC-Querschnitt geplant wurde, müssen einige Punkte beachtet werden: z. B. die Verbindung zwischen UHPC und NB, die Scherfestigkeit, die Behandlung der Kontaktfläche, die Schwerpunkte der beiden Betone).

Die Schubspannung wurde für den verstärkenden Balken Nr. 2 und 4 an verschiedenen Stellen der Kontaktfläche zwischen UHPC und Normalbeton ermittelt. Diese Berechnungen stammen aus den experimentellen Ergebnissen der Balken und zeigen die stärksten und schwächsten Punkte. Die Schubspannung wurde mit der folgenden Formel berechnet:

Schubspannung = (Kraft auf UHPC) / Reibfläche zwischen UHPC und NB).

KAPITEL

6

Zusammenfassung

6.1 Arbeitsziel

Die Arbeit besteht aus:

- einer Analyse der Ursachen von Gebäudeeinstürzen in Syrien,
- einer Studie der bestehenden Verstärkungsmöglichkeiten von Stahlbetongebäuden und
- einer experimentellen Studie zum Einsatz von UHPC als neues Verstärkungsmaterial.

6.2 Ursachen der Gebäudeeinstürze (in Syrien)

Die Ursachen der Gebäudeeinstürze in Syrien sind auf verschiedene Faktoren zurückzuführen. Etwa 60 % der Gebäudeeinstürze beruhen auf Erfahrungsmängeln bei der Planung und Ausführung sowie unzureichender Berücksichtigung der Umweltbedingungen. Die meisten Einstürze sind Folge unzulässiger Änderungen an der Tragstruktur ohne Berücksichtigung der daraus folgenden Belastungs- und Spannungsänderungen. Zusätzlich erhöhen Gebäudeaufstockungen die Lasten in den vorhandenen, unverstärkten Tragelementen. Wichtige Gründe für Einstürze sind fehlendes Fachpersonal auf dem Gebiet der Verstärkung von Stahlbetongebäuden sowie bereits vorhandene Konstruktionsmängel und das hohe Alter der Gebäude. Viele Gebäude wurden in der Vergangenheit nicht erdbebensicher ausgelegt.

6.3 Aufgabengebiete und Bedeutung der Verstärkungsmaßnahmen

Aufgaben der Verstärkungsmaßnahmen sind in Syrien in erster Linie Verstärkung der Gebäude infolge Nutzungsänderung und Bauerweiterung. Oft sollen bei wichtigen Gebäuden alle Innenräume umgenutzt werden. In zweiter Linie handelt es sich um Instandsetzungsmaßnahmen für Bauteile mit Teilversagen. Eine Sanierung und Verstärkung dient der Erhöhung der Tragfähigkeit alter Gebäude für ständige und veränderliche Lasten inklusive Erdbeben.

Aufgrund des hohen Anteils instandsetzungsbedürftiger Gebäude in Syrien spielen Verstärkungsmaßnahmen eine große Rolle im Bauingenieurwesen. Dabei wird dem Schutz von Personen, dem Umweltschutz und den wirtschaftlichen Aspekten besondere Bedeutung beigemessen. Durch die Verstärkung bestehender Gebäude kann die Anzahl notwendiger Neubauten reduziert werden. Auf diese Weise können Grünflächen in den Städten erhalten werden und Ressourcen wie Baustoffe und Energie geschont werden.

6.4 Übliche Systeme für Verstärkungsmaßnahmen in Syrien - Problemstellung

Maßnahmen der Gebäudeverstärkung beruhen in Syrien fast nur auf dem Verfahren der Verstärkung durch Stahlbauteile. Die Nachteile dieser Maßnahmen können in den folgenden Punkten zusammengefasst werden:

- Verstärkung der Gebäude mit Stahlprofilen benötigt einen hohen Arbeitszeitaufwand.
- Verstärkung der Gebäude mit Stahl ist materialintensiv und verbraucht zusätzliche Fläche und Volumen.
- Verhalten des Stahls beim Brandschutz.

6.5 Ausgangssituation zu den experimentellen Versuchen der Doktorarbeit

Arbeitsziel ist die Schaffung und Entwicklung einer neuen Methode für die Verstärkung von Stahlbetonbauten. Eine Literaturrecherche ergab, dass der ultrahochfeste Beton (UHPC) viele gute Eigenschaften mit vielen Anwendungsmöglichkeiten hat.

UHPC ist ein völlig neuer, sehr gefügedichter Beton mit einer stahlähnlich hohen Druckfestigkeit von bis zu 250 N/mm^2 und einer Biegezugfestigkeit bis zu 50 N/mm^2 . Vorteile des UHPCs liegen darin, dass er eine gute Dauerhaftigkeit und hohe Dichtigkeit besitzt. Hinsichtlich gesundheitlicher Aspekte ist UHPC mit allen seinen Bestandteilen unkritisch bezüglich möglicher schädlicher Einflüsse auf die Umwelt, wie jeder Beton. Gemäß seiner Eigenschaften kann UHPC problemlos in verschiedensten Bereichen des Bauwesens angewandt werden. Aus der hohen Festigkeit ergeben sich mögliche Anwendungen im Bau von hoch belasteten Verbundstützen, als Verguss- oder Beschichtungsmaterial, für Kraft-Einleitungs- und Übertragungsbereiche und bei der Instandsetzung von Tragwerken. Aufgrund dieser Eigenschaften wurde UHPC als neues Material in den Versuchen verwendet.

Versuchsziel ist die Untersuchung zum „*Einsatz von UHPC als modernem Baustoff der Gebäudeverstärkung*“ und insbesondere welche Rolle oder Nutzungsmöglichkeiten der UHPC in der Verstärkung der Stahlbetonbalken hat. Das erfolgt durch Auswertung seines Verhaltens hinsichtlich der Traglasten, der Rissbildung und der Verformungen.

Um das Arbeitsziel zu erreichen, wurden mehrere Reihen von Versuchen durchgeführt. Die Hauptversuche wurden an sieben Stahlbetonbalken mit T-förmigem Querschnitt mit und ohne u-förmige Verstärkung aus UHPC durchgeführt. Die Balken waren so dimensioniert, dass an vier Balken ein Biegezugversagen und an drei Balken ein Querkraftversagen untersucht werden konnte.

Die Scherfestigkeit zwischen Normalbeton und UHPC sowie die Fließfähigkeiten des UHPC in komplizierten Bauteilformen wurden exemplarisch anhand von Vorversuchen analysiert.

6.6 Vorversuche

Der erste Vorversuch wurde durchgeführt, um die Scherfestigkeit in der Fuge zwischen UHPC und Normalbeton zu untersuchen. Der Versuch wurde nach unterschiedlicher Be-

handlung der Proben durchgeführt. Es gab sieben Proben mit und ohne Stabstahlbewehrung. Die besten Ergebnisse erzielte die Gruppe, die mit Stabstahl bewehrt wurde. Die erreichten maximalen Schubspannungen lagen zwischen 5,65 und 6,2 N/mm².

Im zweiten Vorversuch wurde die Fließfähigkeit von UHPC in U-Formen getestet. Dafür wurden verschiedene Mischungen aus UHPC verwendet, um festzustellen, welche Mischung für die Betonage der U-Form durch Einfülllöcher mit einem Durchmesser von 4 cm die besten Ergebnisse bringt. Nach verschiedenen Versuchen wurde die U-Form mit Hilfe einer manuellen Verdichtungshilfe vollständig mit UHPC gefüllt und das Entstehen von Luftblasen vermieden.

6.7 Hauptversuche

Die Hauptversuche wurden an Balken mit T-förmigem Querschnitt aus Stahlbeton, mit den Abmessungen L: 320 cm, B: 50 cm, H: 40 cm durchgeführt. Zu den Hauptversuchen gehörten sieben Balken aus Stahlbeton, die in zwei Gruppen eingeteilt wurden.

Die erste Gruppe bestand aus vier Balken, um das Versagen auf Biegezug zu untersuchen. Die Versuchskörper dieser Gruppe wurden in zwei Varianten hergestellt:

- Biegezugbewehrung 3 Ø 14 ohne/mit Verstärkung aus UHPC (5 Ø 10).
- Biegezugbewehrung 3 Ø 20 ohne/mit Verstärkung aus UHPC (5 Ø 10).

Die zweite Gruppe bestand aus drei Balken für die Untersuchung des Querkraftversagens. Sie umfasst drei Varianten:

- ohne UHPC-Verstärkung.
- mit UHPC-Verstärkung, ohne Querkraftbewehrung (Bügel) aber mit Stabstahl Ø 6 mm, L = 25 cm in den Einfüllöffnungen
- mit UHPC-Verstärkung und Querkraftbewehrung (Bügel).

Die Mischung des Normalbetons entsprach einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37. Als Betonstahl wurde BSt 500 verwendet. Die UHPC-Mischung war die an der Universität Kassel entwickelte Mischung M3Qa. Es wurden Stahlfasern mit den Abmessungen l_f/d_f von 13 mm/0,19 mm und ein Stahlfasergehalt von 1,5 Vol.-% gewählt.

Die Druck- und Zugfestigkeit des Normalbetons und des UHPCs wurden exemplarisch an umfangreichen Proben ausgewählter Betone durchgeführt. Die Eigenschaften des verwendeten Stabstahls wurden in einer Zugprüfmaschine bestimmt.

Die Herstellung erfolgte bei der Firma W&S in Kassel, die Versuchsdurchführung erfolgte im Labor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kassel.

6.8 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Hauptversuchsreihe (Versagen auf Biegezug und Querkraft) lassen sich nach Analyse der max. Belastungen (Tab. 6.1) wie folgt zusammenfassen:

Tab. 6.1: Zusammenfassung der berechneten und experimentell ermittelten Traglasten (kN)

Hauptversuche Versuche auf Balken-Versagen							
Versagen auf Biegezug				Versagen auf Querkraft			
	Balken Nr. 1 ohne UHPC- Verstärkung	Balken Nr. 2 mit UHPC- Verstärkung	Balken Nr. 3 ohne UHPC- Verstärkung	Balken Nr. 4 mit UHPC- Verstärkung	Balken Nr. 5 ohne UHPC- Verstärkung	Balken Nr. 6 mit UHPC- Verstärkung (I Form)	Balken Nr. 7 mit UHPC- Verstärkung (U Form)
berechnete max. Kraft	168	417	378	568	277	866 *	1031 *
experimen. max. Kraft	180	420	385	525	270	820	1000
*) berechnete Werte nach äquivalenter Fläche							

- Die verstärkten Balken (Nr. 2, 4, 6 und 7) haben größere Kräfte aufgenommen und zeigten eine geringere Biegeverformung und größere Rissbreiten.
- Die Tragfähigkeit der verstärkten Balken war gegenüber der der unverstärkten Balken um das Zwei- bis Dreifache erhöht. In den Balken, die auf Biegezugversagen untersucht wurden, war eine Erhöhung der Traglast infolge der Verstärkung im Vergleich zwischen Balken Nr. 1 und 2 um ca. 240 kN (von 180 kN auf 420 kN) und bei Balken 3 und 4 um ca. 140 kN (von 385 kN auf 525 kN) zu beobachten.
- Nach dem Vergleich der Ergebnisse der Balken Nr. 5, 6 und 7 wurde festgestellt, dass mit der UHPC-Verstärkung die Tragfähigkeit bis auf das Dreifache erhöht wurde (Balken Nr. 5: 270 kN, Balken Nr. 6: 820 kN, Balken Nr. 7: 1000 kN).
- Aus der Beobachtung der Verformung zwischen dem normalen Beton und dem UHPC kann man feststellen, dass es keine Verformungen in Längsrichtung gab. In vertikaler Richtung gab es nur kleine Verformungen und dies zeigt, dass der Verbund zwischen beiden Betonen effektiv ist.
- Die vertikalen Verformungen betragen in den verstärkten Balken zwischen 15 bis 30 mm. In den unverstärkten Balken erreichten sie hingegen bis zu 50 mm.
- Es gab fast keine horizontale Verformung in Längsrichtung zwischen Normalbeton und UHPC.
- Nach der max. Belastung war der Normalbeton zerbrechlich geworden, wobei der UHPC nur Risse aufgewiesen hat.

6.9 Schlussfolgerung - Einsatz von UHPC zur Balkenverstärkung

- Die Arbeit zeigt eine Verstärkungsstrategie der Träger mit Fasern und Stabstahl. In dieser Arbeit wurde eine Reihe von Untersuchungen durchgeführt. Die durchgeführten Versuche zeigen Balken mit T-förmigem Querschnitt aus Normalbeton mit und ohne Verstärkung durch eine 40 mm dicke UHPC-Schicht. Sie zeigen das Verhalten zwischen Normalbeton und der Beschichtung aus UHPC.
- Die durchgeführten Versuche haben grundsätzlich die Anwendbarkeit von faserbewehrtem UHPC zur Verstärkung von Stahlbetonbalken gezeigt. Dabei konnte sowohl die Biegetragfähigkeit als auch die Querkrafttragfähigkeit signifikant gesteigert werden.
- Bezüglich der Verformungskapazität war jedoch festzustellen, dass diese nach Erreichen der Maximallast etwas reduziert wurde. Dies scheint damit zusammenzuhängen, dass bei Faserbeton generell eine Tendenz zur Lokalisierung der Verformungen in einem einzigen Riss vorliegt.
- In den durchgeführten Versuchen wurde die Oberfläche der Bauteile aus normalfestem Beton lediglich durch Sandstrahlen vorbehandelt, nicht mit Hochdruckwasserstrahlen. Trotzdem war die Verbundtragfähigkeit ausreichend, um ausreichend Schubkräfte zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht zu übertragen und die Bewehrung dort voll zu aktivieren.
- Die UHPC-Dübel in den Bohrlöchern des Oberflanschs konnten eine Separation der UHPC-Verstärkung vom normalfesten Betonteil des Querschnitts weitgehend verhindern.
- Numerische Untersuchungen sollten als nächster Schritt erfolgen, um das komplexe Zusammenwirken der Verstärkungsschicht mit dem ursprünglichen Stahlbetonbalken aus normalfestem Beton besser verstehen zu lernen, besonders bei Querkraftbeanspruchung.
- Neben den Aspekten der Tragfähigkeit und Duktilität spielt UHPC für die sichere Begrenzung der Rissbreite eine wesentliche Rolle.
- UHPC als Verstärkung kann relativ dünn sein im Vergleich mit traditionellem Stahl und Normalbeton.
- Ultrahochfester Beton (UHPC) ist ein sehr gefügdichter, zementgebundener Werkstoff. Abhängig von der Zusammensetzung und dem Herstellungsverfahren wurden Druckfestigkeiten von über 250 N/mm^2 erreicht. Mit dieser Eigenschaft lässt sich der Ultrahochfeste Beton gut für die Verstärkung von bestehenden Stahlbetonträger verwenden.

6.10 Empfehlung zur Verstärkung bzw. Traglasterrhöhung

- Der Querschnitt des UHPCs wurde nicht komplett in Anspruch genommen, sondern nur ein Teil davon. Um die Tragfähigkeit des UHPCs zu erhöhen muss der UHPC-Abschnitt sinnvoll und vollständig genutzt werden. Dann kann die Scherfestigkeit durch Behandlung der Kontaktfläche und die Verstärkung mit zusätzlichen Stahlstäben oder Schrauben erhöht werden.

- Die Bügelbewehrung sollte im Plattenbalken geschlossen bleiben und nicht zerstört werden, um ein Versagen des Anschlusses an den Gurt zu vermeiden.
- Die Plattenöffnungen bieten viele Vorteile zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Balken. Deshalb wird hier empfohlen, den Querschnitt der Plattenöffnung ausreichend groß zu wählen.

6.11 Empfehlung für ein Bemessungskonzept

- Das Bemessungskonzept und die Nachweisverfahren für normal- und hochfeste Betone sollten in erster Linie nach DIN 1045-1 festgelegt werden. Die Verstärkung aus faserbewehrtem UHPC wurde gemäß des DBV-Merkblattes für Stahlfaserbeton und der DAfStb-Richtlinie („Deutscher Ausschuss für Stahlbeton“, Heft 561) abgeschätzt. Eine wichtige Quelle ist dazu die französische Richtlinie der AFGC/SETRA.
- Die maximale Traglast des UHPC-Teils wurde theoretisch nach der „äquivalenten Fläche“ und alternativ nach der Gleichung aus der französischen Richtlinie berechnet. Die Ergebnisse zeigen, dass die nach der „äquivalenten Flächengleichung“ ermittelten Werte näher an der Realität liegen.
- Die Wegaufnehmer müssen auf dem Balkenkörper in richtiger Form verteilt werden. Damit sie die Verformungen im Druck- und Zugbereich sowie die Hauptrisse in ihren voraussichtlichen Zonen und die Scherfestigkeit messen können, müssen sie an den richtigen Ort mit der richtigen Länge und Messrichtung installiert werden.

6.12 Weitere Fragen und zukünftiger Forschungsbedarf

Es folgt eine Übersicht über noch offene Fragen und den in engem Zusammenhang mit dieser Arbeit stehenden Forschungsbedarf.

- Schaffung einer Modellberechnung für Normalstahlbetonbalken mit Verstärkung aus UHPC.
- Weitere experimentelle Untersuchungen zum Verformungsverhalten zwischen UHPC und Normalbeton. Nach der theoretischen Analyse des Verformungsverhaltens des Normalbetons und des UHPCs wurden in dieser Arbeit einige Alternativen für die Verbesserung der Verstärkung durch UHPC vorgeschlagen.
- Entwicklung der Verstärkungsmaßnahmen durch Weiterentwicklung von UHPC. Wegen der zahlreichen Einflussfaktoren, die insbesondere für UHPC bisher noch nicht in ausreichendem Maße theoretisch untersucht wurden, ist die Bestimmung der Wirksamkeit eines Faserbetons bislang nur auf experimentellem Wege möglich (wie beeinflussen Faserschlankheit, Faserlänge, Faserorientierung, Fasertypen, Fasergehalt, Faserabstand usw. die Eigenschaften des UHPCs). Die zielgerichtete Entwicklung von UHPC-Faserbeton-Mischungen ist noch ein wichtiger Punkt zur Forschung.
- Duktilität und Wirtschaftlichkeit von UHPC als Verstärkungsmittel.

KAPITEL

7

Literaturverzeichnis

ABO ELMAJED, S.; SHARIF, A. 1993

Absturzursachen und Sanierungsverfahren. Universität - Verlag, 1. Auflage, Kairo, Ägypten (Arab.).

أبو المجد، شريف / شريف، علي 1993
أسباب الانهيارات وطرق معالجتها. مطبعة الجامعة، أول اصدار، مصر، القاهرة.

ABO ELMAJED, S.; SLAMAH, O.; KAMAL, M.; ALEBARDI, S. 1992

Absturzursachen in Stahlbeton und Verstärkungsverfahren. Universität - Verlag, 1. Auflage, Kairo, Ägypten (Arabisch).

أبو المجد، شريف / سلمى، عمر / منير، كامل / البياردي، شادية 1992
أسباب الانهيارات في البيتون المسلح وأساليب التدعيم. مطبعة الجامعة، النسخة الأولى، القاهرة، مصر.

AFGC / SETRA 2002

Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Recommandations provisoires. Documents scientifiques et techniques. Association Française de Génie Civil, SETRA, Bagneux Cedex, Janvier 2002.

AITCIN, P. C.; RICHARD, P. 1996

The pedestrian/bikeway bridge of Sherbrooke / La passerelle cyclopedestre de Sherbrooke, 1399 - 1406 in: 4th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Proceedings, Vol. 3, Paris, 1996. (In: Schmidt et. al., 2008).

ALHASAN, A. S.; ABO ELNAJA, B. 1998

Studie der Gebäudeeinstürze in Syrien. Konferenz für Sanierung und Verstärkung der Gebäuden, 16.-19.09.1998, Kairo, Ägypten (Arabisch).

الحسان، أحمد سليمان / أبو النجا، بسام 1998
دراسة انهيار الأبنية في سوريا. المؤتمر العربي من أجل صيانة وتدعيم الأبنية بين 16 و19 أيلول، القاهرة، مصر.

ALKHOURY, M. 2000

Untersuchung in den Konstruktionssysteme und deren Verstärkungsverfahren. Masterarbeit, Bauingenieurwesen, Universität Damaskus (Arabisch).

الخوري، مجد 2000
البحث في الأنظمة الإنشائية ذات الاجهاد وأسلوب تدعيمها. ماجستير في الهندسة المدنية. جامعة دمشق.

ASLAN, T.; ABBOD, A. 1992

Projektstudie der Firma für Konkret - Islam Turm . Workshop für Ursachen für Bauversagen und ihre Behandlung. 2. März 1992. Al Riad, Saudi Arabien (Arabisch).

أصلان، طارق / عبود، أحمد 1992
دراسة ونقد لمشروع شركة برج أسلام. ورشة عمل من أجل أسباب انهيار الأبنية ومعالجتها. 2 آذار 1992. الرياض، السعودية.

BADORAH, M. K. 1997

Wann werden die Gebäude verstärkt? Workshop der Bauingenieurkammer, Damaskus (Arabisch).

بدوره، أحمد كرامه 1997
متى تدعم الأبنية. ورشة عمل لغرفة المهندسين في دمشق.

BERKAWI, S. 1987

Rissbildung in der Gebäude und ihre Sanierung. Damaskus (Arabisch).

بريقاوي، شريف 1987
الأبنية المتشققة، أسباب التشقق وأساليب معالجتها. دمشق.

Bonzel, J.; Schmidt, M. 1984

Verteilung und Orientierung von Stahlfasern im Beton und ihr Einfluss auf die Eigenschaften von Stahlfaserbeton; Beton, Jg. 34, Heft 11.

BORNEMANN, R.; SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; MIDDENDORF, B. 2001

Ultra-Hochleistungsbeton UHPC – Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten; Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7.

BORNEMANN, R.; FEHLING, E. 2000

Ultrahochfester Beton – Entwicklung und Verhalten; Leipziger Massivbau - Seminar, S. 1-15.

BOUYGUES 1998

Les Bétons de Poudres Réactives, Firmenbroschüre. (In: Schmidt et. al., 2008).

BÖING, R. 2007

Innovativer Beton, ultrahochfest bis lichtdurchlässig. Heidelbergcement, Entwicklung und Anwendung, Leimen.

BRIEK, S. 1997

Analyse der Verstärkungsmethoden der Tragbauteile – Vor- und Nachteile. Diplomarbeit unter Betreuung Prof. Issam Malek. Fakultät für Bauingenieurwesen, Damaskus (Arabisch).

بريق، شادي 1997

تحليل أساليب تدعيم العناصر الحاملة، مساوي وإيجابيات. عمل دبلوم تحت اشراف عصام مالك. كلية الهندسة المدنية، جامعة دمشق.

BRUX, G. 2009

Neue Entwicklungen der Spritzbeton-Technologie. 9. Internationale Fachtagung in Alpbach/Tirol. BauPortal 11/2009.

CURBACH, M.; SPECK, K. 2007

Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von ultra-hochfestem Beton (UHPC) - Zweiaxiale Druckfestigkeit. Im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1182, Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC). Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dresden.

DALLAIRE, E.; Bonneau, O.; LACHEMI, M.; AITCIN; P.-C. 1996

Mechanical Behavior of Confined Reactive Powder Concretes. American Society of Civil Engineers, Materials Engineering Conference, Washington, DC, November, Vol. 1, pp. 555-563. (In: Schubert et al., 2003).

DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton 2005

Ergänzungen zu DIN 1045, Teile 1 bis 4 (07 / 2001). 21. Entwurf. DAfStb im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, April 2005 (In: DAfStb, 2008).

DE LARRARD, F. 1992

Ultrafine particles for making very high performance concretes. LCPC, Paris, Frankreich, ISBN 0419 176004. (In: Schubert et al., 2003).

DIN 1045-1, 2008

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgaben Juli 2001 und August 2008.

DIN 1048-5, 1991

Prüfverfahren für Beton, gesondert hergestellte Probekörper.

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (SCHMIDT, M. ET AL.) 2008

Ultrahochfester Beton: Sachstandsbericht. DAfStb (Hrsg.), Schriftenreihe 561. Beuth Verlag, Berlin.

DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton 2001

Deutscher Beton- und Bautechnik Verein E.V., Berlin, Wiesbaden, Oktober 2001.

EBNER, M.; SPAROWITZ, L. 2002

Konzepte der Betonerhaltung – Verstärkung mittels Faserverbundwerkstoffen. Institut für Betonbau, TU Graz, Österreich.

- FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; TEICHMANN, T.; BUNJE, K.; BORNEMANN, R.; MIDDENDORF, B. 2005**
Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC), Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau. Heft 1, Kassel University press.
- FRACZEK, J. 1979**
ACI Survey of Concrete Structure Errors. Concrete International. Vol. 1, pp. 14-20, December 1979.
- HAUSER, R. 1979**
Lessons form European failures. Concrete Int. Dec. 1979.
- HÖFLER, J. UND SCHLUMF, J 2004**
Spritzbeton im Tunnelbau. Hrsg. Putzmeister AG. 2. Auflag 09/2004.
- JUNGWIRTH, J. 2006**
Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton. Diss. Lausanne, EPFL.
- KÖNIG, G.; SCHNEIDER, H.; DEHN, F.; SCHMIDT, D.; WAGNER, J.-P. 2003**
Verbundkonstruktionen mit ultrahochfestem Beton für den Brücken- und Hochbau, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, April 2003.
- KÖNIG, G.; TUE, N. V.; ZINK, M. 2001**
Hochleistungsbeton - Bemessung, Herstellung und Anwendung, Verlag Ernst & Sohn.
- LEUTBECHER, T. 2007**
Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Diss. Universität Kassel.
- LEVZ, M.; SALVADORI, M. 1992**
Why Buildings Fall down – How Structures Fail. W.W. NORTON & COMPANY.
- MARTINOLA, G. 2003**
Ultrahochfest, duktil – zementgebunden. tec 21, 21.
- PFYL, TH. UND MARTI, P. 2001**
„Versuche an stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementen“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Juli 2001 (In Leutbecher, 2007).
- RACKY, P. 2003**
Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit von UHPC. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft. 2. (In: Schmidt et. al., 2008).
- RICHARD, P. 1996**
Reactive Powder Concrete. A new Ultra-high-Strength Cementitious Material. 4th International Symposium on Utilization of High-strength / Highperformance concrete, Paris. (In: Schubert et al., 2003).
- RICHARD, P.; CHEYREZY, M. 1995**
Composition of REACTIVE POWDER CONCRETES. Scientific Division BOUYGUES, Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, pp. 1501-1511. (In: Schubert et al., 2003).
- RICHARD, P.; CHEYREZY, M. 1994**
Reactive Powder Concrete with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength. ACI Special Publication, Vol. 144, pp. 507-518. (In: Schubert et al., 2003).
- SCHMIDT, M. 2007**
Instandsetzen und Verstärken von Betonbauwerken und Bauteilen mit ultrahochfestem Beton (UHPC). **Beton-Insta 2007 in Mainz.**
- SCHMIDT, M.; BUNJE, K.; FEHLING, E.; TEICHMANN, T. 2006**
Brückenfamilie aus Ultrahochfestem Beton in Niestetal und Kassel. Beton- und Stahlbetonbau 101, H. 6, S. 198 - 204. (In: Schmidt, 2007).
- SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; GEISENHANSLÜKE, C. 2004**
Ultra High Performance Concrete (UHPC). Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3., Kassel

university press. (In: Schmidt, 2007).

SCHMIDT, M.; FEHLING, E. (HRSG.) 2003

Ultra-Hochfester Beton, Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 2.

SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; BORNEMANN, R.; BUNJE, K.; TEICHMANN, T. 2003

Ultra-hochfester Beton: Perspektive für die Betonfertigteilindustrie, Betonwerk + Fertigteil Jahrbuch.

SCHNEDLER, M. 2002

Entwurf eines Verbundbogens aus ultrahochfestem Beton (UHPC) mit Stahlummantelung. Diplomarbeit, Universität Kassel. (In: Schmidt et. al., 2008).

SCHNEIDER, H. 2004

Tragstrukturen für den Einsatz von ultrahochfesten Betonen.

SCHUBERT, J.; SCHACHINGER, I.; FRITSCHI, H. 2003

Ultrahochfester Beton - der Werkstoff für das neue Schöck Isokorb-Drucklager. FRILLO-Magazin.

SEIM, W. 2007

Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken. Bauingenieur-Praxis, Ernst und Sohn Verlag, Berlin.

SHAHIN, H.; KAMAL, S. 1990

Die Risse in alten Gebäuden. Bericht der Abteilung Stahlbeton. Forschungszentrum für Bauen und Stadtbau. (Arabisch).

شاهين، حمدي / كامل، شادية 1990
الشقوق في الأبنية القديمة. تقرير في قسم البيتون المسلح. مركز البحوث من أجل البناء وتخطيط المدن.

TEICHMANN, T.; KRELAUS, R. 2007

Kleben von Ultra-Hochfestem Beton. Vortrag Ulmer Betontage. (In: Schmidt, 2007).

TEUTSCH, M.; GRUNERT, J. 2004

Biegebemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 8. Ernst & Sohn Verlag Berlin.

WAKED, K. I. 1996

Ursache für Gebäudeeinstürze. Wiss. Verlag, 2. Auflage, Kairo, Ägypten (Arabisch).

وكيد، خليل ابراهيم 1996
أسباب انهيارات الابنية. المطبعة العلمية، الاصدار الثاني. القاهرة، مصر.

WARDA, M. 1997

Gebäudeeinstürze in Syrien - Details zu Verstärkungsmaßnahmen. Workshop der Bauingenieurkammer, Damaskus. (Arabisch).

وردة، محمود 1997
أنهيارات الأبنية في سوريا - تفاصيل لأساليب التدعيم. حلقة عمل في غرفة المهندسين. دمشق.

WESCHE, K. 1993

Baustoffe für tragende Bauteile. Bd. 2: Beton, Mauerwerk. 3. Aufl. Wiesbaden Bauverlag.

ZAIN ELDIN, W. 1984

Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen der Gebäude. Bauingenieurkammer, Damaskus. (Arabisch).

زين الدين، وهيب 1984
إجراءات تدعيم وتصلح الأبنية. غرفة المهندسين. دمشق.

ZINK, M. 2000

Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Diss., Universität Leipzig, Forschung und Praxis; Teubner Verlag.

www.gaertnerplatzbruecke

ANHANG

1

zum Kapitel V - Hauptversuchsergebnisse

A1.1 Ergebnisse der begleitenden Festigkeitsmessungen

A1.1.1 Festigkeit des Bewehrungsstahls (Stabstahl)

Tab. A1.1: Ergebnis der Stabstahlfestigkeit

		Max. Kraft [kN]	f_{tk} [N/mm ²]	Kraft [kN]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{yk} (Mittelwert) [N/mm ²]
Stabstahl ø 6	Probe 1	19,5	690	17,2	605	618,3
	Probe 2	20,8	736	17,218	609	
	Probe 3	20,8	736	18,12	641	
Stabstahl ø 8	Probe 1	31	617	27,55	548	529,7
	Probe 2	30	597	26,3	523,5	
	Probe 3	30,7	611	26	517,5	
Stabstahl ø 12	Probe 1	75,8	670,6	65	575	568,3
	Probe 2	74,9	662,6	64,2	568	
	Probe 3	76,3	675	63,5	562	
Stabstahl ø 20	Probe 1	205,32	654	167,9	534,7	518,1
	Probe 2	197,58	629,2	160,5	511,2	
	Probe 3	200,23	637,7	159,6	508,28	
Stabstahl ø 25	Probe 1	331,64	676	275	560,5	564,6
	Probe 2	331,28	657,2	276	562,6	
	Probe 3	330,9	674,45	280	570,7	

ø 14: $f_{yk} = 550$ [N/mm²] (nicht gemessen, sondern vorgeschlagen)

A1.1.2 Festigkeit des Normalbetons und des UHPCs

Tab. A1.2: Ergebnisse der begleitenden Festigkeitsmessung an Zylindern und Prismen für die Balken Nr. 1, Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4

	Balken Nr. 1			Balken Nr. 2			Balken Nr. 3			Balken Nr. 4		
Normalbeton [N/mm ²]												
Druckfestigkeit	20,7			29,7			15,4			29,7		
	20,7	-	-	31,4	34,8	22,8	14,0	14,9	17,4	31,4	34,8	22,8
E Modul	15556			18534			15658			18534		
	16072	15224	15373	18783	18286	-	15857	15458	-	18783	18286	-
Spaltzugfestigkeit β_{sz}	-			2,75			1,88			2,75		
				2,01	3,50	2,75	1,65	1,94	2,04	2,01	3,50	2,75
UHPC [N/mm ²]												
Druckfestigkeit												
				177,2						177,2		
				183,9	166,3	181,5				183,9	166,3	181,5
Biegezugfestigkeit												
				27,0						27,0		
				29	25,5	26,5				29,0	25,5	26,5
Spaltzugfestigkeit												
				7,03						7,03		
				4,9	9,7 *	6,6				4,9	9,7	6,6

*) In unterer Klebung gerissen

Tab. A1.3: Ergebnisse der begleitenden Festigkeitsmessungen für Zylinder und Prismen für die Balken Nr. 5, Nr. 6, und Nr. 7

	Balken Nr. 5			Balken Nr. 6			Balken Nr. 7		
Normalbeton [N/mm²]									
Druckfestigkeit	17,1			15,4			17,1		
	17,4	15,5	18,5	14,0	14,9	17,4	17,4	15,5	18,5
E Modul	13236			15658			13236		
	12424	14048	-	15857	15458	-	12424	14048	-
Spaltzugfestigkeit β_{sz}	1,61			1,88			1,61		
	1,74	1,59	1,52	1,65	1,94	2,04	1,74	1,59	1,52
UHPC [N/mm²]									
Druckfestigkeit				167,4			167,4		
				173,4	162,6	166,2	173,4	162,6	166,2
Biegezugfestigkeit				25,9			25,9		
				27,3	23,4	27,0	27,3	23,4	27,0
Zugfestigkeit				7			7		
				6,3	8,1	6,6	6,3	8,1	6,6

A1.2 Theoretische Berechnungen der Balken Nr. 1 - Nr. 7

Die Balken wurden nach Design- und gemessenen Werten berechnet.

Die charakteristischen Werte wurden nach Stahlbetonklasse C30/37 und Betonstahl 500 aus der Quelle DIN-1045 berechnet.

- Betondruckfestigkeit: $f_{ck} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Streckgrenze des BSt: $f_{yk} = 435 \text{ N/mm}^2$

Die gemessenen Werte entstammen Versuchen an Stahlbeton- und Stahlproben. Diese gemessenen Werte wurden in die Tabellen 5.7 und 5.8 und in die Tabellen A1.1 – A1.3 im Anhang 1 eingegeben. Z.B. sind die Designwerte für Balken Nr. 1 nach der Berechnung.

- Betondruckfestigkeit: $f_{cd} = 11,7 \text{ N/mm}^2$
- Streckgrenze des BSt: $f_{yd} = 460,9 \text{ N/mm}^2$

Die Balken wurden in zwei Stufen gerechnet. In der ersten Gruppe (Versagen auf Biegezug) wurden die Kräfte und Biegemomente in der ersten Stufe mit Materialwiderstandswerten ohne Sicherheitsfaktoren gerechnet. In der zweiten Stufe wurde die Querkraft mit Sicherheitsfaktoren ermittelt, damit das Versagen infolge Biegung auftritt und nicht infolge Querkraftversagen.

Für die zweite Gruppe (Versagen auf Querkraft) wurde die aufnehmbare Querkraft zuerst mit Materialwiderstandswerten ohne Sicherheitsfaktoren ermittelt. Dann, um das Versagen auf Querkraft und nicht auf Biegung zu erreichen, wurden die Kräfte und Momente für die Biegebemessung in dieser Stufe mit Sicherheitsfaktoren berechnet.

A1.2.1 Berechnung mit Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37 und Stabstahl BSt 500

Balken Nr. 1 (3 Ø 14 ohne Verstärkung)

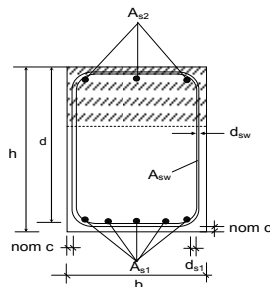
A. Baustoffe

- a. Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
(DIN 1045-1/08) $f_{cd} = \alpha \times f_{ck} / \gamma_c$ (Gl. 01)
 $f_{cd} = 0,85 \times 30 / 1,5 = 17 \text{ MN/m}^2$
- b. Bewehrungsstahl $f_{yk} = f_{yk} / \gamma_s$ (Gl. 02)
 $f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$

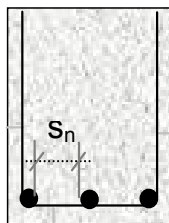
Hinweis: Bemessungswerte f_{cd} und f_{yd} nur informativ angegeben. Sie werden nur in der Berechnung für die Querkraft verwendet. Die Bemessungswerte f_{ck} und f_{yk} werden in der Berechnung für Biegung verwendet.

B. Belastung

- a. Belastung
- i. Eigengewicht $g_k = A \times \rho_c$ (Gl. 03)
 ρ_c für Stahlbeton: 25 KN/m^3 $g_k = (0,15 \times 0,5 + 0,20 \times 0,25) \times 25 = 3,125 \text{ kN/m}$
- ii. Belastung $F_k = F_A = F_B$ (Gl. 04)
- b. Stat. Nutzhöhe $d = h - \text{nom } c - d_{sw} - 1/2 d_{s1}$ (Gl. 05)
 $d = 40 - 2 - 1 - (1/2) \times 1,4 = 36,3 \text{ cm}$



- c. Überprüfung der Stababstände $(n-1) \cdot s_n = b_w - 2 \cdot \text{nom } c - n \cdot d_{s1} - 2 \cdot d_{sw}$ (Gl. 06)



- $n = 3, b_w = 20 \text{ cm}, d_{s1} = 1,4 \text{ cm}, \text{nom } c = 2 \text{ cm}, d_{sw} = 1 \text{ cm}$
vorh $s_n = 1 / (3 - 1) \times (20 - 2 \times 2 - 3 \times 1,4 - 2 \times 1)$
vorh $s_n = 4,9 \text{ cm}$
erf $s_n \geq d_s = \begin{cases} 1,4 \text{ cm} \\ 2,0 \text{ cm} \rightarrow \text{vorh } s_n \geq \text{erf } s_n \end{cases}$

- d. Biegung

3 Ø 14

→ vorh $A_{s1} = 4,62 \text{ cm}^2$

- $A_s = \omega \times b_{eff} \times d / (f_{yk} / f_{ck})$ (Gl. 07)
 $4,62 \text{ cm}^2 = 0,000462 \text{ m}^2 = \omega \times 0,5 \times 0,363 / (500/30)$
 $0,000462 = 0,01089 \omega$
 $\omega = 0,042$

$\mu_{Eks} = 0,041$

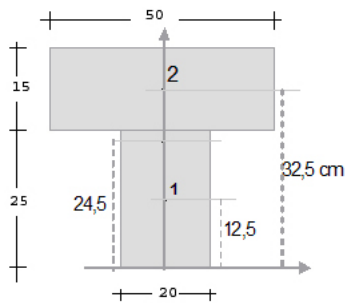
- $\mu_{Eks} = M_{Eks} / (b_{eff} \times d^2 \times f_{ck})$ (Gl. 08)

$\mu_{Eks} = M_{Eks} / (0,5 \times 0,363^2 \times 30) = 0,041$

$0,041 = 0,506 \times M_{Es}$

$M_{Eks} \approx 0,082 \text{ MNm}$

e. Konstruktive Mindestbewehrung



Schwerpunkte
des Gesamtquerschnitts

$$M_{Eks} = g_k \times l^2/8 + F_k \times a_f \quad (Gl. 09)$$

$$M_{Eks} = 3,125 \times 3,2^2/8 + F_k \times 0,95 = 81,742 \text{ kNm}$$

$$81,742 = 4 + F_k \times 0,95$$

$$0,95 \times F_k = 77,742$$

$$F_k = F_A = F_B = 81,8 \text{ kN} \approx 82 \text{ kN}$$

$$A_{s,min} = M_{cr}/(z_{II} \times f_{yk}) \quad (Gl. 10)$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \times (I_x/z_{I,cr}) \quad (Gl. 11)$$

$$M_{cr} = 2,9 \times (0,0016)/(0,245)$$

$$M_{cr} = 2,9 \times 0,0016/0,245 = 0,0189 \text{ MNm}$$

$$M_{cr} = 18,9 \text{ kNm}$$

$$z_s = (20 \times 25 \times 12,5 + 50 \times 15 \times 32,5) / (20 \times 25 + 50 \times 15)$$

$$z_s = 24,5 \text{ cm}$$

$$I_l = b \times h^3/12 \quad (Gl. 12)$$

$$I_x = I_{x1} + A_1 \times Y_1^2 + I_{x2} + A_2 \times Y_2^2 \quad (Gl. 13)$$

$$I_x = 0,2 \times 0,25^3/12 + 0,2 \times 0,25 \times 0,12^2 + 0,5 \times 0,15^3/12 + 0,5 \times 0,15 \times 0,08^2$$

$$I_x = 0,0016 \text{ m}^4$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$$

Hebelarm der inneren Kräfte $z = \zeta \times d = 0,9715 \times 0,363 = 0,353 \text{ cm} \quad (Gl. 14)$

$$A_{s,min} = 23,215/(0,353 \times 50) = 1,315 \text{ cm}^2$$

C. Querkraft

a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{Ed} = \frac{1}{2} \times \gamma_G \times g_k \times l_{eff} + \gamma_Q \times F_k \quad (Gl. 15)$

$$\max A_{Ed} = (\frac{1}{2} \times g_k \times l_{eff} + F_k) \times \gamma$$

Um Querkraftversagen auszuschließen, wird mit einem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,3$ gerechnet, der sich auf die Biegetragfähigkeit (Kapazität) bezieht.

$$\max A_{Ed} = (\frac{1}{2} \times 3,125 \times 3,2 + 82) \times 1,3 = 113,1 \text{ kN}$$

b. Querkraftbewehrung $erf. a_{sw} = V_{Ed}/(f_{yd} \times z \times \cot \Theta) \quad (Gl. 16)$

Θ : Druckstrebenwinkel $\cot \Theta \leq 1,2/(1 - 0,24 \times f_{ck}^{1/3} \times b_w \cdot z/A_{Ed}) \quad (Gl. 17)$

$$\cot \Theta = 1,2/(1 - 0,75 \times 0,2 \times 0,353/0,113)$$

$$\cot \Theta = 2,25$$

c. Bemessungswiderstand

$$\alpha_c \times f_{cd} = \alpha_c \times (0,85 \times f_{ck}/1,5)$$

$$\alpha_c = 0,75 \times (1,1 - f_{ck}/500) \approx 0,75 \quad (Gl. 18)$$

$$\alpha_c \times f_{cd} = 0,75 \times (0,85 \times 30/1,5) = 12,8$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_c \times f_{cd} \times b_w \times z \times 1/(\tan \Theta + \cot \Theta)$$

$$V_{Rd,max} = 12,8 \times 0,20 \times 0,353/(0,44 + 2,25)$$

$$V_{Rd,max} = 0,336 \text{ MN} > A_{Ed} = 0,113 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} = 113,1 - (3,125 \times 1,3 \times (0,1 + 0,363))$$

$$V_{Ed} \approx 111,2 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } a_{sw} = 0,111 / (435 \times 0,353 \times 2,25)$$

$$\text{erf. } a_{sw} = 0,000321 \text{ m}^2/\text{m} = 3,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

d. Mindestquerkraftbewehrung $a_{sw,min} = \rho_w \times (b_w \times \sin \alpha)$ (Gl. 19)

$$\rho_w (\%) : f_{ck} = 30 \rightarrow \rho_w (\%) = 0,93$$
 (Gl. 20)

$$a_{sw,min} = 0,93 (\%) \times (0,2 \times \sin 90^\circ)$$

$$a_{sw,min} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{erf. } a_{sw} = 3,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

e. Vorhandene Querkraftbewehrung, aufnehmbare Querkraft **erforderlich:** $\emptyset 6/s_w = 10 \text{ cm}$
 vorh $a_s = 2,83 \times 2 = 5,66 \text{ cm}^2/\text{m} > 3,21 \text{ cm}^2/\text{m}$

gewählt:

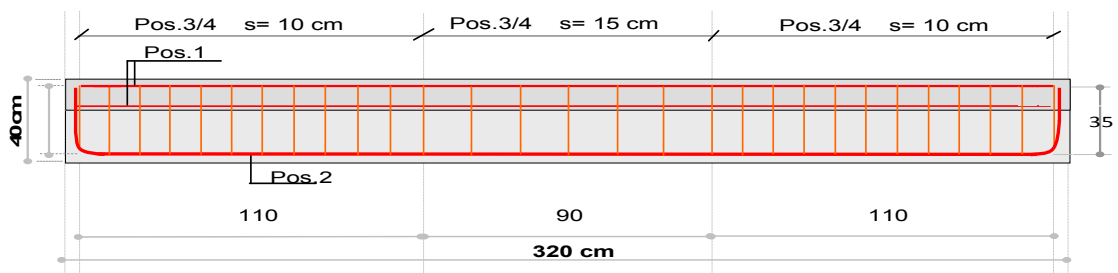
- äußere Seiten:

$$\emptyset 12, sw = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

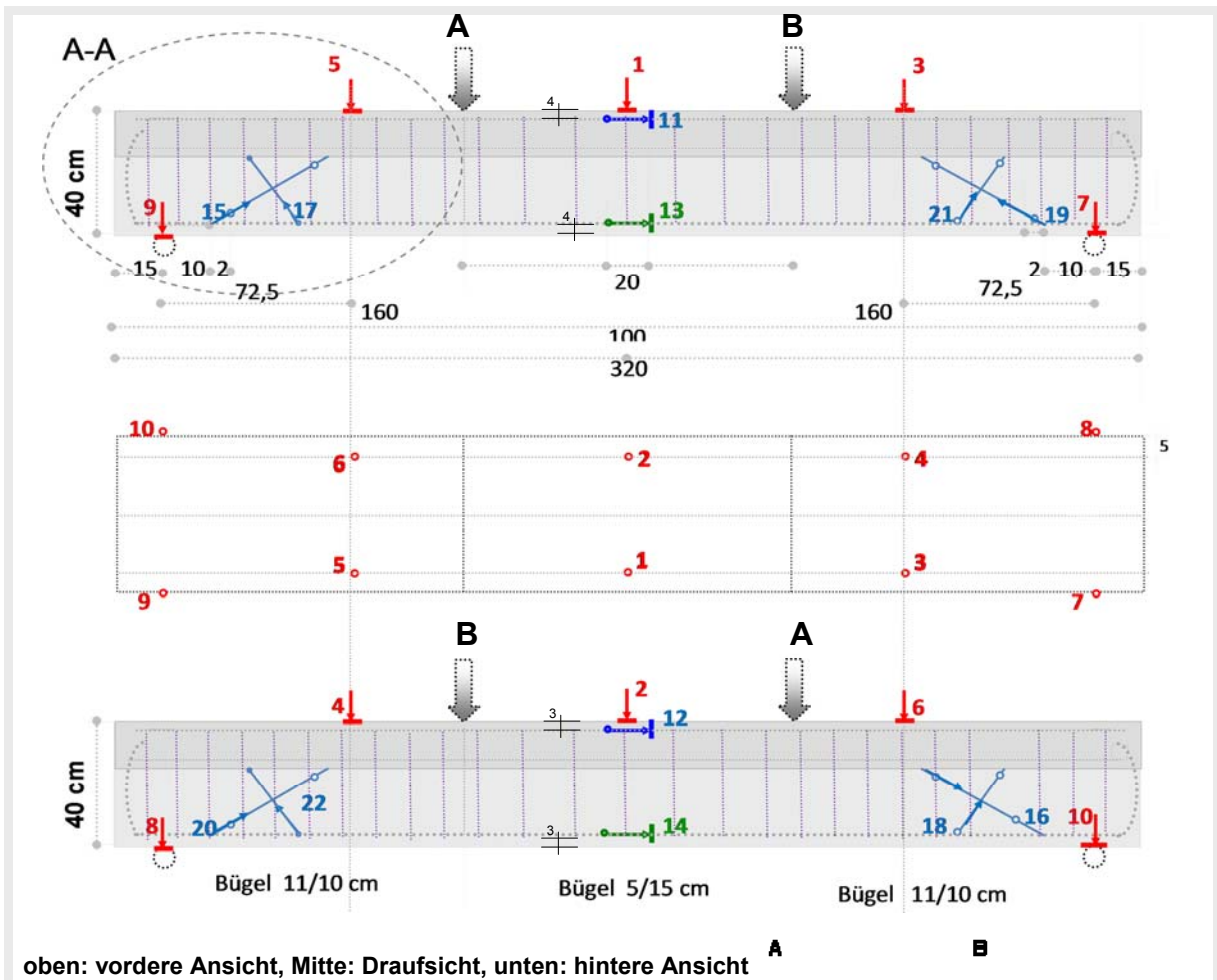
- mittlerer Bereich:

$$\emptyset 12, sw = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

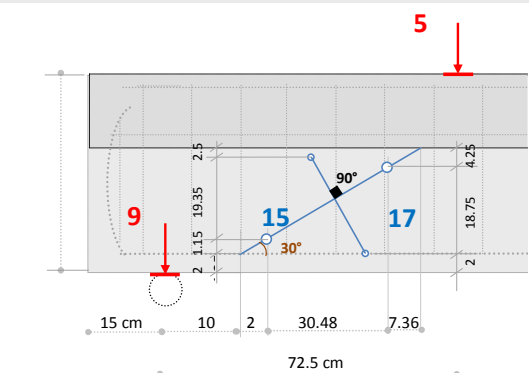
Tab. A1.4: Bewehrungsplan und Stabliste



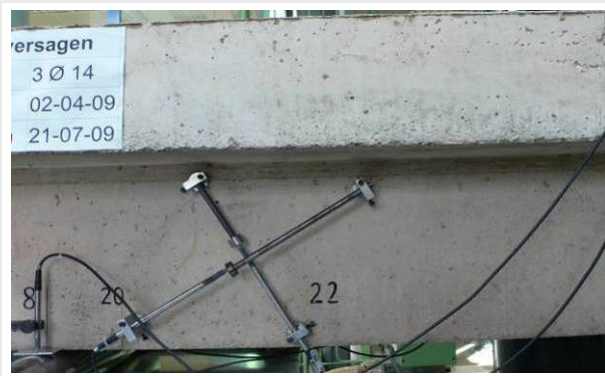
Pos.	Stück	Ø [mm]	Einzellänge [m]	Gesamtlänge [m]	Masse [kg]	Bemaßte Biegeform [unmaßstäblich]
1	8	8	3,1	24,8	9,79	310
2	3	14	3,8	11,4	13,78	
3	29	8	1,3	37,7	14,88	
4	29	12	1,2	34,8	30,90	



oben: vordere Ansicht, Mitte: Draufsicht, unten: hintere Ansicht



Detail A - A



Installation der Wegaufnehmer (Teilansicht)

Legende

Sensoren Nr.	Beschreibung
1 1 - 10	an den oberen und unteren Seiten des Balkens „jeweils im vorderen und im hinteren Bereich“, zur Messung der Balkenbiegung (vertikale Bewegungen).
2 11 - 12	an der Oberkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Druckzone.
3 13 - 14	an der Unterkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Zugzone.
4 15 - 22	an den vorderen und hinteren Seiten des Balkens in der Längsrichtung zur Messung der Verformung infolge Querkraft.

Abb. A1.1: Darstellung und Foto der Messaufnehmeranordnung Balkenversuche Nr.1 und 3

Balken Nr. 2 (3 Ø 14 mit Verstärkung)**A. Baustoffe**

- a. Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = 0,85 \times 30/1,5 = 17 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 01)
- b. Bewehrungsstahl $f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 02)
- c. Betondeckung **nom c = 2 cm**
- d. Eigengewicht für NSB und UHPC **$g_k = 3,73 \text{ kN/m}$** (siehe Gl. 03)
- e. UHPC
- Der UHPC wurde als äquivalente Fläche mit Stabstahl berechnet. $A_{\text{äq,s}} = A_{c,\text{UHPC}} \times \sigma_{cf}/f_{yk}$ (Gl. 21)
 mit:
 $A_{\text{äq,s}}$: Stabstahlfläche äquivalent
 $A_{c,\text{UHPC}}$: UHPC-Fläche
 σ_{cf} : UHPC-Zugfestigkeit durch Faserwirkung
 f_{yk} : Stahlzugfestigkeit
 - Fläche des UHPCs **$A_{c,\text{UHPC}} = 0,15 \times 0,04 \times 2 + 0,28 \times 0,04 = 0,0232 \text{ m}^2$**
 - Fläche des UHPCs als Bewehrungsäquivalent **$A_{\text{äq,s}} = 232 \times 6/500 = 2,784 \text{ cm}^2$**
 - Schwerpunkt des UHPCs $z_s = (15 \times 4 \times 2 \times 11,5 + 28 \times 4 \times 2)/(15 \times 4 \times 2 + 28 \times 4)$
 $z_s = 6,9 \text{ cm}$
 - Schwerpunkt der 3Ø14 **7,7 cm**
 - Schwerpunkt der 5Ø10 $(2,36 \times 2,5 + 1,57 \times 16)/(2,36 + 1,57) = 7,89 \text{ cm}$
 - Schwerpunkt der gesamten Bewehrung $(2,784 \times 6,9 + 4,62 \times 7,7 + 3,93 \times 7,89)/(2,784 + 4,62 + 3,93) = 7,57 \text{ cm}$
 $A_{s,\text{gesamt}} = 3 \text{ Ø } 14 + 5 \text{ Ø } 10 + \text{UHPC} \rightarrow A_s = 8,55 + 2,784$
 $A_{s,\text{gesamt}} = 11,334 \text{ cm}^2$
 $d = 44 - 7,57 = 36,43 \text{ cm}$

B. Biegung

$$11,334 \text{ cm}^2 = 0,0011334 \text{ m}^2 \quad (\text{siehe Gl.07})$$

$$0,0011334 \text{ m}^2 = \omega \times 0,5 \times 0,3643/(500/30)$$

$$0,0011334 = 0,010929 \omega$$

$$\omega = 0,104$$

$$\mu_{Eks} = 0,098$$

$$\zeta = 0,95$$

$$z = \zeta \times d = 0,346 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eks} = M_{Eks}/(0,5 \times 0,364^2 \times 30) = 0,098 \quad (\text{siehe Gl.08})$$

$$0,098 = 0,502 \times M_{Eks}$$

$$M_{Eks} = 0,195 \text{ MNm}$$

$$M_{Eks} = 3,73 \times 3,2^2/8 + F_k \cdot 0,95 \quad (\text{siehe Gl.09})$$

$$M_{Eks} = 195,496 \text{ kNm}$$

$$195,496 = 4,7744 + F_k \times 0,95$$

$$0,95 \times F_k = 190,721$$

$$F_k = F_A = F_B = 200,76 \text{ kN}$$

C. Querkraft für UHPC

a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{Ed} = 268,75 \text{ kN}$ (siehe Gl.15)

b. Querkraftbewehrung $\cot \Theta = 1,2/(1 - 0,75 \times 0,2 \times 0,346/0,269)$ (siehe Gl.17)
 $\cot \Theta = 1,487$

c. Bemessungswiderstand $V_{Rd,max} = 12,8 \times 0,20 \times 0,346/(0,67 + 1,48)$ (siehe Gl.18)

$$V_{Rd,max} = 0,411 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = 0,411 \text{ MN} > V_{Ed} = 0,269 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} = 268,8 - (3,73 \times 1,3 \times (0,1 + 0,364)) \approx 266,6 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } a_{sw} = 0,266/(435 \times 0,346 \times 1,48) \quad (\text{siehe Gl.16})$$

$$\text{erf. } a_{sw} = 0,001194 \text{ m}^2/\text{m} = 11,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

d. Mindestquerkraftbewehrung $a_{sw,min} = 0,93 (\text{‰}) \times (0,28 \times \sin 90^\circ)$ (siehe Gl.19)

$$a_{sw,min} = 2,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} = 2,6 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{erf. } a_{sw} = 11,94$$

$$\text{cm}^2/\text{m}$$

e. Vorhandene Querkraftbewehrung.

erforderlich: $\text{Ø}10 / s_w = 10 \text{ cm}$

$$\text{vorh } a_s = 7,85 \times 2 = 15,7 \text{ cm}^2 > 11,94 \text{ cm}^2$$

gewählt:

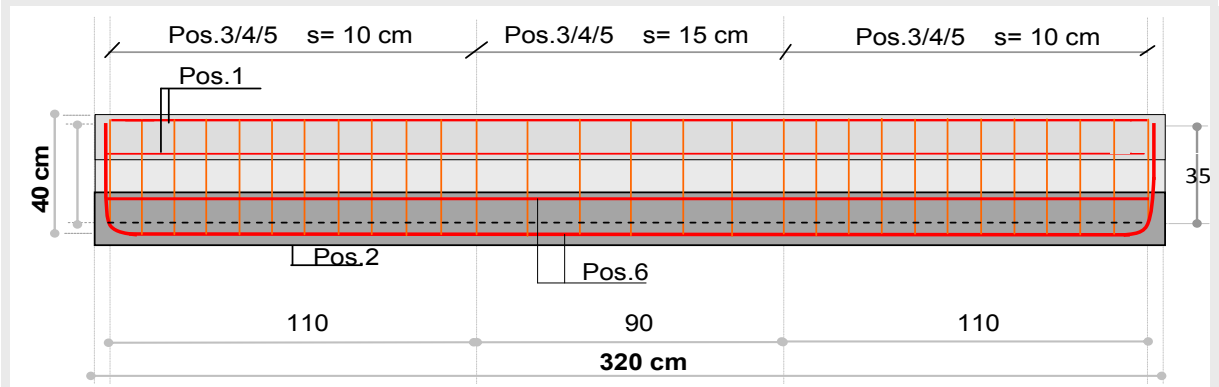
- äußere Seiten:

$$\text{Ø}12, s_w = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$$

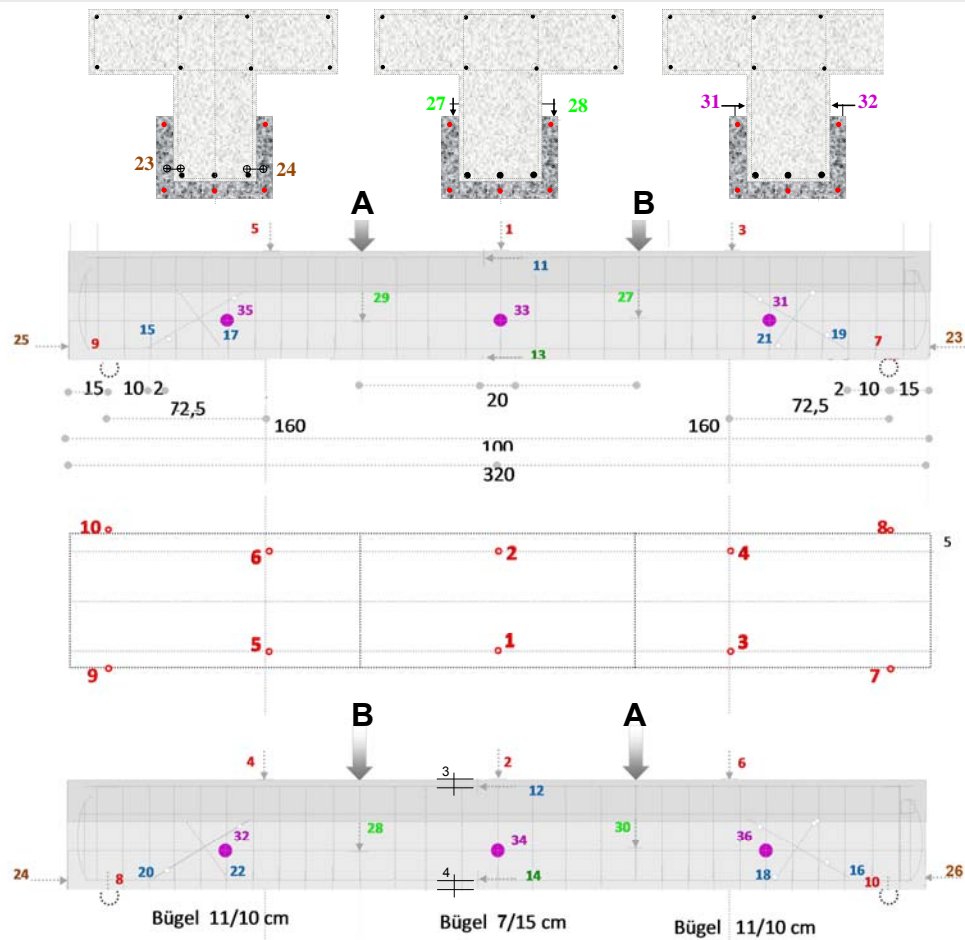
- mittlerer Bereich:

$$\text{Ø}12, s_w = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tab. A1.5: Bewehrungsplan und Stabliste



Pos.	Stück	Ø [mm]	Einzellänge [m]	Gesamtlänge [m]	Masse [kg]	Bemaßte Biegeform [unmaßstäblich]
Normalbeton						
1	8	8	3,1	24,8	9,79	
2	3	14	3,8	11,4	13,78	
3	29	8	1,3	37,7	14,88	
4	29	12	1,2	34,8	30,90	
UHPC						
5	27	12	0,8	21,6		
6	5	10	3,1	15,5		



oben: vordere Ansicht, Mitte: Draufsicht, unten: hintere Ansicht



Installation der Wegaufnehmer (Teilansicht)

Legende

Sensoren Nr.	Beschreibung
1 1 – 10	an den oberen und unteren Seiten des Balkens „jeweils im vorderen und im hinteren Bereich“, zur Messung der Balkenbiegung (vertikale Bewegungen).
2 11 – 12	an der Oberkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Druckzone.
3 13 – 14	an der Unterkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Zugzone.
4 15 – 22	an der vorderen und hinteren Seite des Balkens in den Lagerbereichen zur Messung der Verformung infolge Querkraft.
5 23 – 26	an den Kopfseiten des Balkens zur Messung der horizontalen Relativverformung in Längsrichtung zwischen UHPC – Normalbeton.
6 27 – 30	an den vorderen und hinteren Seiten des Balkens in Höhe der Belastung zur Messung der vertikalen Relativverformung zwischen UHPC – Normalbeton.
7 31 – 36	an den vorderen und hinteren Seiten des Balkens zur Messung der horizontalen Relativverformung in Querrichtung zur Balkenlängsachse zwischen UHPC – Normalbeton.

Abb. A1.2: Darstellung und Foto der Messaufnehmeranordnung Balkenversuche Nr. 2 und 4

Balken Nr. 3 (3 Ø 20 ohne Verstärkung)**A. Baustoffe**

- a. Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = 17 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 01)
- b. Bewehrungsstahl $f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 02)

B. Belastung

- a. Eigengewicht $g_k = 3,125 \text{ kN/m}$ (siehe Gl. 03)
- b. Stat. Nutzhöhe $d = 40 - 2 - 2 - 1 - (1/2) \times 2 = 36 \text{ cm}$ (siehe Gl. 05)
- c. Überprüfung der Stababstände $n = 3, b_w = 20 \text{ cm}, d_{s1} = 1,6 \text{ cm}, \text{nom } c = 2 \text{ cm}, d_{sw} = 1 \text{ cm}$ (siehe Gl. 06)

$$\text{vorh } s_n = 1/(3 - 1) \times (20 - 2 \times 2 - 3 \times 2 - 2 \times 1)$$

$$\text{vorh } s_n = 4 \text{ cm}$$

$$\text{erf } s_n \geq \begin{cases} d_s = 2 \text{ cm} \\ 2,0 \text{ cm} \rightarrow \text{vorh } s_n \geq \text{erf } s_n \end{cases}$$

- d. Biegung

$$3 \text{ Ø } 20 \quad 9,42 \text{ cm}^2 = 0,000942 \text{ m}^2 \quad (\text{siehe Gl. 07})$$

$$\rightarrow \text{vorh } A_{s1} = 9,42 \text{ cm}^2 \quad 0,000942 = \omega \times 0,5 \times 0,36/(500/30)$$

$$0,000942 = 0,0108 \omega$$

$$\omega = 0,087$$

$$\mu_{Eks} = 0,093$$

$$\zeta = 0,953$$

$$z = 34,3 \text{ c}$$

$$\mu_{Eks} = M_{Eks}/(0,5 \times 0,36^2 \times 30) = 0,093 \quad (\text{siehe Gl. 08})$$

$$0,093 = 0,514 \times M_{Eks}$$

$$M_{Eks} = 0,181 \text{ MNm}$$

$$M_{Eks} = 3,125 \times 3,2^2/8 + F_k \times 0,95 \quad (\text{siehe Gl. 09})$$

$$M_{Eks} = 181,362 \text{ kNm}$$

$$181,362 = 4 + F_k \times 0,95$$

$$0,95 \times F_k = 177,362$$

$$F_k = F_A = F_B = 186,7 \text{ kN}$$

- e. Konstruktive Mindestbewehrung

$$M_{cr} = 23,215 \text{ kNm} \quad (\text{siehe Gl. 11})$$

$$z_s = 24,5 \text{ cm}$$

$$I_x = 0,002$$

$$(\text{siehe Gl. 12})$$


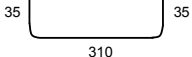
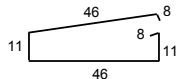
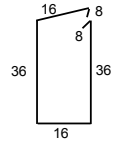
$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$$

$$A_{s,min} = 23,215/(0,343 \times 50) = 1,35 \text{ cm}^2$$

C. Querkraft

- a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{Ed} = (\frac{1}{2} \times 3,125 \times 3,2 + 186,7) \times 1,3$ (siehe Gl. 15)
 $\max A_{Ed} = 0,249 \text{ MN}$
- b. Querkraftbewehrung $\cot \Theta = 1,2 / (1 - 0,75 \times 0,2 \times 0,343 / 0,25)$ (siehe Gl. 17)
 $\cot \Theta = 1,5$
- c. Bemessungswiderstand $V_{Rd,max} = 12,8 \times 0,20 \times 0,343 / (0,66 + 1,5)$ (siehe Gl. 18)
 $V_{Rd,max} = 0,406 \text{ MN} > V_{Ed} = 0,249 \text{ MN}$
 $V_{Ed} = 249,21 - (3,125 \times 1,3 \times (0,1 + 0,36))$
 $V_{Ed} \approx 247,34 \text{ kN}$
 $\text{erf. } a_{sw} = 0,247 / (435 \times 0,343 \times 1,5)$ (siehe Gl. 16)
 $\text{erf. } a_{sw} = 0,001104 \text{ m}^2/\text{m} = 11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$
- d. Mindestquerkraftbewehrung $a_{sw,min} = 0,93 (\text{‰}) \times (0,2 \times \sin 90^\circ)$ (siehe Gl. 19)
 $a_{sw,min} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $a_{sw,min} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{erf. } a_s = 11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$
- e. Vorhandene Querkraftbewehrung **erforderlich:** $\text{Ø}6 / s_w = 10 \text{ cm}$
 vorh $a_s = 2,83 \times 2 = 5,66 \text{ cm}^2 > 3,73 \text{ cm}^2$
gewählt:
 - äußere Seiten:
 $\text{Ø}12, s_w = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$
 - mittlerer Bereich:
 $\text{Ø}12, s_w = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$
- f. Richtige Kraft für V_{Ed} **Gewählt:** $\text{Ø} 12, s_w = 10$
 $\rightarrow \text{vorh } A_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$
 $0,002262 = V_{Ed} / (500 \times 0,324 \times 1,49)$ (siehe Gl. 16)
 $V_{Ed} = 0,546 \text{ MN}$

Tab. A1.6: Stabliste der Balken Nr. 3

Pos.	Stück	Ø [mm]	Einzellänge [m]	Gesamtlänge [m]	Masse [kg]	Bemaßte Biegeform [unmaßstäblich]
1	8	8	3,1	24,8	9,79	
2	3	20	3,8	11,4	28,11	
3	29	8	1,3	37,7	14,88	
4	29	12	1,2	34,8	30,90	

Der Bewehrungsplan und der Verteilungsplan der Wegaufnehmer sind ähnlich wie im Balken 1.

Balken Nr. 4 (3 Ø 20 mit Verstärkung)**A. Baustoffe**

- a. Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = 17 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 01)
- b. Bewehrungsstahl $f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 02)
- c. Betondeckung $\text{nom } c = 2 \text{ cm}$
 Eigengewicht für NSB und UHPC $g_k = 3,73 \text{ kN/m}$ (siehe Gl. 03)
- d. UHPC:
- Fläche des UHPCs $A_{c,UHPC} = 0,0232 \text{ m}^2$
 - Fläche des UHPCs als Stahl $A_{\text{äq,s}} = 2,784 \text{ cm}^2$
 - Schwerpunkt des UHPCs $6,9 \text{ cm}$
 - Schwerpunkt der 3 Ø 20 8 cm
 - Schwerpunkt der gesamten Bewehrung $z_s = (2,784 \times 6,9 + 9,42 \times 8 + 3,93 \times 7,89)/(2,784 + 9,42 + 3,93)$
 $z_s = 7,783 \text{ cm}$
 $A_s = 3 \text{ Ø } 20 + 5 \text{ Ø } 10 + \text{UHPC}$
 $A_s = 13,35 + 2,784 = 16,134 \text{ cm}^2$
 $d = 44 - 7,783 = 36,21 \text{ cm}$

B. Biegung

$$16,134 \text{ cm}^2 = 0,0016134 \text{ m}^2 \quad (\text{siehe Gl.07})$$

$$0,0016134 \text{ m}^2 = \omega \times 0,5 \times 0,36217/(500/30)$$

$$0,0016134 = 0,010865 \omega$$

$$\omega = 0,148$$

$$\mu_{Eks} = 0,137$$

$$\zeta = 0,925$$

$$z = 33,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eks} = M_{Eks}/(0,5 \times 0,362^2 \times 30) = 0,137 \quad (\text{siehe Gl.08})$$

$$0,137 = 0,508 \times M_{Eks}$$

$$M_{Eks} = 0,269891 \text{ MNm}$$

γ_c für Stahlbeton: 25 kN/m^3

$$g_k = 3,73 \text{ kN/m} \quad (\text{siehe Gl. 03})$$

$$M_{Eks} = 3,73 \times 3,2^2/8 + F_k \times 0,95 \quad (\text{siehe Gl. 09})$$

$$M_{Eks} = 269,891 \text{ kN.m}$$

$$269,891 = 4,7744 + F_k \times 0,95$$

$$0,95 \times F_k = 265,1166$$

$$F_k = F_A = F_B = 279,070 \text{ kN} \approx 280 \text{ kN}$$

C. Querkraft

- a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{Ed} = (\frac{1}{2} \times 3,73 \times 3,2 + 280) \times 1,3$ (siehe Gl.15)
 $\max A_{Ed} = 371,758 \text{ kN}$
- b. Querkraftbewehrung $\cot \Theta = 1,2 / (1 - 0,75 \times 0,2 \times 0,335 / 0,37)$ (siehe Gl.17)
 $\cot \Theta = 1,38$
 $z = 0,9 \times 0,362 = 0,326 \text{ cm}$
- c. Bemessungswiderstand $V_{Rd,max} = 12,8 \times 0,20 \times 0,335 / (0,725 + 1,38)$ (siehe Gl.18)
 $V_{Rd,max} = 0,396 \text{ MN} > V_{Ed} = 0,371 \text{ MN}$
 $V_{Ed} = 370,76 - (3,73 \times 1,3 \times (0,1 + 0,36))$
 $V_{Ed} = 369,52 \text{ kN}$
 $\text{eff. } a_{sw} = 0,37 / (435 \times 0,335 \times 1,38)$ (siehe Gl.16)
 $\text{eff. } a_{sw} = 0,001845 \text{ m}^2/\text{m} = 18,45 \text{ cm}^2/\text{m}$
- f. Vorhandene Querkraftbewehrung
 - äußere Seiten:
 $\text{Ø}12, sw = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$
 - mittlerer Bereich:
 $\text{Ø}12, sw = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$

Bemerkung: Bei den Balken 1- 4 wurde im Normalbetonquerschnitt jeweils die gleiche Bügelbewehrung angeordnet. Die Bewehrungsanordnung entspricht der im Balken Nr. 2.

Tab. A1.7: Stabliste

Pos.	Stück	Ø [mm]	Einzellänge [m]	Gesamtlänge [m]	Masse [kg]	Bemaßte Biegeform [unmaßstäblich]
Normalbeton						
1	8	8	3,1	24,8	9,79	
2	3	20	3,8	11,4	28,11	
3	29	8	1,3	37,7	14,88	
4	29	12	1,2	34,8	30,90	
UHPC						
5	27	12	0,8	21,6		
6	5	10	3,1	15,5		

Balken Nr. 5 (Ø 6; sw = 25; ohne UHPC-Verstärkung)**A. Baustoffe**

- a. Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = 0,85 \times 30 / 1,5 = 17 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 01)
- b. Bewehrungsstahl $f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 02)
- c. Betondeckung **nom c = 2 cm**
- Eigengewicht für NSB und UHPC $g_k = (0,15 \times 0,5 + 0,20 \times 0,25) \times 25$ (siehe Gl. 03)
 $g_k = 3,125 \text{ kN/m}$

B. Belastung

- $F_k = F_A = F_B$ (siehe Gl. 04)
- a. Stat. Nutzhöhe **$d = 40 - 2 - 1 - (1/2) \times 2 = 36 \text{ cm}$** (siehe Gl. 05)
 Ø 6; sw = 25 **$a_{sw} = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$**
 $\cot \Theta = 3,0$, $\Theta = 18^\circ$
 $z = 0,95 \times d = 0,34 \text{ m} = 34 \text{ cm}$ (siehe Gl. 14)
- b. Querkraftbewehrung $0,000226 = V_{Ek} / (500 \times 0,34 \times 3)$ (siehe Gl. 16)
 $V_{Ek} = 0,115 \text{ MN}$
- c. Max. Auflagerkraft (Vollast) $V_{Ek} = 115 + (3,125 \times (0,1 + 0,36))$ (siehe Gl. 15)
 $V_{Ek} = 116,4 \text{ kN}$
 $116,4 = \frac{1}{2} \times 3,125 \times 3,2 + F$
 $F = 111,4 \text{ kN}$
- d. Bemessungswiderstand **$0,75 \times (0,85 \times 30 / 1,5) = 12,8$**
 $1 / (\cot \Theta) + \cot \Theta = 0,333 + 3$
 $V_{Rd,max} = 12,8 \times 0,20 \times 0,34 / (0,333 + 3)$ (siehe Gl. 18)
 $V_{Rd,max} = 0,261 \text{ MN} > V_{Ek} = 0,1164 \text{ MN}$
 $M_{Eds} = 1,3 \times (3,125 \times 3,2^2 / 8 + 111,4 \times 0,95)$ (siehe Gl. 09)
 $M_{Eds} = 142,8 \text{ kNm}$
 $\mu_{Eds} = 0,1428 / (0,5 \times 0,36^2 \times 17) = 0,1296$ (siehe Gl. 08)
 $\omega = 0,128$
- e. Biegebewehrung **$A_s = 0,128 \times 0,5 \times 0,36 / (435 / 17)$** (siehe Gl. 07)
 $A_s = 0,0009 \text{ m}^2$
 3 Ø 20 → vorh $A_{s1} = 9,42 \text{ cm}^2$
- f. Überprüfung der Stababstände $n = 3$, $b_w = 20 \text{ cm}$, $d_{s1} = 2 \text{ cm}$, **nom c = 2 cm**, (siehe Gl. 06)
 $d_{sw} = 1 \text{ cm}$
 (3 Ø 20 wurde gewählt) vorh $s_n = 1 / (3 - 1) \times (20 - 2 \times 2 - 3 \times 2 - 2 \times 1)$
vorh $s_n = 4 \text{ cm}$

$$\text{erf } s_n \geq \begin{cases} d_s = 2 \text{ cm} \\ 2,0 \text{ cm} \rightarrow \text{vorh } s_n \geq \text{erf } s_n \end{cases}$$

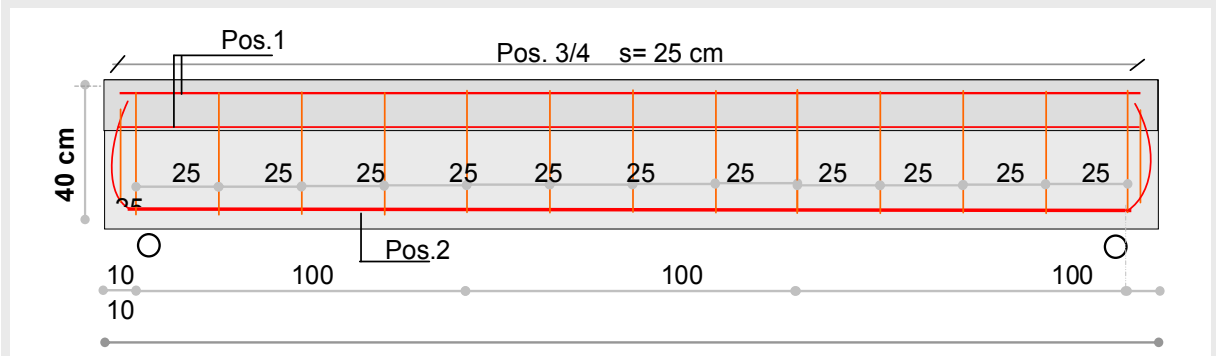
oder

$$2 \text{ } \varnothing 25 \rightarrow \text{vorh } A_{s1} = 9,82 \text{ cm}^2$$

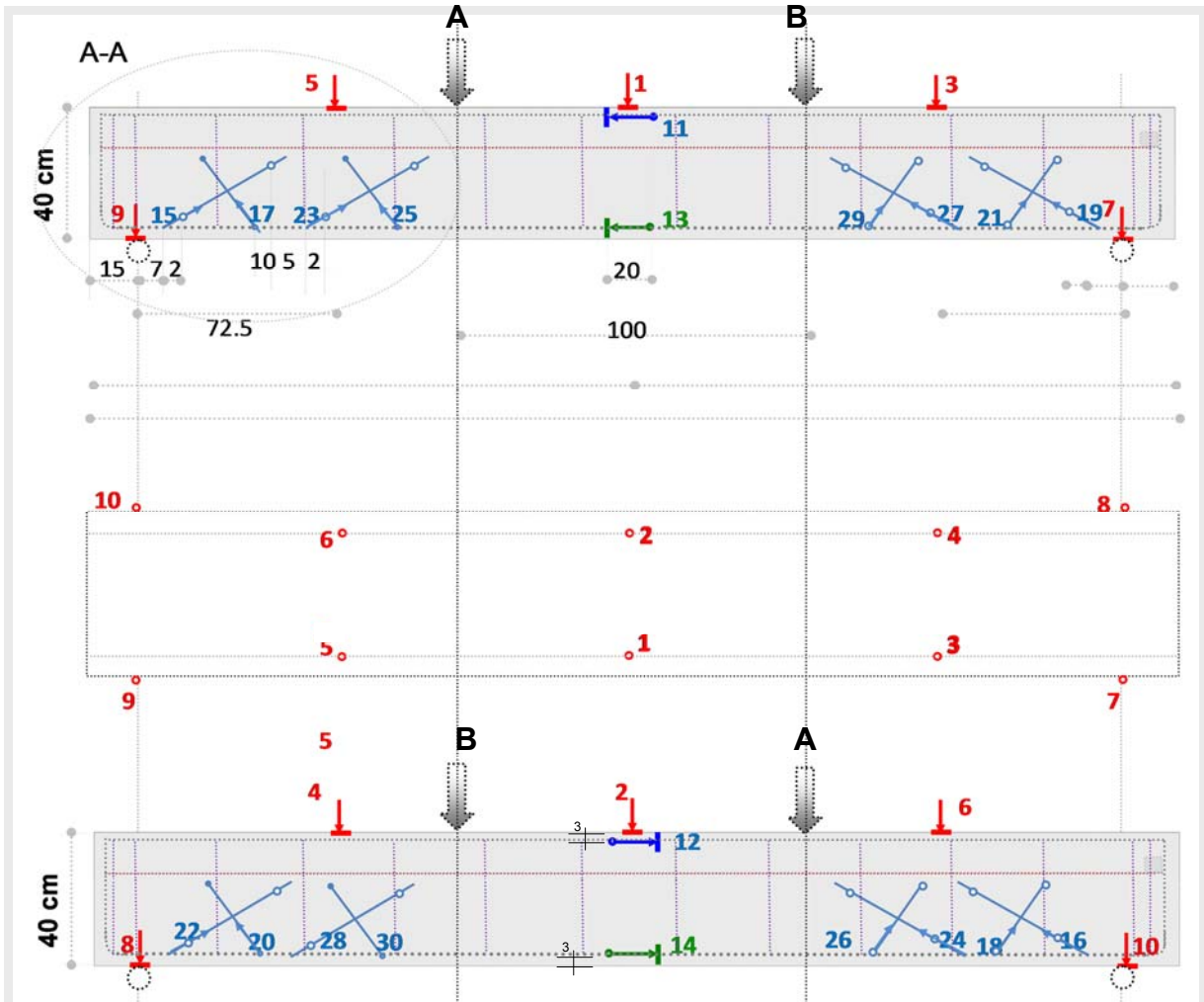
$$\text{vorh } s_n = 1/(2 - 1) \times (20 - 2 \times 2 - 2 \times 2,5 - 2 \times 1)$$

$$\text{vorh } s_n = 9 \text{ cm}$$

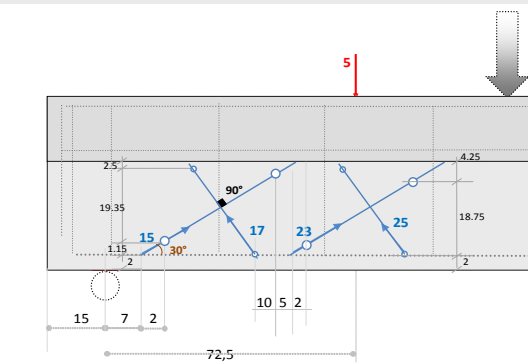
Tab. A1.8: Bewehrungsplan und Stabliste



Pos.	Stück	Ø [mm]	Einzellänge [m]	Gesamtlänge [m]	Masse [kg]	Bemaßte Biegeform [unmaßstäblich]
1	8	8	3,1	24,8	9,79	
2	3	20	3,8	11,4	28,11	
3	14	6	1,3	18,20	4,04	
4	14	6	1,2	16,8	3,73	



oben: vordere Ansicht, Mitte: Draufsicht, unten: hintere Ansicht



Detail A-A



Installation der Wegaufnehmer (Teilansicht)

Legende

Sensoren Nr.	Beschreibung
1 1 - 10	an den oberen und unteren Seiten des Balkens „jeweils im vorderen und im hinteren Bereich“, zur Messung der Balkenbiegung (vertikale Bewegungen).
2 11 - 12	an der Oberkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Druckzone.
3 13 - 14	an der Unterkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Zugzone.
4 15 - 30	an der vorderen und hinteren Seite des Balkens in den Lagerbereichen zur Messung der Verformung infolge Querkraft.

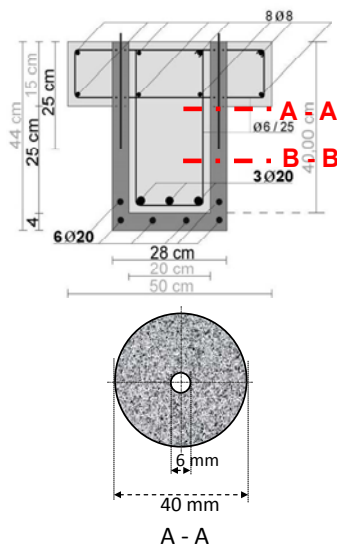
Abb. A1.3: Darstellung und Foto der Messaufnehmeranordnung, Balkenversuch Nr. 5

Balken Nr. 6**(Ø 6; sw = 25; mit UHPC-Verstärkung; Stabstahl L: 25 cm; ohne Querkraftbewehrung)****A. Normalbeton**

- a. Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = 17 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 01)
- b. Bewehrungsstahl $f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 02)
- c. Betondeckung **nom c = 2 cm**
- d. Eigengewicht für NSB und UHPC $g_k = 4,25 \text{ kN/m}$ (siehe Gl. 03)

B. UHPC

- a. Fläche des UHPCs beim Schnitt A - A $0,58 \leq \cot \Theta \leq 3$ es wird $\cot \Theta = 3$ gewählt



$$A_{\text{gesamt}} = \pi \times r^2 = \pi \times (40/2)^2 = 1256,64 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \pi \times r^2 = \pi \times (6/2)^2 = 28,274 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{UHPC}} = 1256,64 - 28,274 = 1228,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Äq,s}} = 1228,36 \times 6 \text{ (N/mm}^2\text{)}/500 = 14,74 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{gesamt}} = 28,274 + 14,74 = 43,01 \text{ mm}^2$$

$$43,01/\pi = 13,69$$

$$r = (13,69)^{0,5} = 3,7 \text{ mm}$$

$$3,7 \times 2 = 7,4 \text{ mm}$$

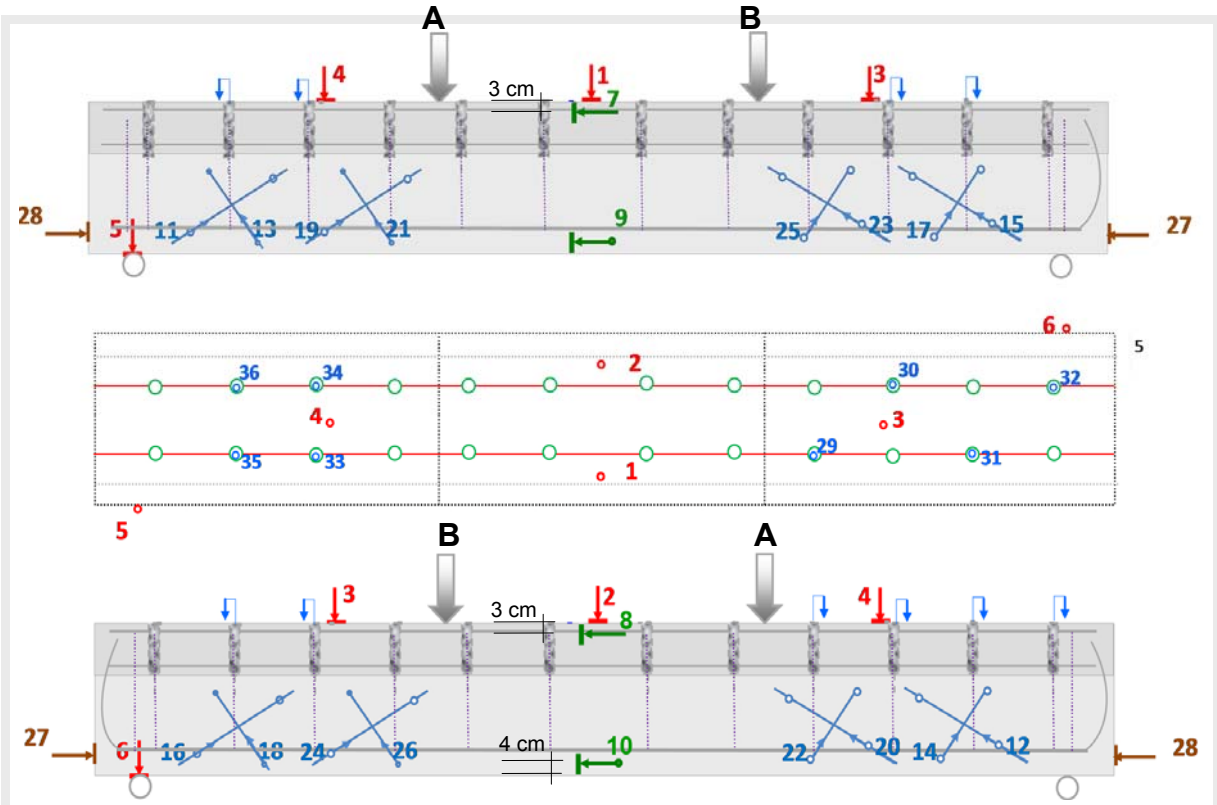
$$\text{Ø } 7,4 \text{ sw} = 25 \text{ } A_s = 1,72 \times 2 = 3,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Ø } 6; \text{ sw} = 25; A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

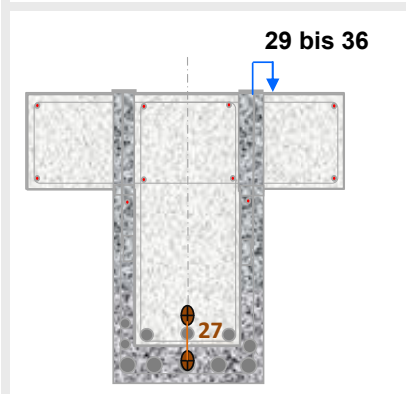
$$\text{vorh. } a_{\text{sw}} = 5,70 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (im Steg)}$$

- b. Stat. Nutzhöhe $d = 38,7 \text{ cm}$ (siehe Gl. 05)
 $z = 32,9 \text{ cm}$ (siehe Gl. 14)
- c. Querkraftbewehrung $0,000570 = V_{Ek}/(500 \times 0,329 \times 3)$ (siehe Gl. 16)
 $V_{Ek} = 0,2813 \text{ MN}$
 $V_{Ek} = 281,3 + (4,25 \times (0,1 + 0,40))$
 $V_{Ek} = 283,4 \text{ kN}$
- d. Max. Auflagerkraft (Vollast) $238,4 = \frac{1}{2} \times 3,24 \times 3,2 + F$ (siehe Gl. 15)
 $F = 278,2 \text{ kN}$
- e. Bemessungswiderstand $V_{Rd,\text{max}} = 12,8 \times 0,28 \times 0,329/(0,333+3)$ (siehe Gl. 18)
 $V_{Rd,\text{max}} = 0,354 \text{ MN} > V_{Ek} = 0,2834 \text{ MN}$
 $M_{Eds} = 1,3 \times (4,25 \times 3,2^2/8 + 278,2 \times 0,95)$ (siehe Gl. 09)
 $M_{Eds} = 351 \text{ kN.m}$
 $\mu_{Eds} = 0,351/(0,5 \times 0,387^2 \times 17)$ (siehe Gl. 08)
 $\mu_{Eds} = 0,276$

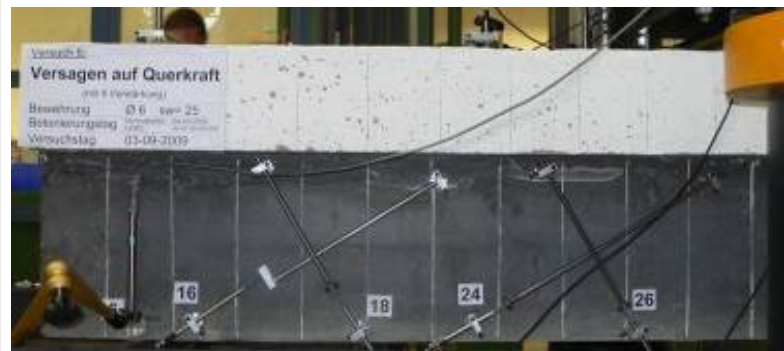
- $\omega = 0,333$**
- f. Biegebewehrung **$A_s = 0,333 \times 0,5 \times 0,387 / (435/17)$** (siehe Gl. 07)
 $A_s = 0,002518 \text{ m}^2$
wir haben 3 $\varnothing 20$
wir brauchen $25,18 - 9,42 = 15,76 \text{ cm}^2$
in UHPC 6 $\varnothing 20 \rightarrow$ vorh $A_{s1} = 18,8 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow A_s = 9,42 + 18,8 = 28,22 \text{ cm}^2$
- g. Fläche des UHPCs beim Schnitt B - B
- Stat. Nutzhöhe **$d = 38,7 \text{ cm}$**
 $z = 33 \text{ cm}$ (siehe Gl. 14)
- Querkraftbewehrung $0,000226 = V_{Ek} / (500 \times 0,33 \times 3)$ (siehe Gl. 16)
 $V_{Ek} = 0,11187 \text{ MN}$
 $V_{Ek} = 111,87 + (4,25 \times (0,1 + 0,387))$
 $V_{Ek} = 114 \text{ kN}$
- Max. Auflagerkraft (Volllast) $114 = \frac{1}{2} \times 4,25 \times 3,2 + F$ (siehe Gl. 15)
 $F = 107,14 \text{ kN}$
- h. Faseranteil: Der Faseranteil setzt sich hierbei folgendermaßen zusammen (DAfStb, 2008) **$V_f = (S \times \sigma_p) / (\gamma_{bf} \times \tan \beta_u)$** (Gl. 22)
S = Fläche mit Faserwirkung
 $\gamma_{bf} = \gamma_{ct} = 1,3$
 $\sigma_p = 6 \rightarrow 7 \text{ N/mm}^2$
 $S = 0,9 \times 2 \times 40 \times 418 = 30096 \text{ mm}^2$
 $V_f = (30096 \times 6/1000) / (1,3 \times 0,33)$
 $V_f = 416,755 \text{ kN}$
- Balkenversagen wird bei A_A schnitt gerechnet, weil die kraft der Abschnitt A_A kleiner als die kraft der Abschnitt B_B war.
 $F + V_f = 107,14 + 416,755$
 $F + V_f = 524 \text{ kN} > F = 278,2 \text{ kN}$
- i. Berechnung der Verbundspannung zwischen Stabstahl und UHPC
 a_{sw} : für eine Seite des Bügels.
Diese Spannung muss hier kleiner als $(25 - 30) \text{ N/mm}^2$ sein.
Die Kraft in einem Teil der Bügel $\varnothing 6$; $sw = 25$; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $a_{sw} = v_{Ed} / (f_{yd} \times z \times \cot \Theta)$
 $0,000113 = V_{Ek} / (500 \times 0,324 \times 3)$
 $V_{Ek} = 0,05492 \text{ MN} \approx 55000 \text{ N}$
Spannung = Kraft/Fläche
 $\tau = 55000 / (6 \times \pi \times 150) = 19,453 \text{ N/mm}^2$
- j. Berechnung der Spannung zwischen Normalbeton und UHPC.
Diese Spannung muss hier kleiner als 3 N/mm^2 sein.
 $\tau = 55000 / (40 \times \pi \times 150) = 2,9 \text{ N/mm}^2$



oben: vordere Ansicht, Mitte: Draufsicht, unten: hintere Ansicht



Stirnseite



Installation der Wegaufnehmer (Teilansicht)

Legende

	Sensoren Nr.	Beschreibung
1	1 - 6	an den oberen und unteren Seiten des Balkens „jeweils im vorderen und im hinteren Bereich“, zur Messung der Balkenbiegung (vertikale Bewegungen).
2	7 - 8	an der Oberkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Druckzone.
3	9 - 10	an der Unterkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Zugzone.
4	11 - 26	an der vorderen und hinteren Seite des Balkens in den Lagerbereichen zur Messung der schrägen Verformung infolge Querkraft.
5	27 - 28	an den Kopfseiten des Balkens zur Messung der horizontalen Relativverformung zwischen UHPC – Normalbeton.
6	29 - 36	an der Oberseite des Balkens zur Messung der vertikalen Relativverformung zwischen UHPC – Normalbeton.

Abb. A1.4: Darstellung und Foto der Messaufnehmeranordnung, Balkenversuch Nr. 6

Balken Nr. 7**(Ø 6; sw = 25; mit UHPC-Verstärkung und Querkraftbewehrung (Bügel))****A. Normalbeton**

- a. Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = 17 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 01)
- b. Bewehrungsstahl $f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2$ (siehe Gl. 02)
- c. Betondeckung **nom c = 2 cm**
- d. Stat. Nutzhöhe **d = 0,39 cm** (siehe Gl. 05)
- e. Eigengewicht für NSB und UHPC **g_k = 4,25 kN/m** (siehe Gl. 03)

B. UHPC

- a. Fläche des UHPCs beim Querschnitt A - A $0,58 \leq \cot \Theta \leq 3$, es wird **cot Θ = 3** gewählt
- $\left. \begin{array}{l} \text{Ø 6; sw= 25; } A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Ø 6; sw= 25; } A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$
- z = 34 cm**
- b. Querkraftbewehrung $0,000452 = V_{Ek}/(500 \times 0,34 \times 3)$ (s. Gl. 16)
 $V_{Ek} = 0,23052 \text{ MN}$
 $V_{Ek} = 230,52 + (4,25 \times (0,1 + 0,39))$
 $V_{Ek} \approx 232,6 \text{ kN}$
- c. Max. Auflagerkraft (Volllast) **F = 255,8 kN** (s. Gl. 15)
- d. Bemessungswiderstand $V_{Rd,max} = 12,8 \times 0,28 \times 0,34 \times 1/(0,333 + 3)$ (s. Gl. 18)
 $V_{Rd,max} = 0,3656 \text{ MN} > V_{Ek} = 0,2326 \text{ MN}$
- e. Faseranteil $S = 0,9 \times 2 \times 40 \times 418 = 30096 \text{ mm}^2$ (s. Gl. 22)
 $V_f = (30096 \times 6/1000)/(1,3 \times 0,33)$
 $V_f = 416,755 \text{ kN}$
 $F + V_f = 255,8 + 416,755 \approx 673 \text{ kN}$
 $M_{Eds} = 1,3 \times (4,25 \times 3,2^2/8 + 673 \times 0,95)$ (s. Gl. 09)
 $M_{EKs} = 838 \text{ kN.m}$
 $\mu_{EKs} = 0,838/(0,5 \times 0,39^2 \times 17)$ (s. Gl. 08)
 $\mu_{EKs} = 0,648$
- f. Berechnung ohne γ $M_{EKs} = 4,25 \times 3,2^2/8 + 673 \times 0,95$ (s. Gl. 09)
 $M_{EKs} \approx 644,8 \text{ kNm}$
 $\mu_{EKs} = 0,6448/(0,5 \times 0,39^2 \times 30)$ (s. Gl. 08)
 $= 0,2826$
 $\omega = 0,34313$
 $A_s = 0,343 \times 0,5 \times 0,39/(500/30)$ (s. Gl. 07)
 $A_s = 0,004014 \text{ m}^2 = 40,14 \text{ cm}^2$

wir haben 3 Ø 20, wir brauchen

$$40,14 - 9,42 = 30,72 \text{ cm}^2$$

in UHPC 5 Ø 25 → vorh $A_{s1} = 24,5 \text{ cm}^2$

$$\text{vorh } s_n = 1/(5 - 1) \times (28 - 2 \times 2 - 5 \times 2,5 - 2 \times 1)$$

auch in UHPC 6 Ø 14

$$\text{vorh } s_n = 2,375 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{vorh } A_{s1} = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 9,42 + 9,24 + 24,5 = 43,16 \text{ cm}^2$$

$$7,18/35,98 \approx 20\%$$

$$7,18/43,16 \approx 17\%$$

Die echte Kraft für diese Stäbe

$$\omega = 0,004316 / (0,5 \times 0,39) \times (500/30) \quad (\text{s. Gl. 07})$$

$$\omega = 0,473$$

$$\mu_{EKs} \approx 0,358$$

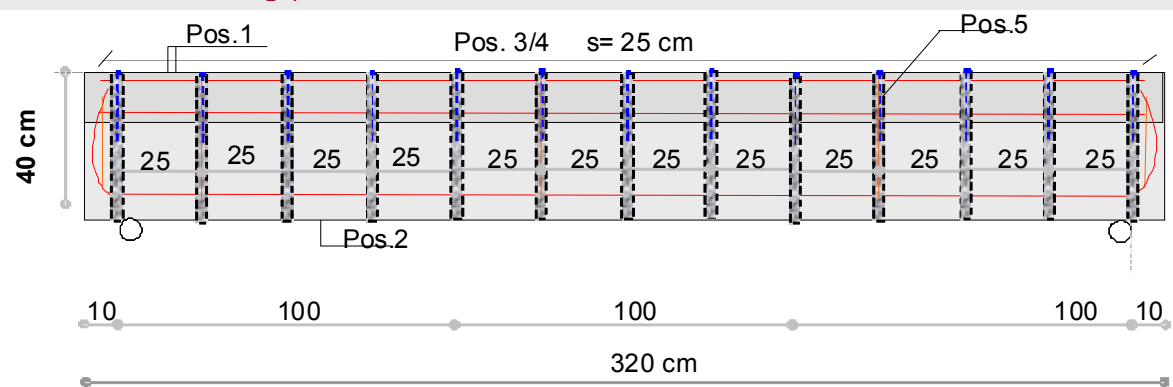
$$0,358 = M_{EKs} / (0,5 \times 0,39^2 \times 30) \quad (\text{s. Gl. 08})$$

$$M_{EKs} = 0,817$$

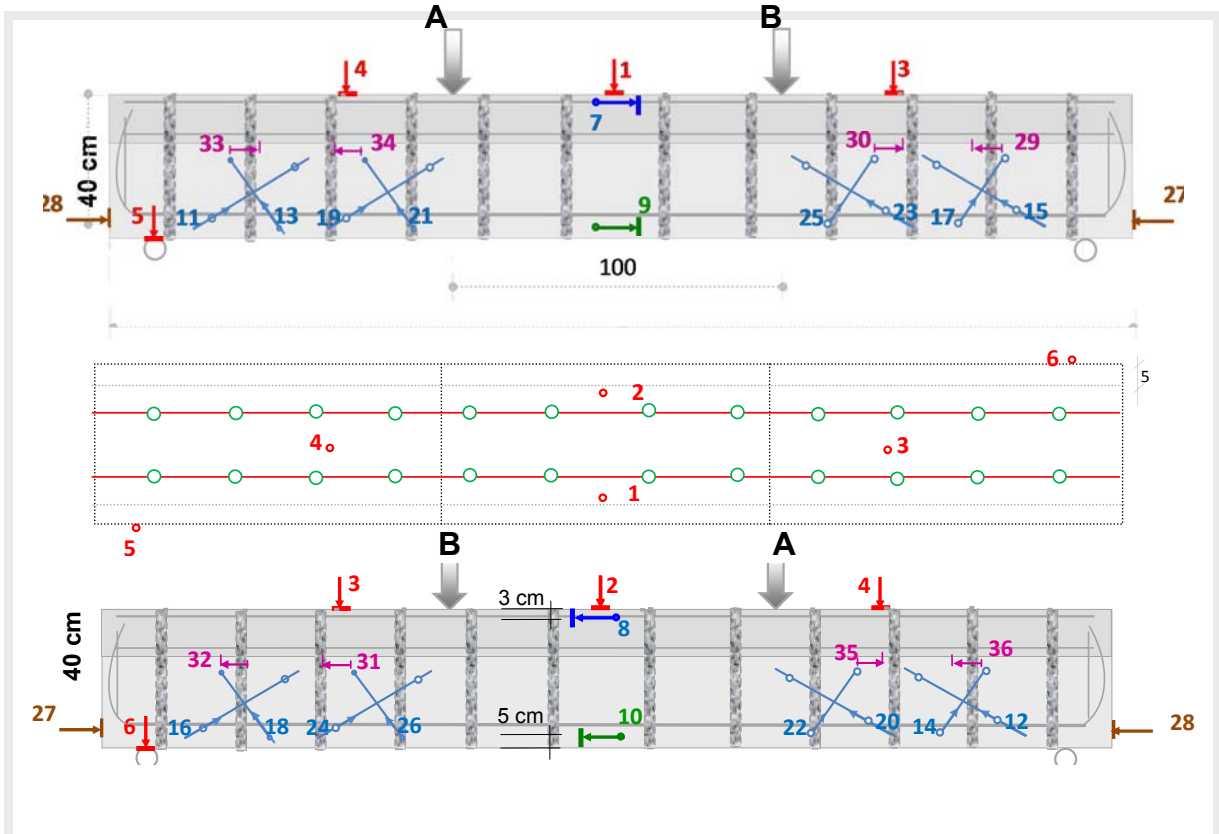
$$817 = 4,25 \times 3,2^2/8 + F \times 0,95 \quad (\text{s. Gl. 09})$$

$$F \approx 854 \text{ kN}$$

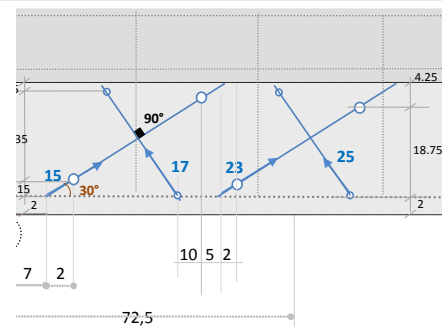
Tab. A1.9: Bewehrungsplan und Stabliste der Balken Nr. 6 und Nr. 7



Pos.	Stück	Ø [mm]	Einzellänge [m]	Gesamtlänge [m]	Masse [kg]	Bemaßte Biegeform [unmaßstäblich]
1	8	8	3,1	24,8	9,79	310
2	3	20	3,8	11,4	28,11	35 35 310
3	14	6	1,3	18,20	4,04	46 8 11 8 46 11
4	14	6	1,2	16,8	3,73	16 8 36 8 16 36
5	12	6	0,25	3		25



oben: vordere Ansicht, Mitte: Draufsicht, unten: hintere Ansicht



Detail



Installation der Wegaufnehmer (Teilansicht)

Legende

Sensoren Nr.	Beschreibung
1 - 6	an den oberen und unteren Seiten des Balkens „jeweils im vorderen und im hinteren Bereich“, zur Messung der Balkenbiegung (vertikale Bewegungen).
7 - 8	an der Oberkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Druckzone.
9 - 10	an der Unterkante der vorderen und hinteren Seite in der Längsrichtung des Balkens zur Messung der Verformung in der Zugzone.
11 - 26	an der vorderen und hinteren Seite des Balkens in den Lagerbereichen zur Messung der schrägen Verformung infolge Querkraft.
27 - 28	an den Kopfseiten des Balkens zur Messung der horizontalen Relativverformung zwischen UHPC – Normalbeton.
29 - 36	Messung der horizontalen Relativverformungen zwischen dem UHPC-Balkensteg und dem Untergurt des Normalbetonbalkens

Abb. A1.5: Darstellung und Foto der Messaufnehmeranordnung, Balkenversuch Nr. 7

A1.2.2 Traglastermittlung mit tatsächlichen (gemessenen) Werten der Beton- und Betonstahlfestigkeiten

Balken Nr. 1

A. Belastung

Eigengewicht $g_k = (0,15 \times 0,5 + 0,20 \times 0,25) \times 25 = \mathbf{3,125}$
kN/m

Stat.Nutzhöhe $d = 40 - 2 - 1,2 - (1/2) \times 1,4 \approx \mathbf{36,1}$ **cm**

3 Ø 14 → vorh $A_{s1} = 4,62$ **cm²**
 $4,62 \text{ cm}^2 = 0,000462 \text{ m}^2 =$
 $= \omega \times 0,5 \times 0,361 / (550/20,7)$
 $\omega = 0,068$
 $\mu_{Ems} = 0,065$
 $\zeta = 0,964$
 $z = \zeta \times d = 0,964 \times 0,361 = 0,348$ m
 $M_u = \zeta \times A_s \times f_y \times d = 0,964 \times 0,000462 \times$
 $550 \times 0,361 = \mathbf{0,0884}$ **MNm**
 $M_u = F_i \times 0,95$ *(siehe Gl. 09)*
 $F_i = 0,093$ MN
 $F_{ig} = 3,125 \times 2,9/2000 = 0,00453$ MN
 $F_{ikorr.} = F_i - F_{ig} \times 2 = 0,093 - 2 \times 0,00453 =$
 $0,084$ MN
 $F_{i \text{ tot.}} = 2 \times 0,084 = 0,168$ MN

B. Querkraft

a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{Ed} = (1/2 \times 3,125 \times 3,2 + 84) \times 1,3$ *(siehe Gl. 15)*
 $\max A_{Ed} = 115,7$ kN
 $\cot \Theta = 1,2 / (1 - 0,24 \times 20,7^{1/3} \times 0,2 \times (siehe Gl. 17)$
 $0,964 \times 0,361 / 0,1157)$
 $\cot \Theta = 1,99$

b. Bemessungswiderstand $V_{Rm,max} = 8,763 \times 0,20 \times 0,964 \times 0,361 / (0,5$ *(siehe Gl. 18)*
 $+ 1,99)$
 $V_{Rm,max} = 0,245$ MN $> V_{Ed} = 0,1157$ MN
 $V_{Em} = 115,7 - (3,125 \times 1,3 \times (0,1 + 0,361))$
 $V_{Em} \approx 113,8$ kN
erf. $a_{sw} = 0,1138 / ((568/1,15) \times 0,964 \times 0,361 \times 1,99)$
erf. $a_{sw} = 0,000333$ m²/m = $3,33$ cm²/m

c. Mindestquerkraftbewehrung $a_{sw,min} = 0,93$ (‰) $\times (0,2 \times \sin 90^\circ)$ *(siehe Gl. 19)*
 $a_{sw,min} = 1,86$ cm²/m $<$ erf. $a_{sw} = 3,33$
cm²/m

d. Vorhandene
Querkraftbewehrung

gewählt für Balken Nr. 1, 2, 3 und 4:

- äußere Seiten:

$$\text{Ø}12, sw = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$$

- mittlerer Bereich:

$$\text{Ø}12, sw = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/m$$

Balken Nr. 2

**Eigengewicht für Normalbeton
und UHPC**

$$g_k = 3,125 \text{ kN/m}$$

(siehe Gl. 03)

UHPC:

A. Baustoffe

a. Fläche des UHPCs

$$A_{c,UHPC} = 0,15 \times 0,04 \times 2 + 0,28 \times 0,04 = \mathbf{0,0232 \text{ m}^2}$$

b. Fläche des UHPCs als
Stahl

$$A_{Aq,s} = 232 \times 7,03 / 550 \approx \mathbf{2,965 \text{ cm}^2}$$

c. Schwerpunkt des UHPCs

$$z_s = (15 \times 4 \times 2 \times 11,5 + 28 \times 4 \times 2) / (15 \times 4 \times 2 + 28 \times 4)$$

$$\mathbf{z_s = 6,9 \text{ cm}}$$

d. Schwerpunkt der 3 Ø 14

$$\mathbf{8,5 \text{ cm}}$$

e. Schwerpunkt der 5 Ø 10

$$(2,36 \times 2 + 1,57 \times 17) / (2,36 + 1,57) = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

f. Schwerpunkt der gesamten
Bewehrung

$$(2,965 \times 6,9 + 4,6 \times 8,5 + 3,93 \times 8) / (2,965 + 4,6 + 3,93) = \mathbf{7,9 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}}$$

$$A_{s,gesamt} = 3 \text{ Ø}14 + 5 \text{ Ø}10 + \text{UHPC}$$

$$A_{s,gesamt} = 8,55 + 2,55 = 11,1 \text{ cm}^2$$

Stat.Nutzhöhe

$$\mathbf{d = 44 - 8 = 36 \text{ cm}}$$

B. Belastung

$$11,1 \text{ cm}^2 = 0,00111 \text{ m}^2$$

(siehe Gl. 07)

$$0,00111 \text{ m}^2 = \omega \times 0,5 \times 0,36 / (550/29,7)$$

$$\mathbf{\omega = 0,117}$$

$$\mathbf{\mu_{Ems} = 0,11}$$

$$\zeta = 0,94$$

$$M_u = \zeta \times A_s \times f_y \times d = 0,94 \times 0,00111 \times 550 \times 0,36 = \mathbf{0,207 \text{ MNm}}$$

$$M_u = F_i \times 0,95$$

(siehe Gl. 09)

$$\mathbf{F_i = 0,218 \text{ MN}}$$

$$F_{ig} = 3,125 \times 2,9 / 2000 = \mathbf{0,00453125 \text{ MN}}$$

$$F_{ikorr.} = F_i - F_{ig} \times 2 = 0,218 - 2 \times 0,00453 \approx \mathbf{0,209 \text{ MN}}$$

$$F_{i \text{ tot.}} = 2 \times 0,209 = \mathbf{0,417 \text{ MN}}$$

C. Querkraft

- a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{Ed} = (\frac{1}{2} \times 3,125 \times 3,2 + 218) \times 1,3$ (siehe Gl. 15)
 $\max A_{Ed} = 290 \text{ kN}$
 $z = 0,94 \times 36 = 34,8 \text{ cm}$
- b. Querkraftbewehrung $\cot \Theta = 1,2 / (1 - 0,744 \times 0,2 \times 0,348 / 0,29)$ (siehe Gl. 09)
 $\cot \Theta = 1,45$
- c. Bemessungswiderstand $V_{Rd,max} = 16,83 \times 0,20 \times 0,348 / (0,68 + 1,45)$ (siehe Gl. 18)
 $= 0,543 \text{ MN}$
 $V_{Rd,max} = 0,543 \text{ MN} > V_{Ed} = 0,29 \text{ MN}$
 $V_{Ed} = 290 - (3,125 \times 1,3 \times (0,1 + 0,36)) \approx 288 \text{ kN}$
 $a_{sw} = 0,290 / ((550/1,15) \times 0,348 \times 1,45)$ (siehe Gl. 16)
 $\text{eff. } a_{sw} = 0,0012 \text{ m}^2/\text{m} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$
- d. Mindestquerkraftbewehrung $a_{sw,min} = 0,93 (\text{‰}) \times (0,28 \times \sin 90^\circ) = 2,6$ (siehe Gl. 19)
 cm^2/m
 $a_{sw,min} < a_{sw} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$
- e. Vorhandene Querkraftbewehrung **erforderlich:** $\emptyset 10 / s_w = 10 \text{ cm}$
 vorh $a_s = 7,85 \times 2 = 15,7 \text{ cm}^2 > 12 \text{ cm}^2$
gewählt:
 - äußere Seiten:
 $\emptyset 12, s_w = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$
 - mittlerer Bereich:
 $\emptyset 12, s_w = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$

Balken Nr. 3 (3 $\emptyset 20$ ohne Verstärkung)**A. Belastung**

Stat.Nutzhöhe $d = 40 - 2 - 1,2 - (1/2) \times 2 = 35,8 \text{ cm}$

$3 \emptyset 20 \rightarrow \text{vorh } A_{s1} = 9,42 \text{ cm}^2$ $9,42 \text{ cm}^2 = 0,000942 \text{ m}^2$
 $0,000942 = \omega \times 0,5 \times 0,358 / (518/15,4)$
 $\omega = 0,176$
 $\mu_{Ems} = 0,16$
 $\zeta = 0,91$
 $M_u = \zeta \times A_s \times f_y \times d = 0,91 \times 0,000942 \times 518$
 $\times 0,358 = 0,158 \text{ MNm}$
 $M_{Ems} = F_i \times 0,8$ (siehe Gl. 09)
 $F_i = 0,198 \text{ MN}$
 $F_{ig} = 3,125 \times 2,9/2000 = 0,00453 \text{ MN}$
 $F_{ikorr.} = F_i - F_{ig} \times 2 = 0,198 - 2 \times 0,00453 =$
 $0,189 \text{ MN}$

$$F_{i \text{ tot.}} = 2 \times 0,189 = 0,378 \text{ MN}$$

B. Querkraft

- a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{Ed} = (\frac{1}{2} \times 3,125 \times 3,2 + 189) \times 1,3$ (siehe Gl. 15)
 $\max A_{Ed} = 252,2 \text{ kN}$
- b. Querkraftbewehrung $\cot \Theta = 1,2 / (1 - 0,24 \times 15,4^{1/3} \times 0,2 \times 0,91)$ (siehe Gl. 17)
 $\times 0,358 / 0,252)$
 $\cot \Theta = 1,4$
- c. Bemessungswiderstand $V_{Rd, \max} = 6,6 \times 0,20 \times 0,325 / (0,71 + 1,4)$ (siehe Gl. 18)
 $V_{Rd, \max} = 0,203 \text{ MN}$
 $V_{Rd, \max} = 0,203 \text{ MN} < V_{Ed} = 0,2522 \text{ MN}$
 $V_{Ed} = 252,2 - (3,125 \times 1,3 \times (0,1 + 0,358))$
 $V_{Ed} = 250 \text{ kN}$
 $\text{eff. } a_{sw} = 0,250 / (450,4 \times 0,325 \times 1,4)$ (siehe Gl. 16)
 $\text{eff. } a_{sw} = 0,00123 \text{ m}^2/\text{m} = 12,3 \text{ cm}^2/\text{m}$
- d. Mindestquerkraftbewehrung $a_{sw, \min} = 0,93 (\text{‰}) \times (0,2 \times \sin 90^\circ)$ (siehe Gl. 19)
 $a_{sw, \min} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $a_{sw, \min} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m} < a_{sw} = 12,3 \text{ cm}^2/\text{m}$
- e. Vorhandene Querkraftbewehrung **erforderlich:** $\emptyset 10 / s_w = 10 \text{ cm}$
 $\text{vorh } a_s = 7,85 \times 2 = 15,7 \text{ cm}^2 > 12,3 \text{ cm}^2$
gewählt:
 - äußere Seiten:
 $\emptyset 12, s_w = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$
 - mittlerer Bereich:
 $\emptyset 12, s_w = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$
- f. Richtige Kraft für V_{Ed} **Gewählt:** $\emptyset 12, s_w = 10$
 $\rightarrow \text{vorh } A_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$
 $0,002262 = V_{Ek} / (518 \times 0,322 \times 1,4)$ (siehe Gl. 16)
 $V_{Ek} = 0,528 \text{ MN}$

Balken Nr. 4 (3 $\emptyset 20$ mit Verstärkung)

A. Baustoffe

- Eigengewicht $g_k = 3,125 \text{ kN/m}$ (siehe Gl. 03)
- a. Fläche des UHPCs als Stahl $A_{\text{Äq},s} = 232 \times 7,03 / 518 = 3,149 \text{ cm}^2$
- b. Schwerpunkt des UHPCs **6,9 cm**
- c. Schwerpunkt der 3 $\emptyset 20$ **8,2 cm**

- d. Schwerpunkt des gesamten Stahls $(3,15 \times 6,9 + 9,42 \times 8,2 + 3,93 \times 8)/(3,15 + 9,42 + 3,93)$
 $= 7,9 \text{ cm}$
 $A_s = 3 \text{ } \varnothing 20 + 5 \text{ } \varnothing 10 + \text{UHPC}$
 $A_s = 13,35 + 3,15 = 16,5 \text{ cm}$
 $d = 44 - 7,9 = 36,1 \text{ cm}$

B. Belastung

$$16,5 \text{ cm}^2 = 0,00165 \text{ m}^2 \quad (\text{siehe Gl. 07})$$

$$0,00165 \text{ m}^2 = \omega \times 0,5 \times 0,361 / (518 / 29,7)$$

$$\omega = 0,159$$

$$\mu_{\text{Ems}} = 0,147$$

$$\zeta = 0,91$$

$$M_u = \zeta \times A_s \times f_y \times d = 0,91 \times 0,00165 \times 518 \times 0,36 = 0,280 \text{ MNm} \quad (\text{siehe Gl. 08})$$

$$M_{\text{Ems}} = F_i \times 0,95 \quad (\text{siehe Gl. 03})$$

$$F_i = 0,295 \text{ MN}$$

$$F_{\text{ig}} = 3,73 \times 2,9 / 2000 = 0,00543 \text{ MN} \quad (\text{siehe Gl. 09})$$

$$F_{\text{ikorr.}} = F_i - F_{\text{ig}} \times 2 = 0,295 - 2 \times 0,00543 = 0,284 \text{ MN}$$

$$F_{\text{itot.}} = 2 \times 0,284 = 0,568 \text{ MN}$$

C. Querkraft

- a. Max. Auflagerkraft (Volllast) $\max A_{\text{Ed}} = (1/2 \times 3,73 \times 3,2 + 284) \times 1,3$ (siehe Gl. 15)
 $\max A_{\text{Ed}} = 377 \text{ kN}$

- b. Querkraftbewehrung $\cot \Theta = 1,2 / (1 - 0,24 \times 29,7^{1/3} \times 0,2 \times 0,33 / 0,377)$ (siehe Gl. 17)
 $\cot \Theta = 1,38$
 $z = 0,91 \times 0,361 = 0,33 \text{ cm}$

- c. Bemessungswiderstand $V_{\text{Rd,max}} = 12,67 \times 0,20 \times 0,33 / (0,73 + 1,38)$ (siehe Gl. 18)
 $V_{\text{Rd,max}} = 0,396 \text{ MN}$
 $V_{\text{Rd,max}} = 0,396 \text{ MN} > V_{\text{Ed}} = 0,377 \text{ MN}$
 $V_{\text{Ed}} = 377 - (3,73 \times 1,3 \times (0,1 + 0,361))$
 $V_{\text{Ed}} = 375 \text{ kN}$

$$\text{eff. } a_{\text{sw}} = 0,375 / (396 \times 0,33 \times 1,38) \quad (\text{siehe Gl. 16})$$

$$\text{eff. } a_{\text{sw}} = 0,00208 \text{ m}^2/\text{m} = 20,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- d. Vorhandene Querkraftbewehrung

gewählt:

- äußere Seiten:

$$\varnothing 12, \text{ sw} = 10 \rightarrow \text{vorh } a_s = 11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2$$

- mittlerer Bereich:

$$\varnothing 12, \text{ sw} = 15 \rightarrow \text{vorh } a_s = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Balken Nr. 5

Biegezug

- a. Eigengewicht $g_k = 3,125 \text{ kN/m}$ (siehe Gl. 03)
- b. Stat. Nutzhöhe $d = 40 - 2 - 0,6 - (1/2) \times 2 = 36,4 \text{ cm}$ (siehe Gl. 05)
- 3 Ø20 → vorh $A_{s1} = 9,42 \text{ cm}^2$ $9,42 \text{ cm}^2 = 0,000942 \text{ m}^2$ (siehe Gl. 07)
- $0,000942 = \omega \times 0,5 \times 0,364 / (518/17,1)$
- $\omega = 0,157$
- $\zeta = 0,934$
- $\mu_{Eds} = 0,1443$
- $z = 0,934 \times 36,4 = 34 \text{ cm}$
- $M_u = \zeta \times A_s \times f_y \times d = 0,934 \times 0,000942 \times 518 \times 0,364 = 0,1658 \text{ MNm}$
- $M_{Ems} = F_i \times 0,95$
- $F_i = 0,1745 \text{ MN}$
- $F_{ig} = 3,125 \times 2,9/2000 = 0,00453 \text{ MN}$
- $F_{ikorr.} = F_i - F_{ig} \times 2 = 0,1745 - 2 \times 0,00453 = 0,165 \text{ MN}$
- $F_{i \text{ tot.}} = 2 \times 0,165 = 330 \text{ kN}$
- $\cot \Theta \leq 3$
- c. Querkraftbewehrung $0,000226 = V_{Em} / (618 \times 0,34 \times 2,95)$ (siehe Gl. 16)
- Ø 6; sw = 25 $V_{Em} = 0,140 \text{ MN}$
- Max. Auflagerkraft (Vollast) $V_{Em} = 140 + (3,125 \times (0,1 + 0,364))$ (siehe Gl. 15)
- $V_{Em} = 141,5 \text{ kN}$
- $141,5 = \frac{1}{2} \times 3,125 \times 3,2 + F$
- $F = 137 \text{ kN}$
- Totale Kraft $2 \times 137 = 274 \text{ kN}$**

Balken Nr. 6**(Ø6; sw = 25; mit UHPC-Verstärkung; Stabstahl L: 25 cm; ohne Querkraftbewehrung)**➤ **Nach der äquivalenten Fläche**

- Stat. Nutzhöhe $d = 0,387 \text{ cm}$
- Eigengewicht $g_k = 4,25 \text{ kN/m}$ (siehe Gl. 03)
- UHPC Fläche als Stahl $((0,20 + 2 \times 0,15) \times 0,04) \times 7 / 518 \times 10000$
- (unter teil) $= 2,7 \text{ cm}^2$
- 9 Ø20 vorh $A_{s1} = 28,3 \text{ cm}^2$

- Total Fläche als Stahl	$28,3 + 2,7 = 31 \text{ cm}^2$ $31 \text{ cm}^2 = 0,0031 \text{ m}^2$ $0,0031 = \omega \times 0,5 \times 0,387 / (518/15,4)$ $\omega = 0,539$ $\zeta = 0,85$ $z = 0,329 \text{ cm}$ $M_{Eds} = \zeta \times A_{s,\ddot{a}q} \times f_y \times d \times 10^{-4} = 0,85 \times 31 \times 518 \times 0,387 \times 10^{-4} = 0,528 \text{ MNm}$ $M_{Ems} = F_i \times 0,95$ $F_i = 0,556 \text{ MN}$ $F_{ig} = 4,25 \times 2,9/2000 = 0,00616 \text{ MN}$ $F_{ikorr.} = F_i - F_{ig} \times 2 = 0,556 - 2 \times 0,00616 \approx 0,544 \text{ MN}$ $F_{i \text{ tot.}} = 2 \times 0,535 \approx 1,087 \text{ MN}$	(siehe Gl. 07)
Querkraftbewehrung	$\Theta = 18$	
$\emptyset 6$; sw = 25	$\cot \Theta = 3$	
UHPC-Fläche als Stahl	$a_{sw,\ddot{a}q.} = 0,04 \times 7,03 / 618 \times 10^4 \approx 4,53 \text{ cm}^2$	
Total-Fläche als Stahl	$a_{sw} = 4,53 + 2,26 = 6,8 \text{ cm}^2$ $0,00068 = V_{rc} / (618 \times 0,329 \times 3)$ $V_{rc} = 0,415 \text{ MN}$ $F_{\text{tot.}} = 2 \times 0,415 - 2 \times 0,0045 = 0,821 \text{ MN}$	(siehe Gl. 16)

➤ Nach der Gleichung aus französische Richtlinie der AFGC/SETRA

Querschnitt A - A

Fläche des UHPCs	$V_f = (S \times \sigma_p) / (\gamma_{bf} \times \tan \beta_u)$ S = Fläche mit Faserwirkung $\gamma_{bt} = \gamma_{ct} = 1,3$ $\sigma_p = 7 \text{ N/mm}^2$ $S = 0,9 \times 2 \times 40 \times 150 = 10800 \text{ mm}^2$ $Y_{bt} = Y_{ct} = 1,3$ $V_f = (10800 \times 7 / 1000) / (1,3 \times 0,33)$ $V_f = 176 \text{ kN}$ $2 \times \emptyset 6 \text{ sw} = 25$ $A_s = 1,13 \times 2 \times 2 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ $d = 38,7 \text{ cm}$ $0,000452 = V_{Em} / (618 \times 0,329 \times 1,732)$ $V_{Em} = 0,159 \text{ MN}$ $F = 156 \text{ kN}$ Gesamte Kraft (156 + 176) $\times 2 \approx 664 \text{ kN}$	(siehe Gl. 22)
		(siehe Gl. 05)
		(siehe Gl. 16)

Querschnitt B - B mit Stabstahl

Fläche des UHPCs $S = 0,9 \times 2 \times 40 \times 250 = 18000 \text{ mm}^2$ (siehe Gl. 22)

$Y_{bt} = Y_{ct} = 1,3$

$V_f = (18000 \times 7 / 1000) / (1,3 \times 0,33)$

$V_f = 294 \text{ kN}$

$2 \times \emptyset 6 \text{ sw} = 25 \quad A_s = 1,13 \times 2$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$

$0,000226 = V_{Em} / (618 \times 0,329 \times 1,732)$

$V_{Em} = 0,0796 \text{ MN}$

$F = 77 \text{ kN}$

Total Kraft $(77 + 294) \times 2 \approx 742 \text{ kN}$

Balken Nr. 7**($\emptyset 6$; sw = 25; mit UHPC Verstärkung und Querkraftbewehrung (Bügel))**

Stat. Nutzhöhe **$d = 0,39 \text{ cm}$**

Eigengewicht **$g_k = 4,25 \text{ kN/m}$** (siehe Gl. 03)

UHPC Fläche als Stahl **$((0,20 + 2 \times 0,15) \times 0,04) \times 7 / 565 \times 10000 = 2,48 \text{ cm}^2$**

3 $\emptyset 20$: $A_{s1} = 9,42 \text{ cm}^2$ vorh **$A_{s1} = 42 \text{ cm}^2$**

5 $\emptyset 25$: $A_{s1} = 24,50 \text{ cm}^2$

4 $\emptyset 16$: $A_{s1} = 8,04 \text{ cm}^2$

- Total Fläche als Stahl **$42 + 2,48 = 44,7 \text{ cm}^2$** (siehe Gl. 07)

$44,48 \text{ cm}^2 = 0,004448 \text{ m}^2$

$0,004448 = \omega \times 0,5 \times 0,39 / (565/17,1)$

$\omega = 0,754$

$\zeta = 0,85$

$z = 0,332 \text{ cm}$

$M_{Eds} = \zeta \times A_{s,\ddot{a}q} \times f_y \times d \times 10^{-4} = 0,85 \times 44,5 \times 550 \times 0,39 \times 10^{-4} = 0,816 \text{ MNm}$

$M_{Ems} = F_i \times 0,95$

$F_i = 0,859 \text{ MN}$

$F_{ig} = 4,25 \times 2,9/2000 = 0,00616 \text{ MN}$

$F_{ikorr.} = F_i - F_{ig} \times 2 = 0,859 - 2 \times 0,00616 \approx 0,847 \text{ MN}$

$F_{i \text{ tot.}} = 2 \times 0,847 \approx 1,694 \text{ MN}$

Querkraftbewehrung **$\ominus = 18$**

Ø 6; sw = 25

cot Θ ≤ 3

UHPC Fläche als Stahl

$$a_{sw, \text{äq.}} = 0,04 \times 7,03 / 618 \times 10^4 \approx 4,55 \text{ cm}^2$$

Total Fläche als Stahl

$$a_{sw} = 4,55 + 2 \times 2,26 = 9,07 \text{ cm}^2$$

$$0,000907 = V_{rc} / (618 \times 0,331 \times 3)$$

(siehe Gl. 16)

$$V_{rc} \approx \mathbf{0,522 \text{ MN}}$$

$$F_{\text{tot.}} = 2 \times 0,522 - 2 \times 0,00453 = 1,035 \text{ MN}$$

➤ Nach der Gleichung aus französische Richtlinie der AFGC/SETRA

Querschnitt A - A

- Für den Stahlanteil

$$\left. \begin{array}{l} \text{Ø 6 sw} = 25, A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Ø 6 sw} = 25, A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} A_s = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$0,000452 = V_{Ek} / (618 \times 0,332 \times 1,732)$$

(siehe Gl. 16)

$$V_{Em} = \mathbf{0,1606 \text{ MN}}$$

$$F = \mathbf{157 \text{ kN}}$$

- Für den Faseranteil

$$S = 0,9 \times 2 \times 40 \times 150 = 10800 \text{ mm}^2$$

(siehe Gl. 22)

$$S = \text{Fläche mit Faserwirkung} \quad Y_{bt} = Y_{ct} = 1,3$$

$$V_f = (10800 \times 7 / 1000) / (1,3 \times 0,33)$$

$$V_f = \mathbf{176 \text{ kN}}$$

$$2 \times (V_f + F) = 2 \times (176 + 157) \approx 666 \text{ kN}$$

Querschnitt B - B

- Für den Stahlanteil

$$\left. \begin{array}{l} \text{Ø 6 sw} = 25 \quad A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Ø 6 sw} = 25 \quad A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} A_s = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$0,000452 = V_{Em} / (618 \times 0,332 \times 1,732)$$

$$V_{Em} = \mathbf{0,1606 \text{ MN}}$$

$$F = \mathbf{157 \text{ kN}}$$

- Für den Faseranteil

$$S = 0,9 \times 2 \times 40 \times 418 = 30096 \text{ mm}^2$$

(siehe Gl. 22)

$$Y_{bt} = Y_{ct} = 1,3$$

$$V_f = (30096 \times 7 / 1000) / (1,3 \times 0,33)$$

$$V_f = \mathbf{491 \text{ kN}}$$

$$2 \times (V_f + F) = 2 \times (491 + 157) \approx 1296 \text{ kN}$$

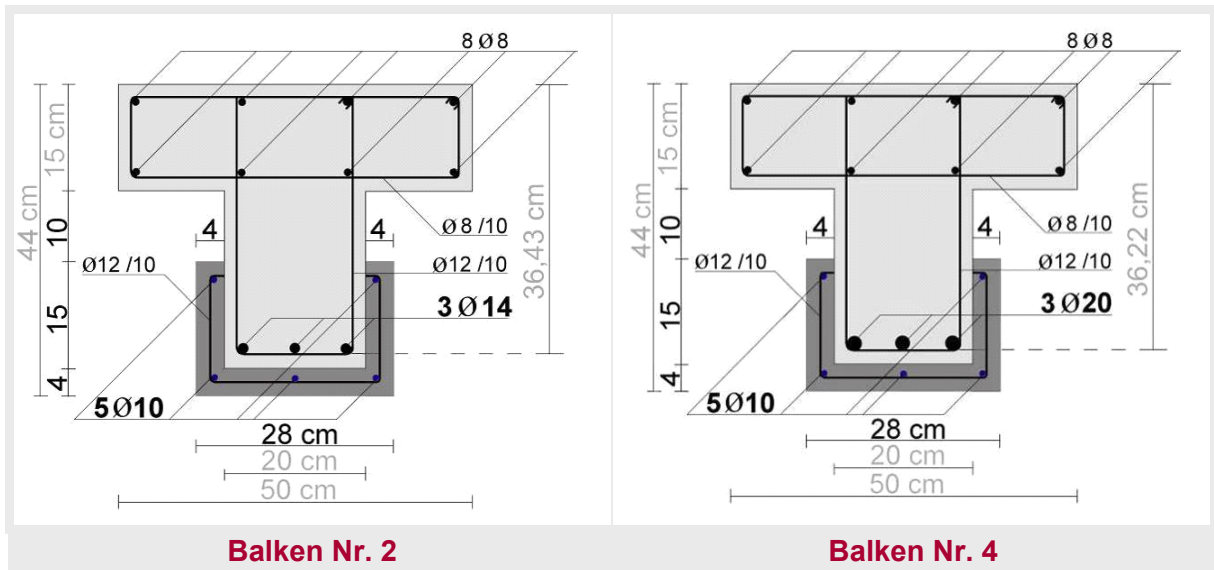
A1.2.3 Berechnung der Schubspannung in der Grenzfläche

Widerstand des unteren Stabstahls besteht aus der Summe von Widerständen der Normalbeton-Bewehrung, UHPC-Bewehrung und UHPC-Faser.

Die Schubspannung nach folgender Formen berechnet werden:

Schubspannung = Kraft auf UHPC / Reibfläche (Umfang) zwischen UHPC und NB)

- **Berechnung der Schubspannung der Balken Nr. 2 und 4**



Alle Stahlstäbe sind im Fließen

5 \varnothing 10 :

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

$f_y = 530$

$F_1 = A_s \times f_y = 3,93 \times 530 = 208,29 \text{ kN} = 0,2083 \text{ MN}$

UHPC:

$A = 0,28 \times 0,19 - 0,20 \times 0,15 = 0,02320 \text{ cm}^2$

$F_2 = 0,0232 \times 7 = 0,1624 \text{ kN}$

$F = F_1 + F_2 = 162,4 + 208,29 = 370,7 \text{ kN}$

Umfang :

$U = 2 \times 0,15 + 0,20 = 0,5 \text{ m}$

$L \approx 0,95 \text{ m}$

$\tau_m = 0,3707 / (0,5 \times 0,95) = 0,780 \text{ MN/m}^2$

▪ **Berechnung der Schubspannung der Balken Nr. 6 und 7**

Balken Nr. 6	Balken Nr. 7
<p>Alle Stahlstäbe sind im Fließen</p> <p>6 $\varnothing 20$:</p> <p>$A_s = 18,8 \text{ cm}^2$</p> <p>$f_y = 518$</p> <p>$F_1 = A_s \times f_y$</p> <p>$= 18,8 \times 51,8 = 9738,4 \text{ kN} = 0,974 \text{ MN}$</p> <p>UHPC:</p> <p>$A = 0,28 \times 0,44 - 0,20 \times 0,4 = 0,0432 \text{ cm}^2$</p> <p>$F_2 = 0,0432 \times 7 = 303,4 \text{ kN}$</p> <p>$F = F_1 + F_2 = 0,974 + 0,3024 = 1,28 \text{ kN}$</p> <p>Umfang:</p> <p>$U = 2 \times 0,2 + 0,20 = 0,6 \text{ m}$</p> <p>$L \approx 0,95 \text{ m}$</p> <p>$\tau = 10,0424 / (1,08 \times 0,95) = \mathbf{9,78 \text{ MN/m}^2}$</p> <p>$\tau_m = 1,16 / (0,6 \times 0,95) = 2,0$</p> <p>$A_{UHPC} = 0,0272 \times 7 \text{ MN/m}^2 = 0,19 \text{ MN}$</p>	<p>Alle Stahlstäbe sind im Fließen</p> <p>5 $\varnothing 25$ + 4 $\varnothing 16$:</p> <p>5 $\varnothing 25$: $A_{s1} = 24,50 \text{ cm}^2$</p> <p>4 $\varnothing 16$: $A_{s1} = 8,04 \text{ cm}^2$</p> <p>$A_s = 32,54 \text{ cm}^2$</p> <p>$f_y = 518$</p> <p>$F_1 = A_s \times f_y$</p> <p>$= 32,54 \times 51,8 = 16855,74 \text{ kN} = 1,69 \text{ MN}$</p> <p>UHPC:</p> <p>$A = 0,28 \times 0,44 - 0,20 \times 0,4 = 0,0432 \text{ cm}^2$</p> <p>$F_2 = 0,0432 \times 7 = 0,303 \text{ MN}$</p> <p>$F = F_1 + F_2 = 1,69 + 0,303 = 1,99 \text{ kN}$</p> <p>Umfang :</p> <p>$U = 2 \times 0,2 + 0,20 = 0,6 \text{ m}$</p> <p>$L \approx 0,95 \text{ m}$</p> <p>$\tau = 1,99 / (0,6 \times 0,95) = \mathbf{3,49 \text{ MN/m}^2}$</p>

ANHANG

2

Diagramme und eigene Fotos von der Versuchsausführung

A2.1 zu Kapitel III: Verstärkungsmaßnahmen der Stahlbetonbauten in Syrien (eigene Fotos eines Projektes, Damaskus, 1996)



Abb. A2.1: Verstärkung einer Stahlbetonstütze in einem bestehenden Gebäude in Damaskus

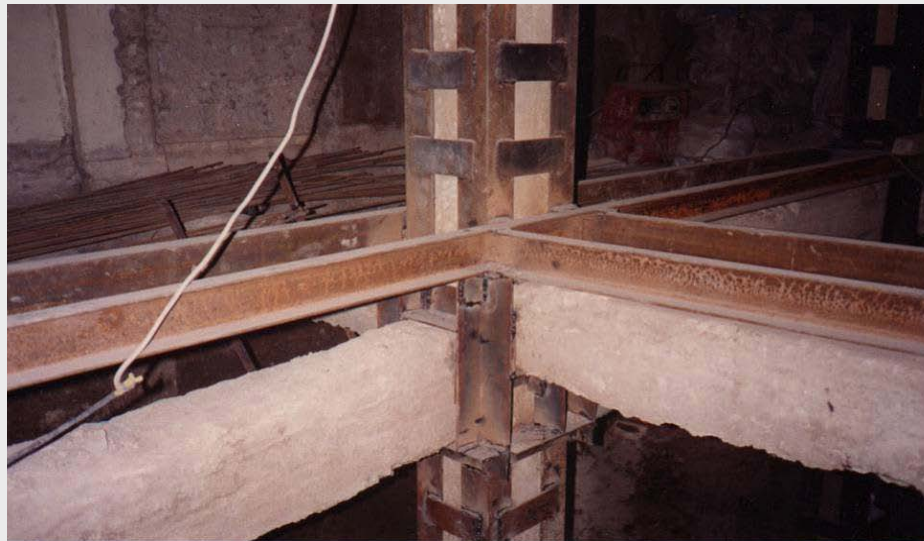


Abb. A2.2: Verstärkung der Stahlbetonstütze und eines Balkens



Abb. A2.3: Verstärkung der Balken und Stützen mit Anwendung von Stahlummantelung



Abb. A2.4: Verstärkung der Stahlbetonstütze in einem leerstehenden Gebäude in Damaskus





Abb. A2.5: Verstärkung eines Balkens für Entfall einer Mittelstütze



Abb. A2.6: Messung der Biegung des Balkens

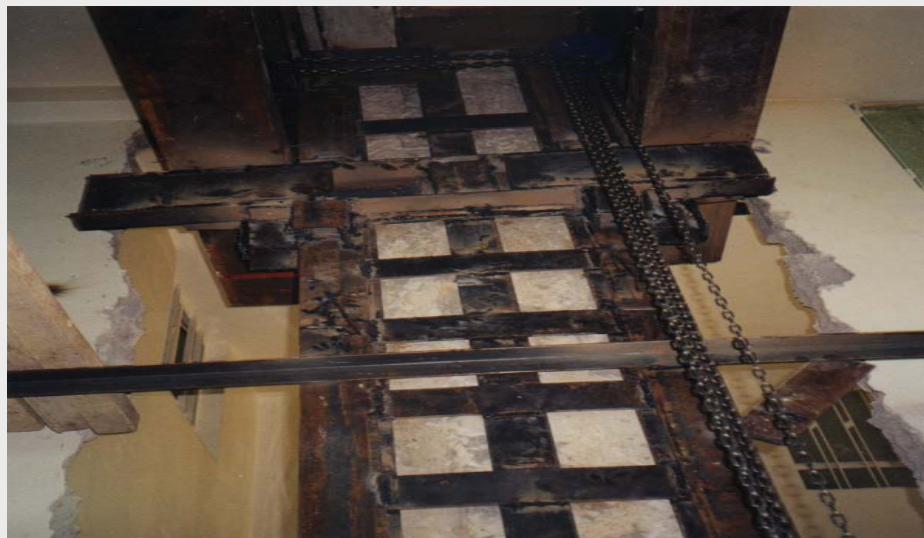


Abb. A2.7: Verstärkung der Stütze durch einen Balken für den Entfall der Mittelstütze



A2.2 zu Kapitel V: Vorversuch 1 - Test der Scherfestigkeit in der Fuge zwischen UHPC und Normalbeton

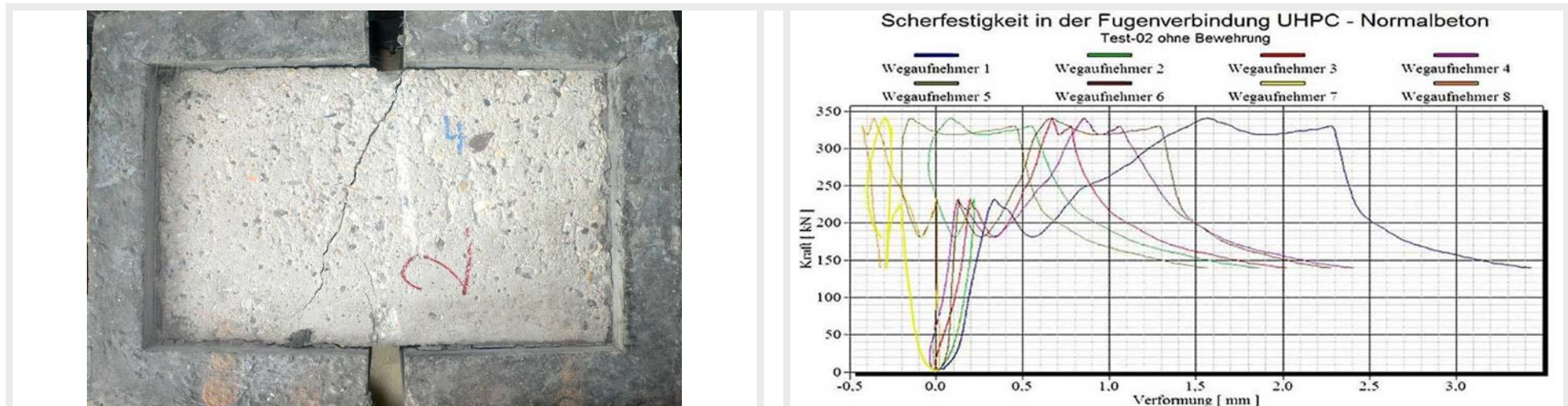


Abb. A2.8: Foto der Probe 1 - Gruppe 1 und Diagramm des Versuchsergebnisses

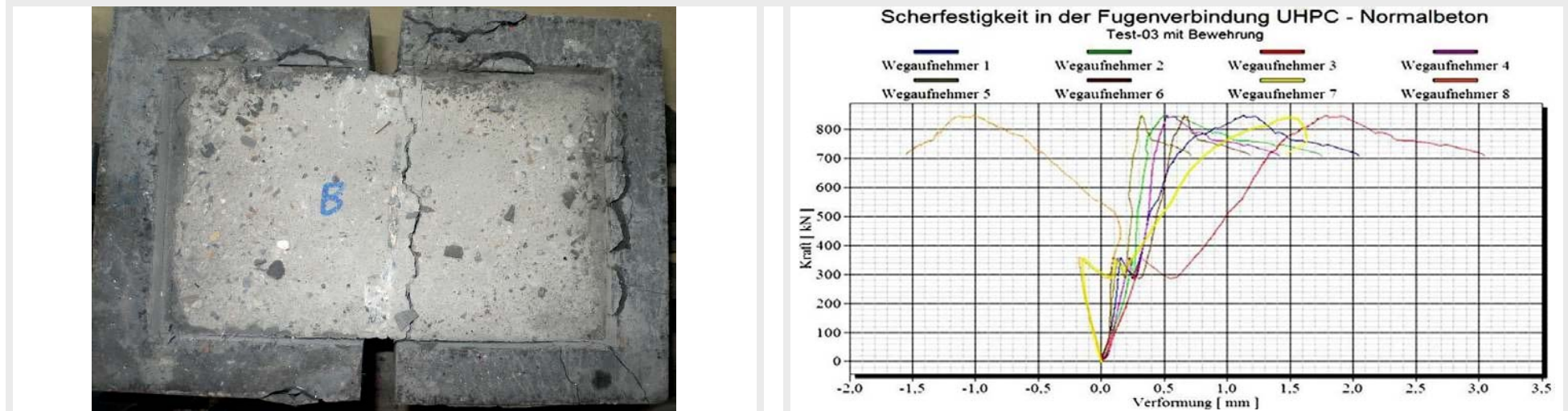


Abb. A2.9: Foto der Probe 2 - Gruppe 1 und Diagramm des Versuchsergebnisses

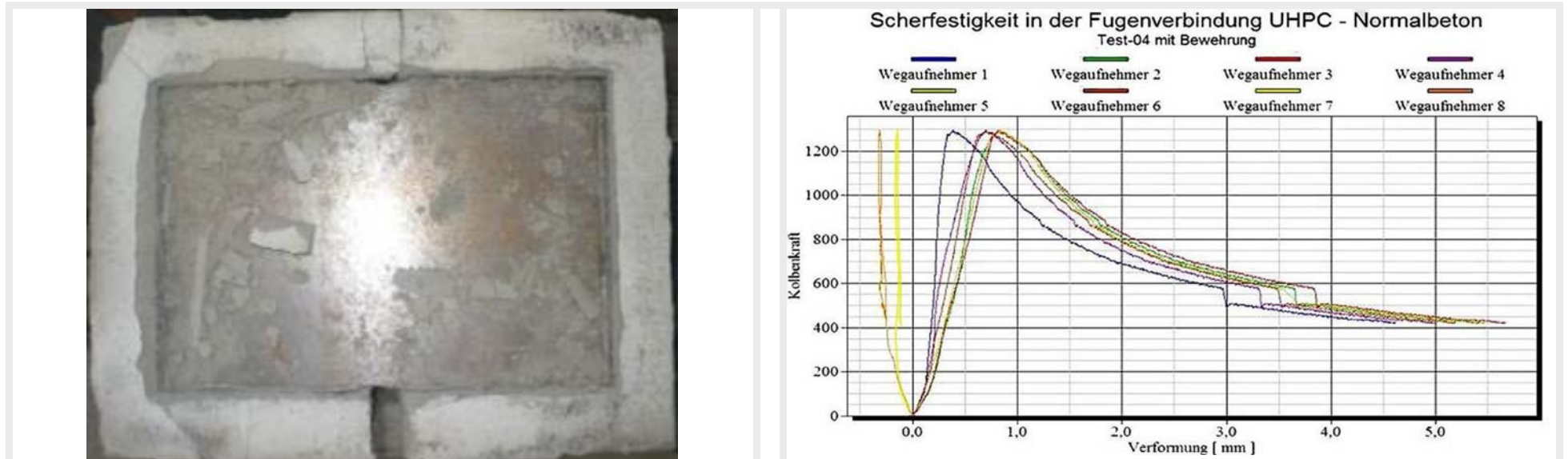


Abb. A2.10: Foto der Probe 3 - Gruppe 1 und Diagramm des Versuchsergebnisses

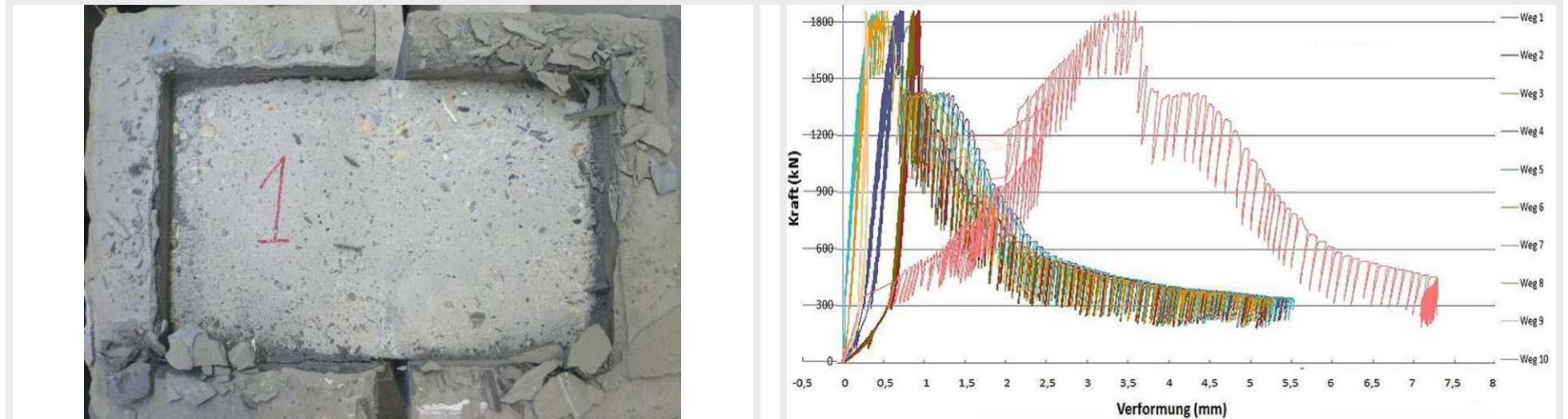


Abb. A2.11: Foto der Probe 4 - Gruppe 2 und Diagramm des Versuchsergebnisses

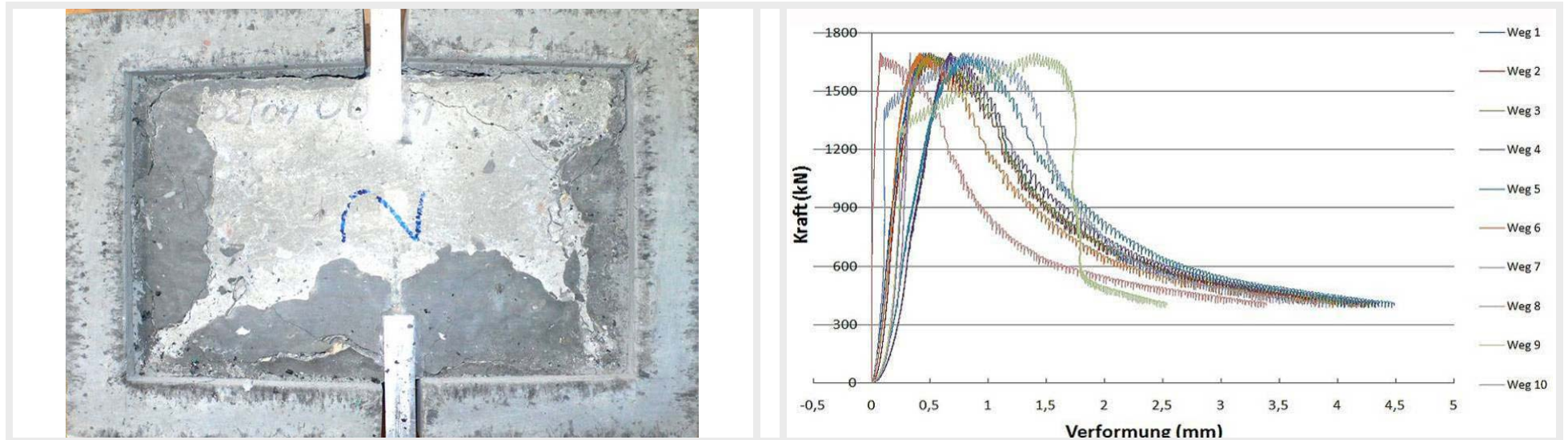


Abb. A2.12: Foto der Probe 5 - Gruppe 2 und Diagramm des Versuchsergebnisses

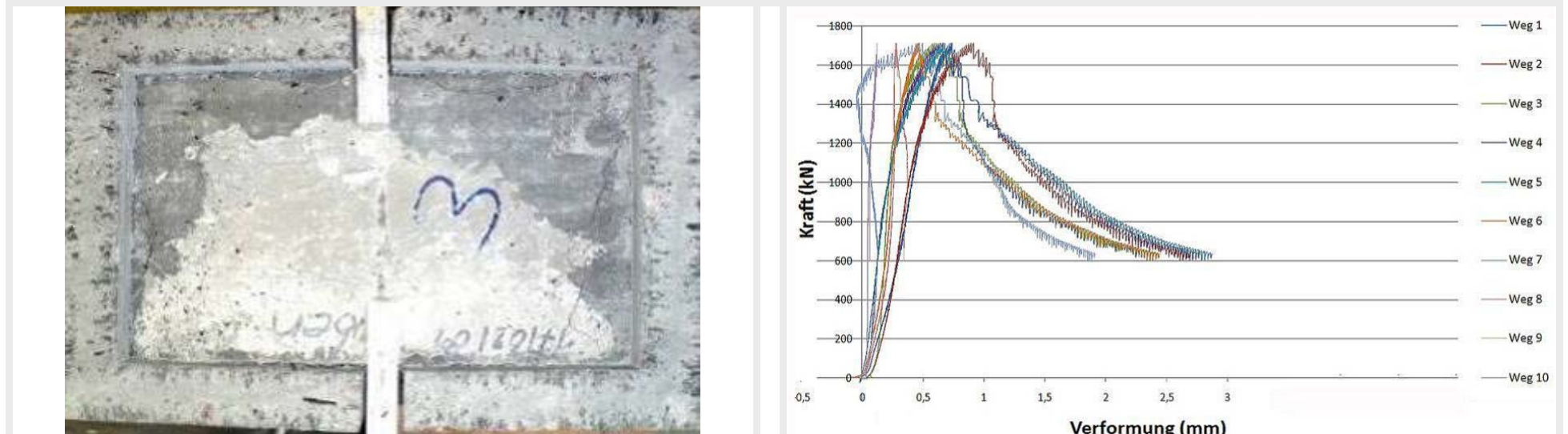


Abb. A2.13: Foto der Probe 6 - Gruppe 2 und Diagramm des Versuchsergebnisses

A2.3 zu Kapitel V: Vorversuch 2 - Untersuchung der Fließfähigkeit von UHPC in U-Form



Abb. A2.14: Erste Variante zur Prüfung der Fließfähigkeit des UHPCs



Abb. A2.15: Bildung einer Luftblase



Abb. A2.16: Ausführung der zweiten Variante der Proben



Abb. A2.17: Ausführung der zweiten Variante der Proben



Abb. A2.18: Mischen des UHPCs



Abb. A2.19: Einfüllen des UHPCs in Löcher



Abb. A2.20: Zweite Variante - Betonage ohne Bildung einer Luftblase



Abb. A2.21: Zweite Variante - Betonage ohne Bildung einer Luftblase



A2.4 zum Kapitel V: Hauptversuche - Vorbereitung und Testen der Proben



Abb. A2.22: Schleifmaschine



Abb. A2.23: Schleifen der Proben



Abb. A2.24: Zylinderprobe aus Normalbeton



Abb. A2.25: Druckprüfung des Normalbetons



Abb. A2.26: UHPC-Probe



Abb. A2.27: Zugprüfung der Probe



Abb. A2.28: Druckprüfung der UHPC-Probe



Abb. A2.29: UHPC-Proben nach dem Test



Abb. A2.30: Stabstahl-Proben



Abb. A2.31: Stabstahl nach der Zugprüfung

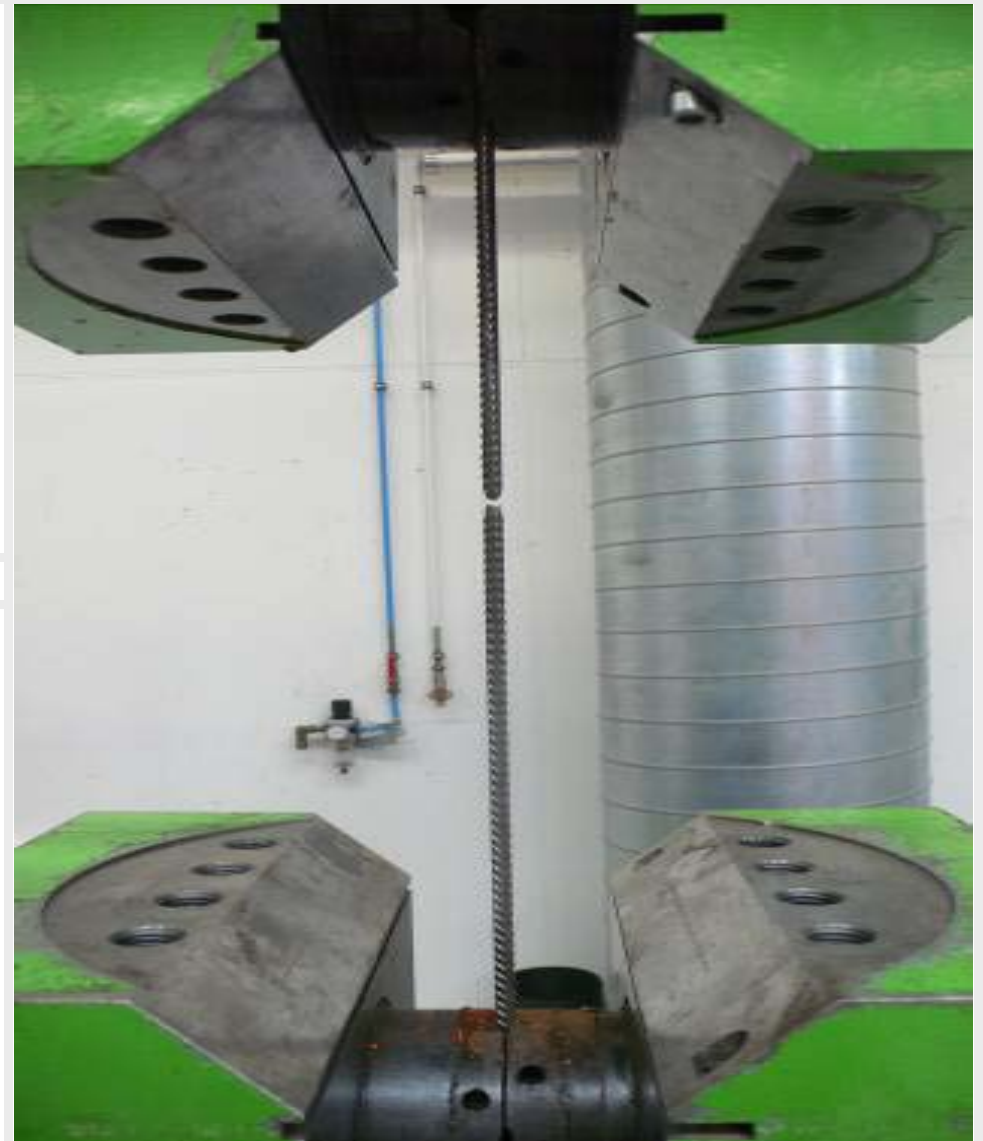


Abb. A2.32: Zugprüfung des Stabstahles

A2.5 zu Kapitel V: Hauptversuche - Vorbereitung der Balken im Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Uni-Kassel

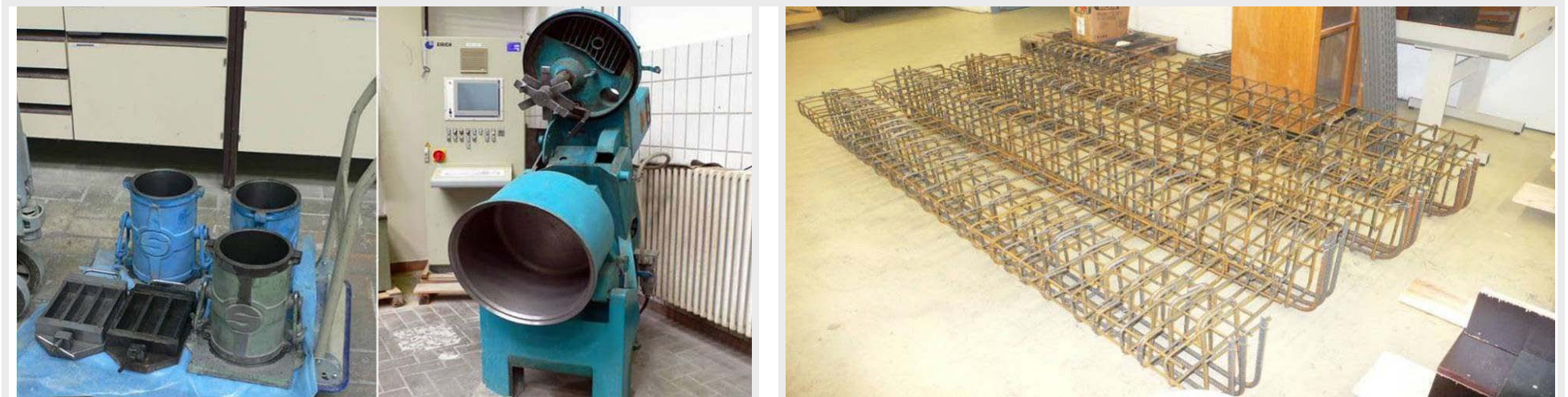


Abb. A2.33: Vorbereitung der Mischmaschine und des Bewehrungsstahls für die Normalbetonbalken



Abb. A2.34: Vorbereitung des Bewehrungsstahls und der Schalungen für die Normalbetonbalken



Abb. A2.35: Ausführung des Bewehrungsstahles und Einfüllen des Normalbetons



Abb. A2.36: Ausführung der Normalbetonstahlbalken

Abb. A2.37: Normalbetonproben



Abb. A2.38: Ausführung der Normalstahlbetonbalken



Abb. A2.39: Ausführung von Löchern in den Balken Nr. 6 und 7 um den UHPC einzufüllen und zur Herstellung eines kraftschlüssigen Anschlusses

A2.6 zu Kapitel V: Hauptversuche - Vorbereitung der UHPC-Verstärkung in der Firma W&S in Kassel



Abb. A2.40: Ausführung des Bewehrungsstahles für den UHPC in der Firma W&S - Kassel



Abb. A2.41: Ausführung der Schalung des UHPCs



Abb. A2.42: Vorbereitung der Zusammensetzung des UHPCs - Sommer 2009



Abb. A2.43: Vorbereitung der UHPC-Mischung



Abb. A2.44: Mischen des UHPCs



Abb. A2.45: Betonage des UHPCs



Abb. A2.46: Einpressen des UHPC für die Betonage



Abb. A2.47: Das fertige UHPC-Teil



Abb. A2.48: Verstärkung des Normalbetons mit UHPC



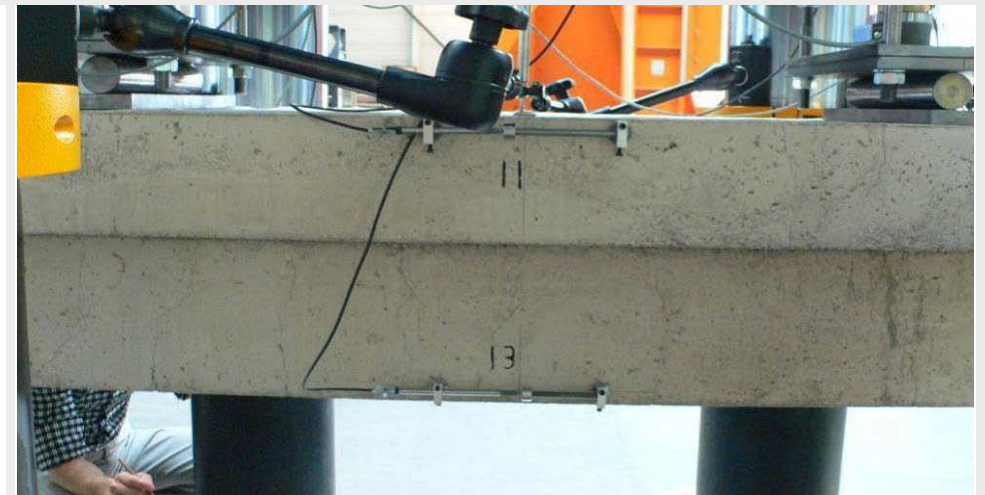
A2.7 zu Kapitel V: Hauptversuche - Balken Nr. 1**Abb. A2.49:** Info. Schild zum Balken Nr. 1**Abb. A2.50:** Versuchsaufbau**Abb. A2.51:** Installation der Wegaufnehmer



Abb. A2.52: Rissbildung - Balken Nr. 1



Abb. A2.53: Manuelle Messung der Rissbreite

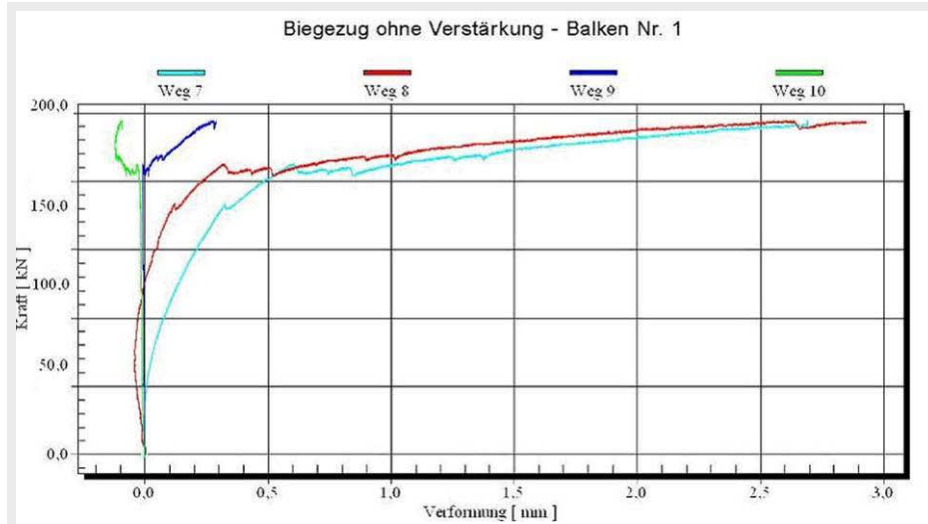


Abb. A2.54: Kraft-Durchbiegungsbeziehung in den Auflagerbereichen

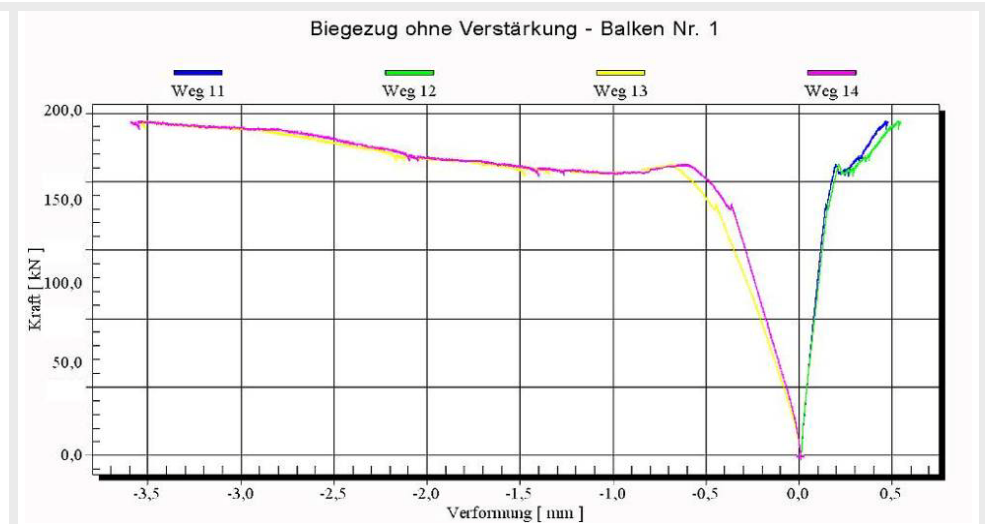
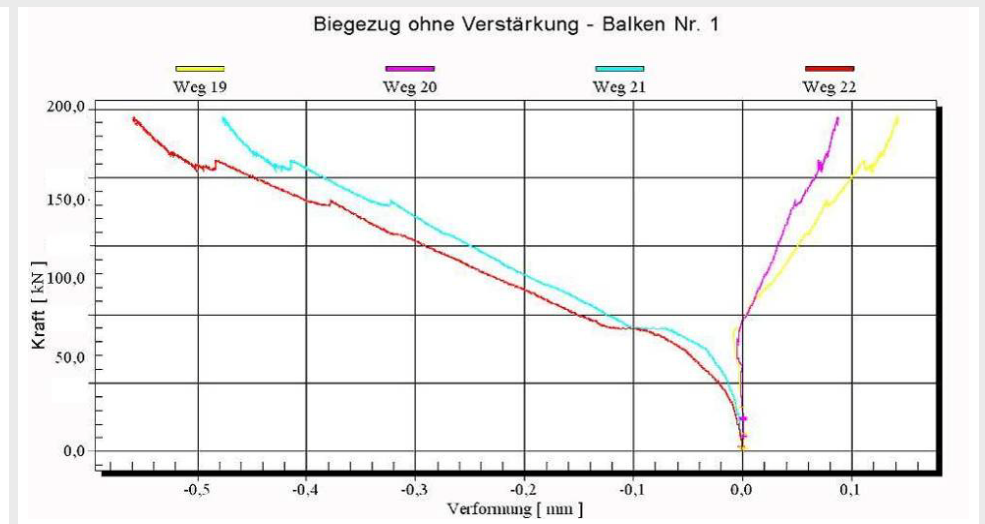


Abb. A2.55: Kraft-Verformungsbeziehung, Weg. 11 u. 12 im Druckbereich, Weg. 13 u. 14 im Zugbereich



Abb. A2.56: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)



A2.8 zu Kapitel V: Hauptversuche - Balken Nr. 2



Abb. A2.57: Versuchsaufbau des Balkens Nr. 2



Abb. A2.58: Installation der Wegaufnehmer



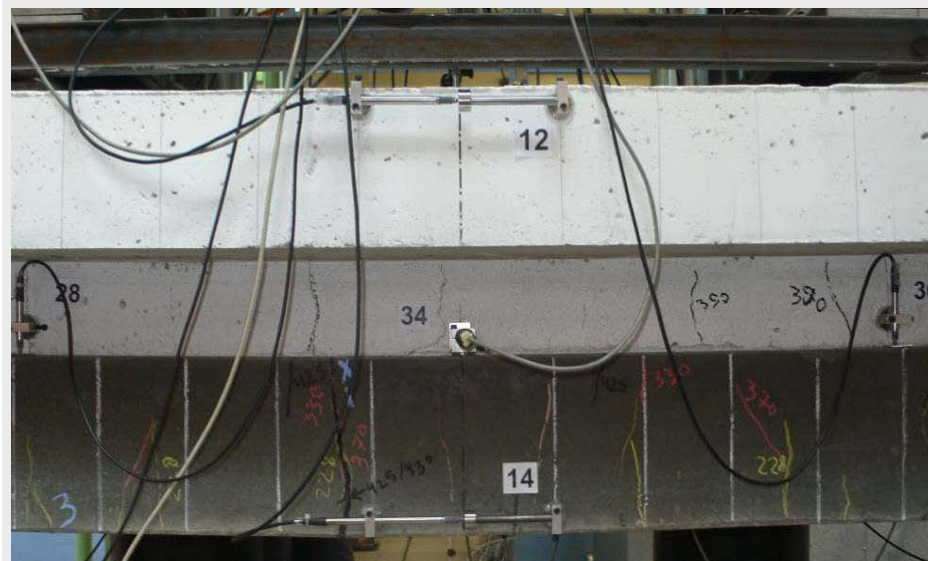


Abb. A2.59: Rissbildung - Balken Nr. 2



Abb. A2.60: Messung der Rissbreite



Abb. A2.61: Bildung eines großen Risses



Abb. A2.62: Keine Ablösung an beiden Seiten des Balkens



Abb. A2.63: Messung der Rissaufweitung



Abb. A2.64: Messung der Rissaufweitung

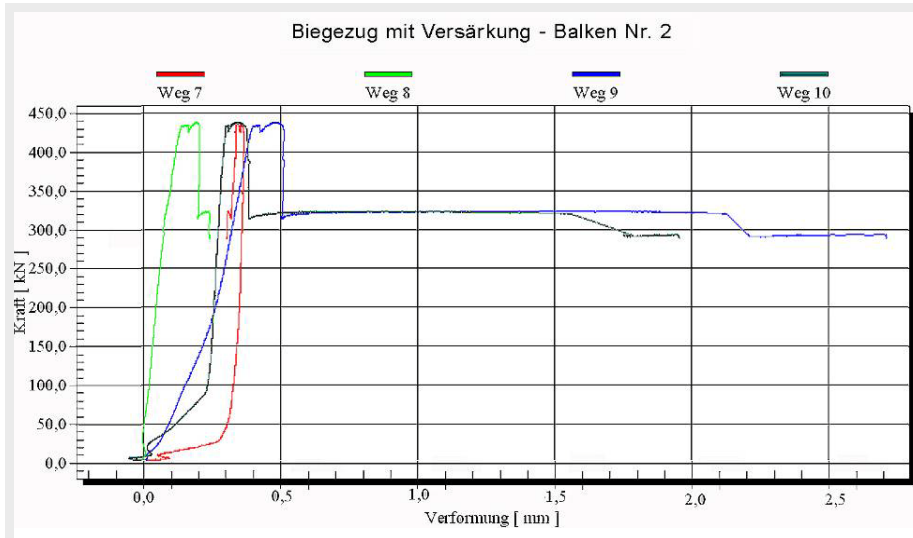


Abb. A2.65: Kraft-Durchbiegungsbeziehung in den Auflagerbereichen

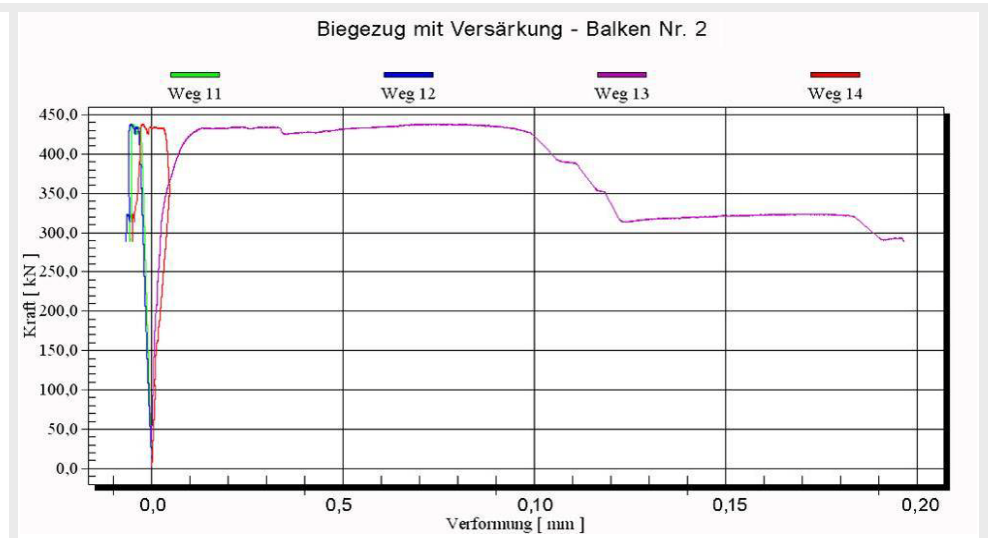


Abb. A2.66: Kraft-Verformungsbeziehung, Weg. 11 u. 12 im Druckbereich, Weg. 13 u. 14 im Zugbereich

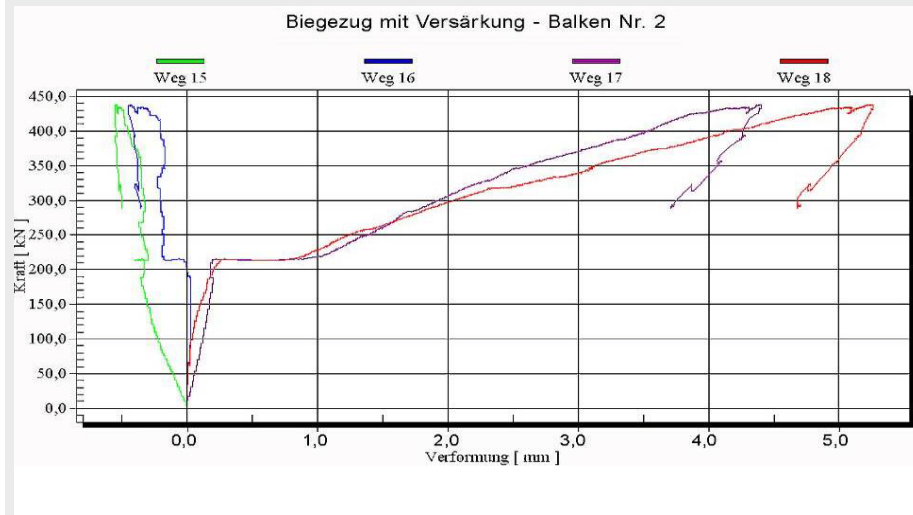
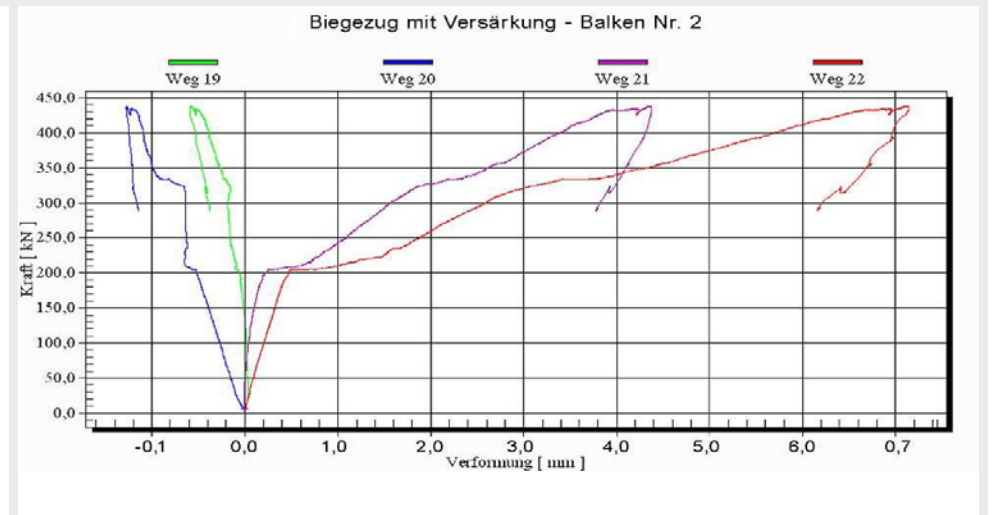


Abb. A2.67: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)



A2.9 zu Kapitel V: Hauptversuche - Balken Nr. 3



Abb. A2.68: Versuchsaufbau



Abb. A2.69: Installation der Wegaufnehmer



Abb. A2.70: Installation der Wegaufnehmer



Abb. A2.71: Versagensbild des Balkens



Abb. A2.72: Bruch des Balkens während der Versuchsdurchführung



Abb. A2.73: Änderung der Lagerung während der Versuchsdurchführung





Abb. A2.74: Rissbildung am Auflager



Abb. A2.75: Rissbildung in der Balkenmitte

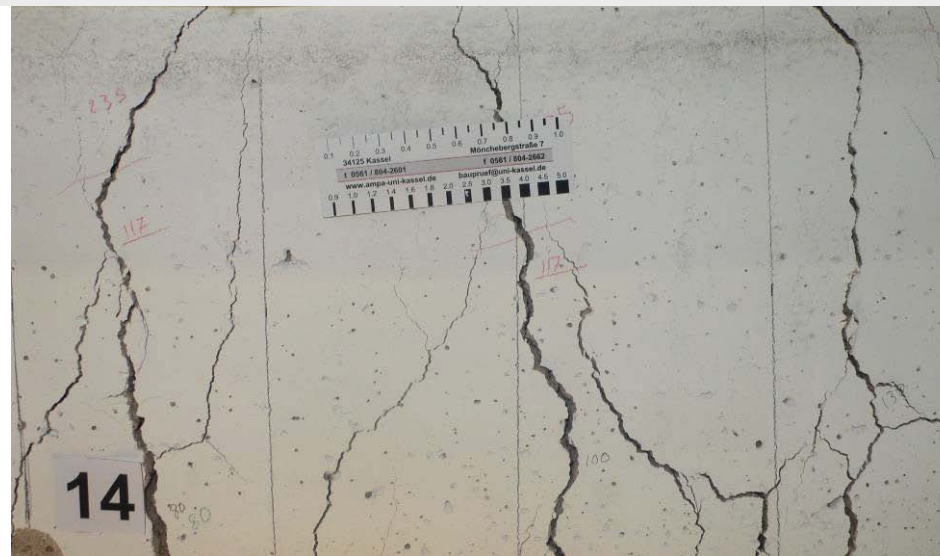


Abb. A2.76: Rissbildung in der Balkenmitte

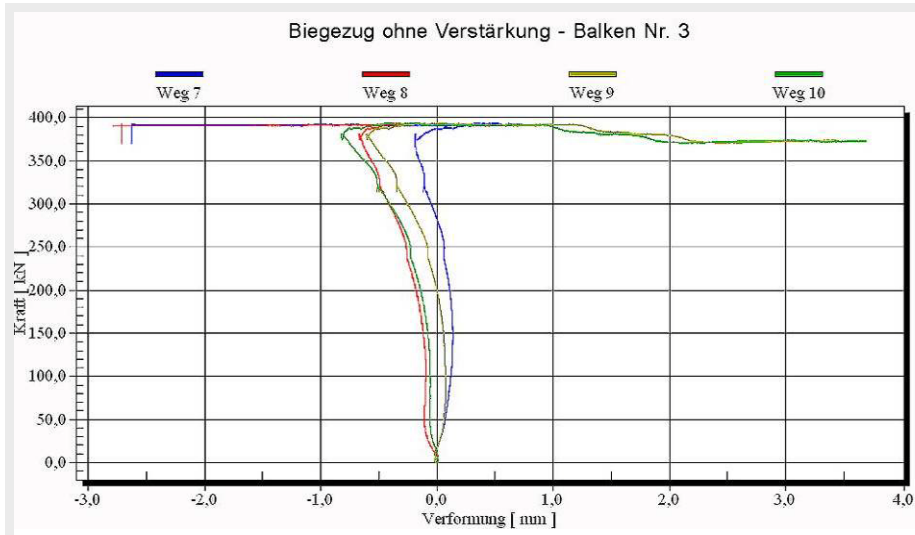


Abb. A2.77: Kraft-Durchbiegungsbeziehung in den Auflagerbereichen

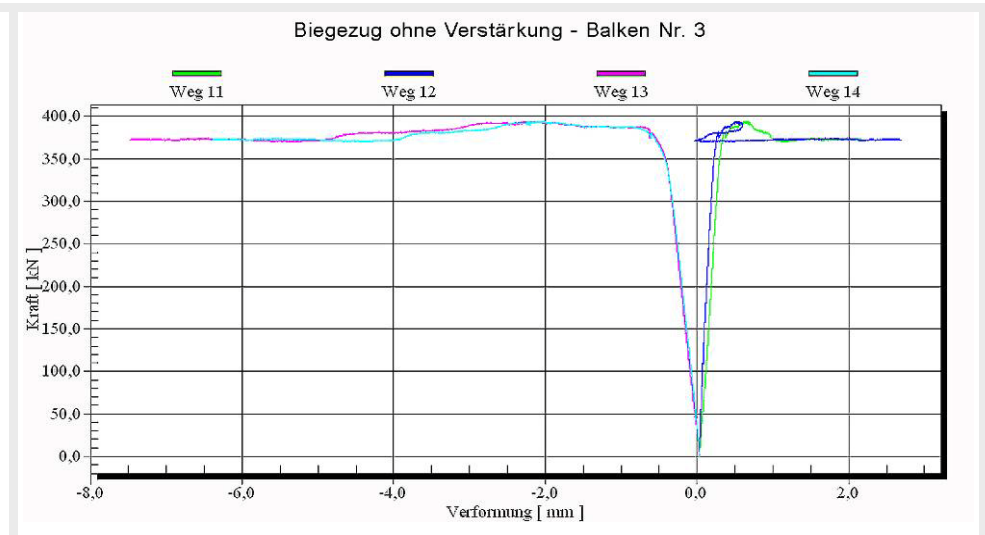


Abb. A2.78: Kraft-Verformungsbeziehung, Weg. 11 u. 12 im Druckbereich, Weg. 13 u. 14 im Zugbereich

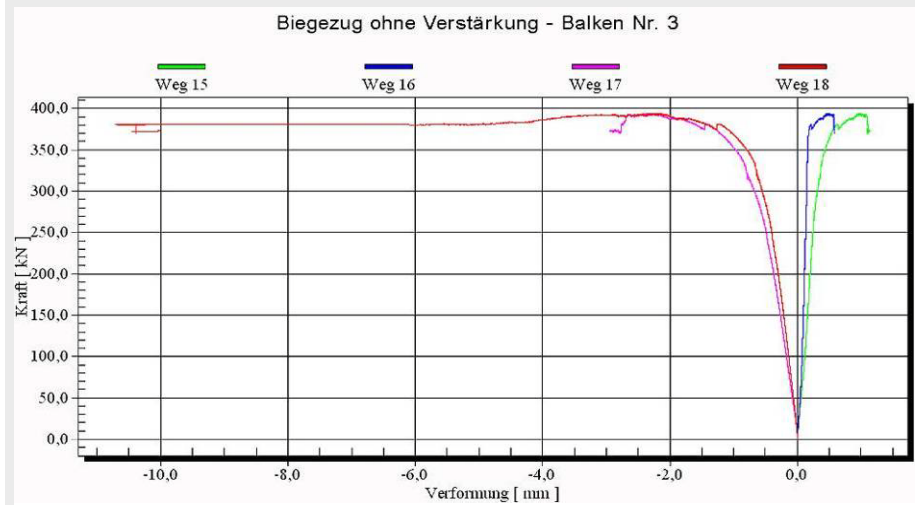
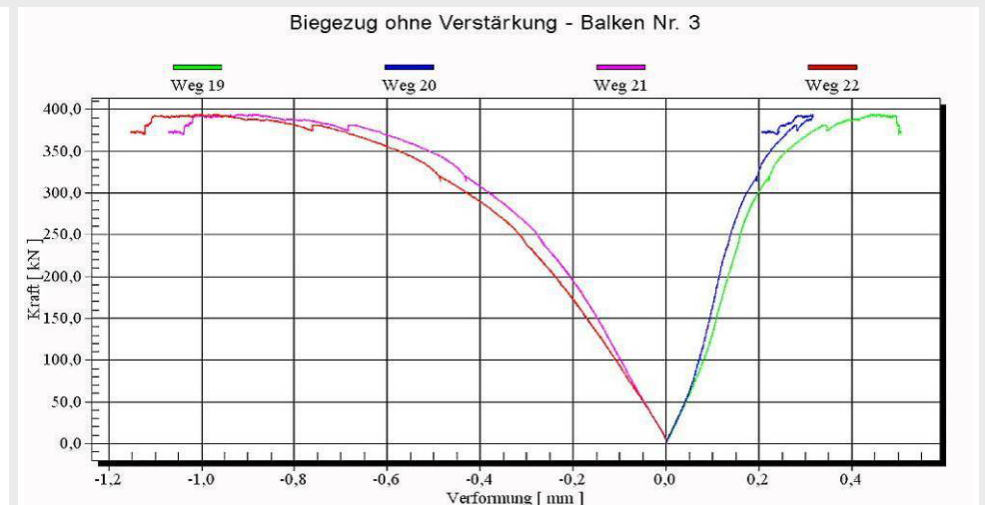
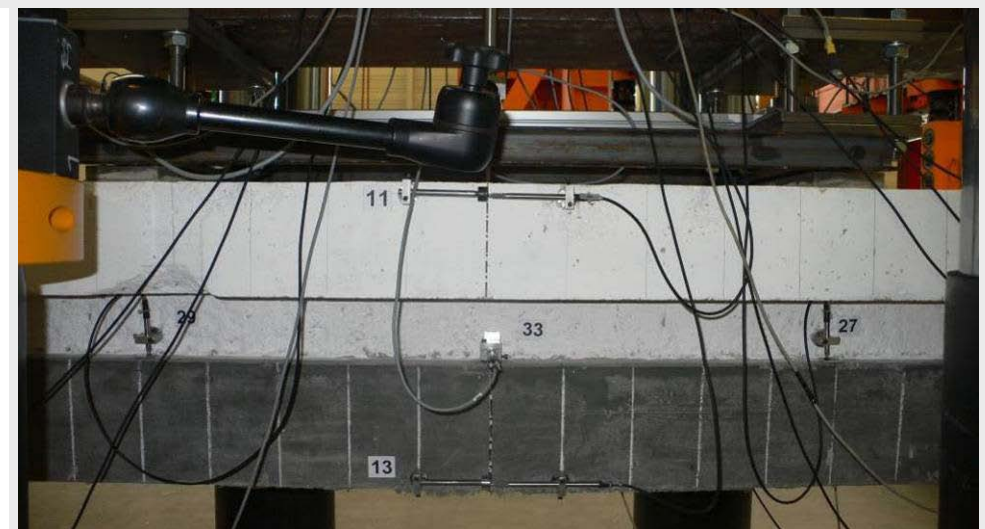


Abb. A2.79: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)



A2.10 zu Kapitel V: Hauptversuche - Balken Nr. 4**Abb. A2.80:** Versuchsaufbau**Abb. A2.81:** Installation der Wegaufnehmer

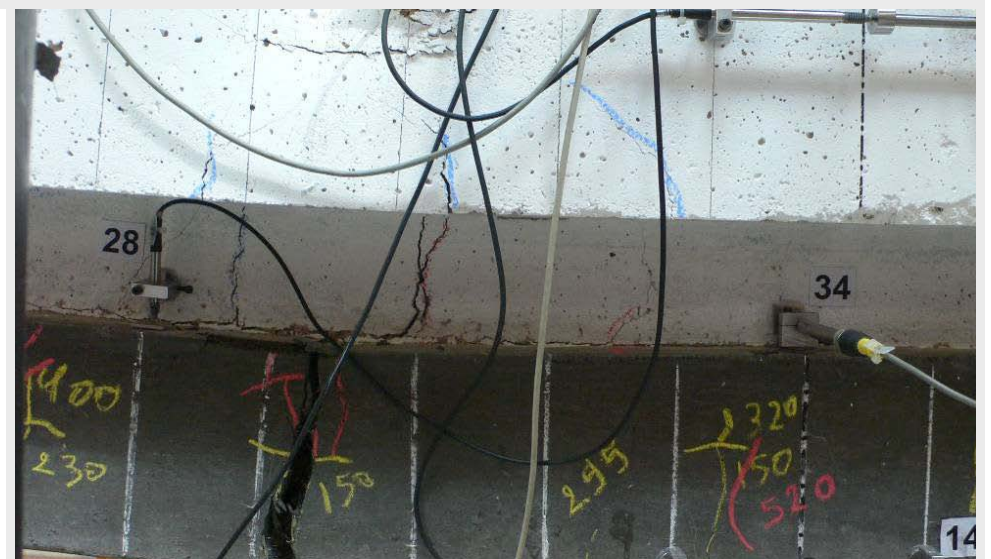


Abb. A2.82: Rissbildung



Abb. A2.83: Versagensbild des Balkens Nr. 4



Abb. A2.84: Versagensbild im oberen Bereich des Balkens



Abb. A2.85: Brechung eines Stabstahls in unteren Bereich des Balkens



Abb. A2.86: Rissbildung in der Balkenmitte

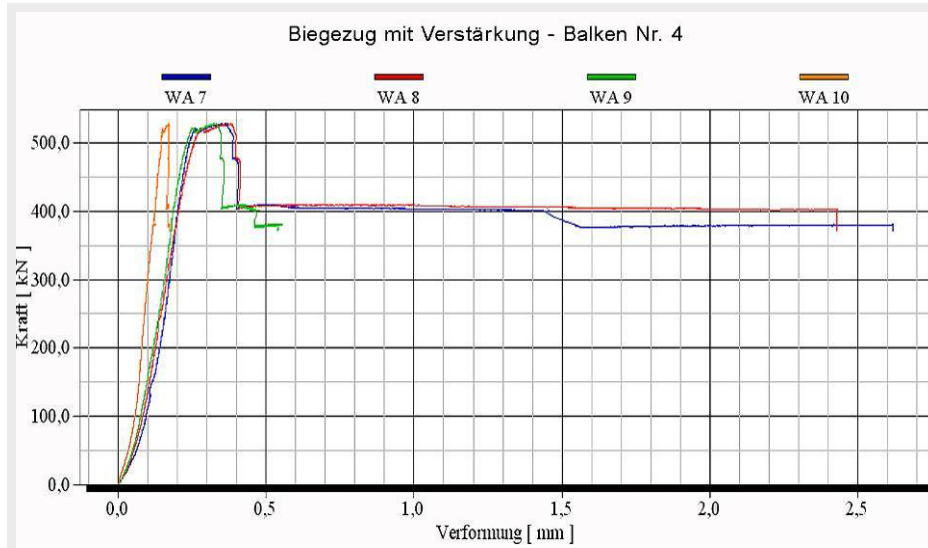


Abb. A2.87: Kraft-Durchbiegungsbeziehung in den Auflagerbereichen

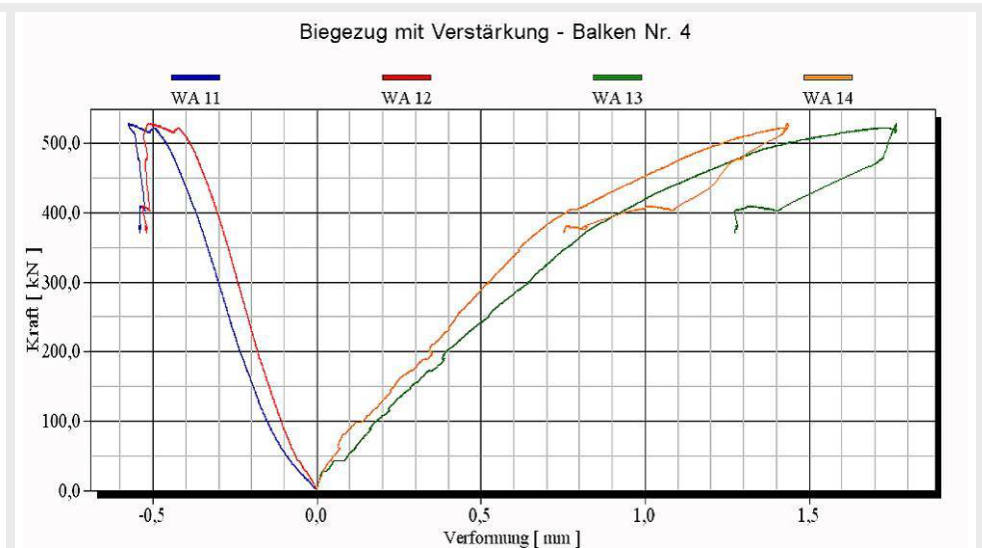


Abb. A2.88: Kraft-Verformungsbeziehung, Weg. 11 u. 12 im Druckbereich, Weg. 13 u. 14 im Zugbereich

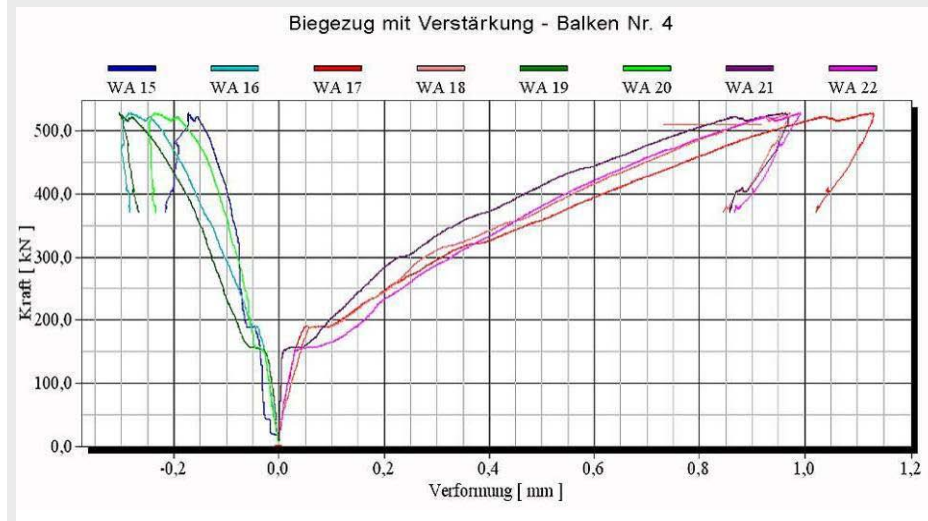


Abb. A2.89: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

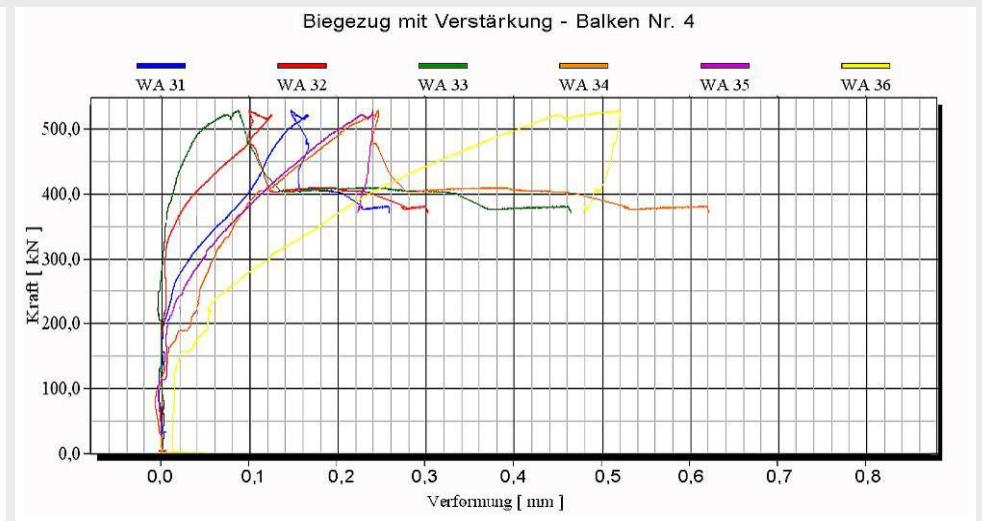


Abb. A2.90: Kraft-Horizontale-Relativverformungsbeziehung (NB und UHPC)

A2.11 zu Kapitel V: Hauptversuche - Balken Nr. 5



Abb. A2.91: Versuchsaufbau des Balkens Nr. 5



Abb. A2.92: Rissbildung während der Versuchsdurchführung



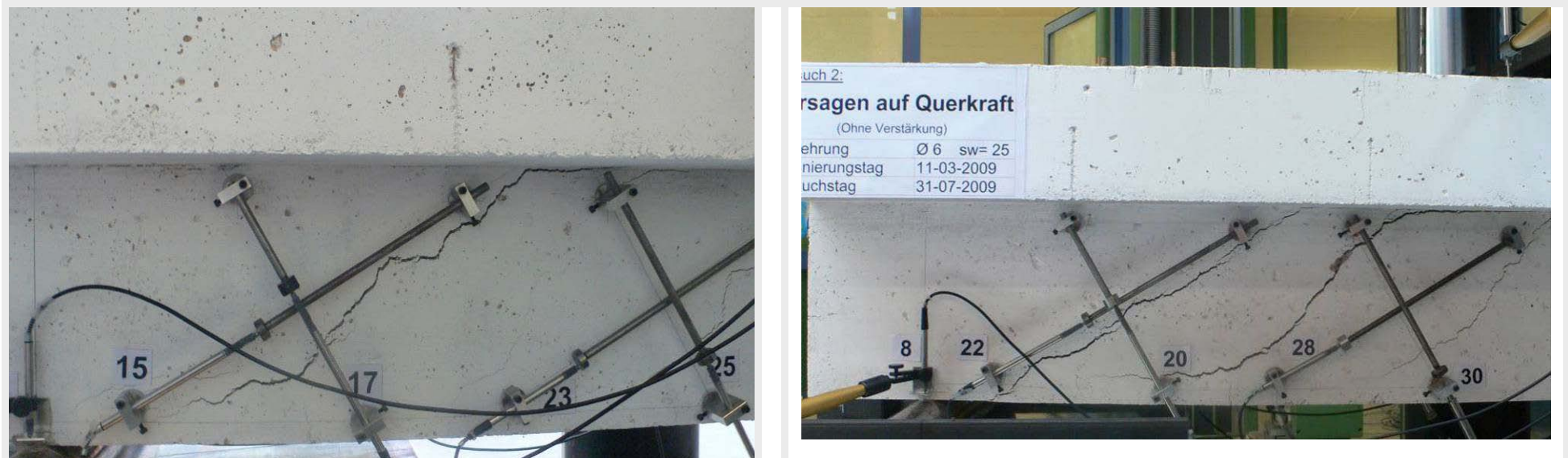


Abb. A2.93: Typische Rissbildung nach dem Aufbringen der Belastung

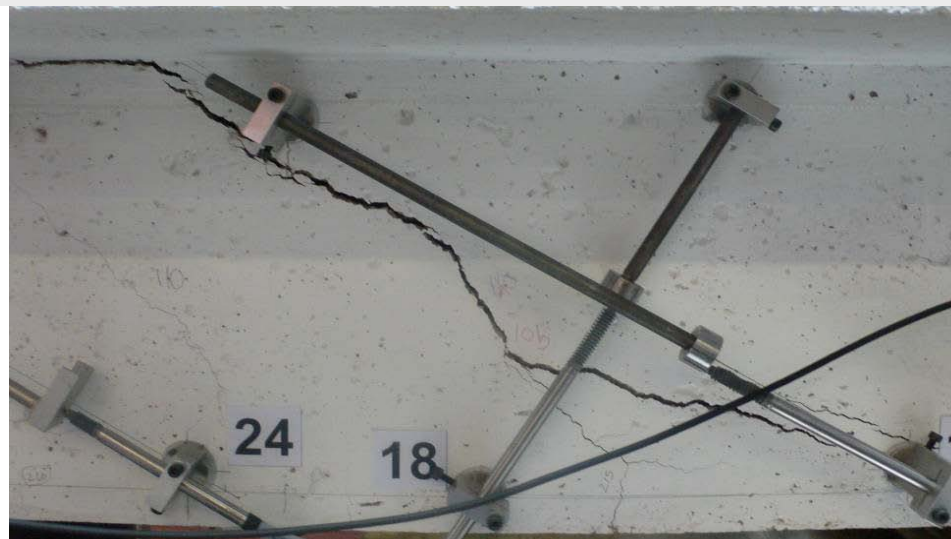


Abb. A2.94: Rissbildung



Abb. A2.95: Versagensbild am Auflager des Balkens Nr. 5



Abb. A2.96: Versagensbild



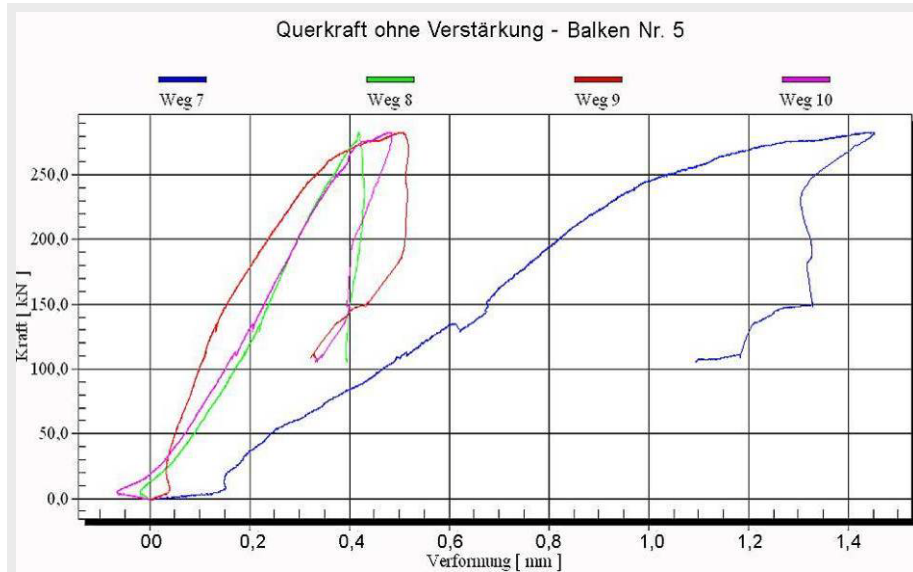


Abb. A2.97: Kraft-Durchbiegungsbeziehung in den Auflagerbereichen

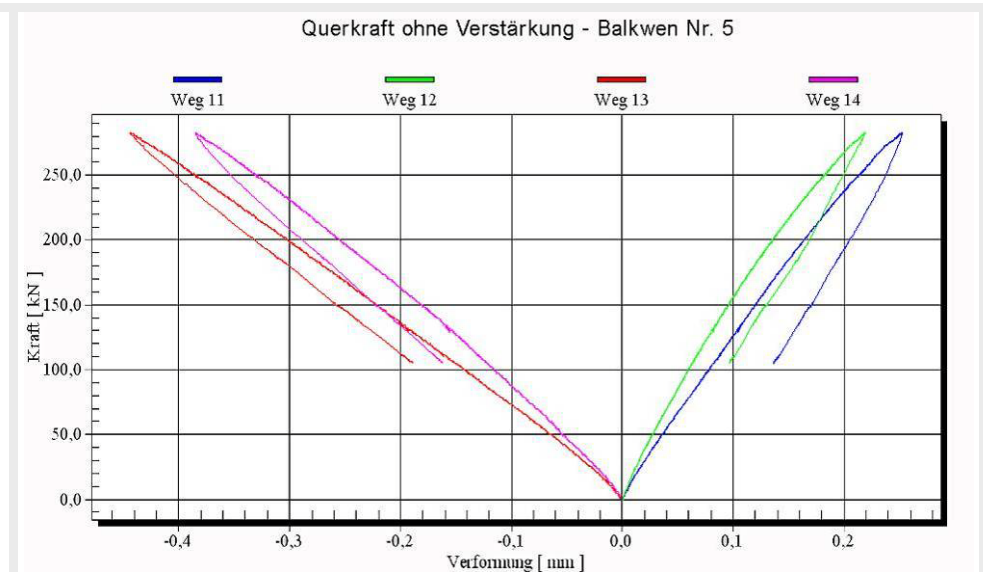


Abb. A2.98: Kraft-Verformungsbeziehung, Weg. 11 u. 12 im Druckbereich, Weg. 13 u. 14 im Zugbereich

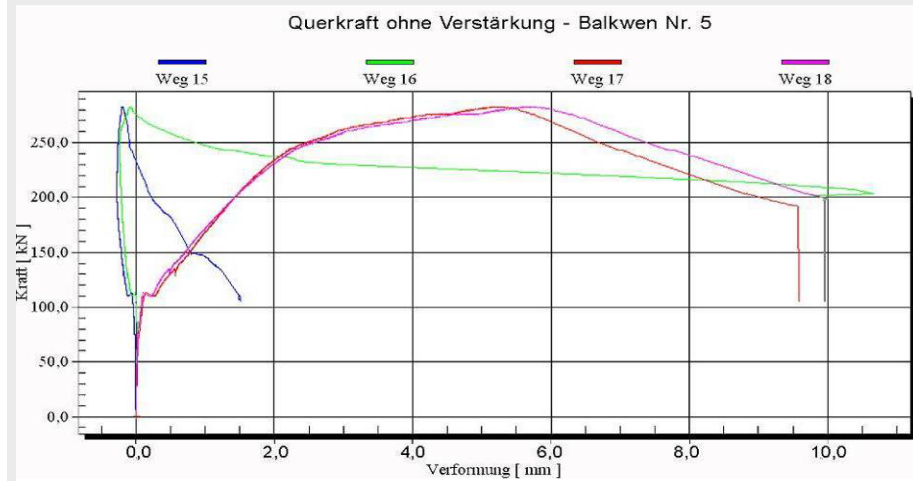
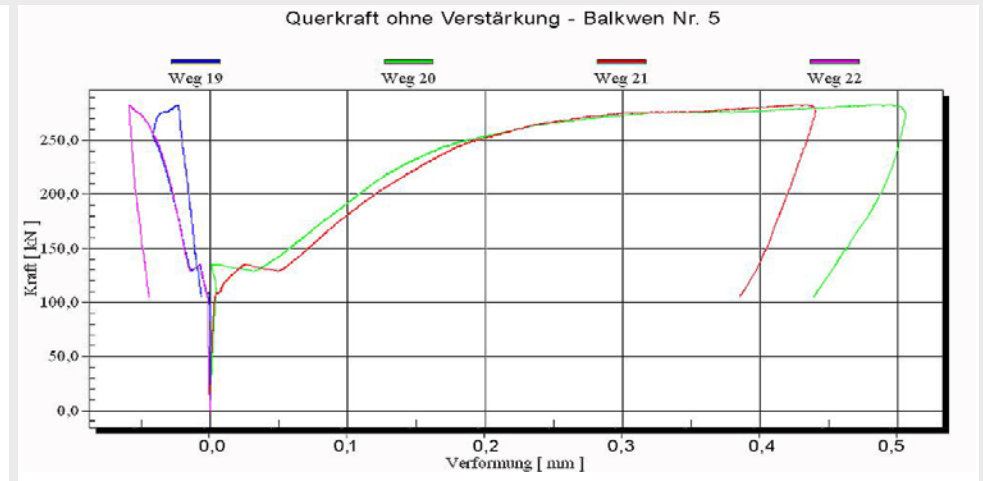


Abb. A2.99: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)



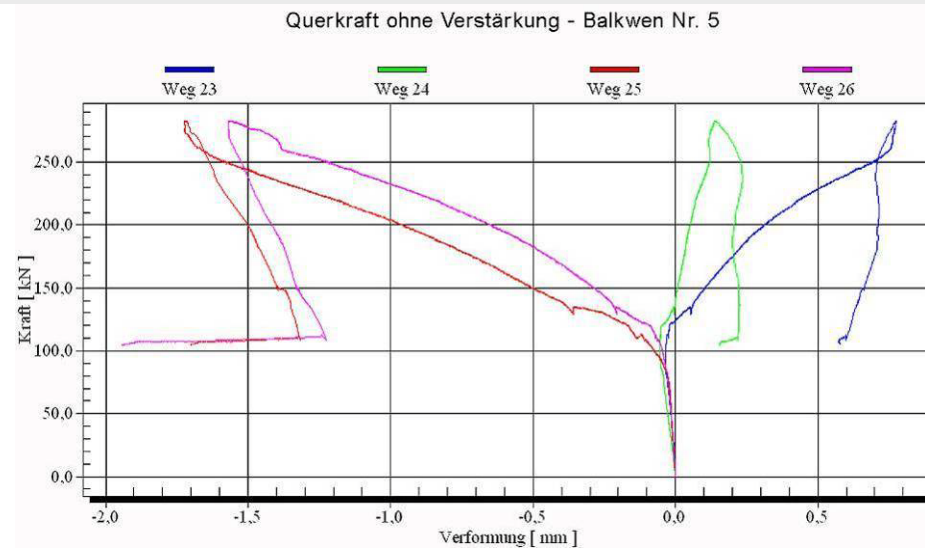


Abb. A2.100: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

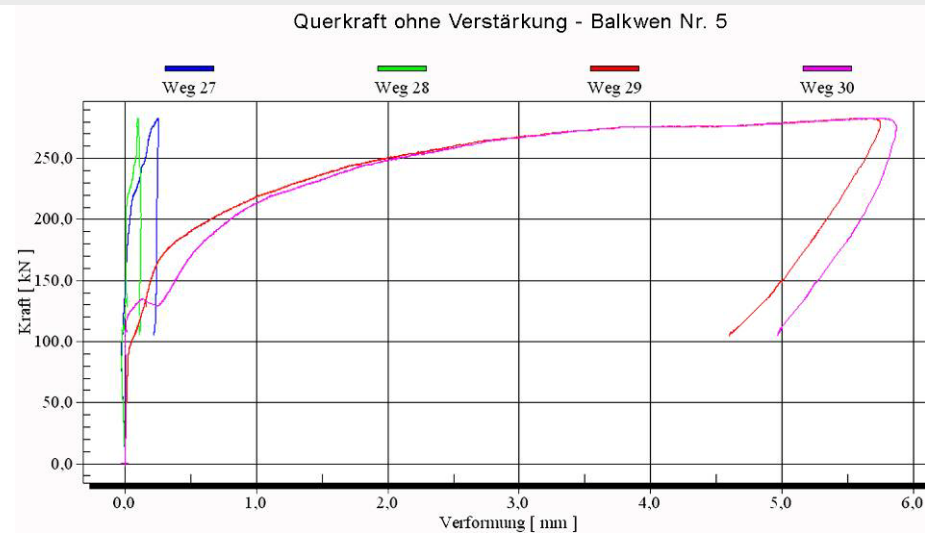


Abb. A2.101: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

A2.12 zu Kapitel V: Hauptversuche - Balken Nr. 6



Abb. A2.102: Versuchsanlage



Abb. A2.103: Installation der Wegaufnehmer



Abb. A2.104: Optische Beobachtung des Versuches

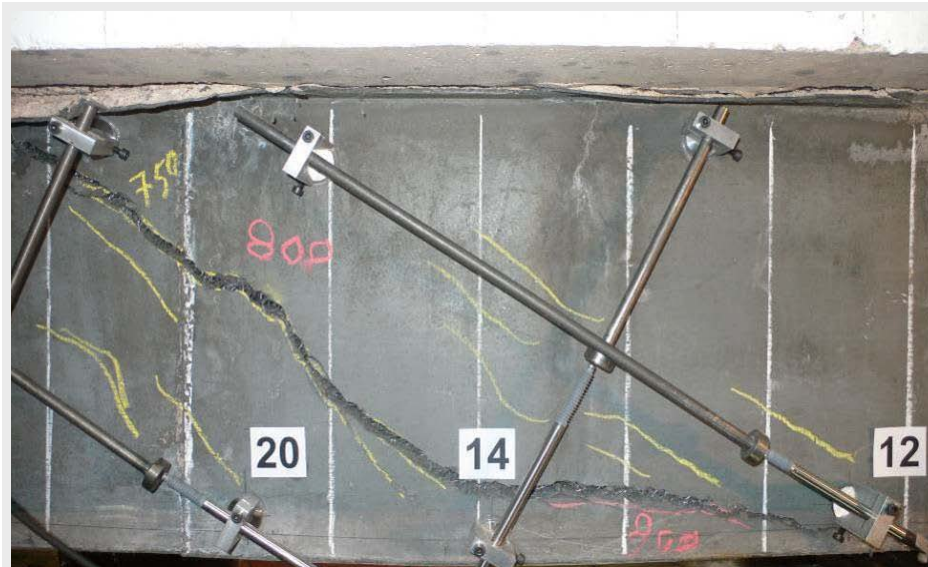


Abb. A2.105: Art und Form der Risse im Balken Nr. 6



Abb. A2.106: Ausrichtung der Fasern in Zugrichtung



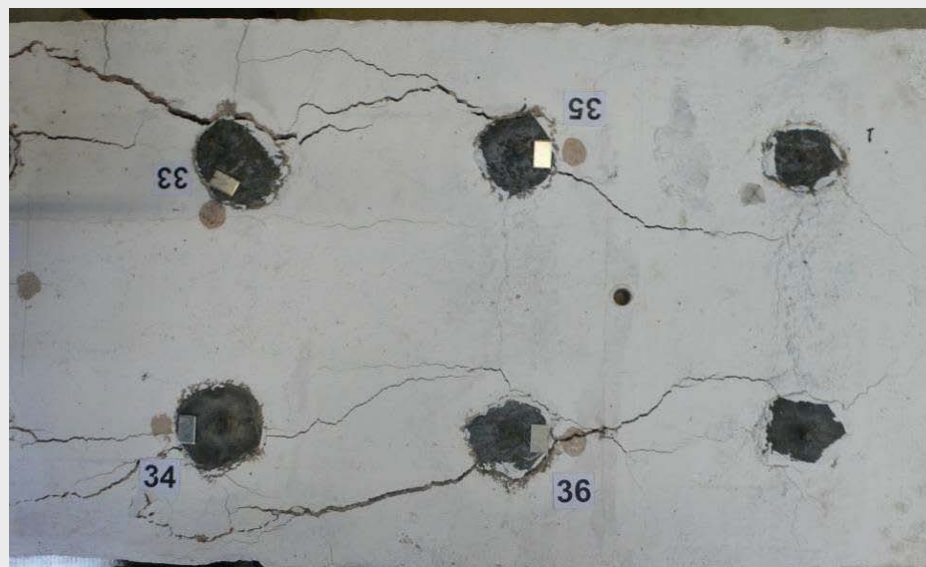


Abb. A2.107: Rissbildung im oberen Bereich des Balkens. Die Risse zeigen hier, wie der UHPC den Normalbeton geschirmt hat.



Abb. A2.108: Rissbildung in einer seitlichen Ansicht des Balkens



Abb. A2.109: Keine Rissbildung in der Balkenmitte

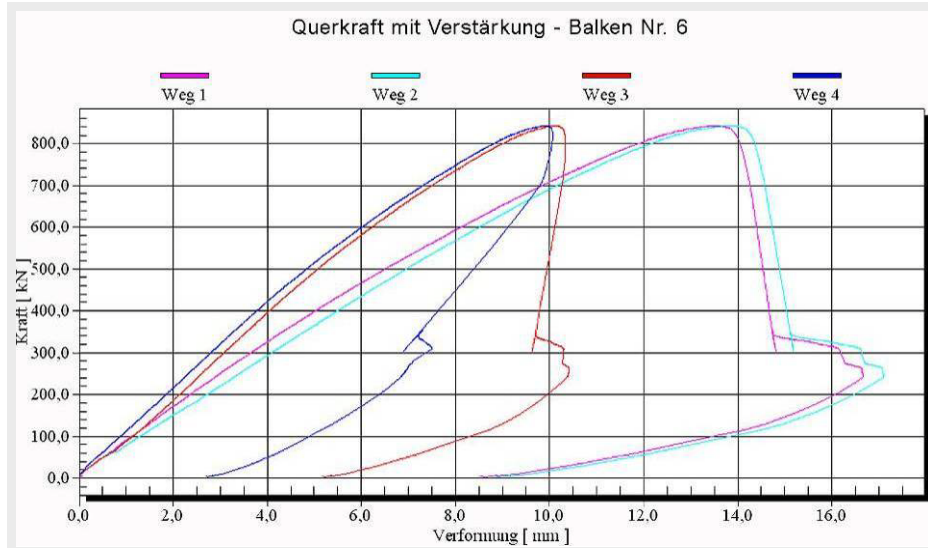


Abb. A2.110: Kraft-Durchbiegungsbeziehung

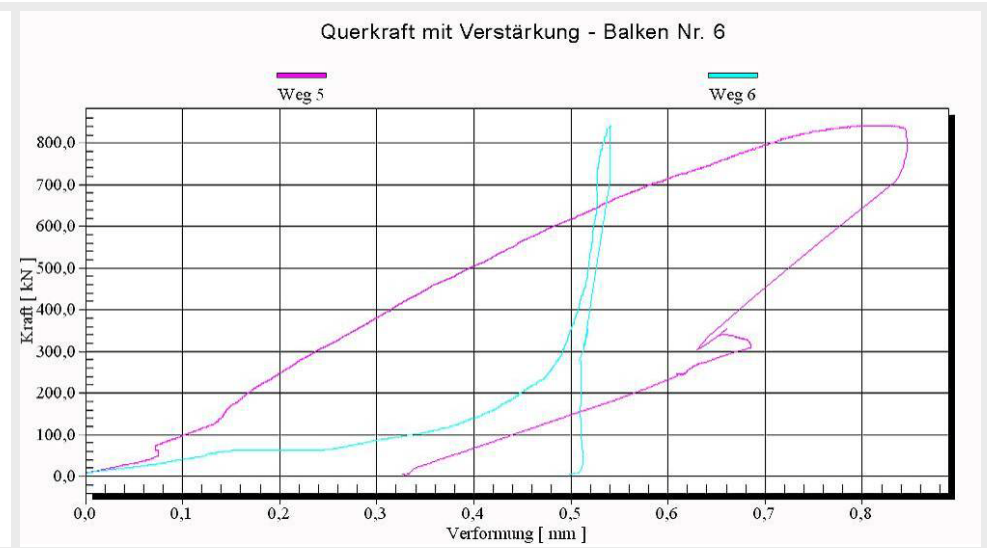


Abb. A2.111: Kraft-Durchbiegungsbeziehung in den Auflagerbereichen

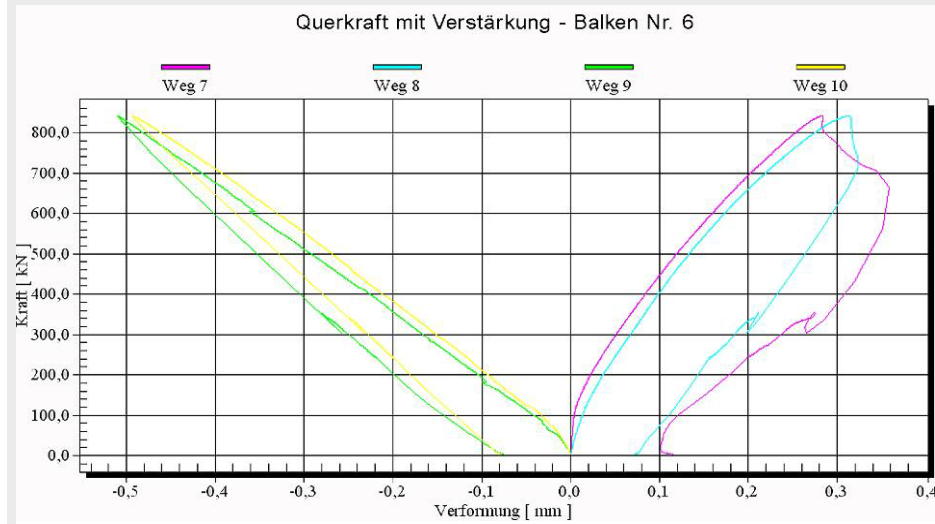


Abb. A2.112: Kraft-Verformungsbeziehung, Weg. 7 u. 8 im Druckbereich, Weg. 9 u. 10 im Zugbereich

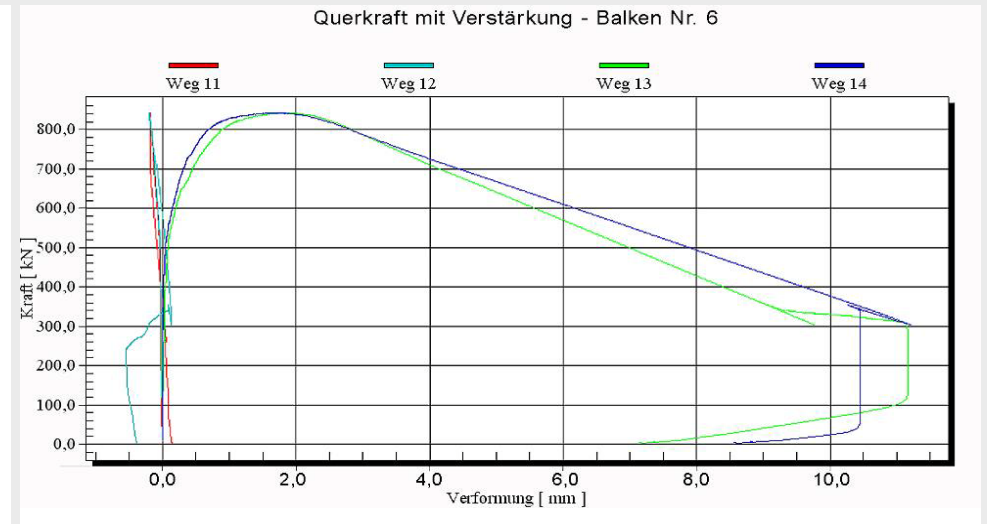


Abb. A2.113: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

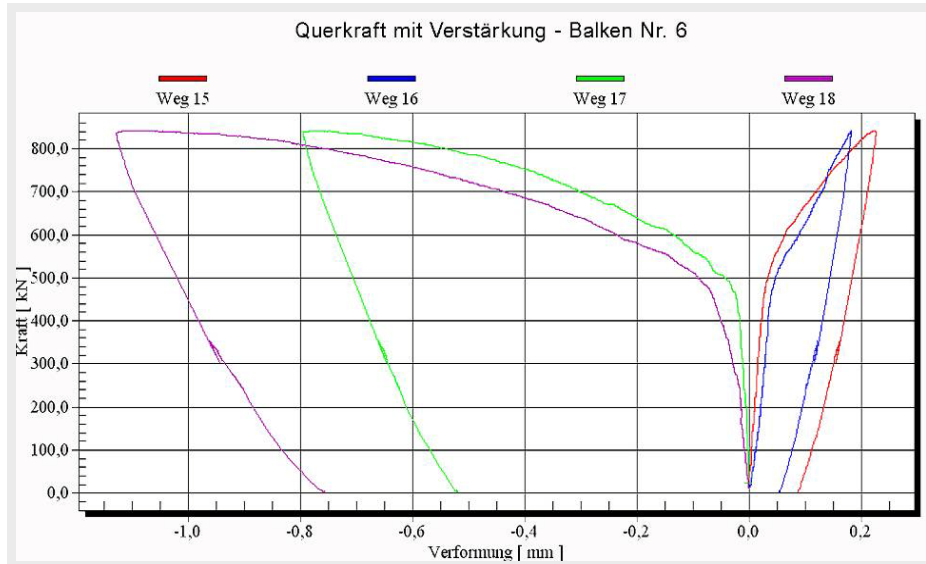


Abb. A2.114: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

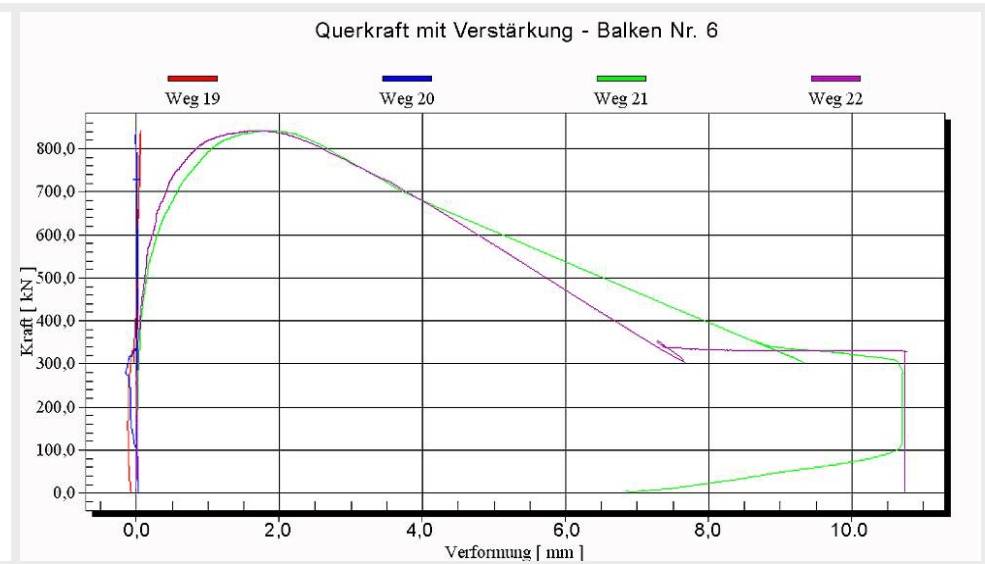


Abb. A2.115: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

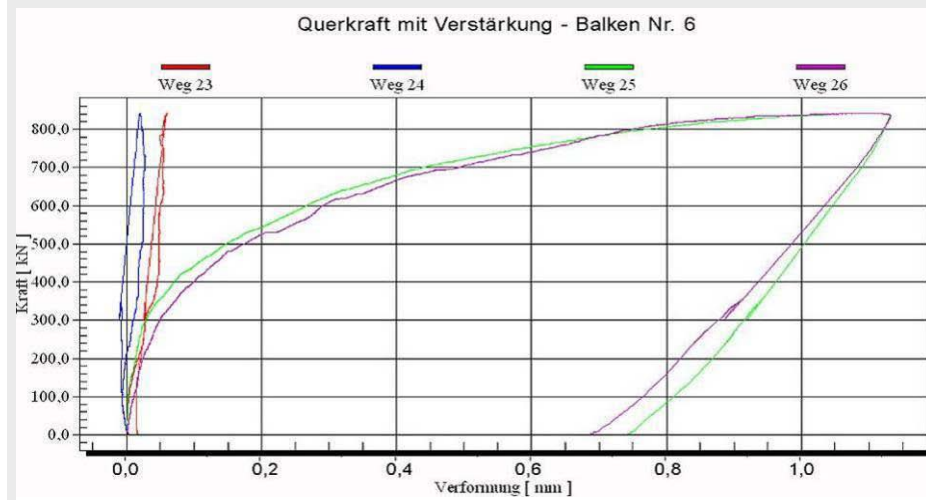


Abb. A2.116: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

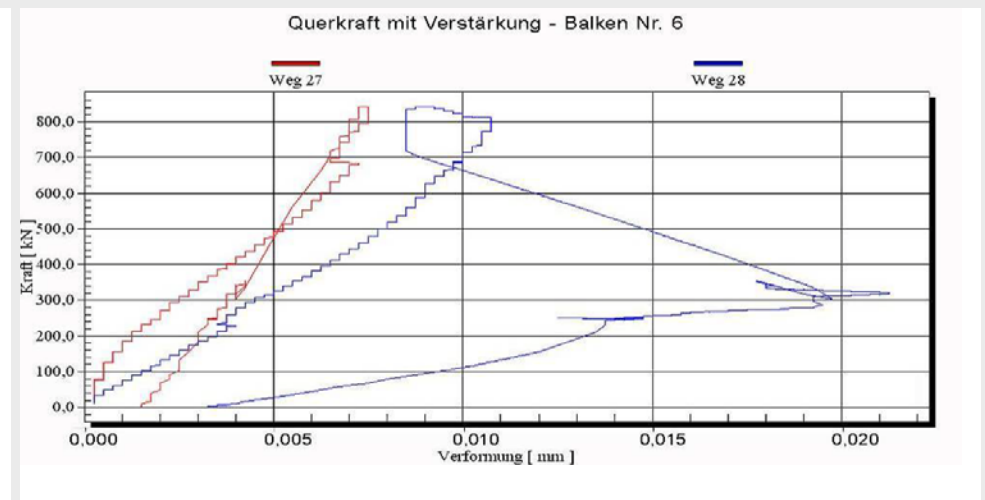


Abb. A2.117: Kraft-Horizontale-Relativverformungsbeziehung in der Längsrichtung zwischen Normalbeton und UHPC

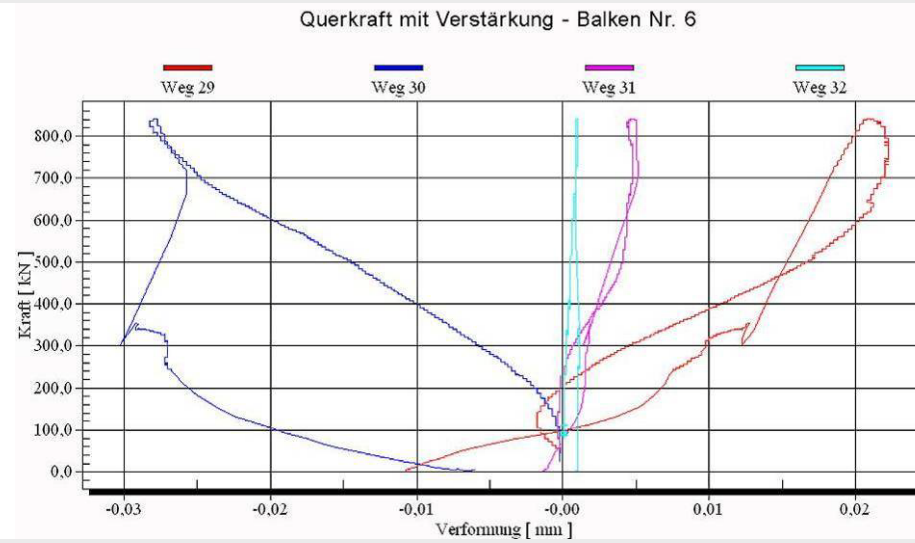


Abb. A2.118: Kraft-Vertikale Relativverformungsbeziehung zwischen Normalbeton und UHPC

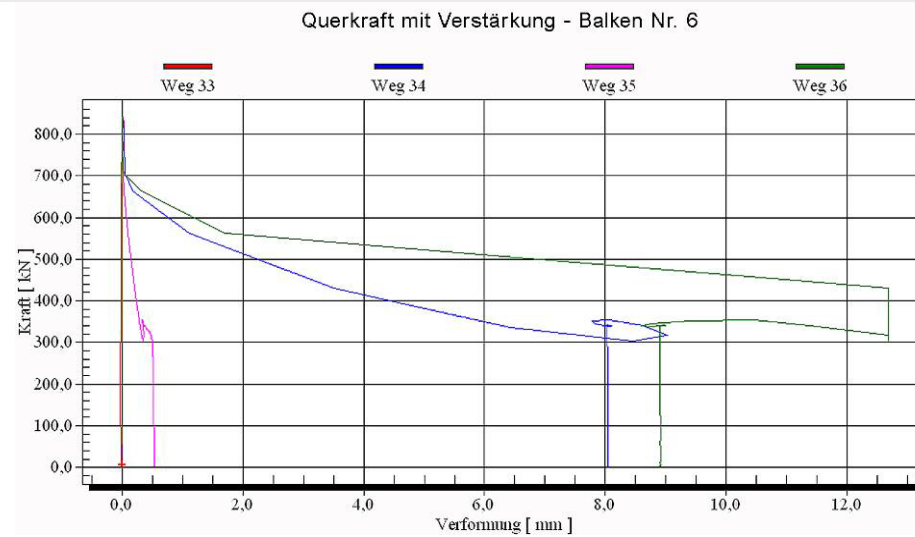
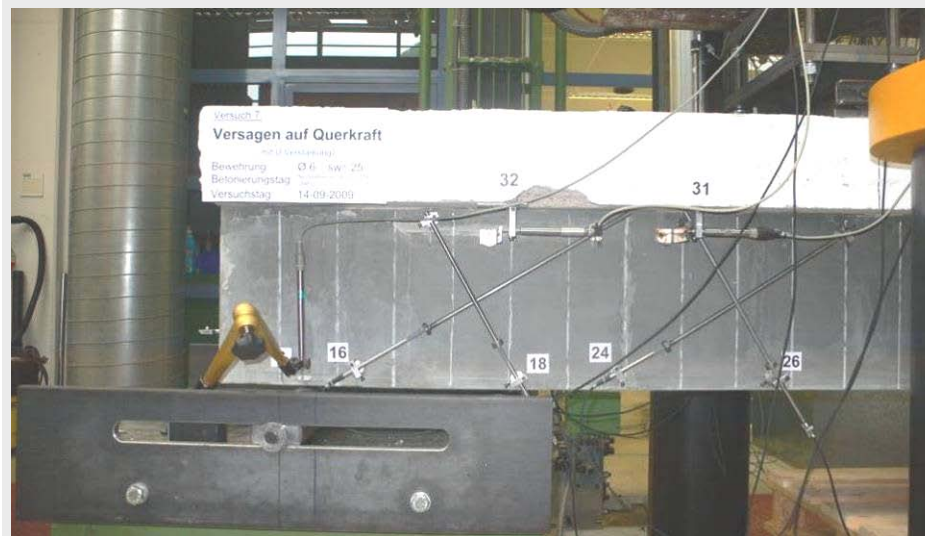
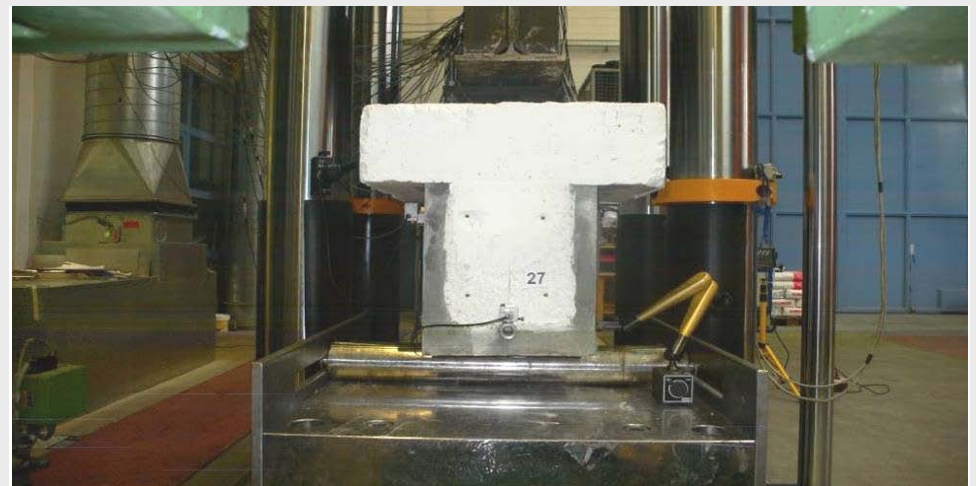
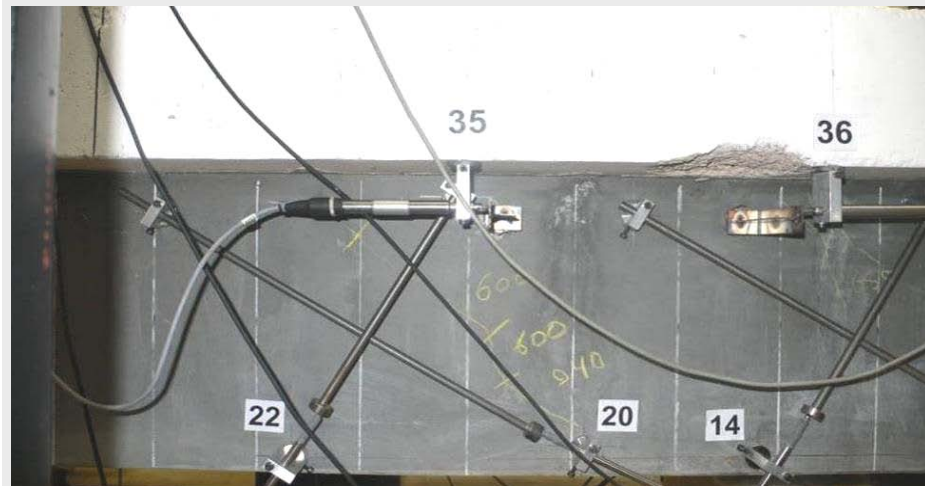


Abb. A2.119: Kraft-Vertikale-Relativverformungsbeziehung zwischen Normalbeton und UHPC

A2.13 zu Kapitel V: Hauptversuche - Balken Nr. 7**Abb. A2.120:** Versuchsaufbau und Verteilung der Wegaufnehmer**Abb. A2.121:** Installation der Wegaufnehmer

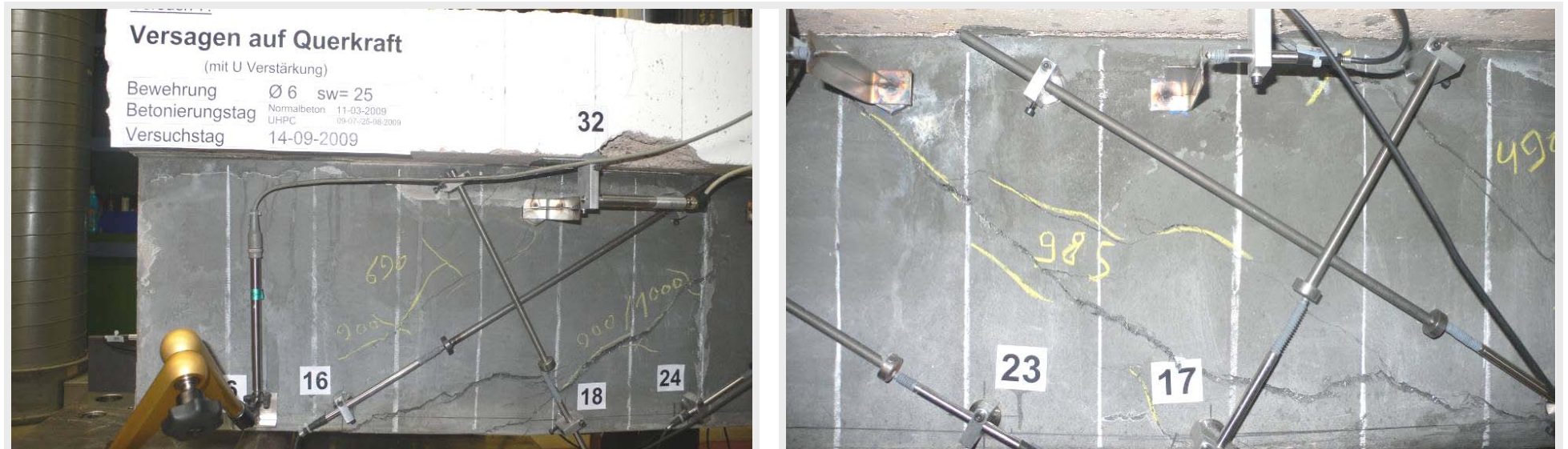


Abb. A2.122: Versagensbild - Typische Verteilung der Risse im Balkenkörper nach der Aufbringung der Belastung



Abb. A2.123: Manuelle Messung der Rissbreite



Abb. A2.124: Faserorientierung in den Rissen



Abb. A2.125: Rissbildung und Versagensbild im oberen Bereich des Balkens

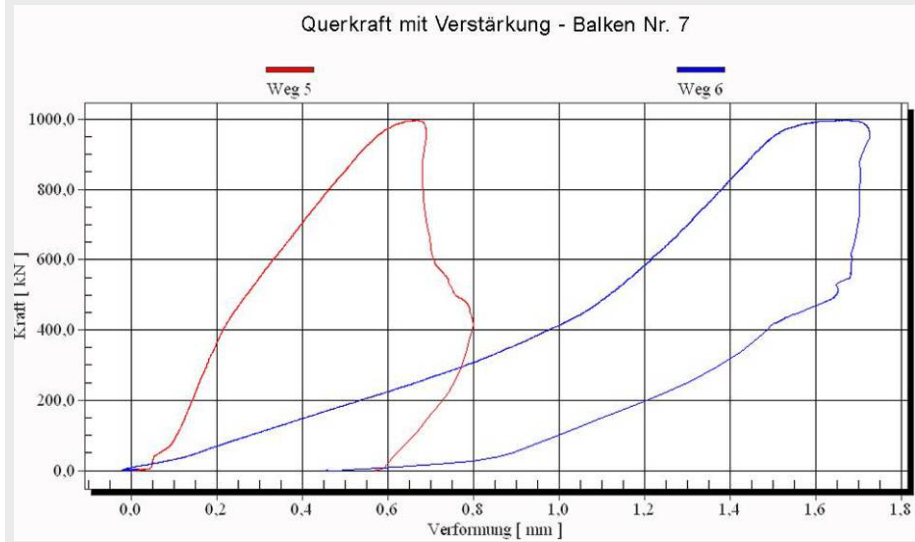


Abb. A2.126: Kraft-Durchbiegungsbeziehung in den Auflagerbereichen

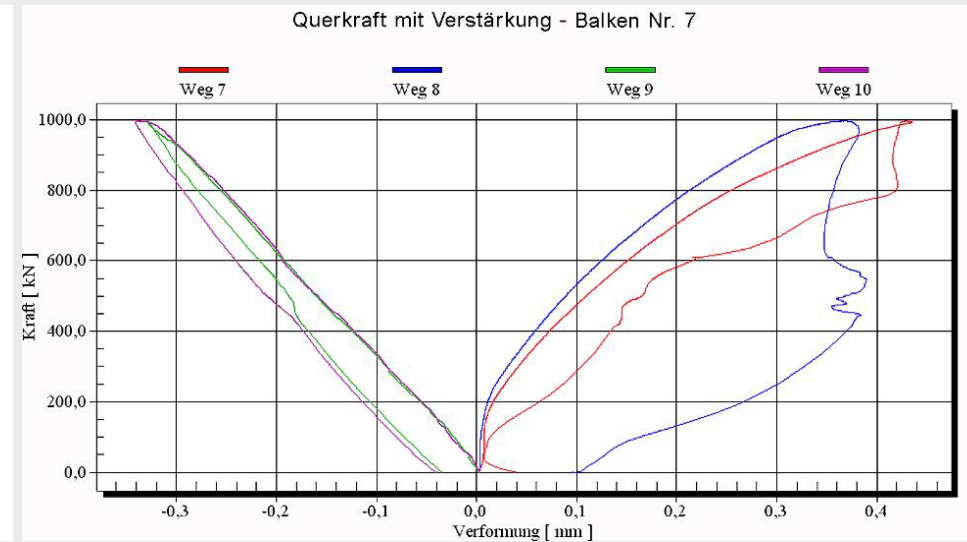


Abb. A2.127: Kraft-Verformungsbeziehung, Weg. 7 u. 8 im Druckbereich, Weg. 9 u. 10 im Zugbereich

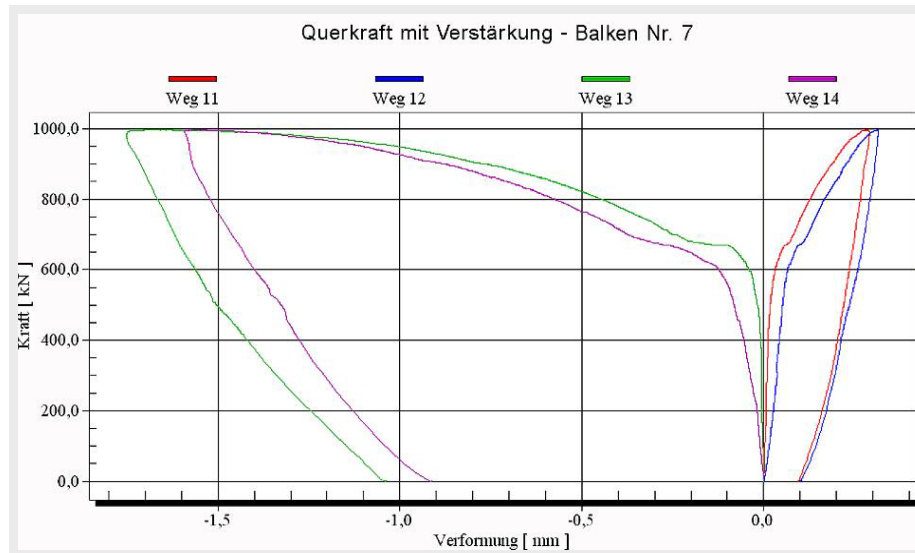


Abb. A2.128: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)

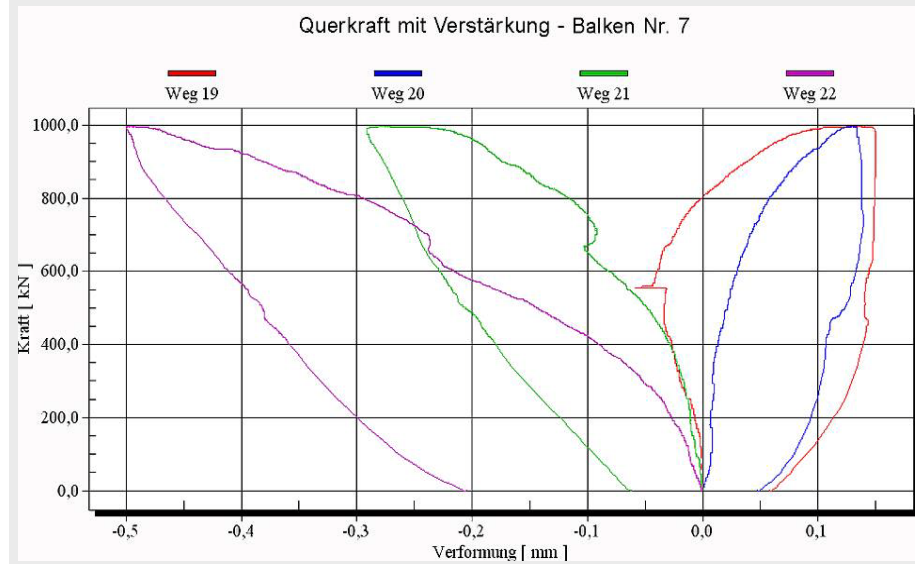
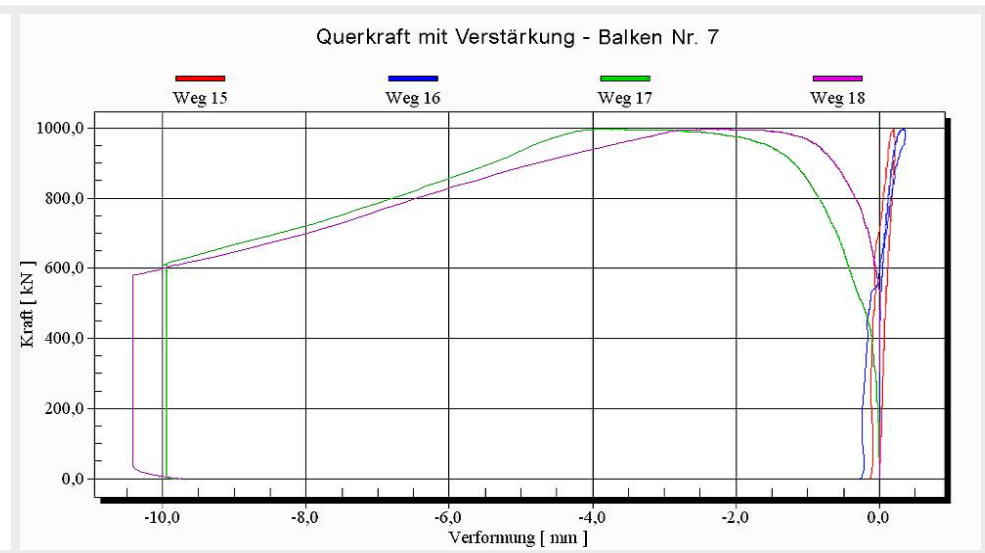
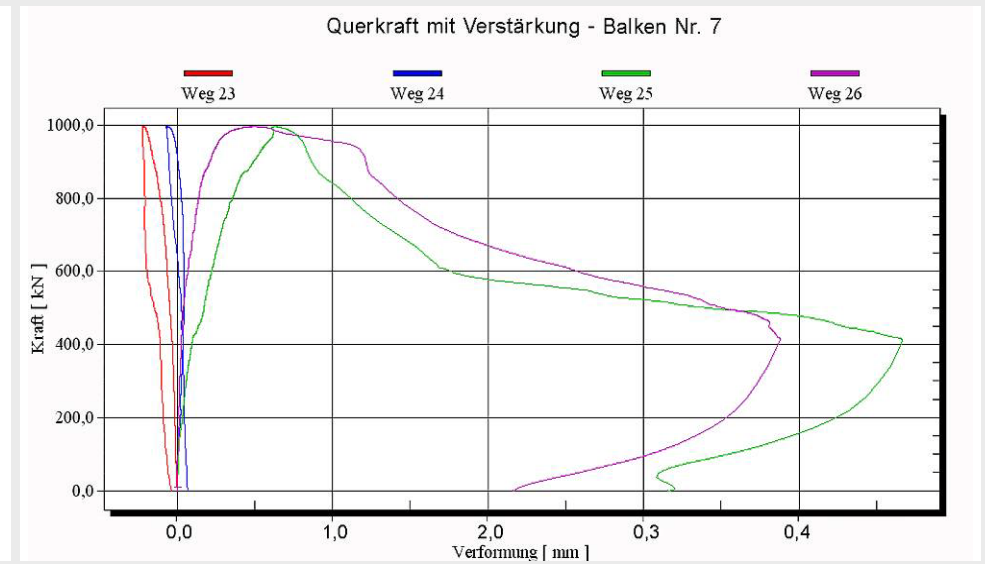


Abb. A2.129: Kraft-Scherverformungsbeziehung (diagonale Risse)



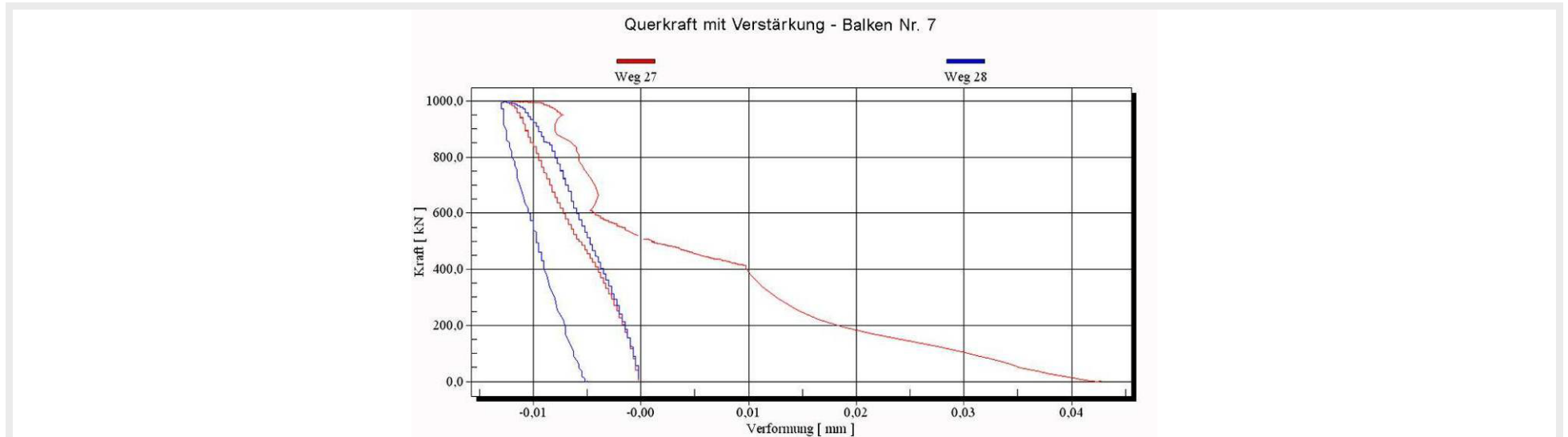


Abb. A2.130: Kraft-Horizontale-Relativverformungsbeziehung in der Längsrichtung zwischen Normalbeton und UHPC

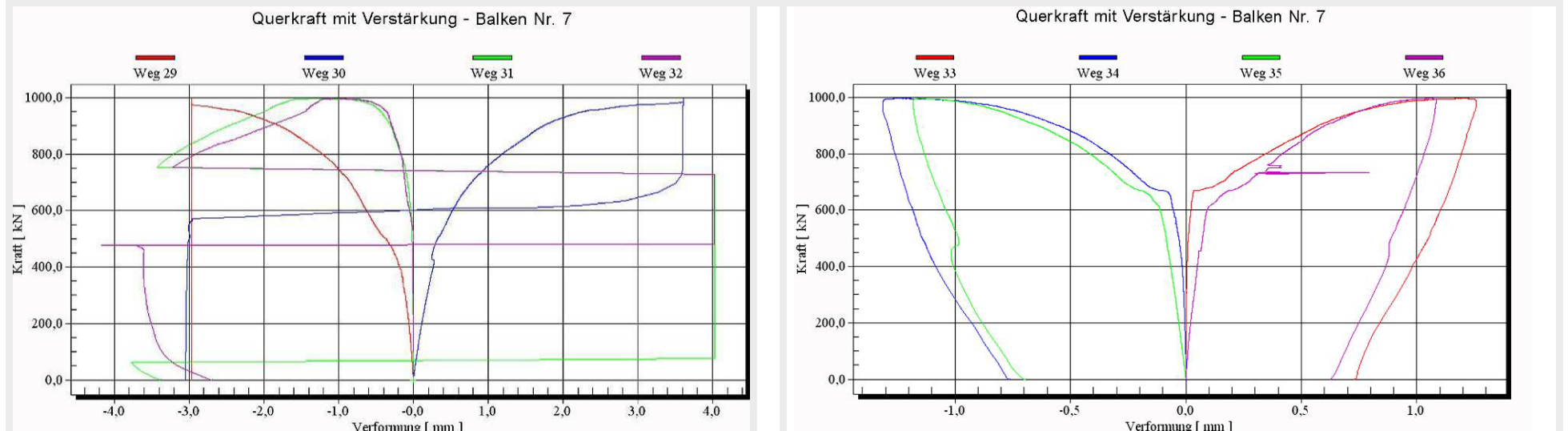


Abb. A2.131: Kraft-Horizontale Relativverformungsbeziehung

A2.14 zu Kapitel V: Hauptversuche - Schneiden der Balken Nr. 6 und Nr. 7



Abb. A2.132: Schnitte in den Balken Nr. 6 und 7 im Versagens-Ort, um die Verformungen im inneren Bereich zu sehen.



Abb. A2.133: Schnitte im Abstand von 30 cm von der Balkenkante



Abb. A2.134: Abschnitte im Abstand von 30 cm von der Balkenkante



Abb. A2.135: Verformungen im Kern des Balkens



Abb. A2.136: Verformungsart im Normalbeton und UHPC



Kurzfassung

"Untersuchung der Verstärkung bestehender Stahlbetonkonstruktionen unter Nutzung Ultrahochfesten Betons (UHPC) im Vergleich zu herkömmlichen Verstärkungsmaßnahmen"

Aufgrund des hohen Anteils instandsetzungsbedürftiger Gebäude in Syrien spielen Verstärkungsmaßnahmen eine große Rolle im Bauingenieurwesen. Dabei wird den wirtschaftlichen Aspekten besondere Bedeutung beigemessen. Maßnahmen der Gebäudeverstärkung beruhen in Syrien fast nur auf dem Verfahren der Verstärkung durch Stahlbauteile. Für die Verstärkung und Sanierung bestehender Bauwerke und Bauteile sind in Deutschland verschiedene Methoden, wie z. B. Anbringen zusätzlicher Stahlprofile, Kleben von Stahl-, CFK- oder GFK-Lamellen, üblich. Darüber hinaus kommen Querschnittsergänzungen aus bewehrtem Beton, oft hergestellt in Spritzbetonbauweise, zur Anwendung.

Arbeitsziel ist *"die Schaffung und Entwicklung einer neuen Methode für die Verstärkung von Stahlbetonbauten"*. Als eine Alternative zu konventionellen Methoden ist der Einsatz dünner Schichten aus *faserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton* möglich.

Um das Arbeitsziel zu erreichen, wurden mehrere Reihen von Versuchen durchgeführt. Die Untersuchung zielen auf den *„Einsatz von UHPC als modernem Baustoff der Gebäudeverstärkung“* ab und insbesondere welche Rolle oder Nutzungsmöglichkeiten der UHPC in der Verstärkung von Stahlbetonbalken hat. Dazu wird das Verhalten hinsichtlich der Traglasten, der Rissbildung und der Verformungen von mit UHPC verstärkten Balken im Vergleich zu unverstärkten Referenzbalken untersucht.

Verschiedene Serien vorbereitender Versuche wurden durchgeführt, um die Fließfähigkeit von faserbewehrtem UHPC in dünnen Querschnitten mit Durchflussbehinderung durch Stabbewehrung sowie das Verbundverhalten mit dem Altbeton zu untersuchen. Die Hauptversuche wurden an sieben Stahlbetonbalken mit T-förmigem Querschnitt mit und ohne U-förmige Verstärkung aus einer 40 mm dicken UHPC- durchgeführt. Die Balken waren so dimensioniert, dass an vier Balken ein Biegezugversagen und an drei Balken ein Querkraftversagen untersucht werden konnte.

Die durchgeführten Versuche haben grundsätzlich die Anwendbarkeit von faserbewehrtem UHPC zur Verstärkung von Stahlbetonbalken gezeigt. Dabei konnte sowohl die Biegetragfähigkeit als auch die Querkrafttragfähigkeit signifikant gesteigert werden.

Bezüglich der Verformungskapazität war jedoch festzustellen, dass diese nach Erreichen der Maximallast etwas reduziert wurde. Dies scheint damit zusammenzuhängen, dass bei Faserbeton generell eine Tendenz zur Lokalisierung der Verformungen in einem einzigen Riss vorliegt. Dies wurde auch in Experimenten an Balken aus ultrahochfestem Faserbeton mit kombinierter Bewehrung (Stäbe und Fasern) beobachtet.

In den durchgeführten Versuchen wurde die Oberfläche der Bauteile aus normalfestem Beton lediglich durch Sandstrahlen vorbehandelt, nicht mit Hochdruckwasserstrahlen. Trotzdem war die Verbundtragfähigkeit ausreichend, um genug Schubkräfte zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht zu übertragen, so dass die zusätzliche Bewehrung dort voll aktiviert werden konnte. Die UHPC-Verdübelung in den Bohrlöchern des Oberflanschs konnten eine Separation der UHPC-Verstärkung vom normalfesten Betonteil des Querschnitts weitgehend verhindern.

Ultrahochfester Beton (UHPC) ist ein sehr gefügedichter, zementgebundener Werkstoff. Abhängig von der Zusammensetzung und dem Herstellungsverfahren wurden Druckfestigkeiten von über 250 N/mm² erreicht. Mit dieser Eigenschaft lässt sich der Ultrahochfeste Beton gut für die Verstärkung von bestehenden Stahlbetonträgern verwenden.

Numerische Untersuchungen sollten als nächster Schritt erfolgen, um das komplexe Zusammenwirken der Verstärkungsschicht mit dem ursprünglichen Stahlbetonbalken aus normalfestem Beton besser verstehen zu lernen, besonders bei Querkraftbeanspruchung.

Summary

„Investigation on enhancements of consisting reinforced concrete structures using ultra-high performance concrete (UHPC) in comparison to conventional reinforcement measures”

Due to the high proportion of buildings in need of maintenance in Syria, reinforcement measures are playing a major part in civil engineering especially under consideration of economic aspects.

While in Syria techniques of enhancement nearly only consist of subsequently added steel structures, the range of reinforcement methods in Germany varies from cross-section expansion through steel-, CFRP-, GFRP-strips or reinforced concrete (using shotcrete constructions) to adding steel profiles to existing constructions.

The purpose of this thesis was to “create and develop a new method for enhancements of reinforced concrete structures”. Therefore thin layers of fibre-reinforced ultra-high performance concrete may be used as an alternative to conventional methods.

A series of investigations have been carried out to accomplish the purpose of the thesis. The investigations are focused on the implementation of UHPC as a modern construction material of building reinforcements and in particular which role or possible use the UHPC in the reinforcement of reinforced concrete beams may have. Therefore the behaviour of UHPC-strengthened beams concerning ultimate load, cracking and deformation in comparison to unreinforced beams was analysed.

Several preparatory experiments were conducted in advance to evaluate the composite action to the old concrete as well as the flowability of fibre-reinforced UHPC within thin cross-sections with restrained flow due to reinforcement bars. The main investigations were carried out on seven reinforced concrete beams with T-shaped cross-sections with or without U-shaped enhancements with a thickness of 40mm of UHPC layers. The reference beams were designed in such a way that on four of them bending failure could be investigated whereas the other three beams would show shear force failure.

The conducted experiments basically showed the applicability of fibre-reinforced UHPC for the reinforcement of reinforced concrete beams. Thereby both the bending loading capacity and the shear force resistance significantly increased.

In terms of the deformation it must be stated that after reaching its maximum load the deformation capacity sparsely decreased. This seems to be linked to the general tendency of fibre concrete in relation of its deformation pattern. Experiments with fibre reinforcements as well as a combination of fibre- and bar reinforcements demonstrate that the deformation of fibre concrete results in one single crack.

It was decided not to use high-pressure water jets to roughen the surface but to use sandblasting instead. Nevertheless a sufficient bond resistance between the old concrete and the strengthening layer to bear the applied shear forces could be achieved and a full activation of the additional reinforcement could be provided. The UHPC-anchoring within the boreholes of the upper flange largely prevented a separation of the UHPC-reinforcement layer from the normal-strength concrete.

Ultra-high performance concrete (UHPC) is a very dense structured, cement-bound construction material which can obtain, depending on the composition and manufacturing process a compressive strength of more than 250 N/mm². Due to this property UHPC is highly suitable as a reinforcing material of existing concrete girders.

In a subsequent step numerical investigations should be conducted to better understand the complex interaction between the reinforcement layer and the in situ existing concrete with particular regard on shear loadings.

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Doktorandin von Herrn Professor Dr.-Ing. Ekkehard Fehling am Fachgebiet Massivbau des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Universität Kassel.

Für meine Doktorarbeit schulde ich vielen Menschen einen herzlichen Dank. Ein besonderes Wort des Dankes möchte ich an mein Doktorvater richten, **Herrn Professor Dr.-Ing. Ekkehard Fehling**, ohne der ich niemals ein Licht am Ende der Doktorarbeit gesehen hätte. Er brachte mir sehr viel Geduld entgegen und sorgte mit wertvollen Ratschlägen für das Gelingen der Arbeit. Er ermöglichte mir eine weitgehend selbständige Durchführung meiner Promotionsarbeit und trug durch zahlreiche Denkanstöße und wertvolle Hinweise sowie stete Diskussionsbereitschaft maßgeblich zu deren Gelingen bei.

Ebenso bedanke ich mich bei **Herrn Professor Dr.-Ing. Markus Held** für die Übernahme der Korreferat sowie bei **Herrn Professor Dr.-Ing. Volkhard Franz und Herren Professor Dr. rer.nat. Bernhard Middendorf** für ihr Mitwirken in der Prüfungskommission.

Die Durchführung dieser Arbeit wäre ohne die Hilfe des Institutes für Massivbau der Universität Kassel nicht möglich gewesen. Deshalb möchte ich alle Mitarbeiter dieses Instituts dankend erwähnen.

Dann möchte ich dem Katholischen Akademischen Ausländer-Dienst (KAAD) und der Katholischen Hochschulgemeinde (KHG) Kassel, und hier vor allem **Herrn Wolfgang Spiegel** für die religiöse, moralische und finanzielle Unterstützung danken.

Dies alles wäre nicht möglich gewesen, wenn nicht meine Eltern mich auf meinem Lebensweg stets unterstützt hätten. Ich bin ihnen unendlich dankbar dafür.

Meiner wundervollen Familie möchte ich ein besonderes Dankeschön sagen für ihr Vertrauen in meine Arbeit und für ihre Geduld mit mir. Sie hat mich immerzu motiviert und mir deutlich gemacht, dass das Leben wunderschön ist. Schließlich soll meine Kinder Marius und Martina erwähnt werden. Die vielfältige Unterstützung meiner Familie ist nicht mit Worten zu beschreiben und ich hoffe, dass ich ihr einiges künftig zurückgeben kann.

Kassel, im Dezember 2017

Majed Alkhoury

Erklärung

„Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Dissertation selbständig, ohne unerlaubte Hilfe Dritter angefertigt und andere als die in der Dissertation angegebenen Hilfsmittel nicht benutzt habe. Alle Stellen, die wörtlich oder sinngemäß aus veröffentlichten oder unveröffentlichten Schriften entnommen sind, habe ich als solche kenntlich gemacht. Dritte waren an der inhaltlichen Erstellung der Dissertation nicht beteiligt; insbesondere habe ich nicht die Hilfe eines kommerziellen Promotionsberaters in Anspruch genommen. Kein Teil dieser Arbeit ist in einem anderen Promotions- oder Habilitationsverfahren durch mich verwendet worden.“

Kassel, im Dezember 2017

Majed Alkhoury