

Unterlagen nur für den Studiengebrauch!

GRUNDBAU I - ÜBUNG

3. PROGRAMM

BERECHNUNG EINER SPUNDWAND

Unterlagen zum Einführungsvortrag

Inhaltsverzeichnis

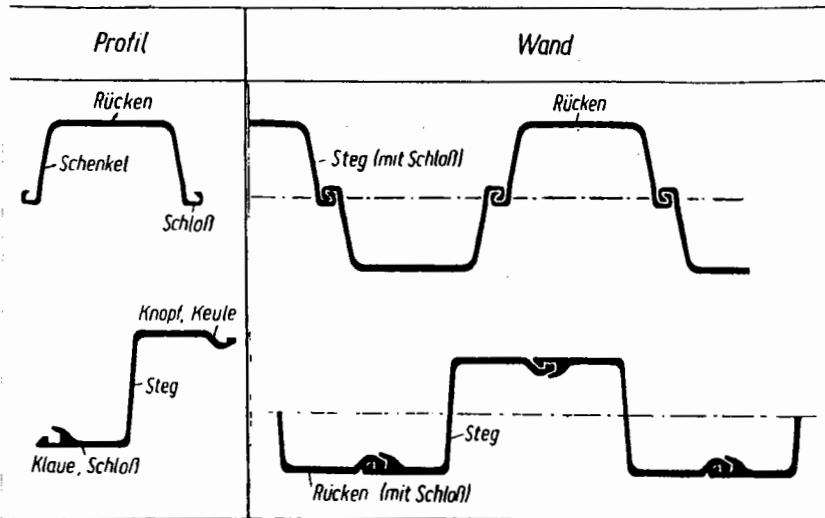
ALLGEMEINES	2
TRAGVERHALTEN DER SPUNDWAND	2
BERECHNUNGSMETHODEN	2
BERECHNUNG EINER SPUNDWAND NACH BLUM.....	3
VORAUSSETZUNGEN.....	3
STATISCHES SYSTEM.....	3
RECHNERISCHES VERFAHREN NACH BLUM.....	3
<i>Fall I: oben einfach verankert, unten vollkommen eingespannt</i>	4
<i>Fall III: oben einfach verankert, unten frei aufliegend</i>	5
GRAFISCHES VERFAHREN NACH BLUM	6
PRAKTISCHE VORGANGSWEISE BEI DER BERECHNUNG.....	7
VORBEREITENDE RECHENSCHRITTE SOWOHL FÜR DAS RECHNERISCHE ALS AUCH FÜR DAS GRAFISCHE VERFAHREN NACH BLUM.....	7
<i>Vereinfachung des Untergrundes zu einem repräsentativen, charakteristischem Schichtbild</i>	7
<i>Ermittlung der Belastung der Spundwand</i>	7
<i>Bestimmung des Belastungsnullpunktes (BNP)</i>	8
<i>Umrechnung der resultierenden Druckverteilung in Einzelkräfte P_i und Ermittlung ihrer Hebelsarme a_i um den Ankerpunkt</i>	9
RECHNERISCHES VERFAHREN	9
<i>Fall I: oben einfach verankert, unten vollkommen eingespannt</i>	10
<i>Fall III: oben einfach verankert, unten frei aufliegend</i>	11
GRAFISCHES VERFAHREN (KONTROLLE DER BERECHNUNG)	11
<i>Fall I: oben einfach verankert, unten vollkommen eingespannt</i>	11
<i>Fall III: oben einfach verankert, unten frei aufliegend</i>	13
BEMESSUNG DER SPUNDWAND	14
ERMITTLUNG DES BEMESSUNGSMOMENTES	14
BERECHNUNG VON W_{ERF}	14
WAHL EINES SPUNDWANDPROFILES.....	14
NACHWEIS DER VERANKERUNG	14
WAHL DER VERTEILUNG DER ANKER.....	14
NACHWEIS IN DER TIEFEN Gleitfuge nach KRANZ	14
FÜR DIE ÜBUNG ERFORDERLICHE NACHWEISE, BERECHNUNGEN UND SKIZZEN	16
NOMOGRAMM NACH BLUM	17
PROFILTABELLE.....	18

Allgemeines

Eine Spundwand besteht aus einzelnen Trägerbohlen, welche in den Boden gerammt oder gepreßt werden. Über die sog. Schlösser ist jede einzelne Bohle mit den benachbarten verbunden, wodurch ein flächenhaftes Stützbauwerk entsteht.

Spundwände haben vorwiegend waagrecht wirkende Erd- und Wasserdrücke aufzunehmen, können aber auch (geringere) vertikale Lasten in den Baugrund übertragen.

Die nachfolgenden Betrachtungen und Berechnungsmethoden können auch bei Schlitz- und Bohrpfehlwänden angewendet werden.



Tragverhalten der Spundwand

Auf die Trägerbohlen wirkt eine Belastung, welche sich im allgemeinen aus Erd- und Wasserdruck zusammensetzt.

Die Ankerung entspricht einem gelenkigen Auflager im oberen Bereich der Spundwand. Die Auflagerbedingungen am Spundwandfuß werden maßgeblich vom passiven Erddruck beeinflusst, welcher sich ab der Aushubsohle mit größer werdender Rammtiefe aufbaut. Sobald der passive Erddruckkeil so groß wird, daß die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind, spricht man von der unten frei aufliegenden Spundwand (Fall III nach Blum).

Mit noch weiter ansteigender Rammtiefe baut sich ein Einspannmoment auf. Erreicht dieses Moment eine Größe, daß die Verdrehung des Spundwandfußpunktes gleich Null wird, so spricht man von der vollkommen eingespannten Spundwand (Fall I nach Blum).

Berechnungsmethoden

Bemessungsdiagramme: für einfache Lastbilder

Verfahren von BLUM: für komplizierte Lastbilder, aber maximal einfach verankert

Verfahren von LACKNER: für mehrfach verankerte Spundwände

Verfahren von TSCHEBOTARIOFF

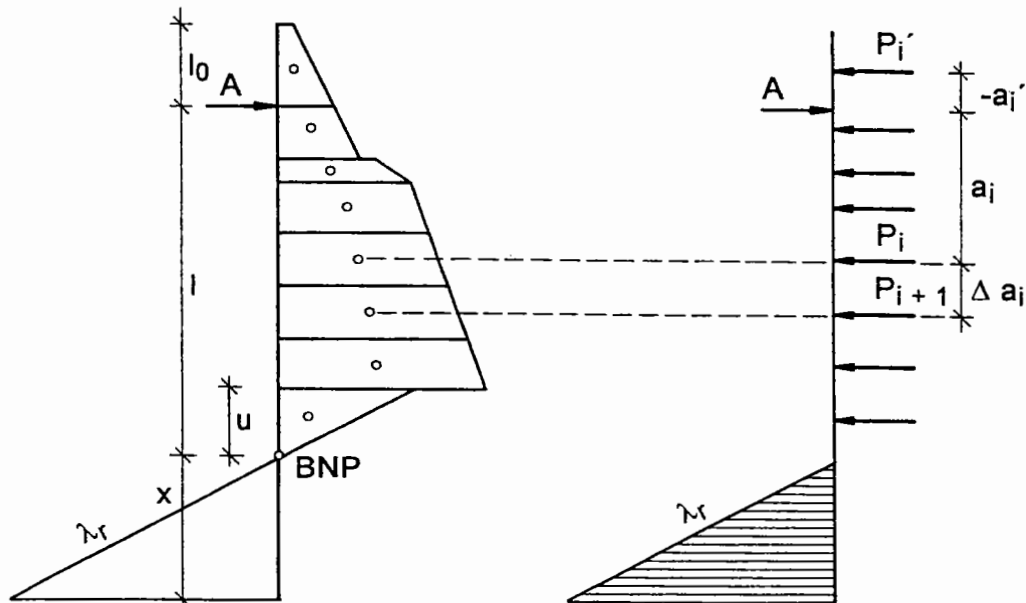
Berechnung einer Spundwand nach Blum

Voraussetzungen

Klassische Erddrucktheorie (ebene Gleitflächen)
glatte, elastische Wand (Wandreibungswinkel $\delta=0$)
waagrechtes Gelände

Statisches System

Um sein Berechnungsverfahren möglichst allgemein zu halten hat Blum die Länge der Spundbohlen in etwa gleich lange Abschnitte geteilt, welche nur von den resultierenden Einzellasten und nicht von der Spannungsverteilung belastet werden.



Mit l bezeichnet Blum den Abstand vom Anker zum Belastungsnullpunkt (BNP), x ist der Längenzuschlag, welcher benötigt wird, um einen ausreichend großen passiven Erddruck unterhalb des Belastungsnullpunktes zu aktivieren. Die Spannungsfläche unterhalb des BNP wird nicht durch Einzellasten ersetzt, sondern als dreiecksförmige Verteilung mit der Steigung λ_r angesetzt. Dabei wird vorausgesetzt, daß unterhalb des Belastungsnullpunktes kein Schichtwechsel erfolgt, daß also die für die Erddruckermittlung relevanten Bodenkennwerte konstant bleiben.

Rechnerisches Verfahren nach Blum

Blum hat ein Berechnungsverfahren für 5 unterschiedliche Auflagerbedingungen entwickelt:

- Fall I: einfach verankert, unten vollkommen eingespannt
- Fall II: unverankert
- Fall III: einfach verankert, unten frei aufliegend (Balken auf 2 Stützen)
- Fall IV: oben eingespannt
- Fall V: oben und unten eingespannt

Die Spundwand im Übungsbeispiel soll nach Fall I und Fall III berechnet werden.

Fall I: oben einfach verankert, unten vollkommen eingespannt

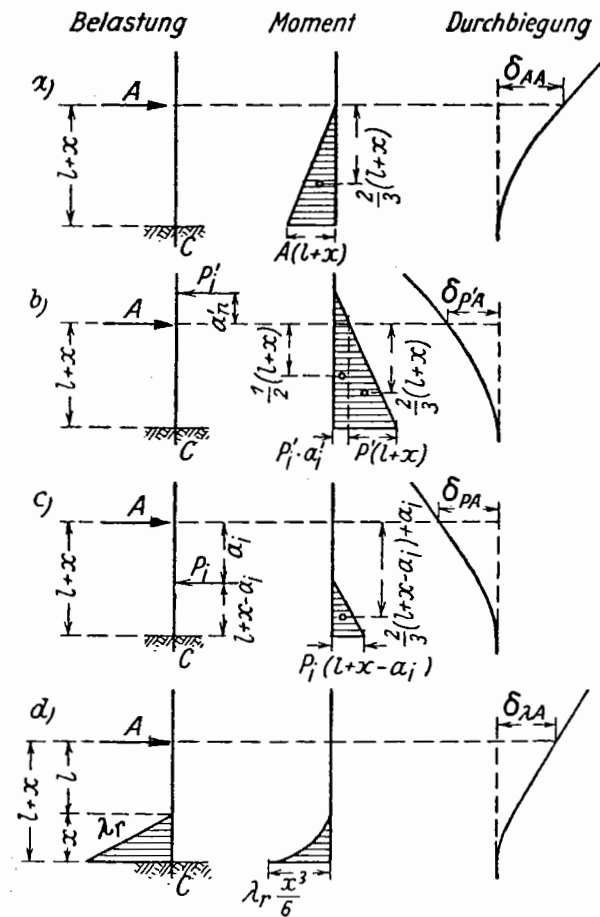
Durch die Einspannung des Trägers und die Auflagerung im Ankerpunkt ist das System einfach statisch unbestimmt. Das bedeutet, daß für die Berechnung der Auflagerreaktionen die Gleichgewichtsbedingungen nicht ausreichen. Es muß also zusätzlich eine Formänderungsbedingung definiert werden:

Im Fall der vollkommen eingespannten Spundwand ist die Querschnittsverdrehung im Spundwandfußpunkt gleich Null.

Um die Formänderungsbedingung zu erfüllen, belastet Blum im rechnerischen Verfahren einen im Fußpunkt eingespannten Kragträger der Länge $(l+x)$ ohne Verankerung mit sämtlichen äußeren Lasten und berechnet die daraus resultierende Verschiebung in Höhe der späteren Verankerung, $(\delta_{P'A} + \delta_{PA} + \delta_{\lambda A})$.

Sodann bringt er eine vorerst unbekannte Ankerkraft A auf und berechnet ebenso die Verschiebung des Ankerpunktes δ_{AA} . Addition aller Komponenten liefert die endgültige Ankerverschiebung:

$\delta_A = \delta_{AA} + (\delta_{P'A} + \delta_{PA} + \delta_{\lambda A})$
bei vollkommener Einspannung und einfacher Verankerung der Spundwand.



$$\delta_{AA} \cdot EI = -A \cdot \frac{(l+x)^3}{3}$$

$$\delta_{P'A} \cdot EI = \sum P'_i \cdot \frac{(l+x)^3}{3} + \sum P'_i \cdot a'_i \cdot \frac{(l+x)^2}{2}$$

$$\delta_{PA} \cdot EI = \sum P_i \cdot \frac{(l+x-a_i)^3}{3} + \sum P_i \cdot a_i \cdot \frac{(l+x-a_i)^2}{2}$$

$$\delta_{\lambda A} \cdot EI = -\int_0^{l+x} \frac{\lambda_r \cdot x^3}{6} (l+x) dx = -\frac{\lambda_r}{120} \cdot (4x^5 + 5lx^4)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M=0$ im Fußpunkt folgt:

$$A = \frac{1}{1+x} \left\{ \sum_0^{l_0} P'_n [(l+x) + a'_n] + \sum_0^l P_n [(l+x) - a_n] - \frac{\lambda_r}{6} x^3 \right\} \quad (1)$$

Einsetzen von Gleichung [1] in die Formänderungsbedingung $\delta_A = 0$ führt auf:

$$\delta_A = (1+x)^2 (\sum P_n \cdot a_n - \sum P'_n \cdot a'_n) - \sum P_n \cdot a_n^3 - \frac{\lambda_r}{60} (20 \cdot l^2 \cdot x^3 + 25 \cdot l \cdot x^4 + 8 \cdot x^5) = 0 \quad (2)$$

Mit den Vereinfachungen

$$m = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^3} (\sum P'_n \cdot a_n - \sum P'_n \cdot a'_n) = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^3} \sum_{l_0}^l P \cdot a \quad (3)$$

$$n = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^5} \sum P_n \cdot a_n^3 = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^5} \sum_0^l P \cdot a^3 \quad (4)$$

und

$$x = \xi \cdot l \quad (5)$$

erhält man die kubische Gleichung

$$\xi^3 \cdot (0,8 \cdot \xi^2 + 2,5 \cdot \xi + 2,0) = (1+\xi)^2 \cdot m - n \quad (6)$$

für die Länge der Spundwand, welche mittels Gleichungslöser oder mit dem Nomogramm von Blum gelöst werden kann.

Nach Umformen der Gleichung für A kann die Ankerkraft leicht berechnet werden:

$$A = \sum_{l_0}^l P - \frac{1}{l+x} \sum_{l_0}^l P \cdot a - \frac{\lambda_r \cdot x^3}{6 \cdot (l+x)} \quad (7)$$

Damit sind die beiden Unbekannten im Fall I - die Ankerkraft A und der Längenzuschlag x (zur Erweckung des passiven Erddruckes) - bestimmt.

Fall III: oben einfach verankert, unten frei aufliegend

In diesem Fall ist das System statisch bestimmt.

Aus $\Sigma H=0$ folgt:

$$A = \sum_{l_0}^l P - \frac{\lambda_r \cdot x^2}{2} \quad (8)$$

Das untere Auflager B entspricht der Resultierenden der Spannungsverteilung unterhalb des Belastungsnullpunktes.

Momentengleichgewicht um diesen Punkt B liefert:

$$A = \sum_{l_0}^l P - \frac{1}{l + \frac{2}{3} \cdot x} \cdot \sum_{l_0}^l P \cdot a \quad (9)$$

Gleichsetzen mit Gleichung [7] führt unter Verwendung der Abkürzungen

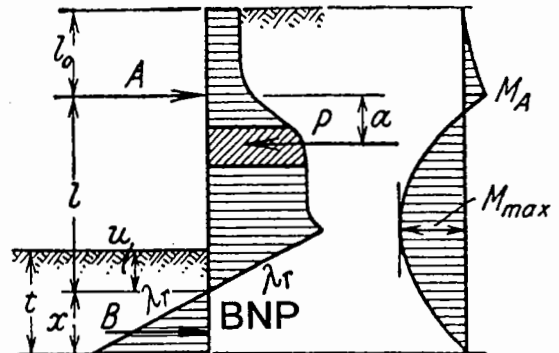
$$x = \xi \cdot l \quad (10)$$

und

$$m = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^3} \sum_{l_0}^l P \cdot a \quad (11)$$

auf

$$\xi^2 (2\xi + 3) = m \quad (12)$$



Die Lösung erfolgt wieder mittels Gleichungslöser bzw. Nomogramm.

Grafisches Verfahren nach Blum

Blum geht in seinen Überlegungen davon aus, durch Variation der Momentenschlußlinie im Kraft- und Seileck jene Momentenlinie zu finden, für welche die Ankerverschiebung δ_A gleich Null wird - unter Berücksichtigung der Formänderungsbedingung im Spundwandfußpunkt.

Um das statisch unbestimmte System grafisch in den Griff zu bekommen, wird, nach Konstruktion von Kraft- und Seileck, eine Rammtiefe angenommen, welche wiederum die Lage der Momentenschlußlinie impliziert. (Näheres dazu im nächsten Abschnitt). Damit ist die erste Abschätzung für den Momentenverlauf gegeben. Zuzufolge dieser Momentenlinie ergibt sich eine Biegelinie mit einer Ankerverschiebung δ_A . Die Forderung $\delta_A=0$ bedingt eine Verschiebung der oben angenommenen Momentenschlußlinie. HEDDE hat dafür eine Formel entwickelt, welche sehr gut die erforderliche Ablenkung der Schlußlinie im Spundwandfußpunkt abschätzt.

Nach einer zweiten grafischen Konstruktion der modifizierten Biegelinie wird dann in der Regel die Ankerverschiebung nahezu Null sein. Diese nochmalige Konstruktion der Biegelinie kann jedoch im Rahmen dieser Übung entfallen!

Praktische Vorgangsweise bei der Berechnung

Vorbereitende Rechenschritte sowohl für das rechnerische als auch für das grafische Verfahren nach Blum

- Vereinfachung des Untergrundes zu einem repräsentativen, charakteristischem Schichtbild

Ist bereits mit der Angabe gegeben.

- Ermittlung der Belastung der Spundwand

Einteilung des Profils in einzelne Schichten von ca. 1 m Dicke bis in eine Tiefe von ca. 1,5-fachem Geländesprung

Schichtgrenzen sollten überall dort eingeführt werden, wo mit einem Sprung oder einer Änderung der Steigung der Belastungskurve zu rechnen ist. Dies kann hervorgerufen werden durch Änderung der Bodenkennwerte, die Ankerkraft, den GW-Spiegel, etc.

Beim rechnerischen Verfahren ist eine Einteilung in Einzelschichten bis zum Belastungsnullpunkt ausreichend. Im Hinblick auf das grafische Verfahren ist es jedoch zweckdienlich, sogleich bis in eine Tiefe von ca. 1,5-fachem Geländesprung diese Einteilung vorzunehmen.

Ermittlung der Erddruckverteilung e_a und e_p

Wie aus der Vorlesung bekannt ist, hängt der Erddruck von der herrschenden Vertikalspannung sowie von einer allfällig vorhandenen Kohäsion ab:

Aktiver Fall:

$$e_a = \sigma_v \cdot \lambda_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{\lambda_a} \quad \text{mit} \quad \lambda_a = K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (13)$$

Passiver Erddruck:

$$e_p = \sigma_v \cdot \lambda_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{\lambda_p} \quad \text{mit} \quad \lambda_p = K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (14)$$

Die Vertikalspannung ist im homogenen Boden gleich

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \quad (15)$$

Beim geschichteten Untergrund wird die in der Schichtgrenze 1-2 herrschende Vertikalspannung $\sigma_{v,1-2}$ als zusätzliche Auflast auf die zweite Schicht betrachtet

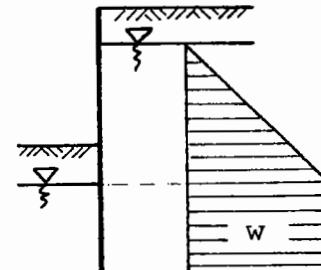
und in eine fiktive Bodenschicht der Mächtigkeit $h_2 = \frac{\sigma_{v,1-2}}{\gamma_2}$ umgerechnet. Mit

γ_2 wird dabei die Wichte des Bodens unmittelbar unterhalb der betrachteten Schichtgrenze bezeichnet. Für jede Schicht i mit der Wichte γ_i ergibt sich auf diese Weise eine Ersatzhöhe h_i . Im Bereich der i -ten Schicht kann dann die für die Erddruckermittlung benötigte Vertikalspannung wieder nach [15] berechnet werden, wobei für h die Ersatzhöhe h_i eingesetzt wird.

Kommt es durch die Kohäsion zu Erdzugspannungen, so sind diese zu vernachlässigen, da Zugspannungen im Boden nicht übertragbar sind. Es gilt also stets $e_a \geq 0$.

Berechnung des Wasserdruckes

Das Grundwasser übt auf die Spundwand einen Druck der Größe $w = \gamma_w \cdot h_w$. Dabei ist der erdseitige Wasserdruck positiv, der luftseitige negativ anzusetzen. Wegen der identischen Steigungen der Wasserdrücke beidseits der Spundwand, kann der Wasserdruck auch als resultierender Wasserüberdruck auf der Erdseite der Spundwand angenommen werden, welcher bis zur Wasserspiegeldifferenz linear ansteigt und von dort mit größer werdender Tiefe konstant bleibt.



Überlagerung aller Drücke zur resultierenden Belastung p

Da wir bei den Einzelbeanspruchungen schon eine positive Druckrichtung definiert haben, ergibt sich die resultierende Belastung p durch einfache Addition:

$$p = e_a + e_p + w$$

Tabellenkopf

Es ist zweckmäßig, die Ermittlung der resultierenden Belastung p in Tabellenform auszuführen. Ein geeigneter Tabellenkopf könnte folgendermaßen aussehen: ¹⁾

i	h _{a,1}	h _{a,2}	h _{a,3}	h _p	h _{w,1}	h _{w,2}	e _a	e _p	w	p
	m	m	m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m

• **Bestimmung des Belastungsnullpunktes (BNP)**

Der Belastungsnullpunkt ist definiert als jene Tiefe u unter der Aushubsohle, in welcher die resultierende Belastung p gleich Null wird. Er kann entweder aus der Spannungsverteilung von p ermittelt werden, deren Steigung mit λ_r bezeichnet wird oder aus rein geometrischen Betrachtungen berechnet werden.

Für den Fall, daß λ_r unterhalb der Aushubsohle konstant ist, folgt aus geometrischen Beziehungen:

$$u = \frac{p_s}{\lambda_r}$$

Dabei ist p_s die Größe der resultierenden Belastung in Höhe der Aushubsohle. Erfolgt zusätzlich im genannten Bereich kein Schichtwechsel - ist also die Wichte des Bodens dort konstant - so setzt sich λ_r lediglich aus der Steigung der passiven Erddruckverteilung, λ_p , und jener der aktiven, λ_a , zusammen:

$$\lambda_r = \gamma \cdot (\lambda_p - \lambda_a)$$

¹⁾ Die Spannungen wurden mit 1 lfm Spundwand multipliziert

• **Umrechnung der resultierenden Druckverteilung in Einzelkräfte P_i und Ermittlung ihrer Hebelsarme a_i um den Ankerpunkt**

Die Belastungsverteilung p wird in die Einzelkräfte P_i umgerechnet, welche die Resultierenden für die einzelnen Lamellen darstellen. Da die Belastung in einer Einzelschicht trapezförmig ist, ergeben sich Größe und Angriffspunkt der Einzelkräfte, P_i und $x_{o,i}$, aus den Trapezformeln:

$$P_i = (p_i + p_{i+1}) \cdot \frac{\Delta z_i}{2}$$

$$x_{o,i} = \frac{\Delta z_i}{3} \cdot \frac{p_i + 2 \cdot p_{i+1}}{p_i + p_{i+1}}$$

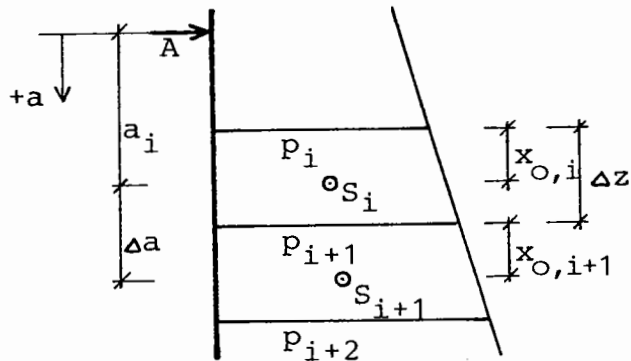
Der Abstand zwischen zwei benachbarten

Schwerpunkten ist

$$\Delta a_i = \Delta z_i + x_{o,i+1} - x_{o,i}$$

Somit beträgt der Hebelsarm der Einzelkraft P_i um den Ankerpunkt

$$a_i = \sum \Delta a_i$$



Tabellenkopf

Wiederum erfolgt die Berechnung am günstigsten in einer Tabelle:

i	p_i	p_i+p_{i+1}	$\Delta z_i/2$	P_i	$p_i+2 \cdot p_{i+1}$	VI/III	$\Delta z_i/3$	$x_{o,i}$	Δa_i
	kN/m	kN/m	m	kN	kN/m	-	m	m	m
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X

Rechnerisches Verfahren

Unabhängig vom statischen System, also sowohl für die eingespannte als auch für die frei aufliegende Spundwand, wird folgende Tabelle benötigt:

							eingespannt		frei aufliegend	
i	P_i	Δa_i	a_i	a_i^3	$P_i \cdot a_i$	$P_i \cdot a_i^3$	$Q_{I,i}$	$Q_{I,i} \cdot \Delta a_i$	$Q_{III,i}$	$Q_{III,i} \cdot \Delta a_i$
	kN	m	m	m ³	kNm	kNm ³	kN	kNm	kN	kNm

Die schattierten Spalten können erst mit bekannter Ankerkraft A_I , bzw. A_{III} berechnet werden.

Fall I: oben einfach verankert, unten vollkommen eingespannt

Berechnung der Eingangswerte m_I und n_I für das Nomogramm

$$m_I = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^3} \cdot \sum_1^l P_i \cdot a_i$$

$$n_I = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^5} \cdot \sum_0^l P_i \cdot a_i^3$$

Ermittlung der Tiefe des theoretischen Spundwandfußpunktes unter dem BNP, x_I

Entweder über das Nomogramm im Anhang (mit den Eingangswerten m_I und n_I) oder aus Gleichung [6] kann die Unbekannte ξ_I und damit

$$x_I = \xi_I \cdot l$$

ermittelt werden.

Berechnung von t_I , A_I , M_I

Die erforderliche Rammtiefe $t_I = u + x + \Delta x$. Um die Ersatzkraft C im Boden zu erwecken, muß die Rammtiefe um den Längenzuschlag Δx vergrößert werden. Nach einem weiterentwickelten Ansatz von Lackner gilt:

$$\Delta x = \frac{C}{2 \cdot \gamma \cdot h \cdot \lambda_p \cdot \cos \delta_p}$$

- C Fiktive Ersatzkraft im Fußpunkt der Spundwand
- γ Wichte des Bodens unterhalb des theoretischen Fußpunktes
- h Auflasthöhe im theoretischen Fußpunkt bezogen auf γ
- λ_p Erdwiderstandsbeiwert für den Boden vor dem Spundwandfuß beim Wandreibungswinkel δ_p

Als grobe Abschätzung kann der Längenzuschlag Δx mit $0,2 \cdot x$ angegeben werden (gilt auch für diese Übung).

Die Ankerkraft für Fall I beträgt

$$A_I = \sum_{i=0}^l P_i - \frac{1}{l+x} \sum_{i=0}^l P_i \cdot a_i - \frac{\lambda_r \cdot x^3}{6 \cdot (l+x)}$$

und der Momentenverlauf kann berechnet werden durch

$$M_{I,n} = \sum_{i=0}^n Q_{I,i} \cdot \Delta a_i$$

Fall III: oben einfach verankert, unten frei aufliegend

$$m_{III} = m_I$$

Ermittlung von x_{III}

Wiederum kann entweder über das Nomogramm im Anhang mit dem Eingangswert m_{III} ($n_{III}=0$) oder aus Gleichung [12] die Unbekannte ξ_{III} und damit die Tiefe des theoretischen Spundwandfußpunktes unter dem BNP,

$$x_{III} = \xi_{III} \cdot l,$$

ermittelt werden.

Berechnung von t_{III} , A_{III} , M_{III}

Da bei der freien Fußauflagerung der Längenzuschlag Δx für die Aktivierung der Einspannung entfällt, ist die Rammtiefe theoretisch gleich

$$t_{III, \text{theor.}} = u + x_{III}.$$

In der Praxis hat sich jedoch bewährt, bei großen Wasserüberdrücken einen Längenzuschlag von 20 Prozent vorzusehen. Somit beträgt die erforderliche Rammtiefe

$$t_{III} = 1,2 \cdot t_{III, \text{theor.}}$$

Über Gl.[9] erhält man die zugehörige Ankerkraft

$$A_{III} = \sum_{i=0}^l P_i - \frac{1}{l + \frac{2}{3}x} \sum_{i=0}^l P_i \cdot a_i,$$

und den Momentenverlauf

$$M_{III, n} = \sum_{i=0}^n Q_{III, i} \cdot \Delta a_i$$

Grafisches Verfahren (Kontrolle der Berechnung)

Fall I: oben einfach verankert, unten vollkommen eingespannt

Konstruktion der Momentenlinie mittels Kraft- und Seileck

Kraft- und Seileck

Mit dem aus der Mechanik bekannten Verfahren von Kraft- und Seileck kann aus den auf die Spundwand wirkenden Einzelkräften P_i eine Momentenlinie ermittelt werden. Dazu werden die Spundwand und sämtliche Einzelkräfte in einem Längenmaßstab μ_L aufgetragen. Über den Kräfteplan (mit der Polweite H_1 und dem Kräftemaßstab μ_1) kann das Seileck konstruiert werden.

Erste Annahme für die Momentenschlußlinie

Am Spundwandkopf muß das Moment gleich Null sein. Der erste Punkt der Schlußlinie liegt daher im Schnittpunkt der Waagrechten durch den Spundwandkopf mit dem ersten Seilstrahl.

Ein zweiter Punkt ergibt sich durch Schnitt der Waagrechten durch den Ankerkopf mit dem ersten Seilstrahl.

Für die erste Abschätzung wird die Schlußlinie durch den BNP und darüber hinaus verlaufend angenommen und mit dem Momentenseilzug unterhalb des BNP im sog. Spundwandfußpunkt zum Schnitt gebracht.

Die Abmessungen zwischen Schlußlinie und Seileck, $\eta_{M,i}$, können unmittelbar in die Biegemomente

$$M_i = \eta_{M,i} \cdot \mu_L \cdot \mu_1 \cdot H_1$$

umgerechnet werden.

Belastung des Mohrschen Ersatzträgers mit der Momentenlinie

Wie aus der Statik bekannt ist kann eine Biegelinie durch Belastung eines Ersatzträgers mit der $1/EI$ -fachen Momentenlinie des ursprünglichen Systems ermittelt werden. Es entspricht dann die Momentenlinie des Ersatzträgers der Biegelinie des tatsächlichen Trägers.

Konstruktion der EI -fachen Biegelinie

Der Ersatzträger wird also mit einer Belastung $p^*=M/EI$ belastet. Weil die Biegesteifigkeit EI der Spundwand noch nicht bekannt ist, wird der Ersatzträger unmittelbar mit $p^*=M$ belastet, welche wiederum in die Ersatzzelllasten E_i umgerechnet wird. Die weitere Vorgangsweise entspricht exakt der im vorigen Abschnitt beschriebenen Momentenbestimmung.

Konstruktion von Kraft- und Seileck

Ermittlung der Ankerkopfverschiebung δ_A

Die Lage der Schlußlinie ist bestimmt durch die Bedingung, daß die Spundwand im Fußpunkt vollkommen eingespannt ist – das Einspannmoment ist so groß, daß die Querschnittsverdrehung im Fußpunkt gleich Null ist. Die Schlußlinie für die Biegelinie entspricht daher der Tangente an die Biegelinie ebendort.

Wird der Kräfteplan der Ersatzkräfte E_i mit der Polweite H_2 und dem Maßstab μ_2 konstruiert, so ergibt sich die Durchbiegung δ_A zu

$$\delta_A = \eta_{B,A} \cdot \mu_L \cdot \mu_2 \cdot H_2 \cdot \frac{\mu_1 \cdot H_1}{EI} ,$$

mit der Ordinate im Biegelinienseileck in Ankerhöhe, $\eta_{B,A}$.

Korrektur der Momentenschlußlinie mit der Formel von Hedde

Um die Bedingung $\delta_A=0$ zu erfüllen muß die Lage der Schlußlinie korrigiert werden. Dazu bedient man sich der Formel nach Hedde, welche die nötige Verrückung der Momentenschlußlinie im Spundwandfußpunkt ΔM_F folgenderweise abschätzt:

$$\Delta M_F = \frac{3 \cdot s_A \cdot H}{(l+x)^2}$$

mit

$$s_A = \delta_A \cdot EI = \eta_{B,A} \cdot \mu_L$$

$$H = \frac{\mu_2 \cdot H_2}{\mu_1 \cdot H_1} \quad 1)$$

Ermittlung von t_I, A_I

Die theoretische Rammtiefe kann aus der Skizze herausgemessen werden und entspricht der Tiefe von der Aushubsohle zum Spundwandfußpunkt.

Wird die Schlußlinie parallel durch den Pol des Kräfteplans verschoben, so kann die Ankerkraft A abgelesen werden, welche vom 1. Seilstrahl und der verschobenen Schlußlinie begrenzt wird.

Fall III: oben einfach verankert, unten frei aufliegend

Momentenseileck von Fall I verwendbar

Lage der Schlußlinie

Dieser Fall entspricht dem Balken auf zwei Stützen. Die ersten beiden Punkte der Momentenschlußlinie lassen sich auf gleiche Weise wie im Fall I erklären. Die Lage der Schlußlinie im unteren Bereich ist dadurch bestimmt, daß sie die Momentenlinie tangiert.

Ermittlung von $t_{III}, A_{III}, M_{III}$

Entspricht jener von Fall I

¹⁾ In dieser Form ist die Formel dann gültig, wenn der Ersatzträger mit der tatsächlichen Momentenlinie belastet wurde. Es besteht auch die Möglichkeit den Ersatzträger mit der normierten Momentenlinie ($M/(\mu_1 \cdot H_1)$) zu belasten, womit sich dann obige Formel auf $H=\mu_2 \cdot H_2$ reduziert.

Bemessung der Spundwand

Ermittlung des Bemessungsmomentes

Maßgebend für die Wahl des Spundwandquerschnittes und der Stahlgüte sind das Maximalmoment M_{\max} und die Erfordernisse des Rammens.

Bei geringem Wasserdruck kann das Maximalmoment wegen auftretender Erddruckumlagerung um $1/3 M_{\max,E}$ reduziert werden. $M_{\max,E}$ ist das maximal auftretende Moment bei reiner Erddruckbelastung. Näherungsweise gilt:

$$M_{\max} = M_{\max,E} + M_{\max,W},$$

wobei $M_{\max,W}$ das maximale Moment an einem Ersatzbalken ist, der lediglich mit dem Wasserdruck belastet wird. Der Ersatzbalken ist statisch bestimmt einerseits im Ankerpunkt und andererseits im unteren Momentennullpunkt gelagert.

Es ergibt sich dann das Bemessungsmoment zu:

$$M_{\max,bem} = 2/3 M_{\max,E} + M_{\max,W}.$$

Berechnung von W_{erf}

Aus den Profiltabellen kann die zulässige Spannung σ_{zul} abgelesen werden. Für W_{erf} ergibt sich dann:

$$W_{erf} = \frac{M_{\max,bem}}{\sigma_{zul}}.$$

Wahl eines Spundwandprofiles

Mit Hilfe von Profiltabellen kann ein geeignetes Spundwandprofil mit $W \geq W_{erf}$ gewählt werden.

Nachweis der Verankerung

Wahl der Verteilung der Anker

Die oben angeführten Berechnungsergebnisse beziehen sich auf eine Spundwand der Breite 1 m. Die Dimension der Ankerkräfte A_I und A_{III} ist demnach kN/lfm Spundwand. Dividiert man die zulässige Ankerkraft durch die benötigte, so erhält man den Maximalabstand der einzelnen Anker.

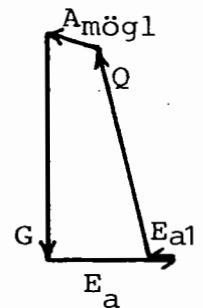
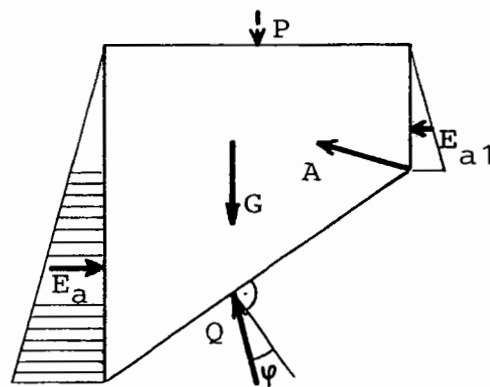
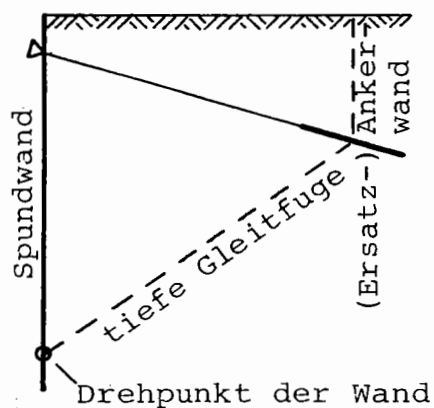
Nachweis in der tiefen Gleitfuge nach KRANZ

Die ältesten Verankerungen erfolgten lange vor der Entwicklung von Verpreßankern mit sog. Ankerplatten, welche über ein Zugglied mit der Spundwand verbunden waren und diese mit der benötigten Ankerkraft stützten. Die Ankerplatte hat dabei die Ankerkraft über Aktivierung des passiven Erddruckes in den Boden

eingeleitet. Sind die Längen der Ankerzugglieder zu kurz gewählt, so kommen sie zu nahe an den Gleitkeil des aktiven Erddruckes heran, der Boden kann nicht mehr genug Widerstand leisten und die Ankerplatte verliert ihre Auflagerung. Das Gesamtsystem versagt dann entlang einer Bruchfläche zwischen der Unterkante der Ankerwand und dem Spundwandfußpunkt - der sog. tiefen Gleitfuge. Im eingespannten Fall wird sie durch den Querkraftnullpunkt verlaufend angenommen.

Im Moment des Bruches herrscht Grenzgleichgewicht zwischen den Kräften G, Q, E_a, E_{a1} und A , welche auf den von der Spundwand, der Gleitfuge und die Ankerwand begrenzten Erdkeil wirken. In einem Kräfteck werden daher die bekannten Größen G, E_a, E_{a1} und die Richtung von der Bodenreaktionskraft Q eingezeichnet. Wählen einer beliebigen Ankerneigung ermöglicht den Schluß des Kräftecks. Damit sind Q und die Ankerkraft für den Grenzzustand, $A_{m\ddot{o}gl}$, bestimmt. Ein Vergleich mit der tatsächlich vorhandenen Ankerkraft A_{vorh} (A_I bzw. A_{III}) führt auf die Definition der Sicherheit nach Kranz:

$$\eta_A = \frac{A_{m\ddot{o}gl}}{A_{vorh}} \geq 1,5$$



Quellenverzeichnis:

Blum, H.: Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken; Die Bautechnik, 27.Jg, Heft 2
 Februar 1950

Grundbau-Taschenbuch, 4.Auflage, Teil 3; Ernst & Sohn Verlag; Juni 1992

Für die Übung erforderliche Nachweise, Berechnungen und Skizzen

Berechnung der Spundwand nach BLUM

- $t_I, A_I, M_I,$
- $t_{III}, A_{III}, M_{III}$

Kontrolle von $t_I, A_I, M_I, t_{III}, A_{III}, M_{III}$ mit grafischem Verfahren nach Blum

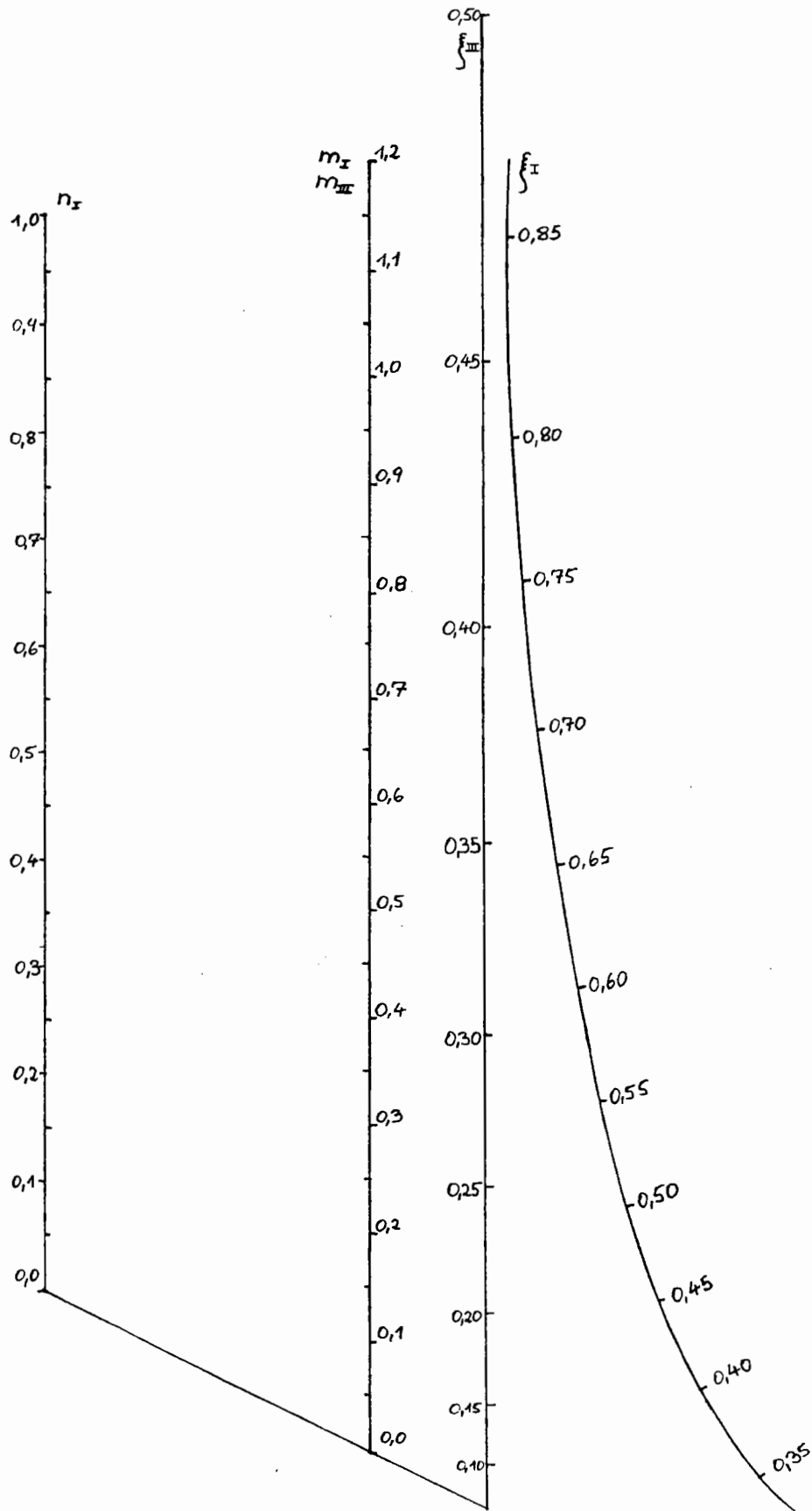
- Lageplan mit:
 - Schnitt durch Geländesprung und Spundwand mit Schichteinteilung, Belastung (A,p) und Kotierung
 - Einzellasten mit Angriffspunkten, Δa_i kotiert
- Momentenlinie
 - Kraft- und Seileck mit Angabe der Maßstäbe und der Polweite
 - Schlußlinien für Fall I und III
- Biegelinie
 - Ersatzlasten mit Angriffspunkten, Δa_i kotiert
 - Kraft- und Seileck mit Angabe der Maßstäbe und der Polweite
 - resultierende Ankerverschiebung s_A
- korrigierte Momentenschlußlinie nach Hedde
- Tabellarischer Vergleich der rechnerischen und grafischen Ergebnisse

Wahl eines geeigneten Spundwandprofils

Verteilung der Anker

Skizzen zum Nachweis in der tiefen Gleitfuge nach KRANZ mit Angabe von Ankerlängen und -neigungen

Nomogramm nach Blum



Profiltabelle

Lieferwerk	Form	Profil	Abmessungen				Umfang U cm je m Wand	Stahl- quer- schnitt A cm ² je m Wand	Gewicht		Wider- stands- moment W _y ¹⁾ cm ³ je m Wand	Flächen- moment I _y cm ⁴ je m Wand	Trägheits- radius i _y cm je m Wand
			b mm	h mm	t mm	s mm			g kg je m Bohle	G kg je m ² Wand			
Hoesch Stahl AG Deutschland		Warmgewalzte Profile											
		L 601	310	7,5	6,4	258	98	46,3	77	745	11520	10,83	
		L 602	310	8,2	8	258	113	53,4	89	830	12870	10,66	
		L 603	310	9,7	8,2	260	138	64,8	108	1200	18600	11,63	
		L 603K	310	10	9	260	145	68,1	113	1240	19220	11,55	
		L 604 ³⁾	380	10,5	9	282	158	74,5	124	1620	30710	13,93	
		L 605	420	12,5	9	290	177	83,5	139	2020	42370	15,50	
		L 605K	420	12,2	10	290	184	86,7	144	2030	42550	15,20	
		L 606	435	15,6	9,2	293	201	94,4	157	2500	54370	16,47	
		L 606K	435	15,6	10	293	207	97,5	162	2540	55240	16,34	
		L 607	435	21,5	9,8	293	243	114,4	191	3200	69600	16,93	
		L 607K	435	21,5	10	293	244	115,2	192	3220	70030	16,92	
		L 20	220	7	6	250	101	39,5	79	600	6600	8,08	
		L 21	220	8,2	8	250	121	47,5	95	700	7700	7,98	
L 22	340	10	9	280	155	61	122	1250	21250	11,70			
L 23	420	11,5	10	315	197	77,5	155	2000	42000	14,60			
L 24	420	15,6	10	315	223	87,5	175	2500	52500	15,30			
L 24/12	420	15,6	12	315	236	92,7	185	2550	53610	15,10			
L 25	420	20	11,5	311	262	103	206	3040	63840	15,61			
L 31 ⁴⁾	450	9,5	9,5	230	127	45	100	460	3450	5,21			
L 32 ⁴⁾	450	10,5	10,5	250	155	54,9	122	850	10600	8,26			
L III	400	247	14,2	285	197	62	155	1350	16670	9,18			
L 43 ⁵⁾	500	420	12	280	212	83	166	1660	34900	12,80			
L 430 ²⁾	708	750	12	396	299	83	235 ³⁾	6450	241800	28,40			

Lieferlängen der Larssen Profile bis ca. 36 m auf Anfrage.

- 3) Bei Lieferung von Vierfachbohlen ist zusätzlich das Gewicht der Schweißnähte und Aussteifungen zu berücksichtigen.
- 4) Walzung/Lieferung nur auf Anfrage.
- 5) Liefertermin steht noch nicht fest.

- 1) Die Widerstandsmomente der Larssen Profile bedingen eine Verriegelung der im Werk zusammengezogenen Schlösser zur Aufnahme der Schubkräfte.
- 2) Wandform aus Larssen 43.