

4.4 Unbewehrte SysproPART-Wand

4.4.1 Mittig belastete Innenwand

Eine mittig belastete Innenwand liegt vor, wenn sie beidseitig durch Decken mit etwa gleicher Stützweite belastet wird, aber mit diesen nicht biegesteif verbunden ist. Dabei wirken keine wesentlichen Momentenbeanspruchungen auf die Wand ein. Daher wird die Lastkombination mit der maximalen Normalkraft maßgebend:

$$n_{Ed} = 1,35 \cdot n_{g,k,1} + 1,5 \cdot n_{q,k,1}$$

Dabei ist $n_{g,k,1}$ die ständige Last aus Eigengewicht und $n_{q,k,1}$ die veränderliche Last. Die Bemessung ergibt sich analog zu dem nachfolgenden Beispiel für die Außenwand. Bild 4.4 zeigt den Deckenanschluss des Kopf- und Fußpunktes.

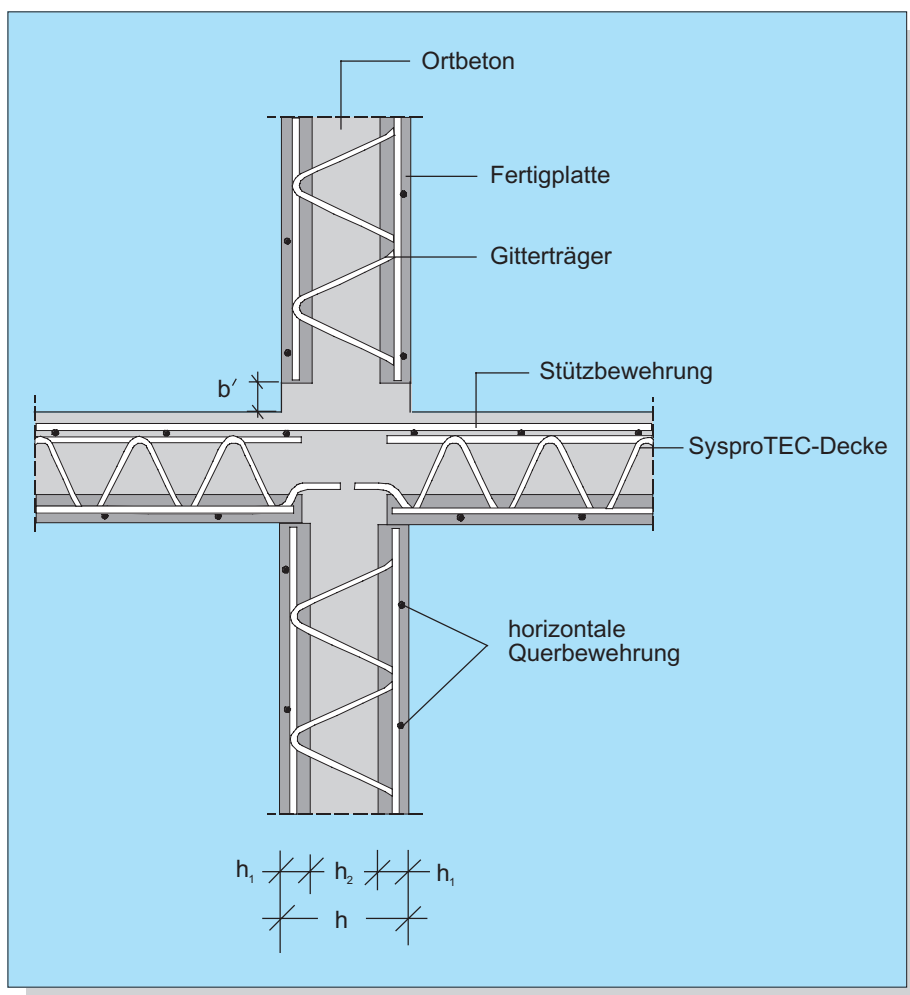


Bild 4.4:
Deckenanschluss von SysproPART als unbewehrte Innenwand

4.4.2 Außenliegende Geschosswand

Eine außenliegende Geschosswand wird einseitig durch Decken belastet. Am Kopfende der Wand ist deshalb eine dreiecksförmige Spannungsverteilung unter der Auflagerfläche der Decke anzusetzen. Am Fußende der Wand darf ein Gelenk in der Mitte der Aufstandsfläche angenommen werden.

Damit ist eine außenliegende Geschosswand als ausmittig belastete Wand zu betrachten. Nachfolgend ist ein Beispiel dargestellt.

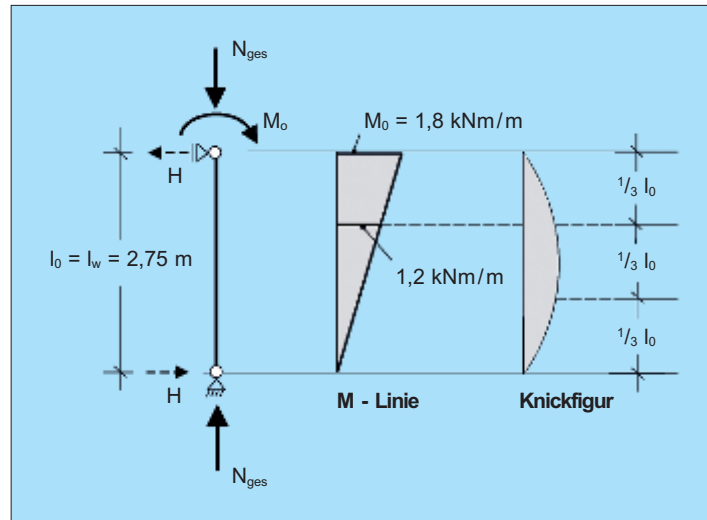
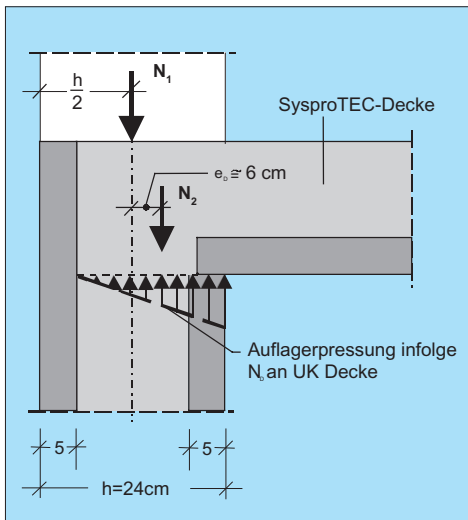


Bild 4.5 a:
Belastungssituation am Wandkopf

Bild 4.5 b:
Momentenverlauf

System: Zweiseitig gehaltene Außenwand: $h = 0,24 \text{ m}$, Geschosshöhe $l_w = 2,75 \text{ m}$

Beton: C20/25, d. h. höhere Festigkeit der Fertigplatten unberücksichtigt

$$f_{cd} = 9,44 \text{ MN/m}^2$$

Vertikale Belastung aus den oberen Geschossen:

$$n_{g,k,1} = 200 \text{ kN/m} \quad (\text{ständige Last aus Eigengewicht})$$

$$n_{q,k,1} = 100 \text{ kN/m} \quad (\text{veränderliche Last})$$

Vertikale Belastung aus der Decke:

$$n_{g,k,2} = 20 \text{ kN/m} \quad (\text{ständige Last aus Eigengewicht})$$

$$n_{q,k,2} = 10 \text{ kN/m} \quad (\text{veränderliche Last})$$

Lastkombination für Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Unter Anwendung der folgenden Gleichung sind verschiedene Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es ergeben sich somit zwei maßgebende Lastkombinationen:

- maximale Ausmitte:

$$E_d = 1,0 \cdot n_{g,k,1} + 1,35 \cdot n_{g,k,2} + 1,5 \cdot n_{q,k,2}$$

Mit dieser Gleichung wird die Kombination der maximalen Ausmitte berechnet, wobei $n_{g,k,1}$ die für die Ausmitte günstig wirkende Normalkraft der aufgehenden Geschosse ist und somit nur 1,0-fach berücksichtigt werden darf.

- maximale Normalkraft

$$E_d = 1,35 \cdot n_{g,k,1} + 1,35 \cdot n_{g,k,2} + 1,5 \cdot n_{q,k,1} + 1,5 \cdot n_{q,k,2}$$

Aus dieser Gleichung ergibt sich die maximale Normalkraft und das zugehörige Moment.

Grundsätzlich ist auch die Kombination des maximalen Momentes und der zugehörigen Normalkraft zu untersuchen. In diesem Beispiel entfällt diese Kombination, da keine horizontalen äußeren Lasten angreifen. Dadurch ist das maximale Moment automatisch in der Formel enthalten.

Gegebenenfalls darf eine Abminderung der veränderlichen Last aus der Decke nach DIN 1055-3, Abs. 6.1(5) oder bei mehrgeschossigen Bauwerken die Abminderung der veränderlichen Last aus den Geschossen oberhalb des zu bemessenden Bauteils nach DIN 1055-3, Abs. 6.1(7) berücksichtigt werden. Grundsätzlich sind die Verkehrslasten aller Geschosse bei der Bildung der Lastkombinationen als eine einzige Verkehrslast anzusehen.

Hiermit ergeben sich folgende Schnittgrößen:

Lastkombination 1

$$n_{Ed} = 1,0 \cdot 200 + 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10 = -242 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed, \text{Wandkopf}} = (1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10) \cdot 0,06 = 2,52 \text{ kNm/m}$$

$$e_0 = 2,52 / 242 \cdot 10^2 = 1,0 \text{ cm}$$

Lastkombination 2

$$n_{Ed} = 1,35 \cdot 200 + 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 100 + 1,5 \cdot 10 = -462 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed, \text{Wandkopf}} = (1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10) \cdot 0,06 = 2,52 \text{ kNm/m}$$

$$e_0 = 2,52 / 462 \cdot 10^2 = 0,5 \text{ cm}$$

Bemessung

Die Auswirkungen der Theorie II. Ordnung sind zu beachten, da das Verhältnis von Stützenlänge zur Dicke h größer als 2,5 ist:

$$l_{col}/h = 2,75/0,24 = 11,46 > 2,5$$

Die maximale Schlankheit von $\lambda = 110$ nach Eurocode 2 wird nicht überschritten:

$$\lambda = \frac{2,75}{0,289 \cdot 0,24} = 39,6 < 110$$

Die aufnehmbare Normalkraftbelastung ist sowohl für den Wandkopf als auch für den maßgebenden Querschnitt innerhalb der Stützenlänge zu berechnen. Mit einer Ersatzlänge l_0 der Wand gleich der Geschosshöhe l_w gilt für die zusätzliche ungewollte Ausmitte e_a :

$$e_a = 0,5 \cdot l_0/200 = 0,5 \cdot 2,75/200 \cdot 10^2 = 0,69 \text{ cm}$$

Nachweis am Wandkopf

Am Wandkopf ist keine Auswirkung nach Theorie II. Ordnung zu untersuchen; es muss jedoch die Exzentrizität der Belastung beachtet werden. Für φ verbleibt so der nachstehende Anteil:

$$\varphi = 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h}$$

Tabelle 4.2 enthält die Nachweise für $n_{Rd} = h \cdot f_{cd} \cdot \varphi \geq n_{Ed}$ am Wandkopf für die beiden Lastkombinationen.

	Lastkombination 1	Lastkombination 2
n_{Ed}	-0,242 MN/m	-0,462 MN/m
e_a	0,0069 m	0,0069 m
e_0	0,01 m	0,005 m
$e_{tot} = e_0 + e_a$	0,0169 m	0,0119 m
φ	0,859	0,901
n_R	1,946 MN/m	2,059 MN/m

Tabelle 4.2:
Bemessung am Wandkopf für die Lastkombinationen 1 und 2

Nachweis im kritischen Querschnitt

Für Druckglieder in unverschieblichen Tragwerken, die einen konstanten Querschnitt aufweisen und durch Momente beansprucht werden, deren Verlauf über die Stützenlänge linear veränderlich ist, darf nach DIN 1045-1, Abschnitt 8.6.5 (6) vereinfachend die wirksame Lastausmitte e_0 im kritischen Querschnitt mit $e_0 = 0,6 \cdot e_{02}$ angesetzt werden.

Der Nachweis wird für beide Lastkombinationen in Tabelle 4.3 geführt, wobei sich der Beiwert φ unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung ermittelt.

	Lastkombination 1	Lastkombination 2
n_{Ed}	-0,242 MN/m	-0,462 MN/m
e_a	0,0069 m	0,0069 m
e_0	0,006 m	0,003 m
$e_{tot} = e_0 + e_a$	0,0129 m	0,0099 m
φ	$0,788 \leq 0,859$	$0,817 \leq 0,901$

Tabelle 4.3:
Bemessung im kritischen Schnitt

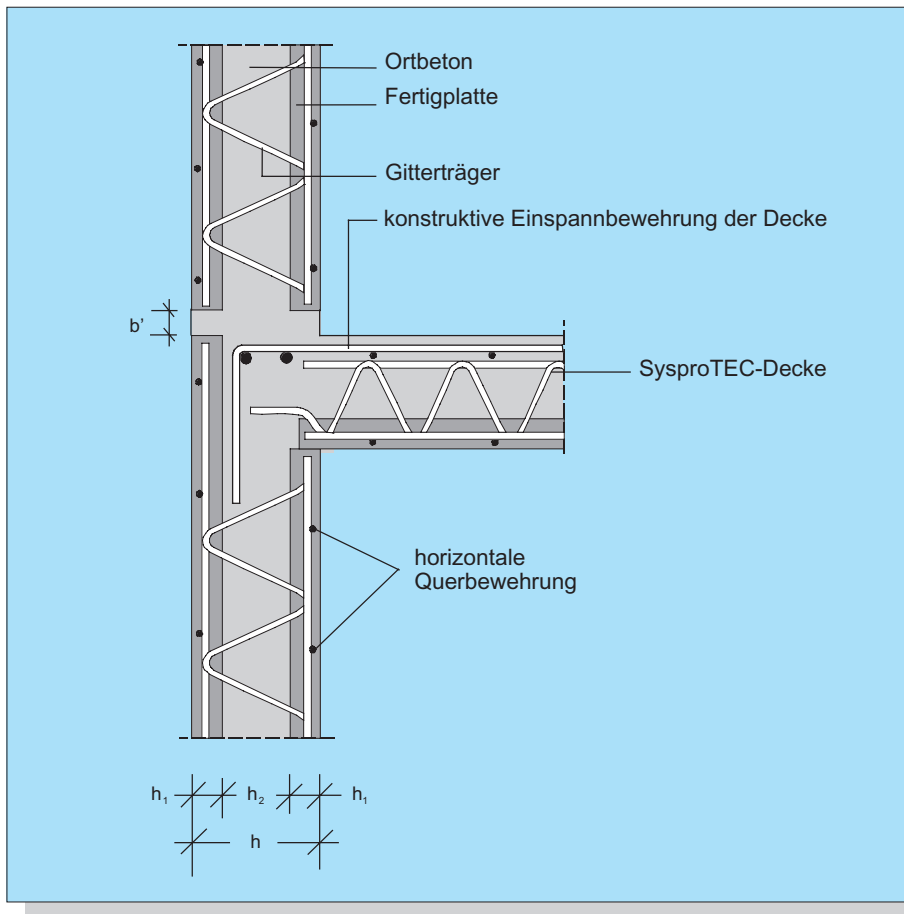


Bild 4.6:
Deckenanschluss von SysproPART als unbewehrte Geschossaußenwand

Wenn die Fertigplatten ohne druckfestes Mörtelbett auf der Decke stehen, erfolgt die Lastweiterleitung nur über den Kernbeton. In diesem Fall muss noch eine weitere Bemessung für den Fußpunkt durchgeführt werden. Da am Fußpunkt keine Lastausmitte vorhanden ist und auch kein Knicksicherheitsnachweis zu erfolgen braucht, kann die aufnehmbare Normalkraft wie bei der mittig belasteten Innenwand des Abschnitts 4.4.1 berechnet werden. Mit einer angenommenen Kernbetondicke von $h_2 = 24 - 2 \cdot 5 = 14$ cm beträgt die aufnehmbare Normalkraft n_{Rd} am Wandfuß:

$$n_{Rd} = 1,0 \cdot 0,14 \cdot 9,44 = 1,32 \text{ MN/m} > 0,462 \text{ MN/m} = n_{Ed,max}$$

4.4.3 Außenliegende Kellerwand

Eine außenliegende Kellerwand unterliegt mehr noch als die Geschosswand einer Momentenbeanspruchung. Die Bemessung wird am nachfolgenden Beispiel aufgezeigt.

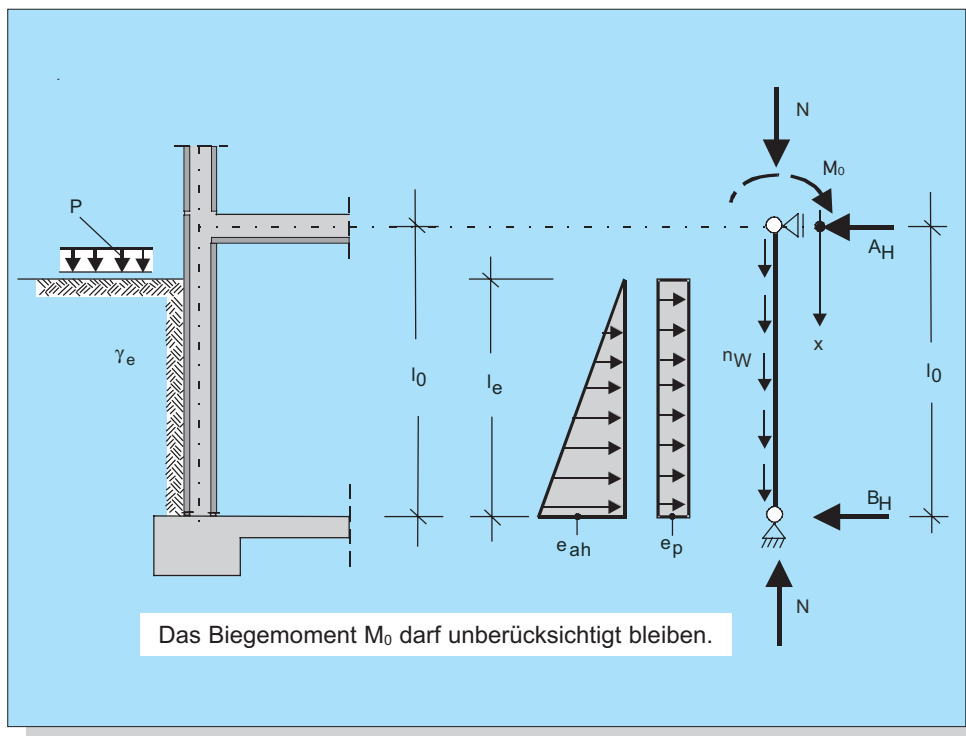


Bild 4.7:
System und Belastung von SysproPART als Kelleraußenwand

System: zweiseitig gehalten und C20/25 wie Abschnitt 4.4.2

$$h = 25 \text{ cm}, l_0 = 2,60 \text{ m}, l_e = 1,80 \text{ m}, c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$$

Vertikale Belastung aus den oberen Geschossen:

$$n_{g,k,1} = 100 \text{ kN/m} \quad (\text{ständige Last})$$

$$n_{q,k,1} = 50 \text{ kN/m} \quad (\text{veränderliche Last})$$

Vertikale Flächenbelastung aus dem Eigengewicht der Wand:

$$n_{g,k,2} = h \cdot l_0 \cdot \rho = 0,25 \cdot 2,6 \cdot 25,0 = 16,3 \text{ kN/m}$$

Horizontale Flächenbelastung aus der Erdanschüttung:

$$l_e = 1,80 \text{ m}; \gamma_e = 18,0 \text{ kN/m}^2; \varphi = 30^\circ; \delta = 0$$

$$\frac{1}{2} (K_{\text{ah}} + K_0) = \frac{1}{2} (0,33 + 0,5) = 0,415 \quad (\text{erhöhter aktiver Erddruck})$$

$$q_{k,2} = 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Verkehrslast } p \text{ auf Boden})$$

$$e_{g,k,3} = 0,415 \cdot 18,0 \cdot 1,80 = 13,4 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ständig})$$

$$e_{q,k,2} = 0,415 \cdot 5,0 = 2,1 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{veränderlich})$$

Lastkombinationen für Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bei diesem Beispiel sind horizontal wirkende Verkehrslasten vorhanden. Unter Anwendung von DIN 1055-100 [1.7] ist daher auch die Kombination des maximalen Momentes im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu untersuchen.

Es ergeben sich somit folgende maßgebende Lastkombinationen:

- (a) größte Normalkraft und zugehöriges Moment

$$E_d = 1,35 \cdot n_{g,k,1} + 1,35 \cdot n_{g,k,2} + 1,35 \cdot e_{g,k,3} + 1,5 \cdot n_{q,k,1} + 1,5 \cdot 0,8 \cdot e_{q,k,2}$$

- (b) größte Ausmitte

$$E_d = 1,0 \cdot n_{g,k,1} + 1,0 \cdot n_{g,k,2} + 1,35 \cdot e_{g,k,3} + 1,5 \cdot e_{q,k,2}$$

- (c) größtes Moment und zugehörige Normalkraft

$$E_d = 1,35 \cdot n_{g,k,1} + 1,35 \cdot n_{g,k,2} + 1,35 \cdot e_{g,k,3} + 1,5 \cdot e_{q,k,2} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot n_{q,k,1}$$

In der ersten Lastkombination wird die Verkehrslast auf den Boden außerhalb des Gebäudes als zweite Verkehrslast mit dem Kombinationsbeiwert $\Psi_{0,2} = 0,8$ (sonstige Einwirkungen) ange-setzt.

In der zweiten Lastkombination wird die geringst mögliche Normalkraft und das maximal mögliche Moment kombiniert, so dass sich die größte Ausmitte $e = M/N$ ergibt.

Die letzte Lastkombination stellt die größte Momentenbeanspruchung infolge des Erddruckes und zugehöriger Normalkraftbeanspruchung dar. Die Verkehrslast auf dem Boden ist dabei die Leiteinwirkung und die veränderlichen Geschosslasten erhalten den Kombinationsbeiwert $\Psi_{0,2} = 0,7$. Weitere Lastkombinationen sind möglich, werden aber im vorliegenden Fall offensichtlich nicht maßgebend.

Der Erddruckansatz hängt von der Verformungsfähigkeit des Bauteils und der Steifigkeit der horizontalen Lagerung ab. Die Randbedingungen sind daher in jedem Einzelfall zu prüfen. Für dieses Beispiel wird der erhöhte aktive Erddruck nach [4.6], Abschnitt 5.3.2, mit 50 % des aktiven und 50 % des Erdruhedrucks angesetzt. Hiermit ergeben sich die in Tabelle 4.4 angegebenen Bemessungsschnittgrößen, deren Verlauf für Lastkombination in Bild 4.8 beispielhaft dargestellt ist.

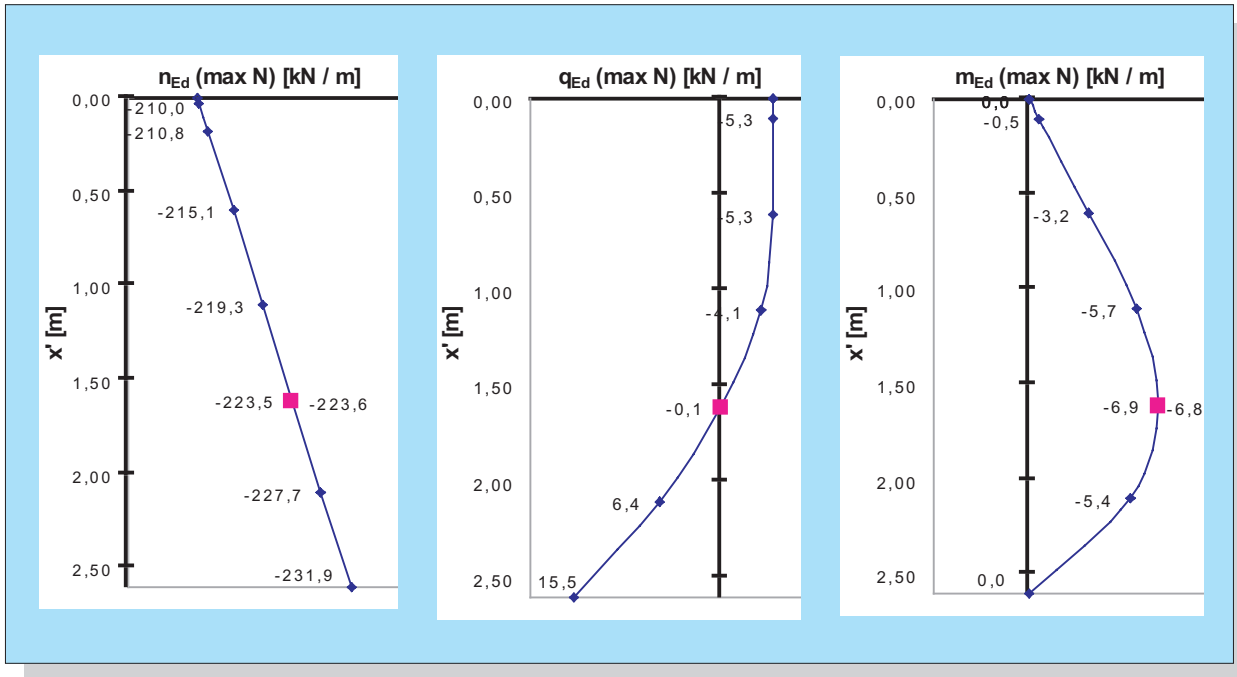


Bild 4.8: Schnittgrößen für Lastkombination 1

Lastkombination	1 (max N)	2 (max e)	3 (max M)
n_{Ed} (kN/m)	-223,6	-110,0	-201,0
m_{Ed} (kNm/m)	6,86	7,28	7,28
$A_{H,Ed}$ (kN/m)	5,3	5,7	5,7
$B_{H,Ed}$ (kN/m)	15,5	16,2	16,2

Tabelle 4.4:
Maßgebende Bemessungsschnittgrößen

Überprüfung der Knicksicherheit

Knicklänge $l_0 = l_{col} = 2,60$ m; Schlankheit $\lambda = l_0/i = \frac{2,60}{0,289 \cdot 0,25} = 36$

Im Falle eines Fehlens genauerer Angaben über die ungewollte zusätzliche Lastausmitte e_a darf angenommen werden:

$e_a = 0,5 l_0/200 = 0,5 \cdot 2,60/200 \cdot 10^2 = 0,65$ cm

Im vorliegenden Beispiel ist die Lastausmitte aus Theorie I. Ordnung e_0 in Lastkombination 2 maximal und beträgt $7,28 / 110,0 = 0,0662$ m. Die Ausmitte infolge Kriechen e_φ darf vernachlässigt werden. Damit gilt für die Gesamtausmitte:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_\varphi = 0,0662 + 0,0065 + 0 = 0,0727 \text{ m}$$

mit

$$\varphi = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{\text{tot}}/h) - 0,02 \cdot l_0/h = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,0727/0,25) - 0,02 \cdot 2,60/0,25 = 0,269$$

und $\varphi \leq 1 - 2 \cdot e_{\text{tot}}/h = 1 - 2 \cdot 0,0727/0,25 = 0,4184 > 0,269$

Damit gilt für die aufnehmbare Normalkraft n_{Rd}

$$|n_{Rd}| = |-1,0 \cdot 0,25 \cdot 9,44 \cdot 0,269 \cdot 10^3| = 635 \text{ kN/m} > 110 \text{ kN/m} = n_{Ed}$$

Da die Normalkrafttragfähigkeit des Knicknachweises auch größer ist als Einwirkungen in Lastkombination 1 ($\max n_{Ed} = 223,6 < 635 \text{ kN/m}$), erübrigen sich die weiteren Knicknachweise mit kleinerer Ausmitte und größerem φ .

Es ergeben sich somit im Endzustand keine erforderlichen Bewehrungsmengen. Im Einzelfall ist zu prüfen, ob Bauzustände eine Bewehrung erfordern. Dazu gehört auch der Ansatz des Verdichtungserdrucks beim Auffüllen des Arbeitsraums.

Zentrischer Druck am Wandfuß

Wenn die Fertigteilplatten nicht zur Lastübertragung herangezogen werden, wird für den Betonquerschnitt nur die Kernbetondicke h_2 angesetzt, die im vorliegenden Beispiel $h_2 = h - 2 \cdot h_1 = 25 - 2 \cdot 6 = 13$ cm beträgt. Damit ergibt sich die aufnehmbare Normalkraft n_{Rd} zu:

$$n_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} = 13 \cdot 100 \cdot 0,944 = 1227 \text{ kN/m} > n_{Ed} = 231,9 \text{ kN/m}$$

Verbundbewehrung zwischen Kernbeton und Fertigteilplatten

Für die Querkraft V_{Ed} wird die maximale Auflagerkraft $B_{H,Ed}$ der Lastkombination 2 angesetzt.

Die einwirkende Schubkraft v_{Ed} folgt damit zu

$$v_{Ed} = \frac{1 \cdot 16,2}{0,9 \cdot 0,215} = \frac{F_{cdj} \cdot V_{ED}}{F_{cd} \cdot z} = 83,7 \text{ kN/m}^2$$

Ohne Anordnung einer Verbundbewehrung beträgt der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft $v_{Rd,ct}$

$$\begin{aligned} v_{Rd,ct} &= 0,042 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b = 0,042 \cdot 1,4 \cdot 20^{1/3} \cdot 1,0 \cdot 10^3 \\ &= 159,6 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed} = 83,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

In diesem Beispiel wurde eine glatte Oberflächenbeschaffenheit der Fuge angenommen; dennoch ist bei dieser Kellerwand keine Verbundbewehrung erforderlich.

Querkraft in der Fuge am Wandfuß

Die maximale Querkraft der Wand tritt am Wandfuß in Kombination mit der minimalen Normalkraft (Lastkombination 2) auf. Die Oberfläche des Sohlbetons wird gemäß den Rauigkeitsklassen als glatt angenommen. Der Nachweis wird nach Abschnitt 4.3.3 (b) geführt.

$$V_{Rd,ct} = (0,042 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} - \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b$$

$$= (0,042 \cdot 1,4 \cdot 20^{1/3} - 0,6 \cdot (-0,110) / 0,25) \cdot 0,25 = 105,9 \text{ kN/m} > 16,2 \text{ kN/m}$$

Die Anschlüsse der außenliegenden Kellerwand an die Bodenplatte und an die Decke über KG zeigt Bild 4.9. Die entstehenden Querkzugkräfte werden durch die Gitterträger aufgenommen, die in einem Abstand von höchstens 62,5 cm eingebaut sind.

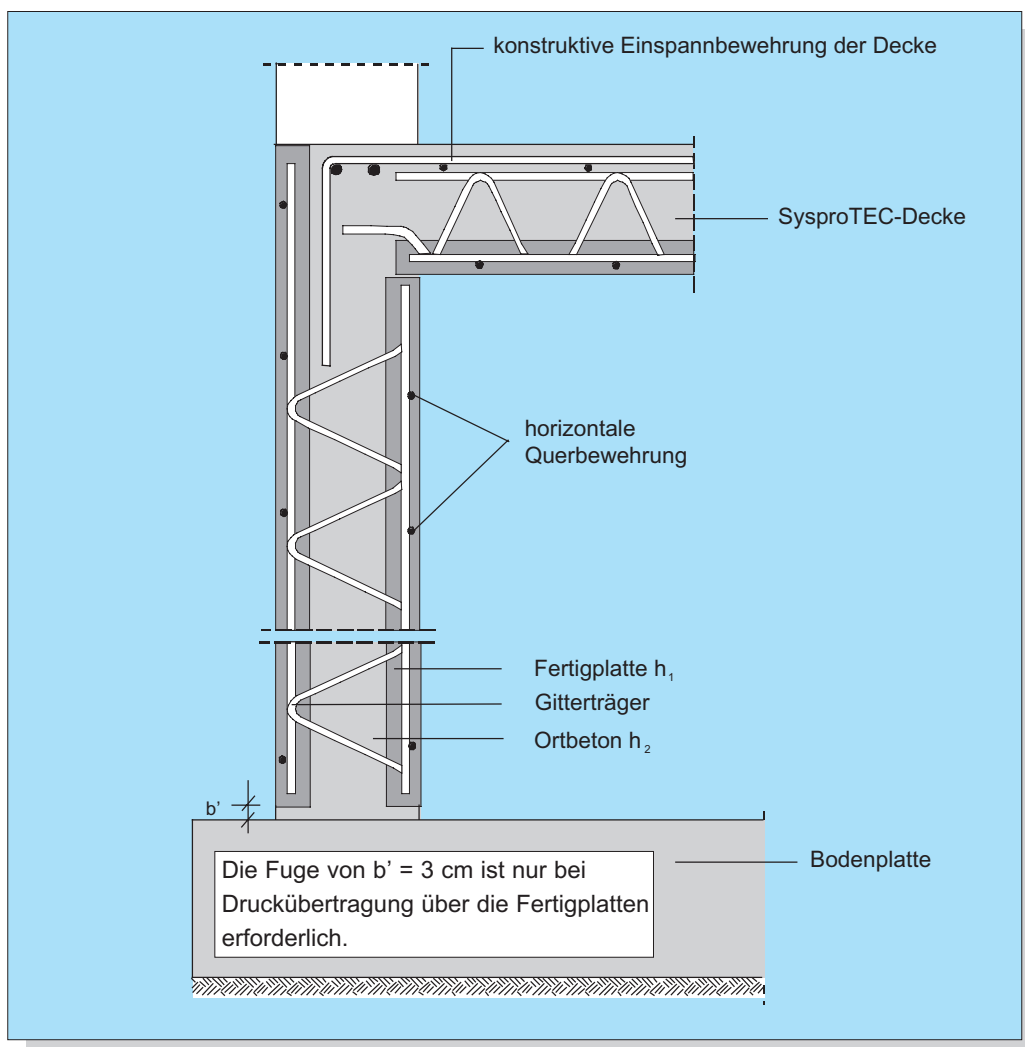


Bild 4.9:
Anschlüsse von SysproPART als unbewehrte Kelleraußenwand

4.4.4 Verbindungen Wand - Wand

Nachfolgend werden konstruktive Details zur Verbindung von unbewehrten SysproPART-Doppelwänden in der vertikalen Fuge angegeben.

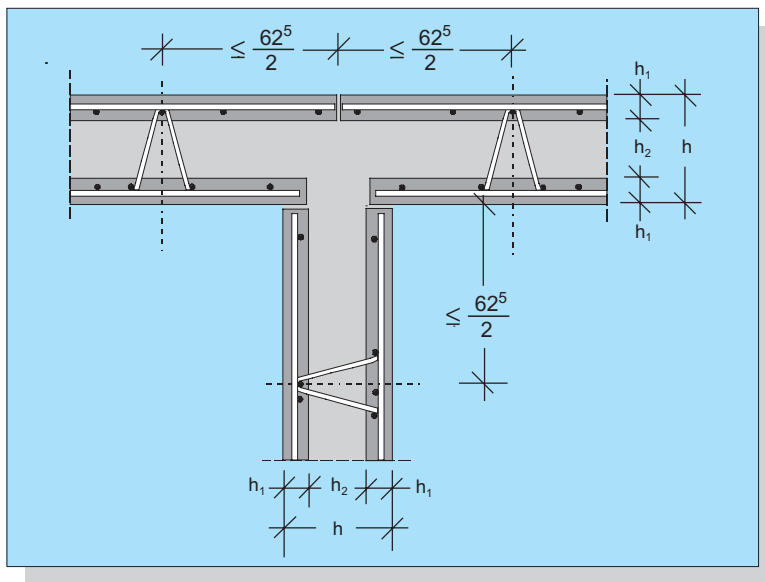
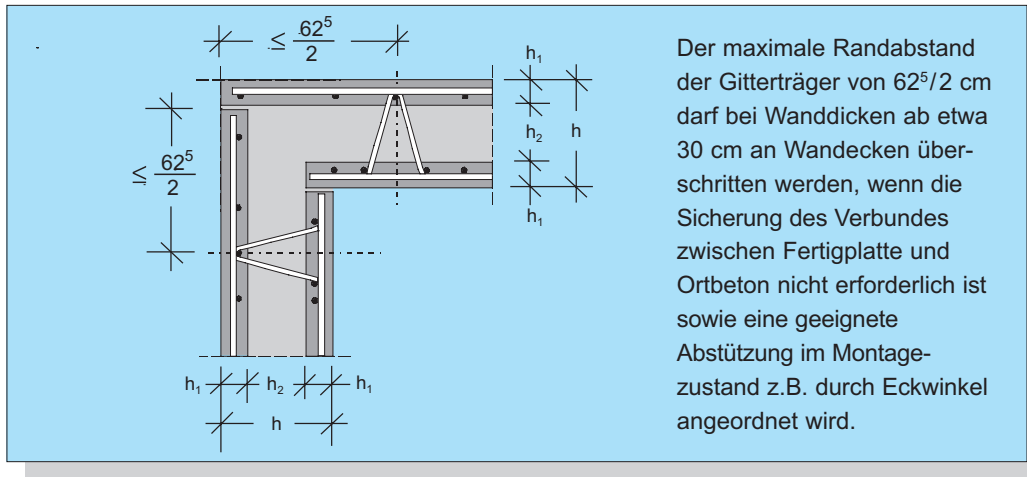
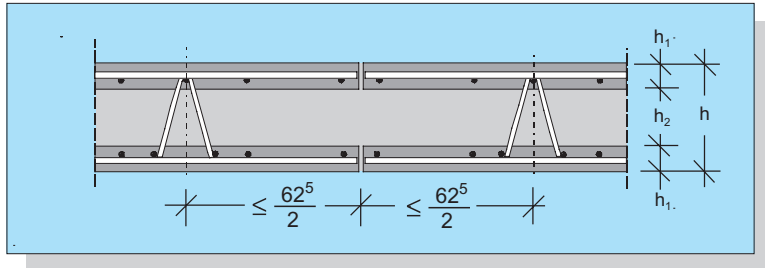


Bild 4.10 a, b und c:
Horizontalschnitt von unbewehrten SysproPART-Doppelwänden

4.5 Bewehrte SysproPART-Wand

Bewehrte SysproPART-Doppelwände sind wie Stahlbetonwände in Ortbeton zu behandeln, wobei der Nachweis der Knicksicherheit nach DIN 1045-1 [1.1], Abschnitt 8.6 zu erbringen ist. Für die SysproPART-Doppelwand wird, wie im Ortbeton üblich, bei der Ermittlung der Knicklänge stets nur von einer zweiseitig gehaltenen Wand ausgegangen, auch wenn die Wand durch Querwände drei- oder vierseitig gehalten ist.

Die Bemessung und Konstruktion der SysproPART-Wand ist darüber hinaus über die Zulassung [4.1] geregelt. Die Bestimmungen wurden bereits in den Abschnitten 4.2 und 4.3.2 dargestellt.

4.5.1 Außenliegende Kellerwand

Das statische System entspricht dem Beispiel für die unbewehrte Wand nach Bild 4.7 in Abschnitt 4.4.3. Erst durch eine höhere Beanspruchung der Wand wird eine Ausführung als bewehrte Wand erforderlich. Das nachfolgende Beispiel verdeutlicht dies.

System: zweiseitig gehalten und Beton C20/25 wie Abschnitt 4.4.3

$$h = 25 \text{ cm}, l_0 = l_e = 2,60\text{m}, c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}, h_{\text{GW}} = 2,0 \text{ m}$$

Vertikale Belastung aus den oberen Geschossen:

$$\begin{aligned} n_{g,k,1} &= 100 \text{ kN/m} && \text{(ständige Last)} \\ n_{q,k,1} &= 50 \text{ kN/m} && \text{(veränderliche Last)} \end{aligned}$$

Vertikale Flächenbelastung aus dem Eigengewicht der Wand:

$$n_{g,k,2} = h \cdot l_0 \cdot \rho = 0,25 \cdot 2,6 \cdot 25,0 = 16,3 \text{ kN/m}$$

Horizontale Flächenbelastung aus der Erdanschüttung:

$$\begin{aligned} l_e &= 2,60 \text{ m}; \gamma_e = 18,0 \text{ kN/m}^3; \varphi = 30^\circ; \delta = 0 \\ \frac{1}{2} (K_{\text{ah}} + K_0) &= \frac{1}{2} (0,33 + 0,5) = 0,415 && \text{(erhöhter aktiver Erddruck)} \\ q_{k,2} &= 5,0 \text{ kN/m}^2 && \text{(Verkehrslast p auf Boden)} \\ e_{g,k,3} &= 0,415 \cdot 18,0 \cdot 2,60 = 19,4 \text{ kN/m}^2 && \text{(ständig, Kote } -2,60 \text{ m)} \\ e_{q,k,2} &= 0,415 \cdot 5,0 = 2,1 \text{ kN/m}^2 && \text{(veränderlich)} \\ e_{\text{GW},k} &= 10 \cdot 2,0 = 20,0 \text{ kN/m}^2 && \text{(Grundwasser, Kote } -2,00 \text{ m)} \end{aligned}$$

Gemäß [4.12] Abschnitt 6.4, gehört Wasserdruck beim Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit von Bauwerken und Bauteilen zu den ständigen Einwirkungen und ist mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1,35$ zu kombinieren.

Lastkombinationen für Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Unter Anwendung nach DIN 1055-100 [1.7] ergeben sich bei diesem Beispiel die maßgebenden Lastkombinationen wie im vorherigen Beispiel. Die

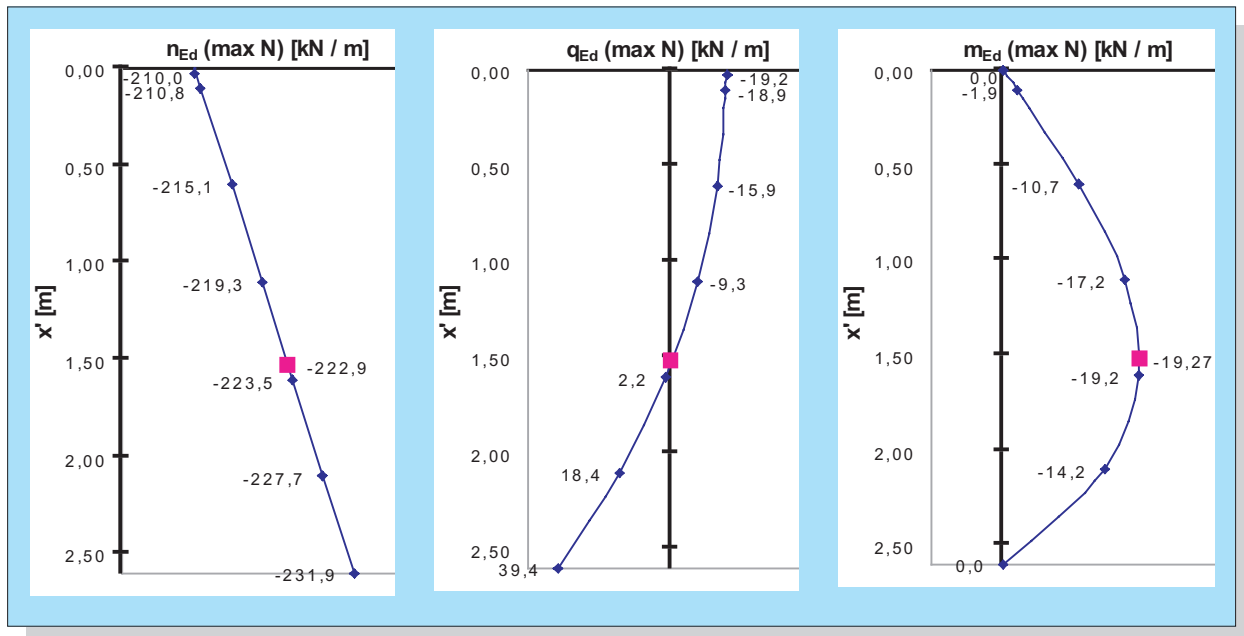


Bild 4.11:
Schnittgrößen für die Lastkombination 1

Lastkombination	1 (max N)	2 (max e)	3 (max M)
n_{Ed} (kN/m)	-222,9	-109,5	200,3
m_{Ed} (kNm/m)	19,3	19,8	19,8
$A_{H,Ed}$ (kN/m)	19,2	20,0	20,0
$B_{H,Ed}$ (kN/m)	39,4	40,2	40,2

Tabelle 4.5:
Maßgebende Bemessungsschnittgrößen

Überprüfung der Knicksicherheit

Mit der Knicklänge $l_0 = l_{col} = 2,60$ m wird die die Schlankheit $\lambda = l_0/i = \frac{2,60}{0,289 \cdot 0,25} = 36$.

Der Grenzwert der Schlankheit λ_{max} ergibt sich aus dem kleinsten Wert λ_{max} für die maximale Normalkraft n_{Ed} , also für Lastkombination 1 zu:

$$v_{Ed} = \frac{n_{ED}}{A_C \cdot f_{cd}} = \frac{-0,223}{0,25 \cdot 11,33} = -0,08$$

Damit wird

$$\lambda_{\max} = \frac{16}{\sqrt{|V_{ED}|}} = \frac{16}{\sqrt{0,08}} = 56,6 > \lambda = 36$$

Der Nachweis nach Theorie II. Ordnung ist nicht erforderlich.

Biegebemessung

Die Biegebemessung erfolgt mit Hilfe des Bemessungsverfahrens mit dimensionslosen Beiwerten gemäß Abschnitt 2.5.1. Die Ergebnisse der Bemessung sind in der nächsten Tabelle mit $z_{s,l} = 0,05 \text{ m}$ und $d = 0,215 \text{ m}$ zusammengestellt.

	Lastkombination 1	Lastkombination 2	Lastkombination 3
n_{Ed}	-0,223 MN/m	-0,110 MN/m	-0,200 MN/m
m_{Ed}	0,0193 MNm/m	0,0198 MNm/m	0,0198 MNm/m
$\mu = \frac{m_{ED} - n_{ED} \cdot z_{s,l}}{d^2 \cdot f_{cd}}$	0,075	0,0567	0,072
ω	0,078	0,058	0,075
$a_{si} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega \cdot d \cdot f_{cd} + n_{ED})$	< 0	0,72	< 0

Tabelle 4.6:
Biegebemessung der Wand für die Lastkombinationen 1 bis 3

Da die bezogene Lastausmitte $e_d/h = 0,0193 / (0,223 \cdot 0,215) = 0,41 < 3,5$ ist, handelt es sich nach DIN 1045-1, Abschnitt 3.1.19 um ein vorwiegend auf Druck beanspruchtes Bauteil. Es wird die Mindestbewehrung von 0,075 % des vorhandenen Betonquerschnittes A_c maßgebend und ist auf jeder Wandseite anzuordnen. Die erforderliche Bewehrungsmenge

$$A_{s1,erf} = A_{s2,erf} = 0,00075 \cdot 25 \cdot 100 = 1,875 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ist mit $\emptyset 6/15 = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite eingehalten.

Zentrischer Druck am Wandfuß

Im Kernbeton wird eine Anschlussbewehrung $\emptyset 6/15$ ($1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$) angeordnet, die mit einem Übergreifungsmaß l_s an die Vertikalbewehrung in den Fertigteilplatten anschließt. Die Länge l_s des Übergreifungsstoßes und die Größe der Querbewehrung sind hier nachzuweisen. Die Berechnungen hierzu werden beim späteren Nachweis für die Auflagerausbildung durchgeführt.

Wenn die Fertigteilplatten nicht zur Lastübertragung herangezogen werden, wird für den Betonquerschnitt nur die Kernbetondicke h_2 angesetzt, die hier $h_2 = h - 2 \cdot h_1 = 25 - 11 = 14$ cm beträgt. Damit ergibt sich die aufnehmbare Normalkraft n_{Rd} zu:

$$n_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 1400 \cdot 0,944 + 2 \cdot 1,88 \cdot 43,5 = 1485 \text{ kN/m} > 232 \text{ kN/m}$$

Verbundbewehrung zwischen Kernbeton und Fertigteilplatten

Für die Querkraft V_{Ed} wird die maximale Auflagerkraft $B_{H,Ed}$ der Lastkombination 2 angesetzt.

$$v_{Ed} = \frac{F_{cdj} \cdot V_{ED}}{F_{cd} \cdot z} = 1 \cdot \frac{40,2}{0,9 \cdot 0,215} = 207,8 \text{ kN/m}^2$$

Ohne Anordnung einer Verbundbewehrung beträgt der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft $v_{Rd,ct}$

$$\begin{aligned} v_{Rd,ct} &= 0,042 \cdot \beta_{ct} \cdot f^{1/3} \cdot b = 0,042 \cdot 1,4 \cdot 20^{1/3} \cdot 1,0 \cdot 10^3 \\ &= 159,6 \text{ kN/m}^2 < v_{Ed} = 207,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

In diesem Beispiel wird eine glatte Oberflächenbeschaffenheit der Fuge angenommen. Es ist Verbundbewehrung erforderlich. Der Druckstrebenwinkel beträgt

$$\cot \theta = \frac{1,2 \cdot 0,7}{1 - 159,6/207,8} = 0,84/0,23 = 3,7 > 3,0; \text{ d.h. } \cot \theta = 3,0$$

Gewählt:

Standardträger mit $h_{GT} = 25 - 2 \cdot c_{nom} = 19$ cm; $s_{GT} = 62,5$ cm;
 $s_D = 0,20$ m und Diagonalen 2 Ø 5 mm mit $f_{yd} = 365$ MN/m², $\alpha = \text{ca. } 45^\circ$:

$$a_s = 2 \cdot 0,196 / (0,62,5 \cdot 0,20) = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$v_{Rd,sy} = a_s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha =$$

$$= 3,14 \cdot 36,5 \cdot (3,0+1,0) \cdot 0,707 = 323 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed} = 207,8 \text{ kN/m}^2$$

Querkraft in der Fuge am Wandfuß

Die maximale Querkraft der Wand tritt am Wandfuß in Kombination mit der minimalen Normalkraft n_{Ed} (siehe Lastkombination 2) auf. Für die Ermittlung des Bewehrungsgrades ρ_l wird mit einer wirksamen Dicke $h = 14$ cm nur der Kernbeton angesetzt: $\rho_l = 1,88/0,9 \cdot 1400 = 0,0015$. Für eine raue Oberfläche des Sohlbetons wird:

$$\begin{aligned} v_{Rd,ct} &= (\beta_{ct}/2,4) \cdot [0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{Nd}] \cdot b \cdot d \\ &= (2,0/2,4) \cdot [0,10 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot (0,15 \cdot 20)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,110/0,140] \cdot 126 \\ &= (0,240 + 0,078) \cdot 126 = 40,1 \text{ kN/m} \approx v_{Ed} = 40,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweis der Verankerungslängen an den Plattenenden

Die innenliegende Fertigteilplatte und die darin angeordnete Längsbewehrung verlaufen nicht bis über die angenommenen Auflager sondern enden davor. Im Stoßbereich sollte zwischen der Bewehrung in den Fertigteilplatten und der Anschlussbewehrung im Kernbeton eine Querbewehrung angeordnet werden, die für die Kraft aller zu stoßenden Stäbe zu bemessen ist (Gefahr des Aufspreizens der Fuge). Für diese Querbewehrung dürfen die Gitterträger vollständig angesetzt werden.

Die Bestimmung der Übergreifungslänge l_s wird in DIN 1045-1 in Abschnitt 12.8.2 geregelt; sie wurden in Abschnitt 4.2.6 erläutert. Die Berechnung der Übergreifungslänge l_s für konstruktive Querbewehrungen erfolgt unter Vernachlässigung des Ausnutzungsgrades nach Abschnitt 4.2.7 für C20/25 und gerade Stabenden $\varnothing 6/15$

$$l_s = l_{b,net} \cdot \alpha_1 = 284 \text{ mm} \cdot 1,0 = 284 \text{ mm} \geq l_{s,min}$$

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{6}{4} \cdot \frac{435}{2,3} = 284 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 0,3 \cdot \alpha_a \cdot l_b = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 284 \text{ mm} = 85,1 \text{ mm} \geq 10 d_s = 60 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 284 \text{ mm} = 85,1 \text{ mm} \\ \geq 15 \cdot d_s = 90 \text{ mm bzw. } \geq 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} = 1,0 \cdot 284 \text{ mm} \cdot 1,0 = 284 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 85,1 \text{ mm}$$

mit: $\alpha_1 = 1,0$ nach DIN 1045-1, Tabelle 27, (Zugstoß mit $s = 15 \text{ cm}$ und $s_0 \geq 5 d_s$)

$\alpha_a = 1,0$ nach DIN 1045-1, Tabelle 26, Zeile 1

$f_{bd} = 2,3 \text{ N/mm}^2$ für Betonstahl nach Tabelle 25

Der Beiwert α_1 für die Übergreifungslänge ist von der Größe des Stabdurchmessers und dem Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Bewehrung (hier 100 %) abhängig.

Die Übergreifungslänge des Stoßes der Längsbewehrung ist zur Berücksichtigung des Versatzes zwischen den Bewehrungslagen zu vergrößern, wenn der tatsächliche Abstand den Wert $4 \cdot d_s$ nach DIN 1045-1, Abschnitt 12.8 überschreitet. Dies ist hier jedoch nicht der Fall.

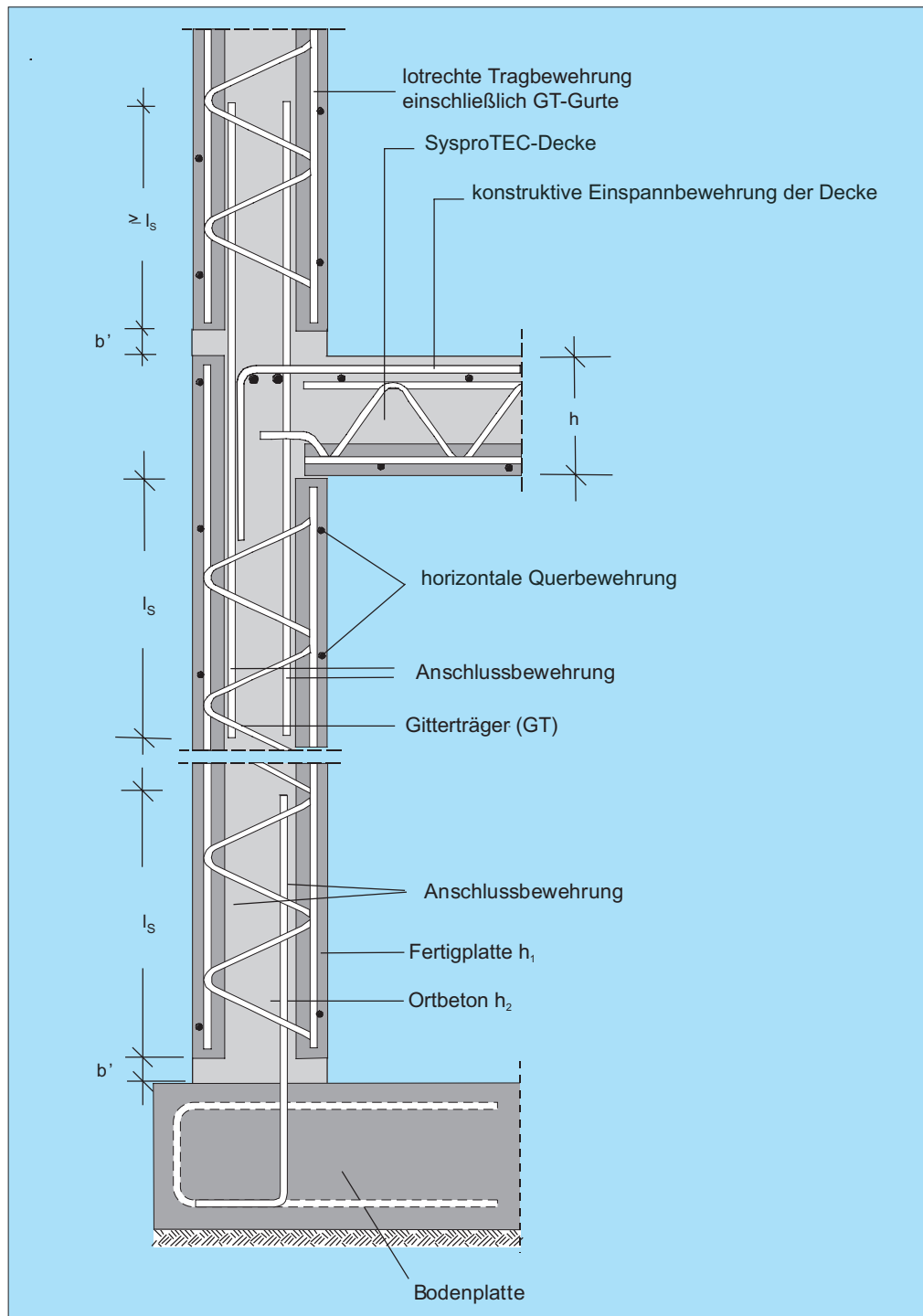


Bild 4.12:
Anschlüsse von SysproPART als bewehrte Kelleraußenwand

4.5.2 Geschosswände

Außenliegende Stahlbetonwände sind im Allgemeinen biegefest mit den Elementdecken verbunden, wobei biegefest nicht mit „starr“, d. h. 100 % gleichzusetzen ist. Ob die Einspannung der Wand in die Decke rechnerisch oder nur konstruktiv berücksichtigt wird, ist von Fall zu Fall zu unterscheiden. Ist die Wand ein Rahmenstiel, muss sie mit biegefesten Verbindung berechnet werden, wobei die Eckmomente näherungsweise aus [2.14] folgen. Am Wandfuß sollte eine gelenkige Lagerung zugrunde gelegt werden. Das System ist in Bild 4.13 dargestellt. Die Nachweise sind analog zum vorherigen Abschnitt zu führen; das dort gezeigte Bild 4.12 zeigt die Anschlussdetails.

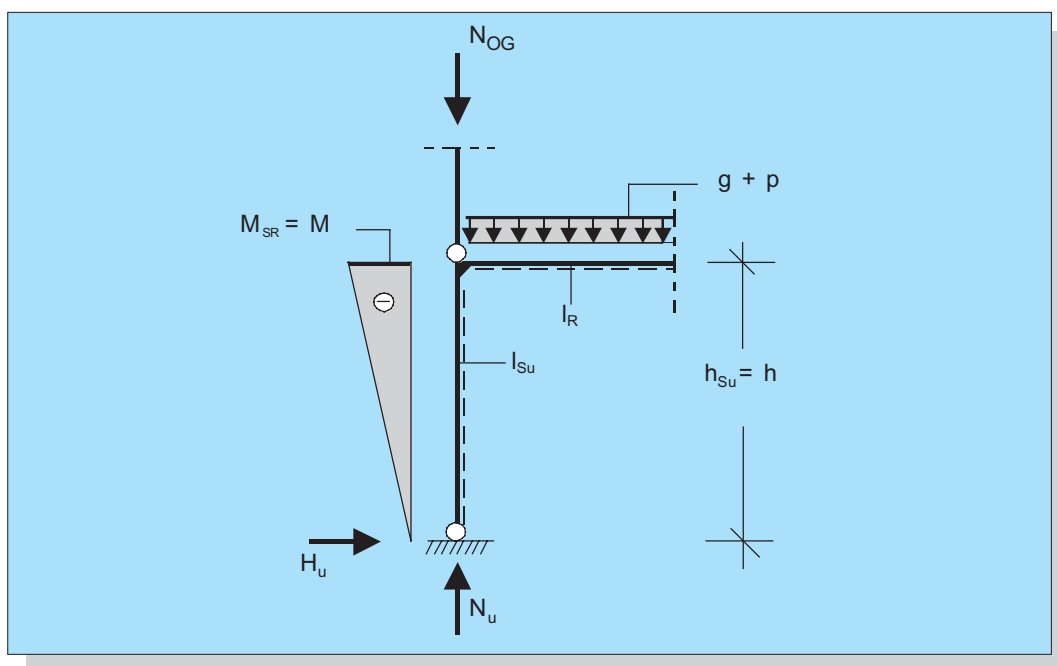


Bild 4.13:
Statisches System für bewehrte Geschosswand

4.5.3 Mittig belastete Innenwände

Im Folgenden wird vorausgesetzt, dass alle horizontal auftretenden Lasten und Kräfte von aussteifenden Scheiben aufgenommen werden, dass es sich also um ein unverschiebliches Wand-Decken-System handelt. Dann dürfen bewehrte Innenwände, auch wenn sie beidseitig mit Stahlbetondecken biegefest verbunden sind, gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 7.3.2(6) als mittig belastet angesehen werden, also ebenso wie unbewehrte Innenwände.

Beim Knicksicherheitsnachweis könnte für oben und unten eingespannte Innenwände für die Knicklänge die halbe Geschosshöhe eingesetzt werden (DIN 1045, Abschn. 17.4.1(4)). Es wird jedoch empfohlen, bei der Bemessung der SysproPART-Doppelwand als Innenwand aus Gründen der Bewehrungsführung keinen Gebrauch von dieser Regelung zu machen.

Für das statische System wird daher eine oben und unten gelenkig gelagerte Wand angenommen, deren Knicklänge gleich der Geschosshöhe ist.
Das Anschlussdetail wird in Bild 4.14 gezeigt.

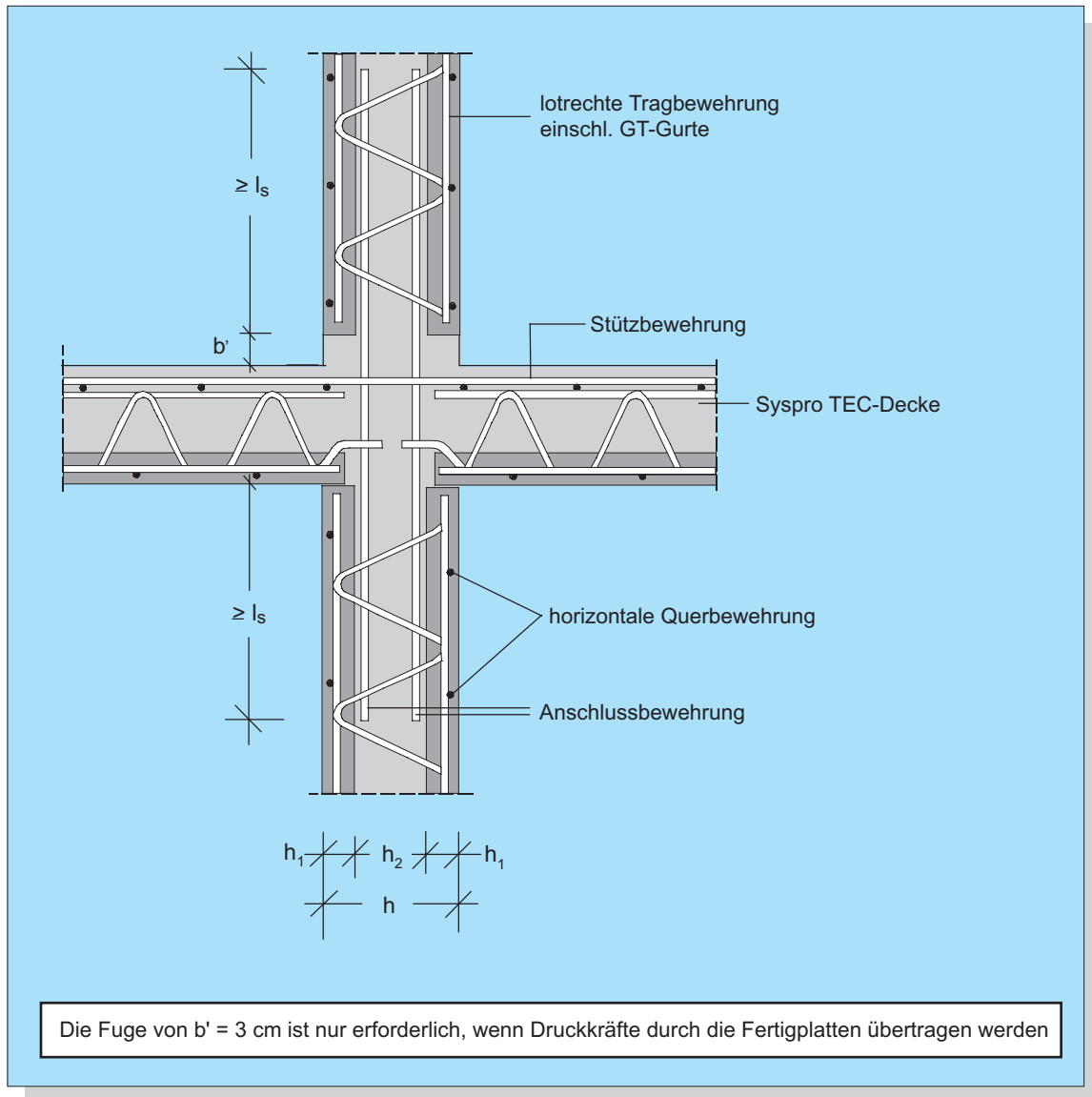


Bild 4.14:
Deckenanschluss von SysproPART als bewehrte Innenwand