

BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART

MITTEILUNG 5

U. SMOLTCZYK
O. PERTSCHI
K. HILMER

1976

MESSUNGEN AN SCHLEUSEN
IN DER UDSSR
SCHLEUSENNORM DER UDSSR
(SN 303 - 65)

Institut für Grundbau
und Bodenmechanik
Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk
D-7000 Stuttgart 20
Pfaifenwaldring 35

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung
" INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK "
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

BAUGRUNDINSTITUT STUTTGART

PROF. DR.-ING. U. SMOLTczyk

MITTEILUNG 5

Messungen an Schleusen in der UdSSR

Schleusennorm der UdSSR
(SN 303 - 65)

U. Smolczyk
O. Pertschi
K. Hilmer

Stuttgart 1976

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1976 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

Druck: W. Schräpler, Reprographische Arbeiten,
Stuttgart

Umschlagentwurf: Studio Fink oHG, Altdorf

V o r w o r t

Ende 1976 erschien in dieser Reihe als Heft 6 die
Dissertation von Klaus Hilmer "Erddruck auf Schleu-
senkammerwände", die in der Fachwelt ein lebhaftes
Echo fand.

Das nachfolgende Heft sollte ursprünglich als Nr.5
vor jenem erscheinen. Es enthält eine Reihe sowje-
tischer Veröffentlichungen, darunter einen Auszug
aus der Schleusennorm, die unsere eigenen Untersu-
chungen veranlaßten und deswegen in Ergänzung zum
Heft 6 als Arbeitsmaterialien veröffentlicht wer-
den. Die Verzögerung des Erscheinens war durch die
Schwierigkeiten einer sachgerechten Übersetzung be-
dingt: in dieser heiklen Sache sind wir O.Pertschi,
einem Mitarbeiter der Universitätsbibliothek Stutt-
gart, für seine Übersetzungsarbeit und den Herren
W.Sadgorski, München, und Dr.-Ing.Steinwand, Stutt-
gart, für ihre sprachkundige kritische Durchsicht
des Manuskriptes sehr dankbar. Der Herausgeber möch-
te außerdem Frau Hilmer für ihre Geduld bei der mehr-
fachen Reinschrift des Manuskriptes danken.

Da der vollständige Text der Schleusennorm zwar über-
setzt vorliegt, die Druckfassung sich jedoch auf den
grundbautechnischen Teil beschränken mußte (das ist
etwa 1/6 des Gesamtumfangs), müssen wir interessier-
te Leser bitten, sich gegebenenfalls mit unserem In-
stitut in Verbindung zu setzen, damit wir ihnen eine
Duplikation des vollständigen Manuskripts zusenden
können.

Klaus Hilmer
Ulrich Smoltczyk

Stuttgart, März 1977

Inhalt

A.I. C a r e v, A.I. F e l ' d m a n: Druck sandiger Hinterfüllungen auf die Wände der Kammern von Schiffahrtsschleusen	1
V.M. S i n j a v s k a j a, A.E. P a v l o v a: Ergebnisse der Baustellenuntersuchungen über das Verhalten der Kammerwand der Wolgograder Schleuse	17
A.V. M i c h a j l o v, V.I. A v d e e v a: Einige Untersuchungsergebnisse zum statischen Verhalten der Kammern von Schiffahrtsschleusen	37
G.N. N e f e d o v a, Ju.K. K o t e n k o v: Baustellenuntersuchungen zum statischen Verhalten einer Schiffahrtsschleuse	45
R i c h t l i n i e n z u r P l a n u n g v o n S c h i f f s s c h l e u s e n (SN 303 - 65)	59
Verzeichnis der wichtigsten sowjetischen Abkürzungen	93

C a r e v , A.I., F e l ' d m a n , A.I. (Dipl.-Ing.)

DRUCK SANDIGER HINTERFÜLLUNGEN AUF DIE WÄNDE DER KAMMERN VON
SCHIFFFAHRTSSCHLEUSEN

In: Gidrotechničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 35 (1965) Nr. 9,
S. 22 - 26.

Russ.: Давление песчаных засыпок на стенки доковых
конструкций камер судоходных шлюзов
Davlenie pesčanych zasypok na stenki dokovyx
konstrukcij kamer sudochnodnyx šljuzov

Die Entwicklung der Erddrücke auf senkrechten und schrägen Flächen von Bauwerken ist noch ungenügend untersucht. Die vorhandenen Rechenverfahren gestatten die Bestimmung der Erddruckgröße auf die Wände im Ruhezustand (wenn die Verschiebung des Bodens und der Konstruktion gleich Null sind) und im Zustand des Grenzgleichgewichts (der nach Verschiebung der Konstruktion und eines gewissen Hinterfüllungsvolumens auf der sich in der Hinterfüllung bildenden Gleitlinie eintritt).

Bei den Dockkonstruktionen der Kammern von Schiffahrtsschleusen (Abb. 1) können sich die Wände infolge der Erddruckreaktion der Hinterfüllung seitlich nicht so stark bewegen, daß die Bedingungen für ein Grenzgleichgewicht geschaffen würden. Dennoch verbiegen sie sich bei jedem Füllen der Kammer und kehren beim Entleeren in die Ausgangslage zurück. Periodische Verformungen werden außerdem durch die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen des Betons der Sohle und der Wände hervorgerufen. Rechenverfahren, welche die kontinuierlichen periodischen Bewegungen der Wände gegen die Hinterfüllung berücksichtigen, gibt es nicht.

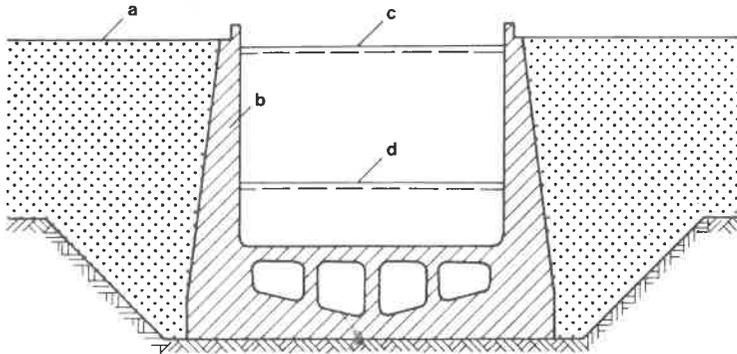


Abb. 1. Schematische Darstellung der Dockkonstruktion der Kammern von Schiffahrtsschleusen

a - Boden; b - Beton; c - Höchstwasserstand (Oberwasser); d - Mindestwasserstand (Unterwasser).

Um den tatsächlichen Erddruck von sandigen Hinterfüllungen auf die Kammerwände von Schleusen zu bestimmen, wurden Baustellenuntersuchungen an den folgenden Schleusen durchgeführt: Schleusen des V.I.Lenin-Wolga-Don-Schiffahrtskanals (WDSK) (1)¹⁾, Schleusen des V.I.Lenin-Wolgakraftwerks (2) und des XXII.KPdsU-Kongreß-Wolgakraftwerks (3), Schleuse des Wotkin-Kraftwerks (4). Der Erddruck wurde mit Bodendynamometern nach dem Prinzip der schwingenden Saite gemessen, die sich für Langzeitmessungen als sehr zuverlässig erwiesen ([2]-[4]).

Die Mitarbeiter des Forschungsinstituts "Gidroprojekt"²⁾ führten in den letzten 10 Jahren eine Reihe von Labor- und Feldprüfungen an diesen Gebern durch, wobei komplizierte Erddruckmessungen unter natürlichen Bedingungen berücksichtigt wurden. Zu den Aufgaben dieser Prüfungen zählte auch die Untersuchung der Meßzuver-

1) Durch die Zahlen in Klammern (1) - (4) werden fernerhin im Text die hier aufgeführten Schleusen bezeichnet. (Anm.d.Übers.)

2) Wissenschaftliches Forschungsinstitut für wasserbauliche Anlagen (Anm.d.Übers.).

3) Die Baustellenuntersuchungen und Prüfungen der Geber wurden unter der Leitung von R.N. Petrasen durchgeführt.

lässigkeit und der Meßfehler, der Empfindlichkeit und Verformbarkeit des Gebergehäuses, welchen Einfluß inhomogener Boden und ungleichmäßiger Druck auf die Geberoberfläche in Bezug auf die Meßergebnisse haben und wie seine Eichbedingungen an der Luft mit seinem Verhalten bei Bodenberührung übereinstimmen³⁾.

Die Prüfungen haben gezeigt, daß die verwendeten Membran-Saitengeber zuverlässige Angaben über den tatsächlichen Erddruck auf die Betonbauten liefern. Der zu beobachtende Unterschied bei den Angaben einiger Geber, die in einem oder verschiedenen Punkten, jedoch in ein und derselben Tiefe unter der Hinterfüllungsoberfläche eingebaut waren, ist bedingt durch die ungleichen physikalisch-mechanischen Eigenschaften des Bodens in unmittelbarer Nähe der Geber. Die Auswertung der Ergebnisse langdauernder Felduntersuchungen von 19 Gebern durch Verfahren der mathematischen Statistik sprechen für die große Zuverlässigkeit und befriedigende Messgenauigkeit [4]. Alle Geber haben ohne Ausfall unter wechselnder Belastung über 8 Jahre gearbeitet. Für diese Zeit hat die Veränderung des Nullpunkts der Geber $0,02 \text{ kp/cm}^2$ nicht überschritten, d.h. betrug ungefähr 0,3 % des größten gemessenen Druckwertes. Mit einer Wahrscheinlichkeit von 80 % lag der Meßfehler von einem Geber nicht über $\pm 6,7 \%$ vom angesetzten Druck. Wenn die Anzahl der Geber, die einen Druckwert messen, zunimmt, nimmt der Meßfehler auf 2 - 4 % ab.

Bei allen genannten Schleusen sind die Stirnseiten der Kammerwände senkrecht, die Rückseiten geneigt. Die Oberfläche der Hinterfüllung ist waagrecht mit Ausnahme der Schleusen (1), die komplizierte Querschnitte haben. Die Geber sind in die Rückseite der Wände in Aussparungen montiert und schließen mit der Betonoberfläche bündig ab. Bei der Schleuse (4) ist in 15 Höhenpunkten jeweils ein Geber angebracht. Bei der Schleuse (3) befinden sich die Geber in einem Querschnitt an einem Block. Dabei sind in jedem der sechs Meßpunkte drei Geber montiert (Abb. 2). Bei der Schleuse (2) befinden sich die Geber an vier Blöcken, wobei an einem Block in fünf Meßpunkten jeweils drei Geber montiert werden, und in den übrigen Blöcken je Meßhorizont ein Geber. Die Meßpunkte lagen in allen Blöcken in gleicher Höhe.

Auf diese Weise befanden sich in jeder Tiefe unter der Oberfläche der Hinterfüllung sechs Geber. Für die letzten beiden Schleusen wurde der Erddruck als arithmetisches Mittel aus den Angaben von drei oder sechs Gebern errechnet, wobei die Geber in ein und derselben Tiefe unter der Oberfläche der Hinterfüllung angebracht waren.

Kurzangaben über die Schleusenkammerwände und Hinterfüllungen enthält Tabelle 1.

Tabelle 1

Schleuse	Untergrund	Wandhöhe von der Sohlenoberkante bis zur Oberfläche der Hinterfüllung, m	Dicke der Schleusenwände, [m]		Sandhinterfüllung	
			In Höhe der Sohlen OK	Am Kopf	Wichte d. feuchten Bodens [Mp/m ³]	Einbauverfahren
(2)	Sand	23,0	7,0	1,0	1,80	h
(3)	Sand	20,5	6,5	1,2	1,74	t
(4)	Lehm	26,5	5,0	1,0	1,74	h

h = hydromechanisch, t = trocken

An den Schleusen (1) war die Anzahl der montierten Geber und die Häufigkeit der Ablesungen nicht ausreichend; auch aufgrund der komplizierten Querschnitte der Hinterfüllungen werden die an diesen Schleusen abgelesenen Werte nicht aufgeführt.

Die Geber wurden grundsätzlich mindestens einmal im Monat abgelesen. Während der Schiffsfahrtsperiode wurde der Erddruck auf die Wände bei maximalem und minimalem Wasserspiegel in der Kammer gemessen. Die Dauer der Erddruckablesungen betrug 2 Jahre bei der Schleuse (4) und 8 Jahre bei der Schleuse (2).

Die Geber zeigen die Summe aus Erddruck und Wasserdruck an. Die Erddruckgröße wird bestimmt, indem man die Wasserdrücke, die nach den Angaben von Piezometerablesungen errechnet werden, abzieht.

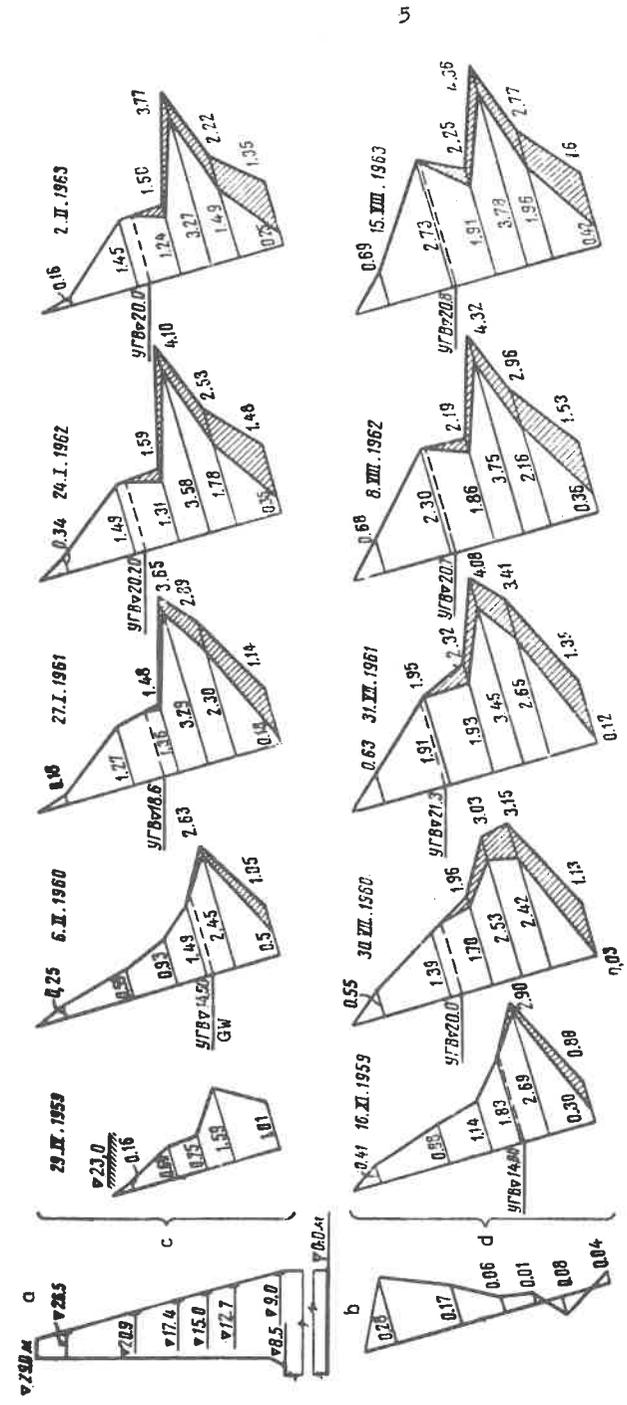


Tabelle 2a

Schleuse (2)

Dicke der Erdschicht über den Gebern [m]	Geberanzeigen [kp/cm ²]									
	15.1.56	15.8.56	15.7.57	15.1.58	15.8.58	28.1.60	18.8.61	13.6.62	15.2.63	15.6.63
14,9	2,18	2,72	2,87	2,65	2,92	3,20	3,30	4,30	3,40	3,12
	2,31	3,01	2,58	2,52	2,70	3,36	3,00	4,13	3,16	2,90
	-	2,58	2,02	1,70	2,00	2,42	2,80	-	-	-
	1,68	1,65	1,90	1,62	1,77	1,72	2,10	2,56	1,60	-
	3,02	2,52	3,03	2,63	2,83	3,21	3,65	3,94	3,79	2,00
2,87	2,95	3,87	3,72	3,20	4,02	4,40	-	4,05	4,00	
17,6	2,80	3,48	3,48	3,19	3,63	3,74	3,77	4,98	5,00	3,88
	2,88	3,54	3,72	3,28	3,54	-	-	5,14	-	-
	3,02	3,70	3,02	2,89	3,00	-	-	-	-	-
	3,32	3,47	3,52	3,29	3,35	3,37	3,77	4,35	3,63	3,59
	2,46	4,49	4,58	4,21	4,46	4,26	4,55	4,56	4,22	4,10
4,38	4,52	5,01	4,56	4,77	4,65	4,71	4,35	4,71	4,79	
20,3	2,88	3,31	3,70	3,20	3,28	3,10	-	-	-	-
	3,81	3,87	3,87	3,92	4,08	4,40	3,72	3,92	3,80	3,73
	3,40	4,27	4,35	3,56	4,16	3,76	4,16	4,18	3,36	4,16
23,1	4,70	5,39	5,53	5,33	5,56	5,53	-	-	-	-
	3,45	4,16	4,16	3,83	4,16	-	-	-	-	-
	3,50	4,68	4,48	4,20	4,59	5,16	-	-	-	-
26,0	2,55	3,67	3,85	3,15	3,95	-	-	-	-	-
	2,66	3,49	3,70	3,07	3,69	3,69	3,73	3,85	4,65	3,77
	2,35	3,32	3,23	3,04	3,66	-	-	-	-	-
	2,08	2,37	3,07	2,07	2,38	2,29	2,57	2,57	2,55	2,41
	2,50	3,19	3,14	2,58	3,08	2,51	1,78	-	-	-
	3,14	3,67	3,67	3,51	3,64	3,62	4,01	4,03	4,10	4,10

Tabelle 2b

Schleuse (3)

Dicke der Erdschicht über den Gebern [m]	Geberanzeigen [kp/cm ²]									
	20.4.59	16.11.59	6.2.60	30.7.60	27.1.61	31.7.61	24.1.62	8.8.62	2.2.63	16.8.63
8,1	0,14	1,41	1,07	2,12	2,06	2,99	2,39	3,56	2,55	3,62
	0,24	0,81	0,37	1,39	0,94	1,13	0,87	1,37	0,69	2,53
	0,11	0,43	0,35	0,66	0,83	1,73	1,21	1,97	1,12	2,05
11,6	0,47	0,84	0,60	1,76	1,04	1,99	1,32	1,82	1,01	1,85
	0,65	1,07	0,88	1,83	1,41	2,21	1,34	2,25	1,64	2,35
	0,94	1,52	1,30	2,31	2,00	2,77	2,12	2,50	1,86	2,55
14,0	0,80	1,80	1,49	3,03	3,60	4,09	4,26	4,60	4,15	4,64
	0,71	1,67	1,30	2,75	3,39	3,65	3,50	3,78	3,48	3,86
	0,74	2,02	1,68	3,31	4,37	4,49	4,55	4,57	3,70	4,58
16,3	1,93	3,49	3,02	3,78	3,38	4,12	2,86	3,38	2,54	3,12
	1,52	2,89	2,55	3,14	2,79	3,31	2,55	2,98	2,27	2,72
	1,28	2,32	2,32	2,55	2,52	2,76	2,18	2,55	1,85	2,47
20,0	0,81	0,92	1,11	1,11	1,08	1,41	1,41	1,49	1,27	1,50
	0,58	0,35	0,48	0,61	0,61	0,66	0,95	1,04	0,82	1,10
	1,64	1,35	1,56	1,66	1,73	2,00	2,05	2,05	1,96	2,20

T a b e l l e 3

Beobach- tungszeit		Gemessener Normaldruck		Errechneter Normaldruck		Relation	
Jahr	Tag und Monat	E_{gem} [Mp/m]	d_{gem} [m]	E_{err} [Mp/m]	d_{err} [m]	$\frac{E_{err}}{E_{gem}}$	$\frac{d_{err}}{d_{gem}}$
Schleuse (2)							
1956	15.1.	435	0,337	216	0,355	2,01	1,09
"	15.8.	510	0,368	215	0,354	2,37	1,04
1957	15.1.	522	0,379	224	0,350	2,33	1,08
"	15.7.	530	0,368	216	0,355	2,46	1,04
1958	15.1.	470	0,372	216	0,355	2,18	1,05
"	15.8.	535	0,361	222	0,352	2,41	1,02
1960	28.1.	579	0,368	216	0,355	2,68	1,04
1961	18.8.	596	0,376	216	0,355	2,75	1,06
"	15.12.	533	0,361	216	0,355	2,47	1,02
1962	13.6.	675	0,390	216	0,355	3,12	1,10
1963	15.2.	599	0,383	216	0,355	2,77	1,08
"	15.6.	590	0,368	216	0,355	2,73	1,04
Schleuse (3)							
1959	29.4.	112	0,333	70	0,333	1,60	1,00
"	16.11.	227	0,364	139	0,341	1,63	1,07
1960	6.11	189	0,329	139	0,340	1,35	0,97
"	30.7.	278	0,412	129	0,331	2,21	1,16
1961	27.1.	264	0,373	132	0,349	2,00	1,07
"	31.7.	342	0,422	122	0,356	2,80	1,18
1962	24.1.	273	0,397	125	0,354	2,18	1,12
"	8.8.	360	0,431	124	0,356	2,90	1,21
1963	2.2.	244	0,397	126	0,354	1,91	1,12
"	15.8.	373	0,450	124	0,356	3,01	1,26
Schleuse (4) linke Wand							
1962	15.2.	87	0,318	48	0,350	1,82	0,91
"	1.5.	91	0,400	48	0,350	1,90	1,14
"	13.9.	149	0,412	142	0,336	1,05	1,32
1963	17.7.	167	0,471	142	0,336	1,18	1,10
Schleuse (4) rechte Wand							
1963	17.7.	110	0,445	102	0,334	1,08	1,34

Die Anzeigenstreuung der Geber, die in gleicher Tiefe unter der Hinterfüllungsfläche der Schleusen (2) und (3) eingebaut waren, sind der Reihe nach in Tabelle 2 aufgeführt. Wie schon erwähnt, ist diese Streuung hauptsächlich auf die Ungleichförmigkeit der Hinterfüllung zurückzuführen. Wie aus Tabelle 2 ersichtlich, ist die Streuung an der Schleuse (2), wo der Boden hydromechanisch eingebaut wurde, geringer als bei der Schleuse (3), wo im Trockenverfahren hinterfüllt wurde. Nach den Werten der Tabelle ist das Verhältnis von Minimal- zu Maximaldrücken nach den Geberablesungen, die sich auf die gleiche Tiefe beziehen, bei der ersten Schleuse nicht größer als 2,5, wohingegen es bei der zweiten oft an 3,5 heranreicht.

Es ist interessant festzustellen, daß die Angaben über die Ungleichförmigkeit der Hinterfüllungen größtmäßig an die herankommen, die Ejdell'man bei sandigen Fundamenten gemessen hat [6].

Wenn man den beträchtlichen Ungleichförmigkeitsgrad der Erdhinterfüllungen und die begrenzte Anzahl der Geber, die in den Wänden untergebracht sind, berücksichtigt, muß man folglich die weiter unten genannten Werte für die Erddruckresultierende als Näherungsgrößen sehen.

Nach den Messungen nahm der Normaldruck nach der endgültigen Hinterfüllung konstant zu. Neben der allgemeinen Druckzunahme konnte man auch jahreszeitliche Druckabnahmen im Winter feststellen. Zeitlich veränderte sich auch die Druckverteilung über die Wandhöhe. Als typisches Beispiel für die zeitliche Veränderung der Normaldruckgröße und Druckverteilung über die Wandhöhe zeigt Abb. 2 die maximalen und minimalen Erddruckfiguren (kp/cm^2) nach den Meßdaten an Schleuse (3). Die maximalen Erddruckfiguren (untere Reihe) wurden nach den Meßdaten während der Sommerzeit bei maximalem Wasserspiegel in der Kammer aufgestellt. Aus diesen Kurven ist ersichtlich, daß der Erddruck im unteren Teil der Wand geringer ist als im mittleren, d.h. daß die Druckverteilung nicht der Coulomb'schen Theorie entspricht.

In Abb. 2 ist ebenfalls die Druckfigur für die Erddruckzunahme bei gestiegenem Wasserdruck an der Wandstirnseite während der Schließungen dargestellt. Die Werte dieser Zunahmen sind unbe-

deutend, verglichen mit dem Erddruck selbst. Auch sie sind als ungefähre Werte anzusehen, da sie gemessen wurden, während der Wasserdruck in der Schleuse und der Wasserdruck hinter der Schleuse bereits zugenommen hatte. Eine vollständige Stabilisierung der Geberablesungen wurde in den kurzen Zeiträumen bei gestiegenem Wasserdruck während der Schleusungen nicht beobachtet.

Die Extremwerte der Erddruckresultierenden E_{gem} in Mp/m gibt Tabelle 3 wieder. Diese Werte wurden graphisch aus den zeitlichen Veränderungen der Geberanzeiger bestimmt. Für einzelne Jahre mit langen Beobachtungspausen wird nur ein Extremwert angegeben. Die Werte dieser Tabelle bestätigen die jahreszeitlichen Schwankungen und die Erddruckzunahme. So betrug der Anfangsdruck* an Schleuse (2) im Jahre 1955 435 Mp/m, und im Jahre 1963 ungefähr 600 Mp/m, d.h. er nahm um beinahe das 1,5 fache zu; bei der Schleuse (3) betrug der Anfangserddruck im Jahre 1959 227 Mp/m und 1963 373 Mp/m, d.h. er nahm um das 1,6 fache zu. Ein Abklingen dieser Erddruckzunahme ist nur schwach zu erkennen.

In Tabelle 3 sind auch die Ordinaten der Angriffspunkte der Erddruckresultierenden, bezogen auf die Höhe H der Druckfläche, angegeben, d.h. $d = \frac{h}{H}$. In der Regel sind diese Ordinaten etwas größer als $H/3$ und ändern sich zeitlich wenig. Zur Abschätzung der Meßergebnisse wurden sie mit den errechneten Werten verglichen. Da es dabei wichtig ist, sowohl die Druckgröße als auch die Druckverteilung über die Wandhöhe abzuschätzen, wurden folgende Werte verglichen: E_{gem} und E_{err} - Resultierende für den gemessenen und den errechneten Erddruck pro Wandmeter und d_{gem} und d_{err} - jeweilige Ordinaten der Angriffspunkte der Resultierenden aus gemessenem E_{gem} und errechnetem E_{err} des Normalerddrucks.

Über die zeitliche Veränderung der bodenmechanischen Eigenschaften des Hinterfüllungssandes liegen bei den untersuchten Schleusen keine Angaben vor. Da die Kennwerte wenig voneinander abweichen, wurde beim rechnerischen Vergleich von folgenden konstanten Werten ausgegangen: $\varphi = 30^\circ$; $\delta = 15^\circ$; $\gamma = 1,74$ Mp/m und $n = 0,3$.

* gemeint ist der Erddruck am Anfang der Ableseperiode, i.d.R. am 15.1. eines jeden Jahres.

Die Normalkomponente des errechneten aktiven Erddrucks auf die Wände wurde für den Grenzgleichgewichtszustand (aktiver Erddruck) nach der in den Vorschriften für Stützmauern [1] vorgeschlagenen Methode und für den Ruhezustand einem Ruhedruckbeiwert $K_0 = 0,45$ errechnet.

Die Rechenergebnisse für den Grenzgleichgewichtszustand sind in Tabelle 3 angegeben. Sowohl bei den gemessenen als auch bei den errechneten Werten wurde der Grundwasserdruck nicht berücksichtigt. Die zeitlichen Schwankungen des Grundwasserspiegels wurden als Änderungen der unter Auftrieb stehenden Bereiche der Hinterfüllung in Betracht gezogen.

Betont sei, daß in diesem Fall nur die Normalkomponenten des Erddrucks verglichen werden, ohne Berücksichtigung von anderen auf die Wände einwirkenden Kräften (Wasserdruck, Wandreibungswinkel, Eigengewicht der Wände u.a.). Außerdem wurden die Querschnitte der Schleusenkammerwände in der Planung so angenommen, daß von besonderen Lastfällen ausgegangen wurde, die in den Beobachtungsjahren nicht auftraten. Deshalb korrespondieren die Ergebnisse aus dem Vergleich der gemessenen und errechneten Normaldrücke auf die Wände nicht mit dem Spannungszustand und folglich auch nicht mit einem zuverlässigen Betriebsverhalten der Wände. Der Vergleich wird, wie bereits bemerkt, zur Bewertung der Meßergebnisse durchgeführt, und auch um aufzuzeigen, inwiefern das tatsächliche Verhalten der untersuchten Konstruktion mit den Berechnungsannahmen übereinstimmt.

Der Vergleich zeigt, daß der gemessene Normaldruck bei allen Schleusen beträchtlich über dem errechneten aktiven Druck liegt und daß die Resultierende aus dem gemessenen Normaldruck in den meisten Fällen höher liegt als nach den Berechnungen. An Schleuse (2) war der Minimaldruck, der in dem Jahr, als das Hinterfüllen beendet war, gemessen wurde, um 200 % größer als der errechnete, und der Maximaldruck um 312 %. Das Verhältnis der Ordinaten der Angriffspunkte der Resultierenden aus dem Erddruck bewegte sich für die ganze Beobachtungszeit in einem Bereich von 1,02 bis 1,09. An Schleuse (3) war der gemessene Erddruck um 1,36 bis 3,01 und die Ordinaten der Angriffspunkte der Resultierenden aus dem gemessenen Erddruck um 1 - 1,26 mal größer als der errechnete

Erddruck. Ähnliche Ergebnisse wurden beim Vergleich der gemessenen und errechneten Erddrücke auf die Wände von Schleuse (4) erzielt. Hier liegt der gemessene Erddruck um 1,05 - 1,90 mal höher als der errechnete, und die Ordinate der Angriffspunkte der Resultierenden liegt zwischen 0,91 - 1,34.

Der rechnerische Ruhedruck mit dem Beiwert $K = 0,45$ wurde nur für die ersten drei Monate nach Abschluß der Hinterfüllung bestimmt. Bei der Berechnung dieses Druckes wurden die Werte für den Wandreibungswinkel und für die Wichte des Sandes so angesetzt wie bei der Berechnung des Grenzgleichgewichtszustandes der Hinterfüllung. An Schleuse (2) ergibt sich der errechnete Ruhedruck am 15.8.1956 durch folgende Werte: $E_{err} = 267 \text{ Mp}$; $d_{err} = 0,356$. Der Vergleich dieser rechnerischen Werte mit den am selben Tag gemessenen Größen liefert folgende Verhältnisse

$$\frac{E_{gem}}{E_{err}} = \frac{510}{267} = 1,91; \quad \frac{d_{gem}}{d_{err}} = \frac{0,368}{0,356} = 1,03.$$

Die entsprechenden Relationen für Schleuse (3) vom 16.9.1959 sehen folgendermaßen aus:

$$\frac{E_{gem}}{E_{err}} = \frac{227}{172} = 1,32; \quad \frac{d_{gem}}{d_{err}} = \frac{0,364}{0,342} = 1,06.$$

Für die Schleuse (4) wurde der rechnerische Druck nur für die linke Wand am 15.2.1962 bestimmt. Die Werte sind:

$$\frac{E_{gem}}{E_{err}} = \frac{87}{63} = 1,4; \quad \frac{d_{gem}}{d_{err}} = \frac{0,318}{0,340} = 0,93.$$

Diese Relationen zeigen, daß der gemessene Erddruck anfangs nach abgeschlossener Hinterfüllung der Wände nicht nur größer ist als der (nach Coulomb) errechnete aktive Erddruck, sondern auch über dem mit dem Beiwert $K_0 = 0,45$ errechneten Ruhedruck liegt. Dies kann durch den bereits in der ersten Zeit ablaufenden Setzungs-vorgang und möglicherweise durch die Verdichtung der Hinterfüllung erklärt werden.

Der Vergleich der Beobachtungsergebnisse an den verschiedenen Schleusen zeigt, daß der Erddruck auf die Wände von Schleuse (4) etwas geringer ist, verglichen mit dem Druck auf die Wände der beiden anderen Schleusen. Das hängt anscheinend damit zusammen, daß die Beobachtungszeit bei Schleuse (4) beträchtlich kürzer und die Wandsteifigkeit geringer war als bei den anderen Schleusen.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

1. Nach den Meßdaten nimmt der Erddruck auf die Kammerwände von Schifffahrtsschleusen mit den Jahren zu. Neben dieser allgemeinen Zunahme wurden auch jahreszeitliche Erddruckabnahmen im Winter registriert und kurzzeitige Erddruckveränderungen bei schwankendem Wasserstand an den Luftseiten.
2. Mit der Änderung der Erddruckgröße ändert sich gleichzeitig die Ordinate des Angriffspunktes der Resultierenden aus dem Normalerddruck, d.h. die Druckverteilung über die Wandhöhe. In der Regel verlagerte sich dieser Angriffspunkt im Frühjahr mit beginnender Erddruckzunahme nach oben und mit Absinken des Erddruckes im Herbst nach unten.
3. Diese Veränderungen des Normalerddruckes der Hinterfüllung beweisen, daß Druckgröße und -verteilung nicht nur von der Wichte des Bodens und seinem Reibungswinkel, sondern auch von den Besonderheiten und dem Verhalten der Konstruktion abhängen. Bei der Bestimmung des Erddrucks auf die Schleusenkammerwände müssen unbedingt die anfängliche Verdichtung der Hinterfüllung, Verformungen und Bewegungen der Wände während des Betriebs, die durch den Temperaturverlauf in der Konstruktion, Schwankungen der Wasserspiegel auf beiden Wandseiten und andere Faktoren hervorgerufen werden, berücksichtigt werden.
4. Der Vergleich des gemessenen mit dem errechneten Erddruck zeigt, daß ersterer beträchtlich größer ist als letzterer. Schon in den ersten Monaten nach der abgeschlossenen Hinterfüllung lag das Verhältnis von gemessenem Erddruck zu errechnetem aktivem Erddruck an den Schleusen (2) und (3) zwischen 1,6 - 2,0 und das zum errechneten Ruhedruck mit dem Ruhedruck-

beiwert $K_0 = 0,4$ betrug 1,3 - 1,9. Im Laufe der Jahre nahm das Verhältnis von gemessenem zu errechnetem Erddruck zu und erreichte seinen Maximalwert bei 3,1 (Schleuse (2) im sechsten Betriebsjahr).

5. Der Erddruck zeichnet sich durch eine große Ungleichmäßigkeit von einem Meßpunkt zum anderen aus. Deshalb müssen bei Baustellenuntersuchungen möglichst viele Meßinstrumente eingebaut oder die Abmessungen der Erddruckgeber vergrößert werden [5].
6. Bei der Untersuchung des Spannungszustands der Wände müßte gleichzeitig mit der Normalkomponente des Erddrucks auch die Tangentialkomponente gemessen werden. Um einen umfassenden Eindruck vom physikalischen Zustandekommen des Erddrucks zu gewinnen, müssen die Erddruckmessungen mit umfassenden Beobachtungen der Verformungen von Wänden und Hinterfüllung verbunden werden.

L I T E R A T U R

1. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Подпорные стенки. ТУ-16-51, Госэнергоиздат, 1952.
 Techničeskie uslovija i normy proektirovanija gidrotehničeskich sooruzenij. Podpornye stenki. TU-16-51. Moskva-Leningrad: Gosudarstvennoe naučno-techničeskoe ėnergetičeskoe izdatel'stvo, 1952.
 (Technische Vorschriften und Normen zur Planung von Wasserbauanlagen. Stützwände. TU-16-51)
2. А. А. Угинчус и В. П. Бомбчинский, Контрольно-измерительная аппаратура гидротехнических сооружений, Госиздат по строительству и архитектуре, 1954.
 Uginčus, A. A., Bombčinskij, V. P.: Kontrol'no-izmeritel'naja apparatura gidrotehničeskich sooruzenij. Moskva: Gosudarstvennoe izdatel'stvo po stroitel'stvu i architekture, 1954.
 (Die Kontroll- und Meßapparatur von Wasserbauanlagen)

3. К. Финк и Х. Рорбах, Измерение напряжений и деформаций (перевод с немецкого), Машстройиздат, 1961.
 Fink, K. i Rorbach, Ch.: Izmerenie naprjaženij i deformacij (perevod s nemeckogo). Moskva: Gosudarstvennoe naučno-techničeskoe izdatel'stvo mašinostroitel'noj literatury, 1961.
 Russische Übersetzung von: Handbuch der Spannungs- und Dehnungsmessung. Hrsg. und bearb. von Kurt Fink und Christof Rohrbach. Düsseldorf: VDI-Verlag, 1958.
4. А. И. Царев и А. И. Фельдман, Надежность струнных мембранных датчиков для измерения давления грунта на сооружения в натурных исследованиях, «Гидротехническое строительство», 1964, № 4.
 Carev, A.I., Fel'dman, A.I.: Nadežnost' strunnych membran-nych datčikov dlja izmerenija davlenija grunta na sooruzenie v naturnych issledovanijach. In: Gidrotehničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1965, Nr 4, S. 34 - 36.
 (Die Zuverlässigkeit von Saiten-Membran-Gebenn zur Messung des Erddrucks auf Gebäude bei Baustellenuntersuchungen)
5. А. И. Царев, Способ измерения осредненных напряжений в контакте сооружения с нескальным грунтом, «Бюллетень изобретений», 1960, № 22, и Труды Гидропроекта, сб. II, М., 1964.
 Carev, A.I.: Sposob izmerenija osrednennyh naprjaženij v kontakte sooruzenija s neskalk'nym gruntom. In: Bjulleten' izobretenij. Moskva, 1960, Nr 22, S. 45 (Klass 42k, 28. Nr 1333649 (657036/29 ot 29 fevralja 1960)). Deutsche Übersetzung, Universitätsbibliothek Stuttgart - 4.6.1976:
 Ein Verfahren zur Messung der mittleren Spannungen eines Bauwerks, das sich in Kontakt mit nicht felsigem Grund befindet.
 Carev, A.I.: Sposob izmerenija osrednennyh naprjaženij v kontakte sooruzenija s neskalk'nym gruntom. In: Trudy GIDROPROEKTA. Moskva, 11 (1954), S. 179 - 183.
 (Ein Verfahren zur Messung der mittleren Spannungen eines Bauwerks, das sich in Kontakt mit nicht felsigem Grund befindet)
6. С. Я. Эйдельман, Натурные исследования нормальных напряжений в подошве бетонных гидротехнических сооружений Кавказского и Новосибирского гидроузлов, Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. III, Госэнергоиздат, 1962.
 Ejdell'man, S.Ja.: Naturnye issledovanija normal'nych naprjaženij v podošve betonnych gidrotehničeskich sooruzenij Kachovskogo i Novosibirskogo gidrouzlov. In: Trudy koordinacionnyh soveščanij po gidrotehnikе. Vsesojuznyj naučno-issledovatel'skij institut gidrotehniky imeni B.E. Vedeneeva (VNIIG). Leningrad, 3 (1962), (Baustellenuntersuchungen über die Normalspannungen in der Sohle der betonierten Wasserbauwerke der Wasserbaukomplexe von Kachovo und Novosibirsk)

Sinjavskaia, V.M., Pavlova, A.E. (Dipl.-Ing.)

ERGEBNISSE DER BAUSTELLEN-UNTERSUCHUNGEN ÜBER DAS VERHALTEN DER
KAMMERWAND DER WOLGGRADER SCHLEUSE

In: Trudy GIDROPROEKTA. Moskva: 24 (1972) S. 214 - 225.

Russ.: РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ СТЕНКИ
КАМЕРЫ ВОЛГОГРАДСКОГО ШЛЮЗА
Rezul'taty naturnych issledovanij raboty stenki
kamery Volgogradskogo šljuza

Baustellen-Untersuchungen an Wasserbaukomplexen, darunter an Schiffsanlagensanlagen, finden immer mehr Aufmerksamkeit. Derartige Untersuchungen ermöglichen es, tatsächliche Angaben über das Verhalten von Anlagen und ihren Bauteilen zu erzielen. Insbesondere konnte durch solche Baustellenuntersuchungen an mehreren Schleusen festgestellt werden, daß der tatsächliche Erddruck der Hinterfüllung auf die Schleusenwände den nach der Theorie von Coulomb errechneten Druck beträchtlich übersteigt.

In der vorliegenden Arbeit werden die Ergebnisse von Baustellenuntersuchungen zum statischen Verhalten der Kammerwände der Wolgograder (Dock-)Schleuse in den letzten neun Jahren mitgeteilt, die teilweise, je nach dem Stand der Vervollständigung, bei der Aufstellung neuer Planungsnormen (SN-303-65¹⁾) verwendet wurden und auch für ihre weitere Verbesserung von Nutzen sein können.

Die Wolgograder Schleuse ist eine gekoppelte Zwillingschleuse. Die Druckhöhe auf die mittleren Schleusenhäupter beträgt 27,0 m. Die Kammer der Schleuse hatte in der Bauzeit vorübergehend eine geteilte Sohle und Balken zum Vorspannen der Bewehrung der Decke über den Längskanälen in der Sohle und zum Verpressen der Betonsohle (nach einem Vorschlag von Prof.A.Z.Basevič) [1].

1) S[troitel'nye]N[ormy]=Baunormen-303-65. - Anmerkung des Übersetzers.

Die Bewehrung der Kammer wurde durch Träger und Rundstahlbündel (Durchmesser bis 70 mm) ausgeführt. Die freie Höhe der Kammerwände beträgt 20,5 m. Das Neigungsverhältnis der Stirnflächen beträgt 100:1, der Rückflächen 4:1. Sohle und Wände sind aus Beton der Güte 200-250 ausgeführt.

Die oberen Schleusenammern liegen auf holozänen Ablagerungen, die aus einer ziemlich dicken Schicht (im Durchschnitt nicht unter 20 m) von feinkörnigem Quarzsand besteht. Dieser Sand enthält in 10 m Tiefe unter der Schleusensohle linsenförmige Gerölllagen oder Sandschichten verschiedener Körnung, die mit Kies und Schotter angereichert sind. Die Sandschicht wird in einer Tiefe von 16 bis 34 m von dichten Tonschichten der Maikop-Folge mit einer Mächtigkeit von 40 bis 58 m unterlagert.

Die Kammer wurde mit feinkörnigem Sand hinterfüllt. Die Hinterfüllung der untersuchten Wand von der Schleusensohle wurde bis in 12,5 m Höhe im Trockenverfahren durchgeführt und der Sand mit Rüttelwalzen verdichtet. Darüber wurde aufgespült bis auf einen Keil von 8 m Höhe, der sich im oberen Teil unmittelbar an die Wand anschließt. Dieser wurde ebenfalls im Trockenverfahren aufgeschüttet (Abb. 1). Nach den Ergebnissen von 42 Proben, die bei der Errichtung an den Grenzen der untersuchten Abschnitte entnommen wurden, beträgt die mittlere Wichte des feuchten Bodens $1,74 \text{ Mp/m}^3$, die Trockenwichte $1,58 \text{ Mp/m}^3$.

Näheres über die Konstruktion der Kammern und ihr Herstellungsverfahren ist im technischen Bericht über Planung und Bau des 22. KPdSU-Kongreß-Kraftwerkes beschrieben [7].

In jedem Winter wird die obere Kammer völlig geleert, um die im Betrieb unter Wasser befindlichen Teile zu überprüfen und die laufenden Instandsetzungsarbeiten durchzuführen. Während der Schiffsfahrtszeit ist die Kammer die meiste Zeit bis zum Oberwasserpegel (OW) gefüllt, und wenn Schiffe passieren wollen, wird aus der oberen in die untere Kammer oder umgekehrt Wasser abgelassen, bis sich die Wasserstände in den beiden Kammern angleichen. Außerdem wird ungefähr einmal im Monat die Kammer für 2 - 3 Stunden zur prophylaktischen Überprüfung geleert. Deshalb wird im folgenden Text die Kammer als "trocken", "voll" und auf "Unterwasser" bezeichnet.

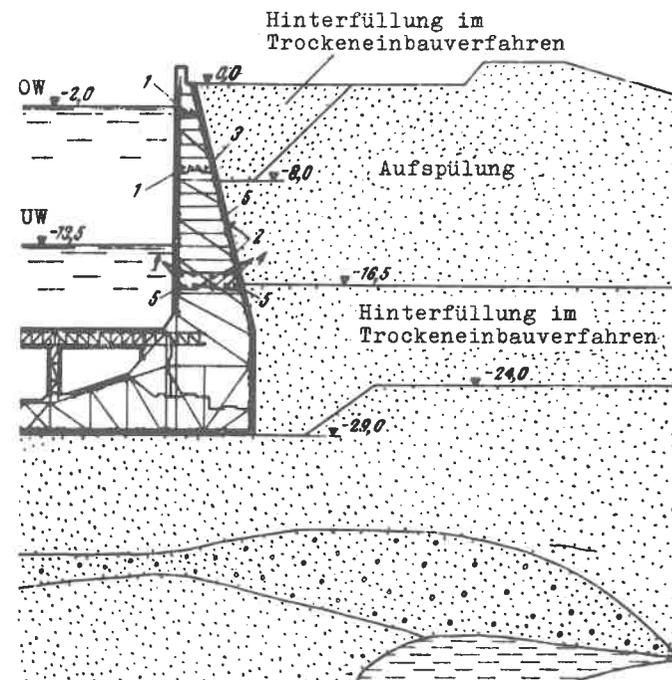


Abb. 1. Anordnung der Meßwertaufnehmer, Bewehrung der Wände und der Sohle, Hinterfüllung:

1 - Thermometer-Meßstellen; 2 - Erddruck-Meßdose;
3 - Schubmeßdose; 4 - Distanz-Spaltmesser und Piezometer; 5 - Bewehrungsdynamometer.

MESSWERTAUFNEHMER

In einem Wandabschnitt der oberen linken Kammer wurde eine Veruchssteuerung eingebaut, mit der die gesamten Untersuchungen durchgeführt wurden (siehe Abb. 1).

Die Temperatur des Betons wurde in der Mauer mit Widerstandsthermometern gemessen. Um den Erddruck zu messen, wurden 6 Gruppen (3 Geber je Gruppe) von Saiten-Membran-Dynamometern angebracht. In einer Tiefe von 6,5 m wurde eine Schubmeßdose, wie sie von P.N. Petrašen (Ing.) und A.I. Carev (Kand.d.techn.Wiss.) konstruiert wurde, eingebaut: sie besteht aus 11 Dynamometern,

um die Normal- und die Schubspannungen zu messen. Um die Betonierfugenbewegung zu untersuchen, wurden in der Fuge in einer Tiefe von 17 m unter dem Wandkopf 9 Distanz-Spaltmesser und 5 Piezometer zur Messung des Wasserdrucks in der Fuge angebracht.

Um die Spannungen in der Bewehrung in der Fugenebene und im Betonblock zu vergleichen, wurde in der Mitte des Blocks über der Fuge von der Rückseite her noch 1 Dynamometer angebracht. Alle beschriebenen Fernmeßgeräte wurden im Wissenschaftlichen Forschungsinstitut von Gidroproekt ¹⁾ angefertigt.

Die Verschiebung der Kronenoberkante wurde aus den Änderungen der Kammerbreite mit Hilfe eines Invar-Drahtes, der konstant mit einer Last von 10 kg gespannt wurde, festgestellt.

BETONTEMPERATUR

Die Messungen der Temperatur wurden je nach Fertigungsstand der Wände begonnen. Die Höchsttemperatur im Beton betrug infolge der Wärmeabgabe 45°C bei einer Lufttemperatur von 21° . Die Temperaturgefälle des Betons sind je nach Wanddicke ziemlich groß und betragen (in 17,0 m Tiefe) bei einer Dicke von 5,6 m im Winter maximal 22° und im Sommer 14°C . Die Temperaturgradienten sind im selben Wanddickenabschnitt im Winter ($t_{\text{vorne}} < t_{\text{hinten}}$) gleich $3 - 4^{\circ}$ und im Sommer ($t_{\text{vorne}} > t_{\text{hinten}}$) etwa 2°C pro laufenden Meter. Eine zeitliche Veränderung der Temperaturgradienten ist in Abb. 2b angeführt.

VERFORMUNGEN

Infolge der Vorzeichenänderung der Temperaturgradienten verformen sich die Wände im Winter zur Kammerseite hin und im Sommer zur Hinterfüllung. Außerdem wird die Lage der Wand dadurch bestimmt, bis zu welcher Höhe die Kammer mit Wasser gefüllt ist

1) Verwaltung für Projektierung, Erforschung und Untersuchung beim Bau wasserbaulicher Anlagen im Ministerium für Kraftwerke der UdSSR - Anm.d.Übersetzers.

(hydrostatischer Druck auf die Wände und Belastung der Sohle, das Biegung hervorruft), wie auch durch die Temperaturverformungen der Sohle. In Abb. 2f ist die Verschiebung der Mauerkrone dargestellt.

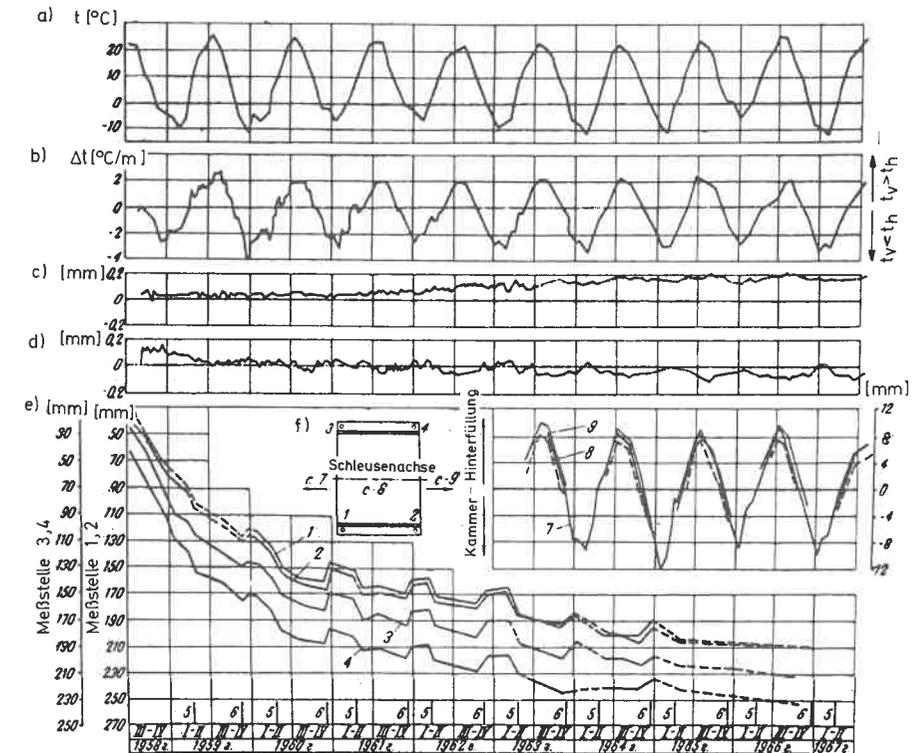


Abb. 2. Verformungen der Kammerwand:

a - durchschnittliche monatliche Lufttemperatur; b - Temperaturgradienten; c - Öffnung der Betonierfuge an der Rückseite der Wand; d - Öffnung der Betonierfuge an der Vorderseite der Wand; e - Setzung der Wand (1, 2 - rechts, 3, 4 - links); f - Verschiebung der Wandkrone; 5 - Kammerfüllung im Winter; 6 - Kammerleerung im Herbst; 7 - bei trockener Kammer; 8 - bei Kammer auf Unterwasser; 9 - bei voller Kammer.

Für die Nullmessung muß die Stellung der Wand am 15. April 1964 (bei leerer Kammer) angenommen werden, die zeitlich mit den mittleren Lufttemperaturschwankungen übereinstimmen. Diese Stellung konnte im April und November beobachtet werden, wenn die Schifffahrt gewöhnlich beginnt oder endet.

Die größten Verschiebungen der Wandkrone zur Kammer hin wurden im Januar und Februar registriert; sie betragen 9 - 13 mm. Die größten Verschiebungen gegen die Hinterfüllung wurden jährlich im Juli registriert und betragen 9 - 10 mm. Die größte jährliche Bewegungsamplitude der Wandkrone ist gleich 22 mm.

Die Verschiebung der Wandkrone bei Schleusungen ist gleich 1,2 - 2,5 mm, wobei zu Beginn der Schifffahrt (April, Mai) die Abweichungen der Wand bei Schleusungen 1,2 - 1,8 mm, und am Ende der Schifffahrtszeit (November, Dezember) 2,0 - 2,5 mm betragen. Der Verlauf der Wandverformung während der Senkung des Wasserspiegels in der Kammer ist von Interesse. Zu Beginn des Wasserablassens aus der Kammer und folglich bei anfänglicher Verringerung des hydrostatischen Drucks verlagert sich die Wandkrone zur Kammer hin, doch wenn das Wasser um ungefähr 6,0 - 8,0 m abgelaassen worden ist, bzw. auf ein Drittel vom Totalgefälle, dann zeigt sich eine wesentliche, durch die elastischen Verformungen des Untergrunds bedingte Verbiegung der Sohle, wobei sich die Verschiebungsrichtung der Wand ändert und sich die Wand auf die Hinterfüllungsseite zu bewegt. So ändert die Wand während eines Schleusungszyklus zweimal die Bewegungsrichtung. In jeder Schifffahrtsperiode führt die Wand also ungefähr fünftausend Bewegungen in Kammerrichtung aus und ebensoviele zur Hinterfüllung hin. Diese Bewegungen, die durch die Schleusungen bedingt sind, kommen noch zu dem allgemeinen Verlauf der jahreszeitlichen Bewegungen der Wände hinzu.

Die Setzung der Schleuse betrug am Ende der Rohbauarbeiten 130 mm. Intensiv war die Setzung bis 1962; bis dahin erreichte sie 210 mm.

Wenn im Winter die Schleuse geleert wurde, beobachtet man jährlich eine Hebung von 10 - 11 mm (siehe Abb. 2e). Wenn die Kammer im Frühjahr gefüllt wird, nimmt die Setzung um 10 - 15 mm zu. Eine Zunahme der Setzung um 3 - 6 mm wird erreicht,

wenn die Kammer vom Unterwasser- bis zum Oberwasserstand während der Schleusungen gefüllt wird.

Nach den Meßdaten kann man die Verformungen der Betonierfugen während der Jahreszeiten verfolgen (siehe Abb. 2c,d). Seit 1963 macht sich eine jahreszeitliche (Sommer) Vergrößerung der Spaltöffnung an der Rückseite und eine größere Stauchung des Betons an der Stirnseite bemerkbar. Seither nimmt die Spaltbreite von der Rückseite her nicht mehr zu. Das größte gemessene Klaffen betrug 0,2 mm bei einer Meßgenauigkeit von 0,1 mm; deshalb ist es auch nicht möglich, die Öffnungsbreite quantitativ zu beurteilen. Der Wasserdruck im Blockspalt wurde in einem Grundwasserpegel hinter der Wand gemessen. Gegenüber diesem letzteren war der piezometrische Wasserdruck im Spalt während der Schifffahrtszeit um 2 - 3 m höher und im Winter, wenn die Kammer leergepumpt war, um einige Meter niedriger (Abb. 3). Es muß noch hinzugefügt werden, daß das der Stirnseite nächste Piezometer im Winter in vielen Fällen sehr hohe piezometrische Stände anzeigte, die sogar größer als die Oberwasserstände waren. Diese Meßwerte hingen wahrscheinlich mit dem Gefrieren des Wassers in dem instrumentierten Abschnitt zusammen.

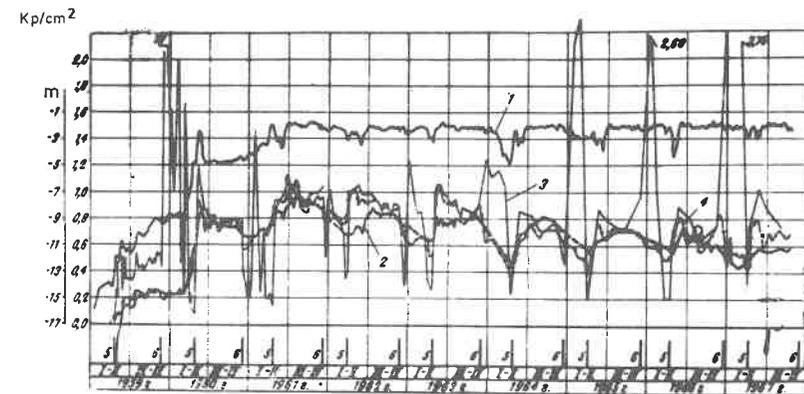


Abb. 3. Wasserdruck im Blockspalt (Während der Schifffahrtszeit bei voller Kammer, in den Wintermonaten bei trockener Kammer):

1 - Oberwasserstand; 2 - Grundwasserspiegel; 3 - Druck im Spalt an der Stirnseite; 4 - Druck im Spalt an der Rückseite; 5 - Füllung der Kammer im Frühjahr; 6 - Leeren der Kammer im Herbst.

ERDDRUCK

Im Unterschied zu früheren Veröffentlichungen ([6],[7]) werden der Normaldruck der Hinterfüllung, das von ihm erzeugte Moment und die Reibungskraft in der vorliegenden Arbeit nicht auf die ganze Wandhöhe zurückgeführt, sondern von der Wandkrone bis zum untersuchten Blockspalt in einer Tiefe von 17,0 m (siehe die Figur in Abb. 5 über der 17 m-Marke). Nach der Art der Veränderungen des Erddrucks ¹⁾ während der 9-jährigen Beobachtungszeit kann man drei Abschnitte unterscheiden (Abb. 4b).

In der ersten Phase (1959 - 1962) wurde eine intensive Zunahme des Normaldrucks festgestellt: von 180 Mp/m im Sommer 1959 bis 330 Mp/m im Sommer 1962.

Die Zunahme des Erddrucks hängt wahrscheinlich mit der Veränderung der Lagerungsdichte der Hinterfüllung durch die Bewegungen der Wände und die sich ändernden Belastungen bei den Schleusungen zusammen.

Nach den Angaben der Baustelle erfolgte die Setzung des Untergrunds hauptsächlich bis zum Einbetonieren des Spannkabels und hatte wahrscheinlich keinen großen Einfluß auf die Veränderung des Erddrucks.

In der zweiten Phase (1963 - 1965) wurde eine gewisse Erddruckstabilisierung festgestellt. Veränderungen des Erddrucks hatten hauptsächlich jahreszeitlichen Charakter. Die größten Erddrücke betragen in der Sommerzeit 330 - 365 Mp, die geringsten in den Wintermonaten 225 - 237 Mp. So war der Erddruck im Sommer ungefähr 1,5-mal größer als im Winter.

In der dritten Phase (1966 - 1967) wurde eine beträchtliche Erddruckzunahme in den Wintermonaten festgestellt und nur eine unwesentliche Steigerung im Sommer. Diese war dennoch merklich, wenn man sie mit den Erddrücken im Sommer der zweiten Phase vergleicht. Der Erddruck stieg im Winter 1966/67 auf 283 Mp. Der maximale Erddruck im Sommer betrug 373 Mp, d.h. er war 1,3-mal größer als der Erddruck im Winter.

1) Alle Angaben sind bezogen auf 1 laufenden Wandmeter.

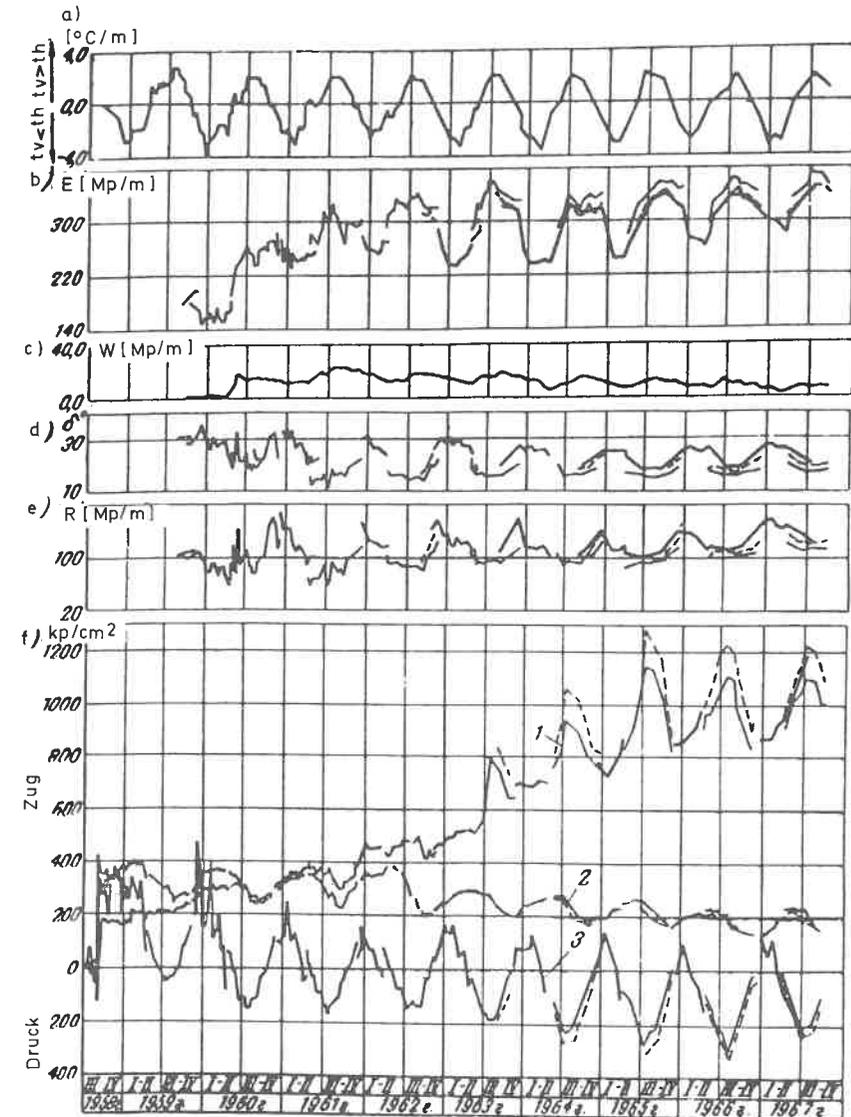


Abb. 4. Zeitliche Veränderung des Erddrucks, der Reibungskraft und Spannung in der Wandbewehrung: a - Temperaturgradient; b - Normaldruck der Hinterfüllung; c - Grundwasserdruck; d - Wandreibungswinkel; e - Gesamtwandreibungskraft; f - Spannungen in der Bewehrung (1 - in der Betonierfuge an der Rückseite; 2 - im Block an der Rückseite; 3 - in der Betonierfuge an der Stirnseite): — volle Kammer, ... Kammer auf UW, — trockene Kammer.

Die jahreszeitlichen Änderungen des Erddrucks wurden über alle Meßjahre hinweg festgestellt (siehe Abb. 4b). Der Bereich der jahreszeitlichen Erddruckänderungen war in den verschiedenen Phasen unterschiedlich. In der 1. und 2. Phase betragen die jahreszeitlichen Erddruckänderungen 100 - 130 Mp, in der 3. Phase verringerte sich der Bereich der jahreszeitlichen Erddruckänderungen auf 80 - 90 Mp infolge der im Winter angestiegenen Erddrücke.

Die gemessenen Erddrücke und die davon herrührenden Momente während einer Beobachtungszeit von 5 Jahren sind in Tabelle 1 im Vergleich zu den errechneten Werten dargestellt. Es werden die Extremwerte angegeben, die im Winter der leeren Kammer und im Sommer der vollen entsprechen.

Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß der gemessene Erddruck beträchtlich über dem errechneten liegt.

Tab. 1. Gemessener Normaldruck auf die Wand und errechneter Ruhe-
druck mit $K_0 = 0,45$ und die zugehörigen Momente¹⁾

Werte	1964		1965		1966		1967	
	16.1.	16.7.	23.2.	14.9.	18.3.	2.8.	16.3.	13.7.
Gemessener Erddruck, [Mp/m]	229	331	237	355	262	363	283	373
Errechneter Erddruck, [Mp/m]	115	115	120	115	116	118	121	120
Verhältnis von gemessenem zu errechnetem Erddruck	2,0	2,9	2,0	3,1	2,2	3,1	2,3	3,1
Moment vom gemessenen Druck, [Mpm/m]	1159	2023	1143	2209	1375	2228	1347	2257
Moment vom errechneten Erddruck, [Mpm/m]	603	603	622	603	612	613	623	617
Verhältnis von gemessenem zu errechnetem Moment	1,9	3,4	1,8	3,6	2,2	3,5	2,2	3,7

1) Errechnete Momente aus rechnerischen und gemessenen Erddrücken ohne Berücksichtigung der Reibungskräfte.

Wenn sich die Wand zur Hinterfüllung hin bewegt, was durch die Temperatureinwirkung und das Füllen der Kammer während der Schifffahrtszeit bedingt ist, entsteht ein Gegendruck des Bodens. Infolgedessen ist der gemessene Normaldruck des Bodens auf die Wand um etwas mehr als das 3fache größer als der errechnete, und das vom gemessenen Druck ausgehende Moment übersteigt das errechnete beinahe um das 4-fache.

Die Größe des errechneten Erddrucks, wie in der Tabelle angegeben, wurde bestimmt nach der Formel

$$E = \frac{1}{2} e_1 h_1 + \frac{1}{2} \cdot (e_1 + e_2) h_2$$

Dabei wurde der Erddruck e_1 oberhalb des Grundwasserspiegels und der Erddruck e_2 unter dem Grundwasserspiegel nach den Formeln

$$e_1 = \frac{K \gamma_1 h_1 \cos \delta}{\cos(\alpha + \varphi)}$$

$$e_2 = \frac{K (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \cos \delta}{\cos(\alpha + \delta)}$$

berechnet mit

- K - Erddruckbeiwert;
- h_1 ; γ_1 - Höhe und Wichte des feuchten Bodens;
- h_2 ; γ_2 - Höhe und Wichte des Bodens unter Auftrieb;
- α - Neigungswinkel der Wandfläche gegen die Vertikale;
- δ - Wandreibungswinkel.

Alle Momente beziehen sich auf die Mitte des Wandquerschnitts an der 17,0 m-Marke.

Die im Winter gemessenen Erddrücke sind um mehr als das Zweifache größer als die errechneten. Um das gleiche Maß größer ist auch das vom gemessenen Erddruck im Winter erzeugte Moment gegenüber dem errechneten.

Wenn die Wandreibung berücksichtigt wird, verringert sich der Wert des Moments nach den Angaben für 1966 - 1967 um 300 - 400 Mpm.

Infolge von Änderungen des Wasserstands in der Kammer bei Schleu-
sungen ändert sich der Erddruck unmerklich, im ganzen um 10 -
15 Mp, was 4 bis 8 % des Gesamterddrucks entspricht.

Die Verteilung des Erddrucks über die Wandhöhe wird für die ver-
schiedenen Stadien durch Erddruckfiguren dargestellt (Abb. 5).
Der größte Erddruckwert wurde in einer Tiefe von 2/3 der Wand-
höhe festgestellt, begleitet von einem steilen Druckabfall im
unteren Wandabschnitt, was wahrscheinlich mit einer Gewölbebil-
dung im Boden zusammenhängt.

Der Angriffspunkt der Resultierenden des Normaldrucks lag in den
Sommermonaten höher als in den Winterzeiten, was auch andere Au-
toren feststellten [6], und zwar - nach den Daten vom 1965 bis
1967 - um 1,3 bis 1,4 m.

WANDREIBUNG

Der Wandreibungswinkel wurde aus den Meßwerten der Schubmeßdose
als Verhältnis von Tangentialkraft zu Normalkraft bestimmt. Die
Tangentialkomponente des Gesamterddrucks nahm, wie die Meßgeräte
anzeigten, kontinuierlich während der ersten drei Beobachtungs-
jahre zu, als der Normaldruck relativ schnell anstieg. In den
folgenden Jahren veränderte sich die Tangentialkomponente kaum;
sie schwankte innerhalb 0,4 - 0,5 kp/cm² bei fortgesetzten ziem-
lich starken Schwankungen der Normaldruckkomponente von Winter-
zu Sommer [9].

Wegen der geringen Änderungen der Tangentialkomponente traten
die Schwankungen im errechneten Wandreibungswinkel als Folge der
Schwankungen der Normalkomponente auf. Wenn die Normaldruckgröße
anstieg, nahm der Wandreibungswinkel ab, wobei er innerhalb
15 - 30° schwankte (siehe Abb. 4d). Wenn man annimmt, daß die
Reibungskräfte im Regelfall proportional zum Normaldruck in der
untersuchten Höhe sind, dann kann man den auf die Wand einwir-
kenden Gesamttangentialdruck nach der Beziehung

$$T = \frac{t}{p} \cdot P$$

errechnen,

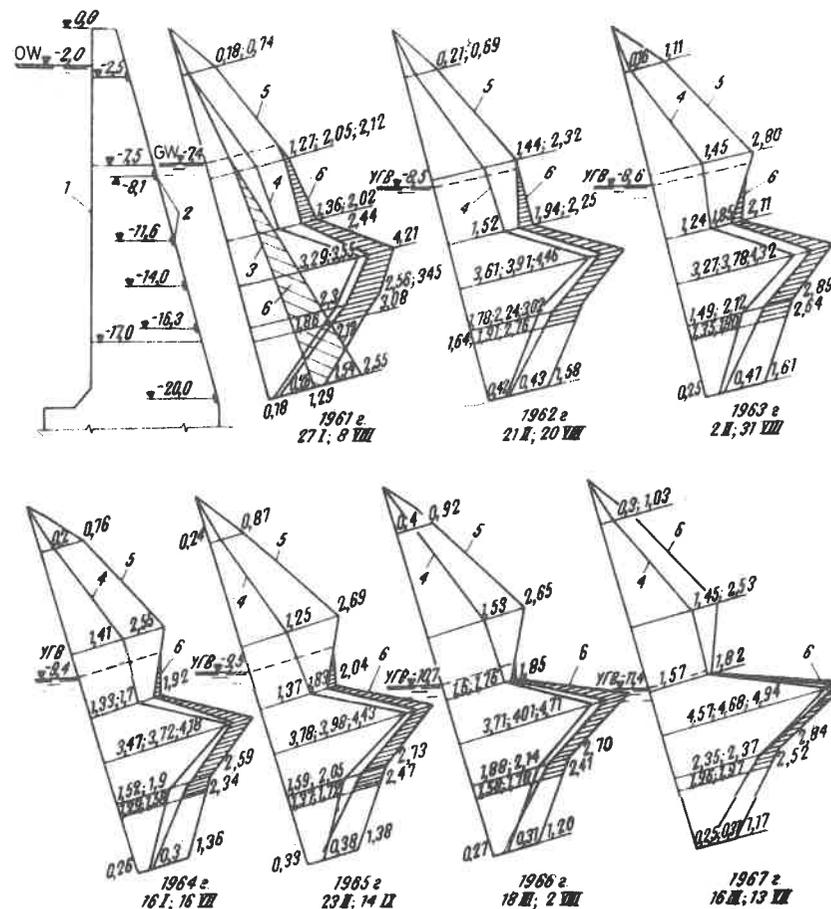


Abb. 5. Zeitliche Veränderung der Erddruckfiguren:

1 - Wandquerschnitt; 2 - Erddruck-Dynamometer;
3 - errechnete Erddruckfigur mit $K_0 = 0,45$;
4 - Verlauf des minimalen Normaldrucks in den
Wintermonaten bei leerer Kammer; 5 - Verlauf
des maximalen Normaldrucks in den Sommermonaten
bei voller Kammer; 6 - Verlauf des Grundwasser-
drucks (gestrichelt).

mit t und p - die auf die Schubdosenplatte wirkenden Kräfte;
 P - die auf die gesamte Wand einwirkende Normalkomponente der Erddruckkraft.

Wenn wir das Verhältnis t/p als Neigungswinkel der Resultierenden über die ganze Wandhöhe nehmen und folglich als Wandreibungswinkel bezeichnen, erhalten wir $T = P \tan \delta$

Berechnungen, die nach dem besagten Verfahren durchgeführt wurden, zeigten, daß die Größe der Tangentialkraft, die auf die Wand wirkte und die Standsicherheit erhöhte, nach den Angaben für 1962 - 1968 innerhalb 100 - 150 Mp schwanken kann. Der Mittelwert ist etwa 125 Mp (siehe Abb. 4e).

SPANNUNGEN IN DER BEWEHRUNG

Sowohl in der Bewehrung des Blockspalts an der Stirnseite und der Rückseite wie auch in der Bewehrung des Blocks wurden anfänglich, als der Block betonierte wurde, wegen der durch die exothermen Reaktion hervorgerufenen hohen Temperaturen Druckspannungen von jeweils 130, 130 und 40 kp/cm^2 registriert. Je nach Abkühlung beim Erhärten gingen sie in Zugspannungen über und erreichten in der Bewehrung des Spalts an der Stirnseite 300 - 350 kp/cm^2 , an der Rückseite 200 kp/cm^2 und in der Blockbewehrung 400 kp/cm^2 . Leider wurden die Messungen der Spannungen in der Blockbewehrung nur mit einem Meßgerät durchgeführt. Im weiteren Verlauf traten in der Bewehrung der Rückseite nur Zugspannungen auf, in der Stirnseitenbewehrung in den Wintermonaten Zugspannungen und in den Sommermonaten Druckspannungen.

Während der gesamten Beobachtungszeit wurde eine Spannungszunahme in der Blockspaltbewehrung beobachtet: der Zugspannungen in der Rückseite und der Druckspannungen in der Stirnseite. Veränderungen der Spannungen innerhalb eines Jahresablaufs haben stark jahreszeitlichen Charakter (siehe Abb. 4).

Es muß noch erwähnt werden, daß die hier genannten Werte für die Zugspannungen in der Spaltbewehrung an der Rückseite Mittelwerte über die Arbeitsbreite des Meßinstruments darstellen, die 50 cm beträgt.

Die tatsächlichen Spannungswerte in der Bewehrung in der Spaltenebene waren höher, was bei Beurteilung der Meßdaten berücksichtigt werden muß.

Während der neunjährigen Baustellen-Untersuchungen konnte man nach den Veränderungen der Spannungen in der Wand drei Abschnitte feststellen (siehe Abb. 4).

Im ersten Abschnitt, von 1959 bis 1962, war der Verlauf der Spannungszunahme flach. In der Bewehrung der Rückseite (im Blockspalt) stiegen die Spannungen von 200 kp/cm^2 im Jahr 1959 auf 500 kp/cm^2 im Jahr 1962. Der Bereich der jahreszeitlichen Spannungsschwankungen betrug in dieser Zeit 100 kp/cm^2 . Die Spannungen in der Stirnflächenbewehrung sind in diesem Abschnitt durch eine Zunahme der Zugspannungen und den Übergang in Druckspannungen in den Sommerperioden charakterisiert. In der Blockbewehrung waren die Spannungen im Sommer höher als im Spalt; sie betragen 350 - 400 kp/cm^2 , ein zeitlicher Anstieg konnte jedoch nicht festgestellt werden. In diesem Abschnitt lag, wie bereits erwähnt, der große Anstieg des Erddrucks. Eine Öffnung des Blockspalts wurde mit den Meßinstrumenten nicht gemessen.

Für den zweiten Abschnitt, von 1963 bis 1965, ist ein steiler Anstieg der Spannungen in der Spaltbewehrung in der Rückseite charakteristisch: von 520 kp/cm^2 im Jahr 1963 auf 1140 kp/cm^2 im Jahr 1965, bei voller Kammer und bis auf 1277 kp/cm^2 bei Kammer auf UW. Der Bereich der jahreszeitlichen Spannungsschwankungen stieg in diesem Abschnitt auf 450 kp/cm^2 an. Das große Ansteigen der Zugspannungen in der Spaltbewehrung an der Rückseite wurde im zweiten Abschnitt von einer merklichen Zunahme der Druckspannungen in der Stirnflächenbewehrung bis 300 kp/cm^2 im Jahr 1965 begleitet. Dabei nahmen die Spannungen in der Blockbewehrung nicht zu, sondern von 390 kp/cm^2 im Jahr 1962 auf 270 kp/cm^2 im Jahr 1965 ab. Wie bereits erwähnt, erreichte der Erddruck im zweiten Abschnitt einen hohen Wert: 360 Mp/m im Jahr 1963, und nahm in diesem Zeitabschnitt dann nicht mehr zu, sondern zeigte nur Schwankungen mit der Jahreszeit. Ein so großer Erddruck ist durch die Temperaturverformung der Wand bedingt; sie rief einen beträchtlichen Anstieg der Spannungen in der Bewehrung der Wandrückfläche hervor, die von einer breiter werdenden Öffnung des

Blockspalts von der Rückseite her und einer Stauchung des Betons an der Stirnfläche begleitet wurde.

Im dritten Abschnitt, von 1966 bis 1967, wurde eine gewisse Stabilisierung der größten Bewehrungsspannungen im Sommer an der Rückseite festgestellt, die nicht mehr über 1230 kp/cm^2 hinausgingen. Die Spannungen in der Bewehrung während der Winterzeit stiegen jedoch weiter etwas an. Gleichzeitig beobachtete man im Winter auch einen Anstieg des Erddrucks, wie schon bemerkt, und ebenfalls jahreszeitliches Öffnen des Blockspalts (Betonierfuge). Der Bereich der jahreszeitlichen Spannungsschwankungen betrug im dritten Abschnitt in der Spaltbewehrung ungefähr 400 kp/cm^2 .

Wenn die Kammer vom Oberwasserstand auf 11 - 12 m geleert wird, ruft dies in der Spaltbewehrung an der Rückseite eine Zunahme der Zugspannungen um $100 - 130 \text{ kp/cm}^2$ hervor und in der Bewehrung der Stirnfläche eine Zunahme der Druckspannungen bis 50 kp/cm^2 .

ERGEBNISSE

1. Den ganzen, innerhalb von 9 Jahren erfolgten Verlauf der Verformungen der Schleusenwand, der Änderung des Erddrucks und des Spannungszustands der Wände kann man in drei charakteristische Phasen gliedern.

Erste Phase (1959 - 1962)

Es erfolgt eine starke Erddruckzunahme bei beträchtlichen jahreszeitlichen Schwankungen infolge Verformungen der Wand unter Temperatureinwirkung und Änderung der Belastungen bei den Schleusungen. Die Spannungen in der Bewehrung an der Wandrückseite sind nicht größer als 500 kp/cm^2 .

Zweite Phase (1963 - 1965)

Die Zugspannungen in der Bewehrung der Rückseite steigen stark an (bis 1280 kp/cm^2). Die Druckspannungen auf der Stirnseite nehmen ebenfalls zu. Der Blockspalt auf der Rückseite öffnet sich bis auf 0,2 mm. Der Stahlbeton war im Zustand II.

Der Erddruck stieg insgesamt nicht an und betrug $360 - 365 \text{ Mp/m}$.

Dritte Phase (1966 - 1967)

Der Erddruck nahm im Winter zu. Der Unterschied zwischen Sommer- und Winterdruck betrug $80 - 90 \text{ Mp}$ gegenüber 130 Mp in der zweiten Phase. Die Spannungen in der Bewehrung und die Öffnungen des Blockspalts veränderten sich kaum.

2. Die zahlreichen, bei den Schleusungen verursachten Verformungen der Wände führten zu einer stetigen Zunahme des Erddrucks, der um das 3,1-fache im Sommer und das 2,3-fache im Winter größer war als der Erddruck nach Coulomb. Dies zeigt die Unvollkommenheit der gegenwärtigen* Berechnungsmethoden zur Ermittlung des Erddrucks auf die Kammerwände und die Notwendigkeit, sie zu berichtigen.
3. Dadurch, daß die Verformungen der Wand und die Änderungen des Erddrucks weitergehen und die Spannungen in der Bewehrung einen beträchtlichen Wert erreichten, ist es notwendig, die Baustellenuntersuchungen fortzusetzen.

Es muß auch eine detaillierte rechnerische Analyse auf der Grundlage der durch Baustellenmessungen gewonnenen Daten durchgeführt werden.

4. Die neunjährige Baustellenbeobachtungszeit zeigte, wie zuverlässig die Methode der Messung mit schwingenden Saiten ist. Von den 46 eingesetzten Dynamometern fielen nur 4 aus, die übrigen liefern zuverlässige Anzeigen.
5. Bei Ausführung ähnlicher Untersuchungen an anderen Bauwerken erweist es sich als notwendig, Instrumente zur Bestimmung der Normal- und Tangentialkomponente des Erddrucks in kleineren Abständen und über die ganze Wandhöhe einzusetzen; Beobachtungen über die Verformungen, den Spannungszustand und die Temperatur in der Wandhinterfüllung anzustellen, genauere Beobachtungen der Verformungen und des Spannungszustands der Wände selbst durchzuführen.

* in den 1960-er Jahren

L I T E R A T U R

1. Басевич А. Э., Массивные гидротехнические сооружения с искусственным обжатием бетона, Госиздат, 1957.
Basevič, Akim Zacharovič:
Massivnye gidrotehničeskie sooruzhenija s iskusstvennym obžatijem betona.
Leningrad-Moskva: Gosudarstvennoe izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu i architektуре, 1957.
(Massive Wasserbauten mit künstlicher Druckbeanspruchung des Betons)
2. Указания по проектированию судоходных шлюзов СН 303-65.
Указанија по projektovaniju sudochnych šljuzov
SN 303-65.
Moskva: Izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu, 1966.
(Richtlinien zur Planung von Schiffahrtsschleusen)
siehe S. 59 - 91 dieses Heftes.
3. Бурмистров М. А., Котенков Ю. К., Полевые исследования статической работы камеры шлюза, «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.
Burmistrov, M.A., Kotenkov, Ju.K.: Naturnye issledovanija staticeskoj raboty kamery šljuza.
In: Gidrotehničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1967, Nr 3, S. 33 - 38.
Englische Übersetzung: Field Investigations of the Static Behavior of a Navigation Lock Chamber.
In: Hydrotechnical Construction. New York, 1967, Nr 3, S. 248 - 254.
4. Михайлов А. В., Судоходные шлюзы, изд-во «Транспорт», 1956.
Michajlov, Andrej Vasil'evič:
Sudochnyje šljuzy.
Moskva: Izdatel'stvo "Transport", 1966.
(Schiffahrtsschleusen)
5. Михайлов А. В., О влиянии температурных воздействий на напряженное состояние конструкций докового типа, «Гидротехническое строительство», 1967, № 9.
Michajlov, A.V.: O vlijanii temperaturnych vozdeystvij na naprjažennoe sostojanie konstrukcij dokovogo tipa.
In: Gidrotehničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1967, Nr 9, S. 16 - 20.
Englische Übersetzung: Effect of Temperature Variations on the Stressed State of Dock-Type Structures.
In: Hydrotechnical Construction. New York, 1967, Nr 9, S. 787 - 792.
6. Царев А. И., Фельдман А. Н., Давление песчаных засыпок на стенки доковых конструкций камер судоходного шлюза, «Гидротехническое строительство», 1965, № 9.
Carev, A.I., Fel'dman, A.N.: Davlenie pesčanych zasypok na stenki dokovyh konstrukcij kamer sudochnych šljuzov.
In: Gidrotehničeskoe stroitel'stvo, Moskva, 1965, Nr 9, S. 22 - 26.
Deutsche Übersetzung: Druck sandiger Hinterfüllungen auf die Wände der Kammern von Schiffahrtsschleusen.
siehe S. 1 - 15 dieses Heftes.

7. Технический отчет о проектировании и строительстве Волжской ГЭС им. XXII съезда КПСС, т. 1, изд-во «Энергия», 1965.
Techničeskij očet o projektovanii i stroitel'stve Volžskoj GES imeni XXII s'ezda KPSS, tom 1.
Moskva: Izdatel'stvo "Энергия", 1965.
(Technischer Bericht über Planung und Bau des 22.KPdSU-Kongress-Kraftwerkes an der Wolga, 1. Band)
8. Михайлов А. В., О влиянии температурных воздействий на напряженное состояние конструкций докового типа, «Гидротехническое строительство», 1967, № 9.
Michajlov, A.V.: O vlijanii temperaturnych vozdeystvij na naprjažennoe sostojanie konstrukcij dokovogo tipa.
In: Gidrotehničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1967, Nr 9, S. 16 - 20.
Englische Übersetzung: Effect of Temperature Variations on the Stressed State of Dock-Type Structures.
In: Hydrotechnical Construction. New York, 1967, Nr 9, S. 787 - 792.
9. Царев А. И., Измерение касательных напряжений в контакте сооружения с нескальным грунтом, Труды координационных совещаний по гидротехнике, ВНИИГ, вып. 29, 1966.
Carev, A.I.: Izmerenie kasatel'nych naprjaženij v kontakte sooruzhenija s neskal'nym gruntom.
In: Trudy koordinacionnyh soveščanij po gidrotehнике. Vsesojuznyj naučno-issledovatel'skij institut gidrotehники imeni B.E. Vedeneeva (VNIIG). Leningrad, 29 (1966).
(Messung der Schubspannungen an einem in Kontakt mit nicht felsigem Grund befindlichen Bauwerk)

M i c h a j l o v , A.V. (Doktor der technischen Wissenschaften
und Professor), A v d e e v a , V.I. (Dipl.-Ing.)
Moskauer W.W. Kuibyschew-Institut für Bauingenieure

EINIGE UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE ZUM STATISCHEN VERHALTEN DER
KAMMERN VON SCHIFFFAHRTSSCHLEUSEN

In: Trudy GIDROPROEKTA. Sbornik Trinadcat' vtoroj: Plotiny iz
mestnych materialov. Moskva: 32 (1973), S. 179 - 183.

Russ.: НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ СТАТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ
КАМЕР СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ
Nekotorye rezul'taty issledovanij statičeskoj raboty
kamer sudochnykh šljuzov

K U R Z F A S S U N G

In diesem Aufsatz werden einige Bauwerksmessungen an den Schleusen des Wolga-Don- und des Wolga-Ostsee-Kanals, des Wolgograder, des Wotkiner und des Moskau-Kanales analysiert, wie auch die Ergebnisse der Berechnungen des Ausgangserddrucks und der Momente in den Kammerwänden ausgewertet. Die Auswertung hat gezeigt, daß infolge von Verformungen der Schleusenammer unter Temperatureinwirkung wie auch aufgrund des Füllens Erddrücke auftreten, die beträchtlich über dem rechnerischen Erdruck liegen. Die durchgeführte Auswertung machte es möglich, bessere Erddrucksätze für die Kammerwände aufzustellen und Empfehlungen für eine wirtschaftliche Planung zu geben.

Die Untersuchungen über den Einfluß der Erddrücke auf den Spannungszustand in den Schleusen-kammerwänden wurden am Lehrstuhl für Wasserwirtschaft und Hafenanlagen des Moskauer Kujbyschew-Instituts für Bauingenieure im Auftrag der Hauptverwaltung Wasserstraßen und hydrotechnische Anlagen im Ministerium für Binnenschifffahrt der RSFSR durchgeführt. Bei der Durchführung der Arbeit wurden die Baustellenmessungen, die an den Schleusen des Wolga-Don- und des Wolga-Ostsee-Kanals, des Wolgograder-, des Wotkiner- und des Moskau-Kanals durchgeführt worden waren, verwendet, die nach den bereits entwickelten und ergänzten Programmen des Lehrstuhls ausgewertet wurden.

Von einigen Forschern ([1], [2], [3]) wurde festgestellt, daß die horizontale Erddruckkomponente auf die Kammerwände nach einigen Jahren Betriebsdauer den errechneten Wert beträchtlich übersteigt, der nach der Elastizitätstheorie (im Ruhezustand) bestimmt worden war. Dabei spielt der zusätzliche Erddruck infolge ungleichmäßiger Erwärmung und Füllung der Kammer eine große Rolle.

Die Bauwerksmessungen wurden ausgewertet, und dabei wurde festgestellt [4]:

- Der Erddruck, der infolge Verformung der Schleusen-kammer durch saisonbedingte Temperaturänderungen auftritt, kann 70 % des rechnerischen Erddrucks ausmachen. Dabei erreicht er seinen höchsten Wert in der zweiten Hälfte der Schifffahrtsperiode.
- Der Erddruck, der infolge der Verformung der Kammer beim Füllen der Schleuse auftritt, macht 20 % des errechneten Erddrucks aus. Sein Wert verändert sich gleichzeitig mit Änderung des Wasserstandes in der Kammer.

Die Größe der Wandverformung der Kammerwände (Tabelle) beim Füllen und Leeren der Kammer verändert sich während der Schifffahrtsperiode um das 1,5 - 2,0-fache. Die geringsten Verformungswerte beobachtet man zu Beginn der Schifffahrt, die größten am Ende.

Schleuse	Verformung der Mauerkrone, [mm]		Wasserdruck auf die Wand, [m]
	Beginn der Schifffahrtsperiode	Ende der Schifffahrtsperiode	
Nr. 9 des Wolga-Don-Schifffahrts-Kanals	2,2-2,5	3,5-3,9	9,7-10,1
Wolgograder	1,1-1,4	2,3-2,9	10,0-11,1
Nr. 3 des Wolga-Ostsee-Kanals	6,0	8,5	12,5
Nr. 5	12,0-12,2	15,2-15,5	13,3
Nr. 6	14,5	17,3	16,5

Während der Schifffahrtsperiode verändert sich auch der Bettungsmodul der Hinterfüllung k_s (bis auf 2,0 - 2,5). Dabei beobachtet man den größten k_s -Wert zu Beginn der Schifffahrt, der nach einigen Jahren Betriebsdauer 2,5 - 3,0 kp/cm^3 erreicht, den geringsten am Ende der Schifffahrt mit 1,3 - 1,5 kp/cm^3 . Wie die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen zeigten, kann die k_s -Figur mit für die Praxis ausreichender Genauigkeit in Trapezform angenommen werden. Der k_s -Wert ist an der Oberfläche der Hinterfüllung gleich Null und erreicht seinen größten Wert in einer Tiefe von 2,5 - 3,0 m. Er wächst bis zu dieser Tiefe linear an und bleibt dann konstant.

Es wurden die Baustellenmessungen und die Berechnungsverfahren, die in den Arbeiten ([5], [6]) beschrieben werden, verwendet und damit die Erddrücke und Momente auf die Kammermauer aufgrund von Temperaturänderungen und Wasserspiegelschwankungen bestimmt. In Abb. 1 werden die berechneten mit den aus den Meßwerten ermittelten Erddruck- und Momentenfiguren verglichen (nach den Bauwerksmessungen der Wolgograder Schleuse). In derselben Abbildung sind auch die Kurven aufgetragen, die sich aus der vom Lenin-grader Institut für wasserbauliche Anlagen²⁾ nach derselben Methode und mit denselben Ausgangswerten durchgeführten Berechnungen ergaben. Wie aus der Abbildung hervorgeht, sind die errechneten Kurven praktisch identisch und stimmen beinahe völlig mit den Angaben der Baustellenmessungen überein.

2) Iengidroproekt

Die durchgeführte rechnerische Analyse der zeitlichen Erddruckveränderung auf die Kammerwände machte die Feststellung möglich [4], daß die größten errechneten Beanspruchungen der Kammerwände auftreten:

- an der Vorderseite bei voller Schleusenammer in den ersten Jahren des Betriebs, zu Beginn der Schifffahrtsperiode, wenn noch kein (oder nur geringer) zusätzlicher Erddruck vorhanden ist, wie er erst infolge Verformung der Kammer bei höherer Lufttemperatur auftritt;
- an der Rückseite im Sommer bei Unterwasserfüllung der Kammer und sehr großen Werten des temperaturabhängigen Erddrucks.

Dabei ist die Differenz der Belastungen, die von den Kammerwänden aufgenommen werden, in diesen Lastfällen (volle Kammer, Kammer auf Unterwasser oder leere Kammer) wesentlich größer verglichen mit den früher angenommenen errechneten Belastungen, was zu einer Überbeanspruchung der Konstruktion führt.

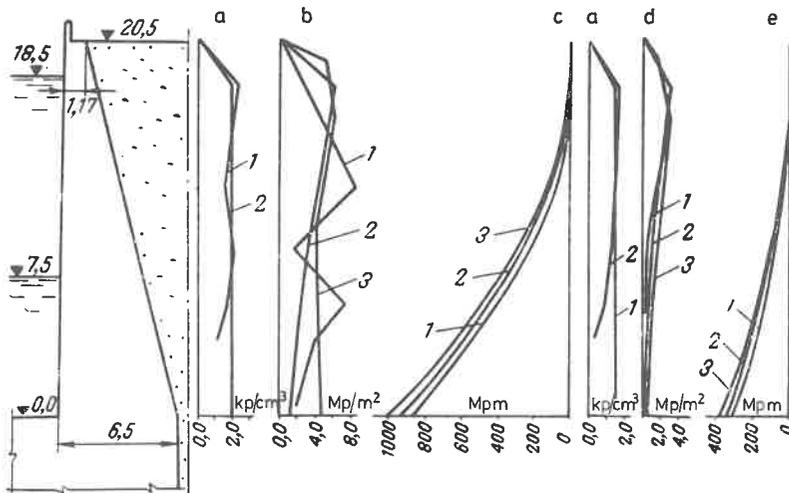


Abb. 1. Figuren des Erddrucks und des Momentenverlaufs:

a - Figur des Bettungsmoduls: 1 - nach den Baustellenmessungen; 2 - Rechenannahme; b - Erddruckfiguren, die durch Verformung der Kammer infolge Temperaturänderung hervorgerufen wurden; c - Momentenverlauf durch den Erddruck infolge Temperaturänderung; d - Erddruckfigur infolge Kammerfüllung; e - Momentenverlauf: 1 - nach den Baustellenmessungen; 2 - Rechenannahme; 3 - rechnerisch vom Lenin-grader Institut für wasserbauliche Anlagen erzielte Werte.

All dies schafft die Voraussetzungen für die Projektierung von Schleusen und den Einsatz der Kammern mit Teilhinterfüllung und vermindert die Beanspruchung solcher Anlagen beträchtlich.

Wie die durchgeführten Berechnungen gezeigt haben, ist der relative Wert des temperaturabhängigen zusätzlichen Erddrucks bei Teilhinterfüllung der Kammerwände beträchtlich größer als bei voller Hinterfüllung.

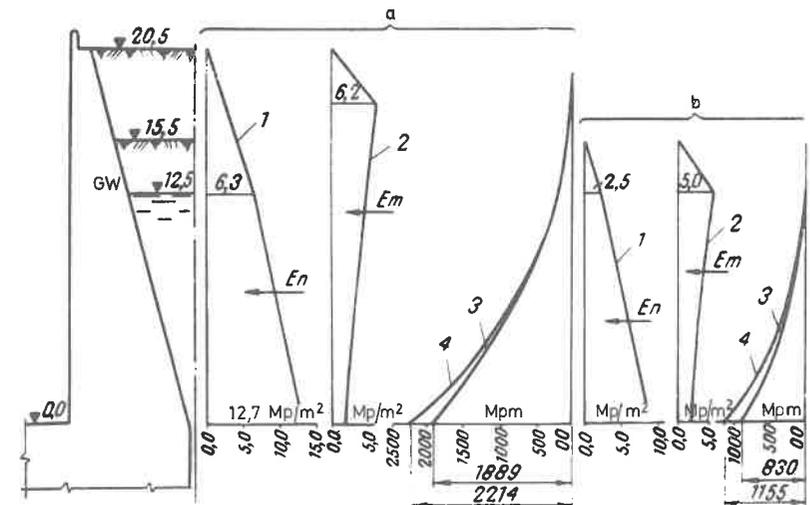


Abb. 2. Belastungen auf die Schleusenammerwände im Sommer bei leerer Kammer:

a - bei voller Hinterfüllung; b - bei Teilhinterfüllung bis 15,5 m: 1 - Ausgangserddruck; 2 - Zusatzterddruck infolge Temperaturänderung; 3 - Momentenverlauf ohne Berücksichtigung des Grundwasserdrucks auf die Kammerwand; 4 - wie 3, aber mit Berücksichtigung des Grundwasserdrucks auf die Kammerwand.

So führt eine Senkung der Hinterfüllungsoberkante um 5 m bei einer Höhe der Schleusenwände von 20,5 m zu einer Verringerung des Wertes für den temperaturabhängigen Erddruck um ungefähr das 1,5-fache, und für das Moment auf die Wand (aus diesem Erddruck) um ungefähr das 2-fache. Dabei nimmt das Gesamtmoment (aus dem Ausgangserddruck und dem temperaturabhängigen Erddruck) ebenfalls um mehr als das Doppelte ab.

In Abb. 2 sind Erddruck- und Momentverteilung auf die Kammerwände bei voller Hinterfüllung sowie bei einer Teilhinterfüllung, mit Oberkante 5,0 m unter OK-Kammerwand, aufgeführt.

E R G E B N I S S E

Durch die rechnerische Auswertung der Ergebnisse, die aus Baustellenmessungen an mehreren Schleusen vorlagen, wurde festgestellt:

1. Die ungünstigsten statischen Beanspruchungen der Schleusenkammerkonstruktionen ergeben sich:
 - bei Kammer auf Unterwasser oder leerer Kammer nach einigen Jahren Benutzung, in der zweiten Hälfte der Schifffahrtsperiode, besonders nach einem sehr heißen Sommer, wenn der temperaturabhängige Erddruck der Hinterfüllung am größten wird;
 - bei voller Kammer in der Anfangszeit, zu Beginn der Schifffahrtsperiode, wenn der Druck der Hinterfüllung am geringsten und die Erddruckreaktion (aus der Temperatur) klein ist.
2. Der Unterschied im Spannungszustand der Schleusenkammerkonstruktion ist bei diesen Lastfällen (Kammer auf Unterwasser, leere oder volle Kammer) wesentlich größer als der nach den früher angewandten Ansätzen errechnete. Das führt für Schleusen mit mittleren und großen Hubhöhen zu wirtschaftlicherer Planung, wenn mit nicht voller Hinterfüllung <Teilhinterfüllung> gerechnet wird. In letzterer Zeit hat diese Baumethode größere Verbreitung gefunden.
3. Es empfiehlt sich, die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchung bei der Planung entsprechender Bauwerke für andere Anlagen (Trockendocks, Klärbecken, Wasserentlastungsanlagen) zu berücksichtigen.

L I T E R A T U R

1. Волжская ГЭС имени XXII съезда КПСС. Технический отчет о проектировании и строительстве, т. I, изд-во «Энергия», 1965.
Volžskaja GES imeni XXII s'ezda KPSS. Techničeskij očet o proektirovaniju i stroitel'stve, tom 1. Moskva: Izdatel'stvo "Energija", 1965.
<Das 22.KPdSU-Kongreß-Kraftwerk an der Wolga. Technischer Bericht über Planung und Bau, Band 1>
2. Царев А. И., Фельдман А. И. Давление песчаных засыпок на стени доковых конструкций камер судоходных шлюзов. «Гидротехническое строительство», 1965, № 9.
Carev, A.I., Fel'dman, A.N.: Davlenie pesčanych zasypok na steny dokovyh konstrukcij kamer sudochnykh šljuzov. In: Gidrotechničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1965, Nr 9, S. 22 - 26.
Deutsche Übersetzung: Druck sandiger Hinterfüllungen auf die Wände der Kammern von Schifffahrtsschleusen. siehe S. 1 - 15 dieses Heftes.
3. Бурмистров М. А., Котенков Ю. К. Naturные исследования статической работы камер шлюза. «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.
Burmistrov, M.A., Kotenkov, Ju.K.: Naturnye issledovanija statičeskoj raboty kamer šljuza. In: Gidrotechničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1967, Nr 3, S. 33 - 38.
Englische Übersetzung: Field Investigations in the Static Behavior of a Navigation Lock Chamber. In: Hydrotechnical Construction. New York, 1967, Nr 3, S. 248 - 254.
4. Михайлов А. В., Авдеева В. И. Влияние изменения реактивного давления обратных засыпок на напряженное состояние шлюзовых камер со сплошными днищами. «Гидротехническое строительство», 1973, № 1.
Michajlov, A.V., Avdeeva, V.I.: Vlijanie izmerenija reaktivnogo davlenija obratnyh zasypok na naprjažennoe sostojanie šljuzovyh kamer so splošnymi dniščami. In: Gidrotechničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1973, Nr 1, S. 13 - 16.
Englische Übersetzung: Effect of a Change in the Reaction Pressure of Backfills on the Stresses in Lock Chambers with Solid Bottoms. In: Hydrotechnical Construction. New York, 1973, Nr 1, S. 20 - 26.
5. Михайлов А. В. Судоходные шлюзы. Изд-во «Транспорт», 1966.
Michajlov, Andrej Vasil'evič: Sudochnyje šljuzy. Moskva: Izdatel'stvo "Transport", 1966.
<Schifffahrtsschleusen>
6. Михайлов А. В. О влиянии температурных воздействий на напряженное состояние конструкций докового типа. «Гидротехническое строительство», 1967, № 9.
Michajlov, A.V.: O vlijanii temperaturnyh vozdeystvij na naprjažennoe sostojanie konstrukcij dokovogo tipa. In: Gidrotechničeskoe stroitel'stvo. Moskva, 1967, Nr 9, S. 16 - 20.
Englische Übersetzung: Effect of Temperature Variations on the Stressed State of Dock-Type Structures. In: Hydrotechnical Construction. New York, 1967, Nr 9, S. 787 - 792.

N e f e d o v a , G.N., K o t e n k o v , Ju.K.

Dipl.-Ing., wissenschaftliches Forschungsinstitut "Gidroproekt"

BAUSTELLENUNTERSUCHUNGEN ZUM STATISCHEN VERHALTEN EINER SCHIFF-
FAHRTSSCHLEUSE

In: Trudy GIDROPROEKTA. Sbornik Tridcat' vtoroj: Plotiny iz
mestnych materialov. Moskva: 32 (1973), S. 183 - 193.

Russ.: НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ
ТИПОВОЙ СЕКЦИИ КАМЕРЫ СУДОХОДНОГО ШЛЮЗА
Naturnye issledovanija statičeskoj raboty
tipovoj sekcii kamery sudochnogo šluza

In dieser Arbeit werden die Ergebnisse von Baustellenuntersuchungen über das statische Verhalten einer Meßlamelle der Kammer einer einstufigen Zwillingschleuse während des Baus und in den ersten vier Betriebsjahren (1967-1971) mitgeteilt. Die erzielten Ergebnisse werden ausgewertet; die gemessenen Erddrücke und Spannungen werden mit den nach den tatsächlichen Belastungen errechneten verglichen.

Mit Hilfe geodätischer Messungen und automatischer Geber wurden der Erddruck auf die Wände und die Sohlspannung, die Spannungen in der Bewehrung, die Temperatur und die Betonspannungen wie auch die Verformungen der Wände gemessen. Der gemessene Erddruck der Hinterfüllung auf die Wand betrug unter Berücksichtigung der tatsächlichen Belastungen 77 - 94 % des errechneten. Die Sohlspannung betrug rund 109 % des errechneten Wertes. Die Spannungen in der rückseitigen Bewehrung, die in der unteren Blockfuge der Wände gemessen wurden, waren 77 - 127 % der errechneten. Die Beobachtungen bestätigen das im gesamten befriedigende Verhalten der untersuchten Schleusenammer.

Baustellenuntersuchungen zum statischen Verhalten von Schleusen-kammern, wie sie an den Anlagen des Lenin- und des XXII. KPdSU-Kongreß-Wasserkraftwerks an der Wolga, des Wotkiner Wasserkraftwerks und an anderen durchgeführt wurden, geben uns viele Aufschlüsse über den wirklichen Spannungs- und Verformungszustand und zeigen einige Besonderheiten in der Funktionsweise von Schleusenkonstruktionen auf. Die wichtigsten davon sind: unterschiedliche Größe und Verteilung der gemessenen Erddruckfiguren im Vergleich zu den nach Coulomb errechneten; der Einfluß der Kammerverformungen auf die Größe des Erddrucks und die Stahlspannungen; der Einfluß des gegenseitigen Verhaltens benachbarter Kammern bei Schleusungen; die Zunahme des Erddrucks wie auch der Spannungen und Verformungen in der Bewehrung während der ersten Betriebsjahre u.a. Die gewonnenen Daten wurden bei der Planung und Berechnung von Schleusen berücksichtigt. Gegenwärtig kann man jedoch noch nicht behaupten, daß Schleusen-kammern ausreichend untersucht worden seien. So wurde z.B. bei der Verallgemeinerung und Auswertung der erzielten Ergebnisse festgestellt, daß die Angaben über die Verformungen der untersuchten Bauwerke unzureichend sind. Das erschwerte eine umfassende Erörterung der Messungen des statischen Verhaltens der Kammer, das Ziehen ausreichend abgesicherter Schlußfolgerungen und die Aufstellung von Empfehlungen für die weitere Planung und den Betrieb analoger Bauwerke. Eine einheitliche und genaue Methode zur Berechnung von Schleusen ist bis heute noch nicht erarbeitet worden. Deswegen wurde die Anzahl der eingesetzten Geräte zur Erfassung von Verformungen der Kammer im Vergleich zu den früher untersuchten Schleusen erweitert.

Es wurde eine einstufige Zwillingschleuse untersucht. Die Kammern sind eine Doppeltrögkonstruktion mit durchgehender Sohle von 3,5 m Dicke und Stahlbetonwänden mit geneigter Rückseite. Die Dicke der Wände betrug unten 4,2 m und oben 1 m. In Längsrichtung war jede Kammer durch Dehnungs- und Setzfugen in 10 Lamellen von je 29 m unterteilt. Die Wände und die Kammersohle waren mit Rippenstahl (Stahlgüte St 5, nach der UdSSR-Norm) bewehrt. Die Sohle und die Wände waren durch Arbeitsfugen in Betonierabschnitte aufgeteilt: die ersten in zwei Blöcke mit einer

Fuge, die annähernd in der Achse der Kammer verlief; die zweiten in zwei Höhenstufen. Zum Betonieren der Schleuse wurde Beton der Güte 200 und 300 verwendet.

Unter der Schleuse lagert Fein- bis Mittelsand in einer Dicke von ungefähr 8 m. Darunter befindet sich älterer Lehm und Ton, die zusammen etwa 12 m dick sind und von Kiessand mittlerer Körnung (Verwitterungsschutt der Basaltschicht) unterlagert werden. Die Schleuse wurde mit Sand hinterfüllt. Das Füllmaterial zwischen den Schleusen wurde im Spülverfahren eingebracht, die Hinterfüllung und Verdichtung der äußeren Wände erfolgte im Trockeneinbau mit Planierdraht und Walzen. Mit den Hauptbauarbeiten an der Schleuse wurde Mitte 1964 begonnen, das Betonieren der Wände erfolgte im Herbst 1967. Im April 1968 war die Schleuse betriebsbereit.

Die Baustellenuntersuchungen über das statische Verhalten der Schleusen-kammer wurden an einer normalen Lamelle durchgeführt und hatten zum Ziel, das Verhalten der Anlage während der Errichtung und des Betriebs zu kontrollieren und Meßwerte zu gewinnen, mit deren Hilfe die Berechnungsannahmen überprüft werden konnten. In die Schleusen-kammer wurden Erddruckgeber (EM) eingebaut, die vom wissenschaftlichen Forschungsinstitut "Gidroprojekt" hergestellt worden waren. Von den 373 Gebern wurden 283 in die Kammerwände und 90 in die Sohle eingebaut. Außerdem wurden in den Wänden noch sechs umgekehrte Pendel, 3 je Wand, eingebaut, mit denen die Bewegung der Wand in 3 Höhenpunkten gemessen wurde (Abb. 1 a, b, c). Derartige Messungen wurden zum erstenmal vom wissenschaftlichen Forschungsinstitut "Gidroprojekt" an Schleusen durchgeführt.

In dieser Veröffentlichung werden die Ergebnisse der Beobachtungen während des Baus (vom Zeitpunkt der Errichtung der Mauern an) und während der ersten vier Betriebsjahre der Schleuse (1967-1971) erörtert.

Mit Hilfe der Fernmeßapparatur wurde der Erddruck auf die Wände und der Sohlendruck auf die Kammersohle, die Spannungen in der Bewehrung, die Temperaturen und die Spannungen des Betons gemessen.

Der Erd- und der Sohlwasserdruck wurde mit Bodendynamometern (EM), von denen je 3 in 13 Höhenpunkten der Wände und in 25 Punkten der Gründungssohle montiert waren, und mit Schubkraftgebern (TV), die in den Wänden in zwei Punkten angebracht waren, gemessen. Mit den TV wurde der Wandreibungswinkel bestimmt. Der Druck des Grundwassers auf die Wände und die Schleusensohle und der Sickerdruck in den Blockspalten wurden mit Piezometern (PD) gemessen.

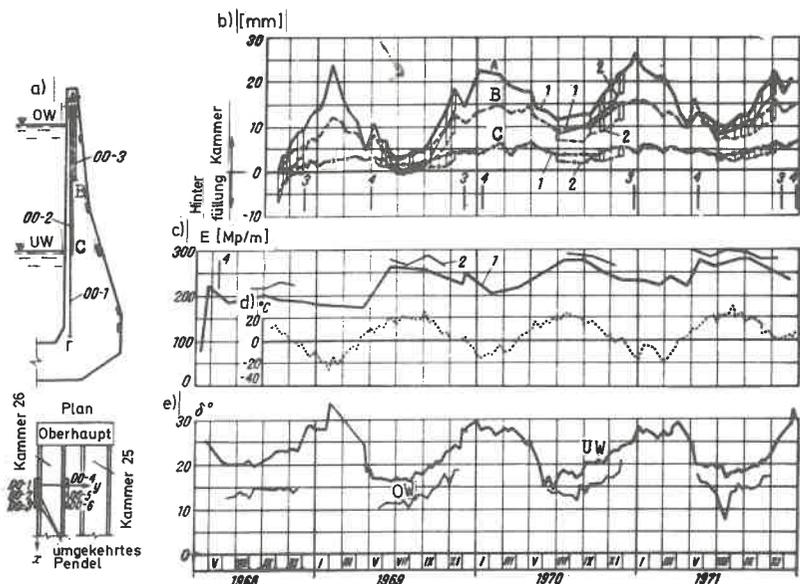


Abb. 1. Verformung der rechten Wand und Erddruck auf die rechte Wand, Wandreibungswinkel

a - schematische Darstellung der Wand und der eingebauten EM; b - Verformung der Wand in den Punkten A, B und C nach den Anzeigen der umgekehrten Pendel; c - Resultierende des Normaldrucks der Erdhinterfüllung und des Wassers nach den EM-Anzeigen; d - mittlere Lufttemperatur; e - Wandreibungswinkel nach den TV-Anzeigen;
 1 - gemessene Werte bei Kammer auf Unterwasser (UW);
 2 - dasselbe bei Kammer auf Oberwasser (OW);
 3 und 4 - Angaben über Ende und Anfang der Schifffahrt;
 TV - Tangentialvorrichtung; EM - Bodendynamometer;
 I - umgekehrtes Pendel.

Die Spannungen in der Bewehrung wurden mit Hilfe von Bewehrungsdynamometern (WD) gemessen, die in die vordere und hintere Bewehrung des Betons und in die untere und obere Sohlenbewehrung eingebaut wurden, und zwar in jedem Meßpunkt zwei Geber.

Die Betontemperatur wurde durch Halbleitergeber vom Typ MMT-4²⁾ gemessen, die zusammen mit jeder WD-Gruppe an den Meßstellen der Wände und der Sohle eingesetzt wurden.

Die Verformungen des Betons (Auseinandergehen der Blockfugen) wurden mit Beton-Dehnungs- und Spaltmessern gemessen.

Der Temperaturverlauf der Kammer zeichnet sich durch eine große Unregelmäßigkeit der Wärmeverteilung innerhalb des Querschnitts der Kammerelemente und beträchtliche Temperaturgefälle über die Dicke der Wände und der Sohle aus. Die größten durch jahreszeitliche Schwankungen der Betontemperatur bedingten Werte wurden in der Oberschicht des Betons an der Luftseite der Wände (von -14° bis $+22^{\circ}$) und der Sohle (von -10° bis $+22^{\circ}$) beobachtet. Die Temperaturschwankungen waren auf der Hinterfüllungsseite der Wände weniger ausgeprägt, besonders im unteren Teil, wo die Dicke der Wände am größten ist; sie schwankten zwischen $+2^{\circ}$ und $+12^{\circ}$. Die oberen Wandabschnitte gefroren im Winter in ihrer ganzen Dicke. Die Temperatur im unteren Teil der Sohle schwankte zwischen $+3^{\circ}$ und $+15^{\circ}$. Die Temperaturverteilung über Wand- und Sohlenquerschnitt hat einen gekrümmten Verlauf (Abb. 2).

Die größten Werte für das Temperaturgefälle in der Wand und der Sohle, gemessen in den Jahren 1969 bis 1970, sind in der Tabelle angegeben.

Tabelle

Beobachtungszeit	Temperaturgefälle $^{\circ}\text{C}$ über die Wanddicke			
	unterer Abschnitt	mittlerer Abschnitt	oberer Abschnitt	Sohle
Sommer	15	11	7	8
Winter	17	20	15	14

²⁾ MMT - medno-margancovyj termistor: Kupfer-Mangan-Thermistor (Anm.d.Übers.)

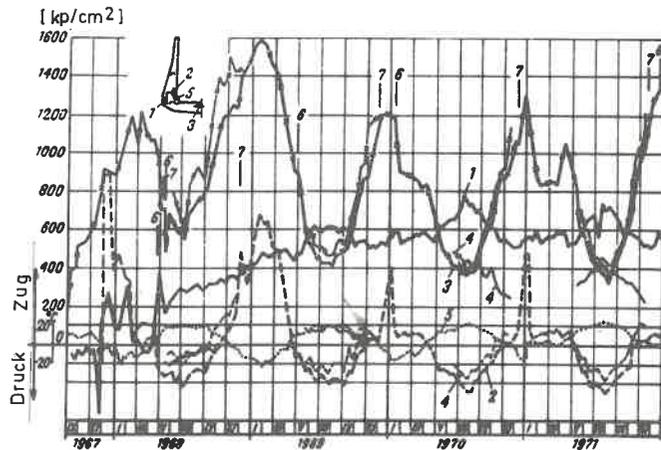


Abb. 2. Spannungen in der Bewehrung der Sohle und der linken Wand nach den Anzeigen der Bewehrungsdynamometer:

1, 2, 3 - Spannungen bei UW; 4 - Spannungen bei OW;
5 - Betontemperatur; 6 und 7 - Zeitpunkte für das Fluten und Entleeren der Kammer.

Ein sehr wesentlicher Einfluß auf den Temperaturverlauf in der Schleuse ergab sich, wenn die Kammer jährlich geleert wurde, was in der Regel im Herbst und Winter durchgeführt wurde.

Die Grundwasserspiegel in der Hinterfüllung, die sich nach dem Fluten der Kammer einstellten, blieben praktisch unverändert.

Die Beobachtungen des Wasserdrucks in den Blockfugen* der Wände zeigten, daß der Wasserdruck an der Rückseite dem Grundwasserdruck entspricht und auf der Vorderseite in der Schiffsfahrtszeit dem Wasserdruck in der Kammer bei UW-Füllhöhe. Der Wasserdruck in den unteren Blockfugen* der Wände und in der längs der Sohlenachse verlaufenden Blockfuge* verändert sich synchron mit den Schwankungen des Wasserspiegels in der Kammer und entspricht dem Wasserspiegel in der Kammer. Dadurch zeigt sich die ungenügende Dichtigkeit der Fugen.

* Betonierfugen oder Arbeitsfugen

Die Beobachtungsergebnisse über Setzungen der untersuchten Kammerlamelle zeigen den normalen Setzungsverlauf der Schleuse. Die hauptsächlichste Zunahme der Setzungen wurde während des Baues beobachtet. Vor dem Fluten der Kammer betrug sie ungefähr 20 mm und nahm während des Betriebs mit geringerer Intensität weiter zu; die gesamte Setzung betrug Ende 1970 25 mm.

Die Beobachtungen der Wandverformungen mit Hilfe von umgekehrten Pendeln wurden an der rechten Wand am Ende der ersten Schiffsfahrtsperiode (September 1968) begonnen und an der linken zu Beginn der zweiten Schiffsfahrtsperiode (Juni 1969); sie wurden bei voller Kammer und bei Kammer auf Unterwasser durchgeführt. Die Beobachtungswerte geben ein genaues Bild der Wandverformungen. Sie haben einen stark ausgeprägten jahreszeitlichen Charakter: in der Herbst- und Winterszeit bewegten sich die Wände zur Kammerseite, im Frühjahr und Sommer zur Hinterfüllung hin.

Diese Art der Wanddurchbiegung war durch die Temperaturverhältnisse bedingt. Die maximalen Verschiebungen der Wandkrone zur Kammerseite hin betragen 24 - 26 mm. Die bleibenden Verformungen wurden in den ersten beiden Beobachtungsjahren mit 9 - 11 mm gemessen.

In den Schiffsfahrtsperioden bewegten sich die Wände bei Füllen der Kammer zur Hinterfüllung hin. Die Verschiebungen der Kammerkrone betragen dabei 2 - 7 mm. Beim Füllen der Kammer beobachtete man eine Verdrehung des Kammermauerfußes, die durch die Bewegung der Sohle hervorgerufen wurde. Der Verlauf der Wandbewegung in den Punkten A, B und C infolge der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen und der veränderlichen hydrostatischen Belastungen ist unterschiedlich (siehe Abb. 1). Durch die Beobachtungen wurde eine wesentliche Zunahme der Größe der Wanddurchbiegungen infolge Kammerfüllung während der Schiffsfahrtsperiode festgestellt. Am Ende der Schiffsfahrtsperiode nahm der Schwankungsbereich um 25 - 50 % zu, verglichen mit dem Beginn. Da diese Zunahme der Wandverformungen nicht von einer Zunahme des Erddrucks begleitet wird, rührt sie offenbar daher, daß sich die Steifigkeit der Hinterfüllung ändert.

Bei diesen Beobachtungen mit Hilfe der umgekehrten Pendel wurde die Größe der Kammerwandbewegung in Längsrichtung (längs der Schleusenachse) gemessen. Die Wandbewegungen hatten jahreszeit-

lichen Charakter und schwankten zwischen 2 - 3 mm.

Die Beobachtungen der Verformungen der Blockfugen* zeigten, daß die Fugen im unteren Wandabschnitt von der Rückseite her während der Bauzeit bis zu 0,07 mm auseinandergingen. Während der v.g. Betriebszeit verengten sich diese Fugen, außer einer Fuge in der linken Wand, wo im Winter, während das gesamte Wasser abgepumpt war, die Klaffung 0,03 - 0,04 mm betrug. Es konnte eine Tendenz zur Fugenerweiterung beobachtet werden.

Die Blockfuge an der Sohlenachse war in ihrer ganzen Höhe auseinandergegangen, wie die Meßwerte der in dieser Fuge angebrachten PD und WD zeigten. Die Fuge klaffte infolge Temperaturverformungen der Sohlenblöcke während der Bauzeit bis zur Errichtung der Wände.

Der Erddruck der Hinterfüllung auf die Wände, der sich während des Baus einstellte, war unstetig: auf die linke Wand (vom Zwischenschleusenraum her) war der Druck um 25 % größer als auf die rechte. Diese durch die unterschiedliche Einbaumethode der Hinterfüllung hervorgerufene Ungleichmäßigkeit nahm im Verlauf der ersten beiden Betriebsjahre auf 4 % ab.

Die Erddruckverteilung über die Wandhöhe war aufgrund unterschiedlicher Verdichtung des Bodens unregelmäßig (Abb. 3). Die Druckfigur kommt der Coulomb-Figur nahe und unterscheidet sich von ihr nur im unteren Abschnitt, wo die Spannung abnimmt.

Eine solche Erddruckverteilung wurde früher auch schon an anderen Schleusen beobachtet. Der Gesamterddruck auf die Wände veränderte sich während der Untersuchungszeit infolge der Wandverformungen. Als sich im Jahre 1970 praktisch alle äußeren Belastungen stabilisiert hatten, betragen die Extremwerte der Resultierenden aus dem Erddruck bei UW in der Kammer: im Sommer auf die linke Wand 273 Mp/m und auf die rechte 262 Mp/m; im Winter entsprechend 216 und 201 Mp/m. Die Veränderungen des Erddrucks stimmen gut mit den Wandverformungen überein, die mit Hilfe der umgekehrten Pendel gemessen wurden (siehe Abb. 1 und 3).

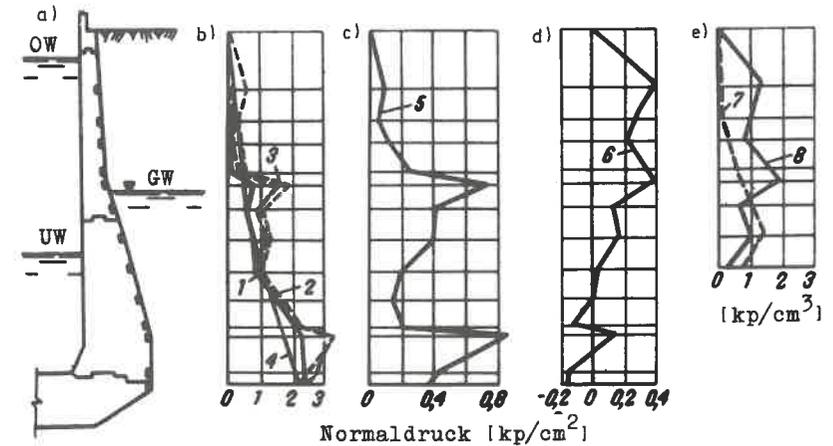


Abb. 3. Normaldruck aus Erdhinterfüllung und Grundwasser auf die rechte Wand:

a - schematische Darstellung der Wand und der in ihr untergebrachten EM; b - Normalspannungsverteilung auf der Wand; 1 - gemessen am 10.2.1970; 2 - gemessen am 24.8.1970 bei UW; 3 - gemessen bei OW; 4 - errechnet; c - Figur der Normalspannungszunahme infolge Temperaturverformungen der Wand (Temperaturwiderstand); d - dasselbe beim Füllen der Kammer vom UW-Spiegel auf OW-Spiegel; e - Verlauf des Bettungsmoduls der Hinterfüllung: 7 - bei Temperaturveränderungen der Wand; 8 - beim Füllen der Kammer.

Die Erddruckzunahme infolge Temperaturänderung betrug 27 - 30 % des geringsten gemessenen Gesamterddrucks; der durch die Kammerfüllung hervorgerufene Erddruck dagegen 9 - 13 % des Erddrucks bei Schleuse auf UW.

Spezielle (in kürzeren Abständen durchgeführte) Beobachtungen im Frühjahr 1972 zeigten, daß ein Füllen der einen Schleusenkammer den Gesamterddruck auf die Nachbarschleusenwand bis zu 5 % erhöhte.

Eine Aufgabe der Untersuchungen der Schleusenlamelle bestand darin, den Wandreibungswinkel δ_a zu bestimmen. Es wurde festge-

stellt, daß δ_a eine variable Größe ist, die sich mit den jahreszeitlichen Verformungen der Wand von 32° im Winter bis 14° im Sommer ändert. Während der Schleusungen beim Füllen der Kammer nahm δ_a bis auf 8° ab.

Der Sohldruck auf die Schleusensole, wie auch der Erddruck auf die Wände, stellt sich während des Baues ein und zeichnete sich durch eine starke Ungleichmäßigkeit in seiner Verteilung aus. Nach dem Fluten der Kammern nahm der Sohldruck insgesamt zu, doch die Druckverteilung blieb dieselbe. Die Kurven für die Sohldruckreaktion haben eine sattelartige Form mit Ordinaten in der Mitte ungefähr $2 - 3 \text{ kp/cm}^2$, an den Rändern $3 - 5 \text{ kp/cm}^2$ (Sommer 1970), (Abb. 4).

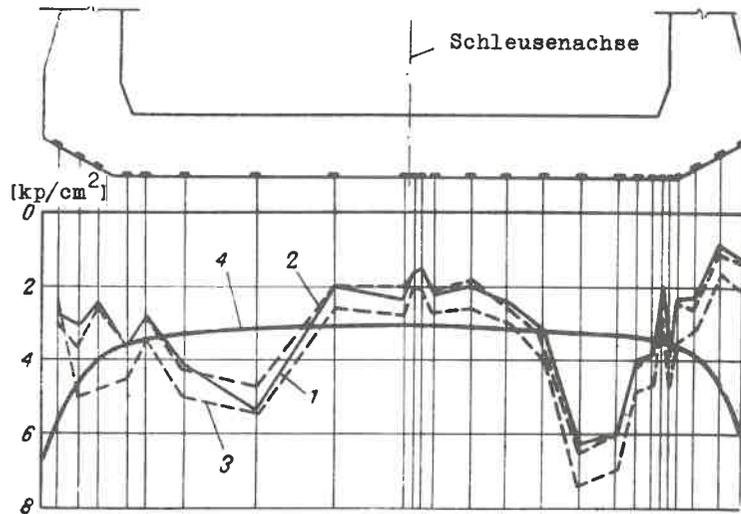


Abb. 4. Sohldruckverteilung:

1 - gemessen am 15.1.1971; 2 - am 20.8.1971 bei UW;
3 - dasselbe, jedoch bei OW; 4 - rechnerisch.

Die in der Sohle angebrachten Geber reagierten auf Veränderungen der hydrostatischen Belastung.

Beim Füllen der Kammer bis OW-Spiegel nahm der Sohldruck, verglichen mit dem Druck bei UW, nach den Anzeigen dieser Geber um 20 % zu.

Beobachtungen der Spannungen in der Bewehrung mit Hilfe der WD lieferten ein zufriedenstellendes Bild vom Spannungszustand der Kammer. In der Bauzeit wurden die größten Zugspannungen in der Bewehrung unterhalb der Vorderkante der Wände beobachtet; sie erreichten 1250 kp/cm^2 in der linken und 570 kp/cm^2 in der rechten Wand. In der Sohle betrug die maximalen Zugspannungen, die an der Blockfuge* in der Kammerachse in der unteren Bewehrung registriert wurden, ungefähr 1600 kp/cm^2 .

Während des Betriebes traten in der Bewehrung der Sohle und in der rückwärtigen Bewehrung der Wände hauptsächlich Zugspannungen auf, in der vorderen Bewehrung Druckspannungen. Die Spannungsveränderungen während eines Jahres hatten stark ausgeprägten jahreszeitlichen Charakter (Abb. 5).

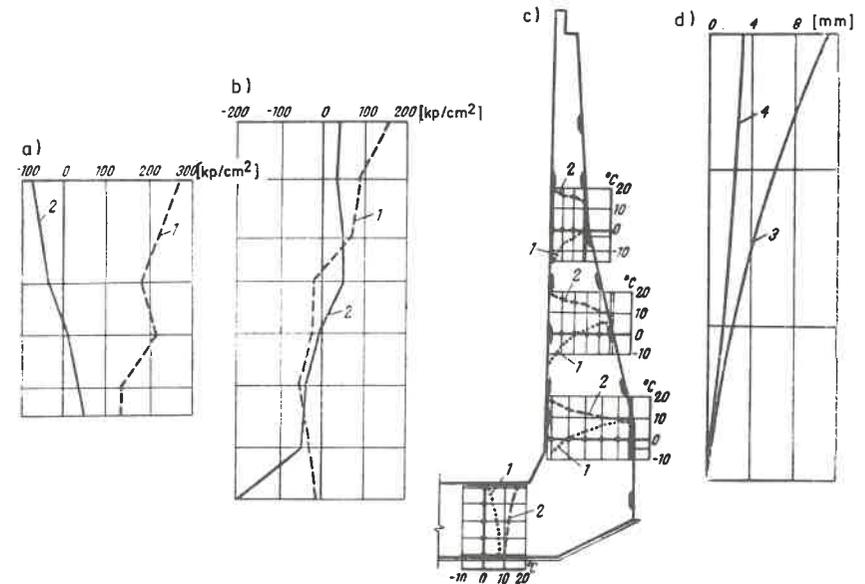


Abb. 5. Spannungszunahme in der Bewehrung und Verformungen in der rechten Wand infolge Wasserdruck in der Schleuse und jahreszeitlicher Temperaturschwankungen:

a - Spannungszunahme in der vorderen Wandbewehrung: 1 - 23.6.1970 bis 15.1.1972; 2 - beim Füllen der Kammer am 24.6.1970; b - dasselbe in der rückseitigen Bewehrung; c - schematische Darstellung der Wand, Anordnung der EM und Temperaturverteilung im Wand- und Sohlen-Querschnitt; 1 - am 25.12.1970 und 2 - 29.6.1971; d - Verformungen der Wand infolge 3 - Temperaturveränderung vom 24.6.1970 bis 3.2.1971 und 4 - infolge Füllen der Kammer am 24.6.1970.

Die Schwankungen betragen 700 kp/cm^2 in den Wänden (Vorderseite) und 1000 kp/cm^2 in der Sohle (obere Bewehrung, Blockfuge).

Große Zugspannungen traten in der rückseitigen Bewehrung des unteren Wandabschnitts an der Blockfuge auf. Im Sommer 1970 betragen sie 790 kp/cm^2 in der linken und 540 kp/cm^2 in der rechten Wand. In der Bewehrung des oberen Sohlenabschnitts wie auch im Bereich der Blockfuge wurden die größten Spannungen von etwa 1600 kp/cm^2 im Winter 1969 festgestellt. Die hohen Zugspannungen verursachten ein Auseinandergehen der Blockfugen, was die Meßwerte der Tensometer und Piezometer beweisen. Bei den im wissenschaftlichen Forschungsinstitut von "Gidroprojekt" durchgeführten experimentellen Überprüfungen der WD wurde festgestellt, daß die tatsächlichen Spannungen in der Bewehrung im Bereich der Blockfugen nach ihrer Öffnung um 1,5 bis 2-mal größer sein können, als es die WD anzeigten. So betragen die tatsächlichen größten Spannungswerte in der Schleusenbewehrung während der Betriebsdauer ungefähr 1400 kp/cm^2 in der linken, 1100 kp/cm^2 in der rechten Wand und 2200 kp/cm^2 in der Sohle.

Wenn die Kammer bis zum OW-Spiegel gefüllt wurde, änderte sich der Spannungszustand der Kammer in geringerem Maß, als dies durch die Temperatureinwirkungen verursacht wurde. Der Verlauf der Spannungsänderung in der Bewehrung beim Füllen der Kammer ist in Abb. 5a und b dargestellt. Daraus ist ersichtlich, daß die Spannungen im oberen Wandabschnitt in der vorderen Bewehrung abnehmen und in der rückseitigen Bewehrung zunehmen, und zwar um $60 - 100 \text{ kp/cm}^2$; im unteren Wandabschnitt hatten die Änderungen ein umgekehrtes Vorzeichen und betragen durchschnittlich $200 - 300 \text{ kp/cm}^2$. In der Sohle nahmen die Spannungen um 200 kp/cm^2 zu. Die Tendenz zur Zunahme der Zuspansungen in der Bewehrung der Wände und der Sohle mit der Zeit ist merklich.

Aus den gemessenen Wandverformungen und dem Erddruck wurden die tatsächlichen Werte des Bettungsmoduls (k_s) der Hinterfüllung errechnet (siehe Abb. 3e). Aus der Zeichnung ist ersichtlich, daß sich Größe und Verlauf von k_s mit der Tiefe ändern nach der jahreszeitlichen Wandverformung (7) und den Verformungen beim Füllen der Kammer bis auf OW (8). Der Verlauf von k_s spiegelt den Ver-

lauf der Erddruckzunahme (5) und (6). Die so ermittelten Werte des Bettungsmoduls erreichen $1,2 - 2,2 \text{ kp/cm}^3$ und ändern sich mit der Tiefe nach einem nichtlinearen Gesetz.

Zur Beurteilung des Zustands der Kammer und der gewonnenen Ergebnisse wurden Berechnungen über den Erddruck der Hinterfüllung auf die Kammerwände, der Sohlruckverteilung und der Spannungen in der Bewehrung im Bereich der Fugen des unteren Wandabschnittes durchgeführt.

Der gemessene Druck auf die Wände betrug $77 - 94 \%$ vom errechneten unter Berücksichtigung der tatsächlichen Belastungen. Die Fläche der gemessenen Sohlruckfigur betrug ungefähr 109% der nach den tatsächlichen Belastungen errechneten Druckfigur. Die Spannungen in der rückseitigen Bewehrung, die in der unteren Blockfuge gemessen wurden, betragen $77 - 127 \%$ der nach den tatsächlichen Belastungen errechneten Spannungen.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

1. Während der Bauzeit treten in der Bewehrung an den Blockfugen der Sohle und der Kammerwände unter dem Einfluß von Temperaturverformungen große Zugspannungen auf, die ein Auseinanderklaffen der Fugen hervorrufen. In der untersuchten Betriebszeit waren die Fugen die schwächsten Stellen der Konstruktion. Die Spannungen in der Bewehrung im Bereich der Fugen erreichten 2190 kp/cm^2 , und die Fugen öffneten sich um $0,05 \text{ mm}$. Bei der Planung von ähnlichen Anlagen müssen unbedingt Kontrollberechnungen über die Verformungen und Spannungen während der Bauzeit durchgeführt werden.
2. Der erste Versuch mit der Anwendung von umgekehrten Pendeln zur Messung der Durchbiegungen der Wände hat sich voll bewährt. Er liefert ein detailliertes Bild der Wandverformungen unter dem Einfluß der Lufttemperaturschwankungen und der Wasserstände in der Kammer bei Schleusungen. Die Temperaturverformungen der Wände sind um $5 - 6$ mal größer als die durch die veränderliche hydrostatische Belastung bei den Schleusungen hervorgerufenen Veränderungen. Die Wandverformungen infolge Wasser-

druck in der Schleuse nehmen zum Ende der Schifffahrtsperiode um 25 - 50 % zu, verglichen mit dem Beginn der Schifffahrtszeit.

3. Die gemessene Sohldruckkraft auf die Schleusensohle betrug etwa 109 %, der Erddruck auf die Wand 77 - 94 % des errechneten; die maximalen Zugspannungen in der rückseitigen Bewehrung des Fußquerschnitts der Wände beliefen sich auf 77 - 102 % der errechneten unter Berücksichtigung der tatsächlichen Belastungen. Das bestätigt, daß der Zustand der Schleusenammer mit den Rechenannahmen ziemlich gut übereinstimmt. Die Werte des Bettungsmoduls der Hinterfüllung, die aus den Messungen gewonnen wurden, betragen ungefähr $0,5 - 2,2 \text{ kp/cm}^3$ und ändern sich mit der Tiefe nach einem nichtlinearen Gesetz.
4. Die Beobachtungen bestätigen, daß der untersuchte Schleusenammerabschnitt zufriedenstellend arbeitet. Der Endzustand im Spannungsverformungsverlauf der Konstruktion ist gegenwärtig noch nicht erreicht. Die Geber registrieren eine Zunahme des Erddrucks, der Spannungen in der Bewehrung und der Wandverformungen mit der Zeit. Die Messungen mit Hilfe der eingebauten Geber müssen noch über eine Reihe von Jahren fortgesetzt werden.

Изданы официально

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

УКАЗАНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ
СН 303—65

*Утверждены
Государственным комитетом
по делам строительства СССР
15 марта 1965 г.*



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва — 1966

Amtliche Druckschrift

Staatskomitee des Ministerrates
der UdSSR
für das Bauwesen
(GOSSTROJ SSSR)

**RICHTLINIEN
ZUR PLANUNG VON
SCHIFFSSCHLEUSEN
SN 303-65**

Bestätigt vom Staatskomitee
für das Bauwesen der UdSSR
am 15. März 1965

Verlag für Bauwesen
Moskau - 1966

I n h a l t s v e r z e i c h n i s

1. Allgemeine Bestimmungen
 - Klassifikation der Schiffsschleusen
 - Baustoffe
 - Beton für Wasserbauten
 - Andere Baustoffe
 - Zusammensetzung und Umfang der geplanten und ausgewählten Baustoffe
2. Kapazitätsermittlung bei Schleusen
 - Bemessungsschiffe und -verbände
 - Die Schleusenkapazität
3. Abmessungen der Schleusen
 - Rechnerische Schifffahrtswasserstände
 - Abmessungen der Schleusen
4. Anordnung der Schiffahrtsanlagen
 - Lage und Anordnung von Schleusen in Wasserbauprojekten
 - Lage und Anordnung von Schleusen an einem Schifffahrtskanal
 - Die Schleusenzufahrten
 - Die Verbindung der Schleusenzufahrten mit dem Fluß und einem Stausee
 - Die Schleusenvorhöfen
 - Reeden vor den Schleusen
5. Wahl der Anzahl der Schleusenkammern
6. Die Füllsysteme der Schiffsschleusen
 - Füll- und Leerlaufzeiten der Kammern
 - Die Wasserberuhigung und Verringerung der Trägheitsschwankungen in Schleusen
 - Die Wasserstandsregler
7. Die Abdichtungsmaßnahmen und Entwässerungsanlagen von Schiffsschleusen
 - Berechnung der Sickerungssysteme von Schleusen
 - Konstruktion der Dichtungs- und Entwässerungsanlagen der Schleusen
8. Allgemeine Richtlinien für die Konstruktion und Berechnung von Schleusen. 63
 - Schnitt der Konstruktion. 63
 - Lastansätze für Berechnungen. 66
 - Allgemeine Richtlinien für die Berechnung der Konstruktionen von Schiffsschleusen. 72
9. Die Schleusenhäupter
 - Die Konstruktion der Schleusenhäupter
 - Anordnung der Schleusenhäupter
 - Die Flössschächte
 - Berechnung der Schleusenhäupter

10. <u>Die Schleusenammern.</u>	77
Die Einzelteile der Schleusenammern und ihre Abmessungen.	77
Die Arten der Schleusen auf nichtfelsigem Grund.	77
Die Arten der Schleusen auf felsigem Untergrund.	79
Rechenschemata und Verfahren der statischen Berechnung.	79
11. <u>Anlege- und Leitwerke</u>	
Allgemeine Richtlinien	
Die Konstruktionstypen von Anlege- und Leitwerken	
Die rechnerischen Arbeitsbedingungen der Anlege- und Leitwerke	
12. <u>Die mechanische Ausrüstung der Schleusen</u>	
Allgemeine Richtlinien	
Rechnerische Belastungen und Einwirkungen auf die Verschlüsse (Tore) der Schleusen	
Die Haupttore der Schleusen	
Die Verschlüsse der Wasserläufe	
Reparatur- und Notsperren	
Die Reparaturverschlüsse	
Ausrüstung zur Wasserförderung	
13. <u>Die elektrische Ausrüstung der Schleusen</u>	
Die Stromversorgung der Schleusen und die Umspannwerke	
Der Elektroantrieb der Schleusenmechanismen	
Elektrische Hilfskraftausrüstung und Erdung	
14. <u>Die Anlegeeinrichtung von Schleusen und der Zufahrten</u>	
15. <u>Steuerung. Automatik. Blockierung. Signalsystem. Nachrichtenübertragung. Beleuchtung</u>	
Steuerung. Automatik. Blockierung	
Das Signalsystem	
Die Nachrichtenübertragung	
Die Beleuchtung	
16. <u>Kontroll- und Meßgeräte an Schiffsschleusen.</u>	85
Allgemeine Richtlinien.	85
Die Kontrollüberwachungen.	85
Spezielle Überwachungen.	88
A n l a g e 1. Die hauptsächlichlichen Fachausdrücke	
A n l a g e 2. Bestimmung des Ungleichförmigkeitsgrades der Transporte	
A n l a g e 3. Bestimmung des Tiefganges eines Schiffes unter Berücksichtigung der Trimmlage bei Einfahrt in die Schleusenammern	
A n l a g e 4. Werte der Geschwindigkeit und der Winkel bei Einfahrt eines Schiffes oder Verbandes in die Schiffahrtsanlagen	
A n l a g e 5. Bestimmung der Abmessungen der Einzelteile des Füllsystems	
A n l a g e 6. Aufzählung der Normvorschriften, deren Forderungen bei der Planung von Schiffsschleusen berücksichtigt werden müssen.	89

8. ALLGEMEINE RICHTLINIEN FÜR DIE KONSTRUKTION UND BERECHNUNG VON SCHLEUSEN

SCHNITT DER KONSTRUKTION

8.1. Zur Verhinderung der Rissebildung oder zur Verringerung des Aufklaffens der Risse müssen in den Beton- und Stahlbetonkonstruktionen von Schleusen ständige Dehnungs- und Setzungsfugen sowie provisorische Arbeitsfugen vorgesehen werden (vgl. SNIp II -I. 1 - 62 [1] und SN 55 - 59 [15]).

Die Setzungsfugen werden bei nachgiebigem Baugrund sowohl zur Verringerung der Temperaturspannungen als auch zur Herabsetzung der durch Verformungen des Untergrundes hervorgerufenen Zwängungskräfte angebracht. Die Konstruktion der Setzungsfugen muß vertikale Verschiebungen und Drehungen der einzelnen Baublöcke ermöglichen.

Die Arbeitsfugen werden bei großen Abmessungen der Bauteile zwischen den ständigen Fugen zum Unterteilen des Betonierabschnittes angebracht oder um zu garantieren, daß gegenseitige Verschiebungen der Bauteile im Bauzustand infolge von Temperatur- oder Setzungsbewegungen möglich sind.

8.2. Die ständigen Dehnungsfugen können durchgehend ausgeführt werden, wobei sie die ganze Anlage quer in einzelne Abschnitte aufteilen oder auch nicht durchgehend als Einschnitte die im oberen Teil der Anlagen in Bereichen mit beträchtlichen Temperaturschwankungen verlaufen.

8.3. Die ständigen Fugen (Raumfugen) der Konstruktionen, die auf nichtfelsigem Untergrund gegründet sind, sollten in folgenden Abständen angeordnet werden:

die durchgehenden in Abständen von nicht mehr als 45 m;

die nichtdurchgehenden . . . in Abständen von nicht mehr als 15 m.

Die Abstände der Fugen in Bauwerken auf felsigem Grund und an Felswänden sollen durchgehend angelegt sein und bei rauen klimatischen Bedingungen - siehe dazu GOST 4795 - 591 - höchstens 10 m, andernfalls 25 m betragen.

8.4. Bei der Anordnung der Fugen in der Konstruktion ist eine gleichmäßige Anordnung der Schnittfugen anzustreben.

8.5. Eine Längsschnittfuge in der Sohle der Schleusenhäupter ist, bei nicht felsigem Grund, zur Vermeidung von unabhängigen Bewegungen der Widerlager, die die normalen Arbeitsbedingungen der Verschlüsse und Mechanismen stören können, nicht zulässig.

8.6. Bei entsprechender technisch-wirtschaftlicher Begründung ist eine Längsschnittfuge durch die Sohle der Kammern in Unterwasserschleusen zulässig.

8.7. Auf nichtfelsigem nachgiebigem Untergrund muß die Breite der Dehnungsfuge unter Berücksichtigung möglicher Verkantungen der anliegenden Teile der Anlage festgesetzt werden. Dabei wird die untere Spaltbreite auf ein Minimum von nicht mehr als 1 - 2 cm festgelegt. Die geringste obere Spaltbreite kann näherungsweise mit der Formel

$$\Delta l_{\min} = \Delta l + \Delta l_0 \quad (20)$$

berechnet werden, wo

- $\Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l$ - Einfluß der Wärmedehnung des Betons;
- $\Delta l_0 = (y_1 - y_2) \frac{h}{l}$ - Einfluß ungleichmäßiger Setzungen;
- α - Koeffizient der linearen Wärmedehnung des Betons;
- Δt - durchschnittliches Temperaturgefälle in der untersuchten Konstruktion im Berechnungszeitraum;
- y_1 und y_2 - Randsetzungen der Betonblöcke, berechnet nach SNiP II - B.3 - 62 [3];
- h - Blockhöhe über dem Fundament;
- l - Fugenabstand.

8.8. Die Anordnung der Arbeitsfugen und die Längen der Betonierabschnitte werden nach den Forderungen der SN 55 - 59 [15] festgesetzt.

8.9. Die Dehnungs- und Setzungsfugen müssen Gelenkverbindungen haben. Die Materialien und die Konstruktion dieser Gelenkverbindungen müssen den Arbeitsbedingungen sowohl bei Druck von der Kammerseite wie auch aus der Hinterfüllung einschließlich des Grundwasserdruckes genügen.

8.10. Die Konstruktion der Verbindungen muß bei den verschiedenen Setzungen und Bewegungen der benachbarten Bauteile wasserundurchlässig und haltbar sein und gegebenenfalls auch bei wechselnder Befeuchtung, wenn die Verbindungen zwecks Überprüfung nicht ohne ein Leeren des Wasserbeckens zugänglich sind, müssen in den Fugen Reservekeile vorgesehen werden.

8.11. Die Arbeitsfugen an den Wasserseiten der Konstruktion müssen mit einfachen Dichtungen (aus Gummistreifen, synthetischem Material u.a.) abgedeckt sein. In den vertikalen Arbeitsfugen des Sohlenbereichs der Konstruktion empfiehlt sich, beim Betonieren ungehobelte Schalbretter zu verwenden.

8.12. Bei den Entwässerungs- und Dichtungsmaßnahmen (siehe Abschnitt 7), wie auch bei der Wahl der Materialien und der Konstruktion von Schiffsschleusen müssen die Arbeitsbedingungen der Schleusen berücksichtigt werden, die sich durch die Laständerungen (Größe und Richtung) bei vielfachem Füllen und Leeren der Kammern ergeben. Für unter Druck stehende Konstruktionen, die unter wechselnder Druckbelastung stehen, muß als Werkstoff Stahlbeton vorgezogen werden.

8.13. Zur Steigerung der Widerstandsfähigkeit der Stirnseiten von Schleusenanlagen gegen Abrieb und Schiffsstoß im Schwankungsbereich der Betriebswasserstände müssen besondere Schutzmaßnahmen getroffen werden.

8.14. An den Spitzen der Umlauftrennpfeiler, die den Stößen von Treibgut ausgesetzt sind, das mit großer Geschwindigkeit anprallt, an den Freibordkanten der Kammerwände, die mit Anlegetrossen in Berührung kommen (Verkleidung der Anlege- und Bremspoller, Gummiteile und Brüstung um die Poller, Nischengehäuse der Ringe) und dergleichen ist eine Metallverkleidung zulässig.

8.15. Die Stirnseiten der Häupter und Kammern in Schleusen müssen glatt sein; scharfe Ecken sind unzulässig. Die Ecken der Nischen, die über die Stirnseiten hinausragen, müssen abgerundet sein.

8.16. Die Stirnseiten müssen senkrecht ausgeführt sein oder zur Hinterfüllung hin höchstens unter 50 : 1 abgewinkelt sein. Die geneigten Seiten der Schleusenammerwände müssen mit den senkrechten Widerlagern der Schleusenhäupter durch eine Schräge mit einer Abweichung in Längsrichtung, die nicht steiler als 1 : 5 sein darf, verbunden werden.

8.17. Bei der Herstellung von Beton-Schleusenkonstruktionen in aggressivem Wasser muß die Widerstandsfähigkeit des Betons durch notwendige Maßnahmen sichergestellt sein.

Die Aggressivität des Grundwassers wird nach SN 249 - 63* [10] festgestellt.

8.18. Die Unterkante der Schwimmpollernischen muß so tief unter dem niedrigsten schiffbaren Wasserstand liegen, daß der nicht belastete Poller noch schwimmfähig ist.

LASTANSÄTZE FÜR BERECHNUNGEN

8.19. Statische Berechnungen von Schleusenanlagen müssen für zwei Belastungskombinationen aufgestellt werden:

Für den Grundlastfall und den Sonderlastfall nach SNiP II - I. 1 - 62 [1].

Der Grundlastfall umfaßt:

- a) Lasten aus dem Eigengewicht des Bauwerks und der darin befindlichen ständigen Einrichtungen (Verschlüsse, Hubwerke und Metallkonstruktionen, Brücken, Gebäude, elektrotechnische Ausstattung usw.);
- b) der Wasserdruck bei normalen Betriebswasserständen (darunter bei niedrigem Oberwasser);
- c) Wellendruck und Wellenstoß;
- d) Eislasten;
- e) Erddruck aus der Hinterfüllung des Bauwerks unter Berücksichtigung der auf der Oberfläche liegenden Belastungen;
- f) Sickerwasserdruck bei gleichförmiger (bei niedrigem Oberwasser) oder bei regelmäßig sich wiederholender instationärer Sickerwasserströmung unter der Voraussetzung des einwandfreien Funktionierens der Dichtungs- und Entwässerungseinrichtungen;
- g) Belastungen durch Schiffe;
- h) Temperatureinwirkungen aus den Änderungen der durchschnittlichen monatlichen Lufttemperatur unter Berücksichtigung einer mittleren Jahresschwankung;
- i) Kräfte, die durch die Beteiligung der Verschlüsse und Tore bei Normalbetrieb auftreten.

Anmerkung: Bei der Festigkeitsberechnung der Konstruktion ist die Wanderlast zu berücksichtigen, die für diese Konstruktion oder einzelne ihrer Teile angesetzt werden muß.

Der Sonderlastfall enthält außer den Lasten nach "a", "c", "e" und "g" zusätzlich:

- k) Sickerwasserdruck, der infolge von Störungen des normalen Betriebs der Entwässerungsanlagen auftritt;
- l) Wasserdruck bei maximalem Oberwasserstand;
- m) Temperatureinwirkungen aus den Änderungen der durchschnittlichen monatlichen Lufttemperatur unter Berücksichtigung der größten Jahresschwankung;

- n) Erdbebenkräfte;
- o) Eislasten bei Eisgang im Katastrophenfall;
- p) Zugkräfte im Antrieb, die beim Verkeilen der Verschlüsse in den Führungen auftreten.

8.20. Die Betonwichte zur Bestimmung des Eigengewichts der Beton- und Stahlbetonkonstruktionen wird der SN 55 - 59 [15] entnommen.

Das Gewicht der Gebäude für die elektrotechnische, mechanische und sonstige Ausstattung, der Brücken, Hubwerke u.a. wird aufgrund der Entwürfe der entsprechenden Anlagen und Ausstattungen berücksichtigt; die Wanderlasten aus der Verkehrslast werden in Abhängigkeit von der Straßenklassifizierung nach den geltenden Normen für die Planung von Brücken bestimmt.

8.21. Der hydrostatische Wasserdruck auf das Bauwerk wird nach den Grundsätzen der Hydrostatik bestimmt.

8.22. Die Einwirkung der Wellen auf das Bauwerk wird nach SN 92 - 60 [8] bestimmt.

8.23. Der statische und dynamische Eisdruck auf das Bauwerk wird nach SN 76 - 59 [2] bestimmt. Zur Verminderung oder Vermeidung des Drucks einer Eisschicht auf die Konstruktion empfiehlt es sich, im Entwurf entlang des Bauwerks Vorrichtungen vorzusehen, die der Zerstörung dieser Eisschicht dienen.

Die Wahl einer solchen Schutzvorrichtung für das Bauwerk muß nach einer technisch-wirtschaftlichen Berechnung getroffen werden.

8.24. Der Erddruck der Hinterfüllung auf das Bauwerk wird nach denselben Methoden, wie sie auch für die Stützwände von Wasserbauanlagen gelten, in Abhängigkeit von der Art der Hinterfüllung und der Steifigkeit der Stützkonstruktion und unter Berücksichtigung ihrer Bewegungsmöglichkeiten bestimmt.

8.25. Der Sickerwasserdruck wird aufgrund der Ergebnisse von Berechnungen und Untersuchungen mit Hilfe eines elektrohydrodynamischen Analogrechners in Übereinstimmung mit Absatz 7.12. der vorliegenden Richtlinien bestimmt.

Der Auftrieb des Wassers wird nach den Richtlinien der SN 55 - 59 [15] bestimmt.

8.26. Die Temperatureinwirkungen werden bei den Berechnungen der statisch unbestimmten Beton- und Stahlbetonkonstruktionen wie auch bei der Bestimmung der Erddruckreaktion berücksichtigt.

Kontrollmessungen der errechneten Durchschnittstemperatur und des errechneten durchschnittlichen Temperaturgefälles in den Querschnitten der zu berechnenden Bauteile werden nach SN 55 - 59 [15] vorgenommen.

Bei der Bestimmung aller Formen von Temperaturbeanspruchungen muß das Kriechen des Betons berücksichtigt werden.

8.27. Die seismischen Einwirkungen werden entsprechend den Richtlinien von SNiP II - A. 12 - 62 [4] bestimmt.

8.28. Es ist zulässig, die aus Schiffsstoß resultierende Belastung durch eine horizontale statische Ersatzkraft zu erfassen, die entsprechend SN 144 - 60 [14] nach der Formel

$$N_{\text{Stoß}} = \gamma \cdot V_{\text{ein}} \sin \alpha \sqrt{\frac{M}{C_1 + C_2}} \quad (21)$$

bestimmt wird, wobei

γ - Koeffizient, der den durch die Verformung der Konstruktion umgewandelten Anteil an Bewegungsenergie durch Schiffsstoß berücksichtigt; für ihn gilt:

für einzeln stehende massive Widerlager und Fachwerkbauten ist $\gamma = 0,5$; für Bauwerke mit vertikalen Wänden und Wandschrägen $\gamma = 0,4$;

$V_{\text{ein}} \alpha$ - Geschwindigkeit des Schiffes beim Einfahren in das Bauwerk und Winkel zwischen der Richtung der Geschwindigkeit und der Tangente zur Bauwerksvorderkante; falls nichts besonderes festgelegt ist, werden sie nach Anlage 4 angenommen;

- M - Masse des Schiffes ($M = \frac{W}{g}$ in $\frac{t \cdot s^2}{m}$);
 W - Wasserverdrängung des Schiffes in t;
 g - Erdbeschleunigung (9,81 m/s²);
 C₁ - Stoßbeiwert der Anlage, einschließlich Nachgiebigkeit des Fundaments, der Federungen und sonstiger besonderer Vorrichtungen, der nach den Regeln der Baumechanik in m/t bestimmt wird. Bei der Bestimmung des Beiwerts C₁ muß bei nicht-symmetrischer Belastung das räumliche Verhalten der Anlage berücksichtigt werden;
 C₂ - Stoßbeiwert des Schiffsrumpfes in m/t; der Beiwert des Koeffizienten C₂ kann aus

$$C_2 = \frac{0,015}{35 + 0,9(L-70)} \quad (22)$$

bestimmt werden, wo L die Länge des Schiffes in m ist.

Die Größe des Schiffsstoßes N_s, der in die Berechnungen eingeführt wird, darf die zulässige Druckkraft N_d in t auf das Schiff nicht übersteigen. Für diesen Zweck muß die Bedingung

$$N_d = L - 20 \quad (23)$$

beachtet werden.

Beim Nachrechnen einzeln stehender nichthinterfüllter Konstruktionen auf Verschiebung oder Kippen ist die Schiffsstoßkraft mit dem Koeffizienten k₀ = 1,8 zu multiplizieren.

8.29. Die Belastung aus Schiffsstoß auf die Brüstungen, deren Stirnfläche mit der Stirnfläche der Konstruktion bündig ist, muß nach Absatz 8.28. bestimmt werden.

In diesem Fall wird die Wasserverdrängung des Bemessungsschiffes entsprechend der Eintauchtiefe angesetzt, bei der sich der obere Fender des Schiffes in Höhe der Brüstung befindet.

8.30. Die rechnerische Länge A der Kammerwand, auf die sich die Stoßkraft des Schiffes verteilt, kann für den ungünstigsten Fall eines Stoßes im Bereich des Kammerabschnittes nach

$$2d \leq A = \frac{2}{3} h_A \quad (24)$$

angesetzt werden, wo

d - Wanddicke im untersuchten Querschnitt;

h_A - Abstand vom Angriffspunkt der Stoßkraft bis zum untersuchten Querschnitt

bedeuten.

8.31. Für die statische Berechnung der Anlegevorrichtungen in Schleusen beim Festmachen von Schiffen in den Kammern oder in den Schleusenzufahrtskanälen müssen die Pollerzugkräfte nach Tab. 5 angesetzt werden.

Tabelle 5: Werte der Pollerzugkräfte

Wasserverdrängung des Bemessungsschiffes in t	Summe der erforderlichen Pollerzugkräfte in t
500	8
1000	12
1500	13,6
2000	15,2
2500	16,4
3000	17,2
5000	20
8000	24
10000	26
12000	27,6

ALLGEMEINE RICHTLINIEN FÜR DIE BERECHNUNG DER KONSTRUKTIONEN
VON SCHIFFSSCHLEUSEN

8.32. Bei der Planung von Schiffsschleusen müssen folgende Werte für den Untergrund festgestellt werden:

- a) die Wichte des Bodens im erdfeuchten Zustand und bei völliger Wassersättigung für die Gründungen;
die Wichte des Bodens bei verschiedenen Lagerungsdichten, jeweils erdfeucht und bei völliger Wassersättigung für die Hinterfüllung;
- b) Scherwinkel und Kohäsion im Gebrauchsspannungsbereich;
- c) Durchlässigkeitsbeiwerte;
- d) Steife- und Bettungsmoduln.

8.33. Bei den Berechnungen der Bauwerke sind der Betriebs-, Bau- und Reparaturzustand zu unterscheiden.

A: Der Betriebszustand der Schleuse wird unter Betriebsbedingungen untersucht, und zwar bei ungünstigster Wasserstandskombination für das untersuchte Bauwerk und seine Bauteile (Kammer, Oberhaupt, Unterhaupt u.a.).

Es werden zwei Hauptlastfälle untersucht:

- a) die Kammer ist bis zum maximalen Schiffahrtswasserstand gefüllt. Der Grundwasserspiegel hat hinter den Wänden seine niedrigste Kote;
- b) die Kammer ist bis auf den niedrigsten Schiffahrtswasserstand beim niedrigstem Grundwasserstand hinter den Wänden geleert. Für beide Fälle werden die Grundwasserstände entsprechend den Wasserspiegeln des Ober- und Unterwassers unter Berücksichtigung eines einwandfreien Funktionierens der Entwässerungsanlagen angenommen. Gegebenenfalls sind auch andere ungünstige Wasserstandskombinationen zu untersuchen.

B: Der Bauzustand wird für den Fall untersucht, daß die Hinterfüllungen bis zu den planmäßigen Koten erfolgt sind, daß sich der Grundwasserspiegel in Höhe der Fundamentsohle befindet bzw. bei Vorhandensein einer Dichtungsschürze in Höhe der Unterkante der Sohle. Dabei wird von der Gesamthöhe des Bauwerks ausgegangen; bei einzeln errichteten Bauwerken oder deren Hinterfüllungen muß dabei unter der Annahme ungünstiger, aber möglicher Verhältnisse bezüglich Standsicherheit und Lebensdauer der Konstruktion der tatsächliche Ablauf der Bauausführung berücksichtigt werden.

Während der Bauzeit ist darauf zu achten, daß die Hinterfüllung während des Baufortschritts so vorgenommen wird, daß die Lastannahme "Gesamthöhe des Bauwerks" immer maßgebend bleibt.

Während der Bauzeit ist es notwendig, bei Kammern mit provisorischer Sohlfluge den Lastfall einmal vor dem Ausbetonieren der provisorischen Sohlfluge anzunehmen und zum anderen nach deren Ausbetonierung.

C: Der Reparaturzustand, bei dem die Kammer geleert ist, die Wandhinterfüllung erfolgt ist, im Ober- und Unterwasser die unter Reparaturbedingungen maximal möglichen Wasserstände vorliegen, die von den Reparaturverschlüssen aufrechterhalten werden. Der Grundwasserspiegel wird im Sonderfall der partiellen Verunreinigung der Dränagen nach Abschnitt 7.11. höher angesetzt.

Es ist unzulässig, einen Lastfall "Reparaturzustand" zu betrachten, bei dem die Vollfüllung der Kammer und ein Fehlen der Hinterfüllung vorausgesetzt wird, weil in einem solchen Fall die Arbeitsbedingungen sehr erschwert sind.

8.34. Die wichtigsten Berechnungen der Schiffahrtsanlagen und ihres Untergrundes müssen einschließen:

- a) Berechnung der Tragfähigkeit des Untergrundes, Berechnung der Tragfähigkeit der Konstruktionen (der Festigkeit der Konstruktionen und ihrer Einzelteile, der Gleitsicherheit, Kipp- und Auftriebssicherheit);

- b) Berechnung der Verformungen (Setzungen) und Bestimmung des Ungleichförmigkeitsgrades der Normalspannungsverteilung im Untergrund;
- c) Nachweis der Rissebreiten wird für Schleusenkonstruktionen aller Ordnungen durchgeführt (die Berechnung der Rissebildung wird bei Schiffsschleusen nur bei besonderer Begründung durchgeführt, z.B. beim Vorhandensein aggressiver Wasser u.a.).

8.35. Die Berechnungen nach Abschnitt 8.34. "a"; "b" sind entsprechend den Richtlinien des Abschnitts SNiP II - B. 3 - 62 [3] und die Berechnungen nach 8.34. "c" entsprechend den Richtlinien SN 55 - 59 [15] durchzuführen.

8.36. Beim Nachweis der inneren Spannungen in der Anlage darf die Sohlspannungsverteilung nach den nachfolgend genannten Verfahren in Abhängigkeit von den Eigenschaften des Bodens unter dem Fundament von der tragenden Bodenschicht aus dichtem Lockergestein oder Fels und der Inhomogenität des Bodens über die Länge des betrachteten Bauteils berechnet werden:

- a) nach der Elastizitätstheorie;
- b) nach dem Bettungsmodulverfahren;
- c) nach den Formeln der ungleichmäßigen Kompression.

Es empfiehlt sich, die Sohlspannung des Fundaments zu bestimmen:

- a) im Planungsstadium nach den Formeln der ungleichmäßigen Kompression, unabhängig von der Art des Fundaments;
- b) im Stadium der technischen Bearbeitung bei bindigen Bodenarten (Ton, Lehm) mit Hilfe der Elastizitätstheorie; bei nichtbindigem Boden nach dem Bettungsmodulverfahren und für steife Fundamente nach den entsprechenden Richtlinien zur Bestimmung der Kontaktspannungen in den Fundamenten der Stützwände, die auf gleichförmigem Sand stehen; bei Fels: bei biegesteifen Konstruktionen mit konstanter Steifigkeit nach den Formeln der ungleichmäßigen Kompression; bei biegeweichen oder Konstruktionen mit variabler Steifigkeit nach der Elastizitätstheorie.

8.37. Bei der Fundamentberechnung mittels Elastizitätstheorie wird der Boden als elastisch-isotroper Halbraum angesehen. Dabei ist es in der Regel zulässig, die Elastizitätstheorie für homogene Böden anzuwenden. Die elastischen Eigenschaften des Bodens sind durch den gemittelten rechnerischen Wert des Verformungsmoduls gegeben, der aufgrund von Labor- und Felduntersuchungen bestimmt wird.

Im Fall einer deutlich ausgeprägten Schichtung verschiedenartiger Bodenarten empfiehlt es sich, die entsprechenden Bauwerke mit Hilfe der Elastizitätstheorie für geschichteten Baugrund zu bemessen. In diesem Fall werden die Elastizitäts-Kennwerte des Bodens für jede Schicht einzeln bestimmt.

8.38. Der Verformungsmodul und die Querdehnungszahl sind nach dem Abschnitt SNiP II - B. 3 - 62 [3] einzusetzen.

8.39. Bei der Bestimmung der Sohlspannungen mit Hilfe der Elastizitätstheorie ist es notwendig, die zusätzlichen seitlichen Lasten mit zu berücksichtigen, deren Einwirkung von den Eigenschaften des Untergrundes, der Schichtung, der Hinterfüllung des Schleusenquerschnitts und ebenso vom Arbeitsablauf beim Hochziehen der Konstruktion und Ausführung der Hinterfüllung abhängt.

Die Ausdehnung der zu berücksichtigenden zusätzlichen Seitenbelastungen sollte auf die Länge der halben Sohlenbreite des untersuchten Bauwerks beschränkt werden.

8.40. Bei der Sohlspannungsberechnung nach dem Bettungsmodulverfahren oder nach den Formeln der ungleichmäßigen Kompression wird die zusätzliche Belastung aus der Hinterfüllung oder den angrenzenden Anlagen nicht berücksichtigt.

8.41. Bei der Festlegung der Ansatzwerte für den Bettungsmodul sind die geometrischen Abmessungen der Querschnitte und die Steifigkeit der untersuchten Bauteile zu berücksichtigen.

8.42. Bei der Berechnung der Gleitsicherheit von Schiffsanlangen sind die Sicherheitsbeiwerte aus SNiP II - B. 3 - 62 [3] an-

zuwenden. Bei der Berechnung der Kippsicherheit von Schiffahrtsanlagen dürfen die Sicherheitsbeiwerte nicht kleiner sein als die Tab. 6 angibt.

Tabelle 6: Sicherheitsbeiwerte für den Kippsicherheitsnachweis

Belastungskombinationen	Koeffizienten der Kippsicherheit			
	Nach der Größenklasse des Bauwerks			
	I	II	III	IV
Grundlastfälle	1,4	1,3	1,2	1,15
Sonderlastfälle	1,1	1,1	1,1	1,1

Der Sicherheitsbeiwert der Auftriebssicherheit soll bei beliebigen Lastkombinationen nicht geringer sein als 1,1 für Konstruktionen der I. und II. Bauwerksklasse und 1,05 für die III. und IV. Klasse.

DIE SCHLEUSENKAMMERN

DIE EINZELTEILE DER SCHLEUSENKAMMERN UND IHRE ABMESSUNGEN

10.1. Die Abmessungen der Sohle und der Kammerwände sind in Abhängigkeit von den Schleusenmaßen, dem verwendeten Füllsystem, der Beschaffenheit des Untergrundes und dem statischen System der Kammerkonstruktionen und ihrer Teile zu benennen.

10.2. Die Abmessungen des Sohlenquerschnitts des angenommenen Typs werden durch die Festigkeitsberechnungen bestimmt. Wenn in der Sohle Längsumläufe vorhanden sind, so sind in ihren Wänden längs der Fugen zwischen den einzelnen Abschnitten Einsteigschächte als Kontroll- und Reparaturschächte für die Gelenkverbindung vorzusehen.

10.3. Die Querschnittsabmessungen der Kammerwände werden durch Festigkeitsberechnungen bestimmt.

Bei der Bestimmung der Querschnittsabmessungen der Kammerwände ist zu berücksichtigen, ob in den Wänden Seitenüberläufe, Nischen für die Ringe und Leitern vorhanden sind, sowie die Lage der verschiedenen Befestigungsmöglichkeiten an der Mauerkrone (Poller, Kanäle und dgl. m.).

Bei einer Kammerwandhöhe über 10 m empfiehlt es sich, an der Hinterkante die Neigung zu ändern.

10.4. Während der Schleusenreparatur muß die Möglichkeit vorgesehen sein, das Wasser völlig aus der Kammer und aus den Umläufen abzupumpen.

DIE ARTEN DER SCHLEUSENKAMMERN AUF NICHTFELSIGEM GRUND

10.5. Die Schleusenammern werden eingeteilt:

- a) nach dem Füllsystem in: Kammer ohne Umläufe;
Kammern mit Umläufen in der Sohle;
Kammern mit Umläufen in den Wänden;

- b) nach der Konstruktion in: Kammern mit einzelnen stehenden Wänden mit Quergelenkbindungen;
Kammern mit durchgehender, ununterbrochener Sohle (Dockbauart);
Kammern mit durchgehender Sohle, die durch Fugen unterbrochen wird.

Es kann auch Kammerkonstruktionen geben, die während der Bauzeit in der durchgehenden Sohle eine Schnittfuge haben, die dann mit Beton ausgepreßt wird.

10.6. Bei den Füllsystemen durch die Schleusenköpfe sowie bei Füllsystemen mit Längsumläufen in den Wänden empfiehlt es sich, Kammern mit einer Längsfuge über die Sohlenachse zu verwenden. Bei geringen Drücken ist es zulässig, Kammern mit einzeln stehenden Wänden zu verwenden. In diesem Fall muß eine Verstärkung des Kammerbodens mit umgekehrten Filter eingebaut werden.

10.7. Bei Verteilersystemen empfiehlt es sich zu untersuchen, ob Kammerkonstruktionen mit Längsumläufen in der Sohle, die während der Bauzeit eine Schnittfuge in der massiven Sohle haben, welche dann mit Beton ausgepreßt wird, zweckmäßig sind. Die Anordnung von Längsumläufen in den Kammerwänden ist nur unter Vorlage einer technisch-ökonomischen Begründung zulässig.

10.8. Auf nichtfelsigem Untergrund empfiehlt es sich, sickerhemmende Maßnahmen (Anlage von Dichtungsschürzen, Spundwänden, Betonverfestigungen und dgl. m.) in Verbindung mit Längsdränagen durchzuführen. Es ist ein wirtschaftlicher Vergleich der Kosten für die sickerhemmenden Maßnahmen mit den Kosten durchzuführen, welche entstehen, wenn diese Maßnahmen nicht ergriffen werden.

10.9. Die Wahl der Art der Stahlbetonkonstruktionen der Kammerwände aus Stahlbetonfertigteilen oder Ort beton muß durch technisch-ökonomische Berechnungen begründet sein.

Bei der Planung von Stahlbetonfertigteilkonstruktionen ist eine geringe Anzahl von Betonierfugen anzustreben.

DIE ARTEN DER SCHLEUSENKAMMERN AUF FELSIGEM UNTERGRUND

10.10. Die Schleusenköpfe werden eingeteilt:

- a) nach dem Füllsystem in:

Kammern ohne Umläufe;
Kammern mit Umläufen, die in den Felsuntergrund eingebaut werden;

- b) nach der Konstruktion in:

Kammern mit einzelstehenden Wänden, die nicht fest mit der Sohle verbunden sind. Bei hoher Felsgüte ist es zulässig, von einem Glätten der Sohle abzusehen, die Felsvorsprünge dürfen jedoch nicht groß und nicht spitz sein;

Kammern mit Wänden in Form einer bewehrten Betonverkleidung, die nicht im Fels verankert ist, unter der Voraussetzung eines Felsuntergrundes. Um die konstante Belastung der bewehrten Betonverkleidung möglichst niedrig zu halten, empfiehlt es sich, eine Seitendränage zu konstruieren, deren Abfluß ins Unterwasser einmündet;

Kammern mit verschiedenen Wänden vorgenannter Art bei Untergrund aus hartem Fels als untere Schicht und nichtstandfestem Fels als obere Schicht, wobei im Bereich des tragenden Felses die Wände im Fels verankert sind und darüberhinaus im Bereich des nichtstandfesten Grundes eine Schwergewichtsmauer (vorgefertigt oder nicht) gebaut werden muß.

RECHENSCHEMATA UND VERFAHREN DER STATISCHEN BERECHNUNG

10.11. In den Kammern wirken in der Regel alle Kräfte normal zur Schleusenachse. Deshalb ist es zulässig, die Schleusenköpfe als ebenes Problem zu berechnen.

10.12. Für Kammern, in denen sich die Querschnitte der Wände und Sohlen in Längsrichtung nicht ändern, kann die Festigkeitsberechnung auf 1 m Kammerlänge beschränkt werden.

Wenn sich die Querschnitte der Kammerwände und -sohlen in der Länge ändern (T-förmige, gerippte, schräge Sohlenabschnitte in den an die Häupter angrenzenden Bereichen u.a.), wird die Festigkeitsberechnung für die einzelnen Abschnitte der Kammerbereiche durchgeführt, die durch die gemittelten Querschnittsmaße charakterisiert werden.

10.13. Bei Berechnungen von Kammern mit einer Sohle mit Fuge auf nichtfelsigem Untergrund ist der Dreh- und Verschiebungswinkel der Wände und der Sohle auf eine Größe zu beschränken, die es gestattet, eine Beschädigung der Dichtungen zu vermeiden, besonders in den Kammerbereichen, die an die Schleusenhäupter angrenzen.

10.14. In Kammern mit einer Sohle mit Fuge ist die Ungleichförmigkeit der Sohlendruckverteilung zu begrenzen. Der Ungleichförmigkeitsgrad der Sohlendruckverteilung, welche nach der Formel für die ungleichförmige Druckverteilung bestimmt wird. Sie wird durch die äußersten Ordinaten der Druckfigur $K N = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}$ charakterisiert und darf für die rechnerischen Betriebsfälle nicht größer sein als:

- bei sandigem Untergrund $N \leq 5$
- bei bindigem Untergrund (Ton oder Lehm)... $N \leq 3$.

Im Reparaturfall ist der Ungleichförmigkeitsgrad N nicht begrenzt, wenn gewährleistet ist, daß im gesamten Sohlbereich Druckspannungen vorhanden sind ($\sigma \geq 0$).

10.15. Außer der Festigkeitsberechnung ist eine Berechnung über die Verschiebung der Mauerkrone durchzuführen.

10.16. Bei der Berechnung einer Kammer mit einer Sohle mit Fuge sind die Schubspannungen τ in der Sohlenfuge zu berücksichtigen, die dem Zustand des äußersten Gleichgewichts entsprechen, sowie die gegenseitige Abstützung des einen Kammerabschnittes gegen

den anderen.

Die Größe der gegenseitigen Stützkraft wird bestimmt als Differenz der Summe aller Horizontalkräfte und der Summe der Schubspannungen

$$E_A = E_a - \Sigma \tau \quad , \quad (32)$$

- mit E_A - Stützkraft;
- E_a - Summe aller Horizontalkräfte;
- $\Sigma \tau$ - Fläche des Schubspannungsdiagramms.

Die Stützkraft wird an der Sohlenvorderkante dort rechnerisch angesetzt, wo der Lage nach der ungünstigste Angriffspunkt liegt (z.B. wenn in der Sohle eine Dehnung vorhanden ist, muß die Stützkraft im höchsten Punkt der Fugenvorderkante angreifen, unter Berücksichtigung der Fugenkonstruktion und ihrer Dichtigkeit).

10.17. Die Kippsicherheit der Kammerabschnitte auf nichtfelsigem Untergrund wird nicht überprüft.

Auf felsigem Untergrund wird eine Nachrechnung der Kippsicherheit der Kammerwände in den Fällen vorgenommen, wenn die Sohle nicht fest mit ihnen verbunden ist.

Der Sicherheitsgrad gegen Kippen der Wände wird nach Formel (28) bestimmt:

Zu den Haltekraften gehören:

- a) das Eigengewicht der Wände;
- b) der hydrostatische Druck des Wassers auf die Stirnseite der Wände;
- c) der Druck der Hinterfüllung und des Grundwassers auf die schrägen und abgestuften Abschnitte der Rückseiten in dem Fall, wenn ihre Resultierenden den Wandfuß kreuzen.

Zu den Kippkräften gehören:

- d) der Druck der Hinterfüllung und des Grundwassers auf die Wandhinterkante (Fall "c" ausgeschlossen);
- e) der Sickerwasserdruck auf den Wandfuß;

- f) die Kraft, die vom Wandsickerwasserdruck auf den Sohlenboden übertragen wird und über die Wandkante hinausgeht. In diesem Fall liegt der Kippdrehpunkt an der Stirnkante auf Höhe der Sohlspitze;
- g) die übrigen Kippkräfte, z.B. seismische Kräfte, Verankerungskräfte u.a.

Auf festem felsigem Untergrund ist es zweckmäßig, die Standfestigkeit der Wände durch Verankerung im Felsen sicherzustellen. In diesem Fall gehören die Kräfte in den Verankerungen zu den Haltekräften.

10.18. Die fugenlosen und die mit Fugen versehenen Kammerabschnitte, deren Sohlen über die Wandkante hinausgehen, werden gegen Auftrieb berechnet.

10.19. Eine Kammersohle auf felsigem Untergrund, die nicht über die Wandkante hinausgeht, wird gegen Auftrieb berechnet, um ihre notwendige Verankerung im Fundament bestimmen zu können.

Die Kammerwände werden in diesem Fall nicht gegen Auftrieb berechnet.

10.20. Die Auftriebssicherheitsberechnung wird analog zu 9.18. durchgeführt.

10.21. Die Spannungsbemessung des Untergrundes wird nach der Formel für die ungleichmäßige Spannung durchgeführt (siehe Abschnitt 8.36.):

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{F_0} \pm \frac{M}{W} \quad (33)$$

- mit P - Summe aller Vertikalkräfte, die auf den Kammerabschnitt einwirken;
- F_0 - Fundamentfläche des Kammerabschnitts;
- M - Summenmoment aller äußeren Kräfte, die auf den Kammerabschnitt einwirken, bezüglich der zur Schleusenachse parallelen Achse, die durch den Schwerpunkt der Sohle des Abschnitts verläuft;
- W - Widerstandsmoment der Sohlenfläche des Kammerabschnitts bezüglich derselben Achse.

10.22. Die Spannungsbemessung nach der Elastizitätstheorie wird unter Berücksichtigung der Richtlinien der Abschnitte 8.37. und 8.39. durchgeführt.

10.23. Bei der Bestimmung der Spannungen nach einer beliebigen Methode und bei der Festigkeitsberechnung der Kammern muß die Möglichkeit, daß die auf die Kammerwände angreifenden Kräfte asymmetrisch sind, berücksichtigt werden.

10.24. Die Konstruktionen der Kammerabschnitte sind sowohl auf die Gesamtfestigkeit als auch auf die lokale Standfestigkeit der einzelnen Elemente zu berechnen.

Bei der Bestimmung der lokalen Standfestigkeit werden nur die unmittelbar auf die untersuchten Elemente einwirkenden Kräfte berücksichtigt.

10.25. Bei der Berechnung der Kammern wird der Druck der Hinterfüllung angenommen:

bei gefüllter Kammer als Summe des aktiven und passiven Erddrucks, der unter Einwirkung des hydrostatischen Wasserdrucks auf die Kammerwände auftritt;

bei leerer Kammer oder bei trockener Kammer im Winter als aktiver Erddruck, und im Sommer als Summe des aktiven und passiven Erddrucks aufgrund von Temperatureinwirkungen;

bei zwei oder mehr Schleusenammern muß die Möglichkeit in Betracht gezogen werden, daß die gefüllte Kammer die leeren Kammern durch die Übertragung des Wasserdrucks über die Hinterfüllung auf diese beeinträchtigen kann.

Eine solche Lastübertragung verdoppelt verdoppelt die Anzahl der Schwingungszyklen der Wände einer jeden Kammer, vergrößert die Amplitude und beeinflusst dadurch das statische Verhalten der Kammerkonstruktion.

Bei ausreichend großer Breite des Raumes zwischen den Kammern (Raum zwischen den Kammern breiter als 1,5 fache Kammerwandhöhe) und ohne starke Verdichtung der Auffüllung des Raumes zwischen den Kammern braucht der gegenseitige Einfluß der Kammern nicht berücksichtigt zu werden.

Es empfiehlt sich, die gegenseitige Beeinflussung der Kammern durch Laboruntersuchungen an Modellen zu präzisieren. Der Wellendruck, Eisdruck und Winddruck werden nicht berücksichtigt.

10.26. Bei Kammern in Dockkonstruktion (auf nichtfelsigem Untergrund) empfiehlt es sich, eine provisorische Sohlenfuge längs der Schleusenachse anzubringen und diese dann zu schließen, wenn die Hauptsetzungen der Wände abgeschlossen sind.

10.27. Es empfiehlt sich, die Festigkeitsberechnung der Kammern mit provisorischer Sohlenfuge auch in dem Fall durchzuführen, wenn die Wände und die Sohle gleichzeitig gebaut werden, doch bei den äußeren Belastungen müssen auch die Setzungen der Kammer mitberücksichtigt werden, die im Augenblick des Schließens dieser Fuge auftreten.

10.28. Bei Anwendung der Methode des Betonierens einer Kammersohle mit provisorischer Fuge empfiehlt es sich, in Betracht zu ziehen, ob es zweckmäßig ist, die Sohle nach dem Schwergewichtsverfahren auszuführen.

10.29. Die längs der Kammerwände verlegten Kabelkanäle müssen mit den Wänden starr verbunden sein. Die Abdeckung der Kabelkanäle oder anderer Kanäle, die im oberen Bereich der Kammern dort liegen, wo Kraftfahrzeugverkehr möglich ist, müssen entsprechend den gültigen Normen für die Belastung durch Kraftfahrzeuge berechnet sein.

16. KONTROLL- UND MESSGERÄTE AN SCHIFFSSCHLEUSEN

ALLGEMEINE RICHTLINIEN

16.1. Im Entwurf muß die Anlage von Kontroll- und Meßgeräten zur systematischen Überwachung des Schleusenzustandes und der Veränderungen am Schleusenkörper vorgesehen werden.

16.2. Die Überwachungen des Schleusenzustandes und der Veränderungen am Schleusenkörper werden unterteilt in Kontroll- und Spezialüberwachungen.

Zu den Kontrollüberwachungen gehören die systematischen Überwachungen, die durchgeführt werden, um den Schleusenzustand und die Veränderungen am Schleusenkörper zu verfolgen, um rechtzeitig Mängel feststellen zu können, um festzustellen, wann Reparaturarbeiten notwendig werden, um Unfällen vorzubeugen und um die Betriebsbedingungen zu verbessern.

Die Spezialüberwachungen sind notwendig zur Feststellung der Richtigkeit der Konstruktionsannahmen, der Untersuchung von Fragen, die von besonderer Wichtigkeit für die vorliegende Schleuse sind und für die Lösung einzelner wissenschaftlicher Problemstellungen.

16.3. Der Einbau der Kontroll- und Meßgeräte wird entsprechend den gültigen Vorschriften vorgenommen.

DIE KONTROLLÜBERWACHUNGEN

16.4. Entsprechend den Regeln der technischen Nutzung von Schiff-fahrtsanlagen und den Sonderrichtlinien müssen die Kontrollüberwachungen an allen Schleusen durchgeführt werden.

16.5. Die Kontrollüberwachungen umfassen folgende Maßnahmen:

- a) Auftrieb im Fundament der Bauwerke;
- b) Verformungen der Dehnungs- und Setzfugen;
- c) Setzungen der Bauwerke;
- d) Horizontalverschiebungen der Kammerwände;
- e) Wasserspiegel in den Kammerwandhinterfüllungen;
- f) Wasserspiegel in den Kammern und im Ober- und Unterwasser;
- g) Hydraulikcharakteristiken bei normaler Arbeitsweise der Schleuse;
- h) Sickerwassermengen in der Dränage;
- i) Systematische Besichtigung der Bauwerke und der Dränage;
- k) Auswaschungen und Ablagerungen in den Zufahrtskanälen;
- l) Einwirkungen von Eis auf die Bauwerke u.a.

16.6. Um die Größe und die Verteilung der Wirkung des Auftriebs auf die Schleusensohle festzustellen, sind Piezometer einzubauen.

16.7. Zur Bestimmung des Grundwasserdrucks empfiehlt es sich, Piezometer zu verwenden, die nach den Hinterfüllen angebracht werden.

16.8. Die Piezometer müssen nach Möglichkeit vertikal eingebaut werden. Für schief liegende Piezometer darf der Winkel zur Vertikale nicht größer als 35° sein. Die Verlegung von Piezometern in horizontalen Abschnitten ist grundsätzlich zu vermeiden. Wenn nicht anders möglich, sollte die Neigung in diesen Abschnitten nicht unter 5 % sein.

16.9. Zur Bestimmung der piezometrischen Wasserspiegelmarke in Druckpiezometern empfiehlt sich die Anwendung von Manometern.

16.10. In drucklosen Piezometern ist die Wasserspiegelmarke mit Kontaktgeräten zu messen (mit Knallkapseln, Lotpfeife, elektrische Kontaktgeber).

16.11. Zur Messung der Öffnungsbreiten der Dehnungs- und Setzfugen sind Fugenmesser zu verwenden, die quer zu den Fugen oben in der Wand und unten an der Sohle eingebaut werden.

In Bauwerken auf nichtfelsigem wie auch auf felsigem Untergrund sind in die Sohle in jeder Temperaturdehnungsfuge von beiden Kammerseiten aus Fugenmesser einzusetzen.

16.12. Die Setzungen der Häupter und Kammerlamellen sind durch periodische Nivellierung der Kontrollmarken, die auf den Wand- und Sohlenoberflächen angebracht sind, zu bestimmen.

Im Entwurf müssen auch provisorische Kontrollmarken zur Fixierung aller Setzungen, beginnend mit der Errichtung des Bauwerks bis zu ihrer Fertigstellung, vorgesehen werden.

16.13. Im Schleusenbereich muß ein zuverlässiges Netz von tachymetrischen und Höhenmarken vorgesehen werden.

16.14. Die Bestimmung der Horizontalverschiebungen der Schleusenkonstruktionen wird mit Hilfe von geodätischen Verfahren durchgeführt.

Zur Überwachung der Horizontalverschiebungen muß im Entwurf ein Satz entsprechender Meßgeräte vorgesehen werden.

16.15. Zur Überwachung der Wasserspiegel im Unter- und Oberwasser und in den Schleusenkammern sind Pegel zu verwenden.

In Schifffahrtsanlagen ist je ein Pegel einzubringen: im Oberwasser, in jeder Kammer und im Unterwasser.

Die Stellen zur Befestigung der Pegel müssen leicht zugänglich, gut sichtbar sein und müssen im Bereich des ruhigen Wasserspiegels liegen und müssen vor vorbeifahrenden Schiffen, Flößen und vor Eis bei Wasserstandsschwankungen im Winter geschützt sein.

16.16. Zur Messung der Sickerwassermengen in der Dränage müssen die entsprechenden Geräte und Vorrichtungen vorgesehen werden.

SPEZIELLE ÜBERWACHUNGEN

16.17. Spezielle Überwachungen sind anzuordnen:

- a) je nach dem Schwierigkeitsgrad und der Wichtigkeit des Bauwerks;
- b) bei Anwendung neuer Konstruktionslösungen im Entwurf, die eine Überprüfung erforderlich machen;
- c) bei Benutzung der Schleusen zur Ableitung eines Teils der Hochwassermenge;
- d) bei der Lösung von wissenschaftlichen Forschungsaufgaben.

Als spezielle Überwachungen kann die Untersuchung der folgenden Fragen gelten:

- a) der Temperaturverlauf;
- b) der Spannungszustand des Betons und seiner Bewehrung;
- c) Verformungen (und Spannungen) des Untergrundes;
- d) der Wasserdruck in den Betonrissen- und -fugen;
- e) die Einwirkung der Schwankungen des hydrodynamischen Drucks auf die Überdeckung der Umläufe;
- f) die Zugkraft der Hebemechanismen, hydraulischen Schieber u. a.m.;
- g) Befestigungsbedingungen der Schiffe in den Kammern und Zufahrten (Lastigkeit des Schiffes, Kräfte in den Tauen u.a.m.).

16.18. Die Anordnung der Geräte für die speziellen Überwachungen wird im Entwurf festgelegt, in den auch die Arten und der Umfang der Beobachtungen, Typ und Bauart der Meßgeräte und Meßanlagen, Zeiten und Dauer der Überwachungen vorgesehen sein müssen. Zur Teilnahme an der Zusammenstellung der Entwürfe zur Anbringung der Kontroll- und Meßgeräte für die speziellen Überwachungen an Schleusen empfiehlt es sich, wissenschaftliche Forschungsorganisationen heranzuziehen.

AUFZÄHLUNG DER NORMVORSCHRIFTEN, DEREN FORDERUNGEN BEI DER PLANUNG VON SCHIFFSSCHLEUSEN BERÜCKSICHTIGT WERDEN MÜSSEN

1. СНиП II-И.1-62. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования.

SNiP II-I.1-62. Hidrotehničke skie sooruženija rečne. Osnovnye položenija proektirovanija.

⟨Wasserbauanlagen an Flüssen. Planungshaupttrichtlinien⟩

2. Технические условия определения ледовых нагрузок на речные сооружения (СН 76-59).

Techničeskie uslovija opredelenija ledovych nagruzok na rečne sooruženija (SN 76-59).

⟨Technische Bedingungen der Eisbelastungen an Flußanlagen⟩

3. Глава СНиП II-Б.3-62. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования.

Glava SNiP II-B.3-62. Osnovaniya gidrotehničkih sooruženij. Normy proektirovanija.

⟨Kapitel aus SNiP II-B.3-62. Die Fundamente von Wasserbauanlagen. Planungsnormen⟩

4. Глава СНиП II-А.12-62. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования.

Glava SNiP II-A.12-62. Stroitel'stvo v sejsmičeskich rajonach. Normy proektirovanija.

⟨Kapitel aus SNiP II-A.12-62. Bauwesen in Erdbebengebieten. Planungsnormen⟩

5. Нормы проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основные требования к расположению мостов (НСР 103-52).

Normy proektirovanija podmostovych gabaritov na sudochodnyh i splavnyh rekach i osnovnye trebovanija k raspoloženiju mostov (NSP 103-52).

⟨Planungsnormen der Durchfahrtshöhen an Schifffahrts- und Flößflüssen und die Hauptforderungen für die Anlage von Brücken⟩

6. Правила устройства электроустановок (ПУЭ, 1965 г.).

Pravila ustrojstva elektroustanovok (PUĖ, 1965 g.)

⟨Vorschriften für elektrische Anlagen (PUĖ, 1965)⟩

7. Правила плавания по внутренним судоходным путям РСФСР, утвержденные Министерством речного флота РСФСР 28 февраля 1963 г.

Pravila plavanija po vnutrennim sudochodnym putjam RSFSR, utverždennye Ministerstvom rečnogo flota RSFSR 28 fevralja 1963 g.

⟨Schifffahrtsvorschriften auf den Schifffahrtsbinnenwasserstraßen der Russischen Sozialistischen Föderativen Sowjet-Republik, bestätigt vom Minister für Flußschifffahrt der RSFSR vom 28.2.1963⟩

8. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега (СН 92-60).

Techničeskie uslovija opredelnija volnovych vozdejstvij na morskije i rečne sooruženija i berega (SN 92-60)

⟨Technische Bedingungen zur Bestimmung der Welleneinwirkungen auf Hochsee- und Flußschifffahrtsanlagen und -ufer (SN 92-60)⟩

9. Указания по проектированию антикоррозийной защиты строительных конструкций промышленных зданий в производствах с агрессивными средами (СН 262-63).

Ukazanija po projektirovaniju antikorozijsnoj zaščity stroitel'nyh konstrukcij promyšlennych zdaniy v proizvodstvach s agresivnymi sredami (SN 262-63).
<Richtlinien zum Entwurf des Rostschutzes an den Baukonstruktionen von Industriegebäuden in Betrieben mit Aggressivstoffen (SN 262-63)>

10. Инструкция по проектированию. Признаки и нормы агрессивности воды-среды для железобетонных и бетонных конструкций СН 249-63*.

Instrukcija po projektirovaniju. Priznaki i normy agresivnosti vody-sredy dlja železobetonnyh i betonnyh konstrukcij SN 249-63.
<Planungsinstruktionen. Zeichen und Normen der Aggressivität von Wasser für Stahlbeton- und Betonkonstruktionen SN 249-63>

11. Нормы искусственного освещения территорий, зданий и сооружений речных портов и пристаней, утвержденные Министерством речного флота РСФСР 6 декабря 1960 г.

Normy iskusstvennogo osveščeniya territorij, zdaniy i sooruzenij rečnyh portov i pristanej, utverždennye Ministerstvom rečnogo flota RSFSR 6 dekabrya 1960 g.
<Normen der künstlichen Beleuchtung der Flächen, Gebäude und Anlagen von Flußhäfen und -anlegestellen, bestätigt vom Minister für Flußschifffahrt der RSFSR vom 6.12.1960>

12. Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям (СН 288-64).

Ukazanija po projektirovaniju gidrotehničeskich sooruzenij, podveržennyh volnovym vozdeystvijam (SN 288-64).
<Richtlinien zum Entwurf von Wasserbauanlagen, die Welleneinwirkungen ausgesetzt sind (SN 288-64)>

13. Глава II-В.6 СНиП издания 1954 г. «Искусственное освещение» с изменениями, внесенными в нее приказом Госстроя СССР от 14 января 1958 г. № 9 (см. «Сборник дополнений и изменений к II части СНиП по состоянию на 1 июля 1960 г., Госстройиздат, 1960).

Glava II-B.6 SNiP izdaniya 1954 g. "Iskusstvennoe osveščenie" s izmenenijami, vnesennymi v ee prikazom Gosstroja SSSR ot 14 janvarja 1958 g. № 9 (smotri "Sbornik dopolnenij i izmenenij k II časti SNiP po sostojaniju na 1 ijulja 1960 g., Gosstrojizdat, 1960).
<Kapitel II-B.6 der SNiP Ausgabe 1954 "Künstliche Beleuchtung" mit den durch Verordnung des Staatlichen Baukontors der UdSSR vom 14.1.1958 Nr 9 eingebrachten Änderungen (siehe: "Sammelband der Ergänzungen und Änderungen zum 2. Teil der SNiP, Stand 1.7.1960, [Moskva:] Gosstrojizdat, 1960)>

14. Технические условия определения нагрузок от судов на причальные сооружения (СН 144-60).

Techničeskie uslovija opredelenija nagruzok ot sudov na pričal'nye sooruzeniya (SN 144-60).
<Technische Bedingungen zur Bestimmung der von Schiffen ausgehenden Belastungen auf die Anlegeanlagen (SN 144-60)>

15. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (СН 55-59).

Normy i techničeskie uslovija projektirovanija betonnyh i železobetonnyh konstrukcij gidrotehničeskich sooruzenij (SN 55-59).
<Normen und technische Bedingungen zur Planung der Beton- und Stahlbetonkonstruktionen von Wasserbauanlagen (SN 55-59)>

16. Указания по строительному проектированию гидроэнергетических сооружений (СН 142-60).

Ukazanija po stroitel'nomu projektirovaniju gidroenergetičeskich sooruzenij (SN 142-60).
<Richtlinien zum Bauentwurf von Wasserkraftanlagen (SN 142-60)>

17. Размеры водопропускных отверстий в гидротехнических сооружениях, перекрываемых затворами (СН 149-60).

Razmery vodopropusknyh otverstij v gidrotehničeskich sooruzenijach, perekryvaemyh zatvorami (SN 149-60).
<Abmessungen der Wasserdurchlassöffnungen in Wasserbauanlagen, die von Verschlüssen abgedeckt werden (SN 149-60)>

18. Глава СНиП III-И.6-62. Электротехнические устройства. Правила организации и производства работ. Приемка в эксплуатацию.

Glava SNiP III-I.6-62. Elektrotehničeskie ustrojstva. Pravila organizacii i proizvodstva raboty. Priemka v èkspluataciju.
<Kapitel aus SNiP III-I.6-62. Elektrotechnische Anlagen. Regeln der Arbeitsorganisation und -durchführung. Inbetriebnahme>

Verzeichnis der wichtigsten sowjetischen Abkürzungen

<u>Gidroproekt</u> - Vsesojuznyj ordena Lenina proektno-izyskatel'nyj i naučno-issledovatel'skij institut "GIDROPROEKT" imeni S.Ja. Žuka	Gidroprojekt - Leninorden-Uniöns-Forschungsinstitut für Projektierung und Untersuchungen beim Bau wasserbaulicher Anlagen namens S.Ja. Schuk
<u>GOSSTROJ SSSR</u> - Gosudarstvennyj komitet Soveta Ministrov SSSR po delam stroitel'stva	GOSSTROI SSSR - Staatliches Komitee beim Ministerrat der UdSSR für Fragen des Bauwesens
<u>GOST</u> - Gosudarstvennyj obščesojuznyj standart	GOST - Staatlicher Unions-Standard (seit 1940)
<u>Lengidroproekt</u> - Leningradskoe otdelenie Vsesojuznogo ordena Lenina proektno-izyskatel'nogo i naučno-issledovatel'skogo instituta "GIDROPROEKT" imeni S.Ja. Žuka	Lengidroprojekt - Leningrader Abteilung des Leninorden-Unions-Forschungsinstituts für Projektierung und Untersuchungen beim Bau wasserbaulicher Anlagen namens S.Ja. Schuk
<u>MISI</u> - Moskovskij ordena Trudovogo Krasnogo Znameni inženerno-stroitel'nyj institut imeni V.V. Kujbyševa	MISI - Moskauer W.W. Kuibyschew-Ingenieurinstitut für Zivilbauwesen mit dem Orden des Roten Arbeitsbanners ausgezeichnet
<u>SN</u> - stroitel'nye normy	SN - Baunormen
<u>SNiP</u> - stroitel'nye normy i pravila	SNiP - Baunormen und -vorschriften

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner
Mitarbeiter

- [1] Smoltczyk, U. (1974) *Studienunterlagen*
330 Seiten, broschiert DM 25,-
- [2] Gußmann, P. (1973) *Ausgleichsvorgänge eindimensionaler
Strömungen bei beliebiger Anfangsbe-
dingung unter besonderer Berücksichti-
gung der Konsolidation einseitig drä-
nierter Tonschichten*
Die Bautechnik 50, 20-25 Sonderdruck
- [3] Thamm, B.R. (1973) *Die "Cam-Clay"-Theorie und das
"Critical-State"-Konzept*
Der Bauingenieur 48, 311 - 314 Sonderdruck
- [4] Gußmann, P./ (1973) *Eindimensionale Konsolidation mehr-
Spotka, H. schichtiger Tonböden*
Die Bautechnik 50, 265 - 272 Sonderdruck
- [5] Thamm, B.R. (1973) *Anwendung der Finite-Element-Methode
zur Berechnung von Spannungen in
wassergesättigten Böden*
Der Bauingenieur 48, 370 - 374 Sonderdruck
- [6] Gußmann, P. (1974) *Different methods of evaluating the
influence of seepage forces on slope
stability*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 61-73
- [7] Gußmann, P./ (1974) *Practical considerations in the applicat-
Schad, H. ion of finite element techniques to
soil problems*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 74-90
- [8] Gußmann, P./ (1974) *One-dimensional consolidation of
Spotka, H. multi-layered clays*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 91-102
- [9] Gußmann, P./Thamm, B. (1974) *Two-dimensional consolidation of triaxial
test specimen*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 103-117
- [10] Schad, H. et al. (1974) *Stresses in concrete caisson bells*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 118-121
- [11] Smoltczyk, U. (1974) *Improved technique for foundations on slopes*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 122-129
- [12] Smoltczyk, U./ (1974) *Pressure cell for the measurement of
Diem, P./Spotka, H. normal and shear tests*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 130-136
- [13] Smoltczyk, U./ (1974) *Stabilizing sand grains by overhead water
Ljöterud, L. pressure in bell bottoms of caisson piles*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 137-141

Die Nrn.6 - 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der Deutschen
Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, zum Preise von
DM 20,- verkauft wird

- [14] Smoltczyk,U.et al. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe
- [15] Gußmann,P./Thamm,B.R.(1974), *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben*,
Der Bauingenieur 49,293-298 (Sonderdruck)
- [16] Gußmann,P. (1974), *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen*,
Der Bauingenieur 49, 298-301 (Sonderdruck)
- [17] Smoltczyk,U./Gußmann,P./Schulz,H. (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*,
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,-
- [18] Laumans,Q.(1975), *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächen Gründungen*
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14
- [19] Gußmann,P. (1974), *Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability*
Deutsche Geotechnik 2, 61-73
- [20] Gußmann,P./Schad,H.(1974), *Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems*,
Deutsche Geotechnik 2, 74-90
- [21] Gußmann,P./Spotka,H.(1974), *One-dimensional consolidation of multi-layered clays*,
Deutsche Geotechnik 2, 91-102
- [22] Gußmann,P./Thamm,B.(1974), *Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen*,
Deutsche Geotechnik 2, 103-117
- [23] Schad,H./Henes/Kutzschenbach (1974), *Stresses in concrete caisson bells*,
Deutsche Geotechnik 2, 118-121
- [24] Smoltczyk,U. (1974), *Improved technique for foundation on slopes*,
Deutsche Geotechnik 2, 122-129
- [25] Smoltczyk,U./Diem,P./Spotka,H.(1974), *Pressure cell for the measurement of normal and shear stress*,
Deutsche Geotechnik 2, 130-136
- [26] Smoltczyk,U./Ljöterud,L.(1974), *Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles*,
Deutsche Geotechnik 2,137-141
- [27] Smoltczyk,U. (1975), *Graving Dock Foundation on Deep Fill*,
Proc.1.Baltic Conf.Soil Mech.Found.Engng.III,213-222
- [28] Smoltczyk,U./Du Thinh (1975), *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden*,
Fortschritt-Berichte VDI-Z. Reihe 4,Nr.25, 70 S.
- [29] Smoltczyk,U. (1975), *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren*,
in: Festschrift Lorenz, Techn.Univ.Berlin,203-218
- [30] Smoltczyk,U. (1975), *Wie kann man Baugruben verbilligen?*
Der Architekt 2, 94-103
- [31] Smoltczyk,U. (1975), *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*
Veröff.Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63,21-50
- [32] Smoltczyk,U. (1976), *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes*,
Proc.6.Europ.Conf.SMFE,1.2, 561-566

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

Herausgegeben von Prof.Dr.-Ing.U.Smoltczyk

- Nr.1 Thamm,B., *Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones*
(1974) Preis: DM 10,-
- Nr.2 Gußmann,P., *Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch*
(1975) Preis: DM 5,-
- Nr.3 Feeser,V., *Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß*
(1975) Preis: DM 10,-
- Nr.4 Du Thinh,K., *Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation*
(1976) Preis einschließlich Quellenprogramm DM 200,-
- Nr.5 Smoltczyk,U./Pertschi,O./Hilmer,K., *Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)*.
(1976) Preis: DM 18,-
- Nr.6 Hilmer,K., *Erddruck auf Schleusenkamerwände*
(1976) Preis: DM 18,-
- Nr.7 Laumans,Q., *Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens*
(1976) Preis: DM 18,-

