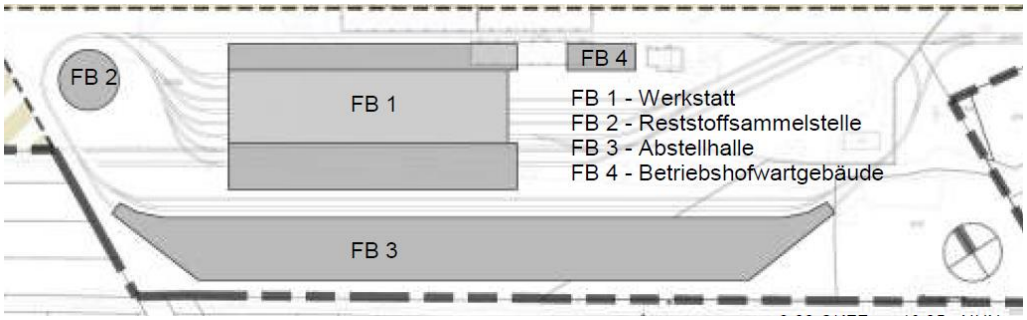
Planungsgruppe
Gestering
Knipping
Architekten | Generalplaner PartmbB

INROS LACKNER.
Berater. Planer. Architekten. Ingenieure

MAGDEBURGER
VERKEHRSBETRIEBE



MVB
Magdeburger Verkehrsbetriebe GmbH & Co. KG

Neubau Straßenbahnbetriebshof Nord
August-Bebel-Damm 15
39126 Magdeburg

Tragwerkspl. – Statik FB2.1 – Reststoffsammelstelle
Genehmigungsplanung

Bauherr:
MVB
Magdeburger Verkehrsbetriebe
GmbH & Co. KG

Auftraggeber:
PLG
Planungsgruppe
Gestering I Knipping PartmbB

Verfasser:
INROS LACKNER SE
Rosa-Luxemburg-Str.16
18055 Rostock

Planungsleistung:
Genehmigungsplanung

Datum:
16.08.2019

INROS LACKNER.

Dokument Kontrollblatt
Projektdaten

Bauherr: MVB
Magdeburger Verkehrsbetriebe GmbH & Co. KG
Otto-von-Guericke-Straße 25
39126 Magdeburg

Auftraggeber: PLG
Planungsgruppe
Gestering I Knipping PartmbB
Baumwollbörse 107
Wachtstraße 17-24
28195 Bremen

Projektbezeichnung: Neubau Straßenbahnbetriebshof Nord
August-Bebel-Damm 15
39126 Magdeburg

IL Projekt-Nr: 2015-0363
Projektteil: Tragwerksplanung – Statik FB2.1 – Reststoffsammelstelle
Leistungsphase: Genehmigungsplanung

Dokumentdaten
Erstell-Datum: 16.08.2019
Revisions-Nr.: 00

Bearbeitung und Dokumentprüfung

Bearbeiter:	Unterschrift:	Datum:	Seiten:
i.A. M.Sc. Kathrin Steffen		16.08.2019	1 – 57

gesehen:

i.V. Gabriele Krüger
Projektleiterin Tragwerksplanung

Inhaltsverzeichnis

DOKUMENT KONTROLLBLATT **2**
INHALTSVERZEICHNIS **3**

1 ALLGEMEINES **4**

1.1 VORBEMERKUNGEN **4**
1.2 TEILOBJEKTE **4**

2 STATISCHE BERECHNUNGEN **5**

2.1 AUSSTEIFUNG **5**
2.2 KONSTRUKTION DACHDECKE MIT UNTERZÜGEN **5**
Pos. 2X-DD-01_RB – Stb.-Durchlaufdecke, h = 20 cm 5
Pos. 2X-DD-01 – Stb.-Durchlaufdecke, h = 20 cm 7
Pos. 2X-DD-01-KR – Stb.-Durchlaufdecke Auskragung, h = 20 cm 10
Pos. 2X-DB-01 – Stb.-Balken, b/h = 50/60-81 cm 12
Pos. 2X-DB-01_AL – Aussparung f. Torschiene Auflager links b/h = 22/20 cm Stb.-Balken 17
Pos. 2X-DB-01_AR – Aussparung f. Torschiene Auflager rechts b/h = 22/10 cm Stb.-Balken 19
Pos. 2X-DB-02 – Stb.-Balken, b/h = 50/60 cm 20
Pos. 2X-DB-03 – Stb.-Balken, b/h = 50/78 cm 27
2.3 KONSTRUKTION ERDGESCHOSS – STÜTZEN UND WÄNDE **34**
Pos. 2X-0S-01 – Stb.-Stützen, Doppelstützen je d = 40 cm, l = 5,61 m 34
Pos. 2X-0S-02 – Stb.-Stützen, d = 40 cm, l = 5,61 m 39
Pos. 2X-0W-01_RB – Rissbreitennachweis Stb.-Wände, h = 20 cm, l = 5,61 m 43
Pos. 2X-0W-01 – Stb.-Wände, h = 20 cm, l = 5,61 m 44
Pos. 2X-0B-01 – Stb.-Türstürze, b/h = 20/40 cm, l = 2,21 m 47
2.4 GRÜNDUNG RESTSTOFFSAMMELSTELLE **49**
FB2-BP1 – Bodenplatte h = 25 cm mit Ringverstärkungen 50
Pos. 2X-GF-02 – Ringverstärkung unter den Stützen b/h = 180/80 cm (innerer Ring) 53
Pos. 2X-GF-03 – Ringverstärkung unter den Stützen b/h = 140/80 cm (äußerer Ring) 54
Pos. 2X-GF-01 – Bodenplatte h = 25 cm – Bemessung gemäß FEM-Berechnung FB2-BP1 55
Pos. 2X-GF-01-RB – Bodenplatte h = 25 cm – Begrenzung der Rissbreite 56

SCHLUSSSEITE **57**

1 ALLGEMEINES

1.1 Vorbemerkungen

Für die Magdeburger Verkehrsbetriebe soll am Standort des bestehenden Betriebshofes Nord ein Betriebshof mit integrierter Hauptwerkstatt realisiert werden.

Die allgemeinen und teilobjektübergreifenden Erläuterungen zur statischen Berechnung sind in separatem Dokument zusammengefasst:

Tragwerksplanung - Hauptdokument.

Es enthält Angaben zu:

1. Allgemeines
2. Vorschriften, Planungsgrundlagen
3. Baugrund und Gründung
4. Lasten
5. Baustoffe und Materialien
6. Projektstruktur / Plancodierung
7. Bauteile und Konstruktionen.

1.2 Teilobjekte

Das Neubauprojekt besteht aus 5 Funktionsbereichen:

- FB1 – Werkstattgebäude
- FB2 – Reststoffsammelstelle
- FB3 – Abstellhalle
- FB4 – Betriebshofwartgebäude
- FB5 – Betriebshofgelände

FB1 – Werkstattgebäude:

Die statische Berechnung der Einzelpositionen erfolgt in separaten Dokumenten:

Statik FB1.x – Werkstattgebäude.

FB2 – Reststoffsammelstelle:

Die Reststoffsammelstelle ist ein eingeschossiges Gebäude mit Lagerung diverser Materialien, Stellplätzen für Schleppfahrzeuge und Unterbringung von Kleinmaschinen. Das Gebäude hat einen Kreisring-Grundriss und wird innen wie außen überwiegend durch Schiebetore geschlossen.

- Ø = 39m incl. Dachüberstand (1,45m)

Die statische Berechnung der Einzelpositionen ist Inhalt dieses Dokuments.

Hierzu gehört eine Anlage FB2-A1 – Bodenplatte FEM-Berechnung. Die Positionierung der tragenden Bauteile kann dem Positionsplan entnommen werden.

FB3 – Abstellhalle:

Die statische Berechnung der Einzelpositionen erfolgt in separatem Dokument:

Statik FB3 – Abstellhalle.

FB4 – Betriebshofwartgebäude:

Die statische Berechnung der Einzelpositionen erfolgt in separatem Dokument:

Statik FB4.1 – Betriebshofwartgebäude.

Hierzu gehört eine Anlage FB2-A1 – Bodenplatte FEM-Berechnung.

FB5 – Betriebshofgelände:

Die statische Berechnung der Einzelpositionen erfolgt in separaten Dokumenten:

Statik FB5.x – Betriebshofgelände.

2 STATISCHE BERECHNUNGEN

Die Reststoffsammelstelle ist ein eingeschossiges Freilager mit einem nicht überdachten Innenhof. Dort werden alle Arten von Reststoffen, bis zur Abholung durch öffentliche oder private Entsorgungsbetriebe gelagert. Es handelt sich um ein eingeschossiges Stahlbetongebäude als Stützen-Riegel-System auf kreisförmigem Grundriss.

2.1 Aussteifung

Die Aussteifung der Reststoffsammelstelle erfolgt über die umlaufende Deckenplatte und die Stahlbetontrennwände.

Alle Wandenden bzw. Wandkreuzungen werden konstruktiv bewehrt mit:
Längsbewehrung:4 Ø 16
Steckbügel Ø 10/15.

Die Horizontallasten aus Wind sind in der Wand- und Fundamentberechnung berücksichtigt.

2.2 Konstruktion Dachdecke mit Unterzügen

Pos. 2X-DD-01_RB – Stb.-Durchlaufdecke, h = 20 cm

Die Stahlbetondecke ist ein Kreisring. Sie ist innen und außen sowie radial auf Unterzügen gelagert und spannt im Mittel über 6,9 m. Der innenliegende Unterzug ist dierekt am Deckenrand angeordnet. Der außenliegende Unterzug verspringt 1,5 m nach innen und es ensteht an der Stelle ein Kragarm. In der folgenden Berechnungen werden deshalb diese beiden Systme dargestellt und bemessen.

Die Decke hat eine Höhe von 20 cm und eine Betonfestigkeit von C 30/37.

Begrenzung der Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1: 2015 mit NA: 2015-12
Anforderungen
Rechenwert der Rissbreite w_{max} = 0,30 mm.

Baustoffe, Geometrie
Rechteckquerschnitt: Höhe = 20,0 cm; Breite = 100,0 cm
Betonfestigkeitsklasse: C30/37
Zementtyp: CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
Betondeckung c: 3,5 cm
Stabdurchmesser: $d_{s,vorh}$ = 10,0 mm (Betonrippenstahl)

Nachweis der Mindestbewehrung
Einwirkung: Zentrischer Zug
Ort der Zwangeinwirkung: Im Bauteil selbst
Betonalter zum Zeitpunkt der Rissbildung: 3 Tage
Höhe des Wirkungsbereichs der Bewehrung nach Bild NA.7.1d: $h_{c,ef}$ = 10,00 cm

Kapitel 7.3.2 (NA.5): Bei dickeren Bauteilen darf die Mindestbewehrung unter zentrischem Zwang unter Berücksichtigung einer effektiven Randzone $A_{c,eff}$ berechnet werden mit $A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$ und $A_{ct} = 0{,}5\ h \cdot b$.

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} / \sigma_s \geq k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / f_{yk} \qquad \text{(NA.7.5.1)}$$

mit $k = 0{,}80$ $\quad f_{ct,eff} = 1{,}73$ N/mm² $\quad A_{c,eff} = 1000{,}0$ cm²
$A_{ct} = 1000{,}0$ cm² $\quad f_{yk} = 500$ N/mm² $\quad \sigma_s$ = siehe folgende Berechnung

Die Begrenzung der Rissbreite wird durch eine Begrenzung des Stabdurchmessers nachgewiesen.
$\phi_s = \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2{,}9$ (NA.7.5.2)
$\Rightarrow \quad \phi_s = \phi_s^* \cdot 0{,}60 \quad \Rightarrow \quad \phi_s^* = 10{,}0$ mm / 0,60 = 16,72 mm
$\Rightarrow \quad \sigma_s = \sqrt{(3{,}48 \cdot 10^6 \cdot w_k / d_s^*)} = 249{,}91$ N/mm² nach Tabelle 7.2DE
$\Rightarrow \quad A_{s,min} = 6{,}94$ cm² $\geq$ 2,78 cm²

$A_{s,min}$ = 6,94 cm² je Lage
Es braucht aber nicht mehr Mindestbewehrung eingelegt zu werden als nach Gl. (7.1).

$A_{s,min}$ = 5,55 cm² je Lage

Nachweis der Begrenzung der Rissbreite durch direkte Berechnung
Betonalter zum Zeitpunkt der Rissbildung: 3 Tage
Bewehrung in der nachzuweisenden Lage: $A_{s,vorh}$ = 6,28 cm²
Stahlspannung: σ_s = 249,91 N/mm²
Nutzhöhe: d = 16,00 cm
Höhe der Druckzone: x = 1,00 cm
Wirkungsbereich der Bewehrung: $h_{c,ef}$ = min((h-x)/3; 2,5·(h-d); h/2) = 6,33 cm
Dauer der Lasteinwirkung: kurzzeitige Lasteinwirkung, k_t = 0,6

Differenz der mittleren Dehnungen von Beton und Betonstahl:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0{,}6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (7.9)$$

mit $E_s = 200000$ N/mm² $\quad E_{cm} = 32837$ N/mm² $\quad A_{c,eff} = 633{,}3$ cm²
$f_{ct,eff} = 1{,}73$ N/mm² $\quad \alpha_e = E_s / E_{cm} = 6{,}1$ $\quad \rho_{p,eff} = A_{s,vorh} / A_{c,eff} = 0{,}0099$
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0{,}00069 < 0{,}00075 \Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0{,}00075$

Maximaler Rissabstand nach Gleichung 7.11:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \qquad (7.11)$$

$$\Rightarrow \quad s_{r,max} = \frac{\phi}{3{,}6 \cdot \text{eff}\rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3{,}6 \cdot f_{ct,eff}}$$

$s_{r,max}$ = 280,1 mm $\leq$ 400,1 mm $\Rightarrow$ $s_{r,max}$ = 280,1 mm

Rissbreite:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (7.8)$$

w_k = 0,21 mm $\leq$ $w_{k,zul}$ = 0,30 mm Nachweis erfüllt!

Gewählt: Ø10/12,5 $\quad$ **$a_{s;vor}$ = 6,28cm²/m´**

Pos. 2X-DD-01 – Stb.-Durchlaufdecke, h = 20 cm

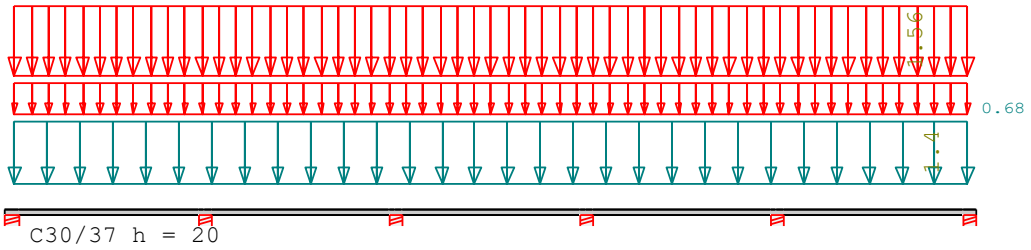
Belastung

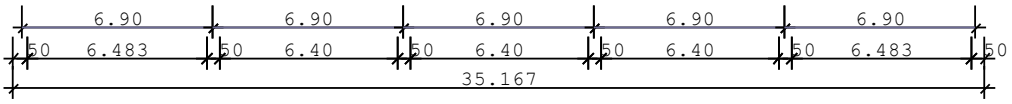
Eigenlast Decke (Dach) – Ansatz programmintern (g_k = 5,0 kN/m²)
Ausbaulast: Δg_k = 1,40 kN/m²
Schneelast: s_{Pk} = 0,68 kN/m²
s_{Ak} = 1,56 kN/m²

Das Dach ist für Wartungszwecke betretbar. Die mit ca. 1,00 kN/m² angenommene Verkehrslast kann vernachlässigt werden, da die Schneelasten sehr hoch sind. Ein Nachweis für Einzellasten wird für die Stahlbeton-Dachplatte nicht geführt.

Berechnung

System Durchlaufdecke






```
Stahlbetonplatte über 5 Felder C30/37 E = 33000 N/mm2
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
System   Länge              Querschnittswerte
-------------------------------------------------------------------
Feld     L (m)                b (cm)  h (cm)   I(cm4)
  1      6.90   konstant       100.0    20.0   66666.7
  2      6.90   konstant       100.0    20.0   66666.7
  3      6.90   konstant       100.0    20.0   66666.7
  4      6.90   konstant       100.0    20.0   66666.7
  5      6.90   konstant       100.0    20.0   66666.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)
-------------------------------------------------------------------
Belastung  Lasttyp:  1=Gleichlast über L    2=Einzellast bei a
  (kN,m)             3=Einzelmoment bei a   4=Trapezlast von a - a+b
                     5=Dreieckslast über L  6=Trapezlast über L
-------------------------------------------------------------------
Typ EG Gr      VK      g_l/r   q_l/r  Fak.  Abst. Lb/Lc   ausPOS  Phi
  1  E                 1.40     0.00  1.00
  1  J 1_1             0.00     0.68  1.00
  1  O 2_1             0.00     1.56  1.00
In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet
Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:
Nr Kl Bezeichnung                    ψ0    ψ1    ψ2    γ
-------------------------------------------------------------------
E  1  Lagerräume                     1.00  0.90  0.80  1.50
J  3  Schnee bis NN +1000m           0.50  0.20  0.00  1.50
O     außergewöhnliche Lasten        1.00  1.00  1.00  1.00
Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 ->  KFi = 1.0 Tab. B3
```

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt. Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	17.43	4.25	0.00	.	21.68	17.43
2	49.97	12.18	0.00	.	62.15	49.97
3	43.00	10.48	0.00	.	53.48	43.00
4	43.00	10.48	0.00	.	53.48	43.00
5	49.97	12.18	0.00	.	62.15	49.97
6	17.43	4.25	0.00	.	21.68	17.43
Summe:	220.80	53.82	0.00	.	274.62	220.80

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
EG	max	min	max	min	max	min	max	min
g	17.4	17.4	50.0	50.0	43.0	43.0	43.0	43.0
E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
J	1.9	0.0	5.3	0.0	4.6	0.0	4.6	0.0
O	4.2	0.0	12.2	0.0	10.5	0.0	10.5	0.0
Sum	23.5	17.4	67.5	50.0	58.0	43.0	58.0	43.0

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 5		Stütze 6	
EG	max	min	max	min
g	50.0	50.0	17.4	17.4
E	0.0	0.0	0.0	0.0
J	5.3	0.0	1.9	0.0
O	12.2	0.0	4.2	0.0
Sum	67.5	50.0	23.5	17.4

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi}$ = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.72	35.83	0.00	-48.41	26.31	-40.34
2	x0 = 3.64	15.29	-48.41	-36.31	35.08	-31.57
3	x0 = 3.45	21.18	-36.31	-36.31	33.33	-33.33
4	x0 = 3.27	15.29	-36.31	-48.41	31.57	-35.08
5	x0 = 4.18	35.83	-48.41	0.00	40.34	-26.31

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	26.31	26.31	17.43
2	-48.41	-48.41	-40.34	35.08	75.42	49.97
3	-36.31	-36.31	-31.57	33.33	64.90	43.00
4	-36.31	-36.31	-33.33	31.57	64.90	43.00
5	-48.41	-48.41	-35.08	40.34	75.42	49.97
6	0.00	0.00	-26.31	0.00	26.31	17.43

```
Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.125 (1)
C30/37  B500A normalduktil
-----------------------------------------------------------------------
Betondeckung:     cv = 3.5 cm   >= erf cv
Bewehrungslage:   do = 4.2 cm  dB = 0  dS = 14
                  du = 4.1 cm  dB = 0  dS = 12
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.
Kriechbeiwert: φ = 2.58     εcs = 0.39 %o  h0 = 22.50 cm
Alle Auflager gleich : Beton  b = 50.0 cm
Abminderung der Stützmomente <= 15 %

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1  (9.1)   fctm =  2.90 N/mm2
Q.Nr.   min Mu   erf As    min Mo  erf As
         (kNm)   (cm2)      (kNm)   (cm2)
-----------------------------------------------------------------------
  1     19.31    2.70     -19.31    2.72   100.0/20.0

Feldbewehrung
-----------------------------------------------------------------------
Feld      x       Myd    min Myd    d      kx     Asu   Aso
 Nr.     (m)     (kNm)     (kNm)   (cm)              (cm2)
   1     2.72     35.8             15.9   0.11    5.2    0.0
         5.52     -1.9     -1.9    15.8   0.02    0.0    2.7 *
   2     3.64     15.3             15.9   0.06    2.7    0.0 *
         1.04    -17.3    -17.3    15.8   0.07    0.0    2.7 *
   3     3.45     21.2             15.9   0.08    3.0    0.0
         1.04     -7.0     -7.0    15.8   0.04    0.0    2.7 *
   4     3.27     15.3             15.9   0.06    2.7    0.0 *
         1.04     -8.8     -8.8    15.8   0.04    0.0    2.7 *
   5     4.18     35.8             15.9   0.11    5.2    0.0
         1.04    -11.8    -11.8    15.8   0.05    0.0    2.7 *
* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
Am ersten Auflager sind mindestens 2.6 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 2.6 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5
-----------------------------------------------------------------------
Stütze    x      Myd    Bem. Myd    d      kx     Asu   Aso
 Nr.     (m)    (kNm)     (kNm)    (cm)              (cm2)
  1 re   0.00     0.0
  2 li   0.25   -48.4    -38.6     15.8   0.12    0.0    5.6
  2 re   0.25   -48.4    -39.9     15.8   0.12    0.0    5.8
  3 li   0.25   -36.3    -28.7     15.8   0.09    0.0    4.1
  3 re   0.25   -36.3    -28.3     15.8   0.09    0.0    4.1
  4 li   0.25   -36.3    -28.3     15.8   0.09    0.0    4.1
  4 re   0.25   -36.3    -28.7     15.8   0.09    0.0    4.1
  5 li   0.25   -48.4    -39.9     15.8   0.12    0.0    5.8
  5 re   0.25   -48.4    -38.6     15.8   0.12    0.0    5.6
  6 li   0.00     0.0
```

```
Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit  fctm = 2.9 N/mm2
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm)  φ = 2.58     εcs = 0.39 %o
quasi-ständige Kombination
Feld   x      fEI     fEIφ    fEIφε    fEII,g  fEII   fEIIφ  fEIIφε   f
-----------------------------------------------------------------------
   1  2.76   0.42    1.30    1.63     1.21    1.21   2.92   3.38    3.38
   2  3.45   0.10    0.30    0.38     0.10    0.10   0.32   0.24    0.38
   3  3.45   0.20    0.64    0.80     0.27    0.27   0.85   1.00    1.00
   4  3.45   0.10    0.31    0.38     0.10    0.10   0.32   0.24    0.38
   5  4.14   0.42    1.30    1.63     1.21    1.21   2.92   3.38    3.38
```

Ergebnisse (maßgebend ist das Mittelfeld, kein Endfeld vorhanden bei Kreisring)

max $M_{yd,F}$ =~ 21,20 kNm/m → erf. $a_{s,F}$ =~ 3,00 cm²/m gewählt: **Ø 10/12,5 = 6,28 cm²/m**

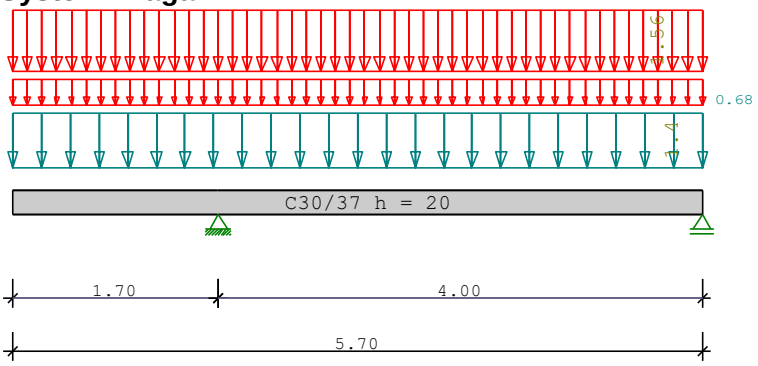
max $M_{yd,S}$ =~ 36,30 kNm/m → erf. $a_{s,S}$ =~ 4,10 cm²/m gewählt: **Ø 10/12,5 = 6,28 cm²/m**

zul f_F = 690 cm / 250 = 2,76 cm > vorh f_F =~ 1,0 cm (maßgebend ist Feld 3 - Innenfeld)

Pos. 2X-DD-01-KR – Stb.-Durchlaufdecke Auskragung, h = 20 cm

Berechnung

System Kragarm




```
Stahlbetonplatte C30/37 E = 33000 N/mm2 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
System   Länge              Querschnittswerte
-----------------------------------------------------------------------
Feld     L (m)                b (cm)  h (cm)   I(cm4)
  1      4.00   konstant       100.0    20.0   66666.7
Kragarm
links    1.70   konstant       100.0    20.0   66666.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)
-----------------------------------------------------------------------
Belastung  Lasttyp:  1=Gleichlast über L    2=Einzellast bei a
  (kN,m)             3=Einzelmoment bei a   4=Trapezlast von a - a+b
                     5=Dreieckslast über L  6=Trapezlast über L
-----------------------------------------------------------------------
Typ EG Gr      VK      g_l/r   q_l/r  Fak.  Abst. Lb/Lc   ausPOS  Phi
  1  B                 1.40     0.00  1.00
  1  J 1_1             0.00     0.68  1.00
  1  O 2_1             0.00     1.56  1.00
In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m3 berücksichtigt.
```

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	26.0	26.0	10.5	10.5
B	0.0	0.0	0.0	0.0
J	2.8	0.0	1.1	0.0
O	6.3	0.0	2.6	0.0
Sum	35.1	26.0	14.2	10.5

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi}$ = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 2.36	12.97	-13.96	0.00	22.81	-15.83

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-13.96	-13.96	-16.42	22.81	39.23	25.99
2	0.00	0.00	-15.83	0.00	15.83	10.49

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.125 (1)
C30/37 B500A normalduktil

Betondeckung: cv = 3.5 cm >= erf cv
Bewehrungslage: do = 4.2 cm dB = 0 dS = 14
du = 4.1 cm dB = 0 dS = 12
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: φ = 2.58 εcs = 0.39 %o h0 = 22.50 cm

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) fctm = 2.90 N/mm2

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm2)	min Mo (kNm)	erf As (cm2)	
1	19.31	2.70	-19.31	2.72	100.0/20.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	2.36	13.0		15.9	0.06	2.7	0.0 *
	0.40	-5.6	-5.6	15.8	0.03	0.0	2.7 *

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
Am ersten Auflager sind mindestens 1.3 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 1.3 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

```
Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5
-------------------------------------------------------------------
Stütze    x      Myd    Bem. Myd    d      kx     Asu   Aso
 Nr.     (m)    (kNm)     (kNm)    (cm)              (cm2)
  1 li   0.00    -14.0    -14.0    15.8   0.06    0.0    2.7 *
  1 re   0.00    -14.0    -14.0    15.8   0.06    0.0    2.7 *
  2 li   0.00      0.0
* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit  fctm = 2.9 N/mm2
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm)  φ = 2.58     εcs = 0.39 %o
quasi-ständige Kombination

Feld   x     fEI    fEIφ   fEIφε   fEII,g  fEII  fEIIφ  fEIIφε   f
-------------------------------------------------------------------
   1  2.00   0.05   0.18   0.22    0.05   0.05   0.19   0.23   0.23
Kragarme
Krli  0.85  -0.01  -0.02  -0.03   -0.01  -0.01  -0.03  -0.04  -0.04
```

Ergebnisse (maßgebend ist der Kragarm, die Hauptspannrichtung des Feldes ist in Kreisrichtung)
max $M_{yd,F}$ =~ 12,97 kNm/m → erf. $a_{s,F}$ =~ 2,70 cm²/m gewählt: **Ø 10/12,5 = 6,28 cm²/m**
max $M_{yd,S}$ =~ 13,96 kNm/m → erf. $a_{s,S}$ =~ 2,63 cm²/m gewählt: **Ø 10/12,5 = 6,28 cm²/m**
zul f_{Kr} = 2,5*150 cm / 250 = 1,50 cm > vorh f_{Kr} =~ -0,04 cm

Pos. 2X-DB-01 – Stb.-Balken, b/h = 50/60-81 cm

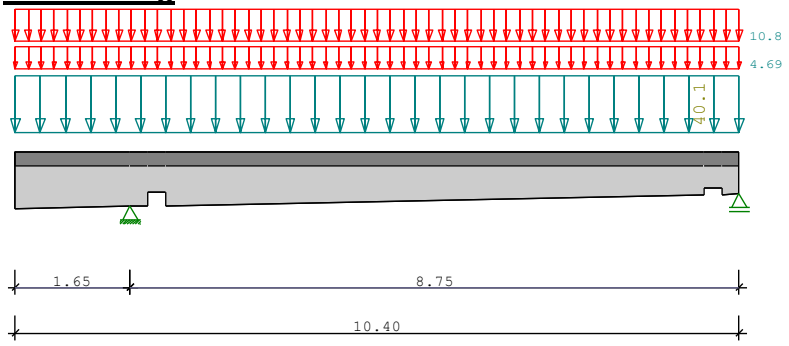
Der Stahlbetonbalken wird als Plattenbalken gerechnet. Die Balken sind radial mit a = 6,90 m angeordnet und haben eine Spannweite von 8,75 m mit einem Kragarm von 1,50 m Länge. Der Balken lagert auf Pos. 2X-0S-01 und Pos. 2X-0S-02 bzw. Pos. 2X-DB-02.
Der Balken hat eine geneigte Oberfläche, wird jedoch aus programmtechnischen Gründen mit gerader Oberkante und geneigter Unterkante gerechnet.
Der Balken ist im Bereich der Auflager augeklinkt, damit die Torschienen durchlaufen können. Die Ausklinkung darf am inneren Auflager maximal b/h = 22/10 cm und am äußeren Auflager maximal b/h = 22/20 cm betragen.

Belastung
Eigenlast Plattenbalken – Ansatz programmintern
Eigenlast Decke g_k = 5,00 kN/m² * 6,90 = 34,50 kN/m
abzgl. Eigengewicht programmintern berüchsichtigte Platte (b_0 = 0,41 m):
g_k = 2 * 0,41 * 0,2 * 25 = 4,10 kN/m
g_k = 34,50 – 4,10 = **30,40 kN/m**
Ausbaulast: Δ**g_k =** 1,40 kN/m² * 6,90 = **9,66 kN/m**

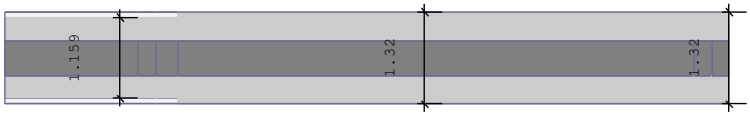
Schneelast: **s_{Pk} =** 0,68 kN/m² * 6,90 = **4,69 kN/m**
s_{Ak} = 1,56 kN/m² * 6,90 = **10,76 kN/m**

Es wird kein Faktor für Durchlaufwirkung angesetzt, da es sich um eine durchgängige Kreisplatte handelt und eine feldweise Belastung weder für Eigenlasten nocxh für Schnee denkbar ist. Eine Mannlast wird nicht untersucht, da sie nicht bemessungsmaßgebend wird.

Berechnung



Eff. mitwirkende Breiten für Bemessung



Stahlbetonträger C30/37 E = 33000 N/mm2 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System Länge Querschnittswerte

Feld	L (m)		bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	8.75	x = 0.00	132.0	20.0	50.0	78.0		
		x = 0.25	132.0	20.0	50.0	77.5		
		x = 0.25	132.0	20.0	50.0	57.5		
		x = 0.50	132.0	20.0	50.0	57.0		
		x = 0.50	132.0	20.0	50.0	77.0		
		x = 8.25	132.0	20.0	50.0	61.5		
		x = 8.25	132.0	20.0	50.0	51.5		
		x = 8.50	132.0	20.0	50.0	51.0		
		x = 8.50	132.0	20.0	50.0	61.0		
		x = 8.75	132.0	20.0	50.0	60.5		
Kragarm links	1.65	x = 0.00	132.0	20.0	50.0	78.0		
		x = 1.65	132.0	20.0	50.0	81.0		

Vouten sind mit linearisierten Querschnittsabmessungen gerechnet.
Querschnitte mit eff. mitwirkender Breite

x (m)	bo (cm)	ho (cm)	b0 (cm)	h0 (cm)	bu (cm)	hu (cm)	Wyu (m3)	Wyo (m3)
0.00	115.9	20.0	50.0	81.0			0.0663	0.0964
1.65	115.9	20.0	50.0	78.0			0.0615	0.0900
1.90	115.9	20.0	50.0	77.5			0.0607	0.0889
1.90	115.9	20.0	50.0	57.5			0.0333	0.0505
2.15	115.9	20.0	50.0	57.0			0.0327	0.0496
2.15	115.9	20.0	50.0	77.0			0.0599	0.0878
2.47	115.9	20.0	50.0	76.4			0.0589	0.0865
2.48	132.0	20.0	50.0	76.4			0.0605	0.0949
9.90	132.0	20.0	50.0	61.5			0.0391	0.0631
9.90	132.0	20.0	50.0	51.5			0.0274	0.0445
10.15	132.0	20.0	50.0	51.0			0.0268	0.0436
10.15	132.0	20.0	50.0	61.0			0.0385	0.0621
10.40	132.0	20.0	50.0	60.5			0.0378	0.0611

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a
3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b
5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	A			40.06	0.00	1.00				
1	J	1_1		0.00	4.69	1.00				
1	O	2_1		0.00	10.76	1.00				

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet
Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt. Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 4.52	564.76	-88.37	0.00	289.23	-266.13
	x = 0.25	-15.43		zug V =	227.04	227.04
	x = 0.25	-15.15		zug V =	226.98	226.98
	x = 0.50	48.09		zug V =	257.59	257.59
	x = 0.50	48.40		zug V =	257.51	257.51
	x = 8.25	125.43		zug V =	-235.13	-235.13
	x = 8.25	125.15		zug V =	-235.20	-235.20
	x = 8.50	64.73		zug V =	-250.46	-250.46
	x = 8.50	64.43		zug V =	-250.53	-250.53

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-88.37	-88.37	-107.01	289.23	396.24	329.74
2	0.00	0.00	-266.12	0.00	266.13	220.72

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	329.74	66.50	0.00	.	396.24	329.74
2	220.72	45.40	0.00	.	266.13	220.72
Summe:	550.47	111.90	0.00	.	662.37	550.47

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	329.7	329.7	220.7	220.7
A	0.0	0.0	0.0	0.0
J	29.0	0.0	19.8	0.0
O	66.5	0.0	45.4	0.0
Sum	425.2	329.7	285.9	220.7

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi}$ = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 4.52	695.75	-109.11	0.00	356.52	-327.66
	x = 0.25	-15.43		zug V =	227.04	227.04
	x = 0.25	-15.15		zug V =	226.98	226.98
	x = 0.50	59.10		zug V =	317.55	317.55
	x = 0.50	59.48		zug V =	317.45	317.45
	x = 8.25	154.44		zug V =	-289.56	-289.56
	x = 8.25	154.10		zug V =	-289.66	-289.66
	x = 8.50	79.70		zug V =	-308.39	-308.39
	x = 8.50	79.33		zug V =	-308.48	-308.48

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-109.11	-109.11	-132.11	356.52	488.63	329.74
2	0.00	0.00	-327.66	0.00	327.66	220.72

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.125 (1)
C30/37 B500A normalduktil

Betondeckung: cv = 3.5 cm >= erf cv
Bewehrungslage: do = 5.0 cm dB = 8 dS = 14
du = 4.9 cm dB = 8 dS = 12
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.
Kriechbeiwert: φ = 2.58 εcs = 0.39 %o h0 = 22.50 cm
Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) fctm = 2.90 N/mm2

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm2)	min Mo (kNm)	erf As (cm2)	
1	182.79	5.56	-285.97	8.71	132.0/20.0/50.0/78.0
2	180.44	5.52	-282.61	8.66	132.0/20.0/50.0/77.5
3	98.88	4.18	-160.26	6.78	132.0/20.0/50.0/57.5
4	97.15	4.14	-157.54	6.73	132.0/20.0/50.0/57.0
5	178.11	5.49	-279.25	8.62	132.0/20.0/50.0/77.0
6	113.24	4.45	-182.70	7.19	132.0/20.0/50.0/61.5
7	79.26	3.78	-128.77	6.15	132.0/20.0/50.0/51.5
8	77.73	3.75	-126.27	6.10	132.0/20.0/50.0/51.0
9	111.39	4.41	-179.84	7.14	132.0/20.0/50.0/61.0
10	109.56	4.38	-176.99	7.09	132.0/20.0/50.0/60.5
11	182.79	5.56	-285.97	8.71	132.0/20.0/50.0/78.0
12	197.14	5.76	-306.45	8.96	132.0/20.0/50.0/81.0
13	175.11	5.45	-274.92	8.56	132.0/20.0/50.0/76.4

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)	
1	4.52	695.7		64.1	0.10	24.8	0.0	
	0.25	-22.7	-22.7	72.5	0.02	0.0	7.9	*
	0.25	-22.3	-22.3	52.5	0.03	0.0	6.2	*
	0.50	59.1	59.1	52.1	0.03	4.0	0.0	*
	0.50	59.5	59.5	72.1	0.02	5.4	0.0	*
	4.81	692.4	692.4	63.5	0.10	24.9	0.0	
	8.25	154.4	154.4	56.6	0.05	6.1	0.0	
	8.25	154.1	154.1	46.6	0.06	7.4	0.0	
	8.50	79.7	79.7	46.1	0.04	3.8	0.0	
	8.50	79.3	79.3	56.1	0.03	4.4	0.0	*

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
Am ersten Auflager sind mindestens 12.2 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 11.3 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)	
1 li	0.00	-109.1	-109.1	73.0	0.05	0.0	7.9	*
1 re	0.00	-109.1	-109.1	73.0	0.05	0.0	7.9	*
2 li	0.00	0.0						

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm2/m)
1 li	0.73	0.90	-74.6*	18.4	106.1	1281.9	30.0	4.6~
1 *	1.46	0.90	-15.3*	18.4	106.6	1307.3	30.0	4.6~
1 re	0.73	0.90	302.8*	18.4	150.5	1230.5	30.0	4.6~
1 *	1.46	0.90	250.6*	18.4	149.0	1202.5	30.0	4.6~
2 li	0.56	0.87	-279.2*	18.4	134.3	945.0	30.0	4.6~
2 *	1.11	0.87	-231.2*	18.4	135.6	966.3	30.0	4.6~

Ved mit * -> Voute ist berücksichtigt.
~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung
Der max. Bügelabstand wird mit Θ >= 40° ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Schulterschub

Feld	xa (cm)	xe (cm)	Mli (kNm)	Mre (kNm)	av (cm)	beff (cm)	dFcd (kN)	vEd (kN/m2)	vEd,zul (cm2/m)	asf
1	32	242	1.1	522.3	210	132	264	629	6278	2.4
1	242	452	522.3	695.7	210	132	88	209	6278	0.8
1	452	663	695.7	521.5	212	132	101	238	6278	0.9
1	663	875	521.5	3.3	212	132	299	707	6278	2.7

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit fctm = 2.9 N/mm2
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) φ = 2.58 εcs = 0.39 %o
quasi-ständige Kombination

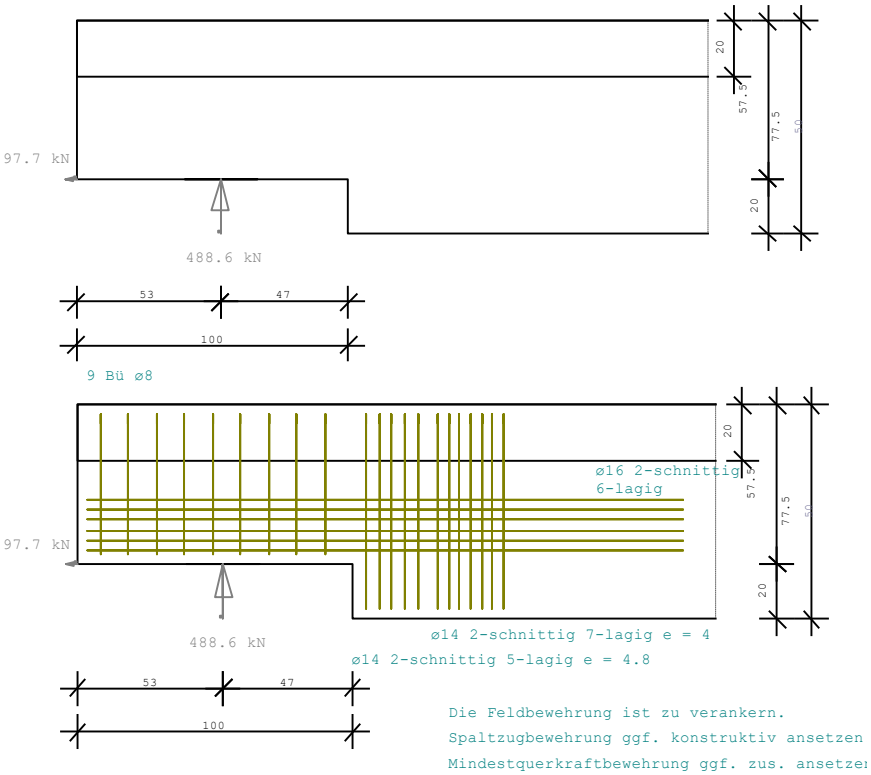
Feld	x	fEI	fEIφ	fEIφε	fEII,g	fEII	fEIIφ	fEIIφε	f
1	4.54	0.50	1.38	1.73	2.10	2.10	2.73	3.33	3.33
Kragarme									
Krli	0.00	-0.26	-0.72	-0.91	-1.06	-1.06	-1.41	-1.76	-1.76

Die Verformung des Kragarms ist nicht maßgebend, da der Kragarm schon mit der Deckenposition 2X-DD-01-KR nachgewiesen ist.

Ergebnisse

$V_{Ed,1}$ = 132,1 + 356,5 = 488,6 kN
$V_{Ed,2}$ = 327,7 kN
max $M_{yd,F}$ = 695,7 kNm → erf. $a_{s,F}$ = 24,9 cm² gewählt: **8 Ø 20 = 25,10 cm²**
max $M_{yd,S}$ = 109,1 kNm → erf. $a_{s,S}$ = 7,9 cm² gewählt: **3 Ø 20 = 9,42 cm²**
zul f_F = 875 cm / 250 = 3,50 cm > vorh f_F = 3,33 cm

Pos. 2X-DB-01_AL – Aussparung f. Torschiene Auflager links b/h = 22/20 cm Stb.-Balken



Hochgezogenes Auflager nach
DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12 **C 30/37 B500A**

Auflagerkraft			F,ed =	488.6 kN
Horizontalkraft (UK)			H,ed =	97.7 kN
Abstand Auflagerachse - VK Ausklinkung			e1 =	47.0 cm
Balkenquerschnitt	bm =	132.0 cm	hp =	20.0 cm
	b0 =	50.0 cm	h0 =	77.5 cm
Konsole	lk =	100.0 cm	hk =	57.5 cm
Lagerabmessungen	bp =	36.0 cm	lp =	27.0 cm
Betondeckung			c =	3.5 cm
Abstand obere Bewehrung (OK-Schwerpunkt)			do =	5.5 cm
Abstand untere Bewehrung (UK-Schwerpunkt)			du =	5.5 cm

STABWERKSMODELL - GEOMETRIE

```
---------------------------------------------------------------------
Druckstrebe D1     ( in der Konsole      ) :
Abmessungen        l (hor) =    64.2 cm      h(vert) =    36.7 cm
Neigung                                      ϕ1      =   29.74 Grad
Knoten 1 (unten)   a1      =    28.2 cm      a2      =    40.7 cm
Knoten 2 (oben )   a4      =    13.4 cm      d4      =     6.7 cm
Zugband     Zh     ( Horizontalbewehrung ) :
Abstand von OK Balken                        h1      =    43.4 cm
Zugband     ZV1    ( Aufhängebewehrung   ) :
Abstand von VK Ausklinkung                   d1      =    14.4 cm
Abstand von Achse Auflager                   da      =    61.4 cm
Zugband     ZV2    ( Aufhängebewehrung 2 ) :
Abstand von VK Ausklinkung                   d2      =    43.0 cm
```

SCHNITTGRÖSSEN

```
---------------------------------------------------------------------
Zugkraft Aufhängebügel ZV1 (mit Anteil H)        Zv =   563.2 kN
Zugkraft Aufhängebügel ZV2                       Zv =   855.2 kN
Zugkraft Horizontalbügel                         Zh =   990.5 kN
```

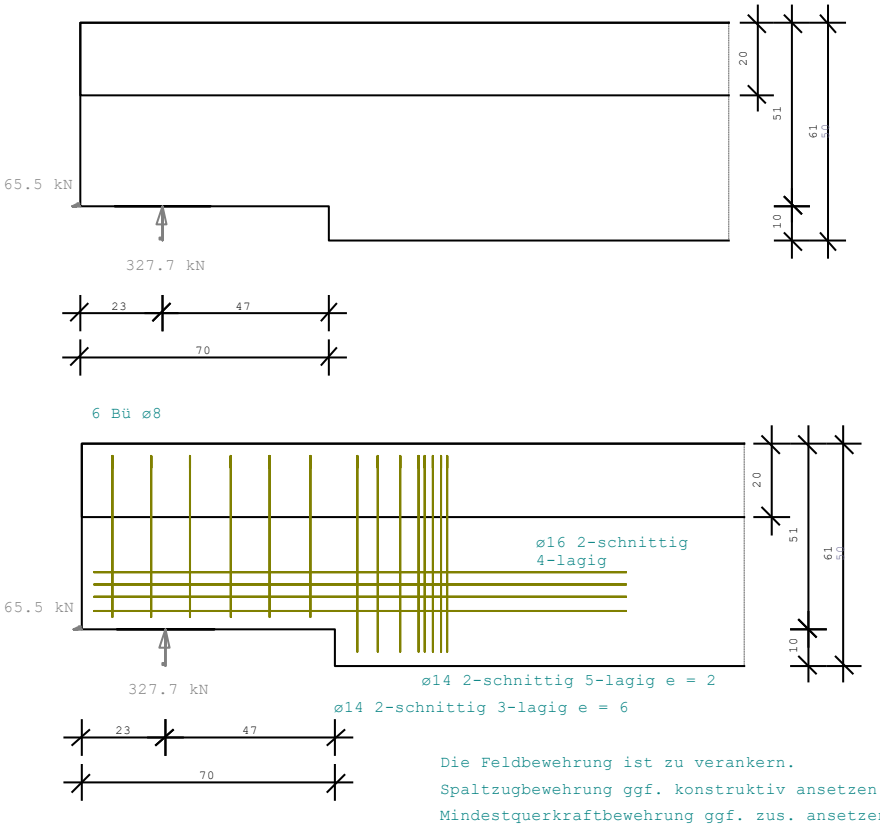
BEMESSUNG

```
---------------------------------------------------------------------
Ortbeton           γc      =    1.50          γs      =    1.15
                   fck     =   30.00 N/mm2    fyk     =  500.00 N/mm2

Tragfähigkeit      Fv      =  488.60 kN     < V,rdmax = 1007.46 kN
Querzugkraft                                  Ftd     =   89.17 kN

Auflagerpressung   σ,ld    =    5.03 N/mm2  < σ,rdmax =   12.75 N/mm2
in Druckstrebe     σ,cd    =    6.73 N/mm2  < σ,rdmax =   12.75 N/mm2

AUFHÄNGEBÜGEL ZV1  As,erf  =   12.95 cm2    < As,vorh =   15.40 cm2
AUFHÄNGEBÜGEL ZV2  As,erf  =   19.67 cm2    < As,vorh =   21.56 cm2
HORIZONTALBÜGEL    As,erf  =   22.78 cm2    < As,vorh =   24.12 cm2
```

BEWEHRUNG gewählt

```
                                                          As(cm2)   e(cm)
---------------------------------------------------------------------
Aufhängebügel ZV1  ø 14  2-schnittig  in    5 Lagen   15.40      4.8
Aufhängebügel ZV2  ø 14  2-schnittig  in    7 Lagen   21.56      4.0
Horizontalbügel    ø 16  2-schnittig  in    6 Lagen   24.12
```

Pos. 2X-DB-01_AR – Aussparung f. Torschiene Auflager rechts b/h = 22/10 cm Stb.-Balken



Hochgezogenes Auflager nach
DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12 **C 30/37 B500A**

Auflagerkraft			F,ed =	327.7 kN
Horizontalkraft (UK)			H,ed =	65.5 kN
Abstand Auflagerachse - VK Ausklinkung			e1 =	47.0 cm
Balkenquerschnitt	bm =	132.0 cm	hp =	20.0 cm
	b0 =	50.0 cm	h0 =	61.0 cm
Konsole	lk =	70.0 cm	hk =	51.0 cm
Lagerabmessungen	bp =	36.0 cm	lp =	27.0 cm
Betondeckung			c =	3.5 cm
Abstand obere Bewehrung (OK-Schwerpunkt)			do =	5.5 cm
Abstand untere Bewehrung (UK-Schwerpunkt)			du =	5.5 cm

STABWERKSMODELL - GEOMETRIE

Druckstrebe D1	(in der Konsole) :			
Abmessungen	l (hor) =	61.1 cm	h(vert) =	35.0 cm
Neigung			ϕ1 =	29.81 Grad
Knoten 1 (unten)	a1 =	12.4 cm	a2 =	25.4 cm
Knoten 2 (oben)	a4 =	11.0 cm	d4 =	5.5 cm
Zugband Zh	(Horizontalbewehrung) :			
Abstand von OK Balken			h1 =	40.5 cm
Zugband ZV1	(Aufhängebewehrung) :			
Abstand von VK Ausklinkung			d1 =	12.0 cm
Abstand von Achse Auflager			da =	59.0 cm
Zugband ZV2	(Aufhängebewehrung 2) :			
Abstand von VK Ausklinkung			d2 =	27.0 cm

SCHNITTGRÖSSEN

Zugkraft Aufhängebügel ZV1 (mit Anteil H)	Zv =	387.3	kN
Zugkraft Aufhängebügel ZV2	Zv =	572.1	kN
Zugkraft Horizontalbügel	Zh =	657.3	kN

BEMESSUNG

Ortbeton	γc	=	1.50		γs	=	1.15	
	fck	=	30.00	N/mm2	fyk	=	500.00	N/mm2
Tragfähigkeit	Fv	=	327.70	kN	< V,rdmax	=	962.35	kN
Querzugkraft					Ftd	=	50.33	kN
Auflagerpressung	σ,ld	=	3.37	N/mm2	< σ,rdmax	=	12.75	N/mm2
in Druckstrebe	σ,cd	=	7.21	N/mm2	< σ,rdmax	=	12.75	N/mm2
AUFHÄNGEBÜGEL ZV1	As,erf	=	8.91	cm2	< As,vorh	=	9.24	cm2
AUFHÄNGEBÜGEL ZV2	As,erf	=	13.16	cm2	< As,vorh	=	15.40	cm2
HORIZONTALBÜGEL	As,erf	=	15.12	cm2	< As,vorh	=	16.08	cm2

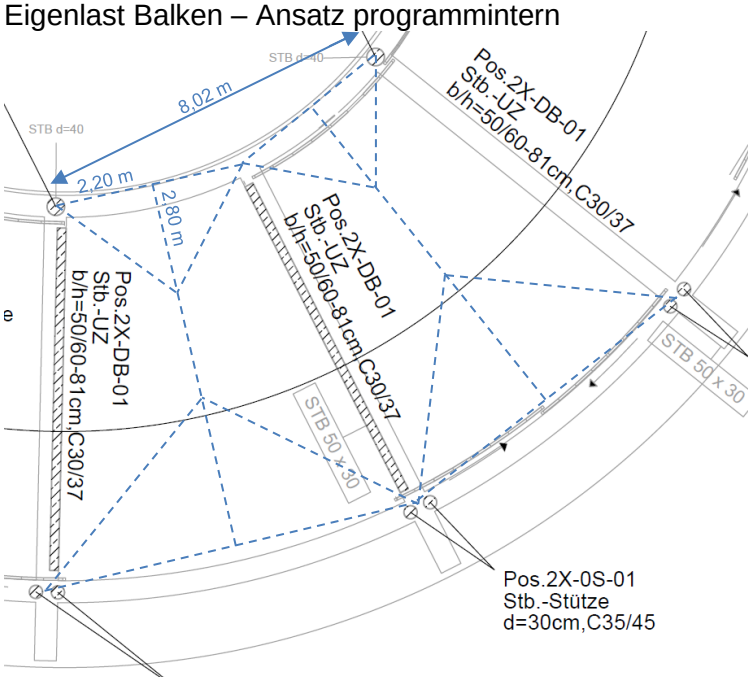
BEWEHRUNG	gewählt					As(cm2)	e(cm)
Aufhängebügel ZV1	**ø 14**	2-schnittig	in	3	Lagen	9.24	6.0
Aufhängebügel ZV2	**ø 14**	2-schnittig	in	5	Lagen	15.40	2.0
Horizontalbügel	**ø 16**	2-schnittig	in	4	Lagen	16.08	

Pos. 2X-DB-02 – Stb.-Balken, b/h = 50/60 cm

Der Stahlbetonbalken ist am innenliegenden Deckenrand angeordnet und lagert auf Stützen. Der Balken dient jedem zweiten Balken der Pos. 2X-DB-01 als Auflager. Die Befestigung der Torschienen ist auf der Balkeninnenseite angeordnet.

Belastung

Eigenlast Balken – Ansatz programmintern



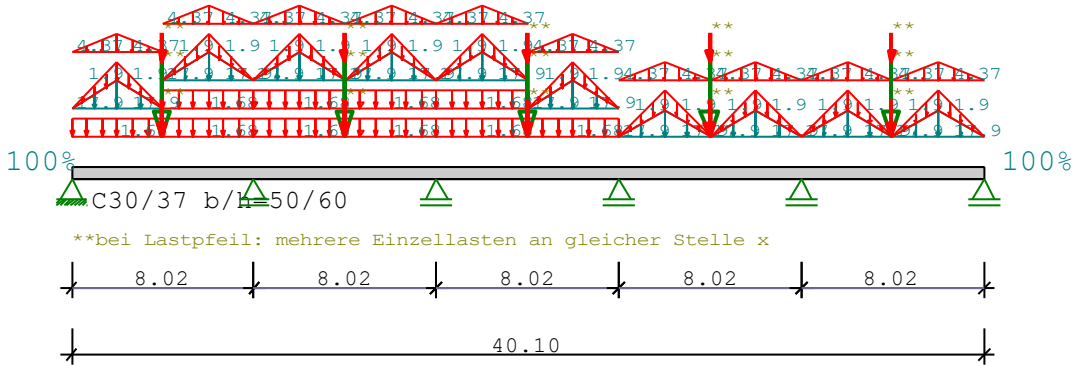
Dreieckslasten aus Decke, wie in der Skizze oben dargestellt:

Eigenlast Decke **g_k =** 5,00 * 2,80 = **14,00 kN/m**
Ausbaulast: **Δg_k =** 1,40 * 2,80 = **3,92 kN/m**
Schneelast: **s_{Pk} =** 0,68 * 2,80 = **1,90 kN/m**
s_{Ak} = 1,56 * 2,80 = **4,37 kN/m**

Auflagerlast aus Balken Pos 2X-DB-01 (Stütze 2):
G_k = 220,70 kN
S_{Pk} = 19,80 kN
S_{Ak} = 45,40 kN

Torlasten q_k = 0,3 kN/m² H = 5,60 m q_k = 0,3 * 5,60 = 1,68 kN/m
Möglich sind zwei Tore nebeneinander **q_k =** 2 * 1,68 = **3,36 kN/m**
Die Torlasten werden im ungünstigsten Fall dargestellt.

Berechnung




```
Stahlbetonträger über 5 Felder C30/37 E = 33000 N/mm2
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
System   Länge              Querschnittswerte
-----------------------------------------------------------------------
Feld     L ( m)                bo      ho      b0      h0      bu      hu
  1      8.02    konstant                      50.0    60.0
  2      8.02    konstant                      50.0    60.0
  3      8.02    konstant                      50.0    60.0
  4      8.02    konstant                      50.0    60.0
  5      8.02    konstant                      50.0    60.0

Stützeneinspannung an den Endauflagern
-----------------------------------------------------------------------
links  :  100.0 %
rechts :  100.0 %

Belastung  Lasttyp:  1=Gleichlast über L     2=Einzellast bei a
  (kN,m)             3=Einzelmoment bei a    4=Trapezlast von a - a+b
                     5=Dreieckslast über L   6=Trapezlast über L
-----------------------------------------------------------------------
Feld Typ EG Gr   g_l/r    q_l/r Faktor  Abstand Länge   ausPOS    Phi
  1   2  J      220.72    19.80  1.00    4.01
      2  O        0.00    45.40  1.00    4.01
      4  E 1_1    0.00     1.68  1.00    0.00    4.01
                  0.00     1.68
      4  E 1_1    0.00     1.68  1.00    4.01    4.01
                  0.00     1.68
      4  E 2_2    0.00     1.68  1.00    4.01    4.01
                  0.00     1.68
```

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
2	2	J		220.72	19.80	1.00	4.01			
	2	O		0.00	45.40	1.00	4.01			
	4	E	2_2	0.00	1.68	1.00	0.00	4.01		
				0.00	1.68					
	4	E	3_3	0.00	1.68	1.00	0.00	4.01		
				0.00	1.68					
	4	E	3_3	0.00	1.68	1.00	4.01	4.01		
				0.00	1.68					
	4	E	4_4	0.00	1.68	1.00	4.01	4.01		
				0.00	1.68					
3	2	J		220.72	19.80	1.00	4.01			
	2	O		0.00	45.40	1.00	4.01			
	4	E	4_4	0.00	1.68	1.00	0.00	4.01		
				0.00	1.68					
	4	E	5_5	0.00	1.68	1.00	0.00	4.01		
				0.00	1.68					
	4	E	5_5	0.00	1.68	1.00	4.01	4.01		
				0.00	1.68					
4	2	J		220.72	19.80	1.00	4.01			
	2	O		0.00	45.40	1.00	4.01			
5	2	J		220.72	19.80	1.00	4.00			
	2	O		0.00	45.40	1.00	4.00			

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet
Trägerbezogene Lasten (kN,m) Typ 11, 14..16 q_Ansatz nicht feldweise

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	4.01	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	8.02	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	12.03	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	16.04	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	20.05	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	24.06	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	28.07	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	32.08	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	36.09	2.01		
				17.92	1.90					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	2.01	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	6.02	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	10.03	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	14.04	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	18.05	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	22.06	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	26.07	2.00		
				0.00	0.00					

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	30.08	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	34.09	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	17.92	1.90	1.00	38.10	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	4.01	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	8.02	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	12.03	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	16.04	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	20.05	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	24.06	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	28.07	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	32.08	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	36.09	2.01		
				0.00	4.37					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	2.01	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	6.02	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	10.03	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	14.04	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	18.05	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	22.06	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	26.07	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	30.08	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	34.09	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	4.37	1.00	38.10	2.00		
				0.00	0.00					

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	1.50
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min	Stütze 3 max	Stütze 3 min	Stütze 4 max	Stütze 4 min
g	176.4	176.4	352.7	352.7	352.7	352.7	352.7	352.7
E	9.1	-1.4	26.9	-1.2	28.0	-0.8	9.1	-1.4
J	17.1	-3.4	31.0	-3.6	32.9	-5.5	32.9	-5.5
O	27.3	-5.8	28.8	-6.2	27.3	-5.7	27.3	-5.7
Sum	229.9	165.7	439.5	341.7	441.0	340.7	422.0	340.0

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 5 max	Stütze 5 min	Stütze 6 max	Stütze 6 min
g	353.1	353.1	176.0	176.0
E	0.4	-1.6	0.4	-0.1
J	31.1	-3.6	17.1	-3.4
O	28.8	-6.2	27.2	-5.8
Sum	413.4	341.7	220.7	166.7

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi}$ = 1.35 über Trägerlänge konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 4.01	406.63	-495.81	-445.91	277.49	-270.14
2	x0 = 4.01	422.32	-470.59	-460.00	280.17	-277.57
3	x0 = 4.01	420.82	-459.86	-453.47	277.12	-270.51
4	x0 = 4.01	403.72	-436.18	-450.58	256.84	-260.48
5	x0 = 4.00	395.08	-429.43	-474.52	253.42	-263.89

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	-495.81	0.00	277.49	277.49	168.75
2	-494.45	-494.45	-279.22	283.94	563.16	344.83
3	-500.32	-500.32	-284.03	283.52	567.55	343.21
4	-481.76	-481.76	-274.99	264.14	539.14	342.28
5	-468.20	-468.20	-263.26	260.67	523.93	344.96
6	-474.52	0.00	-263.89	0.00	263.89	169.47

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.125 (1)
C30/37 B500A normalduktil

Betondeckung: cv = 3.5 cm >= erf cv
Bewehrungslage: do = 5.3 cm dB = 8 dS = 25
du = 5.3 cm dB = 8 dS = 25
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: φ = 2.58 εcs = 0.39 %o h0 = 22.50 cm
Alle Auflager gleich : Schneidenlager
Abminderung der Stützmomente <= 15 %

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) fctm = 2.90 N/mm2

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm2)	min Mo (kNm)	erf As (cm2)	
1	86.89	3.53	-86.89	3.53	50.0/60.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	4.01	406.6		54.7	0.22	18.4	0.0
	0.30	-413.2	-413.2	54.7	0.22	0.0	18.7
2	4.01	422.3		54.7	0.23	19.2	0.0
	7.72	-415.9	-415.9	54.7	0.22	0.0	18.9
3	4.01	420.8		54.7	0.23	19.1	0.0
	0.30	-416.0	-416.0	54.7	0.22	0.0	18.9
4	4.01	403.7		54.7	0.22	18.2	0.0
	0.30	-403.0	-403.0	54.7	0.21	0.0	18.2
5	4.00	395.1		54.7	0.21	17.8	0.0
	7.72	-395.9	-395.9	54.7	0.21	0.0	17.8

Am ersten Auflager sind mindestens 9.6 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 9.1 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1 re	0.00	-495.8	-495.8	54.7	0.27	0.0	23.1
2 li	0.00	-445.9	-445.9	54.7	0.24	0.0	20.4
2 re	0.00	-470.6	-470.6	54.7	0.26	0.0	21.8
3 li	0.00	-460.0	-460.0	54.7	0.25	0.0	21.2
3 re	0.00	-459.9	-459.9	54.7	0.25	0.0	21.2
4 li	0.00	-453.5	-453.5	54.7	0.25	0.0	20.8
4 re	0.00	-436.2	-436.2	54.7	0.23	0.0	19.9
5 li	0.00	-450.6	-450.6	54.7	0.24	0.0	20.7
5 re	0.00	-429.4	-429.4	54.7	0.23	0.0	19.6
6 li	0.00	-474.5	-474.5	54.7	0.26	0.0	22.0

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm2/m)
1 re	0.55	0.87	268.6	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
1 *	1.09	0.87	255.6	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
2 li	0.55	0.87	-268.9	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
2 *	1.09	0.87	-254.5	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
2 re	0.55	0.87	273.6	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
2 *	1.09	0.87	259.3	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
3 li	0.55	0.87	-273.7	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
3 *	1.09	0.87	-259.4	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
3 re	0.55	0.87	273.2	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
3 *	1.09	0.87	258.9	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
4 li	0.55	0.87	-266.1	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
4 *	1.09	0.87	-253.1	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
4 re	0.55	0.87	256.6	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
4 *	1.09	0.87	245.0	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
5 li	0.55	0.87	-255.7	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
5 *	1.09	0.87	-244.1	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
5 re	0.55	0.87	253.1	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
5 *	1.09	0.87	241.5	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
6 li	0.55	0.87	-256.3	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~
6 *	1.09	0.87	-244.7	18.4	131.5	906.5	30.0	4.6~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung
Der max. Bügelabstand wird mit Θ >= 40° ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit fctm = 2.9 N/mm2
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) φ = 2.58 εcs = 0.39 %o
quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEIφ	fEIφε	fEII,g	fEII	fEIIφ	fEIIφε	f
1	4.01	0.23	0.57	0.68	0.63	0.66	0.91	1.05	1.05
2	4.01	0.24	0.56	0.71	0.62	0.66	0.91	1.02	1.02
3	4.01	0.24	0.56	0.70	0.62	0.66	0.91	1.03	1.03
4	4.01	0.22	0.53	0.66	0.62	0.62	0.85	0.96	0.96
5	4.01	0.23	0.55	0.69	0.63	0.64	0.89	1.01	1.01

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf_As,el	As,pl	vorh_As
1	18.37	24.55	5Φ25
2	19.19	24.55	5Φ25
3	19.11	24.55	5Φ25
4	18.22	24.55	5Φ25
5	17.78	24.55	5Φ25
Stütze			
1	23.14	0.00	
2	21.76	24.55	5Φ25
3	21.19	24.55	5Φ25
4	20.84	24.55	5Φ25
5	20.69	24.55	5Φ25
6	21.97	0.00	

Verankerung am 1. Auflager durch Schlaufen o.ä.
Verankerung am letzten Auflager durch Schlaufen o.ä.

Vorhandene Schubbewehrung

Feld		erf_asw	vorh_asw	d	e	s
1	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
2	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
3	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
4	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
5	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2

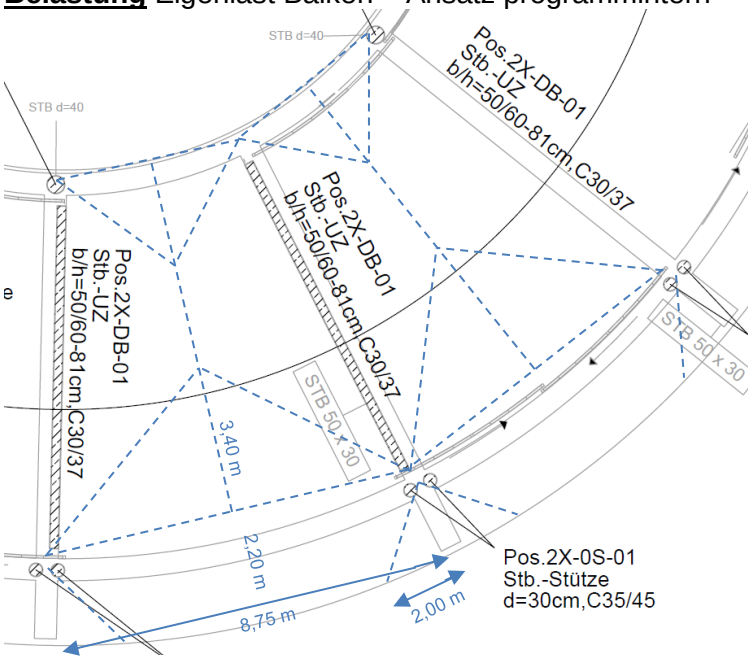
Ergebnisse

max $M_{yd,F}$ = 422,3 kNm → erf. $a_{s,F}$ = 19,2 cm² gewählt: **5 Ø 25 = 24,5 cm²**
max $M_{yd,S}$ = 500,3 kNm → erf. $a_{s,S}$ = 21,8 cm² gewählt: **5 Ø 25 = 24,5 cm²**
zul f = 802 cm / 250 = 3,21 cm > vorh f_{mitte} = 1,03 cm

Pos. 2X-DB-03 – Stb.-Balken, b/h = 50/78 cm

Der Stahlbetonbalken ist am außenliegenden Deckenrand angeordnet und lagert auf Stützen. Die Befestigung der Torschienen ist auf der Balkeninnenseite angeordnet.

Belastung Eigenlast Balken – Ansatz programmintern



Die Balkenlänge ist im Borgen gemessen.

Dreieckslasten aus Decke, wie in der Skizze oben dargestellt:

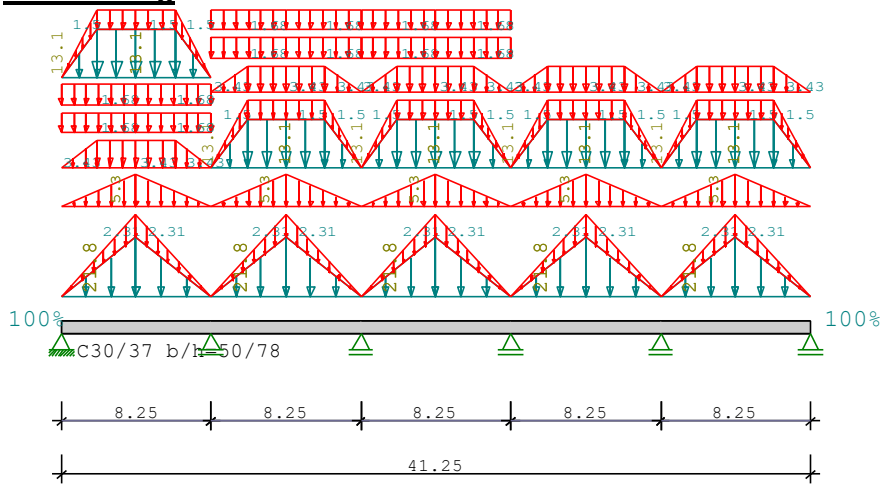
Eigenlast Decke $\mathbf{g_k}$ **=** 5,00 * 3,40 = **17,00 kN/m**
Ausbaulast: $\Delta\mathbf{g_k}$ **=** 1,40 * 3,40 = **4,76 kN/m**
Schneelast: $\mathbf{s_{Pk}}$ **=** 0,68 * 3,40 = **2,31 kN/m**
$\mathbf{s_{Ak}}$ **=** 1,56 * 3,40= **5,30 kN/m**

Trapezlasten aus Decke, wie in der Skizze oben dargestellt:

Eigenlast Decke $\mathbf{g_k}$ **=** 5,00 * 2,20 = **11,00 kN/m**
Ausbaulast: $\Delta\mathbf{g_k}$ **=** 1,40 * 2,20 = **3,08 kN/m**
Schneelast: $\mathbf{s_{Pk}}$ **=** 0,68 * 2,20 = **1,50 kN/m**
$\mathbf{s_{Ak}}$ **=** 1,56 * 2,20 = **3,43 kN/m**

Torlasten q_k = 0,3 kN/m² H = 5,60 m q_k = 0,3 * 5,60 = 1,68 kN/m
Möglich sind zwei Tore nebeneinander $\mathbf{q_k}$ **=** 2 * 1,68 = **3,36 kN/m**
Die Torlasten werden im ungünstigsten Fall dargestellt.

Berechnung




```
Stahlbetonträger über 5 Felder C30/37 E = 33000 N/mm2
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
System   Länge              Querschnittswerte
-----------------------------------------------------------------------
Feld     L ( m)                 bo      ho      b0      h0      bu      hu
  1      8.25    konstant                       50.0    78.0
  2      8.25    konstant                       50.0    78.0
  3      8.25    konstant                       50.0    78.0
  4      8.25    konstant                       50.0    78.0
  5      8.25    konstant                       50.0    78.0

Stützeneinspannung an den Endauflagern
-----------------------------------------------------------------------
links   :  100.0 %
rechts  :  100.0 %
Belastung  Lasttyp:  1=Gleichlast über L     2=Einzellast bei a
  (kN,m)             3=Einzelmoment bei a    4=Trapezlast von a - a+b
                     5=Dreieckslast über L   6=Trapezlast über L
-----------------------------------------------------------------------
Feld Typ EG Gr   g_l/r    q_l/r Faktor  Abstand Länge   ausPOS    Phi
  1   4  E        0.00     1.68  1.00    0.00    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 1_1    0.00     1.68  1.00    0.00    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 1_1    0.00     1.68  1.00    4.13    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 2_2    0.00     1.68  1.00    4.13    4.13
                 0.00     1.68
  2   4  E 2_2    0.00     1.68  1.00    0.00    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 3_3    0.00     1.68  1.00    0.00    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 3_3    0.00     1.68  1.00    4.13    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 4_4    0.00     1.68  1.00    4.13    4.13
                 0.00     1.68
  3   4  E 4_4    0.00     1.68  1.00    0.00    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 5_5    0.00     1.68  1.00    0.00    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 5_5    0.00     1.68  1.00    4.13    4.13
                 0.00     1.68
      4  E 6_6    0.00     1.68  1.00    4.13    4.13
                 0.00     1.68
```

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Trägerbezogene Lasten (kN,m) Typ 11, 14..16 q_Ansatz nicht feldweise

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	4.13		
				21.76	2.31					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	8.25	4.13		
				21.76	2.31					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	16.50	4.13		
				21.76	2.31					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	24.75	4.13		
				21.76	2.31					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	33.00	4.13		
				21.76	2.31					
4	J		0.00	21.76	2.31	1.00	4.13	4.13		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	21.76	2.31	1.00	12.38	4.13		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	21.76	2.31	1.00	20.63	4.13		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	21.76	2.31	1.00	28.88	4.13		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	21.76	2.31	1.00	37.13	4.13		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	4.13		
				0.00	5.30					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	8.25	4.13		
				0.00	5.30					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	16.50	4.13		
				0.00	5.30					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	24.75	4.13		
				0.00	5.30					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	33.00	4.13		
				0.00	5.30					
4	O		0.00	0.00	5.30	1.00	4.13	4.13		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	5.30	1.00	12.38	4.13		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	5.30	1.00	20.63	4.13		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	5.30	1.00	28.88	4.13		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	5.30	1.00	37.13	4.13		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.00		
				13.08	1.50					
4	J		2.00	13.08	1.50	1.00	0.00	4.25		
				13.08	1.50					
4	J		6.25	13.08	1.50	1.00	0.00	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	8.25	2.00		
				13.08	1.50					
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	10.25	4.25		
				13.08	1.50					
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	14.50	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	16.50	2.00		
				13.08	1.50					
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	18.50	4.25		
				13.08	1.50					

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	22.75	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	24.75	2.00		
				13.08	1.50					
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	26.75	4.25		
				13.08	1.50					
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	31.00	2.00		
				0.00	0.00					
4	J		0.00	0.00	0.00	1.00	33.00	2.00		
				13.08	1.50					
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	35.00	4.25		
				13.08	1.50					
4	J		0.00	13.08	1.50	1.00	39.25	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.00		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	2.00	4.25		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	6.25	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	8.25	2.00		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	10.25	4.25		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	14.50	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	16.50	2.00		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	18.50	4.25		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	22.75	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	24.75	2.00		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	26.75	4.25		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	31.00	2.00		
				0.00	0.00					
4	O		0.00	0.00	0.00	1.00	33.00	2.00		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	35.00	4.25		
				0.00	3.43					
4	O		0.00	0.00	3.43	1.00	39.25	2.00		
				0.00	0.00					

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	1.50
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt. Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min	Stütze 3 max	Stütze 3 min	Stütze 4 max	Stütze 4 min
g	126.0	126.0	251.9	251.9	251.9	251.9	251.9	251.9
E	15.4	-1.4	28.9	-1.8	30.7	-1.1	15.3	-1.5
J	11.5	-2.1	21.1	-2.2	22.3	-3.4	22.3	-3.4
O	8.6	-1.7	9.1	-1.8	8.6	-1.7	8.6	-1.7
Sum	161.6	120.7	311.1	246.2	313.6	245.8	298.2	245.5

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 5 max	Stütze 5 min	Stütze 6 max	Stütze 6 min
g	251.9	251.9	126.0	126.0
E	0.4	-2.4	0.6	-0.1
J	21.1	-2.2	11.5	-2.1
O	9.1	-1.8	8.6	-1.7
Sum	282.5	245.5	146.7	122.1

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi}$ = 1.35 über Trägerlänge konstant

EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 4.21	184.11	-336.06	-290.63	210.54	-199.53
2	x0 = 4.14	192.37	-308.26	-301.48	205.85	-204.21
3	x0 = 4.14	196.37	-302.85	-298.90	205.51	-204.55
4	x0 = 4.11	172.82	-276.39	-286.71	182.99	-185.49
5	x0 = 4.07	167.71	-270.11	-303.43	180.20	-188.28

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	-336.06	0.00	210.54	210.54	120.67
2	-327.98	-327.98	-206.32	208.88	415.20	246.02
3	-334.00	-334.00	-209.28	210.30	419.58	245.21
4	-316.61	-316.61	-207.28	189.26	396.54	244.74
5	-297.72	-297.72	-187.19	185.22	372.41	245.04
6	-303.43	0.00	-188.28	0.00	188.28	122.68

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.125 (1)

C30/37 B500A normalduktil

Betondeckung: cv = 3.5 cm >= erf cv

Bewehrungslage: do = 5.3 cm dB = 8 dS = 20

du = 5.3 cm dB = 8 dS = 20

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: φ = 2.58 εcs = 0.39 %o h0 = 22.50 cm

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Abminderung der Stützmomente <= 15 %

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) fctm = 2.90 N/mm2

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm2)	min Mo (kNm)	erf As (cm2)	
1	146.85	4.49	-146.85	4.49	50.0/78.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	4.21	184.1		72.7	0.07	5.7	0.0
	0.39	-255.5	-255.5	72.7	0.08	0.0	8.0
2	4.14	192.4		72.7	0.07	5.9	0.0
	7.86	-253.9	-253.9	72.7	0.08	0.0	7.9
3	4.14	196.4		72.7	0.07	6.1	0.0
	0.39	-253.5	-253.5	72.7	0.08	0.0	7.9
4	4.11	172.8		72.7	0.06	5.3	0.0
	0.39	-244.0	-244.0	72.7	0.08	0.0	7.6
5	4.07	167.7		72.7	0.06	5.2	0.0
	7.86	-231.2	-231.2	72.7	0.08	0.0	7.2

Am ersten Auflager sind mindestens 7.3 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 6.5 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1 re	0.00	-336.1	-336.1	72.7	0.10	0.0	10.6
2 li	0.00	-290.6	-290.6	72.7	0.09	0.0	9.1
2 re	0.00	-308.3	-308.3	72.7	0.10	0.0	9.7
3 li	0.00	-301.5	-301.5	72.7	0.09	0.0	9.4
3 re	0.00	-302.8	-302.8	72.7	0.09	0.0	9.5
4 li	0.00	-298.9	-298.9	72.7	0.09	0.0	9.3
4 re	0.00	-276.4	-276.4	72.7	0.09	0.0	8.6
5 li	0.00	-286.7	-286.7	72.7	0.09	0.0	9.0
5 re	0.00	-270.1	-270.1	72.7	0.09	0.0	8.4
6 li	0.00	-303.4	-303.4	72.7	0.09	0.0	9.5

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm2/m)
1 re	0.73	0.90	192.6	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
1 *	1.45	0.90	165.1	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
2 li	0.73	0.90	-188.3	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
2 *	1.45	0.90	-160.9	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
2 re	0.73	0.90	190.9	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
2 *	1.45	0.90	163.5	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
3 li	0.73	0.90	-191.3	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
3 *	1.45	0.90	-163.9	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
3 re	0.73	0.90	192.3	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
3 *	1.45	0.90	164.9	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
4 li	0.73	0.90	-189.3	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
4 *	1.45	0.90	-161.9	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
4 re	0.73	0.90	175.0	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
4 *	1.45	0.90	151.2	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
5 li	0.73	0.90	-172.9	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
5 *	1.45	0.90	-149.1	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
5 re	0.73	0.90	170.9	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
5 *	1.45	0.90	147.1	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
6 li	0.73	0.90	-174.0	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~
6 *	1.45	0.90	-150.2	18.4	120.8	1250.8	30.0	4.6~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung
Der max. Bügelabstand wird mit Θ >= 40° ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit fctm = 2.9 N/mm2
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) φ = 2.58 εcs = 0.39 %o
quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEIφ	fEIφε	fEII,g	fEII	fEIIφ	fEIIφε	f
1	4.13	0.07	0.21	0.25	0.08	0.09	0.26	0.26	0.26
2	4.13	0.07	0.21	0.27	0.08	0.09	0.25	0.24	0.27
3	4.13	0.08	0.22	0.27	0.08	0.09	0.26	0.25	0.27
4	4.13	0.07	0.19	0.23	0.08	0.08	0.23	0.21	0.23
5	4.13	0.07	0.19	0.24	0.08	0.08	0.24	0.23	0.24

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf_As,el	As,pl	vorh_As
1	5.69		9.42 3Φ20
2	5.95		9.42 3Φ20
3	6.07		9.42 3Φ20
4	5.33		9.42 3Φ20
5	5.17		9.42 3Φ20
Stütze			
1	10.56		0.00
2	9.65		12.56 4Φ20
3	9.48		12.56 4Φ20
4	9.35		12.56 4Φ20
5	8.95		12.56 4Φ20
6	9.50		0.00

Verankerung am 1. Auflager durch Schlaufen o.ä.
Verankerung am letzten Auflager durch Schlaufen o.ä.

Vorhandene Schubbewehrung

Feld		erf_asw	vorh_asw	d	e	s
1	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
2	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
3	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
4	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2
5	links	4.6	5.0	8	20.0	2
	mitte		5.0	8	20.0	2
	rechts	4.6	5.0	8	20.0	2

<u>Ergebnisse</u>

max $M_{yd,F}$ = 196,4 kNm → erf. $a_{s,F}$ = 6,1 cm² gewählt: **3 Ø 20 = 9,42 cm²**
max $M_{yd,S}$ = 334,0 kNm → erf. $a_{s,S}$ = 9,7 cm² gewählt: **4 Ø 20 = 12,6 cm²**
zul f = 825 cm / 250 = 3,30 cm > vorh f_{Mitte} =~ 0,27 cm

2.3 Konstruktion Erdgeschoss – Stützen und Wände

Pos. 2X-0S-01 – Stb.-Stützen, Doppelstützen je d = 40 cm, l = 5,61 m

Diese Stützenposition besteht aus zwei dicht nebeneinander stehenden Stützen. Das Stützepaar wird mit der Auflagerlast der Balken Pos. 2X-0B-01 und Pos. 2X-0B-03 belastet. Die maßgebende Auflagerlast der Pos. 2X-0B-03 ist die Mittelstützung, da kein Endfeld vorhanden ist bei einem Kreisring.
Die Stützen müssen im Sockelbereich mittels einer Beschichtung gegen Spritzwasser geschützt werden. Die Betondeckung kann somit von 5,5 auf 4,0 cm minimiert werden.

Belastung
Eigenlast Stütze – Ansatz programmintern

Auflagerlast aus Balken Pos 2X-DB-01 (Stütze 1):
G_k = 329,7 kN
S_{Pk} = 29,0 kN
S_{Ak} = 66,5 kN

Auflagerlast aus Balken Pos 2X-DB-03 (Stütze 3):
G_k = 251,9 kN
Q_k = 30,7 kN
S_{Pk} = 22,3 kN
S_{Ak} = 8,6 kN

$\sum G_k$ = 581,6 kN
$\sum Q_k$ = 30,7 kN
$\sum S_{Pk}$ = 51,3 kN
$\sum S_{Ak}$ = 75,1 kN

Die Last verteilt sich auf zwei Stützen:
G_k = 581,6/2 = **290,8 kN**
Q_k = 30,7/2 = **15,4 kN**
S_{Pk} = 51,3/2 = **25,7 kN**
S_{Ak} = 75,1/2 = **37,6 kN**

Die statisch äquivalenten Anprallkräfte werden angesetzt:
- für Lkw in h = 1,25 m **150 kN** (maßgebend)
- für Pkw in h = 0,5 m 50 kN

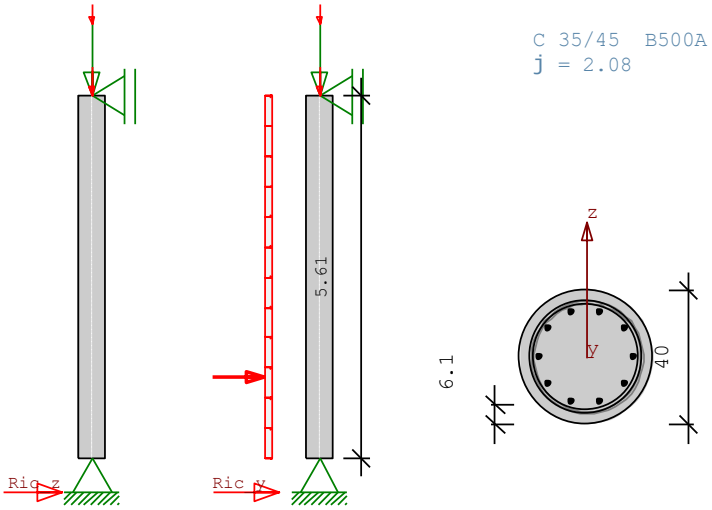
über der Fahrbahnoberfläche.

Windlasten:
Winddruck auf Stütze b = 0,35 m
w_k = 0,59 kN/m² **w_k = 0,21 kN/m**

Berechnung

PENDELSTÜTZE, Vollkreis, 2-achsig beansprucht

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 34000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 20.17 kNm Mcrz = 20.17 kNm

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff			X0	
Bewehrungskorrosion			XC1	
Mindestbetonklasse			C 16/20	
Bügel	$d_{s,b}$	=	8 mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$	=	25 mm	
Vorhaltemaß	Δc_{dev}	=	10 mm	
Bügel	$c_{min,b}$	=	10 mm	
Betondeckung	$c_{nom,b}$	=	20 mm	
Längsbewehrung	$c_{min,l}$	=	25 mm	*5
Betondeckung	$c_{nom,l}$	=	35 mm	
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$	=	27 mm	
zul. Rissbreite	w_{max}	=	0.40 mm	

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

Luftfeuchte	LU	=	50 %	Zement 32.5R;42.5
Belastungsalter	t_0	=	28 Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\varphi(t_0,t)$	=	2.08	
Schwindmaß	$\varepsilon_{cs}(t)$	=	-0.45 ‰	

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	290.80	.	.	.	.	.	.		.	g
		15.40	.	.	.	.	.	.	E	.	p
2	2	25.70	.	.	.	.	.	.	J	.	p
3	2	37.60	.	.	.	.	.	.	O	.	p
		17.62	(Eigengewicht)								

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
4	.	Einzellast	y	150.00		1.25		G	.	p
5	.	Gleichlast	y	.21	.21	.00	5.61	I	.	p

```
Einwirkungen:
Nr Kl Bezeichnung                      ψ0    ψ1    ψ2     γ
-----------------------------------------------------------------------
E  1  Lagerräume                       1.00  0.90  0.80  1.50
G  2  30kN < Fahrzeuglast < 160kN      0.70  0.50  0.30  1.50
I  4  Windlasten                       0.60  0.20  0.00  1.50
J  3  Schnee bis NN +1000m             0.50  0.20  0.00  1.50
O     außergewöhnliche Lasten          1.00  1.00  1.00  1.00
Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:
-----------------------------------------------------------------------
Genauigkeit Gkn = 1.52e-6
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2  7.4.2  (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
φeff = φ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.125

erf As =  49.10 cm2 (Tragsicherheit)
erf As =  49.10 cm2 (Brandschutz R 30)

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :
Lf-  Stab    sky    skz     λy     λz    +-eiy  +-eiz    φeff
Komb  Nr.    (m)    (m)                   (cm)   (cm)
-----------------------------------------------------------------------
  1    1     5.61   5.61    56.1   56.1    1.18   1.18    1.42
λlim: EN 1992-1-1           36.5   36.5

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 5 Lasten Kombi_D
Lf-Komb  K1  K2  K3  K4  K5  K6  K7  K8  K9  K10 K11
-----------------------------------------------------------------------
         g   g   g   g   g   g   g   g   g   g   g
         J   G   G   G   J       J   O   O   E   E
   1     x   .   x   x   x   .   x   x   x   x   x
   2     x   .   x   x   x   .   x   x   .   x   x
   3     .   .   .   x   x   .   .   x   x   .   .
   4     x   x   x   x   .   .   .   .   .   x   .
   5     x   x   x   x   .   .   .   .   .   x   .
                     (*) (*)         (*) (*)
Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50  γS = 1.15    γG = 1.35 / 1.00
  Außergewöhnliche (*): γC = 1.30  γS = 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung  für  Biegung mit N:   ohne ea, Th.1.O.
Lf-   Höhe       Nd       Myd      Mzd      ρ     Aserf     Asvor
Komb  (m)       (kN)     (kNm)    (kNm)    (%)    (cm2)     (cm2)
-----------------------------------------------------------------------
  1   5.610   -478.0       .00      .00  0.131     1.65*   49.10
  1   4.675   -478.0       .00    33.23  0.131     1.65*   49.10
  2   3.740   -308.4*      .00    94.41  0.763     9.59    49.10
  2   2.805   -308.4*      .00   141.37  1.657    20.83    49.10
  2   1.870   -308.4*      .00   188.16  2.619    32.92    49.10
  2   1.250   -308.4*      .00   219.10  3.281    41.23    49.10
  2    .935   -308.4*      .00   163.91  2.114    26.56    49.10
  1    .000   -478.0       .00      .00  0.131     1.65*   49.10
* bei Nd -> γG = 1.0 ist massgebend.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)
```

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,y (kN)	Ved,z (kN)	Ved (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	asw (cm2/m)
1	5.610	-478.0	36	0	36	103.4	339.9	18.4	.0
1	4.675	-478.0	35	0	35	100.0	270.0	18.4	.0
1	3.740	-478.0	35	0	35	99.3	288.3	18.4	.0
1	2.805	-478.0	35	0	35	97.2	285.6	18.4	.0
1	1.870	-478.0	35	0	35	100.4	295.2	18.4	.0
2	1.250	-308.4	-175	0	175	84.7	419.5	28.4	11.7
2	.935	-308.4	-175	0	175	82.7	410.2	28.6	11.9
2	.000	-308.4	-175	0	175	85.6	462.1	27.3	10.3

Es wird vorausgesetzt, daß die Beanspruchungsebenen für Biegung und Querkraft deckungsgleich sind.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	5.610	-478.0	.00	.00	0.131	1.65*	49.10
1	4.675	-478.0	-2.83	36.05	0.131	1.65*	49.10
2	3.740	-308.4	-3.16	97.57	0.821	10.32	49.10
2	2.805	-308.4	-3.65	145.02	1.731	21.75	49.10
2	1.870	-308.4	-3.16	191.32	2.687	33.76	49.10
2	1.250	-308.4	-2.35	221.45	3.332	41.87	49.10
2	.935	-308.4	-1.83	165.74	2.152	27.04	49.10
1	.000	-478.0	.00	.00	0.131	1.65*	49.10

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,y (kN)	Ved,z (kN)	Ved (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	asw (cm2/m)
1	5.610	-478.0	32	-3	33	103.4	339.9	18.4	.0
1	4.675	-478.0	38	-3	38	101.6	277.8	18.4	.0
1	3.740	-478.0	37	-2	37	95.5	279.0	18.4	.0
1	2.805	-478.0	35	0	35	97.9	287.6	18.4	.0
1	1.870	-478.0	33	2	33	100.7	296.3	18.4	.0
2	1.250	-308.4	-177	2	177	84.8	420.5	28.5	11.8
2	.935	-308.4	-177	2	177	82.8	411.3	28.7	12.1
3	.000	-350.8	-178	2	178	90.1	461.5	27.3	10.4

Es wird vorausgesetzt, daß die Beanspruchungsebenen für Biegung und Querkraft deckungsgleich sind.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	5.610	-478.0	.00	.00	3.907	49.10	49.10
1	4.675	-478.0	3.11	41.52	3.907	49.10	49.10
1	3.740	-478.0	5.40	81.24	3.907	49.10	49.10
1	2.805	-478.0	6.25	117.50	3.907	49.10	49.10
1	1.870	-478.0	5.42	148.95	3.907	49.10	49.10
1	1.250	-478.0	4.02	166.74	3.907	49.10	49.10
1	.935	-478.0	3.13	125.22	3.907	49.10	49.10
1	.000	-478.0	.00	.00	3.907	49.10	49.10

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,y (kN)	Ved,z (kN)	Ved (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	asw (cm2/m)
1	5.610	-478.0	45	4	45	103.4	339.9	18.4	.0
1	4.675	-478.0	44	3	44	104.6	291.9	18.4	.0
1	3.740	-478.0	41	2	41	94.5	277.3	18.4	.0
1	2.805	-478.0	37	0	37	99.2	291.6	18.4	.0
1	1.870	-478.0	31	-2	31	101.4	298.7	18.4	.0
2	1.250	-308.4	-182	-2	182	85.0	424.0	28.7	12.3
2	.935	-308.4	-184	-2	184	83.1	415.7	29.0	12.7
3	.000	-458.7	-191	-3	191	101.3	463.0	27.4	11.2

Es wird vorausgesetzt, daß die Beanspruchungsebenen für Biegung und Querkraft deckungsgleich sind.

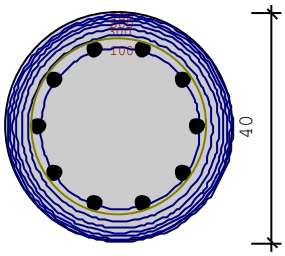
BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 30 EN 1992-1-2 2010

4-seitig beflammt.
Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.
Schiefstellung begrenzt auf <=1/500
Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0

Alpha	=	25.00 W/(m^2*K)
AlphaAussen	=	5.00 W/(m^2*K)
Emissionsbeiwert	=	0.70
Feuchte Beton	=	3.00 %
Leitfähigkeit Beton		obere Grenze
Rohdichte	=	2400 kg/m^3
Elementgröße	=	0.90 cm

Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt
Grenzwert für Abbruch der Iteration: EtaKi = 1.10 vorh. Eta_Ki = 12.89

Bei Rho < 2% gilt: effEI = effEI * Rho / 0.02.
Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.
Zusatziteration von eff EI bis N < -1246 kN und M > 9.97 kNm



Bügel d = 8 mm
Betondeckung: c1 = 4.0 cm
Bewehrungslage: b1 = 6.1 cm
d1 = 6.1 cm
Bemessung kalt: erf As = 49.10 cm2
heiss: erf As = 49.10 cm2

AUFLAGER: Kräfte und Momente für ständige Lasten: γ-fach

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kNm)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)
1	416.4	.0		.0	

AUFLAGER: Kräfte und Momente γ-fache Lasten ohne ea Th. 1.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kNm)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
2 #		50.7		.0		2
1	458.7	175.4		.0		3
	478.0	122.9		.0		1

#: γG = 1.00

AUFLAGER: Kräfte und Momente γ-fache Lasten mit ea Th. 2.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
2		50.7		.0		2
1	416.4	175.4		.0		2
	478.0	122.9		.0		1

AUFLAGER: Kräfte und Momente 1-fache Lasten ohne ea Th. 1.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
2		34.0		.0		1
1	349.5	117.2		.0		1
	349.5	.0		.0		11

AUFLAGER: Kräfte und Momente je Lastfall

Knoten Nr.	Av (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	EW	LfNr
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	g	g
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	E	1
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	J	2
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	O	3
2	0.0	33.4	0.0	0.0	0.0	G	4
2	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	I	5
1	308.4	0.0	0.0	0.0	0.0	g	g
1	15.4	0.0	0.0	0.0	0.0	E	1
1	25.7	0.0	0.0	0.0	0.0	J	2

AUFLAGER: Kräfte und Momente je Lastfall

Knoten Nr.	Av (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	EW	LfNr
1	37.6	0.0	0.0	0.0	0.0	O	3
1	0.0	116.6	0.0	0.0	0.0	G	4
1	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	I	5

Ergebnisse

N_d = 478 kN → erf. $A_{s,}$ = 49,10 cm² **gewählt: 12 Ø 25 – 49,10cm²**

Pos. 2X-0S-02 – Stb.-Stützen, d = 40 cm, l = 5,61 m

Die Stütze wird mit der Auflagerlast der Balken Pos. 2X-0B-01 und Pos. 2X-0B-02 belastet. Die maßgebende Auflagerlast der Pos. 2X-0B-03 ist die Mittelstützung, da kein Endfeld vorhanden ist bei einem Kreisring.
Die Stützen müssen im Sockelbereich mittels einer Beschichtung gegen Spritzwasser geschützt werden. Die Betondeckung kann somit von 5,5 auf 4,0 cm minimiert werden.

Belastung

Eigenlast Stütze – Ansatz programmintern

Auflagerlast aus Balken Pos 2X-DB-01 (Stütze 2):
G_k = 220,7 kN
S_{Pk} = 19,8 kN
S_{Ak} = 45,4 kN

Auflagerlast aus Balken Pos 2X-DB-02 (Stütze 3):
G_k = 352,7 kN
Q_k = 28,0 kN
S_{Pk} = 32,9 kN
S_{Ak} = 27,3 kN

$\sum G_k$ = 573,4 kN
$\sum Q_k$ = 28,0 kN
$\sum S_{Pk}$ = 52,7 kN
$\sum S_{Ak}$ = 72,7 kN

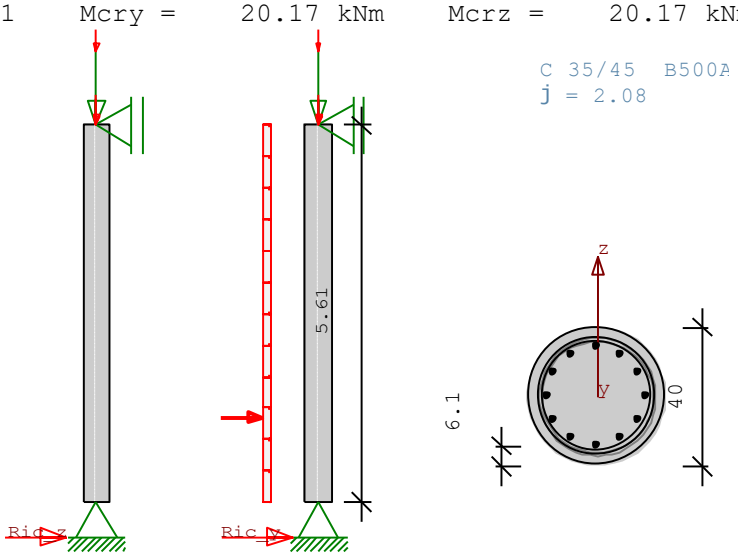
Die statisch äquivalenten Anprallkräfte werden angesetzt:
- für Lkw in h = 1,25 m **150 kN** (maßgebend)
- für Pkw in h = 0,5 m 50 kN

über der Fahrbahnoberfläche.

Windlasten:
Winddruck auf Stütze b = 0,35 m
w_k = 0,59 kN/m² **w_k = 0,21 kN/m**

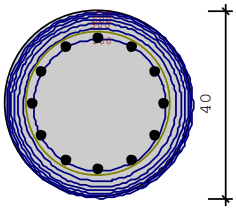
Berechnung

```
PENDELSTÜTZE, Vollkreis, 2-achsig beansprucht
----------------------------------------------------------------------
Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 34000 N/mm2    ρ = 2500 kg/m3
1    Mcry =    20.17 kNm    Mcrz =    20.17 kNm
```




```
Anforderungen Dauerhaftigkeit
----------------------------------------------------------------------
Betonangriff                X0
Bewehrungskorrosion         XC1
Mindestbetonklasse          C 16/20
Bügel                       ds,b    =    8 mm
Längsbewehrung              ds,l    =   25 mm
Vorhaltemaß                 Δcdev   =   10 mm
Bügel                       cmin,b  =   10 mm
Betondeckung                cnom,b  =   20 mm
Längsbewehrung              cmin,l  =   25 mm
Betondeckung                cnom,l  =   35 mm
Verlegemaß Bügel            cv,b >  =   27 mm
zul. Rissbreite             wk      = 0.40 mm
```

```
Kriechzahl und Schwindmaß
-----------------------------------------------------------------------
Luftfeuchte                LU       =    50 %        Zement  32.5R;42.5
Belastungsalter            t0       =    28 Tage     t= unendlich
Kriechzahl                 φ(t0,t)  =  2.08
Schwindmaß                 εcs(t)   = -0.45 o/oo

KNOTEN - LASTEN :
LfNr  KNr     V      ey     ez     Py     Pz     My     Mz EWG Zus Alt
             (kN)   (cm)   (cm)   (kN)   (kN)   (kNm)  (kNm)
-----------------------------------------------------------------------
  1    2    573.40   .      .      .      .      .      .        .   g
            28.00   .      .      .      .      .      .  E     .   p
  2    2     52.70   .      .      .      .      .      .  J     .   p
  3    2     72.70   .      .      .      .      .      .  O     .   p
            17.62 ( Eigengewicht )

STAB - LASTEN :
LfNr SNr  Typ        Ric   g1        g2      Abst    Lang EWG Zus Alt
                           ( kN/m   ,   kN )   (m)     (m)
-----------------------------------------------------------------------
  4   .  Einzellast  y    150.00             1.25        G      .  p
  5   .  Gleichlast  y       .21       .21    .00    5.61 E      .  p

Einwirkungen:
Nr Kl Bezeichnung                      ψ0    ψ1    ψ2     γ
-----------------------------------------------------------------------
E  1  Lagerräume                       1.00  0.90  0.80  1.50
G  2  30kN < Fahrzeuglast < 160kN      0.70  0.50  0.30  1.50
J  3  Schnee bis NN +1000m             0.50  0.20  0.00  1.50
O     außergewöhnliche Lasten          1.00  1.00  1.00  1.00
Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 30 EN 1992-1-2 2010
-----------------------------------------------------------------------
4-seitig beflammt.
Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.
Schiefstellung begrenzt auf <=1/500
Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0
Alpha                 = 25.00 W/(m^2*K)
AlphaAussen           =  5.00 W/(m^2*K)
Emissionsbeiwert      =  0.70
Feuchte Beton         =  3.00 %
Leitfähigkeit Beton     obere Grenze
Rohdichte             =  2400 kg/m^3
Elementgröße          =  0.90 cm
Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt
Grenzwert für Abbruch der Iteration: EtaKi = 1.10 vorh. Eta_Ki = 8.01

Bei Rho < 2% gilt: effEI = effEI * Rho / 0.02.
Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.
Zusatziteration von eff EI bis N < -1246 kN und M > 9.97 kNm

erf As =  58.92 cm2 (Tragsicherheit)
erf As =   58.92 cm2 (Brandschutz R 30)
```




```
Bügel d = 8 mm
Betondeckung:        c1 = 4.0 cm
Bewehrungslage:      b1 = 6.1 cm
                     d1 = 6.1 cm
Bemessung kalt: erf As = 58.92 cm
         heiss: erf As = 58.92 cm
```

AUFLAGER: Kräfte und Momente für ständige Lasten: γ-fach

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)
1	797.9	.0		.0	

AUFLAGER: Kräfte und Momente γ-fache Lasten ohne ea Th. 1.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
2 #		51.0		.0		2
1	879.4	175.7		.0		3
	918.9	123.3		.0		1

#: γG = 1.00

AUFLAGER: Kräfte und Momente γ-fache Lasten mit ea Th. 2.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
2		51.0		.0		2
1	797.9	175.7		.0		2
	918.9	123.3		.0		1

AUFLAGER: Kräfte und Momente 1-fache Lasten ohne ea Th. 1.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
2		34.0		.0		1
1	671.7	117.2		.0		1
	671.7	.0		.0		11

AUFLAGER: Kräfte und Momente je Lastfall

Knoten Nr.	Av (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	EW	LfNr
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	g	g
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	E	1
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	J	2
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	O	3
2	0.0	33.4	0.0	0.0	0.0	G	4
2	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	E	5
1	591.0	0.0	0.0	0.0	0.0	g	g
1	28.0	0.0	0.0	0.0	0.0	E	1
1	52.7	0.0	0.0	0.0	0.0	J	2
1	72.7	0.0	0.0	0.0	0.0	O	3
1	0.0	116.6	0.0	0.0	0.0	G	4
1	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	E	5

Ergebnisse

N_d = 965,7 kN → erf. As, = 58,92 cm² **gewählt: 12 Ø 25**

Pos. 2X-0W-01_RB – Rissbreitennachweis Stb.-Wände, h = 20 cm, l = 5,61 m

Die Wände nehmen nur Aussteifungs- und Deckenlasten im Bereich der entsprechenden Lasteinzugsfläche auf.

Begrenzung der Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1: 2015 mit NA: 2015-12

Anforderungen
Rechenwert der Rissbreite w_{max} = 0,30 mm.

Baustoffe, Geometrie
Rechteckquerschnitt: Höhe = 20,0 cm; Breite = 100,0 cm
Betonfestigkeitsklasse: C30/37
Zementtyp: CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
Betondeckung c: 4,0 cm
Stabdurchmesser: $d_{s,vorh}$ = 10,0 mm (Betonrippenstahl)

Nachweis der Mindestbewehrung
Einwirkung: Zentrischer Zug
Ort der Zwangeinwirkung: Im Bauteil selbst
Betonalter zum Zeitpunkt der Rissbildung: 3 Tage

Höhe des Wirkungsbereichs der Bewehrung nach Bild NA.7.1d: $h_{c,ef}$ = 10,00 cm

Kapitel 7.3.2 (NA.5): Bei dickeren Bauteilen darf die Mindestbewehrung unter zentrischem Zwang unter Berücksichtigung einer effektiven Randzone $A_{c,eff}$ berechnet werden mit $A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$ und $A_{ct} = 0{,}5\ h \cdot b$.

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} / \sigma_s \geq k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / f_{yk} \qquad \text{(NA.7.5.1)}$$

mit $k = 0{,}80$ $\quad f_{ct,eff} = 1{,}73$ N/mm² $\quad A_{c,eff} = 1000{,}0$ cm²
$A_{ct} = 1000{,}0$ cm² $\quad f_{yk} = 500$ N/mm² $\quad \sigma_s$ = siehe folgende Berechnung

Die Begrenzung der Rissbreite wird durch eine Begrenzung des Stabdurchmessers nachgewiesen.
$\phi_s = \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2{,}9$ (NA.7.5.2)
$\Rightarrow \quad \phi_s = \phi_s^* \cdot 0{,}60 \quad \Rightarrow \quad \phi_s^* = 10{,}0 \text{ mm} / 0{,}60 = 16{,}72$ mm
$\Rightarrow \quad \sigma_s = \sqrt{(3{,}48 \cdot 10^6 \cdot w_k / d_s^*)} = 249{,}91$ N/mm² nach Tabelle 7.2DE
$\Rightarrow \quad A_{s,min} = 6{,}94$ cm² $\geq$ 2,78 cm²

$A_{s,min}$ = 6,94 cm² je Lage
Es braucht aber nicht mehr Mindestbewehrung eingelegt zu werden als nach Gl. (7.1).
$A_{s,min}$ = 5,55 cm² je Lage

Nachweis der Begrenzung der Rissbreite durch direkte Berechnung
Betonalter zum Zeitpunkt der Rissbildung: 3 Tage
Bewehrung in der nachzuweisenden Lage: $A_{s,vorh}$ = 6,28 cm²
Stahlspannung: σ_s = 249,91 N/mm²
Nutzhöhe: d = 15,50 cm
Höhe der Druckzone: x = 1,00 cm
Wirkungsbereich der Bewehrung: $h_{c,ef}$ = min((h-x)/3; 2,5·(h-d); h/2) = 6,33 cm
Dauer der Lasteinwirkung: kurzzeitige Lasteinwirkung, k_t = 0,6

Differenz der mittleren Dehnungen von Beton und Betonstahl:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0{,}6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (7.9)$$

mit E_s = 200000 N/mm² E_{cm} = 32837 N/mm² $A_{c,eff}$ = 633,3 cm²
$f_{ct,eff}$ = 1,73 N/mm² $\alpha_e = E_s / E_{cm}$ = 6,1 $\rho_{p,eff} = A_{s,vorh} / A_{c,eff}$ = 0,0099
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ = 0,00069 < 0,00075 $\Rightarrow$ $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ = 0,00075

Maximaler Rissabstand nach Gleichung 7.11:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \qquad (7.11)$$

$$\Rightarrow \qquad s_{r,max} = \frac{\phi}{3{,}6 \cdot \text{eff}\rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3{,}6 \cdot f_{ct,eff}}$$

$s_{r,max}$ = 280,1 mm ≤ 400,1 mm $\Rightarrow$ $s_{r,max}$ = 280,1 mm

Rissbreite:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (7.8)$$

w_k = 0,21 mm ≤ $w_{k,zul}$ = 0,30 mm Nachweis erfüllt!

Gewählt: Ø10/12,5 **$a_{s;vor}$ = 6,28cm²/m´**

Pos. 2X-0W-01 – Stb.-Wände, h = 20 cm, l = 5,61 m

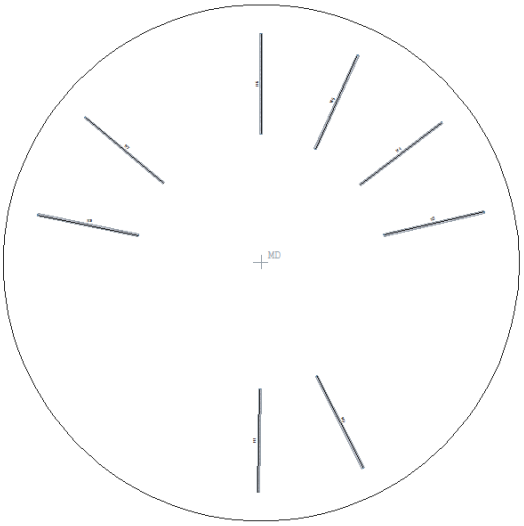
Bemessung für Aussteifung

<u>Belastung</u>

Winddruck und -sog auf gesamtes Gebäudebreite: B/H = 37,5/6,5 m
w_k = 0,59 + 0,52 = 1,11 kN/m² **W_k = 270,6 kN**

<u>Berechnung</u>

Für die Aussteifung können vereinfacht betrachtet mindestens zwei Wände je Windrichtung herangezogen werden. Die anzusetzende Windlast je Wand beträgt demnach die Hälfte der Gesamtwindlast.



Wandscheibe: B/H = 7,8/5,6 m
W_k = 270,6/2 = 135,3 kN
W_d = 1,5 * 135,3 = 203,0 kN
M_d = 203,0 * 5,6 = 1136,5 kNm
Z_d = 1136,5/(7,8-2*0,2) = 153,6 kN Zugkraft Scheibenbew.
D_d = 153,6 * 2 / 7,8 = 39,4 kN/m max Druck Dreieckslast
H_d = 135,3 / 7,8 = 19,7 kN/m horizontal je Wandlänge

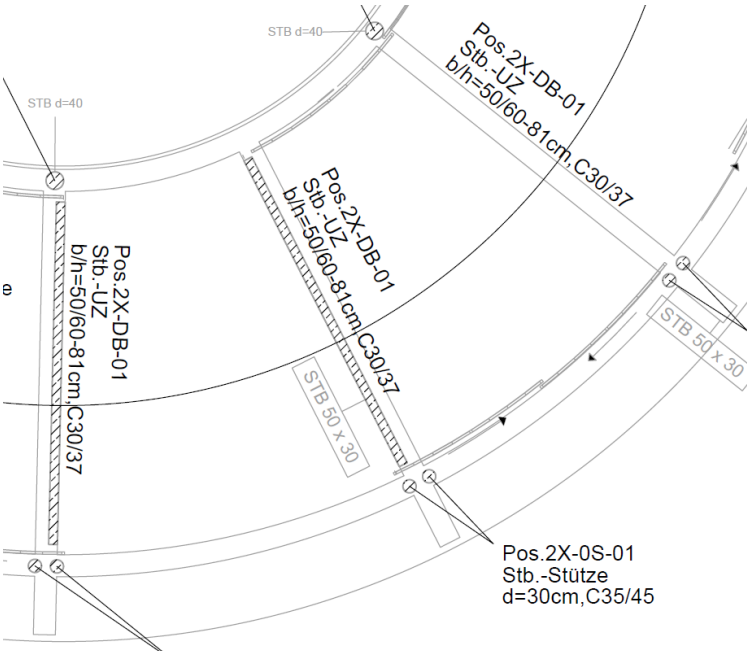
<u>Ergebnisse</u>

Z_d = 153,6 kN → erf. A_s, = 3,53 cm²

Wandenden bzw. Wandkreuzungen konstruktiv:
Längsbewehrung:4 Ø 16 = 8,04 cm² > erf. A_s, = 3,53 cm²

Bemessung infolge Deckenlasten

Belastung



Eigenlast Balken

g_k = 25,00 * 0,50 * (0,60 + 0,78)/2
= **8,625 kN/m**

Eigenlast Decke

g_k = 5,00 * 6,90
= **34,50 kN/m**

Ausbaulast:

Δg_k = 1,40 * 6,90
= **9,66 kN/m**

Schneelast:

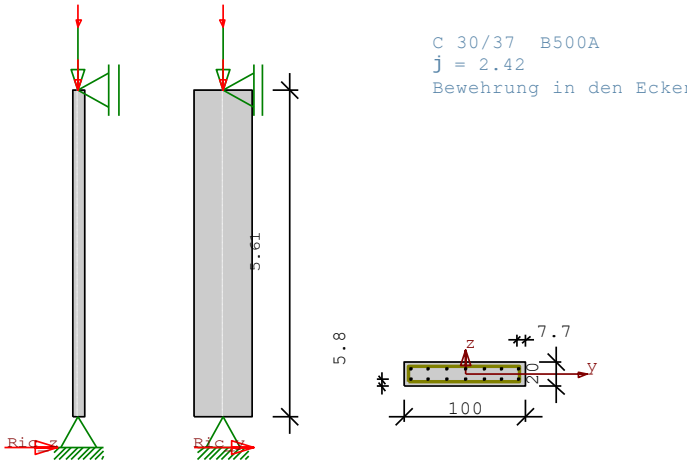
s_{Pk} = 0,68 * 6,90
= **4,69 kN/m**

s_{Ak} = 1,56 kN/m² * 6,90
= **10,76 kN/m**

Unabhängig von darunterstehenden Wänden werden aus architektonischen Gründen in jedem Feld Unterzüge angeordnet.

Berechnung

```
PENDELSTÜTZE,
Rechteck, 2-achsig beansprucht
-------------------------------
Berechnungsgrundlage:
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 33000 N/mm2    ρ = 2500 kg/m3
Mcry =     19.31 kNm
Mcrz =     96.55 kNm

Anforderungen Dauerhaftigkeit
-----------------------------------
Betonangriff          X0
Bewehrungskorrosion   XC1
Mindestbetonklasse    C 16/20
Bügel                 ds,b =     8 mm
Längsbewehrung        ds,l =    10 mm
Vorhaltemaß           Δcdev = 10 mm
Bügel                 cmin,b = 10 mm
Betondeckung          cnom,b = 20 mm
Längsbewehrung        cmin,l =    10 mm
Betondeckung          cnom,l =    28 mm*
Verlegemaß Bügel      cv,b > =    20 mm
zul. Rissbreite       wk     = 0.40 mm
*: mit cmin,b
```




```
Kriechzahl und Schwindmaß
-------------------------------------------------------------------
Luftfeuchte                LU      =    50 %        Zement  32.5R;42.5
Belastungsalter            t0      =    28 Tage     t= unendlich
Kriechzahl                 φ(t0,t) =  2.42
Schwindmaß                 εcs(t)  = -0.48 o/oo
```

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	52.79	.	.	.	.	.	.		.	g
		4.69	.	.	.	.	.	.	J	.	p
2	2	10.76	.	.	.	.	.	.	O	.	p
		28.05 (Eigengewicht)									

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

AUFLAGER: Kräfte und Momente für ständige Lasten: γ-fach

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)
1	109.1	.0		.0	

AUFLAGER: Kräfte und Momente γ-fache Lasten ohne ea Th. 1.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
1	116.2	.0		.0		1

AUFLAGER: Kräfte und Momente γ-fache Lasten mit ea Th. 2.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
1	116.2	.0		.0		1

AUFLAGER: Kräfte und Momente 1-fache Lasten ohne ea Th. 1.O.

Knoten Nr.	AV (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	Lf-Komb
1	85.5	.0		.0		1

AUFLAGER: Kräfte und Momente je Lastfall

Knoten Nr.	Av (kN)	Hy (kN)	Mz (kNm)	Hz (kN)	My (kNm)	EW	LfNr
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	g	g
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	J	1
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	O	2
1	80.8	0.0	0.0	0.0	0.0	g	g
1	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0	J	1
1	10.8	0.0	0.0	0.0	0.0	O	2

Ergebnisse

N_d = 116,2 kN → erf. As, = 9,42 cm² **gewählt: Ø 10/12,5 – 6,28cm² beide Seite**

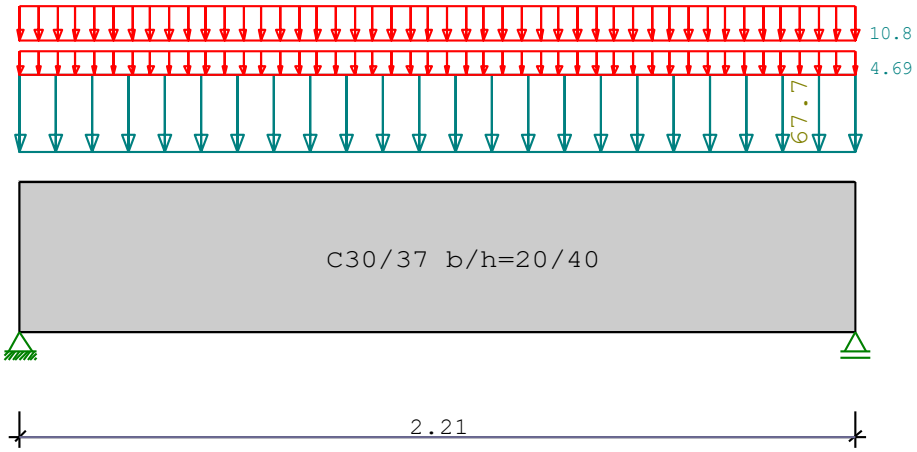
Pos. 2X-0B-01 – Stb.-Türstürze, b/h = 20/40 cm, l = 2,21 m

Die Bemessung der Türstürze wird für die größte und somit maßgebende Öffnung durchgeführt und gilt für alle anderen Türstürze.

Belastung

Eigenlast Balken	g_k = 25,00 kN/m³ * 0,50 * (0,60 + 0,78)/2 = **8,625 kN/m**
Eigenlast Decke	g_k = 5,00 kN/m² * 6,90 = **34,50 kN/m**
Ausbaulast:	Δg_k = 1,40 kN/m² * 6,90 = **9,66 kN/m**
Eigenlast Wand:	g_k = 25,00 kN/m³ * 0,20 * 2,965= **14,825 kN/m**
Schneelast:	s_{Pk} = 0,68 kN/m² * 6,90 = **4,69 kN/m**
	s_{Ak} = 1,56 kN/m² * 6,90 = **10,76 kN/m**

Berechnung




```
Stahlbetonträger C30/37 E = 33000 N/mm2 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
System   Länge              Querschnittswerte
-----------------------------------------------------------------------
Feld     L ( m)                bo      ho      b0      h0      bu      hu
  1      2.21    konstant                     20.0    40.0

Belastung  Lasttyp:  1=Gleichlast über L     2=Einzellast bei a
  (kN,m)             3=Einzelmoment bei a    4=Trapezlast von a - a+b
                     5=Dreieckslast über L   6=Trapezlast über L
-----------------------------------------------------------------------
Feld Typ EG Gr   g_l/r     q_l/r Faktor  Abstand Länge   ausPOS    Phi
  1   1  J 1_1   67.70      4.69  1.00
      1  O 2_1    0.00     10.76  1.00
In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Einwirkungen:
Nr Kl Bezeichnung                    ψ0    ψ1    ψ2     γ
-----------------------------------------------------------------------
J  3  Schnee bis NN +1000m           0.50  0.20  0.00  1.50
O     außergewöhnliche Lasten        1.00  1.00  1.00  1.00
Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 ->  KFi = 1.0 Tab. B3
```

```
Ergebnisse für 1-fache Lasten
Auflagerkräfte                                                    ( kN )
-------------------------------------------------------------------------
       Stütze 1        Stütze 2
EG      max     min     max     min
 g      74.8    74.8    74.8    74.8
 J       5.2     0.0     5.2     0.0
 O      11.9     0.0    11.9     0.0
Sum     91.9    74.8    91.9    74.8

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * KFi = 1.35 über Trägerlänge konstant
Feldmomente Maximum                                       ( kNm , kN )
-------------------------------------------------------------------------
Feld                Mfd      Mdli     Mdre     V li     V re
  1   x0 =  1.11    60.09     0.00     0.00   108.77  -108.77

Stützmomente Maximum                                      ( kNm , kN )
-------------------------------------------------------------------------
Stütze      Mdli     Mdre     Vdli     Vdre    max F    min F
  1         0.00     0.00     0.00   108.76   108.77    74.81
  2         0.00     0.00  -108.76     0.00   108.77    74.81

Feldbewehrung
-------------------------------------------------------------------------
Feld      x       Myd    min Myd    d      kx     Asu   Aso
 Nr.     (m)     (kNm)     (kNm)   (cm)              (cm2)
   1     1.11     60.1             35.6   0.19    4.1    0.0
Am ersten Auflager sind mindestens 3.6 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 3.6 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

Querkraftbewehrung B500A   DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2
-------------------------------------------------------------------------
Stütze  Abst   kz     VEd     Θ    VRd,c   VRd,max a_max  asw
 Nr.    (m)           (kN)    (° (kN)    (kN)     (cm) (cm2/m)
  1 re  0.36  0.81    73.7   19.2   32.2   227.9   28.0   2.0
  1 *   0.71  0.81    38.7   19.2   32.2   227.9   28.0   1.9~
  2 li  0.36  0.81   -73.7   19.2   32.2   227.9   28.0   2.0
  2 *   0.71  0.81   -38.7   19.2   32.2   227.9   28.0   1.9~
~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung
Der max. Bügelabstand wird mit Θ >= 40° ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit  fctm = 2.9 N/mm2
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm)  φ = 2.58     εcs = 0.39 %o
quasi-ständige Kombination

Feld   x     fEI    fEIφ   fEIφε   fEII,g  fEII  fEIIφ  fEIIφε   f
-------------------------------------------------------------------------
   1  1.11   0.06   0.17   0.21    0.25   0.25   0.35   0.42   0.42
```

Ergebnisse

max $M_{yd,F}$ = 60,1 kNm → erf. $a_{s,F}$ = 4,09 cm²gewählt: **2 Ø 20 = 6,28 cm²**

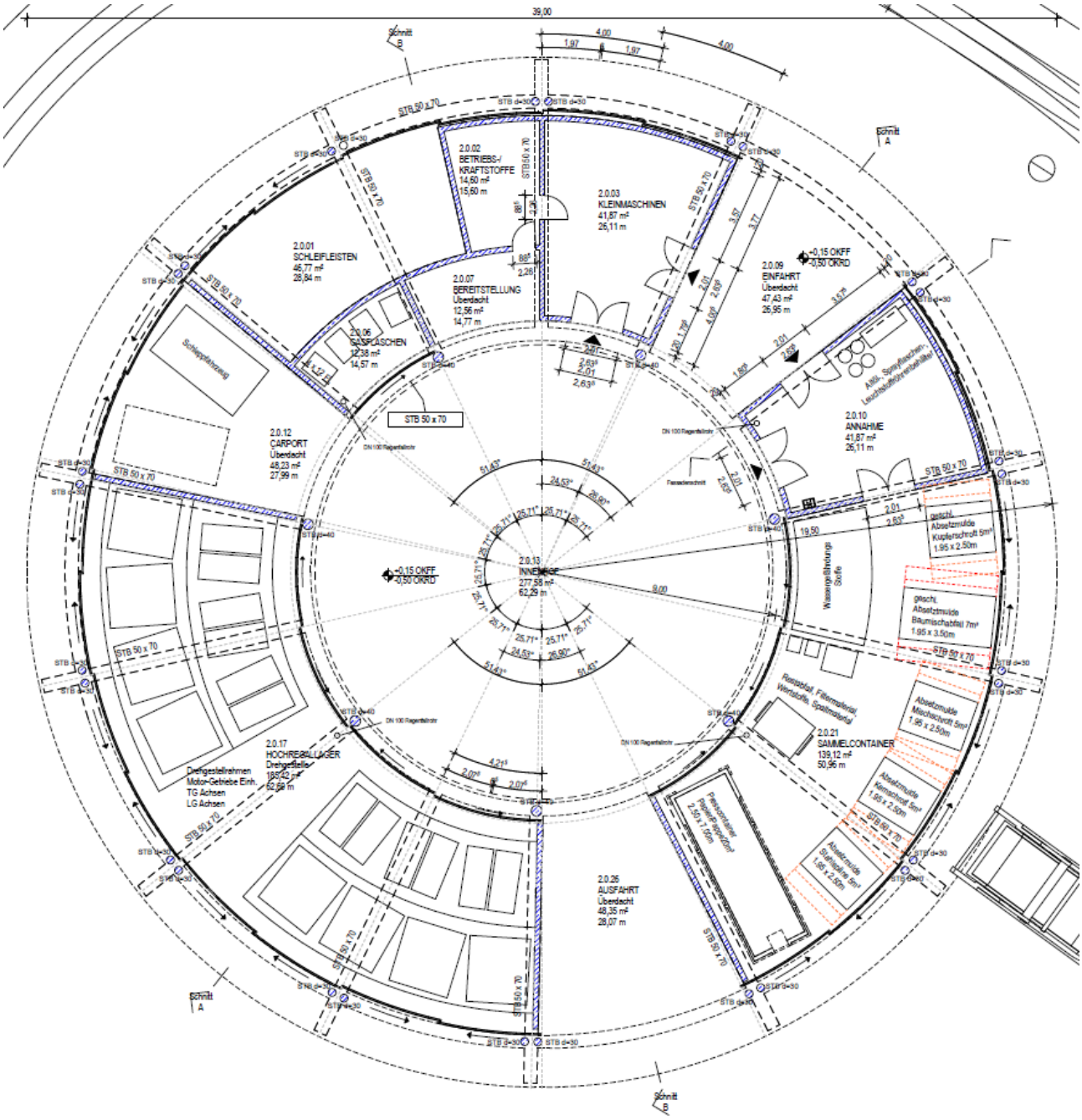
zul f_F = 221 cm / 250 = 0,88 cm > vorh f_F = 0,42 cm

2.4 Gründung Reststoffsammelstelle

Gemäß Empfehlung aus dem Baugrundgutachten erfolgt die Gründung der Reststoffsammelstelle zur Vermeidung von Setzungsunterschieden, Zwangsspannungen und Rissen auf einer durchgehenden Bodenplatte mit einer Stärke von 25 cm. Im Bereich der Stützen (innen und außen) wird die Bodenplatte ringförmig verstärkt.

Geometrie:

Grundriss Erdgeschoss:



FB2-BP1 – Bodenplatte h = 25 cm mit Ringverstärkungen

Statisches Modell und Berechnung

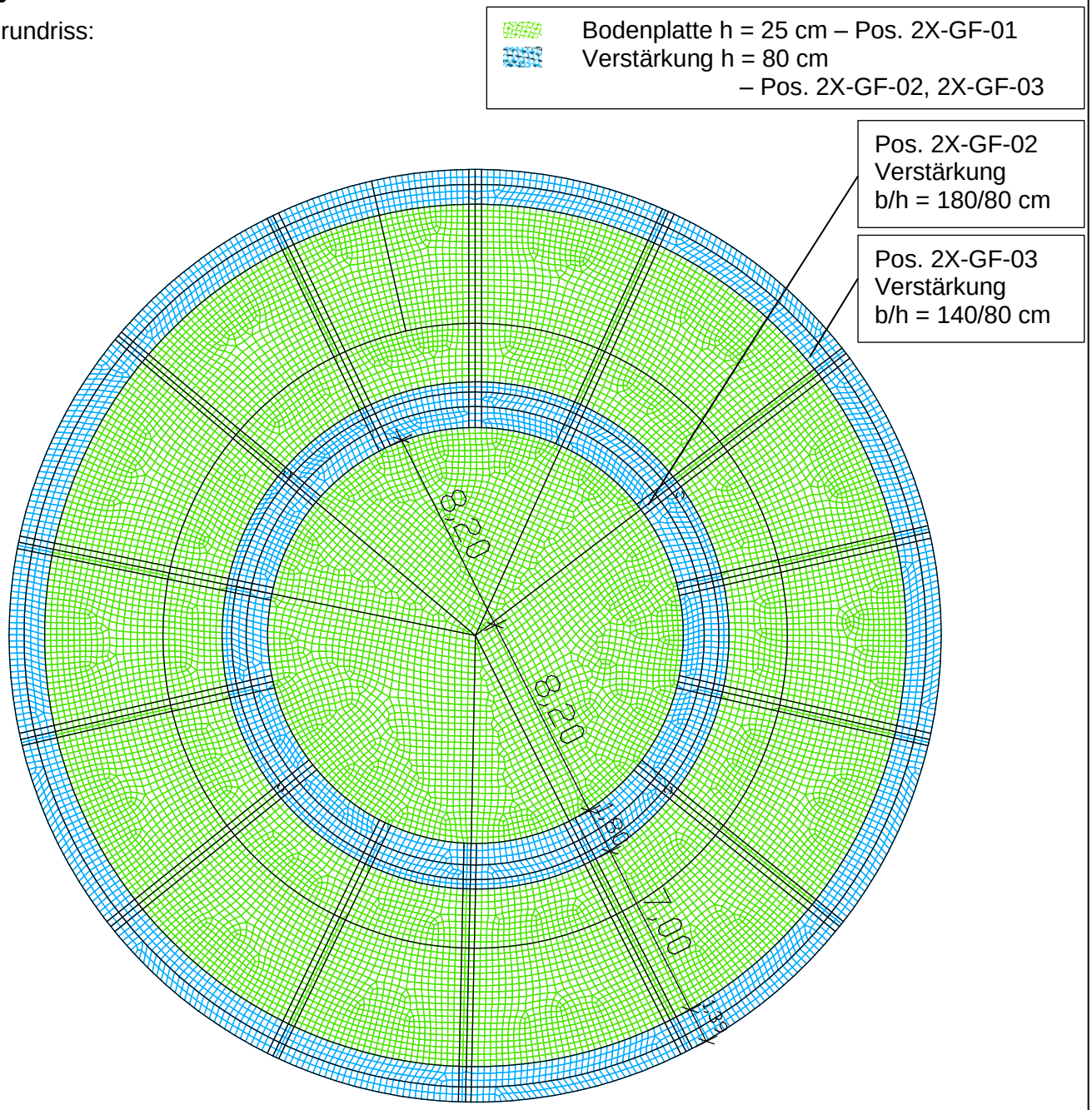
Statisches Modell, Schnittgrößen und Bemessung wurden mit INFOCAD ermittelt.

Es gilt Anlage Pos. FB2-BP1 für folgende Positionen:

- Pos. 2X-GF-01, 2X-GF-02 und 2x-GF-03 – Bodenplatte mit ringförmigen Verstärkungen

System:

Grundriss:



Belastung: (Siehe hierzu auch Hauptdokument)

Lastfall 1: Eigengewicht, wird vom Programm automatisch generiert

Lastfall 2: ständige Lasten aus Stützen

Außenstützen Pos. 2X-0S-01: G_1 = 305,00 kN je 2 x
Innenstützen Pos. 2X-0S-02 : G_2 = 600,00 kN

Lastfall 3: ständige Lasten aus Wänden (sh. Pos. 2X-0W-01)

g_D = 34,50 + 9,66 = 44,16 kN/m (aus Dachdecke)
g_{UZ} = 8,63 kN/m (aus Unterzug)
g_W = 0,20 * 5,61 * 25 = 28,05 kN/m (aus Wand)
Summe = 80,84 kN/m ~ 81,00 kN/m

Lastfall 4: ständige Lasten Fußbodenaufbau

g_2 = 3,50 kN/m²

Lastfall 5: Dachlast

Außenstützen Pos. 2X-0S-01: G_1 = 15,40 kN je 2 x
Innenstützen Pos. 2X-0S-02 : G_2 = 30,00 kN

Lastfall 6: Schneelast aus Stützen

Außenstützen Pos. 2X-0S-01: G_1 = 26,00 kN je 2 x
Innenstützen Pos. 2X-0S-02 : G_2 = 53,00 kN

Lastfall 7: Schneelast aus Wänden (sh. Pos. 2X-0W-01)

q_1 = 4,69 ~ 5,00 kN/m

Lastfall 8: Schnee außergewöhnlich - Stützen

Außenstützen Pos. 2X-0S-01: G_1 = 38,00 kN je 2 x
Innenstützen Pos. 2X-0S-02 : G_2 = 73,00 kN

Lastfall 9: Schnee außergewöhnlich – Wände (sh. Pos. 2X-0W-01)

q_1 = 10,76 ~ 11,0 kN/m

Lastfall 10: LKW-Anprall auf Stütze

q_1 = 120,0 kN

Lastfall 11 bis 14: Windlasten alternativ angesetzt: (Lastermittlung sh. Pos. 2X-0W-01)

Lastfall 11: Wind -y

q_y = 19,70 = -20,00 kN/m (Horizontalkraft)
$q_{z,A}$ = 0,00 kN/m;
$q_{z,E}$ = 39,40 ~ 40,00 kN/m (Vertikalkraft Dreieckslast)
$Q_{z,A}$ = 153,6 ~ 154,00 kN (Vertikal Zugkraft)

Lastfall 12: Wind +y

q_y = +20,00 kN/m (Horizontalkraft)
$q_{z,A}$ = 40,00 kN/m; $q_{z,E}$ = 0,00 kN/m (Vertikalkraft Dreieckslast)
$Q_{z,E}$ = 154,00 kN (Vertikal Zugkraft)

Lastfall 13: Wind -x

q_x = -20,00 kN/m (Horizontalkraft)
$q_{z,A}$ = 0,00 kN/m; $q_{z,E}$ = 40,00 kN/m (Vertikalkraft Dreieckslast)
$Q_{z,A}$ = 154,00 kN (Vertikal Zugkraft)

Lastfall 14: Wind +x

q_x = +20,00 kN/m (Horizontalkraft)
$q_{z,A}$ = 0,00 kN/m; $q_{z,E}$ = 40,00 kN/m (Vertikalkraft Dreieckslast)
$Q_{z,A}$ = 154,00 kN (Vertikal Zugkraft)

Lastfall 15: Lager NO – nordöstliche Räume

q_1 = 7,5 kN/m² (Räume 2.0.03; 2.0.09; 2.0.10; 2.0.13)
q_1 = 10,0 kN/m² (Räume 2.0.09)
q_2 = 22,0 kN/m² (Räume 2.0.21)

Lastfall 16: Lager NW – nordwestliche Räume

q_1 = 7,5 kN/m² (Räume 2.0.02; 2.0.07; 2.0.13)
q_1 = 10,0 kN/m² (Räume 2.0.12)
q_2 = 22,0 kN/m² (Räume 2.0.21: 2.0.06)

Lastfall 17: Lager SW – südwestliche Räume

q_1 = 10,0 kN/m² (Räume 2.0.03; 2.0.09; 2.0.10; 2.0.13)
q_3 = 31,0 kN/m² (Räume 2.0.17)

Lastfall 18: Lager SO – südöstliche Räume

q_1 = 7,5 kN/m² (Räume 2.0.13)
q_1 = 10,0 kN/m² (Räume 2.0.26)
q_2 = 22,0 kN/m² (Räume 2.0.21)

Lastfall 19 bis 21: Verkehrslasten aus Gabelstapler (bereichsweise angesetzt - alternativ)

Es wird jeweils nur ein komplettes Kreissegment mit Gabelstaplerlast angesetzt. Ausgewählt wird jeweils der Durchfahrtsbereich, da dort die Verkehrslast mit nur 10,00 kN/m² angesetzt ist. Die Gabelstaplerlast wird mit 18,00 kN/m² zusätzlich zur Verkehrslast angesetzt.

q_2 = 28 kN/m² (Achse 24-26 – Gabelstaplerlast sh. Hauptdokument)

elastische Bettung Bodenplatte gemäß Angabe Geotechniker:

Bettungsmodul in z-Richtung: $k_{s,k}$ = 8000kN/m³ = 8 MN/m³
Bettungsmodul in x-/y-Richtung: $k_{s,k}$ = 1000kN/m³ = 1 MN/m³

Auswertung der Ergebnisse: (vom Anhang FB2-BP1)

Es gilt Anlage Pos. FB2-BP1 für das statische Modell, Schnittgrößen und Bemessung mit INFOCAD

Verformungen:

min/max u_x = ± 0,20/0,37 mm
min/max u_z = + 0,42/14,77 mm

Bodenpressung:

max $\sigma_{d,vorh}$ = 162,06 kN/m² < zul σ_d = 200 kN/m²

Bewehrung:

Die Bewehrung der Bodenplatte und Verstärkungen erfolgt einheitlich für den jeweils maximal zutreffenden Wert. Auswertungen sh. Pos. 2X-GF-02 und Pos. 2X-GF-03

Pos. 2X-GF-02 – Ringverstärkung unter den Stützen b/h = 180/80 cm (innerer Ring)

Verstärkter Bereich – innerer Ring h= 80 cm der Bodenplatte aus FEM-Berechnung

untere Bewehrung (2. Lage) ringförmig:

unter den Stützen
max a_{sLx} = 20,4 cm²/m
max a_{sLy} = 22,1 cm²/m
max A_{sL} = 22,1 * 1,8 = 39,8 cm²
gewählt: 9Ø25/25 A_s = 44,2 cm² > erf A_s = 39,8 cm²

zwischen Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 11,4 cm²/m
Bereich für versetzte Stöße (jeweils 4 durchgehende Stäbe)
max A_{sL} = 11,4 * 1,8 = 20,52 cm²
gewählt: 5Ø25 A_s = 24,5 cm² > erf A_s = 20,52 cm²

untere Bewehrung (2. Lage) radial (für Bügelbewehrung):

unter den Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 13,4 cm²/m
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

zwischen Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 10,7 cm²/m²
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

obere Bewehrung (1. Lage) ringförmig:

zwischen Stützen
max a_{sLx} = 13,1 cm²/m
max a_{sLy} = 16,8 cm²/m
max A_{sL} = 16,8 * 1,8 = 30,3 cm²
gewählt: 8Ø25/25 A_s = 39,3 cm² > erf A_s = 30,3 cm²

unter den Stützen
max a_{sL} = 12,1 cm²/m
Bereich für versetzte Stöße (jeweils 4 durchgehende Stäbe)
max A_{sL} = 12,1 * 1,8 = 21,8 cm²
gewählt: 5Ø25 A_s = 24,5 cm² > erf A_s = 21,8 cm²

obere Bewehrung (1. Lage) radial (für Bügelbewehrung):

zwischen Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 12,1 cm²/m
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

unter den Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 12,1 cm²/m
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

Querkraftbewehrung ringförmig:

Maximum direkt unter Stützen → FEM-Berechnung (Stützen vereinfacht Punktlast) ist nicht maßgebend, sh. Durchstanznachweise

außerhalb Stützenquerschnitt: max a_{ss} = 6,1 cm²/m²
max a_{sb} = 6,1 * 1,8 = 11,0 cm²/m
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_{ss} = 13,4 cm²/m

in Feldmitte: max a_{ss} = 0,0 cm²/m²

➔ Bügelbewehrung aus radialer unterer / oberer Bewehrung ist ausreichend

Pos. 2X-GF-03 – Ringverstärkung unter den Stützen b/h = 140/80 cm (äußerer Ring)

Verstärkter Bereich – äußerer Ring h= 80 cm der Bodenplatte aus FEM-Berechnung

untere Bewehrung (2. Lage) ringförmig:

unter den Stützen
max a_{sLx} = 13,5 cm²/m
max a_{sLy} = 14,7 cm²/m
max A_{sL} = 14,7 * 1,4 = 20,6 cm²
gewählt: 6Ø25/22 A_s = 29,5 cm² > erf A_s = 20,6 cm²

zwischen Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 0,0 cm²/m
Bereich für versetzte Stöße (jeweils 4 durchgehende Stäbe)
max A_{sL} = 0,00 cm² gewählt: 4Ø25 A_s = 19,6 cm²

untere Bewehrung (2. Lage) radial (für Bügelbewehrung):

unter den Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 11,4 cm²/m
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

zwischen Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 11,4 cm²/m²
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

obere Bewehrung (1. Lage) ringförmig:

zwischen Stützen
max a_{sLx} = 30,8 cm²/m
max a_{sLy} = 28,5 cm²/m
max A_{sL} = 30,8 * 1,4 = 43,1 cm²
gewählt: 9Ø25/15 A_s = 44,2 cm² > erf A_s = 43,1 cm²

unter den Stützen
max a_{sL} = 12,1 cm²/m
Bereich für versetzte Stöße (jeweils 4 durchgehende Stäbe)
max A_{sL} = 12,1 * 1,4 = 17,0 cm²
gewählt: 4Ø25 A_s = 19,6 cm² > erf A_s = 17,0 cm²

obere Bewehrung (1. Lage) radial (für Bügelbewehrung):

zwischen Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 12,1 cm²/m
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

unter den Stützen
max $a_{sLx/y}$ = 12,1 cm²/m²
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_s = 13,4 cm²/m

Querkraftbewehrung ringförmig:

Maximum direkt unter Stützen → FEM-Berechnung (Stützen vereinfacht Punktlast) ist nicht maßgebend, sh. Durchstanznachweise

außerhalb Stützenquerschnitt: max a_{ss} = 6,1 cm²/m²
max a_{sb} = 6,1 * 1,8 = 11,0 cm²/m
gewählt: Ø8/15 4-schnittig b = 1,00 m a_{ss} = 13,4 cm²/m

in Feldmitte: max a_{ss} = 0,0 cm²/m²

➔ Bügelbewehrung aus radialer unterer / oberer Bewehrung ist ausreichend

Pos. 2X-GF-01 – Bodenplatte h = 25 cm – Bemessung gemäß FEM-Berechnung FB2-BP1

aus Nachweis der Begrenzung der Rissbreite: Bewehrung je Richtung Ø16/12,5 a_s = 16,08 cm²/m (o+u)

untere Bewehrung (2. Lage): Verlegung orthogonal in x- und y-Richtung

x-Richtung

Hauptfläche: max a_{sx} = 0 cm²/m < a_s = 16,08 cm²/m

an Pos. 2X-GF-01, Pos. 2X-GF-02 und unter tragenden bzw. aussteifenden Wänden:

max a_{sx} = 16,8 cm²/m > a_s = 16,08 cm²/m

gewählt: Ø16/12,5 +Zulage Ø12/25

erf a_s = 16,8 cm²/m < vorh a_s = 16,08 + 4,52 = 20,6 cm²/m

y-Richtung

Hauptfläche: max a_{sy} = 0 cm²/m < a_s = 16,08 cm²/m

an Pos. 2X-GF-01, Pos. 2X-GF-02 und unter tragenden bzw. aussteifenden Wänden:

max a_{sy} = 18,9 cm²/m > a_s = 16,08 cm²/m

gewählt: Ø16/12,5 +Zulage Ø12/25

erf a_s = 18,9 cm²/m < vorh a_s = 16,08 + 4,52 = 20,6 cm²/m

obere Bewehrung (1. Lage) Verlegung orthogonal in x- und y-Richtung:

x-Richtung max a_{sx} = 7,5 cm²/m < a_s = 16,08 cm²/m

y-Richtung max a_{sy} = 11,5 cm²/m < a_s = 16,08 cm²/m

➔ Biegebewehrung aus Rissbreitennachweis ist in der Hauptfläche ausreichend.

➔ Zulagen erforderlich an Pos. 2X-GF-01, Pos. 2X-GF-02 und unter tragenden bzw. aussteifenden Wänden.

Querkraftbewehrung:

direrkt am inneren Ring (außen) b = 25 cm

max a_{ss} = 14,1 * 0,25 = 3,5 cm²/m²

gewählt: Ø8/15 als Zulage (strahlenförmig)

erf a_{ss} = 3,5 cm²/m² ~ vorh a_{ss} = 3,35 cm²/m²

➔ Die Lage der Aussparungen wird in der Ausführungsplanung final festgelegt und die Querkraftbewehrung auf der Basis geprüft.

Pos. 2X-GF-01-RB – Bodenplatte h = 25 cm – Begrenzung der Rissbreite

Anforderungen
Expositionsklasse: XD3
Rechenwert der Rissbreite w_{max} = 0,30 mm.

Baustoffe, Geometrie
Rechteckquerschnitt: Höhe = 25,0 cm; Breite = 100,0 cm
Betonfestigkeitsklasse: C35/45 Zementtyp: CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
Betondeckung c: 5,5 cm Stabdurchmesser: $d_{s,vorh}$ = 16,0 mm (Betonrippenstahl)

Nachweis der Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1: 2015 mit NA: 2015-12
Einwirkung: Zentrischer Zug Ort der Zwangeinwirkung: Außerhalb des Bauteils
Betonalter zum Zeitpunkt der Rissbildung: 28 Tage

$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$ (7.1)

mit k_c = 1,00 k = 1,00 $f_{ct,eff}$ = 3,20 N/mm²
A_{ct} = 2500,0 cm² σ_s = siehe folgende Berechnung

Die Begrenzung der Rissbreite wird durch eine Begrenzung des Stabdurchmessers nachgewiesen.

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{8 \cdot (h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2{,}9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2{,}9} \qquad (7.7DE)$$

mit k = 1,00 h_{cr} = 25,0 cm $f_{ct,eff}$ = 3,20 N/mm²
h = 25,0 cm d = 18,7 cm $\phi_s = d_{s,vorh}$ = 16 mm

$\Rightarrow$ $\phi_s = \phi_s^* \cdot 0{,}55 < \phi_s^* \cdot 1{,}10$ $\Rightarrow$ ϕ_s^* = 16,0 mm / 1,10 = 14,50 mm
$\Rightarrow$ $\sigma_s = \sqrt{(3{,}48 \cdot 10^6 \cdot w_k / d_s^*)}$ = 268,33 N/mm² nach Tabelle 7.2DE

$A_{s,min}$ = 14,91 cm² je Lage **gewählt: Ø16/12,5 A_s = 16,08 cm²/m > 14,91 cm²/m = $A_{s,min}$**

Nachweis der Begrenzung der Rissbreite durch direkte Berechnung

Betonalter zum Zeitpunkt der Rissbildung: 28 Tage
Bewehrung in der nachzuweisenden Lage: $A_{s,vorh}$ = 10,00 cm²
Stahlspannung: σ_s = 270,00 N/mm²
Nutzhöhe: d = 18,70 cm
Höhe der Druckzone: x = 10,00 cm
Wirkungsbereich der Bewehrung: $h_{c,ef}$ = min((h-x)/3; 2,5·(h-d); h/2) = 6,30 cm
Dauer der Lasteinwirkung: kurzzeitige Lasteinwirkung, k_t = 0,6

Differenz der mittleren Dehnungen von Beton und Betonstahl:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0{,}6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (7.9)$$

mit E_s = 200000 N/mm² E_{cm} = 34077 N/mm² $A_{c,eff}$ = 630,0 cm²
$f_{ct,eff}$ = 3,20 N/mm² $\alpha_e = E_s / E_{cm}$ = 5,9 $\rho_{p,eff} = A_{s,vorh} / A_{c,eff}$ = 0,0159

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ = 0,00069 < 0,00081 $\Rightarrow$ $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ = 0,00081

Maximaler Rissabstand nach Gleichung 7.11:

$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff}$ (7.11)

$$\Rightarrow \quad s_{r,max} = \frac{\phi}{3{,}6 \cdot \text{eff}\rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3{,}6 \cdot f_{ct,eff}}$$

$s_{r,max}$ = 280,0 mm ≤ 375,0 mm $\Rightarrow$ $s_{r,max}$ = 280,0 mm

Rissbreite:

$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ (7.8)

w_k = 0,23 mm ≤ $w_{k,zul}$ = 0,30 mm Nachweis erfüllt!

Schlussseite

Erstellt:

Kathrin Steffen
Projektingenieurin

INROS LACKNER SE
Rosa-Luxemburg-Str. 16
18055 Rostock
Tel.: 0381 45 67 817 | Fax: 0381 45 67 855
mailto:Kathrin.Steffen@inros-lackner.de
http://www.inros-lackner.de

INROS LACKNER SE | Handelsregister: Amtsgericht Bremen HRB 29334 HB
Geschäftsführende Direktoren: Uwe Lemcke (Vors.), Ingo Aschmann, Frank Bernhardt, Lutz Hempelt, Hans-Jörg Niemeck, Torsten Retzlaff, Dr. Klaus Richter
Verwaltungsrat: Uwe Lemcke (Vors.)