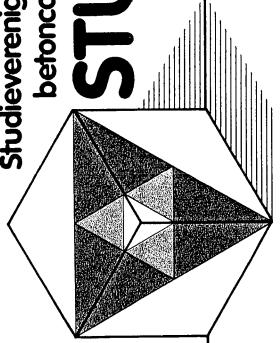


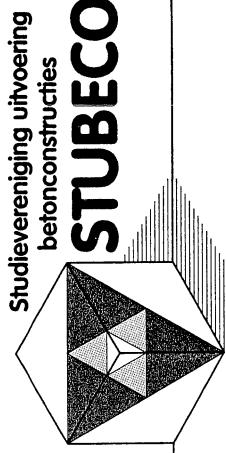
Studievereniging uitvoering
betonconstructies

STUBECO



**Belastingoverdracht
op ingestorte bevestigingsmiddelen
in verhardende beton**

Stubeco Studiecel A01
mei 1997



Belastingoverdracht op ingestorte bevestigingsmiddelen in verhardende beton

**Stubeco Studiecel A01
mei 1997**

De Studievereniging Uitvoering Betonconstructies Stubeco en degene die aan deze publicatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het verweken van de in de publicatie vervatte gegevens. Nochtans moet de mogelijkheid niet worden uitgesloten, dat zich toch onjuistheden in deze publicatie kunnen bevinden.

Degene die van deze publicatie gebruik maakt, aanvaardt daarvoor het risico.

De Stubeco sluit, mede ten behoeve van al degene die aan de publicatie hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze gegevens. Gehele of gedeeltelijke overname van de inhoud is alleen toegestaan met schriftelijke toestemming van het Stubeco-bestuur.

Inhoudsopgave

pagina

Samenstelling Studiecel A01	1
Overzicht studiebijeenkomsten	1
Bevindingen	2
Voorstel berekeningsprocedure	5
Geraadpleegde literatuur	6

Bijlagen

Bijlage 1 Overzicht adiabatische proeven	
Bijlage 1A &1B Grafieken Adiabatische proeven Leeftijd vs Druk/Trek	
Bijlage 1C Fritz Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau Formule van Leonhardt	
Bijlage 2 Untersuchungsbericht Prüfung von Aufhängestellen der DOKA-Kletterschalung in Beton	
Bijlage 3 Prüfungsbericht MEVA Schalungs-Systeme GmbH	

STUBECO STUDIECEL A/01

Naam van de Studiecel:

Belastingoverdracht op ingestorte bevestigingsmiddelen in verhardende beton.

De leden van de cel zijn:

F.Gast	B+ Btec
R.Uijerwijk	Prov Gelderland
J.Oilde Hanter	Lucassen & Olde Hanter Bouwkonstr.
S.de Haan	HBW

De Studiecel A/01 is bijeen geweest op:

- 13 juni 1990
- 5 september 1990
- 25 oktober 1990
- 23 januari 1991
- 28 augustus 1992
- 24 januari 1995
- 14 maart 1995
- 27 maart 1996

Tijdens deze bijeenkomsten is allereerst een literatuur-onderzoek gedaan om na te gaan wat er reeds op het bovengenoemde gebied aan onderzoek was gedaan. Dit onderzoek heeft zich behalve op Nederlandse ook op Internationale publicaties gericht.

Aansluitend op dit onderzoek is er ook een enquête uitgevoerd bij de grootste Prefabbetonwarenfabrikanten in Nederland ten einde te weten te komen welke criteria daar worden aangehouden om "groene beton" in een tijdsbestek van maximaal 16 uur te kunnen belasten ten behoeve van het ontkisten en het transporteren naar de opslag.
Tevens is hierbij de vraag gesteld hoe de "groene beton" wordt geconditioneerd, hoe men de betonsterkte controleert en welke (hijs)middelen er worden toegepast.

Tijdens deze onderzoeken is het volgende naar voren gekomen.

Uit de antwoorden van de aangeschreven leveranciers van prefab-betonelementen bleek, dat de treksterkte van de beton in de fase van het verwijderen van de elementen uit de mallen op een dergelijk hoge waarde is gebracht door middel van verwarming, stomen enzovoort, dat deze informatie voor ons onderzoek helaas geen ondersteunende waarde had.

Op het moment van opstarten van de Studiecel A/01, is er bij de CUR een commissie, de C 63, bezig met de opdracht tot o.a.:

inventariseren van kennis en regels over het ontkisten in binner en buitenland;
onderzoeken welke eigenschappen van jong beton van belang zijn bij het ontkisten;
kritisch beoordelen van beproefingsmethoden voor de druksterkte en zo nodig ontwikkelen van nieuwe beproefingsmethoden aan de hand van de resultaten van het onderzoek;

vaststellen van toepassingsgebieden voor de beproefingsmethoden;
kritisch beoordelen van de huidige eisen met betrekking tot de ontkistingstermijn en
de ontkistingssterkte, onder meer door het uitvoeren van toetsberekeningen;
indien hiertoe aanleiding is, opstellen van (reken)regels voor het ontkisten, waarin
behalve de druksterkte ook de vervormingen aandacht krijgen; opstellen van
keuringscriteria voor de verschillende eisen.

Deze commissie bestaat uit twee werkgroepen welke als taak hebben:

Werkgroep 1 Rekenregels

Werkgroep 2 Praktijkonderzoek

Uit gesprekken met een vertegenwoordiger vanuit deze studiecel, bleek ook geen informatie te verwachten over de door ons aangekaarte problematiek. Hier was men ook bezig met het verzamelen van gegevens betrekking hebbende op sterkties bereikt na ongeveer 72 uur en later.

Uit de reeds bestaande publicaties kan het volgende worden geconcludeerd.

Nationaal en Internationaal worden als sterktes aangehouden voor het ontkisten van ter plaatse gestort beton:

Horizontale delen als vloeren minimaal vanaf 14 N/mm^2

Vertikale delen als wanden $2\text{-}6 \text{ N/mm}^2$

De spreiding voor de vertikale onderdelen ontstaat ten gevolge van het introduceren van de voorstgevoeligheid van deze bouwdelen, bij grote voorstgevoeligheid wordt **6 N/mm^2** gehanteerd. De overige spreiding wordt bepaald door de eigen doorsnede, de hoogte en de optredende windbelastingen.

Tevens is uit het literatuuronderzoek naar voren gekomen dat de sterktebepaling met behulp van de **Gewogen rijpheid** door middel van de **Rijpheidsccomputer** de meest betrouwbare informatie geeft. In de gepubliceerde onderzoeken worden vergelijkingen gemaakt tussen de **Schmidt-schiethamer**, het drukken van **kubussen** en de gewogen rijpheid met behulp van de **Rijpheidsccomputer**.

De Enquête gehouden onder 16 grote Prefabbetonwarenfabrikan-ten leverde 10 reakties op waarvan er 9 bruikbaar zijn om in de studie mee te nemen.
In grote lijnen hantert men als uitgangspunt voor het ontkisten van de elementen en de mogelijkheden van transport van de produkieplaats naar de opslag en minimale waarde van **15 N/mm^2** tot een waarde die overeenkomt met een sterkte van minimaal **55%** van de te bereken eindsterkte.
De hjsmiddelen welke worden toegepast zijn divers en variëren van ingestorte hjsbeugels tot en met o.a. Frimeda ankers.

Ten behoeve van instordtdeLEN in betonnen bouwdelen zoals deze worden toegepast in de woning-en utiliteitsbouw worden door de leveranciers van deze hjs- cq. ophangpunten waarden genoemd van minimaal **5 N/mm^2** .

Als de Commissie uitaat van de informatie zoals deze op dit moment aanwezig is, gebaseerd op literatuurstudie, het bestaan van C 63 en de gehouden enquête onder de Presabeton warenfabrikanten wil zij het Stubeco bestuur het volgende rapport voorleggen.

Per type verankering zal er duidelijk moeten zijn vastgelegd welke krachtsinvloed/overdracht deze hebben op de constructie.

De bezwijkbelasting van een anker wordt bepaald door treksterkte, aanhechtsterkte, scheurenergie en elasticiteitsmodulus van het omliggende beton. Volgens de Studiecel A/01 is hierbij de treksterke van de verhardende beton het meest bepalend voor de beoordeling van de ankersterke. Dit onder aanname dat het ingestorte ankers betreft en onder aanname dat het beton bezwijkt. Om de treksterkte in een bepaalde verhardingsfase te weten, is gezocht naar een relatie tussen de druksterkte en treksterkte van beton.

Ten einde rekenmodellen voor de praktijk op de bouwplaats te kunnen opstellen, geschikt voor gebruik van de Rijpheidscscomputer dienen er beproevingen te worden uitgevoerd.

Uitgaande van het feit dat de opmerkingen en voorstellen van de ccl A/01, toegepast moeten worden door de uitvoerende teams op de werken, blijkt als enig werkbaar alternatief aan te nemen, het uitgaan van de gemeten **druksterkte**. Deze waarde is op de werken met behulp van de rijpheidscscomputer te meten.

Als de waarde **druksterkte** als basis bekend is en wordt aangehouden, is het noodzakelijk te bepalen welke **treksterkte** hierbij hoort.

Via beproevingen is de druksterkte vast te stellen na 24, 48 en 72 uur, en bij welke betonsamenstelling. Na het nemen van voldoende proeven kan een range of trend worden waargenomen in de verhouding tussen **druksterkte** en **treksterkte**. Als er overeenstemming is bereikt over deze verhouding, kan er op ieder werk met behulp van de rijpheidsmethode eenvoudig de **treksterkte** worden afgeleid.

Aandachtspunt bij dikke constructies is de plaatsing van de meetpunten voor de Rijpheidscscomputer, deze zullen in het gebied van de instortdelen moeten worden geplaatst. Het temperatuurloop tussen het midden van de constructie en de buitenzijde is te groot om uitsluitend van de gegevens uit het hart van de constructie uit te gaan. Als commissie dienen wij vast te stellen welke waarde als onderwaarde wordt gehanteerd om risico's te vermijden. Te denken valt aan een percentage, bijv. 75% van de theoretische gemeten waarden.

Uit de bijgevoegde grafieken van uitgevoerde Adiabatische proeven, bijlage 1 tot en met 1b, van ongeveer 25 mengsels in de periode 1990-1995, met Hoogoven- en Portlandcement blijkt het volgende.

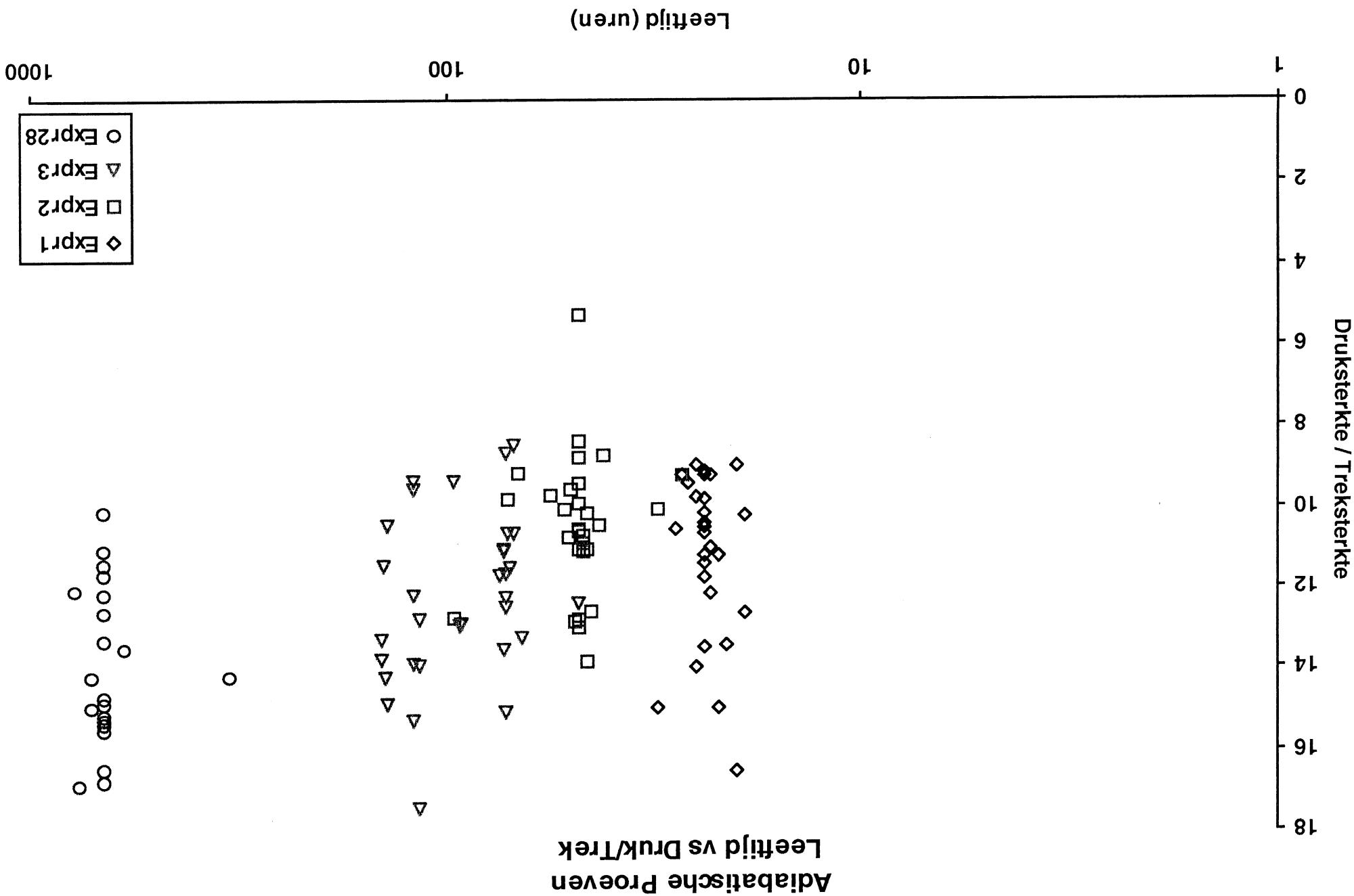
De beproevingen zijn in te delen in een aantal verhardingsfasen, met daarbij de verschillende statistische gegevens, uitgaande van een normale verdeling van de steekproef.

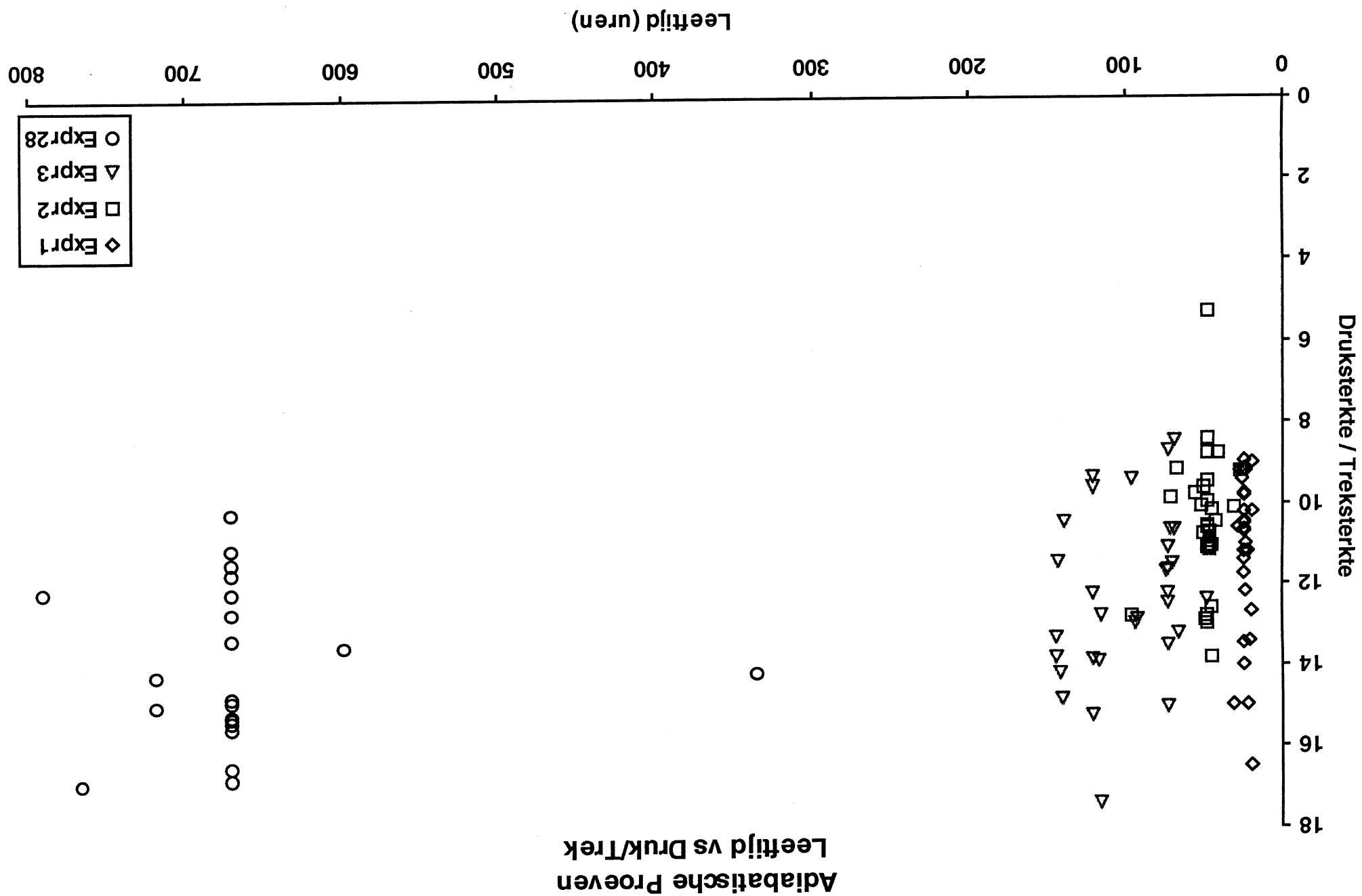
Verhardings- fase in uren	Aantal proeven	Gem. waarde druk-/trekst..	Standaard afwijking	5%-over- schrij.grens	Overschr. kans bij factor 16
12-36	32	11.108	1.979	14.4	0.7 %
37-60	26	10.607	1.771	13.5	0.0 %
61-84	16	11.310	1.790	14.3	4.4 %
85-156	19	12.833	2.086	16.3	6.4 %

Aan de hand van bovenstaande resultaten kan worden gesteld, dat voor de berekening van de benodigde ankers kan worden uitgegaan van een verhouding tussen de druksterkte en de treksterkte van verhardende beton van 16:1

Voorstel van de te volgen procedure:

- 1. Bepaling van de optredende ankerkrachten**
- 2. Keuze van het ankertype met toelaatbare ankerkracht in combinatie met de vereiste minimale treksterkte van de beton (f_{bm})**





Formule Leonhardt : Seite 85

Uit :

Fritz Leonhardt
Vorlesungen
über
Massivbau

Zweiter Teil

Sonderfälle der Bemessung
im Stahlbetonbau

F.Leonhardt und E.Mönnig

Zweite Auflage

Springer Verlag
Berlin Heidelberg New York

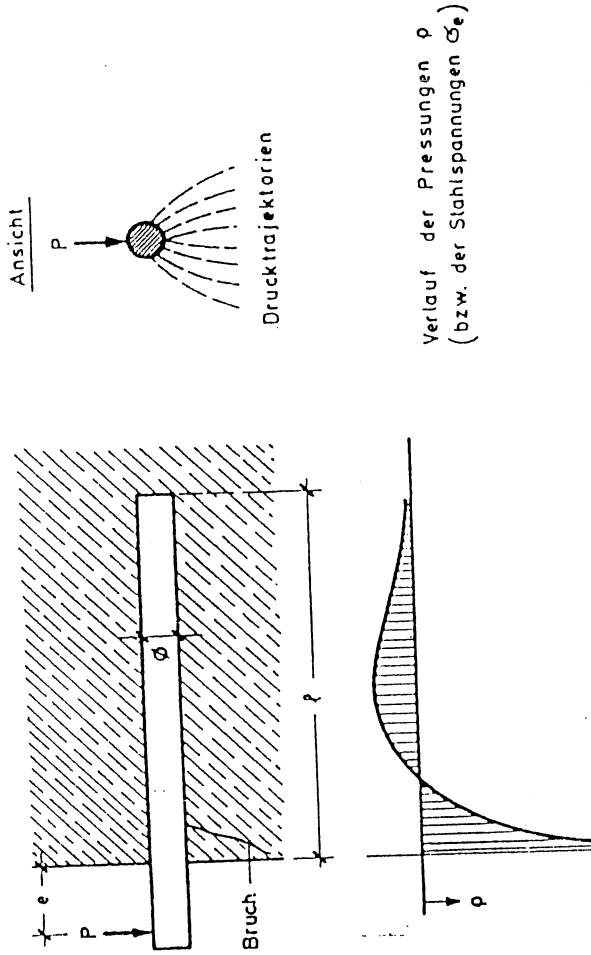


Bild 3.50 Pressungen an einem in den Betonkörper eingelassenen Bolzen

In diesen Formeln bedeuten:

$$\varnothing = \text{Durchmesser des Bolzens [cm]}$$

$$\beta_S = \text{Streckgrenze des Stahls des Bolzens [kp/cm}^2]$$

$$\beta_p = \text{Prismendruckfestigkeit des Betons [kp/cm}^2]$$

$$\epsilon = 3 \frac{\varrho}{\varnothing} \cdot \frac{P}{\beta_S} \quad \text{mit } \varrho = \text{Abstand des Angriffspunktes der Kraft } P \text{ von der Betonoberfläche}$$

$$P_U = \text{Traglast [kp]}$$

Der Bolzen muß mit einer Länge $\varepsilon \geq 6 \varnothing$ einbetoniert und der Betonkörper im Verhältnis zum Bolzendurchmesser sehr groß oder umschwärt sein.

Die Versuche, die zu diesen Gleichungen führten, wurden mit Abständen ε der Last vom Beton von 0 bis 1,3 cm und Bolzendurchmessern $\varnothing \leq 2,4$ cm ausgeführt. Die Gleichungen (3.10) und (3.11) gelten also streng genommen nur bei solchen Verhältnissen.

B. H. Rasmussen schlägt zur Anwendung seiner Gleichungen als Sicherheitsbeiwert $v = 5$ vor, um sicherzustellen, daß die Verschiebung des Bolzens an der Laststelle unter Gebrauchsbelastung $v \geq 0,005 \varnothing$ bleibt.

$$\text{Demnach ist zul } P = \frac{1}{5} P_U$$

Die Auswertung ergibt für $\beta_p \sim 0,8 \beta_{wN}$ und Stahl mit $\beta_S = 2200 \text{ kp/cm}^2$ bzw. $\beta_S = 4200 \text{ kp/cm}^2$ die in Tab. 3.1 aufgeführten Gebrauchsbelasten.

Von M. Wiedenroth mit Zuschrift von Th. Baumann wurden in [66] auch im deutschen Schrifttum neuerdings Empfehlungen für die Bemessung querbelasterter Bolzen gegeben. Das in Anlehnung an amerikanische Richtlinien für Dübel in Betonstraßen aufgestellte Diagramm, Bild 3.52, gibt für Bn 250 und BSt 22/34 nahezu gleiche zul. Gebrauchsbelasten P wie nach Gl. (3.11) und (3.11 a).

Auch Versuche von K. Sattler [67] für Kopfbolzendübel bei Stahlverbundplatten ergeben für $v = 0$ ähnliche Werte.

Tabelle 3.1 : Zul. Gebrauchslasten P in Mp für einbetonierte Bolzen
nach B. H. Rasmussen [65]

Lastangriff	Bolzen ϕ [mm]	in Bn 250 aus BSt 22/34	in Bn 250 aus BSt 42/50	in Bn 350 aus BSt 22/34	in Bn 350 aus BSt 42/50
mit Platte ($e = 0$) Gl. (3.12)	16	0,85	1,15	1,00	1,35
	20	1,30	1,80	1,55	2,15
	25	2,05	2,85	2,45	3,35
ohne Platte ($e = 0$) Gl. (3.13a)	16	0,40	0,60	0,50	0,70
	20	0,65	0,95	0,80	1,10
	25	1,05	1,45	1,25	1,75
ohne Platte ($e = 1,5 \text{ cm}$) Gl. (3.13)	16	0,25	0,45	0,20	0,50
	20	0,45	0,80	0,45	0,85
	25	0,80	1,30	0,80	1,45

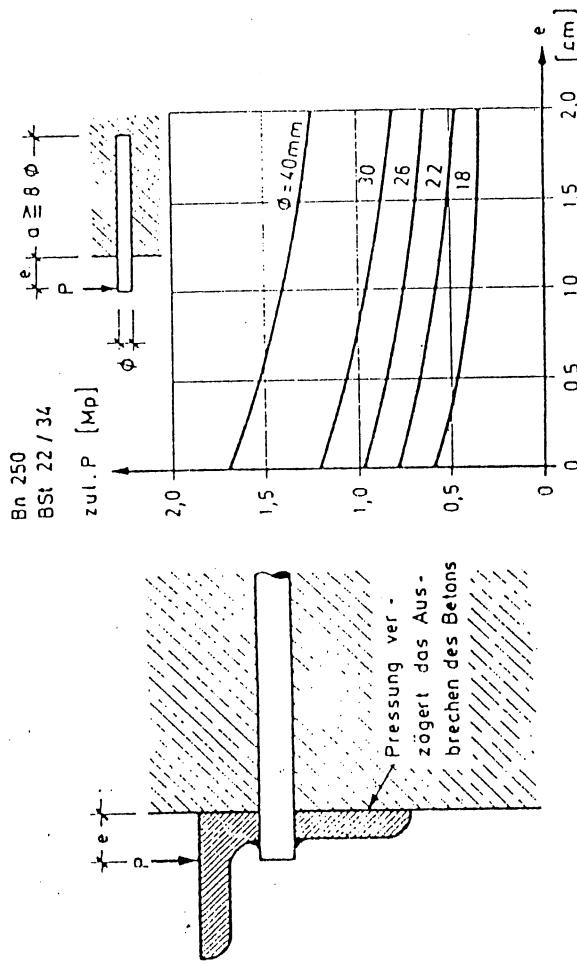


Bild 3.51 Angeschweißte Winkel oder Platten verzögern das Ausbrechen des Betons am vorderen Rand des Bolzens



Bild 3.52 Zulässige Gebrauchslasten für einbetonierte Bolzen ohne vorgesetzte Platte in unbewehrtem Beton [66]

Sicherheitsdübel, aufgespreizt

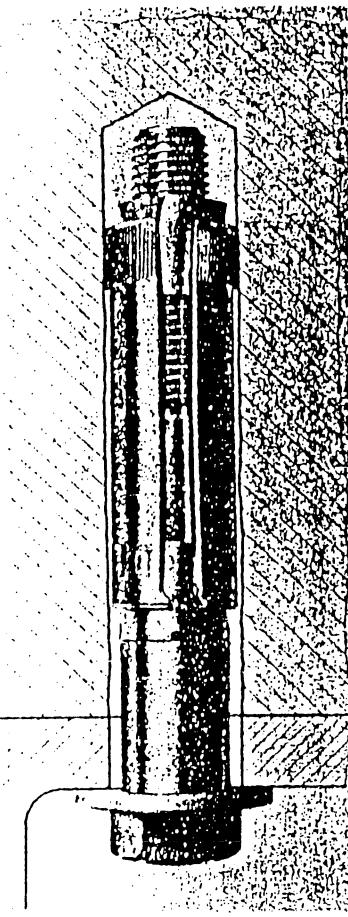


Bild 3.53 Ein Typ der handelsüblichen Spreizdübel [68]

Für geringe Lasten werden im Bauwesen, insbesondere beim Bau mit Betonfertigteilen, sogenannte "Spreizdübel" verwendet (Bild 3.53). Sie werden in geböhrte Löcher eingeführt und sind so konstruiert, daß sich beim Anziehen der äußeren Befestigungsschraube der innere Bolzenteil spreizt und damit den erforderlichen Bettungsdruck zur Aufnahme von Zugkräften und von Querlasten erzeugt. Für solche Dübel sind besondere Zulassungen erforderlich, für die z. Z. noch Richtlinien erarbeitet werden. Zu beachten ist, daß die bisher im Prospekten angegebenen Traglasten oft nur unter günstigsten Umständen erreicht wurden. Vorerst sollten deshalb hohe Sicherheitsbeiwerte angewandt werden, mit denen die in ihrer Auswirkung noch nicht genügend erkanteten Einflüsse aus der Lage (im Innern, am Rand, an der Ecke eines Betonkörpers - allein und in enger Nachbarschaft mehrerer Dübel) und der Intensität der Spreizkräfte (abhängig von dem Drehmoment mit dem die Schraube angezogen wurde) abgedeckt werden müssen.

Für eine weitverbreitete Ausführungsform [68] gibt Tabelle 3.2 empfohlene zulässige Lasten bei vorwiegend ruhender Beanspruchung an. Bei den Zulassungsversuchen erfolgte die Lasteinleitung über quadratische Untergesplatten von $\frac{1}{2} \varnothing$ Kantenlänge und 2 \varnothing Plattendicke.

Tabelle 3.2: Zul. Gebrauchslasten P in M_p für Zug und für Abscheren mit $e = \varnothing$ bei handelsüblichen Spreizdübeln in unbewehrtem und bewehrtem Beton nach Bild 3.53 [68]

Dübelgröße \varnothing [mm]	zul P [M_p] bei Bn 250	Bn 350	Drehmoment [M_m]
M 12	0,72	0,85	3
M 16	0,92	1,03	20
M 20	1,02	1,12	40

Bei neuartigen Dübelkern wird in das sauber ausgeputzte Bohrloch zunächst eine Glaspatrone eingesetzt, in der sich getrennt 2 Komponenten eines Kunstharszklebers und etwas Quarzsand befinden. Beim Einschlagen dieses durchgehend mit Gewinde versehenen Dübeln wird diese Patrone zerstört und der entstehende Kunstharszmörtel füllt den Raum zwischen Bohrlochwand und Dübel voll aus. Nach Erhärten dieses Mörtels (die dazu erforderliche Zeit ist stark temperaturabhängig, z. B. bei $20^\circ C$ in 30 Min., bei $0^\circ C$ in 6 Stunden) ist hohe Tragfähigkeit gegen Zug und Abscheren erreicht. Über Versuche und Berechnungsverfahren berichtet R. Sell in [69].

3.5.2 Kraftübertragung durch Anpreßdruck (Vorspannung)

Größere Kräfte parallel zur Betonfläche kann man nur mit einer Lastplatte (aus Stahl oder Stahlbeton) übertragen, die durch vorgespannte Schraubbolzen auf die Betonfläche gepreßt wird. Die Zementhaut der Schalungsräumen Betonfläche verhindert den Gleitwiderstand, deshalb muß man für eine Verzahnung der Flächen der Preßfüße sorgen, damit Scherverbund eintritt. Die übertragbare Kraft ist dann bei kleinem Abstand e der Last von der Betonfläche (Bild 3.54)

$$\text{zul } P \approx 0,4 \sum V$$

$$\text{erf } \Sigma V = 2,5 P$$

$$(3.12)$$

MATERIALPRÜFUNGSAMT FÜR DAS BAUWESEN
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT MÜNCHEN
8000 MÜNCHEN 2, ARCSISTRASSE 21 - RUF NR. 256017 - FERNSCHREIBER 522554 IUM
POSTFACH 202420

UNTERSUCHUNGSBERICHT

Nr. 2691/Lu/Schl
vom 05.10.1978
Labor-Nr. 1867/13

Betreff: Prüfung von Aufhängestellen der Doka-Kletter-schalung in Beton

Antragsteller: Deutsche Doka
Schalungstechnik GmbH
Lämmerspieler-Str. 42
6052 Mühlheim/Main

Antragschreiben: pü/ba vom 19.09.1978

Probeneingang: --

Der Untersuchungsbericht umfaßt 4 Textseiten

..... Pausen

..... Lichtbilder

16 Anlagen

1. Vorbemerkung

Die Fa. Doka beauftragte das Materialprüfungsamt für das Bauwesen, Aufhängestellen für Kletterschaltungen zu prüfen. Die Versuche wurden im Beisein eines Beauftragten des Materialprüfungsamtes auf dem Bauhof der Niederlassung Rhein-Main in 6052 Mühlheim/Main, Lämmerspielerstraße 42, durchgeführt.

2. Beschreibung der Aufhängestelle

Der für die Kletterschalung erforderliche Festpunkt wird durch Einbetonieren eines Gewindestabes, der am Ende mit einer Lastverteilungsplatte versehen ist, erreicht. Es handelt sich dabei um eine Verankerung auf der Basis des Gewindespannstahles St 885/1080 mit 15,0 mm Nenndurchmesser der Firma Stahlwerke Peine-Salzgitter AG, 3150 Peine, Zulassungs-Nr.: Z-12.1-V.4; Geltungsdauer bis: 31.01.1983. (Skizze mit Angabe der Abmessungen und Materialqualitäten siehe Anlage 1.) Auf den Ankerstab ist eine mit der Sperrplatte verschweißte Hülse kalt aufgepreßt. Ankerstab und Sperrplatte werden mit Hilfe eines Vorlaufkonus an der Schalung befestigt. Nach dem Ausschalen wird der Vorlaufkonus durch den Kletterkonus ersetzt. Die Mutter auf dem Kletterkonus ist durch den letzten angestauchten Gang des Bolzenewindes unverlierbar angebracht und trägt dadurch immer mit ganzer Länge.

3. Versuchsdurchführung

Nach Anlage 2 wurde eine im Querschnitt winkelförmige, 300 mm dicke Wand betoniert. Die angestrebte Betonfestigkeitsklasse war B 10. Insgesamt waren 6 Klettermverankerungen mit einem Randabstand von 400 mm einbetoniert. Die Lage der Ankerstellen zur Bewehrung ist auf Anlage 3 wiedergegeben.

Die Prüfanordnung zeigt das Foto auf Anlage 12. Die Druckerzeugung erfolgte durch je eine Handpumpe, die Druckumsetzung durch je einen Hydraulikzylinder, die Lastanzeige durch Druckmeßdosen; Anordnung von Zylinder und Druckmeßdose siehe Anlage 4 und 5.

Die Kletterketten sind gleichzeitig auf Zug und Abscheren belastet worden, wobei die Prüfkräfte vom Aufhängekopf einer Kletterkonsole eingeleitet wurden. Das Verhältnis von Zugkraft zu Abscherkraft betrug bei Versuch Nr. 1 2:1, bei Versuch Nr. 2-4 1,5:1, wobei die Belastung bei dem Zylinder für die Scherkraft um je 5 kN, die Belastung des Zylinders für die Zugkraft im entsprechenden Verhältnis gesteigert wurde; zur Kräftemessung dienten Druckmeßdosen, die mittels eines geeichten Hydraulikkaggregates des Materialprüfungsamtes überprüft worden waren.

Bei den Versuchen 1-3 ist die Horizontalkraft etwa bis zur Streckengrenze des Gewindestabes gesteigert worden, beim 4. Versuch wurde bis zum Versagen belastet.

Zeitlicher Ablauf der Versuche:

Betonieren: 18.09.1978 von 16.30 - 17.45 Uhr Δ 15 h
Würfelprüfung: 19.09.1978, 8.00 Uhr
Versuchsbeginn: 19.09.1978, 9.15 Uhr
(Versuch 1)
Versuchsende: 19.09.1978, 12.15 Uhr
(Versuch 4)
(Einzelversuche siehe Anlagen 6 bis 9).

Nach Vorliegen der Würfeldruckfestigkeiten, die ab 8.00 Uhr bei der Betonprüfstelle der Fa. Züblin geprüft wurden, wurde mit den Versuchen begonnen.

4. Ergebnisse

4.1 Beton

Die Zusammensetzung des Betons ist auf Anlage 15 angegeben.

Die Ergebnisse der Würfelprüfungen enthält Anlage 16.

Bei Versuchsbeginn lagen folgende Mittelwerte aus je 3 Würfel-druckfestigkeiten vor:

	Lagerung im Raum bei 20°C	Lagerung im Freien bei ca. 12°C
β_D N/mm ²	12,42	10,71 $\approx 10,7$
		(mittl. 10,7)

4.2 Versuchsergebnisse

Auf den Anlagen 6-9 sind die augenscheinlichen Beobachtungen während der Laststeigerungen zusammengestellt.

4.3 Fotoanlagen

Alle Versuchsstellen und jeweils die nach Versuchsbeendigung herausgedrehten Kletterkonen wurden fotografiert (Anlagen 10-14).

Der Leiter
i.A.

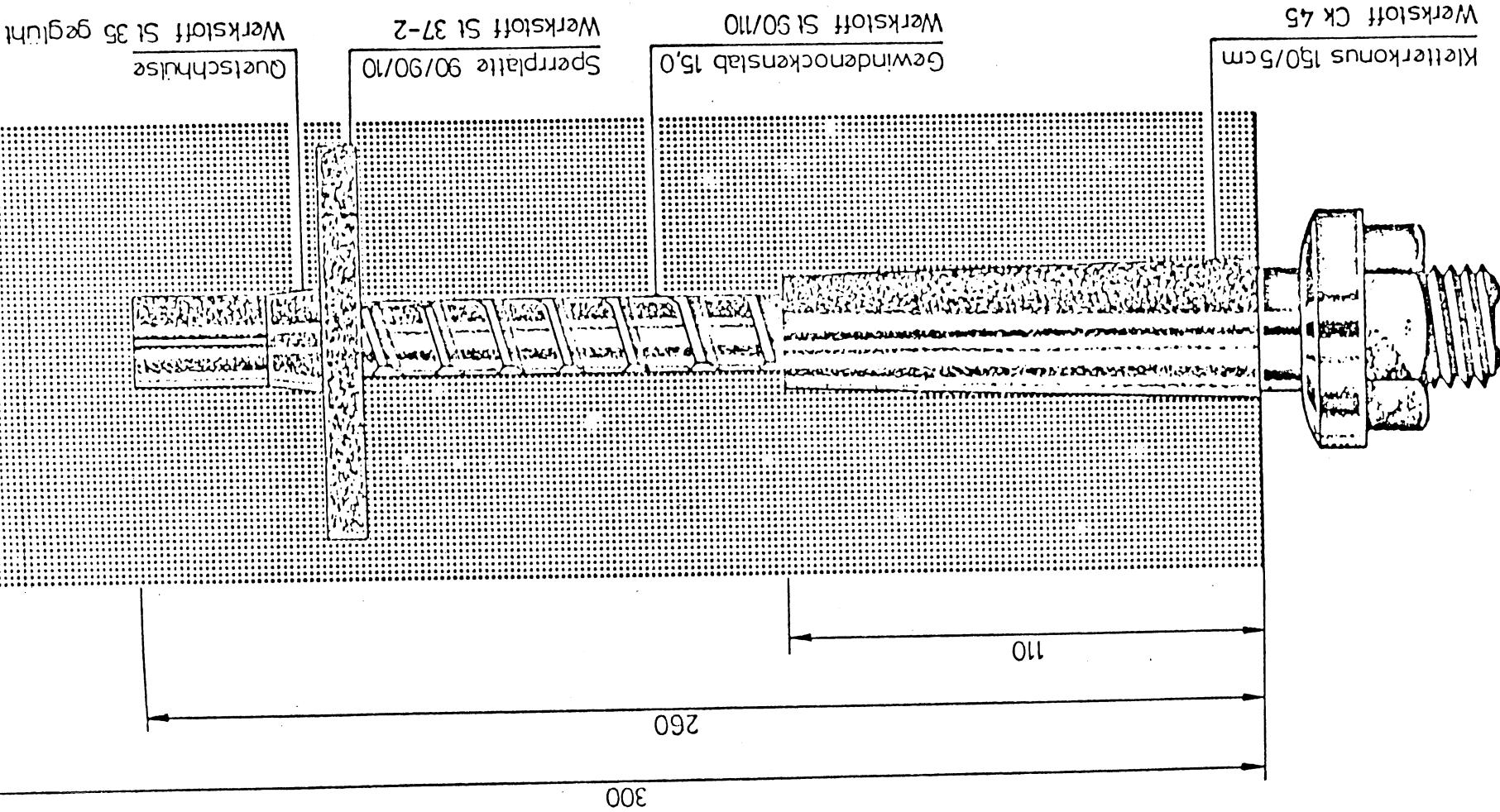


(Dr.K.F.Müller)

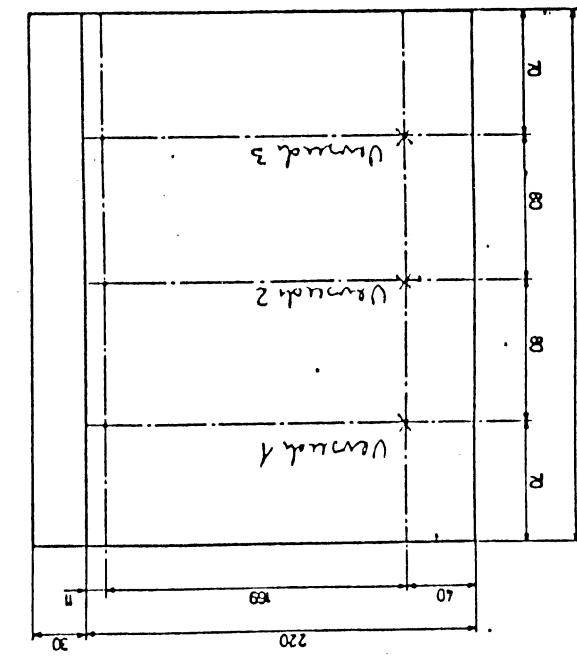
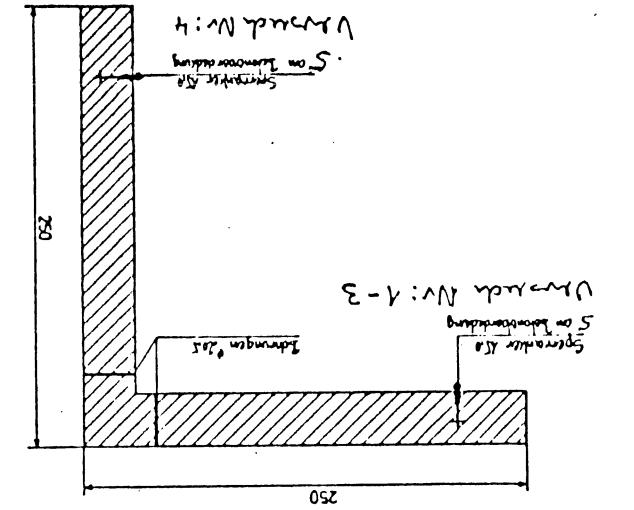
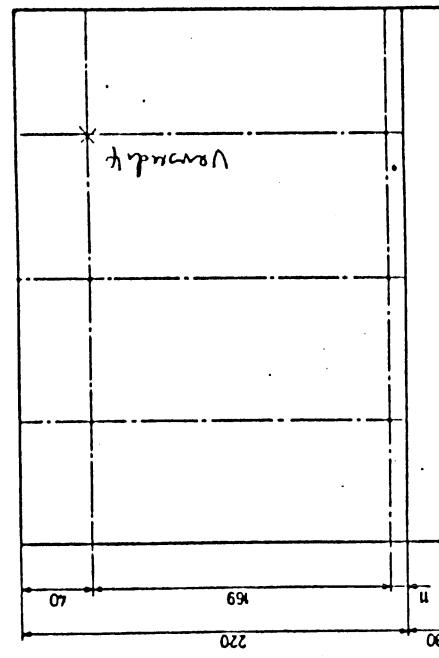
Der Sachbearbeiter



(v.Luft)

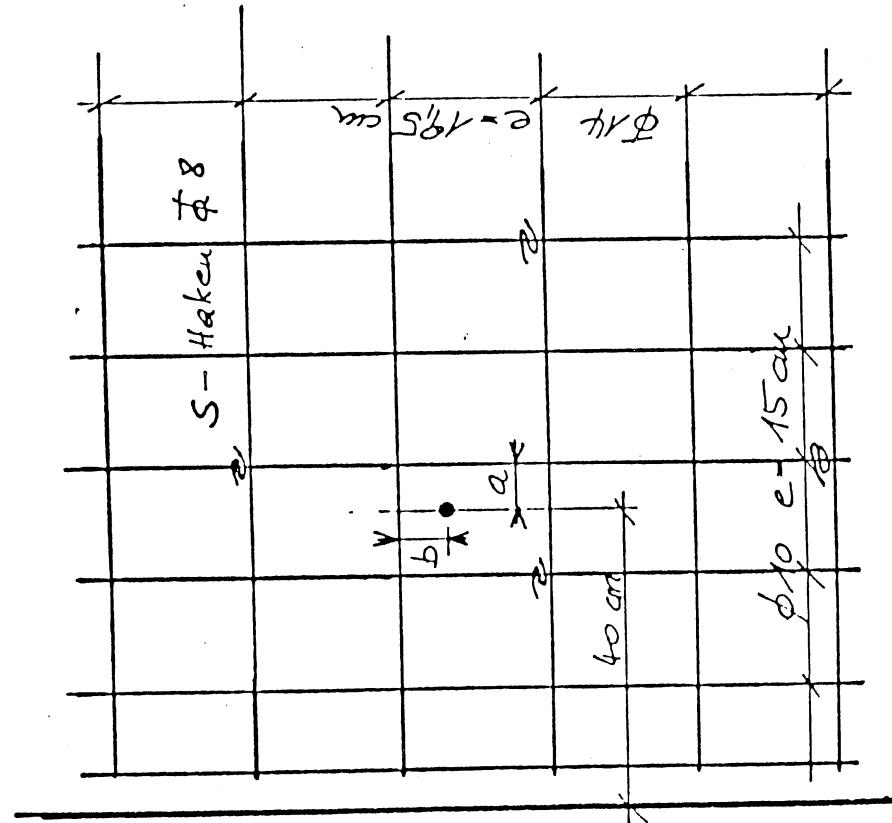


AUFHANGESTEL DURA-KLEITERKONUS

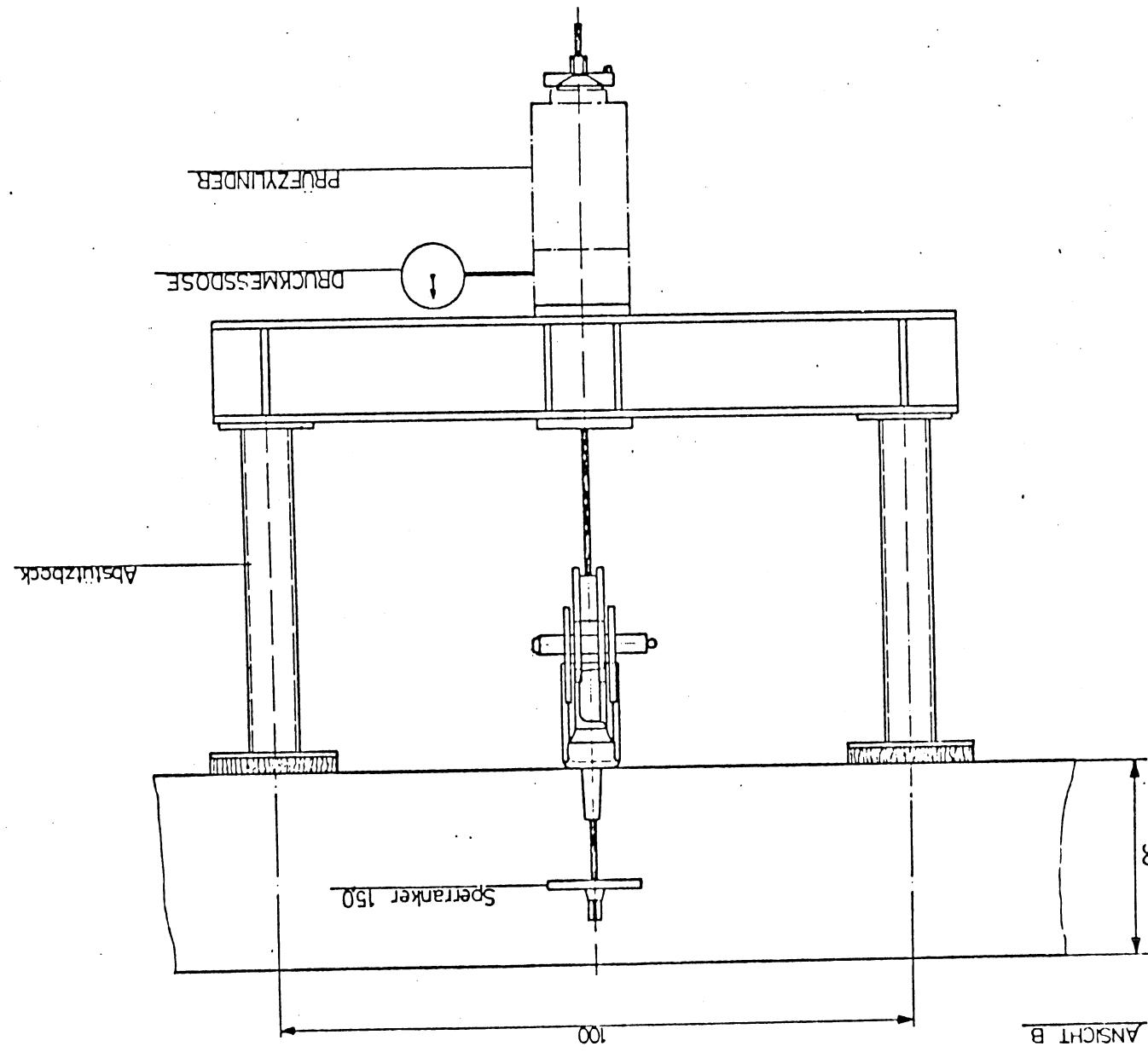


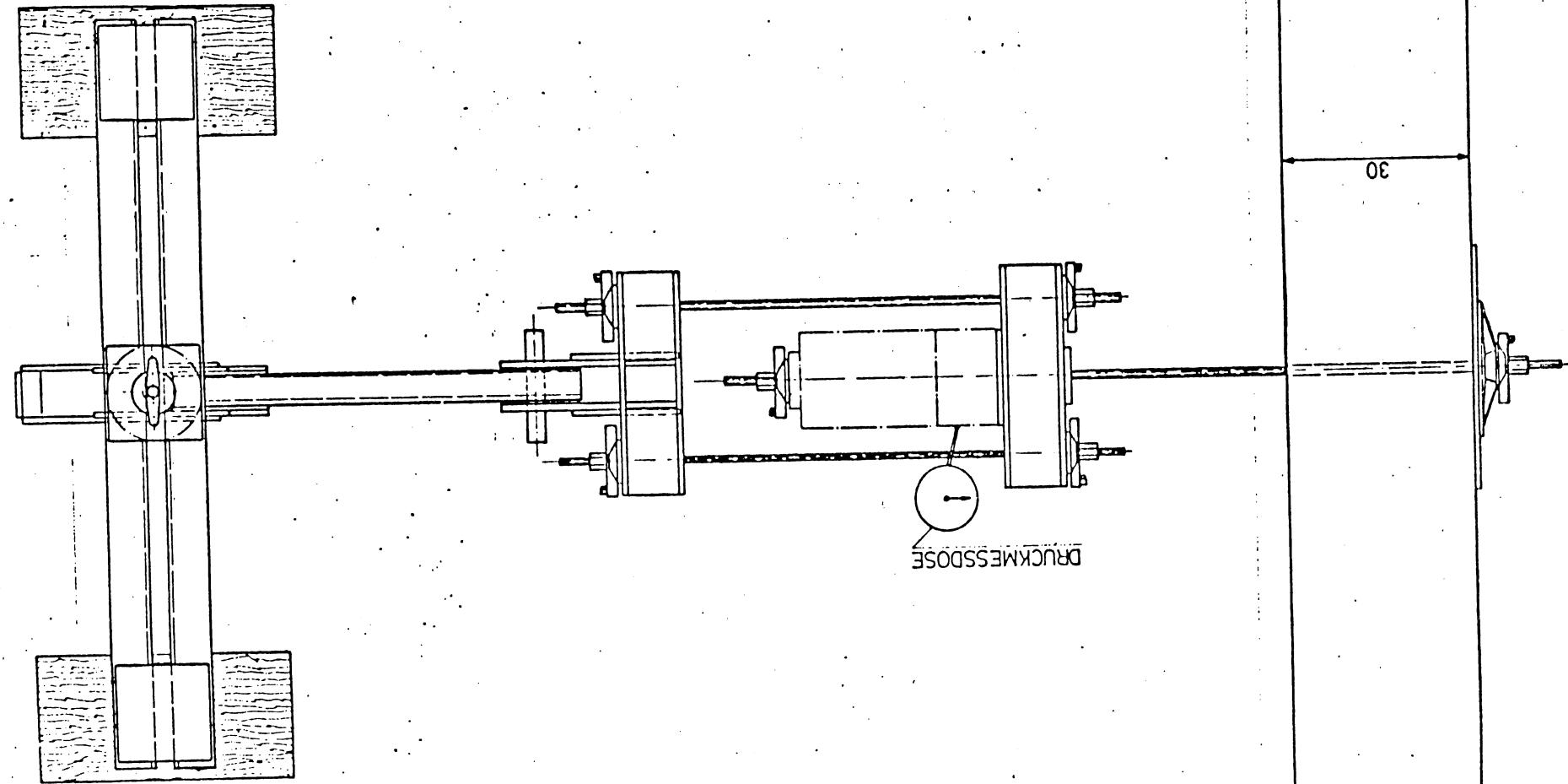
LAGE DES SPERRANKERS IN DER BEWEHRUNG

ANSICHT WAND INNENSEITE H-1:10



VERSUCHS- STELLE	a [cm]	b [cm]
1	7,0	8,0
2	5,0	10,0
3	8,0	6,0
4	4,0	7,0





Ergebnisse der Belastungsversuche

Versuch Nr. 1; Zeit 9 ¹⁵ - 9 ⁴⁰ ; $\frac{\text{Scherkraft}}{\text{Zugkraft}} = \frac{1}{2}$	Scherkraft kN	Zugkraft kN	Augenscheinliche Beobachtungen
	15	30	Keine Veränderung
	20	40	Keine Veränderung
	25	50	Keine Veränderung
	30	60	Keine Veränderung
	35	70	Kletterkonus ca. 1 mm aus dem Beton herausgezogen
	40	80	Kletterkonus ca. 1 mm aus dem Beton herausgezogen
	45	90	Kletterkonus ca. 1 mm aus dem Beton herausgezogen
	50	100	Kletterkonus ca. 1 mm aus dem Beton herausgezogen
	55	110	Betonbruchstelle unterhalb des Kletterkonus
	60	120	Betonbruchstelle unterhalb des Kletterkonus
	65	130	50 mm langer Riß im Beton unterhalb des Kletterkonus
	70	140	50 mm langer Riß im Beton unterhalb des Kletterkonus
	75	150	50 mm langer Riß im Beton unterhalb des Kletterkonus
	80	160	Kletterkonus ca. 3 mm aus dem Beton herausgezogen
	85	170	Streckgrenze des Gewindestabes überschritten
	90	180	Kletterkonus ca. 5-6 mm aus dem Beton herausgezogen
			Versuch wurde beendet
			(siehe auch Anlage 10)

Ergebnisse der Belastungsversuche

Scherkraft kN	Zugkraft kN	Augenscheinliche Beobachtungen
15	22,5	Keine Veränderung
20	30,0	" "
25	37,5	" "
30	45,0	" "
35	52,5	" "
40	60,0	" "
45	67,5	Schuppenförmiger Betonriß ($r = 10 \text{ mm}$) auf der Scherkraftseite
50	75	Kletterkonus ca. 1 mm aus dem Beton herausgezogen
55	82,5	-
60	90,0	Vergrößerung des schuppenförmigen Risses auf $r = 20 \text{ mm}$
65	97,5	-
70	105	-
75	112,5	-
80	120,0	Kletterkonus ca. 3 mm aus dem Beton herausgezogen
85	127,5	-
90	135,0	Kletterkonus ca. 5 mm aus dem Beton herausgezogen
95	142,5	Abplatzten der ersten Schuppen und Ver- größerung der Risse auf $r = 70 \text{ mm}$
100	150,0	Kletterkonus ca. 6 mm aus dem Beton herausgezogen
105	157,5	-
110	165,0	Kletterkonus ca. 7-8 mm aus dem Beton herausgezogen Versuch wurde beendet (siehe auch Anlagen 11 und 12)

Ergebnisse der Belastungsversuche

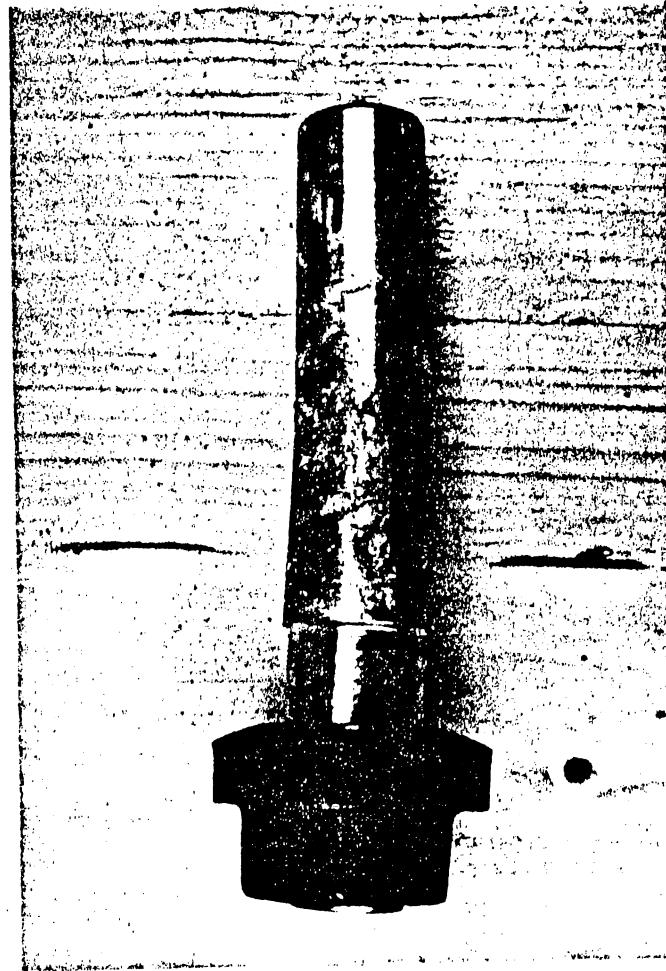
Versuch Nr. 3; Zeit 1040 - 1100 ; $\frac{\text{Scherkraft}}{\text{Zugkraft}} = \frac{1}{1,5}$		
Scherkraft kN	Zugkraft kN	Augenscheinliche Beobachtungen
15	22,5	Keine Veränderung
20	30,0	" "
25	37,5	" "
30	45,0	" "
35	52,5	" "
40	60,0	Feiner Riß unterhalb des Konus
45	67,5	Kletterkonus ca. 2 mm aus dem Beton herausgezogen
50	75	-
55	82,5	Weitere feine Risse seitlich am Konus
60	90,0	-
65	97,5	-
70	105	Kletterkonus ca. 4 mm aus dem Beton herausgezogen
75	112,5	-
80	120,0	Betonabplatzungen an der Oberfläche unterhalb des Konus
85	127,5	-
90	135,0	Längerer Riß seitlich vom Kletterkonus
95	142,5	Kletterkonus ca. 5 mm aus dem Beton herausgezogen
100	150,0	Schuppenförmige Rißbildung
105	157,5	-
110	165,0	Kletterkonus ca. 7-8 mm aus dem Beton herausgezogen
		Versuch wurde beendet
		(siehe auch Anlage 13)

Ergebnisse der Belastungsversuche

Scherkraft kN	Zugkraft kN	Augenscheinliche Beobachtungen
15	22,5	Keine Veränderung
20	30,0	" "
25	37,5	" "
30	45,0	" "
35	52,5	" "
40	60,0	" "
45	67,5	Rißbildung unterhalb des Konus
50	75	Kletterkonus ca. 1 mm aus dem Beton herausgezogen
55	82,5	Schuppenförmige Risse unterhalb des Konus
60	90,0	-
65	97,5	-
70	105	Kletterkonus ca. 2 mm aus dem Beton herausgezogen
75	112,5	Betonabplatzungen an der Oberfläche unterhalb des Konus
80	120,0	-
85	127,5	-
90	135,0	Betorisse seitlich vom Kletterkonus
95	142,5	-
100	150,0	Kletterkonus ca. 3-4 mm aus dem Beton herausgezogen
105	157,5	-
110	165,0	Neue Rißbildung seitlich vom Kletterkonus
115	172,5	-
120	180,0	Kletterkonus ca. 7 mm aus dem Beton herausgezogen
125	187,5	Bruch des Konus (siehe auch Anlage 14)



Versuch Nr. 1 nach Versuchsende



Ausgebauter Kletterkonus von Versuch Nr. 1



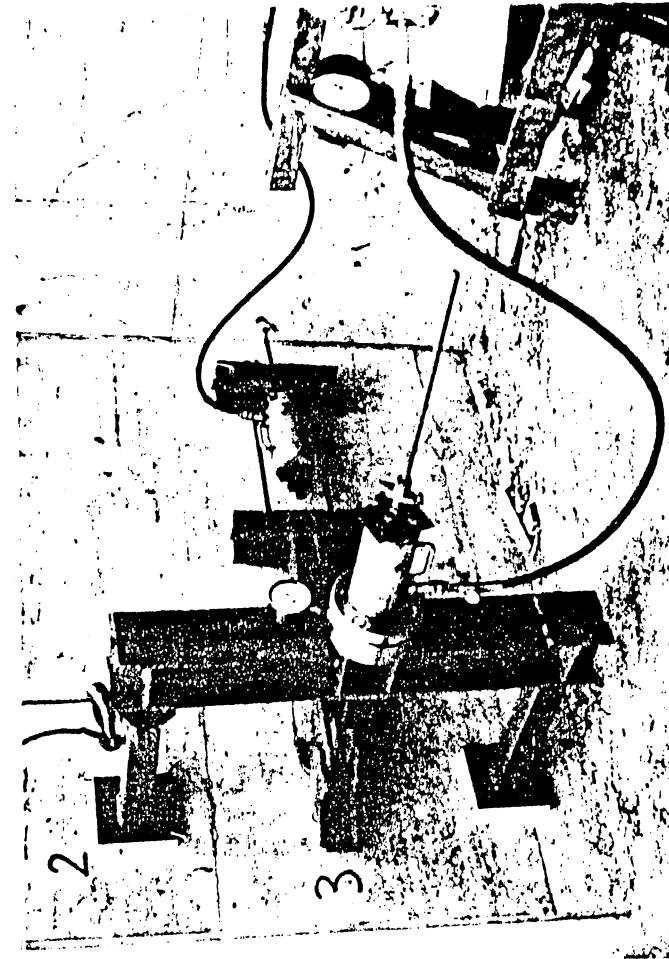
Versuch Nr. 2 nach Versuchsende



Versuch Nr. 2 nach Versuchsende



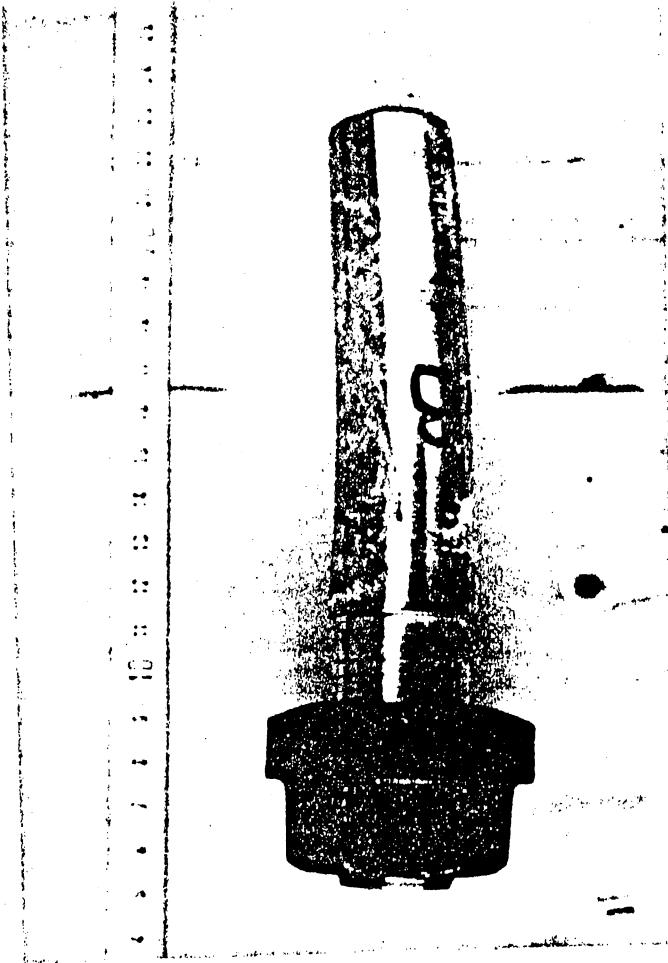
Ausgebauter Kletterkonus von Versuch Nr. 2



Versuchsanordnung (hier bei Versuch 3)



Versuch Nr. 3 nach Versuchsende

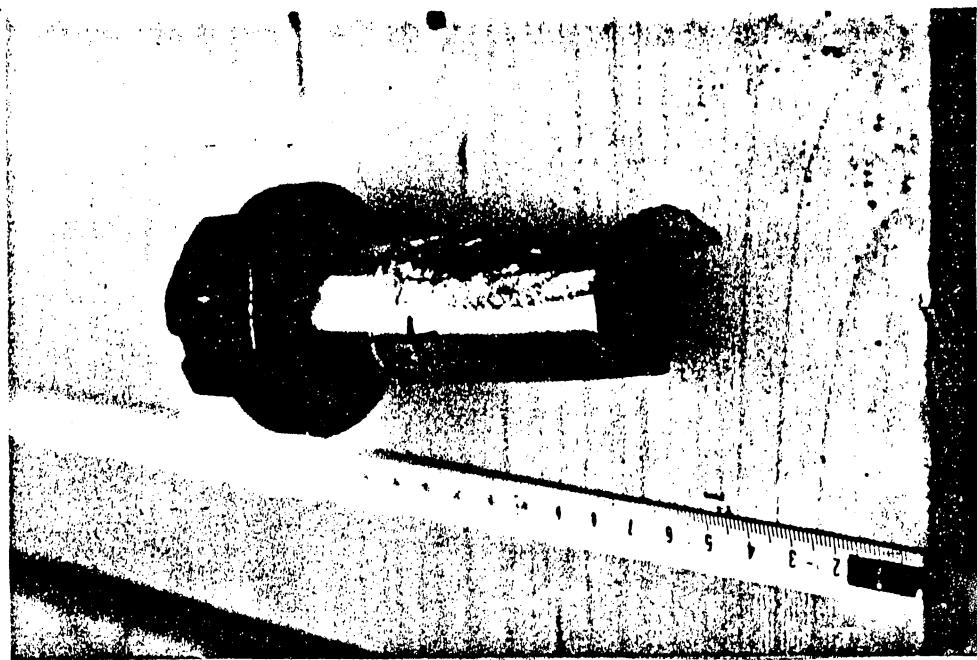


Ausgebauter Kletterkorpus von Versuch Nr. 3



Richtung
der
Scherkraft

Versuch Nr. 4 nach Versuchsende



Ausgebauter Kletterkonus von Versuch Nr. 4
(Die Bruchstelle des Kletterkonus liegt am Stabende, entsprechend 50 mm Betonüberdeckung)

B E T O N R E Z E P T U R

Zusammensetzung der Mischung

ca. 5,0 m³

Zementement PZ 45 F.		380,0	kg
Konfektionen:			
0 - 2	34	6	=
2 - 8	16	6	=
8 - 16	32	8	=
16 - 32	20	8	=
WZ	0,42	8	=
BV			=
	636,0	kg	
	297,0	kg	
	670,5	kg	
	372,5	kg	
	159,0	kg	
	0,5	kg	

Frischbetongewicht

2.515,5 kg

Liefertermin des Betons: Montag, den 18.9.78 16.30 Uhr

Verteiler: Betonwerk Winter 2fach
Herr Dipl.-Ing. Pürrer
Herr von Gehr
Herr Muggenthaler
MTA München, H. Luft

Deutsche DOKA
Schaltungstechnik GmbH
Ndl. Rhein - Main

gez. Mugenthaler gez. Betonwerk Winter

Materialprüfungsamt für das Bauwesen

Technische Universität München

Angaben des Auftraggebers

Auftraggeber: DLRK-A, Nietzschestr. 15/16, Tel. Nr. 0611/371-171

Auftraggebersignatur:

Beurk.: Schriftstücknr.: 123456789

Fertigstellung 1): Gütererfassung 1): Erhärtingsprüfung 1): Probekörper und deren Abmessungen

Gesamtmasse: 15,15 kg

Probekörper-Kennzeichen: 1 2 3 4 5 6

Wischungsberechnung 1): Betonsorte: 1) Nr.

Festigkeitssklasse: Bn 35 35 35 35 35 35

Konsistenzmaß a1/v1)

TB-Lieferschein Nr.

VER SÜCHSWAND

Probekörper-Herstelldatum: 18.9.1978 17.3.5

Probekörper-Hersteller: DUKA NIERERLASSUNG RÖTEN-MAIN

Probekörper hergestellt von: TÜV-SÜD

Prüfstand: Söll Prüfstand Tage: 19.6.78 (198)

Lagerung bis zur Einlieferung: 17.5 Tage im 15°C bei 10°C und 25°C Tage im 15°C bei 12°C

Hochleistung 19.9.78
Hildegard Eickel

(198)
(198)

Vordruck

Feststellungen der Prüfstelle

Angenommen von: Hoffmann

Tag der Einlieferung: 19.9.78

Äußere Beschaffenheit / Ebenflächigkeit o.B.

Lagerung nach der Einlieferung: - Tage in bei °C und °C bei °C

Prüf-Nr.: 133/622

Probekörper-Kennzeichen: 1 2 3 4 5 6

Prüfdatum: 19.9.78 8.19.9.78 19.9.78 19.9.78 8.19.9.78 19.9.78

Betonalter2): Tage: 8,12 3,06 8,09 8,02 7,97 7,92

Gewicht: B: kg Seite a1) cm Seite b) cm Höhe h cm Druckfläche, F cm2 Volumen, V = F · h / 1000 dm3

Abmessungen: 15 15 15 15 15 15

15 15 15 15 15 15

225 225 225 225 225 225

3,375 3,375 3,375 3,375 3,375 3,375

Rohdichte: g/cm³

Elast. Modul P: N/mm²

Durchmesser, mm: 10,11 12,82 14,35 9,42 10,71 12,00

Höhe, mm: 9,60 12,18 13,64 8,95 10,17 11,40

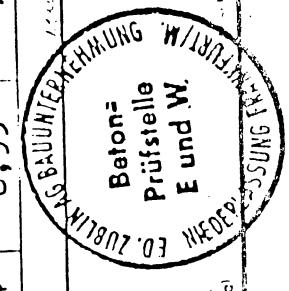
Wanddicke, mm: mm

Grundfläche, cm²: cm²

Temperatur, °C: °C

Betonpräf. Zeit: Tag

Porzelle: Tag



Neu Isenburg, den 19.9.78

Tag

Vorbehalt: Einzelheiten siehe oben
Vorbehalt: Auftraggebersignatur

ANCRAGE A PLAQUE 15,0/21 cm
REF. N°. 58 1966 000

CONE GRIMPANT UNIVERSEL 15,0
REF. N°. 58 1977 000

FOURREAU D'ETANCHEITE K 15,0
REF. N°. 58 1976 000

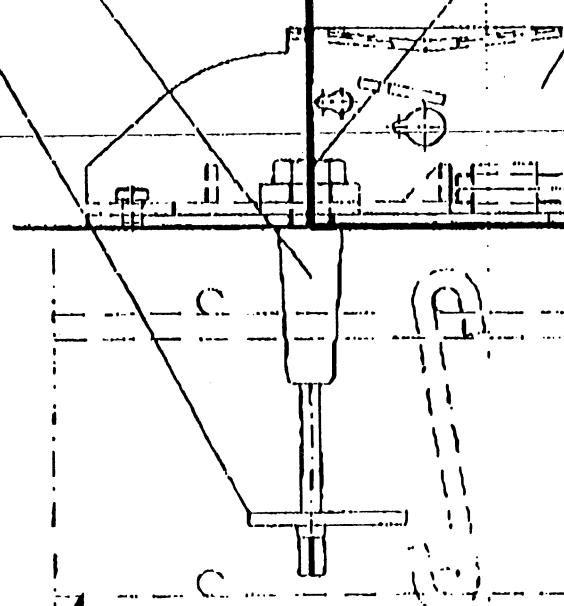
90 kN



BOULON DE CONE SK 7,5 cm
REF. N°. 58 1447 000

SABOT DE SUSPENSION SK
REF. N°. 58 0934 000

N 57



Blatt 43

Nachweis UNIVERSAL - KLETTERKONUS 15,0

Berechnung nach LEONHARDT

$$P_u = 2,5 \cdot D^2 \cdot \boxed{\beta_p \cdot \beta_s}$$

$$D = 5,3 \text{ cm}$$

$$\beta_p \cdot 0,8 \cdot \beta_{\text{WN}} = 0,8 \cdot 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Betonfestigkeit} \\ \text{Streckgrenze Stahl} \end{array}$$

$$\beta_s = 36,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$P_u = 2,5 \cdot 5,3^2 \cdot \boxed{0,8 \cdot 1,0 \cdot 36} = \underline{\underline{376,84 \text{ kN}}}$$

$$\frac{P_u = 376,84 \text{ kN}}{Q_{\text{max}} = 58,15 \text{ kN}} = 6,48 \text{ fache Sicherheit}$$

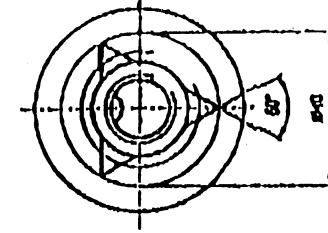
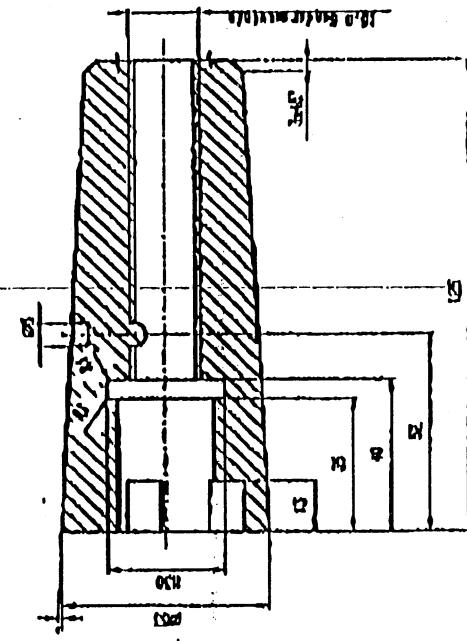
$$\underline{\underline{S_{\text{voer}} = 6,48 < S_{\text{err.}} = 5,0}}$$

(nach LEONHARDT)

$$\rightarrow \underline{\underline{266, Q = \frac{376,84}{5} = 75,4 \text{ kN}}}$$

Blatt 44

Seite

UNIVERSAL - KLETTERKONUS 15,0

Ankerstab 15,0

$$\text{max. Zugkraft } \Sigma = 110,30 \text{ kN}$$

STAB 24 Berechnung 903930

Die max. Zugkraft aus der Berechnung ist die mit den Erhöhungsfaktoren erhöhte Last.

Zulässige Gebrauchslasten der Schalungsanker

	12,5	15,0	20,0
Durchmesser d ₁	12,5	15,0	20,0
Durchmesser d ₂	14,5	17,0	22,5
Querschnittsfläche	123	177	314
zul. Gebrauchslast nach DIN 18216	50	90	150
			KN

$$\text{vorr. } \Sigma = 110,30 \cdot \frac{12}{17} = 77,9 \text{ kN}$$

$$\text{max. } \Sigma = 77,9 \text{ kN} < \text{zul. } \Sigma = 90,0 \text{ kN}$$



Abteilung II Baukonstruktionen
Referat 24 Befestigungstechnik

PRÜFUNGSBERICHT

1. Mehrfertigung

Antragsteller:

MEVA Schalungs-Systeme GmbH
Industriestr. 5
72221 Haigerloch

Betrifft:

Versuche zur Ermittlung der Trag-
fähigkeit von MEVA-Kletterkonus 15/M24
Teil 1: Versuchsergebnisse

Datum des Berichtes:

15.04.1996

Auftrag:

24-21 151

Textseiten:

20

Beilagen:

65

Inhaltsverzeichnis

- 1 AUFTRAG
- 2 VERSUCHSPROGRAMM
 - 2.1 Anwendung der Verankerungen
 - 2.2 Ziel der Versuche
 - 2.3 Versuchsprogramm
- 3 BESCHREIBUNG DES MEVA-KLETTERKONUS
 - 3.1 Ausbildung und Montage
 - 3.2 Werkstofffestigkeiten des Kletterkonus
- 4 VERANKERUNGSGRUND
 - 4.1 Ausbildung der Stahlbetonkörper
 - 4.2 Herstellung
 - 4.3 Betonzusammensetzung, Betonfestigkeit
- 5 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG
 - 5.1 Belastungseinrichtung
 - 5.2 Meßeinrichtung
 - 5.3 Versuchssteuerung
- 6 VERSUCHSERGEBNISSE
 - 6.1 Verankerungstiefe $h = 160 \text{ mm}$
Aufteilung der Versüche auf die einzelnen Platten
 - 6.1.1 Versuche mit Axialzugbeanspruchung
 - 6.1.2 Versuche mit Querzugbeanspruchung
 - 6.1.3 Versuche mit Schrägzugbeanspruchung
 - 6.1.4 Versuche mit Schrägzugbeanspruchung
 - 6.2 Verankerungstiefe $h = 210 \text{ mm}$
Aufteilung der Versüche auf die einzelnen Platten
 - 6.2.1 Versuche mit Axialzugbeanspruchung
 - 6.2.2 Versuche mit Querzugbeanspruchung
 - 6.2.3 Versuche mit Schrägzugbeanspruchung
 - 6.2.4 Versuche mit Schrägzugbeanspruchung
- 7 ZUSAMMENFASSUNG

Bild/Tabelle

Beilage

Bild 1: Beanspruchung der Verankerung durch die Belastung des Klettergerüsts	1
Bild 2: Einsatz der Verankerung zur Windsicherung	2
Bild 3: Ausbildung und Einbau des MEVA-Kletterkonus	3
Bild 4: MEVA-Kletterkonus 15/M24, Ausbildung und Abmessungen	4
Tabelle 2: Werkstoffkennwerte des Gewindestabes	5
Tabelle 3: Härtemessungen an Konus und Bundhülse	5
Bild 5: Spannungs-Dehnungs-Linien der Gewindestäbe d = 15 mm	6
Bilder 6 und 7: Ausbildung der Stahlbetonplatten	7, 8
Tabelle 4: Festigkeitsentwicklung des Betons	9
Bilder 8 und 9: Belastungseinrichtung	10, 11
Bild 10: Anschluß des Kletterkonus an die Prüfpressen	12
Bild 11: Anordnung der Wegaufnehmer bei Axialzugbelastung	13
Versuche mit MEVA-Kletterkonus h _v = 160 mm	
Bild 12: Verteilung der Versuche auf die einzelnen Stahlbetonplatten	14
Tabelle 5: Ergebnisse der Axialzugversuche	15
Bild 13: Ausbrechen des Verankerungsgrundes unter Axialzugbelastung	16
Bilder 17 bis 26: Kraft-Verschiebungs-Kurven unter Axialzugbelastung	17 bis 26
Tabelle 6: Ergebnisse der Querzugversuche	27
Bilder 24 bis 27: Bruchbilder bei Querzugbelastung	28, 29
Bilder 28 bis 32: Kraft-Verschiebungs-Kurven unter Querzugbelastung	30 bis 34
Tabelle 7: Ergebnisse der Schrägzugversuche	35
Bilder 33 bis 35: Bruchbilder bei Schrägzugbelastung	36
Bilder 36 bis 44: Kraft-Verschiebungs-Kurven unter Schrägzugbelastung	37 bis 45

Versuche mit MEVA-Kletterkonus $h_v = 210 \text{ mm}$

Bild 45: Verteilung der Versuche auf die einzelnen Stahlbetonplatten	46
Tabelle 8: Ergebnisse der Axialzugversuche	47
Bilder 46 und 47: Bruchbilder bei Axialzugbelastung	48
Bilder 48 bis 52: Kraft-Verschiebungs-Kurven unter Axialzugbelastung	49 bis 53
Tabelle 9: Ergebnisse der Querzugversuche	54
Bilder 53 bis 55: Kraft-Verschiebungs-Kurven unter Querzugbelastung	55 bis 57
Tabelle 10: Ergebnisse der Schrägzugversuche	58
Bilder 56 bis 58: Bruchbilder bei Schrägzugbelastung	59
Bilder 59 bis 64: Kraft-Verschiebungs-Kurven unter Schrägzugbelastung	60 bis 65

1 AUFTAG

Die Firma MEVA Schalungssysteme GmbH erteilte der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA) mit Schreiben vom 11.07.1994 den Auftrag zur Durchführung von Versuchen an Verankerungen mit

MEVA-Kletterkonus 15/M24

mit zwei unterschiedlichen Verankerungstiefen $h_v = 160 \text{ mm}$ und $h_v = 210 \text{ mm}$ im Beton. Art und Umfang der Versuche wurden auf der Grundlage des Versuchsprogramms der FMPA vom 21.04.1994 mit dem Auftraggeber abgestimmt.

Die Ankerteile wurden der FMPA mit Lieferschein vom 11.07.1994 zugestellt. Die Durchführung der Versuche erfolgte in der 5. bis 10. Kalenderwoche 1996.

Der vorliegende, erste Berichtsteil enthält die Versuchsdaten; eine zusammenfassende Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgt in einem zweiten Berichtsteil.

2 VERSUCHSPROGRAMM

2.1 Anwendung der Verankerungen

Der MEVA-Kletterkonus wird zur Verankerung von Klettergerüsten eingesetzt. Er wird während der Erstellung eines Betonierabschnittes in die Schalung eingebaut und einbetoniert und dient für den folgenden Betonierabschnitt zur Abstützung des Gerüsts. Die Verankerung erfolgt also vorwiegend im jungen Beton. In den Bildern 1 und 2, Beilagen 1 und 2, sind Anwendungen und die daraus resultierenden Beanspruchungen des Kletterkonus dargestellt. Bild 3, Beilage 3, beschreibt die Ausbildung und den Einbau.

2.2 Ziel der Versuche

Aus den gezeigten Anwendungsbeispielen geht hervor, daß die Verankerungen planmäßig durch Axial- und Querzugkräfte, in der Regel also durch Schrägzugkräfte mit unterschiedlichen Neigungswinkeln, beansprucht werden.

Diese Kräfte müssen in das als Verankerungsgrund dienende Bauteil eingeleitet werden. Abhängig von dessen Betonfestigkeit und der vorhandenen Verankerungstiefe kann dort ein örtliches Versagen durch Ausbrechen des Betons oder seine Zerstörung durch hohe Lochleibungspressungen auftreten, bevor die Tragfähigkeit des Ankers selbst erschöpft ist.

Das Ziel der Versuche war es, das Tragverhalten der Verankerungen in Abhängigkeit von

- der Betonfestigkeit des Verankerungsgrundes,
insbesondere des jungen Betons
- der Art des Kraftangriffs (Axial-, Quer- und
Schrägzugbeanspruchung)

zu ermitteln.

Das Tragverhalten der Verankerungen in der Nähe von Bauteilrändern, die Bauteilabmessungen sowie die Weiterleitung der örtlich eingesetzten Kräfte sind nicht Gegenstand der Untersuchung.

2.3 Versuchsprogramm

Tabelle 1 gibt eine Übersicht über Anzahl und Bezeichnung der einzelnen Versuche. Die Auswahl wurde so getroffen, daß die Einflüsse von Betonfestigkeit und Verankerungstiefe erfaßt und Interaktionsdiagramme für Kraftangriffe mit unterschiedlichen Neigungswinkeln aufgestellt werden können.

Ursprünglich war für die Versuche mit der größeren Verankerungstiefe der gleiche Versuchsumfang vorgesehen wie für die kleinere. Bei der Durchführung der Versuche stellte sich heraus, daß bereits im niederfesten Beton z.T. Brüche des Gewindestabes auftraten, bevor die Tragfähigkeit des Ankergrundes erschöpf t war; auf die Versuche mit Beton höherer Festigkeit wurde daher verzichtet.

Tabelle 1: VERSUCHSPROGRAMM

Beanspruchung	Neigungs-winkel α	Beton-' ¹⁾ -festigk.	Bezeichnung d. Versuche Verankerungstiefe h_v 160 mm	Bezeichnung d. Versuche Verankerungstiefe h_v 210 mm
Axialzug	0°	n	Z1601 Z1602 Z1603 Z1604 Z1605	Z2101 Z2102 Z2103 Z2104 Z2105
		m	Z1606 Z1607 Z1608	
		h	Z1609 Z1610 Z1611	
Querzug	90°	n	Q1601 Q1602 Q1603	Q2101 Q2102 Q2103
		m	Q1604 Q1605 Q1606	
Schrägzug	30°	n	S1601 S1602 S1603	S2101 S2102 S2103
	45°	m	S1604 S1605 S1606	
	60°	n	S1607 S1608 S1609	S2107 S2108 S2109

- 1) n = niedrige Festigkeit, $\beta_{ws} \sim 8 \text{ N/mm}^2$, Alter = 2 Tage
 m = mittlere Festigkeit, $\beta_{ws} \sim 15 \text{ N/mm}^2$, Alter = 7 Tage
 h = hohe Festigkeit, $\beta_{ws} \sim 25 \text{ N/mm}^2$, Alter = 28 Tage

3 BESCHREIBUNG DES MEVA-KLETTERKONUS

3.1 Ausbildung und Montage

Der Kletterkonus besteht aus dem Plattenanker, dem Konus und der Einhängeschraube (Bild 4, Beilage 4).

Mit Plattenanker wird eine Gewindestab mit voll umlaufendem Gewinde (Außendurchmesser = 17 mm, Kerndurchmesser = 15 mm, Gewindesteigung = 10 mm) bezeichnet, dessen Ende mit einer Tellerflügelmutter ($\varnothing = 100$ mm) rückseitig durch eine Ringkehlnaht verschweißt ist.

Der Konus ist 100 mm lang und verdickt sich von $\varnothing = 37$ mm auf $\varnothing = 57$ mm. Das dünnerere Ende besitzt ein zu dem Gewindestab passendes Innengewinde; das dicke Endes ist mit einem metrischen Gewinde M24 und einem Innensechskant ausgeführt. Die Einschraubtiefen werden durch einen querliegenden Dorn begrenzt.

Die Einhängeschraube besteht aus einer Schraube M24 x 70, Festigkeitsklasse 10.9, und einer Bundhülse ($\varnothing_i = 25$ mm, $\varnothing_a = 37$ mm bzw. 55 mm, $h = 42$ mm). Sie dient zum Anschluß des Einhängeschuhs, welcher das Klettergerüst trägt, an den Konus.

Der mit dem Plattenanker verschraubte Konus wird an die Schalung entweder mit der angenagelten Vorlaufscheibe oder bei durchbohrter Schalung mit einer Schraube M24 befestigt und einbetoniert. Später kann der Konus herausgedreht und wieder gewonnen werden, der Plattenanker verbleibt im Bauteil.

3.2 Werkstofffestigkeiten des Kletterkonus

Wegen der geringen Länge der zur Verfügung stehenden Gewindestäbe wurden daraus durch Abdrehen Normproben mit $d = 8$ mm hergestellt. Daran wurden folgende Kennwerte ermittelt (s. Tabelle 2, Beilage 5 und σ - ε -Diagramme, Bild 5, Beilage 6):

$$\begin{aligned} \text{Zugfestigkeit } R_a &= 866 \text{ N/mm}^2 \\ 0,2\%-Dehngrenze R_{p_0,2} &= 798 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Tatsächlich war die Zugfestigkeit der unbearbeiteten Stäbe deutlich höher; bei den Versuchen an einbetonierten Kletterknoten traten die Brüche der Gewindestäbe bei $R_a = 1080 \text{ N/mm}^2$ auf.

An den Konen und Bundhülsen wurden ersatzweise Härtetests nach Vickers durchgeführt; es ergaben sich folgende Härtewerte (s. Tabelle 3, Beilage 5):

$$\begin{aligned}\text{Konus} &: \text{HV10} = 192 \\ \text{Bundhülse} &: \text{HV10} = 213\end{aligned}$$

4 VERANKERUNGSGRUND

4.1 Ausbildung der Stahlbetonkörper

Die Dicke der Stahlbetonkörper, in welche die Kletterknoten eingespannt wurden, wurde in Anlehnung an ETAG [2] gleich der 2fachen Verankerungstiefe $d = 320 \text{ mm}$ bzw. 420 mm gewählt.

Der Abstand der Anker untereinander und zu den Bauteilrändern wurde so festgelegt, daß sich unter Axialzugbeanspruchung ein vom Rand der Ankerplatte ausgehender und unter 30° zur Oberfläche des Verankerungsgrunds hin verlaufender Ausbruchkegel ausbilden konnte, ohne in den Plattenrand einzuschneiden oder benachbarte Ausbruchkegel zu berühren. Die Grundfläche des gedachten Ausbruchkegels hatte damit einen Durchmesser

$$\begin{aligned}D &= d_A + 2 h_v / \tan 30^\circ \\ &= 654 \text{ mm für } h_v = 160 \text{ mm} \\ &= 827 \text{ mm für } h_v = 210 \text{ mm}\end{aligned}$$

Mit den gewählten Grundrißabmessungen $1500 \times 2800 \text{ mm}^2$ ($h_v = 160 \text{ mm}$) bzw. $1800 \times 3500 \text{ mm}^2$ ($h_v = 210 \text{ mm}$) konnten jeweils 8 Kletterknoten pro Platte untergebracht werden.

Um ein Spalten der Betonkörper durch den Angriff der konzentrierten Einzellasten zu verhindern, wurde zwischen den Einbaustellen eine

Längs- und Querbewehrung aus 3×2 Stäben $d_s = 16$ mm und Bügeln $d_s = 10$ mm, jeweils BSt 500 S, angeordnet (Bilder 6 und 7, Beilagen 7 und 8).

Der Einbau der Kletterkonnen erfolgte jeweils auf der beim Betonieren untenliegenden Schalfläche.

4.2 Herstellung

Die Betonkörper wurden in einem Fertigteilwerk auf Rütteltischen hergestellt. Fertigung und Versuchsdurchführung erfolgten nach einem vorgegebenen Zeitplan; die Platten wurden jeweils bis 9⁰⁰ Uhr hergestellt und zwei Tage später um die gleiche Zeit in der FMPA angeliefert, wo sie unmittelbar in die Belastungseinrichtung eingebaut wurden.

Zusammen mit den Versuchskörpern wurden jeweils 6 Probewürfel mit 20 cm Kantenlänge hergestellt und unter den gleichen Bedingungen gelagert. Ein Teil der Würfel wurde unmittelbar nach Eingang geprüft, der Rest entsprechend dem Versuchsfortschritt.

4.3 Betonzusammensetzung, Betonfestigkeit

Die Betonzusammensetzung entsprach derjenigen eines niederfesten Betons C 20/25, wie er an der FMPA für Zulassungsversuche an Dübeln verwendet wird.

Betonzusammensetzung

Zement CEM I 32,R	241	kg/m ³
Wasser	192	"
Zuschlag 0/2 mm	699	kg/m ³
2/8 mm	478	"
8/16 mm	740	"
	1917	"
		2350 kg/m ³

Wasser-Zement-Wert w/z = 0,80
Ausbreitmaß a = 39 cm

Die bei unterschiedlichem Alter des Betons ermittelten Festigkeiten sind in Tabelle 4, Beilage 9, zusammengestellt. Nach 2 Tagen betrug die Betondruckfestigkeit zwischen 7 N/mm² und 10 N/mm² und stieg bis zum Alter von 28 Tagen auf 23 N/mm² bis 32 N/mm² an.

Zum Interpolieren der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der einzelnen Versuche wurde die Formel von Weber [1] für die Festigkeitsentwicklung des Betons benutzt.

$$\beta_t = \frac{2,32}{t^{0,55}} \cdot \beta_{28}$$

mit t = Alter des Betons in Tagen

β_{28} = 28-Tage-Festigkeit des Betons.

In den beiden letzten Spalten der Tabelle 4 wurden jeweils aus den zum Zeitpunkt t ermittelten Festigkeiten die 28-Tage-Festigkeiten hochgerechnet, diese wurden gemittelt und in die obige Formel zur Interpolation der Zeitfestigkeit eingesetzt.

5 Versuchsdurchführung

5.1 Belastungseinrichtung

Die Versuche wurden in der Prüfmaschine gemäß Bilder 8 und 9, Bildern 10 und 11, durchgeführt. Sie besteht aus einem Portal, an dessen oberem Riegel eine 400-kN-Presse vertikal und an dessen Stiel eine gleichartige Presse horizontal angeordnet sind. Beide Pressen sind quer verfahrbar bzw. in der Höhe verstellbar. Der Prüfkörper liegt auf einem Wagen auf, der unter dem Portal hindurch bewegt werden kann.

Bei Axialzugbeanspruchung wurde die Vertikalpresse eingesetzt. Durch Bewegen des Wagens mit dem Versuchskörper und Verfahren der Presse wurde diese über der Einbaustelle des Kletterkonus zentriert und durch 4 verstellbare Stempel gegen den Betonkörper abgestützt. Der Abstand der Stempel wurde entsprechend dem Durchmesser des erwarteten Ausbruchkegels gewählt (vgl. Abschnitt 4.1).

Als Anbauteil wurde eine Stahlplatte $150 \cdot 150 \cdot 20 \text{ mm}^3$ verwendet, welche mit einem in den Konus eingeschraubten Gewindebolzen M24-10.9 und der Bundhülse mit Mutter und Unterlegscheibe leicht gegen den Ankergrund vorgespannt wurde (Bild 10, Beilage 12). Die Ankopplung an die Presse erfolgte über eine auf das freie Ende des Gewindebolzens aufgeschaubte Gewindemuffe mit Gelenkkopf, der über eine Gewindestange M30 - 8.8 mit dem Gelenkkopf des Kolbens verbunden war.

Die Querzugbelastung wurde über die horizontal am Stiel des Portals angeordnete Presse aufgebracht. Zur Lasteinleitung diente eine auf der Oberfläche des Betonkörpers aufliegende Stahllasche $140 \times 20 \text{ mm}^2$, St 52, mit einer Zwischenlage aus gefetteten Teflonscheiben zur Verminderung der Reibung. Die Lasche war über eine Bohrung $\varnothing = 37 \text{ mm}$ mit Bundhülse, Gewindebolzen M24, Unterlegscheibe und Mutter an den Kletterkonus angeschlossen und über einen Gelenkkopf mit der Presse verbunden. Die horizontalen Reaktionen wurden mit zwei, unterhalb der Presse angeordneten Stempeln in halber Plattenhöhe aufgenommen; am lastfernen Plattenrand war eine zusätzliche vertikale Abstützung vorhanden zur Aufnahme des aus dem Versatz zwischen Kraftangriff und horizontaler Abstützung resultierenden Moments.

Bei Schrägzugbeanspruchung wurden beide Pressen gemeinsam eingesetzt, d.h. die schräg angreifende Kraft wurde durch ihre Komponenten in vertikaler und horizontaler Richtung ersetzt.

5.2 Meßeinrichtung

Bei jedem Versuch wurden die Kraft und die zugehörigen Verschiebungen gemessen.

Die Kraftmessungen erfolgten über die Kraftmeßdosen der Prüfpressen.

Die Verschiebung in vertikaler Richtung (Bild 11, Beilage 13) wurde über 3, um 120° versetzt angeordnete Wegaufnehmer (ohmsche WA mit 50 mm Meßweg), deren Halterung am Anschlußbolzen befestigt war,

bestimmt. Als Horizontalverschiebung wurde die Verschiebung der zur Lasteinleitung verwendeten Zuglasche angenommen. Hinter dem unbelasteten Ende dieser Lasche waren zwei liegend angeordnete Wegaufnehmer mit ihren Halterungen auf die Betonoberfläche aufgeklebt und berührten mit ihren Taststiften das Laschenende.

Bei Schrägzugbeanspruchung wurden die Verschiebungen in x- und y-Richtung getrennt erfaßt und vektoriell addiert.

Zur Meßwerterfassung wurde eine rechnergesteuerte Vielstelleneßanlage eingesetzt, mit der die Meßwerte während des gesamten Versuchsablaufs im 2-Sekunden-Takt erfaßt, gespeichert und ausgedruckt wurden.

5.3 Versuchssteuerung

Grundsätzlich wurden alle Versuche weggeriegelt gefahren, d.h. die Verankerungen wurden mit einer Verschiebung mit konstanter Geschwindigkeit (i.d.R. $dv/dt = 0,03 \text{ mm/s}$) beaufschlagt, wobei die zur Erzeugung dieser Verschiebung erforderliche Kraft gemessen wurde.

Bei Schrägzugbeanspruchung wurde jeweils die vertikale Kraftkompensierte weggeriegelt aufgebracht, da diese für das Versagen maßgebend war. Die Horizontalpresse wurde in Kraftregelung gefahren, wobei das Kraftsignal der Vertikalpresse als Steuersignal diente. Dieses wurde entsprechend dem angestrebten Neigungswinkel der Kraftresultierenden $Q = z \cdot \tan \alpha$ abgeschwächt oder verstärkt.

6 Versuchsergebnisse

6.1 Verankerungstiefe $h_v = 160 \text{ mm}$

6.1.1 Aufteilung der Versuche auf die einzelnen Platten

Für die Versuche mit Kletterkufen $h_v = 160 \text{ mm}$ waren 3 Stahlbetonplatten mit insgesamt 24 Einbaustellen erforderlich. Bild 12, Beilage 14, zeigt die Verteilung der Versuche auf die einzelnen

Platten, wobei insbesondere die Axial- und Querzugversuche in verschiedenen Platten durchgeführt wurden, um die Streuung der Versuchsergebnisse durch Unterschiede des Verankerungsgrundes zu erfassen.

6.1.2 Versuche mit Axialzugbeanspruchung

Die Ergebnisse der Versuche mit Axialzugbeanspruchung sind in Tabelle 5, Beilage 15 zusammengestellt.

Bei allen Versuchen ($n = 10$) war die Tragfähigkeit des Verankergungsgrundes für das Versagen maßgebend. Unter der Höchstlast bildete sich jeweils ein kegelförmiger Betonausbruch, dessen Grundfläche etwa durch die Abstützstempel der Prüfpresse begrenzt wurde (Bild 13, Beilage 16).

Der Art des Versagens entsprechend war die Betonfestigkeit der als Verankerungsgrund dienenden Platten maßgebend für die Höhe der erreichten Bruchlasten. Im jungen, 2 Tage alten Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von rd. $7,5 \text{ N/mm}^2$ betrug die mittlere Höchstlast

$$Z_{u, \square} = 124 \text{ kN.}$$

Im älteren Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit um 18 N/mm^2 steigerte sich die Höchstlast auf

$$Z_{u, \blacksquare} = 165 \text{ kN.}$$

Die Kraft-Verschiebungs-Linien (Bilder 14 bis 23, Beilagen 17 bis 26) verlaufen monoton anwachsend bis zur Höchstlast, wo infolge des spröden Versagens des Betons ein plötzlicher Lastabfall auftritt. Eine bei einigen Kurven auftretende Unstetigkeit zu Beginn des Versuchs ist wohl auf das Spiel in der Verankerung von Plattenanker und Anschlußbolzen in der Konushülse zurückzuführen.

6.1.3 Versuche mit Querzugbeanspruchung

Die Kletterkonen waren mit einem Randabstand $a_c = 420 \text{ mm}$ eingebaut. Der Versuch Q 1601 wurde mit Querzugbelastung zu diesen Rand ausgeführt, wobei die horizontalen Auflagerreaktionen durch zwei Stempel

im Abstand von 750 mm, 150 mm unterhalb der Plattenoberkante aufgenommen wurden. Trotz dieser vergleichsweise engen Abstützung versagte die Verankerung durch Ausbrechen des Bauteilrandes (Bild 24, Beilage 28).

Diese Art des Versagens entsprach nicht dem Versuchsziel, da die Kletterkonen i.d.R. nicht in der Nähe von Bauteilrändern eingebaut werden.

Bei den folgenden Versuchen Q 1602 und Q 1603 wurde eine engere horizontale Abstützung mit 500 mm Abstand der beiden Stempel gewählt. Es entstanden zwar zwei von der Einbaustelle ausgehende und zu den Abstützungen hin verlaufende Schrägrisse (Bild 25, Beilage 28), die jedoch nicht zum plötzlichen Bruch wie bei Q 1601 führten. Die Versuche wurden jeweils ohne Bruch bei großen Verschiebungen um 20 mm beendet, nachdem sich die Lasten nicht mehr steigern ließen.

Trotz der unterschiedlichen Art des Tragverhaltens unterscheiden sich die Höchstlasten der 3 Versuche (vgl. Tabelle 6, Beilage 27) mit Werten zwischen 204 kN und 221 kN bei Betonfestigkeiten zwischen 7,5 N/mm² und 8,5 N/mm² nicht signifikant.

Um den Randeinfluß völlig auszuschließen, wurden die Versuche Q 1604 und Q 1605 mit vergrößertem Randabstand durchgeführt, indem die Querkraft über eine längere Zuglasche in Richtung des Randes mit dem größeren Abstand $a_c = 1080$ mm aufgebracht wurde. In beiden Fällen wurde der Versuch bei großen Verschiebungen abgebrochen, nachdem sich die Kraft nicht mehr steigern ließ. Die Höchstlasten betrugen zwischen 271 kN und 285 kN bei Betonfestigkeiten von 23 N/mm² und 27 N/mm². Wie das Bild 26, Beilage 29, zeigt, sind die Schädigungen am Beton auf einen kleinen Bereich vor dem Konus begrenzt, wo der Beton infolge der hohen Lochleibungspressungen zerstört und in einer flachen Schale abgesprengt ist. Der Anschlußbolzen M 24 war nach dem Versuch deutlich verformt und der Bund der Bundhülse z.T. abgeschert (Bild 27, Beilage 29).

Die Kraft-Verschiebungs-Kurven gehen aus den Bildern 28 bis 32, Beilagen 30 bis 34, hervor.

6.1.4 Versuche mit Schrägzugbeanspruchung

Bei den Schrägzugversuchen waren hinsichtlich Randabstand ($a_r = 420 \text{ mm}$) und Abstand der horizontalen Abstützung ($l = 500 \text{ mm}$) die gleichen Bedingungen wie bei den Querkraftversuchen Q 1602 und Q 1603 vorhanden.

Sämtliche Verankerungen versagten durch Ausbrechen des Betons, wobei der Bruch stets auf der bezüglich der Querkraft lastabgewandten Seite einsetzte. Bei Dübeln und Kopfbolzen tritt ein ähnlicher Effekt auf, der mit "pryout failure" (Heraushebeln) bezeichnet wird, d.h. daß die Bildung eines Betonausbruchs infolge einer Axialzugkraft durch die bei zusätzlicher Querkraftwirkung entstehende Hebelwirkung unterstützt wird (Bilder 33 bis 35, Beilage 36).

In Abhängigkeit vom Kraftangriffswinkel und der Festigkeit des Verankerungsgrundes wurden folgende Höchstlasten erreicht (Tabelle 7, Beilage 35):

$$\begin{aligned}\alpha = 30^\circ : S_{u\alpha} &= 112,2 \text{ kN} & (\beta_{u\alpha} &= 7,8 \text{ N/mm}^2) \\ \alpha = 60^\circ : S_{u\alpha} &= 153,9 \text{ kN} & (\beta_{u\alpha} &= 8,8 \text{ N/mm}^2) \\ \alpha = 45^\circ : S_{u\alpha} &= 175,6 \text{ kN} & (\beta_{u\alpha} &= 18,4 \text{ N/mm}^2)\end{aligned}$$

In den Bildern 36 bis 44, Beilagen 37 bis 45, sind die Kraft- und Verschiebungskomponenten in Richtung Z und Q sowie die resultierenden Kräfte und Verschiebungen dargestellt.

6.2 Verankerungstiefe $h_v = 210 \text{ mm}$

6.2.1 Aufteilung der Versuche auf die einzelnen Platten

Es wurde eine ähnliche Einteilung der Versuche wie zuvor gewählt (Bild 25, Beilage 46). Die ursprünglich vorgesehenen Versuche in einer 6. Platte mit höherer Betonfestigkeit kamen nicht zur Ausführung, da bereits bei den Versuchen im niederfesten Beton die Ankerteile versagten.

6.2.2 Versuche mit Axialzugbeanspruchung

Von den 5 geprüften Verankerungen versagten zwei durch kegelförmiges Ausbrechen des Betons (Bild 46, Beilage 48) bei einer mittleren Höchstlast

$$Z_{u,\text{m}} = 180,4 \text{ kN};$$

die Platte 4, in welche diese Verankerungen eingebaut waren, besaß zum Zeitpunkt der Versuche (Alter = 52 Stunden) eine Würfeldruckfestigkeit $\beta_{w\text{m}} = 8,2 \text{ N/mm}^2$.

Die geringfügig höhere Druckfestigkeit $\beta_{w\text{m}} = 10,9 \text{ N/mm}^2$ der Platte 5 (Alter = 57 Stunden) führte dazu, daß nicht mehr die Tragfähigkeit des Verankерungsgrundes sondern die Festigkeit der Ankerteile für das Versagen maßgebend war. Bei zwei Versuchen brach der Gewinderippenstahl (Bild 47, Beilage 48) bei einer Stahldruckspannung σ_s zwischen 1077 N/mm² und 1119 N/mm²; bei einem Versuch wurde das Gewinde im Konus abgescherzt. Die mittlere Höchstlast bei Stahlversagen betrug

$$Z_{u,\text{m}} = 191,2 \text{ kN}.$$

Auf weitere Versuche mit einer höheren Festigkeit des Verankerungsgrundes wurde verzichtet.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 8, Beilage 47, angegeben, die zugehörigen Kraft-Verschiebungs-Kurven sind in den Bildern 48 bis 52, Beilagen 49 bis 53, dargestellt.

6.2.3 Versuche mit Querzugbeanspruchung

Die Querzugkraft war stets zum Rand mit dem größeren Abstand $a_r = 1315 \text{ mm}$ gerichtet, um ein vorzeitiges Ausbrechen des Bauteilrandes zu vermeiden. Entsprechend den Erfahrungen aus den vorgegangenen Versuchen konnte unter diesen Bedingungen kein Versagen des Verankерungsgrundes oder der Stahlteile erreicht werden. Die Versuche wurde jeweils abgebrochen, nachdem die Kraft-Verschiebungs-Kurven (Bilder 53 bis 55, Beilagen 55 bis 57) nahezu horizontal verliefen und trotz zunehmender Verschiebung keine Laststeigerung eintrat. Die Zerstörungen im Verankerungsgrund beschränkten sich auf einen kleinen Bereich der Zerstörung des Betons vor dem Konus.

Der Versuch Q 2101 in der Platte 4 mit $\beta_{w\alpha} = 8,3 \text{ N/mm}^2$ erreichte eine Höchstlast $Q_u = 224,2 \text{ kN}$; infolge der höheren Festigkeit der Platte 5 ($\beta_{w\alpha} = 10,3 \text{ N/mm}^2$) betrug dort die Höchstlast $Q_{u\alpha} = 287,3 \text{ kN}$ (Tabelle 9, Beilage 54).

6.2.4 Versuche mit Schrägzugbeanspruchung

Von den ursprünglich vorgesehenen 9 Schrägzugversuchen mit Neigungswinkeln des Kraftangriffs unter $\alpha = 30^\circ$ bzw. 60° (niederfester Beton) und $\alpha = 45^\circ$ (höhere Festigkeit) wurden nur die Versuche im niederfesten Beton ausgeführt. Es war davon auszugehen, daß im Beton höherer Festigkeit jeweils Stahlversagen auftreten würde.

Bei zwei der drei Versuche mit Neigungswinkel $\alpha = 30^\circ$ (Platte 4, $\beta_{w\alpha} = 8,6 \text{ N/mm}^2$) traten Betonausbrüche auf (Bilder 56, Beilage 59); ein Versuch wurde ohne Bruch bei großen Verschiebungen beendet (Bild 57, Beilage 59).

Bei den drei Versuchen mit Neigungswinkel $\alpha = 60^\circ$ des Kraftangriffs in der Platte 5 ($\beta_{w\alpha} = 10,7 \text{ N/mm}^2$) traten stets Brüche der Gewindefrippenstähle auf (Bild 58, Beilage 59).

Im Mittel wurden folgende Höchstlasten erreicht (Tabelle 10, Beilage 58):

$$\begin{aligned}\alpha = 30^\circ: S_{u\alpha} &= 187,5 \text{ kN} \quad (\beta_{w\alpha} = 8,6 \text{ N/mm}^2) \\ \alpha = 60^\circ: S_{u\alpha} &= 234,6 \text{ kN} \quad (\beta_{w\alpha} = 10,7 \text{ N/mm}^2)\end{aligned}$$

Die zugehörigen Kraft-Verschiebungs-Kurven gehen aus den Bildern 59 bis 64, Beilagen 60 bis 65 hervor.

7 Zusammenfassung

An MEVA-Kletterkonus 15/M24 mit zwei verschiedenen Verankerungstiefen $h_v = 160 \text{ mm}$ und 210 mm wurden Belastungsversuche (Axial-, Quer- und Schrägzugversuche) zur Bestimmung des Tragverhaltens vornehmlich im jungen Beton durchgeführt.

Unter Axialzugbeanspruchung versagten die Verankerungen mit $h_v = 160$ mm stets durch Ausbrechen des Verankерungsgrundes, dessen Festigkeit zwischen $\beta_w = 7 \text{ N/mm}^2$ im Alter von 2 Tagen und $\beta_w = 27 \text{ N/mm}^2$ im Alter von ca 28 Tagen die Höhe der ertragenen Last maßgeblich beeinflußte. Bei der größeren Verankerungstiefe $h_v = 210$ mm trat schon bei geringfügig höherer Betonfestigkeit um 10 N/mm^2 Stahlversagen in Form von Brüchen des Plattenankers (Gewinderippenstahl $d = 15$ mm) ein.

Unter Querzugbeanspruchung konnte bei ausreichend großem Randabstand unabhängig von der Festigkeit des Verankерungsgrundes kein Bruch der Verankerung erzeugt werden. Die Versuche wurden jeweils bei großen Verschiebungen abgebrochen, wenn keine weitere Laststeigerung mehr möglich war. Die Schädigungen im Verankерungsgrund konzentrierten sich auf einen kleinen Bereich vor dem Konus, wo der Beton infolge der hohen Lochleibungspressungen örtlich zerstört und abgesprengt wurde.

Unter Schrägzugbeanspruchung versagten die Verankerungen mit $h_v = 160$ mm stets durch Ausbrechen des Verankерungsgrundes. Die Verankerungen mit $h_v = 210$ mm im niederfesten Beton versagten bei einem Neigungswinkel des Kraftangriffs von $\alpha = 30^\circ$ auf die gleiche Art; bei geringfügig höherer Betonfestigkeit und Neigungswinkel $\alpha = 60^\circ$ trat Stahlversagen durch Bruch des Plattenankers (Gewinderippenstahl) auf.

Der vorliegende Bericht beschränkt sich auf die Wiedergabe der Versuchsergebnisse; eine zusammenfassende Auswertung erfolgt in einem zweiten, getrennten Berichtsteil.

Der Abteilungsleiter

Der Bearbeiter



H. Dieterle

Dr.-Ing. G.E. Völkel, Ltd.BD

Dr.-Ing. H. Dieterle

Dok.T4/1560/1559/1574

Literatur

- [1] Weber, J.W.: Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton. Beton + Fertigteil-Technik, Heft 12/1979
- [2] ETAG, Guideline for European Technical Approval of Anchors for Use in Concrete, Sept. 1994

Table 5: Ergebnisse der Axialzugsversuche mit MEVA-Klettverschlüssen $h_y = 160\text{ mm}$

Nr.	Platte	Herrstellung	Pritzung	Beton	Höchstlast	Verschleißg.	Versagensart ¹⁾
Nr.	Datum Uhrz.	Datum Uhrz.	Alter	Z _W	Unter Z _U	mm	-
-	-	-	-	Tag	N/mm ²	mm	-
Z 1601	1	30.01. 09:00	01.02. 11:32	2,10	7,13	116,0	1,61 BA
02	2	" " 09:00	" " 07.02. 12:58	2,16	7,30	112,8	1,94 BA
03	2	05.02. 09:00	10:34	2,06	7,99	126,3	1,63 BA
04	" "	" " 09:00	11:02	2,08	8,06	133,2	1,99 BA
05	" "	" " " "	11:18	2,10	8,12	130,4	1,70 BA
Z 1606	1	30.01. 09:00	27.02. 14:28	28	23,00	162,7	2,28 BA
07	3	01.02. 09:00	13:55	26	27,39	182,1	2,29 BA
Z 1609	3	01.02. 09:00	10:16	7,05	18,26	164,9	2,07 BA
10	" "	" " 09:00	12:51	7,16	18,38	169,3	2,57 BA
11	" "	" " " "	13:07	7,17	18,39	161,1	2,20 BA

1) BA = Betonausbruch

Tabelle 6: Ergännisse der Querzugsversuche mit MEGA-Klettetkonus $h^* = 160 \text{ mm}$

1) BR = Ausbrechen des Bauteilrandes

1) BA = Betonaustruch

Versuch	Platte	Herrstellung	Datum	Uhrz.	Datum	Uhrz.	Beton	Höchstlast	Verschleißbildung	Versagensstart ¹⁾
Nr.	Nr.	Prüfung	Prüfung	max Z	max q	max q	Tag	mm	mm	Grad
-	-	-	-	-	-	-	KN	KN	KN	Grad
S 1601	1	30.01.	09:00	01.02.	15:38	2,28	7,63	95,4	55,5	110,4
	02	"	"	"	16:49	2,33	7,77	99,5	58,3	115,3
	03	"	"	"	17:32	2,36	7,85	95,8	50,4	30,2
	04	01.02.	09:00	08.02.	14:13	7,22	18,44	131,9	132,1	186,7
	05	"	"	"	13:36	7,19	18,41	124,6	124,6	176,2
	06	"	"	"	14:59	7,25	18,48	115,8	115,8	45,0
	07	2	05.02.	09:00	07.02.	15:16	2,26	8,63	75,8	131,6
	08	"	"	"	"	17:22	2,35	8,91	78,7	136,9
	09	"	"	"	"	18:04	2,38	9,00	75,6	131,7

Table 7: Ergebnisse der Schrägzugversuche mit MEVA-Klettverschluss h_y = 160 mm

Table 8: Ergebnisse der Axialzugversuche mit MEVA-Klettverschluss $h^y = 210 \text{ mm}$

Versuch	Platte	Herrstellung	Pritflügel	Beton	Höchstlast	Bruchstelle	Unter Zug	Versagensart ¹⁾
-	-	-	-	-	Tage	N/mm ²	kN	mm
Z 2101	4	27.02.	09:00	29.02.	12:53	2,16	178,8	3,34 BA
02	"	"	"	"	13:12	2,18	8,27	182,0 BA
03	5	04.03.	09:00	06.03.	18:35	2,40	10,98	197,8 4,92 S
04	5	"	"	"	18:52	2,41	11,01	190,4 4,66 S
05	5	"	"	"	15:58	2,29	10,57	185,5 5,76 S (Gewinde)

S = Stahlversagen, Bruch des Gewindestabstahls d = 15 mm, Abschernen des Konusgewindestahls

¹⁾ BA = Betonaustrutsch

Versuch	Platte	Herstellung	Prüfung	Beton	Höchstlast	Bruchlast	Unter Q_u	Ver sagenstart
Nr.	Nr.	Datum Uhrz.	Datum Uhrz.	Alter	B_w	Q_u	Unter Q_u	-
-	-	-	-	-	Tage	N/mm ²	kN	mm
Q 2101	4	27.02.	09:00	29.02.	13:47	2,20	8,34	224,2
02	5	"	"	"	"	2,32	10,68	289,3
03	"	04.03.	09:00	06.03	16:36	2,11	9,88	285,3
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

mit MEVA - Klettekonus $h_v = 210 \text{ mm}$

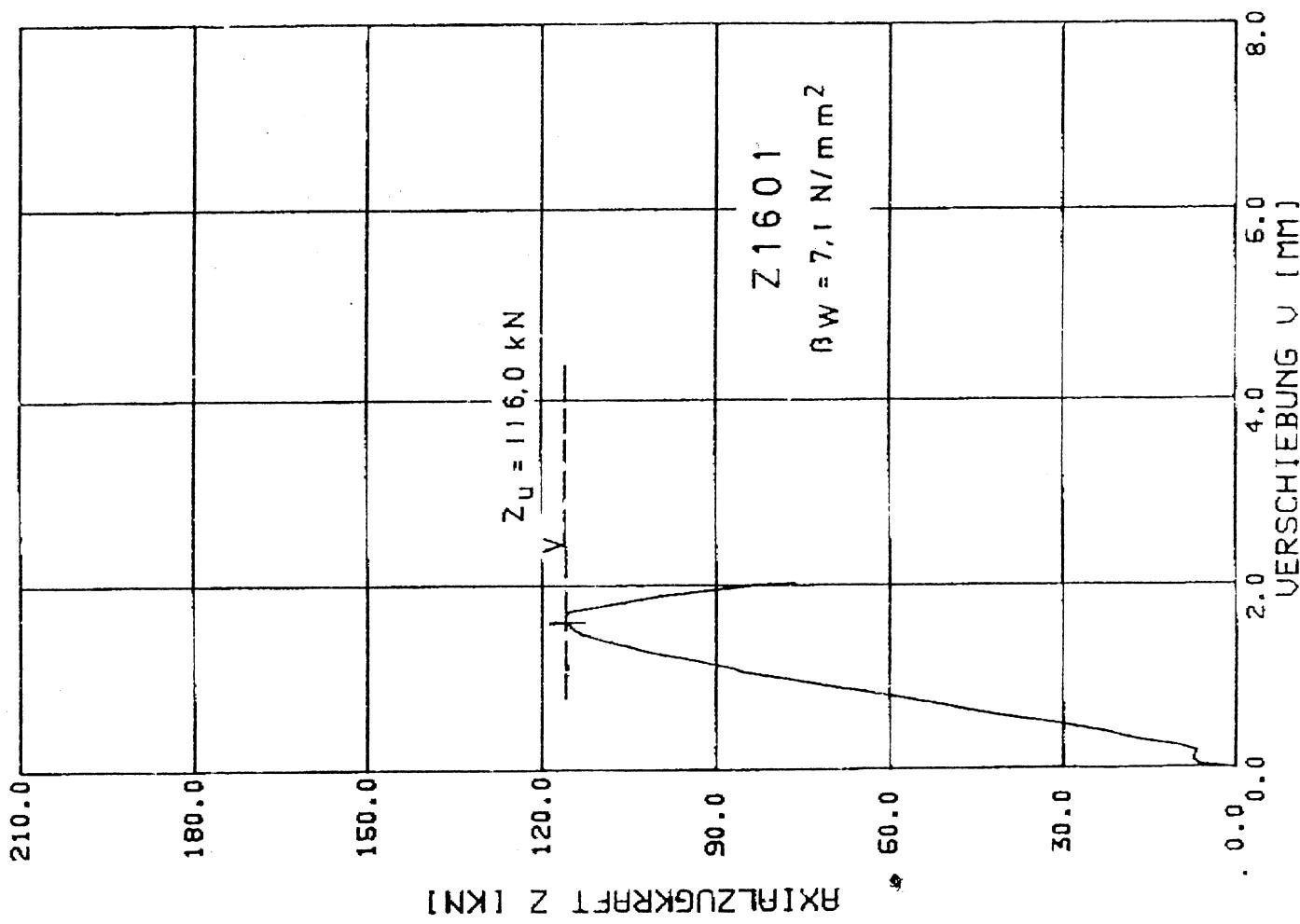
Tabelle 9: Ergebnisse der Querzugversuche

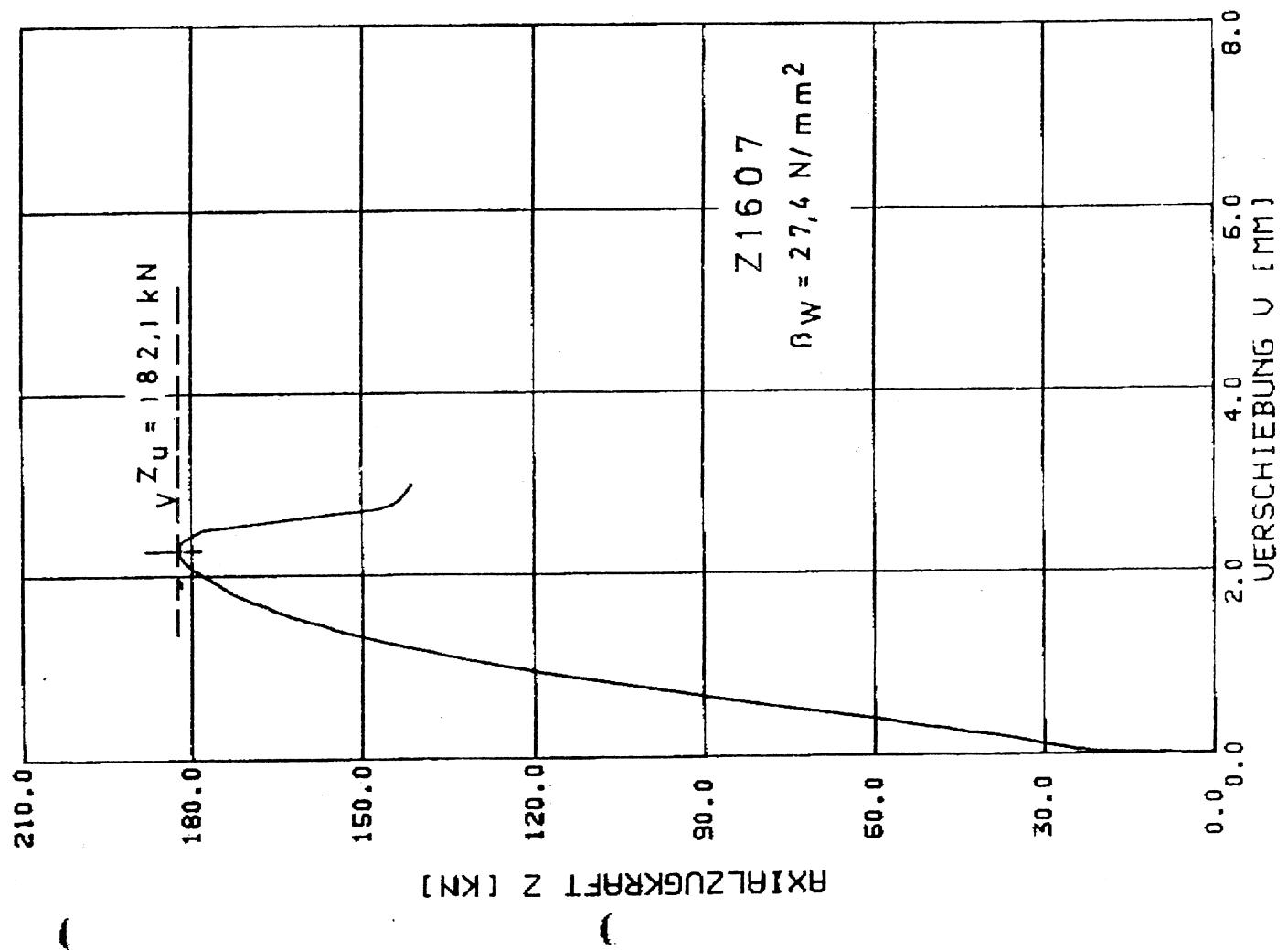
Versuch Nr.	Platte Nr.	Herstellung Datum	Pfeilung Uhrz.	Beton Höchstlast	Bruchlast max Z	Bruchlast max q	Bruchlast S _u	Bruchlast a	Bruchlast VZ	Bruchlast Vq	Bruchlast Va	Versagensart 1)	
-	-	-	-	-	Tagelast N/mm ²	KN	KN	Grad	mm	mm	mm	Grad	
S 2101	4	27.02.	09:00	29.02.	14:40	2,24	8,46	164,9	94,8	190,2	29,9	6,24	
S 2102	03	"	"	"	"	15:56	2,29	8,61	171,6	98,6	197,9	29,9	5,74
S 2107	5	04.03.	09:00	06.03.	18:00	2,38	10,90	122,0	210,5	243,3	59,9	4,23	14,67
S 08	08	"	"	"	"	19:25	2,43	11,08	120,6	207,7	240,2	59,8	3,93
S 09	09	"	"	"	"	13:19	2,18	10,15	110,4	190,8	220,4	59,9	5,32
S													15,82
S													16,69
S													71,4
S													75,0
S													75,27
S													73,9
													BA

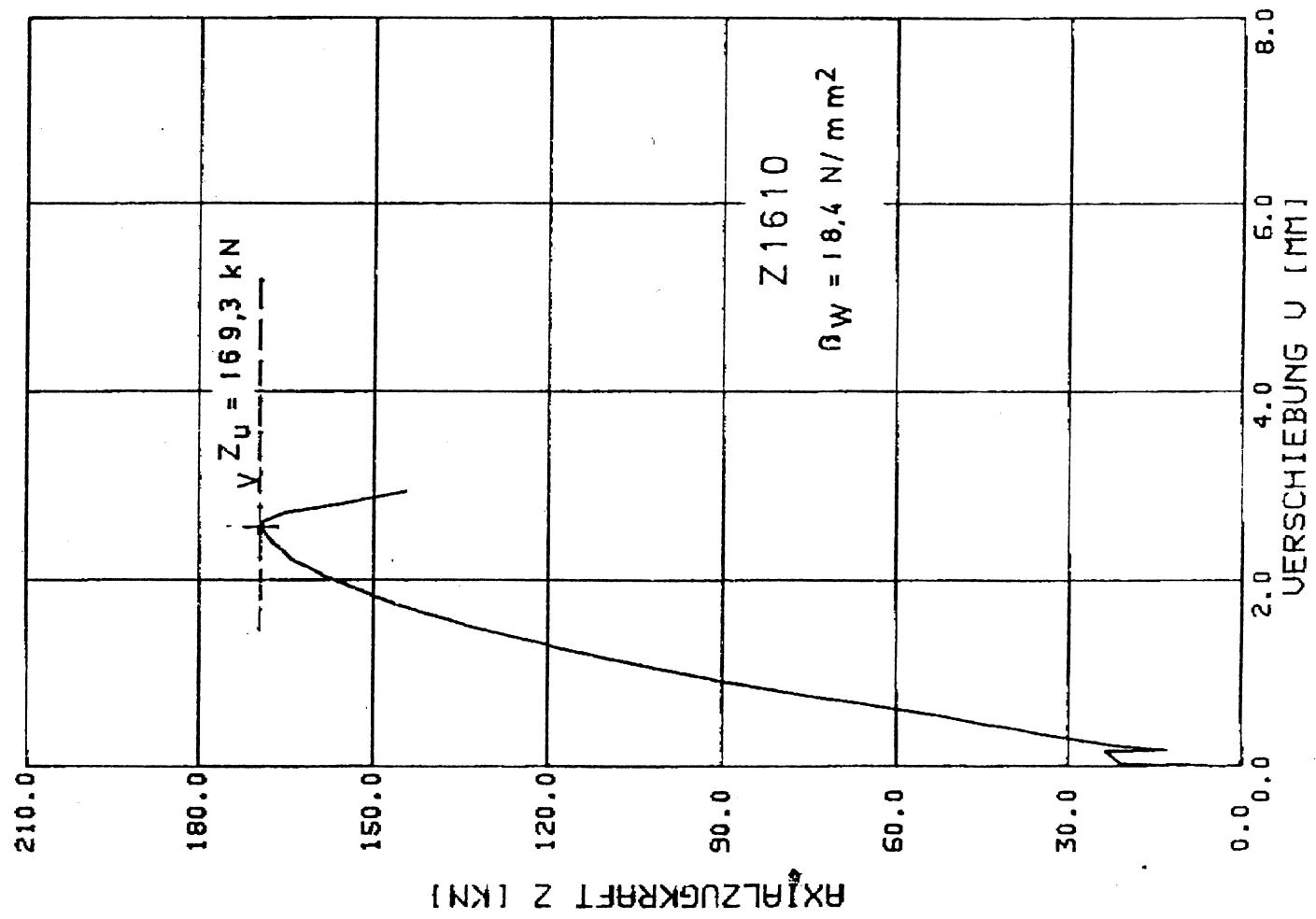
S = Stahlversagen, Bruch des Gewindestabstahls

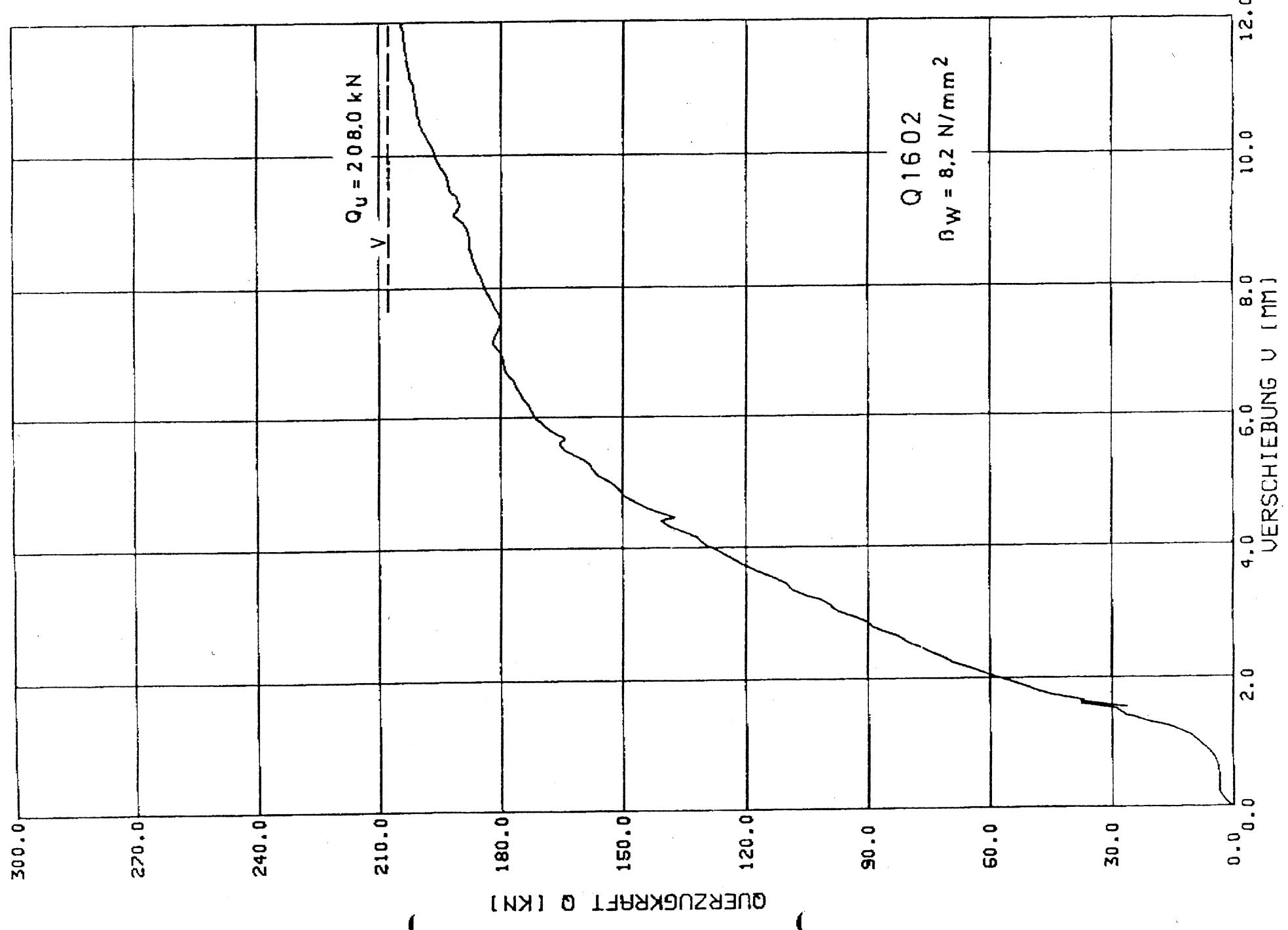
1) BA = Betonaustrutsch

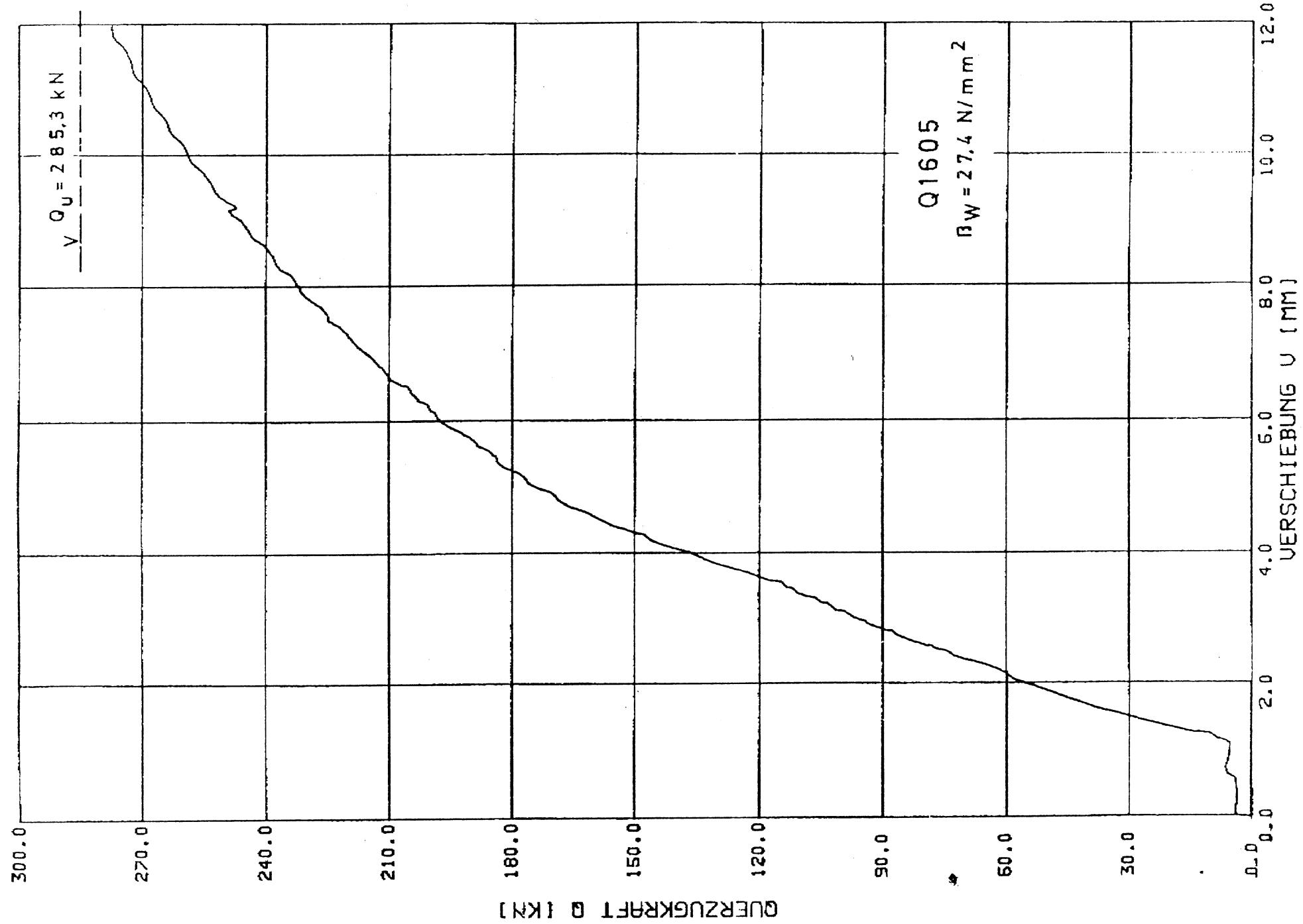
Tabelle 10: Ergebnisse der Schragzugversuche mit MEVA-Klettverknoten h = 210 mm











GUERZUGKRAFT Q [kN]

