

# DIE VEREINIGUNG IN DEN VORGESPANNTEN FERTIGTEILDECKEN MIT FÜLLKÖRPERN OHNE QUERBEWAHRUNG

Mateusz Surma<sup>1</sup>

## Zusammenfassung

Dieser Artikel betrifft die Frage der Vereinigung in der Kontaktebene der vorgespannten Deckenbalken ohne Querbewehrung mit Aufbeton in den vorgespannten Fertigteildecken mit Füllkörpern. Das Ergebnis der Laborforschungen der Längsschubtragfähigkeit im Kontakt zwischen den in der verschiedenen Zeit aufgebrachten Betonen ist eine Bemessung der Werte der Oberflächenfaktor  $c$  – die Kohäsionshaftung (natürlich) und  $\mu$  - Reibungskraft für eine sinusförmigen Kontaktebene zwischen einem Balkenstiel und ergänzenden Aufbeton und die Vergleichung mit den Normwerten nach PN-EN 1992-1-1:2008 (EC2) [N1] und PN-EN 15037-1 [N2]. Die Forschungen zeigen, dass der für die geforschten Proben minimale Wert des  $c$  – Faktors etwas größer als der Wert nach der Norm [N2] ist, was von einer guten Übereinstimmung der Normdarstellung [N2] mit der Wirklichkeit zeugt. Der minimale Forschungswert des Reibungsfaktors  $\mu$  ist erheblich größer als die in den Normen enthaltenen Werte. Im Gegenteil zu den Normen berücksichtigt der minimale Forschungswert des Reibungsfaktors  $\mu$  die wellenförmige Gestaltung der oberen Oberfläche des Deckenbalkens.

## Schlüsselwörter

die Fertigteildecke mit Füllkörpern, der Spannbeton, die Vereinigung, die Längsschubtragfähigkeit, die Kontaktebene, die Kohäsionshaftung, die Reibungskräfte, die Schubkraft

## 1 VORWORT

In den letzten Jahrzehnten lässt sich weltweit eine erhebliche Entwicklung von Konstruktionen aus Spannbeton beobachten. Den technischen und ökonomischen Faktoren ist der Erfolg des Spannbetons vor allem zu verdanken, die die Reaktion auf zeitgenössische Marktanforderungen und Nutzungsstandards sind. Die Spannbetonkonstruktion, sowohl die mit einem nachträglichen als auch sofortigen Verbund, die am häufigsten mit den Brückenbauten zu assoziieren sind, werden ebenfalls im Hochbau eingesetzt. Sie ermöglichen die Entwicklung von Decken von großer Spannweite und geben volle Freiheit bei der Gestaltung einer Oberfläche mit einer reduzierten Menge von Nutzungshöhe. Vermöge des Spannsystems kann man die Reduktion im Querschnitt erreichen, die bis zu 20 – 30 % beträgt, was die Einsparung von Baumaterialien (Beton auf dem Niveau von 20 % und Bewehrungsstahl bis zu 60%) impliziert. Die Minimierung des Eigengewichts einer Konstruktion generiert die Einsparungen bei eventueller Stärkung des schwachen Baugrunds sowie der Kostensenkung der Fassadebeläge [3].

Die Decken unter Verwendung von den vorgefertigten Bauelementen aus Spannbeton haben einen zusätzlichen Vorteil – dank deren wird die Bauzeit signifikant verkürzt. Dieser Aspekt ist insbesondere in den Decken mit vorgespannten Hohlplatten (Spiroll / HC) herausgestellt worden. Diese Bauelemente machen die Spannweite bis zu 20 Metern möglich zu erreichen und brauchen keine Zeitstützen oder Schalungen.

Die Spannbetontechnologie findet auch im Bau von kleineren öffentlichen Gebäuden oder Wohngebieten ihre Verwendung. Vor allem in Westeuropa entwickelt das Bausystem der vorgespannten Fertigteildecken mit Füllkörper sich dynamisch, wo die Deckenbalken vorgespannte Elemente sind (siehe Fot.1.). Diese Technologien vereinfachen im erheblichen Maße den Bauprozess, weil die Beteiligung von schweren Baumaschinen nicht verlangt wird – alle Bauelemente, aufgrund ihrer geringen Eigengewicht, sind sehr leicht zu transportieren und zusammenzubauen. Die vorgespannte Balkendecken mit Zwischenbauteilen können eine Spannweite bis zu 11 Metern erreichen, die mit einer relativ geringen Querschnittshöhe von 14 bis 30 Zentimetern kombiniert ihr Hauptvorteil ist. Dank der Verwendung von Leichtbau-Blöcken (z.B. aus Keramsitbeton) und einer dünner Betonplatte (mindestens 4 Zentimeter oberhalb der Blöcke) haben sie ein geringes Gewicht.

Diese Bautechnologie der Deckenanfertigung, obwohl sie die Anerkennung in vielen europäischen Ländern gefunden hat, wird von den Architekten und Konstrukteuren in Polen selten ausgewählt. Ein Grund dafür könnte die Unsicherheit bei der Bemessung der Vereinigungstragfähigkeit eines vorgespannten Deckenbalken mit Aufbeton nach geltenden Ingenieurnormen sein.

Dieser Artikel betrifft die Frage der Vereinigung der vorgespannten Deckenbalken mit dem Beton, der in einer Baustelle eingesetzt wird und als eine Platte funktioniert.

<sup>1</sup> Mateusz Surma, MSc Eng., Technische Universität Krakau, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Baustoffe und Baukonstruktionen, Krakau, e-mail: msurma@pk.edu.pl

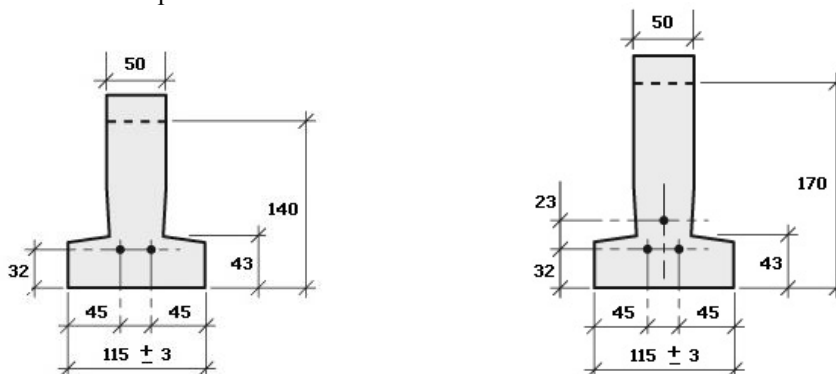


*Fot.1 Die vorgespannten Fertigteildecke mit Füllkörpern und vorgespannten Deckenbalken aus Spannbeton während der Herstellung.*

## 2 BESCHREIBUNG EINER VORGESPANNTEN FERTIGTEILDECKE MIT FÜLLKÖRPERN

Das Thema des Artikels sind die vorgespannten Fertigteildecken mit Füllkörpern, die zusammengesetzt sind aus:

- vorgespannten Deckenbalken von dem Querschnitt in der umgekehrten T – Form, die in der nominellen Höhe von 140 und 170 Millimetern durchgeführt und mit Hilfe von zwei oder drei Spanngliedern Y1860 S7 mit einem Nenndurchmesser von 12,5 Millimetern vorgespannt werden. Die Herstellungstechnologie verhindert die Benutzung der Querbewehrung im Querschnitt. Zur Erhöhung der Längsschubtragfähigkeit zwischen dem vorgespannten Deckenbalken und Aufbeton wird die obere Fläche eines Steges in Form von einer sinusförmigen Welle gestaltet. Die Welleperiode beträgt ca. 167 Millimeter, ihre volle Höhe dagegen 20 Millimeter. Die Balken werden auf dem Foto 1 dargestellt und ihren Querschnitt auf dem Bild 1,
- Blöcke aus Keramsitbeton mit einer Höhe von 200 Millimetern und Abmessungen von 540 x 245 Millimetern – siehe Fot.2.,
- die Schichten vom ergänzenden Beton (Aufbeton) mit einer Dicke von 4 Zentimetern über dem oberen Rand der Blöcke, die die obere Betonplatte ausmachen.



*Bild 1 Der Balkenquerschnitt mit einer Höhe von 140 und 170 Millimetern mit zwei oder drei Spanngliedern.*



*Fot.2 Ein Block aus Keramsitbeton*

Die traditionell angewendeten Rippenbalken, die vor dem Kräuseln der Balken schützen, werden in diesem System durch eine geeignete Bewehrung im Aufbeton ersetzt.

### 3 LÄNGSSCHUBTRAGFÄHIGKEIT IM KONTAKT ZWISCHEN DEN IN DER VERSCHIEDENEN ZEIT AUFGEBRACHTEN BETONEN

Nach der Norm PN-EN 1992-1-1:2008 (EC2) [N1] basiert die Überprüfung der Längsschubtragfähigkeit (Vereinigung) in dem Kontakt zwischen zwei Betonen, die in unterschiedlicher Zeit ausgeführt werden, auf einem Vergleich einer Berechnungswerte der Tangentialspannung in der Kontaktebene  $v_{Edi}$  mit der Längsschubtragfähigkeit in dieser Kontaktebene  $v_{Rdi}$ .

Die Spannung  $v_{Edi}$  von den äußeren Belastungen wird nach folgender Formel berechnet:

$$v_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (1)$$

wo:

$\beta$  – das Verhältnis der Längskraft, die den gesamten Querschnitt zu der vollen Längskraft in dem betrachteten Querschnitt der Druckzone oder der Zugzone beeinflusst,

$V_{Ed}$  - die Rechenwert der Querkraft,

$z$  –, der Kraftarm,

$b_i$  –, die Breite der Kontaktebene.

Die Längsschubtragfähigkeit ist ein Ergebnis der resultierenden (natürlichen) Kohäsionshaftung von zwei Betonen, der Reibungskraft zwischen den Betonschichten, die durch ihren Andruck vorgesehen ist, und auch der Tragfähigkeit der Anschlussbewehrung wird nach folgender Formel berechnet:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_A + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2)$$

Wo  $c$  und  $\mu$  Faktoren von der Kontaktebene (Rauheit) abhängig sind. Da die Sachbalken keine Querbewehrung haben, verkürzt sich dieses Muster zur Formel:

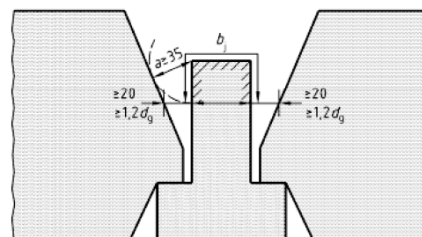
$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_A \quad (3)$$

Die Norm [N1] definiert die folgenden vier Beispielstypen der Kontaktfläche der Vereinigung und geben sowohl deren Faktorenwert  $c$  und  $\mu$ :

- eine sehr glatte Oberfläche (in den Stahl- und Kunststoffformen erhalten) –  $c=0,025 - 0,1$  und  $\mu=0,5$ ,
- eine glatte Oberfläche (in den Schiebeformen oder bei der Pressenmethode erhalten) –  $c=0,2$  und  $\mu=0,6$ ,
- eine raue Oberfläche (in dem Prozess der Beraubung oder der Enthüllung von Zuschlagskern erhalten) –  $c=0,4$  und  $\mu=0,7$ ,
- eine Oberfläche mit den Kerben (eingerrückte Oberfläche von der in der Norm definierten Geometrie) –  $c=0,5$  und  $\mu=0,9$ ,

Für den analysierten Beispiel der Verbindung eines vorgespannten Balkens mit Aufbeton gibt es in der Norm [N1] keine Bemessungsweise, weder wie man die Breite und Länge der Vereinigung noch  $c$  und  $\mu$  – Faktoren, die für die Kontaktebene zwischen den Betonen stehen. Hiermit entsteht die Grundfrage, wie man die Welleförmigkeit der oberen Fläche eines Steges betrachten sollte.

Eine Vereinfachung bei der Lösung dieses Problems stellt die Norm PN-EN 15037 – 1 „*Betonfertigteile. Balkendecken mit Zwischenbauteilen. Teil 1. Balken*“ [N2] dar. Die Tabelle 3 in dieser Norm unterscheidet einige Typen von Oberflächen der Deckenbalken, die häufig in der Praxis verwendet werden, und gibt deren Werte für das Reibungsfaktor  $\mu$  und gestalten Schubspannungen an der Kontaktfläche  $v_{Rdi}$  an, die aus einer Kohäsionshaftung resultieren. Aufgrund der Spannungswert „ $c_{2b}$ “ und Aufbetonklasse lässt sich bemerken, dass das  $c$  – Faktor auf der Ebene 0,43 angenommen wird. In Anlage C unter dem Titel „*Monolithische Betonfertigteilensystem*“ in der Norm [N2] wird die Bemessungsweise der Breite der Kontaktebene  $b_i$  definiert, mit Berücksichtigung der Tatsache der teilweise Seitenausbetonierung des Balkenstrahls. Die Rechenbreite der Vereinigung zeigt Bild Nr. 2.



**Bild 2** Bestimmung einer Kontaktebene  $b_i$  für die vorgespannten Fertigteildecken mit Füllkörpern

Es ist erwähnenswert, was die Norm [N2] betont, dass es in solchen Fällen notwendig ist, neben der Überprüfung der Längsschubtragfähigkeit zwischen den Betonen auch die Tragfähigkeit eines vorgespannten Balkens an seinem schwächsten Stelle zu finden, d.h. im Querschnitt direkt über dem unteren Flansch. Darüber hinaus kann die Längsschubtragfähigkeit eines solchen Spannsystems ohne Querbewehrung nicht größer als die Schubfestigkeit einer monolithischen Platte mit den gleichen Eigenschaften sein und nicht mehr als  $0,03 f_{ck}$  betragen.

#### 4 LABORFORSCHUNGEN DER LÄNGSSCHUBTRAGFÄHIGKEIT ZWISCHEN DEM VORGEFERTIGTEN DECKENBALKEN UND AUFBETON

Die Laborforschungen der Längsschubtragfähigkeit zwischen dem vorgespannten Deckenbalken und Aufbeton wurden in einem akkreditierten Forschungslabor für Werkstoff und Tragkonstruktionen an der Technischen Universität Krakau durchgeführt.

Die Forschungen wurden so eingeplant, dass sie den tatsächlichen Arbeitsbedingungen der Decken entsprechen können. Deswegen entsprechen die Forschungsproben in Bezug Material und Konstruktion der tatsächlichen Herstellungstechnologie der Decken.

Im Herstellungsprozess der vorgespannten Deckenbalken und des Aufbetons wurden die Betonproben zu Materialforschungen entnommen. Die Laborforschungen von Beton wurden parallel mit der Vereinigungsforschung, d.h. nach 28 Tagen von der Betonierung durchgeführt. Die erhaltenen Mittelwerte der Biegezugfestigkeiten  $f_{ct}$ , Spaltungszugfestigkeiten  $f_{ct}$  und Druckfestigkeiten  $f_c$  werden in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Forschung für	Beschreibung und Größe einer Laborprobe	Beton eines vorgespannten Elements [MPa]	Beton eines Aufbetons [MPa]
Biegezugfestigkeit	Balken 100x100x500mm	---	3,33
Spaltungszugfestigkeit	Würfel 150mm	5,07	2,75
Druckfestigkeit	Würfel 150mm	90,70	33,90

Tab. 1

Die Laborforschungen der Längsschubtragfähigkeit zwischen den vorgespannten Deckenbalken und dem Aufbeton wurden in drei Etappen eingeplant, mit der Unterscheidung in Bezug auf die Art und Weise der Ausführung den Proben:

- I Etappe – die Forschungen der Vereinigung, die an Teilen der Betonbalken mit Aufbeton nur auf der oberen Stegesoberfläche durchgeführt wurden,
- II Etappe – die Forschungen der Vereinigung, die an Teilen der Betonbalken mit Aufbeton auf einer Schalung aus der Blöcken (natürliche Arbeitsbedingungen der Deckenbalken) durchgeführt wurde,
- III Etappe – die Forschungen an Teilen der Fertigteildecken mit der Spannweite von 4,3 bis 10,3 Metern. Dieser Artikel handelt nur von den Forschungen, die in der I und II Etappe durchgeführt wurden.

##### 4.1 I Etappe

In der ersten Forschungsphase bereitet man 10 Proben vor, die auf der Basis den vorgespannten Balken mit einer Länge von 1,25 Metern durchgeführt wurden. Auf die obere sinusförmige Fläche eines Stiags wurde eine Betonschicht aufgebracht. Ihre Breite war gleich mit der eines Stiags und der ausgewählten variablen Höhe eines Forschungselements, damit die gleich der Höhe der hergestellten Fertigteildecken, d.h. 24,0 Zentimeter war

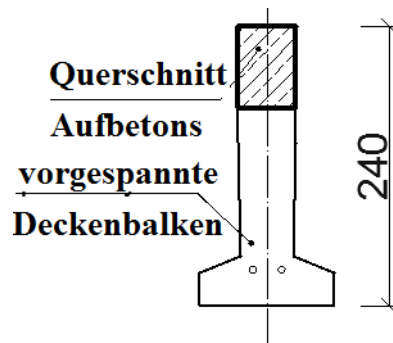


Bild 3 Formgebung eines Aufbetons in den Proben in der Etappe 1.

Im Forschungsprogramm wurde die Durchführung der folgenden drei Forschungstypen für diese Etappe vorgesehen:

- Kohäsionshaftung (natürlich) mit der Reibungskraft zwischen zwei Betonschichten ( $c, \mu$  – Faktoren) – 3 Proben,
- nur Kohäsionshaftung (natürlich) ( $c$  – Faktor) – 3 Proben,

c) nur Reibungskraft ( $\mu$  – Faktor) – 4 Proben.



**Fot.3** Die Ansicht des Forschungsplatzes im Prozess der Forschung:

- a) des Typs A - also die Einführung einer Andrückenskraft mit Hilfe von einem Drehmomentschlüssel,
- b) des Typs B – also das Verhältnis der Messsensoren der Linienverschiebung,
- c) des Typs C.

In allen Forschungstypen wurde die Schubkraft von einem Kopf einer Festigkeitsmaschine an einer Oberfläche des Betons weitergegeben. In der vorliegenden Forschung wurde die Kraft bei einem konstanten Verschiebungstempo der Kopf durchgeführt. Die Bemessungsinstrumentation bestand aus 6 induktiven Sensoren (je 3 Sensoren auf jeder Seite des Probematerials), die die Verschiebung des Aufbetons gegenüber des vorgespannten Balkens bemisst.

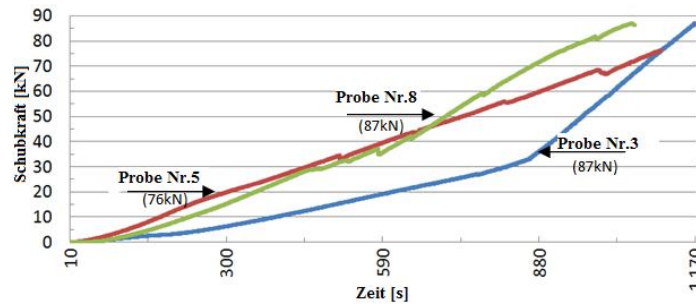
In den Forschungstypen A und C wurden die Andrückensspannungen zwischen den Betonen durch einen steifen U-Profil durchgeführt, das die Spannkraft von 6 Schrauben auf die oberen Betonoberfläche überträgt. Die Anfangsandrückenskraft, die in die Schrauben mit einem Drehmomentschlüssel 0,5 oder 1,0 kN / pro Schraube eingeführt wurde, entsprach dem tatsächlichen Druck in den Decken, der im normalen Gebrauch erreicht wird. Während der Forschung wurde die Kraft in jedem Schraubenpaar mit einem digitalen Kraftmesser konstant gesteuert. Der Forschungstyp C wurde an den Elementen aus dem Forschungstyp B nach einer erneuten Einreichung eines Balkens mit Aufbeton. durchgeführt .

Die Probennummer	Das Forschungsziel	Die Balkennummer SBS	Die Beschreibug der Forschung
1	Haftung (c - Faktor)	L3-2 (3 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,2mm/min - ohne Andrücken
2	Haftung (c - Faktor)	L3-2 (3 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,2mm/min - Andrücken 1kN/ eine Schraube
3	Haftung+ Reibungskraft (c, $\mu$ - Faktor)	L3-4 (3 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,2mm/min - Andrücken 1kN/ eine Schraube
4	Haftung (wsp. c)	L2-1 (2 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,2mm/min - ohne Andrücken
5	Haftung+ Reibungskraft (c, $\mu$ - Faktor)	L3-3 (3 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,2mm/min - Andrücken 1kN/ eine Schraube
6	Haftung (c - Faktor)	L2-2 (2 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,2mm/min - ohne Andrücken
7	Reibungskraft ( $\mu$ - Faktor)	L2-2 (2 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,8mm/min - Andrücken 0,5kN/ eine Schraube
8	Haftung+ Reibungskraft (c, $\mu$ - Faktor)	L2-3 (2 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,3mm/min - Andrücken 0,5kN/ eine Schraube
9	Reibungskraft ( $\mu$ - Faktor)	L2-4 (2 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,3mm/min - Andrücken 1kN/ eine Schraube
10	Reibungskraft ( $\mu$ - Faktor)	L3-1 (3 Spannglieder)	- Verschiebungstempo des Maschinekopfs 0,3mm/min - Andrücken 1kN/ eine Schraube

**Tab. 2** Forschungscharakteristik der I Etappe in Kürze

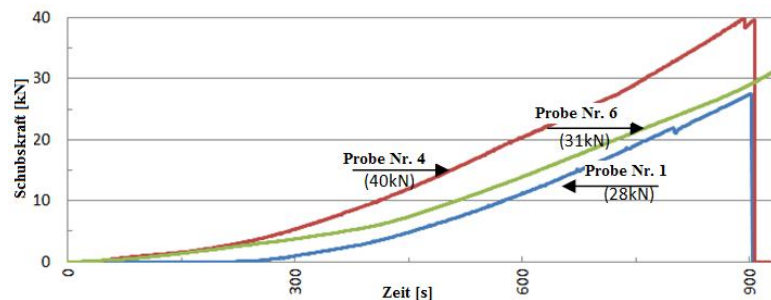
Im Forschungstyp A (die Probennummer 3, 5 und 8) wurde ein fast identisches Zerstörungsmodell für alle Proben erreicht. Die Verschiebungssensoren reagierten als die ersten, die gleich am Ort des Handelns der Schubkraftwirkung lagen. Ein Moment, als die Kohäsionshaftung an der Grenzfläche zwischen den Betonfertigteilen und dem Aufbeton

abgerissen wurde, folgte die der Schubkraft von 30 – 40 kN. Das lässt sich vom Diagramm ablesen der die Abhängigkeit der Schubkraft von der Linienverschiebung darstellt – das ist der erste, sichtbare Zusammenbruch der Diagrammlinie – siehe Bild 4. Seit diesem Moment spielten die beiden Betonen nur dank der Reibungskraft zusammen, die durch die Wellenkontaktebene und Außendruck sichergestellt wurde. Die weiteren Zusammenbrüche der Diagrammlinie zeugten von der fortschreitenden Zerstörung der Vereinigung der Kontaktebene (die nachfolgenden Wellen). Mit der Zunahme der Schubkraft folgte die Erhöhung der Kräfte bei den gehefteten Schrauben, außerdem war die immer zunehmende gegenseitige Verschiebung der Oberfläche des Betons der seitlichen Oberfläche der Proben zu beobachten. In keiner der Forschungen wurden die Wellen sowohl in einem Fertigteilelement als auch im Aufbeton zerstört. Die Forschung wurde bei den Schaubkräften auf der Ebene von 76 – 87 kN gestoppt und bei den Spannkraften in den Schrauben, die die Wert bis 2,44 kN/pro Schraube erreichten.



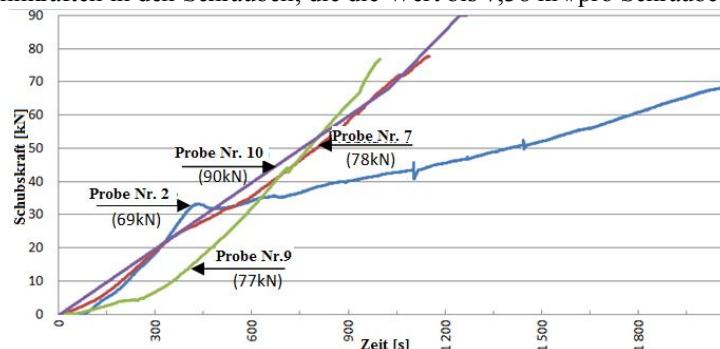
**Bild 4** Das Diagramm der Abhängigkeit der Schubkraft von der Linienverschiebung eines Maschinekopfs für Proben 3, 5 und 8 beim Forschungstyp A.

Die beobachtete Zerstörung im Forschungstyp B (die Probennummer 1, 4 und 6) hatte in der Anfangsphase einen ähnlichen Verlauf wie im Forschungstyp A. Nachdem die Kohäsionshaftung an der Grenzfläche zwischen den Betonfertigteilen und dem Aufbeton abgerissen worden war, hatte die Kurve fast einen linearen Verlauf. Die Zerstörung erfolgte auf eine intensive Art und Weise, durchs Lösen einer Aufbetonsschicht auf der gesamten Oberfläche der Vereinigung, bei den Schaubkräften auf der Ebene von 28 – 40 kN.



**Bild 5** Das Diagramm der Abhängigkeit der Schubkraft von der Linienverschiebung eines Maschinekopfs für Proben 1, 4 und 6 beim Forschungstyp B.

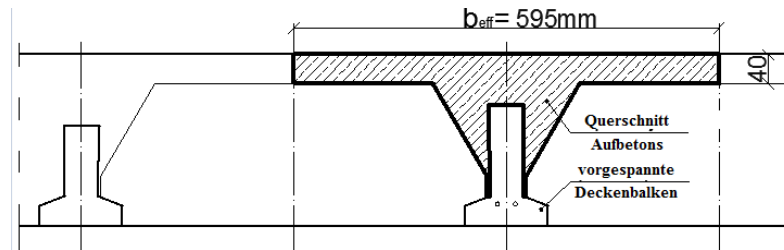
Die Zerstörung im Forschungstyp c) (die Probennummer 2, 7, 9 und 10) erfolgte durch eine fortschreitende Lokaldestruktion der Kontaktebene des Betons auf den aufeinanderfolgenden Wellen und eine langsame Bewegung des Aufbetons auf der Oberfläche des Betons des vorgefertigten Deckenbalkens. Mit der Zunahme der Schubkraft folgte die Erhöhung der Kräfte bei den gehefteten Schrauben. In keiner der Forschungen wurden die Wellen sowohl in einem Fertigteilelement als auch im Aufbeton zerstört. Die Forschung wurde bei den Schaubkräften auf der Ebene von 76 – 87 kN gestoppt und bei den Spannkraften in den Schrauben, die die Wert bis 7,38 kN/pro Schraube erreichten.



**Bild 6** Das Diagramm der Abhängigkeit der Schubkraft von der Linienverschiebung eines Maschinenkopfs für Proben 2, 7, 9 und 10 beim Forschungstyp C.

## 4.2 II Etappe

In der zweiten Forschungsphase bereitet man 5 Proben der gleichen Länge und Höhe wie in der ersten Phase vor, wobei der Aufbeton auf einer Schalung aus den Blöcken mit PE – Folie gelegt wurde. Infolge dessen hat man die Widerspiegelung der Arbeit der Balkenrippe in der Fertigteildecke erreicht, unter Berücksichtigung der tatsächlichen Verhältnisse eines betonierten Deckenbalkens (die Erfüllung der Fugen zwischen den Blöcken und Balken, eine entsprechende Zusammenarbeitsbreite des Aufbetons). Der Querschnitt des Elements wurde auf dem Bild 7 dargestellt. Die Forschungsproben 1 und 2 wurden auf der Grundlage der Deckenbalken L2 (2 Spannlieder) hergestellt, dagegen die Elemente 3, 4 und 5 auf der Grundlage der Deckenbalken L3 (3 Spannlieder).



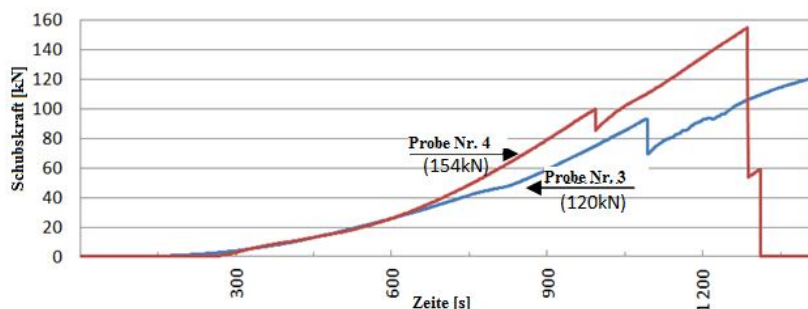
**Bild 7** Die Formgebung eines Aufbetons in den Proben in der II Etappe.

Jedes Forschungselement wurde auf gleiche Art und Weise wie in der I Etappe getestet, wobei die Belastung von dem Kopf einer Festigkeitsmaschine auf die Oberfläche des Betons durch eine spezielle Stahlunterlage übertragen wurde. Die Stahlunterlage entsprach der Form der Linie der Vereinigung zwischen den Betonen. Die Ansicht des Forschungsplatzes in der II Forschungsstufe zeigt Foto 4. Die Befestigungsweise einer Forschungsprobe und die Aufzeichnung der Messung der Linienverschiebung waren gleich wie in der I Etappe. In keiner Etappe wurde den Andrücken zwischen dem Aufbeton und den Deckenbalken simuliert. Getestet wurde nur die kohäsive Haftung zwischen zwei Betonen.

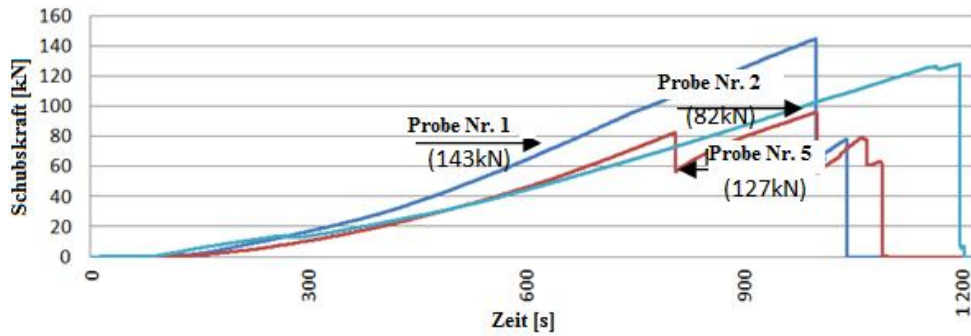


**Fot.4** Die Ansicht des Forschungsplatzes in der II Forschungsstufe.

Für jede der getesteten Proben hat man ein fast gleiches Zerstörungsmodell erreicht. Bei der Schaubkraft auf dem Ebene von 82 – 154 kN erfolgte die Schaubzerstörung des Betons des Deckenbalkens in den schwächsten Querschnitt und Trennung des unteren Flansches von dem einbetonierten Stiegs – siehe Fotos 5, 6 und 7. Nur in der Forschungselement 5 entstand ein Riss etwa in der Hälfte der Höhe des Steges und nicht auf der Ebene des Querschnitt knapp über den Flansch. In den Elementen 2, 3 und 4 wurde die endgültige Zerstörung durch eine lokale Zerstörung der Ecken des Balkens an Stelle der Krafteinleitung eingeleitet, was auf den Bildern 8 und 9 gezeigt wurde. In der 5 Proben kam es zu keiner Schnittstelle zwischen dem vorgefertigten Deckenbalken und Aufbeton.



**Bild 8** Das Diagramm der Abhängigkeit der Schubkraft von der Linienverschiebung eines Maschinenkopfs für Proben 1,2 und 5 in der II Etappe.



**Bild 9** Diagramm der Abhängigkeit der Schubkraft von der Linienverschiebung eines Maschinenkops für Proben 3 und 4 in der II Etappe.



**Fot.5** Zerstörung des Balkens L3.



**Fot.6** Zerstörung des Balkens L2.



**Fot.7** Zerstörung des Balkens L2.

## 5 DIE AUSWERTUNG DER FORSCHUNGSERGEBNISSE

Auf der Grundlage der durchgeführten Forschungen der Längsschubtragfähigkeit zwischen dem vorfertigten Deckenbalken und ergänzenden Beton versuchte man den Realwert der Faktoren  $c$  und  $\mu$  zu bestimmen, um die Vereinigung in der Kontaktebene zwischen dem vorgefertigten Balkensteg aus Spannbeton mit einer sinusförmigen Wellekontaktebene und Aufbeton zu bemessen. Der Wert des  $c$  Faktors wurde auf der Grundlage des Forschungstyps B in der I Etappe berechnet. Man hat eine reale Festigkeit des Aufbetons (nachdem man auf das Rechenwert) angenommen. Man hat einen durchschnittlichen Wert vom Faktor  $c_{sr} = 0,56$  erhalten, beim Minimalwert  $c_{min} = 0,48$ . Die Ergebnisse der Berechnungen für die einzelnen Proben wurden in der Tabelle 3 dargestellt.

Der Wert des  $\mu$  Reibungsfaktors wurde auf zwei Weise bestimmt: auf der Grundlage der „reinen“ Reibung (realisiert in Tests vom Typ c) in der Etappe I) und auf der Grundlage kohäsive Haftung mit Reibung (realisiert in Test vom Typ a) in der Etappe I) mit den etablierten, vorher bestimmt, der durchschnittliche Wert  $c_{sr} = 0,56$ .

Der Reibungswert  $\mu$  bestimmt man Abständen unter Berücksichtigung der Zunahme der Druckkräfte an Schrauben, folgende mit der zunehmenden Schaubkraft. Man erhält einen durchschnittlichen Wert des Reibungsfaktors  $\mu_s = 2,66$  und Minimalwert  $\mu_{min} = 1,11$ . Die Ergebnisse der Berechnungen für die verschiedenen Proben sind in den Tabellen 4 und 5 vorgestellt.

Die Probennummer	c - Faktor
1 (L3-2)	0,48
4 (L2-1)	0,68
6 (L2-2)	0,53

**Tab.3** c - Flächefaktorwerte nach der Forschungsstufe I – Forschungstyp b).



Die Probennummer	μ - Faktor	
	min.	max
2 (L3-2)	1,33	3,00
7 (L2-2)	2,19	2,74
9 (L2-4)	1,40	5,68
10 (L3-1)	1,49	2,54

**Tab.4** μ - Flächefaktorwerte nach der Forschungsetappe I – Forschungstyp c).

Die Probennummer	c - Faktor	μ - Faktor	
		min.	max
5 (L3-3)	0,56	1,58	3,50
8 (L2-3)	0,56	1,11	2,74

**Tab. 5** μ - Flächefaktorwerte nach der Forschungsetappe I – Forschungstyp c).

Die Untersuchungen in der II Etappe haben ergeben, dass die Kontaktebene der vorgespannten Deckenbalken und des Aufbetons, die u.a. durch die „wellenförmige“ Gestaltung der Oberfläche eines Stieges entstanden ist, garantiert eine ausreichende Vereinigung an der Kontaktebene, ohne die Notwendigkeit die Anschlussbewehrung zu benutzen.

## 5 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Norm EC2 [N1] enthält allgemeine Informationen über die Längsschubtragfähigkeit im Kontakt zwischen den in der verschiedenen Zeit eingebauten Betonen, gibt aber keine unentbehrlichen Informationen zum Thema die Bestimmung der Tragfähigkeit der Vereinigung im Fall der Deckenbalken der vorgespannten Fertigteildecken mit Füllkörper, die in dem Artikel besprochen worden sind. Die derzeit eingeführte und ins Polnische übersetzte Norm PN-EN 15037-1 erleichtert den Projektanten in erheblichem Maße die Bemessung der Decken, sowohl im Hinblick des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit als auch des Grenzzustands der Tragfähigkeit. Keine der Norm enthält, wie die „wellenförmige“ Gestaltung der Oberfläche eines Stieges zu berücksichtigen ist.

Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen wurde der Wert des c Faktors ( $c_{sr} = 0,56$  und  $c_{min} = 0,48$ ) und μ Reibungsfaktors ( $\mu_{sr} = 2,66$  und  $\mu_{min} = 1,11$ ) ermittelt. Bei Verwendung einer ganzen Reihe von ausgewiesenen Werten hat man die Rechenwerte der Längsschubtragfähigkeit (eine maximale Schubspannung) bestimmt: A) für Minimalwerte der c und μ Faktoren, B) für deren Mittelwerte. Um die Ergebnisse zu vergleichen wurden auch Berechnungen der Längsschubtragfähigkeit für die verschiedenen Interpretationsmöglichkeiten der Normeneinträge: C) glatte Oberfläche, D) raue Oberfläche, E) Oberfläche mit den Kerben. In den Fällen C) und D) wurde die Entwicklung der Kontaktebene die Welle entlang als die Länge der Kontaktebene angenommen. In den Fällen A) – D) wurde die Breite der Kontaktebene nach der Norm [N2] angenommen, im Fall E) dagegen wurde nur die Breite der oberen Oberfläche des Stieges als die Breite b angenommen. Im Fall F) wurden die in der Tabelle 3 angegebenen Richtlinien nach der Norm [N2] angenommen. Die Bestimmung aller Tragfähigkeiten wurde für die Rechenbelastung von  $6,0 \text{ kN/m}^2$  durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse wurden in Tabelle 6 zusammengefasst.

Die Probennummer	Das Flächetyp	Das Flächekontakt	c – Faktor	μ - Faktor	Die Vereinigung . l [mm]	Verbindungsbreite, b <sub>v</sub> [mm]	Verbindungstragfähigkeit v <sub>Rd</sub> [MPa]
A	<b>Balken - Aufbeton</b>	<b>sinuskurven, nach Forschung</b>	<b>0,48</b>	<b>1,11</b>	<b>1250</b>	<b>154,40</b>	<b>0,487</b>
B	Balken - Aufbeton	sinuskurven, nach Forschung	0,56	2,66	1250	154,40	0,611
C	Balken - Aufbeton	glatt, nach [N1]	0,1	0,5	1300 (Welle)	154,40	0,109
D	Balken - Aufbeton	rauh, nach [N1]	0,4	0,7	1300 (Welle)	154,40	0,398
E	Balken - Aufbeton	mit Kerben, nach [N1]	0,5	0,9	1250	50,00	0,558
F	<b>Balken - Aufbeton</b>	<b>c<sub>2b</sub>, nach [N2]</b>	<b>(0,43)</b>	<b>0,7</b>	<b>1250</b>	<b>154,40</b>	<b>0,427</b>

**Tab. 6**

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass der für die geforschten Proben minimale Wert des c – Faktors etwas größer als der Wert nach der Norm [N2] ist, was von einer guten Übereinstimmung der Normdarstellung [N2] mit der Wirklichkeit zeugt. Der minimale Forschungswert des Reibungsfaktors μ ist erheblich größer als die in den Normen enthaltenen Werte. Im Gegenteil zu den Normen berücksichtigt der minimale Forschungswert des Reibungsfaktors μ die wellenförmige Gestaltung der oberen Oberfläche des Deckenbalkens.

### **LITERATUR**

- [N1] Die Norm PN-EN 1992-1-1:2008 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [N2] Die Norm PN-EN 15037 – 1 Betonfertigteile. Balkendecken mit Zwischenbauteilen. Teil 1. Balken.
- [3] NAAMAN, E. Antoine, *Prestressed Concrete Analysis and Design – Fundamentals*, Michigan, USA, 2004, p. 8, ISBN 0-9674939-1-9.

### **REZENSENT**

Wit Derkowski, PhD Eng., Technische Universität Krakau, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Baustoffe und Baukonstruktionen, Krakau, Polen, [derkowski@pk.edu.pl](mailto:derkowski@pk.edu.pl)