

Gutachterliche Stellungnahme

Eignung und Tragfähigkeit der
Würth W-BS Betonschraube in vorgespannten Hohldeckenplatten
mit einer maximalen Verankerungstiefe von 20 mm

Kunde: Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken e.V.
Sitz: Paradiesstr. 208, 12526 Berlin
Geschäftsführer: Dr.-Ing. Stefan Seyffert

Berichts-Nr.: FAST 23-006b

Datum: 2024-09-09

Rev.	Datum	Seite	Kommentare	Autor
0	09.09.2024	43	Erstellung des Dokuments	HOJ

This report comprises 43 pages.

1	EINLEITUNG	4
2	LITERATUR	5
3	PRODUKTBESCHREIBUNG DES SCHRAUBANKERS W-BS	6
3.1	Beschreibung der Produktbestandteile	6
3.2	Vorgesehene Verwendung des Bauprodukts	7
3.3	Montageparameter	8
4	ABLEITUNG DER CHARAKTERISTISCHEN TRAGFÄHIGKEIT	10
4.1	Versuchsprogramm für vorgespannte Hohldeckenplatten	10
4.2	Auswertung der Bruchlasten	11
4.2.1	Auswertung der Versagensarten	11
4.2.2	Normierung der Versagenslasten hinsichtlich Betonfestigkeit	12
4.2.3	Normierung der Versagenslasten hinsichtlich Verankerungstiefe	13
4.3	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	14
4.3.1	Criteria regarding scatter of failure loads	16
4.3.2	Ermittlung des charakteristischen Wertes	17
4.4	Ermittlung der Abminderungsfaktoren	18
4.5	Auswertung der Verschiebungen	19
4.5.1	Unkontrollierter Schlupf unter Zugbelastung	19
4.5.2	Streuung der Verschiebungen	19
4.6	Auswertung der charakteristischen Zugtragfähigkeit	19
4.6.1	Referenzversuche am Einzeldübel	19
4.6.2	Stahltragfähigkeit (N1)	22
4.6.3	Drehmomentversuche (N2)	22
4.6.4	Empfindlichkeit gegen Wasserstoffversprödung (N3)	22
4.6.5	Referenzversuche (A1)	23
4.6.6	Eignung für gerissenen Beton mit großem Bohrereckmaß (F2)	24
4.6.7	Eignung für gerissenen Beton mit kleinem Bohrereckmaß (F3)	25
4.6.8	Eignung für wiederholte Belastungen (F4)	26

4.6.9	Setzversuche im niederfesten Beton (F6)	27
4.6.10	Setzversuche in hochfestem Beton (F7)	27
4.6.11	Setzversuche mit Schlagschrauber (F8)	31
4.6.12	Montagesensitivität (F9)	31
4.6.13	Montagesensitivität bei Bewehrungskontakt (F9a)	31
4.6.14	Minimaler Rand- und Achsabstand (F10, F11)	32
4.7	Charakteristische Tragfähigkeit in vorgespannten Hohlbetondeckenplatten	32
4.7.1	Charakteristische Zugtragfähigkeit	32
4.7.2	Charakteristischste Quertragfähigkeit	35
4.7.3	Zusammenfassung	37
4.8	Verschiebungen	38
4.9	Dauerhaftigkeit	40
4.10	Charakteristische Tragfähigkeit unter Brandbelastung	40
5	ZUSAMMENFASSUNG	41

1 EINLEITUNG

Der Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken e.V., die Forschungsgesellschaft VMM Spannbetonplatten GbR, der Bundesverband der Gipsindustrie e. V. und die Adolf Würth GmbH & Co. KG wollen die Tragfähigkeit verschiedener Schraubanker in Spannbetonhohldeckenplatten mit geringer Verankerungstiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm beurteilt haben.

Alle untersuchten Schraubanker besitzen bereits eine ETA für redundante Systeme in Normalbeton und Spannbetonhohldeckenplatten mit einer Einbindetiefe von mindestens $h_{\text{ef}} \geq 25$ mm. Aus diesem Grund ist die Anwendung solcher Verankerungen auf Bereiche begrenzt, bei denen die Schraubanker einen Abstand von mindestens 50 mm von der Spannmitte aufweisen. Die Anwendung soll daher eine Einbindetiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm abdecken, um auch unterhalb der Spannmitte Verankerungen anordnen zu können.

Es wurden zunächst 4 verschiedene Schraubanker mit einem nominellen Durchmesser von 6 mm bis 7 mm und einer Einbindetiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm¹ untersucht. Die Versuche zur Eignung und zur Montage der Betonschrauben wurden anschließend nur mit einem ausgewählten Schraubanker durchgeführt. Dies ist der Schraubanker W-BS der Fa. Würth. Die folgende Beurteilung gilt daher nur für den Schraubanker W-BS [1].

Der untersuchte Schraubanker W-BS ist bereits für die Option 1 nach ETAG 001, Part 6 (heute redundante Systeme nach EAD 330747 [2]) bewertet. Der Einbau, die Anwendung und der Verwendungszweck sind in EAD 330747-00-0601 [2] angegeben. Das für vorgespannte Hohldeckenplatten optimierte und angepasste Prüfprogramm ist in Abschnitt 4.1 zusammengefasst.

¹ In der Regel ist h_{mon} deutlich größer als h_{ef} . In vorliegendem Fall wird $h_{\text{nom}} = h_{\text{ef}} = 20$ mm verwendet. D.h. in folgendem wurde eine Gesamteinbindetiefe von 20 mm realisiert.

2 LITERATUR

- [1] ETA-16/0043, „Würth Betonschraube W-BS/S, W-BS/A4, W-BS/HCR. Mechanische Dübel zur Verwendung in Beton“. Juli 2019.
- [2] 330747-00-0601, Fasteners for use in concrete for redundant non-structural systems.
- [3] 330232-00-0601, Mechanical fasteners for use in concrete.

3 PRODUKTBESCHREIBUNG DES SCHRAUBANKERS W-BS

3.1 Beschreibung der Produktbestandteile

Die detailliert und nicht nur in den A1 Versuchen untersuchte Betonschraube W-BS gibt es in unterschiedlichen Ausführungen bezüglich der Kopfform. Die in dieser Beurteilung abgedeckten Kopfformen sind in Tabelle 3-1 zusammengefasst. Die Versuche wurden mit Betonschrauben mit Sechskantkopf durchgeführt.




Kopfform	Kopfvarianten der Schraubanker für die Anwendung in Hohldeckenplatten
Linsenkopf	
Senkkopf	
Sechskantkopf	

Tabelle 3-1: Unterschiedlich verfügbare Kopftypen für die Schraubdübel W-BS.

In den beiden folgenden Tabellen 3-2 und 3-3 sind die Materialkennwerte und Abmessungen der Betonschraube W-BS zusammengefasst. Diese Montagekennwerte sind auch in der zugehörigen ETA [1] angegeben.

			W-BS/B
Nomineller Schraubendurchmesser d_{nom}	[mm]		6 mm
Charakteristische Fließgrenze	f_{yk}	[N/mm ²]	400
Charakteristische Festigkeit	f_{uk}	[N/mm ²]	600

Tabelle 3-2: Charakteristische Streckgrenze und Bruchfestigkeit des Stahls.

			W-BS/B
Nominelle Einbindetiefe h_{nom}	[mm]		20
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]		20
Gewindedurchmesser d_{FL}	[mm]		7,0
Kerndurchmesser d_s	[mm]		5,5
Querschnittsfläche A_s	[mm ²]		23,7
Schraubenlänge L	[mm]		≥ 26 mm
t_{fix}	[mm]		≥ L – 20,5 mm und ≤ L – 19,5 mm

Tabelle 3-3: Geometrische Abmessungen der Schraubanker W-BS.

Wird der Dübel in einer vorgespannten Hohlbetondeckenplatte eingebaut, erfolgt die Lastübertragung durch eine mechanische Verzahnung der Schraubengewinde im Beton.

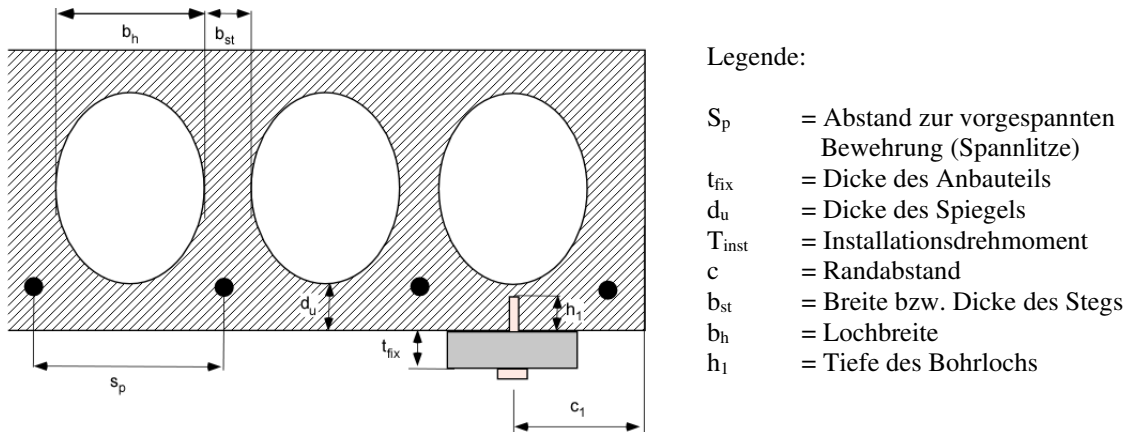


Bild 3-1: Verankerung der Betonschrauben mit einer Verankerungstiefe von $h_1 = h_{nom} = 20 \text{ mm}$ in vorgespannten Hohlbetondeckenplatten.

3.2 Vorgesehene Verwendung des Bauprodukts

Der Schraubanker darf für Verankerungen unter **vorwiegend ruhender oder quasi-statischer Belastung** verwendet werden. Die Anwendung ist beschränkt auf die Verwendung in Spannbetonhohldeckenplatten der **Festigkeitsklasse B55** nach DIN 4227-1:1988-07 oder **C45/55** nach DIN EN 1992-1-1. **Die Verankerung des Schraubdübels ist nur in Spannbetonhohldeckenplatten zulässig, deren Kern das 6-fache der vertikalen Stegbreite ($b_h / b_{st} \leq 6,0$ siehe Bild 3-1) und eine Stegdicke von mindestens 30 mm aufweist.**

Der Schraubanker kann damit als Mehrfachbefestigung für die Verankerung von leichten Unterdecken nach DIN 18168-1:1981-10 in Spannbetonhohldeckenplatten und vergleichbaren Anwendungen verwendet werden. Das **maximale Gewicht der Unterdecke darf hierbei $1,0 \text{ kN/m}^2$** nicht überschreiten. Die Bauteile sind so zu befestigen, dass bei einem Versagen oder übermäßigem Schlupf eines Schraubankers (oder eines Befestigungspunktes mit mehr als einem Schraubanker) die Last auf benachbarte Befestigungspunkte übertragen werden kann. Dies ist in der Regel erfüllt, wenn der Bemessungswiderstand der Schraubdübel auf **$F_{Rd} = 3 \text{ kN}$** ($F_{Rk} = 5 \text{ kN}$) begrenzt wird. Der Dübel aus verzinktem Stahl darf nur in trockenen Innenräumen verwendet werden. **Eine Anwendung mit $h_{ef} = 20 \text{ mm}$ im Außenbereich ist nicht erlaubt.**

3.3 Montageparameter

Der Einbau des Schraubankers erfolgt gemäß der Montageanleitung des Herstellers. Das Bohrloch ist mit einem speziellen Hammerbohrer senkrecht zur Oberfläche der Spannbetonhohldeckenplatte zu bohren, um eine nominelle Bohrtiefe von $h_0 = 21$ mm zu gewährleisten. Der Bohrer sollte einen Tiefenanschlag haben, damit die Bohrlochtiefe zwischen 20 mm und maximal 21 mm erreicht wird. Bohrlöcher, die mit einem geringeren Abstand als 50 mm zur Spannritze gebohrt werden, dürfen ebenfalls eine maximale Tiefe von 21 mm haben. Ansonsten sind die Bohrlöcher zu verwerfen und mit alkalischem, hochfestem Mörtel zu verschließen, um die Korrosion der Spannritzen zu verhindern.

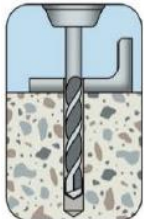

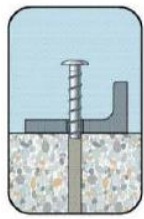
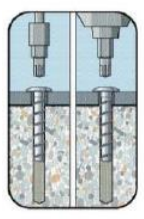
Bild	Beschreibung
	<p>Erstellen des Bohrlochs senkrecht zur Betonoberfläche mit einer maximalen Bohrlochtiefe von 20 mm (Toleranz + 1mm). Die Spannritze darf nicht angebohrt werden. In allen Fällen ist die Betondeckung von 15 mm im Bereich der Spannritze einzuhalten.</p>
	<p>Reinigung des Bohrlochs durch Ausblasen mit einem Handausbläser.</p>
	<p>Anwendung eines Tangentialschlagschraubers ist nicht zulässig. Bei der Montage mit einem Drehmomentschlüssel ist die Drehmomenteinstellung zu beachten. Der Dübel ist richtig montiert, wenn nach dem Aufliegen des Kopfes auf dem Anbauteil ein leichtes Weiterdrehen des Dübels nicht möglich ist ($T_{inst} = \text{Minimum aus } 5 \text{ Nm oder } T_E$).</p>
	

Tabelle 3-4: Montageanleitung des Herstellers für die Montage der Betonschrauben W-BS.

In der Tabelle 3-4 ist die Montageanleitung des Herstellers zusammengefasst. Die Löcher werden mit einem speziellen Bohrer gebohrt, um eine maximale Lochtiefe von 21 mm und eine minimale Lochtiefe von 20 mm zu gewährleisten. Danach wird das gebohrte Loch mit einer Handpumpe oder mittels Druckluft so gereinigt, so dass kein Betonstaub im Bohrloch verbleibt.

Anschließend wird der Schraubanker mit den vorgeschriebenen Setzwerkzeugen und einem Drehmomentschlüssel montiert. Hat der Schraubenkopf vollen Kontakt mit dem Anbauteil, ist der Einbau korrekt und abgeschlossen. Der Schraubenkopf darf während des Setzvorgangs nicht beschädigt werden. Die Betonschraube darf nicht mit einem höheren Montagedrehmoment als $T_{inst} = 5 \text{ Nm}$ angezogen werden. Ist bei der Montage das Eindrehmoment T_E bereits höher als das Installationsdrehmoment, darf die Schraube bis maximal zum Aufliegen des Kopfes auf dem Anbauteil montiert werden. Das Installationsdrehmoment gilt dann als aufgebracht. Wird die Schraube nach Anliegen des Kopfes auf dem Anbauteil weitergedreht, so besteht die Gefahr eines Überdrehens der Schraube, wodurch die Gewinde geschädigt werden, und die Tragfähigkeit reduziert wird. Die Montageparameter sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst.

W-BS			6
Nominale Länge	h_0	[mm]	20
Verankerungstiefe	h_{ef}	[mm]	20
Nomineller Bohrdurchmesser	d_0	[mm]	6
Bohrreackmaß	$d_{cut} \leq$	[mm]	6,30
Bohrlochtiefe	$h_1 \geq$	[mm]	21
Durchgangsloch Anbauteil	$d_f \leq$	[mm]	8
Kopfdurchmesser	d_h	[mm]	je nach Kopfform
Bauteildicke / Spiegeldicke	$h_{min} \geq$	[mm]	31,5
Maximales Montagedrehmoment	$T_{inst} \leq$	[Nm]	6 oder Eindrehmoment T_E
PCHS	Achsabstand	$s_{min} \geq$	200
	Randabstand	$c_{min} \geq$	150

Tabelle 3-5: Montageparameter für die untersuchte Betonschraube W-BS.

Die Montage bei den durchgeführten Versuchen ist ausführlich im Versuchsbericht beschrieben und entspricht den Anforderungen des Herstellers.

4 ABLEITUNG DER CHARAKTERISTISCHEN TRAGFÄHIGKEIT

4.1 Versuchsprogramm für vorgespannte Hohldeckenplatten

Die unterschiedlichen Versuche, die mit Schraubankern in vorgespannten Hohldeckenplatten durchgeführt wurden, sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst. Das Versuchsprogramm wurde in Anlehnung an EAD 330747-00-0601 [x] aufgestellt und für Hohldeckenplatten modifiziert. Die Tabelle wurde nicht übersetzt, um einen einfachen Vergleich mit EDA330747 zu ermöglichen.

Nr.	Purpose of test	Base material	Crack width	d_{cut}	Screws	Nominal slab web thickness d_u	n_{tests}	Remark
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[-]
N1	Steel capacity	-	0	-	-	$\geq 80^2$	5	Tested for ETA
N2	Torque moment tests	-	0	-	-	≥ 80	5	
N3	Hydrogen induced embrittlement	C50/60	0	-	-	≥ 80	5	
A1	Reference tension	PHCS C50/60	0	$d_{cut,m}$	Multi Monti Plus, HUS 3, W-BS/B, Durocoat TI	35	5	$h_{ef} = 20 \text{ mm}$
						≥ 80	5	Tested for ETA
F2 (A2)	Maximum crack width and large hole diameter	C20/25	0,35	$d_{cut,max}$	-	≥ 80	5	$h_{ef} = 20 \text{ mm}$
		PHCS C50/60	0	$d_{cut,max}$	W-BS/B	35	5	
F3	Maximum crack width and small hole diameter	C50/60	0,35	$d_{cut,min}$	-	≥ 80	5	
F4	Repeated loads	PHCS C50/60	0	$d_{cut,m}$	W-BS/B	335	5	$h_{ef} = 20 \text{ mm}$
T1 (F6-F8)	Setting tests	PHCS C50/60	0	$d_{cut,min}$ $d_{cut,max}$	W-BS/B	335	5	$h_{ef} = 20 \text{ mm}$
F9/F1adj	Robustness to variation in use conditions	C50/60	0,2	$d_{cut,m}$	-	≥ 80	5	Tested for ETA
F10	Minimum edge distance and spacing	PHCS C50/60	0	$d_{cut,m}$	s_{min}	35	5	Optional³
					c_{min}	35	5	
					s_{min} and c_{min}	35	5	
F11	Edge distance to prevent splitting under load	C20/25	0	$d_{cut,m}$	-	35	4	Optional²
A5 (V1)	Characteristic resistance to steel failure under shear load	PHCS C50/60	0	$d_{cut,m}$	W-BS/B	35	5	$h_{ef} = 20 \text{ mm}$
V2	Characteristic resistance to pryout failure under shear load	C20/25	0	$d_{cut,m}$	-	35	5	Optional⁴
					s_{min} and c_{min}	35	5	Optional⁵

Tabelle 4-1: Versuchsprogramm für vorgespannte Hohldeckenplatten in Anlehnung an EAD 330747-00-0601 [x].

² Die Versuche wurden in Normalbeton durchgeführt.

³ Die Versuche sind optional- Für den Fall, dass Standardwerte verwendet werden können diese entfallen.

⁴ Die Versuche können entfallen, wenn gilt: $F_{Rk} = V_{Rk} = N_{Rk}$.

⁵ Ohne Versuche wird ein k-Wert für ein Versagen infolge rückwärtigen Betonausbruch von 1.0 verwendet.

Die erforderlichen und durchgeführten Versuche sind in den folgenden Abschnitten zusammengefasst und die Ergebnisse werden entsprechend dem aktuellen Stand der Technik ausgewertet. Die Nomenklatur der durchgeführten Versuche für Spannbetonhohldeckenplatten wurde in Anlehnung, aber für einzelne Versuchsserien abweichend den Regelungen nach EAD 330747 gewählt und ist in Tabelle 4-1 angegeben.

4.2 Auswertung der Bruchlasten

4.2.1 Auswertung der Versagensarten

Bei den Versuchen wurden verschiedene Versagensarten beobachtet. Die in den Versuchen maßgebenden und beobachteten Versagensarten wurden wie folgt bezeichnet:

- C = Betonausbruch
- Slip = Verschiebungsversagen vor Erreichen der Höchstlast
- P = Herausziehen
- Pr = rückwärtiger Betonausbruch (Prypout)
- S = Stahlversagen
- R = Überdrehen
- - = kein Versagen

Die Versuche zeigen, dass hauptsächlich Betonausbruch (C) und Herausziehen (P) auftritt. Nur bei den Querlastversuchen (Versuchsserie A5) wurde ein Stahlversagen der Schraubanker beobachtet.

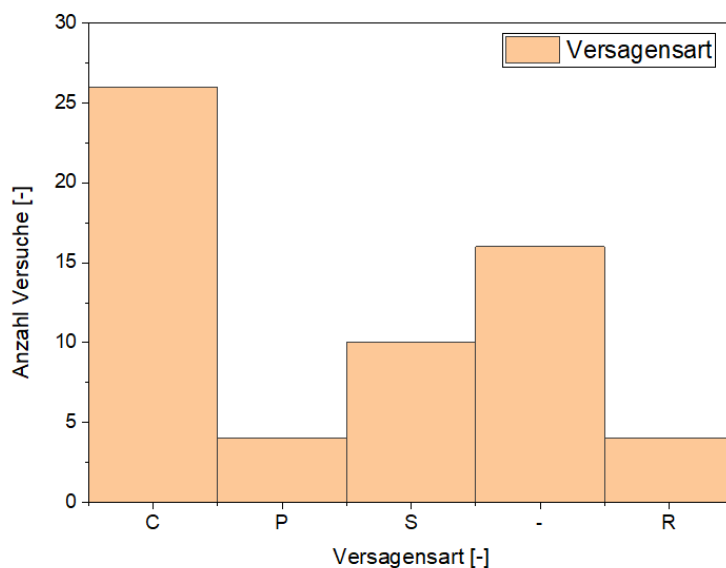


Bild 4-1: In den Versuchen beobachtete Versagensarten für alle untersuchten Schraubanker in vorgespannten Hohlbetonplatten.

Bei den Setzversuchen (T1) wurde in einigen Fällen unter Verwendung eines Drehmomentschlüssels ein Überdrehen der Betonschraube beobachtet. Dies ist auf die geringe Einbindetiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm sowie ein Bohreckmaß von größer $d_{\text{cut}} \geq 6,3$ mm zurückzuführen.

Aus diesem Grund muss das maximale Drehmoment T_{inst} und das maximale Bohreckmaß d_{cut} begrenzt werden. Die Auswertung erfolgt in Abschnitt 4.6.

4.2.2 Normierung der Versagenslasten hinsichtlich Betonfestigkeit

In einigen Fällen ist es notwendig, die Versuchsergebnisse einer Versuchsserie auf die niedrigste zu erwartende Betonfestigkeitsklasse umzurechnen. Die hier untersuchten vorgespannten Hohlbetondeckenplatten weisen eine minimale Nennfestigkeit von C45/55 auf. Die tatsächliche in den Versuchen vorhandene Betondruckfestigkeit war höher und betrug für die untersuchten Spannbetonhohldeckenplatten $f_{c,\text{cube},15\text{cm}} = 66,7$ N/mm².

Aus diesem Grund wurden die Versuchsergebnisse auf eine nominelle Würfel Festigkeit von $f_c = 55$ N/mm² normiert. Die Ergebnisse wurden dazu mit dem Faktor $(55/f_{c,\text{test}})^{0,5}$ bzw. $(55/66,7)^{0,5}$ normiert.

Die Normierung auf eine Betonfestigkeit von $f_{cc} = 55$ N/mm² wurde vorgenommen, um die Ergebnisse vergleichen und auf die niedrigste Plattenfestigkeit übertragen zu können. Bei der Normierung wird die jeweilige im Versuch beobachtete Versagensart berücksichtigt. Im Falle von Betonausbruch oder Herausziehen des Schraubankers erfolgt die Normierung nach Gleichung 1:

$$F_{u,c} = F_{u,t} \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c,t}} \right)^{0,5} \quad \text{Gl. 1}$$

$F_{u,t}$ = Bruchlast in den Versuchen
 f_c = Betonfestigkeit der Festigkeitsklasse, auf die normiert wird (55 N/mm² für C45/55)
 $f_{c,t}$ = Festigkeit des Versuchskörper zum Zeitpunkt des Versuchs

Im Falle von Stahlversagen des Schraubankers wird die Bruchlast nach Gleichung 2 auf die Nennfestigkeit des Stahls umgerechnet und so auf die geringste zu erwartende Festigkeit übertragen.

$$F_{u,s} = F_{u,t} \frac{f_{uk}}{f_{u,t}} \quad \text{Gl. 2}$$

$F_{u,t}$ = Bruchlast in den Versuchen
 f_{uk} = Nominelle Stahlfestigkeit der geprüften Verankerungselemente
 $f_{u,t}$ = Stahlfestigkeit der Verankerungselement, die im Versuch verwendet wurden

Eine Validierung der Normierungsfaktoren ist für vorgespannte Hohldeckenplatten nicht möglich, da alle Versuche in Platten mit gleicher Festigkeit durchgeführt wurden. Daher wird für alle Versuche mit einem Betonversagen ein Normierungsfaktor von $n = 0,5$ verwendet. Für die Normierung der Versuchsdaten ist eine Potenzfunktion mit einem Exponenten von 0,5 in der Regel auf der sicheren Seite. Dieser Faktor entspricht dem anzunehmenden Faktor nach EAD 330232-02-0601 [3] und EAD 330747-00-0601 [2], wenn keine Versuche vorliegen.

4.2.3 Normierung der Versagenslasten hinsichtlich Verankerungstiefe

In den Versuchen wurden Bohrer ohne Tiefenanschlag verwendet. Die Schrauben wurden so eingebaut, dass in der Regel eine Verankerungstiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm gewährleistet war. Durch die Unebenheiten und durch Toleranzen in der Schraubenlänge kann es jedoch zu Abweichungen kommen. Daher wird ersatzweise die Bohrlochtiefe herangezogen. Diese wurde in allen Versuchen gemessen. Die Einbindetiefe kann in den Versuchen maximal der Bohrlochtiefe entsprechen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Bohrlochtiefe $h_0 = h_{\text{ef}}$ zwischen 20 mm und 24 mm beträgt. In 5 Versuchen wurden auch größere Bohrlochtiefen bis 26 mm gemessen. Die Bruchlasten wurden daher auf der sicheren Seite liegend auf eine nominelles Bohrlochtiefe von $h_{0,\text{nom}} = 20$ mm normiert. Die Normierung erfolgt linear mit dem Faktor $(h_{0,\text{nom}} / h_{0,\text{test}})$.

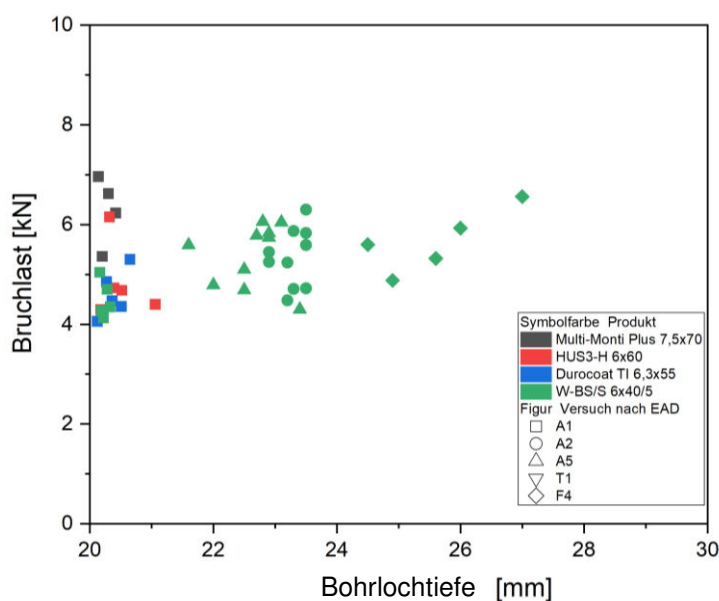


Bild 4-2: Einfluss der Verankerungstiefe $h_{\text{ef}} = h_{0,\text{test}}$ auf die mittlere Bruchlast für die durchgeführten Versuchsserien.

4.3 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

In den folgenden Tabellen sind die Versuchsergebnisse aller durchgeführten Versuchsserien (A1, A2 A5) sowie die Ergebnisse der Montageversuche T1 zusammengefasst. In den einzelnen Spalten sind die wichtigsten Versuchsparameter mit aufgeführt.

Produkt	Test series	Größe	h_{nom}	h_0	d_0	d_{fix}	d_{cut}	T_{inst}	T_c	T_u	w	N_u	$s(N_u)$	$0,5 N_u$	$s(0,5N_u)$	Beton- klasse	f_{ce}	Versagens-
				[mm]					[Nm]		[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]		[N/mm ²]	
Multi-Monti Plus 7,5x70	A1	7,5	20	19,89	6	9	6,29	-	11,2	-	0	6,84	0,92	3,42	0,01	C60/75	66,27	C
Multi-Monti Plus 7,5x70	A1	7,5	20	20,30	6	9	6,29	-	7,9	-	0	6,62	0,41	3,31	0,12	C60/75	66,27	C
Multi-Monti Plus 7,5x70	A1	7,5	20	20,42	6	9	6,29	-	8,8	-	0	6,23	0,55	3,12	0,06	C60/75	66,27	C
Multi-Monti Plus 7,5x70	A1	7,5	20	20,14	6	9	6,29	-	9,6	-	0	6,96	0,37	3,48	0,07	C60/75	66,27	C
Multi-Monti Plus 7,5x70	A1	7,5	20	20,20	6	9	6,29	-	9,8	-	0	5,36	0,42	2,68	0,00	C60/75	66,27	C
HUS3-H 6x60	A1	6	20	21,06	6	9	6,29	-	8,7	-	0	4,40	0,62	2,20	0,02	C60/75	66,27	C
HUS3-H 6x60	A1	6	20	20,39	6	9	6,29	-	6,7	-	0	4,73	0,76	2,37	0,03	C60/75	66,27	C
HUS3-H 6x60	A1	6	20	20,18	6	9	6,29	-	18,0	-	0	4,29	0,31	2,15	0,08	C60/75	66,27	C
HUS3-H 6x60	A1	6	20	20,52	6	9	6,29	-	13,2	-	0	4,68	0,06	2,34	0,00	C60/75	66,27	C
HUS3-H 6x60	A1	6	20	20,32	6	9	6,29	-	19,2	-	0	6,15	0,25	3,08	0,09	C60/75	66,27	C
Durocoat TI 6,3x55	A1	6	20	20,12	6	9	5,46	-	6,7	-	0	4,06	0,75	2,03	0,00	C60/75	66,27	P
Durocoat TI 6,3x55	A1	6	20	20,27	6	9	5,46	-	6,0	-	0	4,85	0,88	2,43	0,03	C60/75	66,27	P
Durocoat TI 6,3x55	A1	6	20	20,65	6	9	5,46	-	9,4	-	0	5,30	1,04	2,65	0,00	C60/75	66,27	P
Durocoat TI 6,3x55	A1	6	20	20,51	6	9	5,46	-	7,7	-	0	4,36	0,18	2,18	0,02	C60/75	66,27	P
Durocoat TI 6,3x55	A1	6	20	20,36	6	9	5,46	-	8,4	-	0	4,47	0,18	2,24	0,01	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A1	6	20	20,22	6	9	6,29	-	8,4	-	0	4,13	0,60	2,07	0,00	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A1	6	20	20,16	6	9	6,29	-	12,8	-	0	5,04	0,22	2,52	0,00	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A1	6	20	20,33	6	9	6,29	-	13,4	-	0	4,35	0,07	2,18	0,00	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A1	6	20	20,19	6	9	6,29	-	13,4	-	0	4,27	0,13	2,14	0,03	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A1	6	20	20,28	6	9	6,29	-	11,8	-	0	4,70	0,00	2,35	0,00	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	22,90	6	9	6,35	-	13,0	-	0	5,25	0,11	2,63	0,02	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,20	6	9	6,35	-	12,0	-	0	5,24	0,48	2,62	0,03	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,50	6	9	6,35	-	10,0	-	0	5,83	0,02	2,92	0,02	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,30	6	9	6,35	-	11,0	-	0	4,71	0,01	2,36	0,01	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,50	6	9	6,35	-	10,0	-	0	5,59	0,12	2,80	0,12	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	22,90	6	9	6,35	-	13,0	-	0	5,45	0,08	2,73	0,02	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,20	6	9	6,35	-	11,0	-	0	4,48	0,09	2,24	0,02	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,50	6	9	6,35	-	10,0	-	0	6,30	0,83	3,15	0,03	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,30	6	9	6,35	-	12,0	-	0	5,87	0,97	2,94	0,00	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	A2	6	20	23,50	6	9	6,35	-	13,0	-	0	4,72	0,24	2,36	0,00	C60/75	66,27	C

Tabelle 4-2: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse in vorgespannten Hohldeckenplatten in Anlehnung nach EAD 330747-00-0601 [x] – Versuche zur Ableitung der charakteristischen Tragfähigkeit.

Alle Versuche wurden im ungerissenen Beton durchgeführt, da die vorgespannten Hohldeckenplatten unter Einwirkung der Bemessungslasten keine Rissbildung zeigen. Die von den Betonschrauben übertragene Last muss daher bei der Bemessung des Gesamtsystems und der Spannbetonhohldeckenplatten berücksichtigt werden.

Produkt	Test series	Größe	h_{nom}	h_0	d_0	d_{fix}	d_{out}	T_{inst}	T_c	T_u	w	N_u	$s(N_u)$	$0,5 N_u$	$s(0,5N_u)$	Betonklasse	f_{cc}	Versagensart
[-]	[-]	[-]	[mm]					[Nm]			[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[-]
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	22,70	6	9	6,29	5,80	8,2	-	0	5,78	3,43	2,89	1,05	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	22,00	6	9	6,29	6,30	8,4	-	0	4,79	2,23	2,40	1,29	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	23,10	6	9	6,29	5,20	7,5	-	0	6,05	2,84	3,03	0,75	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	22,90	6	9	6,29	5,20	7,3	-	0	5,83	4,20	2,92	1,13	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	22,50	6	9	6,29	6,20	7,3	-	0	5,10	2,12	2,55	1,12	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	21,60	6	9	6,29	5,70	8,2	-	0	5,59	3,43	2,80	1,37	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	22,80	6	9	6,29	6,20	12,1	-	0	6,06	2,23	3,03	1,32	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	22,90	6	9	6,29	5,30	8,5	-	0	5,74	2,84	2,87	0,80	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	22,50	6	9	6,29	6,30	9,5	-	0	4,69	4,20	2,35	1,86	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	A5	6	20	23,40	6	9	6,29	6,00	12,0	-	0	4,30	2,12	2,15	2,69	C60/75	66,27	S
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	22,90	6	9	6,35	7,58	10,3	22,50	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	22,40	6	9	6,35	-	-	-	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	R
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	23,10	6	9	6,35	8,17	13,1	24,30	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	23,40	6	9	6,35	5,10	12,7	23,50	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	23,10	6	9	6,35	4,73	7,4	16,20	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	23,80	6	9	6,35	-	-	-	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	R
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	23,50	6	9	6,35	-	-	-	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	R
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	24,10	6	9	6,35	5,56	6,7	13,40	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	24,00	6	9	6,35	5,84	8,8	14,00	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	24,10	6	9	6,35	-	-	-	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	R
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,10	6	9	6,29	6,21	16,7	16,70	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,30	6	9	6,29	7,40	22,8	22,80	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	20,30	6	9	6,29	5,78	6,8	23,40	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	20,00	6	9	6,29	12,33	15,8	15,80	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,70	6	9	6,29	5,50	16,2	22,40	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,40	6	9	6,29	7,32	15,3	17,60	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,10	6	9	6,29	7,48	15,4	23,20	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,10	6	9	6,29	7,85	14,5	17,20	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,30	6	9	6,29	7,90	16,8	22,40	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-
W-BS/S 6x40/5	T1	6	20	21,00	6	9	6,29	6,67	19,5	26,40	0	-	-	-	-	C60/75	66,27	-

Tabelle 4-3: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse in vorgespannten Hohldeckenplatten in Anlehnung nach EAD 330747-00-0601 [x] – Montageversuche.

Die Setzversuche wurden mit zwei unterschiedlichen Bohrlochdurchmessern durchgeführt. Bei der geringen Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20$ mm scheint der Setzvorgang stark durch den Schneiddurchmesser des Bohrers beeinflusst zu werden.

Zusätzlich zu den Versuchen, mit denen die Tragfähigkeit ermittelt wurde, werden auch Versuche zu wiederholter Belastung durchgeführt. Die Ergebnisse der Resthaltekräfte nach dem Aufbringen der 100.000 Lastwechsel sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Produkt	Test series	Größe	h_{nom}	h_0	d_0	d_{fix}	d_{cut}	T_{inst}	Unterlast	Oberlast	w	N_u	$s(N_u)$	$0,5 N_u$	$s(0,5N_u)$	Betonklasse	f_c	Versagensart
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Nm]	[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[-]
W-BS/S 6x40/5	F4	6	20	22,70	6	9	6,29	7,7	0,5	1,25	0	5,93	0,14	2,97	0	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	F4	6	20	22,00	6	9	6,29	8,2	0,5	1,25	0	5,32	0,38	2,66	0,07	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	F4	6	20	23,10	6	9	6,29	6,2	0,5	1,25	0	4,88	0,03	2,44	0,03	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	F4	6	20	22,90	6	9	6,29	8,0	0,5	1,25	0	5,6	0,09	2,80	0	C60/75	66,27	C
W-BS/S 6x40/5	F4	6	20	22,50	6	9	6,29	7,3	0,5	1,25	0	6,56	0,25	3,28	0,04	C60/75	66,27	C

Tabelle 4-4: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse in vorgespannten Hohldeckenplatten in Anlehnung nach EAD 330747-00-0601 [2] – Versuche zur wiederholten Belastung.

Die Versuche mit wiederholter Belastung wurden auf zwei unterschiedlichen Lastniveaus durchgeführt. Die Versuche mit einer Oberlast von 2,5 kN zeigen, dass die Betonschrauben während der Belastungszyklen versagen. Aus diesem Grund wurde das Lastniveau neu festgelegt und die wiederholten Belastungen mit einer Amplitude von 0,75 kN (Unterlast von 0,5 kN und Oberlast von 1,25 kN) aufgebracht.

4.3.1 Criteria regarding scatter of failure loads

Die Streuung in den Versuchen sollte bestimmte Werte nicht überschreiten. Die Streuung ausgedrückt durch den Variationskoeffizient darf demnach grundsätzlich geringer als 30 % sein. Wenn der Variationskoeffizient einen Wert von 15 % (A-Versuche) oder 20 % (F-Versuche) überschreitet, muss ein Reduktionsfaktor für die Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Der Abminderungsfaktor kann demnach wie folgt berechnet werden.

$$\beta = \frac{1}{1 + 0,03 \cdot (COV - 15)} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 3}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 0,03 \cdot (COV - 20)} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 4}$$

COV = Variationskoeffizient

Die Versuche zeigen eine maximale Streuung von 20,5 % für die Setzversuche und weniger als 15 % für die Versuche unter Referenzbedingungen zur Ableitung der charakteristischen Tragfähigkeit. Somit kann für eine Einbindetiefe von 20 mm ein Abminderungsfaktor von $\beta = 1,0$ in Betracht gezogen werden.

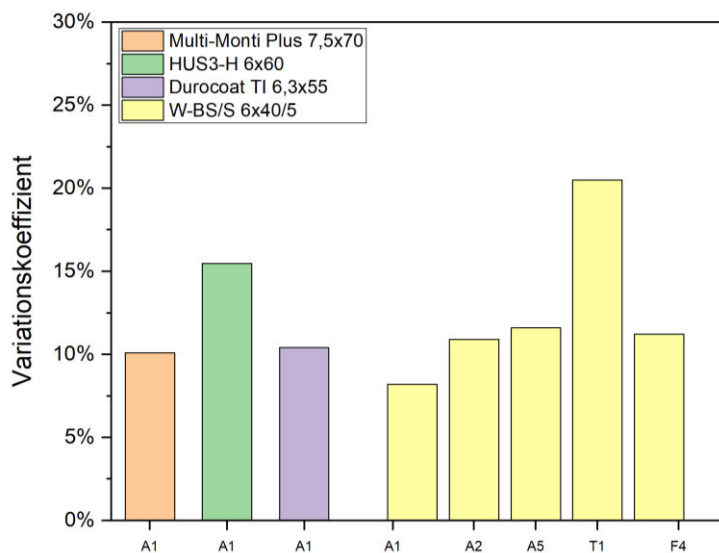


Bild 4-3: In den Versuchen ermittelte Streuung für die unterschiedlichen Versuchsserien (Nomenklatur der Versuche siehe Tabelle 4-1).

In den Versuchen wurden nur Einzelverankerungen untersucht. Die Tragfähigkeit von Gruppenverankerungen wird auf Basis des Bemessungsmodells nach EN 1992-4 berechnet. Dies gilt auch für die hier untersuchten Verankerungen mit einer Einbindetiefe von $h_{nom} = 20$ mm. Aufgrund der geringen Verankerungstiefe beträgt der charakteristische Achsabstand $s_{cr} = 5 \cdot h_{nom}$ und der charakteristische Randabstand $c_{cr} = 2,5 \cdot h_{nom}$.

4.3.2 Ermittlung des charakteristischen Wertes

Die Ermittlung der 5 %-Fraktile erfolgt auf der Grundlage eines Konfidenzniveaus von 90 % unter Verwendung der statistischen Faktoren nach Owen [G1]. Diese 5 % Fraktile entspricht dem in der Bemessung anzunehmenden charakteristischen Wert. Die Berechnung der Fraktile kann mit Gleichung 5 durchgeführt werden:

$$F_{5\%} = F_{um} \cdot (1 - k_s \cdot COV) \leq 1,0 \quad \text{Gl. 5}$$

- $F_{5\%}$ = Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
- k_s = Statistischer Wert nach Owen [G1]
- COV = Variationskoeffizient der Versuchsserie

4.4 Ermittlung der Abminderungsfaktoren

Für alle Eignungsversuche werden die Mittelwerte und das 5%-Fraktil der Versagenslasten mit den entsprechenden Referenzversuchen verglichen. Die Abminderung, die sich aus den Eignungsprüfungen ergibt, kann mit Gleichung 6 berechnet werden.

$$\alpha = \text{MIN} \left[\frac{F_{um,t}}{F_{um,r}}; \frac{F_{5\%,t}}{F_{5\%,r}} \right] \quad \text{Gl. 6}$$

$F_{u,m,t} / F_{u,5\%,t}$ = mittlerer oder charakteristischer Widerstand der Eignungsversuche

$F_{u,m,r} / F_{u,5\%,r}$ = mittlerer oder charakteristischer Widerstand der Referenzversuche

Wenn die Anzahl der Prüfungen in den beiden Versuchsserien sehr unterschiedlich ist, kann der Vergleich der 5%-Fraktile der Bruchlasten nach Gleichung 6 entfallen. Dies gilt dann, wenn der Variationskoeffizient der Versuchsserien der Eignungsversuche kleiner oder gleich dem Variationskoeffizienten der Referenzversuche ist. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, wird im Rahmen dieses Gutachtens der Vergleich von $F_{u,5\%,t}$ und $F_{u,5\%,r}$ unter der Annahme einer mittleren Anzahl beider Versuchsserien durchgeführt.

4.5 Auswertung der Verschiebungen

4.5.1 Unkontrollierter Schlupf unter Zugbelastung

Eine unkontrollierte Verschiebung der Betonschraube darf in keinem der durchgeführten Versuche auftreten. Diese Regelung gilt bis zu einem Lastniveau von 40 % der maximalen Last F_u . Ein Schlupf, der auf einem höheren Lastniveau auftritt, kann akzeptiert werden, wenn die Regelungen für redundante Systeme eingehalten sind (Möglichkeit der Lastumlagerung). Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass das Kriterium bei allen Versuchen erfüllt ist und somit keine Abminderung aus dem Last-Verschiebungsverhalten unter Zugbelastung zu berücksichtigen ist.

4.5.2 Streuung der Verschiebungen

Für Verankerungen von redundanten, nicht-tragenden Systemen gelten die Grenzwerte für die Streuung der Verschiebungen nicht. Die Verschiebungen in den hier durchgeführten Versuchen sind zudem mit maximal 0,1 mm sehr gering und müssen daher nicht für eine Bewertung der Verschiebungsstreuung herangezogen werden. Die Versuche zeigen somit, dass $\alpha_1 = 1,0$ angenommen werden kann.

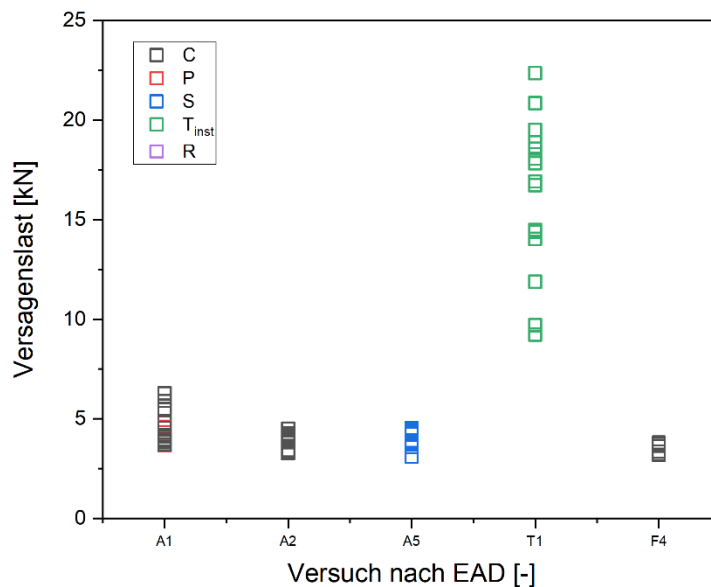
4.6 Auswertung der charakteristischen Zugtragfähigkeit

4.6.1 Referenzversuche am Einzeldübel

Im Folgenden wird die charakteristische Tragfähigkeit der Betonschraube W-BS mit einer Verankerungstiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm ausgewertet. Generell hängt der charakteristische Widerstand im Wesentlichen von der Verankerungstiefe und der Versagensart ab.

Bei Betonschrauben, die im Bereich der minimalen Stegdicke, die größer als die Verankerungstiefe ist, eingebaut sind, liegt eine mechanische Verzahnung des Verankerungselements in Beton vor. Im vorliegenden Fall soll jedoch eine maximale Verankerungstiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm realisiert werden. Daher wird die Betonschraube auch im dünnsten Spiegelbereich die volle Einschraubtiefe erreichen. Der Widerstand sollte also unabhängig von der Dicke des Spiegels sein, sofern die Spiegeltragfähigkeit höher ist als die Tragfähigkeit der Betonschraube.

In Abbildung 4-4 sind die charakteristischen Tragfähigkeiten der Betonschraube für die unterschiedlichen Versuchsserie in vorgespannten Hohldeckenplatten zusammengefasst



*Bild 4-4: Auswertung der **nicht normierten Höchstlasten** bzw. des Überdrehmoments (Einzelwert) für die unterschiedlichen Versuchsserien.*

Die Bezeichnung der untersuchten Betonschrauben wird in den Vorversuchen wie folgt vorgenommen:

- MM = Multi-Monti Plus 7,5x70
- HUS = HUS3-H 6x60
- DCT = Durocoat TI 6,3x55
- WBS = W-BS/S 6x40/5

Die Betonschraube WBS wird im Folgenden weiter bewertet. Die restlichen 3 Betonschrauben (MM, HUS und DCT) sind nicht durch diese gutachterliche Stellungnahme abgedeckt.

In den folgenden Tabellen sind die Versuchsergebnisse der durchgeführten Versuchsserien zusammengefasst. Es wird dabei zwischen den Versuchsserien für die Ermittlung der Tragfähigkeit (F_{Rk}) und der Montageparameter (T_{inst}) unterschieden.

Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Beton-schraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$F_{u,67}$	$S(F_{u,67})$	COV	Min.	Max.	$F_{5\%}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]	[kN]
A1	PHCS	Tension	MM	30	5	20	6,40	0,65	0,10	5,36	6,96	4,18
A1	PHCS	Tension	HUS	30	5	20	4,85	0,75	0,15	4,29	6,15	2,29
A1	PHCS	Tension	DCT	30	5	20	4,61	0,48	0,10	4,06	5,3	2,97
A1	PHCS	Tension	WBS	30	5	20	4,50	0,37	0,08	4,13	5,04	3,24
A2	PHCS	Tension	WBS	30	10	20	5,34	0,58	0,11	4,48	6,3	3,86
A5	PHCS	Tension	WBS	30	10	20	5,39	0,62	0,12	4,3	6,06	3,80
F4	PHCS	Tension	WBS	30	5	20	5,66	0,63	0,11	4,88	6,56	3,51
Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Beton-schraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$T_{u,67}$	$S(T_{u,67})$	COV	Min	Max	$T_{u,5\%}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[Nm]	[Nm]	[%]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
T1	PHCS	Tension	WBS	30	16	20	20,11	4,12	0,21	13,4	26,4	10,63

Tabelle 4-5: Zusammenfassung der charakteristischen Widerstände für die verschiedenen Versuchsreihen, normiert auf die Betonfestigkeit von $f_{cc} = 67 \text{ N/mm}^2$.

Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Beton-schraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$F_{u,55,20 \text{ mm}}$	$S(F_{u,55})$	COV	k	$F_{5\%}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]
A1	PHCS	Tension	MM	30	5	20	5,75	0,62	0,11	3,41	3,64
A1	PHCS	Tension	HUS	30	5	20	4,27	0,70	0,16	3,41	1,88
A1	PHCS	Tension	DCT	30	5	20	4,08	0,38	0,09	3,41	2,78
A1	PHCS	Tension	WBS	30	5	20	4,03	0,34	0,08	3,41	2,87
A2	PHCS	Tension	WBS	30	10	20	3,88	0,41	0,11	2,56	2,83
A5	PHCS	Tension	WBS	30	10	20	4,08	0,48	0,12	2,56	2,85
F4	PHCS	Tension	WBS	30	5	20	3,55	0,27	0,08	3,41	2,63
Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Beton-schraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$T_{u,67}$	$S(T_{u,67})$	COV	Min	Max
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[Nm]	[Nm]	[%]	[Nm]	[Nm]
T1	PHCS	Tension	WBS	30	16	20	16,12	3,77	0,23	2,30	7,45

Tabelle 4-6: Zusammenfassung der charakteristischen Widerstände für die verschiedenen Versuchsreihen, normiert auf die Betonfestigkeit und Verankerungstiefe von $f_{cc} = 55 \text{ N/mm}^2$ und $h_{ef} = 20 \text{ mm}$.

4.6.2 Stahltragfähigkeit (N1)

Die bisherigen technischen Spezifikationen und Qualifikationen der Betonschraube W-BS für redundante Systeme beinhalten als Untergrund Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 bis C50/60. Im Rahmen dieser Qualifizierungsversuche wurden auch Versuche zur Stahltragfähigkeit durchgeführt. Da in diesen Versuchen planmäßig Stahlbruch auftritt, hängt das Ergebnis nicht vom Verankerungsgrund ab. Daher können die Versuchsergebnisse N1 auf Anwendungen in vorgespannten Hohldeckenplatten übertragen werden. Bei einer Verankerungstiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm kann zudem ausgeschlossen werden, dass Stahlversagen als Versagensart maßgebend wird. Daher könnte im Rahmen dieser Bewertung auch auf die reine Stahltragfähigkeit des Schraubankers verzichtet werden.

4.6.3 Drehmomentversuche (N2)

Die Drehmomentversuche werden nicht durchgeführt, da die Betonschrauben kein metrisches Gewinde haben. Zwar gibt es die Kopfvariante „metrisches“ Gewinde, diese wurde aber nicht anhand von Versuchen untersucht, indem ein definiertes Drehmoment aufgebracht wurde. Diese Versuche sind zur Ermittlung des maximalen Drehmoments notwendig.

Um das grundsätzliche Setzverhalten zu untersuchen, wurde die Versuchsreihe T1 durchgeführt. In diesen Versuchen wurde das Eindreh- und Überdrehmoment gemessen, um darauf aufbauend das maximale Montagedrehmoment zu bestimmen.

4.6.4 Empfindlichkeit gegen Wasserstoffversprödung (N3)

Die bisherigen technischen Spezifikationen und Qualifikationen der Betonschraube W-BS für redundante Systeme beinhalten Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 bis C50/60. Im Rahmen dieser Qualifizierung wurden auch Versuche zur Empfindlichkeit gegen Wasserstoffversprödung durchgeführt. Da in diesen Versuchen planmäßig Stahlbruch bei Versprödungsbedingungen auftritt, hängt das Ergebnis nicht vom Verankerungsgrund ab. Daher können die Versuchsergebnisse N3 auf Anwendungen in vorgespannten Hohldeckenplatten übertragen werden. Die Versuche, die für die vorhandene ETA [1] durchgeführt wurden, zeigen, dass die untersuchten Betonschrauben nicht zu einer Wasserstoffversprödung neigen und damit für den angestrebten Anwendungsfall brauchbar sind.

4.6.5 Referenzversuche (A1)

Die Referenzversuche wurden durchgeführt, um die Tragfähigkeit für eine Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20$ mm zu ermitteln. Die Versuche wurden unter den normalen Anwendungsbedingungen in den vorgespannten Hohldeckenplatten durchgeführt. Die Ergebnisse wurden auf eine Betonfestigkeitsklasse C45/55 ($f_{c,cube} = 55$ N/mm²) normiert.

Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Betonschraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$F_{u,55,20\text{ mm}}$	$S(F_{u,55})$	COV	k	$F_{5\%}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]
A1	PHCS	Tension	MM	30	5	20	5,75	0,62	0,11	3,41	3,64
A1	PHCS	Tension	HUS	30	5	20	4,27	0,70	0,16	3,41	1,88
A1	PHCS	Tension	DCT	30	5	20	4,08	0,38	0,09	3,41	2,77
A1	PHCS	Tension	WBS	30	5	20	4,03	0,34	0,08	3,41	2,88

Tabelle 4-7: Zusammenfassung der charakteristischen Tragfähigkeiten für die Referenzversuche, normiert auf die Betonfestigkeit von $f_{cc} = 55$ N/mm².

Die Versuche zeigen, dass die Tragfähigkeit der vier untersuchten Betonschrauben unterschiedlich ist. Zum einen variiert der Mittelwert zwischen 4,03 kN und 5,75 kN, zum anderen liegt die Streuung zwischen 8 % und 16 %. Im Folgenden müssen daher die Versuche mit allen Varianten durchgeführt werden, um die charakteristische Tragfähigkeit der jeweiligen Betonschraube abzuleiten.

Die notwendigen Versuche A2, F4, T1 und A5 wurden jedoch nur mit der Betonschraube W-BS beauftragt und durchgeführt. **Daher gilt die vorliegende gutachterliche Stellungnahme nur für die Betonschraube W-BS mit einer nominellen Einbindetiefe von $h_{nom} = 20$ mm.**

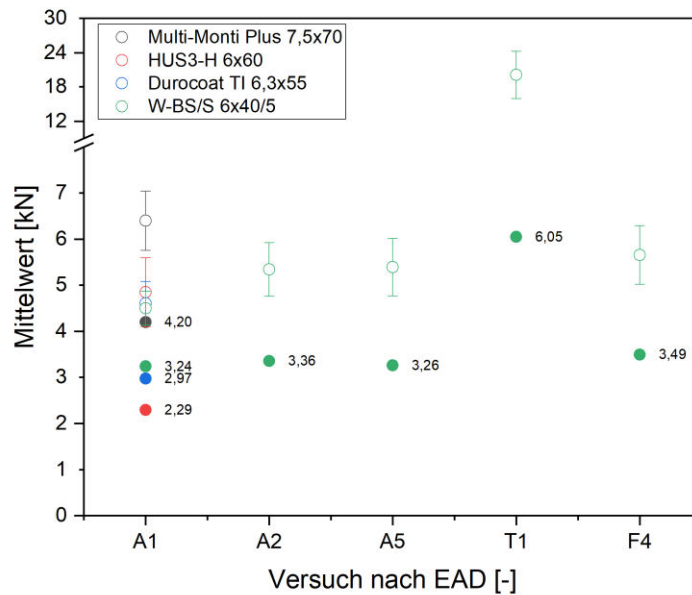


Bild 4-5: Auswertung der mittleren normierten Bruchlasten und Fraktilwerte für die vier untersuchten Betonschrauben in Abhängigkeit der Versuchsserie.

4.6.6 Eignung für gerissenen Beton mit großem Bohrereckmaß (F2)

In Spannbetonhohldeckenplatten sind aufgrund der Vorspannung keine Risse zu erwarten. Daher sind für die Anwendung in Spannbetonhohldeckenplatten keine Versuche in gerissenen Beton erforderlich. Ein großer Bohrdurchmesser kann jedoch auch im ungerissenen Beton die Tragfähigkeit stark reduzieren. Dieser Effekt wurde mit der Versuchsreihe A2 untersucht.

Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Betonschraube	d_{cut}	n	h_{nom}	$F_{u,55,20\text{ mm}}$	$S(F_{u,55})$	COV	k	$F_{5\%}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]
A1	PHCS	Tension	WBS	6,29	5	20	4,03	0,34	0,08	3,41	2,87
A2	PHCS	Tension	WBS	6,35	10	20	3,88	0,41	0,11	3,41 (2,56)	2,48
$\alpha_{F2} =$							0,96				0,86

Tabelle 4-8: Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeiten für die Referenzversuche und Versuche mit größerem Bohrereckmaß, normiert auf die Betonfestigkeit von $f_{cc} = 55 \text{ N/mm}^2$.

4.6.7 Eignung für gerissenen Beton mit kleinem Bohrereckmaß (F3)

In Spannbetonhohlplatten sind aufgrund der Vorspannung keine Risse zu erwarten. Aus diesem Grund sind für die Anwendung in Spannbetonhohldeckenplatten keine Versuche in gerissenen Beton mit kleinen Bohrlochdurchmessern erforderlich.

Aus bisherigen Erfahrungen ist bekannt, dass bei Betonschrauben der Widerstand mit kleiner werdendem Bohrlochdurchmesser zunimmt. Dies zeigt sich auch in den beiden durchgeführten Versuchsreihen A1 und A2. Hier wurden jeweils die Betonschrauben W-BS mit einem Bohrereckmaß von $d_{\text{cut}} = 6,29 \text{ mm}$ (Versuche A1) und $d_{\text{cut}} = 6,35 \text{ mm}$ (Versuche A2) auf Zugtragfähigkeit geprüft. Der Widerstand betrug jeweils $N_u = 4,03 \text{ kN}$ (Versuche A1) und $N_u = 3,88 \text{ kN}$ (Versuche A2).

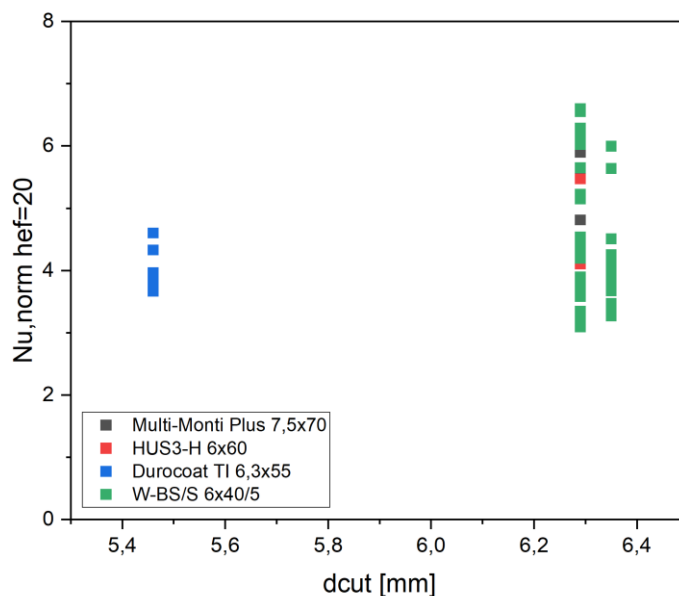


Bild 4-6: Einfluss des Bohrlochdurchmessers auf die Tragfähigkeit der vier untersuchten Betonschrauben.

Aus diesem Grund sind die A2-Versuche die maßgebenden Versuche für die Beurteilung der charakteristischen Tragfähigkeit. Grundsätzlich scheint der Einfluss des Bohrereckmaß jedoch wenig stark ausgeprägt. Ein vergleichbares Verhalten zeigt sich auch in den T1 Montageversuchen. Auch hier ist das Überdrehmoment T_u etwas geringer, wenn das Bohrereckmaß größer ist.

4.6.8 Eignung für wiederholte Belastungen (F4)

Die Qualifikation für redundante Systeme umfasst wiederholte Belastungen unter quasi statischen Bedingungen im ungerissenen Normalbeton C20/25 bis C50/60. Aus diesem Grund wurden Versuche mit wiederholter Belastung in vorgespannten Hohldeckenplatten durchgeführt, da die Ergebnisse nicht übertragbar sind.

Der charakteristische Widerstand für die hier geplante Anwendung ist auf die in den Versuchen aufgebrauchte Oberlast zu begrenzen. Dies ist erforderlich, um ein Versagen des Betonuntergrundes oder einer ungewollt großen Verschiebung zu verhindern. Die Versuche werden durchgeführt, um die maximale charakteristische Tragfähigkeit unter wiederholter Belastung zu ermitteln. Die Oberlast im Versuch repräsentiert dabei die maximale Gebrauchslast, die während der gesamten Lebensdauer einwirkt. Die Versuche wurden nur mit den Schraubankern W-BS durchgeführt.

In den Versuchen wurden zwei unterschiedliche Laststufen untersucht. In einem ersten Durchgang betrug die Unterlast 1,12 kN und die Oberlast 2,5 kN, in einem zweiten Durchgang betrug die Unterlast 0,5 kN und die Oberlast 1,2 kN. Die Versuche wurden mit einer nominalen Einbindetiefe von $h_{nom} = 20$ mm durchgeführt, die Bohrlochtiefe betrug 24,5 mm bis 27 mm.

Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Beton-schraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$F_{u,55,20\text{ mm}}$	$S(F_{u,55})$	COV	k	$F_{5\%}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]
A1	PHCS	Tension	WBS	30	5	20	4,03	0,34	0,08	3,41	2,87
F4	PHCS	Tension	WBS	30	5	20	3,55	0,27	0,08	3,41	2,63
$\alpha_{F4} =$							0,88				0,92

Tabelle 4-9: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der Referenzversuche und der Versuchsserie mit wiederholter Belastung normiert auf eine Festigkeit von $f_{cc} = 55 \text{ N/mm}^2$ und $h_o = h_{nom} = 20 \text{ mm}$.

Die Versuche zeigen, dass sich die Resttragfähigkeit leicht reduziert und bei rd. 0,88 (Mittelwert) bzw. 0,92 (Fraktilwert) bezogen auf den Referenzwert liegt. Die mittleren Bruchlasten der F4 Versuche (Resthaltekraft) und der zugehörigen Referenzversuche (A1) wurden dazu auf eine Festigkeit von $f_{cc} = 55 \text{ N/mm}^2$ und eine Einbindetiefe von $h_{nom} = 20 \text{ mm}$ normiert. Der charakteristische Widerstand der A1-Versuche bzw. A2-Versuche ist daher mit einem Abminderungsfaktor von $\alpha_{F4} = 0,88$ zu reduzieren.

4.6.9 Setzversuche im niederfesten Beton (F6)

Die Setzversuche wurden in vorgespannten Hohldeckenplatten durchgeführt. Die vorgespannten Hohldeckenplatten hatten zum Zeitpunkt der Prüfung eine nominelle Betonfestigkeit von C45/55, wobei die mittlere Festigkeit bei $66,7 \text{ N/mm}^2$ lag. Dies entspricht in etwa der mittleren Festigkeit der Klasse C45/55 ($f_{c,Klasse} = f_{c,Mittel} - 8 \text{ N/mm}^2$). Eine vorgespannte Hohldeckenplatte aus niederfestem Beton geringer als C45/55 ist nicht durch die gutachterliche Stellungnahme abgedeckt.

4.6.10 Setzversuche in hochfestem Beton (F7)

Die Versuche finden in einer vorgespannten Hohldeckenplatte mit einer mittleren Festigkeit von $66,7 \text{ N/mm}^2$ statt. In den Setzversuchen wurde das Eindrehmoment T_E untersucht und gemessen. Um zu überprüfen, ob sich das Eindrehmoment ändert, wurde dieses auch in den Versuchsserien A5 und F4 gemessen. Die Versuche zeigen, dass das Eindrehmoment für die Betonschraube W-BS zwischen 5 Nm und 8 Nm liegt. Lediglich in einem der Setzversuche zeigte sich ein erhöhtes Eindrehmoment von ca. 12 Nm .

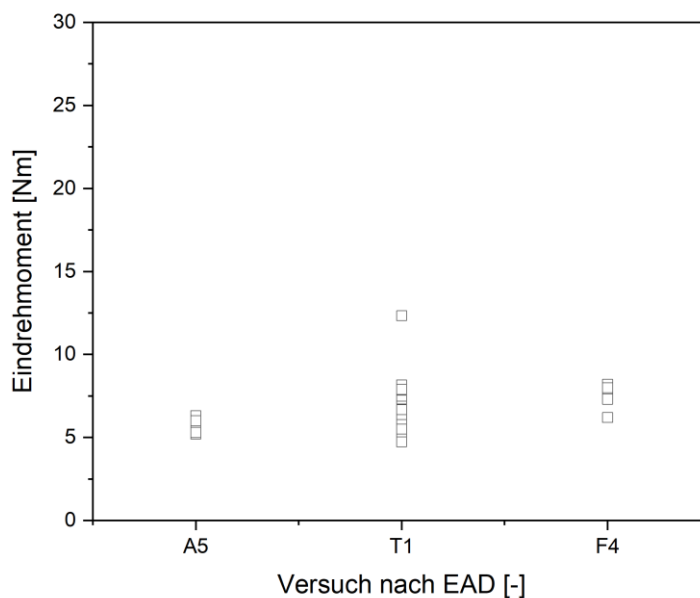


Bild 4-7: Gemessenes Eindrehmoment für die Versuchsserien A5, T1 und F4.

In den T1 Setzversuchen wurde das maximale Bruchmoment T_u kurz vor dem Überdrehen der Schraube gemessen. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass das Überdrehmoment zwischen

12 Nm und 27 Nm liegt. Bei den Versuchen ist auffällig, dass sich die Ergebnisse in zwei Kohorten unterteilen lassen, die einen Abstand von rd. 5 Nm haben.

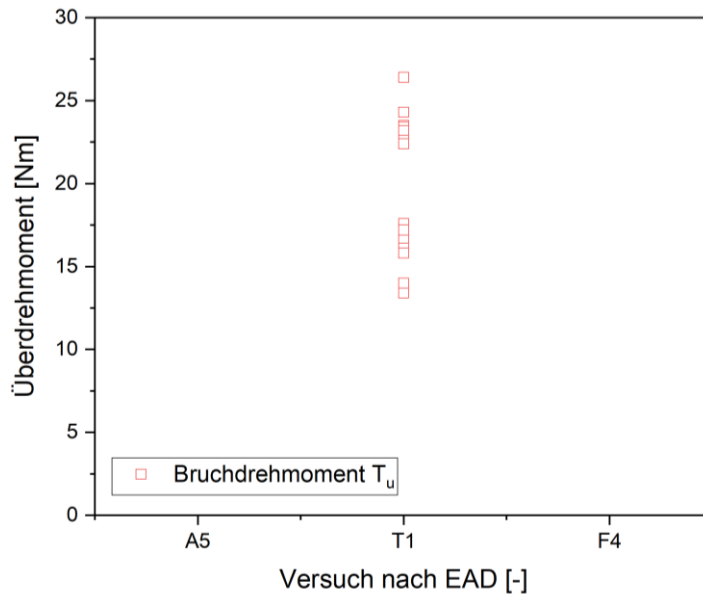


Bild 4-8: Gemessenes Bruch- bzw. Überdrehmoment für die Versuchsserie T1.

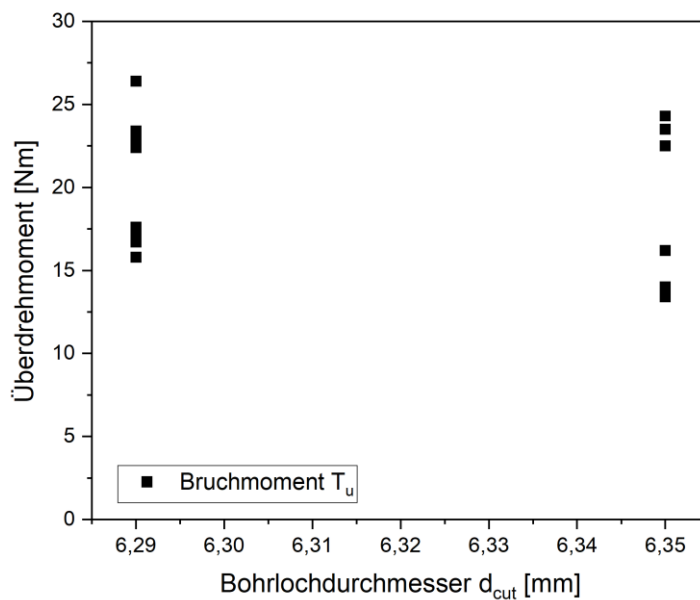


Bild 4-9: Gemessenes Bruch- bzw. Überdrehmoment für die Versuchsserien T1 unterschieden nach Bohrereckmaß.

Bei den Versuchen der unterschiedlichen Kohorten konnte jedoch keine Gesetzmäßigkeit erkannt werden, warum sich die Versuche unterscheiden. Die Setzversuche wurden zusätzlich

mit unterschiedlichem Bohrereckmaß durchgeführt, was aber die unterschiedlichen Kohorten nicht begründet (siehe Abbildung 4-9). Die Aufteilung der Versuche nach den unterschiedlichen Bohrereckmaßen zeigt, dass Versuche trotzdem in 2 unterschiedliche Kohorten eingeteilt werden können.

Alle weiteren Bedingungen in den Versuchen waren identisch. Werden die Eindrehmomente T_E mit den Überdrehmomenten T_u verglichen, zeigen die Ergebnisse, dass in der Regel das Eindrehmoment deutlich geringer ist als das Überdrehmoment. Damit kann ausgeschlossen werden, dass bei einer Kopfauflage auf dem Anbauteil die Betonschraube überdreht. Allerdings ist der Abstand gering und für die Versuche mit großem Bohrereckmaß kam es in 4 von 10 Versuchen zu einem Versagen während der Montage.

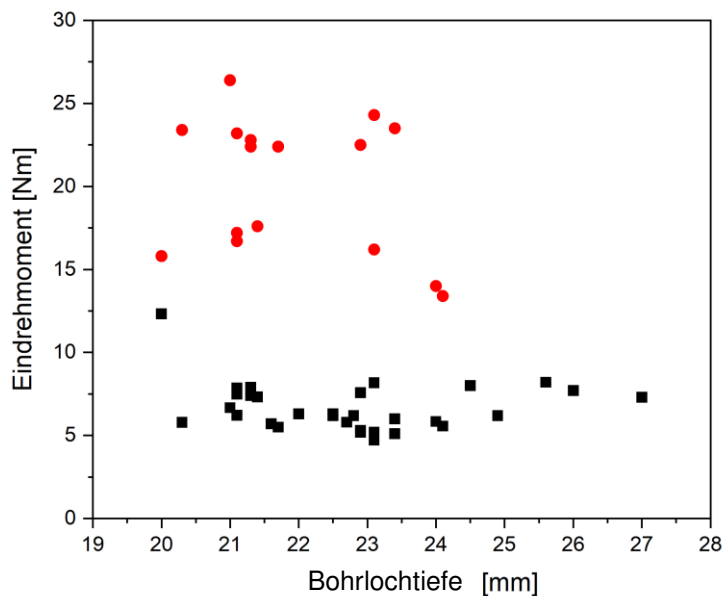


Bild 4-10: Vergleich des gemessenen Eindreh- und Überdrehmoments in Abhängigkeit der erstellten Bohrlochtiefe.

Die Berechnung des maximal zu erwartenden Eindrehmoments $T_{E,95\%}$ (95 % Fraktile) und des minimalen Überdrehmoments $T_{u,5\%}$ (5 %) ist in Tabelle 4-10 zusammengefasst.

Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Beton-schraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$T_{u,67}$	$S(T_{u,67})$	COV	k	F _{5%}	F _{95%}
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[Nm]	[Nm]	[%]	[Nm]	[Nm]	
T1	PHCS	Tension	WBS	35	16	20	16,12	3,77	0,23	2,30	7,45	24,79
T1	PHCS	Tension	WBS	35	16	20	5,62	1,83	0,33	2,30	1,41	9,83

Table 4-10: Summary of the characteristic resistances evaluated for the different test series normalized to concrete strength of $f_{cc} = 55 \text{ N/mm}^2$ and $h_{nom} = 20 \text{ mm}$.

Demnach liegt das 5 % Fraktile des Überdrehmoments bei 7.45 Nm wohingegen das 95 % Fraktile des Eindrehmoments bei 9,83 Nm liegt. Allerdings wird in diesem Fall von einer Streuung von 23 % bzw. 33% ausgegangen, da beide Versuchsserien ($d_{cut} = 6,35 \text{ mm}$ und $d_{cut} = 6,29 \text{ mm}$) gemeinsam ausgewertet wurden.

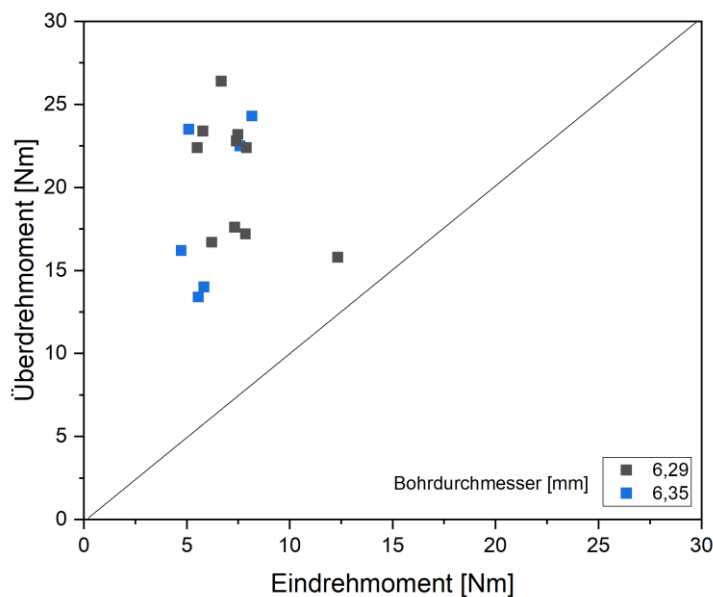


Bild 4-11: Vergleich des gemessenen Eindreh- und Überdrehmoments.

Trennt man beide Versuchsserien und wertet die Versuche unter Annahme einer Normalverteilung aus, so zeigt sich, dass das maximale Eindrehmoment, inklusive eines Teilsicherheitsbeiwerts von 1,3 für die Montage, bei $T_{E,max} = 5,7 \text{ Nm}$ liegen darf. Damit kann das maximal zulässige Eindrehmoment unterhalb des maximalen realen Eindrehmoments liegen, das für das Eindrehen der Schraube notwendig ist.

In diesem Fall darf bei Auflage des Kopfes am Anbauteil, das während der Montage auftretende Eindrehmoment nicht überschritten werden. Zudem muss die Schraubenlänge so gewählt sein, dass bei einem Eindrehen die Schraube diese nicht am Bohrlochgrund „anstößt“.

Size	h_{ef}	$T_{m,55}$	$T_{Min,55}$	$T_{V,5\%}$	γ_T	$T_{inst,max}$
[-]	[mm]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[-]	[Nm]
6	20	16,12	12,2	7,45	1,3	5,7

Tabelle 4-11: Berechnung des maximalen Installationsdrehmoments auf Basis des Überdrehmoments.

Zudem darf das maximale Bohrreckmaß für die Anwendung in vorgespannten Hohldeckenplatten mit $h_{nom} = 20$ mm **maximal $d_{cut} = 6,3$ mm** betragen.

4.6.11 Setzversuche mit Schlagschrauber (F8)

Das Setzen der Betonschraube mittels Schlagschrauber ist aufgrund der geringen Einbindetiefe nicht erlaubt. Die Montage ist nur mit einem Drehmomentschlüssel möglich. Daher wurden keine Versuche zum Setzverhalten mit einem Schlagschrauber durchgeführt.

4.6.12 Montagesensitivität (F9)

In vorgespannten Hohlbetondeckenplatten sind aufgrund der Vorspannung des Betons keine Risse zu erwarten und die Betonschrauben benötigen kein definiertes Drehmoment für ihre Funktion. Aus diesem Grund wurden in Spannbetonhohldeckenplatten keine zusätzlichen F9-Versuche durchgeführt. Die Abminderung bzw. der Montageteilsicherheitsbeiwert wird auf der sicheren Seite von Normalbeton übertragen. Die Auswertung in Normalbeton zeigt eine Abminderung von $\alpha_{F9} = 0,8$.

4.6.13 Montagesensitivität bei Bewehrungskontakt (F9a)

Bei Spannbetonhohldeckenplatten ist ein Kontakt mit der Bewehrung nicht zulässig. Nach den derzeitigen Regelungen muss ein Abstand von mindestens 50 mm zu den vorgespannten Bewehrungsstäben eingehalten werden. Die hier untersuchte Anwendung geht von einer Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20$ mm aus, so dass die Betonschrauben, die unterhalb der Spannlitzen gesetzt werden, keinen Kontakt zur Spannlitze haben. Eine Beurteilung des Kontakts mit der vorhandenen Bewehrung ist daher für Spannbetonhohldeckenplatten nicht erforderlich. Es kann für diesen Fall ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{inst} = 1,0$ angesetzt werden.

4.6.14 Minimaler Rand- und Achsabstand (F10, F11)

Im Folgenden werden die charakteristischen und minimalen Rand- und Achsabstände zusammengestellt. Da keine Versuche durchgeführt wurden, sind die Standardwerte für Rand- und Achsabstände zu verwenden. Diese sind in Tabelle 4-12 zusammengefasst.

Abstand	Minimale Rand- und Achsabstände für vorgespannte Hohldeckenplatten	Minimale Rand- und Achsabstände für vorgespannte Hohldeckenplatten mit $h_{\text{ef,max}} = 20 \text{ mm}$
Achsabstand s_{CR}	$\geq 200 \text{ mm}$ and $\geq 4 h_{\text{ef}}$	80 mm < 200 mm
Randabstand c_{CR}	$\geq 100 \text{ mm}$ and $\geq 3 h_{\text{ef}}$	60 mm < 100 mm

Tabelle 4-12: Standardwerte für die Achs- und Randabstände bei Spannbetonhohlplatten.

Die Versuche mit Gruppen können entfallen, wenn $c_{\text{CR}} = 50 \text{ mm}$ und $s_{\text{CR}} = 100 \text{ mm}$ für $h_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$ eingehalten werden. Bei der Berechnung der Gruppentragfähigkeit sind daher der charakteristische Randabstand mit $2,5 \cdot h_{\text{nom}}$ und der charakteristische Achsabstand mit $5 \cdot h_{\text{nom}}$ anzunehmen.

4.7 Charakteristische Tragfähigkeit in vorgespannten Hohlbetondeckenplatten

4.7.1 Charakteristische Zugtragfähigkeit

4.7.1.1 Herausziehen der Betonschraube

Der charakteristische Widerstand bei einem Herausziehen der Betonschraube $N_{\text{Rk},0}$ wird aufgrund der folgenden Effekte reduziert:

- (1) Einem ungenügenden Lastverschiebungsverhalten, das durch den Faktor α_1 ausgedrückt wird. Die Zugversuche zeigen hier keine Auffälligkeiten. Somit kann $\alpha_{\text{N}} = 1,0$ angenommen werden. Unter Querbelastung kommt es in 2 Fällen zu einem Lastabfall vor Erreichen der Höchstlast. Daher ist hier ein Wert $\alpha_{\text{V}} = 0,4$ anzunehmen.
- (2) Wenn die Tragfähigkeit und die Resttragfähigkeit bei den Eignungsversuchen im Vergleich zu den Referenzversuchen nicht erreicht werden, muss eine Abminderung berücksichtigt werden. Die Reduzierung berücksichtigt dabei das Minimum aus allen Abminderungen. Die ermittelten Abminderungen sind in Tabelle 4-16 zusammengefasst.
- (3) Wenn die Streuung in den Versuchen die maximal zulässige Streuung ($\text{COV}_{\text{max}} = 15 \%$ für die Anwendungsbedingungen und $\text{COV}_{\text{max}} = 20 \%$ für die Eignungsversuche) überschreitet, ist eine Abminderung anzusetzen. Die Ergebnisse zeigen eine maximale

Streuung von $\text{COV}_{\text{Test,max}} = 11,5 \%$. Damit muss keine Reduktion aufgrund erhöhter Streuung angenommen werden und $\beta = 1,0$ kann für die Ableitung der charakteristischen Tragfähigkeit verwendet werden.

Der charakteristische Widerstand für Herausziehen kann mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$F_{Rk,p} = F^0_{Rk,p} \cdot \text{MIN}(\alpha_i) \cdot \beta \leq F_{Rk,c} \quad \text{Gl. 7}$$

4.7.1.2 Stahlversagen der Betonschraube

Die charakteristische Tragfähigkeit bei Stahlversagen kann rechnerisch ermittelt werden. Dazu wird die Querschnittsfläche mit der nominellen Festigkeit multipliziert. In der Regel wird hierfür eine konstante Festigkeit f_{uk} über den gesamten Querschnitt angenommen.

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad \text{Gl. 8}$$

Der charakteristische Widerstand für Stahlversagen kann für die Betonschraube W-BS mit $A_s = 23,7 \text{ mm}^2$ und $f_{uk} = 600 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Der charakteristische Widerstand unter Zuglast beträgt damit $N_{Rk,s} = 14,2 \text{ kN}$. Dieser Wert liegt deutlich über der Tragfähigkeit für Betonausbruch und wird daher nicht maßgebend.

4.7.1.3 Betonausbruch der Betonschraube

Die Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeit für Betonausbruch kann mit den beiden Faktoren $k_{ucr,N}$ und $k_{cr,N}$ erfolgen. Diese können ohne Versuche wie folgt angenommen werden.

$$k_{ucr,N} = 11,0 \quad \text{Gl. 9}$$

$$k_{cr,N} = 7,7 \quad \text{Gl. 10}$$

$$c_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} \quad \text{Gl. 11}$$

Der charakteristische Widerstand für eine Verankerungstiefe $h_{nom} = 20 \text{ mm}$ in einer vorgespannten Hohldecke mit C45/55 beträgt im nicht gerissenen Beton $N_{Rk,c} = 6,6 \text{ kN}$. Dies entspricht der maximal aktivierbaren Tragfähigkeit für Betonversagen unter Zugbelastung. Da diese deutlich höher ist, als die in den Versuchen ermittelte charakteristische Tragfähigkeit, kann davon ausgegangen werden, dass die Betonschraube durch Herausziehen versagt.

Aus der Literatur ist bekannt, dass die Tragfähigkeit bei extrem geringen Verankerungstiefen, wie sie hier vorliegen, die Werte $k_{ucr,N}$ und $k_{cr,N}$ auf 0,5 bis 0,7 des ursprünglichen Wertes reduziert werden müssen.

Aufgrund der geringen Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20$ mm beträgt der

- charakteristische Achsabstand $s_{cr} = 5 \cdot h_{nom}$
- charakteristische Randabstand $c_{cr} = 2,5 \cdot h_{nom}$.

4.7.1.4 Erhöhungsfaktor für größere Betondruckfestigkeiten

Der Erhöhungsfaktor, der höhere Betondruckfestigkeiten für Betonausbruch berücksichtigen soll, kann mit Gleichung 12 berechnet werden, wobei als geringste zulässige Betonfestigkeitsklasse C45/55 anzunehmen ist:

$$\psi_c = (f_{c,Class} / f_{c,C45/55})^{0.5} \quad \text{Gl. 12}$$

Die minimale Betonfestigkeitsklasse für die hier untersuchten vorgespannten Hohldeckenplatten beträgt C45/55. Aus diesem Grund werden die Erhöhungsfaktoren für die folgenden Festigkeitsklassen wie folgt berechnet:

- C45/55 with $\psi_c = (f_{c,Class} / f_{c,C45/55})^{0.5} = 1,0$
- C50/60 with $\psi_c = (f_{c,Class} / f_{c,C45/55})^{0.5} = (60 / 55)^{0.5} = 1,04$
- C55/67 or larger with $\psi_c = (f_{c,Class} / f_{c,C45/55})^{0.5} = (67 / 55)^{0.5} = 1,1$
- ...

Der Erhöhungsfaktor sollte zudem auf den Wert $\psi_c \leq 1,2$ begrenzt werden, da keine Versuche in sehr hohen Festigkeitsklassen vorliegen. Zudem wurde nicht überprüft, ob die grundsätzliche Annahme nach Gleichung 8 auch für die untersuchten Hohlbetondeckenplatten gilt.

4.7.1.5 Abminderung der Tragfähigkeit von Gruppen

Da die Versuche zeigen, dass die Verschiebungen sehr gering ausfallen, kann sich die Last innerhalb einer Gruppenverankerung nur geringfügig umlagern. Um dies zu Berücksichtigen, muss bei einer Gruppe die Tragfähigkeit mit einem Faktor $\alpha_{Gruppe} = 0,7$ abgemindert werden.

4.7.2 Charakteristischste Quertragfähigkeit

4.7.2.1 Lokales Betonversagen bzw. Heraushebeln der Betonschraube

Die Tragfähigkeit unter Querbelastung wurde in den A5-Versuchen ermittelt. Hierzu wurden Querlastversuche mit einer Verankerungstiefe zwischen $h_{nom} = 21$ mm und $h_{nom} = 23$ mm durchgeführt. Diese Versuche zeigen, dass die mittlere Tragfähigkeit bei ca. 4,1 kN liegt, wenn die Ergebnisse auf eine Festigkeit von $f_{c,cube} = 55$ N/mm² und eine Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20$ mm normiert werden.

Versuch	Untergrund	Lastrichtung	Beton-schraube	Spiegel-dicke	n	h_{nom}	$F_{u,55,20\text{ mm}}$	$S(F_{u,55})$	COV	k	$F_{5\%}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]
A5	PHCS	Tension	WBS	30	10	20	4,08	0,48	0,12	2,56	2,85

Tabelle 4-13: Ergebnisse der Referenzquerlastversuche.

In allen Fällen kam es zu einem lokalen Versagen und der Schraubanker wurde herausgehoben. In der Regel war die Kraft bei Erreichen der Höchstlast so gering, dass nur eine geringe Verformung der Schraube stattfand. In einem der Versuche (V4) wurde eine größere „Verbiegung“ der Schraube festgestellt. In diesem Fall war die Verschiebung bei Erreichen der Höchstlast maximal.



Bild 4-12: Darstellung des Versagens unter Querbelastung mit geringer Verankerungstiefe ($h_{nom} = 20$ mm) in Hohldeckenplatten.

4.7.2.2 Stahlversagen der Betonschraube

Der charakteristische Widerstand bei Abscheren des Stahls wird mit Gleichung 13 berechnet:

$$V_{Rk,S} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad \text{Gl. 13}$$

Für die Berechnung des kleinsten Querschnitts wird ein minimaler Kerndurchmesser $d_k = 5,5$ mm mit $A_s = 23,7$ mm² angenommen.

Zur Ermittlung der charakteristischen Querstahltragfähigkeit wurden zudem Versuche durchgeführt. Die Versuchswerte werden mit den berechneten Tragfähigkeiten (unter Verwendung von Gleichung 13) verglichen.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 4-14 zusammengefasst. Hier zeigt sich, dass in den Versuchen kein Stahlversagen auftritt und die Tragfähigkeit deutlich geringer als angenommen ist. Dies kann damit begründet werden, dass es in den Versuchen zu einem rückwärtigen Betonausbruch kommt.

Size	h_{ef}	n	$V_{u,test}$	$V_{Rk,test}$	f_{yk}	A_s	f_{uk}	$V_{Rk,S}$ ⁶	γ_{Ms}
[-]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[-]
6	20	5	4,08	2,85	400	23,7	600	7,125	1,5

Tabelle 4-14: Ergebnis der Referenz-Querlastversuche in nicht gerissenem Beton ($w = 0$ mm) im Vergleich zur rechnerischen Quertragfähigkeit.

Die charakteristische Tragfähigkeit einer Gruppenverankerung im Falle von Stahlversagen wird durch die Duktilität des Verbindungselements beeinflusst. Der Faktor k_7 wird daher mit $k_7 = 0.8$ angenommen.

Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite. Da aufgrund der geringen Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20$ mm Stahlversagen auch unter Querbelastung nicht maßgebend ist, spielt dieser Faktor bei der Bemessung eine untergeordnete Rolle. Eine konservative Abschätzung ist daher un-schädlich.

⁶ Berechnet mit Gleichung 13.

4.7.2.3 Rückwärtiger Betonausbruch der Betonschraube

Der charakteristische Widerstand eines einzelnen Befestigungselements oder einer Gruppe von Befestigungselementen im Falle eines rückwärtigen Betonausbruchs hängt von der Einbinde-tiefe des Befestigungselements ab. Der Faktor k_8 wird standardmäßig mit 1,0 angenommen, wenn die Verankerungstiefe zwischen 25 mm und 40 mm liegt [3]. Für geringere Veranke-rungstiefen wurde dieser Wert bisher nicht ermittelt.

$k_{8,Standard}$ $h_{ef} > 30$ mm	$k_{8,Hohldecken}$ $h_{ef} = 20$ mm
[-]	[-]
1,0	0,8

Tabelle 4-15: Standardwerte für k_8 zur Berechnung des Ausbruchsversagens für Einzel- und Gruppenbefestigungen.

Versuche mit Verankerungstiefen $h_{ef} > 40$ mm in vorgespannten Hohldeckenplatten zeigen einen Wert $k_8 = 1,0$. Der Wert k_8 wurde bisher nicht in vorgespannten Hohlbetondeckenplatten mit nur einer Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20$ mm untersucht, so dass zunächst der Standardwert von $k_8 = 1,0$ angenommen werden darf. Aufgrund der geringen Verankerungstiefe sind jedoch weitere Effekte zu erwarten (insbesondere bei nicht ebenen Anbauteilen), die den Wert k_8 verringern. Aufgrund eines anderen Versagensmodus unter Querbelastung wird daher ein Faktor von $k_8 = 0,8$ vorgeschlagen.

4.7.3 Zusammenfassung

In der Tabelle 4-16 sind die charakteristischen Tragfähigkeiten unter Zug- und Querbelastung zusammengefasst. Die angenommenen Abminderungen ergeben sich aus dem vorherigen Abschnitt 4.6.

Charakteristische Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Abminderungen			
$N_{Rk,p}^0 =$	2,87	$V_{Rk,p}^0 =$	2,85
$\beta =$	1,0	$\beta =$	1,0
$\alpha_1 =$	1,0	$\alpha_{1V} =$	0,4
$\alpha_{F2} =$	0,86	$\alpha_{F2} =$	-
$\alpha_{F3} =$	-	$\alpha_{F3} =$	-
$\alpha_{F4} =$	0,88	$\alpha_{F4} =$	-
$\alpha_{F9} =$	0,8	$k_s =$	0,8
$\gamma_{inst} =$	1,0	$\gamma_{inst} =$	1,0
$N_{Rk,p,max} (F4) =$	1,2	$V_{Rk,p,max} (F4) =$	1,2
$N_{Rk,p,Rep} (C45/55) =$	1,74	$V_{Rk,p,Rep} (C45/55) =$	0,9

Tabelle 4-16: Aus den Versuchen unter Zugbelastung und Querbelastung abgeleitete charakteristische Widerstände.

Die Auswertung zeigt, dass die charakteristische Tragfähigkeit für alle Lastrichtungen mit maximal $F_{Rk} = 0,9 \text{ kN}$ angenommen werden sollte.

Eine minimale Betonfestigkeitsklasse von C45/55 sowie eine minimale Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20 \text{ mm}$ müssen gewährleistet werden.

Die charakteristische Tragfähigkeit gilt nur in Zusammenhang mit den untersuchten oder vergleichbaren vorgespannten Hohldeckenplatten für die Betonschraube W-BS.

4.8 Verschiebungen

In der ETA sind die Verschiebungen unter Kurzzeitbeanspruchungen und Langzeitbeanspruchung für Zug- und Querbelastrung anzugeben. Diese werden in der Regel für die Last F_{Disp} ermittelt, die ungefähr der zu erwartenden Bemessungslast entspricht (siehe Gleichung 14).

$$F_{Disp} = F_{Rk} / (\gamma_M \cdot 1.4) \quad \text{Gl. 14}$$

Die Verformungen unter kurzzeitiger Zug- und Querbelastrung (δ_{N0} und δ_{V0}) werden aus den Versuchen an einzelnen Betonschrauben ohne Rand- oder Achsabstand ermittelt. Der abgeleitete Wert muss dem Maximalwert der Versuche entsprechen.

Die kurzzeitigen Zug- und Querkzugverschiebungen δ_{N0} und δ_{V0} sind jedoch abhängig von der Betonfestigkeitsklasse. Es genügt jedoch für alle Festigkeitsklassen einen Wert anzugeben. Da vorgespannte Hohldeckenplatten ungerissen bleiben, wird für Zug- und Querbelastrung nur der Wert für den ungerissenen Beton angegeben.

Die Langzeitverschiebung wird aus den Lastwechselversuchen (F4-Versuche) ermittelt. Diese beschreibt die maximale Verschiebung nach einer Belastrung mit 100.000 Lastwechseln. Ist dieser Wert geringer als das 1,5-fache der Kurzzeitverschiebung, wird das 1,5fache der Kurzzeitverschiebung maßgebend. Die nachfolgende Auswertung basiert auf den Verschiebungen, die bei 50 % der Bruchlast F_{um} gemessen wurden. Die Verschiebungen werden mit Gleichung 14 auf das Bemessungsniveau linear „normiert“. Die Auswertung des Verhältnisses von Verschiebung $\delta(F_{um}/2)$ zu Belastrung ($0,5 \cdot F_{um}$), das die Steifigkeit des Dübels repräsentiert, ist in Abbildung 4-13 dargestellt.

Die Ergebnisse der gemessenen Steifigkeiten zeigen, dass der Mittelwert bei 0,01 mm/kN und die 95%-Fraktile bei ca. 0,03 mm/kN liegt. Die Steifigkeiten sind unter Zugbelastung (A1, A2 Versuche) nahezu unabhängig von der Verankerungstiefe bzw. Bohrlochtiefe. Die Belastungsrichtung spielt jedoch eine signifikante Rolle (Versuchsserie A5). Die Steifigkeiten liegen hier im Mittel bei 0,52 mm/kN und damit deutlich höher als unter Zugbelastung.

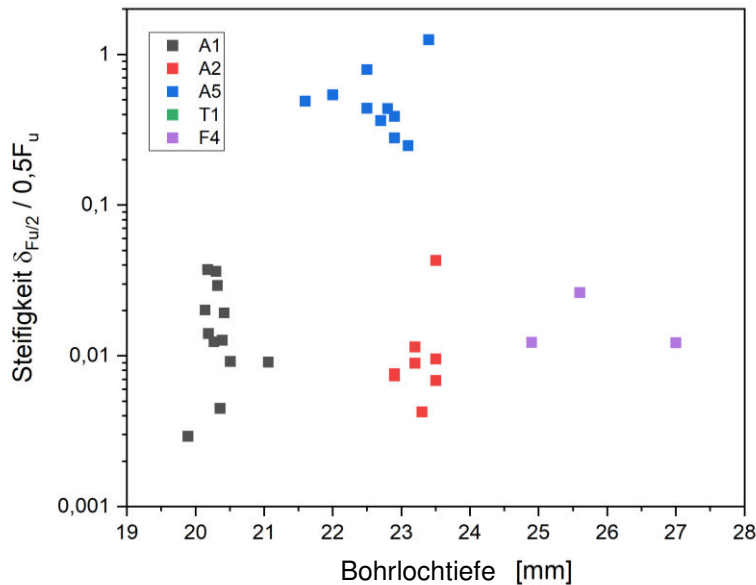


Bild 4-13: Auswertung der Verschiebungen (bei 50 % von F_{um}) in Abhängigkeit der Bohrlochtiefe bzw. Verankerungstiefe.

Die Auswertung der Steifigkeiten bei $0,5 \cdot F_{um}$ ist in Tabelle 4-17 zusammengefasst.

Product	Test series	$0,5 F_u$	κ_{mean}	$Stdv(\kappa_{mean})$	$\kappa_{5\%}$	$\kappa_{95\%}$	κ_{∞}
[-]	[-]	[kN]	[mm/kN]	[mm/kN]	[mm/kN]	[mm/kN]	[mm/kN]
MM	A1	3,201	0,016	0,015	0,000	0,036	0,054
HUS	A1	2,425	0,018	0,015	0,000	0,037	0,056
DCT	A1	2,304	0,005	0,006	0,000	0,012	0,019
WBS	A1	2,249	0,003	0,006	0,000	0,014	0,021
WBS	A2	2,672	0,010	0,012	0,000	0,043	0,064
WBS	A5	2,697	0,523	0,298	0,248	1,251	1,877
MM	F4	2,829	0,010	0,011	0,000	0,026	0,026

Table 4-17: Zusammenfassung der **Steifigkeiten** bei maximaler Belastung.

Product	Test series	F_{Rk}	F_{Disp}	$\kappa_{95\%}$	κ_{∞}	$\delta_{95\%}$	δ_{∞}	δ_{max}
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[mm/kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
MM	A1	3,65	1,738	0,036	0,054	0,063	0,095	ca. 0,1
HUS	A1	1,88	0,895	0,037	0,056	0,033	0,050	
DCT	A1	2,77	1,319	0,012	0,019	0,016	0,024	
WBS	A1	2,88	1,371	0,014	0,021	0,019	0,029	
WBS	A2	2,48	1,181	0,043	0,064	0,051	0,076	
WBS	A5	2,45	1,167	1,251	1,877	1,460	2,190	2,20
MM	F4	2,64	1,257	0,026	0,026	0,033	0,033	0,033

Table 4-18: Zusammenfassung der **Verschiebungen** bei maximaler Belastung.

Die Auswertung der Steifigkeiten und der Verschiebungen unter Kurz- und Langzeitbelastung zeigt, dass die Verschiebungen sehr gering sind und in der Regel weniger als 0,1 mm betragen. Damit kann die Verschiebung für die meisten statischen Systeme vernachlässigt werden.

4.9 Dauerhaftigkeit

Die Eigenschaften der Verbindungselemente dürfen sich während der Lebensdauer nicht ändern. Im Rahmen dieses Gutachtens gelten die folgenden Regelungen:

- In Innenräumen ist kein besonderer Korrosionsschutz erforderlich. Beschichtete Stahlteile (z. B. Beschichtung mit einer galvanischen Verzinkung $> 5 \mu\text{m}$) reichen für den trockenen Innenraum aus, um die Korrosion der Stahlteile zu verhindern.
- Wenn der Korrosionsschutz (Material oder Beschichtung) in anderer Form gewährleistet werden soll, oder eine spezielle Beschichtung verwendet wird, muss die Dauerhaftigkeit für die entsprechende Expositionsklasse nachgewiesen werden.

4.10 Charakteristische Tragfähigkeit unter Brandbelastung

Die Tragfähigkeit unter Brandbelastung wurde nicht untersucht. Daher kann die Tragfähigkeit im Falle einer Brandbelastung nicht beurteilt werden. Die Tragfähigkeit hängt zum einen von der Stahlgüte der Betonschraube und zum anderen von der Betongüte der Hohlbetondeckenplatten ab.

Bei einer Verankerungstiefe von $h_{nom} = 20 \text{ mm}$ kann das Versagen nicht nur durch Pullout, Betonausbruch oder Stahlversagen erfolgen, sondern auch durch das Abplatzen der oberen Betondeckung oder durch eine Rissbildung im Bereich der Holdeckenplatten.

Dieses komplexe Zusammenspiel von Verankerung und vorgespannter Hohldeckenplatte kann nur in Versuchen unter Brandbeanspruchung oder entsprechenden numerischen Berechnungen ermittelt werden. Da im Rahmen dieser Beurteilung keine Untersuchungen stattgefunden haben, muss die Anwendung auf Fälle ohne Brandanforderungen begrenzt werden. Alternativ können die Brandanforderungen durch vorhandene Systemprüfungen (z.B. in Kombination mit Brandschutzdecken) nachgewiesen werden.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Der Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken e.V., die Forschungsgesellschaft VMM Spannbetonplatten GbR, der Bundesverband der Gipsindustrie e. V. und die Adolf Würth GmbH & Co. KG möchten die Tragfähigkeit verschiedener Schraubanker in Spannbetonhohldeckenplatten mit geringer Verankerungstiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm beurteilt haben.

Die Anwendung soll mit einer Einbindetiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm auch Verankerungen unterhalb der Spannritzen ermöglichen. Der untersuchte Schraubanker W-BS besitzt bereits eine ETA für redundante Systeme in Normalbeton und Spannbetonhohldeckenplatten mit einer Einbindetiefe von mindestens $h_{\text{nom}} \geq 25$ mm.

Es wurden zunächst 4 verschiedene Schraubanker mit einem nominellen Durchmesser von 6 mm bis 7 mm und einer Einbindetiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm⁷ untersucht. Die Versuche zur Eignung und zur Montage der Betonschrauben wurden anschließend mit dem ausgewählten Schraubanker W-BS der Fa. Würth durchgeführt. Die folgende Beurteilung gilt daher nur für diesen Schraubanker.

Die Versuche mit einer Verankerungstiefe von $h_{\text{nom}} = 20$ mm zeigen, dass die grundsätzliche Eignung des Systems gegeben ist. Die Versuche mit wechselnder Belastung und vergrößertem Bohrereckmaß zeigen geringe Abminderungen, die auch in Normalbeton zu erwarten sind. **Die Montage muss mit einem Bohrer mit Tiefenanschlag durchgeführt werden, da ansonsten wie in den vorliegenden Versuchen, die Bohrlochtiefen größer als 20 mm zu erwarten sind. In jedem Fall ist eine Bohrlochtiefe auf 20 mm \pm 1 mm einzuhalten.** Fehlbohrungen

⁷ In der Regel in h_{mon} deutlich größer als h_{ef} . In vorliegenden Fall wird $h_{\text{nom}} = h_{\text{ef}} = 20$ mm verwendet. D.h. in folgenden wurde eine Gesamteinbindetiefe von 20 mm realisiert.

sind grundsätzlich mit hochfestem und unterhalb der Spannlitzen mit alkalischem Mörtel zu verschließen.

Die Montageversuche zeigen, dass ein gewisses Risiko besteht, dass die Betonschrauben im Zuge der Montage überdreht werden. Dies kann dadurch ausgeschlossen werden, dass das **maximale Drehmoment von 5 Nm** oder das vorhandene Eindrehmoment nicht überschritten wird, wenn der Kopf am Anbauteil aufliegt.

Die charakteristische Tragfähigkeit liegt für alle Belastungsrichtungen bei **$F_{Rk} = 0,9 \text{ kN}$** . Der Bemessungswert liegt unter Annahme eines Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_M = 1,5$ dann bei **$F_{Rd} = 0,6 \text{ kN}$** . Unter Annahme einer statischen und ruhenden Einwirkung ergibt sich mit $\gamma_L = 1,35$ eine zulässige Belastung von **$F_{Zul} = 0,45 \text{ kN}$** (45 kg pro Belastungspunkt) für vorgespannte Spannbetonhohldecken C45/55 und einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 20 \text{ mm}$. **Die Tragfähigkeit einer Gruppe mit mehreren Schrauben muss mit 0,7 abgemindert werden.** Eine minimale Spiegeldicke der vorgespannten Hohldeckenplatte von 30 mm ist einzuhalten.


Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

ANNEX A:

Würth W-BS			6 mm	
Nominelle Verankerungstiefe	h_{nom}	[mm]	20	
Stahlversagen				
Charakteristische Zugtragfähigkeit	$N_{Rk,s}$	[kN]	14,2	
Teilsicherheitsbeiwert	γ_{Ms}	[-]	1,5	
Charakteristische Quertragfähigkeit	$V_{Rk,s}$	[kN]	7,1	
Teilsicherheitsbeiwert	γ_{Ms}	[-]	1,5	
Duktilitätsfaktor Gruppe Querbelastung	k_7		0,8	
Betonversagensarten (Betonausbruch, Spalten, Betonkantenbruch und Rückwärtiger Betonausbruch)				
Charakteristischer Widerstand in vorgespannten Hohlbetondeckenplatte C45/55	$d_b \geq 30$ mm	$F_{Rk,p}$	[kN]	0,9
Bemessungswert in vorgespannten Hohlbetondeckenplatte C45/55	$d_b \geq 30$ mm	$F_{Rd,p}$	[kN]	0,6
Erhöhungsfaktor Betondruckfestigkeit	C45/55	ψ_c	[-]	1,00
	C50/60			1,04
	C55/67			1,10
	C60/75			1,17
	ab C70/85			1,20
Teilsicherheitsbeiwert für die Montage	γ_{inst}	[-]	1,0	
Minimaler Achsabstand	s_{min}	[mm]	200	
Minimaler Randabstand	c_{min}	[mm]	100	
Abminderung der Tragfähigkeit einer Gruppe	α_{Gruppe}	[-]	0,7	