

## Musterlösung zu Aufgabe 6.1

### Schalung und Unterrüstung für ein Tunnelbauwerk

#### a) Frischbetondruck

Ermittlung der Betonmenge  $V_b$  für die Wände:

$$V_b = 0,80 \text{ m} \cdot 4,80 \text{ m} \cdot 15,0 \text{ m} \cdot 2 = 115,2 \text{ m}^3$$

Ermittlung der Betonmenge  $V_b$  für die Decke:

$$V_b = 11,60 \text{ m} \cdot 0,80 \text{ m} \cdot 15,0 \text{ m} = 139,2 \text{ m}^3$$

Gesamte Betonmenge  $V_b$  für Wände und Decke:

$$V_b = 115,2 \text{ m}^3 + 139,2 \text{ m}^3 = 254,4 \text{ m}^3$$

Die Betonierleistung beträgt:  $Q_b = 50,0 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Berechnung der Betonierdauer  $T_b$  für die Wände:

$$T_b = \frac{115,2 \text{ m}^3}{50,0 \text{ m}^3/\text{h}} = 2,3 \text{ h}$$

Berechnung der Betonierdauer  $T_b$  für die Decke:

$$T_b = \frac{139,2 \text{ m}^3}{50,0 \text{ m}^3/\text{h}} = 2,78 \text{ h}$$

Berechnung der Steiggeschwindigkeit  $v$  für die Wände:

$$v = \frac{4,8 \text{ m}}{2,3 \text{ h}} = 2,09 \text{ m/h}$$

Berechnung der Steiggeschwindigkeit  $v$  für die Decke:

$$v = \frac{0,8 \text{ m}}{2,78 \text{ h}} = 0,29 \text{ m/h}$$

Festlegung der Betonkonsistenz: F2.

Berechnung des maximalen Frischbetondrucks der Wände für die Konsistenz F2 nach *Tabelle 2.3* mit  $K1 = 1,0$  nach *Tabelle 2.4* für ein Erstarrungsende nach  $t_E = 5 \text{ h}$ :

$$\sigma_{hk,max} = (10 \cdot v + 19) \cdot K1 = (10 \cdot 2,09 + 19) \cdot 1,0 = 39,9 \text{ kN/m}^2$$

Berechnung der hydrostatischen Druckhöhe  $h_s$  in den Wänden:

$$h_s = \frac{39,9 \text{ kN/m}^2}{25,0 \text{ kN/m}^3} = 1,60 \text{ m}$$

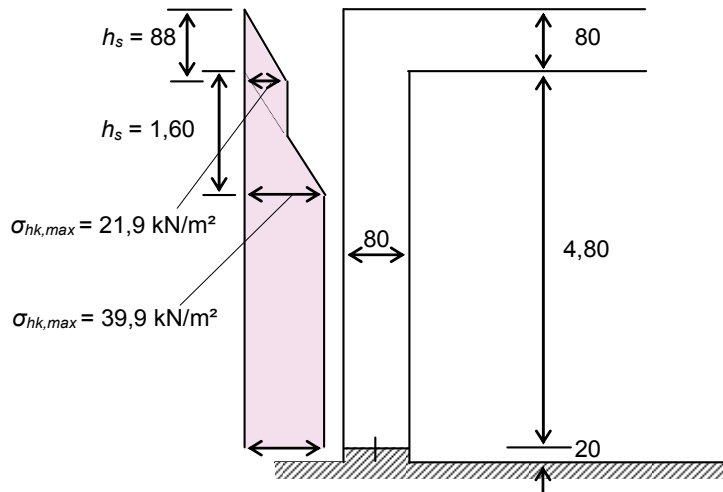
Berechnung des maximalen Frischbetondrucks der Decke für die Konsistenz F2 nach *Tabelle 2.3* mit  $K1 = 1,0$  nach *Tabelle 2.4* für ein Erstarrungsende nach  $t_E = 5 \text{ h}$ :

$$\sigma_{hk,max} = (10 \cdot v + 19) \cdot K1 = (10 \cdot 0,29 + 19) \cdot 1,0 = 21,9 \text{ kN/m}^2$$

Berechnung der hydrostatischen Druckhöhe  $h_s$  in der Decke:

$$h_s = \frac{21,9 \text{ kN/m}^2}{25,0 \text{ kN/m}^3} = 0,88 \text{ m}$$

Die rechnerische Verteilung des Frischbetondrucks über die Höhe  $H$  von Wänden und Decke verläuft damit dreieckförmig bis zur hydrostatischen Druckhöhe  $h_{s,Decke} = 0,88 \text{ m}$  von OK Decke, dann konstant und dann wieder dreieckförmig bis zur hydrostatischen Druckhöhe  $h_{s,Wände} = 1,60 \text{ m}$  von OK Wand, dann konstant (*Bild 1*).



**Bild 1** Betondruckverlauf

## b) Wandschalung: Bemessung, Nachweis der Ebenheitstoleranzen und der Holzpressung, Konstruktion und Einsatzplanung

### b1) Materialauswahl

Zur Verfügung stehendes Material:

- Schalhaut: Dreischichtenplatte 21 mm,
- Längsträger: Holzschalungsträger H 20,  $V_d = 16,5 \text{ kN}$ ,  $M_d = 7,5 \text{ kNm}$  und  $E \cdot I = 450 \text{ kNm}^2$
- Gurtungen: 2 U 100 aus Stahl S 235 (St 37),  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $I_y = 2 \cdot 206 \text{ cm}^4$ ,  $W_y = 2 \cdot 41,2 \text{ cm}^3$ ,  
 $S_y = 2 \cdot 24,5 \text{ cm}^3$ ,  $t = 2 \cdot 8,5 \text{ mm}$ ,  $E \cdot I_y = 865,2 \text{ kNm}^2$
- Ankerung: Spannstab DYWIDAG  $\varnothing 15 \text{ mm}$ ,

### b2) Belastung

Die Bemessung der Wandschalung ist mit dem maximalen Frischbetondruck  $\sigma_{hk,max}$  durchzuführen:

$$\sigma_{hk,max} = 39,9 \text{ kN/m}^2$$

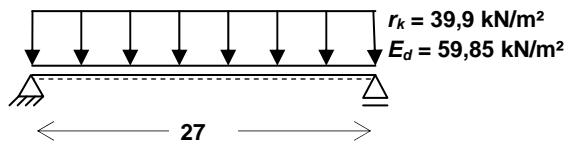
$$E_d = \sigma_{hk,max} \cdot \gamma_F = r_k \cdot \gamma_F = 39,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 = 59,85 \text{ kN/m}^2$$

mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F = 1,5$  für veränderliche Lasten nach DIN 1052 „Holzbauwerke“.

### b3) Nachweis der Schalhaut

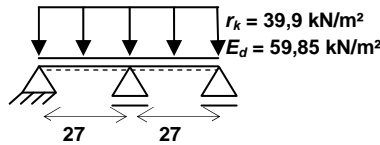
#### Statisches System: Einfeldträger

Der maximale Trägerabstand wird mit  $\ell = 27$  cm angenommen.



#### Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Prinzipiell wird der Bemessung das statische System des **Einfeldträgers** zugrunde gelegt, solange es auf der sicheren Seite liegt. Für die Schubbemessung ist jedoch der **Zweifeldträger** das ungünstigere statische System und wird hier immer dann zugrunde gelegt, wenn dieser Fall nicht ausgeschlossen werden kann.

#### Schubbemessung

Maximale Querkraft  $V_{r,d}$  nach Gleichung (2.18)

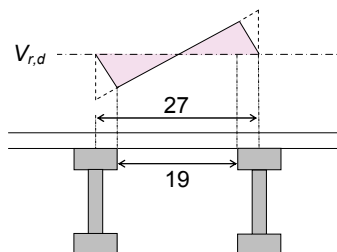
$$V_{r,d} = 1,25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1,25 \cdot \frac{59,85 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,27 \text{ m}}{2} = 10,10 \text{ kN/m}$$

Maximale Schubspannung  $\tau_d$  mit Gleichung (2.16)

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{r,d}}{A} = \frac{1,5 \cdot 10,10 \text{ kN/m}}{0,021 \text{ m} \cdot 1 \text{ m/m}} = 721,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{721,4 \text{ kN/m}^2}{592,3 \text{ kN/m}^2} = 1,22 > 1,0 \text{ nach Gleichung (2.15)} \quad (\text{Nachweis nicht erfüllt})$$

Da die Schubspannungen zu groß sind, muss ein genauere Nachweis geführt werden. Die Querkraft nimmt ab der Auflagerkante nicht mehr zu, sondern wird zur Auflagermitte hin kleiner (*Bild 2*). Deshalb kann hier mit der **lichten Weite** zwischen den senkrechten Trägern als Spannweite gerechnet werden. Da die Spannweite  $\ell$  in Gleichung (2.18) linear eingeht, kann die Schubspannung im Verhältnis des **lichten Abstands**  $\ell'$  zum Achsmaß der Holzschalungsträger proportional abgemindert werden. Der lichte Abstand  $\ell'$  der senkrechten Kantholzträger berechnet sich dafür zu:



**Bild 2** Querkraftverlauf

$$\ell' = 27 \text{ cm} - 8 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$$

$$\tau_d' = 801,56 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{19 \text{ cm}}{27 \text{ cm}} = 564,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\tau_{d'}}{f_{v,d}} = \frac{564,1 \text{ kN/m}^2}{592,3 \text{ kN/m}^2} = 0,95 < 1,0 \quad (\text{Nachweis erfüllt})$$

### Bemessungswert der Schubspannung für Dreischichtenplatten (Fichte)

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{v,d} = 1.100 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{0,7}{1,3}$$

$$f_{v,d} = 592,3 \text{ kN/m}^2$$

mit  $f_{v,k} = 1.100 \text{ kN/m}^2$  nach DIN 1052 für Sperrholz der Biegefestigkeitsklasse F25/10 parallel zur Faserrichtung der Deckfurniere. Herstellerangaben über die Schubfestigkeit von Dreischichtenplatten liegen nicht vor.

### Biegebemessung

Maximales Moment  $M_{r,d}$

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{59,85 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,27^2 \text{ m}^2}{8} = 0,55 \text{ kNm/m}$$

Vorhandene Spannung  $\sigma_{m,d}$  nach Gleichung (2.13)

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{r,d}}{W_n} = \frac{0,55 \text{ kNm/m} \cdot 6}{0,021^2 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m/m}} = 7.420,2 \text{ kN/m}^2$$

Für eine Dreischichtenplatte 3-S-Platte (Fichte) mit der Nenndicke von 21 mm nach Tabelle 2.7 gilt zul  $\sigma_{15\%} = 5,9 \text{ N/mm}^2 = 5.900 \text{ kN/m}^2$ . Der Bemessungswert ergibt sich dann aus den Gleichungen (2.30) und (2.32) zu:

$$f_{m,d} = 0,875 \cdot \text{zul } \sigma_{15\%} \cdot \gamma_F$$

$$f_{m,d} = 0,875 \cdot 5.900 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 = 7.743,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} = \frac{7.420,2 \text{ kN/m}^2}{1,0 \cdot 7.743,8 \text{ kN/m}^2} = 0,96 < 1,0 \quad \text{nach Gleichung (2.12):}$$

mit  $k_m = 1,0$ .

### Kippbeiwert $k_m$

Für den Kippbeiwert gilt  $k_m = 1,0$ , wenn die Ersatzstablänge  $\ell_{ef} < 140 \cdot b^2/h$  ist. Auf eine Ermittlung der Ersatzstablänge  $\ell_{ef}$  nach DIN 1052 wird verzichtet. Sie wird näherungsweise zu  $\ell_{ef} \approx \ell$  angenommen. Entsprechend ihrer Größenordnung erfüllt sie bei Schalungskonstruktionen in der Regel die obige Bedingung. Für eine Schalltafel der Breite  $b = 100 \text{ cm}$  mit der Spannweite  $\ell = 27 \text{ cm}$  gilt:  $\ell_{ef} < 140 \cdot 1,0^2/0,021 = 6.666,67 \text{ m}$ ;  $\ell_{ef} \approx \ell = 0,27 \text{ m} < 6.666,67 \text{ m}$ .

### Berechnung der Durchbiegung

Nach Gleichung (2.17) wird die Durchbiegung  $w$  mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet:

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Für eine Dreischichtenplatte 3-S-Platte (Fichte) mit der Nenndicke von 21 mm nach Tabelle 2.7 gilt  $E_{mean} = 8.000 \text{ N/mm}^2 = 0,8 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ . Für eine Holzfeuchtigkeit von 20 % ergibt sich der Bemessungswert dann aus Gleichung (2.33) zu:

$$E_{20\%} = 0,9167 \cdot E_{mean}$$

$$E_{20\%} = 0,9167 \cdot 0,8 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 = 0,733 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$w = \frac{5 \cdot 39,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,27^4 \text{ m}^4 \cdot 12}{384 \cdot 0,733 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,021^3 \text{ m}^3 \cdot 1 \text{ m/m}}$$

$$w = 0,0005 \text{ m} = 0,5 \text{ mm}$$

Die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 werden für die Gesamtkonstruktion nachgewiesen.

### Dreischichtenplatte (Fichte)

E-Modul längs (parallel zur Faser) Holzfeuchte 15 %:  $E_{mean} = 0,800 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

Holzfeuchte 20 %  $E_{mean} = 0,733 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

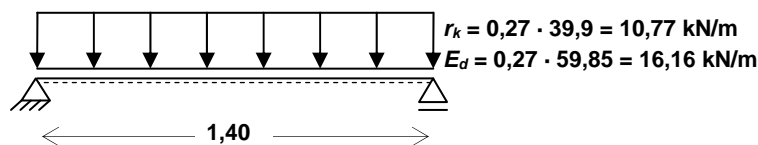
E-Modul quer (senkrecht zur Faser) Holzfeuchte 15 %:  $E_{mean} = 0,107 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

Holzfeuchte 20 %  $E_{mean} = 0,098 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

### b4) Nachweis der senkrechten Träger

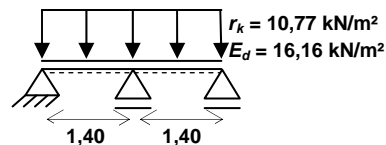
#### Statisches System: Einfeldträger

Der Gurtungsabstand beträgt  $\ell = 1,40 \text{ m}$ .



#### Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubmessung:



Prinzipiell wird der Bemessung das statische System des **Einfeldträgers** zugrunde gelegt, solange es auf der sicheren Seite liegt. Für die Schubmessung ist jedoch der **Zweifeldträger** das ungünstigere statische System und wird hier zugrunde gelegt.

### Schubbemessung

Maximale Querkraft  $V_{r,d}$  nach Gleichung (2.18)

$$V_{r,d} = 1,25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1,25 \cdot \frac{16,16 \text{ kN/m} \cdot 1,40 \text{ m}}{2} = 11,31 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert nach Tabelle 2.18 für Holzschalungsträger H 20 beträgt  $V_d = 16,5 \text{ kNm}$

$$\frac{V_{r,d}}{V_d} = \frac{11,31 \text{ kN}}{16,5 \text{ kN}} = 0,69 < 1,0$$

**Tabelle 1** Bemessungswerte für Holzschalungsträger H 20 (Tabellen 2.15 und 2.17)

Bemessungswerte	Zulässige Lasten
$V_d = 16,5 \text{ kN}$	zul $Q = 11 \text{ kN}$
$M_{n,d} = 7,5 \text{ kNm}$	zul $M = 5 \text{ kNm}$
$E \cdot I = 450 \text{ kNm}^2$	

## Biegebemessung

Maximales Moment  $M_{r,d}$

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{16,16 \text{ kN/m} \cdot 1,40^2 \text{ m}^2}{8} = 3,96 \text{ kNm}$$

Die Gurtungen stellen die Auflager der Gitterträger dar. Nach *Tabelle 2.17* beträgt damit der Bemessungswert des Moments für Holzschalungsträger H 20  $M_d = 7,5 \text{ kNm}$ .

$$\frac{M_{r,d}}{M_d} = \frac{3,96 \text{ kNm}}{7,5 \text{ kNm}} = 0,53 < 1,0$$

## Berechnung der Durchbiegung

Nach *Gleichung (2.17)* wird die Durchbiegung  $w$  mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet.

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Nach *Tabelle 2.17* gilt für Holzschalungsträger H 20  $E \cdot I = 450 \text{ kNm}^2$ .

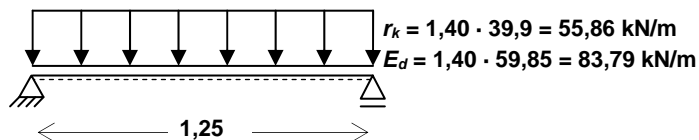
$$w = \frac{5 \cdot 10,77 \text{ kN/m} \cdot 1,40^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 450 \text{ kNm}^2} = 0,0012 \text{ m} = 1,2 \text{ mm}$$

---

## b5) Nachweis der Gurtungen

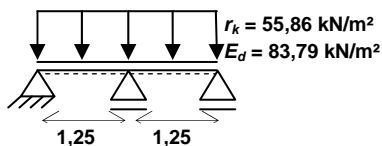
### Statisches System: Einfeldträger

Der größte **Ankerabstand** beträgt bei einer Elementbreite von 2,50 m  $\ell = 1,25 \text{ m}$ . Bei einhäuptigen und ankerlosen Wandschalungen werden die **Abstützböcke** immer entsprechend den Ankerabständen angeordnet.



### Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Für die Schubbemessung ist hier der Zweifeldträger das ungünstigere statische System.

## Schubbemessung

Die maximale Querkraft  $V_{r,d}$  wird nach *Gleichung (2.18)* berechnet zu:

$$V_{r,d} = 1,25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1,25 \cdot \frac{83,79 \text{ kN/m} \cdot 1,25 \text{ m}}{2} = 52,37 \text{ kN}$$

Die maximale Schubspannung  $\tau_d$  für Stahlprofile ergibt sich nach *Gleichung (5.4)* berechnet zu:

$$\tau_d = \frac{V_{r,d} \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{52,37 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 24,5 \text{ cm}^3}{2 \cdot 206 \text{ cm}^4 \cdot 2 \cdot 0,85 \text{ cm}}$$

$$\tau_d = 3,6637 \text{ kN/cm}^2 = 36,637 \text{ kN/m}^2 = 36,637 \text{ N/mm}^2$$

#### Schubspannung $\tau_d$ für Stahlprofile (*Gleichung 5.4*)

$$\tau_d = \frac{V_{r,d} \cdot S_y}{I_y \cdot t}$$

Für Stahl S 235 entsprechend St 37 gilt die **Streckgrenze**  $f_{y,k} = 240 \text{ N/mm}^2$ . Die **Grenznormalspannung** ist:

$$\sigma_{R,d} = f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{240 \text{ N/mm}^2}{1,1} = 218,2 \text{ N/mm}^2$$

mit  $\gamma_M = 1,1$ . Die **Grenzscherubspannung** ist:

$$\tau_{R,d} = \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = \frac{218,2 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} = 126,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{\tau_{R,d}} = \frac{36,637 \text{ kN/m}^2}{126,000 \text{ kN/m}^2} = 0,29 < 1,0$$

#### Stahlprofile S 235 (St 37) für Gurtungen in Wandschalungen:

##### 2 U100:

$$I_y = 2 \cdot 206 \text{ cm}^4, W_y = 2 \cdot 41,2 \text{ cm}^3, S_y = 2 \cdot 24,5 \text{ cm}^3, t = 2 \cdot 8,5 \text{ mm}, E \cdot I_y = 865,2 \text{ kNm}^2$$

#### Biegebemessung

Maximales Moment  $M_{r,d}$

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{83,79 \text{ kN/m} \cdot 1,25^2 \text{ m}^2}{8} = 16,37 \text{ kNm}$$

Die vorhandene Biegespannung  $\sigma_{y,d}$  für Stahlprofile wird berechnet nach *Gleichung (5.5)* zu:

$$\sigma_{y,d} = \frac{M_{r,d}}{W_y} = \frac{16,37 \text{ kNm}}{2 \cdot 41,2 \text{ cm}^3} = 1,986,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{y,d}}{\sigma_{R,d}} = \frac{1,986,1 \text{ kN/m}^2}{218,200 \text{ kN/m}^2} = 0,01 < 1,0$$

#### Biegespannung $\sigma_d$ für Stahlprofile (*Gleichung 5.5*)

$$\sigma_{y,d} = \frac{M_{r,d}}{W_y}$$

#### Vergleichsspannung $\sigma_V$ für Stahlprofile (*Gleichung 5.6*)

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_{y,d}^2 + \tau_d^2}$$

Die **Vergleichsspannung**  $\sigma_V$  ergibt sich nach *Gleichung (5.6)* aus

$$\sigma_V = \sqrt{1.986,1^2 + 36.637^2} = 36.690,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_{R,d}} = \frac{36.690,8 \text{ kN/m}^2}{218.200 \text{ kN/m}^2} = 0,17 < 1,0$$

### Berechnung der Durchbiegung

Nach *Gleichung (2.17)* wird die Durchbiegung  $w$  mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet:

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$w = \frac{5 \cdot 55,86 \text{ kN/m} \cdot 1,40^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 865,2 \text{ kNm}^2} = 0,003 \text{ m} = 3,2 \text{ mm}$$

### b6) Nachweis der Ebenheitstoleranzen

Zunächst muss die Summe der größten Durchbiegungen an der jeweils ungünstigsten Stelle berechnet werden. Als größte Durchbiegungen wurden berechnet:

- Für die Schalhaut  $w = 0,5 \text{ mm}$
- Für die senkrechten Träger  $w = 1,2 \text{ mm}$
- Für die Gurtungen  $w = 3,2 \text{ mm}$

### Berechnung des Messpunktabstands $m$

Der Messpunktabstand  $m$  beträgt nach *Gleichung (2.27)*:

$$m_1 = \sqrt{\ell_1^2 + \ell_2^2} = \sqrt{1,40^2 \text{ m}^2 + 1,25^2 \text{ m}^2} = 1,88 \text{ m} > 1,50 \text{ m}$$

mit den Spannweiten

- der senkrechten Träger  $\ell_1 = 1,40 \text{ m}$  (Gurtungsabstand) und
- der Gurtungen  $\ell_2 = 1,25 \text{ m}$  (Ankerabstand bzw. Abstand der Abstützböcke).

### Nachweis der Ebenheitstoleranzen

Die Summe der Durchbiegungen  $\Sigma w$  für den Messpunktabstand  $m = 1,88 \text{ m}$  ergibt sich zu:

$$\Sigma w = \Sigma (w_{\text{Schalhaut}} + w_{\text{Träger}} + w_{\text{Gurtung}})$$

$$\Sigma w = 0,5 \text{ mm} + 1,2 \text{ mm} + 3,2 \text{ mm} = 4,9 \text{ mm}$$

Nach Zeile 6 der *Tabelle 2.6* gilt für den ungünstigeren Messpunktabstand von  $m = 1,50 \text{ m}$  ein maximales Stichmaß von  $\text{zul } s \leq 6 \text{ mm}$ . Der genaue Wert für  $\text{zul } s$  für den Messpunktabstand  $m_1 = 1,88 \text{ m}$  kann nach *Tabelle 2.6* interpoliert werden. Damit ist nach *Gleichung (2.28)* mit

$$\Sigma w = 4,9 \text{ mm} < 6 \text{ mm} = \text{zul } s$$

der Nachweis der Ebenheitstoleranzen gemäß Zeile 6 erbracht. Die Anforderungen der Zeile 5 sind ebenso eingehalten. Die Anforderungen der Zeile 7 werden nicht erfüllt.



### b7) Nachweis der Ankerkraft

Die Ankerkraft entspricht der zweifachen maximalen Querkraft  $V_d$  der Gurtung als Einfeldträger:

$$F_N = V_{r,d,Gurtung} \cdot \frac{2}{1,25} = 52,37 \cdot \frac{2}{1,25} = 83,79 \text{ kN} < 135,0 \text{ kN} = F_{N,d,Anker}$$

für einen Spannstab DYWIDAG  $\varnothing$  15,0 mm nach *Tabelle 2.23*.

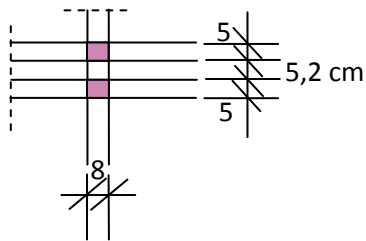
---

### b8) Nachweis der Holzpressung

#### Knoten: Senkrechte Träger auf horizontaler Gurtung

Die senkrechten Träger haben auf der horizontalen Gurtung eine Auflagerfläche von (*Bild 3*):

$$A_d = 2 \cdot 0,05 \cdot 0,08 = 0,008 \text{ m}^2$$



**Bild 3** Auflagerfläche Träger – Gurtung

Die zu übertragende Kraft  $F_{c,90,d}$  an dieser Stelle entspricht der Summe der Querkräfte von beiden Seiten im senkrechten Träger:

$$F_{c,90,d} = 2 \cdot 11,31 \text{ kN} = 22,62 \text{ kN}$$

Vorhandene Querdruckspannung  $\sigma_{c,90,d}$ :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_d} = \frac{22,62 \text{ kN}}{0,008 \text{ m}^2} = 2.827,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{2.827,5 \text{ kN/m}^2}{3.600,0 \text{ kN/m}^2} = 0,79 < 1,0$$

mit dem Bemessungswert der **Querdruckfestigkeit (Pressung quer zur Faser)** für die Festigkeitsklasse C 24 von  $f_{c,90,d} = 3,6 \text{ N/mm}^2$  nach *Abschnitt 2.7*.

---

b9) Konstruktion der Wandschalung im Querschnitt A

Querschnitt A: Konstruktion der Wandschalung

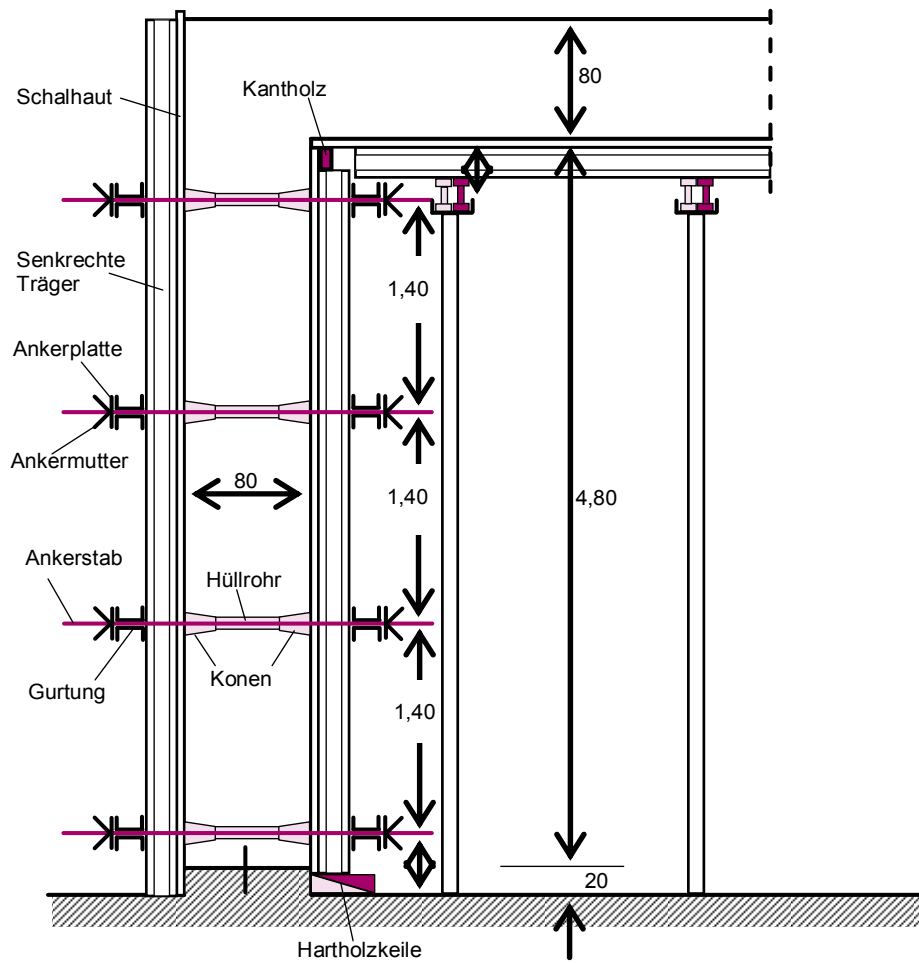


Bild 4 Querschnitt A

### b10) Konstruktion der Wandschalung im Grundriss B

#### Grundriss B: Konstruktion der Wandschalung

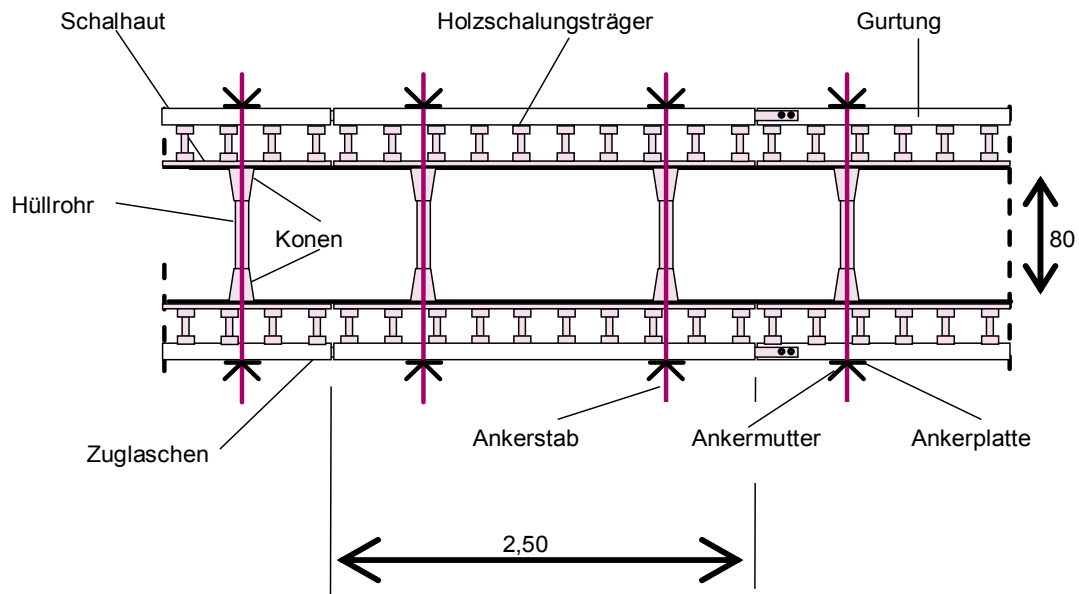


Bild 5 Grundriss B

### b11) Planung des Elemente-Einsatzes im Grundriss C

#### Grundriss C: Elemente-Einsatzplan der Wandschalung

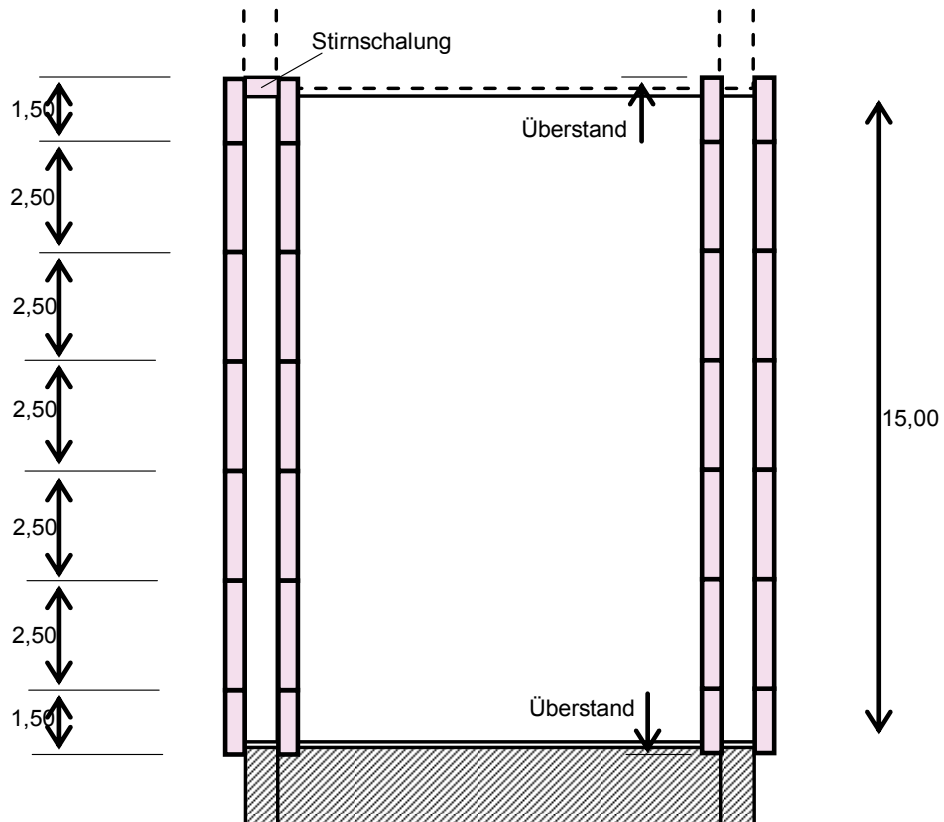
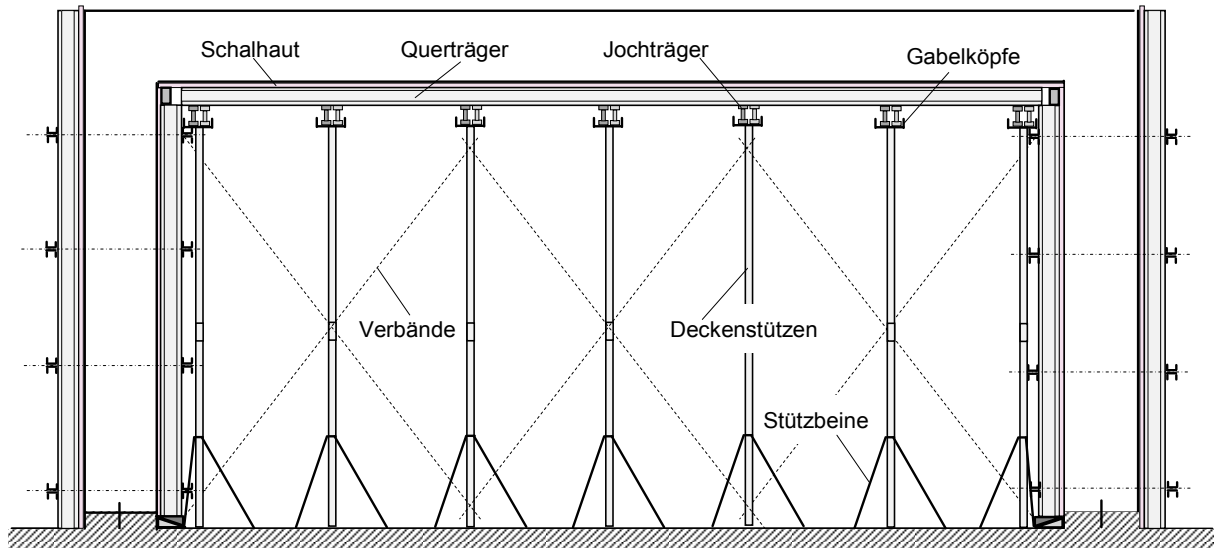


Bild 6 Grundriss C

c) Deckenschalung: Konstruktion, Einsatzplanung, Bemessung und Nachweis der Ebenheitstoleranzen

c1) Konstruktion der Deckenschalung im Querschnitt D

**Querschnitt D: Konstruktion der Deckenschalung**



**Bild 7** Querschnitt D

---

c2) Konstruktion der Deckenschalung im Grundriss E

Grundriss E: Elemente-Einsatzplan der Deckenschalung

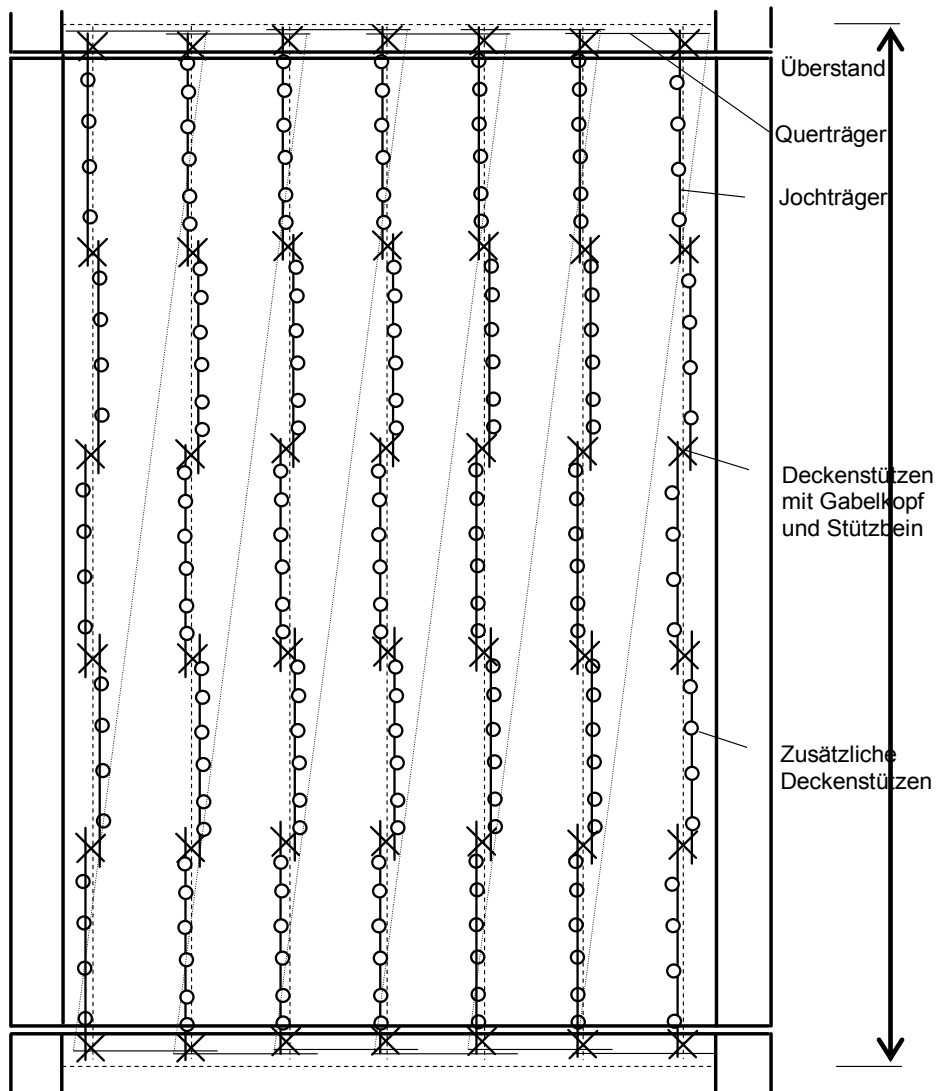


Bild 8 Grundriss E

### c3) Schalungsaufbau

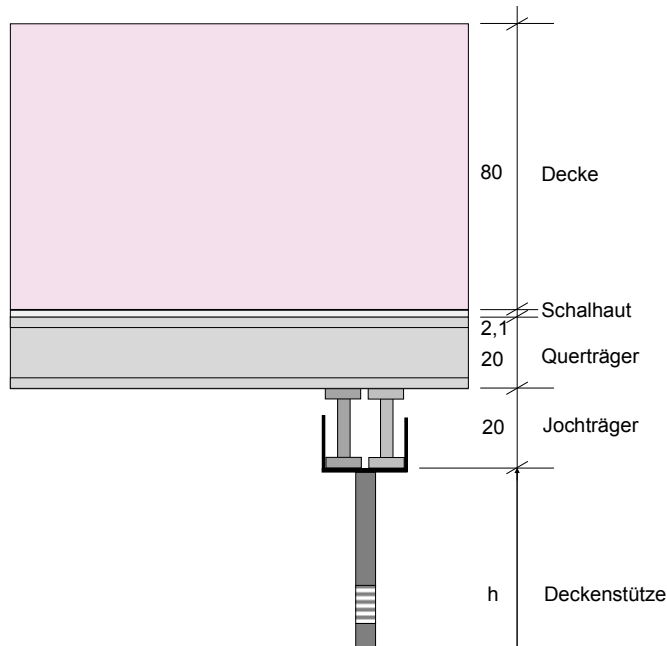


Bild Fehler! Kein Text mit angegebener Formatvorlage im Dokument..9 Querschnitt Deckenschalung

### c4) Materialauswahl

Zur Verfügung stehendes Material:

- Schalhaut: Dreischichtenplatte  $d = 21$  mm
- Träger: Holzschalungsträger H 20,  $V_d = 16,5$  kN,  $M_d = 7,5$  kNm und  $E \cdot I = 450$  kNm<sup>2</sup>
- Deckenstützen

### c5) Belastung

#### Ständige Lasten: Eigengewicht der Schalung

Schalung $g$	= 0,30 kN/m <sup>2</sup>
Zwischensumme ständige Lasten $g_k$	= 0,30 kN/m <sup>2</sup>

#### Veränderliche Lasten: Verkehrslasten nach DIN EN 12812

Decke, Frischbeton ( $Q_2$ ) $q_{k,1} = 0,80$ m · 26 kN/m <sup>3</sup>	= 20,80 kN/m <sup>2</sup>
Bauarbeiten, Arbeitskräfte ( $Q_2$ ) $q_{k,2}$	= 0,75 kN/m <sup>2</sup>
Zusatzlast Ortbeton ( $Q_4$ , min. 0,75 kN/m <sup>2</sup> , max. 1,75 kN/m <sup>2</sup> )	
$q_{k,3} = 20,8$ kN/m <sup>2</sup> · 0,1 = 2,08 kN/m <sup>2</sup>	> 1,75 kN/m <sup>2</sup>
Zwischensumme veränderliche Lasten $q_k$	= 23,30 kN/m <sup>2</sup>

#### Summe der Einwirkungen

$$r_k = g_k + q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 + 23,30 \text{ kN/m}^2 = 23,60 \text{ kN/m}^2 \text{ (Gleichung 2.5),}$$

$$E_d = 1,35 \cdot 0,3 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 23,30 \text{ kN/m}^2 = 35,36 \text{ kN/m}^2$$

mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_G = 1,35$  für ständige Einwirkungen und  $\gamma_Q = 1,5$  für veränderliche Einwirkungen (Gleichung 2.9).

## Eigengewicht Deckenschalung

Das Eigengewicht wird für Deckenschalungen

- mit Holzschalungsträgern H 20 zu  $g = 0,30 \text{ kN/m}^2$  (System: DOKA Dokaflex),
- mit Holzschalungsträger GT 24 zu  $g = 0,40 \text{ kN/m}^2$  (System: PERI Multiflex) angegeben.

## Verkehrslast nach DIN 4421 (alt)

auf eine quadratische Einflussfläche von  $3 \text{ m} \cdot 3 \text{ m}$  Grundfläche 20 % der Betoneigenlast, mindestens jedoch  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , maximal  $5,0 \text{ kN/m}^2$ , hier gilt mit  $6,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,2 = 1,30 \text{ kN/m}^2$ :

$$q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2 > 1,30 \text{ kN/m}^2 \text{ und}$$

$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2 \text{ auf die restlichen Betonierflächen.}$$

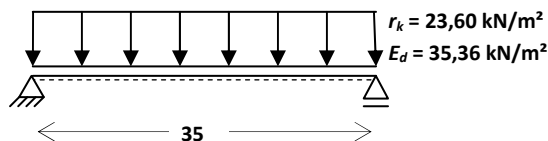
## Einflussfläche der Verkehrslasten

Die quadratische Einflussfläche von  $3 \text{ m} \cdot 3 \text{ m}$  Grundfläche für die Verkehrslasten nach DIN EN 12812 oder DIN 4421 ist im Allgemeinen größer als die Einflussfläche aller Konstruktionselemente wie Träger und Stützen. Die Lastannahmen bezogen auf diese Einflussfläche werden daher bei Deckenschalungen in der Regel maßgebend.

## c6) Nachweis der Schalhaut

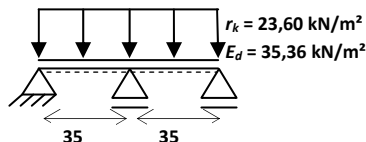
### Statisches System: Einfeldträger

Der Querträgerabstand wird mit  $\ell = 35 \text{ cm}$  angenommen.



### Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Prinzipiell wird der Bemessung das statische System des **Einfeldträgers** zugrunde gelegt, solange es auf der sicheren Seite liegt. Für die Schubbemessung ist jedoch der **Zweifeldträger** das ungünstigere statische System und wird hier immer dann vorausgesetzt, wenn dieser Fall nicht ausgeschlossen werden kann.

## Schubbemessung

Maximale Querkraft  $V_{r,d}$  nach Gleichung (2.18)

$$V_{r,d} = 1,25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1,25 \cdot \frac{35,36 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,35 \text{ m}}{2} = 7,74 \text{ kN/m}$$

Maximale Schubspannung  $\tau_d$  mit Gleichung (2.16)

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{r,d}}{A} = \frac{1,5 \cdot 7,74 \text{ kN/m}}{0,021 \text{ m} \cdot 1 \text{ m/m}} = 552,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{552,5 \text{ kN/m}^2}{592,3 \text{ kN/m}^2} = 0,93 < 1,0 \text{ nach Gleichung (2.15)}$$

## Bemessungswert der Schubspannung für Dreischichtenplatten (Fichte)

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{v,d} = 1.100 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{0,7}{1,3}$$

$$f_{v,d} = 592,3 \text{ kN/m}^2$$

mit  $f_{v,k} = 1.100 \text{ kN/m}^2$  nach DIN 1052 für Sperrholz der Biegefestigkeitsklasse F25/10 parallel zur Faserrichtung der Deckfurniere. Herstellerangaben über die Schubfestigkeit von Dreischichtenplatten liegen nicht vor.

## Biegebemessung

Maximales Moment  $M_{r,d}$ :

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{35,36 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,35^2 \text{ m}^2}{8} = 0,54 \text{ kNm/m}$$

Vorhandene Spannung  $\sigma_{m,d}$  nach Gleichung (2.13):

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{r,d}}{W_n} = \frac{0,54 \text{ kNm/m} \cdot 6}{0,021^2 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m/m}} = 7.366,7 \text{ kN/m}^2$$

Für eine Dreischichtenplatte 3-S-Platte (Fichte) mit der Nenndicke von 21 mm nach Tabelle 2.7 gilt zu  $\sigma_{15\%} = 5,9 \text{ N/mm}^2 = 5.900 \text{ kN/m}^2$ . Der Bemessungswert ergibt sich dann aus den Gleichungen (2.30) und (2.32) zu:

$$f_{m,d} = 0,875 \cdot \text{zul } \sigma_{15\%} \cdot \gamma_F$$

$$f_{m,d} = 0,875 \cdot 5.900 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 = 7.743,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} = \frac{7366,7 \text{ kN/m}^2}{1,0 \cdot 7.743,8 \text{ kN/m}^2} = 0,95 < 1,0 \text{ nach Gleichung (2.12):}$$

mit  $k_m = 1,0$ .

## Berechnung der Durchbiegung

Nach Gleichung (2.17) wird die Durchbiegung  $w$  mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet:

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Für eine Dreischichtenplatte 3-S-Platte (Fichte) mit der Nenndicke von 21 mm nach Tabelle 2.7 gilt  $E_{mean} = 8.000 \text{ N/mm}^2 = 0,8 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ . Für eine Holzfeuchtigkeit von 20 % ergibt sich der Bemessungswert dann aus Gleichung (2.33) zu:

$$E_{20\%} = 0,9167 \cdot E_{mean}$$

$$E_{20\%} = 0,9167 \cdot 0,8 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 = 0,733 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$w = \frac{5 \cdot 23,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,35^4 \text{ m}^4 \cdot 12}{384 \cdot 0,733 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,021^3 \text{ m}^3 \cdot 1 \text{ m/m}}$$

$$w = 0,0008 \text{ m} = 0,8 \text{ mm}$$

Die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 werden für die Gesamtkonstruktion nachgewiesen.



## Dreischichtenplatte (Fichte)

E-Modul längs (parallel zur Faser) Holzfeuchte 15 %:  $E_{mean} = 0,800 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

Holzfeuchte 20 %  $E_{mean} = 0,733 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

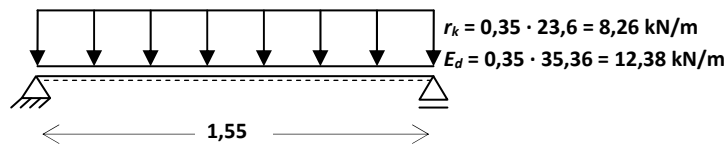
E-Modul quer (senkrecht zur Faser) Holzfeuchte 15 %:  $E_{mean} = 0,107 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

Holzfeuchte 20 %  $E_{mean} = 0,098 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

### c7) Nachweis der Querträger

#### Statisches System: Einfeldträger

Der Jochträgerabstand beträgt  $\ell = 1,55 \text{ m}$ .



#### Schubbemessung

Die Querträger werden als Einfeldträger verlegt. Als ungünstigster Fall wird daher hier der Einfeldträger der Schubbemessung zugrunde gelegt.

**Tabelle 2** Bemessungswerte für Holzschalungsträger H 20

Bemessungswerte	Zulässige Lasten
$V_d = 16,5 \text{ kN}$	zul $Q = 11 \text{ kN}$
$M_d = 7,5 \text{ kNm}$	zul $M = 5 \text{ kNm}$
$E \cdot I = 450 \text{ kNm}^2$	

Maximale Querkraft  $V_{r,d}$ :

$$V_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell}{2} = \frac{12,38 \text{ kN/m} \cdot 1,55 \text{ m}}{2} = 9,59 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert nach *Tabelle 2.17* für Holzschalungsträger H 20 beträgt  $V_d = 16,5 \text{ kN}$

$$\frac{V_{r,d}}{V_d} = \frac{9,59 \text{ kN}}{16,5 \text{ kN}} = 0,58 < 1,0$$

#### Biegebemessung

Maximales Moment  $M_{r,d}$ :

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{12,38 \text{ kN/m} \cdot 1,55^2 \text{ m}^2}{8} = 3,72 \text{ kNm}$$

Der Bemessungswert nach *Tabelle 2.17* für Holzschalungsträger H 20 beträgt  $M_d = 7,5 \text{ kNm}$ :

$$\frac{M_{r,d}}{M_d} = \frac{3,72 \text{ kNm}}{7,5 \text{ kNm}} = 0,5 < 1,0$$

## Berechnung der Durchbiegung

Nach Gleichung (2.17) wird die Durchbiegung  $w$  mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet.

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Der Bemessungswert nach Tabelle 2.17 für Holzschalungsträger H 20 beträgt  $E \cdot I = 450 \text{ kNm}^2$

$$w = \frac{5 \cdot 8,26 \text{ kN/m} \cdot 1,55^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 450 \text{ kNm}^2} = 0,0014 \text{ m} = 1,4 \text{ mm}$$

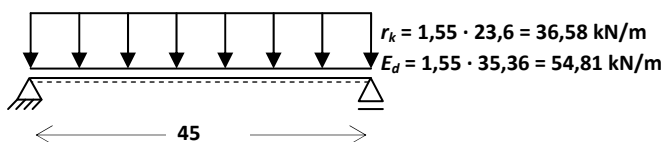
Die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 werden für die Gesamtkonstruktion nachgewiesen.

## c8) Nachweis der Jochträger

### Nachweis der Mittelträger

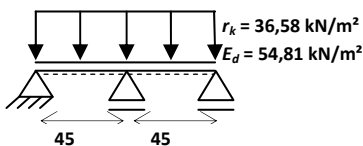
Der jeweils größte Stützenabstand beträgt  $\ell = 0,45 \text{ m}$  für die Mittelträger und  $\ell = 0,65 \text{ m}$  für die Randträger.

### Statisches System für die Mittelträger: Einfeldträger



### Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubmessung:



Für die Schubmessung ist hier der **Zweifeldträger** das ungünstigere statische System.

## Schubbemessung

Maximale Querkraft  $V_{r,d}$  nach Gleichung (2.18):

$$V_{r,d} = 1,25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1,25 \cdot \frac{54,81 \text{ kN/m} \cdot 0,45 \text{ m}}{2} = 15,42 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{r,d}}{V_d} = \frac{15,42 \text{ kN}}{16,5 \text{ kN}} = 0,93 < 1,0$$

### Querkraft $V_{r,k}$

aufgrund der Einwirkungen  $r_k$  zum Vergleich

$$V_{r,k} = 1,25 \cdot \frac{36,58 \cdot 0,45}{2}$$

$$V_{r,k} = 10,29 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{r,k}}{\text{zul } Q} = \frac{10,29 \text{ kN}}{11,0 \text{ kN}} = 0,94 < 1,0$$

### Biegebemessung

Maximales Moment  $M_{r,d}$ :

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{54,81 \text{ kN/m} \cdot 0,45^2 \text{ m}^2}{8} = 1,39 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{r,d}}{M_d} = \frac{1,39 \text{ kNm}}{7,5 \text{ kNm}} = 0,18 < 1,0$$

### Moment $M_{r,k}$

aufgrund der Einwirkungen  $r_k$  zum Vergleich

$$M_{r,k} = \frac{36,58 \cdot 0,45^2}{8}$$

$$M_{r,k} = 0,93 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{r,k}}{\text{zul } M} = \frac{0,93 \text{ kNm}}{5,0 \text{ kNm}} = 0,19 < 1,0$$

### Berechnung der Durchbiegung

Nach Gleichung (2.17) wird die Durchbiegung  $w$  mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet.

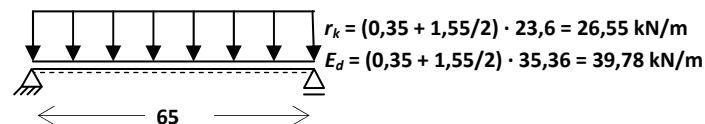
$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$w = \frac{5 \cdot 36,58 \text{ kN/m} \cdot 0,45^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 450 \text{ kNm}^2} = 0,00004 \text{ m} = 0,04 \text{ mm}$$

Die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 werden für die Gesamtkonstruktion nachgewiesen.

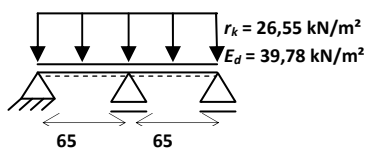
### Nachweis der Randträger

#### Statisches System für die Randträger



#### Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Für die Schubbemessung ist hier der **Zweifeldträger** das ungünstigere statische System.

### Schubbemessung

Maximale Querkraft  $V_{r,d}$

$$V_{r,d} = 1,25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1,25 \cdot \frac{39,78 \text{ kN/m} \cdot 0,65 \text{ m}}{2} = 16,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{r,d}}{V_d} = \frac{16,16 \text{ kN}}{16,5 \text{ kN}} = 0,98 < 1,0$$

### Biegebemessung

Maximales Moment  $M_{r,d}$ :

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{39,78 \text{ kN/m} \cdot 0,65^2 \text{ m}^2}{8} = 2,1 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{r,d}}{M_d} = \frac{2,1 \text{ kNm}}{7,5 \text{ kNm}} = 0,28 < 1,0$$

### Berechnung der Durchbiegung

Wie die nachfolgende Berechnung zeigt, wäre die Durchbiegung der Randträger bei einer Spannweite von  $\ell = 2,10 \text{ m}$  verhältnismäßig groß, sodass die Ebenheitstoleranzen nicht eingehalten werden könnten. Die Berechnung der Durchbiegung erfolgt hier der Vollständigkeit halber.

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$w = \frac{5 \cdot 26,55 \text{ kN/m} \cdot 0,65^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 450 \text{ kNm}^2} = 0,00014 \text{ m} = 0,14 \text{ mm}$$

Die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 werden für die Gesamtkonstruktion nachgewiesen.

### c9) Nachweis der Ebenheitstoleranzen

Zunächst muss die Summe der größten Durchbiegungen an der jeweils ungünstigsten Stelle berechnet werden. Als größte Durchbiegungen wurden berechnet:

- Für die Schalhaut  $w = 0,8 \text{ mm}$
- Für die Querträger  $w = 1,4 \text{ mm}$
- Für die Jochträger Randträger:  $w = 0,14 \text{ mm}$ ; Mittelträger:  $w = 0,04 \text{ mm}$ ; aus beiden Durchbiegungen wird eine mittlere Durchbiegung berechnet:

$$\text{Mittlere Durchbiegung: } w = \frac{0,14 \text{ mm} + 0,04 \text{ mm}}{2} = 0,09 \text{ mm}$$

### Berechnung des Messpunktabstands $m_1$ für die mittleren Felder zwischen den Mitteljochen

Für die Mittelträger ist der Messpunktabstand  $m_1$  nach Gleichung (2.27):

$$m_1 = \sqrt{\ell_1^2 + \ell_2^2} = \sqrt{1,55^2 \text{ m}^2 + 0,45^2 \text{ m}^2} = 1,61 \text{ m} > 1,50 \text{ m}$$

mit den Spannweiten

- der Querträger  $\ell_1 = 1,55$  m (Jochträgerabstand) und
- der Jochträger  $\ell_2 = 0,45$  m (Stützenabstand).

### Nachweis der Ebenheitstoleranzen für die mittleren Felder zwischen den Mitteljochen

Die Summe der Durchbiegungen  $\Sigma w_1$  für den Messpunktabstand  $m_1 = 1,61$  m ergibt sich zu:

$$\Sigma w = \Sigma (w_{\text{Jochträger}} + w_{\text{Querträger}} + w_{\text{Schalhaut}})$$

$$\Sigma w_1 = 0,04 \text{ mm} + 1,4 \text{ mm} + 0,8 \text{ mm} = 2,24 \text{ mm}$$

Nach Zeile 7 der *Tabelle 2.6* gilt für den ungünstigeren Messpunktabstand von  $m = 1,50$  m ein maximales Stichmaß von  $z \leq 4$  mm. Der genaue Wert für  $z$  für den Messpunktabstand  $m_1 = 1,61$  m kann nach *Tabelle 2.6* interpoliert werden. Damit ist nach *Gleichung (2.28)* mit

$$\Sigma w_1 = 2,24 \text{ mm} < 4 \text{ mm} = z$$

der Nachweis der Ebenheitstoleranzen gemäß Zeile 7 erbracht. Die Anforderungen der Zeilen 5 und 6 sind ebenso eingehalten.

Da Randträger und Mittelträger unterschiedliche Stützenabstände haben, müssen die Ebenheitstoleranzen auch für den Messpunktabstand  $m_2$  nachgewiesen werden.

### Berechnung des Messpunktabstands $m_2$ für die Randfelder zwischen Mittel- und Randjochen

Für die Randjochs ist der ungünstigere Messpunktabstand  $m_2$  nach *Gleichung (2.27)*:

$$m_2 = \sqrt{\ell_1^2 + \ell_3^2} = \sqrt{1,55^2 \text{ m}^2 + 0,65^2 \text{ m}^2} = 1,68 \text{ m} > 1,50 \text{ m}$$

mit den Spannweiten

- der Querträger  $\ell_1 = 1,55$  m (Jochträgerabstand) und
- der Jochträger  $\ell_3 = 0,65$  m (Stützenabstand).

### Nachweis der Ebenheitstoleranzen für die Randfelder zwischen Mittel- und Randjochen

Die Summe der Durchbiegungen für den Messpunktabstand  $m_2 = 1,68$  m ergibt:

$$\Sigma w = \Sigma (w_{\text{Jochträger}} + w_{\text{Querträger}} + w_{\text{Schalhaut}})$$

$$\Sigma w_2 = 0,09 \text{ mm} + 1,4 \text{ mm} + 0,8 \text{ mm} = 2,29 \text{ mm}$$

Nach Zeile 7 der *Tabelle 2.6* gilt für den ungünstigeren Messpunktabstand von  $m = 1,50$  m ein maximales Stichmaß von  $z \leq 4$  mm. Der genaue Wert für  $z$  für den Messpunktabstand  $m_2 = 1,68$  m kann nach *Tabelle 2.6* interpoliert werden. Damit ist nach *Gleichung (2.28)* mit

$$\Sigma w_2 = 2,29 \text{ mm} < 4 \text{ mm} = z$$

der Nachweis der Ebenheitstoleranzen gemäß Zeile 7 erbracht. Die Anforderungen der Zeilen 5 und 6 sind ebenso eingehalten.

---

### c10) Nachweis der Deckenstützen

Die vorhandene Belastung  $F_N$  der Deckenstützen lässt sich berechnen aus *Gleichung 6.2*:

$$F_N = V_{r,d,links} + V_{r,d,rechts}$$

Damit ergibt sich

- für die mittleren Stützen der Mitteljoche:

$$F_N = 2 \cdot V_{r,d} = 2 \cdot 15,42 \text{ kN} = 30,84 \text{ kN}$$

- für die Stützen der Randjoche:

$$F_N = 2 \cdot V_{r,d} = 2 \cdot 16,16 \text{ kN} = 32,32 \text{ kN}$$

#### Zum Vergleich

- für die mittleren Stützen der Mitteljoche

$$F_{r,k} = 2 \cdot V_{r,k}$$

$$F_{r,k} = 2 \cdot 10,29 = 20,58 \text{ kN}$$

- für die Stützen der Randjoche

$$F_{r,k} = 2 \cdot V_{r,k}$$

$$F_{r,k} = 2 \cdot 10,79 = 21,57 \text{ kN}$$

### Bemessung für lichte Raumhöhe $h_{ii} = 5,00 \text{ m}$

Bei einer lichten Raumhöhe von  $h_{ii} = 5,00 \text{ m}$  ergibt sich nach Abzug der Höhen für Schalhaut, Quer- und Jochträger eine tatsächliche Auszugslänge von  $\ell = h = 5,00 \text{ m} - 0,42 \text{ m} = 4,58 \text{ m}$ .

Eine herkömmliche Deckenstütze der ehemaligen Größenklasse 5 nach DIN 4424, z.B. die Deckenstütze AS 490 von HÜNNEBECK (HARSCO) hat einen Auszugsbereich von  $\ell = 2,74 \text{ m}$  bis  $4,90 \text{ m}$  und wird nach DIN EN 1065 der Stützenklasse C 50 zugeordnet.

Für die tatsächliche Auszugslänge  $\ell$  der Deckenstütze wird der nutzbare Widerstand  $R_{y,d}$  in Abhängigkeit von der Belastungsklasse und der maximalen Auszugslänge  $\ell_{max}$  als Bemessungswert nach *Gleichung (2.45)* berechnet:

$$R_{C,d} = 92,7 \cdot \frac{\ell_{max}}{\ell^2} = 92,7 \cdot \frac{4,90 \text{ m}}{4,58^2 \text{ m}^2} = 21,65 \text{ kN} \leq 54,0 \text{ kN}$$

Aus dem vorab angenommenen Stützenabstand  $a = \ell = 0,45 \text{ m}$  ergibt sich damit für die Mitteljoche ein maximaler Stützenabstand  $\max a_1$  von

$$\max a_1 = a \cdot \frac{R_{C,d}}{F_N} = 0,45 \text{ m} \cdot \frac{21,65 \text{ kN}}{30,84 \text{ kN}} = 0,32 \text{ m}$$

Für die Randjoche ergibt sich entsprechend aus dem vorab angenommenen Stützenabstand  $a = \ell = 0,65 \text{ m}$  ein maximaler Stützenabstand  $\max a_2$  von

$$\max a_2 = a \cdot \frac{R_{C,d}}{F_N} = 0,65 \text{ m} \cdot \frac{21,65 \text{ kN}}{32,32 \text{ kN}} = 0,44 \text{ m}$$

Somit ist die größte Stützenlast für die jeweils kleineren Stützenabstände  $\max a_1$  und  $\max a_2$  nachgewiesen:

Für andere Stützen ergeben sich folgende Tragfähigkeiten:

- Stützengröße 6 (Stützenklasse C 55, z.B. AS 550 von HÜNNEBECK (HARSCO), Auszugsbereich 3,08 m bis 5,50 m)

$$R_{C,d} = 92,7 \cdot \frac{\ell_{max}}{\ell^2} = 92,7 \cdot \frac{5,50 \text{ m}}{4,58^2 \text{ m}^2} = 24,31 \text{ kN} \leq 54,0 \text{ kN}$$

- Stützenklasse D (Tabelle 2.21):

$$R_{D,d} = 30,9 \text{ kN}$$

- Stützenklasse E (Tabelle 2.21):

$$R_{E,d} = 456,3 \text{ kN}$$

Bei der Bemessung nach dem neuen Sicherheitskonzept der europäischen Normen werden die mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F$  multiplizierten Einwirkungen dem nutzbaren Widerstand  $R_{y,d}$  nach DIN 12812 und DIN 1065 gegenübergestellt.

Bei der Bemessung mit zulässigen Traglasten nach DIN 4421 und DIN 4424 werden die sich aufgrund der Einwirkungen  $r_k$  ergebenden Stützenlasten den zulässigen Traglasten gegenübergestellt.

Für die tatsächliche Auszuglänge  $\ell$  der Deckenstütze wird dann die zulässige Traglast  $F_{N,zul}$  der Baustütze in Abhängigkeit von der Belastungsklasse und der maximalen Auszuglänge  $\ell_{max}$  nach Gleichung (2.51) berechnet:

- für Schwerlast (G-Stützen)

$$F_{C,zul} = 60,0 \cdot \frac{\ell_{max}}{\ell^2} = 60,0 \cdot \frac{4,90 \text{ m}}{4,58^2 \text{ m}^2} = 14,02 \text{ kN} \leq 30,0 \text{ kN}$$

Aus dem vorab angenommenen Stützenabstand  $a = \ell = 0,45 \text{ m}$  ergibt sich damit für die Mitteljoche ein maximaler Stützenabstand  $\max a_1$  von

$$\max a_1 = a \cdot \frac{F_{C,zul}}{F_{r,k}} = 0,45 \text{ m} \cdot \frac{14,02 \text{ kN}}{20,58 \text{ kN}} = 0,31 \text{ m}$$

Für die Randjoche ergibt sich entsprechend aus dem vorab angenommenen Stützenabstand  $a = \ell = 0,65 \text{ m}$  ein maximaler Stützenabstand  $\max a_2$  von

$$\max a_2 = a \cdot \frac{F_{C,zul}}{F_{r,k}} = 0,65 \text{ m} \cdot \frac{14,02 \text{ kN}}{21,57 \text{ kN}} = 0,42 \text{ m}$$

Somit ist die größte Stützenlast für die jeweils kleineren Stützenabstände  $\max a_1$  und  $\max a_2$  nachgewiesen:

---