

Auswirkungen der zulässigen
Spannstahlspannungen von EC2, Teil 1
auf die Zulassung von Spannverfahren

T 2581

T 2581

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

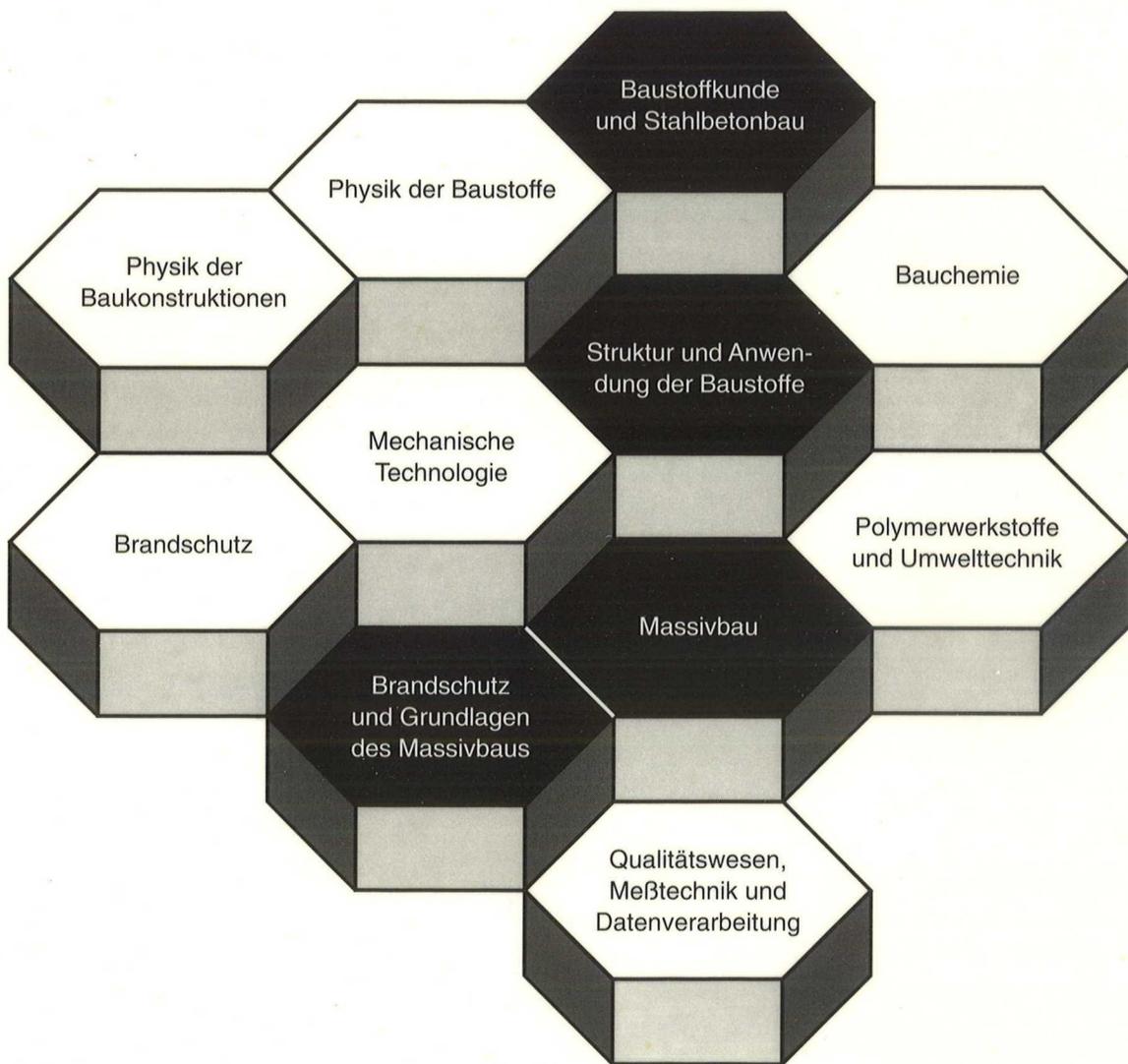
**AUSWIRKUNGEN DER
ZULÄSSIGEN SPANNSTAHLSPANNUNGEN
VON EC 2, TEIL 1 AUF DIE ZULASSUNG VON
SPANNVERFAHREN**

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy
Dipl.-Ing. P. Holzenkämpfer

Januar 1994

Forschungsbericht
Gefördert vom Deutschen Institut für Bautechnik
Anstalt des öffentlichen Rechts, Berlin

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



AUSWIRKUNGEN DER
ZULÄSSIGEN SPANNSTAHLSPANNUNGEN
VON EC 2, TEIL 1 AUF DIE ZULASSUNG VON
SPANNVERFAHREN

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy
Dipl.-Ing. P. Holzenkämpfer

Januar 1994

Forschungsbericht
Gefördert vom Deutschen Institut für Bautechnik
Anstalt des öffentlichen Rechts, Berlin

INHALT

BEZEICHNUNGEN	3
1. ANLASS UND VORGEHEN	9
2. KRÜMMUNGSRADIUS VON SPANGLIEDERN	
2.1 Ausgangssituation und Problemstellung	10
2.2 Grundlagen	10
2.2.1 Querpressung	10
2.2.2 EC 2, T.1, Regelung	13
2.2.3 Minimaler Krümmungsradius der Zulassungen	14
2.2.4 Bruchbedingung bei Linienpressung	14
2.2.5 Ältere Querpressungsversuche	15
2.3 Vorschlag für den Mindestradius	17
2.4 Plastizierung	18
2.5 Freie Vorlänge	21
2.6 Zusammenfassung	21
3. ENTWURF EINER NEUFASSUNG DER PRÜFRICHTLINIEN VON SPANNVERFAHREN FÜR DIE ANWENDUNG NACH EC 2, TEIL 1	
3.1 Anlaß	22
3.2 Textvorschlag für eine Neufassung der Richtlinien	23
3.3 Vergleichende Gegenüberstellung der IfBt- und FIP'93- Richtlinien	37
3.4 Erläuterung und Begründung der Anforderungen	50
3.5 Zusammenfassung	67

4. RECHENMODELLE FÜR DIE VERBINDUNG ANKERKÖRPER/BETON	
4.1 Vorbemerkung	68
4.2 Drucktragfähigkeit	69
4.3 Tragfähigkeit im Krafteinleitungsbereich von Plattenverankerungen	69
4.4 Ermittlung der wirksamen Ankerplattenfläche	71
4.5 Randedurchbiegung der Ankerplatte	73
4.6 Näherungsansatz für die Rißbreite	73
4.7 Zusammenfassung	75
5. UMRECHNUNG ZUGELASSENER SPANNVERFAHREN FÜR DIE ANWENDUNG NACH EC 2, TEIL 1	
5.1 Umrechnungsbasis	76
5.2 Betonfestigkeitsklassen	77
5.3 Umrechnung bei Plattenverankerungen	78
5.3.1 Mindestachs- und Randabstände	78
5.3.2 Ankerplattenabmessungen	79
5.3.3 Spaltzugbewehrung im Krafteinleitungsbereich	81
5.4 Umrechnung bei Verbundverankerungen	82
5.4.1 Mindestachs- und Randabstände	82
5.4.2 Verbundstrecke	83
5.4.3 Spaltzugbewehrung	83
5.5 Umrechnungsbeispiel	84
5.6 Zusammenfassung	85
6. ZUSAMMENFASSUNG	86
7. LITERATUR	87

BEZEICHNUNGEN

Allgemeines

exp	: Versuch
gem	: gemessen
cal	: rechnerisch
zul	: zulässig
vorh	: vorhanden
erf	: erforderlich
max	: maximal
min	: minimal
res	: resultierend

Zeichen für geometrische Größen

a	: größere Seitenlänge des Versuchskörpers
b	: kleinere Seitenlänge des Versuchskörpers
h	: Höhe des Versuchskörpers bis zur Unterkante des Ankerkörpers
a_1	: Seitenlänge des Ankerkörpers parallel zur Seitenlänge a
b_1	: Seitenlänge des Ankerkörpers parallel zur Seitenlänge b
$a_{1,ef}$: effekt. Seitenlänge a_1 unter Berücks. der Steifigkeit
r_o	: Radius des Spannkanaals unter der Ankerkörperöffnung
r_u	: Radius des Spannkanaals unterhalb der Zusatzbewehrung
r_h	: Hüllrohrradius
t	: Dicke des Ankerkörpers
t_s	: Dicke des Ankerkörpers, bei der er als "steif" anzusehen ist
d_d	: Durchmesser eines runden Druckstempels
d	: Kantenlänge eines quadratischen Druckstempels

d_p	: Durchmesser eines Spannelements
r_p	: Radius eines Spannelements
z_s	: plastizierte Tiefe eines Spannelements
A	: Querschnittsfläche des Versuchskörpers
A_n	: Nettoquerschnittsfläche des Versuchskörpers, $A_n = A - \pi r_u^2$
A_1	: Querschnittsfläche des Ankerkörpers
A_{1n}	: Nettoquerschnittsfläche des Ankerkörpers, $A_{1n} = A_1 - \pi r_o^2$
$A_{1,ef}$: effekt. A_1 unter Berücksichtigung der Ankerkörpersteifigkeit
$A_{1n,ef}$: effekt. A_{1n} unter Berücksichtigung der Ankerkörpersteifigkeit
A_{pk}	: Nennquerschnittsfläche des Spannglieds
A_{pm}	: tatsächliche Querschnittsfläche des Spannglieds im Versuch
R	: Umlenkradius
A_{sw}	: Querschnittsfläche des Wendelstabes
$A_{sbü}$: Querschnittsfläche des Bügelstabes
d_s	: Bewehrungsstabdurchmesser
d_s^*	: Vergleichsstabdurchmesser bei gemischter Bewehrung
l_w	: Höhe, über die sich die Wendelbewehrung erstreckt
$l_{bü}$: Höhe, über die sich die Bügelbewehrung erstreckt
a_w	: Durchmesser der Wendel
s_w	: Ganghöhe der Wendel
$s_{bü}$: Achsabstand der Bügel
l_e	: Einleitungslänge
l_v	: Haftstrecke einer Verbundverankerung
u	: Umfang einer(eines) Litze(Stabes)

Sicherheitsrelevante Zeichen

γ_p	: Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung für Vorspannung
------------	---

γ_C : Teilsicherheitsbeiwert des Widerstands für Beton

Kenngrößen für Baustoffe

Beton

- f_{cm0} : Mittelwert der Mindestbetondruckfestigkeit im Bauwerk beim vollen Vorspannen
- f_{ck0} : charakteristische Betondruckfestigkeit im Bauwerk beim vollen Vorspannen
- $f_{ck, \beta_{WN}}$: charakteristische Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen
- $f_{cma, \beta_{WA}}$: Mittelwert der Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers bei Beginn des Versuchs
- $f_{cme, \beta_{WE}}$: Mittelwert der Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers beim Bruchversuch
- f_{ct} : Betonzugfestigkeit
- β_{Wm} : mittlere Festigkeit einer Würfelserie
- α : Dauerstandschwächungsfaktor

Stahl

- E_s : Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
- E_p : Elastizitätsmodul des Spannstahls
- F_{pm} : tatsächliche Bruchkraft des Spannstahls im Versuch; $F_{pm} = A_{pm} \cdot f_{pm}$
- F_{pk}, P_N, F_N : Nennbruchkraft des Spannglieds
- $f_{pk, \beta_{ZN}}$: charakteristische Zugfestigkeit des Spannstahls
- f_{pm} : tatsächliche Zugfestigkeit des Spannstahls im Versuch
- $f_{p0,1k}$: charakteristische Spannstahlspannung bei 0,1 % bleibender Dehnung
- $f_{p0,01k}$: Elastizitätsgrenze des Spannstahls
- f_{y, β_S} : Streckgrenze

Zeichen für Verformungen und Dehnungen

- ε_u : Dehnung des Spannstahls bei der Höchstlast F_{Tu} bzw. F_u
 $\Delta\varepsilon_o$: Dehnungsanstieg unter Oberlast
 $\Delta\varepsilon_u$: Dehnungsanstieg unter Unterlast
 ε_{sm} : mittlere Stahldehnung
 v : Randdurchbiegung der Ankerplatte
 w : Rißbreite

Zeichen für Kräfte und Spannungen

- F : Kraft
 F_u : Bruchkraft
 F_{Tu} : gemessene Bruchkraft der Verbindung Spannstahl - Ankerkörper
 F_r : Erstrißkraft
 $\max F$: Oberlast im Versuch mit schwingender Beanspruchung
 $\min F$: Unterlast im Versuch mit schwingender Beanspruchung
 ΔF : Schwingbreite; $\Delta F = \max F - \min F$
 ΔF_a : von der Endverankerung (Zwiebel, Öse o.ä.) aufzunehmende Kraft
 $P_{m0, zul}$ $P_{, zul}$ F : größte zul. Vorspannkraft nach dem Spannen und Ablassen;
 $P_{m0} = A_{pk} \sigma_{pm0}$
 $P_{0, max}$: größte zul. Vorspannkraft bei kurzfristigem Überspannen;
 $P_{0, max} = A_{pk} \sigma_{0, max}$
 $zul P_{\ddot{u}}$: größte zul. Vorspannkraft bei kurzfristigem Überspannen
 $P_{0, max}^*$: größte zul. Vorspannkraft bei außergewöhnlichem kurzfristigem Überspannen;
 $P_{0, max}^* = A_{pk} \sigma_{0, max}^*$
 R_k : charakteristischer Widerstand
 R_{ko} : charakteristischer Widerstand bei Kurzeinwirkung
 R_e : Widerstand im Versuch

R_{ke}	: charakteristischer Widerstand im Versuch
R_{kv}	: Tragfähigkeit der Haftstrecke einer Verbundverankerung
R_k	: Gesamttragfähigkeit einer Verbundverankerung
p_0	: Umlenkpressung (Linienlast) eines Einzelements
$res\ p$: resultierende Umlenkpressung (Linienlast) des Spannglieds
p_{cr}	: kritische Querpressung
q_1	: Teilflächenpressung
q_{1u}	: Teilflächenpressung beim Bruch
σ_{pm0}	: größte zul. Spannstahlspannung nach dem Spannen
$\sigma_{0,max}$: größte zul. Spannstahlspannung bei kurzfristigem Überspannen
$\sigma_{0,max}^*$: größte zul. Spannstahlspannung bei außergewöhnlichem kurzfristigem Überspannen
σ_{pRand}	: Spannung an der Randfaser des Spannstahls
$\Delta\sigma_p$: Schwingbreite im Versuch mit schwingender Beanspruchung

Weitere Zeichen

n	: Anzahl der Litzen/Stäbe
n_1	: Gesamtzahl der Spannelemente
n_2	: Anzahl der Spannelemente, auf die der Umlenkdruck wirkt
t	: Zeit
t_0	: Alter zum Zeitpunkt des Aufbringens der vollen Vorspannung
t_e	: Alter am Ende des Versuchs
t_{28}	: Alter nach 28 Tagen
φ	: Winkel der inneren Reibung
η_A	: Wirkungsgrad der Verankerung
κ	: radialer Klemmbeiwert

Bezogene Werte

- μ : geometrischer volumetrischer Bewehrungsgrad
 ω : mechanischer volumetrischer Bewehrungsgrad
 ζ_s : Beiwert zur Beschreibung des Spannungsblocks bei Plastizierung

Indizes

- G : Glatter Bewehrungsstahl
N : Nennwert
R : Betonrippenstahl
bü : Bügel
c : Beton
k : charakteristisch
m : mittlere(r)
n : netto
p : Spannstahl
r : Riß
s : Bewehrungsstahl
u : Bruch
w : Wendel
l : sich auf den Ankerkörper beziehend

1. ANLASS UND VORGEHEN

Anlaß für das hier berichtete Forschungsvorhaben war der Eurocode EC 2, Teil 1 [1] vom Dezember 1989 und dessen geplante probeweise Anwendung in der Bundesrepublik für den Hochbau. Die Regelungen des EC 2, T. 1, wiesen damals und weisen auch heute z.T. erhebliche Abweichungen von unserem Regelwerk auf. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit galt es, vornehmlich die Auswirkungen der höheren zulässigen Spannstahlspannungen von EC 2, T. 1, auf die bestehenden Zulassungen für Spannverfahren zu beleuchten und zu bewerten.

Die höheren zulässigen Spannstahlspannungen des EC 2, T.1, gegenüber DIN 4227, T. 1, T. 2 und auch T. 6, werfen vielfältige Fragen auf, erfordern deren Prüfung. Hier werden nur solche angesprochen, die mit Spannverfahren zu tun haben. Welche Anpassungen der zugelassenen Spannverfahren ggf. notwendig werden, sind bereits in [2] besprochen worden. Zur Behandlung der verschiedenen Aspekte hat der DAfStb eine Arbeitsgruppe "Probeweise Anwendung des EC 2, T.1" eingerichtet. Ihre Ergebnisse sind in die sogen. Anwendungsrichtlinie [3] eingeflossen.

Die Forschungsarbeit hatte die Aufgabe, die folgenden Aspekte zu behandeln:

- Welcher Mindestradius in Krümmungen von Bündelspanngliedern ist in Abhängigkeit von der nun erhöhten zulässigen Vorspannkraft und von der Stahlart vertretbar?
- Welche Auswirkungen üben die höheren zulässigen Vorspannkraft auf die Achs- und Randabstände, Spaltzugbewehrungen u.a.m. zugelassener Spannverfahren aus? Wie muß die IfBt-Richtlinie für Eignungsprüfung modifiziert werden?

2. KRÜMMUNGSRADIUS VON SPANGLIEDERN

2.1 Ausgangssituation und Problemstellung

In der Fassung des EC 2, T.1 [1], die den Diskussionen zum Jahresbeginn 1990 zugrunde lag, sind in der Tabelle 4.4 zulässige Krümmungshalbmesser genannt worden. Diese Werte wurden vor dem Hintergrund der Einhaltung räumlicher Spannungszustände im Spannstahl vorgegeben. Sie hängen von der Spannstahlform (Draht oder Litze), von der Gesamtzahl n_1 der Spannelemente im Hüllrohr sowie von der "Einpressung" der n_2 -Elemente ab, auf die der gesamte Umlenkdruck wirkt. Auch in der gegenwärtigen Fassung des EC 2, T. 1 [4], ist diese Tabelle 4.4 in unveränderter Form enthalten. Sie ist weiter unten abgebildet, zusammen mit Bild 4.7.

Die Tabellenwerte von Tabelle 4.4 wurden so gewählt, daß die mehraxiale Beanspruchung (Zug/Druck-Kombination) die axiale Zugfestigkeit des Spannstahls nicht abmindert. Sie sind nur brauchbar für Umlenksättel, an denen, sofern die Spannelemente optimal geordnet und geführt werden können, Relativbewegungen beim Spannen nicht auftreten. Sie können u.E. nicht für normale Spannglieder gelten. Weitere Angaben hierzu sind in EC 2, T. 1, nicht enthalten. Die sich aufgrund der Tabellenwerte ergebenden Krümmungsradien sind im Vergleich zu den bei uns zugelassenen sehr klein.

Aus diesem Grund war zu prüfen, wie die derzeitigen Krümmungshalbmesser in unseren Spannverfahrenszulassungen für die nun erhöhte zulässige Vorspannkraft von $P_0 = 0,85 f_{p0,1k} A_p$ zu modifizieren seien. Diese Frage wurde von Wölfel [5] - neben zahlreichen anderen Fragen - der Arbeitsgruppe gestellt. Und nur mit dieser befassen sich die folgenden Abschnitte.

2.2 Grundlagen

2.2.1 Querpressung

Die wesentlichen Grundlagen - vor allem vor dem Hintergrund der Reibung - enthält [6]. Hier werden nur kreisrunde bzw. äquivalent als Kreisquerschnitt betrachtbare (z.B. mit d_v von Litze) Spannelemente behandelt, die keine vorgängige Kaltbiegung erfahren haben. Das gezogene und gekrümmte

Einzelement, s. Bild 2.1, übt auf seine Unterlage die Umlenkpressung (Linienlast) von

$$p_0 = \sigma_p A_p \frac{1}{R} = \sigma_p \frac{\pi d_p}{4} \cdot \frac{d_p}{R} \quad (2.1)$$

aus.

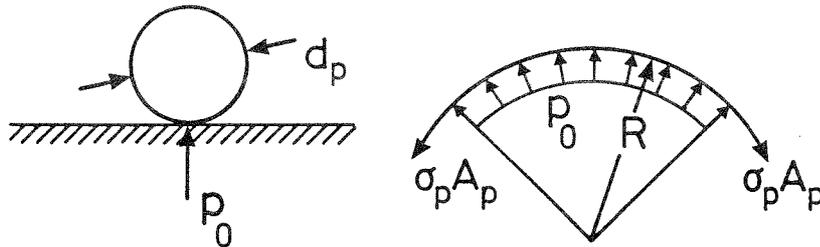


Bild 2.1: Umlenkpressung des einzelnen Spannelements

Besteht das Bündel aus n_1 -Spannelementen, so werden mehrere Elemente, nämlich die untersten, unmittelbar am Hüllrohr anliegenden Elemente durch die darüber liegenden Elemente zusätzlich quergepreßt, Bild 2.2. Die Anzahl dieser Elemente betragen n_2 , siehe EC 2; T. 1, Bild 4.7.

Die resultierende Umlenkkraft des Spannglieds beträgt:

$$\text{res } p = n_1 \sigma_p \frac{\pi d_p}{4} \cdot \frac{d_p}{R} \quad (2.2)$$

In [6] wird gezeigt, daß auf die untersten Elemente ein Querdruck $\text{res } p_a > \text{res } p$ ausgeübt wird. Das Verhältnis

$$\kappa = \frac{\text{res } p_a}{\text{res } p} \quad (2.3)$$

wird in [6] radialer Klemmbeiwert κ genannt.

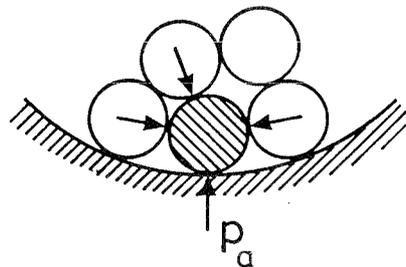


Bild 2.2: Querpressung auf unterste Spannelemente im Hüllrohr

In [6] werden grafische und rechnerische Verfahren angegeben, wie sowohl der radiale Klemmbeiwert als auch der horizontale Spaltbeiwert abgeleitet werden können. Der Quotient ω , s. Bild 2.3,

$$\max p_a/p_0 = \omega \quad (2.4)$$

ist Maß für die Zunahme der Querpressung des Einzelements durch darüber liegende. In Bild 2.3 ist das Ergebnis der Auswertung der bezogenen maximalen Querpressung $\max p_a$ für Spannglieder aus Litzen und Drähten unterschiedlicher Zahl n_1 nach [6] aufgetragen worden. Man erkennt, daß der Wert ω mit der Gesamt n_1 zunimmt. Für die in der Praxis übliche ungeordnete Anordnung der Spannelemente im Hüllrohr kann die Zunahme durch die Funktion

$$\omega = 1 + \sqrt{n_1 - 1} \quad (2.5)$$

brauchbar beschrieben werden. Überkreuzungen der Elemente, wie sie z.B. beim "Einschießen" vorkommen, werden durch Gl. (2.4) nicht erfaßt.

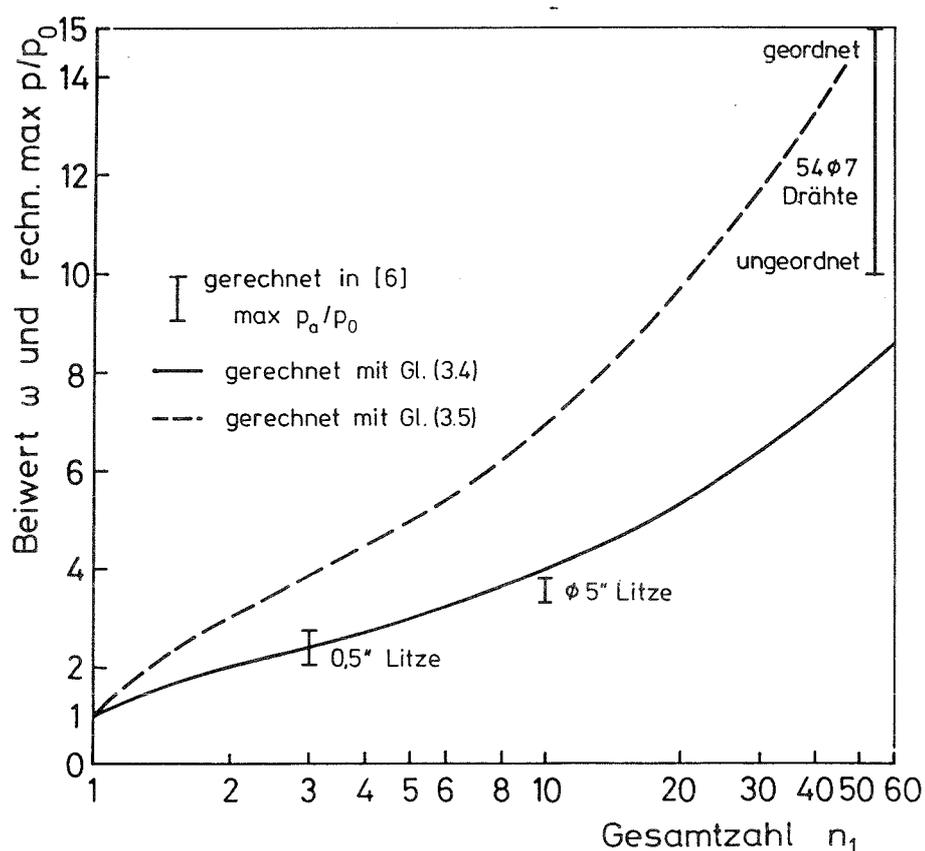


Bild 2.3: Beiwert ω und rechn $\max p / p_0$ nach Heft 282 abhängig von der Gesamtzahl der Spannelemente

2.2.2 EC 2, T. 1, Regelung

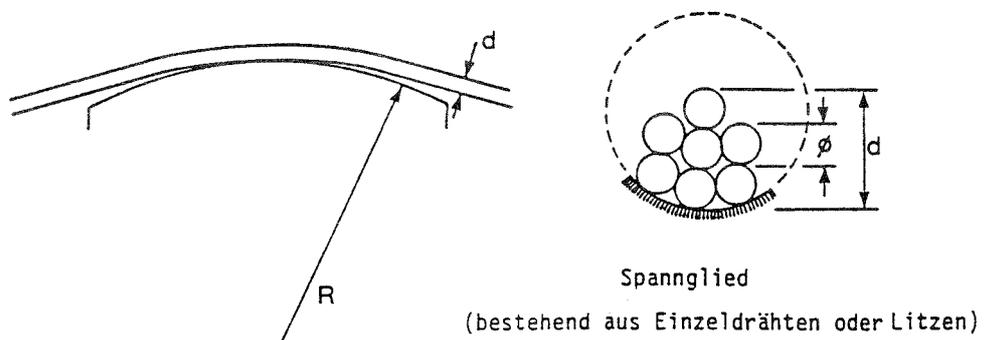
Nachstehend ist die Tab. 4.4 und die zugehörige erklärende Skizze wiedergegeben. Weil diese Regelung für Sättel, also für eine geordnete Lage der Elemente gilt, trifft die Gl. (2.4) hierfür nicht zu. Alternativ zu Gl. (2.5) kann man hier das Verhältnis $\max p/p_0$ mit

$$\bar{\omega} = 1 + 2 \sqrt{n_1 - 1} \quad (2.6)$$

annähern. Die Gl. (2.6) trifft auch in diesem Fall die Auswertung von [6] gut.

EC 2, Tabelle 4.4: Bedingungen für die Einhaltung räumlicher Spannungszustände in Spanngliedern

Art des Spannglieds	minimaler Biegeradius/ Nenndurchmesser
Einzeldraht oder Litze, nach dem Spannen umgelenkt	[15]
Einzeldraht oder Litze, in glattem Hüllrohr	[20]
Einzeldraht oder Litze, in geripptem Hüllrohr	[40]
Bündelspannglied aus mehreren Drähten oder Litzen	vorstehende Werte multipliziert mit n_1/n_2
dabei sind n_1 = Gesamtanzahl der Drähte oder Litzen im Spannglied n_2 = Anzahl der Drähte oder Litzen, über die die Radialkraft aller Drähte oder Litzen des Spannglieds auf die Umlenkvorrichtung übertragen (siehe Bild 4.7)	



EC 2, Bild 4.7: Beispiel für n_1 und n_2 nach Tabelle 4.4 (im vorliegenden Fall $n_1/n_2 = 7/3$)

2.2.3 Minimaler Krümmungsradius nach den Zulassungen

Der kleinste Krümmungsradius wird für die Zulassungen durch das Erreichen der Elastizitätsgrenze des Spannstahls an der Randfaser begrenzt. Es gilt für nichtvorgegebene Elemente nach DIN 4227, T. 1, 15.8 und Z.67 von Tab. 9 nach dem Überspannen:

$$\sigma_{pRand} = 0,55 f_{pk} + \frac{d_p E_p}{2 \min R} \leq f_{p0,01k} \quad (2.7)$$

Für Litzen ist der halbe Nenndurchmesser einzusetzen. Beispielsweise ergibt sich für eine Litze mit sehr niedriger Relaxation und mit dem Nenndurchmesser d_p ($f_{p0,01k}/f_{pk} \approx 0,76$):

$$\frac{\min R}{d_p} \approx 2,40 \frac{E_p}{f_{pk}} \quad (2.8)$$

Diese Regel ist für große Vorspannkkräfte und erhöhte zulässige Spannungen wenig geeignet, weil der Einfluß zunehmender Querpressung von ihr nicht erfaßt wird. Die Mindestradien der Zulassungen sind meist größer gewählt, als sich nach Gl. (2.6) ergeben würde.

2.2.4 Bruchbedingung bei Linienpressung

Wird ein Spannelement durch eine linienförmige Querpressung und Axialzug gleichzeitig beansprucht, so entsteht in ihm ein mehrachsiger Spannungszustand. Versuche zeigen, daß die axiale Zugfestigkeit f_p bis zu einer kritischen Querpressung p_{cr} nicht abgemindert wird. Dies geschieht ab $p > p_{cr}$, Bild 2.4. Die Streuung ist groß. Die Versuchsdurchführung ist schwierig. Meist kann der Versuch die realen Verhältnisse im Spannglied nicht abbilden.

Geht man trotzdem von der Gl. (2.4)

$$\max p_a = \sigma_p \frac{\pi d_p}{4} \frac{d_p}{\min R} \omega$$

aus, so erhält man für $\max p_a \rightarrow p_{cr}$:

$$p_{cr} = f_p \frac{\pi d_p}{4} \frac{d_p}{\min R} \omega \quad (2.9)$$

Weil das Verhältnis f_p/p_{cr} von der Spannstahlart und -form und auch noch von Imperfektionen, Überkreuzungen etc. abhängen wird, führt Gl. (2.9) nicht weiter. Drückt man jedoch den Mindestradius in der Form

$$\frac{\min R}{d_p} = K \omega \quad (2.10)$$

aus, so kann man mit der Konstanten K diese Einflüsse über Versuche einfangen. Dies wird im nächsten Abschnitt vorgenommen.

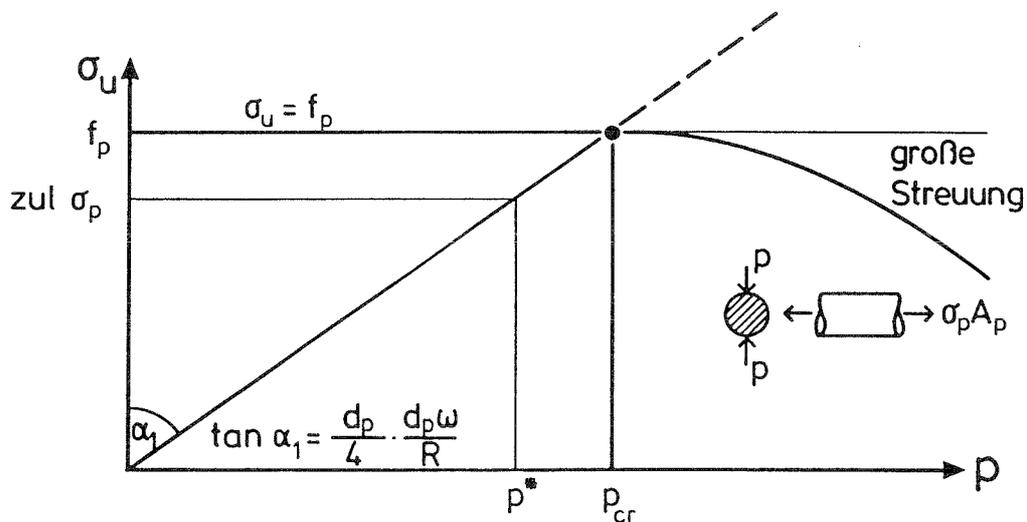


Bild 2.4: Bruchbedingung bei Querpressung

2.2.5 Ältere Querpressungsversuche

Dem SVA Spannverfahren sind im Zuge der Forschungsarbeiten für den THTR und für andere Vorspannsysteme des Reaktorbaus zahlreiche Versuchsergebnisse vorgelegt worden. Sie befaßten sich u.a. mit dem Abfall der Spannstahlzugfestigkeit bei gleichzeitiger hoher Linienpressung. Auf die Wiedergabe der Versuchsberichte muß hier verzichtet werden, sie liegen beim IfBt.

In Bild 2.5, a und b, sind gemessene Bruchspannungen σ_U - bezogen auf die mittlere Zugfestigkeit $f_{p,ist}$ - des untersuchten Spannstahls in Abhängig-

keit von der beim Bruch herrschenden Linienpressung p_{UV} aufgetragen. Die Versuche streuen mit zunehmender Linienpressung beträchtlich.

Im Bild 2.5a ist die Gerade $\min R/d_p \approx 24 \omega$ eingezeichnet, die die Linienpressung p_{UV} markiert, bei der gerade noch die Zugfestigkeit aktiviert werden kann. Aber man erkennt, daß links von ihr noch Werte liegen, die sich bei einer Schrägkreuzung mit 10° ergeben haben. Um diesen Effekt einzufangen, muß K vergrößert werden. Es wird $K = 80$ gewählt; auch für diesen Wert ist die Ursprungsgerade eingezeichnet.

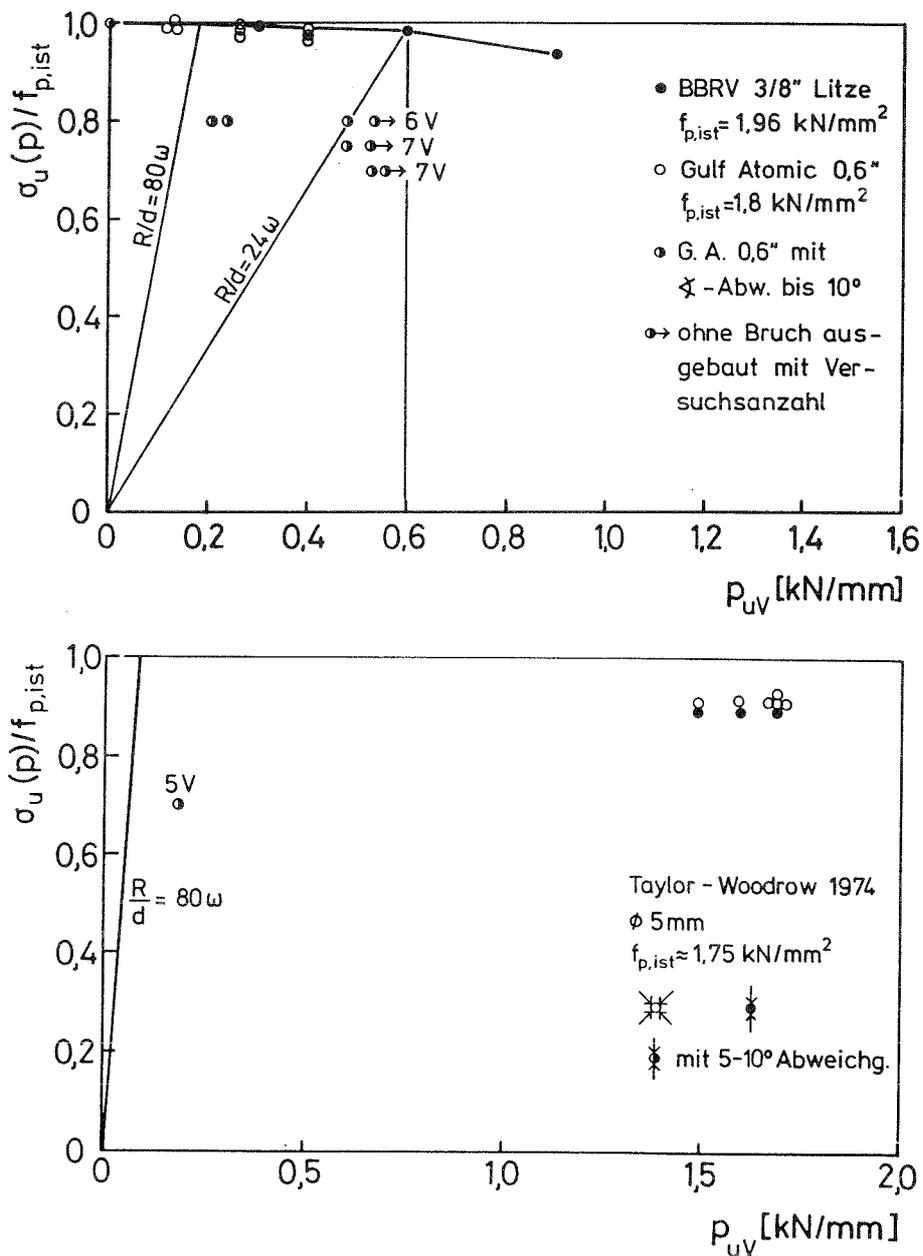


Bild 2.5: Einige ältere Versuchsergebnisse

2.3 Vorschlag für den Mindestradius

Zur Festlegung des minimalen Radius $\min R$ ist von der anfänglichen Vorspannkraft auszugehen. Diese beträgt beim Überspannen:

$$P_0 = n_1 A_p \sigma_{p0,max} \quad (2.11)$$

mit $\sigma_{p0,max} = 0,80 f_{pk}$ oder $0,90 f_{p0,1k}$; der kleinere Wert ist maßgebend. Unmittelbar nach dem Ablassen beträgt die zulässige Vorspannkraft:

$$P_{m0} = n_1 A_p \sigma_{pm0} \quad (2.12)$$

mit $\sigma_{pm0} = 0,75 f_{pk}$ oder $0,85 f_{p0,1k}$; der kleinere Wert ist maßgebend. Weil das Überspannen nur eine kurzzeitige Einwirkung ist, wird von Gl. (2.12) ausgegangen.

Nun kann der Mindestkrümmungshalbmesser mit den Gl. (2.10) und (2.12) und mit $K = 80$ ausgedrückt werden.

$$\min R = 80 d_p \left[1 + \sqrt{\frac{P_0}{A_p \sigma_{pm0}} - 1} \right] \quad (2.13)$$

In Gl. (2.13) kommen die zulässige Vorspannkraft, der Querschnitt des Einzelelements und die spannstahlspezifische zulässige Spannung zum Ausdruck. In Bild 2.6 ist die Abhängigkeit von $\min R$ nach Gl. (2.13) für eine 0,6"-Litze und Draht $\varnothing 7$ mm aufgetragen. Die Linien der Anwendungsrichtlinie stimmen mit dem Vorschlag weitgehend überein. Der seinerzeitige Vorschlag für den MC 90 verläuft ebenfalls ganz ähnlich.

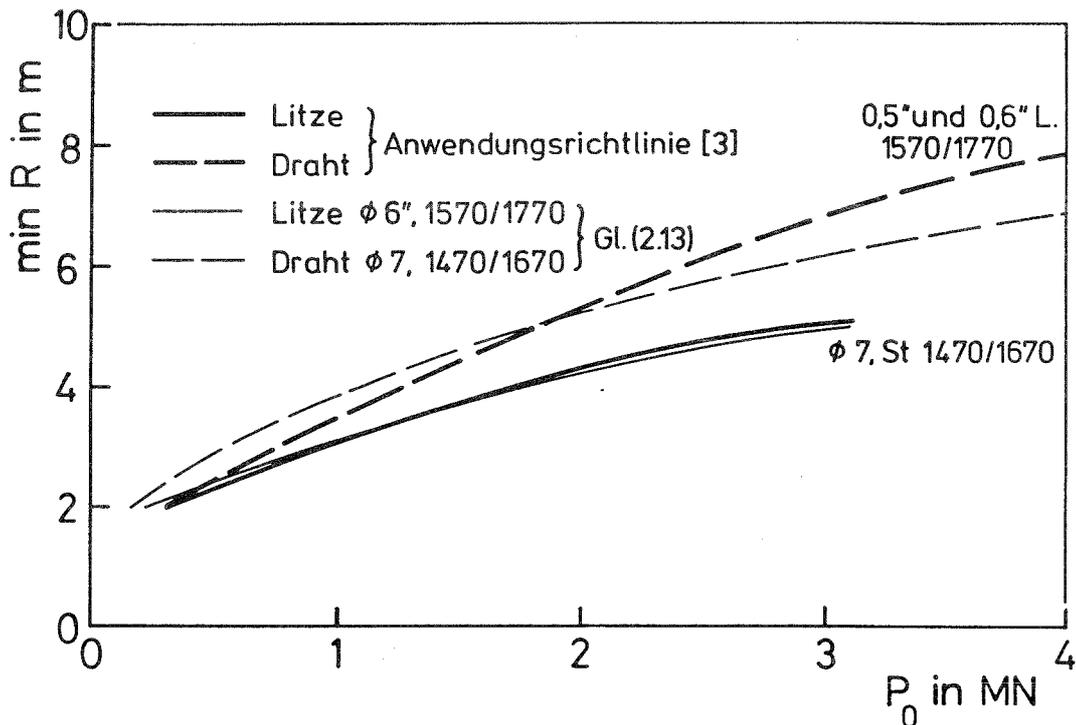


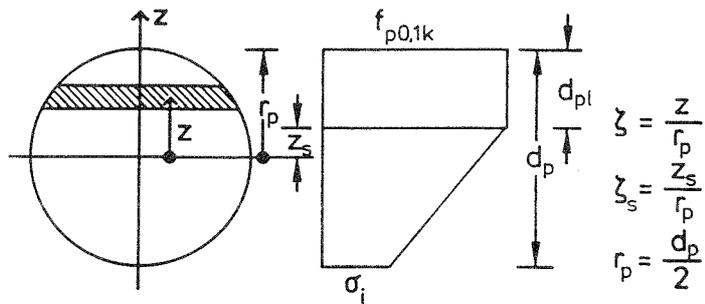
Bild 2.6: Zulässiger Krümmungshalbmesser min R für Spannglieder aus Litzen St 1570/1770 und Drähten $\phi 7$ mm St 1470/1670 abhängig von der zulässigen Vorspannkraft

2.4 Plastizierung

Das gezogene Spannelement wird bei einem kleinen Krümmungsradius teilweise plastizieren. Mit einem bilinearen σ - ϵ -Diagramm und mit der Streckgrenze $f_{p0,1k}$ lautet der Zusammenhang:

$$P_0 = f_{p0,1k} A_p - \frac{E_p d_p^3}{8 R} f(\zeta_s) \quad (2.14)$$

Hierin ist $f(\zeta_s)$ ein Beiwert, der den Spannungsblock bei Plastizierung beschreibt. Er wird in Bild 2.7 gezeigt. In Bild 2.8 ist der Funktionswert $f(\zeta_s)$ abhängig von der Tiefe $\zeta_s = z_s / r_p$ aufgetragen.



$$f(\zeta_s) = \zeta_s^2 \sqrt{1 - \zeta_s^2} + \zeta_s \arcsin \zeta_s + \frac{\pi \zeta_s}{2} + \frac{2}{3} \sqrt{(1 - \zeta_s^2)^3}$$

Bild 2.7: Spannungsblock

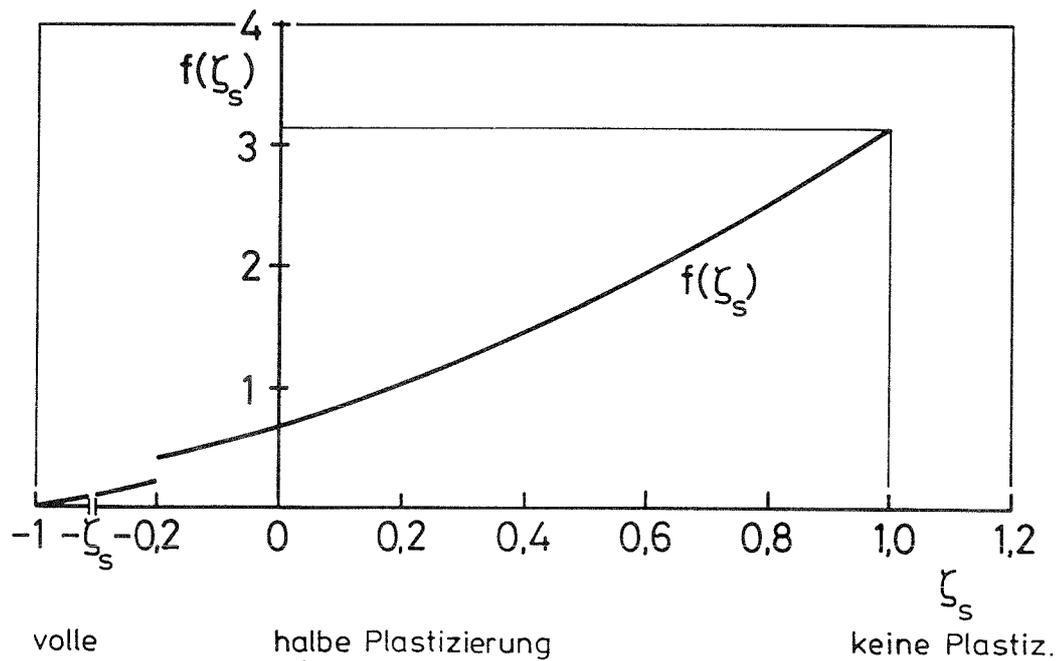


Bild 2.8: Funktion $f(\zeta_s)$ abhängig ζ_s

Mit der Vorgabe von $\min R = 80 d_p \omega$ kann man nun feststellen, ob und wie tief der Querschnitt vom Rand her plastiziert. Es gilt für den Rundstab:

$$\frac{\min R}{d_p} = \frac{E_p}{0,3 \pi f_{p0,1k}} f(\zeta_s) \quad (2.15)$$

und für die Litze:

$$\frac{\min R}{d_p} = \frac{E_p}{0,6 \pi f_{p0,1k}} f(\zeta_s) \quad (2.16)$$

Das Ergebnis der Auswertung der plastizierten Zone d_{pl}/d_p abhängig von der zulässigen Vorspannkraft ist in Bild 2.9 dargestellt. Man erkennt, daß die in Bild 2.6 gezeigten Mindestkrümmungsradien bei den üblichen Vorspannkraften nur mit einer geringen plastizierten Randzone verbunden sein werden. Ein merkbarer Einfluß auf das Dehn- und Relaxationsverhalten ist nicht zu erwarten.

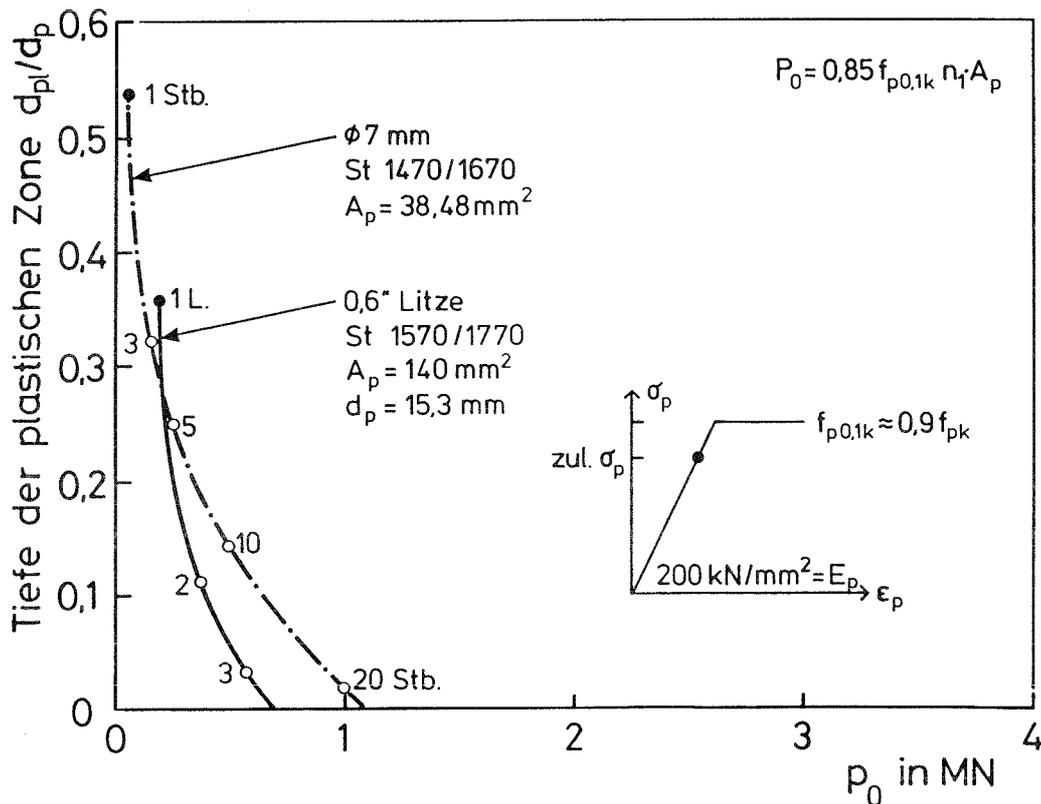


Bild 2.9: Tiefe der plastizierten Zone abhängig von der Vorspannkraft

2.5 Freie Vorlänge

Bei Anwendung der Kurven der Anwendungsrichtlinie für jeden Wert der zulässigen Vorspannkraft ist für den spezifischen Spannstahl die Querpressung konstant. Trotzdem ist es notwendig, eine freie Vorlänge in Abhängigkeit von der Dicke des Pakets der Spannelemente als von P_0 zu wählen, wobei ein Grundwert von 1 m nicht unterschritten werden sollte.

2.6 Zusammenfassung

Mit den erhöhten zulässigen Spannstahlspannungen nimmt die Querpressung auf die Spannstähle, das Hüllrohr und den Beton zu. Es wird auf Basis von Versuchen und theoretischen Überlegungen ein Vorschlag für den Mindestradius unterbreitet, der sich mit den Kurven der Anwendungsrichtlinie weitgehend deckt.

3. ENTWURF EINER NEUFASSUNG DER PRÜFRICHTLINIEN VON SPANNVERFAHREN FÜR DIE ANWENDUNG NACH EC 2, TEIL 1

3.1 Anlaß

Nach Abschn. 3.4.1.1 des Eurocode EC 2, T. 1, sind die Anforderungen an die Eigenschaften, die Prüfverfahren und die Verfahren zur Bescheinigung der Konformität von Verankerungen und Kopplungen der Spannglieder in einschlägigen Normen oder europäischen technischen Zulassungsbescheiden festzulegen [4]. Die Dokumente sind noch zu erstellen und liegen daher z.Z. noch nicht vor. Im Zuge der probeweisen Anwendung von EC 2, T. 1, in der Bundesrepublik wird mit der DAFStb-Anwendungsrichtlinie [3] eine Übergangsregelung geschaffen. Danach dürfen nach bauaufsichtlichen Vorschriften bei der Planung von Spannbetonbauwerken nur solche Spannstähle und Spannverfahren verwendet werden, für die das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) bauaufsichtliche Zulassungsbescheide für Anwendungen auch nach EC 2, T. 1, erteilt hat oder für die eine Zustimmung im Einzelfall erwirkt wurde.

Über Zulassungsanträge wird im Sachverständigenausschuß "Spannverfahren" des DIBt beraten. Neben der Erfahrung der Sachverständigen bilden die Versuchsergebnisse der Eignungsprüfung sowie ggf. Modellrechnungen die Entscheidungsgrundlage. Prüfungen sind nach den "Richtlinien für die Eignungsprüfung von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund" durchzuführen [8]. Die Belastungshorizonte sowie die Anforderungen an ein bedingungsgemäßes Versuchsergebnis [11] sind auf die zulässigen Spannstahlspannungen nach DIN 4227, Teil 1 [12], abgestimmt.

Für zulässige Spannstahlspannungen nach DIN 4227, T. 6 (Vorspannung ohne Verbund) [16], erfolgt die Prüfung nach [9] mit den Anforderungen an ein bedingungsgemäßes Ergebnis nach [11], [14].

Im Jahr 1990 wurde die Arbeit an einer neuen FIP-Richtlinie [7] zur Eignungsprüfung von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund aufgenommen, welche die Richtlinie von 1981 [15] ersetzt. Hierzu wurde eine Arbeitsgruppe gebildet. Die im Rahmen der Eignungsprüfung durchzuführenden Versuche stimmen weitgehend mit den deutschen Regeln überein. Die Anforderungen an ein bedingungsgemäßes Versuchsergebnis sind auf die zulässigen Spann-

stahlspannungen von EC 2, T. 1, abgestimmt. In der FIP-Richtlinie wird auch die Eignungsprüfung von Verbundverankerungen geregelt.

Inzwischen wurde ein Mandat zur Erarbeitung einer CEN-Norm zur Eignungsprüfung von Spannverfahren erteilt. Die Arbeitsgrundlage der zukünftigen CEN-Norm bildet die FIP-Richtlinie [7]. Bis zum Vorliegen der europäischen Prüfnorm muß für die probeweise Anwendung von EC 2, T.1, in der BRD eine Übergangsregelung getroffen werden. Hierzu kann die FIP-Richtlinie dienen. Im folgenden wird daher eine deutsche Übersetzung des Prüfteils der FIP-Richtlinie abgedruckt. Im Abschnitt 3.3 werden die bisherigen IfBt-Regeln und die Regelungen der FIP-Richtlinien gegenübergestellt. Die Erläuterung und Begründung der Anforderungen der FIP-Richtlinien erfolgt im Abschnitt 3.4.

3.2 Textvorschlag für eine Neufassung der Richtlinien

Zur Sitzung des Sachverständigenausschusses "Spannverfahren" am 18.02.1993 [17] legten die Verfasser einen auf den FIP-Recommendations [7] basierenden Entwurf einer Neufassung der Prüfrichtlinien vor. Der Entwurf enthält jedoch nur den Teil der FIP-Richtlinie, der sich mit der Eignungsprüfung befaßt. In die FIP-Richtlinie wurde ein Abschnitt aufgenommen, der beschreibt, welche Angaben der Versuchsbericht enthalten soll. Nach Ansicht der Verfasser sollte dieser Abschnitt auch in die Neufassung der IfBt-Richtlinien aufgenommen werden. Im folgenden ist der Entwurfstext abgedruckt, wobei Anregungen der Sachverständigen eingearbeitet wurden.

Die Überschriften des Entwurfs und ihre Numerierung sind nicht Bestandteil des Inhaltsverzeichnisses dieses Berichts und sind zur Kennzeichnung kursiv gedruckt.

1. ALLGEMEINES

Diese Richtlinien enthalten Bestimmungen zur einheitlichen Durchführung von Eignungsprüfungen für die Zulassung von Spannverfahren.

Die Prüfungen sollen mit zugelassenem Spannstahl und mit Ankerteilen erfolgen, wie sie für die Anwendung vorgesehen sind. Erfordert die Verankerung des Spannstahls seine mechanische Bearbeitung, ist ein Nachweis der Eignung hierzu zu erbringen.

Für die Prüfung der Verbindung Ankerkörper - Beton muß vom Antragsteller die für das Spannverfahren beantragte Betonfestigkeitsklasse sowie die Mindestbetondruckfestigkeit, bei der frühestens voll vorgespannt werden darf, angegeben werden. Letztere kann als Mittelwert der Druckfestigkeit f_{cm0} oder als charakteristische Druckfestigkeit f_{ck0} festgelegt werden. Für f_{cm0} und f_{ck0} kann folgender Zusammenhang angenommen werden: $f_{ck0} = f_{cm0} - 5$ [MPa].

Die Prüfungen sind von einer anerkannten Materialprüfanstalt durchzuführen und durch einen Bericht der Anstalt zu belegen. Es können firmeneigene Einrichtungen benutzt werden, wenn die Versuche unter der Aufsicht und Verantwortung der Materialprüfanstalt ablaufen.

Wird die Tragfähigkeit eines Spannglieds durch Fertigungstoleranzen der Ankerteile empfindlich beeinflusst, sind die Toleranzen nach Möglichkeit so zu wählen, daß der ungünstige Einfluß erfaßt wird.

Die Versuche richten sich nach der Verankerungsart. Es wird unterschieden zwischen:

- Spannverfahren mit mechanischer Verankerung:

Der Spannstahl wird mittels mechanischer Vorrichtungen (z.B. Keile, Stauchköpfchen, Gewinde etc.) in einem Ankerkörper gehalten. Die Verankerung kann auch durch Ausbildung einer Schlaufe um ein Stahlteil o.ä. erreicht werden.

- Spannverfahren mit Verbundverankerung:

Der Spannstahl wird im Beton vor Aufbringen der Vorspannung verankert.

Die Verankerung kann ausschließlich durch Verbund oder durch eine Kombination von Verbund und mechanischer Verankerung erreicht werden.

Die Prüfungen dienen dem Nachweis der Eignung der Verbindung Spannstahl-Ankerkörper und der Verankerungszone von Spannverfahren mit und ohne Verbund mit internen oder externen Spanngliedern. Koppelanker sollen wie Spannglieder mit mechanischer Verankerung geprüft werden.

Es können auch Kombinationen geprüft werden, wie z.B.:

- mechanische Verankerung - Koppelanker - mechanische Verankerung
- mechanische Verankerung - Verbundverankerung

In der Regel sind drei gleiche Versuchskörper je Spanngliedtyp zu prüfen. Wird die Zulassung einer Spanngliedtypenreihe angestrebt, deren Verankerungen in Form und Anordnung der Spannstähle geometrisch ähnlich sind, genügt es in der Regel, zwei repräsentative Typen der Reihe mit je drei Versuchen zu prüfen. Die notwendige Anzahl der Versuche kann verringert werden, wenn ausreichende Erfahrungen für das beantragte Spannverfahren vorliegen.

Umfang, Anzahl und Ausführung der Versuche werden vom Antragsteller vorgeschlagen und dem Institut für Bautechnik (IfBt) oder einem vom IfBt benannten Sachverständigen zur Zustimmung vorgelegt. In der Vergangenheit durchgeführte Versuche können zur Beurteilung verwendet werden, wenn ihre Brauchbarkeit vom IfBt überprüft wird.

2. PRÜFUNG VON SPANNVERFAHREN MIT MECHANISCHER VERANKERUNG

2.1 Zugversuch zur Prüfung der Verbindung Spannstahl-Ankerkörper unter statischer Last

Mit dem Versuch soll das Verhalten der Verbindung Spannstahl-Ankerkörper beurteilt und der Unterschied der Bruchkraft in der Verankerung zu der des Spannstahls in der freien Länge ermittelt werden. Der Versuch kann auch zur Prüfung der Verbindung Spannstahl-Koppelanker durchgeführt werden.

2.1.1 Versuchskörper

Das Spannglied ist, wie für die Anwendung vorgesehen, zusammenzubauen. Die geometrische Anordnung der einzelnen Drähte, Litzen oder Spannstähle soll der geplanten Ausführung entsprechen.

Die wesentlichen geometrischen Größen und mechanischen Eigenschaften (tatsächliche Bruchkraft des Spannstahls, tatsächliche Querschnittsfläche des Spannstahls, Dehnung des Spannstahls bei Höchstlast, Oberflächeneigenschaften etc.) ist an mindestens drei Einzelproben zu ermitteln. Ebenso sind die wesentlichen geometrischen Größen und mechanischen Eigenschaften aller Ankerteile festzustellen.

Die freie Länge der einzelnen Drähte, Litzen oder Spannstäbe soll im Versuch nicht weniger als 3,0 m betragen.

Sollen mehrere Spannstahlgüten mit dem gleichen Ankerkörpertyp verwendet werden, ist die Prüfung mit Spannstahl der höchsten charakteristischen Zugfestigkeit durchzuführen.

2.1.2 Versuchsdurchführung

Der Versuchskörper ist in eine kalibrierte Prüfmaschine einzubauen. Das Spannglied ist in Stufen entsprechend 20, 40, 60 und 80 % der charakteristischen Spannstahlzugfestigkeit zu spannen. In jeder Laststufe ist die Kraft mit einer Spannungszunahmerate von etwa 100 MPa/Minute zu erhöhen. Auf der Laststufe $0,8 F_{pk}$ ist die Kraft für 1 Stunde konstant zu erhalten. Danach wird die Kraft stetig bis zum Bruch gesteigert.

2.1.3 Messungen und Beobachtungen

Es sind folgende Messungen und Beobachtungen vorzunehmen:

- Last- und zeitabhängige Relativverschiebung Δa des Spannstahls gegenüber den Ankerteilen (Bild 1)
- Last- und zeitabhängige Relativverschiebung Δb der Ankerteile untereinander (Bild 1)

- Verformung der Ankerteile
- Spannstahldehnung ε_u bis zum Bruch, gemessen über die freie Länge, mindestens über 2 m
- Bruchkraft F_{Tu}
- Beschreibung von Ort und Art des Versagens

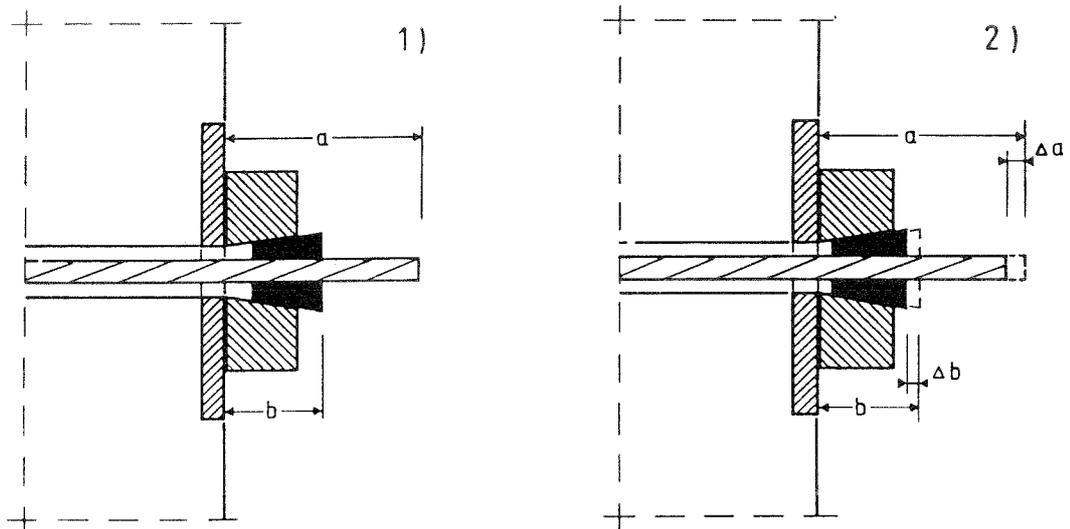


Bild 1: Relativverschiebungen während des Versuchs (1) vor, (2) nach dem Absetzen der Spannkraft

2.1.4 Anforderungen

Jedes Versuchsergebnis soll folgende Anforderungen erfüllen:

- Die Verformungen der Ankerteile dürfen nicht so groß werden, daß die Zuverlässigkeit der Verankerung in Frage gestellt ist.
- Die gemessenen Relativverschiebungen sollen nicht überproportional zur Spannkraftsteigerung zunehmen.
- Die Relativverschiebungen der Laststufe $0,8 F_{pk}$ sollen innerhalb der ersten 30 Min. während der Haltezeit von 1 Stunde zum Stillstand kommen.
- Das Versagen soll durch Spannstahlbruch erfolgen. Spanngliedversagen soll nicht durch Versagen von Ankerteilen verursacht werden.

- Der Wirkungsgrad der Verankerung soll betragen:

$$\eta_A = \frac{F_{Tu}}{F_{pm}} \geq 0,95$$

- Die Dehnung ϵ_u in der freien Länge soll unter der Last F_{Tu} betragen:
 $\epsilon_u \geq 2 \%$

2.2 Prüfung der Verbindung Spannstahl-Ankerkörper unter schwingender Belastung

Die Prüfung der Verbindung Spannstahl-Ankerkörper unter Dauerschwingbeanspruchung soll die Zuverlässigkeit und Haltbarkeit der Verbindung anzeigen. Der Versuch kann auch zur Prüfung der Verbindung Spannstahl-Koppelanker durchgeführt werden.

2.2.1 Versuchskörper

Bezüglich des Versuchskörpers siehe Abschnitt 2.1.1.

Sollen mehrere Spannstahlgüten mit dem gleichen Ankerkörpertyp verwendet werden, ist die Prüfung mit Spannstahl der höchsten charakteristischen Zugfestigkeit durchzuführen.

In begründeten Sonderfällen kann die Prüfung an einem Versuchsspannglied erfolgen, bei dem nur die am ungünstigsten (extrem umgelenkten) Spanndrähte, -litzen oder -stäbe vorhanden sind.

2.2.2 Versuchsdurchführung

Die Prüfung soll in einer Zugprüfmaschine mit Pulsator bei einer konstanten Lastspielfrequenz $n \leq 500$ Lastspiele je Minute erfolgen. Die Oberlast soll mindestens $0,65 F_{pk}$ betragen. Die Oberlast $\max F$ und die Schwingbreite $\Delta F = \max F - \min F$ sind während des Versuchs konstant zu halten.

Der Versuch soll so durchgeführt werden, daß Sekundärschwingungen nicht auftreten. Beim Zusammenbau und Einbau in die Prüfmaschine sollte besonders

darauf geachtet werden, daß im gespannten Zustand alle Zugglieder des Spannglieds möglichst gleiche Vorspannkraft aufweisen.

2.2.3 Messungen und Beobachtungen

Es sind folgende Messungen und Beobachtungen vorzunehmen:

- Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Ankerteilen sowie der Ankerteile untereinander in Abhängigkeit von der Last und der Zahl der Lastspiele (Bild 1).
- Untersuchung der Ankerteile und des Spannstahls nach dem Versuch im Hinblick auf Verformungen und Ermüdungsschäden.
- Angabe von Zahl und Lage eventuell aufgetretener Dauerbrüche mit den zugehörigen Lastspielzahlen.

2.2.4 Anforderungen

Jedes Versuchsergebnis soll folgende Anforderungen erfüllen:

- Dauerbrüche in Ankerteilen sind unzulässig
- Die Dauerschwellzugfestigkeit des Verankerungssystems soll mindestens 80 MPa betragen. Als Dauerschwellzugfestigkeit wird diejenige Schwingbreite $\Delta\sigma_p$ bezeichnet, die $2 \cdot 10^6$ Lastspiele ertragen wird, ohne daß mehr als 5 % der ursprünglichen Gesamtquerschnittsfläche des Versuchspannglieds durch Dauerbruch ausfallen.

2.3 Prüfung der Verbindung Ankerkörper-Beton

Mit dem Versuch soll die zuverlässige Eintragung der Vorspannkraft vom Ankerkörper in den Beton der Verankerungszone nachgewiesen werden.

2.3.1 Versuchskörper

Der Versuchskörper ist in Bild 2 schematisch dargestellt. Er soll die Teile der Verankerung enthalten, die mit dem Bauwerksbeton in Kontakt stehen.

Ihr Einbau in den Versuchskörper bzw. ihre Anordnung muß der Ausführung entsprechen.

Als Versuchskörper wird ein durch Achsialdruck beanspruchtes Betonprisma verwendet. Dessen Seitenlänge a und b entsprechen den Mindestachsabständen des jeweiligen Spannglieds im Bauwerk. Die Höhe bis zur untersten Krafteintragungsfläche soll $h \geq 2b$ mit $b \geq a$ betragen (Bild 2).

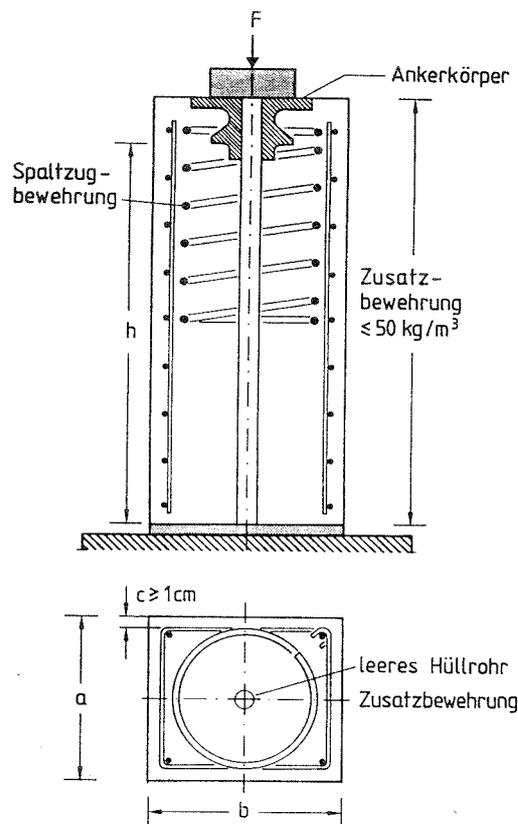


Bild 2: Versuchskörper zur Prüfung der Verbindung Ankerkörper - Beton

Die in der Krafteinleitungszone des Versuchskörpers eingelegte Spaltzugbewehrung soll mit der für das jeweilige System und Spannglied spezifizierten übereinstimmen. Außerdem kann zusätzliche Bewehrung verwendet werden. Diese wird nicht Bestandteil der Zulassung, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

- Längsstäbe mit einer Gesamtfläche $\leq 2 \text{ cm}^2$
- gleichmäßig über die Körperhöhe verteilte Bügel mit einem Bewehrungsgehalt $\leq 50 \text{ kg/m}^3$ Beton.

Der Beton des Versuchskörpers soll in seiner Zusammensetzung, Verdichtung und charakteristischen 28-Tage-Druckfestigkeit f_{ck} einem in der Praxis für Spannbetonbauwerke üblichen Beton entsprechen. Der Versuchskörper ist stehend oder liegend zu betonieren, einen Tag in der Schalung zu belassen und dann bis zur Prüfung unter feuchten Tüchern zu lagern. Die im Versuchskörper erreichte Betondruckfestigkeit ist durch Erhärtungsprüfung an Begleitkörpern zu bestimmen.

2.3.2 Versuchsdurchführung

Der Versuchskörper ist in eine kalibrierte Prüfmaschine einzubauen. Die Belastung soll wirklichkeitsnah entweder durch Spannen des Spannglieds oder durch direkte Belastung des Ankerkörpers erfolgen.

Die Last ist in Stufen aufzubringen: $0,2 F_{pk}$, $0,4 F_{pk}$, $0,6 F_{pk}$ und $0,8 F_{pk}$. Nach Erreichen der Last $0,8 F_{pk}$ folgen zunächst 10 Lastwechsel zwischen $0,8 F_{pk}$ und $0,12 F_{pk}$ (Bild 3). Die notwendige Anzahl der Lastwechsel hängt, wie nachfolgend beschrieben, von der Stabilisierung der gemessenen Dehnungen und Rißbreiten ab. Im Anschluß an die zyklische Belastung wird der Körper stetig bis zum Bruch belastet.

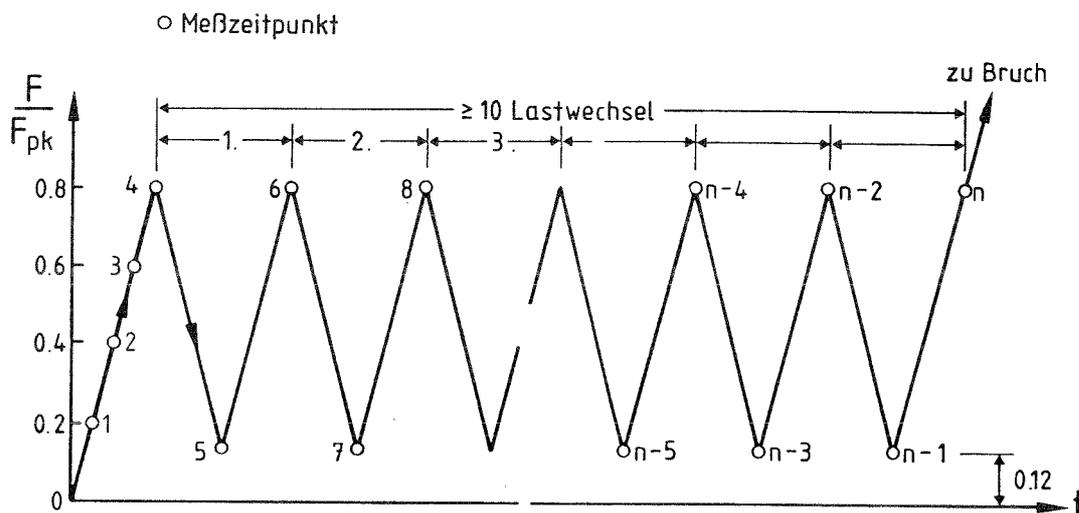


Bild 3: Schwellversuch

Während der zyklischen Belastung sollen zu den in Bild 3 bezeichneten Meßzeitpunkten Dehnungen und Rißbreiten gemessen werden. Aus den gemessenen Werten wird die Stabilisierung ermittelt. Die zyklische Belastung wird fortgesetzt, bis eine bedingungsgemäße Stabilisierung entsprechend Abschnitt 2.3.4 erreicht ist.

Beim Bruchversuch soll der Mittelwert der Betondruckfestigkeit folgende Werte nicht überschreiten: $f_{cme} \leq 1,3 f_{ck0}$ und $f_{cme} \leq 0,85 f_{ck}$.

2.3.3 Messungen und Beobachtungen

Es sind folgende Messungen und Beobachtungen vorzunehmen:

- Längs- und Querdehnungen auf den Körperseitenflächen im Bereich der größten Spaltzugwirkung zu den im Bild 3 bezeichneten Meßzeitpunkten.
- Entstehung, Breite und Entwicklung von Rissen auf den Körperseitenflächen zu den in Bild 3 bezeichneten Meßzeitpunkten.
- Inaugenscheinnahme und/oder Messung der Verformungen von mit dem Beton in Kontakt stehenden Ankerteilen.
- Ort und Art des Versagens.
- Bruchlast F_u .

2.3.4 Anforderungen

Jedes Versuchsergebnis soll folgende Anforderungen erfüllen (Bild 4):

- Die Rißbreite bei erstmaligem Erreichen der Oberlast $0,8 F_{pk}$ (Meßzeitpunkt 4) soll $\leq 0,10$ mm betragen.
- Die Rißbreite bei letztmaligem Erreichen der Unterlast $0,12 F_{pk}$ (Meßzeitpunkt n-1) soll $\leq 0,10$ mm betragen.
- Die Rißbreite bei letztmaligem Erreichen der Oberlast $0,8 F_{pk}$ (Meßzeitpunkt n) soll $\leq 0,25$ mm betragen.

3. Prüfung von Spannverfahren mit Verbundverankerung

3.1 Zugversuch zur Prüfung der Verbindung Spannstahl-Verankerungszone unter statischer Last

Mit dem Versuch soll die sichere Einleitung der Spannkraft vom Spannglied in den Beton der Verankerungszone nachgewiesen werden.

3.1.1 Versuchskörper

Der Verbundanker wird in einen Betonkörper einbetoniert. Der Verbundanker soll geometrisch und in seinen mechanischen Eigenschaften der geplanten Ausführung entsprechen sowie alle Ankerteile enthalten. Die Seitenlängen a und b des Versuchskörpers entsprechen den Mindestachsabständen des jeweiligen Spannglieds im Bauwerk. Der Versuchskörper ist in Bild 5 schematisch dargestellt. Der Körper weist zwei Zonen auf. Die eine Zone enthält die Verbundverankerung mit ggf. vorhandenen Ankerteilen und die Spaltzugbewehrung, die andere das gerade Spannglied im unverpressten Hüllrohr. Die Höhe der zweiten Zone soll $\geq a$ betragen.

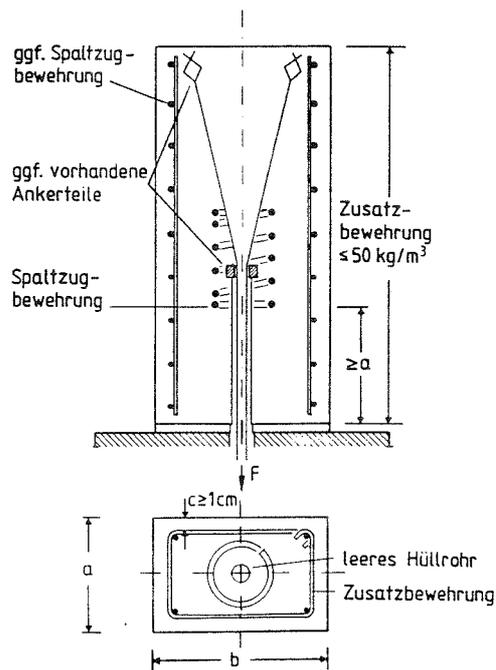


Bild 5: Versuchskörper zur Prüfung der Verbindung Spannstahl-Verankerungszone

Der Versuchskörper ist liegend zu betonieren. Der nachteilige Einfluß des Sackens des frischen Betons ist durch das gleichzeitige Anbetonieren eines rd. 50 cm hohen Betonunterteils unter dem eigentlichen Versuchskörper zu berücksichtigen. Der zusätzliche Block ist vor Beginn der Prüfung abzutrennen.

Wird im Versuchskörper im Verankerungsbereich Spaltzugbewehrung angeordnet, soll sie der für das jeweilige System und Spannglied spezifizierten entsprechen. Außerdem kann zusätzliche Bewehrung verwendet werden. Diese wird nicht Bestandteil der Zulassung, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

- Längsstäbe mit einer Gesamtquerschnittsfläche $\leq 2 \text{ cm}^2$;
- gleichmäßig über die Körperhöhe verteilte Bügel mit einem Bewehrungsgehalt $\leq 50 \text{ kg/m}^3$ Beton.

Der Beton des Versuchskörpers soll in seiner Zusammensetzung, Verdichtung und charakteristischen 28-Tage-Druckfestigkeit f_{ck} einem in der Praxis für Spannbetonbauwerke üblichen Beton entsprechen. Der Versuchskörper ist einen Tag in der Schalung zu belassen und dann bis zur Prüfung unter feuchten Tüchern zu lagern. Die im Versuchskörper erreichte Betondruckfestigkeit ist durch Erhärtungsprüfung an Begleitkörpern zu bestimmen.

3.1.2 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung entspricht Abschnitt 2.3.2 und Bild 3. Beim Bruchversuch soll der Mittelwert der Betondruckfestigkeit folgende Werte nicht überschreiten: $f_{cme} \leq f_{ck0}$ und $f_{cme} \leq 0,70 f_{ck}$.

3.1.3 Messungen und Beobachtungen

Die Messungen und Beobachtungen sind sinngemäß zu Abschnitt 2.3.3 vorzunehmen. Außerdem ist der Schlupf an den Spannstahtenden zu messen.

3.1.4 Anforderungen

Jedes Versuchsergebnis soll folgende Anforderungen erfüllen:

- Bezüglich der Dehnungen, Ribentwicklung etc. gelten die in Abschnitt 2.3.4 gestellten Anforderungen.
- Der Schlupf an den Spannstahlenden soll sich im Verlauf der zyklischen Belastung stabilisieren.
- Die im Versuch erreichte Bruchlast F_u soll die beiden folgenden Anforderungen erfüllen:

$$F_u \geq F_{pk} \frac{f_{cme}}{f_{ck0}}$$

und

$$F_u \geq 0,9 F_{pk}$$

3.2 Prüfung der Verbindung Spannstahl-Verankerungszone unter schwingender Belastung

3.2.1 Versuchskörper

Der Versuchskörper ist wie in Abschnitt 3.1.1 beschrieben auszuführen.

3.2.2 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung entspricht Abschnitt 2.2.2.

3.2.3 Messungen und Beobachtungen

Die Messungen und Beobachtungen sind sinngemäß zu Abschnitt 2.2.3 vorzunehmen. Außerdem ist der Schlupf an den Spannstahlenden zu messen.

3.2.4 Anforderungen

Es gelten die in Abschnitt 2.2.4 gestellten Anforderungen. Der Schlupf an den Spannstahlenden soll sich im Verlauf der Dauerschwingbeanspruchung stabilisieren.

3.3 Vergleichende Gegenüberstellung der IfBt- und FIP'93- Richtlinien

Im folgenden werden die Regeln für die Eignungsprüfung von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund nach den Richtlinien des Deutschen Instituts für Bautechnik und nach den FIP-Recommendations vom Juni 1993 vergleichend gegenübergestellt. Die Regeln des IfBt sind in den Richtlinien vom Februar 1976 und in der Änderung der Richtlinien vom April 1980 sowie diversen SVA-Empfehlungen festgelegt [8], [9], [11], [13], [14].

Bevor die einzelnen Abschnitte der Richtlinien behandelt werden, erfolgt eine kurze Gegenüberstellung der Rechenwerte der zulässigen Vorspannkkräfte.

Die Überschriften sind auch hier kursiv gedruckt, da sie nicht Bestandteil des Inhaltsverzeichnisses dieses Berichts sind.

RECHENWERTE DER ZULÄSSIGEN VORSPANNKRÄFTE

IfBt 2/1976	FIP'93
<p>Die Richtlinien beziehen sich auf zulässige Vorspannkkräfte nach DIN 4227, T.1 und T.2. Maßgebend sind hier die Bezüge auf β_Z.</p> <p>Vorspannkraft beim Überspannen am Spannanker:</p> <p>zul $P_{\ddot{U}} = 0,65 P_N$</p> <p>Vorspannkraft unmittelbar nach dem Ablassen:</p> <p>zul $P = 0,55 P_N$</p>	<p>Zur Formulierung von Prüfanforderungen wurde von zulässigen Spann Stahlspannungen nach EC 2, T.1 für siebendräftige Litzen ausgegangen. Maßgebend ist hier die 0,1 %-Dehngrenze. Es ergeben sich folgende Rechenwerte der Vorspannkkräfte (s. Erl.).</p> <p>Vorspannkraft beim Überspannen am Spannanker:</p> <p>$P_{0,max} = 0,76 F_{pk}$</p> <p>Vorspannkraft unmittelbar nach dem Ablassen:</p>
<p>IfBt 4/1980</p> <p>Die Änderung der Richtlinie 2/1976 wurde notwendig durch Einführung der Vorspannung ohne Verbund, für die lt. DIN 4227, T.6 höhere zul. Vorspannkkräfte erlaubt sind.</p> <p>Vorspannkraft beim Überspannen am Spannanker:</p> <p>zul $P_{\ddot{U}} = 0,75 P_N$</p> <p>Vorspannkraft unmittelbar nach dem Ablassen:</p> <p>zul $P = 0,70 P_N$</p>	<p>$P_{m0} = 0,72 F_{pk}$</p> <p>Vorspannkraft bei außergewöhnlich hohem Überspannen:</p> <p>* $P_{0,max} = 0,81 F_{pk}$</p>

2. PRÜFUNG VON SPANNVERFAHREN MIT MECHANISCHER VERANKERUNG

2.1 Zugversuch zur Prüfung der Verbindung Spannstahl - Ankerkörper unter statischer Last

2.1.1 Versuchskörper (identisch in beiden Fällen)

2.1.2 Versuchsdurchführung

IfBt 2/1976	FIP'93
Laststufen: 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,7 F_{pk} 1 Stunde konstant; 0,8 F_{pk} 1 Stunde konstant; stetig bis zum Versagen	Laststufen: 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 F_{pk} 1 Stunde konstant; stetig bis zum Versagen Belastungsgeschwindigkeit: ca. 100 MPa pro Minute
IfBt 4/1980	
Laststufen: 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,7; 0,8 F_{pk} 1 Stunde konstant; stetig bis zum Versagen	

2.1.3 Messungen und Beobachtungen

IfBt	FIP'93
<ul style="list-style-type: none"> - Verschiebungen der Spannstähle gegenüber den Anker- teilen bzw. Verschiebung der Ankerteile untereinander, last- und zeitabhängig - Gesamtdehnung des Spanngliedes - Bruchkraft F_{Tu} - Ort und Art des Versagens - Verformungen der Ankerteile nach dem Versagen 	<ul style="list-style-type: none"> - Verschiebungen der Spannstähle gegenüber den Anker- teilen bzw. Verschiebung der Ankerteile untereinander, last- und zeitabhängig - Spannstahldehnung ϵ_u bis zum Bruch, gemessen über die freie Länge, mindestens über 2 m - Bruchkraft F_{Tu} - Ort und Art des Versagens - Verformungen der Ankerteile

2.1.4 Anforderungen

IfBt	FIP'93
<ul style="list-style-type: none"> - Der Schlupf darf nicht überproportional zunehmen - Nach jeweils 30 Minuten Lasteinwirkung von 0,7 bzw. 0,8 F_{pk} darf keine Schlupfzunahme mehr erfolgen - Der Bruch muß im Spannstahl erfolgen - Der Wirkungsgrad der Verankerung muß betragen: $\eta_A \geq 0,97$ 	<ul style="list-style-type: none"> - Der Schlupf darf nicht überproportional zunehmen - Nach 30 Minuten Lasteinwirkung von 0,8 F_{pk} soll der Schlupf zum Stillstand kommen - Der Bruch muß im Spannstahl erfolgen - Der Wirkungsgrad der Verankerung muß betragen: $\eta_A \geq 0,95$ (s. Erl.) - Die Dehnung ϵ_u soll unter der Last F_{Tu} betragen: $\epsilon_u \geq 2 \%$ (s. Erl.) - Die Verformungen der Ankerteile dürfen nicht so groß werden, daß die Zuverlässigkeit der Verankerung in Frage gestellt ist.

2.2 Prüfung der Verbindung Spannstahl - Ankerkörper unter schwingender Belastung

2.2.1 Versuchskörper (identisch in beiden Fällen)

2.2.2 Versuchsdurchführung

IfBt 2/1976	FIP'93
Oberlast: 0,6 F_{pk}	Oberlast: 0,65 F_{pk}
IfBt 4/1980	
Oberlast: 0,65 F_{pk}	

2.2.3 Messungen und Beobachtungen

IfBt	FIP'93
<ul style="list-style-type: none"> - Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Ankerteilen sowie der Ankerteile untereinander, lastspielabhängig - Zahl und Lage evtl. Dauerbrüche - Untersuchung der Ankerteile und des Spannstahls nach dem Versuch 	<ul style="list-style-type: none"> - Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Ankerteilen sowie der Ankerteile untereinander, lastspielabhängig - Zahl und Lage evtl. Dauerbrüche - Untersuchung der Ankerteile und des Spannstahls nach dem Versuch im Hinblick auf Verformungen und Ermüdungsschäden

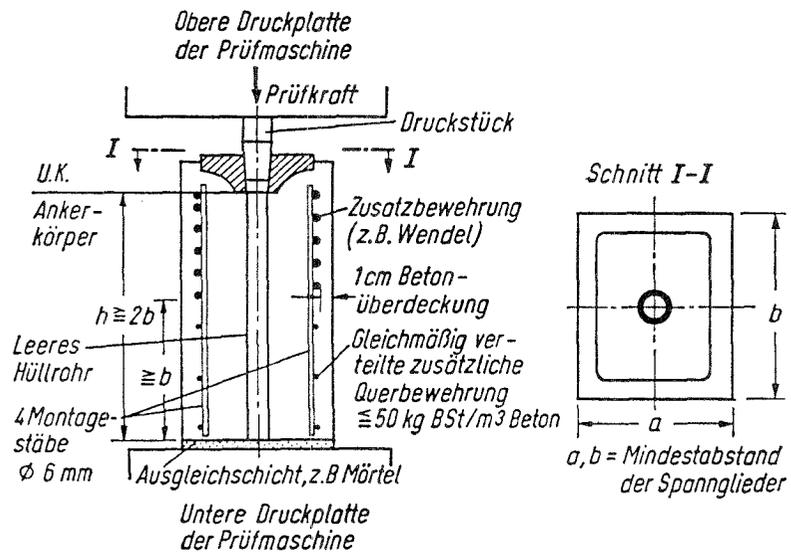
2.2.4 Anforderungen

IfBt	FIP'93
<ul style="list-style-type: none"> - Dauerbrüche in Ankerteilen sind unzulässig - Es muß mindestens eine Schwingbreite von 80 MPa über $2 \cdot 10^6$ Lastspiele ertragen werden, ohne daß mehr als 5 % der ursprünglichen Gesamtquerschnittsfläche durch Dauerbruch ausfallen. 	<p>wie nach IfBt-Richtlinien</p>

2.3 Prüfung der Verbindung Ankerkörper - Beton

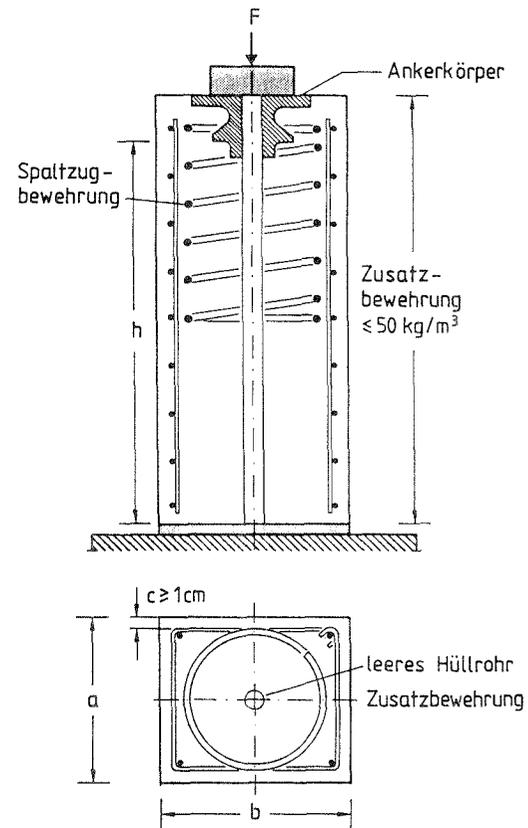
2.3.1 Versuchskörper

IfBt



In der Regel ist der Ankerkörper quadratisch und $a = b$

FIP'93



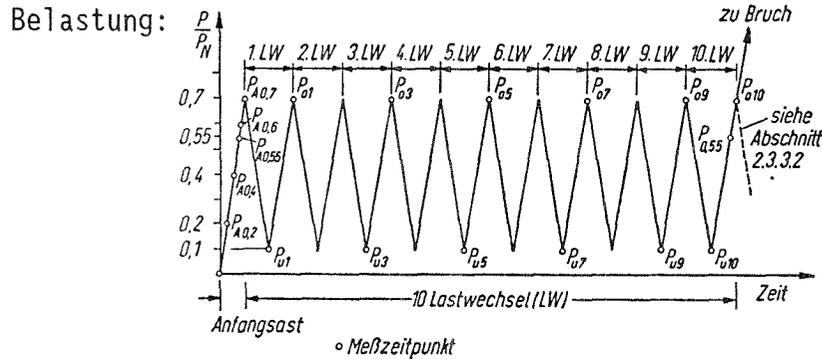
2.3.2 Versuchsdurchführung

Dauerstandversuch

Ist nicht mehr der Regelversuch und wird daher hier nicht mehr beschrieben.
 In die FIP'93 wurde der Dauerstandversuch nicht mehr aufgenommen.

Druckschwellversuch

IfBt 2/1976

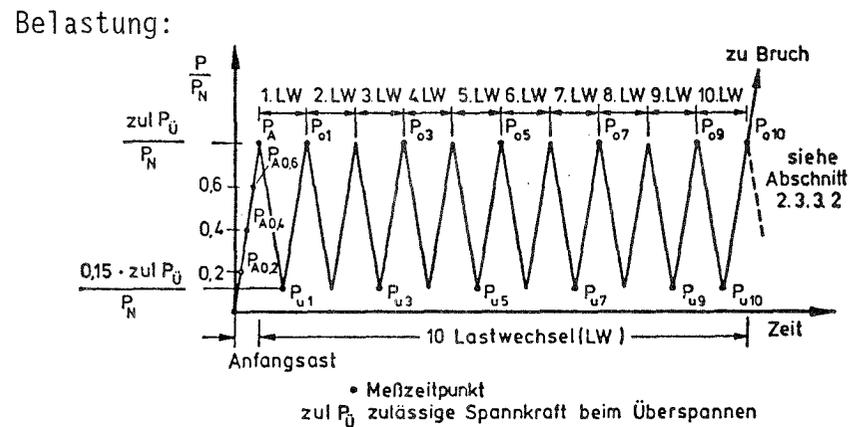


Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers:

zu Beginn der Prüfung: $\beta_{WA} \leq 0,8 \beta_{WN}$

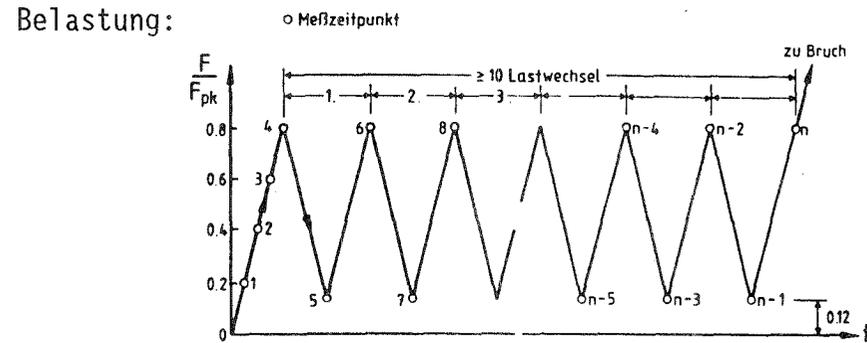
am Ende der Prüfung : $\beta_{WE} \leq \beta_{WN}$

IfBt 4/1980



Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers:
wie IfBt 2/1976

FIP'93



Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers:

Nach EC 2, T.1 ist die Mindestbetondruckfestigkeit beim vollen Vorspannen f_{ck0} Gegenstand der Verfahrensspezifikation der EOTA-Zulassung, so daß für die Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers Festlegungen in Bezug auf f_{ck0} und f_{ck} zu treffen sind. Da sich im Druckschwellversuch wegen der kurzen Versuchsdauer f_{cma} und f_{cme} nicht nennenswert unterscheiden, werden nur noch Anforderungen an f_{cme} gestellt (s. Erl. Abschn. 3 und 4.4). Sie lauten:

$$f_{cme} \leq 1,3 f_{ck0} \text{ und}$$

$$f_{cme} \leq 0,85 f_{ck}$$

2.3.3 Messungen und Beobachtungen

IfBt	FIP'93
<ul style="list-style-type: none"> - Längs- und Querdehnungen auf den Körperseitenflächen zu den im Belastungsbild bezeichneten Meßzeitpunkten - Ribbildung und Ribbreiten zu den im Belastungsbild bezeichneten Meßzeitpunkten - Ort und Art des Versagens - Bruchlast F_u 	<p>wie IfBt-Richtlinien sowie</p> <ul style="list-style-type: none"> - Inaugenscheinnahme und/oder Messung der Verformungen von mit dem Beton in Kontakt stehenden Ankerteilen

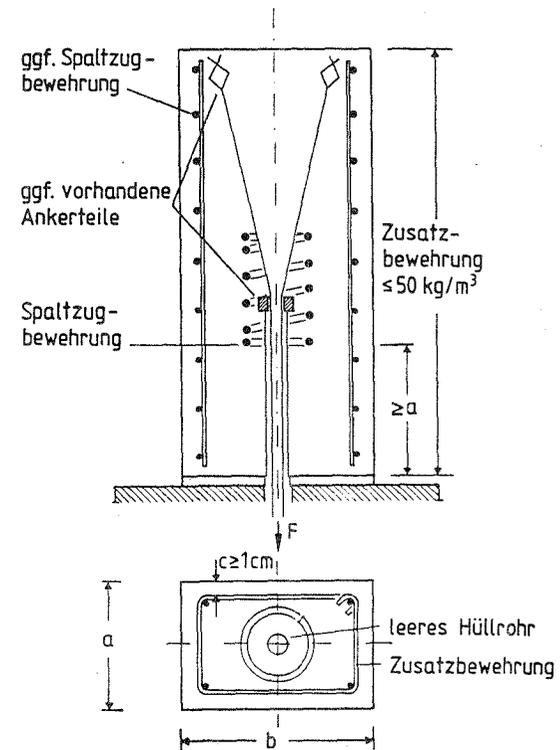
2.3.4 Anforderungen

IfBt	FIP'93
<ul style="list-style-type: none"> - Bei der Erstbelastung darf kein RiB vor der Laststufe $0,4 F_{pk}$ auftreten - Die maximale Ribbreite im ersten Lastwechsel unter der Laststufe $0,7 F_{pk}$ (IfBt 2/1976) bzw. zul $P_{\ddot{u}}$ (IfBt 4/1980) darf höchstens $0,10$ mm betragen - Beim letzten Lastwechsel darf die maximale Ribbreite auf der Unterlaststufe $0,1 F_{pk}$ (IfBt 2/1976) bzw. $0,15$ zul $P_{\ddot{u}}$ (IfBt 4/1980) nicht größer als $0,10$ mm sein 	<ul style="list-style-type: none"> - Die Ribbreite bei erstmaligem Erreichen der Oberlast $0,8 F_{pk}$ (Meßzeitpunkt 4) soll $\leq 0,10$ mm betragen - Die Ribbreite bei letztmaligem Erreichen der Unterlast $0,12 F_{pk}$ (Meßzeitpunkt n-1) soll $\leq 0,10$ mm betragen - Die Ribbreite bei letztmaligem Erreichen der Oberlast $0,8 F_{pk}$ (Meßzeitpunkt n) soll $\leq 0,25$ mm betragen - Die gemessenen Ribbreiten sollen sich im Verlauf der zyklischen Belastung stabilisieren. Die Stabilisierung der Ribbreiten kann angenommen werden, wenn die Ribbreite während der letzten zwei Lastwechsel nicht um mehr als $0,02$ mm ansteigt (s. Erl. Anschn. 4.6).

3. PRÜFUNG VON SPANNVERFAHREN MIT VERBUNDVERANKERUNG

3.1 Zugversuch zur Prüfung der Verbindung Spannstahl - Verankerungszone unter statischer Last

3.1.1 Versuchskörper

IfBt	FIP'93
<p>Bezüglich der Ausbildung der Versuchskörper ist Abschn. 2.3.1 anzuwenden. Der nachteilige Einfluß des Sackens des frischen Betons wird durch ein anbetoniertes Betonunterteil berücksichtigt.</p>	 <p>Der nachteilige Einfluß des Sackens des frischen Betons wird durch ein anbetoniertes Betonunterteil berücksichtigt.</p>

3.1.2 Versuchsdurchführung

Dauerstandversuch

Ist nicht mehr der Regelversuch und wird hier nicht mehr beschrieben. In die FIP'93-Richtlinie wurde der Dauerstandversuch nicht mehr aufgenommen.

Druckschwellversuch

IfBt 2/1976	FIP'93
Durchführung entspr. Abschn. 2.3.2 Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers: Die Würfeldruckfestigkeit soll im Versuch $0,8 \beta_{WN}$ nicht überschreiten.	Durchführung entspr. Abschn. 2.3.2 Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers: $f_{cme} \leq f_{ck0}$ und $f_{cme} \leq 0,7 f_{ck}$
IfBt 4/1980	
Hier existiert bisher keine Regelung.	

3.1.3 Messungen und Beobachtungen

IfBt 2/1976	FIP'93
Sinngemäß zu Abschn. 2.3.3. Außerdem ist der Schlupf an den Spannstahlenden zu messen.	Sinngemäß zu Abschn. 2.3.3. Außerdem ist der Schlupf an den Spannstahlenden zu messen.

3.1.4 Anforderungen

IfBt 2/1976	FIP'93
Es gelten die in Abschn. 2.3.4 gestellten Anforderungen	<ul style="list-style-type: none"> - Bezüglich der Dehnungen, Ribentwicklung etc. gelten die in Abschn. 2.3.4 gestellten Anforderungen. - Der Schlupf an den Spannstählen soll sich im Verlauf der zyklischen Belastung stabilisieren. - Die im Versuch erreichte Bruchlast F_u soll die beiden folgenden Anforderungen erfüllen: $F_u \geq F_{pk} \frac{f_{cme}}{f_{ck0}}$ <p>und</p> $F_u \geq 0,9 F_{pk}$

3.2 Prüfung der Verbindung Spannstahl - Verankerungszone unter schwingender Belastung

3.2.1 Versuchskörper

IfBt	FIP'93
wie in Abschn. 3.1.1	wie in Abschn. 3.1.1

3.2.2 Versuchsdurchführung

IfBt 2/1976	FIP'93
Die Versuchsdurchführung entspricht Abschn. 2.2.2 Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers: $\beta_{WA} \leq 0,8 \beta_{WN}$ $\beta_{WE} \leq \beta_{WN}$	Die Versuchsdurchführung entspricht Abschn. 2.2.2
IfBt 4/1980	
Hier existiert bisher keine Regelung	

3.2.3 Messungen und Beobachtungen

IfBt 2/1976	FIP'93
Sinngemäß zu Abschn. 2.2.3. Außerdem ist der Schlupf an den Spannstahlenden zu messen.	Sinngemäß zu Abschn. 2.2.3. Außerdem ist der Schlupf an den Spannstahlenden zu messen.

3.2.4 Anforderungen

IfBt 2/1976	FIP'93
Es gelten die in Abschn. 2.2.4 gestellten Anforderungen	Es gelten die in Abschn. 2.2.4 gestellten Anforderungen. Der Schlupf an den Spannstahlenden soll sich im Verlauf der Dauerschwingbeanspruchung stabilisieren.

3.4 Erläuterung und Begründung der Anforderungen

Die FIP'93-Empfehlungen sollten nicht nur dem fortgeschrittenen Stand der Technik gegenüber FIP'81 Rechnung tragen. Sie sollten auch einen Beitrag zur internationalen Harmonisierung leisten und für die europäische Normung Leitwirkung geben. Diese Ziele erforderten auch die Formulierung von Anforderungen an das bedingungsgemäße Prüfergebnis im Konsens. Die Diskussionen zeigten, daß - bei allen, meist geringen Unterschieden zwischen den vielfältigen nationalen Anforderungen - der EC 2, T.1 die von allen akzeptierte Basis zur Formulierung von Anforderungen darstellte.

TEIL 1

PRÜFUNG DER VERBINDUNG SPANNSTAHL - ANKERKÖRPER - GEGENÜBERSTELLUNG DER REGELN NACH IfBt UND FIP'93

WESENTLICHE UNTERSCHIEDE

Die Unterschiede in den statischen und dynamischen Versuchen zwischen den o.g. Regeln sind im allgemeinen unerheblich. Eine wesentliche Abweichung ergibt sich bei den Anforderungen an den statischen Zugversuch.

Nach IfBt muß der mechanische Wirkungsgrad

$$\eta_A \geq 0,97 \quad (1)$$

betragen. Eine Anforderung an die Dehnung ε_u auf der freien Länge des Spannglieds bei Höchstkraft wird nicht gestellt. Demgegenüber fordern die FIP'93-Empfehlungen:

$$\eta_A \geq 0,95, \quad (2)$$

$$\varepsilon_u \geq 2 \%. \quad (3)$$

Wir meinen, daß die FIP'93-Empfehlungen den Anforderungen an ein Spannglied im Bauwerk besser gerecht werden. Sie decken nicht nur die "Schwächung" des Spannglieds durch Verankerungseffekte auf, sondern geben darüber hinaus Auskunft über die aktivierbare Duktilität des verankerten Spannstahls.

TEIL 2

PRÜFUNG DER VERBINDUNG ANKERKÖRPER - BETON

- GEGENÜBERSTELLUNG DER REGELN NACH IfBt UND FIP'93

1. EINLEITUNG

Im folgenden werden die Grundlagen aufgezeigt, die zu den Anforderungen der FIP'93-Richtlinien geführt haben.

Hierzu werden zunächst die nach DIN V 18932,T.1 zulässigen Vorspannkkräfte zusammengestellt und die Rechenwerte der zul. Vorspannkkräfte, die der Formulierung von Prüfanforderungen zugrundeliegen, festgelegt. Im Abschnitt 4 werden dann die Nachweisformate für die Prüfanforderungen hergeleitet. Abschließend wird ein Vergleich zwischen IfBt- und FIP'93-Anforderungen durchgeführt.

2. ZULÄSSIGE VORSPANNKRÄFTE

Im folgenden werden für die in EC2, T.1 genannten Vorspannfälle und für die Spannstähle nach prEN 10138 die auf die Nennzugfestigkeit f_{pk} bezogenen zulässigen Spannstahlspannungen ermittelt.

2.1 Vorspannkraft beim Überspannen am Spannanker

$$\sigma_{0,max} \leq 0,8 f_{pk} \text{ oder } 0,9 f_{p0,1k}$$

$$P_{0,max} = \sigma_{0,max} A_{pk} \quad (1)$$

Die Vorspannkraft $P_{0,max}$ wirkt nur kurz ein. Eine Dauerstandsschwächung des Betons tritt nicht auf. Nur die maßgebenden, also kleinen Werte sind i.f. aufgeführt. Es ist in allen Fällen die 0,1 %-Dehngrenze maßgebend. Zahlenwerte s. Tab.1.

2.2 Vorspannkraft unmittelbar nach dem Ablassen

$$\sigma_{pm0} \leq 0,75 f_{pk} \text{ oder } 0,85 f_{p0,1k}$$

$$P_{m0} = \sigma_{pm0} A_{pk} \quad (2)$$

Die Vorspannkraft P_{m0} wirkt ständig ein (Dauerstandkraft); Zahlenwerte s. Tab.1. Sie wird im Laufe der Zeit infolge $R + S + K$ abnehmen.

2.3 Vorspannkraft bei außergewöhnlich hohem Überspannen

Bei außergewöhnlich hoher Reibung wird für einzelne Spannglieder gestattet:

$$\sigma_{0,max}^* \leq 0,95 f_{p0,1k}$$

$$P_{0,max}^* = 0,95 f_{p0,1k} A_{pk} \quad (3)$$

Ebenso wie im Fall 2.1 wirkt die Kraft $P_{0,max}^*$ nur kurz ein, so daß eine Dauerstandschwächung des Betons außeracht gelassen werden kann. Zahlenwerte s. Tab.1.

Tab. 1: Bezogene zulässige Spannstahlspannungen

Material	$f_{p0,1k}$	f_{pk}	$\frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}}$	1	2	3
				$\frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}}$	$\frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}$	$\frac{\sigma_{0,max}^*}{f_{pk}}$
Einheit	GPa	GPa	-	-	-	-
Litze SNR	1,5	1,77	0,848	0,76	0,72	0,81
kalt gezogener Draht	1,38	1,67	0,826	0,74	0,70	0,79
vergüteter Draht	1,4	1,6	0,875	0,79	0,74	0,83
Stäbe	1,08	1,23	0,878	0,79	0,75	0,83
	0,90	1,10	0,818	0,74	0,70	0,78
	0,835	1,03	0,811	0,73	0,69	0,77

2.4 Rechenwerte der zulässigen Spannstahlspannungen bzw. der Vorspannkkräfte

Zur Formulierung von Prüfanforderungen ist es sinnvoll und vertretbar, von bestimmten festen Rechenwerten der zulässigen Spannstahlspannung auszugehen. Hierfür wird von der siebendräftigen Litze ausgegangen, zumal der vergütete Draht keine bedeutende Rolle spielen dürfte. Man erhält dann nach EC2, T.1:

$$\begin{aligned}
 P_{0,\max} &= 0,76 f_{pk} A_{pk} = 0,76 F_{pk} \\
 P_{m0} &= 0,72 f_{pk} A_{pk} = 0,72 F_{pk} \\
 P_{0,\max}^* &= 0,81 f_{pk} A_{pk} = 0,81 F_{pk}
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

Zum Vergleich werden die zulässigen Vorspannkkräfte nach DIN 4227, T.1 und T.2, sowie Teil 6 aufgeführt. Maßgebend sind hier die Bezüge auf β_Z :

Kraft	DIN 4227	
	T.1 u. T.2	T.6
	$\times F_{pk}$	$\times F_{pk}$
$P_{0,\max}$	0,65	0,75
$P_{m,0}$	0,55	0,70

3. BETONDRUCKFESTIGKEIT BEIM VORSPANNEN

Die vollständige Vorspannung des Bauteils erfolgt meist vor dem Erreichen der Nenndruckfestigkeit f_{ck} des Betons im Alter von 28 Tagen. So muß nach DIN 4227 (T.1, T.2 und T.6) die mittlere Betondruckfestigkeit beim Vorspannalter t_0 mit $f_{cm0} = f_{cm}(t_0)$ mindestens betragen, s. Bild 1:

$$f_{cm0} \geq 0,8 (f_{ck} + 5) = 0,80 (\beta_{WN} + 5).
 \tag{5}$$

Hieraus kann man mit der berechtigten Verfügung

$$f_{cm0} \approx f_{ck0} + 5 \quad (6)$$

die charakteristische Betondruckfestigkeit bei t_0 ausdrücken:

$$f_{ck0} \approx 0,8 f_{ck} - 1. \quad (7)$$

Das Verhältnis f_{ck0}/f_{ck} beträgt dann nach DIN 4227 für B 25, B 35 und B 45:

$$\frac{f_{ck0}}{f_{ck}} = 0,76; 0,77; 0,78. \quad (8)$$

Nach EC2, T.1 wird die Betondruckfestigkeit beim vollen Vorspannen nicht vorgeschrieben. Vielmehr wird gesagt, daß sie Gegenstand der Verfahrensspezifikation der EOTA-Zulassung sein muß.

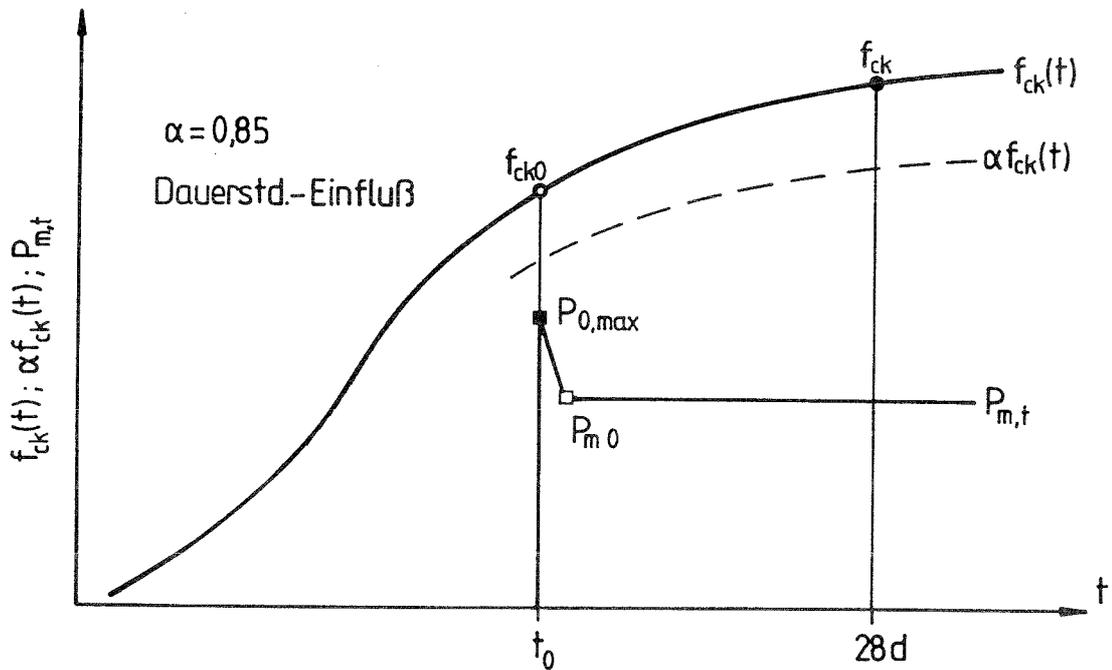


Bild 1: Zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit und Vorspannfälle (schematisch)

4. NACHWEISFORMATE NACH EC2, T.1 UND DEREN ANWENDUNG AUF DIE VERANKERUNGS-ZONE

4.1 Vorüberlegungen

Nach IfBt-Richtlinie und den zugehörigen SVA-Beschlüssen wenden wir das folgende Nachweisformat - ungeachtet der Größe der zul. Vorspannkraft - bei der Beurteilung des Versuchsergebnisses an. Das einzelne Versuchsergebnis gem R_e zum Zeitpunkt t_e des Bruchversuchs muß mit

$$\text{erf } R_e \geq 1,8 P_{m0} \frac{f_{cme}}{f_{ck}} \quad (9a)$$

$$\geq 1,6 P_{m0} \quad (9b)$$

die Forderung

$$\text{gem } R_e \geq \text{erf } R_e \quad (10)$$

erfüllen. Die Gl.(9) können auch mit F_{pk} ausgedrückt werden.

Im folgenden wird überprüft, ob und wie diese Anforderungen mit jenen der FIP'93-Empfehlungen im Einklang stehen. Hierzu werden die Nachweisformate nach EC2 auf die Lastfälle Überspannen, Außergewöhnliches Überspannen, Dauervorspannung und auf die EC2-Grundsatzforderung angewandt.

Der erforderliche Widerstand der Verankerungszone bei Kurzeinwirkung kann in Abhängigkeit vom Alter $t_0 \leq t \leq t_{28}$ (28 d) wegen

$$P_m(t) \gamma_P \leq \frac{\alpha \text{ erf } R_{k0}(t)}{\gamma_C} \quad (11)$$

wie folgt angeschrieben werden, wobei für $P_m(t)$ jeweils die zulässige Vorspannkraft einzusetzen ist und der Dauerstandschwächungsfaktor α mit 0,85, sofern erforderlich, angesetzt wird:

$$\text{erf } R_{k0}(t) \geq \frac{\gamma_P \gamma_C}{\alpha} P(t) = \gamma_0 P(t) \quad (12)$$

mit γ_0 dem globalen Sicherheitsbeiwert für Kurzzeiteinwirkung.

Nur für Regelnachweise, $t \geq 28$ d, $f_{ck}(t) = f_{ck}$, kann man aus EC2, T.1, Tab.2.2 und 2.3 die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_p = 1,2$ und $\gamma_c = 1,5$ beziehen. Für die Fälle Überspannen, Außergewöhnliches Überspannen und für die Grundsatzforderung sind angemessene TSW anzunehmen. Bei Vorspannung im Alter $t_0 < 28$ d mit der endgültigen Vorspannkraft ist für den Widerstand der Ansatz von $\gamma_c = 1,3$ vertretbar, weil man die Festigkeitsentwicklung des Betons im Verankerungsbereich besonders prüft (Eigeninteresse des Unternehmers wegen der Folgen).

Aber auch beim TSW der Einwirkungsseite sind angemessene Reduktionen gegenüber dem Regelwert $\gamma_p = 1,2$ bei Dauervorspannung vertretbar, weil im Alter $t_0 < 28$ d der Kraftkontrolle (wieder wegen der Folgen) große Aufmerksamkeit geschenkt wird. Die TSW bei Vorspannung im Alter t_0 werden so gewählt, daß die Bemessungseinwirkung der Dauervorspannung eingehalten ist:

$$\gamma_p(P(t_0)) = \frac{1,2 P_{m0}}{P(t_0)} \quad (13)$$

4.2 Erforderliche Kurzzeitwiderstände

4.2.1 Lastfall Überspannen

Mit $\alpha = 1$, $\gamma_c = 1,3$ und mit $\gamma_p = 1,2$ $P_{m0}/P_{0,max} = 1,14$ ist bei t_0

$$\text{erf } R_{ko}(t_0) \geq 1,1 F_{pk}. \quad (14)$$

4.2.2 Lastfall Außergewöhnliches Überspannen

Mit $\alpha = 1$, $\gamma_c = 1,3$ und mit $\gamma_p = 1,2$ $P_{m0}/P_{0,max}^* = 1,07$ ist bei t_0

$$\text{erf } R_{ko}(t_0) \geq 1,1 F_{pk}. \quad (15)$$

4.2.3 Lastfall Dauervorspannung

Ab t_0 wirkt die Vorspannung dauernd ein. Es ist mit $P_{m0} = 0,72 F_{pk}$:

$$\text{erf } R_{ko}(t_0) \geq 1,2 \cdot 1,3 \frac{0,72}{0,85} F_{pk} = 1,3 F_{pk} (1,8 P_{m0}) \quad (16)$$

Erfolgt die Vorspannung bei $t \geq 28$ d, so muß sein:

$$\text{erf } R_{ko}(t_{28}) \geq 1,2 \cdot 1,5 \frac{0,72}{0,85} F_{pk} = 1,5 F_{pk} (2,1 P_{m0}) \quad (17)$$

Die Widerstände $\text{erf } R_{kperm}(t)$ bei Dauereinwirkung ergeben sich durch Multiplikation mit α .

4.2.4 EC2-Anforderung

In EC2, T.1, Abschn. 2.3.3.1, wird gefordert, daß die Verankerungszone zu jedem Zeitpunkt die Nennbruchkraft F_{pk} des Spannstahls ertragen muß.

Diese Katastrophensituation kann mit $\alpha = 1$, mit $\gamma_p = 1$ und mit $\gamma_c = 1,3$ bei t_0 beschrieben werden:

$$F_{pk} 1,0 = \frac{\text{erf } R_{ko}(t_0)}{1,3}, \quad (18)$$

bzw.

$$\text{erf } R_{ko}(t_0) \geq 1,3 F_{pk}. \quad (19)$$

Man erkennt, daß - bei den gewählten Annahmen - zum Zeitpunkt t_0 der EC-Fall, Gl.(19), und die Dauervorspannung, Gl.(16), die maßgebenden, in etwa gleich hohen Anforderungen nach sich ziehen. Bei Vorspannung im Alter $t \geq t_{28}$ ist die Dauervorspannung, Gl.(17) maßgebend.

Der Formulierung von Anforderungen an das Ergebnis des Druckschwellversuchs wird die Gl.(19) für t_0 und die Gl.(17) für t_{28} zugrundegelegt.

4.3 Widerstand im Bauwerk und Versuch

Es wird angenommen, daß der charakteristische Bauwerkswiderstand bei Kurzeinwirkung, $\alpha = 1$, wie folgt beschrieben werden kann:

$$\text{vorh } R_k(t) = f_{ck}(t) A_c. \quad (20)$$

Demgegenüber ergab sich der charakteristische Widerstand gegen Betonversagen im Versuch zu [10]:

$$\text{vorh } R_{ke}(t_e) = 0,8 f_{cme} A_c. \quad (21)$$

Für den Grenzfall $\text{vorh } R_k(t) = \text{erf } R_k(t)$, kann man mit den Gl.(20) und (21) die charakteristischen Widerstände bei Kurzeiteinwirkung miteinander verknüpfen und damit die Modellunschärfe ausschalten:

$$\text{erf } R_{ke} = 0,8 \frac{f_{cme}}{f_{ck}(t)} \text{erf } R_k(t) \quad (22)$$

In entsprechender Weise könnte $\text{erf } R_{ke}$ auch mit den Widerständen $\text{erf } R_{kperm}(t)$ bei Langzeiteinwirkung beschrieben werden. Dies ist aber unnötig, weil der Dauerstandsfaktor α sowohl beim erforderlichen als auch vorhandenen Widerstand enthalten ist und sich herauskürzt. Die Gl.(22) gilt also allgemein.

Setzt man in die Gl.(22) die Anforderungen Gl.(19) und Gl.(17) ein, so erhält man die erforderliche charakteristische Tragfähigkeit im Versuch. Er ergibt sich für die Vorspannung

im Alter t_0 :

$$\text{erf } R_{ke} \geq 0,8 \frac{f_{cme}}{f_{ck0}} 1,3 F_{pk} \approx \frac{f_{cme}}{f_{ck0}} F_{pk}, \quad (23)$$

bzw. für die Vorspannung

im Alter $t \geq 28$ d:

$$\text{erf } R_{ke} \geq 0,8 \frac{f_{cme}}{f_{ck}} 1,5 F_{pk} \approx 1,2 \frac{f_{cme}}{f_{ck}} F_{pk}, \quad (24)$$

Im Abschn. 4.4 wird gezeigt wie man durch Festlegung der Prüffestigkeit f_{cme} des Betons beide Anforderungen ineinander überführen kann.

Im Versuch muß jedes Einzelergebnis gem R_e die Anforderungen erfüllen, die dem charakteristischen Widerstand entsprechen. Dieses Vorgehen entspricht dem Vorgehen bei Druckfestigkeitsprüfung einer 3er-Würfelserie, bei der jeder Einzelwert den charakteristischen Wert erreichen bzw. übertreffen muß.

4.4 Anforderungen an die Tragfähigkeit der Verbindung

Die Anforderungen an den erforderlichen charakteristischen Widerstand des Versuchskörpers, Gl.(23) und (24) wurden aus dem Tragvermögen im unteren nicht bewehrten Teil hergeleitet. Es hängt etwa linear von der Betondruckfestigkeit ab [10]. Im oberen spaltzugbeeinflussten Teil des Versuchskörpers wird die Tragfähigkeit nicht nur von der Betonfestigkeit, sondern auch von der vorhandenen Spaltzugbewehrung beeinflusst. Die Tragfähigkeit nimmt bei gleichem geometrischen Bewehrungsgrad mit steigender Betondruckfestigkeit unterproportional zu [10].

Um das erforderliche Sicherheitsniveau sicherzustellen ist daher anzustreben, daß die Prüfung mit einer Betondruckfestigkeit f_{cke} erfolgt, die etwa der charakteristischen Bauwerksfestigkeit entspricht. Hierzu werden obere und untere Schranken eingeführt.

4.4.1 Prüfung von Spannverfahren mit mechanischer Verankerung

Für die Anforderungen im Alter t_0 wird die Versuchskörperfestigkeit nach oben begrenzt.

$$f_{cme} \leq 1,3 f_{ck0} \quad (25)$$

Die Anforderungen lauten mit Gl.(23):

$$\text{gem } R_e \geq F_{pk} \frac{f_{cme}}{f_{ck0}} \quad (26)$$

und

$$\text{gem } R_e \geq 1,1 F_{pk} \quad (27)$$

Gl.(27) stellt somit die untere Schranke dar.

Für die Anforderungen im Alter $t \geq 28$ d gilt Gl.(24), wenn $f_{cke} \approx f_{ck}$. Da im allgemeinen $f_{cke} < f_{ck}$ wird wegen der zuvor beschriebenen unterproportionalen Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Betondruckfestigkeit die Anforderung Gl.(24) modifiziert auf

$$\text{gem } R_e \geq 1,3 F_{pk} \frac{f_{cme}}{f_{ck}} \quad (28)$$

Mit Begrenzung der Betondruckfestigkeit auf

$$f_{cme} \leq 0,85 f_{ck} \quad (29)$$

geht Gl.(28) in G.(27) über, so daß die Anforderung Gl.(28) entfallen kann.

Sollte die Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers f_{cme} die Bedingung Gl.(29) einmal geringfügig überschreiten, kann u.E. trotzdem Bedingungsge­mäßheit attestiert werden, wenn Gl.(28) eingehalten ist.

4.4.2 Prüfung von Spannverfahren mit Verbundankern

Die Anforderungen Gl.(26) und Gl.(28) gelten auch hier.

Da die Tragfähigkeit des etwa mit F_{pk} erreicht wird, das Versagen des Versuchskörpers aber im Beton erfolgen soll, werden die Bedingungen an die Versuchskörperfestigkeit f_{cme} sowie die untere Schranke auf ein u.E. vertretbares Maß verringert. Die Bedingungen und Anforderungen lauten:

$$f_{cme} \leq f_{ck0} \quad (30)$$

$$f_{cme} \leq 0,70 f_{ck} \quad (31)$$

$$\text{gem } R_e \geq F_{pk} \frac{f_{cme}}{f_{ck0}} \quad (32)$$

und

$$\text{gem } R_e \geq 0,9 F_{pk} \quad (33)$$

4.5 Vergleich zwischen IfBt- und FIP'93-Anforderungen

Im folgenden werden die FIP-Anforderungen Gl.(26) und (27) den IfBt-Anforderungen vergleichend gegenübergestellt. Für den Vergleich wird die IfBt-Anforderung in Abhängigkeit von f_{cme}/f_{ck0} umgeformt. Die Anforderungen lauten:

$$\text{gem } R_e \geq 1,8 P_{m0} \frac{f_{cme}}{f_{ck0}} \frac{f_{ck0}}{f_{ck}} \quad (34)$$

und

$$\text{gem } R_e \geq 1,6 P_{m0} \quad (35)$$

In Bild 2 oben erfolgt die Gegenüberstellung für $P_{m0} = 0,55 F_{pk}$ nach DIN 4227 T.1 und T.2 und in Bild 2 unten die Gegenüberstellung für $P_{m0} = 0,70 F_{pk}$ nach DIN 4227 T.6. Bedenkt man, daß nach DIN 4227 das Verhältnis f_{ck0}/f_{ck} um 0,8 beträgt, so sind beide Regeln, Bild 2 unten, gleichwertig.

Nach der IfBt-Regelung gelten mit $P_{m0} = 0,72 F_{pk}$ und $f_{ck0} \leq 0,77 f_{ck}$ (Gl.(8)) die Anforderungen

$$\text{gem } R_e \geq F_{pk} \frac{f_{cme}}{f_{ck0}} \quad (36)$$

und

$$\text{gem } R_e \geq 1,3 F_{pk} \frac{f_{cme}}{f_{ck}} \quad (37)$$

mit der unteren Schranke

$$\text{gem } R_e \geq 1,15 F_{pk} \quad (38)$$

An die Betonfestigkeit werden die Bedingungen gestellt

$$f_{cma} \leq 0,80 f_{ck}$$

$$f_{cme} \leq f_{ck}$$

Bis auf etwas geänderte obere und untere Schranken sind die Anforderungen nach IfBt und FIP'93 identisch.

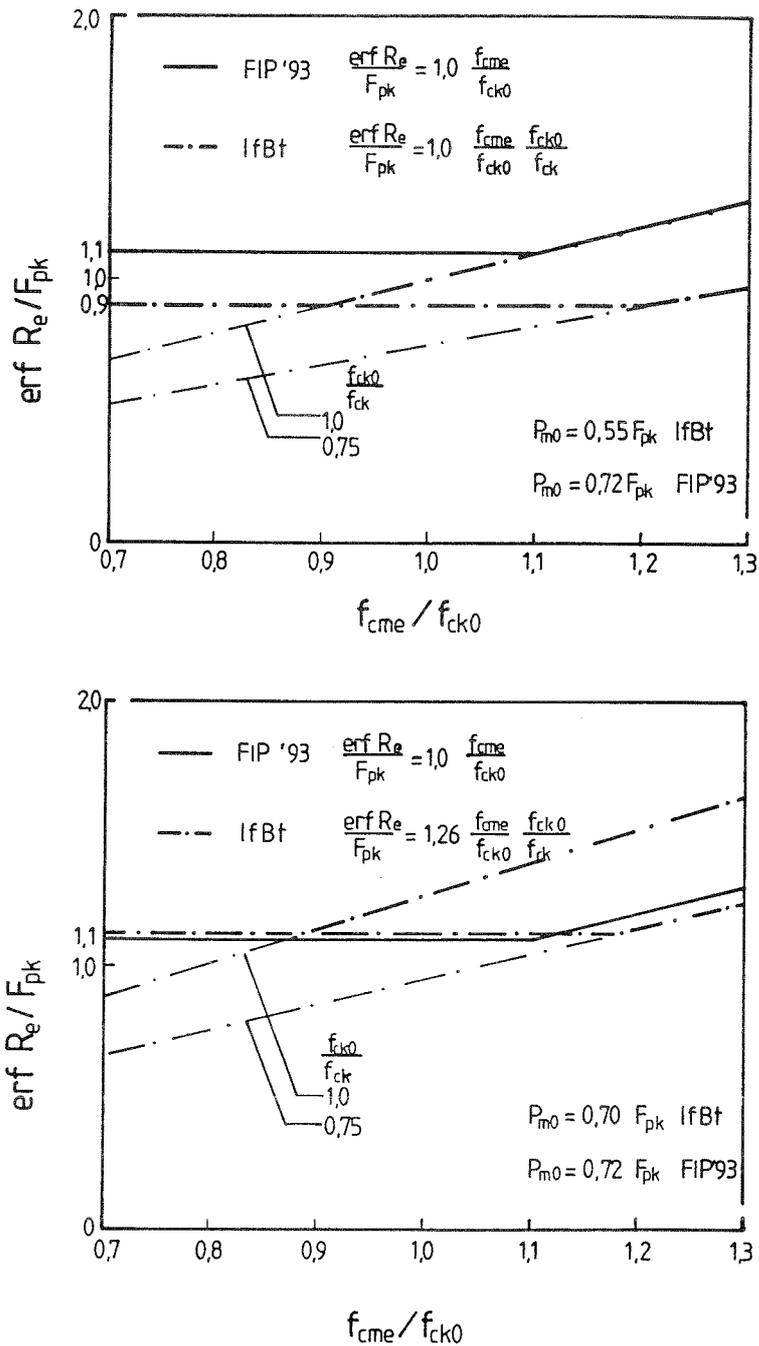


Bild 2: IfBt- und FIP'93-Anforderungen im Vergleich

4.6 Anforderungen an die Ribbreiten und an die Stabilisierung von Ribbreiten und Dehnungen

Die Anforderungen an bedingungsgemäße Ribbreiten nach der FIP'93-Richtlinie sind in Bild 3 dargestellt. Wie nach den IfBt-Regeln wird auch in FIP'93 gefordert, daß bei erstmaligem Erreichen der Oberlast (Meßzeitpunkt 4) sowie unter der letzten Unterlaststufe (Meßzeitpunkt n-1) die größte gemessene Ribbreite kleiner als 0,10 mm sein muß. Zusätzlich muß nach FIP'93 die größte unter der letzten Oberlaststufe (Meßzeitpunkt n) gemessene Ribbreite kleiner als 0,25 mm sein.

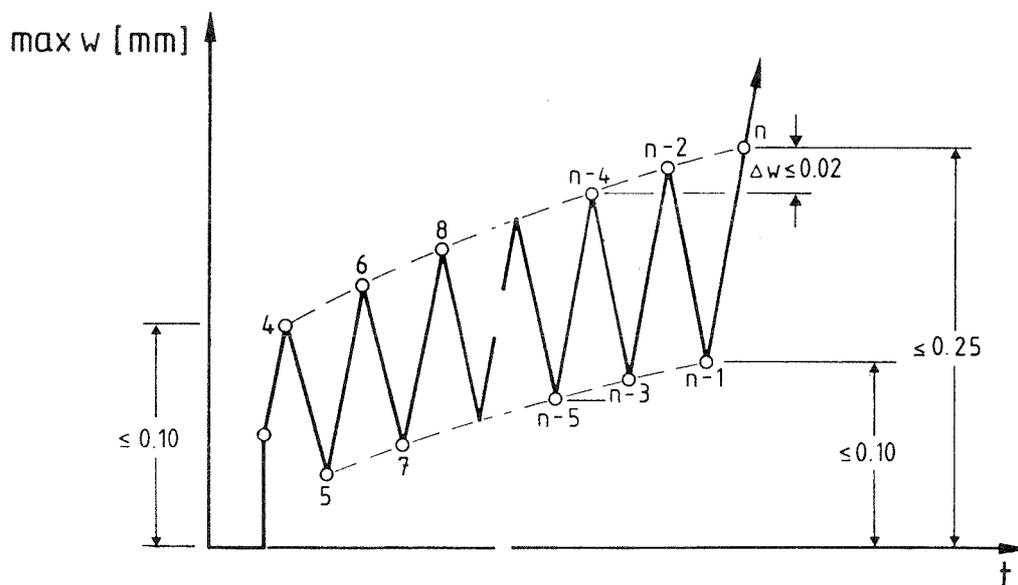


Bild 3: Anforderungen an bedingungsgemäße Ribbreiten

Eine Anforderung an die Erstrißkraft F_r wird nicht mehr gestellt, da F_r stark streut und u.E. in bezug auf das Ribverhalten wenig aussagt. Im übrigen ergab die Auswertung von Eignungsversuchen, die hinsichtlich der Ribbreiten bedingungsgemäßes Verhalten zeigten, daß hierbei die IfBt-Anforderung $F_r \geq 0,4 F_{pk}$ immer eingehalten war.

Weiterhin werden Anforderungen an die Stabilisierung von Ribbreiten und Dehnungen gestellt. Die Stabilisierung kann angenommen werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

$$\Delta w_0 = w_n - w_{n-4} \leq 0,02 \text{ mm} \quad (39)$$

$$\Delta \varepsilon_0 = \left(\frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_{n-4}} - 1 \right) 100 \leq 5 \% \quad (40)$$

$$\Delta \varepsilon_u = \left(\frac{\varepsilon_{n-1}}{\varepsilon_{n-5}} - 1 \right) 100 \leq 5 \% \quad (41)$$

Zur Überprüfung des Stabilisierungskriteriums der Dehnungen Gl. (40) bei der Prüfung der Verbindung Ankerkörper/Beton wurden 55 Druckschwellversuche bei Oberlast ausgewertet.

Dabei wurden auch Versuche aufgenommen, die hinsichtlich der Ribbreitenanforderungen nicht bedingungsgemäße Ergebnisse erbrachten. Diese Versuche sind in den Bildern 4 - 7 durch einen ausgefüllten Kreis gekennzeichnet. In den Bildern ist auf der Abszisse die Versuchsnummer unserer internen Auswertung und auf der Ordinate der zugehörige aus den Versuchsergebnissen ermittelte Wert aufgetragen.

In den Bildern 4 und 5 sind die Dehnungsdifferenzen $\varepsilon_{010} - \varepsilon_{08}$ der Längs- bzw. Querdehnungen dargestellt. Die Dehnung im 8. Lastwechsel wurde durch geradlinige Interpolation aus den im 7. und 9. LW gemessenen Dehnungen bestimmt.

Die ermittelten Werte für den Längs- bzw. Querdehnungsanstieg sind in den Bildern 3 und 4 wiedergegeben. Zum Vergleich wurde die vorgeschlagene Anforderung des maximal tolerierbaren Dehnungsanstiegs von 5 % als gestrichelte Linie eingetragen. Diese Anforderung wird hinsichtlich der Längsdehnungen von keinem Versuch und hinsichtlich der Querdehnungen von 6 bedingungsgemäßen Versuchen (das entspricht 12 % der bedingungsgemäßen Versuche) nicht eingehalten. Die gestellte Anforderung von 5 % ist u.E. gut gewählt, zumal die Nichteinhaltung der Anforderung lediglich 10 weitere Lastwechsel erforderlich macht und danach die Einhaltung der Ribbreiten- und Stabilisierungsanforderungen wiederum zu überprüfen ist.

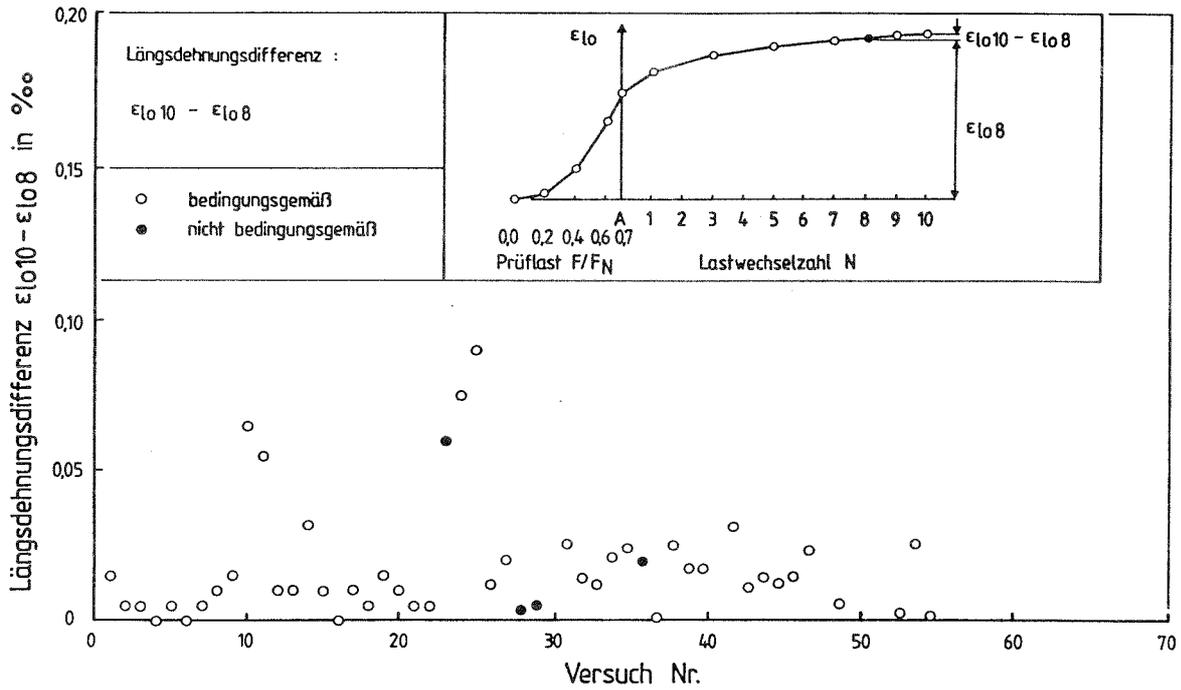


Bild 4: Differenz der Längsdehnungen $\epsilon_{l010} - \epsilon_{l08}$

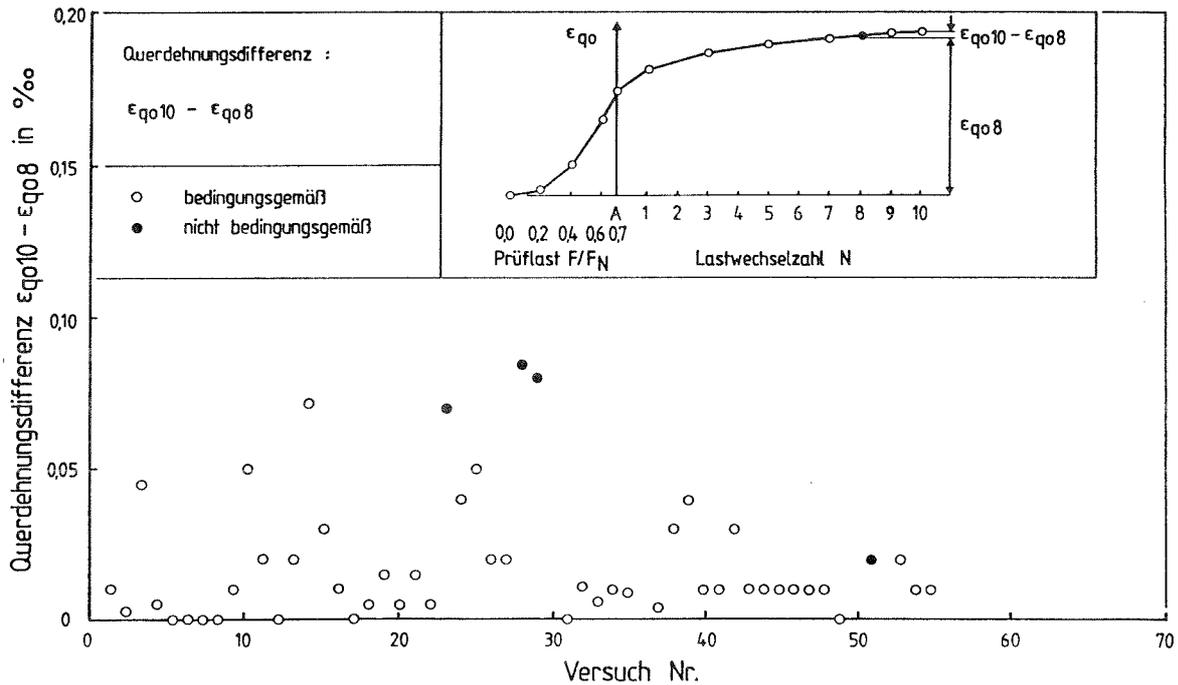


Bild 5: Differenz der Querdehnungen $\epsilon_{q010} - \epsilon_{q08}$

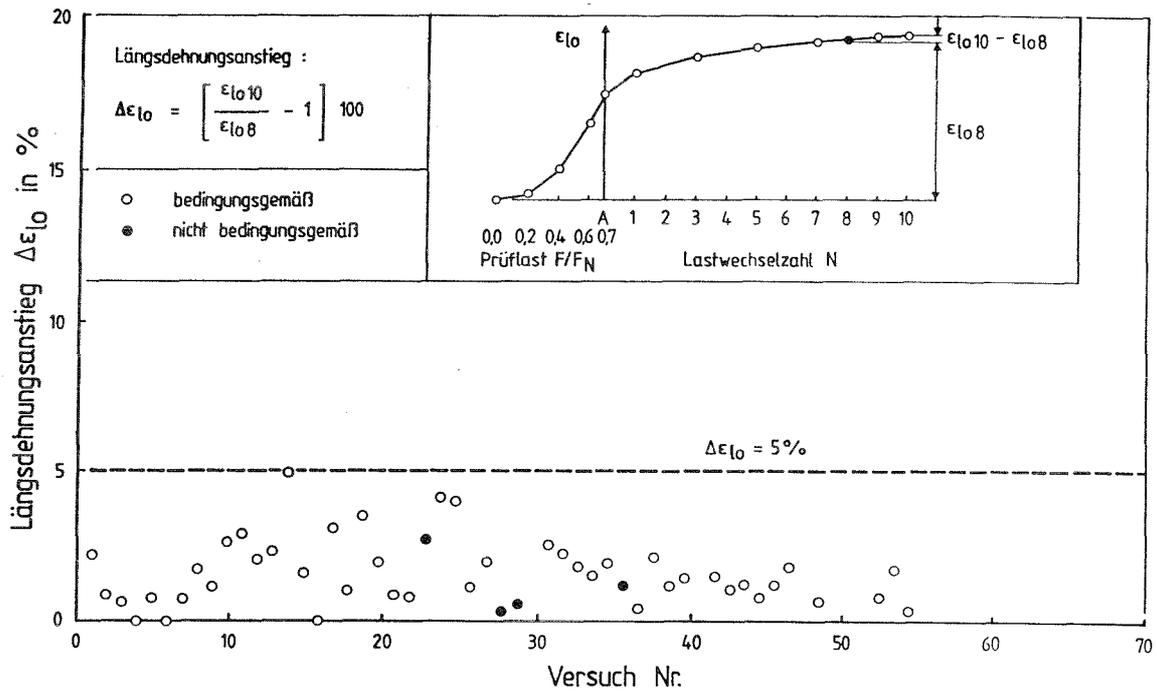


Bild 6: Längsdehnungsanstieg $\Delta \epsilon_{l0}$

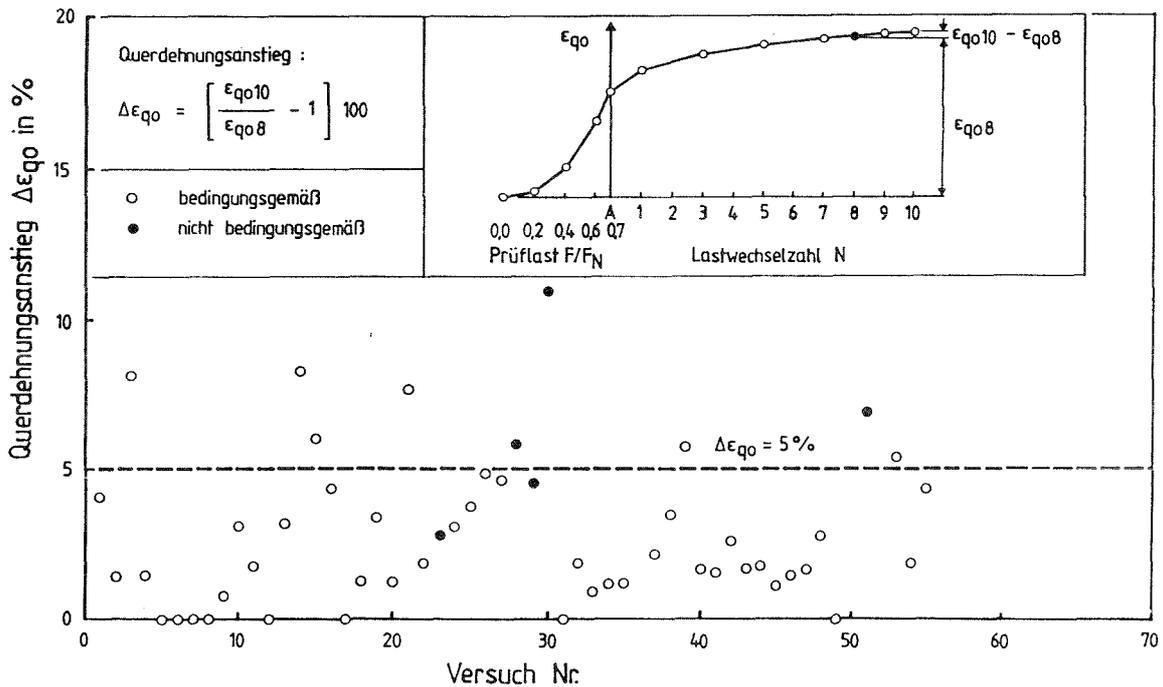


Bild 7: Querdehnungsanstieg $\Delta \epsilon_{q0}$

3.5 Zusammenfassung

Bis zum Vorliegen einer CEN-Norm für die Eignungsprüfung von Spannverfahren kann die FIP-Richtlinie [7] als Übergangsregelung für die Erteilung bauaufsichtlicher Zulassungen für zulässige Vorspannkkräfte nach EC 2, Teil 1, dienen. Im Abschnitt 3 wird eine deutsche Übersetzung des Prüfteils der FIP-Richtlinie wiedergegeben sowie die Regelungen von IfBt- und FIP-Richtlinien vergleichend gegenübergestellt. Der Abschnitt 3 schließt mit der Erläuterung und Begründung der Anforderungen der FIP-Richtlinie ab.

4. RECHENMODELLE FÜR DIE VERBINDUNG ANKERKÖRPER/BETON

4.1 Vorbemerkung

Mit dem Eignungsversuch an der Verbindung Ankerkörper/Beton sollen Aussagen über das Verhalten des Betons der Verankerungszone und des Ankerkörpers hinsichtlich Tragfähigkeit und Versagensart, Verformung und Rissbildung gewonnen werden. Das Verhalten wird von zahlreichen geometrischen werkstoffabhängigen und konstruktiven Parametern bestimmt.

Die Versuche werden an prismatischen Körpern durchgeführt, die einen modellhaften Ausschnitt der Krafteinleitungszone im Bauwerk darstellen. Die Querschnittsabmessungen des Körpers entsprechen den Mindestachsabständen der Ankerkörper im Bauwerk. Die Anforderungen an ein bedingungsgemäßes Versuchsergebnis sind auf die zulässigen Spannstahlspannungen abgestimmt.

Bei der bauaufsichtlichen Zulassung einer beantragten Reihe von Verankerungen erfolgt die experimentelle Absicherung aus wirtschaftlichen Gründen meist nur mit wenigen Versuchen. Die Abmessungen und Bewehrungen nicht geprüfter Typen müssen mittels geeigneter Rechenmodelle festgelegt werden. Die Versuchsergebnisse der geprüften Typen dienen dabei als "Stützstellen". Die verwendeten Rechenmodelle müssen möglichst alle das Verhalten bestimmenden Parameter berücksichtigen. In einer früheren Forschungsarbeit der Verfasser wurden Rechenmodelle entwickelt und deren Eignung durch Auswertung von ca. 200 Versuchen nachgewiesen [10]. Die Rechenmodelle sind deterministische Ingenieurmodelle, die das mittlere Verhalten beschreiben. Mehlhorn et al [18] wenden die FEM zur Modellierung des Verhaltens der Verbindung Ankerkörper/Beton an. Die in [10] vorgestellten Rechenmodelle sind keine autarken Modelle, die künftige Versuche überflüssig werden lassen. Sie sind stets im Zusammenhang mit Stützversuchen anzuwenden, die die problemspezifische Kalibrierung erlauben.

Mit Hilfe der Modelle kann der Versuchsumfang reduziert werden. Weiterhin können Rechenmodelle für Vorüberlegungen bei der Dimensionierung der Verankerungszone hilfreich sein oder zur Umrechnung bereits zugelassener Systeme auf z.B. andere Betongüten oder höhere zulässige Vorspannkräfte dienen.

Im folgenden werden die in [10] entwickelten Rechenmodelle zusammenfassend dargestellt.

4.2 Drucktragfähigkeit

Im unteren schwach bewehrten Teil des Versuchskörpers sind die Spannungen gleichförmig über den Querschnitt verteilt. Die Tragfähigkeit wird durch die Betondruckfestigkeit (Zylinder- oder Prismendruckfestigkeit) bestimmt. Bei Vernachlässigung des Größeneinflusses und der umschnürenden Wirkung der vorhandenen (geringen) Bewehrung folgt

$$F_{um} = f_{cme} A_n \quad (4.1)$$

mit $f_{cme} \approx 0,85 \beta_{WE}$, der Zylinderdruckfestigkeit im Bruchversuch und A_n , der Körpernettoquerschnittsfläche (Körperquerschnittsfläche minus Hüllrohrquerschnitt).

4.3 Tragfähigkeit im Krafteinleitungsbereich von Plattenverankerungen

Im oberen Teil des Versuchskörpers wird die Kraft über den Ankerkörper in den Beton eingeleitet. Da der Ankerkörper geringere Abmessungen aufweist als der Betonkörper, liegt eine Teilflächenbelastung vor. Die hiermit verbundene Kraftausstrahlung führt zu Querkzugspannungen (Spaltzugspannungen). Der Beton unter dem Ankerkörper ist, durch den umschnürenden Beton außerhalb des Ankerkörpers, dreiaxial druckbeansprucht. Die aufnehmbare Teilflächenpressung q_{1u} ist daher deutlich höher als die einachsiale Betondruckfestigkeit. Durch eine umschnürende Bewehrung ist die aufnehmbare Teilflächenpressung weiter steigerbar. Die tragfähigkeitssteigernde Wirkung der umschnürenden Bewehrung nimmt mit zunehmendem Bewehrungsgrad ab, Bild 4.1. In [10] wird der Einfluß der wichtigsten tragfähigkeitsbestimmenden Parameter untersucht und ihre rechnerische Berücksichtigung im Modell aufgezeigt. Es sind dies:

- das Verhältnis von Körperquerschnittsfläche zur Ankerplattenfläche,
- die Größe der effektiven Belastungsfläche (unter Berücksichtigung der Ankerplattensteifigkeit),

- die Betondruckfestigkeit im Bruchversuch,
- die Menge, Verteilung und Art der Spaltzugbewehrung.

Unter der Voraussetzung, daß der Körper im Kräfteinleitungsbereich vollständig von Spaltzugbewehrung umschlossen ist und daß die Bewehrung gleichmäßig verteilt ist, kann die Tragfähigkeit rechnerisch mit folgender Formel ermittelt werden [10]:

$$F_{um} = 0,8 f_{cme} A_{1n,ef} \sqrt{\frac{A}{A_{1,ef}}} \left[1 + 0,85 (\omega + \sqrt{\omega}) \right] \quad (4.2)$$

mit $f_{cme} \approx 0,85 \beta_{WE}$, A der Körperquerschnittsfläche, $A_{1,ef}$ der wirksamen Ankerplattenfläche und $A_{1n,ef}$ der wirksamen Belastungsfläche (wirksame Ankerplattenfläche abzüglich der Querschnittsfläche des Spannkanals unter der Ankerplatte).

Der mechanische Bewehrungsgrad ω ergibt sich bei einer Spaltzugbewehrung, bestehend aus einer Wendel- und/oder zweischnittiger Bügelbewehrung zu:

$$\omega = \frac{4}{a f_{cme}} \left(\frac{A_{s,w} f_{y,w}}{s_w} + \frac{A_{s,bü} f_{y,bü}}{s_{bü}} \right) \quad (4.3)$$

mit a der größeren Kantenlänge des Versuchskörpers, $f_{y,w}$ and $f_{y,bü}$ der Streckgrenze der Wendel- bzw. Bügelbewehrung sowie $A_{s,w}$ und $A_{s,bü}$ der Querschnittsfläche des Wendel- bzw. Bügelstabes. Die Ganghöhe der Wendel ist mit s_w und der Bügelabstand mit $s_{bü}$ bezeichnet.

Aus den Gln. (4.2) und (4.3) ist ersichtlich, daß die tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Bewehrung vom geometrischen Bewehrungsgrad und von der Streckgrenze der Bewehrung abhängt, von der Betongüte aber weitgehend unabhängig ist.

Die Rechenmodelle, Gln. (4.2) und (4.3) gelten für Plattenverankerungen. Für Mehrflächenverankerungen werden in [10] und [18] ebenfalls Modelle angegeben, auf deren Darstellung jedoch hier verzichtet wird.

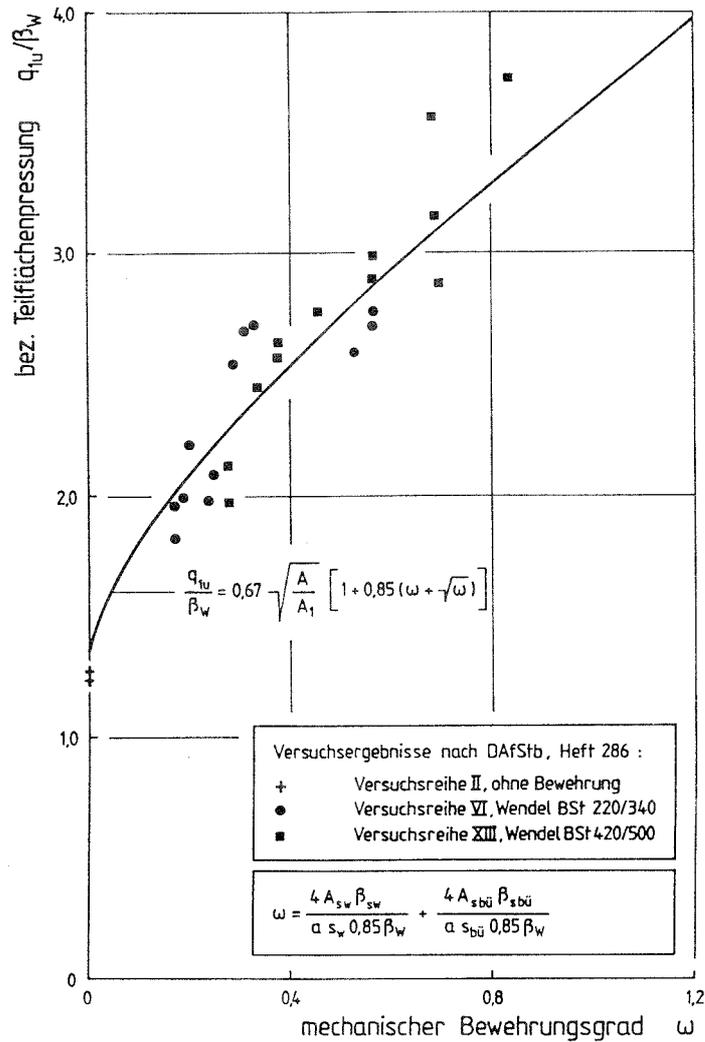


Bild 4.1: Rechn. Tragfähigkeit für $A/A_1=4$ und Versuchsergebnisse (Beispiel)

4.4 Ermittlung der wirksamen Ankerplattenfläche

Üblicherweise unterstellen die Rechenmodelle eine konstante Pressungsverteilung unter der Ankerplatte. Diese Annahme ist nur gerechtfertigt, wenn die Ankerplatte vollflächig belastet wird oder wenn sie ausreichend steif ist. Im allgemeinen wird jedoch bei einer Plattenverankerung die Vorspannkraft über eine steife Ankerbüchse eingetragen, die sich auf die weniger steife Ankerplatte absetzt. Der Durchmesser der Ankerbüchse ist meist deutlich kleiner als jener der Ankerplatte. Hierdurch stellt sich eine ungleichmäßige Pressungsverteilung unter der Ankerplatte ein, die eine

Zunahme der Querspannungen und der Gesamtpaltzugkraft gegenüber dem Fall mit konstanter Pressung bewirkt.

Die geringere Tragfähigkeit bei "weicher" Ankerplatte wird im Modell durch eine Reduzierung der Ankerplattenfläche A_1 auf eine wirksame Ankerplattenfläche $A_{1,ef}$ berücksichtigt.

Im folgenden wird ein Modell zur Ermittlung von $A_{1,ef}$ und $A_{1n,ef}$ in Gl. (4.2) angegeben [10]. Hierzu ist zunächst die Ankerplattendicke t_s zu bestimmen, die benötigt wird, um die gesamte Ankerplattenfläche, also $A_{1,ef} = A_1$ zu aktivieren. Die hierbei aufnehmbare Teilflächenpressung q_{1u} beträgt:

$$q_{1u} = \frac{F_{um}}{A_{1n}} \quad (4.4)$$

mit A_{1n} , der Ankerplattennettofläche und F_{um} nach Gl (4.2), wobei für $A_{1n,ef}$ jetzt A_{1n} und für $A_{1,ef}$ die Ankerplattenfläche A_1 einzusetzen ist.

Die Ankerplattendicke t_s ist diejenige Dicke, bei der unter der Pressung q_{1u} die Platte gerade vollständig plastiziert. Sie ergibt sich zu:

$$t_s = (a_1 - d) \sqrt{0,2 \frac{q_{1u}}{f_y} \left[\frac{d}{a_1} + 2 \right]} \quad (4.5)$$

mit f_y der Streckgrenze des Ankerplattenstahls, a_1 der Ankerplattenkantenlänge und d der Kantenlänge der Ankerbüchse. Für runde Ankerbüchsen kann d zu $0,89 d_d$, mit d_d , dem Durchmesser der Büchse angenommen werden.

Für Ankerplattendicken $t < t_s$ kann die Kantenlänge $a_{1,ef}$ einer Ersatzplattenfläche $A_{1,ef}$ mit folgender Formel ermittelt werden:

$$a_{1,ef} = d + (a_1 - d) \frac{t^2}{t_s^2} \quad (4.6)$$

Aus $a_{1,ef}$ ergibt sich dann $A_{1,ef}$ und $A_{1n,ef}$. Mit den Gln. (4.2) und (4.3) kann dann die rechnerische Tragfähigkeit im Krafteinleitungsbereich be-

stimmt werden. Für aufgelöste Ankerplatten kann t_s ebenfalls nach [10] näherungsweise bestimmt werden.

4.5 Randdurchbiegung der Ankerplatte

Die Formulierung eines einfachen Rechenmodells zur Ermittlung der Randdurchbiegung v der Ankerplatte, Bild 4.3 ist schwierig. Für Vergleichszwecke läßt sich die bezogene Randdurchbiegung sehr vereinfacht mit folgender Beziehung abschätzen:

$$\frac{v}{0,5 a_1 - r_0} = \frac{1,5 \text{ zul } F}{A_1 E_s} \left(\frac{0,5 a_1 - r_0}{t} \right)^3 \quad (4.7)$$

mit r_0 dem Ankerplattenlochradius und E_s dem Elastizitätsmodul der Ankerplatte. Für Umrechnungen ist zu fordern, daß die bezogene Randdurchbiegung ungefähr konstant bleibt.

4.6 Näherungsansatz für die Rißbreite

Die Entwicklung eines einfachen Ingenieurmodells zur Beschreibung der Rißbildung und des Verformungsverhaltens des Betons der Krafteinleitungszone ist schwierig. Der in [10] abgeleitete Näherungsweg zur Abschätzung der maximalen Rißbreite darf nicht als autarkes Modell verstanden werden, sondern ist im Zusammenhang mit bedingungsgemäßen Versuchsergebnissen, die an geometrisch ähnlichen Versuchskörpern gewonnen werden, anzuwenden.

Die maximale Rißbreite wird im allgemeinen durch die Beziehung

$$\max w = 2 l_e \varepsilon_{sm} \quad (4.8)$$

beschrieben. Hierin bedeuten: l_e die maßgebende Einleitungslänge zu beiden Seiten des Risses und ε_{sm} die mittlere Stahldehnung entlang der Länge $2 \cdot l_e$.

Beim vorliegenden Problem ist die mittlere Stahldehnung des am höchsten beanspruchten Wendelganges oder Bügels maßgebend. Die Dehnung springt bei der Erstrißbildung unter F_r an und nimmt dann schwach nichtlinear mit der Kraft zu. Bereits bei 60 % bis 80 % der Bruchlast erreicht die Bewehrung im

höchstbeanspruchten Wendelgang die Streckgrenze. Mit weiterer Laststeigerung fließen dann auch die benachbarten Wendelgänge.

Für die Krafteinleitungszone teilflächenbelasteter Körper kann die mittlere Stahldehnung durch folgenden Ansatz näherungsweise beschrieben werden [10]:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_y}{E_s} \cdot \frac{F-F_r}{F_u-F_r} \left[1 + \frac{F-F_r}{F_u-F_r} \right] + \frac{f_{ct}}{3 \mu E_s} \quad (4.9)$$

mit F_u , der rechnerischen Bruchkraft nach Gl. (4.2) und F_r , der Erstrißkraft.

Die Einschätzbarkeit der Erstrißkraft F_r ist unsicher. In Gl. (4.9) ist daher ein unterer Wert einzusetzen. Unter Vernachlässigung des Bewehrungseinflusses kann F_r mit folgender Formel abgeschätzt werden [10]:

$$F_r = 0,6 f_{cme} A_{1n,ef} \left[1 + \frac{1,5}{f_{cme}^{1/3}} \left[\sqrt{\frac{A}{A_{1,ef}}} - 1 \right] \right] \quad (4.10)$$

Nun ist noch die Einleitungslänge l_e zu ermitteln. Diese kann für Betonrippenstahl, Index R, und Kurzzeitbelastung zu

$$l_{eR} = 0,1 \frac{d_s}{\mu} \quad (4.11)$$

und für glatten Betonstahl, Index G, zu

$$l_{eG} = 0,14 \frac{d_s}{\mu} \quad (4.12)$$

angenommen werden.

Durch Einsetzen der Gln. (4.10) bzw. (4.11) und (4.9) in Gl. (4.8) erhält man einen Mittelwert für die maximale rechnerische Ribbreite. Eine Mischbewehrung, bestehend aus glattem Stahl und Rippenstahl, kann durch Bestimmung einer Vergleichsstreckgrenze f_y^* und eines Vergleichsstabdurchmessers d_s^* nach [10] ebenfalls berücksichtigt werden. Auf die Wiedergabe der Formeln wird hier verzichtet.

4.7 Zusammenfassung

Im Abschnitt 4 werden Rechenmodelle für die Verbindung Ankerkörper/Beton zusammengestellt. Die Modelle werden in [10] hergeleitet und verifiziert. Weitere Modelle (Mischbewehrung, Mehrflächenverankerung etc.) sind ebenfalls in [10] angegeben. Die hier dargestellten Modelle sind nicht autark, sondern immer im Zusammenhang mit Ergebnissen aus "Stützversuchen" anzuwenden. Die Modelle können zur Dimensionierung von Versuchskörpern, zur Festlegung einer Typenreihe von Verankerungen sowie zur Umrechnung auf andere Betonfestigkeitsklassen oder zulässige Vorspannkkräfte verwendet werden.

Mit Hilfe der Rechenmodelle können die Mindestachsabstände, die Spaltzugbewehrung im Krafteinleitungsbereich sowie die Ankerplattenabmessungen so festgelegt werden, daß bedingungsgemäßes Verhalten hinsichtlich Tragfähigkeit und Rißverhalten erreicht wird. Auf ihnen basieren die in Abschnitt 5 angegebenen Umrechnungsformeln. Im Gegensatz zu den in Abschnitt 5 dargestellten Umrechnungen, bei denen alle relevanten Abmessungen maßstäblich verändert werden müssen, können mit den hier angegebenen Rechenmodellen Umrechnungen auch dann erfolgen, wenn z.B. die Querschnittsabmessungen der Ankerplatte beibehalten werden soll. Die Berücksichtigung von Ergebnissen der Eignungsversuche sowie eine Modellanpassung über Korrekturfaktoren ist möglich.

5. UMRECHNUNG ZUGELASSENER SPANNVERFAHREN FÜR DIE ANWENDUNG NACH EC 2, T. 1

5.1 Umrechnungsbasis

Die nachstehend gezeigte Umrechnung wesentlicher Abmessungen und Größen der Verbindung Ankerkörper/Beton für die Anwendung nach EC 2, T. 1 geht von der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung eines Spannverfahrens mit nachträglichem Verbund aus. Die zulässige Vorspannkraft nach DIN 4227, T. 1 wird mit $zul F_{DIN}$ bezeichnet, jene nach EC 2, T. 1 mit $zul F_{EC}$. Weil die Anforderung an ein bedingungsgemäßes Versuchsergebnis nach [9] für den Eignungsnachweis der Verbindung Ankerkörper/Beton

$$F_u \geq 1,8 \frac{\beta_{WE}}{\beta_{WN}} \text{ zul } F$$
$$\geq 1,6$$

unverändert beibehalten wird, stellt das Verhältnis $zul F_{EC}/zul F_{DIN}$ den Maßstab für die erforderliche Tragfähigkeit dar

$$F_{uEC} = F_{uDIN} \frac{zul F_{EC}}{zul F_{DIN}}$$

Es wird davon ausgegangen, daß die Anforderungen an die maximale Rißbreite beibehalten werden.

Bei der Umrechnung soll das für die jeweilige Betonfestigkeitsklasse nach DIN zugelassene Spannverfahren in die nächsthöhere oder nächstniedrigere Betonfestigkeitsklasse nach EC 2 eingestuft werden. Die im folgenden angegebenen Umrechnungsformeln basieren auf in [10] erarbeiteten Rechenmodellen, die gerafft in Abschnitt 4 dargestellt wurden. Auf die Herleitung der Umrechnungsbeziehungen wird hier nicht eingegangen.

5.2 Betonfestigkeitsklassen

Die Betonfestigkeitsklassen des EC 2, T. 1 sind ebenso wie jene der DIN 1045 als Nenndruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen definiert (charakteristische Druckfestigkeit, 5 %-Fraktile). Sie beziehen sich nach DIN 1045 auf den Würfel mit 200 mm Kantenlänge, nach EC 2, T. 1 auf den Zylinder $d/h = 150/300$ mm oder auf den Würfel mit 150 mm Kantenlänge. Dies führt auf die folgende Bezeichnung einer Festigkeitsklasse nach EC 2: $C_{fck,cyl}/f_{ck,cube}$; Beispiel $C_{30/37}$ = charakteristische Zylinderdruckfestigkeit/charakteristische Würfeldruckfestigkeit; beide in N/mm^2 . Neben der Form der Probekörper unterscheiden sich die Festigkeitswerte eines Betons auch wegen der unterschiedlichen Lagerung der Probekörper bis zur Prüfung im Alter von 28 Tagen voneinander.

In der DAfStb-Anpassungsrichtlinie [3] zu EC 2, T. 1, Abschn. 3.1.2.2 wird festgelegt, daß die Festigkeitsklassen von DIN 1045 in die Festigkeitsklassen von EC 2, T. 1 gemäß "Richtlinie für die Anwendung von DIN V ENV 206/10.90", Abschn. 7.3.1.1, für den Probewürfel mit 150 mm Kantenlänge wie folgt umgerechnet werden können:

$$f_{ck150(ISO)} = 0,92 \beta_{WN150(DIN)} \quad (1)$$

Mit der Umrechnungsbeziehung nach DIN 1045, Abschn. 7.4.3.5.3 für Probewürfel mit 150 mm und 200 mm Kantenlänge

$$\beta_{W200(DIN)} = 0,95 \beta_{W150(DIN)} \quad (2)$$

kann nun die Umrechnung von der charakteristischen Druckfestigkeit nach DIN in die nach EC 2 erfolgen. Im folgenden werden dabei der Einfachheit halber folgende Kurzbezeichnungen verwendet:

$$\beta_{WN} = \beta_{WN200(DIN)}$$

$$f_{ck} = f_{ck150(ISO)}$$

Mit Gl. (1) und (2) folgt:

$$f_{ck} = 0,97 \beta_{WN} \quad (3)$$

5.3 Umrechnung bei Plattenverankerungen

Die nachstehenden Umrechnungsformeln gelten für Spanverfahren, bei denen die Kraftübertragung von der Ankerbüchse auf den Beton der Verankerungszone über eine metallische Ankerplatte erfolgt. Die Ankerplatte wird in den Beton der Verankerungszone einbetoniert oder auf diesen aufgelegt. Der Versuchskörper ist schematisch in Bild 5.1 dargestellt. Für andere Ankerkörper, wie z.B. Mehrstufenverankerungen, sind die Umrechnungsformeln nicht anwendbar. Möglichkeiten zur Ermittlung der rechnerischen Tragfähigkeit solcher Verankerungen werden in [10] angegeben. Hieraus sind die entsprechenden Umrechnungsbeziehungen herleitbar.

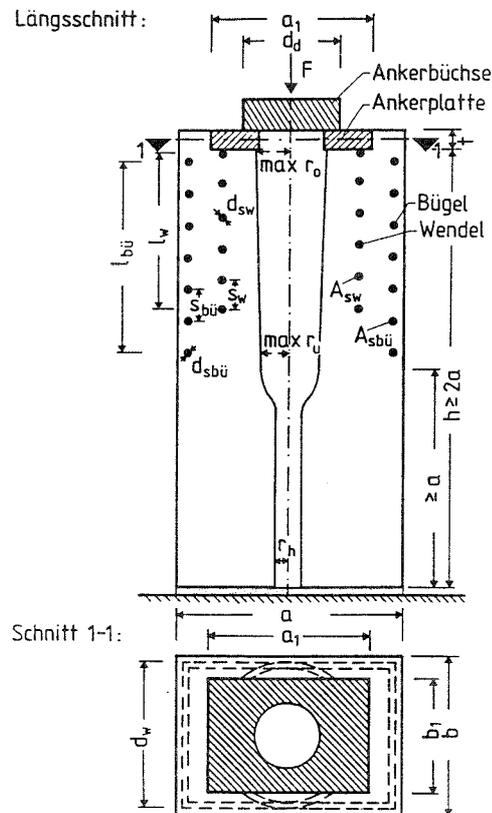


Bild 5.1: Versuchskörper der Verbindung Ankerkörper-Beton

5.3.1 Mindestachs- und Randabstände

Der Mindestachsabstand wird über die erforderliche Drucktragfähigkeit im unteren Teil des Versuchskörpers bestimmt. Für die Umrechnung ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\text{erf } A_{nEC} = A_{nDIN} \frac{\text{zul } F_{EC}}{\text{zul } F_{DIN}} \frac{0,97 \beta_{WN}}{f_{ck}} \quad (4)$$

mit der Betonnettofläche

$$A_n = a \cdot b - \pi (\max r_u)^2 \quad (5)$$

und mit $\max r_u$ dem Größtradius der Schwächung im Bereich unterhalb der Bügel- und/oder Wendelbewehrung.

Für das Verhältnis der Seitenlängen ist einzuhalten:

$$\frac{a_{EC}}{b_{EC}} = \frac{a_{DIN}}{b_{DIN}} \quad (6)$$

Der zugehörige Mindestrandabstand ergibt sich aus dem jeweiligen halben Mindestachsabstand zuzgl. 2 cm.

5.3.2 Ankerplattenabmessungen

Tragverhalten und Tragfähigkeit im Krafteinleitungsbereich werden von den Abmessungen und der Biegesteifigkeit der Ankerplatte beeinflusst, die die Größe und Verteilung der Spannungen unter der Ankerplatte maßgeblich bestimmen.

In der Umrechnung ergibt sich die erforderliche Ankerplattengröße zu

$$\text{erf } A_{1nEC} = A_{1nDIN} \cdot \frac{\text{zul } F_{EC}}{\text{zul } F_{DIN}} \frac{0,97 \beta_{WN}}{f_{ck}} \quad (7)$$

mit der Ankerplatten-Nettofläche

$$A_{1n} = a_1 \cdot b_1 - \pi \cdot (\max r_o)^2 \quad (8)$$

und mit $\max r_o$ dem Größtradius der Schwächung unter der Ankerplatte.

Für das Verhältnis der Ankerplattenseitenlängen ist einzuhalten:

$$\frac{a_{1EC}}{b_{1EC}} = \frac{a_{1DIN}}{b_{1DIN}} \quad (9)$$

Die Steifigkeit der Ankerplatte ist so zu wählen, daß die Randdurchbiegung v - bezogen auf $0,5 a_1 - r_0$ - konstant bleibt (Bild 5.2).

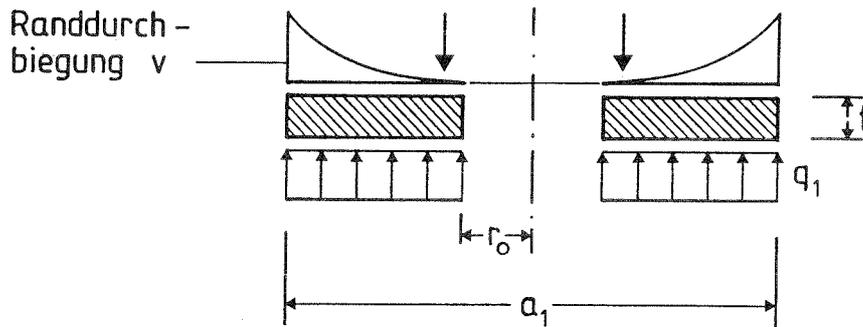


Bild 5.2: Ankerplatte; Erläuterung der Bezeichnungen

Die einzuhaltende Bedingung lautet:

$$\frac{v_{EC}}{0,5 a_{1EC} - r_0} \stackrel{!}{=} \frac{v_{DIN}}{0,5 a_{1DIN} - r_0} \quad (10)$$

Die bezogene Randdurchbiegung läßt sich vereinfacht mit folgender Beziehung ermitteln:

$$\frac{v}{0,5 a_1 - r_0} = \frac{1,5 \text{ zul } F}{A_1 E_s} \cdot \left(\frac{0,5 a_1 - r_0}{t} \right)^3 \quad (11)$$

mit t , der Ankerplattendicke.

Unter der Voraussetzung, daß

$$\frac{A_{1EC}}{A_{1DIN}} \approx \frac{A_{1nEC}}{A_{1nDIN}}$$

ergibt sich die erforderliche Plattendicke mit den Gln. (7), (10) und (11) zu:

$$\text{erf } t_{EC} = t_{DIN} \frac{0,5 a_{1EC} - r_0}{0,5 a_{1DIN} - r_0} \left(\frac{f_{ck}}{0,97 \beta_{WN}} \right)^{1/3} \quad (12)$$

5.3.3 Spaltzugbewehrung im Krafteinleitungsbereich

Die Menge, Art und Anordnung der Spaltzugbewehrung im Krafteinleitungsbereich sowie die Festigkeits- und Verbundeigenschaften der verwendeten Betonstähle üben einen wesentlichen Einfluß auf die Tragfähigkeit und das Ribverhalten aus. Im Hinblick auf die erforderliche Tragfähigkeit der Verbindung ergibt sich die erforderliche Bewehrung $a_s = A_s/s$ [cm²/cm] zu:

$$\text{erf } a_{sEC} = a_{sDIN} \cdot \sqrt{\frac{\text{zul } F_{EC} \cdot f_{ck}}{\text{zul } F_{DIN} \cdot 0,97 \beta_{WN}}} \quad (13)$$

Mit Gl. (13) können der Stabdurchmesser $\text{erf } d_{sEC}$ und der Stababstand $\text{erf } s_{EC}$ gewählt werden. Nun ist noch zu überprüfen, ob die gewählte Spaltzugbewehrung die Ribbreitenanforderung erfüllt. Aus der Bedingung $w_{EC} \leq w_{DIN}$ und dem Zusammenhang

$$w = 2 l_{em} \cdot \varepsilon_{sm} \quad (14)$$

läßt sich unter der Annahme, daß $\varepsilon_{smEC} \approx \varepsilon_{smDIN}$ mit der Proportionalität $l_{em} \sim d_s/\mu$ die Anforderung an den maximal möglichen Stab- bzw. Wendelabstand für einen gewählten Stabdurchmesser d_{sEC} herleiten. Sie lautet

$$\text{erf } s_{EC} = s_{DIN} \frac{d_{sEC}}{d_{sDIN}} \cdot \frac{0,5 a_{DIN} - r_0}{0,5 a_{EC} - r_0} \quad \begin{matrix} ! \\ \geq \text{gew } s_{EC} \end{matrix} \quad (15)$$

Ist $\text{erf } s_{EC} \geq \text{gew } s_{EC}$, erfüllt die gewählte Bewehrung sowohl die Anforderung an die Tragfähigkeit, Gl. (13), als auch jene an die Ribbreite, Gl. (15). Andernfalls ist der gewählte Bewehrungsabstand auf $\text{erf } s_{EC}$ zu verringern.

Die Höhe $\text{erf } l_{EC}$, innerhalb der die Bewehrung angeordnet werden muß, läßt sich wie folgt festlegen:

$$\text{erf } l_{EC} = l_{DIN} \frac{a_{EC}}{a_{DIN}} \quad (16)$$

Bei einer Mischbewehrung (mehrere Bewehrungsformen, Stahlgüten, Stabdurchmesser) sind die Gln. (13), (15) und (16) auf jeden Bewehrungstyp getrennt

anzuwenden. Außerdem ist die gewählte Bewehrung konstruktiv und geometrisch ähnlich der bisher zugelassenen auszubilden.

5.4 Umrechnung bei Verbundverankerungen

Bei Verbundverankerungen erfolgt die Übertragung der Vorspannkraft auf den Beton durch Verbund im Bereich der Verbundstrecke l_v und ggf. durch eine an den Enden der Litzen oder Stäbe ausgebildete Endverankerung (z.B. Schlaufe, Zwiebel, Öse o.ä.). Der Aufbau ist schematisch in Bild 5.3 dargestellt.

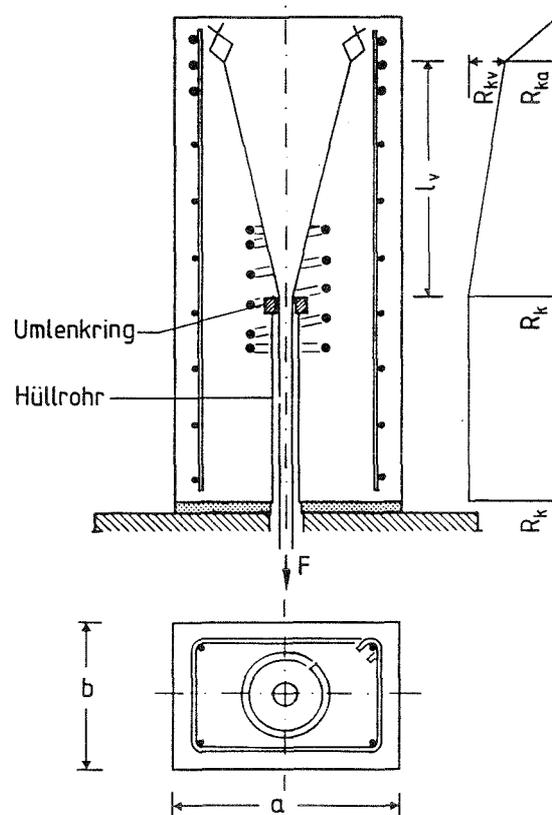


Bild 5.3: Versuchskörper für eine Verbundverankerung

5.4.1 Mindestachs- und Randabstände

Die erforderlichen Mindestachs- und Randabstände werden von der erforderlichen Drucktragfähigkeit des Betons im unteren schwach bewehrten Teil des Versuchskörpers bestimmt. Die Umrechnung kann entsprechend Abschnitt 5.3.1 erfolgen.

5.4.2 Verbundstrecke

Bei Kombination von gerader Verbundstrecke und Endverankerung ergibt sich die Tragfähigkeit aus der Summe der Traganteile der Verbundstrecke sowie der Endverankerung. Für die Umrechnung ist die Kenntnis der Traganteile an der Gesamttragfähigkeit notwendig. Da diese unbekannt sind, werden hierfür vereinfachende Annahmen getroffen. Nimmt man an, daß die Verbundtragfähigkeit durch

$$R_{kV} = 0,08 \beta_{WN} \cdot u \cdot n \cdot l_V \quad (17)$$

mit u , dem Umfang einer Litze oder eines Stabes und n , der Anzahl der Litzen/Stäbe, beschrieben werden kann, ergibt sich die von der Endverankerung aufzunehmende Kraft ΔF_a zu:

$$\Delta F_a = R_k - R_{kV} \quad (18)$$

mit R_k , der Gesamttragfähigkeit.

Für die Umrechnung wird angenommen, daß die von der Endverankerung rechnerisch aufgenommene Kraft ΔF_a gleichzeitig auch ihrer charakteristischen Tragfähigkeit R_{ka} entspricht. Somit muß die Steigerung der übertragbaren Kraft ausschließlich durch Vergrößerung der Haftlänge l_V erreicht werden. In der Umrechnung wird lediglich eine Veränderung der Tragfähigkeit R_{ka} im Verhältnis der Betondruckfestigkeiten berücksichtigt. Es ergibt sich dann für die erforderliche Verbundstrecke l_{VEC} :

$$\text{erf } l_{VEC} = l_{VDIN} + \frac{0,97 \cdot 1,8}{u \cdot n \cdot 0,08 f_{ck}} \left(\text{zul } F_{EC} - \text{zul } F_{DIN} \frac{f_{ck}}{0,97 \beta_{WN}} \right) \quad (19)$$

5.4.3 Spaltzugbewehrung

Die Querschnitte von Umlenkring, Wendel und/oder Bügel im Aufspreizbereich sind im Verhältnis $\text{zul } F_{EC}/\text{zul } F_{DIN}$ zu vergrößern. Außerdem ist die Bewehrung im Bereich der Endverankerungen, soweit diese zur Deckung der Sprengkraft dient, im Verhältnis $\text{zul } F_{EC}/\text{zul } F_{DIN}$ zu vergrößern.

5.5 Umrechnungsbeispiel

Im folgenden werden die in den vorhergehenden Abschnitten vorgestellten Umrechnungsvorschläge auf ein Beispiel angewendet. Es handelt sich dabei um ein für die Betonfestigkeitsklasse B 25 zugelassenes Litzenspannverfahren mit 5 x 0,6"-Litzen der Spannstahlgüte St 1570/1770 mit Ankerplatte. Es wird angenommen, daß zu \uparrow $F_{EC} = 895 \text{ kN} \approx 1,32$ zu \uparrow F_{DIN} beträgt. Die Gegenüberstellung erfolgt tabellarisch, wobei die Bezeichnungen von Bild 5.1 verwendet werden.

	Einheit	DIN	EC	Umrechnung nach
Betonfestigkeitsklasse	-	B 25	C 25/30	Abschn. 2 + 3
zu \uparrow F	kN	681	895	Abschn. 3
max r_o	mm	43	43	
max r_u	mm	29	29	
min. Achsabstand a	mm	370	~ 380	Gl. (4), (5)+(6)
min. Achsabstand b	mm	240	~ 250	Gl. (4), (5)+(6)
min. Randabstand r_a	mm	205	210	Abschn. 4.1
min. Randabstand r_b	mm	140	145	Abschn. 4.1
Ankerplattenlänge a_1	mm	250	257	Gl. (7), (8)+(9)
Ankerplattenbreite b_1	mm	180	185	Gl. (7), (8)+(9)
Ankerplattendicke t	mm	35	40	Gl. (12)
Wendelbewehrung a_{sw}	mm ² /mm	3,08	3,93	Gl. (13)
Wendelstabdurchmesser d_{sw}	mm	14	16	Gl. (13)+(15)
Wendelganghöhe s_w	mm	50	50	Gl. (13)+(15)
Verteilungshöhe l_w	mm	280	288	Gl. (16)
Wendelaußendurchmesser d_w	mm	200	210	
Anzahl der Windungen	-	6	6	
Bügelbewehrung $a_{sbü}$	mm ² /mm	1,12	1,43	Gl. (13)
Bügelstabdurchmesser $d_{sbü}$	mm	10	12	Gl. (13)+(15)
Bügelabstand $s_{bü}$	mm	70	79	Gl. (13)+(15)
Verteilungshöhe $l_{bü}$	mm	240	247	Gl. (16)
Anzahl der Bügel	-	4	4	

5.6 Zusammenfassung

Der Eurocode No. 2, Teil 1 sieht höhere zulässige Spannstahlspannungen als DIN 4227 Teil 1 vor. Weiterhin werden die Betonfestigkeitsklassen im EC 2 von DIN 1045 abweichend festgelegt.

Im Rahmen der probeweisen Anwendung von EC 2, Teil 1 empfiehlt der Sachverständigenausschuß "Spannbeton-Spannverfahren" dem Institut für Bautechnik in Berlin den Spannverfahrensinhabern auf Antrag die Umstellung zugelassener Spannverfahren auf die Anforderungen von EC 2, Teil 1 auf rechnerischem Wege zu gewähren. In der vorliegenden Arbeit werden Vorschläge zur Umrechnung ohne die Notwendigkeit der Verwendung von Versuchsergebnissen unterbreitet. Die angegebenen Formeln unterstellen, daß die Anforderungen an die Verbindung Ankerkörper-Beton im Verhältnis zu F_{EC} /zu F_{DIN} zu erhöhen sind und basieren auf in [10] erarbeiteten Rechenmodellen.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Anlaß zu dieser Forschungsarbeit gab letztlich der Eurocode 2, T.1 und der allgemeine Wunsch, diesen in die deutsche Betonbaupraxis einzubringen und sei es erst einmal probenhalber. Zahlreiche Abweichungen von DIN 1045 und DIN 4227, an erster Stelle sind die gegenüber DIN 4227, T.1 deutlich höheren zulässigen Spannstahlspannungen des EC 2, T.1 zu nennen, werfen Fragen auf.

In diesem Bericht wird zwei Fragen nachgegangen:

- Welcher Mindestradius in Krümmungen von Bündelspanngliedern ist in Abhängigkeit von der nun erhöhten zulässigen Vorspannkraft und von der Stahlart vertretbar?
- Welche Auswirkungen üben die höheren zulässigen Vorspannkraft auf die Achs- und Randabstände, Spaltzugbewehrungen etc. bei uns zugelassener Spannverfahren aus? Wie muß die IfBt-Richtlinie für die Eignungsprüfung modifiziert werden?

Nimmt bei vorgegebenem Krümmungsradius die Vorspannkraft zu, so wird, neben anderen Effekten, die resultierende Umlenkraft und damit die Querpressung auf die am Hüllrohr anliegenden, also untersten Spannelemente, ebenfalls zunehmen. Das Spannelement wird gleichzeitig längsgezogen, quergepreßt und gebogen, also mehrachsig beansprucht. Der minimale Krümmungsradius wird hier in Abhängigkeit von der zulässigen Vorspannkraft und Stahlart so formuliert, daß die charakteristische Zugfestigkeit des verwendeten Spannstahls nicht vermindert wird und die Randplastizierung mit allen denkbaren Folgen klein bleibt.

Der Achs- und Randabstand sowie die Spaltzugbewehrung eines bei uns zugelassenen Spannverfahrens hängt von der zulässigen Vorspannkraft ab. Deren Zunahme führt zur Vergrößerung dieser Werte. Auf Basis der FIP'93-Empfehlungen und der Nachweisformate des EC 2, T.1 wird ein Vorschlag zur Modifizierung der DIBt-Richtlinien für die Eignungsprüfung von Spannverfahren ausgearbeitet. Dieser Vorschlag stellt eine konsistente und widerspruchsfreie Erweiterung dar. Ein Rechenkonzept wird vorgeschlagen, mit dem die rechnerische Anpassung der maßgebenden konstruktiven Größen eines zugelas-

7. LITERATUR

- [1] EC 2, T. 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Fassung Dezember 1989.
- [2] IfBt: Anwendung von Eurocode 2, T. 1 (DIN 18 932, T. 1) - Erforderliche Anpassung der zugelassenen Spannverfahren. Mitt. IfBt 3/1992, S. 83 - 84.
- [3] DAFStb-Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2. Abgedruckt im Betonkalender 1993, Teil 2; S. 682 - 690. Ernst & Sohn.
- [4] wie [1], aber in der Fassung ENV 1992-1-1: 1991. Abgedruckt im Betonkalender 1993, Teil 2; S. 691 - 815. Ernst & Sohn.
- [5] Wölfel, E.: Brief an die Arbeitsgruppe. "Probeweise Anwendung von EC 2, T.1" vom 06.04.1991.
- [6] Walter, R.; Utescher, G. und Schreck, D.: Vorausbestimmung der Spannkraftverluste infolge Dehnungsbehinderung. DAFStb-Heft Nr. 282, Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1977.
- [7] FIP: Recommendations for the acceptance of post-tensioning systems. FIP, London, ISBN 1 874266 07 7, June 1993.
- [8] Institut für Bautechnik: Richtlinien für die Eignung von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund - Fassung Februar 1976. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, Heft 5, S. 146 - 149, 1976.
- [9] Institut für Bautechnik: Aus der Arbeit der Sachverständigenausschüsse - SVA "Spannbeton-Spannverfahren". Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, Heft 4, S. 99 - 101, 1980.
- [10] Rostásy, F.S.; Holzenkämpfer, P.: Rechenmodelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit für die Verbindung Ankerkörper/Beton von Spannverfahren. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1991.
- [11] Institut für Bautechnik: SVA "Spannbeton-Spannverfahren", Niederschrift der 8. Sitzung am 28.06.1979.
- [12] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988, abgedruckt im Betonkalender 1993, Teil 2, S. 189 - 220, Ernst & Sohn.
- [13] Institut für Bautechnik: SVA "Spannbeton-Spannverfahren", Niederschrift der 5. Sitzung am 18.04.1975.
- [14] Institut für Bautechnik: SVA "Spannbeton-Spannverfahren", Niederschrift der 9. Sitzung am 28.04.1981.

- [15] FIP: Recommendations for acceptance and application of post-tensioning systems. FIP, London, ISBN 0 7210 1231 0, March 1981.
- [16] DIN 4227, Teil 6: Spannbeton; Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund. Ausgabe Mai 1982, abgedruckt im Betonkalender 1990, Teil 2, S. 233 - 240, Ernst & Sohn.
- [17] Institut für Bautechnik: SVA "Spannverfahren" - A -, Niederschrift der 14. Sitzung am 18.02.1993.
- [18] Mehlhorn, G.; Abuassab, W.; Ukhagbe, J.; Samkari, M.: Anwendungen der FEM zur Tragfähigkeitsermittlung der Verbindung Ankerkörper-Beton bei Spannverfahren. Forschungsbericht Nr.21, Gesamthochschule Kassel, 1993.

T 2581

KURZFASSUNG

Anlaß für das Forschungsvorhaben waren zwei Fragen im Zusammenhang mit der geplanten probeweisen Anwendung von EC 2, T.1 in Deutschland und den damit verbundenen höheren zul. Spannstahlspannungen. Welche Mindestkrümmungsradien sind vertretbar und wie sind die Auswirkungen auf die Eignungsprüfung von Spannverfahren?

R Der Mindestradius in Krümmungen von Bündelspanngliedern wird hier in Abhängigkeit von der zulässigen Vorspannkraft und der Stahlart so formuliert, daß die charakteristische Zugfestigkeit des verwendeten Spannstahls nicht vermindert wird und die Randplastizierung klein bleibt.

Auf Basis der FIP'93-Empfehlungen und der Nachweisformate des EC 2, T.1 wird ein Vorschlag zur Modifizierung der DIBt-Richtlinien für die Eignungsprüfung von Spannverfahren ausgearbeitet. Ein Rechenkonzept wird vorgeschlagen, mit dem die rechnerische Anpassung der maßgebenden konstruktiven Größen eines zugelassenen Spannverfahrens auf die zul. Vorspannkraft des EC 2 vollzogen werden kann.

SUMMARY

In course of the tentative application of Eurocode EC 2, pt. 1 in Germany a series of questions arose which sprung from the higher admissible prestressing forces of said code. Which minimal radii of curvature of tendons are acceptable? And which are the influences on the test regulations for the acceptance of post-tensioning systems?

A The minimal radii of curvature were derived in dependence on the admissible prestressing force and the type of prestressing steel in such a way that the characteristic tensile strength of the used prestressing steel is not reduced and that that the outer section of the stressed element is not significantly plasticised.

On basis of the FIP'93 recommendations and of the EC 2, pt. 1 design formats a proposal for the modification of the DIBt test rules for acceptance tests for tendons was presented. A set of formulae was developed for the numerical modification of the relevant structural values of the accepted post-tensioning systems to take into consideration the higher prestressing forces of EC 2.

RESUME

Ce projet de recherche a été motivé au départ par deux questions en rapport avec l'application en Allemagne, envisagée à titre d'essai, de l'EC 2 partie 1 et avec l'augmentation des contraintes admissibles de l'acier de précontrainte qui y est associée: Quels rayons minimaux de courbure peut-on justifier et quelles en sont les répercussions sur les tests d'aptitude de procédés de précontrainte ?

Le rayon minimal de courbure des câbles de précontrainte est formulé ici en fonction de l'effort admissible de précontrainte et de la nature de l'acier, et ce de telle manière que la résistance caractéristique à la traction de l'acier (de précontrainte) utilisé ne soit pas diminuée et que la plastification de la zone extérieure reste faible.

Sur la base des recommandations de la FIP'93 et des modalités de vérification de l'EC 2 partie 1 une proposition de modification des directives du DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik = Institut allemand de la technique de construction) concernant les tests d'aptitude des procédés de précontrainte est élaboré. Un concept de calcul est proposé avec lequel il est possible d'adapter par le calcul les grandeurs constructives déterminantes d'un procédé agréé de précontrainte aux forces de précontrainte admissibles de l'EC 2.