

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

UNTERSUCHUNGEN ZUR TECHNOLOGIE DES GLEITSCHALUNGSBAUS

von

Siegfried Droese

HEFT 64

BRAUNSCHWEIG

1985

Handwritten notes on the right side of the page, including a vertical line with a star at the top, and the numbers 55, 60, and 60 written vertically.

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur-
und Vermessungswesen der Technischen Universität Braun-
schweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am 10.05.1984

Mündliche Prüfung am 06.12.1984

Berichterstatter: o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina
o. Prof. Dipl.-Ing. K. Simons

K

BA

N

6

V o r w o r t

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Fachgebiet Massivbau (früher: Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau) der Technischen Universität Braunschweig.

Die Grundlage der Arbeit bildete ein vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton finanziell gefördertes Forschungsvorhaben /44/. Dem DAfStb sowie der koordinierenden Beratergruppe für den Gleitschalungsbau danke ich für die finanzielle Förderung und die Beratung zu dieser Versuchsdurchführung.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina gilt mein besonderer Dank für die großzügige Förderung der Arbeit und für die Übernahme der Berichterstattung.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dipl.-Ing. K. Simons für die Mitberichterstattung und Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Diettrich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Bei den experimentellen Untersuchungen, den Schreib-, Rechen- und Zeichenarbeiten halfen viele Mitarbeiter des Instituts. Ihnen allen danke ich für die stets gute Zusammenarbeit und für die jederzeit zuverlässige Unterstützung.

Braunschweig, Dezember 1984

Siegfried Draese

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Beschreibung des Gleitbauverfahrens	2
1.3 Geschichtliche Entwicklung der Gleitbauweise	4
1.4 Aufgabenstellung	5
2. Stand der Erkenntnisse	7
2.1 Literatúrauswertung zur Technologie des Gleitschalungs- baus	7
2.1.1 Allgemeines	7
2.1.2 Empfehlungen zur Ausbildung der Schalhaut	7
2.1.3 Empfehlungen zur Wahl der Zementart und des Zement- gehaltes	8
2.1.4 Empfehlungen zur Wahl der Betonzuschläge	8
2.1.5 Empfehlungen zur Betonkonsistenz und zum Wasser- Zement-Wert	9
2.1.6 Empfehlungen zur Verwendung von Zusatzmitteln, zum Einbringen des Betons und zur Verdichtung	9
2.1.7 Empfehlungen zur Gleitgeschwindigkeit	10
2.1.8 Empfehlungen zur Oberflächenbehandlung des Betons	10
2.2 Der Spannungszustand einer Betonwand bei Beanspruchung durch Reibungskräfte zwischen Gleitschalung und Beton	11
2.2.1 Allgemeines	11
2.2.2 Spannungen aus Betoneigengewicht	11
2.2.3 Schalungsdruck des Betons	13
2.2.4 Schalungsreibung	17
2.2.5 Mindestdicke von in Gleitschalung errichteten Wänden	20
2.3 Festigkeit von Bauwerksbetonen in Gleitbauten im Ver- gleich zur Festigkeit der Würfelproben	21
2.3.1 Allgemeines	21
2.3.2 Einfluß frühzeitigen "Entschalens", frühzeitiger Bela- stung und Austrocknung des Betons im jungen Alter auf die Druckfestigkeit des Bauwerksbetons	22
2.3.3 Einfluß von Erschütterungen auf die Festigkeitsent- wicklung des Betons	29

	<u>Seite</u>	
2.3.4	An Gleitbauwerken festgestellte Betonfestigkeiten im Vergleich zu Festigkeiten von Würfelproben	29
2.3.5	Vorausbestimmung der Festigkeitsentwicklung des jungen Betons	31
2.4	Zeitliche Entwicklung der Haft- und Gleitreibungswerte zwischen Schalung und Beton	34
2.5	Für den Gleitschalungsbau wichtige mechanische Eigenschaften des jungen Betons	39
2.5.1	Terminologie	39
2.5.2	Ansteifen, Erstarren und Erhärten des Betons	41
2.5.3	Druckfestigkeit	44
2.5.4	Zugfestigkeit	48
2.5.5	Elastizitätsmodul	48
2.5.6	Bruchdehnung und Bruchstauchung	48
2.5.7	Lastunabhängige Verformung	52
2.5.8	Betontemperatur	54
3.	Eigene Untersuchungen	55
3.1	Rechnerische Ermittlung des Spannungszustandes einer Betonwand im Bereich der Gleitschalung	55
3.1.1	Problemstellung und Lösungsweg	55
3.1.2	Berechnungsgrundlagen	59
3.1.3	Zusammenstellung der rechnerisch untersuchten Varianten	65
3.1.4	Darstellung und Deutung der Berechnungsergebnisse	66
3.2	Tastversuche zur Klärung einiger für den Gleitschalungsbau wichtiger Fragen	85
3.2.1	Notwendigkeit eigener Versuche	85
3.2.2	Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Haft- und Gleitreibungswerte	85
3.2.3	Versuchsprogramm	88
3.2.4	Versuchsergebnisse	90
3.3	In Gleitschalung errichtete Versuchswände	99
3.3.1	Versuchsprogramm	99
3.3.1.1	Allgemeines	99
3.3.1.2	Wahl der Grundrißform und Größe der Versuchswände	99
3.3.1.3	Wahl der Schalungsoberfläche	101

	<u>Seite</u>
3.3.1.4	Wahl der Betonzusammensetzung 101
3.3.1.5	Wahl der Gleitgeschwindigkeiten 103
3.3.1.6	Zeitwahl für die Versuchsdurchführung 104
3.3.1.7	Messung der Schalungsreibung 104
3.3.2	Versuchsdurchführung 104
3.3.2.1	Versuchszeitraum 104
3.3.2.2	Bei den Versuchen eingesetzte Gleitschalung . . 105
3.3.2.3	Betonzusammensetzung 108
3.3.2.4	Bewehrung der Versuchswände 114
3.3.2.5	Durchführung der Gleitversuche 114
3.3.2.6	Durchführung der Schalungsreibungsmessung . . . 116
3.3.3	Versuchsergebnisse 116
3.3.3.1	Bei Erstellung der Versuchswände aufgetretene Betonschäden 116
3.3.3.2	Betonqualität der Wandoberflächen 117
3.3.3.3	Meßergebnisse Schalungsreibung 120
3.3.3.3.1	Auswertung der Meßergebnisse 120
3.3.3.3.2	Einfluß von Kornform und Sieblinie auf die Schalungsreibung 121
3.3.3.3.3	Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf die Schalungsreibung 122
3.3.3.3.4	Einfluß der Zemente und der Zusatzmittel auf die Schalungsreibung 123
3.3.3.3.5	Einfluß der Zeit zwischen den Hubvorgängen auf die Schalungsreibung 124
3.3.3.4	Druckfestigkeit und Raumbgewicht des Betons der Versuchswände 124
3.3.3.4.1	Durchführung der Prüfung 124
3.3.3.4.2	Meßwerte 126
3.3.3.5	Biegezugfestigkeit des Betons der Versuchswände 128
3.3.3.5.1	Zweck der Prüfung 128
3.3.3.5.2	Durchführung der Biegezugprüfung 129
3.3.3.5.3	Auswertung der Biegezugprüfung 130
3.3.3.6	Karbonatisierung der Versuchswände 137
3.3.3.6.1	Allgemeines 137
3.3.3.6.2	Bewitterung der Versuchswände 138
3.3.3.6.3	Messung der Karbonatisierungstiefe 139

	<u>Seite</u>
3.3.3.7	Beurteilung und Deutung der Versuchsergebnisse 151
3.3.3.7.1	Beurteilung der festgestellten Oberflächengüte des Betons 151
3.3.3.7.2	Beurteilung der ermittelten Betondruckfestigkeiten der Versuchswände 155
3.3.3.7.2.1	Generelle Beurteilung 155
3.3.3.7.2.2	Einfluß der Zugabe von Steinkohleflugasche (Füller) auf die Druckfestigkeit 155
3.3.3.7.2.3	Einfluß frühzeitigen "Entschalens" des Betons auf die Betondruckfestigkeit 161
3.3.3.7.3	Beurteilung der Ergebnisse der Biegezugprüfung 164
3.3.3.7.4	Beurteilung der ermittelten Karbonatisierungstiefen 172
3.3.3.7.4.1	Generelle Beurteilung 172
3.3.3.7.4.2	Einfluß der Schalungsoberfläche und der Nachbehandlung der Betonoberfläche auf die Karbonatisierungstiefe 173
3.3.3.7.4.3	Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf die Karbonatisierungstiefe 174
3.3.3.7.4.4	Einfluß der Betonzusammensetzung auf die Karbonatisierungstiefe 174
3.3.3.7.4.5	Einfluß der Größe der Betondeckung auf die Karbonatisierungstiefe 178
3.3.3.7.4.6	Modellvorstellung zur Erklärung der Karbonatisierungsspitzen 178
4.	Vorausbestimmung der möglichen Gleitgeschwindigkeit 181
4.1	Voraussetzungen 181
4.2	Festlegung der Gleitgeschwindigkeit zur Erzielung "abreibfähiger" Betonoberflächen 182
4.3	Festlegung der Gleitgeschwindigkeit zur Vermeidung des Betonversagens 183
4.4	Zielsichere Herstellung von Sichtbeton bei Gleitbauten ohne Nachreiben der Betonoberfläche 189
4.5	Ausknicken der Kletterstangen 189

	<u>Seite</u>
5. Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen	197
6. Aus den Untersuchungen abgeleitete Empfehlungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus	199
6.1 Ausbildung der Schalhaut und des Gleitschalungs- systems	199
6.2 Betonzusammensetzung	200
6.3 Durchführung der Gleitarbeiten	202
7. Schlußbemerkung und Ausblick	203
8. Literaturverzeichnis	204

Bilder: 1 - 101

Tabellen: 1 - 28

Bezeichnungen und Symbole

Symbol	Dimension	Benennung
c_1	cm	Betondeckung der Längsbewehrung
C	N/cm	Federsteifigkeit
d	cm	Durchmesser der Probezylinder für die Druckfestigkeitsprüfung
e	cm	Horizontalabstand
E	N/mm^2	Elastizitätsmodul
F	kN	Last; angreifende Kraft
F_H	kN	Horizontalkraft
F_{KI}	kN	Kletterstangenlast
F_u	kN	Bruchlast
h	cm m	Höhe
k	1	Verhältniswert, $k = \beta_{BZ}/\beta_D^{2/3}$
l_e	cm	Betonüberdeckung des Hohlraums um die Kletterstangen
t	h	Zeit
v	m/h	Gleitgeschwindigkeit
w/z	1	Wasser-Zement-Wert
β	N/mm^2	Festigkeit
$\tilde{\beta}, \hat{\beta}$	N/mm^2	Nach Literaturangaben umgerechnete Festigkeiten
β_{bZ}	N/mm^2	Betonzugfestigkeit
β_{BZ}	N/mm^2	Biegezugfestigkeit
β_C	N/mm^2	Zylinderdruckfestigkeit
β_D	N/mm^2	Betondruckfestigkeit (Bauwerksbeton)
β_W	N/mm^2	Würfeldruckfestigkeit
β_Z	N/mm^2	Zugfestigkeit

Symbol	Dimension	Benennung
γ	1	Sicherheitsbeiwert
λ	1	Schlankheitsgrad
ν	1	Querdehnzahl
ρ	N/mm^3 kN/m^3	Rohdichte
σ	N/mm^2	Spannung
σ_I	N/mm^2	Schiefe Hauptzugspannung
σ_D	N/mm^2	Druckspannung
σ_K	N/mm^2	Knickspannung
σ_{Ki}	N/mm^2	Ideale Knickspannung
σ_Z	N/mm^2	Zugspannung

Weitere, insbesondere die aus der Literatur in Ursprungsform übernommenen Bezeichnungen sind in den einzelnen Abschnitten der Arbeit jeweils erklärt.

Baustoff- und Materialbezeichnungen

B		Betongüte gem. DIN 1045
A 32	}	Sieblinie der Betonzuschläge gem. DIN 1045
B 32		
C 32		
K 1	}	Betonkonsistenz gem. DIN 1045
K 2		
K 3		
BSt 420/500 RK		Betonrippenstahl gem. DIN 1045
Z		Zement
EPZ		Eisenportlandzement
HOZ		Hochofenzement
PZ		Portlandzement
EFA-Füller		Handelsname für Steinkohleflugasche
GFK		glasfaserverstärktes Kunstharz
PE		Polyäthylen
DMS		Dehnmeßstreifen
Mehrschichtenplatte		Schalungsplatte aus Sperrholz (Furnierplatte) mit Kunstharzbeschichtung, Handelsname Betonplan u. a.

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Die Technologie des Gleitbauverfahrens ist - trotz langjähriger Anwendung in der Praxis - bisher nur selten wissenschaftlich untersucht worden. Die bekannt gewordenen Versuche sollten vor allem Werte für Schalungsdruck und Schalungsreibung zur Auslegung der Gleitbauausrüstung liefern. Über die zweckmäßige Wahl der Schalhaut, des Betonrezepts und der Gleitgeschwindigkeit werden daher immer noch in der Praxis und der Literatur sehr widersprüchliche Empfehlungen gegeben. Baufirmen, die selbst Gleitbauarbeiten ausführen, berufen sich meist auf ihre langjährige Erfahrung - "wir wissen, wie man es richtig macht" - und vor allem auf das "Fingerspitzengefühl" ihrer Gleitpoliere, die die Gleitgeschwindigkeit so steuern müssen, daß der Beton gerade zum richtigen Zeitpunkt die Schalung verläßt.

Es ist verständlich, daß die wenigen Firmen, die selbst Gleitbauarbeiten ausführen, kein besonderes Interesse daran haben, daß der leichte Hauch einer "Geheimwissenschaft" dem Gleitschalungsbau genommen wird; daher werden konkrete Angaben über die zweckmäßigste Art der Bauausführung selten und negative Erfahrungen - wie leider auch sonst im Bauwesen - kaum jemals veröffentlicht. Dadurch ist allerdings die Weiterentwicklung der Bauweise stark behindert; außerdem besteht bei Ausführung von Gleitarbeiten durch unerfahrene Firmen die große Gefahr einer mit Mängeln behafteten Bauausführung.

Die in den letzten Jahren verstärkt auftretenden Siloschäden gaben auch Anlaß zu der Vermutung, daß durch den Gleitvorgang das Betongefüge gestört werden könnte. Es wurde befürchtet, daß die Schalungsreibung Risse mit nachfolgender großer Karbonatisierungstiefe und schlechtem Verbund der Bewehrung bewirkt. Diese Mutmaßungen führten dazu, daß Bauherren gelegentlich schon die

Bauausführung in Gleitschalung ablehnten, eine höhere Betondeckung der Bewehrung forderten oder eine Beschichtung der Außenflächen bei in Gleitschalung erstellten Betonwänden verlangten.

1.2 Beschreibung des Gleitbauverfahrens

Da die Besonderheiten des Gleitbauverfahrens nicht als allgemein bekannt vorausgesetzt werden können, erfolgt hier eine kurze Beschreibung des Verfahrens.

Als Gleitbauverfahren, auch Gleitbau oder Gleitschalungsbau genannt, wird im folgenden ein Bauverfahren zur Erstellung von Wänden, Stützen bzw. ganzen Bauwerken wie Silos und Türme bezeichnet, bei dem eine ca. 1,20 m hohe Schalung mit Hilfe von Hebe-geräten an geeigneten Konstruktionen, meist Kletterstangen, emporgehoben wird, so daß oben Frischbeton eingefüllt werden kann und unten aus der Schalung das fertige Bauteil "austritt". Nicht im Rahmen dieser Arbeit behandelt werden ähnliche Bauverfahren zur Erstellung waagerecht angeordneter Bauteile wie Beton-Fahrbahnplatten, Leitwände an Straßen, Kanalauskleidungen etc.

Bild 1 zeigt den Schnitt durch eine übliche Gleitschalung mit Benennung der Teile.

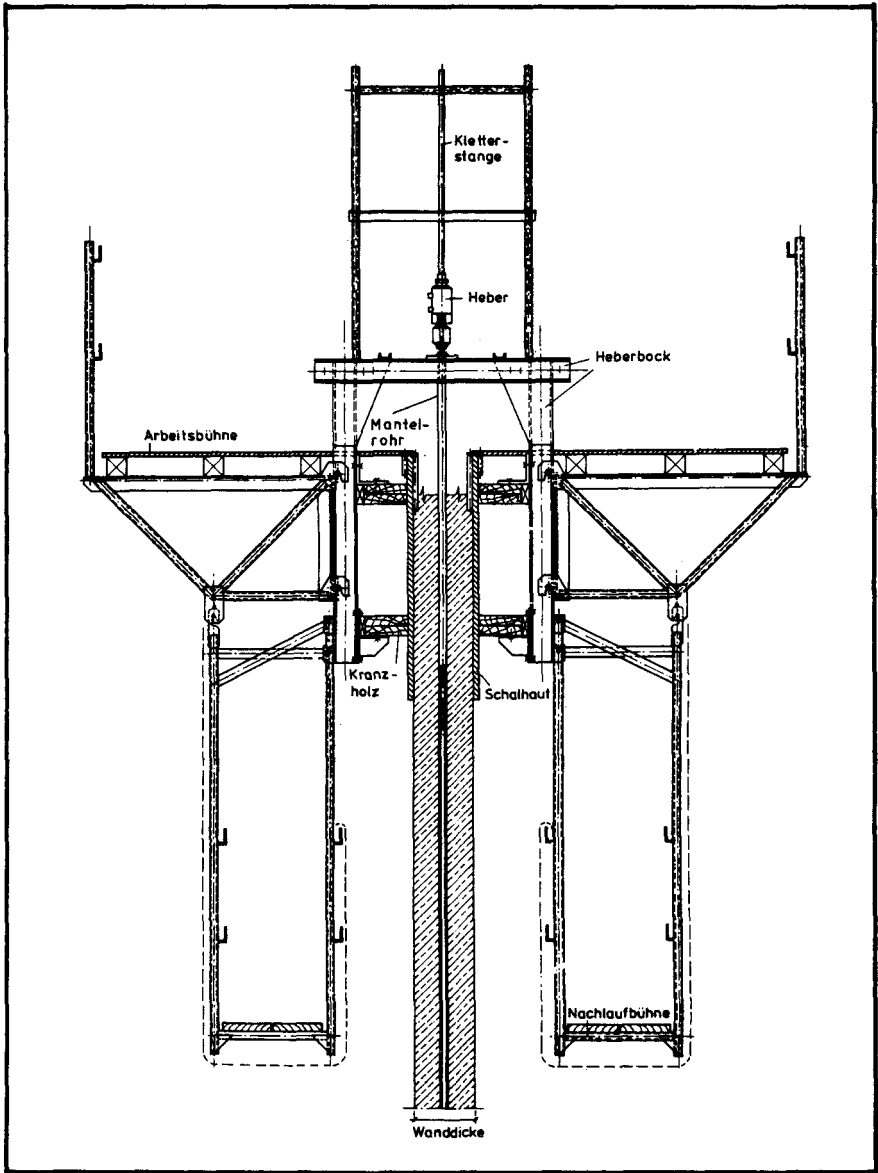


Bild 1:

Schnitt durch eine Gleitschalung mit Benennung der Teile.

Gegenüber der Herstellung von Bauwerken in feststehender Schalung ergeben sich die folgenden Besonderheiten:

- Die Schalung wird entlang der Betonfläche hochgezogen. Bedingt durch Reibungskräfte oder "Ankleben" der Schalung bei längerer Arbeitspause kann die Betonstruktur beim Heben der Schalung gestört werden; das Entstehen waagerechter Risse ist möglich.
- Der aus der Schalung austretende Beton muß ausreichend stand-sicher sein, um die Frischbetonlast tragen zu können; andererseits darf der Beton noch nicht so fest sein, daß ein - üblicher Weise angewandtes - Abreiben der Oberfläche "im eigenen Saft" nicht mehr möglich ist.

1.3 Geschichtliche Entwicklung der Gleitbauweise

Nach BATTERHAM /3/ wurde erstmals 1885, nach DRECHSEL /24/ 1910 in den USA ein Bauwerk in Gleitbauweise errichtet. Das Bauverfahren entstand aus dem Bestreben, insbesondere bei Erstellung von hohen Bauwerken die Schal- und Rüstkosten gegenüber der konventionellen Bauweise erheblich zu verringern. Der erste Einsatz in Deutschland erfolgte 1927; in /43/ berichtet KNEES über erste Anwendungen im europäischen Raum. Die erkennbar großen Vorteile der Bauweise - geringe Kosten, schneller Baufortschritt - machten den Gleitschalungsbau schnell zum allgemein üblichen Bauverfahren für hohe Bauwerke mit gleichbleibendem Querschnitt, insbesondere für Silos. Bedingt durch die Patentsituation waren es aber immer nur wenige Firmen, die - auch als Subunternehmer für andere Bauunternehmen - Gleitarbeiten ausführten.

Als Hebegeräte wurden in Deutschland bis Anfang der 50er Jahre handbetriebene Einrichtungen (Schraubenspindeln oder Klettergeräte) eingesetzt; diese wurden danach durch die ab etwa 1940 in Schweden entwickelten ölhydraulischen Heber ersetzt.

Die zeitweise eingesetzten Verfahren, bei denen die Gleitschalung mit Hilfe außerhalb der zu erstellenden Wand angeordneter Hub- und Führungsgerüste gehoben wurde, kommen nicht mehr zum Einsatz. Durchgesetzt hat sich die im Wandquerschnitt angeordnete Kletterstange (Rundstahl oder Rohr), an der sich die Hebegeräte emporbewegen.

Stand der Technik ist heute die Anwendung von Heberböcken aus Stahl, emporbewegt durch ölhydraulische - vereinzelt auch mit Elektroantrieb versehene - Heber. Konische Bauteile sowie Wände mit nach oben verringerter Dicke werden seit 1960 dabei - z. T. bereits mit sich automatisch anpassender Querschnittsausbildung entsprechend der erreichten Höhe - mit Hilfe überlappter Stahlbleche als Schalhaut errichtet.

1.4 Aufgabenstellung

Auf der Grundlage einer Literaturoswertung hinsichtlich Empfehlungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus und zum mechanischen Verhalten jungen Betons sollen eigene Versuche durchgeführt und zusammen mit fremden Versuchen ausgewertet werden, um die für den Gleitschalungsbau wichtigen, bisher weitgehend ungeklärten Fragen,

- ob bei Gleitschalungsbauten die Betonoberflächen durch den Gleitvorgang hervorgerufene Rißbildungen aufweisen, die Dauerhaftigkeit (infolge großer Karbonatisierungstiefen) und Standicherheit (infolge gestörten Verbundes der Bewehrung) der Bauten gefährden können,
- wie Betonzusammensetzung, Schalungsmaterial und Gleitgeschwindigkeit zu wählen sind, um eine rißfreie, möglichst ohne weitere Nachbehandlung dichte und geschlossene Betonoberfläche zu erzielen und damit eine sowohl wirtschaftliche wie auch schadenfreie Bauausführung zu sichern,

zu beantworten.

Zur Beantwortung dieser Fragen sollen rechnerische Untersuchungen zur Ermittlung des Spannungszustandes im Wandbeton bei Angriff der Schalungsreibung, Versuche zur Ermittlung der zeitabhängigen Haft- und Gleitreibungswerte zwischen Schalung und Beton sowie Versuche in anwendungsnahem Maßstab (Erstellung von Versuchswänden in Gleitschalung) durchgeführt und die Versuchsergebnisse ausgewertet, beurteilt und gedeutet werden.

Die erarbeiteten Erkenntnisse sollen in Form von Empfehlungen und Nomogrammen, aus denen für die Bauausführung wichtige Angaben leicht ermittelt werden können - die also eine Art von "Bemessung" im Gleitschalungsbau ermöglichen -, für die Anwendung in der Baupraxis aufbereitet werden.

2. Stand der Erkenntnisse

2.1 Literatúrauswertung zur Technologie des Gleitschalungsbaus

2.1.1 Allgemeines

Die Auswertung des in- und ausländischen Schrifttums zur Technologie des Gleitschalungsbaus ergab sehr verschiedene, teilweise widersprüchliche Empfehlungen. Das kann nicht verwundern, wenn man berücksichtigt, daß derartige Empfehlungen kaum jemals auf systematische Untersuchungen zurückgehen, sondern fast immer Einzelerfahrungen verallgemeinern.

Entsprechend der Zielsetzung dieser Arbeit erfolgte die Literatúrauswertung im Hinblick auf solche Parameter, die - im Vergleich zur üblichen Ortbetonbauweise - durch die Besonderheiten des Gleitbaus Schäden in der Betonstruktur hervorrufen könnten. Es sind dies die Wahl der Schalhaut, die Betonzusammensetzung und Betonverarbeitung, die Wahl der Gleitgeschwindigkeit sowie die Oberflächenbehandlung des aus der Schalung austretenden Betons.

Die Auswertung der Literatur zu Einzelfragen - speziell zum mechanischen Verhalten des jungen Betons - erfolgt in späteren Abschnitten dieser Arbeit, insbesondere auch bei Auswertung und Deutung der eigenen Versuchsergebnisse.

2.1.2 Empfehlungen zur Ausbildung der Schalhaut

Das übliche Material für die Schalhaut ist gehobeltes Nadelholz in Form einzelner Bretter, 24 bis 30 mm dick /3, 6, 9, 13, 16, 17, 23, 24, 77, 87, 107, 117/; daneben wird die Verwendung von kunstharzbeschichteten Mehrschichtenplatten (Sperrholz) /9, 16, 17, 23, 87, 107/, Stahlblech, 0,4 bis 4 mm dick (freitragend oder auf Holz genagelt) /3, 9, 16, 17, 23, 24, 87, 107/, Kunststofffolien auf Holzunterlage /9, 74/, glasfaserverstärktem Kunstharz

(GFK) /3/, rostfreiem Stahl /9, 66/ und oberflächenvergüteten Hartfaserplatten /9, 74/ erwähnt. Die vereinzelt versuchte Anwendung von Aluminium hat sich nicht bewährt, da das Material zu empfindlich gegen Schäden (Einbeulen, Verbiegen) ist und der Abrieb Treiberscheinungen im Beton der Wandoberfläche hervorrufen kann.

Die Angaben über die erforderliche Höhe der Schalung schwanken zwischen 1,0 und 1,83 m; überwiegend wird eine Höhe von 1,10 bis 1,25 m empfohlen /3, 6, 9, 13, 17, 23, 24, 35, 77, 87, 88, 107, 117/; bei hohen Gleitgeschwindigkeiten oder im Winterbau soll die Höhe der Schalung vergrößert werden /9, 13, 35/.

2.1.3 Empfehlungen zur Wahl der Zementart und des Zementgehaltes

Empfohlen werden überwiegend übliche Portland- oder Hochofenzemente, wobei häufig darauf hingewiesen wird, daß Erstarrungsverhalten, Temperatur und Gleitgeschwindigkeit aufeinander abgestimmt werden müssen /1, 3, 6, 9, 13, 16, 23, 24, 67, 87, 94, 107/. Soweit Angaben zum erforderlichen Zementgehalt gemacht werden /9, 23, 24, 117/, entsprechen diese Werte den Anforderungen für übliche Ortbetonbauteile gleicher angestrebter Betongüte.

2.1.4 Empfehlungen zur Wahl der Betonzuschläge

Überwiegend wird die Verwendung von Rundkorn als Betonzuschlag empfohlen oder sogar ausschließlich vorgeschlagen /1, 6, 9, 16, 23, 67, 117/. Dagegen stehen Meinungen, die auch gebrochenes Korn (Splitt) als Zuschlag zulassen /24, 87, 107/, wobei dann jedoch meist auf den höheren Verschleiß der Schalung hingewiesen wird. Häufig wird empfohlen, den Feinkornanteil der Zuschläge zu erhöhen oder Mehlkorn zuzusetzen, um durch mehr "Schmierstoff" eine glattere Wandoberfläche zu erzielen /1, 3, 6, 9, 16, 23, 87, 107, 117/. Während in /6/ Ausfallkörnungen als "nicht brauchbar" be-

zeichnet werden, haben sie sich nach /1, 7/ gut bewährt. In /2/ wird über gute Erfahrungen mit Leichtbeton im Gleitbau berichtet.

2.1.5 Empfehlungen zur Betonkonsistenz und zum Wasser-Zement-Wert

Soweit Empfehlungen zur Konsistenz und zum w/z-Wert gemacht wurden, sind keine gravierenden Änderungen gegenüber üblichem Ort-beton festzustellen. Überwiegend wird eine Konsistenz entsprechend K 2 der DIN 1045 empfohlen; lediglich nach /6/ sollte der Beton steifer als gewöhnlich für Stahlbeton sein. In /87/ wird empfohlen, den Wassergehalt besser höher als sonst üblich zu wählen.

2.1.6 Empfehlungen zur Verwendung von Zusatzmitteln, zum Einbringen des Betons und zur Verdichtung

Neuere Literaturstellen empfehlen häufig die Verwendung von Zusatzmitteln zum Beton, um den Erstarrungsverlauf des Betons der Temperatur und der Gleitgeschwindigkeit anzupassen /1, 3, 9, 16, 67, 81, 87/, während nach /107/ die Anwendung von Zusatzmitteln besser vermieden werden sollte. In /13/ wird empfohlen, das Erstarrungsverhalten durch Eiszusatz bzw. angewärmtes Anmachwasser zu steuern. Der Beton ist lagenweise einzubringen /23/ und durch Handverdichtung (Stochern) oder Innenrüttler zu verdichten /6, 9, 13, 16, 23, 24, 77, 81, 87, 107, 117/. Die in der Literatur noch häufig erwähnte Handverdichtung ist jetzt nach Angabe von im Gleitbau tätigen Firmen zumindest für den westeuropäischen Bereich nicht mehr üblich; zur Verdichtung werden nur noch Innenrüttler eingesetzt. Nach /23/ muß der Beton ≤ 1 Std. nach dem Mischen, auf jeden Fall vor Erstarrungsbeginn, nach /87/ innerhalb von 100 Minuten nach Anmischen verarbeitet sein. In /28/ wird nach Baustellenerfahrungen als geeigneter Zeitpunkt zum Heben der Schalung die Zeit kurz nach Beginn der Druckfestigkeitsentwicklung des Betons genannt.

2.1.7 Empfehlungen zur Gleitgeschwindigkeit

Überwiegend wird darauf hingewiesen, daß die Gleitgeschwindigkeit von der Temperatur und dem Erstarrungsverhalten des Betons abhängt /3, 6, 9, 16, 21, 23, 24, 71, 81, 87, 117/. Als Kriterium für die richtige Gleitgeschwindigkeit dient entweder die Druckfestigkeit des aus der Schalung austretenden Betons, wobei Werte zwischen 0,1 und 2,0 N/mm² genannt werden, oder die Forderung, daß die Oberfläche des austretenden Betons noch leicht abzureiben ist. Während vor allem nach älteren Literaturstellen Gleitgeschwindigkeiten von höchstens 20 cm/h erreicht werden können /9, 87, 88, 107, 117/, nennen einige neuere Veröffentlichungen Werte bis zu 70 cm/h /1, 3, 13, 23, 35/.

2.1.8 Empfehlungen zur Oberflächenbehandlung des Betons

Überwiegend wird das Abreiben der Betonoberfläche "im eigenen Saft" gefordert, um eine glatte Oberfläche zu erzielen und die beim Gleitvorgang im Beton entstandenen Risse wieder zu schließen /1, 3, 9, 13, 16, 35, 67, 87, 94, 107/; Anstrich mit Zementschlempe oder Verputz der Betonflächen wird in /6, 23, 117/ für nötig gehalten. Dagegen wird nach /24, 77, 88/ die Betonoberfläche durch den Gleitvorgang selbst geglättet und gedichtet, so daß keine oder wenig Nachbehandlung erforderlich ist. In /2/ und /46/ wird berichtet, daß die Betonoberflächen glatt, "teilweise tapezierfähig", aus der Gleitschalung zutage traten. LEONHARDT macht in /47/ den Vorschlag, an der Außenseite des Betons eine Kunststoffolie einzulegen, an der die Schalung mit einem Gleitmittel entlang gleitet, so daß - da die Schalung nicht mehr am Beton reibt - eine dichte, geschlossene Betonoberfläche erreicht wird. Der Vorschlag erscheint wegen der Schwierigkeiten bei der Ausführung wenig praxisingerecht.

Der Schutz des jungen Betons gegen frühzeitiges Austrocknen mit Bildung von Schwindrissen wird allgemein empfohlen; vorzusehen sind das Abhängen der Nachlaufbühne der Schalung mit Tüchern, Berieseln des Betons mit Wasser oder ähnliche Maßnahmen. Da es sich hierbei nicht um gleitbautypische Probleme handelt, wird auf eine Zusammenstellung verzichtet.

Im Versuchsbericht zu den eigenen Versuchen /44/ sind die Empfehlungen aus den Literaturstellen, in denen weitgehend alle Aspekte des Gleitbaus behandelt werden, tabellarisch zusammengestellt.

2.2 Der Spannungszustand einer Betonwand bei Beanspruchung durch Reibungskräfte zwischen Gleitschalung und Beton

2.2.1 Allgemeines

Über den Spannungszustand in einer Wand bei Heben der Gleitschalung - und dabei auftretender Reibung zwischen Schalung und Beton - sind in der Literatur nur wenige gesicherte Erkenntnisse zu finden. Es war daher bislang nicht möglich, anzugeben, welche Größe die schiefen Hauptzugspannungen erreichen und in welcher Wandhöhe diese Spannungen die Zugfestigkeit des jungen Betons überschreiten, so daß Rißbildung zumindest in den Wandaußenflächen auftreten kann.

Die in der Literatur gefundenen Erkenntnisse werden - aufgegliedert in Teilprobleme - nachfolgend zusammengestellt.

2.2.2 Spannungen aus Betoneigengewicht

Die Literaturangaben setzen üblicherweise voraus, daß später eingebrachte Betonschichten auf dem älteren Beton aufliegen, so daß in der Wand eine Druckspannung von

$$\sigma_D = \rho \cdot h \quad (\text{Gl. 2.1})$$

mit ρ = Rohdichte des Betons,

h = Höhe der Betonschicht über dem betrachteten Schnitt

auftritt. Dieser einfache Ansatz vernachlässigt jedoch den Einfluß des Fröhschwindens des Betons. Das bereits im Anfangsstadium der Betonerhärtung einsetzende Fröhschwinden (vgl. Abschnitt 2.5.7) wird zumindest teilweise durch die Schalung und die Bewehrung behindert; die Folge sind Zugspannungen im Beton. Als Extremfall denkbar ist, daß sich der gesamte Beton im Bereich der Gleitschalung an Schalung und Bewehrung "aufhängt" und infolge des Fröhschwindens im gesamten Wandquerschnitt Zugspannungen - statt der eigentlich erwarteten Druckspannungen - auftreten. Die aus Versuchen zur Erforschung der Rißbildung des Betons in jungem Alter /29, 37, 99, 104/ bekannten Gesetzmäßigkeiten lassen sich nicht direkt auf die Verhältnisse in einer Gleitschalung übertragen, da bei dieser keine volle Schwindbehinderung vorliegt.

Welche Kräfte vom jungen Beton auf die Bewehrungsstäbe (durch Verbundwirkung auf die vertikalen, durch Teilflächenpressung auf die horizontalen Stäbe) übertragen werden können, ist bisher ungeklärt. Es kann zwar vermutet werden, daß infolge der nur geringen Betonfestigkeit und der Nachgiebigkeit der Verbindung zwischen vertikalen und horizontalen Bewehrungsstäben die übertragbaren Kräfte nicht sonderlich groß sein können; eine Bestätigung dieser Annahme ist jedoch nur durch bisher nicht durchgeführte anwendungsnahe Versuche oder Messung bei der Ausführung eines Bauwerks zu erhalten.

Durch die Besonderheiten des Gleitvorgangs - häufiges Hochziehen der Schalung, konische Schalung - kann angenommen werden, daß ein "Aufhängen" des Betons an der Schalung bei den unteren Betonschichten innerhalb der Gleitschalung weitgehend auszuschließen ist. Die im oberen Teil der Gleitschalung befindlichen Beton-

schichten sind noch nicht erhärtet; daher können sich hier nur Randschichten an der Schalung "aufhängen", sofern nicht durch Gewölbewirkung im Beton größere Betonlasten getragen werden. Die bei Bauausführungen wirklich eintretenden Lastabtragungsmechanismen sind auch hier nur durch Versuche oder Messungen auf Baustellen festzustellen.

2.2.3 Schalungsdruck des Betons

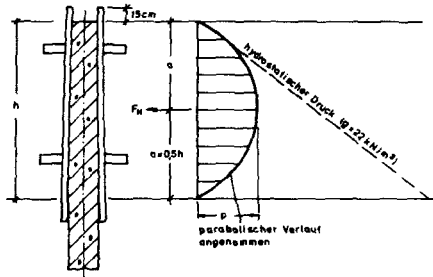
Neuere Erkenntnisse über den Schalungsdruck von Beton wurden von ERTINGSHAUSEN /27/ und SPECHT /90, 91/ veröffentlicht; DIN 18 218 /116/ gibt für Praxisanwendungen Richtwerte zur Ermittlung des Schalungsdrucks. Diese Ergebnisse sind leider nicht auf die Verhältnisse bei einer Gleitschalung zu übertragen, da

- die Steiggeschwindigkeit des Betons bei Gleitschalungsbauten wesentlich geringer als beim Betonieren üblicher Ortbetonwände ist,
- beim Hochziehen der konischen Schalung (durch den "Schalungsanzug") jedesmal die seitliche Stützung des Betons geringer wird und
- unterhalb der Gleitschalung der Beton bereits in jungem Alter frei stehen muß, d.h. hier kein Schalungsdruck mehr auftreten kann.

Ältere Literaturangaben zum Schalungsdruck bei Gleitschalungen beruhen entweder lediglich auf Vermutungen - so nimmt NENNING /62/ (Bild 2) parabolischen Druckverlauf an -, legen die Silotheorie zugrunde (DRECHSEL /24/, Bild 2) oder errechnen die Druckverteilung unter der Randbedingung, daß der Beton nach einigen Stunden keinen Schalungsdruck mehr ausübt (BÖHM /6/, Bild 2). Die französischen Gleitbauempfehlungen /16/ setzen hydrostati-

schen Druck mit linearer Abminderung auf Null im unteren Schalungsbereich voraus (Bild 3).

Gemessen wurde der Schalungsdruck bei einer Gleitschalung bisher lediglich von STEINICKE/PROKOPOWICZ/BACH /92/ und REICHVERGER /74/ (Bild 3). Bei den Versuchen, über die in /92/ berichtet wird, konnte nur die Belastung der Kranzhölzer (Auflager der Schalhaut) gemessen und daraus die wahrscheinliche Verteilung des Schalungsdrucks zurückgerechnet werden (Bild 3). REICHVERGER maß mit im Abstand von 175 mm übereinander angeordneten Druckmeßdosen auch die Druckverteilung (Bild 3). Auffallend ist, daß die gemessenen Werte des Schalungsdrucks nach /74/ und /92/ wesentlich größer als nach den theoretischen Ansätzen in /6, 24, 62/ waren, der Schalungsdruck - wahrscheinlich durch die Wirkung des Rüttelns - auch den hydrostatischen Druck übersteigen kann und bei hohen Gleitgeschwindigkeiten am unteren Rand der Gleitschalung noch ein deutlich von Null verschiedener Schalungsdruck auftritt.

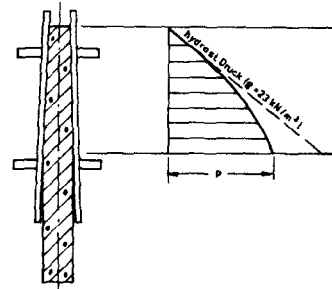


$h = 2 \cdot a = 2 \cdot v_{G1} \cdot t_E$ mit v_{G1} [m/h] Betoniergeschwindigkeit
 t_E [h] Abbindeseite des Betons

für max $h = 1,20$ m wird

$$\max F_H = \frac{2}{3} \cdot g \cdot a^2 = \frac{2}{3} \cdot 22 \cdot 0,6^2 = 5,28 \text{ kN/m}$$

$$p = 6,6 \text{ kN/m}^2$$

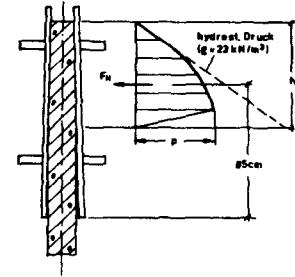


Seitendruck nach Silodrucktheorie ermittelt

$$h = 60 \dots 70 \text{ cm}$$

$$\max p = 0,70 \dots 0,78 \cdot g \cdot h$$

für Mittelverdichtung und plastischen Beton



Druckverteilung
 aus der Bedingung errechnet,
 daß Beton nach 6 Std. frei steht

$$h = 70 \dots 80 \text{ cm}$$

für $v = 0,10$ m/h
 ergibt sich

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$F_H = 2,80 \text{ kN/m}$$

$$p = 6,9 \text{ kN/m}^2$$

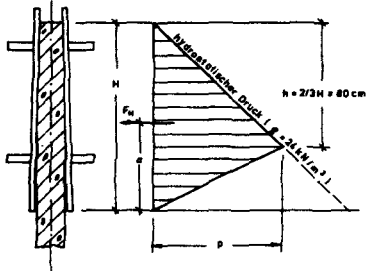
NENNING

DRECHSEL

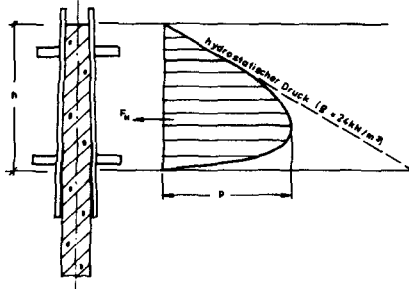
BÖHM

Bild 2:

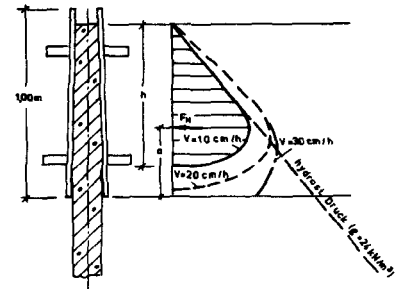
Schalungsdruck des Betons bei Gleitschalungen nach NENNING /62/, DRECHSEL /24/, BÖHM /6/.



für $H = 1,20 \text{ m}$
ergibt sich
 $p = 19,2 \text{ kN/m}^2$
 $F_H = 11,52 \text{ kN/m}$
 $a = 0,53 \text{ m}$



experimentell ermittelt: $\max F_H = 7,48 \text{ kN/m}$ ($v = 0,4 \text{ m/h}$)
geschätzt: $\max F_H = 9,00 \text{ kN/m}$



v	h [m]	a [m]	F_H [kN/m]
10 cm/h	0,81	0,45	6,00
20 cm/h	0,95	0,38	9,80
30 cm/h	> 1,00	0,32	11,20

Coffrages Glissants

STEINICKE/PROKOPOWICZ/BACH

REICHVERGER

Bild 3:

Schalungsdruck des Betons bei Gleitschalungen nach den französischen Empfehlungen /16/ sowie die von STEINICKE et al. /92/ und REICHVERGER /74, 75, 76/ gemessenen Werte.

2.2.4 Schalungsreibung

Sind die Kräfte aus Schalungsreibung größer als das Gewicht des Betons innerhalb der Gleitschalung - zuzüglich gegebenenfalls noch eines Lastanteils, der von der Bewehrung aufgenommen werden kann -, entstehen Risse im Beton, der von der Schalung mit in die Höhe gehoben wird. Dieser leicht überschaubare Sachverhalt wird in älteren Veröffentlichungen benutzt, um aus der minimalen Dicke der nach Erfahrung noch schadenfrei auszuführenden Wände die Größe der Schalungsreibung abzuschätzen.

BÖHM /6/ ermittelt so die Reibung zu 0,45 kN/m Schalung bei Ansatz einer 25 cm hohen Frischbetonschicht, "die erfahrungsgemäß das Hochziehen des Betons verhindert", und 15 cm Wanddicke; DRECHSEL setzt aktiven "Erddruck" zwischen Beton und Schalung voraus und erhält dabei die kleinste ausführbare Wanddicke zu 10 bis 12 cm, indem er das gesamte Gewicht des Betons in der Schalung als den Reibkräften widerstehend ansetzt. Dieser Ansatz ergibt bei einem "weichen" Beton und rauher Holzschalung eine Reibungskraft von 1,65 kN/m. NENNING /62/ gibt - ebenfalls unter Zugrundelegung eines Erddruckansatzes - die Reibung zu 0,75 kN/m an.

Gemessen wurden von STEINICKE/PROKOPOWICZ/BACH /92/ Reibungskräfte bis zu 6,0 kN/m und von REICHVERGER /74/ bis zu 7,0 kN/m, abhängig von Schalungsmaterial, Verdichtungsart und Haltezeit der Schalung zwischen zwei Hüben. Die gemessenen Reibungskräfte sind wesentlich größer, als nach den theoretischen Ableitungen erwartet werden konnte.

Zur Verteilung der Schubspannungen aus Schalungsreibung über die Schalungshöhe liegen weder theoretische noch gemessene Angaben vor.

Zum Normalspannungsverlauf, resultierend aus Betoneigengewicht und Schalungsreibung, über die Wanddicke wird in den französischen Gleitbauempfehlungen /16/ vermutet, daß in der Außenzone der Betonwand Zugspannungen herrschen, während durch Betoneigengewicht und anteilige Aufnahme von Zugkräften durch die Bewehrung im Wandinnern Druckspannungen vorhanden sind (Bild 4). LUCHNER vermutet in /52/ eine ähnliche Spannungsverteilung über den Querschnitt (Bild 5).

Rechnerische Untersuchungen oder Meßwerte zur Spannungsverteilung über den Querschnitt konnten in der Literatur nicht gefunden werden.

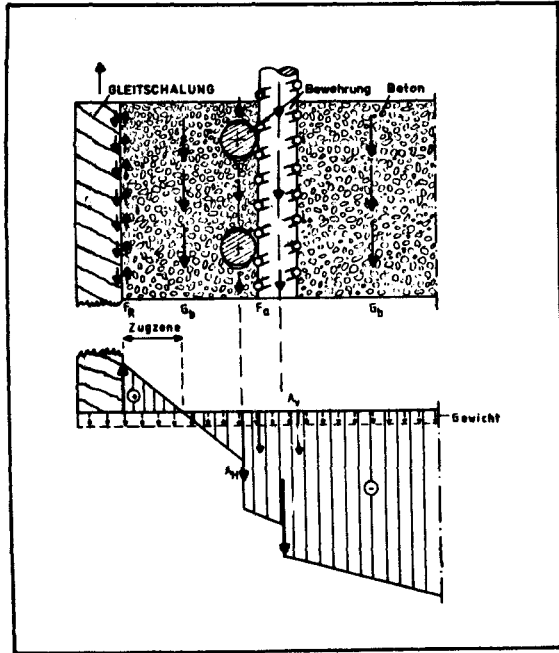


Bild 4:

Annahme über den Spannungsverlauf einer Betonwand bei Angriff der Kraft aus Schalungsreibung (Coffrages Glissants /16/).

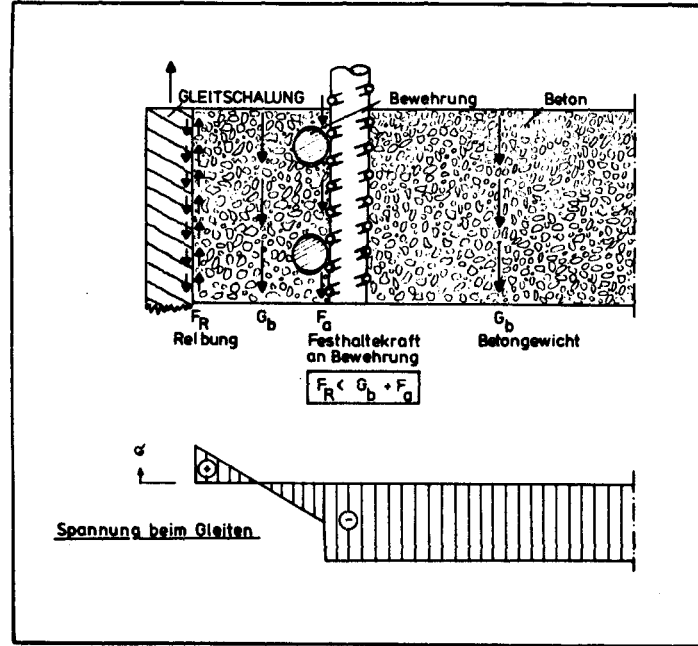


Bild 5:

Annahme über den Spannungsverlauf einer Betonwand bei Angriff der Kraft aus Schalungsreibung (Luchner /52/).

2.2.5 Mindestdicke von in Gleitschalung errichteten Wänden

Die Mindestdicke von in Gleitschalung auszuführenden Wänden hängt direkt von der Größe der auftretenden Schalungsreibung ab, wenn - wie üblich - vorausgesetzt wird, daß das Eigengewicht des Betons innerhalb der Schalung zuzüglich eventueller "Haltekräfte" der Bewehrung größer als die Schalungsreibung sein soll. Als Erfahrungswerte für die geringste ausführbare Dicke werden in der Literatur 12 cm /1/, 14 cm /6, 24, 26, 107, 117/ und 15 cm /16, 87, 94/ genannt, wobei größere Haftlänge der Bewehrung /1/ oder eine größte Maschenweite der Bewehrung von 15 x 15 cm /87/ bzw. 20 x 20 cm /16/ gefordert werden. Wenn in der fertigen Wand keine Zugspannungen auftreten, sind nach /16, 87/ auch Mindestdicken von 13 cm (gegenüber sonst geforderten 15 cm) zulässig; in /117/ wird für statisch nicht beanspruchte Zwischenwände eine Wanddicke von ≥ 10 cm zugelassen. DRECHSEL /24/ berichtet über erfolgreiche Bauausführungen von nur 9 cm dicken Wänden. REICHVERGER /74/ gibt aus den von ihm in Versuchen ermittelten Werten der Schalungsreibung rechnerisch ermittelte Mindestwanddicken für unbewehrten Beton in Abhängigkeit von Gleitgeschwindigkeit, Haltezeit der Schalung zwischen zwei Hüben und Schalungsmaterial an (Tabelle 1).

Gleitgeschwindigkeit [m/h]	Haltezeit der Schalung zwischen zwei Hüben [Minuten]	Mindestdicke der Wand [cm]	
		Stahlblech	Polyäthylen
0,1	≤ 5	13 (24)	11
	60	17 (32)	14
	120	20 (36)	15
0,2	≤ 5	11 (15)	9
	60	22 (28)	17
	120	-	18

Tabelle 1:

Mindestwanddicken von in Gleitschalung errichteten unbewehrten Betonwänden (nach REICHVERGER /74/) bei Verdichtung durch Rütteln. Klammerwerte ohne Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit.

REICHVERGER ermittelte die von waagerechter Bewehrung auf jungen Beton übertragbaren Kräfte und empfiehlt, diese "Haltekräfte" bei Ausführung dünnerer Wände, als in Tabelle 1 angegeben, zu aktivieren. Die von ihm für zulässig erachtete Durchbiegung der Horizontalbewehrung von 1,0 mm erscheint jedoch reichlich groß und daher nicht geeignet, Ribbildung in der Wand zu verhindern.

REICHVERGER erhält mit seinem Ansatz einen zulässigen Abstand der Vertikalbewehrung vom 70fachen Durchmesser der Horizontalbewehrung - ein ungewöhnlich hoher Wert. Welche Kraft die Bewehrung in einer Wand - insbesondere bei Berücksichtigung der nachgiebigen Verbindung zwischen Vertikal- und Horizontalbewehrung - wirklich übertragen kann, wurde in Versuchen nicht überprüft.

2.3 Festigkeit von Bauwerksbetonen in Gleitbauten im Vergleich zur Festigkeit der Würfelproben

2.3.1 Allgemeines

Da die Erhärtingsbedingungen der Würfelproben gemäß DIN 1048 günstiger als die von Bauwerksbetonen sind, außerdem - abhängig von der Sorgfalt bei der Bauausführung - die Verdichtung des Bauwerksbetons häufig nicht ausreichend ist, muß immer damit gerechnet werden, daß die Druckfestigkeiten der Bauwerksbetone geringer ausfallen als die der Würfelproben. Diese Tatsache berücksichtigt z. B. auch DIN 1045 durch ein Vorhaltemaß bei Festlegung der von den Würfelproben zu erreichenden Druckfestigkeiten.

INGVARSSON gibt in /36/ die von BELLANDER nach Auswertung der Untersuchungen von LEWANDOWSKI und PETERSONS gefundene Beziehung

$$\beta_D = 1,18 \beta_{W,D}^{0,913} \quad (\text{Gl. 2.2})$$

mit β_D = Bauwerksfestigkeit [N/mm²]

$\beta_{W,D}$ = Würfelprobenfestigkeit [N/mm²]

an.

Grundsätzlich müssen die Erhärtingsbedingungen des Betons bei Gleitbauten als ungünstiger im Vergleich zu Ortbeton angesehen werden; es ist daher ein noch stärkerer Abfall der Festigkeit gegenüber den Würfelproben zu erwarten. Die Gründe dafür sind:

- Das sehr frühzeitige "Entschalen" des Betons.
- Die frühzeitige Belastung durch überlagerte Betonschichten bei fehlender "Seitenstützung" des Betons.
- Der unzureichende Schutz gegen Austrocknung im frühen Alter. Selbst ein - häufig bei Gleitbauten nicht ausgeführtes - Abhängen mit Planen ist wesentlich weniger wirkungsvoll als der Schutz durch eine feststehende Schalung.
- Mögliche Gefügestörungen durch die Zugbelastung des Betons im frühen Alter infolge Schalungsreibung.
- Einfluß von Erschütterungen durch Rütteln und Hochziehen der Schalung, die den Erhärtingsprozeß stören können.

2.3.2 Einfluß frühzeitigen "Entschalens", frühzeitiger Belastung und Austrocknung des Betons im jungen Alter auf die Druckfestigkeit des Bauwerksbetons

Es muß davon ausgegangen werden, daß sowohl frühzeitiges Entschalen, frühzeitige Belastung wie auch Austrocknung im jungen Alter den Erhärtingsverlauf des Betons stören und gegenüber den Würfelproben zu einer geringeren Endfestigkeit des Bauwerksbetons führen. Systematische Untersuchungen zu diesem Problemkreis sind in der Literatur nur wenige zu finden.

In /31/ sind die Ergebnisse einiger Tastversuche, durchgeführt von V. HALASZ, veröffentlicht. Sofort nach Verdichtung entformte

Betonwürfel zeigten lotrechte Verformungen (Zusammensackungen) von bis zu 4 % (0,8 cm auf 20 cm) und waagerechte Verformungen von bis zu 2,5 % (0,5 cm auf 20 cm). Die 7-Tage-Festigkeiten von sofort nach dem Verdichten belasteten, jedoch dabei nicht zerfallenen Würfeln erreichte die gleiche Größe wie die von unbelasteten Probewürfeln. Daraus kann geschlossen werden, daß Belastung unmittelbar nach Verdichten die Endfestigkeit des Betons nicht beeinträchtigt; die evtl. auftretenden Gefügestörungen werden wieder "geheilt". Eine weitere Versuchsserie, bei der die Festigkeiten von sofort bzw. nach 24 Std. entformten Würfeln nach 7 und 28 Tagen festgestellt und verglichen wurden, ergab nach 7 Tagen eine Minderfestigkeit von 30 % und nach 28 Tagen von 9 % des sofort entformten Würfels. Leider wurden keine Versuche durchgeführt, bei denen nach wenigen Stunden ausgeschalte und belastete Würfel - den Verhältnissen bei Gleitschalungsbauten entsprechend - geprüft wurden.

PLANK /69/ untersuchte die Auswirkungen von Druckverformungen an jungen Zementmörteln. Er fand Festigkeitsminderungen bis zu 15 % bei bis zur Bruchstauchung beanspruchten Proben bei einem Prüfzeitpunkt, der mit dem Erstarrungsbeginn des Zementes etwa zusammenfiel. Aufgezwungene Verformungen zu späteren Hydratationszeitpunkten verursachten dagegen geringere Abminderungen oder sogar Erhöhungen bis zu 10 % der Festigkeit ungestörter Proben. Bild 6 zeigt das von PLANK gefundene Druckfestigkeitsverhältnis zwischen frühzeitig belasteten und unbelasteten Mörtelproben für verschiedene Mischungsverhältnisse und Prüfzeitpunkte.

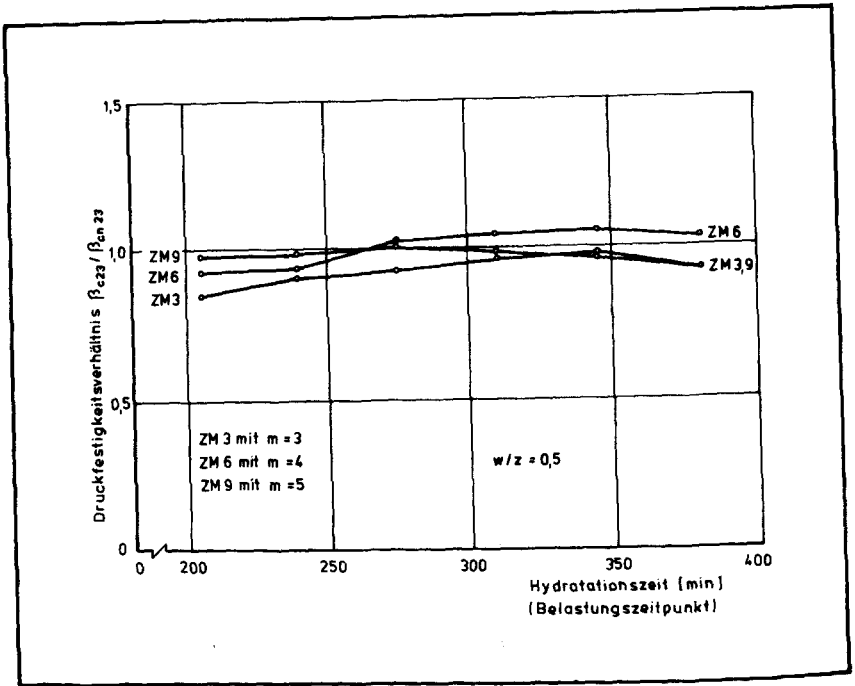


Bild 6:

Druckfestigkeitsverhältnis belasteter/unbelasteter in jungem Alter verformter Mörtelproben in Abhängigkeit von Mischungsverhältnis und Belastungszeitpunkt (PLANK /69/).

REICHVERGER /74/ stellte in Versuchen mit Würfelproben, die einer Druckbeanspruchung von $0,025 \text{ N/mm}^2$ (entsprechend der Belastung in Höhe der Schalungsunterkante bei Gleitbauten) ausgesetzt waren, fest, daß die Festigkeiten im Alter von 28 Tagen bei einem Belastungszeitpunkt, an dem die Betonfestigkeit $0,1 \text{ N/mm}^2$ erreicht hatte, bis zu 24 % geringer war als die Festigkeit unbelasteter Proben. Demgegenüber erreichten Proben, die bei einer Betonfestig-

keit von 0,2 und 0,3 N/mm² belastet wurden, in der Regel höhere 28-Tage-Druckfestigkeiten als die unbelasteten Proben.

ØFJORD /12/ fand, daß die Belastung von Proben im Alter ab 2 Stunden nach Betonherstellung bei 1,5 % Stauchung rd. 1 % Festigkeitsabfall, bei 2,5 % Stauchung bis zu 13 % Festigkeitsabfall zur Folge hatte (Bild 7).

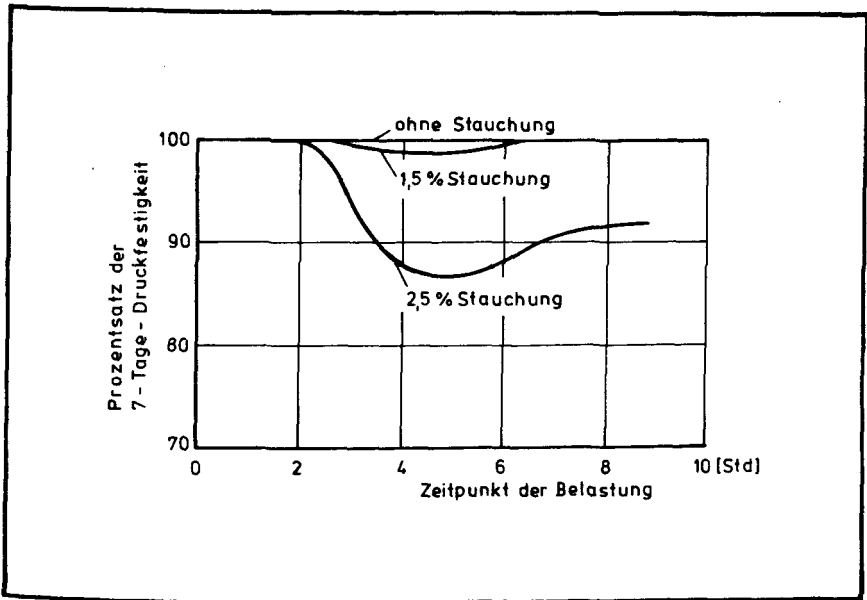


Bild 7:

Gemessene 7-Tage-Druckfestigkeiten bei in jungem Alter gestauchten Betonproben in Abhängigkeit von Belastungszeitpunkt und Ausmaß der Stauchung (ØFJORD /12/).

Bis zur Bruchlast beanspruchte, dann ungestört weiter erhärtete Betonproben erreichten nach Untersuchungen von BYFORS /12/ Endfestigkeiten, die teilweise geringer als 80 % der Werte unbelasteter Proben waren (Bild 8).

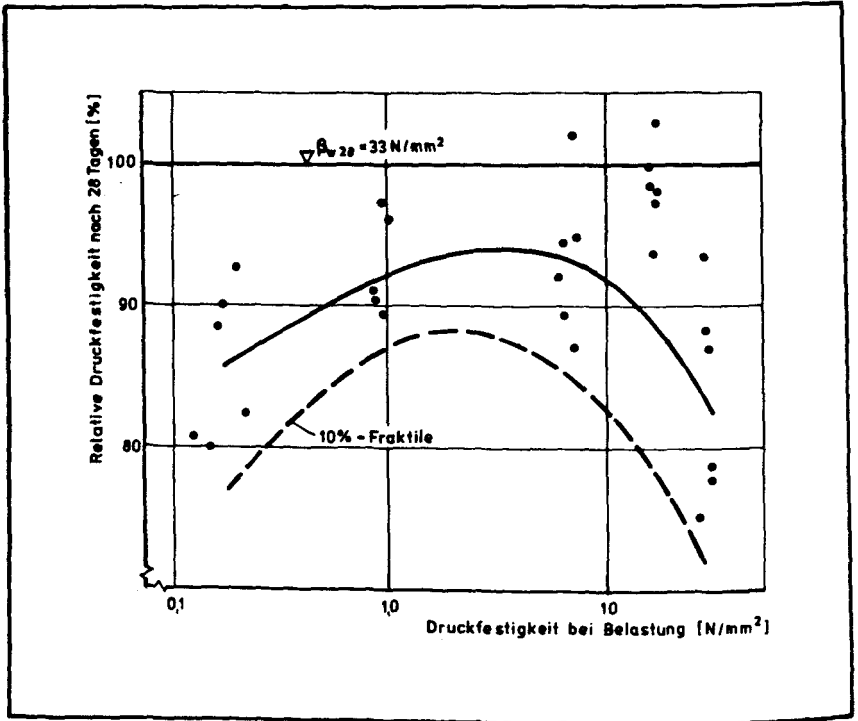


Bild 8:

Relative Druckfestigkeiten nach 28 Tagen von bis zur Bruchlast beanspruchten, danach ungestört erhärteten Betonproben (BYFORS /12/).

Versuche von ØDEGAARD /65/ ergaben, daß im Alter von 7 bis 9 Std. mit 70 bis 90 % der Bruchlast beanspruchte Proben im Alter von 7 Tagen bis zu 25 % geringere Druckfestigkeiten als unbelastete Proben aufwiesen (Bild 9). Im Alter von 12 bis 24 Std. belastete Proben wiesen eine höhere Endfestigkeit gegenüber unbelasteten Proben auf.

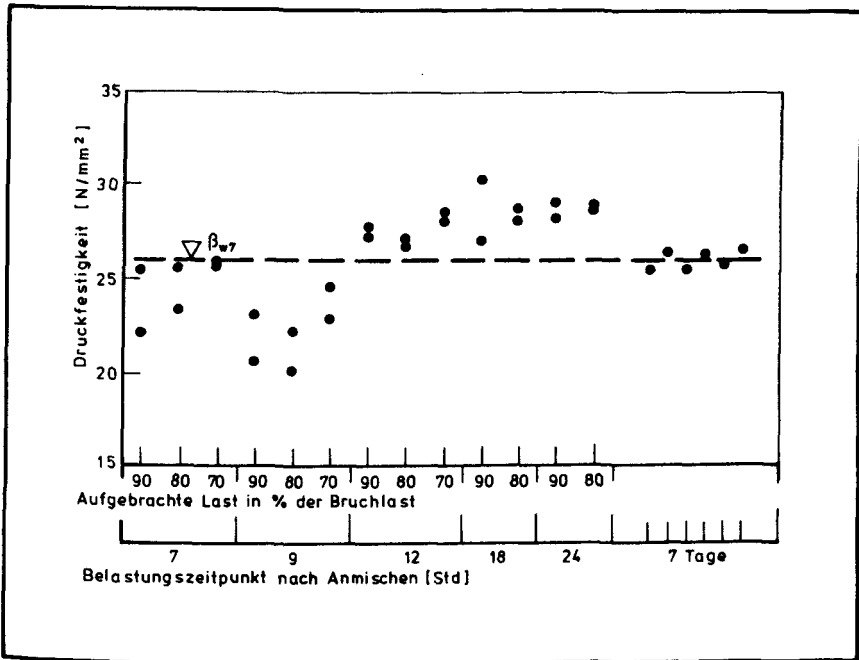


Bild 9:

Druckfestigkeiten nach 7 Tagen von in jungem Alter mit 70 bis 90 % der Bruchfestigkeit beanspruchten Betonproben in Abhängigkeit vom Belastungszeitpunkt (ØDEGAARD /65/).

Die umfassendste Untersuchung zum Einfluß frühzeitiger Entschalung und Austrocknung auf die Druckfestigkeit des Betons führte KASAI /38/ durch. An insgesamt 1.700 Probekörpern mit fünf verschiedenen Zementen wurde bei Temperaturen von 20 ° C und 40 ° C die Druckfestigkeit im Vergleich zur 28-Tage-Festigkeit von Standardproben und der Gewichtsverlust durch Austrocknung bestimmt. Festgestellt wurde ein zum Teil sehr starker Festigkeitsverlust infolge frühzeitiger Entschalung; Bild 10 zeigt die Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

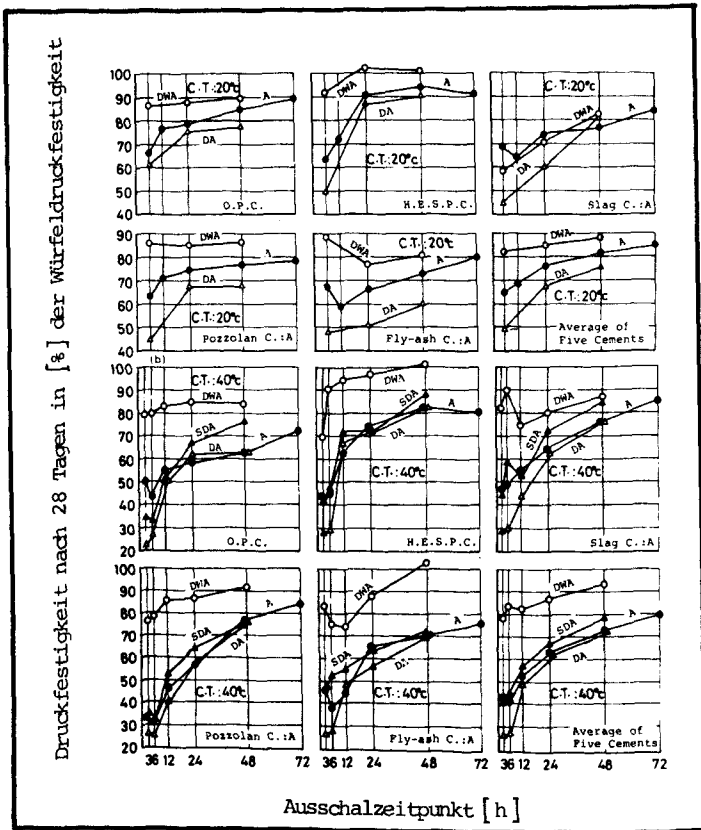


Bild 10:

Einfluß des Entschalungszeitpunkts auf die Betondruckfestigkeit für verschiedene Zemente und Erhärtingsbedingungen (KASAI /38/).

2.3.3 Einfluß von Erschütterungen auf die Festigkeitsentwicklung des Betons

BONZEL und SCHMIDT werteten in /8/ die Literatur zum Einfluß von Erschütterungen an frischem und jungem Beton aus. Danach haben Erschütterungen mit Schwinggeschwindigkeiten bis zu etwa $v = 20 \text{ mm/s}$, die auf frischen und/oder jungen Beton einwirken, im allgemeinen keine nachteiligen Folgen für die Endfestigkeit des Betons, solange die Erschütterungsamplituden kleiner als etwa $0,7 \text{ mm}$ sind. Solange der Beton durch Schwingungen noch gut ins Fließen kommt, können Erschütterungen eine Nachverdichtung und damit eine höhere Endfestigkeit des Betons bewirken. Eine kritische Phase beginnt nach dem Zeitraum, in dem der Beton gerade nicht mehr nachverdichtet werden kann. Dann wird bei stärkeren Erschütterungen durch die Schwingungsbeanspruchung die Festigkeit des jungen Betons überschritten; es kann zu Gefügestörungen kommen, die nicht mehr völlig "ausheilen". Die Folge sind geringere Endfestigkeiten des Betons. Als kritischen Zeitraum geben BONZEL und SCHMIDT Zeiten von etwa 3 bis 14 Stunden nach der Betonherstellung an.

Störungen des Erhärtungsvorgangs des Betons bei Gleitbauten infolge Erschütterungen erscheinen danach grundsätzlich möglich. Sowohl durch den Gleitvorgang selbst ("Losreißen" der Schalung vom Beton beim Anheben) wie auch durch das Rütteln des neu eingebrachten Betons werden Erschütterungen auf bereits früher betonnierte Schichten übertragen, die sich gerade in einem kritischen Zeitpunkt der Festigkeitsentwicklung befinden.

2.3.4 An Gleitbauwerken festgestellte Betonfestigkeiten im Vergleich zu Festigkeiten von Würfelproben

INGVARSSON berichtet in /36/ über die Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons von in Gleitschalung erstellten Brückenpfeilern; diese Festigkeiten wurden mit den sowohl an Standard-Würfelproben

wie auch an frühzeitig ausgeschalteten, auf der Baustelle gelagerten Würfeln ermittelten Druckfestigkeiten verglichen. Die Gleitgeschwindigkeit betrug 0,2 m/h; die Temperaturen während der Bauausführung lagen zwischen 0 und 13 ° C. Leider ist dem Aufsatz nicht zu entnehmen, welche Zementart und Betonzusammensetzung zur Anwendung kam. Die an der Baustelle gelagerten Würfel wurden 9 Stunden nach dem Betonieren ausgeschalt.

Tabelle 2 gibt die Mittelwerte der gefundenen Verhältnisse zwischen der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons (β_D), der Druckfestigkeit der auf der Baustelle gelagerten Würfel ($\beta_{W,B}$) und der Druckfestigkeit der Standard-Würfelproben ($\beta_{W,S}$) an. Dabei sind mit $\beta_{D,1}$ Festigkeiten von Proben aus Bohrkernen aus der Wandaußenseite, mit $\beta_{D,2}$ die Festigkeiten der Proben aus der Wandmitte bezeichnet. Alle Werte sind als 28-Tage-Festigkeiten ermittelt bzw. auf diese Zeit umgerechnet.

angestrebte Betongüte	Mittelwerte der Betonfestigkeiten [N/mm ²]				Verhältniswerte			
	$\beta_{D,1}$	$\beta_{D,2}$	$\beta_{W,B}$	$\beta_{W,S}$	$\frac{\beta_{D,1}}{\beta_{W,B}}$	$\frac{\beta_{D,2}}{\beta_{W,B}}$	$\frac{\beta_{D,1}}{\beta_{W,S}}$	$\frac{\beta_{D,2}}{\beta_{W,S}}$
K 400	39,2	40,3	33,9	47,5	1,156	1,189	0,825	0,848
K 500	41,8	46,5	39,0	53,2	1,072	1,192	0,786	0,874

Tabelle 2:

Druckfestigkeiten des Betons eines in Gleitschalung erstellten Brückenpfeilers (INGVARSSON /36/).

INGVARSSON interpretiert die Ergebnisse dahingehend, daß die Relation zwischen der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons und der Festigkeit der Standard-Würfelproben dieselben Werte wie bei üblichem Ortbeton aufweist, und schließt daraus, daß infolge Herstellung der Bauteile in Gleitschalung keine geringeren Festigkeitswerte im Vergleich zu üblichem Ortbeton zu erwarten sind. Unklar bleibt, warum die an der Baustelle gelagerten Würfelproben geringere Festigkeiten als die Proben aus dem Bauwerksbeton erbrachten. Danach würde der Gleitvorgang sogar eine Verbesserung der Betondruckfestigkeit bewirken. Dies erscheint jedoch sehr unwahrscheinlich und wird auch durch andere Forschungen /38, 44, 85/ nicht bestätigt. Die Vermutung, daß die auf der Baustelle gelagerten Würfelproben unsachgemäß hergestellt und/oder gelagert wurden, liegt nahe.

Einen starken Einfluß der Schalhaut auf die Druckfestigkeit des Betons fanden SCHMIDT-THRÖ/STÖCKL/KUPFER /85/. Aus dem Beton einer in Gleitschalung erstellten Versuchswand (Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h, Zement HOZ 45 L) gesägte Würfelproben ergaben (auf 20-cm-Würfel umgerechnet) Druckfestigkeiten von i. M. 74 % bei einer Furnierplatte (Mehrschichtenplatte) als Schalung und i. M. 93 % bei einer Holzschalung der Druckfestigkeiten von Standard-Würfelproben. Ebenfalls durchgeführte Messungen der E-Modulwerte, der Spaltzugfestigkeit und der Trockenrohddichte des Betons lieferten bei Proben aus einer geglittenen Wand im Vergleich zu Proben aus einer in feststehender Schalung betonierten Wand ebenfalls bis zu 20 % niedrigere Werte. Ein auf Einflüsse der Gleitschalung beruhender weiterer Abfall der gemessenen Werte in der Randzone der Wände wurde nicht festgestellt.

2.3.5 Vorausbestimmung der Festigkeitsentwicklung des jungen Betons

Wünschenswert ist es, zur Kontrolle des Erhärtungsverlaufes des Betons auf der Baustelle nur stichprobenhaft - im Extremfall nur

zu einem bestimmten Zeitpunkt - die dann vorhandene Druckfestigkeit festzustellen und daraus rechnerisch den gesamten Verlauf der Erhärtung zu bestimmen.

Die allgemein bekannten Formeln zur Festigkeitsentwicklung des jungen Betons, bei denen üblicherweise mit Hilfe einer "Reifezahl" aus Alter und Temperatur auf die zu erwartende Festigkeit zu einem beliebigen Zeitpunkt geschlossen wird, sind größtenteils nicht geeignet, die Festigkeitsentwicklung des Betons innerhalb des ersten Tages sinnvoll zu beschreiben, da wesentliche Einflüsse nicht ausreichend berücksichtigt werden.

Die Ansätze von SAUL /100/, HENK /34/, LEW und REICHARD /48/, WEBER /97/, CARINO, LEW und VOLZ /15/ sowie BREUGEL /10/ müssen als für die Anwendung im Gleitschalungsbau nicht geeignet angesehen werden, da insbesondere die Zeit bis zum Erstarrungsbeginn/Erstarrungsende nicht erfaßt wird.

Zur Anwendung im Gleitschalungsbau haben OOBA /64/ und KASAI /39/ aus Versuchsergebnissen abgeleitete Funktionen für die Druckfestigkeitsentwicklung angegeben.

Nach OOBA kann die Druckfestigkeit aus

$$F = k \cdot \frac{a t}{1 - a t} + C \quad (\text{Gl. 2.3})$$

bestimmt werden; dabei bedeuten (Bezeichnungen aus /64/)

- F Druckfestigkeit in $[\text{kg}/\text{cm}^2]$
- t Zeit in [h] nach Anmischen
- k konstanter Wert, der den Einfluß der Versuchsbedingungen berücksichtigt (Prüfkörpergröße usw.)
- a konstanter Wert, der die Hydratationsgeschwindigkeit des Zements beschreibt
- C konstanter Wert, Einfluß der Konsistenz.

Dieser Ansatz hat grundsätzliche Schwächen; so ist die Berücksichtigung der Konsistenz (und des Wasser-Zement-Werts?) durch eine Konstante widersinnig (vgl. Abschn. 2.5). Der Temperatureinfluß - unklar bleibt, ob bei k oder α zu berücksichtigen - ist ebenfalls durch konstante Werte nur grob zu erfassen.

An insgesamt 3.000 Probekörpern ermittelte KASAI für 12 verschiedene Zemente und unterschiedliche Temperaturen, w/z-Werte und Konsistenzen den Erhärtungsverlauf und leitete daraus Beziehungen ab, die mit Hilfe der 3-Tage-Festigkeit bei einer Erhärtungstemperatur von 20°C die Vorausbestimmung der Druckfestigkeit des jungen Betons gestatten. Leider kann nicht vorausgesetzt werden, daß der Erhärtungsverlauf der von KASAI untersuchten Zemente mit Zementen westdeutscher Produktion identisch ist; die eigene Gegenüberstellung der Festigkeitsentwicklung von Zementen unterschiedlicher Herkunft zeigte erhebliche Unterschiede (vgl. Abschnitt 4.3).

Eine Zusammenstellung verschiedener rechnerischer Ansätze (Reifefunktionen) und Vergleich der Rechenergebnisse mit Versuchswerten finden sich in /14, 15, 97/.

Von einem rechnerischen Ansatz für die Festigkeitsentwicklung des Betons in jungem Alter ist zu fordern, daß

- Erstarrungsbeginn und Erhärtungsgeschwindigkeit der Zemente,
- Einfluß der Betontemperatur,
- Einfluß des w/z-Werts

berücksichtigt werden.

Bei Beschränkung auf den für den Gleitschalungsbau wichtigen Zeitraum von max. 24 Stunden nach Anmischen des Betons genügt ein einfacher Ansatz der Form

$$\beta_D = B(t) \cdot t^{D(t)} \quad (\text{Gl. 2.4})$$

mit β_D Betondruckfestigkeit
t Zeit nach Anmischen
 $B(t)$; $D(t)$ Funktionen zur Berücksichtigung von Erstarrungs-
 beginn, w/z-Wert und Temperaturentwicklung.

Es wäre wünschenswert, in Versuchsreihen mit Zementen einheimischer Produktion - auch unter Verwendung von Zusatzmitteln - die Beiwerte für die o. a. Gleichung zu ermitteln und damit der Bau- praxis ein wertvolles Hilfsmittel zur Vorplanung des Gleitpro- zesses zur Verfügung zu stellen. Bei Durchführung dieser Versuche sollte besonders darauf geachtet werden, daß die Temperaturent- wicklung des Betons - Erwärmung durch den Hydratationsvorgang, Abkühlung infolge Wärmeabfuhr durch die Schalung und früher be- tonierte Schichten - wirklichkeitsnah erfaßt wird. Es könnte sich als notwendig erweisen, die Wärmedämmeigenschaften der Schalung mit starken Unterschieden zwischen Stahl- und Holzschalung sowie die Wärmespeicherkapazität des Betons (Wanddicke) bei der Voraus- berechnung der Betonfestigkeit zu berücksichtigen.

2.4 Zeitliche Entwicklung der Haft- und Gleitreibungsbeiwerte zwischen Schalung und Beton

Zur Festlegung von Rechenansätzen zum Schalungsdruck des Frisch- betons untersuchte SPECHT /90/ die Größe der Haft- und Gleitrei- bungswerte sowie den Einfluß der Frischbetonerstarrung auf den Reibungsbeiwert. SPECHT fand, daß der Gleitreibungsbeiwert mit der Rauhtiefe des Schalungsmaterials ansteigt (Bilder 11 und 12), bei gerütteltem Beton der Haftreibungsbeiwert etwa doppelt so groß wie der Gleitreibungsbeiwert ist (Bild 13) und der Haftrei- bungsbeiwert im Verlauf der Frischbetonerstarrung zuerst an- steigt und dann wieder abfällt, während der Gleitreibungsbeiwert nahezu unabhängig vom Erhärtungszustand des Betons ist (Bild 14).

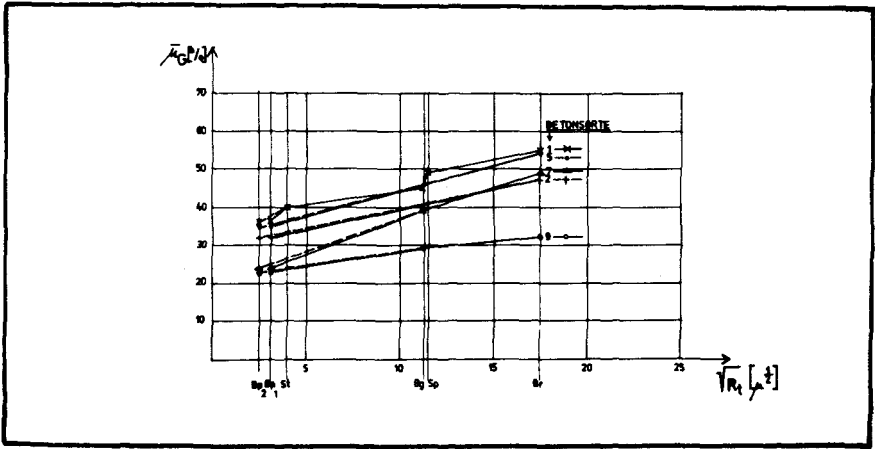


Bild 11:

Meßwerte des Gleitreibungsbeiwertes $\bar{\mu}_G$ in Abhängigkeit von der Rauhtiefe der Schalung (SPECHT /90/).

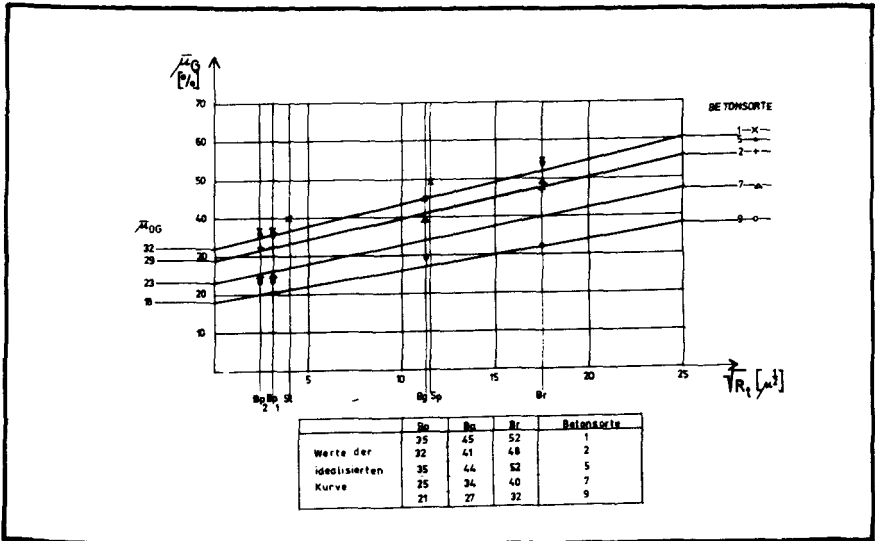


Bild 12:

Linearisierter Zusammenhang zwischen Gleitreibungsbeiwert und Rauhtiefe der Schalung (SPECHT /90/).

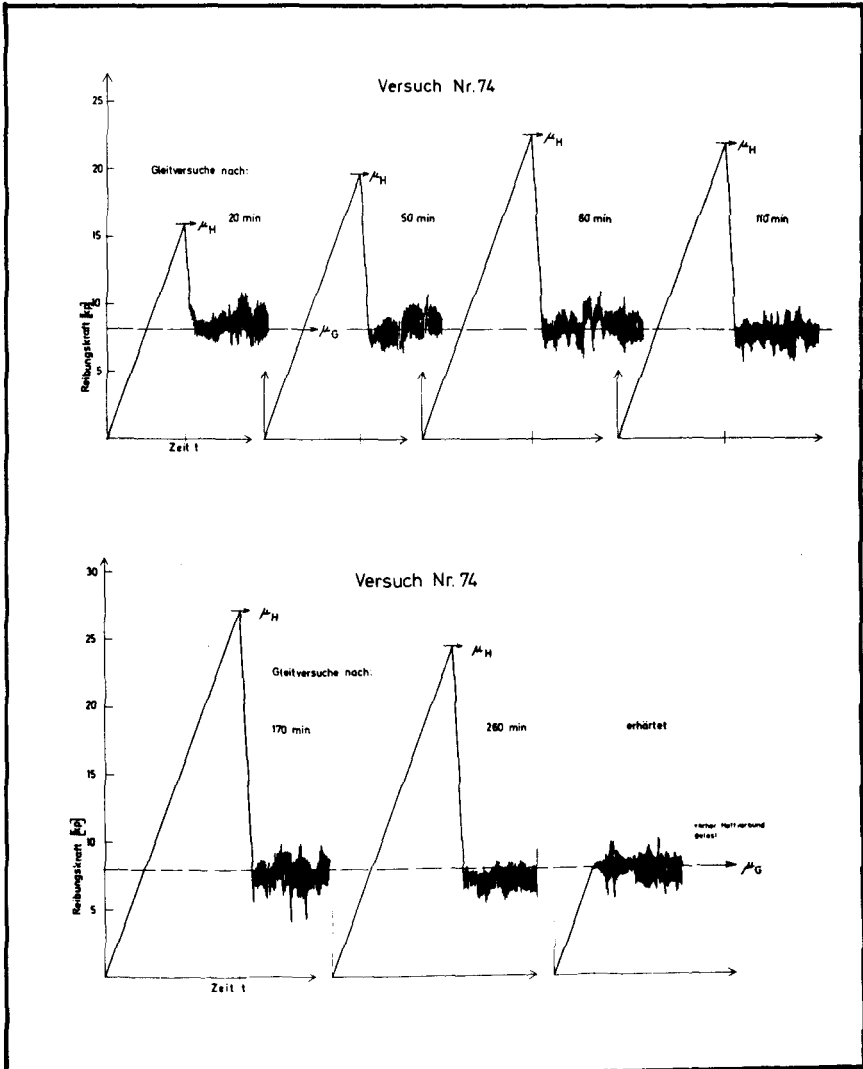


Bild 14:

Einfluß der Frischbetonerstarrung auf die Größe der Haft- und Gleitreibungsbeiwerte (SPECHT /90/).

In Gleitschalungsversuchen ermittelte REICHVERGER /74, 75, 76/ für verschiedene Schalungsoberflächen, w/z-Werte des Betons und unterschiedliche Erhärtungstemperaturen die Änderung der Haft- und Gleitreibbeiwerte für verschiedene Stillstandzeiten (zwischen den Hubvorgängen) der Gleitschalung. Die ermittelten Reibbeiwerte zeigen mit zunehmender Zeit zwischen zwei Hubvorgängen einen teilweise sehr starken Anstieg der Haft- und Gleitreibbeiwerte (Bilder 15 und 16).

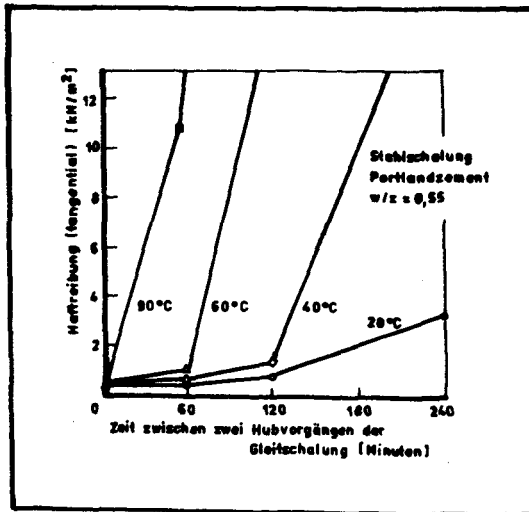


Bild 15:

Haftreibung in Abhängigkeit von Betontemperatur und der Zeit zwischen zwei Hüben der Gleitschalung (REICHVERGER /76/).

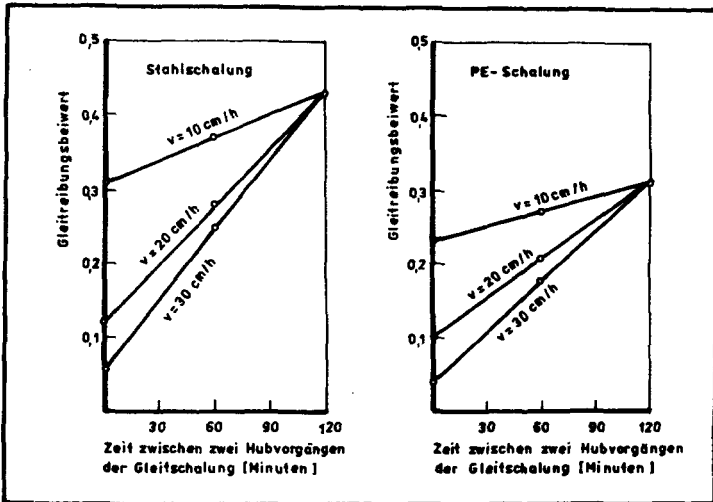


Bild 16:

Gleitreibung in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit und der Zeit zwischen zwei Hübungen der Gleitschalung für Stahl- bzw. PE-Schalung (REICHVERGER /76/).

2.5 Für den Gleitschalungsbau wichtige mechanische Eigenschaften des jungen Betons

2.5.1 Terminologie

Der soeben angemischte, noch nicht erstarrte Beton wird allgemein als Frischbeton, nach der Erstarrung als Festbeton bezeichnet. Daneben wird für die ersten Stunden nach Anmischen der Begriff "Junger Beton" gebraucht. Einem Vorschlag von WIERIG folgend, soll hier für die Zeit zwischen Beginn der meßbaren Festigkeitsentwicklung bis zum Maximum der Erhärtungsgeschwindigkeit der Beton als junger Beton bezeichnet werden. Das ist der für den

Gleitschalungsbau wichtige Zeitraum, in dem der weich eingefüllte Frischbeton eine so hohe Festigkeit erreichen muß, daß beim Weiterziehen der Schalung der Beton ohne seitliche Abstützung durch die Schalung ausreichend standsicher ist.

In Bild 17 sind die üblicherweise gebrauchten Begriffe für die Reaktionsphasen des Betons im jungen Alter angegeben.

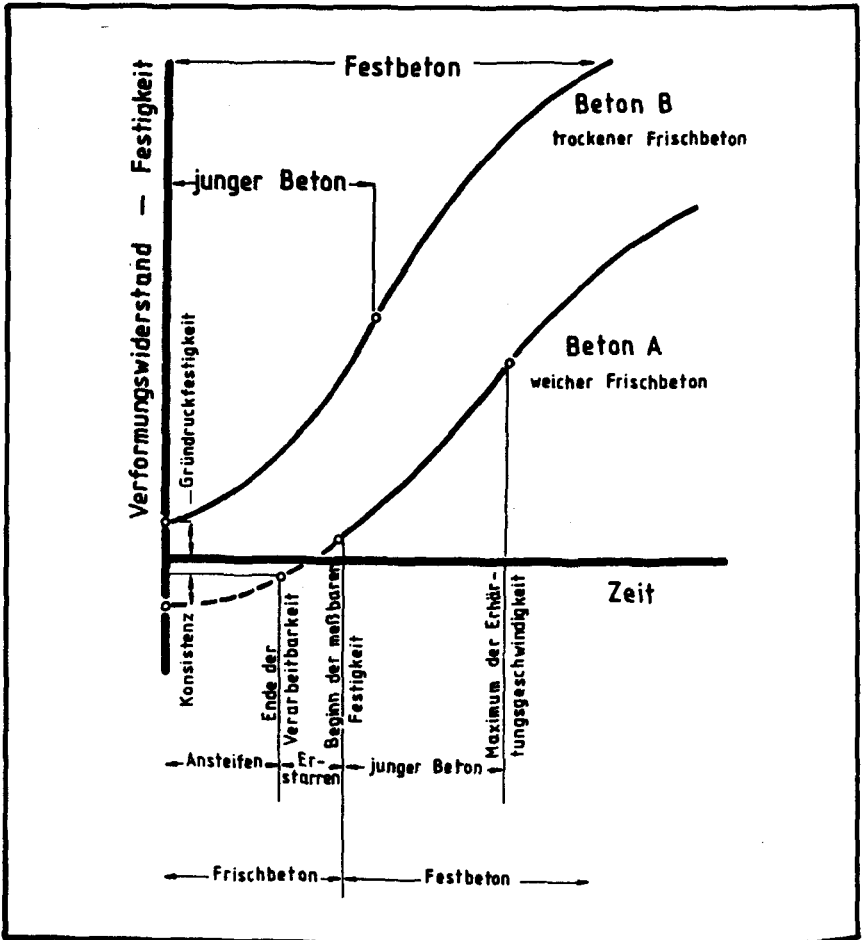


Bild 17:

Terminologie der Reaktionsphasen des Betons (Schema)
(WIERIG/GOLLASCH /104).

2.5.2 Ansteifen, Erstarren und Erhärten des Betons

Kurz nach dem Anmischen zeigt der Frischbeton mechanische Eigenschaften, die denen eines feuchten Sand-Kies-Gemisches entsprechen. Bei großer Zementleimmenge ist der Beton weich bis flüssig, leicht einzubringen und zu verdichten. "Trockener Beton", wie er zur Herstellung von Betonwaren (z. B. sofort nach dem Verdichten entformter Rohre) verwandt wird, weist dagegen eine Grünstandfestigkeit auf, die das sofortige Entformen und den Transport der Teile gestattet.

Durch die bereits unmittelbar nach Anmischen einsetzende chemisch-mineralogische Reaktion des Zements mit dem Wasser steift der Beton an, erstarrt und erhärtet, so daß schließlich der feste Zementstein entsteht, der die Zuschlagkörner fest miteinander verbindet.

Bild 18 zeigt schematisch die Vorgänge bei der Hydratation eines Zementkorns, Bild 19 den Einfluß des Hydratationsgrades auf das Gefüge des Zementsteins. In Bild 20 ist die Änderung der Gehalte an C_3A , C_3S , $Ca(OH)_2$ und nicht verdampfbarem Wasser bei der Hydratation von Zementklinker mit und ohne Sulfatzusatz dargestellt; Bild 21 gibt in einer schematischen Darstellung die Bildung der Hydratationsphasen an.

Die Bilder 18 bis 21 machen deutlich, daß der Zeitraum, in dem sich der Beton noch innerhalb der Gleitschalung befindet (bis zu 24 Std. nach dem Anmischen des Betons), mit der ersten Phase der Kristallbildung infolge Hydratation des Zementes zusammenfällt. Die Frage, ob durch mechanische Beanspruchung des jungen Betons während der Erhärtung in der Gleitschalung eine gegenüber ungestörter Erhärtung geringere Endfestigkeit zu erwarten ist - denkbar infolge Störung der Kristallbildung - oder ob erlittene Schäden wieder ausheilen können, wird in einem anderen Abschnitt dieser Arbeit (Abschnitt 2.3) untersucht.

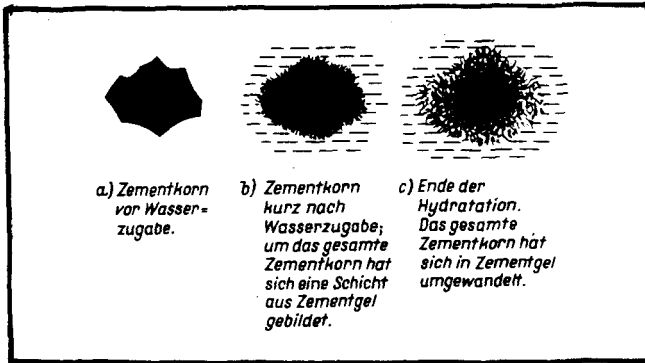


Bild 18:

Hydratation eines Zementkorns, schematische Darstellung (aus /106/).

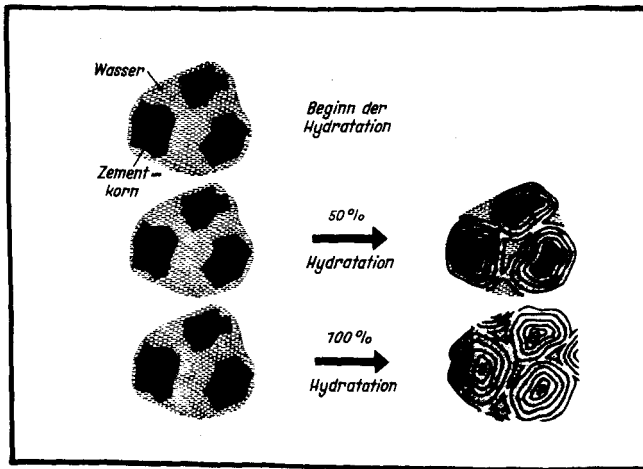


Bild 19:

Einfluß des Hydratationsgrades auf das Gefüge des Zementsteins, schematische Darstellung (aus /106/).

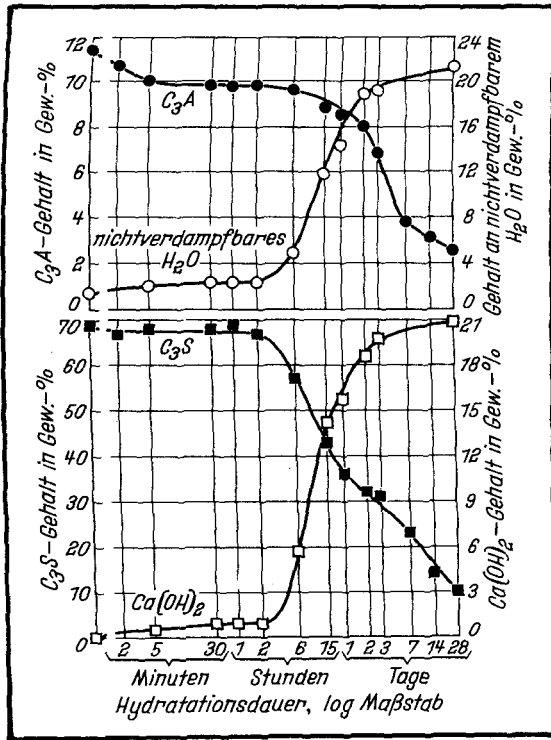


Bild 20:

Änderung der Gehalte an C_3A , C_3S , $Ca(OH)_2$ und nichtverdampfbarem Wasser bei Hydratation von Zementklinker mit und ohne Sulfatzusatz (aus /105/).

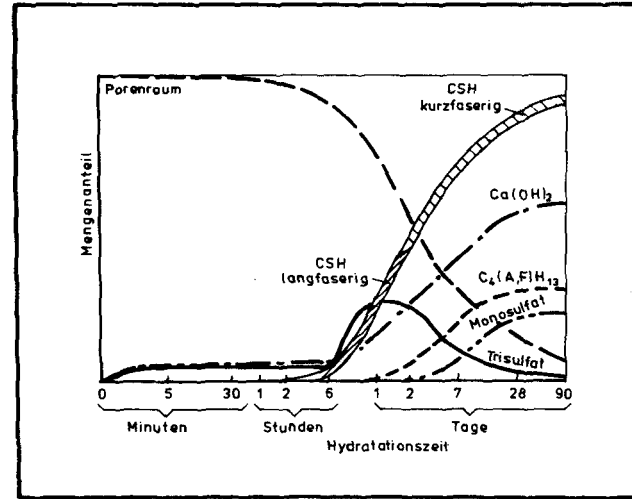


Bild 21:

Schematische Darstellung der Bildung der Hydratphasen bei der Hydratation des Zementes (aus /100/).

Für die Anwendung im Gleitschalungsbau ist - neben Verhinderung zu frühen Ansteifens und Beginn des Erstarrens erst nach Einbringen in die Schalung wie auch sonst bei Ortbeton - besonders wichtig, daß die Hydratation des Zements so rasch abläuft, daß der Beton beim Verlassen der Gleitschalung ausreichende Festigkeit erreicht hat.

2.5.3 Druckfestigkeit

Die über die Zeit aufgetragenen Werte der Druckfestigkeit zeigen einen gestreckten S-förmigen Verlauf, wobei die Festigkeitszunahme in jungem Alter relativ rascher verläuft als zu späteren Zeitpunkten. Bild 22 zeigt die zeitliche Zunahme der Druckfestigkeit eines Betons bei verschiedenem w/z-Wert, Bild 23 die Geschwindigkeit der Festigkeitsentwicklung eines Betons in Abhängigkeit vom Alter.

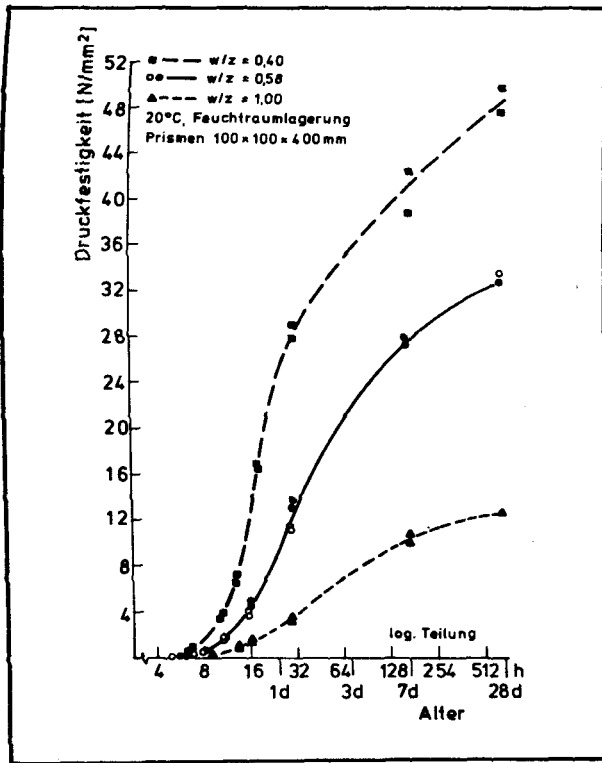


Bild 22:

Druckfestigkeitsentwicklung eines Betons bei verschiedenem w/z-Wert (aus /12/).

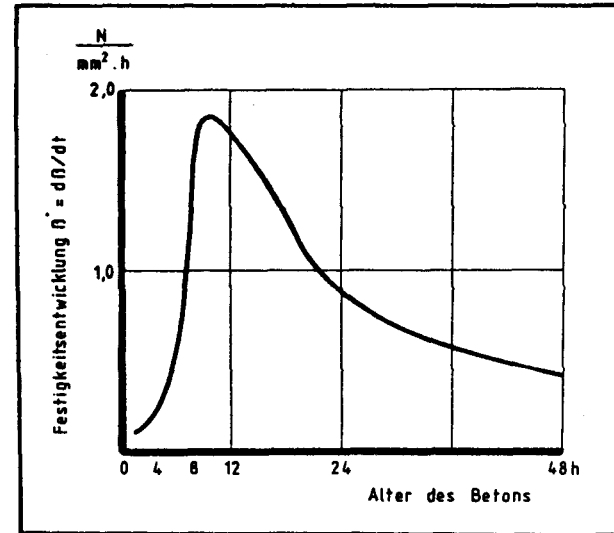


Bild 23:

Geschwindigkeit der Festigkeitsentwicklung eines Betons in Abhängigkeit vom Alter (aus /104/).

Der Verlauf des Festigkeitsanstiegs ist abhängig von der Zementart, der Zementgüte (Mahlfeinheit), der Erhärtungstemperatur und dem Wasser-Zement-Wert. Bild 24 zeigt schematisch die Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von Temperatur und w/z-Wert, Bild 25 den Einfluß der Mahlfeinheit.

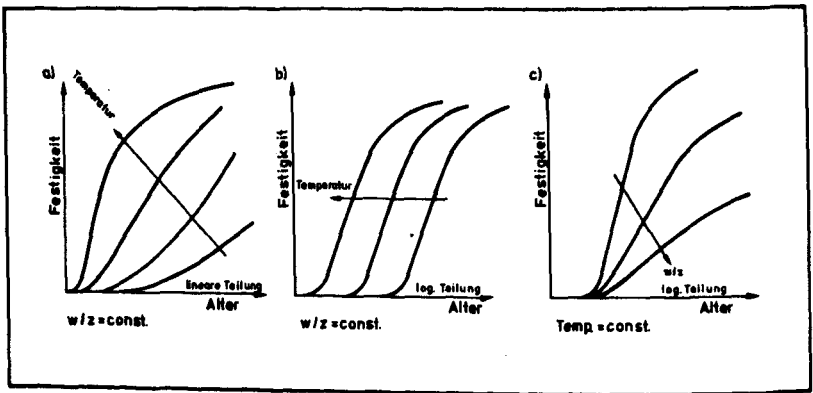


Bild 24:

Einfluß von Temperatur und w/z-Wert auf die Festigkeitsentwicklung eines jungen Betons (schematische Darstellung, aus /12/).

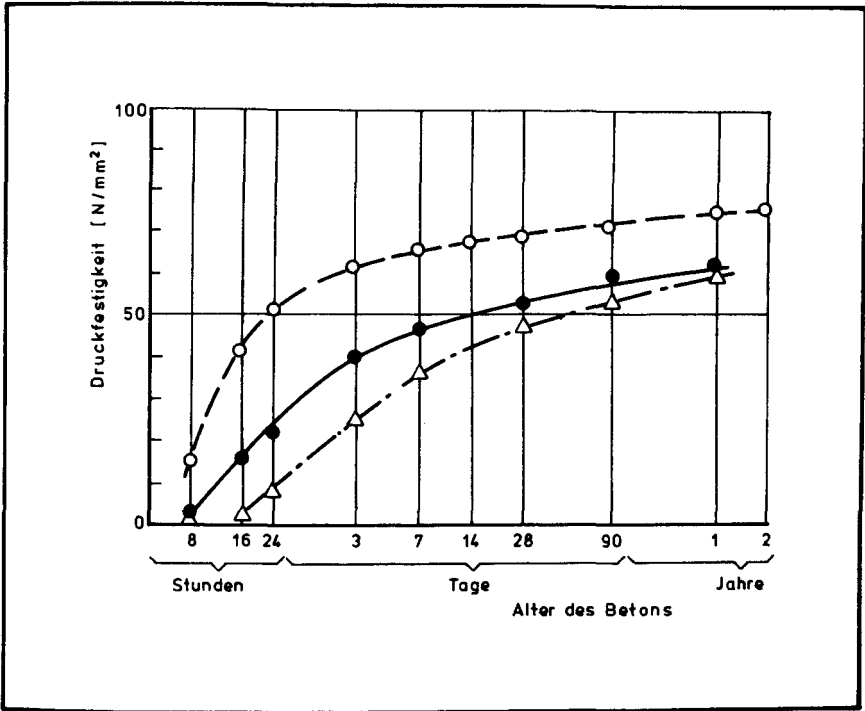


Bild 25:

Einfluß der Mahlfeinheit der Zemente auf die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit des Betons.

w/z = 0,4

- - - - - Spez. Oberfläche 7.420 cm²/g
- Spez. Oberfläche 4.900 cm²/g
- · - · - Spez. Oberfläche 2.770 cm²/g

(BENNET/COLLINGS, nach /12/)

In Versuchen ermittelte Druckfestigkeiten von Betonen in jungem Alter sind in /30, 38, 59, 62, 87, 99, 104/ zu finden.

2.5.4 Zugfestigkeit

Da die Zugfestigkeitsentwicklung in Versuchen wesentlich schwieriger als die Druckfestigkeitsentwicklung zu ermitteln ist, außerdem für Praxisanwendungen der Verlauf in jungem Alter kaum von Interesse ist, liegen bisher nur wenige Versuchsergebnisse vor. Die Zugfestigkeitsentwicklung zeigt prinzipiell einen ähnlichen Verlauf wie die Druckfestigkeitsentwicklung; auch bei jungem Beton ist die Zugfestigkeit - wie vom Festbeton bekannt - um etwa eine Zehnerpotenz geringer als die Druckfestigkeit.

Die Auswertung der bekannten Versuche zeigt (nach BYFORS) in Bild 26 das Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons.

2.5.5 Elastizitätsmodul

Der Verlauf des Anstiegs des Elastizitätsmoduls - in sehr jungem Alter eigentlich ein Verformungsmodul - zeigt einen dem Druckfestigkeitsanstieg ähnlichen Verlauf. Bild 27, entnommen /12/, gibt die Auswertung der von verschiedenen Forschern durchgeführten Versuche zur Größe des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit wieder.

Bild 28 stellt normiert den zeitlichen Verlauf der Druck- und Zugfestigkeitsentwicklung und des Anstiegs des Elastizitätsmoduls dar. Sowohl die Zugfestigkeit wie auch der Elastizitätsmodul entwickeln sich zeitlich schneller als die Druckfestigkeit.

2.5.6 Bruchdehnung und Bruchstauchung

Der kurz nach dem Anmischen noch sehr verformungswillige Beton wird kurze Zeit danach spröde, wobei im Alter von wenigen Stunden

die Bruchdehnung und Bruchstauchung die geringsten Werte aufweisen. Im Laufe der weiteren Festigkeitsentwicklung steigen diese Werte dann wieder an.

Bild 29 gibt für einen Beton die Bruchstauchung für langsame und schnelle Belastung, Bild 30 die Bruchdehnung in Abhängigkeit vom Alter des Betons an.

Für den Gleitschalungsbau bedeutet dies, daß der Zeitpunkt der geringsten Verformungswilligkeit des Betons in etwa mit dem Austreten des Betons aus der Schalung zusammenfällt.

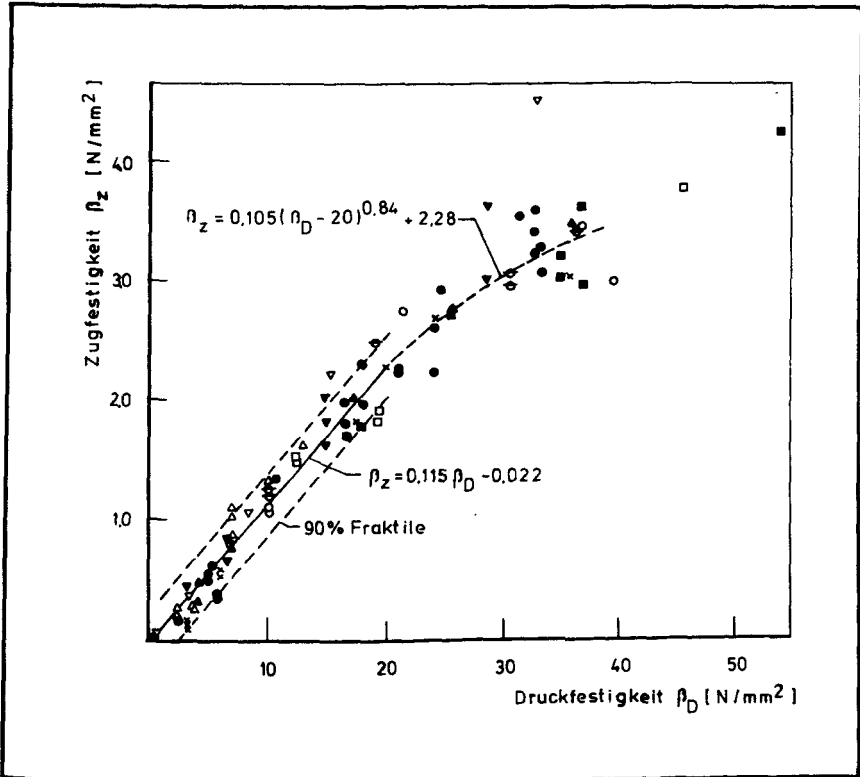


Bild 26:

Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit bei jungem Beton (BYFORS /12/).

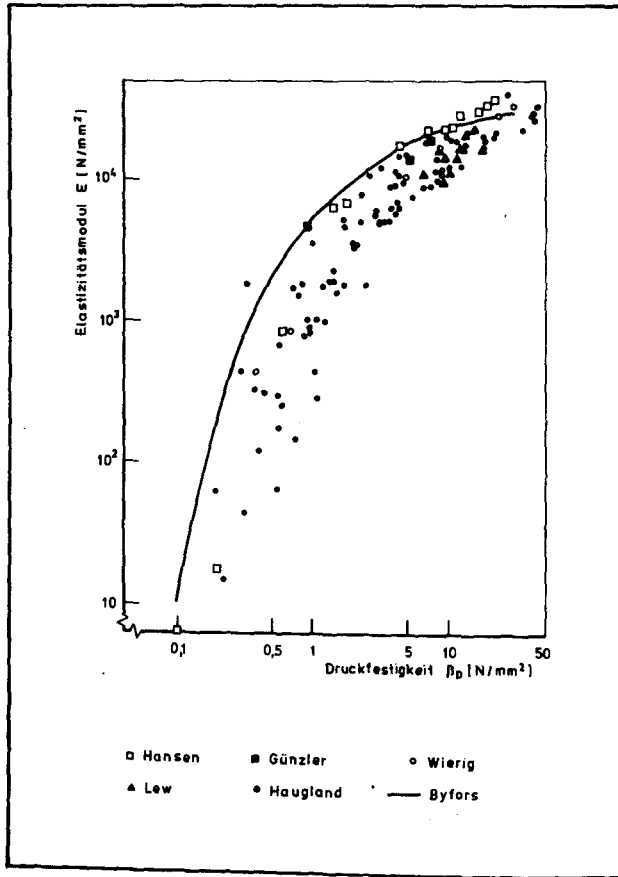


Bild 27:

Verhältnis zwischen Elastizitätsmodul und Betondruckfestigkeit nach Untersuchungen verschiedener Forscher (aus /12/).

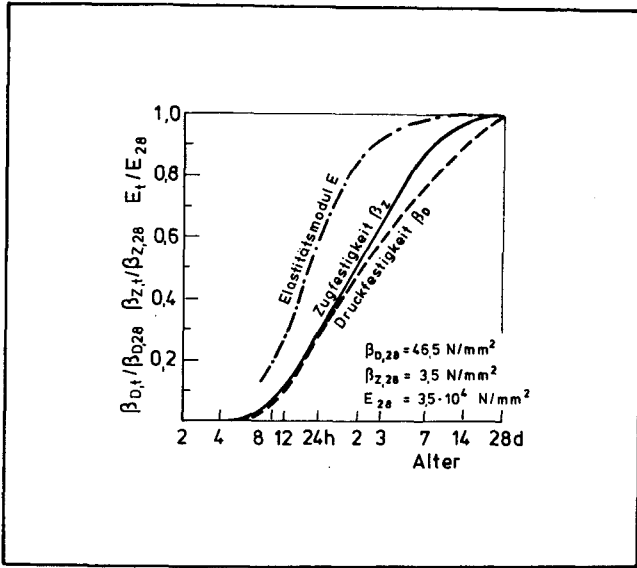


Bild 28:

Verlauf der zeitlichen Entwicklung von E-Modul, Zug- und Druckfestigkeit bei einem Beton bis zum Alter von 28 Tagen (aus /98/).

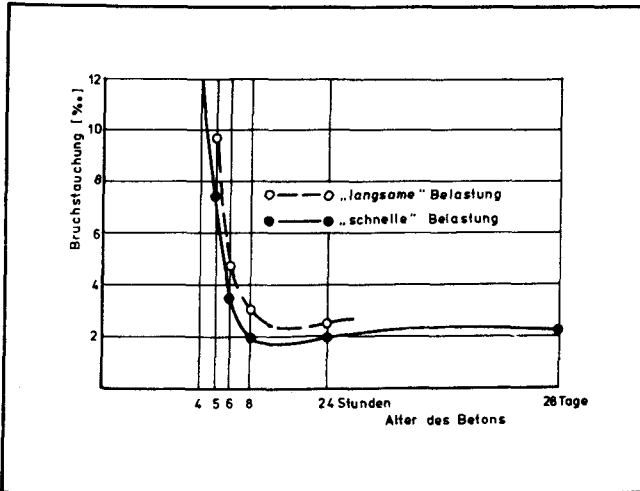


Bild 29:

Bruchstauchung eines Betons in Abhängigkeit vom Alter (WIERIG/GOLLASCH /104/).

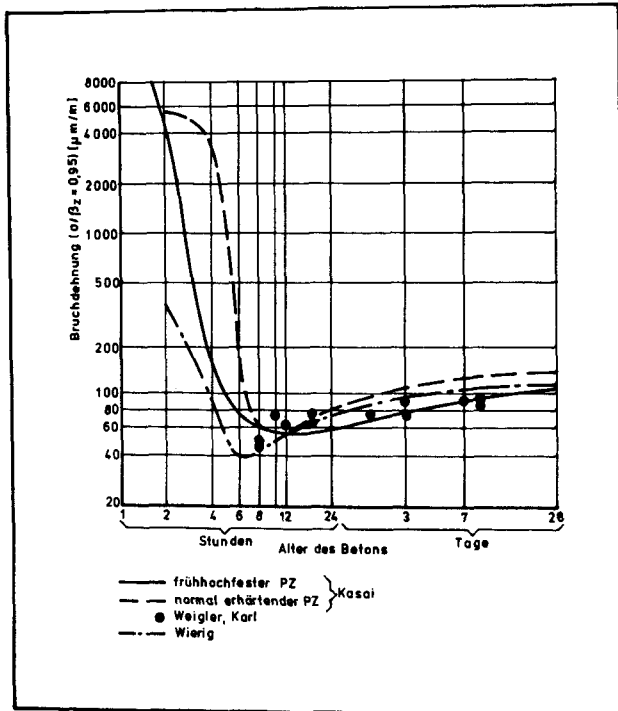


Bild 30:

Bruchdehnung von jungem Beton im zentrischen Kurzzeitversuch (aus /98/).

2.5.7 Lastunabhängige Verformung

Infolge des einsetzenden Hydratationsvorgangs nimmt das Betonvolumen in jungem Alter zuerst zu; das bald einsetzende Fröhschwinden kehrt jedoch diese Tendenz um, der Beton erfährt eine Volumenverminderung. Bild 31 zeigt von WIERIG/GOLLASCH /104/ gemessene Versuchswerte.

Für den Gleitschalungsbau bedeutet dies, daß der Schalungsdruck - und damit auch die Schalungsreibung - durch die Betonausdehnung in jungem Alter vergrößert werden, wobei allerdings bei einer Gleitschalung durch die übliche konische Ausbildung ("Schalungsanzug") dieser Effekt weitgehend eliminiert wird. Bei einer infolge langen Stillstands an den Beton "angefrorenen" Gleitschalung wird sich jedoch frühestens nach ca. zwei Tagen (wenn die Betonverkürzung größere Werte als die Durchbiegung der Schalung infolge Schalungsdruckes erreicht hat) der Beton wieder selbst von der Schalung lösen; vorher wird immer die Schalung "losgerissen" werden müssen.

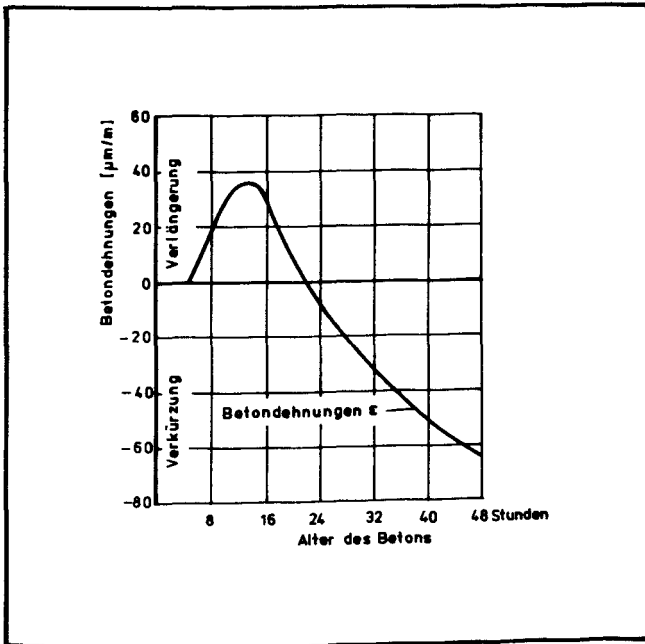


Bild 31:

Lastunabhängige Verformung eines jungen Betons im Frühstadium der Erhärtung (WIERIG/GOLLASCH /104/).

2.5.8 Betontemperatur

Die Hydratation führt zu einer Temperaturzunahme des Betons, da der Wärmeabfluß durch die Schalung - zumindest bei Holzschalungen - stark gebremst wird. Bild 32 zeigt die typische Temperatur-Zeit-Kurve eines jungen Betons.

Da die Temperatur starken Einfluß auf die Festigkeitszunahme des Betons in jungem Alter hat, bietet sich die Möglichkeit, im Gleitschalungsbau durch gezielte Wahl der Schalungsmaterialien den Erhärtungsverlauf des Betons der gewünschten Gleitgeschwindigkeit anzupassen. Holzschalungen für den Wintereinsatz und Stahlschalungen für den Sommereinsatz erscheinen daher als geeignet, um einen von der jeweiligen Außentemperatur weitgehend unabhängigen, annähernd gleichen Erhärtungsverlauf des Betons zu erreichen.

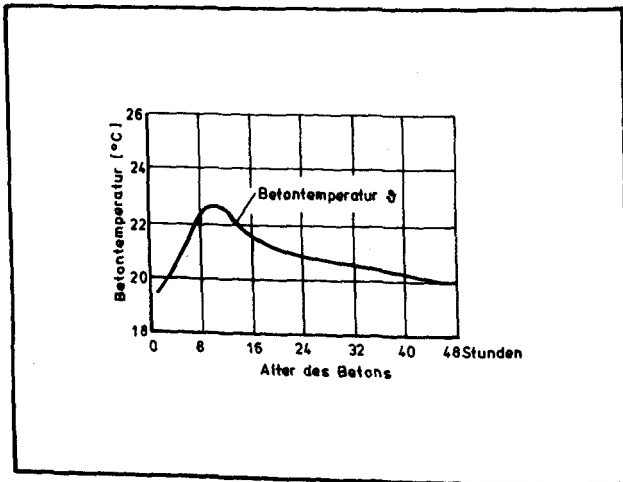


Bild 32:

Temperaturentwicklung im Innern einer Betonprobe im Frühstadium der Erhärtung (WIERIG/GOLLASCH /104/).

3. Eigene Untersuchungen

3.1 Rechnerische Ermittlung des Spannungszustandes einer Betonwand im Bereich der Gleitschalung

3.1.1 Problemstellung und Lösungsweg

Über den Spannungszustand einer Wand im Bereich der Gleitschalung bei Anheben der Schalung sind bisher nur Vermutungen möglich (vgl. Abschnitt 2.2). Jedoch hat insbesondere die Klärung der Frage, ob und - falls ja - in welcher Höhe der Wand die durch den Hubvorgang der Schalung ausgelösten Reibungskräfte Zugspannungen hervorrufen, die vom jungen Beton nicht mehr aufgenommen werden können, baupraktisch große Bedeutung.

Eine Lösung für den Spannungszustand in einer Scheibe bei Angriff einer randparallelen Streckenlast wurde erstmalig von BLEICH /5/ 1924 angegeben, der so die Verteilung der Nietkräfte in einer Verbindung berechnete.

Die neueste bekannte Arbeit zu diesem Problemkreis stammt von RANISCH /72/; Bild 33 zeigt daraus die Verbundspannungsverteilung bei unterschiedlichen Verformungsgesetzen der Kleberschicht für an Beton geklebte Bewehrungen. Die Schubspannungsverteilung zeigt am Anfang und Ende der "Lasche" ausgeprägte Spannungsspitzen, wobei die Spannung am "Laschenanfang" (Angriffspunkt der Last) wesentlich größer als am Laschenende ist.

Eine geschlossene mathematische Lösung des Scheibenproblems unter Angriff der Reibungskräfte, wobei unter Beachtung der Besonderheiten des Gleitbaus die Randbedingungen

- unterschiedliche mechanische Eigenschaften der einzelnen, nacheinander eingebrachten Betonschichten,

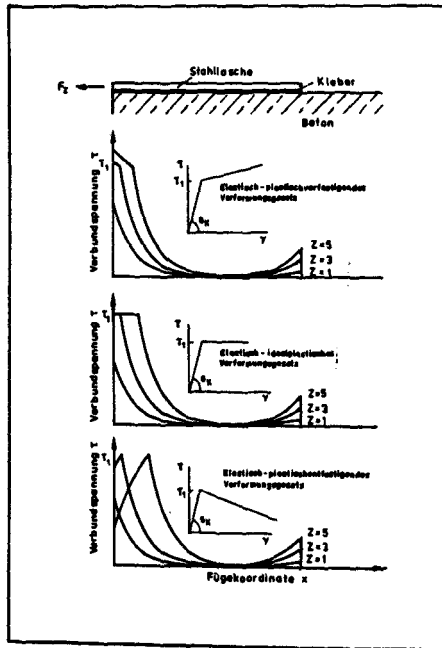


Bild 33:

Schematische Darstellung der Verbundspannungen zwischen angeklebten Stahlaschen und Beton bei drei verschiedenen Klebschicht-Verformungsgesetzen; Z = Zugkraftniveau (RANISCH, aus /72/).

- Ribbildung und damit Steifigkeitsänderung bei Überschreiten der aufnehmbaren Spannungen,
- Verminderung der Seitenabstützung des Betons bei Hochziehen der Schalung durch konische Schalform ("Schalungsanzug"),
- gegenüber dem Wandbeton andere mechanische Eigenschaften einer dünnen Schicht Schlempe zwischen Schalung und Beton,
- Einfluß der Bewehrung auf die Spannungsverteilung,

- Einfluß des Rüttelns und der Belastungsgeschichte auf den Schalungsdruck,
- Steifigkeit der Schalung (Schalhaut, Kranzhölzer, Heberbock)

zu berücksichtigen wären, ist nicht bekannt und scheint wegen des erforderlichen großen mathematischen Aufwands und des Schwierigkeitsgrades in absehbarer Zeit nicht möglich.

Als Möglichkeit zur Ermittlung des Spannungszustandes verbleibt daher nur - sieht man von Versuchen ab - eine Berechnung nach der Finite-Element-Methode.

Die Berechnung erfolgte mit dem Programmsystem SAP IV /73/ auf der Rechenanlage der TU Braunschweig. Bild 34 zeigt das Element- und Knotennetz. Es stellt - durch Ausnutzung der Symmetrie - nur die eine Hälfte des Kopfendes einer 32 cm dicken Betonwand in Gleitschalung dar. Die Elemente 321 - 368 simulieren die Schalhaut; mit den Federn C_1 und C_2 wird die Steifigkeit des Schalungssystems (Kranzhölzer und Heberbock) nachgebildet. Die Anordnung einer Bewehrung kann durch Steifigkeitsänderung der Elemente 129 bis 192 erfaßt werden. Die Berechnung erfolgte mit dem Elementtyp 10 für den ebenen Verzerrungszustand. Der Elementtyp 10 ist hier besonders geeignet, da durch variable Knotenzahl eine Netzverdichtung an der Wandaußenseite leicht möglich ist und bei Verwendung als Viereckelement die lagenweise unterschiedlichen Betoneigenschaften direkt berücksichtigt werden können. Das Längenverhältnis der Elementseiten wurde mit max. 1 : 2,5 so gering gewählt, daß numerische Schwierigkeiten nicht zu befürchten sind.

Die Berechnung setzt ideal elastisches Verhalten des Materials voraus und berücksichtigt nicht die besonderen Materialeigenschaften der Schlempe zwischen Schalung und Beton. Ebenfalls werden Steifigkeitsänderungen durch Ribbildung und der Einfluß der "Belastungs- und Rüttelgeschichte" nicht berücksichtigt. Dies ist

einerseits noch notwendig, da gesicherte Versuchsergebnisse über das mechanische Verhalten jungen Betons bei verschiedenen Laststufen bisher noch weitgehend fehlen, die mechanischen Eigenschaften der Betonschlempe völlig unbekannt sind und andererseits - im Hinblick auf die baupraktische Verwendbarkeit der Ergebnisse - die Spannungsverteilung nach Eintreten der ersten Risse uninteressant ist, da das Bemühen darauf gerichtet sein soll, Rißbildung infolge Schalungsreibung überhaupt zu vermeiden.

Die Berechnungsergebnisse beschreiben daher den Spannungszustand in einer durch die Heberkräfte beanspruchten Wand vor Lösen des Haftverbunds zwischen Schalung und Beton und vor Eintritt einer eventuellen Rißbildung.

3.1.2 Berechnungsgrundlagen

Für den Verlauf der Druckfestigkeitsentwicklung wurden die in den belgischen Gleitbauempfehlungen /87/ angegebenen Werte für den Portlandzement P 40, dem gleichen Zement mit Zusatz von 2 % CaCl_2 und dem Hochofenzement HK 40 angesetzt. Die Ermittlung der jeweils zugehörigen Werte für den E-Modul und die Querdehnzahl erfolgte auf der Grundlage der Auswertungen aller bekannten Versuche nach /12/ (Bilder 27 und 35). Die Bilder 36 bis 40 zeigen die bei der F-E-Berechnung in Abhängigkeit von der Zeit nach dem Anmischen angesetzten Rechenwerte für Druckfestigkeit, E-Modul und Querdehnzahl sowie die Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit.

Um numerische Schwierigkeiten zu vermeiden, wurden der Elastizitätsmodul des Betons mit einem Mindestwert von 100 N/mm^2 sowie die Querdehnzahl mit $\leq 0,46$ bei der Berechnung angesetzt.

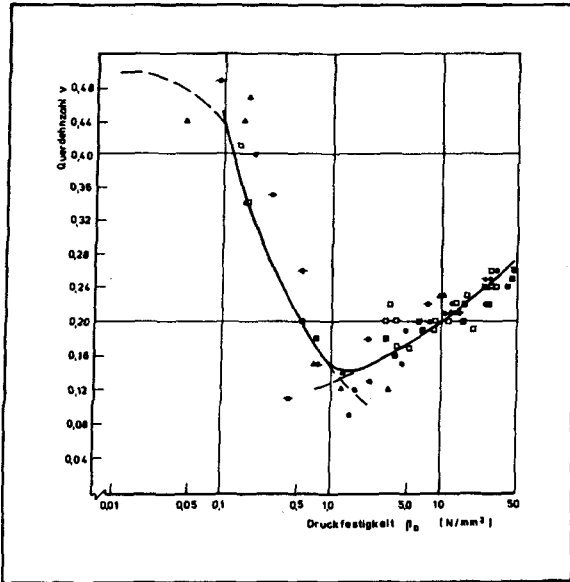


Bild 35:
 Querdehnzahl eines jungen Betons in
 Abhängigkeit von der Betondruck-
 festigkeit (aus /12/).

<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00060260>

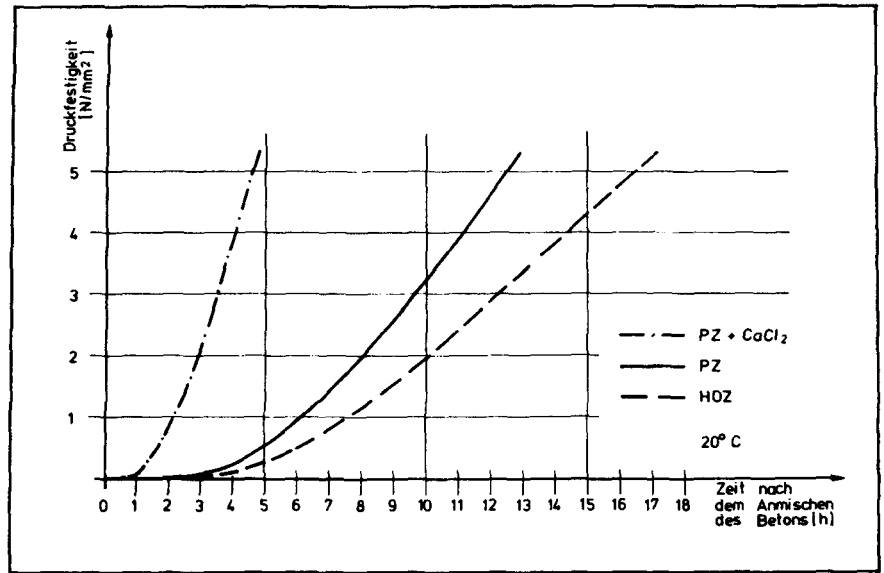


Bild 36:
 In der Finite-Element-Berechnung angesetzt
 Werte für den Verlauf der Druckfestigkeitsentwicklung
 der Betone.

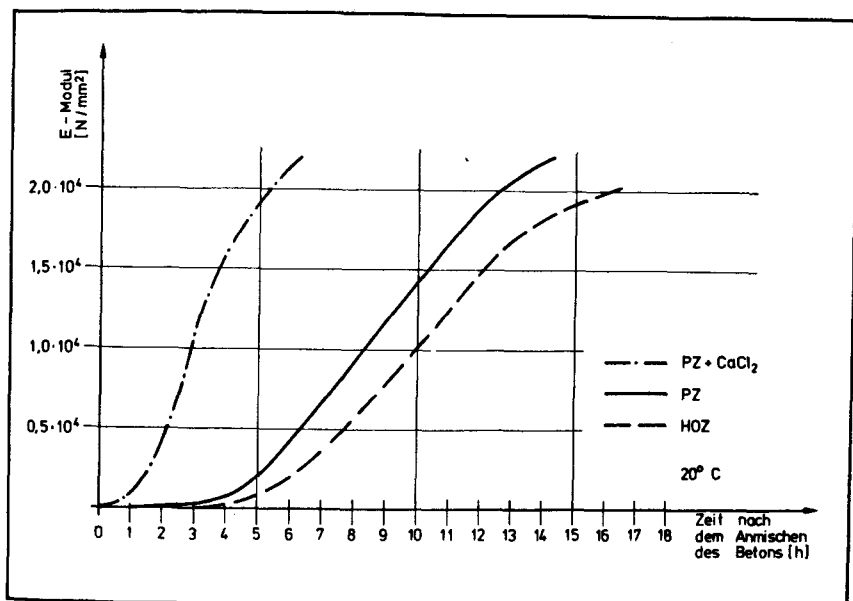


Bild 37:

In der Finite-Element-Berechnung angesetzte Werte für den Verlauf der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls der Betone.

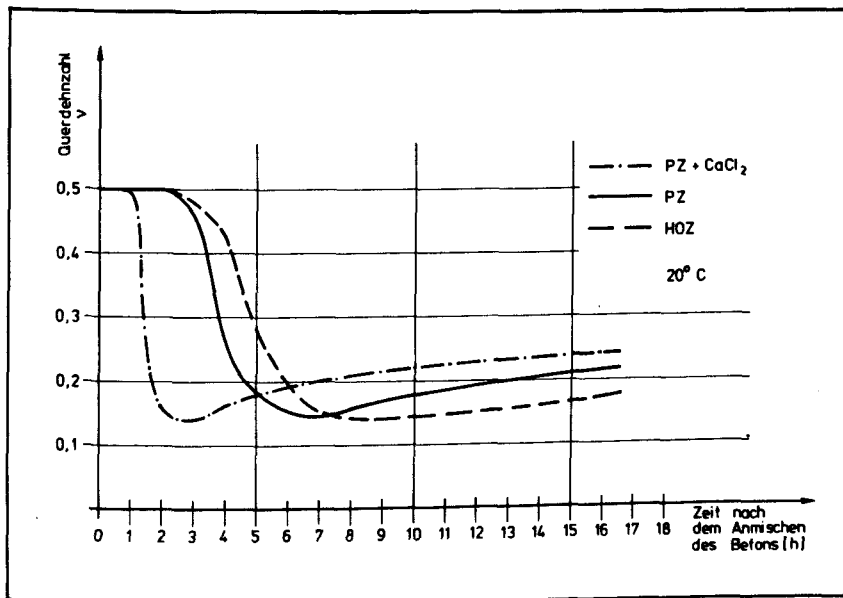


Bild 38:

In der Finite-Element-Berechnung angesetzte Werte für den zeitlichen Verlauf der Querdehnzahl der Betone.

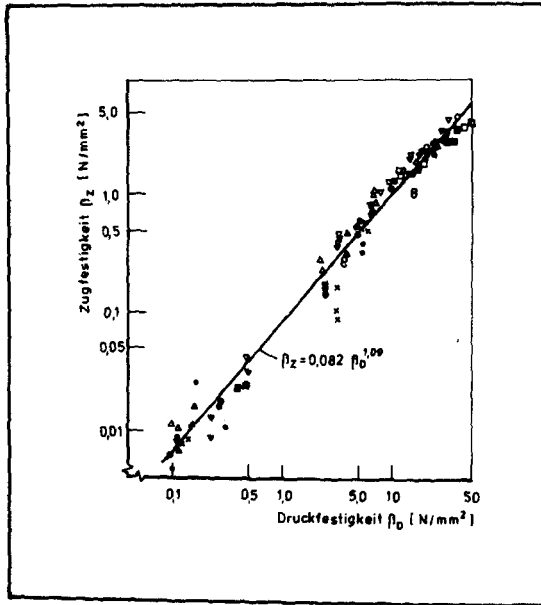


Bild 39:

Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit bei jungem Beton (BYFORS /12/).

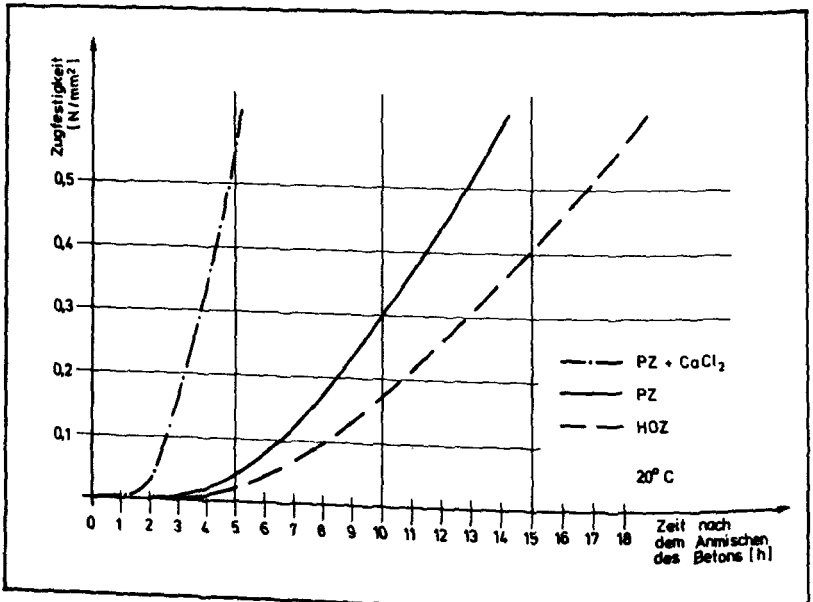


Bild 40:

Angesetzte Werte für den zeitlichen Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung der Betone.

Das Betongewicht wurde mit 25 kN/m^3 , das Schalungsgewicht mit 15 kN/m^3 berücksichtigt.

Für die Steifigkeiten der Federn C_1 und C_2 zur Simulation der Steifigkeit des Schalungssystems wurden gemessene Werte der für die Erstellung der Versuchswände benutzten Heberböcke angesetzt. Die Bilder 41 und 42 zeigen die Meßergebnisse. Für 2,0 m Abstand der Heberböcke ergeben sich damit Federsteifigkeiten von $6,3 \text{ N/cm}$ für C_1 bzw. 25 N/cm für C_2 . Dankenswerterweise von der Firma Hochtief zur Verfügung gestellte Meßwerte der Steifigkeit der Heberböcke dieser Firma ergaben etwa doppelt so hohe Werte. Bei den Rechenläufen zur Feststellung des Einflusses der Steifigkeit der Heberböcke wurde die Steifigkeit der Federn im Bereich zwischen einem Drittel und dem Dreifachen der selbst gemessenen Federsteifigkeiten variiert. Damit ist der gesamte Bereich zwischen weichen Heberböcken aus Holz und sehr steifen Heberböcken aus Stahl in Fachwerkkonstruktion erfaßt.

Für die Schalungssteifigkeit wurden die Werte einer 25 mm dicken Holzschalung angesetzt. In jeweils einem Rechenlauf wurde diese Steifigkeit auf ein Drittel (sehr weiche Schalung, z. B. dünne GFK-Platte oder nicht ausgesteiftes Stahlblech) vermindert bzw. auf den dreifachen Wert (durch Rippen ausgesteiftes Stahlblech) erhöht.

Für die Bewehrung wurden die Ersatzsteifigkeiten einer Vertikalbewehrung aus $\varnothing 14$ im Abstand von 15 cm angesetzt.

Unter Berücksichtigung der Größenordnung der z. Z. bauüblichen Heber mit etwa 40 kN Hubkraft wurde - bei Ansatz von 2,0 m Heberbockabstand - als max. mögliche Reibkraft zwischen Schalung und Beton mit 10 kN/m gerechnet. Dieser Wert liegt etwas über den größten bisher in Versuchen gemessenen Kräften (vgl. Abschnitt 2.2.4) und erreicht etwa die doppelte Größe des Gewichts des Betons innerhalb der Gleitschalung, d. h., unterhalb der

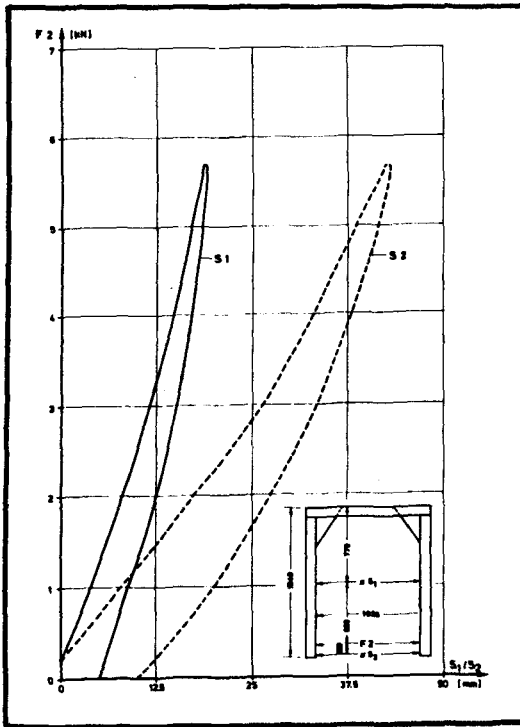


Bild 41:

Gemessene Steifigkeiten der Heberböcke zur Ermittlung der Federsteifigkeit C_1 der Finite-Element-Berechnung.

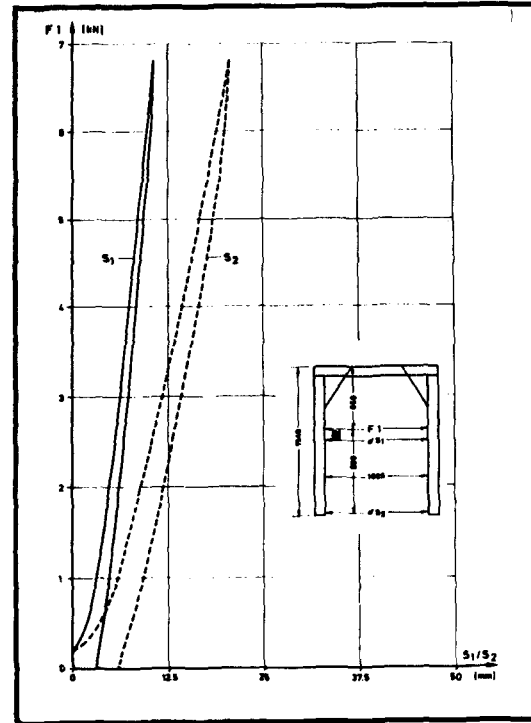


Bild 42:

Gemessene Steifigkeiten der Heberböcke zur Ermittlung der Federsteifigkeit C_2 der Finite-Element-Berechnung.

Schalung treten im Wandquerschnitt Zugspannungen über die gesamte Wanddicke auf.

Der "Schalungsanzug" (Schalung im Querschnitt konisch) wurde rechnerisch näherungsweise durch eine Steifigkeitsverminderung des unteren Bereichs der Schalhaut berücksichtigt.

Die "Ruhezeit" des Betons zwischen Anmischen und Einfüllen in die Gleitschalung wurde überwiegend zu einer Stunde angesetzt, bei 4 Rechenläufen davon abweichend zu zwei Stunden (siehe Tabelle 3).

3.1.3 Zusammenstellung der rechnerisch untersuchten Varianten

Durch die Berechnung wurde in Form einer Parameterstudie der Einfluß aus

- Steifigkeit der Schalhaut
- Steifigkeit der Heberböcke
- Gleitgeschwindigkeit
- Erstarrungsverhalten des Betons
- Höhe der einzelnen Betonschichten
- Bewehrung

auf die Spannverteilung ermittelt.

Tabelle 3 gibt einen Überblick über die gerechneten Varianten.

Rechenlauf Nr.	Zement	Gleitgeschwindigkeit [m/h]	Schichthöhe [m]	Steifigkeit* der Schalhaut	Steifigkeit** der Heberböcke	Beton nach Anmischen in die Schalung eingebracht [h]
1	PZ	0,1	0,1	1	1	1,0
2	PZ	0,1	0,1	1	2	1,0
3	PZ	0,1	0,1	1	3	1,0
4	PZ	0,1	0,1	1	0,33	1,0
5	PZ	0,1	0,1	1	0,67	1,0
6	PZ	0,1	0,1	3	1	1,0
7	PZ	0,1	0,1	0,33	1	1,0
8	PZ	0,1	0,2	1	1	2,0
9	PZ	0,05	0,1	1	1	2,0
10	PZ	0,2	0,2	1	1	1,0
11	PZ	0,4	0,4	1	1	1,0
12	PE + CaCl ₂	0,2	0,2	1	1	1,0
13	HOZ	0,2	0,2	1	1	1,0
14	wie Nr. 1; jedoch Bewehrung simuliert					
15	wie Nr. 8; jedoch Bewehrung simuliert					
16	wie Nr. 9; jedoch Bewehrung simuliert					
17	wie Nr. 10; jedoch Bewehrung simuliert					
18	wie Nr. 11; jedoch Bewehrung simuliert					
19	Beton erhärtet, Schalung "angefroren", sonst wie Nr. 1					

*Steifigkeit "1" = Holzschalung

**Steifigkeit "1" = der bei Erstellung der Versuchswände benutzten Heberböcke

Tabelle 3:

Bei der F-E-Berechnung untersuchte Varianten.

3.1.4 Darstellung und Deutung der Berechnungsergebnisse

Im Hinblick auf die Frage, ob durch den Gleitvorgang Rißbildung in der Betonoberfläche entsteht, sind vor allem Verteilung über die Schalungshöhe und Größe der schiefen Hauptzugspannungen von

Interesse. Überschreitet die Hauptzugspannung die Zugfestigkeit des jungen Betons, ist mit Rißbildung zu rechnen. Zur Darstellung und Deutung der Berechnungsergebnisse werden daher bevorzugt die Hauptzugspannungen herangezogen.

Bild 43 zeigt für zwei verschiedene Rechenläufe (Nr. 8 und Nr. 15) die errechneten Verformungen im Bereich des Wandkopfes. Deutlich sichtbar ist die Dehnung der schalungsnahen Bereiche infolge Zugbeanspruchung, während im Wandinnern der junge Beton infolge Eigengewichtsbelastung "zusammensackt". Die Gegenüberstellung macht auch den Einfluß der Bewehrung auf Größe und Verlauf der Verformungen deutlich.

Bild 44 zeigt Größe und Verlauf der Hauptspannungen σ_I im Beton der Wandaußenseite bei einem ungestörten Gleitvorgang mit 0,2 m/h Gleitgeschwindigkeit (Rechenlauf Nr. 10) im Vergleich zu den Hauptspannungen bei angehaltener Gleitschalung und inzwischen erhärtetem Beton (Rechenlauf Nr. 19). Bei "angefrorener" Schalung sind deutlich die erwarteten Spannungsspitzen am Anfang und Ende der Gleitschalung zu erkennen (vgl. Abschnitt 3.1.1). Dagegen entzieht sich bei ungestörtem Gleitvorgang der sehr junge, wenig feste Beton der oberen Schichten weitgehend der Krafteinleitung; die Kraft aus Schalungsreibung wird überwiegend in der unteren Hälfte der Schalung in den Beton eingeleitet. Spannungsspitzen treten wie erwartet am unteren und oberen Schalungsrand, jedoch auch an den Schichtgrenzen auf, an denen die Festigkeit des Betons sprunghaft wechselt. Besonders ausgeprägt ist die Spannungsspitze in 0,60 m Höhe unter der Schalungsoberkante. An dieser Schichtgrenze zwischen dem drei und vier Stunden alten Beton beginnt der rasche Anstieg der Entwicklung des E-Moduls (s. Bild 37); in der Berechnung springt der angesetzte E-Modul des Betons von 10 N/mm^2 auf 300 N/mm^2 ; das Erstarren des Betons hat eingesetzt.

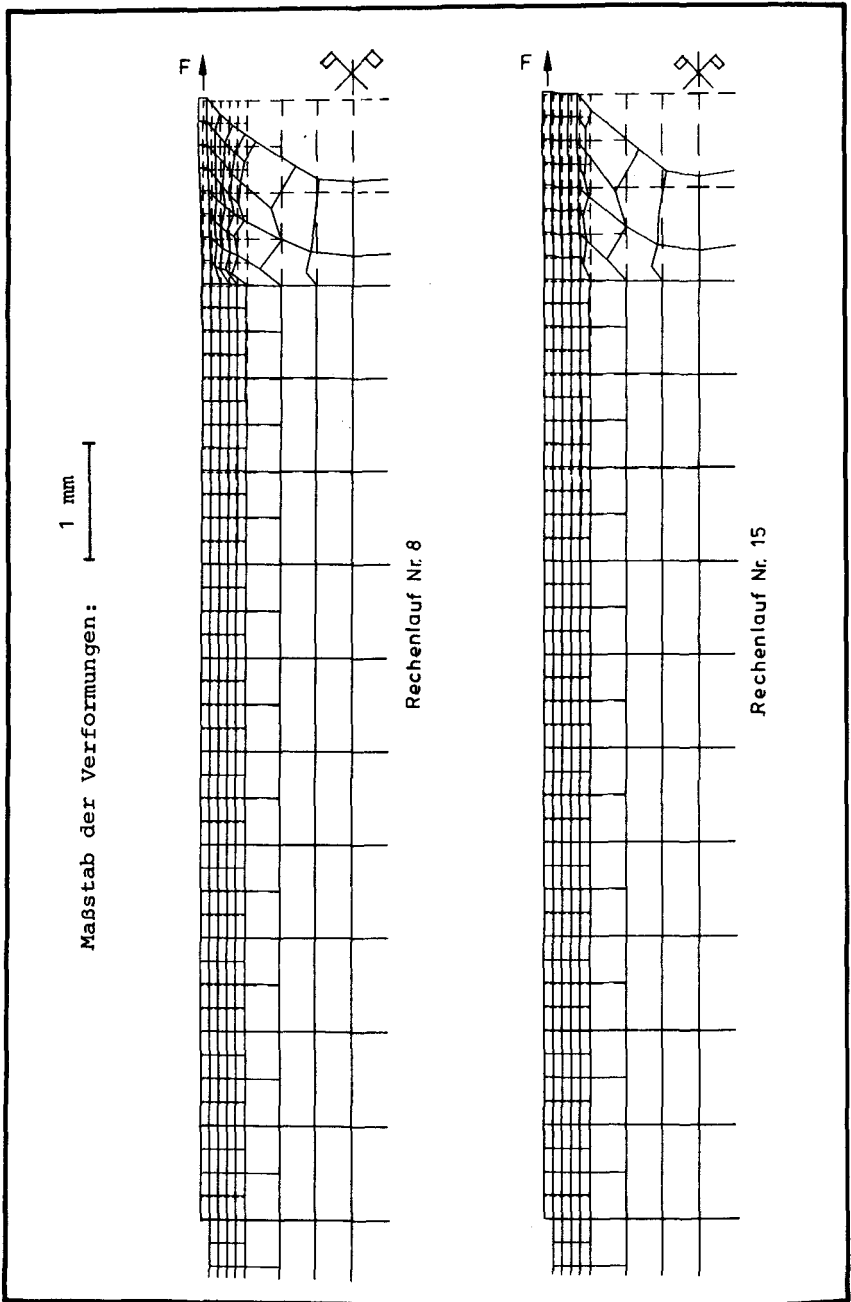


Bild 43:

Errechnete Verformungen des Wandkopfes bei unbewehrtem und bewehrtem Beton (Rechenläufe Nr. 8 und Nr. 15).

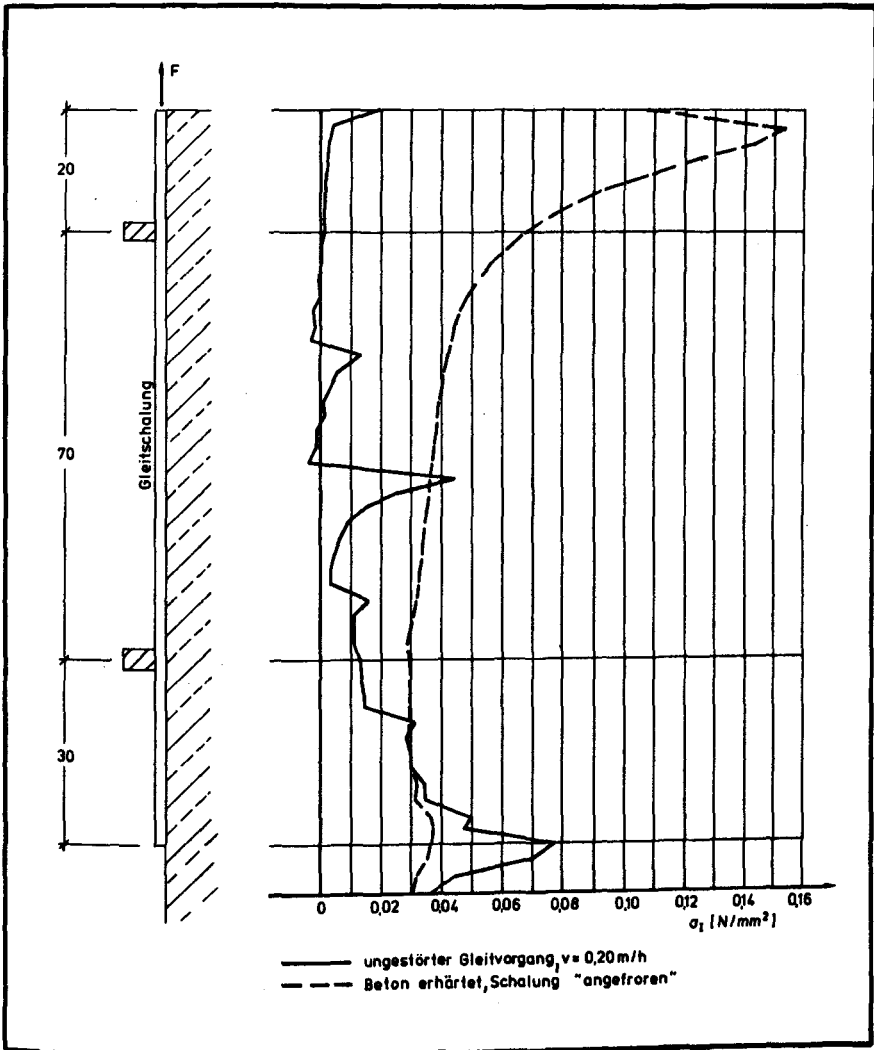


Bild 44:

Hauptspannungen σ_I im Beton der Wandaußenseite bei ungestörtem Gleitvorgang und bei "angefrorener" Gleitschalung.

Die hohen Werte der σ_I -Spannung am Wandkopf bei "angefrorener" Schalung machen deutlich, warum in der Baupraxis die Wandköpfe von gleitgeschalteten Wänden so häufig Beschädigungen, insbesondere Horizontalrisse, aufweisen. Das "Freiziehen" der Schalung erfolgt üblicherweise in mehreren Stufen über Stunden verteilt; infolge der langen Ruhezeiten der Schalung erreicht die Haftreibung hohe Werte. Dadurch und infolge der fehlenden Auflast überschreiten am Wandkopf die Hauptzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons. Abhilfe kann hier das Bewegen der Schalung in kurzen Zeitabständen nicht nur während des Gleitens, sondern auch beim "Freiziehen" bringen.

Die Höhe der jeweils nacheinander eingefüllten Betonschichten beeinflusst Höhenlage und Größe der Spannungsspitzen an den Schichtgrenzen. Bild 45 zeigt für sonst gleiche Verhältnisse die Hauptspannungsverteilung an der Betonoberfläche für 10 cm und 20 cm hohe Betonschichten. Je dünner die einzelnen Lagen sind, desto tiefer treten die ersten großen Spannungsspitzen auf - der Beton ist hier schon älter und kann größere Zugspannungen ertragen -; außerdem wird der gesamte Spannungsverlauf ausgeglichener. Hinsichtlich der Spannungsverteilung optimal wäre ein Beton, der innerhalb der Gleitschalung nach unten hin stetig an Festigkeit zunimmt und keine ausgeprägte Schichtung aufweist. Auf Baustellenbedingungen übertragen bedeutet dies, daß häufiger als bisher eine neue - aber nur dünne - Betonschicht in die Schalung eingefüllt werden sollte. Dies wird sich wegen der Störung der Bewehrungsarbeiten und der Notwendigkeit der Betonverdichtung auf Baustellen wohl nur bedingt durchführen lassen; die bisher in der Baupraxis teilweise üblichen lagenweise Betonagen mit Schichtdicken von bis zu 40 cm erscheinen jedoch als ungünstig und sollten vermieden werden. Schichtdicken von ≤ 20 cm dürften baubetrieblich und hinsichtlich der Spannungsverteilung einen vernünftigen Kompromiß darstellen.

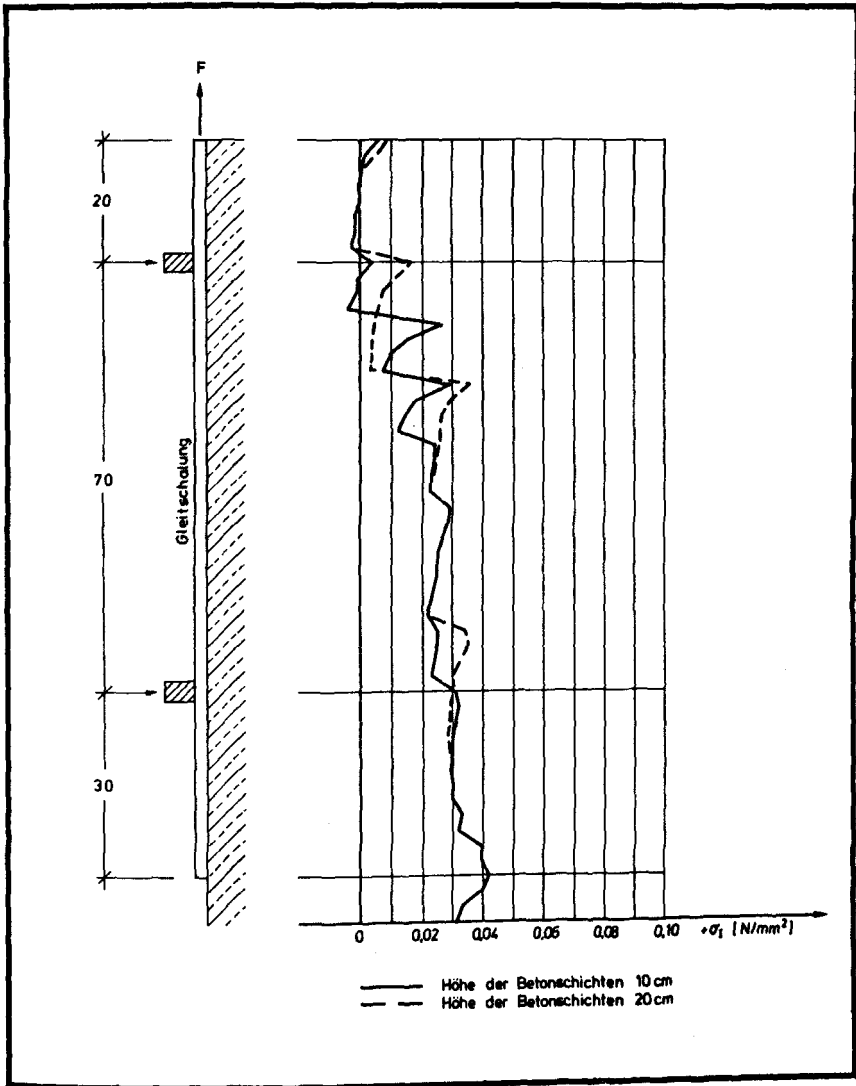


Bild 45:

Hauptspannungen σ_I im Beton der Wandaußenseite bei unterschiedlichen Höhen der eingebrachten Betonschichten.

Verteilung und Größe der Hauptspannung σ_I in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit sind in Bild 46 gezeigt (Rechenläufe Nr. 9, 8, 10, 11). Die Spannungsspitzen an den Schichtgrenzen treten mit zunehmender Gleitgeschwindigkeit tiefer auf und erreichen gleichzeitig größere Werte. Das ist auch anschaulich erklärbar, da mit zunehmender Gleitgeschwindigkeit weniger "harter" Beton, auf den überwiegend die Kräfte aus Schalungsreibung übertragen werden, zur Verfügung steht, die Kraftübertragungsfläche - bei hier angesetzter gleichbleibender Gesamtkraft aus Schalungsreibung - kleiner wird und daher größere Spannungen auftreten.

Die gleiche Änderung der Spannungsverteilung und der Größe der Hauptspannungen ergibt sich, wenn bei gleichbleibender Gleitgeschwindigkeit der Erhärtungsverlauf des Betons geändert wird. Die Rechenergebnisse für verschiedene Zemente zeigt Bild 47 (Rechenläufe Nr. 13, 10, 12). Maßgebend für Spannungsverteilung und Größe der Hauptzugkraft ist also die an Unterkante Gleit-schalung erreichte Festigkeit des Betons im Verhältnis zur Gleitgeschwindigkeit.

Die Variation der Steifigkeiten des Heberbocks, simuliert durch die Federn C_1 und C_2 , erbrachte rechnerisch keine darstellbaren Änderungen der σ_I -Spannungen (Rechenläufe Nr. 1 bis 5). Dagegen bewirken Steifigkeitsänderungen der Schalhaut starke Unterschiede in der Größe der Hauptspannung. Bild 48 zeigt die Rechenergebnisse für eine übliche Holzschalung und im Vergleich dazu auch für sehr "steife" und sehr "weiche" Schalung (Rechenläufe Nr. 1, 6, 11).

Eine sehr steife Schalung kann deutlich die Größe der Hauptzugspannungen im Bereich des noch sehr jungen, durch Schalungsreibung rißgefährdeten Betons in der ersten Phase der Frischbetonerstarrung vermindern.

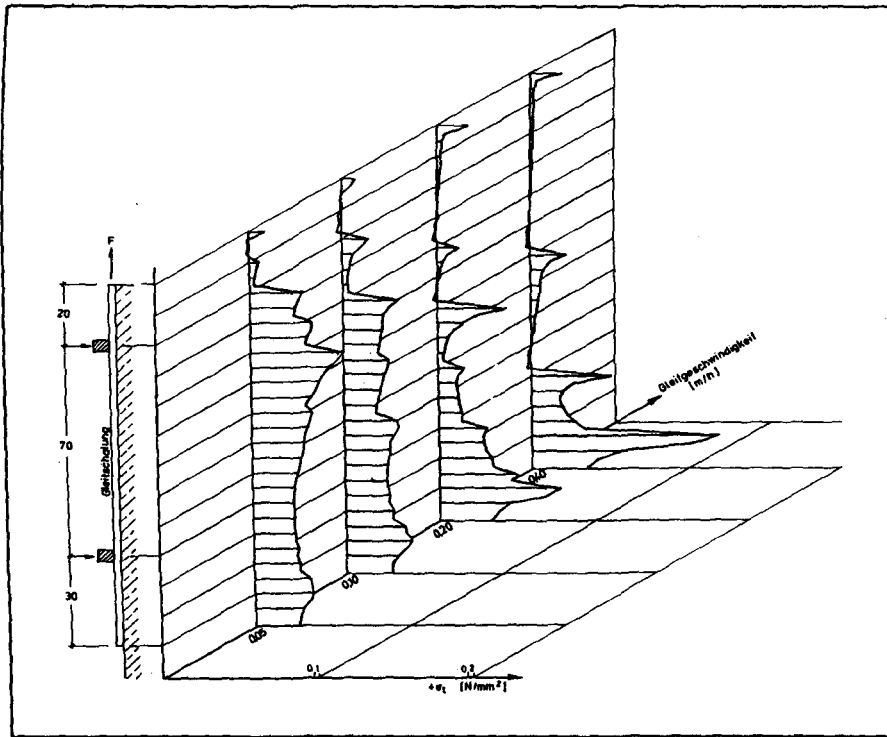


Bild 46:

Verteilung und Größe der Hauptspannungen σ_I in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit.

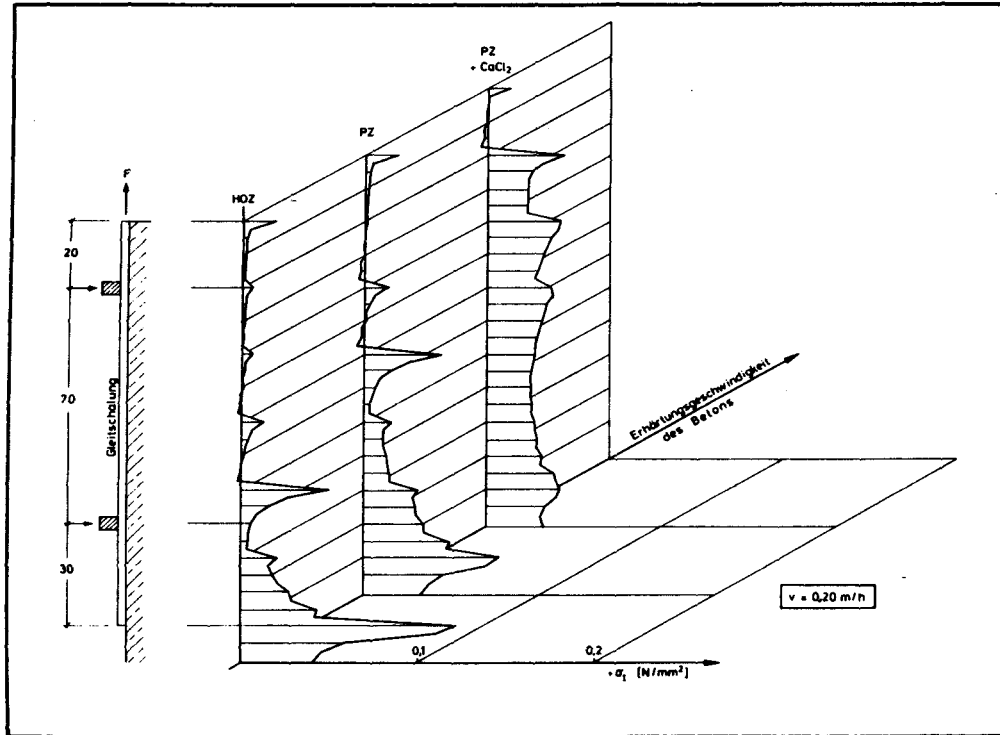


Bild 47:

Verteilung und Größe der Hauptspannungen σ_I in Abhängigkeit von der Erhärtungsgeschwindigkeit des Betons.

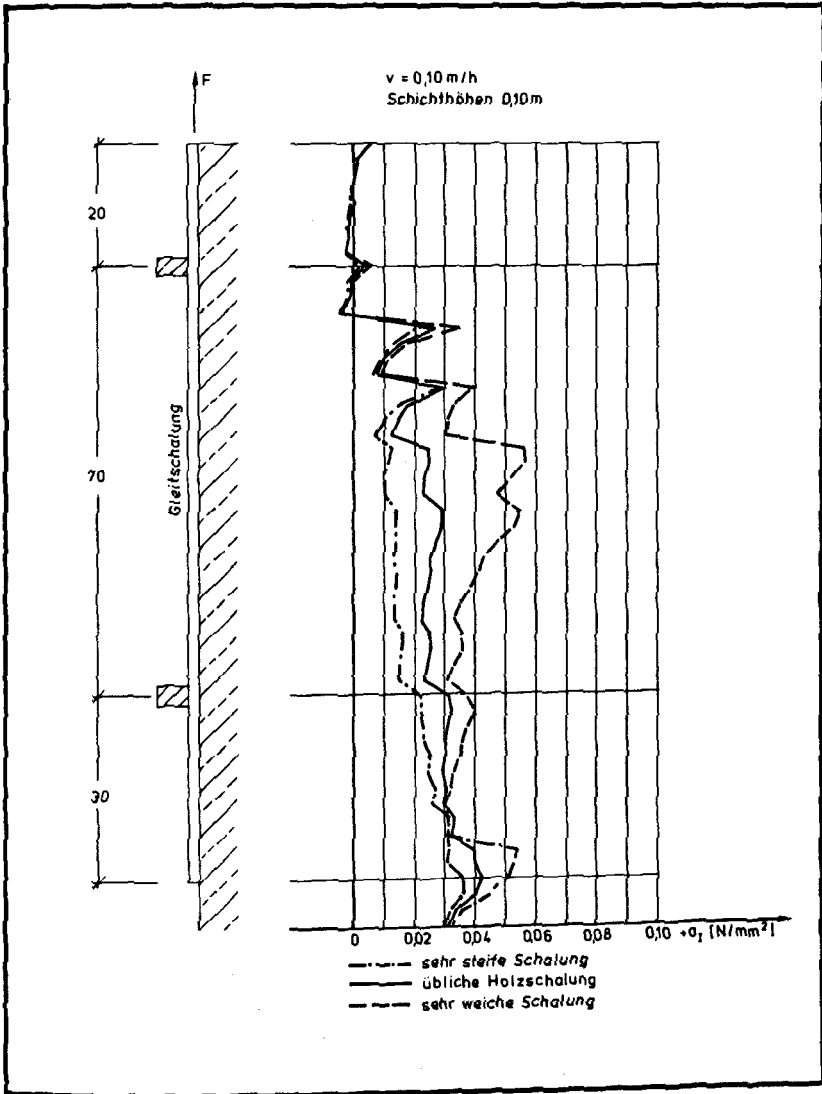


Bild 48:

Verteilung und Größe der Hauptspannungen σ_I in Abhängigkeit von der Schalungssteifigkeit.

Den Einfluß einer Bewehrung auf die Hauptspannung σ_I an der Wandaußenseite zeigen die Bilder 49 bis 53 für verschiedene Gleitgeschwindigkeiten (Rechenläufe 1/14, 8/15, 9/16, 10/17, 11/18). Die an den Schichtgrenzen auftretenden Spannungsspitzen werden bei Anordnung einer Bewehrung vermindert; eine starke Verminderung ergibt sich jedoch nur bei hohen Gleitgeschwindigkeiten (bzw. langsam erhärtendem Beton), wenn also die Gleitschalung noch überwiegend mit sehr jungem, noch nicht erstarrtem Beton gefüllt ist. Das hier rechnerisch erhaltene Ergebnis kann nur bedingt auf die wirklichen Verhältnisse übertragen werden, da aus rechentechnischen Gründen hier eine ganze Elementspalte (die Elemente 129 bis 192) zur Berücksichtigung einer Bewehrung mit größerem E-Modul als der Beton eingegeben wurde. Bei Bauausführungen ist das Bewehrungsnetz im Vergleich zur Größe der Betondeckung so weitmaschig, daß zumindest innerhalb der Maschen eine Spannungsverteilung wie bei unbewehrtem Beton zu erwarten ist. Eine dreidimensionale Diskretisierung würde ermöglichen, einzelne vertikal bzw. horizontal angeordnete Bewehrungsstäbe in der Berechnung zu simulieren und könnte genauere Einblicke in den Spannungszustand liefern. Wegen des dafür erforderlichen, sehr hohen Rechenaufwands muß eine solche Untersuchung allerdings einer späteren Arbeit vorbehalten bleiben.

Die Größe der Normalspannung in Vertikalrichtung und der σ_I -Spannung über die Querschnittsbreite für Schnitte in vier verschiedenen Höhen zeigt Bild 54 (Rechenläufe Nr. 8 und 15). Deutlich ist das "Abwandern" von Kräften aus Schalungsreibung von Beton in die Bewehrung erkennbar. Allerdings wird auch sehr deutlich, daß entgegen manchen bisherigen Vorstellungen die Bewehrung keine "Abschirmung" der Zugkräfte darstellt; auch "hinter" der Bewehrung - ins Wandinnere hinein - treten noch Zugspannungen auf. Wie bereits auf den Bildern 49 bis 53 ist auch hier die Verringerung der Größe der Hauptzugspannungen durch die Bewehrung erkennbar.

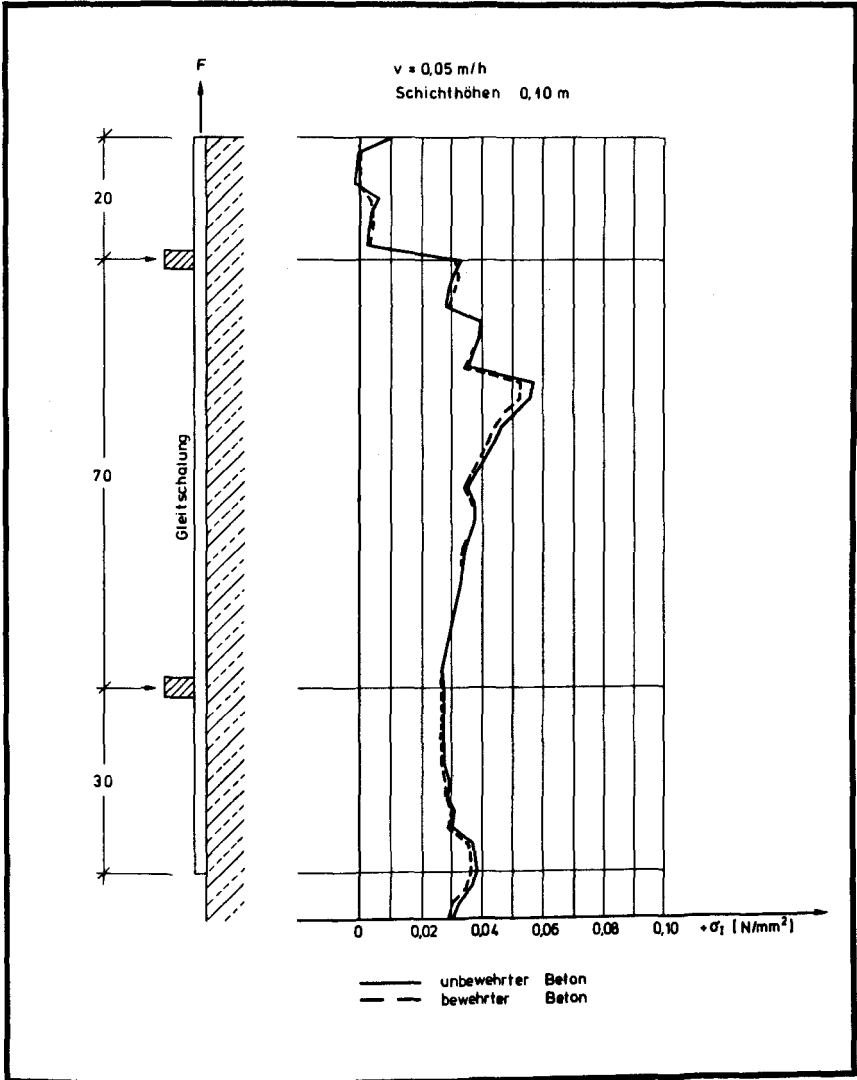


Bild 49:

Größe und Verteilung der Hauptspannungen σ_I für unbewehrten und bewehrten Beton für 0,05 m/h Gleitgeschwindigkeit, Höhe der eingebrachten Betonschichten 0,10 m.

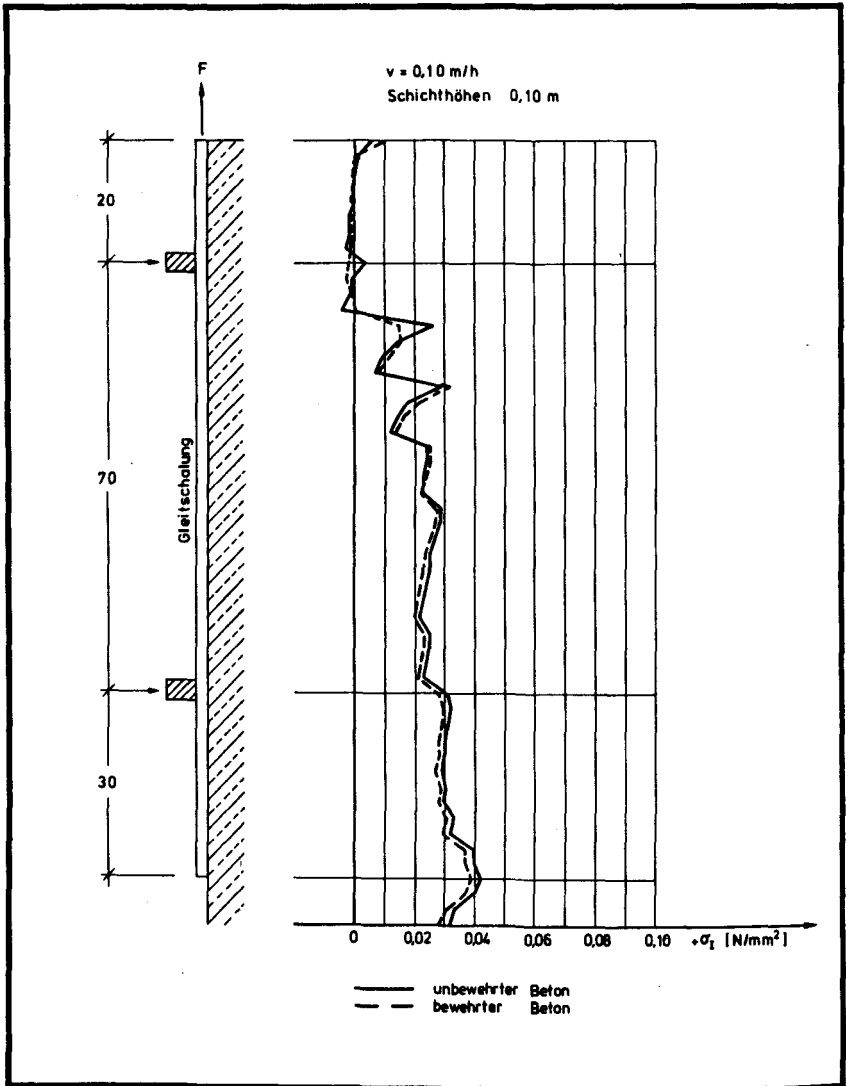


Bild 50:

Größe und Verteilung der Hauptspannungen σ_I für unbewehrten und bewehrten Beton für $0,10 \text{ m/h}$ Gleitgeschwindigkeit, Höhe der eingebrachten Betonschichten $0,10 \text{ m}$.

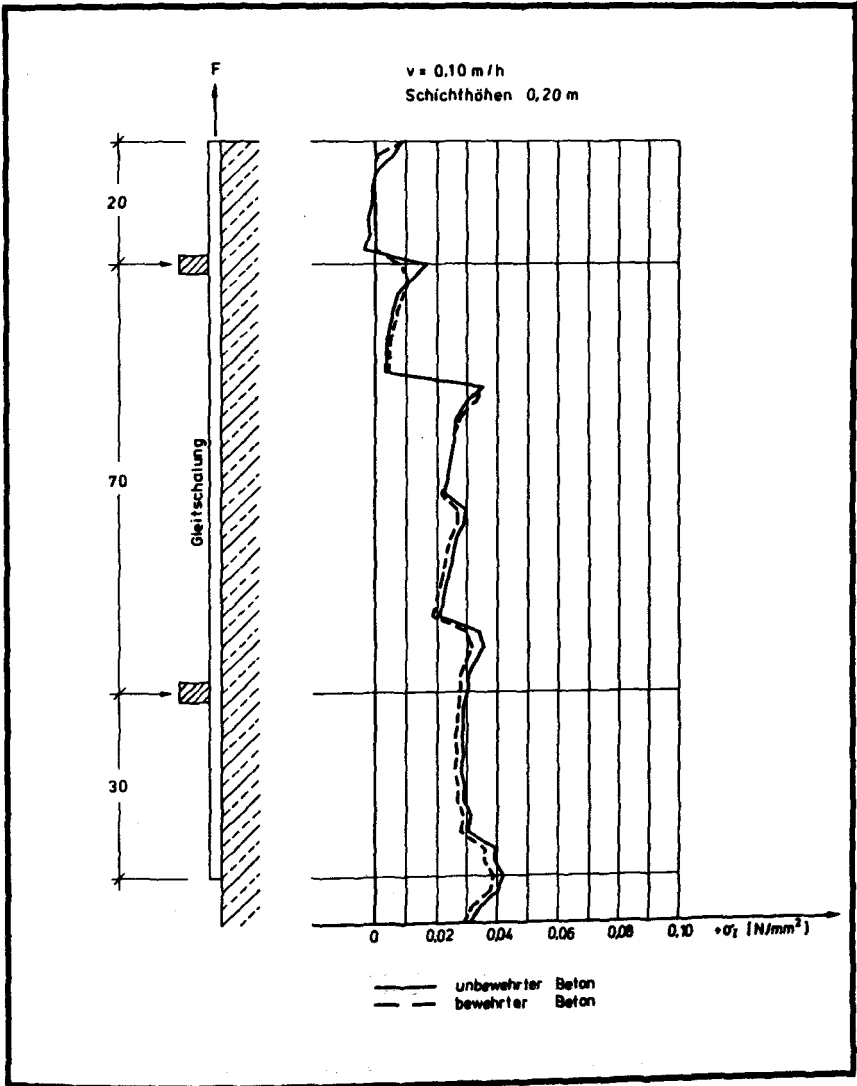


Bild 51:

Größe und Verteilung der Hauptspannungen σ_I für unbewehrten und bewehrten Beton für 0,10 m/h Gleitgeschwindigkeit, Höhe der eingebrachten Betonschichten 0,20 m.

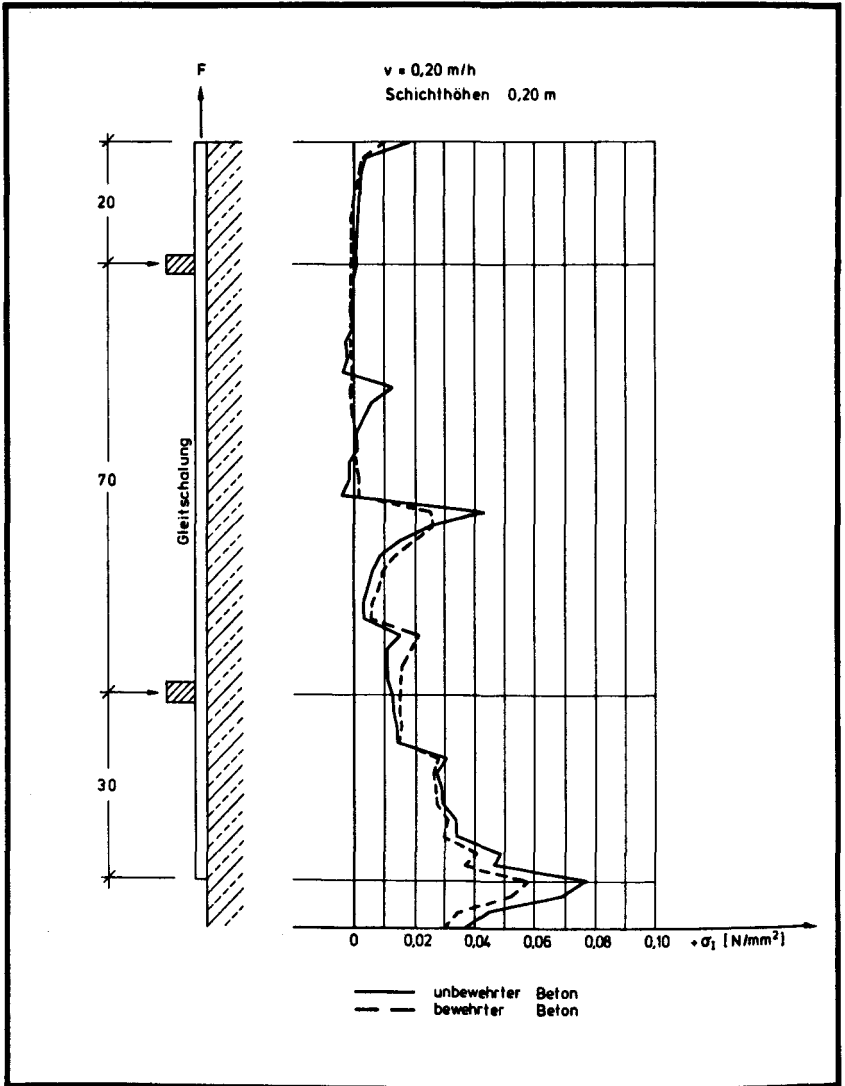


Bild 52:

Größe und Verteilung der Hauptspannungen σ_I für unbewehrten und bewehrten Beton für $0,20 \text{ m/h}$ Gleitgeschwindigkeit, Höhe der eingebrachten Betonschichten $0,20 \text{ m}$.

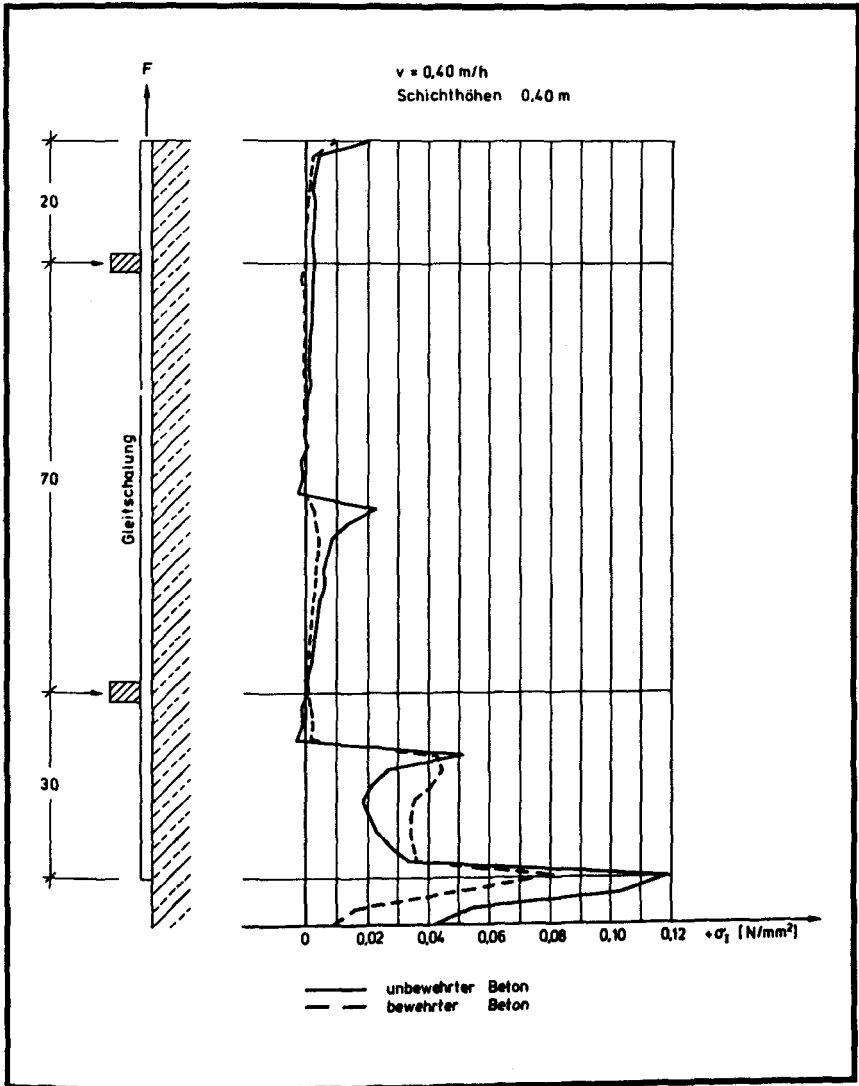


Bild 53:

Größe und Verteilung der Hauptspannungen σ_I für unbewehrten und bewehrten Beton für $0,40 \text{ m/h}$ Gleitgeschwindigkeit, Höhe der eingebrachten Betonschichten $0,40 \text{ m}$.

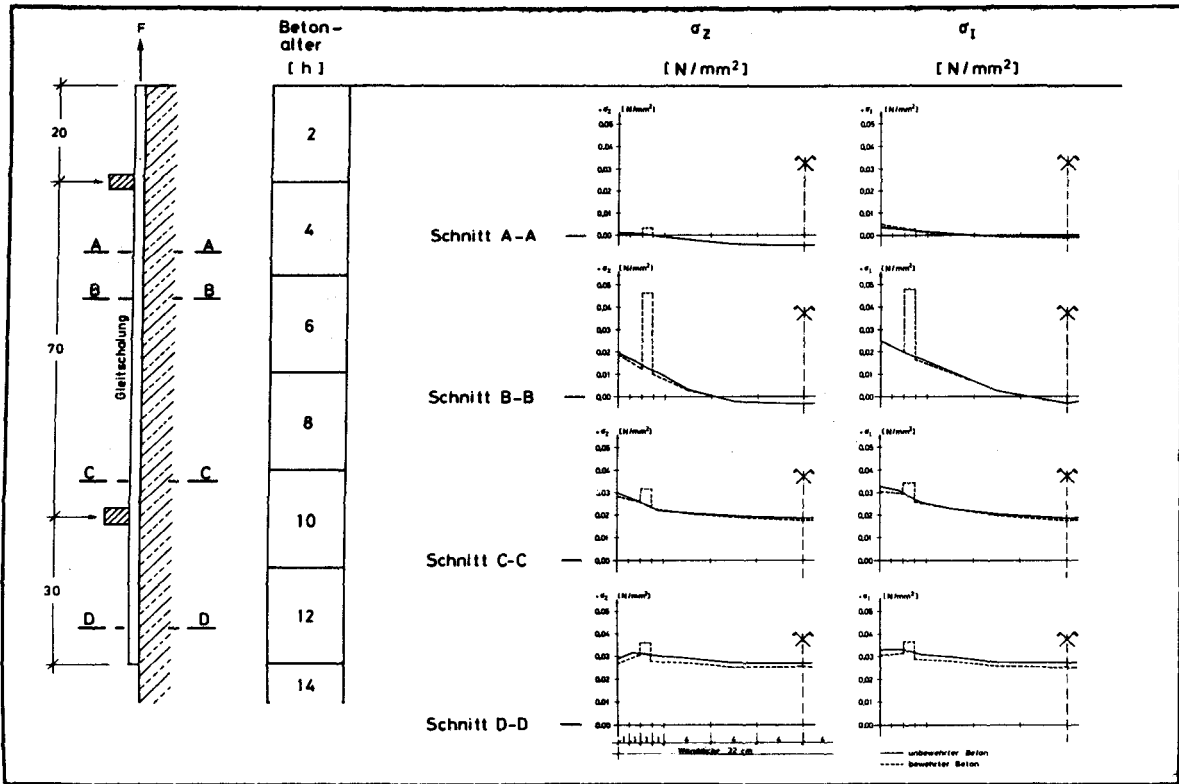


Bild 54:

Verlauf der Vertikalspannungen σ_z und Hauptspannungen σ_I über die Wanddicke für unbewehrten und bewehrten Beton (Bewehrung über Wandlänge "verschmiert", Stahlspannung idealisiert).

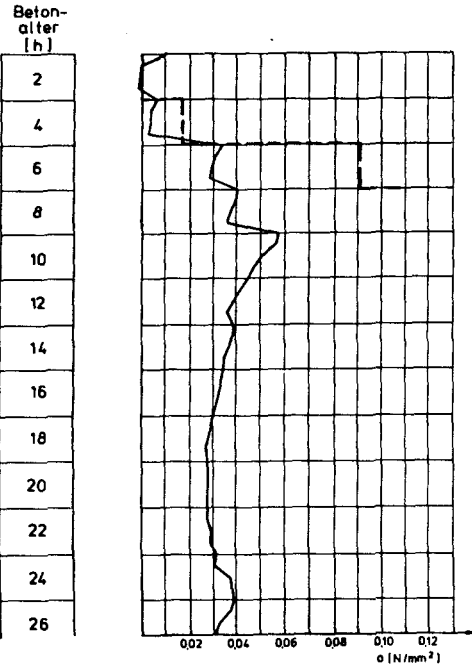
Die Gegenüberstellung der errechneten Hauptzugspannungen mit den Bruchspannungen bei zentrischem Zug ist für die Rechenläufe Nr. 9, 8 und 10 (Gleitgeschwindigkeiten von 0,05 bis 0,20 m/h, PZ) in Bild 55 dargestellt. Die Bruchspannung des Betons wurde dabei nach BYFORS (Bild 39) errechnet. Die Auswertung zeigt, daß bis zu einem Betonalter von 4 Stunden Hauptspannungsspitzen auftreten, deren Größe die aufnehmbare Zugspannung des jungen Betons überschreitet; hier können Risse auftreten. In höherem Alter wächst die Zugfestigkeit des Betons so schnell an, daß keine Rißbildung mehr zu befürchten ist.

Lediglich bei im Verhältnis zur Erhärtungsgeschwindigkeit des Zements hoher Gleitgeschwindigkeit erreichen oder überschreiten auch noch im späteren Betonalter (über 4 Std.) die Hauptspannungsspitzen die Größenordnung der Betonbruchspannung bei zentrischem Zug (Bild 55, $v = 0,2\text{m/h}$). Diese Fälle sind jedoch baupraktisch gesehen nicht relevant, da hier die Gefahr des Betonversagens unterhalb der Gleitschalung die mögliche Gleitgeschwindigkeit begrenzt (vgl. Abschnitt 4.3).

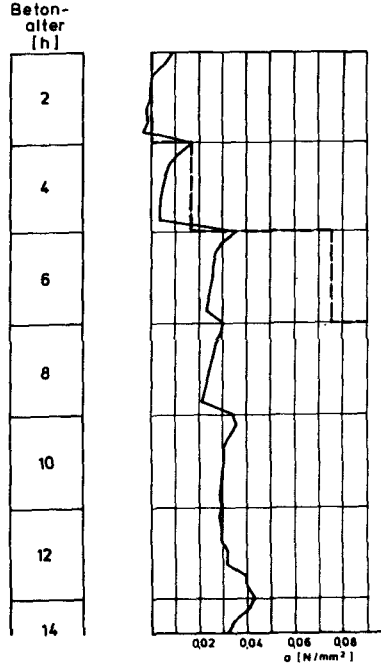
Die rechnerisch ermittelte Überschreitung der aufnehmbaren Zugspannung beim noch sehr jungen Beton erscheint baupraktisch gesehen unbedenklich. Der Beton ist in den ersten 4 Stunden nach dem Anmischen noch so verformungswillig, daß eine Rißbildung wieder "geheilt" werden kann. Die Auflast später eingebrachter Betonschichten und die Betonverdichtung durch Rütteln dürften in diesem Alter immer ausreichen, entstandene Risse wieder zu schließen; durch die Kristallbildung beim Erhärtungsvorgang - der gerade erst begonnen hat - wird wieder ein einheitliches, zusammenhängendes Betongefüge entstehen.

Die Ergebnisse der F-E-Berechnung zeigten, daß bei üblicher Bauausführung durch Schalungsreibung hervorgerufene, bleibende Rißbildung an den Wandaußenflächen von in Gleitschalung erstellten Bauwerken nicht zu erwarten ist. Bei in der Schalung erhärtetem Beton (bei längerem Schalungsstillstand) und "angefrorener" Schalung können beim gewaltsamen "Losreißen" der Schalung bei genügender Tragkraft der Heber allerdings Betonrisse erzwungen werden.

Gleitgeschwindigkeit 0,05 [m/h]



Gleitgeschwindigkeit 0,1 [m/h]



Gleitgeschwindigkeit 0,2 [m/h]

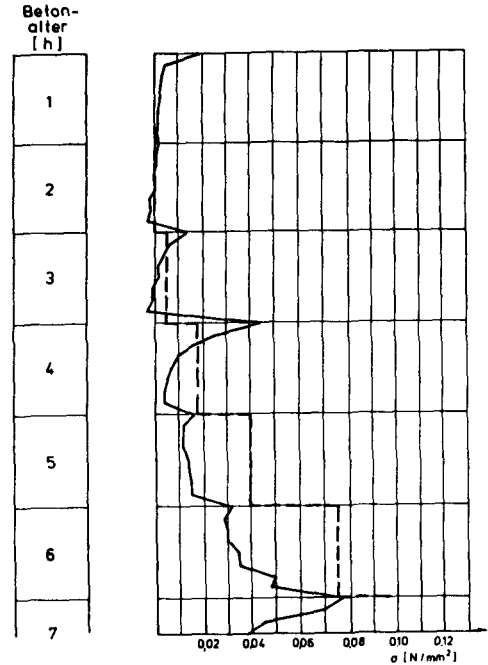


Bild 55:

Vergleich der errechneten schiefe Hauptzugspannungen mit den Bruchspannungen bei zentrischem Zug für Gleitgeschwindigkeiten von 0,05 bis 0,20 m/h.

— — — schiefe Hauptzugspannung σ_1

- - - - - Bruchspannung bei zentrischem Zug

3.2 Tastversuche zur Klärung einiger für den Gleitschalungsbau wichtiger Fragen

3.2.1 Notwendigkeit eigener Versuche

Die von SPECHT /90/ durchgeführten Untersuchungen dienten der Festlegung von Rechenansätzen für den Schalungsdruck üblicher Ortbetonbauten; die für den Gleitschalungsbau wichtigen Fragen,

- wann nach Anmischen des Betons und Einfüllen in die Schalung diese spätestens gezogen werden muß, um ein starkes Ansteigen der Haftreibung zu verhindern,
- ob auch bei mehrfacher Bewegung des gleichen Betonkörpers über die Schalung die Gleitreibungsbeiwerte gleich bleiben, welchen Einfluß die fortschreitende Betonerstarrung auf die Größe der Gleitreibungsbeiwerte hat
- und welche Zeit die Schalung höchstens zwischen zwei Hubbewegungen ruhen darf, ohne daß ein Anstieg der Haftreibungsbeiwerte eintritt,

wurden durch diese Untersuchungen nicht ausreichend geklärt.

Da auch die Versuche von REICHVERGER nicht geeignet schienen, diese Fragen ausreichend zu beantworten, wurden eigene Tastversuche zur Entwicklung einer geeigneten Versuchsanordnung und zur Gewinnung zumindest qualitativer Aussagen durchgeführt.

3.2.2 Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Haft- und Gleitreibungswerte

Die von SPECHT /90/ benutzte Versuchseinrichtung, bei der mit Beton gefüllte Kästen über das jeweilige Schalungsmaterial unter

Messung der dafür erforderlichen Kraft gezogen wurden, hat für systematische Untersuchungen am jungen Beton zur Feststellung der zeitlichen Entwicklung von Haft- und Gleitreibung verschiedene Nachteile:

- Müssen - wie für die Haftreibungsversuche nötig - bis zu 12 Versuchskörper fast gleichzeitig bewegt werden, wird die Versuchseinrichtung sehr aufwendig.
- Es werden immer neue Bereiche der Schalungsoberfläche vom Beton berührt. Der dadurch entstehende Verlust an Feinbestandteilen des Betons läßt eine Verfälschung der Meßwerte befürchten.
- Der Kraftangriffspunkt liegt am Versuchskörper höher als die Resultierende der Reibkräfte. Das Versatzmoment führt zu Verkantungen und kann dadurch bei bereits erstarrendem Beton Fehlmessungen hervorrufen.

Da die Kenntnis der absoluten Größen der Reibkräfte nur wenig Bedeutung hat - für Anwendungen in der Baupraxis wird vor allem die zeitliche Entwicklung dieser Werte benötigt -, kann die Versuchsanordnung so ausgebildet werden, daß Drehbewegungen statt Längsbewegungen ausgeführt werden. Dann berührt der Beton immer dieselbe Schalungsoberfläche; die Versuchsanlage wird kompakt und einfach (nur eine Zugvorrichtung und eine Kraftmeßdose erforderlich); die Prüfkörper können aufgehängt werden, so daß nur der Beton die Schalungsoberfläche berührt. Bild 56 zeigt die benutzte Versuchseinrichtung.

Zeitlich gleichlaufend mit der Ermittlung der Reibbeiwerte wurde jeweils der Temperaturanstieg des Betons infolge Hydratation festgestellt. Dabei erfolgte die Temperaturmessung im Innern einer mit Beton gefüllten Styropor-Probewürfelschalung mit 3 cm Wanddicke - Betonoberfläche nicht abgedeckt. Die Verhältnisse entsprachen damit in etwa denen einer dicken Betonwand, bei der ein Temperatúrausgleich mit der Umgebung nur über die Seitenflächen stattfinden kann.

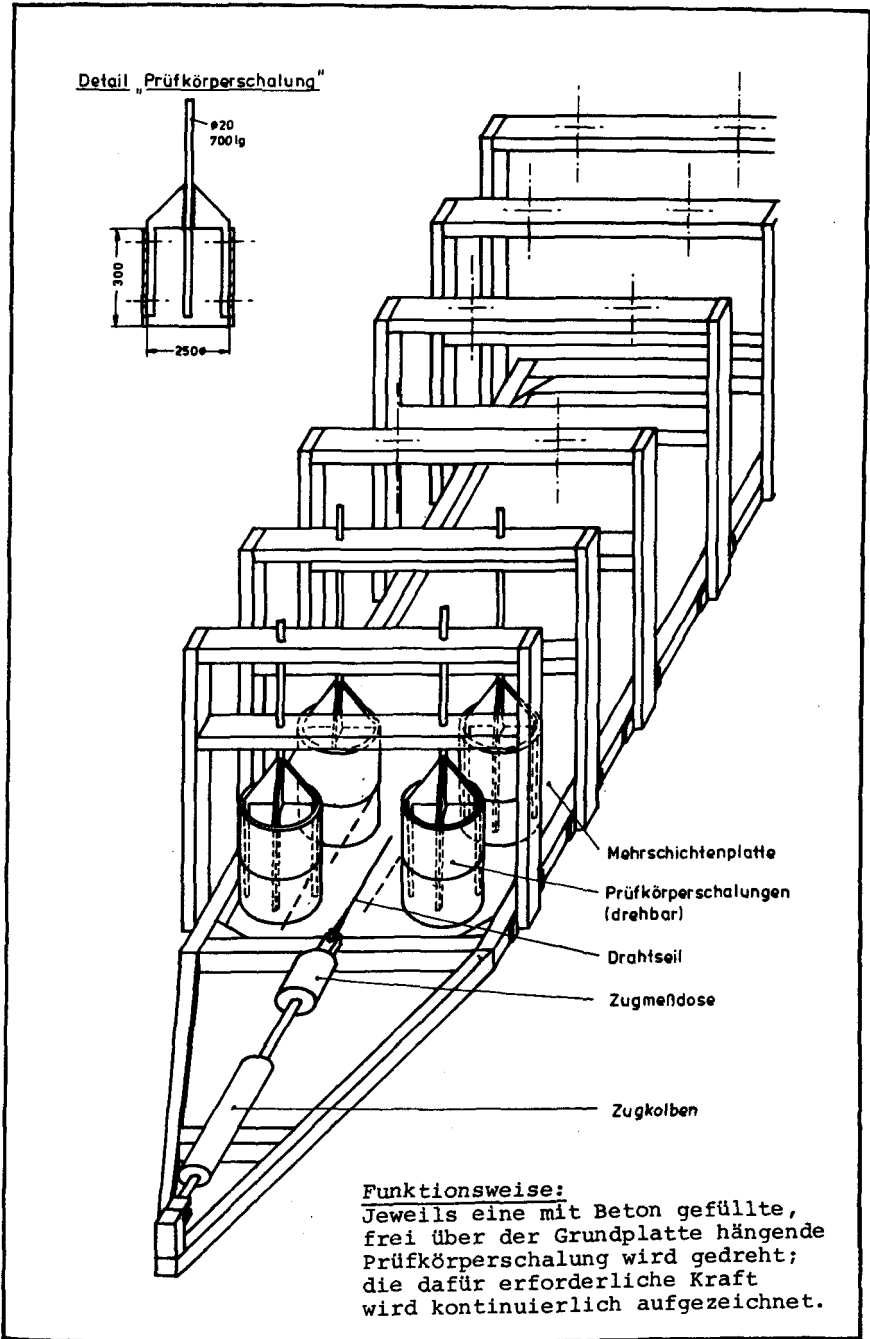


Bild 56:

Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Haft- und Gleitreibungsbeiwerte.

3.2.3 Versuchsprogramm

Alle Versuche wurden mit einem Beton mit Zuschlägen der Sieblinie A/B 32 gemäß DIN 1045 unter Verwendung einer kunstharzbeschichteten Mehrschichtenplatte als Schalungsmaterial durchgeführt. Die Sieblinie der Zuschläge zeigt Bild 57; Angaben über die Zemente und die Betonzusammensetzung sind in den Tabellen 4 und 5 zusammengestellt.

Bei drei Versuchsreihen mit verschiedenen Zementen (PZ 35 F, PZ 45 F, HOZ 35 L) wurden 12 Versuchskörper gleichzeitig betoniert und dann einzeln im zeitlichen Abstand von 20 Minuten (PZ 45 F) bzw. 30 Minuten (PZ 35 F, HOZ 35 L) jeweils nur einmal bis zur Überwindung des Haftverbunds belastet.

Drei weitere Versuchsreihen umfaßten Versuche, bei denen fünf Versuchskörper mehrfach in regelmäßigen Zeitabständen von 10, 20, 40, 80 und 160 Minuten wiederum jeweils bis Überwindung des Haftverbunds belastet wurden. Zur Anwendung kamen dabei die Zemente PZ 35 F, PZ 45 F, HOZ 45 L.

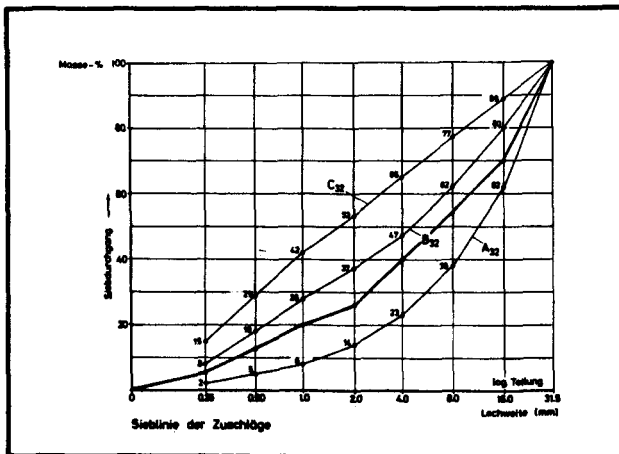


Bild 57:

Sieblinie der Zuschläge des Betons für die Haft- und Gleitreibungsversuche.

Zement	Lieferwerk	spez. Oberfläche [cm ² /g]	Erstarrungsbeginn		Erstarrungsende	
			einzel	Mittel	einzel	Mittel
HOZ 35 L	Nordcemet	3780	3 h 40 '	3 h 42 '	5 h 01 '	5 h 02 '
			3 h 44 '		5 h 03 '	
HOZ 45 L	Dyckerhoff	4210	2 h 22 '	2 h 23 '	2 h 22 '	3 h 24 '
			2 h 24 '		2 h 25 '	
PZ 35 F	Teutonia	3430	1 h 51 '	1 h 52 '	2 h 48 '	2 h 50 '
			1 h 53 '		2 h 52 '	
PZ 45 F	Teutonia	3990	1 h 31 '	1 h 33 '	2 h 26 '	2 h 27 '
			1 h 34 '		2 h 28 '	

Tabelle 4:

Spezifische Oberfläche und Erstarrungsverhalten der Zemente für die Reibungsversuche.

Versuch Nr.	Zement	Betonzusammensetzung [kg/m ³]			Ausbreitmaß [cm]	Verdichtungsmaß
		Zement	Zuschlag	Wasser (einschl. Eigenfeuchte)		
1	HOZ 35 L	320	1874	143	34,0	1,11
2	PZ 35 F	320	1874	133	35,0	1,12
3	PZ 45 F	320	1849	133	34,5	1,06
4	HOZ 45 L	320	1874	133	35,5	1,09
5	PZ 35 F	320	1874	143	36,5	1,09
6	PZ 45 F	320	1874	143	36,5	1,14

Tabelle 5:

Betonzusammensetzung, Ausbreit- und Verdichtungsmaß der Betone für die Reibungsversuche.

3.2.4 Versuchsergebnisse

Die aufgezeichneten Zugkraft-Weg-Kurven zeigten den nach den Versuchen von SPECHT /91/ erwarteten Verlauf - ein Beweis dafür, daß die jetzt angewandte, wesentlich einfachere Versuchseinrichtung ebenfalls aussagekräftige Ergebnisse liefert. Beispielhaft zeigt Bild 58 die Versuchsergebnisse zweier Probekörper, die drei Stunden (PZ 35 F) bzw. 5 h 15 '' (HOZ 35 L) nach dem Anmischen des Betons und Füllen der Schalungen bewegt wurden. Nach Überwinden des Haftverbundes (Spitzenwerte in Bild 58) treten Gleitreibungswerte auf, die wesentlich geringer als die Haftreibungswerte sind.

Die Bilder 59 bis 61 zeigen die Haftreibungs- sowie die Gleitreibungswerte für Prüfkörper, die nach Einfüllen des Betons bis zum Prüfzeitpunkt nicht bewegt wurden. Während die Gleitreibungswerte keine Abhängigkeit vom Betonalter zeigen - die gemessenen Werte sind auch bei mehrere Stunden altem Beton nicht höher als bei Frischbeton -, werden die Haftreibungswerte mit zunehmendem Betonalter größer. Es wird deutlich, daß der Anstieg der Kurve der Haftreibungswerte bereits mit dem Anmischen des Betons beginnt; ein sehr schneller Anstieg tritt nach dem Zeitpunkt des Erstarrungsendes der Zemente ein. Für den Gleitschalungsbau kann daraus gefolgert werden, daß - besonders wichtig beim ersten Füllen und "Anfahren" der Schalung - die Gleitschalung spätestens nach einem Zeitraum, der gleich der Zeit vom Anmischen bis zum Erstarrungsbeginn der Zemente ist, erstmalig bewegt werden muß. Bei längeren Wartezeiten bis zum erstmaligen Heben der Gleitschalung ist mit hohen Werten der Haftreibung zu rechnen.

Die Meßwerte der Haftreibung bei in regelmäßigen Zeitabständen mehrfach bewegten Prüfkörpern zeigen die Bilder 62 bis 64. Für die baupraktische Anwendung kann daraus entnommen werden, daß zwischen zwei Hubvorgängen der Gleitschalung die Ruhezeit kürzer

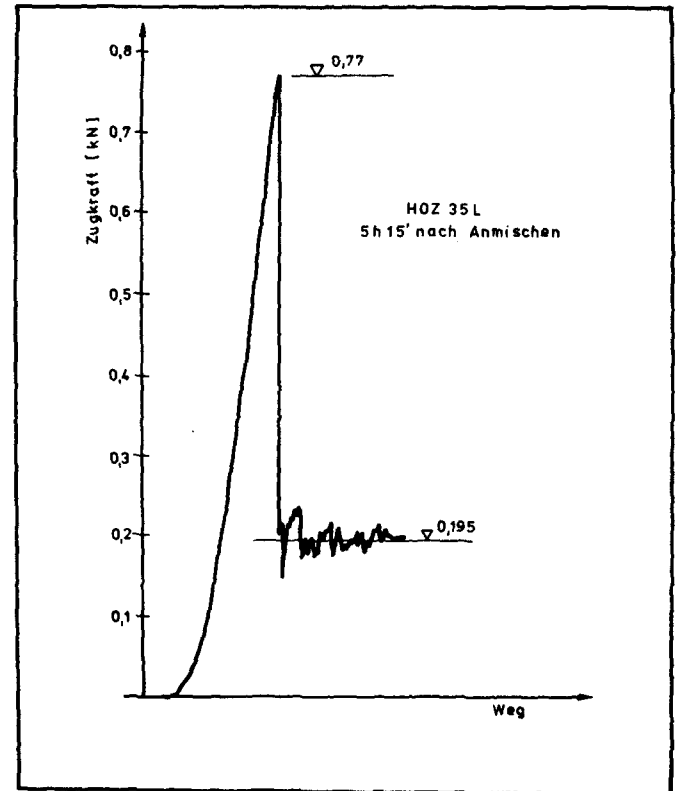
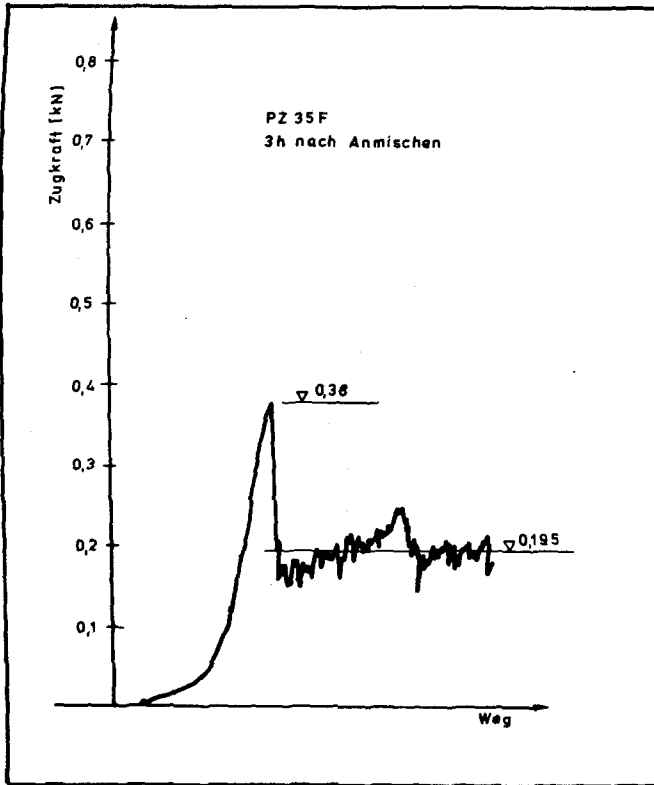


Bild 58:

Aufgezeichnete typische Last-Verschiebungs-Kurven bei Ermittlung der Haft- und Gleitreibungswerte.

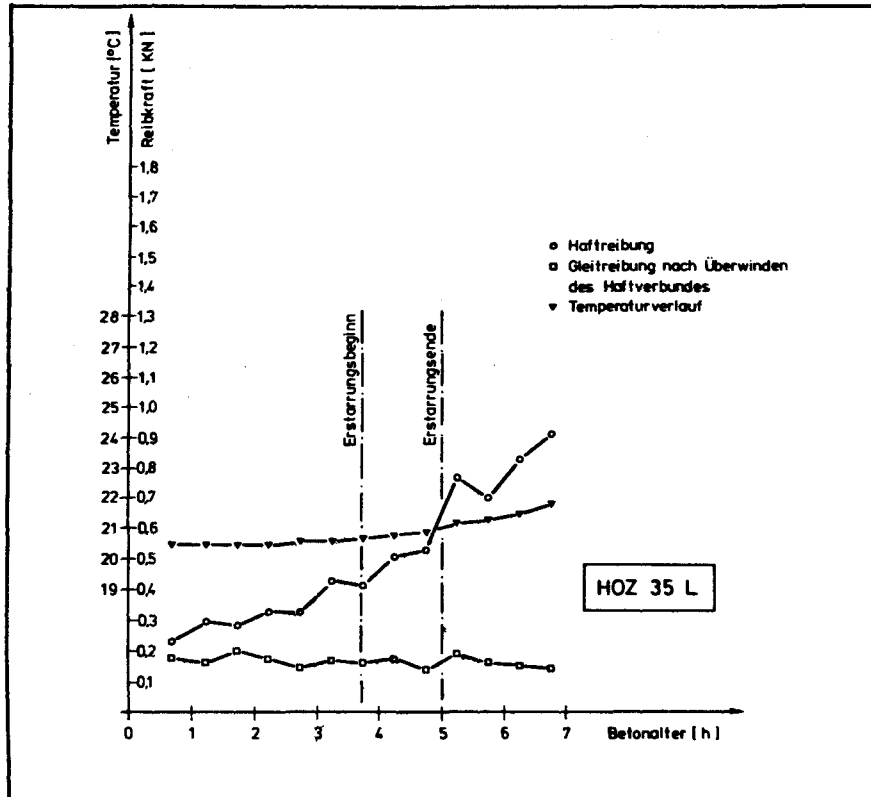


Bild 59:

Meßwerte der Haftreibung, Gleitreibung und des Temperaturverlaufs für einen Beton mit HOZ 35 L bei jeweils nur einmal bewegten Versuchskörpern.

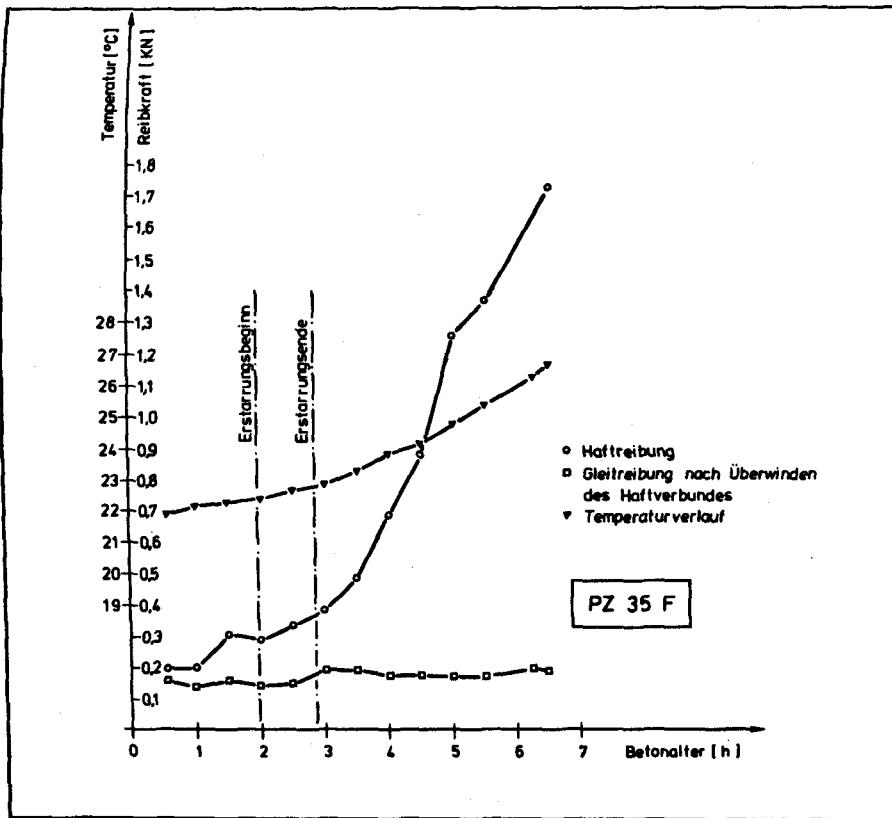


Bild 60:

Meßwerte der Haftreibung, Gleitreibung und des Temperaturverlaufs für einen Beton mit PZ 35 F bei jeweils nur einmal bewegten Versuchskörpern.

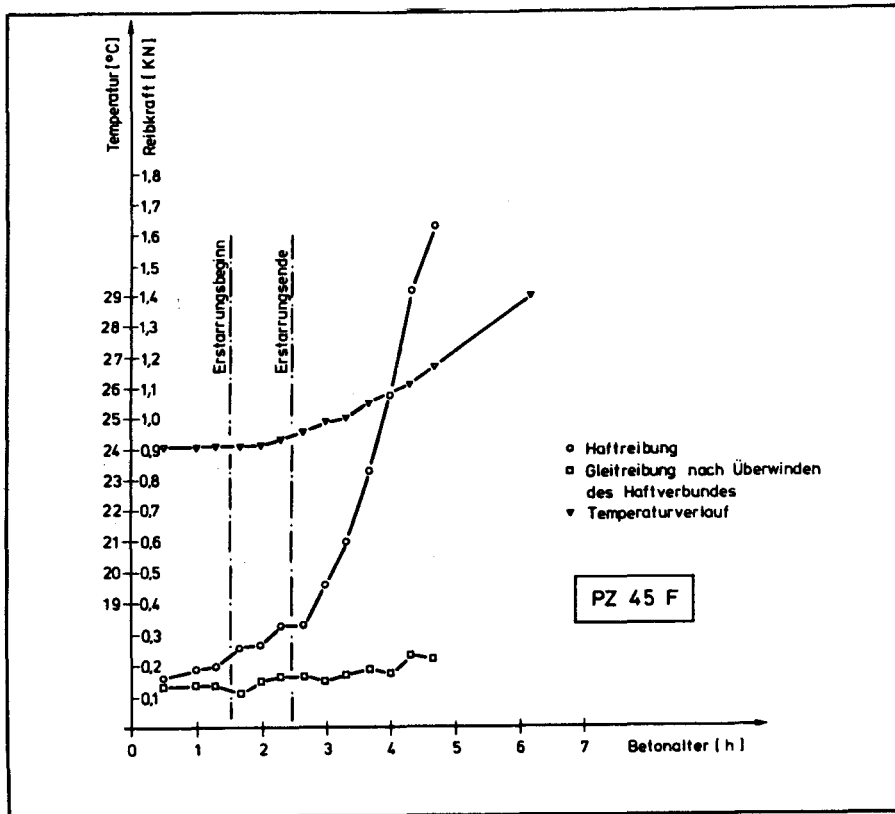


Bild 61:

Meßwerte der Haftreibung, Gleitreibung und des Temperaturverlaufs für einen Beton mit PZ 45 F bei jeweils nur einmal bewegten Versuchskörpern.

als 20 Minuten bei PZ 35 F und HOZ 45 L bzw. 10 Minuten bei PZ 45 F sein sollte, um einen Anstieg der Haftreibungswerte zu vermeiden. Bei höheren als bei den Versuchen gemessenen Temperaturen während der Betonerhärtung sind die Ruhezeiten noch weiter zu verringern. Diese Zeiten sind wesentlich kürzer als die bisher auf den Baustellen üblichen Ruhezeiten; häufig wird hier die Schalung noch eine Stunde bewegungslos stehengelassen.

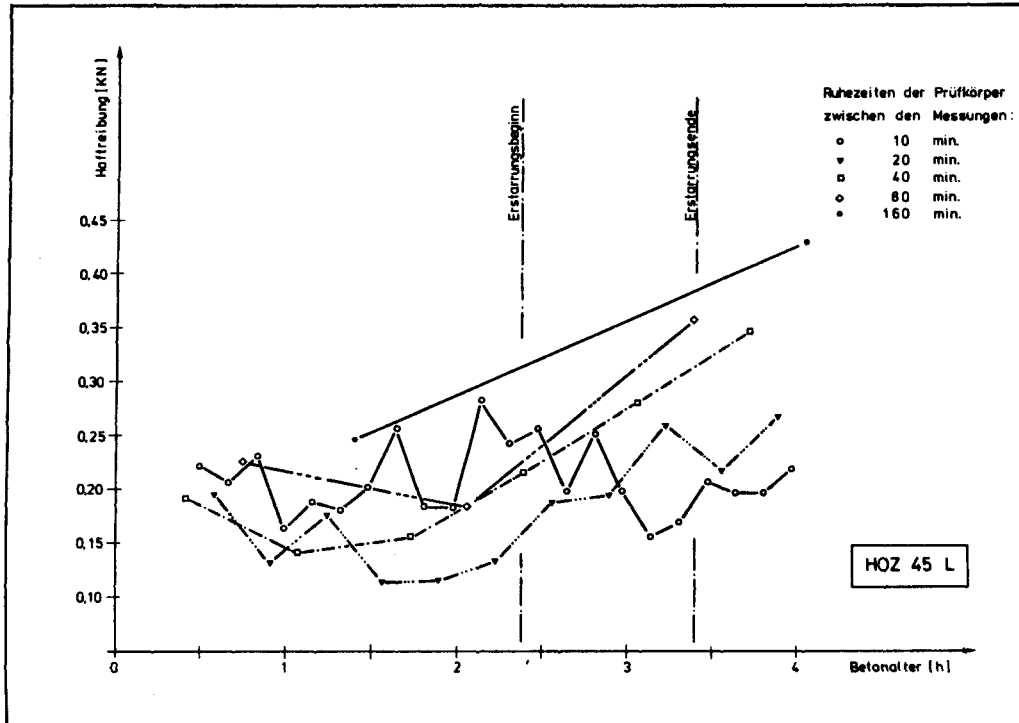


Bild 62:

Meßwerte der Haftreibung für einen Beton mit HOZ 45 L bei mehrfach bewegten Versuchskörpern.

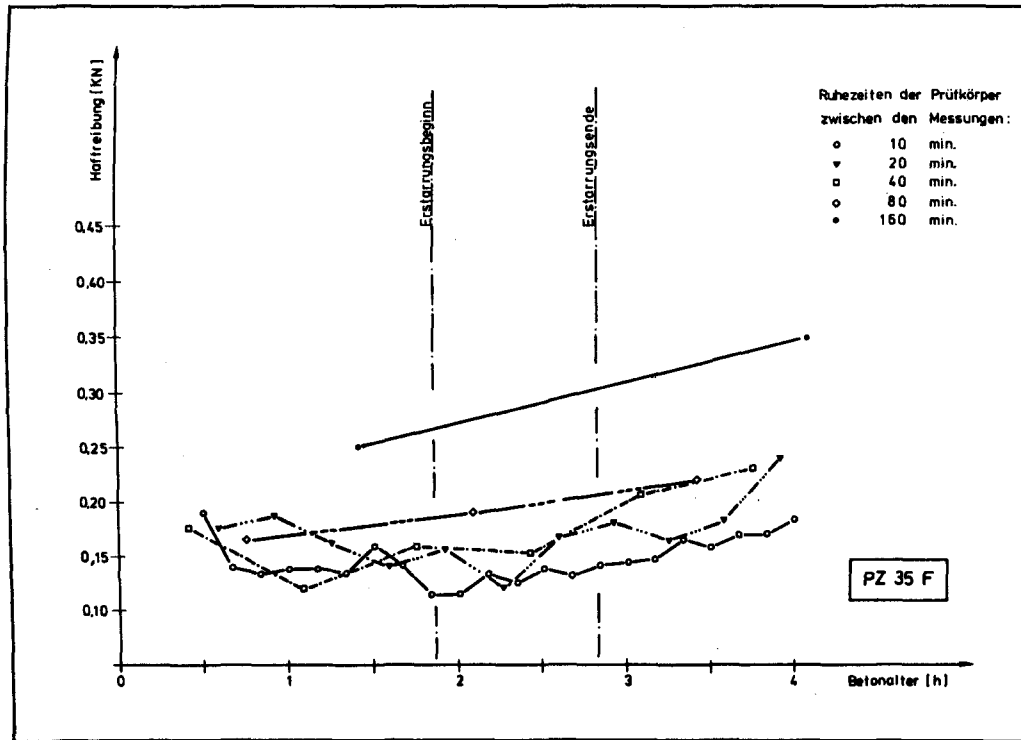


Bild 63:

Meßwerte der Haftreibung für einen Beton mit PZ 35 F bei mehrfach bewegten Versuchskörpern.

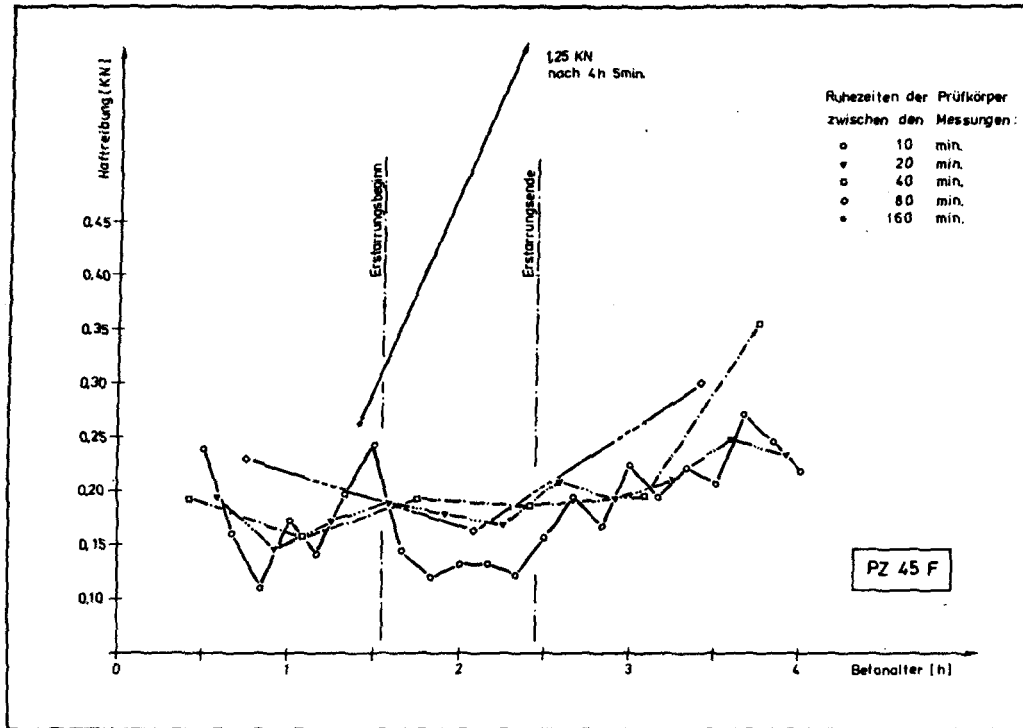


Bild 64:

Meßwerte der Haftreibung für einen Beton mit PZ 45 F bei mehrfach bewegten Versuchskörpern.

3.3 In Gleitschalung errichtete Versuchswände

3.3.1 Versuchsprogramm

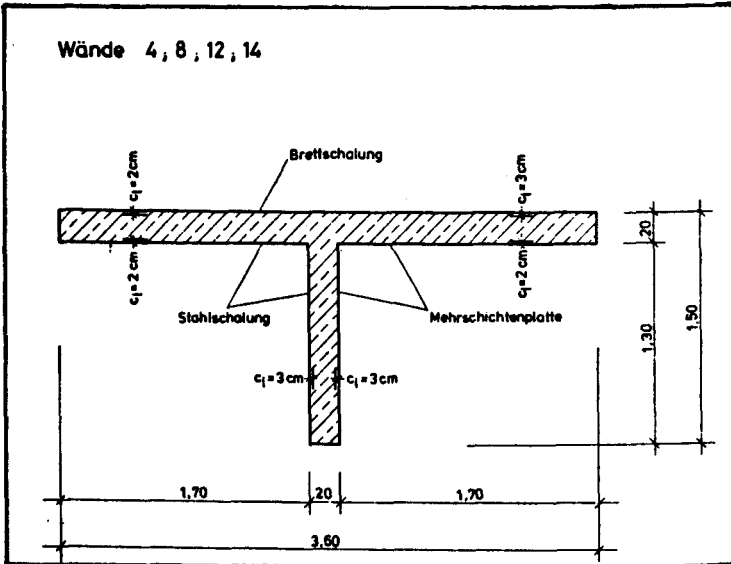
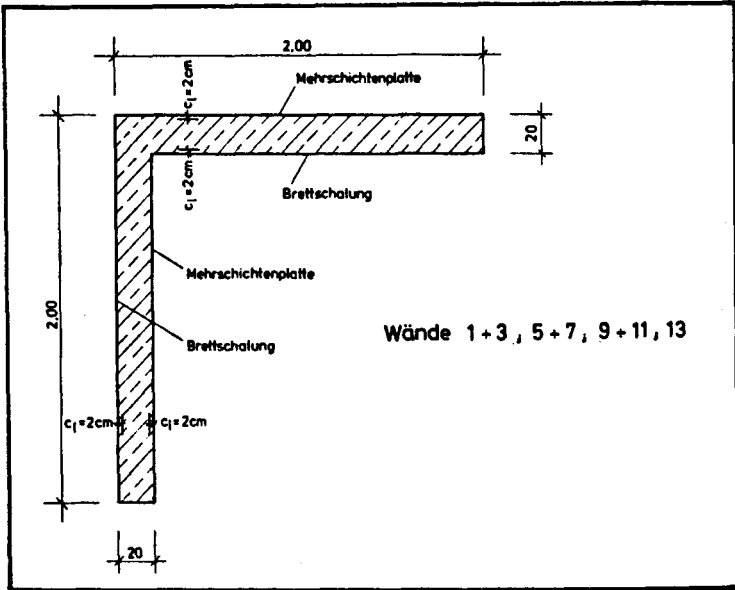
3.3.1.1 Allgemeines

Ziel der Versuchsdurchführung war es, Erkenntnisse zu gewinnen, die direkt auf Baustellenausführungen übertragen werden können. Da über die gegenseitige Abhängigkeit von Schalungsmaterial, Betonzusammensetzung und Gleitgeschwindigkeit kaum verwertbare Erkenntnisse vorlagen, schieden Laborversuche, in denen jeweils nur ein Parameter geändert wird, für die Versuchsdurchführung aus. Die Übertragbarkeit von solcherart gewonnenen Ergebnissen auf Bauausführungen schien nicht ausreichend gesichert. Durchgeführt wurden daher Versuche im anwendungsnahen Maßstab unter Baustellenbedingungen. Dabei wurden Teile der Kellerwände eines Institutsneubaus der TU Braunschweig in Gleitschalung erstellt.

Details des Versuchsprogramms werden hier nur soweit aufgeführt und erläutert, wie sie zum Verständnis dieser Arbeit unbedingt erforderlich sind. Alle übrigen Angaben sind im Versuchsbericht /44/ zu finden.

3.3.1.2 Wahl der Grundrißform und Größe der Versuchswände

Einzelne, im Grundriß linienförmige Wände sind bei Erstellung in Gleitschalung stark rißgefährdet, da Schiefstellungen und Schaukelbewegungen der Schalung während des Hochziehens kaum ausgeschlossen werden können. Übliche Grundrißformen im Gleitschalungsbau sind - bedingt durch die Bauaufgaben - meist geschlossene Querschnitte (Hohlkästen oder kreisförmige Querschnitte), bei denen sich die Gleitschalung beim Hochziehen meist ohne Schaukelbewegungen nach oben bewegt. Um nicht zu günstige Ergebnisse zu erzielen, wurden mit im Grundriß T- und L-förmigen Versuchswänden (Bild 65) Grundrißformen gewählt, die im Bauzustand für sich standfest sind, für den Gleitvorgang zwar keine optimale Form darstellen, in der Praxis jedoch gelegentlich ebenfalls in Gleitschalung erstellt werden. Das Versuchsprogramm deckt damit die ungünstigsten Praxisbedingungen ab.



Bibl.d.TU.
Braunschweig

Bild 65:

Grundrißabmessungen der Versuchswände mit Angabe der Schalungs-
oberfläche. c_1 = Betonüberdeckung der Längsbewehrung.

3.3.1.3 Wahl der Schalungsoberfläche

Die geringe Anzahl der Versuchswände zwang zur Beschränkung auf wenige ausgewählte Schalungsoberflächen. Dabei wurde dem Praxisbezug der Vorrang gegeben; die gewählten Schalungsoberflächen

- gehobelte Nadelholzbretter, 3 cm dick,
- kunstharzbeschichtete Mehrschichtenplatte (Furnierplatte)
- Stahlblech auf Holzschalung

sind in Deutschland bauüblich. Die verschiedenen Schalungen wurden so angeordnet, daß die Wandaußenseiten jeder Versuchswand mit unterschiedlichen Schalungsoberflächen erstellt wurden, um - bei zwangsläufig exakt gleicher Betonzusammensetzung und Gleitgeschwindigkeit - den Einfluß der Schalungsoberfläche ermitteln zu können.

3.3.1.4 Wahl der Betonzusammensetzung

Die Literaturangaben zur zweckmäßigen Wahl der Betonzusammensetzung schwanken stark. Es werden einerseits die für übliche Ortbetonbauten benutzten Betone empfohlen, andererseits eine Fülle von sich z. T. widersprechenden Empfehlungen angegeben. Der Beton der Versuchswände wurde daher in weiten Grenzen variiert. Ausgehend von einer Grundmischung (Zement PZ 35 F, runderkörnige Zuschlagstoffe, Sieblinie A/B gemäß DIN 1045, Mehlkorngehalt 400 kg/m^3 , Ausbreitmaß ca. 38 cm, w/z-Wert 0,54) wurden jeweils einzelne Mischungsbestandteile abgeändert; diese sind in Tabelle 6 durch [] gekennzeichnet.

Die für die Wahl der verschiedenen Betonzusammensetzungen berücksichtigten Gründe sollen im folgenden kurz erläutert werden: Nach Literaturangaben kann die Verwendung von gebrochenem Zu-

Beton- zusammensetzung	für Wand- Nr.	Gleitge- schwin- digkeit	Bemerkung
Rundkorn	1	0,2 m/h	Grundmischung
Sieblinie A/B	4	0,2 m/h	
Mehlkorn 400 kg/m ³	8	0,3 m/h	
PZ 35 F	13	0,2 m/h	
Rundkorn			weitgehend kontinuierlich gezogen
Sieblinie A/B	2	0,2 m/h	
Mehlkorn 600 kg/m ³			200 kg/m ³
PZ 35 F			EFA-Füller
gebrochenes Korn			
Sieblinie A/B			
Mehlkorn 400 kg/m ³	6	0,2 m/h	
PZ 35 F			
Verflüssiger			
gebrochenes Korn			
Sieblinie A/B			200 kg/m ³
Mehlkorn 600 kg/m ³	7	0,2 m/h	
PZ 35 F			EFA-Füller
Verflüssiger			
Rundkorn			
Sieblinie A/B			
Mehlkorn 400 kg/m ³	5	0,2 m/h	$\frac{w}{z} \approx 0,4$
PZ 35 F			
Verflüssiger			
Rundkorn			
Sieblinie A/B			
Mehlkorn 400 kg/m ³	3	0,2 m/h	
HOZ 45 L			
Rundkorn			
Sieblinie A/B			200 kg/m ³
Mehlkorn 600 kg/m ³	11	0,2 m/h	EFA-Füller
HOZ 45 L			
Rundkorn			
Sieblinie A/B			
Mehlkorn 400 kg/m ³	14	0,1 m/h	
PZ 35 F			
Verzögerer			
Rundkorn			
Sieblinie A/B			
Mehlkorn 400 kg/m ³	12	0,4 m/h	
PZ 45 F			
Rundkorn			
Sieblinie C			
Mehlkorn 400 kg/m ³	9	0,2 m/h	
PZ 35 F			
Rundkorn			
Sieblinie C			200 kg/m ³
Mehlkorn 600 kg/m ³	10	0,2 m/h	EFA-Füller
PZ 35 F			

Tabelle 6:

Betonzusammensetzung und Gleitgeschwindigkeit der Versuchswände.

schlag zu starken Oberflächenschäden führen /1, 67, 106, 116/, während nach anderen Quellen auch gebrochenes Korn angewandt werden kann. Es wurde deshalb bei zwei Versuchswänden gebrochenes Korn für die Zuschläge mit Korngrößen > 8 mm eingesetzt. Nach /3, 6, 16, 106, 116/ ist es beim Gleitschalungsbau erwünscht, gegenüber üblichem Ortbeton mit höheren Feinanteilen zu arbeiten, da diese als "Schmierstoff" wirken und die Reibung zwischen Beton und Schalung vermindern können. Es wurden daher sowohl Versuchswände mit sandreicherem Zuschlaggemisch (Sieblinie C der DIN 1045) wie auch mit erhöhtem Mehlkorngesamt (600 kg/m³ Beton) ausgeführt. Die Erhöhung des Mehlkorngesamts erfolgte durch Zugabe von 200 kg/m³ Steinkohleflugasche (EFA-Füller); der gesamte Mehlkorngesamt des Betons entspricht damit dem nach /79/ als noch vertretbar angesehenen Wert. Zwei Versuchswände wurden mit dem in der Praxis ebenfalls oft benutzten Zement HOZ 45 L erstellt; für hohe Gleitgeschwindigkeit wurde praxisüblich bei einer Versuchswand ein Zement PZ 45 F eingesetzt.

Der Wunsch, bei gleichem w/z-Gehalt gleiche Konsistenz des Frischbetons zu erhalten, erzwang die Zugabe von Verflüssiger bei den Mischungen mit gebrochenem Korn. Die Wand mit der niedrigsten Gleitgeschwindigkeit wurde unter Zusatz eines Verzögerers betoniert.

3.3.1.5 Wahl der Gleitgeschwindigkeiten

In der Praxis angewandte mittlere Gleitgeschwindigkeiten bewegen sich zwischen ca. 15 und 20 cm je Stunde. Die Versuchswände wurden mit Gleitgeschwindigkeiten von 10, 20, 30 und 40 cm/h erstellt. Von Extremfällen abgesehen, ist damit der üblicherweise baupraktisch angewandte Bereich der Gleitgeschwindigkeiten abgedeckt.

3.3.1.6 Zeitwahl für die Versuchsdurchführung

Bei der Versuchsdurchführung sollten sowohl extrem niedrige wie auch zu hohe Lufttemperaturen gemieden werden, um Schädigungen des jungen Betons zu vermeiden. Für die Ausführung gewählt wurde das Frühjahr, da in dieser Zeit über einen längeren Zeitraum hinweg mit ausgeglichenen Witterungsverhältnissen gerechnet werden konnte.

3.3.1.7 Messung der Schalungsreibung

Nach allgemein verbreiteter Auffassung kann eine hohe Reibung zwischen der Betonoberfläche und der Gleitschalung zu Schäden führen, wenn die Zugfestigkeit des jungen Betons überschritten wird und dadurch Risse in der Betonaußenfläche auftreten. Obwohl Grundrißform der Wände und die Anordnung verschiedener Schalungsoberflächen von vornherein eine genaue Messung der Reibungskräfte unmöglich machten, schien es doch angebracht, zumindest die Größenordnung der Reibungskräfte und die relative Änderung dieser Kräfte in Abhängigkeit von Betonsorte und Gleitgeschwindigkeit festzustellen.

3.3.2 Versuchsdurchführung

3.3.2.1 Versuchszeitraum

Die Versuchswände wurden im Zeitraum vom 24.02.81 bis 17.03.81 betoniert; die Gründe für diese Zeitwahl sind im Versuchsbericht /44/erläutert, hier sind auch die genauen Ausführungszeiten der einzelnen Wände zusammengestellt. Nach Herstellung waren die Wände frei der Witterung ausgesetzt, bis im Januar 1982 die Kellerdecke fertiggestellt war. Nach Schließen der Wand- und Deckenöffnungen begann die Bewitterung der Versuchswände mit CO₂ im September 1982 und wurde im Mai 1983 beendet.

3.3.2.2 Bei den Versuchen eingesetzte Gleitschalung

Abmessungen und Konstruktion der eingesetzten Gleitschalung sind auf den Bildern 66 und 67 dargestellt. Zur Anwendung kam eine von der Firma Lucks & Co., Braunschweig, zur Verfügung gestellte Gleitrüstung mit ölhydraulischen Hebern von 42 kN Tragkraft, Kletterstangendurchmesser 26 mm. Die Ausrüstung ließ das Heben der Schalung in Einzelschritten von jeweils ca. 2 cm zu. Alle Heber einer Gleitschalung waren an eine gemeinsame Hydraulikleitung angeschlossen; sie konnten jedoch zum Ausgleich von Schiefstellungen der Schalung auch einzeln in Betrieb gesetzt werden.

Die Heberböcke bestanden aus einer Profilstahlkonstruktion mit angeschweißter Eckverstärkung.

Als Schalungsmaterialien wurden in senkrechter Lage angenagelte, gehobelte Nadelholz Bretter mit 3,0 cm Dicke, kunstharzvergütete Mehrschichtenplatte (Betoplan) mit 2,1 cm Dicke sowie 1 mm Stahlblech auf 2,1 cm dicker Mehrschichtenplatte eingesetzt. Jeweils zwei verschiedene Schalungsoberflächen waren an gegenüberliegenden Wandseiten angeordnet. Die Schalungsoberflächen wurden jeweils vor Beginn des Gleitens mit Schalöl eingestrichen. Vor erneutem Einsatz wurden die Schalungsoberflächen gründlich gesäubert; ein Verschleiß der Oberfläche war bei der geringen Gleithöhe nicht feststellbar.

Die Wände wurden von einem freistehenden, die Gleitschalung nicht belastenden Arbeitsgerüst betoniert; Einzelheiten siehe Versuchsbericht /44/.

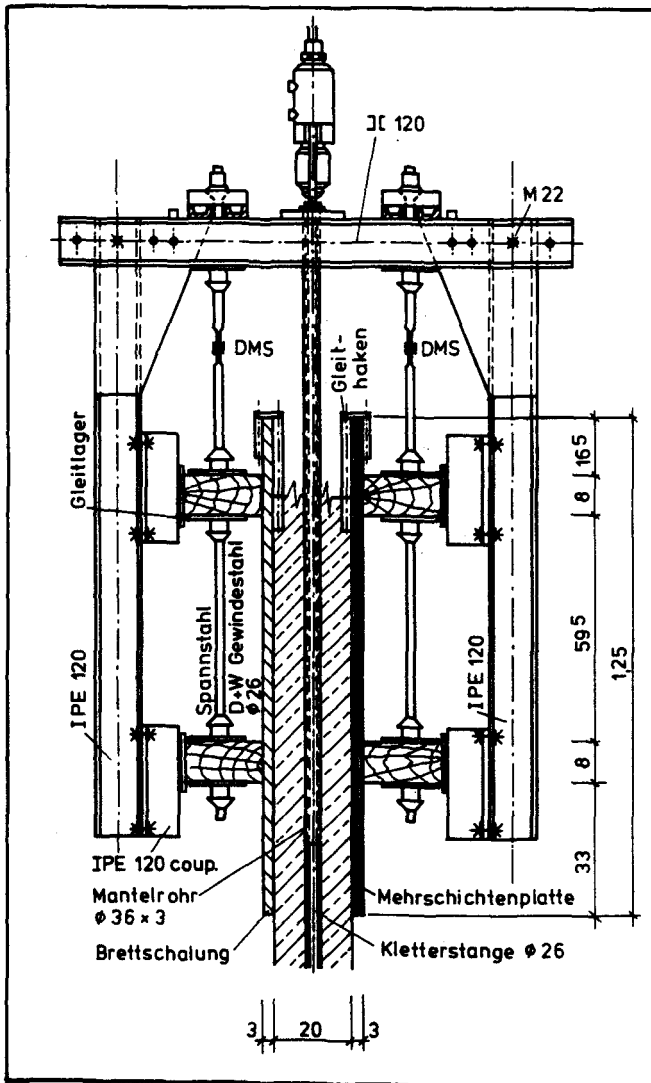


Bild 66:

Querschnitt der bei Erstellung der Versuchswände benutzten Gleitschalung.

3.3.2.3 Betonzusammensetzung

Die Gründe für die Wahl der Betonzusammensetzungen wurden bereits unter 3.3.1.4 erläutert. In den Tabellen 7 und 8 sind die Betonzusammensetzungen der Wände aufgeführt. Die Ausbreitmaße und Rohdichten des Frischbetons sind in Tabelle 9 zusammengestellt. Die Tabellen 10 und 11 geben die Ergebnisse der im Alter von 7 Tagen nach Lagerung der Probekörper in feuchten Tüchern durchgeführten Druckfestigkeits- und Biegezugfestigkeitsprüfungen an.

Wand-Nr.	Baustoffe/m ³ Beton in kg			w/z	Zementgüte	Lieferwerk	Betonzusatz
	Zuschlag	Wasser	Zement				
1	1828	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	-
2	1628	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	200 kg EFA-Füller/m ³ Beton
3	1828	173	320	0,54	HOZ 45 L	Dyckerhoff	-
4	1828	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	-
5	1828	160	320	0,40	PZ 35 F	Teutonia	0,84 % (vom Zementgewicht) Betonverflüssiger (Woermann)
6	1828	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	0,54 % (vom Zementgewicht) Betonverflüssiger (Woermann)
7	1628	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	0,69 % (vom Zementgewicht) Betonverflüssiger (Woermann) 200 kg EFA-Füller/m ³ Beton
8	1828	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	-
9	1828	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	-
10	1628	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	200 kg EFA-Füller/m ³ Beton
11	1628	173	320	0,54	HOZ 45 L	Dyckerhoff	200 kg EFA-Füller/m ³ Beton
12	1828	173	320	0,54	PZ 45 F	Teutonia	-
13	1828	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	-
14	1828	173	320	0,54	PZ 35 F	Teutonia	0,40 % (vom Zementgewicht) Verzögerer Lantan 66 (Woermann)

Tabelle 7:

Zusammensetzung des Betons der Versuchswände.

Wand-Nr.	Körnung	s	Art/Lieferwerk	Sieblinie	Mehlkorn [kg/m ³]			
					Zuschläge < 0,25 mm	Zement	Zusatz- stoff	Σ
1	0/ 1 mm	9	Rundkorn/Abbesbüttel Rundkorn/Wipshausen Rundkorn/Wipshausen Rundkorn/Wipshausen Rundkorn/Sonnenberg	A/B (s. Bild 9)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
2	0/ 1 mm	10	wie Wand 1	A/B (s. Bild 9)	78	320	200	598
	1/ 2 mm	15						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
3	0/ 1 mm	9	wie Wand 1	A/B (s. Bild 10)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
4	0/ 1 mm	9	wie Wand 1	A/B (s. Bild 10)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
5	0/ 1 mm	9	wie Wand 1	A/B (s. Bild 11)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
6	0/ 1 mm	9	Rundkorn/Abbesbüttel Rundkorn/Wipshausen Rundkorn/Wipshausen Splitt/Isingerode	A/B (s. Bild 11)	80	320	-	400
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/22 mm	50						
7	0/ 1 mm	11	wie Wand 6	A/B (s. Bild 12)	82	320	200	602
	1/ 2 mm	14						
	2/ 8 mm	25						
	8/22 mm	50						
8	0/ 1 mm	9	wie Wand 1	A/B (s. Bild 12)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
9	0/ 1 mm	6	wie Wand 1	C (s. Bild 13)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	50						
	2/ 8 mm	17						
	8/16 mm	15						
	16/32 mm	12						
10	0/ 1 mm	7	wie Wand 1	C (s. Bild 13)	79	320	200	599
	1/ 2 mm	49						
	2/ 8 mm	17						
	8/16 mm	15						
	16/32 mm	12						
11	0/ 1 mm	10	wie Wand 1	A/B (s. Bild 14)	78	320	200	598
	1/ 2 mm	15						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
12	0/ 1 mm	9	wie Wand 1	A/B (s. Bild 14)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
13	0/ 1 mm	9	wie Wand 1	A/B (s. Bild 15)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						
14	0/ 1 mm	9	wie Wand 1	A/B (s. Bild 15)	82	320	-	402
	1/ 2 mm	16						
	2/ 8 mm	25						
	8/16 mm	20						
	16/32 mm	30						

Tabelle 8:

Körnung, Lieferwerk, Sieblinie und Mehlkorngehalt der Zuschläge des Betons der Versuchswände.

Wand Nr.	Ausbreitmaß [cm]	Frischbetonroh-dichte [kg/m ³] Einzelwerte	Mittelwert
1	41,0 (3. Mischung) 37,0 (10. Mischung)	2,42	2,42
		2,42	
		2,42	
2	41,0 (3. Mischung) 37,0 (10. Mischung)	2,41	2,40
		2,39	
		2,39	
3	41,0 (3. Mischung) 37,0 (10. Mischung)	2,41	2,42
		2,43	
		2,42	
4	41,0 (3. Mischung) 37,0 (10. Mischung)	2,43	2,43
		2,43	
		2,43	
5	41,0 (4. Mischung) 39,0 (11. Mischung)	2,47	2,45
		2,44	
		2,44	
6	41,0 (4. Mischung) 39,5 (11. Mischung)	2,44	2,45
		2,44	
		2,46	
7	40,0 (4. Mischung) 38,5 (11. Mischung)	2,43	2,43
		2,43	
		2,43	
8	41,5 (4. Mischung) 38,5 (11. Mischung)	2,42	2,41
		2,40	
		2,40	
9	39,5 (5. Mischung)	2,38	2,38
		2,38	
		2,39	
10	45,0 (6. Mischung) 40,0 (7. Mischung)	2,36	2,37
		2,37	
		2,37	
11	39,5 (6. Mischung)	2,38	2,39
		2,39	
		2,39	
12	38,5 (3. Mischung)	2,44	2,44
		2,44	
		2,44	
13	34,5 (3. Mischung)	2,44	2,44
		2,45	
		2,44	
14	35,5 (3. Mischung)	2,45	2,45
		2,44	
		2,45	

Tabelle 9:

Ausbreitmaße und Frischbetonroh-dichten des Betons der Versuchswände.

Wand Nr.	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	β_W [N/mm ²]	Mittelwert β_W
1	2,42	1168	52	53
	2,42	1179	52	
	2,41	1265	56	
2	2,39	1089	48	49
	2,39	1108	49	
	2,39	1096	49	
3	2,41	998	44	45
	2,42	1010	45	
	2,41	1028	46	
4	2,43	1130	50	51
	2,43	1154	51	
	2,42	1154	51	
5	2,42	1151	51	48
	2,44	1040	46	
	2,43	1086	48	
6	2,43	1146	51	51
	2,44	1175	52	
	2,44	1110	49	
7	2,43	1175	52	53
	2,42	1209	54	
	2,42	1193	53	
8	2,41	1059	47	47
	2,39	1041	46	
	2,39	1053	47	
9	2,40	916	41	42
	2,40	944	42	
	2,38	943	42	
10	2,37	1061	47	46
	2,38	1016	45	
	2,37	1031	46	
11	2,39	871	39	39
	2,38	848	38	
	2,39	895	40	
12	2,43	1061	47	48
	2,43	1080	48	
	2,42	1078	48	
13	2,44	969	43	44
	2,45	1023	45	
	2,45	1015	45	
14	2,45	1125	50	49
	2,45	1108	49	
	2,45	1090	48	

Tabelle 10:

Würfeldruckfestigkeiten des Betons der Versuchswände. Würfel 15/15 cm, Alter 7 Tage, Lagerung bis zur Prüfung in feuchten Tüchern.

Wand Nr.	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	σ_{BZ} [N/mm ²]	Mittelwert σ_{BZ}
1	2,39 2,38	27,20 25,80	4,80 4,56	4,68
2	2,37 2,37	25,70 24,00	4,57 4,32	4,45
3	2,41 2,39	25,80 26,90	4,59 4,75	4,67
4	2,42 2,40	30,80 33,15	5,48 5,89	5,69
5	2,43 2,42	25,90 26,10	4,57 4,58	4,58
6	2,45 2,44	28,00 25,50	4,91 4,44	4,68
7	2,41 2,42	27,80 27,60	4,88 4,78	4,83
8	2,42 2,43	26,70 29,30	4,75 5,24	5,00
9	2,35 2,35	25,50 24,30	4,39 4,26	4,33
10	2,34 2,33	27,20 28,30	4,77 4,93	4,85
11	2,37 2,33	21,50 20,90	3,75 3,60	3,68
12	2,38 2,38	25,50 25,90	4,44 4,48	4,46
13	2,44 2,44	19,20 20,10	3,44 3,57	3,51
14	2,41 2,41	24,20 25,70	4,25 4,51	4,38

Tabelle 11:

Biegezugfestigkeiten des Betons der Versuchswände. Biegebalken 15/15/70 cm, Alter 7 Tage, Lagerung bis zur Prüfung in feuchten Tüchern.

3.3.2.4 Bewehrung der Versuchswände

Alle Versuchswände erhielten eine waagerechte Bewehrung aus $\varnothing 12$, $a = 15$ cm, und eine senkrechte Bewehrung aus $\varnothing 8$, $a = 15$ cm. An den Wandenden wurden je 2 $\varnothing 14$ senkrecht angeordnet. Die freien Wandenden oben und an den Seiten wurden mit Steckbügeln $\varnothing 6$, $a = 15$ cm, eingefast. Die Bewehrungen beider Wandseiten wurden durch 4 S-Haken $\varnothing 6$ mm je m^2 Wandfläche miteinander verbunden.

Die waagerechte Bewehrung wurde jeweils "außen" angeordnet. Die Betondeckung von 2,0 bzw. 3,0 cm (vgl. Bild 65) wurde durch mit der Schalung mitgleitende Abstandshalter (sogenannte "Gleit-haken") gesichert. Die gesamte Wandbewehrung bestand aus Beton-Rippenstahl der Güte BSt 420/500 RK.

Der Versuchsbericht /44/ enthält die Bewehrungsskizze für beide Wandtypen.

3.3.2.5 Durchführung der Gleitversuche

Die auf einer Betonsohle aufstehende und an ihrem unteren Rand durch Drängbretter gehaltene Schalung wurde bauüblich in Schichten von jeweils ca. 20 cm mit Beton gefüllt; der zeitliche Abstand dieser einzelnen Betonagen entsprach dabei bereits dem für den Gleitprozeß vorgesehenen Betonierablauf. Nach ausreichender Erhärtung des zuerst eingebrachten Betons - überprüft durch Eindrücken eines Bewehrungsstabs $\varnothing 12$ mm in den Beton von oben her - begann der Gleitvorgang, wobei - ebenfalls bauüblich - die Schalung in Einzelschritten von jeweils ca. 20 cm gehoben wurde. Bei einzelnen Wänden erzwang der Erhärtungsverlauf des Betons geringe Abweichungen von dem in regelmäßigen Zeitabständen vorgesehenen Heben der Schalung; insgesamt wurden jedoch die vorgesehenen Gleitgeschwindigkeiten (s. Tabelle 6) gut eingehalten.

Ein kontinuierliches Gleiten war mit der vorhandenen Ausrüstung nicht möglich; um diese Arbeitsweise weitgehend anzunähern, wurde bei Wand 13 die Schalung in kurzen Zeitintervallen (≤ 15 Minuten) jeweils ca. 5 cm gehoben.

Im Versuchsbericht /44/ ist für alle Wände der zeitliche Verlauf des Ansteigens des Betons und des Hebens der Gleitschalung in Bildern dargestellt. Nach Erreichen der Sollhöhe der Wand wurde die Schalung in größeren Zeitabständen vom Wandende freigezogen.

Die Betonherstellung erfolgte im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz durch institutseigene Arbeitskräfte in einem 300-l-Zwangsmischer, Mischzeit ca. 4 Minuten. Der Beton wurde in einer Betonbombe mit Hilfe eines Gabelstaplers ca. 200 m weit zur Einbaustelle transportiert, in Schubkarren umgefüllt und in die Schalung eingebracht. Der Zeitraum zwischen Ende des Mischvorgangs und dem Einfüllen in die Schalung betrug maximal 15 Minuten. Betoniert wurde von einem getrennten, nicht mit der Gleitschalung verbundenen Arbeitsgerüst. Mit Innenrüttlern von 6 cm Durchmesser der Rüttelflasche erfolgte die Verdichtung des Betons; gerüttelt wurde jeweils ca. 1 Minute; der Abstand der Eintauchstellen der Rüttelflasche betrug maximal 20 cm. Beim Rütteln wurde streng darauf geachtet, daß die Rüttelflasche nur die soeben eingeführte Betonschicht und den oberen Bereich der vorher betonierten Schicht erfaßte, d. h. die Eintauchtiefe maximal 30 cm betrug.

Der unten aus der Schalung austretende Beton war fast immer so weit gehärtet, daß er sich nur noch unter erheblicher Krafteinwirkung mit der Fingerkuppe leicht eindrücken ließ.

Kurz nach dem Freiwerden der Betonoberfläche wurde diese mit einem Reibebrett mit Schaumgummiauflage "im eigenen Saft" verrieben. Für Vergleichsuntersuchungen blieben Teile der Wand im ursprünglichen Zustand. Eine weitere Nachbehandlung der Wandflächen

erfolgte nicht, da sie wegen der kühlen, feuchten Witterung bei Erstellung der Wände unnötig erschien und in der Baupraxis bei gleichen Witterungsbedingungen ebenfalls nicht angewandt worden wäre.

Die bei der Ausführung der Versuchswände gemessenen Temperaturen (Luft- und Frischbetontemperatur nach dem Mischen) sind im Versuchsbericht (/44/, Tabelle 17) zusammengestellt.

3.3.2.6 Durchführung der Schalungsreibungsmessung

Die vorhandene Gleitaustrüstung wurde so modifiziert, daß die eigentliche Schalung (Schalhaut und Kranzhölzer) über Zugstangen \varnothing 26 mm an den Heberböcken angehängt wurde (vgl. Bild 66). Um Zwängungen weitgehend zu vermeiden, waren diese Zugstangen unterhalb des Aufhängepunktes durch Abdrehen auf einen Durchmesser von ca. 10 mm reduziert; hier wurden zur Kraftmessung Dehnmeßstreifen in Vollbrückenordnung aufgeklebt. Die Eichung der so vorbereiteten Zugstäbe erfolgte in einer Zugprüfmaschine. Bei der Durchführung der Versuche waren zusätzliche, nicht belastete Stäbe zur Temperaturkompensation eingesetzt. Um eine Kraftübertragung von den Kranzhölzern auf die Heberböcke weitgehend zu verhindern, waren an der Berührungsstelle Gleitlager, bestehend aus Stahlprofilen mit Gleitfolie, angeordnet.

Die Meßwerte der DMS wurden - nach manueller Auslösung - während des Hebevorgangs der Schalung von einer Mehrstellen-Meßanlage ausgewertet und ausgedruckt.

3.3.3 Versuchsergebnisse

3.3.3.1 Bei Erstellung der Versuchswände aufgetretene Betonschäden

Bei den Versuchswänden traten Betonschäden infolge unzureichender Verankerungen der Stirnschalungen der Wände, durch Schalungsver-

schmutzung (insbesondere in den Wandecken), hohe Reibungskräfte zwischen Beton und Schalung bei Wand Nr. 11 und beim "Freiziehen" der Schalung nach Erreichen der Endhöhe der Wand auf. Die Schäden sind im Versuchsbericht /44/ dokumentiert; auf eine erneute Zusammenstellung wird in dieser Arbeit verzichtet.

3.3.3.2 Betonqualität der Wandoberflächen

Die Qualität der aus der Schalung austretenden Betonoberflächen der Versuchswände war sehr unterschiedlich; die Spanne reichte von einer Oberflächenqualität, die - ohne Nachreiben der Betonoberfläche - der einer in feststehender glatter Schalung erstellten Ortbetonwand entsprach, bis zu sehr rauhen, aufgerissenen, Löcher und tiefe Fehlstellen aufweisenden Betonoberflächen, die in ihrer Oberflächenqualität wesentlich schlechter als bei Ortbeton in feststehender rauher Schalung waren.

Der Versuchsbericht /44/ enthält die Zusammenstellung der Beurteilungskriterien, die Beurteilung der Oberflächengüte der Wände, Fotos aller Wandoberflächen sowie - durch Kunstharzabformung hergestellte-Vertikalschnitte durch die Wandoberfläche, aus denen die Rauigkeit ersichtlich ist. Hier werden nur noch einmal die Endergebnisse der Beurteilung der Oberflächenqualität zusammengestellt (Tabelle 12).

Die Oberflächenqualität einiger Wandoberflächen entsprach nach Austreten aus der Gleitschalung ohne weitere Nachbehandlung durchaus der von üblichen, in feststehender Schalung erstellten Ortbetonwänden. Besonders günstig verhielten sich hier die mit einer Schalung aus Mehrschichtenplatte oder Stahlblech erzeugten Wandflächen der Versuchswände Nr. 4 ("Grundmischung"; Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h), Nr. 14 ("Grundmischung" + Verzögerer; Gleitgeschwindigkeit 0,1 m/h) und Nr. 7 (Splitt, PZ 35 F, Füller; Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h). Diese Wandflächen wiesen eine Oberflächenqualität wie eine in glatter Schalung erstellte Ortbetonwand auf.

Wand-Nr.	Schalung	Beurteilung der Oberflächenqualität
1	Holz (1/H)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (1/M)	vergleichbar mit Ortbeton in rauher Schalung
2	Holz (2/H)	etwas schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (2/M)	etwas schlechter als (1/M)
3	Holz (3/M)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (3/M)	vergleichbar mit Ortbeton in rauher Schalung
4	Holz, Betondeckung 3 cm (4/H1) Holz, Betondeckung 2 cm (4/H2)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (4/M)	vergleichbar mit Ortbeton in glatter Schalung, besser als (3/M)
	Stahlblech (4/B)	vergleichbar mit Ortbeton in glatter Schalung, besser als (3/M)
5	Holz (5/H)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (5/M)	etwas schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
6	Holz (6/H)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung, aber besser als alle anderen Versuchswände mit Holzschalung
	Mehrschichtenplatte (6/M)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
7	Holz (7/H)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (7/M)	etwas schlechter als Ortbeton in glatter Schalung
8	Holz, Betondeckung 3 cm (8/H1) Holz, Betondeckung 2 cm (8/H2)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (8/M)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Stahlblech (8/B)	vergleichbar mit Ortbeton in rauher Schalung
9	Holz (9/H1), (9/H2)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (9/M1), (9/M2)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
10	Holz (10/H)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (10/M)	etwas schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
11	Holz (11/H1), (11/H2)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (11/M)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
12	Holz, Betondeckung 3 cm (12/H1) Holz, Betondeckung 2 cm (12/H2)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (12/M)	schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Stahlblech (12/B)	etwas schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
13	Holz (13/H)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (13/M)	etwas schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
14	Holz, Betondeckung 3 cm (14/H1) Holz, Betondeckung 2 cm (14/H2)	wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
	Mehrschichtenplatte (14/M)	vergleichbar mit Ortbeton in glatter Schalung
	Stahlblech (14/B)	etwas schlechter als Ortbeton in glatter Schalung

Tabelle 12:

Beurteilungsergebnisse der Oberflächenqualität des Betons der Versuchswände.

Der Oberflächenqualität von in rauher Schalung erstellten Ort-betonwänden entsprachen (oder waren in dieser Hinsicht nur geringfügig schlechter) die mit einer Mehrschichtenplatte als Schalung hergestellten Wandflächen der Versuchswände Nr. 1 ("Grundmischung, Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h), Nr. 2 (Rundkorn, PZ 35 F, Füller; Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h), Nr. 3 (Rundkorn, HOZ 45 L; Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h), Nr. 10 (Rundkorn, Sieblinie C, PZ 35 F, Füller; Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h), Nr. 13 ("Grundmischung", Schalung kontinuierlich gezogen; Gleitgeschwindigkeit 0,2 m/h) sowie die mit Stahlblech als Schalung hergestellten Wandflächen der Versuchswände Nr. 8 ("Grundmischung"; Gleitgeschwindigkeit 0,3 m/h) und Nr. 12 (Rundkorn, PZ 45 F, Gleitgeschwindigkeit 0,4 m/h). Alle hier aufgeführten Wandflächen haben eine Oberflächengüte erreicht, die zumindest für die Anwendung im Industriebau ohne weitere Nachbehandlung (Abreiben) ausreicht.

Die Verwendung von Holzschalungen führte bei den Versuchswänden immer zu Betonoberflächen, die in ihrer Güte schlechter als die von in Ortbeton mit rauher Schalung hergestellten Wänden waren. Holzschalung im Gleitschalungsbau erzwingt daher das Abreiben der Betonoberfläche nach Austritt aus der Schalung.

Es fällt auf, daß die Oberflächenqualität der mit glatter Schalung erstellten Wandflächen bei der Wand Nr. 4 besser als die der Wand Nr. 1 ist, obwohl beide mit gleicher Betonzusammensetzung und gleicher Gleitgeschwindigkeit hergestellt wurden. Es muß angenommen werden, daß sich hier der T-förmige Grundriß und die größeren Grundrißlängen der Wand Nr. 4 günstig ausgewirkt haben, da die Gleitschalung ruhiger nach oben bewegt wurde und eine Schaukelbewegung der Schalung, wie sie sonst öfter beim Gleiten zu beobachten war, im Gegensatz zur Wand Nr. 1 mit L-Grundriß weitgehend vermieden werden konnte.

3.3.3.3 Meßergebnisse Schalungsreibung

3.3.3.3.1 Auswertung der Meßergebnisse

Da - bedingt durch die Meßeinrichtung - die absoluten Höchstwerte der Schalungsreibung nicht sicher erfaßt werden konnten, erfolgte die Auswertung der gewonnenen Meßwerte statistisch in der Art, daß außer den gemessenen Höchstwerten auch die Mittelwerte der jeweils gemessenen größten drei, fünf und zehn Werte der Schalungsreibung einschließlich Standardabweichung ermittelt wurden. Die gesamten Meßergebnisse sind im Versuchsbericht /44/ zusammengestellt.

Für die nachfolgende Auswertung werden jeweils die Mittelwerte der fünf größten Meßwerte zugrunde gelegt, da hiermit eine ausreichend große Anzahl der Meßwerte erfaßt wird, der Variationskoeffizient aber noch gering bleibt. Eine - hier nicht wiedergegebene - Auswertung für die gemessenen Höchstwerte bzw. die Mittelwerte aus den drei oder zehn gemessenen Größtwerten ergibt zwar etwas andere Zahlenwerte für die prozentualen Änderungen der Schalungsreibung, ändert die generelle Aussage der nachfolgenden Auswertung jedoch nicht ab. Es sei noch einmal betont, daß die ermittelten Werte nur hier zum Vergleich verschiedener Parameter geeignet sind, nicht zur Festlegung der absoluten Größe der Schalungsreibung bei Gleitschalung, da

- die Meßwerte nur Mittelwerte zwischen den Werten für glatte Schalung (Mehrschichtenplatte bzw. Blech) und rauher Schalung (Holz) liefern und
- durch die für derartige Messungen ungünstige Grundrißform der Versuchswände unkontrollierte Lastübertragungen (z. B. bei Verkantungen der Schalung) nicht ausgeschlossen werden können.

Die Genauigkeit der Meßwerte kann durch Vergleich der Ergebnisse für Wand 1 und Wand 4 abgeschätzt werden; diese Wände unterscheiden sich nur in Grundrißform und zusätzlich vorgesehener Blechschalung bei Wand 4. Wie zu erwarten war, sind die Höchstwerte der Schalungsreibung - zufallsbedingt - stark unterschiedlich; der Mittelwert aus den fünf größten Meßwerten ist jedoch fast gleich. Der etwas geringere Wert bei Wand 4 kann durch den größeren Anteil glatter Schalung bei dieser Wand leicht erklärt werden.

3.3.3.3.2 Einfluß von Kornform und Sieblinie auf die Schalungsreibung

Zur Auswertung geeignet sind die Versuchswände 1, 6, 7, 9, 10, die alle mit gleicher Gleitgeschwindigkeit erstellt wurden.

Wand	Kornform/ Sieblinie	Schalungsreibung [%]
1	Rundkorn Sieblinie A/B	100
6	gebrochenes Korn Sieblinie A/B	121
7	gebrochenes Korn Sieblinie A/B Mehlkorn 600 kg/m ³	125
9	Rundkorn Sieblinie C	53
10	Rundkorn Sieblinie C Mehlkorn 600 kg/m ³	96

Tabelle 13:

Größe der gemessenen Schalungsreibung in Abhängigkeit von Kornform und Sieblinie der Betonzuschläge.

Gegenüber der Grundmischung (Rundkorn, Sieblinie A/B) wird durch Verwendung von gebrochenem Korn die Reibung auf 121 % erhöht; ein sandreicherer Zuschlag (Sieblinie C) führt dagegen zu einem Abfall der Reibungskraft auf 53 %. Die Erhöhung des Mehlkorngehalts durch Zugabe von EFA-Füller erhöhte jeweils die Reibungskräfte, wobei die Zunahme bei dem Beton mit gebrochenen Zuschlägen nur gering ausfiel.

3.3.3.3.3 Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf die Schalungsreibung

Die Wände 14, 4, 8 und 12 sind bei sonst gleicher Zusammensetzung mit unterschiedlicher Gleitgeschwindigkeit erstellt worden; allerdings wurde für Wand 12 ein anderer Zement benutzt.

Wand	Zement	Gleitgeschwindigkeit m/h	Schalungsreibung [%]
14	PZ 35 F	0,1	100
4	PZ 35 F	0,2	99
8	PZ 35 F	0,3	109
12	PZ 45 F	0,4	163

Tabelle 14:

Größe der gemessenen Schalungsreibung in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit.

Zwischen Gleitgeschwindigkeiten von 0,1 bis 0,3 m/h ist der Wert der Schalungsreibung praktisch konstant; die ermittelten Schwankungen dürften zufälliger Natur sein. Die erhebliche Zunahme der

Schalungsreibung bei Wand 12 bei gegenüber Wand 8 nur gering gesteigerter Gleitgeschwindigkeit muß auf die Verwendung eines anderen Zements zurückgeführt werden.

3.3.3.3.4 Einfluß der Zemente und der Zusatzmittel auf die Schalungsreibung

Mit gleicher Gleitgeschwindigkeit wurden die Versuchswände 1, 2, 3, 11 und 5 erstellt; bei Wand 12 war die Gleitgeschwindigkeit höher.

Wand	Zement/ Zusatz	Schalungsreibung [%]
1	PZ 35 F	100
2	PZ 35 F EFA-Füller	116
3	HOZ 45 L	119
11	HOZ 45 L EFA-Füller	137
5	PZ 35 F w/z = 0,4 Verflüssiger	125
12	PZ 45 F	157

Tabelle 15:

Einfluß der Zemente und der Zusatzmittel auf die Größe der gemessenen Schalungsreibung.

Unter sonst gleichen Bedingungen steigt bei Verwendung von gegenüber PZ 35 F feiner gemahlten Zementen die Schalungsreibung auf 119 % (HOZ 45 L) bzw. 157 % (PZ 45 F); die Erhöhung des Mehlkorngehalts durch EFA-Füller bringt bei PZ 35 F eine Scha-

lungsreibung von 116 % und bei HOZ 45 L von 137 %. Eine Verringerung des Wassergehalts ($w/z = 0,4$ gegenüber $w/z = 0,54$) erhöht die Schalungsreibung auf 125 %.

3.3.3.3.5 Einfluß der Zeit zwischen den Hubvorgängen auf die Schalungsreibung

Bei Wand 1 erfolgte das Heben der Schalung bauüblich in zeitlichen Abständen von ca. 1 Stunde, während bei Wand 13 die Hübe im zeitlichen Abstand von ≤ 15 Minuten ausgeführt wurden.

Wand	Pausenzeit	Schalungsreibung [%]
1	≥ 1 Std.	100
13	≤ 15 Min.	49

Tabelle 16:

Einfluß der Ruhezeit zwischen zwei Hubvorgängen der Schalung auf die Größe der Schalungsreibung.

Eine Verringerung der Zeit zwischen zwei Hubvorgängen von 1 Stunde auf ca. 15 Min. bewirkt einen starken Abfall der Schalungsreibung auf 49 %.

3.3.3.4 Druckfestigkeit und Raumgewicht des Betons der Versuchswände

3.3.3.4.1 Durchführung der Prüfung

Aus allen Versuchswänden und aus einer Ortbetonwand (vgl. Punkt 6.6) wurden im Naßbohrverfahren Bohrkern $\varnothing 100$ mm entnommen,

aus deren mittlerem Bereich mit einer Steinsäge naß 100 mm hohe Zylinder zur Druckfestigkeitsprüfung geschnitten wurden (Bild 68).

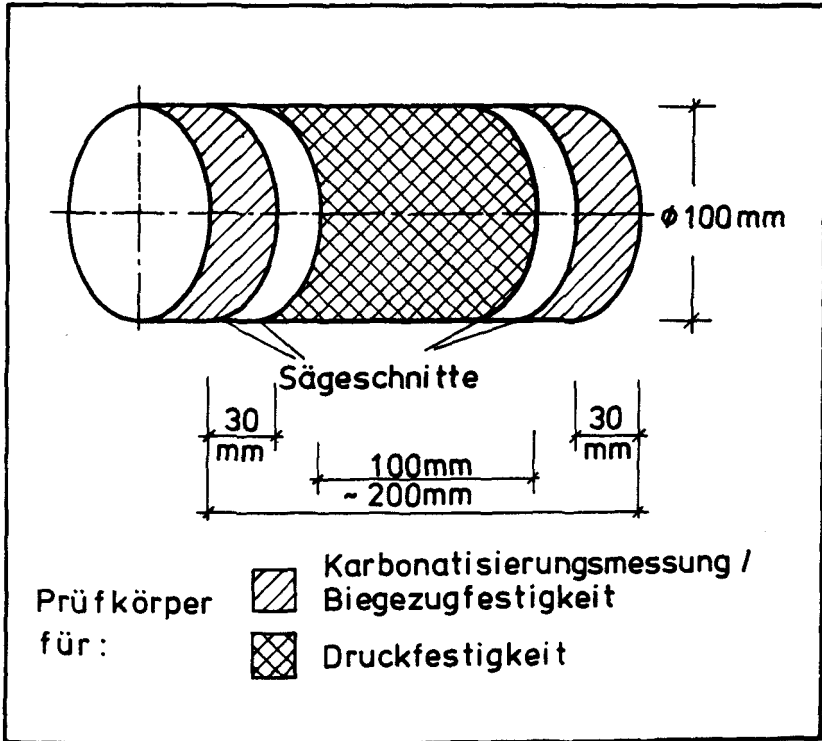


Bild 68:

Zerschneiden der Bohrkerne in Prüfkörper für die Messung der Karbonatisierungstiefe/Biegezugfestigkeit und der Druckfestigkeit.

Die Druckflächen wurden naß rechtwinklig geschliffen. Die Durchführung der Druckfestigkeitsprüfung erfolgte mit lufttrockenen Prüfkörpern gemäß DIN 1048. Zur Zeit der Prüfung war der Beton der Versuchswände rund 27 Monate, die zum Vergleich mituntersuchte Orthbetonwand ca. 23 Monate alt.

Einzelne Zylinder wiesen eine geringere Höhe als 100 mm auf, da im Bereich der vorgesehenen Sägeschnitte Bewehrungsstäbe angetroffen wurden. Soweit die Kantenlänge des Probekörpers um mehr als 10 % vom Durchmesser abwich (DIN 1048, Teil 2, 5.1.1), erfolgte eine Umrechnung der gemessenen Druckfestigkeit nach /100/ mit der

$$\text{Gleichung} \quad \beta_c \approx \beta_{c1} \cdot \frac{2 + \frac{d}{h}}{3} \quad (\text{Gl. 3.1})$$

mit β_{c1} für ein Verhältnis $h/d = 1$

d = Zylinderdurchmesser

h = Zylinderhöhe

3.3.3.4.2 Meßwerte

Alle Meßwerte des Raumgewichts und der Druckfestigkeitsprüfung sind im Versuchsbericht /44/ zusammengestellt; Tabelle 17 zeigt einen Vergleich zwischen am Würfel nach 7 Tagen ermittelten Druckfestigkeiten sowie den Erwartungswerten der Betondruckfestigkeit mit den gemessenen Betondruckfestigkeiten der Probekörper aus den Versuchswänden. Die Erwartungswerte der Würfeldruckfestigkeit sind nach den Angaben aus /100/ mit mittleren Werten - zusammengestellt in Tabelle 18 - errechnet worden.

Wand Nr.	Mittelwerte N/mm^2 der			gemessenen Zylinder- druckfestigkeiten nach 27 Monaten	$\frac{\beta_c 100}{\min \beta_w 200}$	$\frac{\beta_c 100}{\text{mittl. } \beta_w 200}$
	gemessenen Würfel- druckfestigkeiten nach 7 Tagen, auf 20 cm Würfel umgerechnet	niedrigste	mittlere			
		Erwartungswerte der Würfel- druckfestigkeit nach 360 Tagen				
		$\beta_w 200$	min $\beta_w 200$			
				$\beta_c 100$		
1	50,6	69	81	61,1	0,89	0,75
2	46,3	65	76	71,7	1,10	0,94
3	42,8	59	69	57,0	0,97	0,83
4	48,2	66	78	64,3	0,97	0,82
5	45,9	63	74	64,4	1,02	0,87
6	48,2	66	78	63,7	0,97	0,82
7	50,4	69	81	85,9	1,24	1,06
8	44,4	62	73	54,6	0,88	0,75
9	39,6	55	66	48,0	0,87	0,73
10	43,7	61	71	62,5	1,02	0,88
11	37,1	51	60	60,7	1,19	1,01
12	45,3	54	59	56,9	1,05	0,96
13	42,1	58	68	50,3	0,87	0,74
14	46,6	65	76	62,2	0,96	0,82

Tabelle 17:

Gemessene Würfeldruckfestigkeiten, gerechnete Erwartungswerte der Würfeldruckfestigkeiten nach 360 Tagen und gemessene Zylinderdruckfestigkeiten nach 27 Monaten des Betons der Versuchswände.

Beton aus Zement der Festigkeits- klasse	Druckfestigkeit in % der 28-Tage-Druckfestigkeit nach		
	7 Tagen	28 Tagen	360 Tagen
PZ 35 F HOZ 45 L	65 ... 80	100	110 ... 120
PZ 45 F	80 ... 90	100	105 ... 110

Tabelle 18:

Für die Berechnung des Einflusses des Alters auf die Betondruckfestigkeit angesetzte Werte (nach /100/).

3.3.3.5 Biegezugfestigkeit des Betons der Versuchswände

3.3.3.5.1 Zweck der Prüfung

Falls die Befürchtung zutrifft, daß durch den Gleitvorgang der Schalung an der Betonaußenseite Zugspannungen auftreten, deren Größe zu horizontalen Rissen im Beton führen kann, müßte die Biegezugfestigkeit bei Prüfkörpern aus dem Randbeton der Wände im Versuch deutlich gegenüber üblichen Werten herabgesetzt sein. Da die zur Feststellung der Karbonatisierungstiefe vorgesehenen Endscheiben der aus den Versuchswänden entnommenen Bohrkerne

ohnehin zerbrochen werden mußten, bot sich an, dies im Rahmen einer Biegezugprüfung durchzuführen und dabei die Biegezugspannungen im Bruchzustand zu ermitteln.

3.3.3.5.2 Durchführung der Biegezugprüfung

Die abgesägten Endscheiben der Bohrkerne (s. Bild 68) wurden einer Biegezugprüfung unterworfen. Die Prüfkörper waren dabei mit einer Stützweite von 70 mm frei drehbar gelagert und durch eine Streckenlast in der Mitte der Stützweite belastet. Zum Ausgleich von Unebenheiten wurden an den Last- und Auflagerpunkten Hartfilzstreifen 4 x 10 mm unterlegt.

Bild 69 zeigt den Versuchsaufbau.

Die ursprüngliche Wandaußenseite befand sich bei der Prüfung unten, also in der durch die Last erzeugten Zugzone. Die Prüfkörper waren so angeordnet, daß die Bruchfläche in Richtung der ursprünglichen Horizontalen der Wand lag.

Bei der Ermittlung der Biegezugspannung wurden die gemessene Höhe und Breite der Bruchfläche zugrunde gelegt.

Der Versuchsbericht /44/ enthält alle Meßwerte.

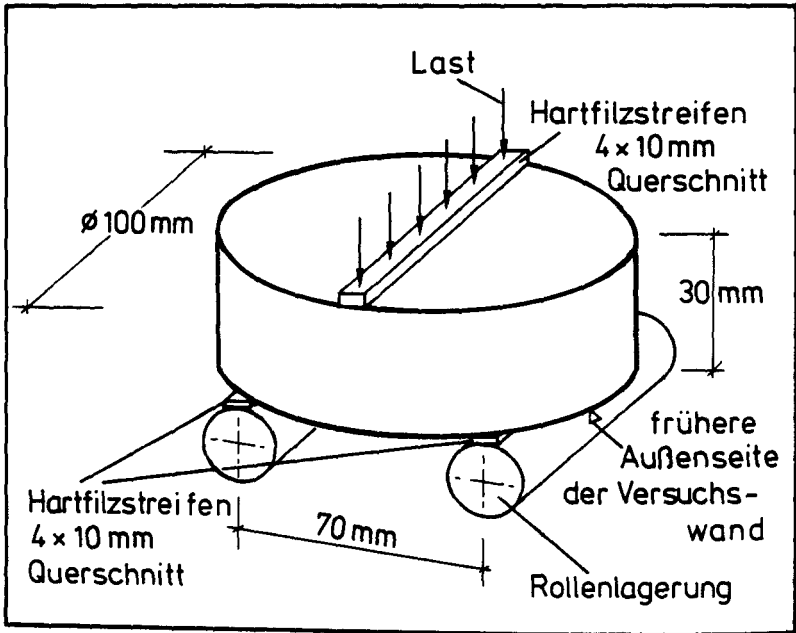


Bild 69:

Prinzip der Biegezugprüfung des Betons der Randzonen der Versuchswände.

3.3.3.5.3 Auswertung der Biegezugprüfung

Die Biegezugfestigkeit eines Betons läßt sich nach /33/ aus der Druckfestigkeit des Betons mit

$$f_{BZ} = k \cdot f_D^{2/3} \quad (\text{Gl. 3.2})$$

ermitteln, wobei k bei Prüfung von Biegezugbalken mit zwei Einzellasten gemäß DIN 1048 zwischen 0,35 und 0,56 liegt. Tabelle 19 enthält die an Biegezugbalken gemäß DIN 1048 ermittelten k -Werte der Betone für die Versuchswände; in Tabelle 20 sind die aus der Biegezugprüfung der Endscheiben der Bohrkerne aus den Versuchswänden errechneten Mittelwerte der k -Werte zusammengestellt. Um den Einfluß der Schalhaut deutlich zu machen, wurden in Tabelle 21 die Verhältnismerte $k_{\text{Bohrkern}}/k_{\text{Biegebalken}}$ ermittelt; Tabelle 22 zeigt die nach Schalungsarten geordnete Zunahme dieser k -Werte.

Die an den Endscheiben der Bohrkerne ermittelten k -Werte sind in ihrer Größe nicht direkt mit an Biegebalken nach DIN 1048 gewonnenen Werten vergleichbar, da

- der Beton der Versuchswände ein wesentlich höheres Alter aufwies,
- der Spannungsgradient in den nur 30 mm dicken Scheiben sehr viel steiler als in den Biegebalken verläuft und
- der Einfluß der Karbonatisierung der Randzone auf die Größe der Biegezugfestigkeit hier nicht zu quantifizieren ist; bisher durchgeführte Versuche /55 a/ erscheinen als nicht ausreichend für eine Umrechnung auf die Werte eines nicht karbonatisierten Betons.

Trotzdem kann das Verhältnis zwischen den am Beton der Bohrkerne und den am Biegebalken ermittelten k -Werten wertvolle Hinweise dafür liefern, inwieweit durch die unterschiedlichen Schalungsflächen eine Veränderung der Biegezugfestigkeit eintritt.

Um direkte Vergleichswerte zwischen gegliederten und in feststehender Schalung erstellten Wänden zu erhalten, wurden aus drei weiteren Bauteilen Bohrkerne entnommen und wie die Proben aus den Versuchswänden geprüft. Die Meßergebnisse sind in Tabelle 23 zusammengestellt. Dabei handelt es sich bei den Prüfkörpern 0/1 bis 0/6 um Bohrkerne aus Ortbetonwänden, die kurz nach den gegliederten Versuchswänden erstellt und zusammen mit ihnen mit CO_2

Mittelwerte der			
Wand Nr.	Druckfestigkeit β_D (20 cm Würfel) [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit β_{BZ} (Biegebalken) [N/mm ²]	$k = \frac{\beta_{BZ}}{\beta_D^{2/3}}$
1	50,6	4,68	0,342
2	46,3	4,45	0,345
3	42,8	4,67	0,382
4	48,2	5,69	0,430
5	45,9	4,58	0,357
6	48,2	4,68	0,353
7	50,4	4,83	0,354
8	44,4	5,00	0,399
9	39,6	4,33	0,373
10	43,7	4,85	0,391
11	37,1	3,68	0,331
12	45,3	4,46	0,351
13	42,1	3,51	0,290
14	46,6	4,38	0,338

Tabelle 19:

Aus Würfel- und Biegebalkenprüfungen ermittelte k-Werte des Betons der Versuchswände.

bewittert wurden. Die Prüfkörper O/7 bis O/11 stammen aus dem Steg einer Spannbetonbrücke, Betonalter bei Prüfung ca. 30 Jahre. Die Prüfkörper O/12 bis O/19 wurden einem im eigenen Institut hergestellten Stahlbetonbalken entnommen, Betonalter bei Prüfung ca. 6 Monate. Der Beton der Proben O/1 bis O/11 wurde mit Portlandzement, der Proben O/12 bis O/19 mit Hochofenzement hergestellt.

Wand	Schalung	Mittelwert k
1	H	0,492
	H (A)	0,417
	M	0,579
	M (A)	0,630
2	H	0,477
	H (A)	0,507
	M	0,457
	M (A)	0,413
3	H	0,301
	H (A)	0,423
	M	0,486
	M (A)	0,496
4	H	0,507
	H (A)	0,457
	M	0,514
	M (A)	0,522
	B	0,512
B (A)	0,386	
5	H	0,448
	H (A)	0,586
	M	0,492
	M (A)	0,588
6	H	0,691
	H (A)	0,527
	M	0,556
	M (A)	0,546
7	H	0,462
	H (A)	0,537
	M	0,550
	M (A)	0,525

Wand	Schalung	Mittelwert k
8	H	0,590
	H (A)	0,545
	M	0,667
	M (A)	0,453
	B	0,582
B (A)	0,535	
9	H	0,572
	H (A)	0,582
	M	0,585
	M (A)	0,639
10	H	0,572
	H (A)	0,616
	M	0,595
	M (A)	0,626
11	H	0,352
	H (A)	0,505
	M	0,588
	M (A)	0,498
12	H	0,470
	H (A)	0,458
	M	0,555
	M (A)	0,511
	B	0,542
B (A)	0,475	
13	H	0,589
	H (A)	0,506
	M	0,445
	M (A)	0,470
14	H	0,372
	H (A)	0,479
	M	keine Werte gemessen
	B	0,539
	B (A)	0,554

Schalungsarten:

H Holzschalung

M Mehrschichtenplatte

B Stahlblech

(A) Betonoberfläche abgerieben

Tabelle 20:

Zusammenstellung der an Bohrkernen aus den Versuchswänden ermittelten k-Werte.

Wand Nr.	Schalung	an Bohrkernen ermittelt k	Probewürfel und -balken $k = \frac{B \cdot BZ}{B \cdot 2/3 \cdot D}$	Bohrkern	
				k Biegebalken	
1	H	0,492	0,342	1,44	
	H (A)	0,417		1,22	
	M	0,579		1,69	
	M (A)	0,630		1,84	
2	H	0,477	0,345	1,38	
	H (A)	0,507		1,47	
	M	0,457		1,32	
	M (A)	0,413		1,20	
3	H	0,301	0,382	0,79	
	H (A)	0,423		1,11	
	M	0,486		1,27	
	M (A)	0,496		1,30	
4	H	0,507	0,430	1,18	
	H (A)	0,457		1,06	
	M	0,514		1,20	
	M (A)	0,522		1,21	
	B	0,512		1,19	
	B (A)	0,386		0,90	
5	H	0,448	0,357	1,25	
	H (A)	0,586		1,64	
	M	0,492		1,38	
	M (H)	0,588		1,65	
6	H	0,691	0,353	1,96	
	H (A)	0,527		1,49	
	M	0,556		1,58	
	M (A)	0,546		1,55	
7	H	0,462	0,354	1,31	
	H (A)	0,537		1,52	
	M	0,550		1,55	
	M (A)	0,525		1,48	
8	H	0,590	0,399	1,48	
	H (A)	0,545		1,37	
	M	0,667		1,67	
	M (A)	0,453		1,14	
	B	0,582		1,46	
	B (A)	0,535		1,34	
9	H	0,572	0,373	1,53	
	H (A)	0,582		1,56	
	M	0,585		1,57	
	M (A)	0,639		1,71	
10	H	0,572	0,391	1,46	
	H (A)	0,616		1,58	
	M	0,595		1,52	
	M (A)	0,626		1,60	
11	H	0,352	0,331	1,06	
	H (A)	0,505		1,53	
	M	0,588		1,78	
	M (A)	0,498		1,50	
12	H	0,470	0,351	1,34	
	H (A)	0,458		1,30	
	M	0,555		1,58	
	M (A)	0,511		1,46	
	B	0,542		1,54	
	B (A)	0,475		1,35	
13	H	0,589	0,290	2,03	
	H (A)	0,506		1,74	
	M	0,445		1,53	
	M (A)	0,470		1,62	
14	H	0,372	0,338	1,10	
	H (A)	0,479		1,42	
	M	-		} keine Werte gemessen	
	M (A)	-			
	B	0,539			1,59
	B (A)	0,554			1,64

Tabelle 21:

Gegenüberstellung der an den Bohrkernen ermittelten k-Werte mit den aus der Prüfung am Probewürfel und -balken ermittelten Werten.

Schalungsart	Holz H	Holz Beton- oberfläche abgerieben H (A)	Mehrschich- tenplatte M	Mehrschich- tenplatte Beton- oberfläche abgerieben M (A)	Stahlblech B	Stahlblech Beton- oberfläche abgerieben B (A)
Einzelwerte	1,44	1,22	1,69	1,84	1,19	0,90
	1,38	1,47	1,32	1,20		
	0,79	1,11	1,27	1,30		
	1,18	1,06	1,20	1,21		
	1,25	1,64	1,38	1,65		
	1,96	1,49	1,58	1,55	1,46	1,34
	1,31	1,52	1,55	1,48	1,54	1,35
	1,48	1,37	1,67	1,14		
	1,53	1,56	1,57	1,71		
	1,46	1,58	1,52	1,60		
	1,06	1,53	1,78	1,50		
	1,34	1,30	1,58	1,46	1,59	1,64
	2,03	1,74	1,53	1,62		
	1,10	1,42				
	Mittelwert	1,38	1,43	1,51	1,48	1,45

Tabelle 22:

Zunahme der k-Werte der Bohrkerne (Einzel- und Mittelwerte) gegenüber den Werten der Biegebalken. Nach Schalungsarten geordnet.

Prüfkörper Nr.	Biegezugfestigkeit R_{BZ} [N/mm ²]	Druckfestigkeit R_D [N/mm ²]	$k = \frac{R_{BZ}}{R_D^{2/3}}$	Mittelwert k
0/1	8,40	42,4	0,69	0,61
0/2	6,96	42,4	0,57	
0/3	7,09	43,0	0,58	
0/4	8,72	43,0	0,71	
0/5	7,34	44,6	0,58	
0/6	7,69	44,6	0,52	
0/7	6,32	55,7	0,43	0,47
0/8	5,60	57,3	0,38	
0/9	8,63	49,7	0,64	
0/10	6,22	42,2	0,51	
0/11	5,59	53,3	0,39	
0/12	9,08	63,8	0,57	0,53
0/13	9,19	67,9	0,55	
0/14	9,89	61,9	0,63	
0/15	5,81	61,9	0,37	
0/16	9,16	61,4	0,59	
0/17	7,09	61,4	0,46	
0/18	8,43	60,7	0,55	
0/19	8,17	60,7	0,53	
Gesamtmittel				

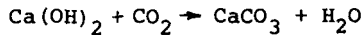
Tabelle 23:

Vergleichswerte der Druck- und Biegezugfestigkeiten,
ermittelt an Bohrkernen aus Ortbetonwänden.

3.3.3.6 Karbonatisierung der Versuchswände

3.3.3.6.1 Allgemeines

Die Bewehrungseinlagen im Stahlbeton werden durch die Alkalität des Porenwassers - verursacht durch das bei der Hydratation des Zements freigesetzte Ca(OH)_2 - infolge Passivierung der Stahloberfläche gegen Korrosion geschützt. Die Umwandlung von Ca(OH)_2 in CaCO_3 infolge des CO_2 -Gehaltes der Luft bewirkt ein Absinken des pH-Wertes des Betons von ursprünglich $\text{pH} = 12,6$ auf niedrigere Werte; der Beton karbonatisiert.



Sinkt der pH-Wert der Porenwasserlösung des Betons unter 9, ist der Korrosionsschutz der Bewehrung nicht mehr dauerhaft gesichert. Da die bereits karbonatisierte Schicht das weitere Eindringen von CO_2 behindert, aus der Tiefe des Betons aber alkalisches Porenwasser zur Betonaußenseite vordringen kann, stellt sich in einer gewissen Entfernung von der Oberfläche ein Gleichgewichtszustand ein ("Endkarbonatisierungstiefe"). Um die Bewehrung dauerhaft gegen Korrosion zu schützen, muß die Betondeckung der Stahleinlagen im Beton größer als die zu erwartende Endkarbonatisierungstiefe gewählt werden, wobei die größere Karbonatisierungstiefe im Bereich von Rissen zu beachten ist.

Um geringe Karbonatisierungstiefen zu erreichen, ist ein dichter Beton mit hohem Diffusionswiderstand gegen das Eindringen von CO_2 anzustreben, der außerdem weitgehend rissfrei bleiben muß.

Zur Feststellung, ob die Reibung der Gleitschalung zu Ribbildungen oder Gefügestörungen führt, durch die im Vergleich zu Ort beton größere Karbonatisierungstiefen eintreten, erfolgte eine Bewitterung der Versuchswände mit CO_2 mit anschließender Messung der vorgefundenen Karbonatisierungstiefe.

3.3.3.6.2 Bewitterung der Versuchswände

Nach Fertigstellung der Decke des Gebäudes, von dem die Versuchswände einen Teil der Kellerwände bilden, erfolgte im Zeitraum zwischen dem 04.09.82 und dem 19.05.83 die Bewitterung mit CO₂.

Obwohl einige Wandflächen wegen ihrer Lage an der Außenseite des Gebäudes nicht in die Untersuchungen einbezogen werden konnten, wurde der Bewitterung der gesamten Wände gegenüber Lagerung und Bewitterung von Bohrkernen im Klimaraum der Vorzug gegeben, da das Herausbohren der Kerne erst nach erfolgter Karbonatisierung stattfand, dabei hervorgerufene Gefügeschäden das Ergebnis also nicht mehr beeinflussen können und außerdem bei unklaren Ergebnissen während der Auswertung ohne großen Aufwand zusätzliche Proben der Wand entnommen werden konnten.

Die Bewitterung erfolgte mit CO₂-angereicherter Luft durch Einleitung von Flaschengas. Da nicht bekannt ist, inwieweit hohe CO₂-Gehalte noch sichere Vergleichswerte zu der wesentlich langsamer ablaufenden natürlichen Karbonatisierung des Betons liefern, wurde der CO₂-Gehalt auf ≤ 2 Vol-% beschränkt. Durch unvermeidliche Undichtigkeiten des Gebäudes fiel der CO₂-Anteil ständig wieder ab; bei CO₂-Gehalten von $< 0,1$ Vol-% wurde dieser wieder auf max. 2 Vol-% angehoben. Die Kontrolle des CO₂-Gehalts erfolgte in regelmäßigen Abständen mit einem Gasspürgerät und Prüfröhrchen. Durch den auch von äußeren Zufälligkeiten (Windstärke, Betreten der Räume) abhängigen Abfall des CO₂-Gehalts konnte keine exakte Bestimmung des Produkts CO₂-Konzentration \times Zeit erfolgen. Eine näherungsweise Berechnung ergab, daß die Versuchswände eine Karbonatisierungstiefe erreicht haben, die etwa der einer 15 Jahre alten Wand unter natürlichen Umweltbedingungen entspricht. Damit dürfte die Endkarbonatisierungstiefe fast erreicht sein.

3.3.3.6.3 Messung der Karbonatisierungstiefe

Nach Zerschneiden der aus den Bohrkernen gewonnenen Endscheiben (s. Abschnitt 3.3.3.5.2) wurden die frischen Betonbruchflächen mit einer 2-%igen Phenolphthalein-Lösung eingesprüht. Dabei zeigen Bereiche mit pH-Werten über 9 eine deutliche Rotfärbung. Phenolphthalein als Indikator für die Karbonatisierungstiefe hat den großen Vorteil, daß der Farbumschlag bei einem pH-Wert erfolgt, der die Grenze für eine mögliche Korrosion der Bewehrung anzeigt.

Alle Werte der gemessenen Karbonatisierungstiefe sind im Versuchsbericht in Tabellen zusammengestellt; die Bilder 71 bis 80 zeigen die Meßergebnisse. Bedingt durch den unregelmäßigen Verlauf der Karbonatisierungsgrenze mußten die minimalen und maximalen Werte der Karbonatisierungstiefe angegeben werden. Bei der Angabe der Tiefe des durchkarbonatisierten Bereichs bedeutet ein Wert 0, daß bis an die Betonoberfläche heran noch Bereiche mit Werten $\text{pH} > 9$ vorhanden waren. Bei Proben, deren Randzone auf der gesamten Probenlänge durchkarbonatisiert war, ist dieses Tiefenmaß als geringste Karbonatisierungstiefe angegeben. Als max. Karbonatisierungstiefe ist der Spitzenwert im Bereich des ungestörten Betongefüges angegeben. Verhältnismäßig oft wurde beobachtet, daß an den Korngrenzen der Grobzuschläge die Karbonatisierungstiefen wesentlich größer als im übrigen Bereich waren. Diese Spitzenwerte sind in den Bildern durch unterbrochene Linien dargestellt. Bild 70 veranschaulicht das Prinzip der Feststellung der Meßwerte.

Zusammen mit den Versuchswänden wurde eine in feststehender Schalung erstellte Wand (angestrebte Betongüte B 25, an Bohrkernen gemessene Festigkeiten siehe Versuchsbericht /44/) ebenfalls mit CO_2 bewittert. Die in gleicher Art wie bei den Versuchswänden ermittelten Karbonatisierungstiefen sind in Tabelle 24 zusammengestellt.

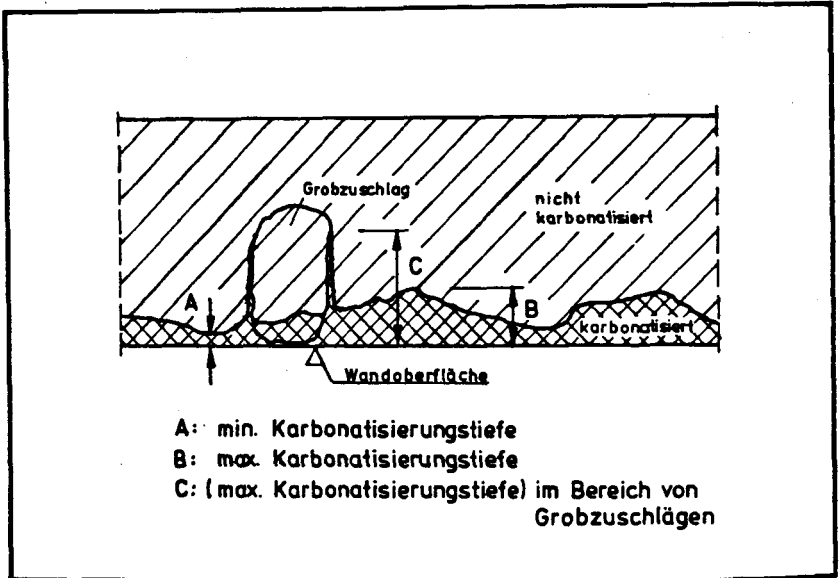


Bild 70:

Prinzip der Ermittlung der Werte der Karbonatisierungstiefe.

Größte Karbonatisierungstiefen [mm]		Mittelwerte der Meßwerte der Karbonatisierungstiefen [mm]	
d*	k**	d*	k**
3	7 (10)	1,7	5,3 (7,7)

* durchkarbonatisiert

** Karbonatisierungsspitzen

Tabelle 24:

Meßwerte der Karbonatisierungstiefen des Betons der zusammen mit den Versuchswänden mit CO₂ bewitterten, in feststehender Schalung erstellten Wand.

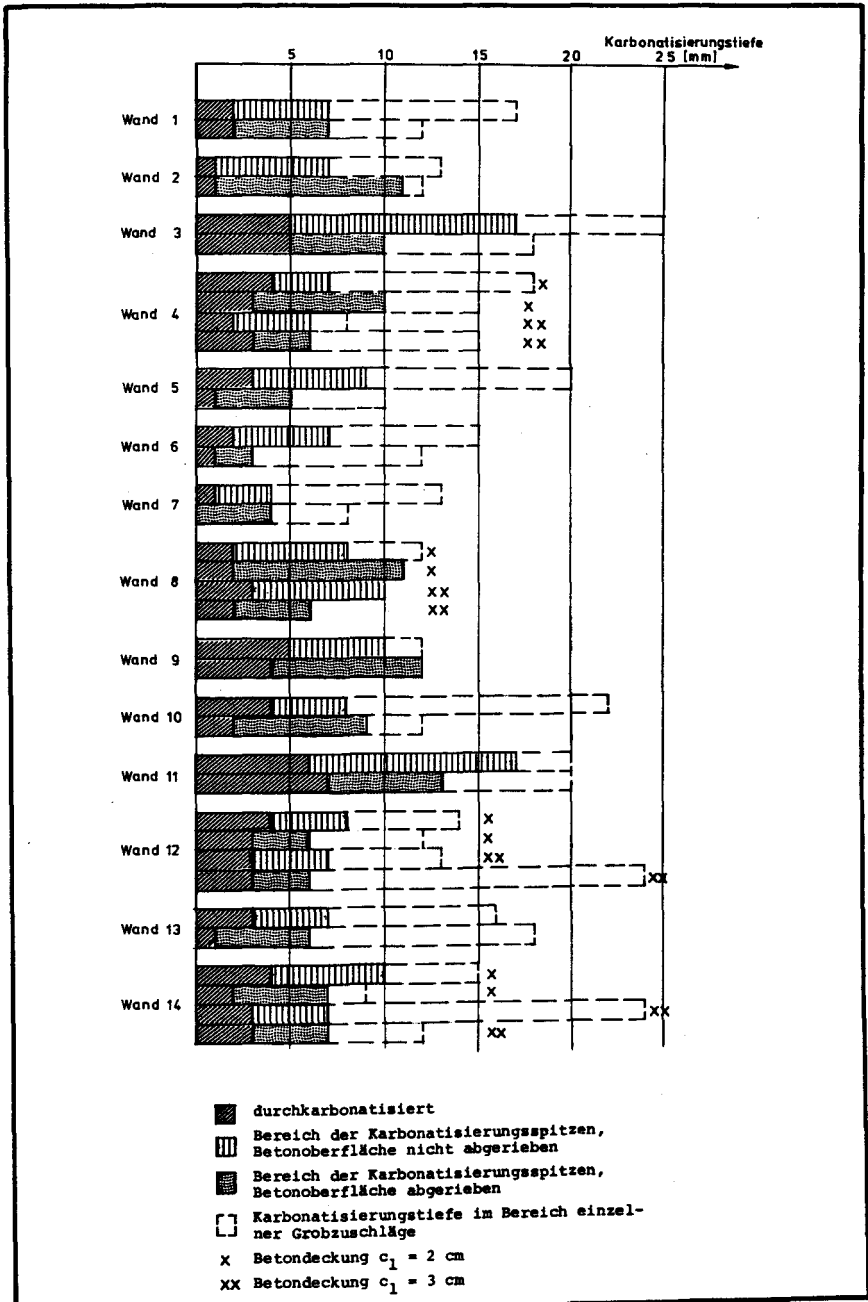


Bild 71:

Gemessene größte Karbonatisierungstiefen, Holzschalung.

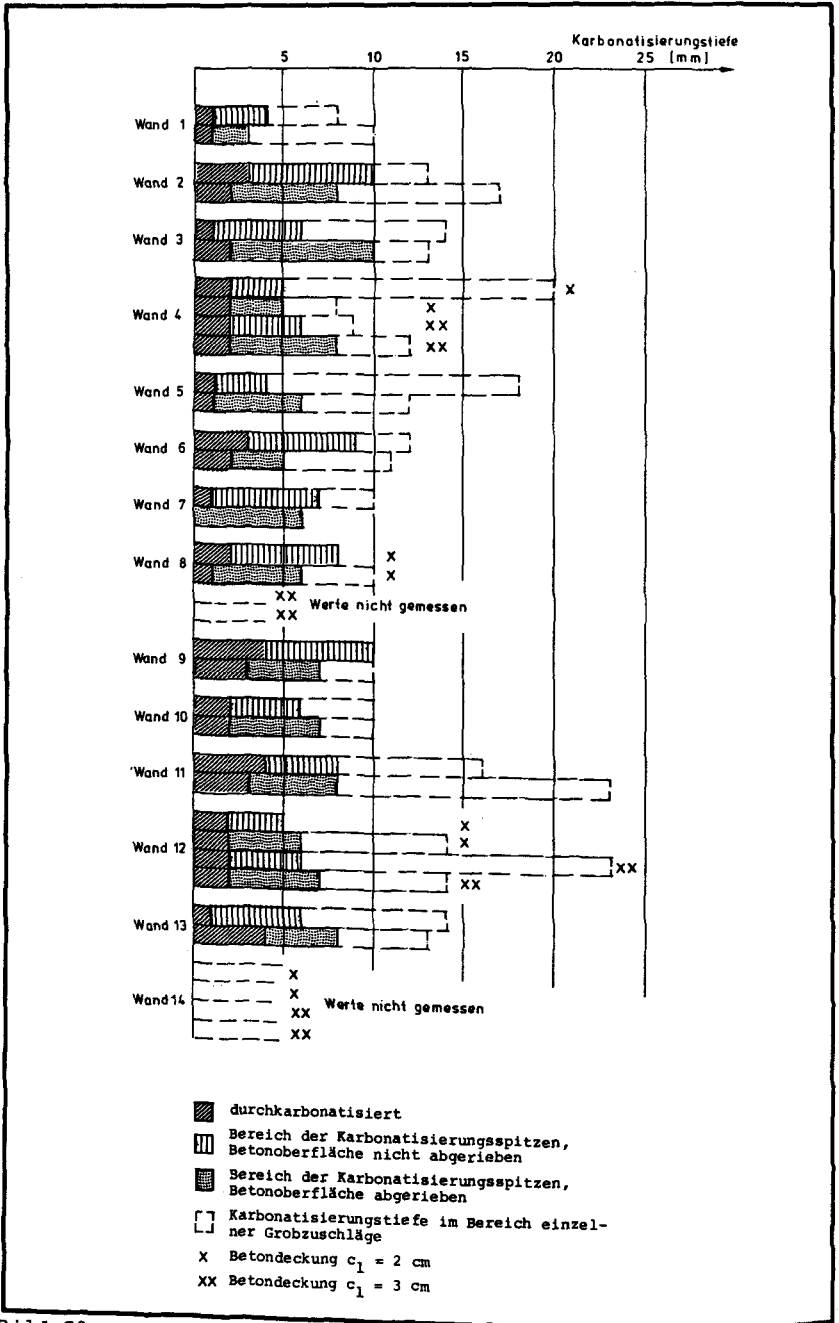


Bild 72:

Gemessene größte Karbonatisierungstiefen, Schalung Mehrschichtenplatte.

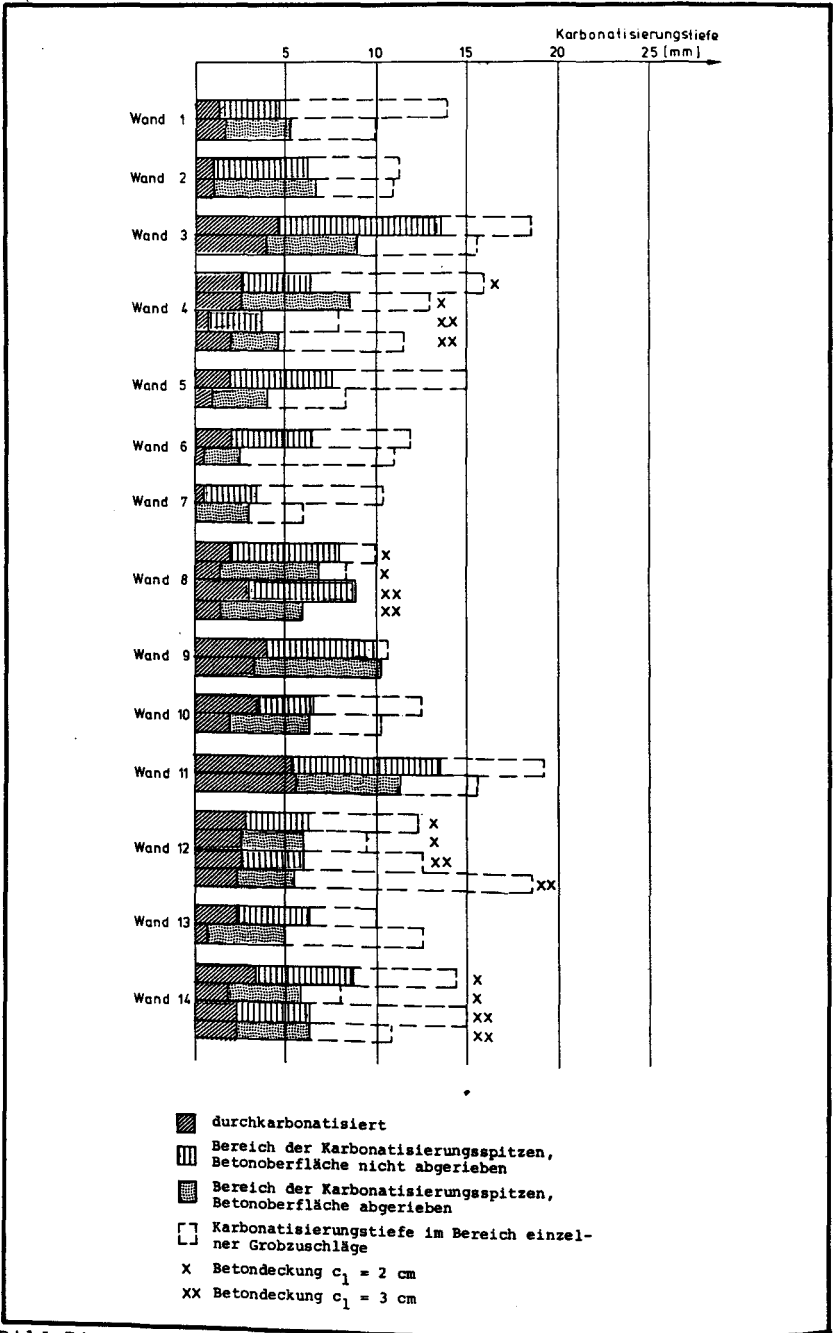


Bild 74:

Mittelwerte der gemessenen Karbonatisierungstiefen, Holzschalung.

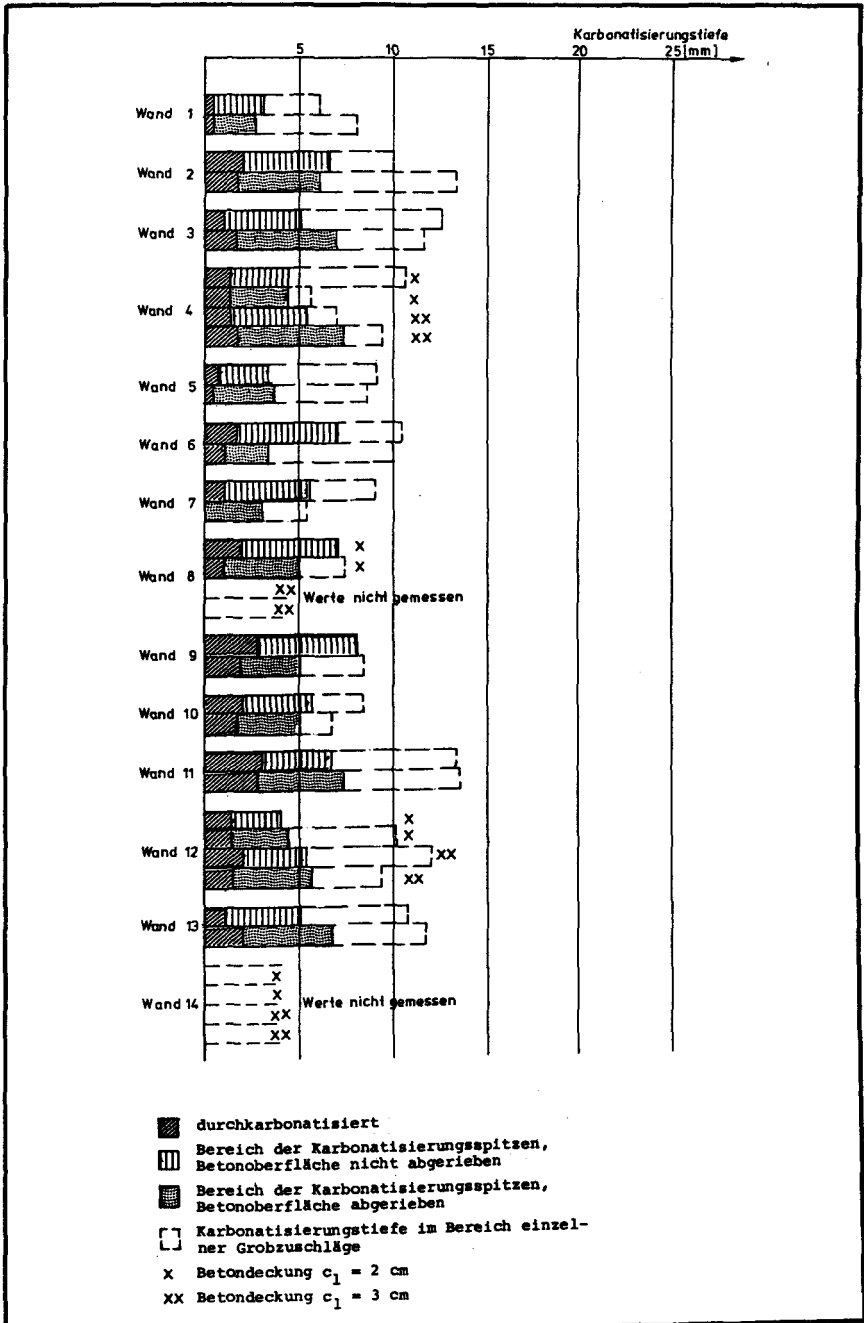


Bild 75:

Mittelwerte der gemessenen Karbonatisierungstiefen, Schalung Mehrschichtenplatte.

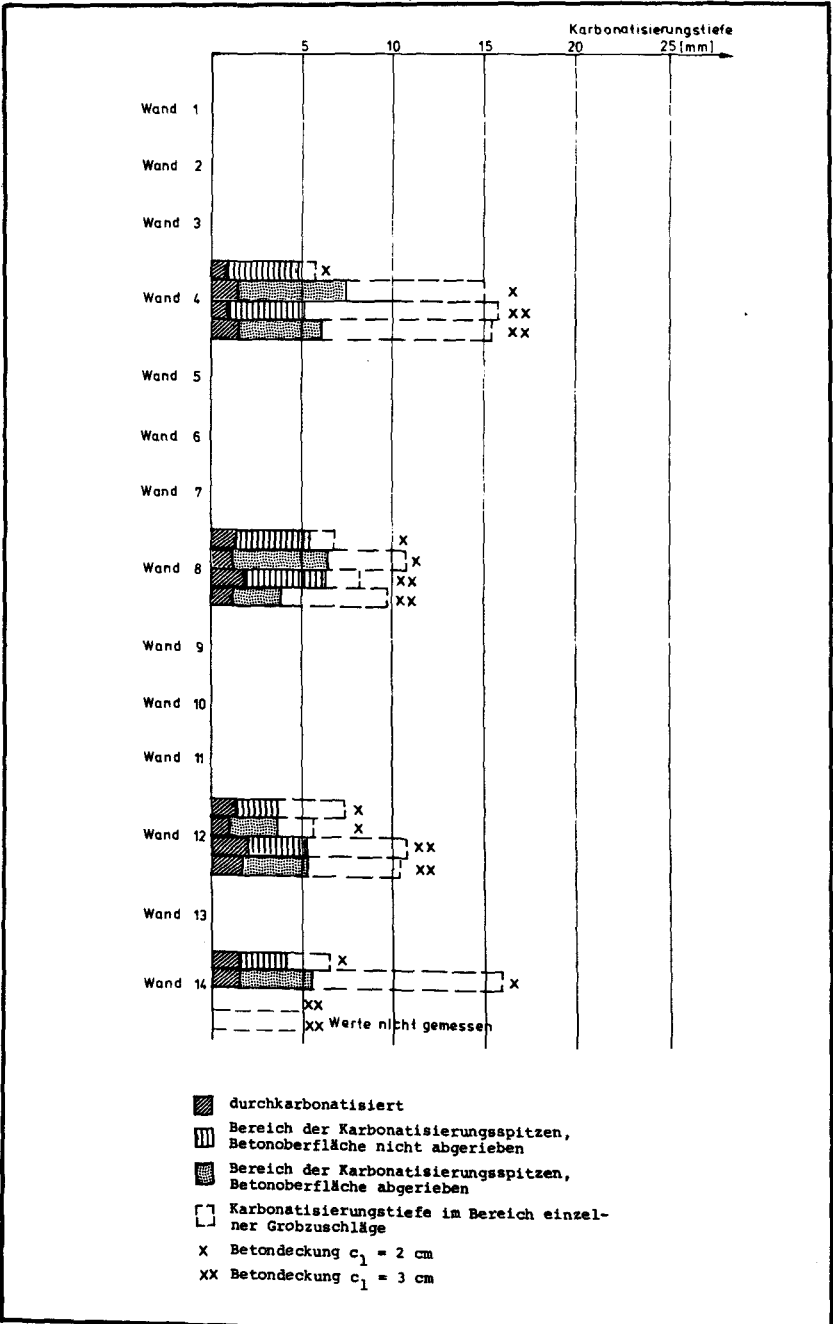


Bild 76:

Mittelwerte der gemessenen Karbonatisierungstiefen, Schalung Stahlblech.

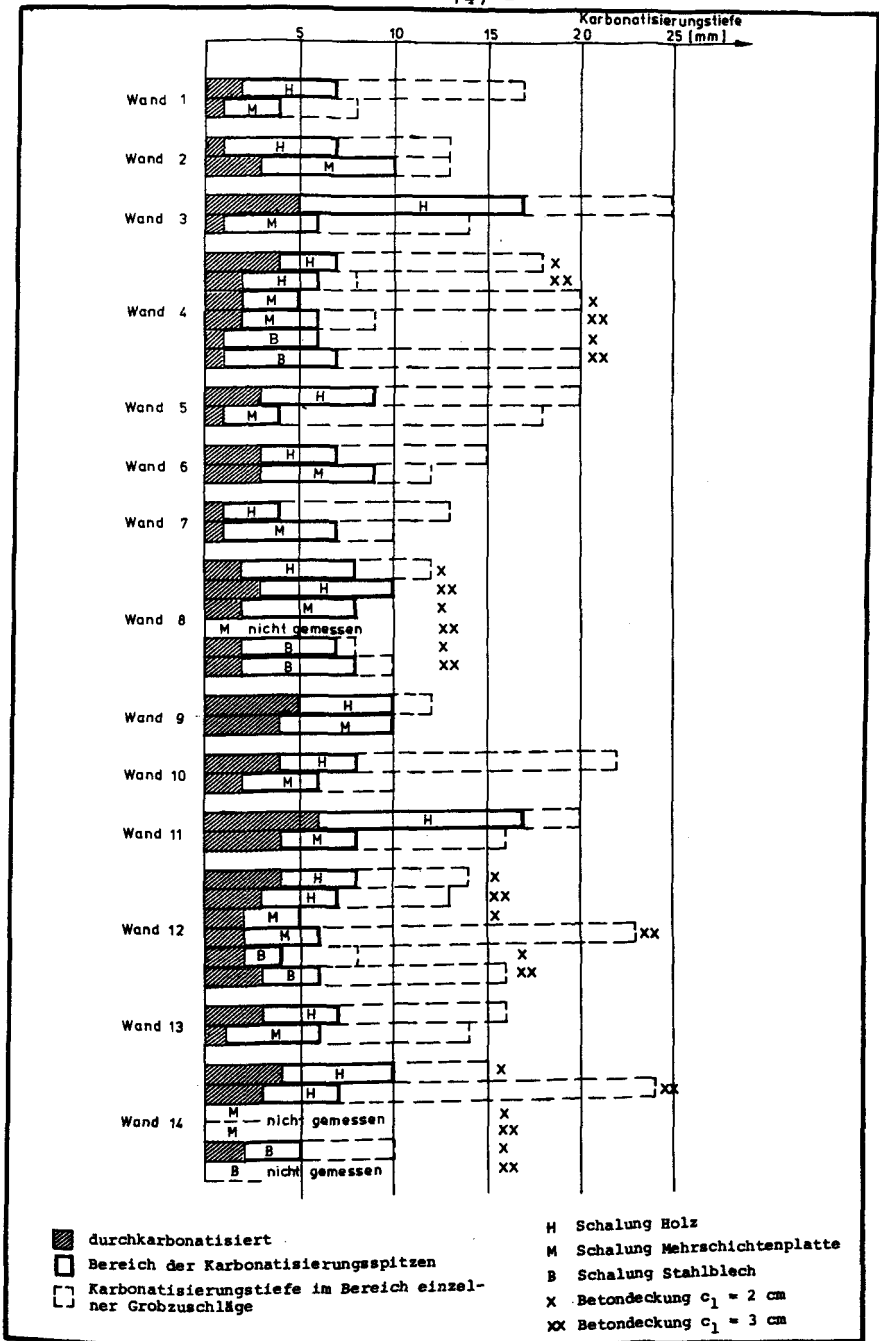


Bild 77:

Gemessene größte Karbonatisierungstiefen. Nach Schalungsarten geordnet. Betonoberfläche nicht abgerieben.

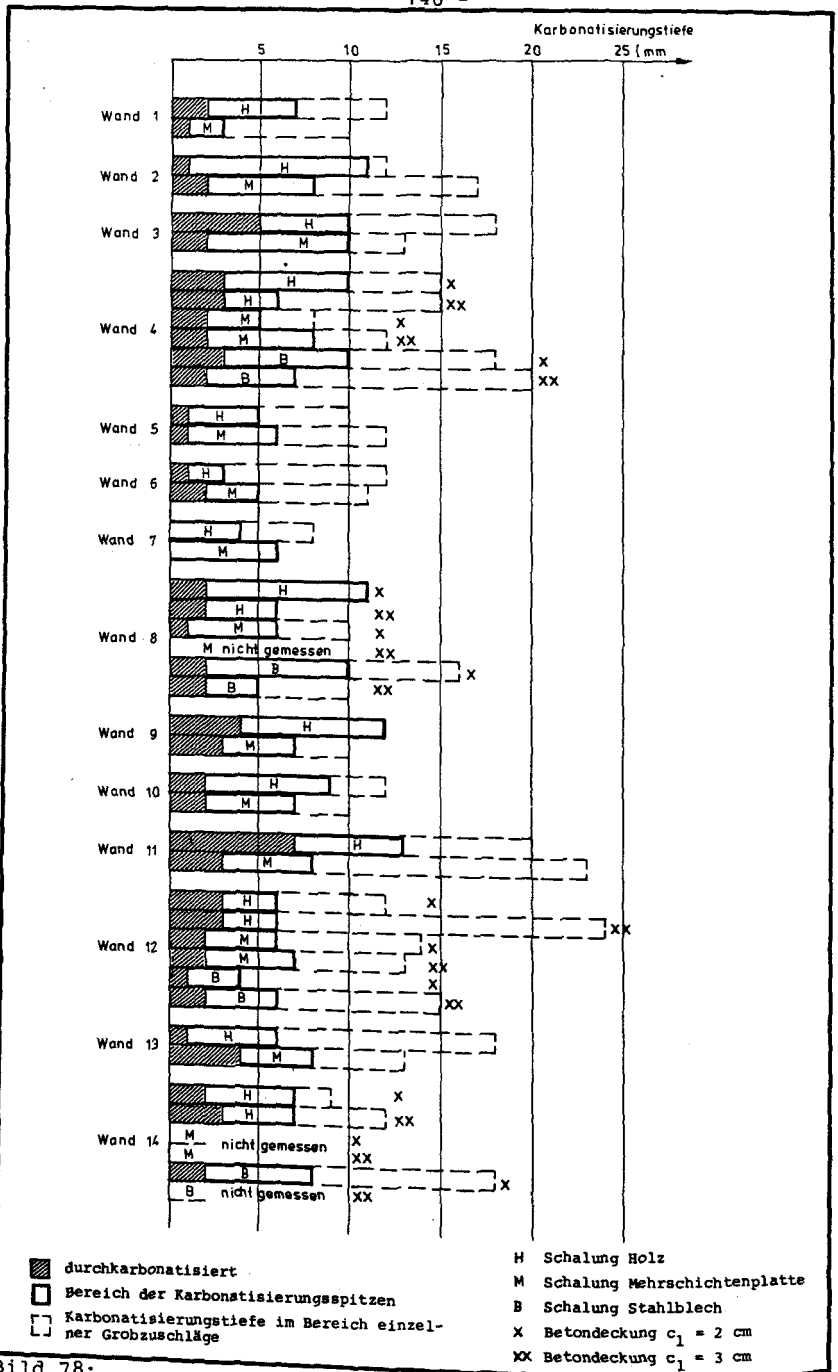


Bild 78:

Gemessene größte Karbonatisierungstiefen. Nach Schalungsart geordnet. Betonoberfläche abgerieben.

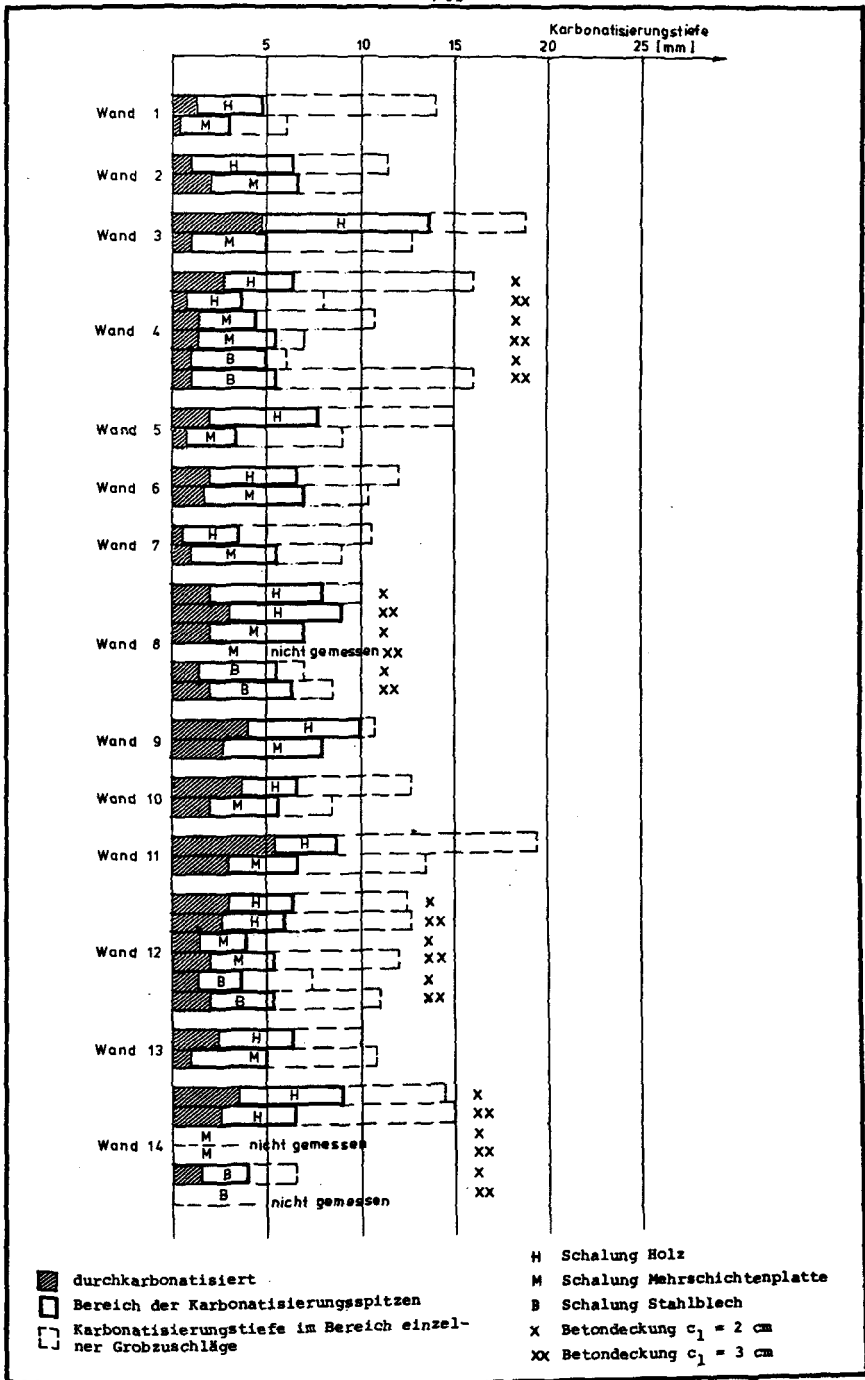


Bild 79:

Mittelwerte der gemessenen Karbonatisierungstiefen. Nach Schalungsart geordnet. Betonoberfläche nicht abgerieben.

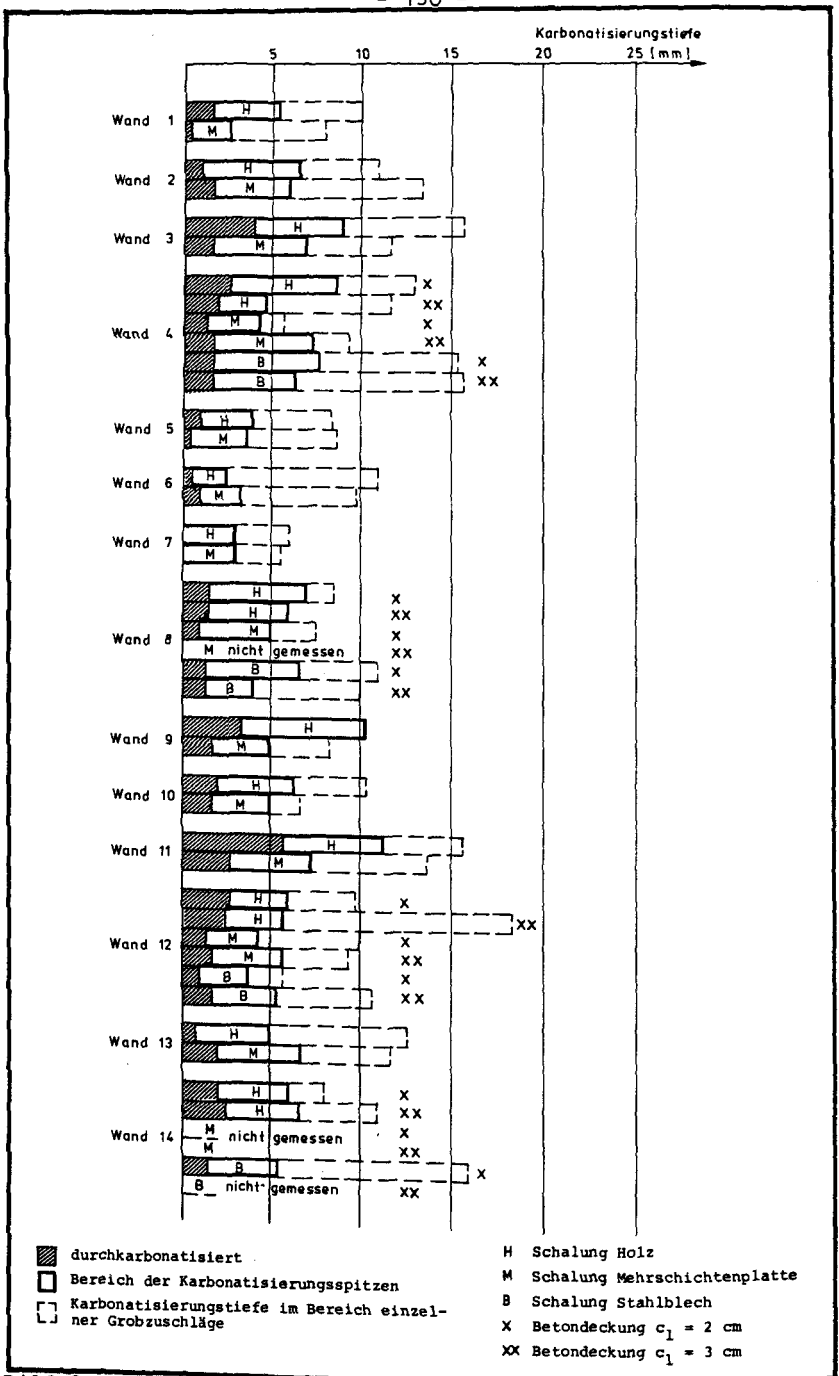


Bild 80:

Mittelwerte der gemessenen Karbonatisierungstiefen. Nach Schalungsart geordnet. Betonoberfläche abgerieben.

3.3.3.7 Beurteilung und Deutung der Versuchsergebnisse

3.3.3.7.1 Beurteilung der festgestellten Oberflächengüte des Betons

Werden die Beurteilungsergebnisse der Betonoberflächengüte der Versuchswände (Abschnitt 3.3.3.2) in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit aufgetragen, ergibt sich ein deutlicher Abfall der Güte mit zunehmender Gleitgeschwindigkeit. In Bild 81 ist der Zusammenhang für die mit glatten Schalungen hergestellten Wandoberflächen der Versuchswände Nr. 1, 3, 4, 8, 12 und 14 dargestellt. Diese Wände wurden alle mit gleichem Mehlkorngesamt und Rundkorn, Sieblinie A/B, als Zuschlag erstellt.

Der Zusammenhang wird noch deutlicher, wenn die Güte der Betonoberfläche als Funktion der Druckfestigkeit des aus der Gleit- schalung austretenden Betons aufgetragen wird (Bild 82). Die hier angegebene Betondruckfestigkeit wurde mit dem in Abschnitt 4.3 entwickelten Nomogramm aus der Betonzusammensetzung der Versuchswände bestimmt.

In Bild 81 und 82 bedeuten dabei die Bereiche für die Güte der Betonoberfläche

- 1 vergleichbar mit Ortbeton in glatter Schalung
- 2 etwas schlechter als Ortbeton in glatter Schalung
- 3 schlechter als Ortbeton in glatter Schalung
- 4 vergleichbar mit Ortbeton in rauher Schalung
- 5 etwas schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
- 6 schlechter als Ortbeton in rauher Schalung
- 7 wesentlich schlechter als Ortbeton in rauher Schalung.

Bild 82 zeigt, daß eine sehr hohe Oberflächengüte des Betons überhaupt erst ab einer Betondruckfestigkeit von $0,4 \text{ N/mm}^2$ erreicht wurde; mit großer Sicherheit erreichbar ist diese hohe

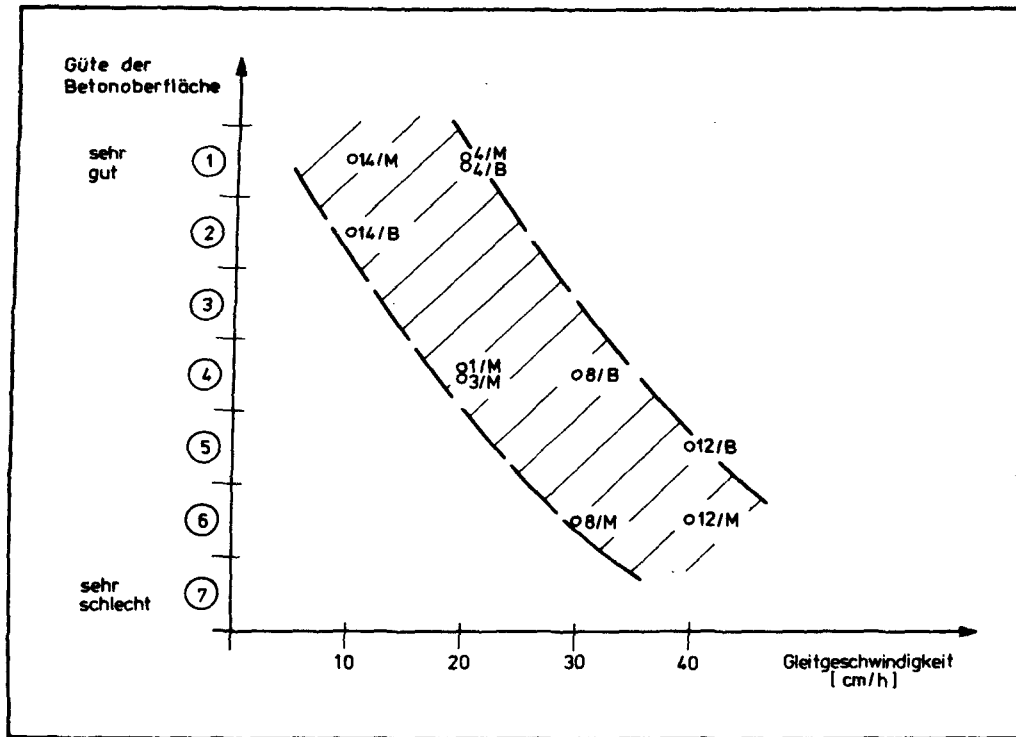


Bild 81:

Güte der Oberfläche der mit glatter Schalung erstellten Versuchswände als Funktion der Gleitgeschwindigkeit.

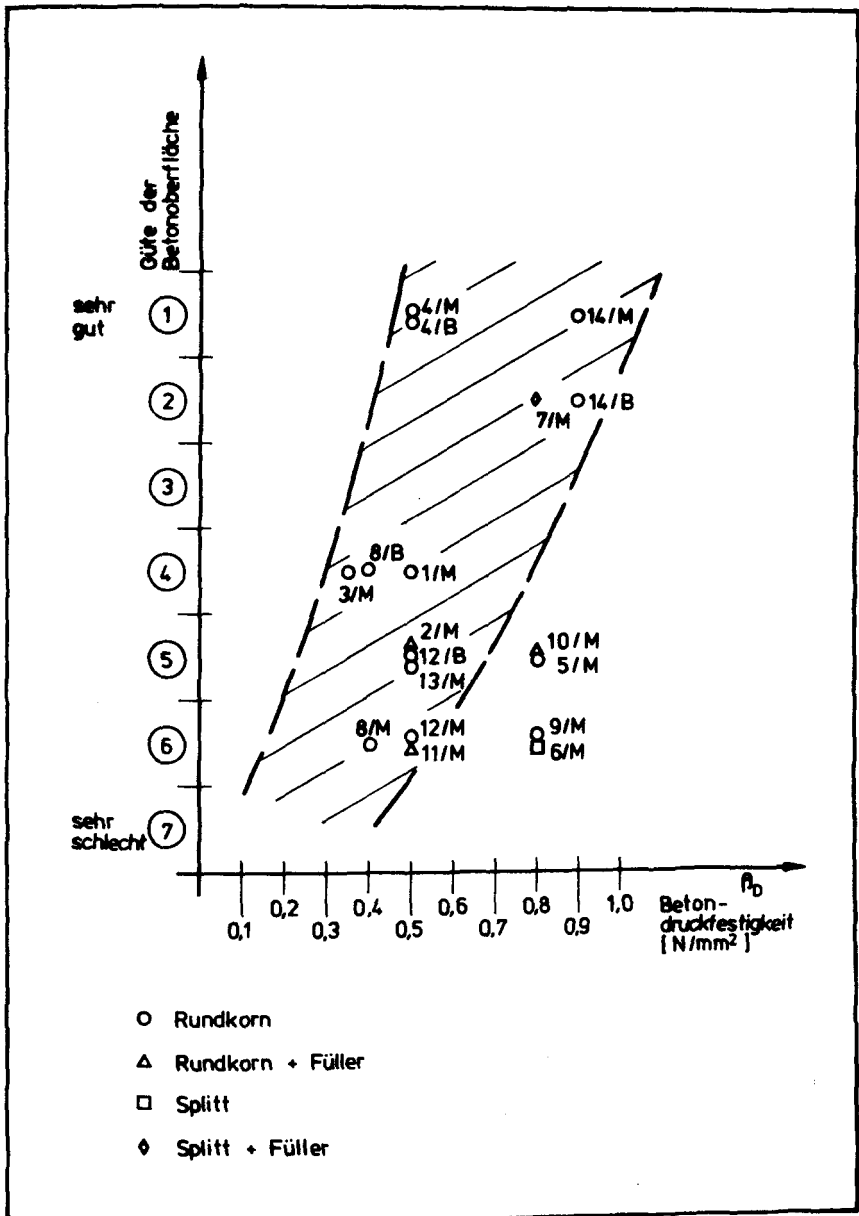


Bild 82:

Güte der Oberfläche der mit glatter Schalung erstellten Versuchswände als Funktion der in Höhe der Schalungsunterkante erreichten Betondruckfestigkeit.

Güte erst bei Betondruckfestigkeiten an Schalungsunterkante von $\geq 0,8 \text{ N/mm}^2$.

Die in Bild 82 außerhalb des schraffierten Bereichs liegenden Werte der Wände 5, 6, 9 und 10 sind insofern Sonderfälle, als

- Wand 5 mit einem w/z-Wert von 0,4 errichtet wurde; schon die Ergebnisse der Schalungsreibungsmessung (Abschnitt 3.3.3.3) zeigten, daß hier der Wassergehalt zu niedrig für einen Gleitschalungsbeton war,
- bei Wand 6 gebrochenes Korn (Splitt) zur Anwendung kam. Das gute Ergebnis von Wand 7 (höherer Mehlkorngesamtgehalt als Wand 6, sonst gleiche Betonzusammensetzung) zeigt, daß Betone mit gebrochenem Zuschlag größeren Feinkorngesamtgehalt erfordern als Betone mit rundkörnigem Zuschlag, wenn eine hohe Oberflächengüte angestrebt wird.
- Wand 9 mit einem Zuschlag der Sieblinie C hergestellt wurde. Hier scheint die Zementleimmenge (wie bei den Versuchswänden mit Betonzuschlag der Sieblinie A/B gewählt) zu gering gewesen zu sein; es ist bekannt, daß Betone mit sandreichem Zuschlag höhere Zementleimmengen erfordern im Vergleich zu Betonen mit Zuschlägen im besonders guten Bereich der Sieblinie.
- Wand 10 - ebenfalls wie Wand 9 mit einem Zuschlag der Sieblinie C, aber mit Zusatz von Steinkohleflugasche erstellt - zwar bessere Werte als Wand 9 lieferte, aber doch eine schlechtere Oberflächengüte als vergleichbare Betone mit Zuschlag der Sieblinie A/B erbrachte. Auch hier scheint die Zementleimmenge für eine hohe Oberflächengüte nicht ausgereicht zu haben.

3.3.3.7.2 Beurteilung der ermittelten Betondruckfestigkeiten der Versuchswände

3.3.3.7.2.1 Generelle Beurteilung

Die in Tabelle 17 zusammengestellten Werte der an Bohrkernen aus den Versuchswänden ermittelten Druckfestigkeiten des Betons zeigen, daß auch sehr hohe Betongüten (B 55 und besser) bei geeigneter Zusammensetzung des Betons im Gleitschalungsbau erreicht werden können. Die höchsten Druckfestigkeiten ergaben die Versuchswände Nr. 7 (gebrochenes Korn, Zugabe von EFA-Füller) mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $85,9 \text{ N/mm}^2$ und Nr. 2 ("Grundmischung" mit Zugabe von EFA-Füller), mittlere Zylinderdruckfestigkeit $71,7 \text{ N/mm}^2$.

3.3.3.7.2.2 Einfluß der Zugabe von Steinkohleflugasche (Füller) auf die Druckfestigkeit

Die Spalten 6 und 7 der Tabelle 17 enthalten das Verhältnis der Mittelwerte der festgestellten Zylinderdruckfestigkeiten des Betons der Versuchswände zu den aus Würfelprüfungen nach /100/ (Tabelle 18) errechneten unteren und mittleren Erwartungswerten der Betondruckfestigkeit. Es fällt auf, daß alle Betonmischungen mit Zusatz von Steinkohleflugasche (Füller) den unteren Erwartungswert der Druckfestigkeit überschreiten; bei den anderen Betonmischungen ist dies lediglich bei Wand Nr. 5 (mit besonders niedrigem w/z-Wert von 0,4) und Wand Nr. 12 (PZ 45 F) der Fall.

Um abzuklären, ob hier nur ein für Betone mit Flugaschezusatz allgemein typischer Verlauf der Festigkeitsentwicklung vorliegt oder Flugaschebetone infolge verbesserter Grünstandfestigkeit für Gleitbauten besonders geeignet sind, wurde die verfügbare Literatur zu diesem Problem ausgewertet.

LUEHR gibt in /53/ Werte für die Druckfestigkeit von Mörtelproben im Alter von 3, 7 und 28 Tagen an, bei denen max. 20 % des Zements durch Flugasche ersetzt wurden. Die erreichten Druckfestigkeiten unterscheiden sich wenig von den Werten der "Nullprobe"; daraus könnte gefolgert werden, daß bei Zugabe von Flugasche ohne Reduzierung des Zementgehalts die Betonfestigkeiten höher ausfallen. Eine derartige Zunahme der Betondruckfestigkeit ermittelten LEWANDOWSKI /49/ und MÄNGEL/WEBER /55/; danach war das Verhältnis der 90-Tage-Festigkeit der Betone mit Flugaschezusatz zur 7-Tage-Festigkeit wesentlich höher als bei Betonen ohne Flugaschezusatz.

Eine Auswertung der Versuchsergebnisse von LEWANDOWSKI /49/ ergab für die eigenen Versuchswände mit rd. 40 % Flugaschezusatz zum Zementanteil erhöhte zu erwartende 90-Tage-Festigkeiten im Verhältnis zur 7-Tage-Festigkeit, und zwar steigen danach die zu erwartenden 90-Tage-Festigkeiten auf 148 % für PZ 35 F, 107 % für HOZ 35 L und 113 % für PZ 45 F gegenüber den aus der 7-Tage-Festigkeit nach WESCHE /100/ hochgerechneten 90-Tage-Festigkeiten.

Der in gleicher Art errechnete Zuwachs der Festigkeit nach Auswertung der Versuche von MÄNGEL/WEBER /55/ beträgt für PZ 35 F 143 %.

Die etwa gleiche Größenordnung für die Festigkeitszunahme durch Flugaschezusatz ergibt die Auswertung der Angaben von KELLER /40/ mit einer Steigerung auf 132 % der Erwartungswerte nach /100/ für PZ 35 F; allerdings ergibt sich für HOZ 35 L eine sehr hohe Steigerung auf rd. 200 % der Erwartungswerte der Betone ohne Flugasche.

Im Gegensatz zu den anderen Autoren ermittelten ROSTASY/RANISCH /79/ bei Flugaschebetonen Steigerungsfaktoren der 90-Tage-Festig-

keit gegenüber der 7-Tage-Festigkeit, die sogar noch unter den Erwartungswerten der Festigkeitssteigerungen von Betonen ohne Zusatz von Flugasche nach /100/ lagen.

Die Literaturangaben lassen es nicht zu, zweifelsfrei festzustellen, ob die bei den Versuchswänden der eigenen Versuche festgestellten gegenüber den hochgerechneten Erwartungswerten höheren Druckfestigkeiten allein auf den veränderten Verlauf der Festigkeitsentwicklung durch Zusatz von Flugasche zurückzuführen sind - und dann auch bei üblichem Ort beton eingetreten wären - oder ob die bekannte verbesserte "Grünstandfestigkeit" des Betons mit Flugaschezusatz eine Gefügestörung mit Festigkeitsverlust bei den in Gleitschalung erstellten Wänden weitgehend verhindert hat.

In Tabelle 25 und auf Bild 83 sind die festgestellten Druckfestigkeiten der Betone der Versuchswände - mit gemittelten Korrekturwerten entsprechend den Literaturangaben auf fiktive Erwartungswerte umgerechnet - zusammengestellt. Dabei berücksichtigt der Korrekturfaktor 1/1,41 die Ergebnisse der Versuche von LEWANDOWSKI, MÄNGEL/WEBER, KELLER /49, 55, 40/, der Korrekturfaktor 1/1,30 zusätzlich die Versuchsergebnisse von ROSTASY/RANISCH. Die Resultate (Bild 84) liegen im Streubereich der Werte der Betone aus den Versuchswänden ohne Zusatz von Flugasche.

Bis zur Durchführung und Auswertung weiterer Versuche zu diesem Problem scheint es ratsam, die beobachtete Steigerung der 90-Tage-Festigkeit gegenüber der 7-Tage-Festigkeit nur der Änderung der Festigkeitsentwicklung des Flugaschebetons zuzuschreiben und möglicherweise vorhandene - aber zahlenmäßig bisher nicht belegbare - günstige Wirkungen des Betons mit Flugaschezusatz im Gleitschalungsbau als "stille Reserve" zu betrachten.

Wand Nr.	korrigierte Zylinderdruck- festigkeiten bei Berück- sichtigung des Erhärtungs- verlaufs der Flugaschebetone (Korrekturfaktor 1/1,41) $\tilde{\sigma}_{C\ 100}$ [N/mm ²]	$\tilde{\sigma}_{C\ 100}$	korrigierte Zylinderdruck- festigkeiten bei Berück- sichtigung des Erhärtungs- verlaufs der Flugaschebetone (Korrekturfaktor 1/1,30) $\tilde{\sigma}_{C\ 100}$ [N/mm ²]	$\tilde{\sigma}_{C\ 100}$
		mittl. $\sigma_w\ 200$		mittl. $\sigma_w\ 200$
2	50,9	0,67	55,2	0,73
7	60,9	0,75	66,1	0,82
10	44,3	0,62	48,1	0,68
11	43,0	0,73	46,7	0,78

Tabelle 25:

Nach Literaturangaben umgerechnete Zylinderdruckfestigkeiten der Versuchswände mit Flugaschebetonen.

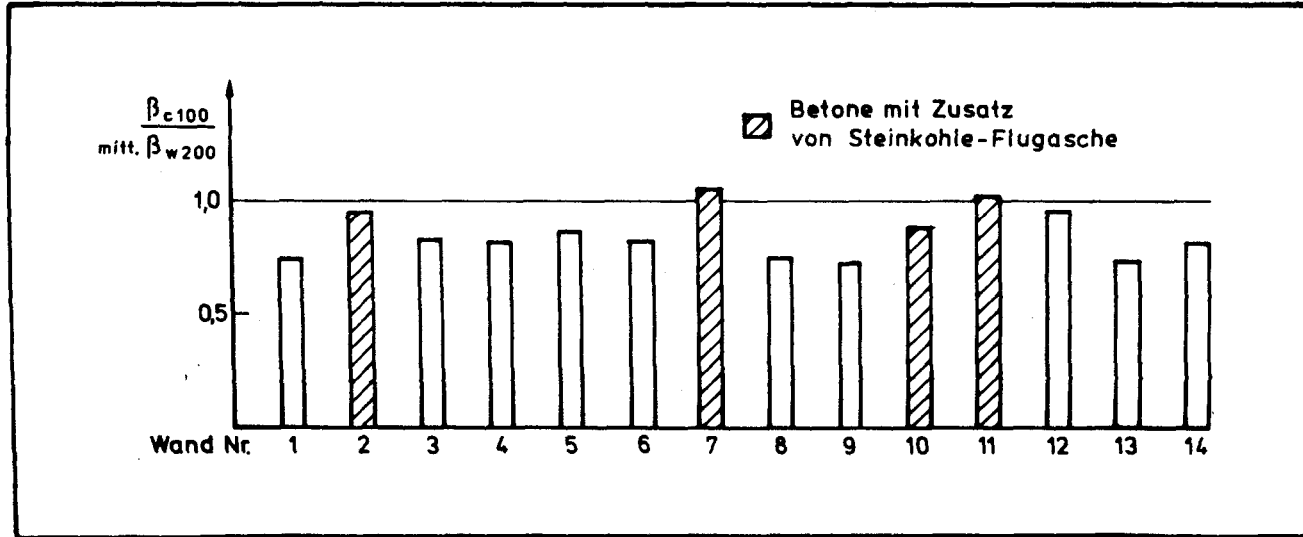


Bild 83:

Verhältnis zwischen der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit (an Bohrkernen) und der aus Würfelpföben hochgerechneten, erwarteten mittleren Würfeldruckfestigkeit des Betons der Versuchswände.

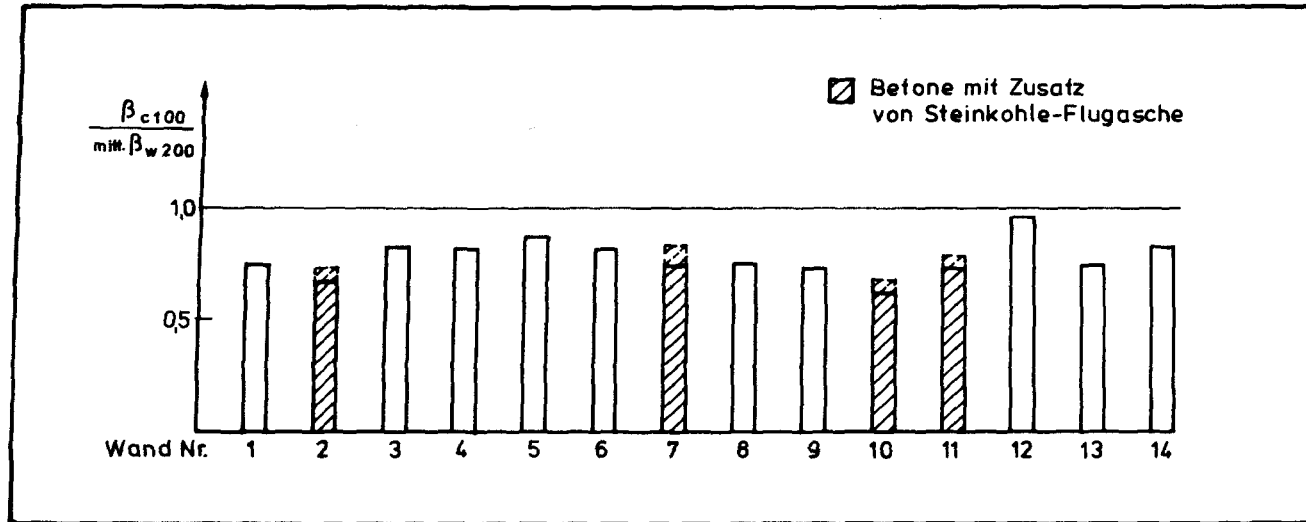


Bild 84:

Verhältnis zwischen der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit (an Bohrkernen) und der aus Würfelproben hochgerechneten, erwarteten mittleren Würfeldruckfestigkeit des Betons der Versuchswände. Für Flugaschebetone anderer Erhärtungsverlauf durch Korrekturfaktoren von 1/1,31 und 1/1,41 berücksichtigt.

3.3.3.7.2.3 Einfluß frühzeitigen "Entschalens" des Betons auf die Betondruckfestigkeit

Frühzeitiges Entschalen kann - wie bereits in Abschnitt 2.3.2 dargestellt - zu gegenüber Würfelproben geringeren Druckfestigkeiten des Bauwerkbetons führen. Die Auswertung der an den Bohrkernen aus den Versuchswänden festgestellten Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit - und damit vom "Entschalungszeitpunkt" - zeigt Bild 85. Die dort dargestellten Kurvenverläufe sind aus den Untersuchungen von KASAI /38/ abgeleitet (Versuchsreihen "A", "DA" und "DWA"); die eigenen Versuchsergebnisse erbrachten die Kalibrierung der Kurven. Leider liegt für den PZ 45 F nur ein einziger eigener Meßwert vor, der im Wert höher liegt, als nach KASAI zu erwarten ist. Solange keine weiteren Versuchsergebnisse vorliegen, muß angenommen werden, daß der ermittelte Wert für den PZ 45 F am oberen Rand des Streubereichs liegt. Die nach DIN 1048, Teil 2, bei Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus Bauwerken für die Einordnung in eine Festigkeitsklasse zulässige Minderfestigkeit von 15 % ist in Bild 85 nicht eingearbeitet; diese Bestimmung deckt aber den unterhalb der Kurven dieses Bildes liegenden Teil des Streubereichs ab. Daher kann Bild 85 direkt in der dargestellten Form dazu benutzt werden, das erforderliche Vorhaltemaß der angestrebten Betondruckfestigkeit bei Festlegung des Betonrezepts zu bestimmen. Am Rande sei angemerkt, daß ein derartiges Vorhaltemaß nicht nur im Gleitschalungsbau, sondern auch bei Einsatz von Kletterschalungen mit sehr frühen Ausschulfristen berücksichtigt werden sollte.

Für Sonderanwendungen der Gleitbauweise, z. B. bei Offshore-Bauwerken mit besonders hohen Anforderungen an Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Rissefreiheit des Betons, erscheint es zweckmäßig, die in den Versuchen festgestellte, durch frühzeitiges Ausschalen hervorgerufene geringere Druckfestigkeit des Betons von Gleitbauten durch Zugabe von Fasern zu verbessern.

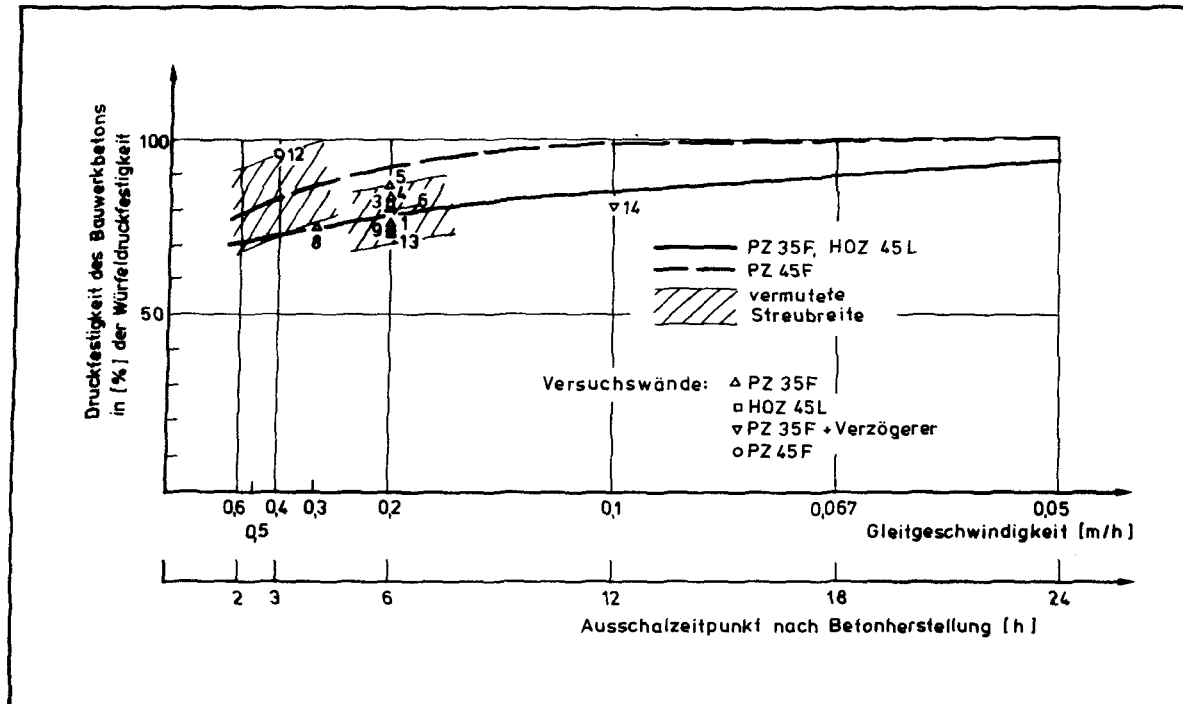


Bild 85:

Zu erwartende Druckfestigkeit des Bauwerksbetons in [%] der Würfeldruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit bzw. dem Ausschalzeitpunkt.

Eine wesentliche Verbesserung der Grünstandfestigkeit des Betons ist durch Zugabe von Fasern möglich. So zeigt SCHMIDT in /83/, daß die Druckfestigkeit (und wahrscheinlich auch die Zugfestigkeit) durch Zugabe von Stahlfasern gerade im jungen Betonalter ganz erheblich gesteigert werden kann (Bild 86). Der Faserzusatz ist bei Anwendung im Gleitschalungsbau im jungen Betonalter vorteilhaft, nach Erhärtung des Betons aber eigentlich nicht mehr erforderlich, da die besonderen Eigenschaften des Faserbetons (hohe Zugfestigkeit und Schlagfestigkeit) nicht benötigt werden. Daher ist es möglich, hier preiswerte Fasern aus Polypropylen oder Glas zu verwenden, die infolge des geringen E-Moduls (Polypropylen) bzw. der mangelnden Alkalibeständigkeit (Glas) allgemein für Faserbeton als ungeeignet angesehen werden, die Eigenschaften des Betons beim Gleitschalungsbau in den ersten Stunden der Erhärtung aber sehr verbessern könnten.

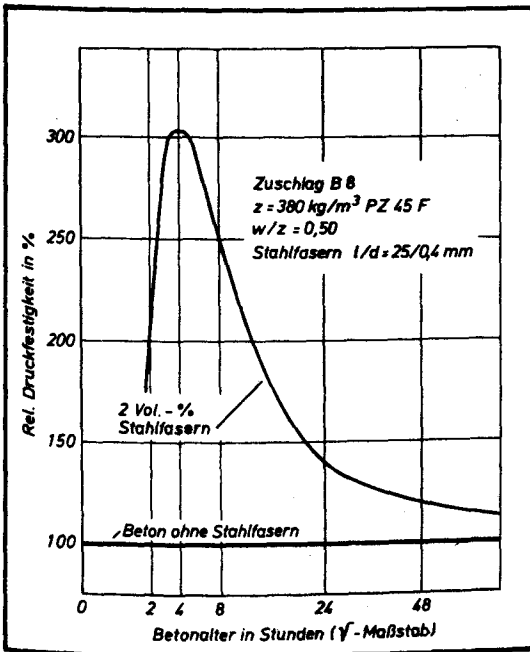


Bild 86:

Relative Druckfestigkeit von jungem Beton ohne und mit 2 Vol.-% Stahlfasern (SCHMIDT /83/).

3.3.3.7.3 Beurteilung der Ergebnisse der Biegezugprüfung

Die überwiegende Anzahl der am Beton der Bohrkerne ermittelten k -Werte liegt über $k = 0,35$ und damit in einer Größenordnung, die auch für im Ortbeton erstellte Wände zu erwarten ist. Dieser Wert wird lediglich bei 11 von insgesamt 230 Probekörpern unterschritten. Es kann daher festgestellt werden, daß eine durch den Gleitvorgang hervorgerufene generell auftretende Rißbildung in den Außenflächen der Versuchswände nicht vorgefunden wurde. Das zeigt auch der Größenvergleich der an den Bohrkernen aus den Versuchswänden gewonnenen mit an Proben aus Ortbetonbauteilen ermittelten k -Werten (Bild 87).

Bei Verwendung glatter Schalung erreichten bei nicht abgeriebener Betonoberfläche die Mittelwerte der k -Werte dieselbe Größe wie bei den Vergleichsproben aus Ortbetonwänden; ein Abreiben der Betonoberfläche erbrachte geringere Werte der Biegezugfestigkeit. Nur geringe Werte wurden bei den in Holzschalung errichteten Wänden festgestellt; hier brachte das Nachreiben zwar eine Verbesserung, die Biegezugfestigkeit der Wände mit glatter Schalung wurde jedoch im Mittel nicht erreicht.

Tabelle 26 mit Angabe der prozentualen Zunahme der Biegezugfestigkeit des Wandbetons gegenüber den Werten der Balkenversuche zeigt ebenfalls deutlich den Einfluß der Schalungsoberfläche auf die Biegezugfestigkeit des Wandbetons. Die geringste Steigerung trat bei Verwendung von Holzschalung auf; die größte erbrachte die Verwendung der Mehrschichtenplatte als Schalungsmaterial; die Werte des Betons mit Stahlblechschalung liegen dazwischen. Während allgemein das Abreiben der Betonoberfläche bei der Holzschalung eine Verbesserung brachte, verschlechterte sich die Biegezugfestigkeit durch das Abreiben bei Verwendung von Mehrschichtenplatte und Stahlblech als Schalungsmaterial. Die Zahlenwerte bestätigen den subjektiven Eindruck bei Erstellung der Versuchswände, daß die durch die Holzschalung aufgerissene Beton-

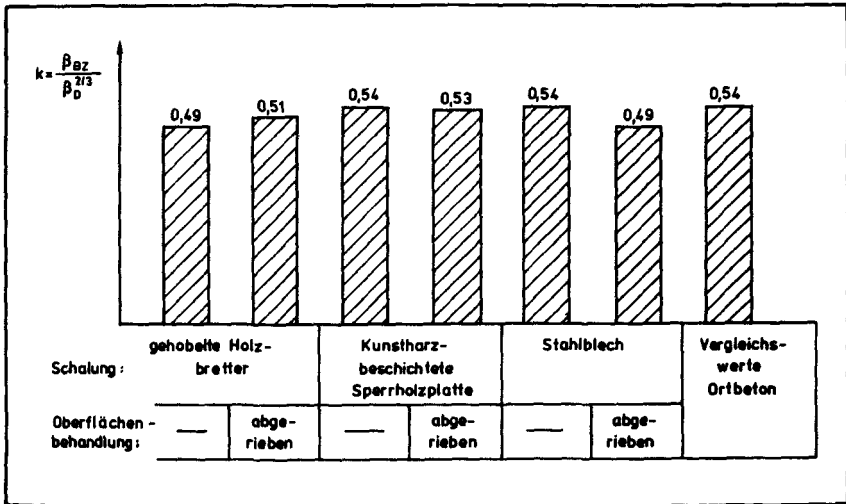


Bild 87:

Einfluß der Schalhaut und Nachbehandlung der Betonoberfläche auf die Biegezugfestigkeit der Randzonen des Betons bei Gleitschalungsbauten (Mittelwerte der k-Werte).

oberfläche beim Abreiben durch Beseitigung der Gefügestörungen verbessert wird, während der mit geschlossener Oberfläche aus einer Gleitschalung mit glattem Schalungsmaterial austretende Beton nachträglich oberflächlich aufgeraut und wahrscheinlich auch durch erzwungene Bewegung von Zuschlagkörnern im Gefüge gestört wird.

Schalung	$\frac{k_{\text{Bohrkern}}}{k_{\text{Biegebalken}}}$; Mittelwerte in [%]
Holz	138
Holz Betonoberfläche abgerieben	143
Mehrschichtenplatte	151
Mehrschichtenplatte Betonoberfläche abgerieben	148
Stahlblech	145
Stahlblech Betonoberfläche abgerieben	131

$$k = \frac{\beta_{\text{BZ}}}{\beta_{\text{D}}^{2/3}}$$

Tabelle 26:

Mittelwerte der prozentualen Zunahme der Biegezugfestigkeit des Wandbetons gegenüber den Werten der Balkenversuche.

Die Größe des Verhältnisses $k_{\text{Bohrkern}}/k_{\text{Biegebalken}}$ - indirekt also die Biegezugfestigkeit des Betons der Wandaußenflächen - in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit des Betons beim Austreten aus der Gleitschalung zeigen, geordnet nach Schalungsart (glatte Schalungen oder Holzschalungen) und Art der Nachbehandlung der Betonoberfläche (nachgerieben oder wie beim Austreten aus der Schalung belassen), die Bilder 88 bis 91. Die Betondruckfestig-

keit wurde dabei mit dem in Abschnitt 4.3 entwickelten Nomogramm bestimmt. Die Bilder machen deutlich, daß das Verhältnis $k_{\text{Bohrkern}}/k_{\text{Biegebalken}}$ des Betons der Wandaußenflächen mit der Druckfestigkeit des Betons beim Verlassen der Gleitschalung ansteigt. Hohe Werte treten erst ab einer Druckfestigkeit an Unterkante Gleitschalung von $0,4 \text{ N/mm}^2$ auf; sicher erreicht werden sie erst bei einer Druckfestigkeit von $\geq 0,8 \text{ N/mm}^2$.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß ein Abreiben der Betonoberfläche bei Verwendung einer Holzschalung unbedingt nötig, bei einer Schalung aus Mehrschichtenplatte oder Stahlblech im Hinblick auf das Betongefüge der Wandoberfläche jedoch nicht nur unwirksam, sondern sogar nachteilig ist und deshalb unterbleiben sollte. Zwar kann durch Abreiben leichter ein einheitliches Aussehen der Betonoberfläche erreicht werden, dafür sollte jedoch nicht auf die Vorteile eines dichten, ungestörten Betongefüges verzichtet werden, das die Dauerhaftigkeit von Bauwerken entscheidend beeinflusst.

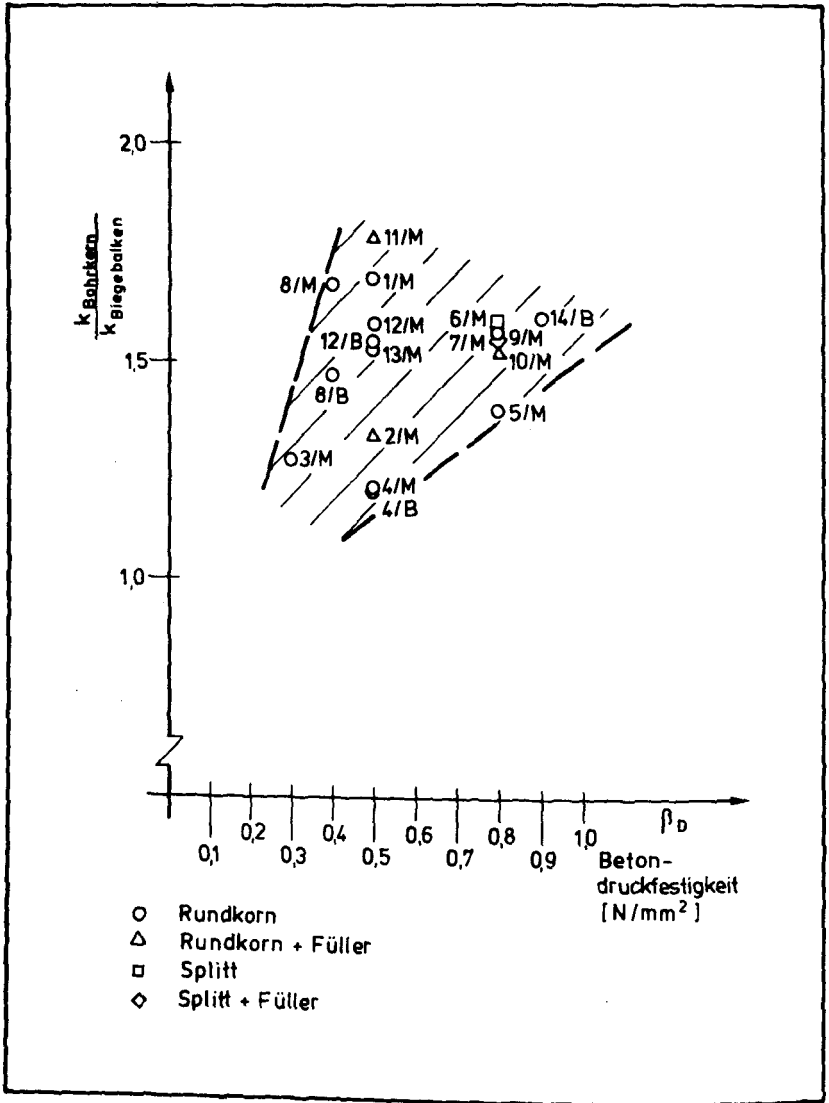


Bild 88:

Verhältnis $\frac{k_{\text{Bohrkern}}}{k_{\text{Biegebalken}}}$ bei mit glatter Schalung erstellten Wandoberflächen (nicht nachgerieben) in Abhängigkeit von der erreichten Betondruckfestigkeit in Höhe Unterkante Gleitschalung.

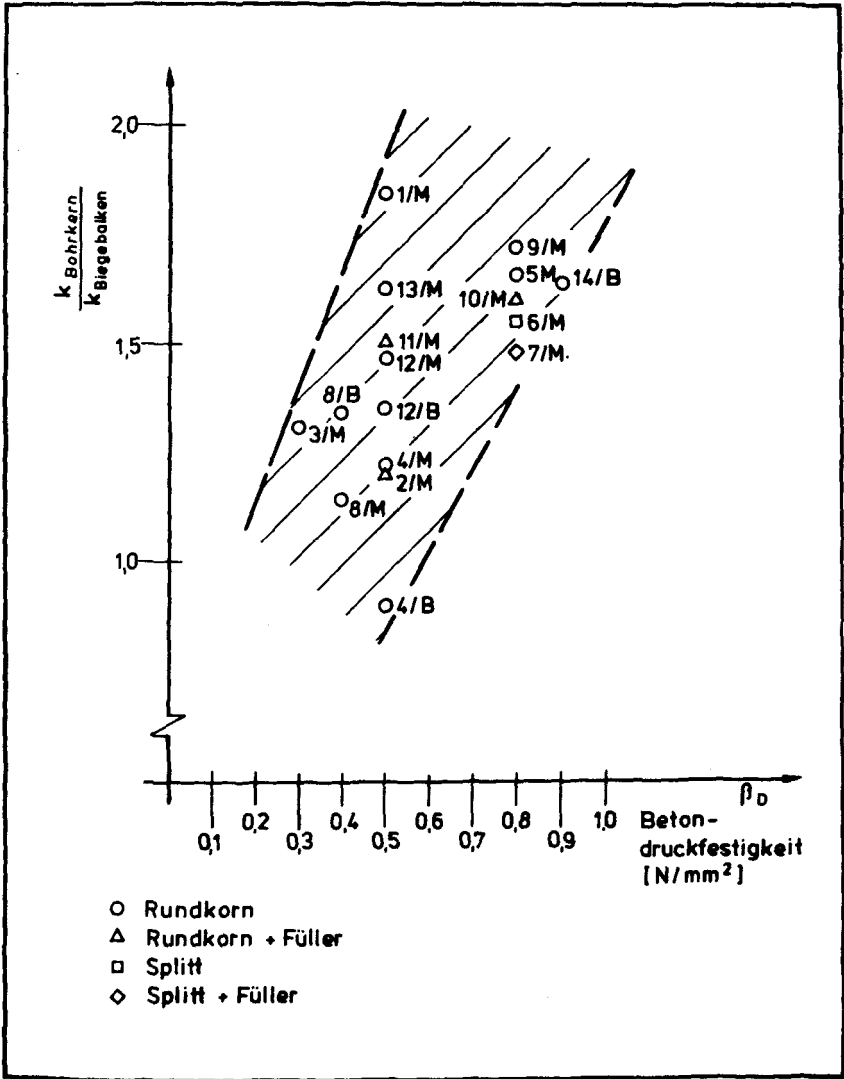


Bild 89:

Verhältnis $k_{\text{Bohrkern}}/k_{\text{Biegebalken}}$ bei mit glatter Schalung erstellten Wandoberflächen (nachgerieben) in Abhängigkeit von der erreichten Betondruckfestigkeit in Höhe Unterkante Gleitschalung.

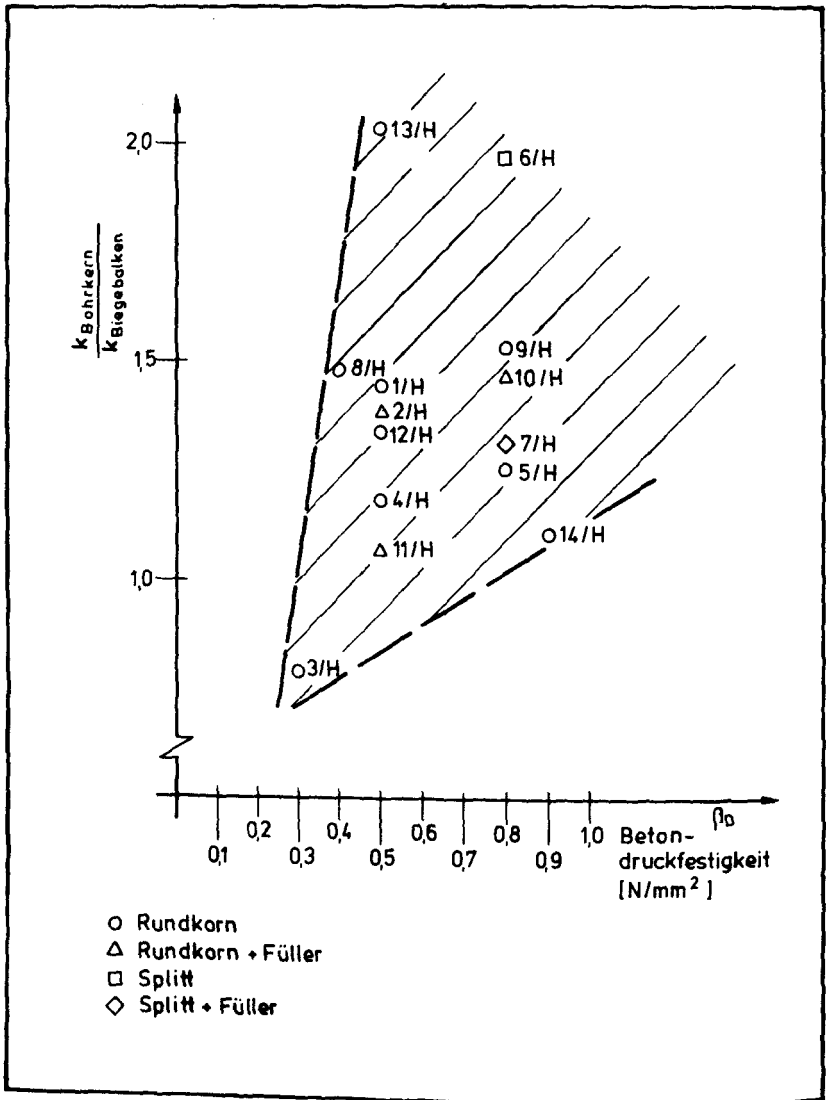


Bild 90:

Verhältnis $k_{\text{Bohrkern}}/k_{\text{Biegebalken}}$ bei mit Holzschalung erstellten Wandoberflächen (nicht nachgerieben) in Abhängigkeit von der erreichten Betondruckfestigkeit in Höhe Unterkante Gleitschalung.

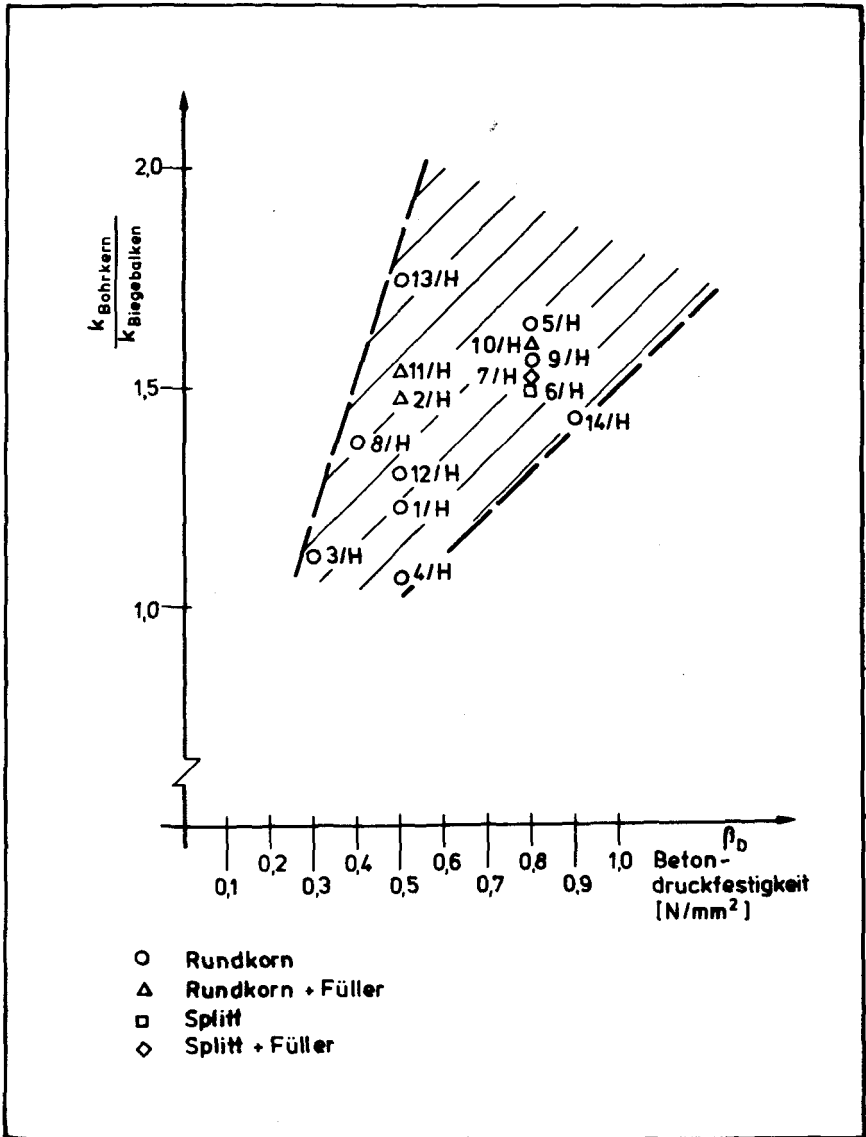


Bild 91:

Verhältnis $k_{\text{Bohrkern}}/k_{\text{Biegebalken}}$ bei mit Holzschalung erstellten Wandoberflächen (nachgerieben) in Abhängigkeit von der erreichten Betondruckfestigkeit in Höhe Unterkante Gleitschalung.

3.3.3.7.4 Beurteilung der ermittelten Karbonatisierungstiefen

3.3.3.7.4.1 Generelle Beurteilung

Im Heft 255 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton /82/ macht SCHIESSL in Bild 19 Angaben über den Zusammenhang zwischen mittlerer Endkarbonatisierungstiefe und Betonfestigkeit sowie in Bild 20 über die Zunahme der Karbonatisierungstiefe mit der Zeit. Bei Einordnung der Versuchswände entsprechend den Umweltbedingungen in die Gruppe "Beton im Freien unter Dach" ist danach bei einer Betondruckfestigkeit von $43,3 \text{ N/mm}^2$ eine mittlere Endkarbonatisierungstiefe von $6,2 \pm 2,6 \text{ mm}$ zu erwarten. Die Versuchswände haben bei einem (der Gaskonzentration bei der Bewitterung entsprechenden) rechnerischen Lebensalter von 15 Jahren ca. 90 % der Endkarbonatisierungstiefe erreicht. Die Meßergebnisse der zusammen mit den Gleitschalungswänden bewitterten, in feststehender Schalung erstellten Wand (vgl. Tab. 24) bestätigen den Erwartungswert nach Heft 255 mit einer rechnerischen mittleren Endkarbonatisierungstiefe von $5,3/0,9 = 5,9 \text{ mm}$ sehr gut.

Eine einfache Umrechnung der bei den Gleitschalungswänden gefundenen Karbonatisierungstiefen auf Werte, wie sie bei gleichem Beton und einer feststehenden Schalung zu erwarten sind, ist bisher leider nicht möglich, da hierfür verwertbare Angaben in der Literatur nicht zu finden waren.

Die Betondeckung der Bewehrungsstähe muß nach DIN 1045 bei Flächentragwerken im Freien mit einer Betongüte $\geq \text{B } 25$ mindestens 1,5 cm betragen; dieses Maß ist bei Verwendung von Gleit- oder Kletterschalungen auf 2,0 cm zu vergrößern. Karbonatisierungstiefen dieser Größenordnung wurden bei den Versuchswänden nur vereinzelt bei nicht nachgeriebenen, mit Holzschalung erstellten Wandteilen gemessen, also nur bei einer nicht bauüblichen Ausführung. Die Karbonatisierungsspitzen entlang den Oberflächen größerer Zuschlagkörner reichen zwar häufig tiefer als 20 mm, sind aber hinsichtlich des Korrosionsschutzes als relativ harmlos anzusehen, da diese Spitzen nur selten einen Bewehrungsstahl treffen können (zwischen Bewehrung und Schalung paßt kein Größtkorn) und außerdem wie auch sonst bei Rissen mit geringer Rißbreite der Bewehrungsstahl dadurch kaum korrosionsgefährdet ist.

Karbonatisierungsspitzen werden auch bei Ortbeton unterhalb großer Zuschlagkörner gefunden. Die Ursache ist aufsteigendes, überflüssiges Anmachwasser, das sich unter den Zuschlägen ansammelt und hier den w/z-Wert erheblich vergrößert; die Folge ist ein hoher Porengehalt des Betonsteins. Auch die in feststehender Schalung errichteten Vergleichswände zeigten derartige Spitzenwerte der Karbonatisierungstiefen (Tabelle 24). Bei den in Gleitschalung errichteten Versuchswänden waren diese Karbonatisierungsspitzen jedoch wesentlich häufiger und mit größeren Werten zu finden; sie können nur durch Besonderheiten des Gleitschalungsbaus erklärt werden (Abschnitt 3.3.3.7.4.6).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die gemessenen Karbonatisierungstiefen überwiegend in einer Größenordnung lagen, wie sie auch bei in Ortbeton erstellten Wänden vorgefunden wird. Bei üblicher, ordnungsgemäßer Bauausführung reicht die Betondeckung gemäß DIN 1045 bei in Gleitschalung erstellten Bauteilen aus. Befürchtungen, daß bei Gleitschalungsbauten die Karbonatisierungstiefen infolge geschädigter Betonoberfläche wesentlich größer sind als bei Ortbetonbauten, wurden durch die Versuchsergebnisse nicht bestätigt.

3.3.3.7.4.2 Einfluß der Schalungsoberfläche und der Nachbehandlung der Betonoberfläche auf die Karbonatisierungstiefe

Die Bilder 77 bis 80 zeigen die Meßwerte der Karbonatisierungstiefen, jeweils nach Schalungsarten geordnet. Bei fast allen Wandflächen mit nicht abgeriebener Betonoberfläche führte die Verwendung einer Holzschalung zu wesentlich größeren Karbonatisierungstiefen als die Verwendung einer glatten Schalung (Mehrschichtenplatte oder Stahlblech). Eine Ausnahme bilden hier nur die Versuchswände Nr. 2 und 7, beide mit Portlandzement und Füllerzusatz betonierte.

Die Mehrschichtenplatte wie auch Stahlblech als Schalungsmaterial bewirkten Karbonatisierungstiefen in gleicher Größenordnung sowohl bei nicht abgeriebener wie auch bei abgeriebener Betonfläche.

Während das Abreiben der Betonoberfläche bei Verwendung von Holzschalung fast immer eine deutliche Verringerung der Karbonatisierungstiefe zur Folge hatte, war dieses Abreiben bei mit glatter Schalung erstellten Wandflächen nicht nur weitgehend wirkungslos, sondern z. T. sogar deutlich nachteilig, da hierdurch nachfolgend die Karbonatisierungstiefe vergrößert wurde.

3.3.3.7.4.3 Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf die Karbonatisierungstiefe

Vergleichen lassen sich die Versuchswände Nr. 1 und Nr. 4 ($v = 0,2$ m/h) mit den Wänden Nr. 14 ($v = 0,1$ m/h) und Nr. 8 ($v = 0,3$ m/h); die Wand Nr. 12 ($v = 0,4$ m/h) ist infolge der Verwendung eines anderen Zements nur bedingt für Vergleiche geeignet. Die gemessenen Karbonatisierungstiefen liegen bei den Wänden Nr. 1, 4, 8 und 14 in gleicher Größenordnung; es ist kein ausgeprägter Einfluß der Gleitgeschwindigkeit erkennbar. Die Wand Nr. 12 wies die geringsten Karbonatisierungstiefen auf, zeigt also, selbst wenn ein direkter Vergleich nicht möglich ist, daß auch hohe Gleitgeschwindigkeiten keine Schäden der Betonoberfläche mit nachfolgender tiefreichender Karbonatisierung hervorrufen.

3.3.3.7.4.4 Einfluß der Betonzusammensetzung auf die Karbonatisierungstiefe

Die mit Hochofenzement erstellten Versuchswände Nr. 3 und Nr. 11 weisen Karbonatisierungstiefen auf, die deutlich über den Meß-

werten der anderen Wände liegen. Es ist bekannt, daß die Verwendung von Hochofenzement gegenüber Portlandzement zu einer schnelleren und tieferen Karbonatisierung des Betons führt, da sowohl die im HOZ vorhandenen geringeren Mengen an $\text{Ca}(\text{OH})_2$ schneller umgewandelt werden als auch die dann gebildeten ebenfalls nur geringen Mengen an CaCO_3 nur wenig den Diffusionswiderstand des Betons vergrößern.

In der Literatur gefundene Werte für die Zunahme der Karbonatisierungstiefe beim HOZ gegenüber PZ sind nicht einheitlich.

MARTIN, RAUEN und SCHIESSL geben in /58/ die zeitliche Zunahme der mittleren Karbonatisierungstiefe für verschiedene Zemente (PZ und HOZ) an. Betone aus Hochofenzement mit 80 % Schlackenanteil waren im gleichen Zeitraum bis zu viermal so tief karbonatisiert wie die Portlandzementbetone. Der für die Versuchswände verwendete Beton mit HOZ 45 L mit ca. 50 % bis 60 % Hütten sandanteil würde nach diesen Angaben (extrapoliert) im Alter von 15 Jahren eine etwa doppelt so große Karbonatisierungstiefe wie ein vergleichbarer Beton mit Portlandzement erreichen.

LEWANDOWSKI /50/ fand nach 2,5 Jahren bei Betonen mit HOZ die 1,3- bis 1,4fache Karbonatisierungstiefe gegenüber PZ-Betonen für Betone mit 300 bis 360 kg Zement/m³ Beton.

MEYER et al. fanden in Versuchen /60/ für Betone aus HOZ mit einem Anteil von 60 % Hochofenschlacke die 2,5fache und für Betone aus HOZ mit 75 % Hochofenschlacke die 3fache Karbonatisierungstiefe gegenüber PZ; fast gleiche Werte gibt auch MOLL in /61/ an.

KERN /41/ stellte in Versuchen mit PZ 35 F und HOZ 35 L - NW/HS fest, daß die Karbonatisierungstiefen bei Betonen mit HOZ gegenüber PZ-Betonen die 1,85fachen Werte bei Luftlagerung, die 2,66fachen bei Wasserlagerung und die 3,95fachen bei Lagerung in nasser Jute erreichten.

SCHWIETE und LUDWIG berichten in /86/ über Versuche zum Einfluß der Zementart auf die Karbonatisierung. Die nach 6 bis 90 Tagen unter Wasser, danach 7 Jahre im Freien gelagerten Proben zeigten für Betone mit PZ 225 und HOZ 225 mit 22 % Klinkeranteil bei 400 kg Zement/m³ Beton beim HOZ-Beton sogar etwas geringere Werte der Karbonatisierungstiefe, während die Zugabe von Betonverflüssiger bzw. Luftporenbildner die Karbonatisierungstiefe beim HOZ-Beton deutlich (bis zum 2,8fachen) gegenüber dem PZ-Beton ansteigen ließen.

Die älteren Angaben von KLEINSCHMIDT /42/ und SCHRÖDER et al. /60/, wonach bei Bauwerksbetonen kaum ein Einfluß der Zementart auf die Karbonatisierungstiefe festzustellen ist, da dieser nur bei Laborversuchen im Klimaraum auftritt, müssen inzwischen als überholt angesehen werden.

Die bei den Versuchswänden gefundenen größten Karbonatisierungstiefen betragen unterschiedlich je nach Schalungsart bei Wand Nr. 3 (HOZ) das 1,5fache bis 2,4fache gegenüber der Vergleichswand Nr. 1 (PZ) und bei Nr. 11 (HOZ und Füller) das 1,2fache bis 2,7fache gegenüber Wand Nr. 2 (PZ und Füller). Damit können die bei Wand Nr. 3 und Nr. 11 gefundenen größeren Karbonatisierungstiefen ausschließlich auf das Karbonatisierungsverhalten des HOZ zurückgeführt werden. Ob außerdem der Gleitvorgang in Verbindung mit dem HOZ-Beton Auswirkungen auf die Karbonatisierungstiefen hatte, ist dem vorliegenden Datenmaterial nicht zu entnehmen, erscheint jedoch wenig wahrscheinlich.

Die mit Zusatz von Füller (Steinkohleflugasche) betonierten Wände zeigten hinsichtlich der Karbonatisierungstiefen keine signifikanten Unterschiede zu den Vergleichswänden. Dies bestätigt Literaturangaben /49, 50, 108/, nach denen durch Zusatz von Flugasche bei gleichbleibendem Zementanteil je m³ Beton die Karbonatisierungstiefe nicht vergrößert wird. Die von LUEHR /53/

festgestellte Zunahme der Karbonatisierungstiefe mit steigendem Flugascheanteil kann mit der größeren Porosität dieser Betone erklärt werden, da bei den von LUEHR durchgeführten Versuchen auch der w/z-Wert mit steigendem Flugascheanteil anstieg.

Die Verwendung von gebrochenem Korn (Splitt) als Betonzuschlag bei den Versuchswänden Nr. 6 und 7 brachte im Vergleich zu den Wänden Nr. 1 und 2 (Zuschlag Rundkorn) wesentlich geringere Werte der gemessenen Karbonatisierungstiefe. Die bisher weitgehend anerkannte Empfehlung, Splitt als Betonzuschlag für Gleitschalungsbauten möglichst nicht zu verwenden, erscheint revisionsbedürftig. Da trotz erhöhter Schalungsreibung des Betons mit Splittzuschlag gegenüber dem Beton mit rundkörnigem Zuschlag die Karbonatisierungstiefen geringer waren, ist die bisherige Modellvorstellung für das Entstehen von Oberflächenschäden und Ribbildung im gleitgeschalteten Beton (Schalungsreibung erzeugt Zugspannungen im Beton; dadurch kann eine Ribbildung in der Oberfläche auftreten; folglich ist hohe Schalungsreibung ungünstig) in dieser einfachen Form nicht aufrechtzuerhalten. Eine Deutung der Zusammenhänge wird in Abschnitt 3.3.3.7.4.6 versucht.

Die Verwendung eines sandreichen Zuschlags (Sieblinie C) bei den Versuchswänden Nr. 9 und Nr. 10 brachte gegenüber den vergleichbaren Wänden Nr. 1 und Nr. 2 keine Verringerung der Karbonatisierungstiefen, obwohl die Messung der Schalungsreibung nur geringe Reibkräfte aufzeigte. Während die Wände Nr. 10 und Nr. 2 (beide mit Zusatz von EFA-Füller) etwa gleiche Karbonatisierungstiefen zeigten, waren diese bei der Wand Nr. 9 (Sieblinie C) im Vergleich zu Wand Nr. 1 (Sieblinie A/B) sogar deutlich größer. Hier muß allerdings berücksichtigt werden, daß sandreiche Betone eigentlich höhere Zementleimmengen erfordern, die Versuchswände jedoch mit gleichen Zement- und Wassermengen erstellt wurden. Wie auch das niedrigere Raumgewicht des Betons der Wand Nr. 9 zeigt (Tabelle 27 des Versuchsberichts /44/), weist dieser Beton daher einen höheren Porenanteil auf, der die Karbonatisierung

begünstigt. Dies wurde bei Wand Nr. 10 anscheinend durch den Füllerzusatz verhindert. Eine generelle Verbesserung des Karbonatisierungsverhaltens der Gleitbauteile ist durch Verwendung sandreicher Zuschläge nicht zu erwarten.

3.3.3.7.4.5 Einfluß der Größe der Betondeckung auf die Karbonatisierungstiefe

Die wenigen Meßwerte lassen keine gesicherte Aussage über den Einfluß der Größe der Betondeckung zu; die Tendenz bei Vergleich der Meßwerte verschiedener Versuchswände ist uneinheitlich. Lediglich bei Verwendung von Holz als Schalungsmaterial scheinen die Karbonatisierungstiefen bei 3 cm Betondeckung etwas geringer als bei 2 cm Betondeckung auszufallen. Es könnte hier allerdings auch nur ein Zufallsergebnis vorliegen. Wahrscheinlich ist die Karbonatisierungstiefe weitgehend unabhängig vom Maß der Betondeckung der Bewehrung. Dies ist auch einleuchtend, wenn man berücksichtigt, daß die Spannungs- und Verformungsverhältnisse des Betons zwischen den im Verhältnis zum Korndurchmesser des Zuschlags großen Maschen des Bewehrungsnetzes vom Maß der Betondeckung kaum beeinflusst werden können.

3.3.3.7.4.6 Modellvorstellung zur Erklärung der Karbonatisierungsspitzen

Die Schalungsreibung F_R übt auf das Zuschlagkorn sowohl eine nach oben gerichtete Vertikalkraft wie auch ein Drehmoment aus. Während die Vertikalkraft, solange genügend Auflast vorhanden ist, leicht vom Grobkorn auf das umgebende Feinkorn und den Mörtel übertragen werden kann, ist das Rotieren des Kornes infolge des Drehmoments bei einem ideal runden Korn nur durch Schubkräfte zwischen Kornoberfläche und Mörtel zu verhindern. Die

hier aufnehmbaren Kräfte sind aber im jungen Beton naturgemäß nur gering.

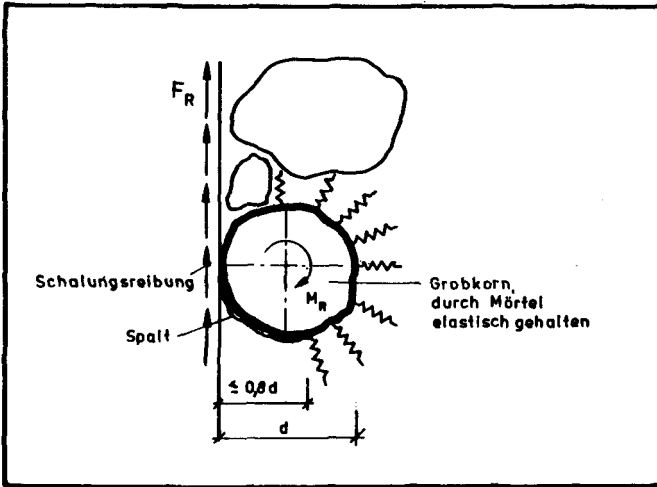


Bild 92:

Grobkorn in der Randzone einer in Gleitschalung erstellten Wand.

Die Beobachtung der Karbonatisierung an den Proben aus den Versuchswänden zeigte, daß diese Karbonatisierungsspitzen an der Kornaußenseite bis zu einer Tiefe von max. 80 % des Korndurchmessers reichten. Es scheint, daß die nicht ideal runden Zuschlagkörner nur eine geringe Drehbewegung ausführen können, dabei jedoch infolge Unregelmäßigkeiten in der Oberflächenstruktur und mit Unterstützung der Normalkraft aus Schalungsreibung nach oben "auflaufen", wobei an der Kornunterseite ein Spalt zwischen Korn und Mörtel entsteht.

Das hier vorgestellte Modell erklärt die wesentlich geringere Karbonatisierungstiefe infolge "Spaltbildung" bei Verwendung von gebrochenem Korn. Das Drehmoment aus der Schalungsreibung kann

bei einem eckigen Zuschlagkorn sehr viel besser als bei einem Rundkorn durch ein Kräftepaar aufgenommen werden; die Lagerung ist wesentlich steifer.

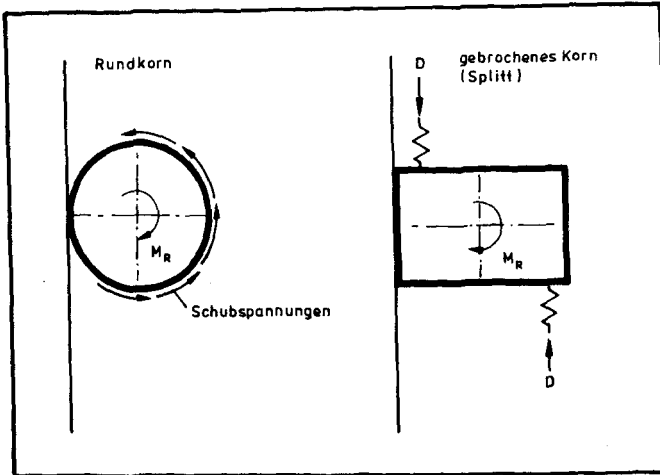


Bild 93:

Aufnahme des Drehmoments aus Schalungsreibung bei Verwendung von Rundkorn und gebrochenem Korn.

Diese Modellvorstellung erklärt auch, warum bei den Versuchswänden Nr. 9 (sandreicher Zuschlag) und Nr. 13 (Gleitschalung in kurzen zeitlichen Abständen gezogen), bei denen nur geringe Werte der Schalungsreibung auftraten, trotzdem Spitzenwerte der Karbonatisierungstiefe wie bei den vergleichbaren anderen Versuchswänden gemessen wurden. Die Reibkräfte zwischen Mörtel und Schalung waren zwar geringer, die Reibkraft reichte aber immer noch zum Drehen des Grobkorns.

Es kann vermutet werden, daß ein in unmittelbarer Nähe eines randnahen Grobkorns befindlicher Bewehrungsstab ein Drehen des Korns weitgehend verhindern kann. Dies wäre insofern günstig, als dann bis an die Bewehrungsstäbe heranreichende "Spaltbildung" nur selten zu erwarten wäre. Die Versuchsergebnisse lassen jedoch keine abschließende Bewertung dieser Frage zu.

4. Vorausbestimmung der möglichen Gleitgeschwindigkeit

4.1 Voraussetzungen

Die im Gleitschalungsbau mögliche Gleitgeschwindigkeit ist

- abgesehen von baubetrieblichen Gesichtspunkten wie der erforderlichen Zeit zum Einbau der Bewehrung - durch folgende drei Voraussetzungen nach oben hin begrenzt:

- Die Betonoberfläche soll sich - zumindest bei Verwendung einer Holzschalung - bei "Austritt" aus der Schalung noch "im eigenen Saft" abreiben lassen.

Wie in anderen Abschnitten dieser Arbeit gezeigt und begründet wurde, ist diese Forderung nur bei Verwendung einer Schalung aus gehobelten Holzbrettern zwingend. Bei Verwendung einer glatten Schalung kann - bei wirtschaftlichem Vorteil - auf Abreiben verzichtet werden.

- Der Beton muß bei Verlassen der Schalung ausreichende Druckfestigkeit aufweisen, um das Gewicht der darüberliegenden Betonschichten ohne seitliche Abstützung durch die Schalung tragen zu können.

- Ein seitlicher Betonausbruch unterhalb der Schalung infolge einer ausgeknickten Kletterstange muß vermieden werden.

Die Kunst des Gleitpoliers besteht bisher darin, mit Hilfe seines "Fingerspitzengefühls" und seiner Erfahrung die Gleitgeschwindigkeit und evtl. auch die Betonzusammensetzung so zu steuern, daß Gleitgeschwindigkeit, Erhärtungsverlauf und Erhärtungstemperatur des Betons optimal aufeinander abgestimmt sind.

Das richtige Fingerspitzengefühl ist leider wohl nur wenigen Polieren angeboren; das Sammeln von Erfahrung bedingt fast zwangs-

läufig auch Rückschläge. Nötig sind daher Hilfsmittel in Form klarer Richtlinien und einfach anzuwendender Nomogramme o. ä., die es selbst ungeübtem Personal gestatten, die wichtigsten Einflußparameter so festzulegen, daß eine technisch einwandfreie Ausführung von Gleitbauten sichergestellt wird.

4.2 Festlegung der Gleitgeschwindigkeit zur Erzielung "abreibfähiger" Betonoberflächen

Soweit es überhaupt noch für notwendig gehalten wird, die Betonoberfläche abzureiben (vgl. Abschnitt 5), muß mit möglichst hoher Gleitgeschwindigkeit gearbeitet werden. Nur dann ist der Beton noch so jung, daß durch das Abreiben die Betonstruktur zwar gestört wird, diese Schäden aber im weiteren Verlauf der Beton-erhärtung wieder "ausheilen" können. Das bauübliche Mittel zur Überprüfung des Erhärtungszustandes ist der Daumendruck auf die Betonoberfläche. Läßt sich der Beton nach Verlassen der Gleit-schalung noch eindrücken, gilt er als noch "abreibfähig". Dies ist nach eigenen Feststellungen bei einem Versuch etwa noch bei einer Druckfestigkeit von $2,0 \text{ N/mm}^2$ gegeben.

Die an Proben aus den Versuchswänden gewonnenen Ergebnisse der Biegezug- und Karbonatisierungstiefenmessungen (vgl. Abschnitte 3.3.3.7.3 und 3.3.3.7.4) zeigten jedoch, daß die Werte der abgeriebenen Betonflächen teilweise bereits ungünstiger waren als die der nicht abgeriebenen Flächen. Solange keine weiteren Versuchswerte bekannt werden, sollte daher der Beton nur bis zum Erreichen einer Druckfestigkeit von etwa $1,5 \text{ N/mm}^2$ als "abreibfähig" angesehen werden.

Die hier diskutierten Grenzwerte für "abreibfähigen" Beton im Gleitschalungsbau wurden mit in das Nomogramm zur Bestimmung der möglichen Gleitgeschwindigkeit (vgl. Abschnitt 4.3) eingearbeitet.

4.3 Festlegung der Gleitgeschwindigkeit zur Vermeidung des Betonversagens

Bei der üblichen Höhe der Gleitschalung von etwa 1,20 m wird der soeben aus der Schalung austretende junge Beton durch das Gewicht der überlagerten Schichten mit $1,2 \cdot 24 = 28,8 \text{ kN/m}^2$ belastet. Literaturangaben nennen als zum Tragen dieser Last mindestens erforderliche Druckfestigkeiten von $0,1 \text{ N/mm}^2$ bis $0,2 \text{ N/mm}^2$ /30/; $0,15 \text{ N/mm}^2$ /59/; $0,15$ bis $0,2 \text{ N/mm}^2$ /23/ und $0,8 \text{ N/mm}^2$ bis $1,0 \text{ N/mm}^2$ /9/.

Geforderte Druckfestigkeiten von $0,1$ bis $0,2 \text{ N/mm}^2$ sind insofern unerklärlich, als WIERIG bei Versuchen mit sofort nach dem Rüteln entschalteten Betonen /101/ bereits Gründruckfestigkeiten von $0,1$ bis $0,45 \text{ N/mm}^2$ feststellte. Demnach wäre gemäß /23, 30, 59/ ein Beton, dessen Erstarrungsvorgang noch nicht einmal eingesetzt hat, nach Verlassen der Gleitschalung bereits ausreichend fest. Dies widerspricht jeder Baustellenerfahrung.

Die übliche Kontrolle des Erhärtungsverlaufs, auch in /87/ beschrieben, besteht im Einstechen eines Rundstahls von etwa 12 mm Durchmesser von oben in den Beton. Bei möglichen Einstechtiefen von ≤ 70 bis 90 cm kann die Schalung weiter gezogen werden. Bei realistischen "Einstechlasten" zwischen 50 kg und 80 kg beträgt die Betondruckspannung dann etwa $4,5 \text{ N/mm}^2$ bis $7,0 \text{ N/mm}^2$. Berücksichtigt man, daß bei dieser Prüfmethode eine Teilflächenbeanspruchung vorliegt, ein Teil der Last nicht bis zur Spitze des Stabes geleitet, sondern vorher durch Mantelreibung auf den Beton übertragen wird, außerdem wahrscheinlich nicht die Pressung zwischen Stahlstab und Zementmörtelmatrix, sondern zwischen einem vom Stahl erfaßten Größtkorn der Zuschläge und der Zementmörtelmatrix maßgebend wird, kann abgeleitet werden, daß die so ermittelten Würfeldruckfestigkeiten des jungen Betons etwa zwischen $0,8 \text{ N/mm}^2$ und $1,4 \text{ N/mm}^2$ liegen (Bild 94). Solange Ergebnisse gezielter Versuche zu Tragfähigkeit des jungen Betons feh-

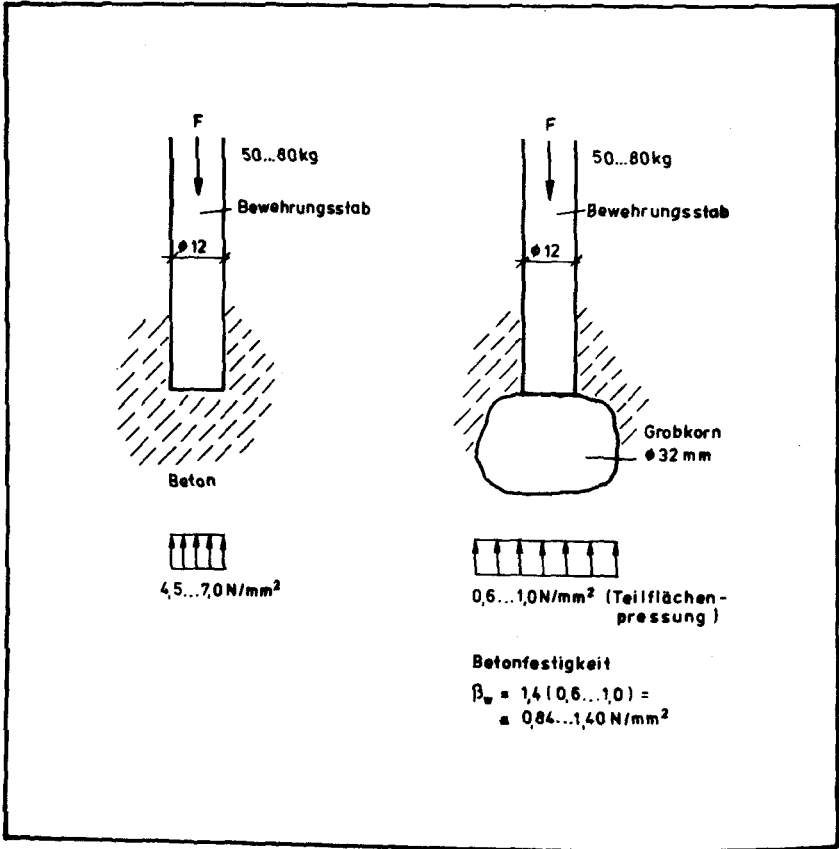


Bild 94:

Betonpressungen bei Überprüfung der Betonerhärtung durch Ein-
stechen eines Rundstahls.

len, kann eine Betondruckfestigkeit von $0,8 \text{ N/mm}^2$ als zu fordernder Mindestwert für den Beton bei Austritt aus der Gleit- schalung angesehen werden. Die rechnerische Sicherheit gegen Betonversagen bei einer Betonauflast von $0,0288 \text{ MN/m}^2$ beträgt dann $\gamma = 28$, ein für Anwendungen im Bauwesen ungewöhnlich hoher Wert. Dabei muß aber berücksichtigt werden, daß Störungen des Betongefüges durch Rütteln der überlagerten Schichten und durch die Reibung beim Heben der Schalung auftreten können. Betonver- sagen kann daher wesentlich früher als beim statischen Druck- versuch eintreten.

Die wünschenswerte Vorausbestimmung der Gleitgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Betonzusammensetzung und Erhärtungstemperatur war zuverlässig bisher nicht möglich; die ausführenden Firmen legen aus ihrer Erfahrung heraus einen Wert fest und überlassen die Feinsteuerung der Baustelle, welche die Gleitgeschwindigkeit dem jeweiligen Erhärtungsverlauf des Betons anpaßt. Baubetrieb- lich gesehen hat dieses Verfahren den großen Nachteil, daß die "Regelschleife" zur Anpassung der Gleitgeschwindigkeit mit er- heblicher Zeitverzögerung arbeitet, da der Erhärtungszustand erst nach Verlassen des Betons aus der Schalung kontrolliert werden kann, dann vorgenommene Änderungen der Betonzusammenset- zung sich aber erst wieder nach mehreren Stunden (bei $v = 0,1 \text{ m/h}$ nach 12 Std.!) auswirken. Die jeweilige Anpassung der Gleitge- schwindigkeit führt zwangsläufig zu Schwierigkeiten im Bauablauf; das üblicherweise für eine mittlere Gleitgeschwindigkeit zahlen- mäßig festgelegte Baustellenpersonal ist bei höheren Geschwin- digkeiten überfordert (nicht vollzählig eingebaute Horizontal- bewehrung bei Gleitbauten ist ein weitverbreitetes Übel /67/); bei Verringerung der Gleitgeschwindigkeit arbeitet die Baustelle unwirtschaftlich. Sehr viel sinnvoller scheint es daher, die Betonzusammensetzung jeweils in Abhängigkeit von der zu erwar- tenden Erhärtungstemperatur so zu ändern, daß der Beton in Höhe der Schalungsunterkante die gewünschte Festigkeit aufweist. Im Hinblick auf diesen Anwendungszweck wurde das nachstehend erläu- terte Nomogramm entwickelt.

Der Erhärtungsverlauf des Betons wird hauptsächlich von der Zementart, der Erhärtungstemperatur und dem w/z-Wert bestimmt; die Zusammenhänge wurden in Abschnitt 2.5 erläutert. Leider waren in der Literatur nur sehr wenige Zahlenwerte für die Druckfestigkeit von Betonen in einem Alter von 0 bis ca. 24 Std. zu finden. Ausgewertet wurden die Angaben aus /19, 30, 32, 34, 59, 62, 87, 97, 98, 101, 102, 104/. Dabei zeigte sich, daß die Festigkeitswerte des Betons im jungen Alter nach ausländischen Quellen wesentlich niedriger als die mit Zementen westdeutscher Produktion ermittelten Werte der Versuche von WEIGLER/KARL /98/ und HENK /34/ ausfielen. Diese Werte wurden dem Nomogramm zugrunde gelegt; die übrigen angegebenen Literaturstellen erbrachten die Festlegung der Kurvenverläufe. Bild 95 zeigt das Nomogramm.

Die Betondruckfestigkeit β_D ist der zu erwartende Wert in Höhe der Schalungsunterkante; dabei ist vorausgesetzt, daß die Gleit-
schalung von 1,20 m Höhe vollständig mit Beton gefüllt ist, der jeweils unmittelbar nach Anmischen eingebracht wurde.

Wie bereits begründet, sollte als Mindestfestigkeit $\beta_D = 0,8 \text{ N/mm}^2$ angestrebt werden. Der Bereich zwischen $\beta_D = 0,8 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_D = 1,5 \text{ N/mm}^2$ umfaßt die noch sicher "abreibfähigen" Betonoberflächen (vgl. Abschnitt 4.2); bei Verwendung einer Schalung aus gehobelten Holzbrettern sollte die angestrebte Betonfestigkeit zwischen diesen Werten liegen, wobei mit möglichst niedrigen Werten zu arbeiten ist.

Die an Literaturangaben festgestellten großen Unterschiede im Erhärtungsverhalten von Zementen verschiedener Herkunft lassen es wünschenswert erscheinen, in systematischen Versuchsreihen den Erhärtungsverlauf der Betone mit gebräuchlichen Zementen - auch mit Zusatzmitteln - festzustellen und das Nomogramm zu kontrollieren sowie evtl. zu berichtigen. Bis daher wird für die Anwendung in der Praxis empfohlen, stichprobenhaft für den vor-

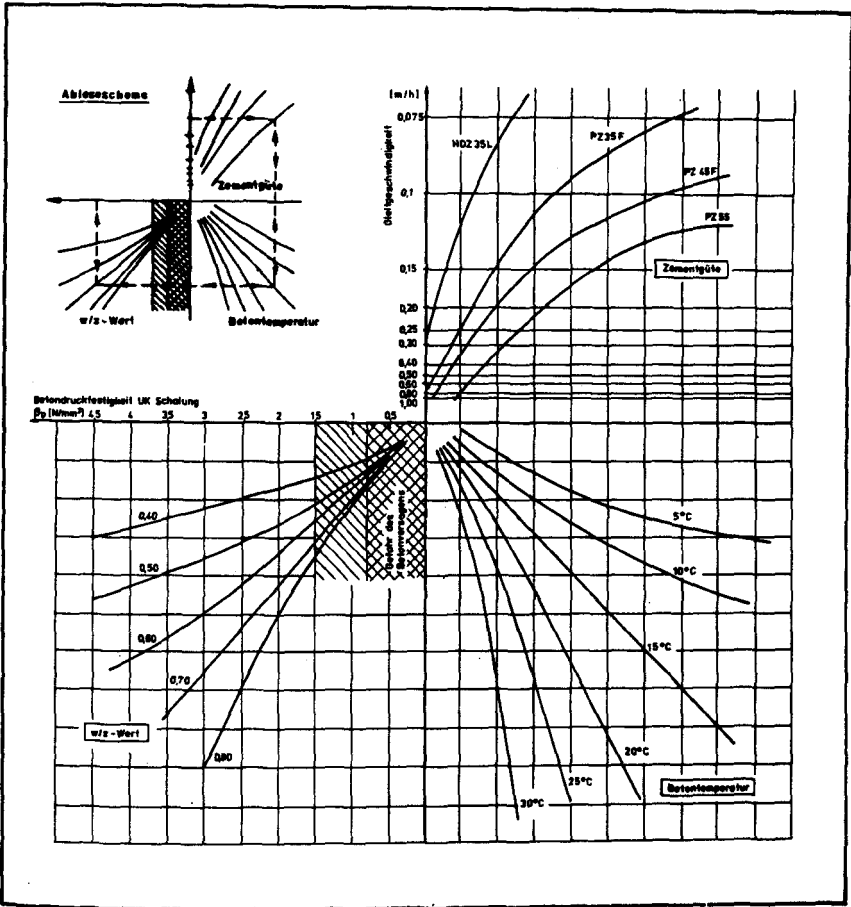


Bild 95:

Nomogramm zur Ermittlung der Gleitgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Zementart, Erhärtungstemperatur und w/z-Wert.

gesehenen Zement die Übereinstimmung des Erhärtungsverlaufs mit den Nomogrammangaben zu überprüfen und die "Grundkurve" für die Zementart gegebenenfalls zu korrigieren.

Die Auswertung des Nomogramms ergibt für eine Erhärtungstemperatur von 20°C , einem w/z-Wert von 0,6 und einer Mindest-Druckfestigkeit von $0,8\text{ N/mm}^2$ eine größtmögliche Gleitgeschwindigkeit von etwa 0,11 m/h (HOZ 35 L); 0,22 m/h (PZ 35 F); 0,30 m/h (PZ 45 F) bzw. 0,65 m/h (PZ 55); diese Werte stimmen gut mit Praxiserfahrungen überein.

Wird eine konstante Gleitgeschwindigkeit gewünscht, muß der Erhärtungsverlauf des Betons in Abhängigkeit von der Erhärtungstemperatur gesteuert werden. Dies kann durch

- Verwendung verschiedener Zemente,
- Änderung des w/z-Wertes,
- Verwendung von Zusatzmitteln (Erstarrungsbeschleunigern bzw. -verzögerern),
- Erwärmung oder Kühlung des Betons bzw. der Zuschläge und/oder des Anmachwassers

geschehen.

Von einer Änderung des w/z-Werts muß abgeraten werden, da dies starke Schwankungen der Betonfestigkeit und Farbunterschiede des Festbetons bewirkt. Die baupraktisch einfachste und wirtschaftlichste Möglichkeit zur Steuerung des Erhärtungsverlaufs bietet die Verwendung von Zusatzmitteln.

4.4 Zielsichere Herstellung von Sichtbeton bei Gleitbauten ohne Nachreiben der Betonoberfläche

Die wenigen Versuchswände erlauben es noch nicht, für alle Anwendungsfälle im Gleitbau "Rezepte" anzugeben, nach denen zielsicher eine ohne Nachreiben der Betonoberfläche herzustellende Oberflächenqualität in der Güte eines Sichtbetons erreicht werden kann. Die Auswertung des Bildes 82 zeigt jedoch, daß die Betondruckfestigkeit des aus der Schalung austretenden Betons mindestens $0,5 \text{ N/mm}^2$ betragen muß, wenn eine hohe Oberflächenqualität angestrebt wird. Sicher erreichbar ist diese hohe Qualität bei Betonfestigkeiten (in Höhe der Schalungsunterkante) ab $0,8 \text{ N/mm}^2$. Belegt ist diese Aussage zwar nur für die Betone der Versuchswände mit der Konsistenz K 2; es ist jedoch unwahrscheinlich, daß Konsistenzänderungen diese Angaben grundsätzlich ändern könnten. Da Beton der Konsistenz K 1 - eigentlich nur sinnvoll bei Handverdichtung - für Gleitbauten kaum noch angewandt wird und Beton der Konsistenz K3 durch auslaufende Schlempe die Wandoberfläche verunreinigt, stellt die Beschränkung auf die Konsistenz K 2 für den Gleitbau keine Erschwernis dar.

Wünschenswert sind Versuche zur zielsicheren Herstellung hoher Oberflächengüten, bei denen u. a. die Temperaturverhältnisse, Zementleimmengen und Zuschläge variiert werden. Es scheint grundsätzlich möglich, zu erreichen, daß durch erhöhte Zementleimenge das jetzt teilweise schlechte Ergebnis der Betone mit gebrochenem Zuschlag (Splitt) verbessert wird.

4.5 Ausknicken der Kletterstangen

Die Profilabmessungen der Kletterstangen wurden bisher nach Erfahrungswerten festgelegt; üblich sind Rundstähle ab $\varnothing 26 \text{ mm}$ und Rohre. Während in der älteren Literatur /6, 24/ noch eindringlich auf die Gefahr des Ausknickens der Kletterstange im Bereich

zwischen Heber und Oberkante Beton hingewiesen wird, ist heute diese Gefahr durch Anordnung eines Mantelrohrs, das um die Kletterstangen herum einen Hohlraum schaffen soll, damit das spätere Ziehen der Kletterstangen ermöglicht wird, gebannt. Dieses Mantelrohr kann, wenn es weit genug in den Beton eingreift, das Ausknicken der Kletterstangen mit verhindern. Gefährdet ist allerdings der Bereich unterhalb der Schalung; hier kann es zum Ausbrechen des Betons infolge einer, vom jungen Beton nicht aufnehmbaren Horizontalkraft aus einer ausgeknickten Kletterstange kommen.

Wie nachfolgend gezeigt wird, läßt sich das Problem bei Einführung einiger Vereinfachungen rechnerisch behandeln; die Lösung wurde in einem Bemessungsnomogramm für die Anwendung in der Bau Praxis dargestellt. Dabei wurde vorausgesetzt:

- Es gilt die Knickspannungslinie der DIN 4114 (1952), (EULER-ENGESSER-Theorie), dargestellt in Bild 96.
- Auch beim jungen Beton stellt sich ein Ausbruchkegel unter einem Winkel von 45° ein (Bild 97).
- Die Zugfestigkeit des jungen Betons läßt sich (nach BYFORS /12/) aus $\beta_{bz} = 0,082 \beta_D^{1,09}$ ermitteln (Bild 39).

Die tatsächliche Länge einer in einem Hohlraum im Beton angeordneten Kletterstange ist immer größer als die Knicklänge unter der Heberlast. Das wirkliche statische System der Kletterstange ist daher ein in regelmäßigen Abständen elastisch gestützter, vorverformter Knickstab (Bild 98). Die Knicklast dieses Systems weicht kaum von der des vereinfachten Systems (Bild 99) ab, bei dem starre Stützung in den Gelenkpunkten einer Gelenkkette angesetzt wird. Dieses System wurde der Berechnung zugrunde gelegt.

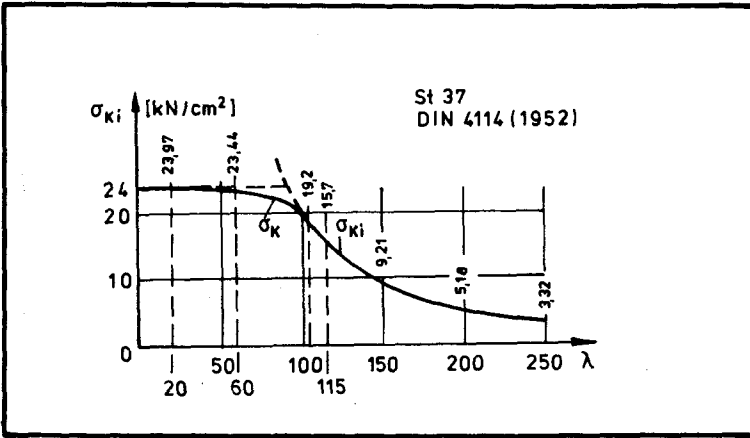


Bild 96:

Knickspannungslinie des Stahls der Kletterstangen.

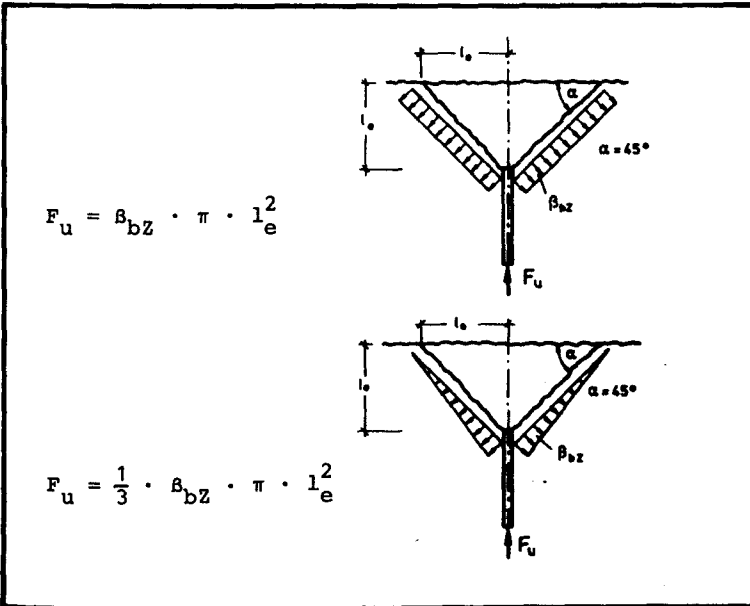


Bild 97:

Ausbruchkegel des Betons und Grenzwerte der Betonzugspannungsverteilung bei Belastung aus ausgeknickter Kletterstange (JAHN /37/).

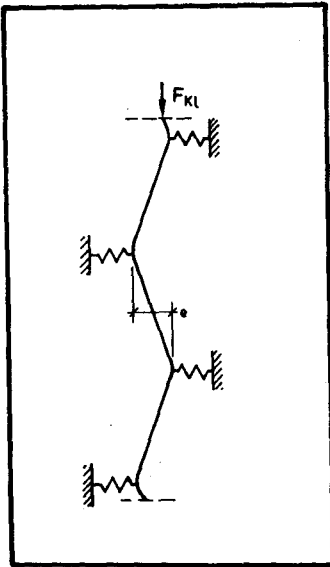


Bild 98:

Wirkliches statisches System
der ausgeknickten Kletter-
stange

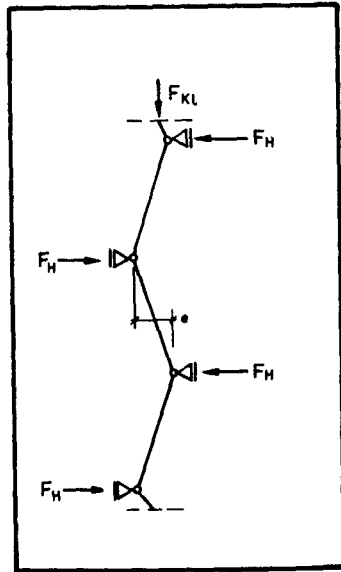


Bild 99:

Angesetztes statisches System
der ausgeknickten Kletter-
stange

Das Maß e ist durch die Abmessungen von Kletterstange und Hohlraum im Beton festgelegt. Bauüblich ist es, den Hohlraumdurchmesser ≤ 10 mm größer als den Kletterstangendurchmesser auszuführen.

Aus Kletterstangenlast, Knicklänge und bekannter Ausmitte e läßt sich aus den geometrischen Bedingungen die an den Stützpunkten der Kletterstange auftretende Horizontalkraft F_H errechnen. Dieser Kraft kann nur infolge der Zugfestigkeit des Betons, die ein Ausbrechen des Betonkegels verhindert, das Gleichgewicht gehalten werden.

Die möglichen Spannungsverteilungen am Ausbruchkegel sind in Bild 97 dargestellt (nach JAHN /37/); die aufgrund von Versuchsergebnissen angegebene Bruchlast

$$F_u = 0,433 \cdot R_{bz} \cdot \pi \cdot l_e^2 \quad (\text{Gl. 4.1})$$

mit einer Spannungsverteilung zwischen denen nach Bild 97 wurde der Berechnung zugrunde gelegt.

Welcher Sicherheitsbeiwert gegen das Ausbrechen des Betons hier anzusetzen ist, wird durch bestehende Normen und Richtlinien nicht geregelt. Eine rechnerische Ermittlung des erforderlichen Sicherheitsbeiwerts ist nicht möglich, solange Verteilungsfunktionen und Streubreiten der Eingangswerte nicht bekannt sind. Insbesondere die Zugfestigkeit des jungen Betons muß als eine unsichere, stark streuende Größe angesehen werden. Da es sich aber hier um einen vorübergehenden Zustand handelt und außerdem beim Versagen einer Kletterstange die Gleitschalung nicht abstürzen kann, da sie sich infolge des konischen Querschnitts am Beton aufhängt, erscheint hier der in DIN 1045 für Bruch ohne Vorankündigung angesetzte Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 2,1$ als zu groß. Dieser beinhaltet stillschweigend auch die Unsicherheiten auf der Einwirkungsseite, die hier jedoch durch den Sicherheitsbeiwert nicht abzudecken sind, da die max. mögliche Heberkraft bekannt ist. Bei Annahme gleicher Verteilung der Unsicherheit auf der Last- und Einwirkungsseite erscheint ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma = \sqrt{2,1} \approx 1,5$ angemessen.

Das Bemessungsnomogramm ist auf Bild 100 für einen Sicherheitsbeiwert von 1,5 und auf Bild 101 für 1,0fache Sicherheit gegen Betonausbruch dargestellt. Bei der Anwendung sollte als Kletterstangenlast F_{KL} die maximal mögliche Kraft eines Hebers angesetzt werden, da beim Anfahren der Schalung keine gleichmäßige Lastverteilung auf alle Heber auftritt.

Ein Beispiel soll die Anwendung des Nomogramms erläutern. Zur Anwendung kommen Heber mit einer max. Tragkraft von 140 kN, Kletterstangen \varnothing 30 mm, Mantelrohrdurchmesser 40 mm, Wanddicke 40 cm, Betonüberdeckung $l_e = (40 - 4)/2 = 18$ cm. Aus den Nomo-

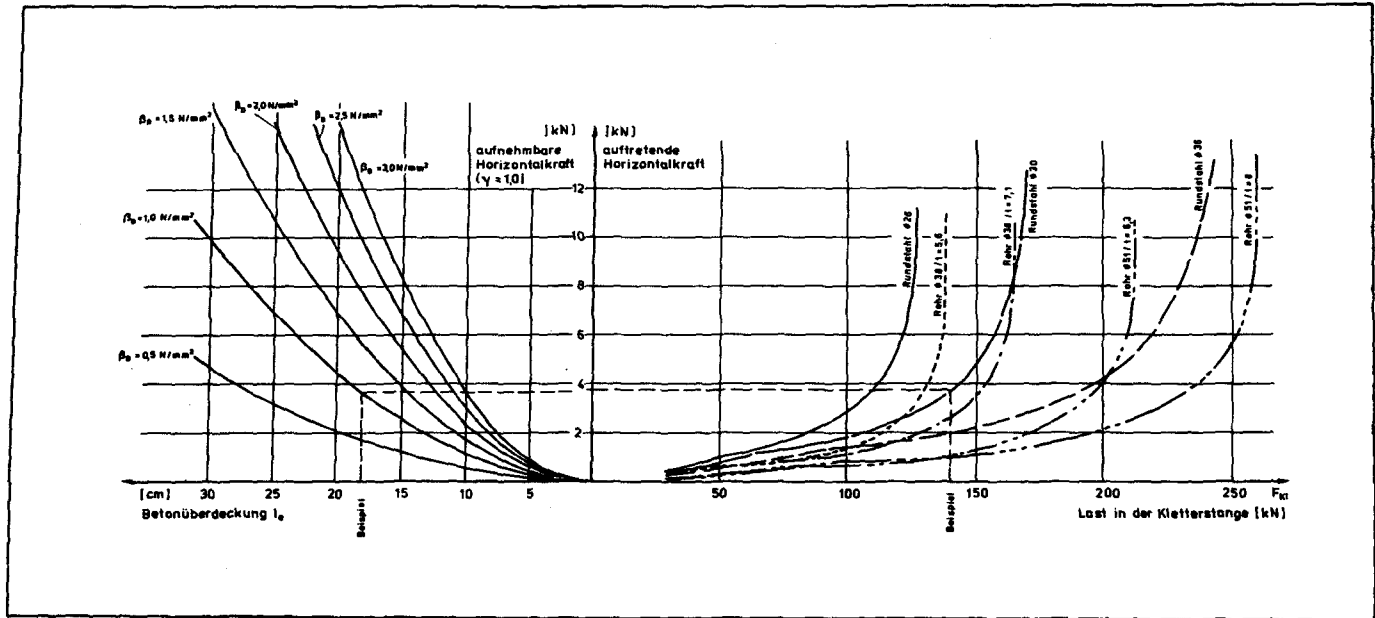


Bild 100:

Bemessungsnomogramm für Kletterstangen im Gleitschalungsbau
 (Sicherheitsbeiwert gegen Betonausbruch $\gamma = 1,0$).

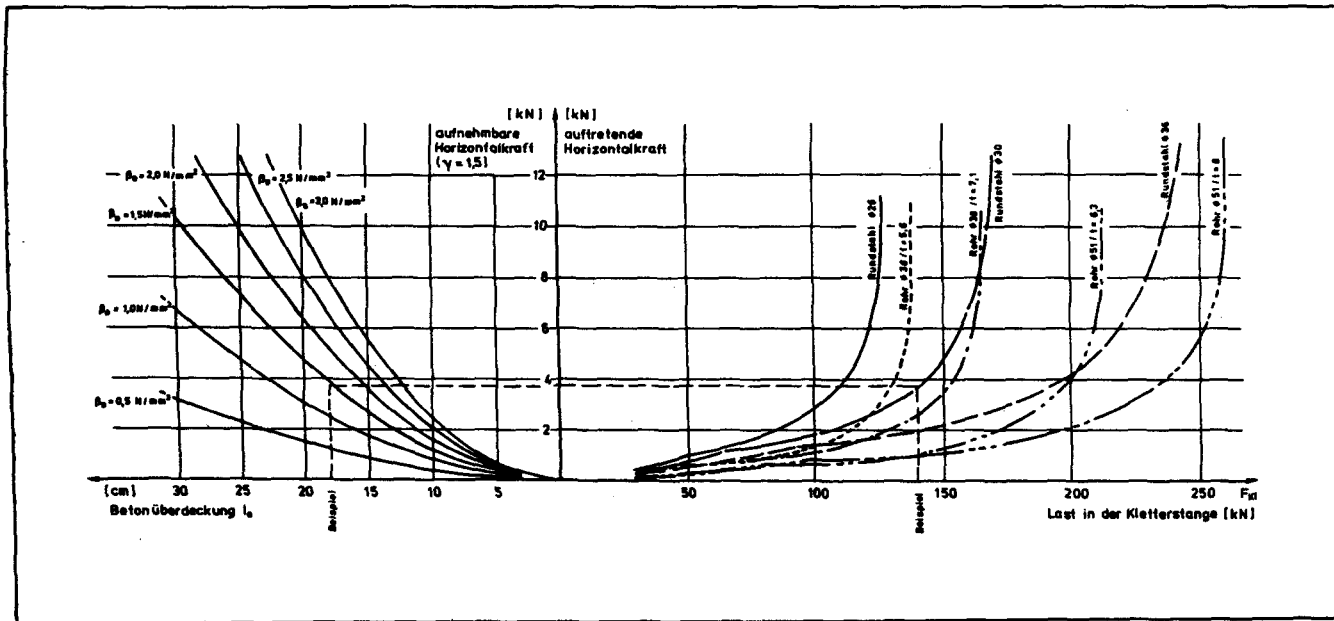


Bild 101:

Bemessungsnomogramm für Kletterstangen im Gleitschalungsbau
(Sicherheitsbeiwert gegen Betonausbruch $\gamma = 1,5$).

grammen kann entnommen werden, daß der Beton bei Austritt aus der Gleitschalung mindestens eine Druckfestigkeit von $1,5 \text{ N/mm}^2$ erreicht haben muß, wenn mit 1,5facher Sicherheit ein Ausbrechen des Betons infolge einer ausgeknickten Kletterstange vermieden werden soll; bei 1,0facher Sicherheit genügt eine Druckfestigkeit von $1,0 \text{ N/mm}^2$.

Nach persönlichen Mitteilungen von Vertretern der Bauindustrie liegen für den Regelfall die Ergebnisse dieser Nomogramme auf der sicheren Seite. Das verwundert nicht, da hier der denkbar ungünstigste Fall

- max. belastete Kletterstange drückt gerade unterhalb der Schalung auf den Beton,
 - die Horizontallast aus ausgeknickter Kletterstange wirkt normal zur Wandoberfläche,
 - der Ausbruchkegel wird durch die Bewehrung nicht beeinflusst,
- angesetzt wurde. Ein gleichzeitiges Zusammentreffen dieser Annahmen ist selbstverständlich in der Baupraxis sehr selten zu erwarten, allerdings nicht auszuschließen.

5. Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen

DIETRICH hat in seiner Dissertation /22/ an Naturzugkühlerschalen Wirtschaftlichkeitsvergleiche für Erstellung in Kletterschalung bzw. Gleitschalung durchgeführt. Dabei ging er bei Ermittlung des Zeitaufwands für das Nacharbeiten des Betons bei einer Gleitschalung von $0,1 \text{ h/m}^2$ Wandoberfläche aus. Er fand, daß maßgeblich für den von ihm festgestellten wirtschaftlichen Nachteil der Gleitbauweise gegenüber der Kletterbauweise die Nacharbeiten (Abreiben der Betonoberfläche) sind.

Die Ergebnisse seiner Untersuchungen zur Festlegung der Schichtbesetzung sind in Tabelle 27 zusammengestellt.

Kühlturmhöhe [m]	Gleitgeschwindigkeit [m/Tag]	Leute je Schicht für						Gesamt-Schichtbesetzung [Personenzahl]
		Behewehren	Betonieren	Schalen	Gleiten	Kran	Nacharbeiten	
100	3,0	7	7	1	4	1	4	24
	4,0	10	9	1	4	1	5	30
120	3,0	11	12	1	5	1	6	36
	4,0	15	16	1	5	1	7	45
140	3,0	15	15	1 - 2	7	1	7	46
	4,0	20	20	1 - 2	7	1	9	58
160	3,0	20	20	2	8	1	8	59
	4,0	25	26	2	8	1	10	72

Tabelle 27:

Schichtbesetzung einer Kühlturmbaustelle nach DIETRICH - Betonoberfläche nach dem Gleiten abgerieben.

Da in dieser Arbeit gezeigt wurde, daß bei Verwendung eines glatten Schalungsmaterials ein Nachreiben des Betons nicht nur

weitgehend wirkungslos ist, in manchen Fällen sogar die Betonoberflächengüte verschlechtert, sollte auf diese Nacharbeit verzichtet werden. Setzt man dann die von DIETRICH für Nacharbeiten bei Verwendung einer Kletterschalung für notwendig erachteten Personenzahlen auch bei der Gleitschalung an, ergibt sich die Festlegung der Gesamtschichtbesetzung einer Kühlturmbaustelle nach Tabelle 28.

Kühlturmhöhe [m]	Gleitgeschwindigkeit [m/Tag]	Leute je Schicht für						Gesamt-Schichtbesetzung [Personenzahl]
		Behahren	Betonieren	Schalen	Gleiten	Kran	Nacharbeiten	
100	3,0	7	7	1	4	1	1	21
	4,0	10	9	1	4	1	1	26
120	3,0	11	12	1	5	1	1	31
	4,0	15	16	1	5	1	1	39
140	3,0	15	15	1 - 2	7	1	1 - 2	40
	4,0	20	20	1 - 2	7	1	1 - 2	50
160	3,0	20	20	2	8	1	2	53
	4,0	25	26	2	8	1	2	64

Tabelle 28:

Schichtbesetzung einer Kühlturmbaustelle nach DIETRICH - Betonoberfläche nach dem Gleiten nicht abgerieben.

Die Schichtbesetzung der Baustelle reduziert sich auf im Mittel 88 %. Da die geringen Mehrkosten eines glatten Schalungsmaterials gegenüber der Verwendung von Holzbrettern als Gleitschalung minimal sind, dürfte die Gleitbauweise bei Verzicht auf Nachreiben der Betonoberfläche wirtschaftlich der Kletterbauweise fast immer überlegen sein.

6. Aus den Untersuchungen abgeleitete Empfehlungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus

6.1 Ausbildung der Schalhaut und des Gleitschalungssystems

Die Versuchsergebnisse erbrachten eindeutig die technische und wirtschaftliche Überlegenheit der Verwendung einer glatten Schalhaut (Stahlblech oder Mehrschichtenplatte) gegenüber einer Schalung aus gehobelten Holzbrettern. Das ideale Material der Schalhaut für Gleitschalungssysteme sollte glatt, weitgehend abriebfest, leicht, unempfindlich gegen Beschädigungen aus dem Baubetrieb und außerdem noch preiswert sein. Alle diese Forderungen werden von den bisher angewandten Materialien gleichzeitig nicht vollständig erfüllt. Aus technischer Sicht kommt ein oberflächenvergütetes Stahlblech mit einer durch CVD-Verfahren (Chemical Vapour Deposition) erzeugten Oberflächenschicht aus Eisenborid, Wolframcarbid oder Titancarbid, bei dem Oberflächenhärten bis zum 4,7fachen Wert von Kugellagerstählen erreichbar sind, dem Ideal nahe /18/. Die Anwendung dürfte derzeit noch an dem hohen Materialpreis scheitern.

Bei Überwindung des Haftverbundes zwischen Schalung und Beton beim Hochziehen der Gleitschalung entstehen Zugspannungen im jungen Beton; dadurch ist eine Störung des Betongefüges möglich. Insbesondere die "Spaltbildung" unterhalb der Grobzuschläge (Abschnitt 3.3.3.7.4.6) ist ungünstig. Es kann vermutet werden, daß sich insbesondere das "Losreißen" der Schalung (Überwinden des Haftverbundes nach längerer Ruhezeit der Schalung) sehr ungünstig auswirken kann. Die Entwicklung von Hebeegeräten, die als ersten Arbeitsschritt die Schalung nach unten bewegen, bis der Haftverbund gelöst ist, erscheint daher wünschenswert. Beim anschließenden Hochziehen der Schalung treten dann nur noch die gegenüber den Kräften zur Überwindung des Haftverbundes nach längerer Ruhezeit wesentlich geringeren Werte der Haftreibung bzw. der Gleitreibung auf. Auf diese Art arbeitende Heber dürften eine wesentliche Verbesserung der Oberflächengüte von Gleitschalung errichteten Betonwänden bewirken. Eine Bestätigung dieser Vermutung durch Versuche erscheint wünschenswert.

Bei Verwendung ölhydraulischer Heber mit gemeinsamer Ringleitung bewegen sich zuerst die Heber mit der geringsten Belastung, stärker belastete erst, wenn sich ein ausreichender Öldruck aufgebaut hat. Daher sind bei Erstellung von im Grundriß unsymmetrischen Bauteilen beim Hochziehen der Gleitschalung immer Schiefstellungen zu erwarten; die Folge sind - möglicherweise hohe - Zwangsbeanspruchungen des jungen Betons. Systeme, die unabhängig von der Belastung gleiche Hübe aller Heber ausführen, sollten entwickelt und eingeführt werden.

Steifere Schalungssysteme verringern die Größe der infolge Schalungsreibung auftretenden Hauptspannungsspitzen im jungen Beton. Die Stahlschalung ist in dieser Hinsicht der Holzschalung überlegen.

6.2 Betonzusammensetzung

Um geringen Schalungsverschleiß und wenig Beeinflussung der Betonoberfläche zu erhalten, sollten geringe Werte der Schalungsreibung angestrebt werden. In dieser Hinsicht als günstig hat sich die Verwendung von rundkörnigen Zuschlägen, sandreicher als üblich (also etwa Sieblinie C der DIN 1045) mit üblichen Zementen (PZ 35 F, HOZ 45 L) erwiesen. Feingemahlene Zemente (PZ 45 F) und hohe Fülleranteile (Steinkohleflugasche) bei Verwendung von HOZ erhöhen die Schalungsreibung und sollten daher vermieden werden.

Empfehlungen für die Anwendung von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln zum Beton lassen sich aus den Ergebnissen der Versuche nur wenige ableiten. Infolge hoher "Klebkraft" muß die Kombination von Hochofenzement mit hohem Fülleranteil (200 kg/m³ Beton) als für den Gleitschalungsbau ungeeignet betrachtet werden. Inwieweit dies auch für geringere Fülleranteile gilt, kann wegen fehlender Versuchsergebnisse nicht gesagt werden; hier scheint jedoch Vorsicht bei der Anwendung angebracht.

Wie sich bei der Wand mit $w/z = 0,4$ und Zusatz von Verflüssiger gezeigt hat, steigt die Schalungsreibung an, wenn "Schmierstoff" fehlt. Ein ausreichender Wasseranteil des Betons ist im Gleitschalungsbau erforderlich und kann nicht durch einen Verflüssiger ersetzt werden.

Gebrochenes Korn (Splitt) ist als Zuschlag für Gleitschalungsbauten durchaus geeignet, im Hinblick auf die eintretenden Karbonatisierungstiefen einem rundkörnigen Zuschlag z. T. sogar überlegen.

Die Druckfestigkeit der Betone aus den Versuchswänden war fast immer geringer, als nach den Ergebnissen der Würfeldruckprüfung im jungen Alter erwartet werden konnte. Die Betonzusammensetzung der für Gleitschalungsbauten vorgesehenen Betone sollte daher unter Berücksichtigung eines nach Abschnitt 3.3.3.7.2.3 ermittelten Vorhaltemaßes zur angestrebten Druckfestigkeit festgelegt werden; dann kann erwartet werden, daß auch der Bauwerksbeton die angestrebte Druckfestigkeitsklasse sicher erreicht.

Die Verwendung eines glatten Schalungsmaterials (Mehrschichtenplatte oder Stahlblech) bringt wirtschaftliche Vorteile, wenn auf das bisher übliche Nachreiben der Betonoberfläche verzichtet wird. Geeignete Betonzusammensetzungen können dem Abschnitt 3.3.3.2 und dem Versuchsbericht /44/ entnommen werden.

Der Beton sollte bei Austritt aus der Gleitschalung eine Druckfestigkeit von mindestens $0,8 \text{ N/mm}^2$ aufweisen; soll die Betonoberfläche (bei Verwendung von Holzschalung) nachgerieben werden, darf hier die Druckfestigkeit jedoch nicht höher als $1,5 \text{ N/mm}^2$ sein.

6.3 Durchführung der Gleitarbeiten

Die Haftreibungswerte zwischen Schalung und Beton steigen bei stillstehender Schalung nach Erhärtungsbeginn des Zements rasch an. Daher ist auch beim ersten Füllen und "Anfahren" der Gleitschalung eine längere Ruhezeit der Schalung zu vermeiden. Die Schalung sollte spätestens nach einem Zeitraum, der gleich der Zeit vom Anmischen bis zum Erstarrungsbeginn der Zemente ist, erstmalig bewegt werden.

Die Gleitschalung ist regelmäßig in kurzen Zeitabständen mindestens einen Hub (ca. 2 cm) zu bewegen. Die Ruhezeiten der Schalung sollten bei einer Erhärtungstemperatur von ca. 20 ° C bei HOZ 45 L und PZ 35 F 20 Minuten und bei PZ 45 F 10 Minuten nicht überschreiten; bei höheren Erhärtungstemperaturen sind diese Zeiten weiter zu verringern. Die auf Baustellen noch weitgehend übliche Ruhezeit der Schalung von einer Stunde ist erheblich zu lang.

Auf die im Versuchsbericht /44/ erläuterte Empfehlung, den Wandkopf in stillstehender Schalung wie üblichen Ortbeton zu betonieren, um durch "Freiziehen" der Schalung am oberen Wandabschluß hervorgerufene Schäden zu vermeiden, sei hier noch einmal hingewiesen.

7. Schlußbemerkung und Ausblick

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß auch im Gleitschalungsbau bei Beachtung gewisser technologischer Regeln ein Beton hoher Güte hergestellt werden kann, der nicht schneller und tiefer karbonatisiert als üblicher Ortbeton. Befürchtungen, daß bei Ausführung im Gleitbau nur Bauwerke minderer Güte entstehen könnten, sind unbegründet.

Der Gleitschalungsbau ist hervorragend für eine Teil- oder Vollautomatisierung des Bauprozesses geeignet. Nach Aufbau der Schalung wäre bei automatisch arbeitenden Hebevorrichtungen, in die Schalung gepumptem Beton und an der Gleitschalung senkbar angebrachten Innenrüttlern nur noch eine Überwachung der Gleit- und Betonarbeiten durch eine zahlenmäßig sehr kleine Baustellenbelegschaft erforderlich. Der wohl auch in Zukunft spürbar bleibende Mangel an Baufacharbeitern wird - verstärkt durch das Bemühen um Vergrößerung des Umfangs der Schicht- und Sonntagsarbeit - dazu führen, daß auch im Gleitschalungsbau der Automatisierungsgrad erhöht wird.

Die Bewehrungsarbeiten entziehen sich bisher noch einer Mechanisierung oder Automatisierung. Insbesondere ist - bedingt durch die geringe Arbeitshöhe innerhalb der Heberböcke - der Einbau der Horizontalbewehrung bei Gleitbauten kostenträchtig. Hier könnte der Verzicht auf konventionelle Bewehrung und Verwendung von Faserbeton - ausreichend für die Standsicherheit im Bauzustand - verbunden mit nachträglich angeordneter Vorspannung ohne Verbund eine wirtschaftlich interessante Alternative darstellen.

Es scheint sicher, daß der Gleitschalungsbau bei technischer Weiterentwicklung in der hier dargestellten Art seinen Anteil am Baugeschehen nicht nur halten, sondern noch ausweiten kann.

8. Literaturverzeichnis

- /1/ Ahl & Co., Köln: Gleitbaumerkblätter
- /2/ Bartke, R.; Neumann, O.-M.: Leichtbeton im Gleitbau. Bauplanung - Bautechnik 1974, S. 276 - 278
- /3/ Batterham, R.G.: Slipform Concrete. The Construction Press Ltd, Lancaster, England, 1980
- /4/ Bergström, S.G.; Byfors, J.: Properties of concrete at early ages. Matériaux et Construction Vol. 13 Nr. 75, 1980, S. 265 - 274
- /5/ Bleich, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin: Springer, 1924
- /6/ Böhm, F.: Das Arbeiten mit Gleitschalungen. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1958
- /7/ Bönninghausen, M.: Zentralschornstein der Erdöl-Raffinerie Duisburg. Beton-Informationen 4 - 82, S. 35 - 38
- /8/ Bonzel, J.; Schmidt, M.: Einfluß von Erschütterungen auf frischen und auf jungen Beton.
beton 9/80, S. 333 - 337
beton 10/80, S. 372 - 378
- /9/ Braun, J.; Forner, G.; Röhling, S.: Rationelle Schaltechnik. Band 2: Gleitschalungen. Berlin (Ost): VEB-Verlag für Bauwesen, 1978
- /10/ v. Breugel, K.: Development of temperature and properties of concrete as a function of the degree of hydration. RILEM, International conference on concrete of early ages, Paris, 1982, S. 179 - 185
- /11/ Byfors, J.: Betong i tidig ålder. nordisk betong 2 - 1978, S. 5 - 9
- /12/ Byfors, J.: Properties of set concrete at early ages. State-of-the-art report, 1979, RILEM CEA-42
- /13/ Camellerie, J.F.: Slip-Form, Details and Techniques. ACI-Journal, April 1959, S. 1131 - 1140
ACI-Journal, August 1962, S. 1109

- /14/ Carino, N.J.: Maturity functions for concrete. RILEM, International conference on concrete of early ages, Paris, 1982, S. 123 - 128
- /15/ Carino, N.J. et al.: Early age temperature effects on concrete strength prediction by the maturity method. ACI-Journal March - April 1983, S. 93 - 101
- /16/ Commission Technique "Coffrages Glissants": Coffrages Glissants. Annales del'Institut Technique du Bâtement et de Travaux Publics Nr. 341, 1976
- /17/ Courtois, P.D. et al. (ACI Committee 347): Recommended Practice for Concrete Formwork. ACI-Journal Sept. 1977, S. 397 - 434
- /18/ Czichos, H.: Materialforschung und -prüfung. Ein technisch-wirtschaftlicher Schlüsselbereich. Umschau 83, Heft 18, S. 540 - 544
- /19/ Dahms, J.: Beton hoher Frühfestigkeit. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 6/1974, S. 402 - 408
- /20/ Dahms, J.: Herstellung und Eigenschaften von Faserbeton. beton 4/79, S. 139 - 143
- /21/ Deutscher Beton-Verein: Merkblatt für das Herstellen von Silos im Gleitbauverfahren (Fassung Mai 1977). Beton- und Stahlbetonbau 8/1977, S. 208
- /22/ Dietrich, K.: Dynamisch-kalkulatorischer Verfahrensvergleich zweier Ortbetonbauverfahren für Naturzugkühlerschalen. Diss. TU Braunschweig, 1981
- /23/ Dinescu, T.; Sandru, A.; Rădulescu, C.: Les coffrages glissants. Bucarest: Editions Meridiane, Paris: Editions Eyrolles, 1968
- /24/ Drechsel, W.: Die Gleitschalung. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1950
- /25/ Dyckerhoff & Widmann AG: Gleit- und Kletterbauweisen. Dywidag-Berichte, Heft 2, 10/1975
- /26/ Ebinghaus, H.: Beton-Schalungsbau. Gießen: Dr. Pfanneberg & Co.

- /27/ Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, Heft 5, März 1965
- /28/ Fisher, G.H.: Concrete Set Control for Vertical Slipforming. ACI-Journal, Sept. 1972, S. 556 - 561
ACI-Journal, März 1973, S. 245
- /29/ Friede, H.: Rechnerische Abschätzung der Rißneigung von jungem Beton. beton 7/82, S. 261 - 264
- /30/ Günzler, J.: Mechanische Eigenschaften von jungem Beton im Gleitbau. Bauplanung - Bautechnik 1970, S. 372 - 375
- /31/ v. Halász, R.: Industrialisierung der Bautechnik. Düsseldorf: Werner-Verlag, 1966
- /32/ Hallauer, O.: Einfluß der Betontemperatur auf das Erstarrungsverhalten eines Betons mit Verzögerer. beton 5/72
- /33/ Heilmann, H.G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. beton 2/69, S. 68 - 70
- /34/ Henk, B.: Zur Frühfestigkeit von Beton bei natürlichen Erhärtungsbedingungen. Betonstein-Zeitung 8/1966, S. 461 - 470
- /35/ Hurd, M.K.: Formwork for Concrete. Detroit: Special Publication Number 4, American Concrete Institute, 1977
- /36/ Ingvarsson, H.: Concrete Strength of a Slipform Concreted Structure. National Swedish Road Administration, Building Research Section of Bridge Department, Stockholm, 1980
- /37/ Jahn, M.: Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei den Nachweisen zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von unbewehrten und bewehrten Betonbauteilen. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 341, 1983
- /38/ Kasai, Y.: Compressive strength of concrete stripped at very early ages. RILEM, International conference on concrete of early ages, Paris, 1982, S. 91 - 96
- /39/ Kasai, Y.: Method of estimation for compressive strength of concrete at early ages. RILEM, International conference on concrete of early ages, Paris, 1982, S. 157 - 162
- /40/ Keller, H.: Flugstaub als Betonzusatzstoff. Beton- und Stahlbetonbau 3/1983, S. 78 - 80

- /41/ Kern, E.: Zur Nachbehandlung von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 12/1983, S. 336 - 341
- /42/ Kleinschmidt, H.-J.: Untersuchung über das Fortschreiten der Carbonatisierung an Betonbauwerken. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 170, 1965
- /43/ Knees, A.: Die Anwendung des Gleitbauverfahrens. Beton und Eisen 14/1930, S. 261 - 264
- /44/ Kordina, K.; Droese, S.: Korrosionsschutz von Bauwerken, die im Gleitschalungsbau errichtet wurden. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 356, 1984
- /45/ Kral, S.; Becker, F.: Zur Entwicklung mechanischer Betoneigenschaften im Frühstadium der Erhärtung. beton 9/76, S. 315 - 320
- /46/ Krüger, W.; Rochow, G.: Stahlschalungskörper SK-Z 7 140-9 für Getreidesilos in Gleitbauweise. Bauplanung - Bautechnik, Heft 1, 1976, S. 24 - 28
- /47/ Leonhardt, F.: Bauen mit Beton - heute und morgen. beton 9/78, S. 317 - 322
- /48/ Lew, H.S.; Reichard, T.W.: Mechanical Properties of Concrete at Early Ages. ACI-Journal Oct. 1978, S. 533 - 544
- /49/ Lewandowski, R.: Einfluß unterschiedlicher Flugaschequalitäten und -zugabemengen auf die Betoneigenschaften. Betonwerk + Fertigteil-Technik 1/83, S. 11 - 15; 2/83, S. 105 - 110; 3/83, S. 152 - 158
- /50/ Lewandowski, R.: Zur Witterungsbeständigkeit von Betonen mit Zusätzen von Steinkohlenflugaschen - Erfahrungen und Untersuchungen. Beton- und Stahlbetonbau 7/1983, S. 184 - 190
- /51/ Lindner, H.: Gleitschalung - Entwicklung und derzeitige Möglichkeiten ihrer Anwendung. VDI-Berichte Nr. 128, 1968
- /52/ Luchner, H.: Anwendung der Gleitschalung beim Bau von Getreidesilos in Saudi-Arabien. Vortrag Deutscher Betontag 1979, Berlin
- /53/ Lühr, H.P.: Derzeitiger Stand des Zulassungsverfahrens für Steinkohlenflugasche als Bindemittelkomponente im Beton und Stahlbeton in der BRD. Betonstein-Zeitung, Heft 1/1971, S. 16 - 21

- /54/ Mamillan, M.M.: Les propriétés mécaniques du béton frais pour la préfabrication. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics N^O 210 Sept. 1964, S. 911 - 952
- /55/ Mängel, S.; Weber, J.W.: Veränderungen von Betoneigenschaften durch Zusatz von Filterasche. Betonstein-Zeitung, Heft 3/1971, S. 146 - 150
- /55 a/ Manns, W.; Schatz, O.: Über die Beeinflussung der Festigkeit von Zementmörteln durch Karbonatisierung. Betonstein-Zeitung, Heft 4/1967, S. 148 - 156
- /56/ Marsh, H.N., et al. (ACI-Committee 544): State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. Concrete International, May 1982, S. 9 - 30
- /57/ Martens, P.: Die Oberflächenbehandlung von Stahlbetonsilos. Die Mühle + Mischfütterertechnik 1978, Heft 15
- /58/ Martin, Rauen, Schießl: Karbonatisierung von Beton aus verschiedenen Zementen. Betonwerk + Fertigteil-Technik 12/1975, S. 588 - 590
- /59/ Migliacci, A.; Gerosa, G.: Su alcuni problemi relativi alle strutture in c.a. di alte ciminiere. Costruzioni in cemento armato, Bergamo 1971, S. 187 - 225
- /60/ Meyer, A.; Wierig, H.-J.; Husmann, K.: Karbonatisierung von Schwerbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 182, 1967
- /61/ Moll, H. L.: Über die Korrosion von Stahl in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 169, 1964
- /62/ Nennig, E.: Les coffrages glissants mode de construction rapide. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N.^{OS} 111 - 112, März - April 1957, S. 331 - 376
- /63/ Nischer, P.: Auswirkungen frühzeitiger Überlastungen und mangelnder Nachbehandlung auf die Eigenschaften des Betons nach vollständiger Erhärtung. Betonwerk + Fertigteil-Technik 7/1983, S. 443 - 448
- /64/ Oaba, T.: Growth of Early Strength of Concrete. Japan Cement Engineering Association Review of the 12 th General Meeting (1958), S. 78 - 79

- /65/ Ødegård, E.: Undersökning av betongens tryckhållfasthets-
egenskaper vid tidig ålder. Nordisk betong 1962, S. 147 - 158
- /66/ Orth, F.: Rostfreies Stahlblech als Verkleidung der Holz-
schalung erleichtert das Arbeiten nach dem Gleitbauver-
fahren. Der Bauingenieur 1967, Heft 10, S. 383 - 384
- /67/ Pieper, K.: Gleitbau - Vorteile und Gefahren. Mitteilungen
IfBt 6/1975, S. 165 - 166
- /68/ Pieper, K.; Wenzel, F.: Aktuelle Fragen des Entwurfs, der
Belastung, der Berechnung und der Bauausführung von Silo-
zellen. Beton- und Stahlbetonbau 8/1978, S. 192 - 199
- /69/ Plank, A.: Untersuchungen über die Auswirkung von Druck-
verformungen an jungen Zementmörteln. Diss. TU Berlin, 1968
- /70/ Plank, A.: Über das Verformungsverhalten jungen Zement-
mörtels bei Druckbeanspruchung. Betonstein-Zeitung,
Heft 12/1971, S. 741 - 751
- /71/ Proctor, J.R., et al. (ACI-Committee 622): Recommended
Practice for Concrete Formwork. ACI-Journal Aug. 62,
S. 993 - 1046
- /72/ Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen
Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung -.
Diss. TU Braunschweig, 1982
- /73/ Rechenzentrum TU Braunschweig: SAP IV; Kurzbeschreibung
und Bedienungsanleitung. 1978
- /74/ Reichverger, Z.: The relationship between the various
parameters influencing slip-form concreting. Research
Thesis for the Degree of Doctor of Science in Technology,
Haifa, July 1977 (in hebräisch).
- /75/ Reichverger, Z.: Interaction of casting and mould surfaces
in slip-form technology. Magazine of Concrete Research,
Vol. 31, No. 108, September 1979
- /76/ Reichverger, Z.; Jägermann, C.: Friction and pressure of
concrete in slip-form concreting. RILEM, International
conference on concrete of early ages, Paris 1982, S. 247 -
253

- /77/ Reimbert, M.; Reimbert, A.: Silos. Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin, 1961
- /78/ Richartz, W.: Über die Gefüge- und Festigkeitsentwicklung des Zementsteins. beton 5/69, S. 203 - 206; beton 6/69, S. 245 - 248
- /79/ Rostásy, F.; Ranisch, E.-H.: Einfluß der Art, Kornform und Kornzusammensetzung des Mehlkorns auf die Betoneigenschaften. Bericht über die vom Bundesminister für Verkehr geförderte Forschungsarbeit Nr. 8.055 R 78 B, TU Braunschweig, 1980
- /80/ Rühle, H.; Wiese, H.: Probleme der Bemessung und Bewehrung bei Vollgleit- und Gleitkernbauwerken. Bauplanung - Bautechnik, Sept. 1971, S. 434 - 439
- /81/ Safarian, S.S., et al. (ACI Committee 313): Recommended Practice for Design and Construction of Concrete Bins, Silos, and Bunkers for Storing Granular Materials. ACI-Journal, Oktober 1975, S. 529 - 534
- /82/ Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 255, 1976
- /83/ Schmidt, M.: Stahlfaserspritzbeton - Eigenschaften, Herstellung und Prüfung. beton 9/83, S. 333 - 337
- /84/ Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.: Versuche über das Verbundverhalten von Rippenstählen bei Anwendung des Gleitbauverfahrens. Bericht des Lehrstuhls für Massivbau, Technische Universität München, 1981
- /85/ Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Versuche zur Bestimmung charakteristischer Betoneigenschaften bei Anwendung des Gleitbauverfahrens. Bericht des Lehrstuhls für Massivbau, Technische Universität München, 1983
- /86/ Schwiete, H.E.; Ludwig, U.: Korrosionsschutz von Stahl- und Spannbeton. Bauplanung - Bautechnik 1968, Heft 1
- /87/ Selfslagh, M.R., et al.: Les Coffrages Glissants. Centre Scientifique et Technique de la Construction, Note d'Information Technique 123, Brüssel 1978

- /88/ Solotnitzki, N.D.: Technologie der Bauproduktion. Berlin (Ost): VEB-Verlag Technik, 1958
- /89/ Sparber, J.; Luchner, H.: Mühlenanlage in Jeddah/Saudi-Arabien. Beton- und Stahlbetonbau 1980, S. 201 - 209
- /90/ Specht, M.: Die Belastung von Schalung und Rüstung durch Frischbeton. Düsseldorf: Werner-Verlag, 1973
- /91/ Specht, M.: Der Frischbetondruck nach DIN 18218 - die Grundlagen und wichtigsten Festlegungen. Die Bautechnik 1981, S. 253 - 261
- /92/ Steinecke, M.; Prokopowicz, J.; Bach, W.: Experimentelle Untersuchung des Schalungsdrucks und der Schalungsreibung bei Gleitschalungen. Bauplanung - Bautechnik, Heft 7, 1964, S. 342
- /93/ Steinert, J.: Untersuchung des Einflusses von Erschütterungen auf den Verbund von Bewehrungsstahl und Beton in Stahlbetonbauteilen. Abschlußbericht zum FA 2023-BV4g-41/71, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- /94/ Timm, G.; Windels, R.: Silos. Betonkalender 1984, II, S. 780 - 783, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn
- /95/ Vironnaud, J.: Le premier âge du béton. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 154, Okt. 1960, S. 1002 - 1016
- /96/ Wayss & Freytag AG: Gleitbau. 1973
- /97/ Weber, J.W.: Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik 12/1979, S. 753 - 756
- /98/ Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchung - Festigkeit - Verformung. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6/1974, S. 392 - 401; Heft 7/1974, S. 481 - 484
- /99/ Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchung - Festigkeit - Verformung. Forschungsbericht Nr. 20 aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, 1974

- /100/ Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Band 2. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1981
- /101/ Wierig, H.-J.: Eigenschaften von "grünem, jungem" Beton. beton 3/68, S. 94 - 101
- /102/ Wierig, H.J.: Einige Beziehungen zwischen den Eigenschaften von "grünen" und "jungem" Betonen und denen des Festbetons. beton 11/71, S. 445 - 448; beton 12/71, S. 487 - 490
- /103/ Wierig, H.J.: Zur Frage der Theorie und Technologie des grünen Betons. Mitteilungen aus dem Institut für Materialprüfung und Forschung des Bauwesens der Technischen Universität Hannover, Heft 19, 1971
- /104/ Wierig, H.J.; Gollasch, E.: Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, 1982
- /105/ Wischers, G.: Ansteifen und Erstarren von Zement und Beton. beton 9/81, S. 337 - 340; beton 10/81, S. 385 - 389
- /106/ Wischers, G.; Richartz, W.: Einfluß der Bestandteile und der Granulometrie des Zements auf das Gefüge des Zementsteins. beton 9/82, S. 337 - 386
- /107/ Zaumseil, G.: Die Gleitbauweise. VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin, 1968
- /108/ Zimbelmann, R.: Verwendung von Flugasche zur Betonherstellung. Betonwerk + Fertigteil-Technik 11/1983, S. 705 - 709

N o r m e n

- /109/ DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.
(12/78)
- /110/ DIN 1048, Teil 1: Prüfverfahren für Beton; Frischbeton,
Festbeton gesondert hergestellter Probekörper. (12/78)
- /111/ DIN 1048, Teil 2: Prüfverfahren für Beton; Bestimmung der
Druckfestigkeit von Festbeton in Bauwerken und Bauteilen.
(2/76)
- /112/ DIN 4760: Gestaltabweichungen - Begriffe , Ordnungssystem.
(6/82)
- /113/ DIN 4761: Oberflächencharakter; Geometrische Oberflächen-
textur - Merkmale, Begriffe, Kurzzeichen. (12/78)
- /114/ DIN 4762: Oberflächenrauheit - Begriffe. (Entwurf 8/78)
- /115/ DIN 18217: Betonflächen und Schalungshaut. (12/81)
- /116/ DIN 18218: Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen.
(9/80)
- /117/ TGL 118-0358: Stahlbeton-Wandbau mit Gleitschalung.
April 1962, Ministerium für Bauwesen, Berlin (Ost)

