

VDS ACHIM WEST BETRIEBSGEBÄUDE

Statische Berechnung

gasunie

Gasunie Deutschland GmbH & Co. KG

27.01.2025 15825-ILF-ACW-GEN-CV-CAL-00198 | Rev. 01 © ILF



REVISIONSVERZEICHNIS

01	27.01.2025	IFU – Ausgabe zur Verwendung	LiaM	SanT	EspB
00	14.05.2024	IFR – Ausgabe zur Prüfung und Freigabe	LiaM	SanT	EspB
REV.	DATUM	AUSGABE, ART DER ÄNDERUNG	ERSTELLT	GEPRÜFT	FREIGEgeben



INHALTSVERZEICHNIS

1	EINFÜHRUNG	13
1.1	Projektbeschreibung	13
1.2	Definitionen und Abkürzungen	13
1.3	Zweck des Dokuments	13
1.4	Technische Vorschriften	13
1.5	Grundlagen der Berechnung	14
1.6	Benutzte EDV-Programme	14
1.7	Referenzierte Dokumente	14
1.8	Beschreibung der Konstruktion	14
2	EINWIRKUNGEN.....	16
2.1	Ständige Einwirkungen.....	16
2.1.1	Dachdecke	16
2.1.2	Außenwand.....	16
2.1.3	Innenwand, 24 cm.....	16
2.1.4	Innenwand, Dicke 18 cm	16
2.1.5	Fußboden.....	17
2.1.6	Fußboden mit Doppelboden.....	17
2.1.7	Abdeckung des Kabelkanals	17
2.1.8	Innere Wand des Kabelkanals.....	17
2.1.9	Erddruck auf Kabelkanalwände	17
2.2	Veränderliche Einwirkungen.....	19
2.2.1	Lotrechte Nutzlasten	19
2.2.2	Gabelstapler.....	19
2.2.3	Windlast	19
2.2.4	Schneelast	20
3	POSITION: FERTIGTEIL-DACHPLATTEN	20
3.1	Statisches System und Belastung	21
3.1.1	Feld 1	21
3.1.2	Feld 2.....	22
3.1.3	Feld 3.....	22
3.2	Bemessung	23
3.3	Auflagerkräfte.....	23
4	POSITION: STAHLBETONRAHMEN SBR-1 UND SBR-2	24



4.1	Berechnungsmodel	24
5	POSITION: FUNDAMENTPLATTE.....	24
5.1	Betondeckung	24
5.1.1	Betondeckung Fundamentplatte unten	24
5.1.2	Betondeckung Fundamentplatte oben	25
5.1.3	Betondeckung wegen Brandschutz	25
5.2	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite	26
5.3	Statisches System.....	37
5.4	Direkt wirkende Belastung.....	39
5.5	Indirekt wirkende Belastung	44
5.6	Lastgruppen Fundamentplatte.....	45
5.7	Bemessung der Fundamentplatte	46
5.7.1	Bemessungsparameter	46
5.7.2	Berechnete innere Biegemomente und Flächenauflagerkraft	47
5.7.3	Berechnete Bewehrung	49
5.7.4	Entworfenene Bewehrung	51
5.7.5	Vertikale Plattenverschiebung	53
5.7.6	Rissbreiten	54
6	POSITION: FUNDAMENTBALKEN.....	55
6.1	Querschnitte und Abmessungen	55
6.2	Bemessung	55
6.2.1	Berechnete innere Schubkräfte und Biegemomente	55
6.2.2	Bemessungsparameter	57
6.2.3	Bewehrung Querschnitt 520x1110	57
6.2.4	Bewehrung Querschnitt 520x810	58
6.2.5	Bewehrung Querschnitt 400x930	61
7	POSITION: FUNDAMENTWÄNDE	63
7.1	Betondeckung	63
7.1.1	Betondeckung Fundamentwand im Kontakt mit Boden	63
7.1.2	Betondeckung Fundamentwand ohne Kontakt mit Boden	63
7.1.3	Betondeckung wegen Brandschutz	63
7.2	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite	64
7.3	Statisches System.....	75
7.4	Direkt wirkende Belastungen.....	76
7.5	Indirekt wirkende Belastungen	77



7.6	Lastgruppen Fundamentwände	77
7.7	Bemessung der Fundamentwände	77
7.7.1	Bemessungsparameter	77
7.7.2	Berechnete innere Biegemomente	78
7.7.3	Berechnete Bewehrung	80
7.7.4	Entwurfene Bewehrung	82
7.7.5	Horizontale Wandverschiebung	84
7.7.6	Rissbreiten	84
8	POSITION: KABELKANALPLATTE UND -WÄNDE	85
8.1	Betondeckung	85
8.1.1	Betondeckung Fundamentwand im Kontakt mit Boden	85
8.2	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite	86
8.3	Statisches System	86
8.4	Direkt wirkende Belastungen	87
8.5	Indirekt wirkende Belastungen	89
8.6	Lastgruppen	89
8.7	Bemessung der Kabelkanäle	89
8.7.1	Bemessungsparameter	89
8.7.2	Berechnete innere Biegemomente	89
8.7.3	Berechnete Bewehrung	92
8.7.4	Entwurfene Bewehrung	94
8.7.5	Horizontale Wandverschiebung	96
8.7.6	Rissbreiten	96
9	POSITION: KANALABDECKUNG	97
9.1	Blehabdeckung	97
9.1.1	Statisches System	97
9.1.2	Belastung	98
9.1.3	Bemessung des Riffelblechs	102
9.1.4	Innere Kräfte	103
9.2	Stahlbetonbrücke	106
9.2.1	Materialien	106
9.2.2	Betondeckung	106
9.2.3	Belastung	107
9.2.4	Bewehrung	107
10	POSITION: STURZBALKEN UND PFOSTEN LEITWARTE	108



10.1	Statisches System.....	108
10.2	Belastung	109
10.3	Lastgruppen	111
10.4	Innere Kräfte	112
10.5	Bemessung Sturzbalken	113
10.6	Bemessung Pfosten	113
11	POSITION: STURZBALKEN UND PFOSTEN MAGAZIN.....	114
11.1	Statisches System.....	114
11.2	Belastung	115
11.3	Lastgruppen	118
11.4	Innere Kräfte	118
11.5	Bemessung Sturzbalken	119
11.6	Bemessung Pfosten	120
12	POSITION: STURZBALKEN AUSSENWAND.....	121
12.1	Statisches System.....	121
12.2	Belastung	121
12.3	Lastgruppen	123
12.4	Innere Kräfte	123
12.5	Bemessung Standardsturzbalken.....	124
13	POSITION: AUSSENMAUERWERKSWÄNDE.....	124
13.1	Tragende Aussenwände	124
13.2	Nicht tragende Aussenwände.....	125
13.3	Tragende Innenwände	126
13.4	Nicht tragende Innenwände.....	126
14	POSITION: WANDPFOSTEN	127
14.1	Wandpfosten L = 5,74m	127
14.1.1	Statisches System.....	127
14.1.2	Innere Kräfte	128
14.2	Bemessung	129
14.3	Wandpfosten L = 3,81m	130
14.3.1	Statisches System.....	130
14.3.2	Innere Kräfte	130
14.4	Bemessung	131
15	POSITION: RINGBALKEN	132



16	POSITION: EINGANGSPLATTE AUF BODEN	132
16.1	Materialien	132
16.2	Betondeckung	132
16.3	Belastung	133
16.4	Bewehrung	133
17	ÜBERDACHUNG AM EINGANG	136
17.1	Statisches System	136
17.2	Belastung	136
17.3	Innere Kräfte	146
17.4	Verankerung in der Fundamentplatte	149
18	RÄUMLICHE STEIFIGKEIT	149

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Parameter des Bereichauflagers
Tabelle 2: Lastgruppenparameter Fundamentplatte
Tabelle 3: Maßgebende Lastgruppenkombinationen
Tabelle 4: Parameter der Bereichsbewehrung
Tabelle 5: Parameter der Wandbewehrung
Tabelle 6: Parameter der Kabelkanalbewehrung
Tabelle 7: Sturz Leitwarteraum, Lastgruppen
Tabelle 8: Sturz Magazin, Lastgruppen
Tabelle 9: Sturz Magazin, Lastgruppen
Tabelle 10: Lastgruppen zur Berechnung der tragenden Außenwände
Tabelle 11: Lastgruppen zur Berechnung der nicht tragenden Außenwände
Tabelle 12: Lastgruppen zur Berechnung der tragenden Innenwände
Tabelle 13: Lastgruppen zur Berechnung der nicht tragenden Innenwände
Tabelle 14: Lastgruppen zur Berechnung der Wandpfosten

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Berechnungsfelder der Dachdecke
Abbildung 2: Benennung der Mauerwerkswänden
Abbildung 3: Fundamentplatte - statisches System
Abbildung 4: Eigengewicht
Abbildung 5: Ausbaulast EG
Abbildung 6: Ausbaulast Doppelboden



- Abbildung 7: Grundwasserdruck
- Abbildung 8: Nutzlast MSR-Raum
- Abbildung 9: Nutzlast Batterieraum
- Abbildung 10: Nutzlast USV-Raum
- Abbildung 11: Nutzlast Leitwarte
- Abbildung 12: Nutzlast Archiv
- Abbildung 13: Nutzlast Löschanlage
- Abbildung 14: Nutzlast Flur und Mehrzweckräume
- Abbildung 15: Nutzlast Haustechnik
- Abbildung 16: Nutzlast El. Werkstatt
- Abbildung 17: Nutzlast Mech. Werkstatt
- Abbildung 18: Nutzlast Magazin (Kat. E 2.4 gem. DIN-EN 1991-1-1)
- Abbildung 19: Nutzlast Magazin (Gabelstapler FL3)
- Abbildung 20: Das minimale Biegemoment um lokale x-Richtung (m_y)
- Abbildung 21: Das minimale Biegemoment um lokale y-Richtung (m_x)
- Abbildung 22: Das maximale Biegemoment um lokale x-Richtung (m_y)
- Abbildung 23: Das maximale Biegemoment um lokale y-Richtung (m_x)
- Abbildung 24: Minimale Flächenauflagerkraft unter der Fundamentplatte
- Abbildung 25: Berechnete untere Bewehrung in lokaler x-Richtung $a_x(u)$
- Abbildung 26: Berechnete untere Bewehrung in lokaler y-Richtung $a_y(u)$
- Abbildung 27: Berechnete obere Bewehrung in lokaler x-Richtung $a_x(o)$
- Abbildung 28: Berechnete obere Bewehrung in lokaler y-Richtung $a_y(o)$
- Abbildung 29: Entworfen untere Bewehrung in lokaler x-Richtung
- Abbildung 30: Entworfen untere Bewehrung in lokaler y-Richtung
- Abbildung 31: Entworfen obere Bewehrung in lokaler x-Richtung
- Abbildung 32: Entworfen obere Bewehrung in lokaler y-Richtung
- Abbildung 33: Vertikale Plattenverschiebung im gerissenen Zustand
- Abbildung 34: Rissbreiten an der unteren Oberfläche
- Abbildung 35: Rissbreiten an der oberen Oberfläche
- Abbildung 36: Fundamentbalken – Querschnitte und Abmessungen
- Abbildung 37: Schubkräfte V_z in den Fundamentbalken
- Abbildung 38: Biegemomente in den Fundamentbalken
- Abbildung 39: Torsionsmomente T_x in den Fundamentbalken
- Abbildung 40: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x1110
- Abbildung 41: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x810 (Achse 4; 2 bis 3)
- Abbildung 42: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x810 (Achse 3)
- Abbildung 43: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x810 (Achse 5)



- Abbildung 44: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 400x930 (Achse 1)
Abbildung 45: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x1110 (Achse 4; 1 bis 2)
Abbildung 46: Fundamentwände - Geometrie
Abbildung 47: Eigengewicht
Abbildung 48: Erddruck
Abbildung 49: Das minimale Biegemoment um lokale x-Richtung (m_y)
Abbildung 50: Das minimale Biegemoment um lokale y-Richtung (m_x)
Abbildung 51: Das maximale Biegemoment um lokale x-Richtung (m_y)
Abbildung 52: Das maximale Biegemoment um lokale y-Richtung (m_x)
Abbildung 53: Berechnete Bewehrung außen in lokaler x-Richtung $a_x(u)$ (horizontal)
Abbildung 54: Berechnete Bewehrung außen in lokaler y-Richtung $a_y(u)$ (vertikal)
Abbildung 55: Berechnete Bewehrung innen in lokaler x-Richtung $a_x(o)$ (horizontal)
Abbildung 56: Berechnete Bewehrung innen in lokaler y-Richtung $a_y(o)$ (vertikal)
Abbildung 57: Entworfenen Bewehrung außen in lokaler x-Richtung (horizontal)
Abbildung 58: Entworfenen Bewehrung außen in lokaler y-Richtung (vertikal)
Abbildung 59: Entworfenen Bewehrung innen in lokaler x-Richtung (horizontal)
Abbildung 60: Entworfenen Bewehrung innen in lokaler y-Richtung (vertikal)
Abbildung 61: Horizontale Wandverschiebung im gerissenen Zustand
Abbildung 62: Rissbreiten an der äußeren Oberfläche
Abbildung 63: Rissbreiten an der inneren Oberfläche
Abbildung 64: Kabelkanal – Geometrie
Abbildung 65: Eigengewicht
Abbildung 66: Nutzlast
Abbildung 67: Erddruck
Abbildung 68: Grundwasserdruck
Abbildung 69: Das minimale Biegemoment um lokale x-Richtung (m_y)
Abbildung 70: Das minimale Biegemoment um lokale y-Richtung (m_x)
Abbildung 71: Das maximale Biegemoment um lokale x-Richtung (m_y)
Abbildung 72: Das maximale Biegemoment um lokale y-Richtung (m_x)
Abbildung 73: Berechnete Bewehrung außen in lokaler x-Richtung $a_x(u)$ (horizontal)
Abbildung 74: Berechnete Bewehrung außen in lokaler y-Richtung $a_y(u)$ (vertikal)
Abbildung 75: Berechnete Bewehrung innen in lokaler x-Richtung $a_x(o)$ (horizontal)
Abbildung 76: Berechnete Bewehrung innen in lokaler y-Richtung $a_y(o)$ (vertikal)
Abbildung 77: Entworfenen Bewehrung außen/unten in lokaler x-Richtung
Abbildung 78: Entworfenen Bewehrung außen/unten in lokaler y-Richtung
Abbildung 79: Entworfenen Bewehrung innen/oben in lokaler x-Richtung
Abbildung 80: Entworfenen Bewehrung innen/oben in lokaler y-Richtung



Abbildung 81: Horizontale Wandverschiebung im gerissenen Zustand

Abbildung 82: Rissbreiten an der äußeren/unteren Oberfläche

Abbildung 83: Rissbreiten an der inneren/oberen Oberfläche

Abbildung 84: Kanalabdeckung Standardfall, statisches System

Abbildung 85: Kanalabdeckung in der Kanalecke mit der Lasteinzugsfläche, statisches System

Abbildung 86: Kanalabdeckung, Eigengewicht

Abbildung 87: Kanalabdeckung, Riffelblechgewicht

Abbildung 88: Kanalabdeckung, Nutzlast 1

Abbildung 89: Kanalabdeckung, Nutzlast 2

Abbildung 90: Kanalabdeckung, Scheelast

Abbildung 91: Kanalabdeckung, Schneelast außergewöhnlich

Abbildung 92: Kanalabdeckung, Normalkraft N_x

Abbildung 93: Kanalabdeckung, Querkraft V_z

Abbildung 94: Kanalabdeckung, Biegemomente M_y

Abbildung 95: Kanalabdeckung, Ausnutzung

Abbildung 96: Berechnete Brückenbewehrung (x unten)

Abbildung 97: Berechnete Brückenbewehrung (y unten)

Abbildung 98: Berechnete Brückenbewehrung (x oben)

Abbildung 99: Berechnete Brückenbewehrung (y oben)

Abbildung 100: Sturz Leitwarteraum, statisches System

Abbildung 101: Sturz Leitwarteraum, Eigengewicht Attik

Abbildung 102: Sturz Leitwarteraum, Eigengewicht Decke

Abbildung 103: Sturz Leitwarteraum, Nutzlast Dachdecke

Abbildung 104: Sturz Leitwarteraum, Schneelast

Abbildung 105: Sturz Leitwarteraum, Scheelast außergewöhnlich

Abbildung 106: Sturz Leitwarteraum, Normalkraft

Abbildung 107: Sturz Leitwarteraum, Schubkraft V_z

Abbildung 108: Sturz Leitwarteraum, Biegemoment M_y

Abbildung 109: Sturzbalken Leitwarteraum, Bemessung

Abbildung 110: Verteilung der Stäbe im Pfosten

Abbildung 111: Pfosten Leitwarte, Bemessung

Abbildung 112: Sturz Magazin, statisches System

Abbildung 113: Sturz Magazin, Eigengewicht Attik

Abbildung 114: Sturz Magazin, Eigengewicht Decke

Abbildung 115: Sturz Magazin, Eigengewicht Mauerwerkswand

Abbildung 116: Sturz Magazin, Nutzlast Dachdecke



Abbildung 117: Sturz Magazin, Schneelast
Abbildung 118: Sturz Magazin, Scheelast außergewöhnlich
Abbildung 119: Sturz Magazin, Normalkraft
Abbildung 120: Sturz Leitwarteraum, Schubkraft Vz
Abbildung 121: Sturz Magazin, Biegemoment My
Abbildung 122: Sturzbalken Magazin, Bemessung
Abbildung 123: Verteilung der Stäbe im Pfosten
Abbildung 124: Pfosten Magazin, Bemessung
Abbildung 125: Standardsturz, statisches System
Abbildung 126: Standardsturz, Eigengewicht Attik
Abbildung 127: Standardsturz, Eigengewicht Decke
Abbildung 128: Standardsturz, Eigengewicht Mauerwerkswand
Abbildung 129: Standardsturz, Nutzlast Dachdecke
Abbildung 130: Standardsturz, Schneelast
Abbildung 131: Standardsturz, Scheelast außergewöhnlich
Abbildung 132: Standardsturz, Schubkraft Vz
Abbildung 133: Standardsturz, Biegemoment My
Abbildung 134: Standardsturzbalken, Bemessung
Abbildung 135: Wandpfosten, statisches System und Belastung
Abbildung 136: Wandpfosten, Querkraft Vy
Abbildung 137: Wandpfosten, Biegemomente Mz
Abbildung 138: Berechnete Pfostenbewehrung
Abbildung 135: Wandpfosten, statisches System und Belastung
Abbildung 136: Wandpfosten, Querkraft Vy
Abbildung 137: Wandpfosten, Biegemomente Mz
Abbildung 138: Berechnete Pfostenbewehrung
Abbildung 139: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (x unten)
Abbildung 140: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (y unten)
Abbildung 141: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (x oben)
Abbildung 142: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (y oben)
Abbildung 143: Überdachung, statisches System
Abbildung 144: Schneelastparameter
Abbildung 145: Windlastparameter
Abbildung 146: Überdachung, Eigengewicht
Abbildung 147: Überdachung, Glassgewicht (t=10mm)
Abbildung 148: Überdachung, Nutzlast 1
Abbildung 149: Überdachung, Nutzlast 2



Abbildung 150: Überdachung, Schneelast (zwei Variante)

Abbildung 151: Überdachung, außergewöhnliche Schneelast (zwei Variante)

Abbildung 152: Überdachung, Windlastvariante

Abbildung 153: Überdachung, Normalkraft N_x

Abbildung 154: Überdachung, Querkraft V_z

Abbildung 155: Überdachung, Biegemomente M_y und M_z

Abbildung 156: Überdachung, Ausnutzung der Stahlprofile

Abbildung 157: Überdachung, Knotenauflagerkräfte

Abbildung 158: Verankerungsnachweis

Abbildung 159: Koordinaten des Scherpunkts von Wandquerschnitten in Längsrichtung

ANLAGENVERZEICHNIS

Anlage 1: Schnee- und Windlastparameter

Anlage 2: Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

Anlage 3: Bemessung der Dachplatten

Anlage 4: Lastkombinationen zur Bemessung der Fundamentplatte

Anlage 5: Bemessung der Fundamentbalken

Anlage 6: Bemessung der Kanalabdeckung

Anlage 7: Bemessung der Sturzbalken und Pfosten im Leitwarteraum

Anlage 8: Bemessung der Sturzbalken und Pfosten im Magazin

Anlage 9: Bemessung der Mauerwerkswände

Anlage 10: Bemessung der Wandpfosten



1 EINFÜHRUNG

1.1 Projektbeschreibung

Gasunie Deutschland Transport Services GmbH (GUD) betreibt am Standort Achim / Embsen die Verdichterstationen VDS Embsen sowie VDS Achim.

Aus dem Netzentwicklungsplan 2022 ergibt sich, resultierend aus den aktuellen Planungen Dritter zum Bau und Betrieb von LNG-Terminals an den Standorten in Stade und Brunsbüttel, ein erhöhter Bedarf an Verdichtungsleistung am Standort Achim / Embsen.

Die notwendige Transportkapazitätssteigerung wird durch Errichtung der neuen Verdichterstation Achim-West mit einer Kapazität von $3 \times 715,000 \text{ Nm}^3/\text{h}$ erreicht. Für die Verdichtung sind drei integrierte Kompressoren mit Elektromotorantrieb mit einer Wellenleistung von etwa 15 MW vorgesehen.

Zusammen mit der bestehenden Verdichterstation Embsen wird eine maximale Transportkapazität von $2,370,000 \text{ Nm}^3/\text{h}$ aus dem GUD 70bar- und GUD-84bar-System in die NEL-Erdgastransportleitung geschaffen, bei gleichzeitiger Redundanz einer Verdichtereinheit in VDS Embsen und VDS Achim-West.

Der Neubau der Verdichterstation Achim-West grenzt an die Westseite der bestehenden Verdichterstation Embsen.

1.2 Definitionen und Abkürzungen

Abkürzung/Definition	Bedeutung
AG	Auftraggeber - Gasunie Deutschland GmbH & Co. KG
AN	Auftragnehmer - ILF Beratende Ingenieure GmbH mit benannten Subunternehmen
DIC	„Discipline-Internal-Check“
GPL	Generalplaner – ILF und die benannten Subunternehmer
GUD	Gasunie Deutschland, siehe AG
IDC	„Inter-Disciplinary-Check“
Projekt	VDS Achim West

1.3 Zweck des Dokuments

Das vorliegende Dokument beinhaltet statische Berechnung des Betriebsgebäudes.

1.4 Technische Vorschriften

DIN-EN 1990 Grundlagen der Tragwerksplanung



DIN-EN 1991-1-1	Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1 : Wichten. Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.
DIN-EN 1991-1-3	Schneelasten
DIN-EN 1991-1-4	Windlasten
DIN-EN 1992-1-1	Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
DIN-EN 1993-1-1	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN-EN 1993-1-8	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen
DIN-EN 1997-1	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN-EN 1997-2	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds

1.5 Grundlagen der Berechnung

Projekt-Nr.: 2304265.	HPC AG
Geotechnischer Untersuchungsbericht – Erweiterung Erdgasverdichterstation Bremen – Achim.	Zoostraße 2-4
(Leer, den 27.11.2023)	26789 Leer

1.6 Benutzte EDV-Programme

Axis VM X7 R2

1.7 Referenzierte Dokumente

Zeichnungsbenennung	Titel
15825-ILF-ACW-GEN-CV- DWG-00201	Betriebsgebäude – Positionsplan zur statischen Berechnung

1.8 Beschreibung der Konstruktion

Das Betriebsgebäude wurde als ein freistehendes, einstöckiges Objekt, teilweise mit Kellergeschoss entworfen. Es wurde eine Dehnungsfuge geplant, die alle Bauelemente oberhalb der Fundamentoberfläche voneinander trennt.

Die Funktion der einzelnen Räume ist stark differenziert und umfasst u.a. technische Räume, Lagerräume, Werkstätte, Sanitärräume und Flure.



Der Grundriss des Gebäudes ist rechteckig mit Abmessungen von 16,30 x 55,92 m. Der hohe Teil erstreckt sich über eine Fläche von 10,77 x 16,30 m und der niedrige Teil über eine Fläche von 16,30 x 45,15 m. Die Gesamthöhe des Gebäudes gemessen von der festgelegten Nullebene bis zur Attikaoberkante ist 4,76 m im niedrigen Teil und 6,70 m im hohen Teil. Die Kellerhöhe gemessen von der Nullebene bis zur Oberkante der Fundamentplatte ist 1,37 m.

Das Gebäude wurde als eine Platten- und Wandkonstruktion gestaltet. Die gemauerten mit Stahlbetonstützen und Ringankern verstärkten Tragwände dienen als Auflager für vorgefertigte vorgespannte Flachdachplatten.

Die Fußbodenplatte wurde als eine monolithische Stahlbetonplatte entworfen. Die Plattendicke beträgt 30 cm mit Ringbalken rund um die Platte.

Außerhalb des Gebäudes wurde ein monolithischer Kabelkanal aus Stahlbeton entworfen. Die Grundplatte des Kanals ist in dem Ringbalken der Fundamentplatte befestigt. Die Außenwand des Kabelkanals wirkt auch als eine mit Erddruck belastete Stützwand. Der Kabelkanal ist mit einer leichten Stahlkonstruktion überdeckt außer für monolithische Brückenplatten aus Stahlbeton, die die Kommunikation mit dem angrenzenden Gelände bieten.

Die Tragwände im oberirdischen Teil des Gebäudes wurden als Mauerwerk aus Kalksandstein mit einer Dicke von 24 cm entworfen. Die Außenwände sind mit Stahlbetonpfosten zu verstärken. Außerdem wurde ein Ringanker auf dem Niveau der Deckenplatten geplant. Die Fenster- und Türstürze wurden als monolithische Stahlbetonbalken entworfen.

Das Flachdach wurde aus Fertigteilhohlplatten aus Stahlbeton mit einer Dicke von 26 cm entworfen, die auf gemauerten Tragwänden und auf zwei Stahlbetonbalken bei Achse „2“ stützen. Die Fertigteilplatten liegen auf dem Ringanker in den Tragwänden.



2 EINWIRKUNGEN

2.1 Ständige Einwirkungen

2.1.1 Dachdecke

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Photovoltaik-Anlage				0,60
Kies	0,05		20,0	1,00
Dämmung Mineralfaser 24cm	0,24		2,00	0,48
Dampfsperre (Schweißbahn)				0,18
Spannbeton Fertigteilhohldecken	0,26			4,26
Installationslasten				0,50
Unterdecke				0,30
Σ				7,32

2.1.2 Außenwand

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Gipsputz (innen)	0,015		12,0	0,18
Kalksandstein	0,24		20,0	4,80
Mineralwolle	0,17		1,00	0,17
Ziegelmauerwerk	0,115		20,0	2,30
Σ				7,45

2.1.3 Innenwand, 24 cm

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Gipsputz (innen)	0,015		12,0	0,18
Kalksandstein	0,24		20,0	4,80
Gipsputz (außen)	0,015		12,0	0,18
Σ				5,16

2.1.4 Innenwand, Dicke 18 cm

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Gipsputz (innen)	0,015		12,0	0,18
Kalksandstein	0,18		20,0	3,60
Gipsputz (außen)	0,015		12,0	0,18
Σ				3,96



2.1.5 Fußboden

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Belag (PVC-Boden oder Fliesen)				0,50
Zementestrich	0,05		22,0	1,10
Trittschaldämmung	0,07		20,0	0,10
Stahlbetonplatte	0,30		25,0	7,50
Σ				9,20

2.1.6 Fußboden mit Doppelboden

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Doppelboden				1,00
Stahlbetonplatte	0,30		25,0	7,50
Σ				8,50

2.1.7 Abdeckung des Kabelkanals

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Riffelblech t=5mm	0,005		78,5	0,39
Auflagerprofile U50, abstand 90cm: 0,0559 kN/m je 0,90m				0,06
Σ				0,45

2.1.8 Innere Wand des Kabelkanals

Material	Dicke [m]	Anzahl [st.]	Volumen gewicht [kN/m³]	Belastung [kN/m²]
Gipsputz (innen)	0,015		12,0	0,18
Stahlbeton	0,24		25,0	6,00
Schaumglass	0,17		2,0	0,34
Σ				6,52

2.1.9 Erddruck auf Kabelkanalwände

Erddruck vom Bodeneigengewicht auf äußere Wände des Kabelkanals wurde als erhöhter aktiver Erddruck berechnet

$$e'_a = e_a * \mu + e_0 * (1 - \mu)$$

$$e_a = K_a * \gamma * h$$

$$e_0 = K_0 * \gamma * h$$

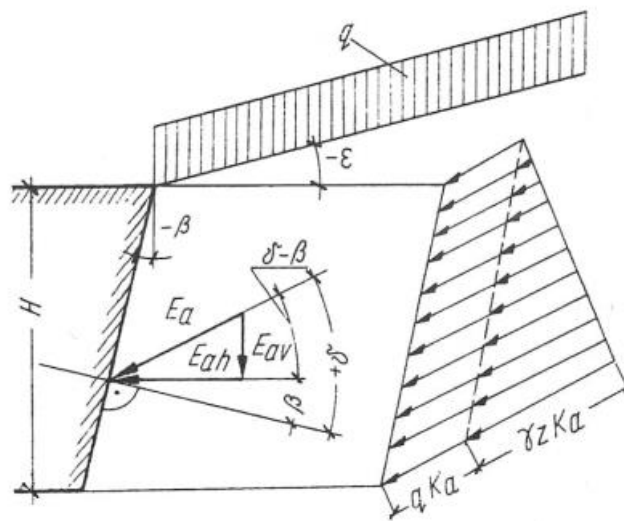


e_a – aktiver Erddruck

e_0 – Erdruchedruck

μ - Kombinationsfaktor gleich 0,5 (nach DIN 4085, 2017 für annähernd unnachgiebige Konstruktion)

$$K_a = \frac{\cos^2(\beta - \phi)}{\cos^2\beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\beta - \varepsilon)} \right]^2}$$



$K_0 = 0,5$ für Sände

$\beta = 0$ (vertikale Wand)

$\Phi = 35^\circ$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^2$, $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^2$ (für Mittelsand nach Geotechnischem Untersuchungsbericht)

$\delta = 2/3 * \Phi$ (Reibungswinkel Boden gegen Wand)

$\varepsilon = 0$

h [m]	K_a	e_a [kPa]	K_0	e_0 [kPa]	e'_a [kPa]	Wasserdruck [kPa]
0	0,224	0	0,500	0	0	0
1,40	0,224	5,97	0,500	13,30	9,63	0
Grundwasserbemessungshöhe = 1,4m u. GOK (6,4m NHN)						
1,40	0,224	5,97	0,500	13,30	9,63	0
2,02	0,224	7,52	0,500	16,77	12,10	6,30



2.2 Veränderliche Einwirkungen

2.2.1 Lotrechte Nutzlasten

Bereich	qk [kN/m ²]	Qk [kN]
MSR-, USV-Raum	30,0	-
Batterieraum	50,0	-
Leitwarte	3,0	-
Flure	3,0	-
Mehrzweckraum	3,0	-
Archiv	6,0	-
Löschanlage, Werkstätte, Haustechnik	7,5	-
Kabelkanal	7,5	-
Laufsteg über dem Kabelkanal	7,5	-
Stahlbau über dem Kabelkanal	3,0	-
Magazin	100,0	-
Gabelstapler FL3	17,5	2x63,0
Dach	-	1,0

2.2.2 Gabelstapler

Klasse: FL3

Eigenlast: 44 kN

Hublast: 25 kN

Nutzlast: 63 kN

Nutzlast: 17,5 kN/m²

a = 1,00m

b = 1,20m

l = 3,30m

für Luftbereifung $\varphi = 1,40$

für Vollgummiräder $\varphi = 2,00$

Anpralllasten

Auf die Konstruktion wird keine Anpralllast angesetzt, sofern diesbezüglich eine Gefährdung vorliegt, ist bauseitig ein Anprallschutz vorzusehen.

2.2.3 Windlast

Allgemeine Parameter:

- Höhe über dem Meeresspiegel 7,0 m
- Windlastzone 2



- Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
- Jahreszeitbeiwert $c_{\text{season}} = 1,0$
- Topographiebeiwert $c_0 = 1,0$
- Geländekategorie II
- Reibungsbeiwert $c_{fr} = 0,01$ (glatte Oberfläche)

Die Werte der Windlast wurden automatisch durch die Berechnungssoftware ermittelt. Die Werte und graphische Darstellung für einzelne Lastfälle sind in der Anlage 1 „Wind- und Schneelastparameter“ zu finden.

2.2.4 Schneelast

Schneelastparameter:

- Höhe über dem Meeresspiegel $7,0 \text{ m}$
- Expositionsbeiwert $C_e = 1,0$
- Temperaturkoeffizient $C_t = 1,0$
- Beiwert für aussergewöhnliche Schneelasten
(norddeutsche Tiefebene) $C_{esl} = 2,3$
- Schneelastzone 2
- Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$
- Bemessungswert für aussergewöhnliche Schneelasten auf dem Boden
 $s_{Ad} = 1,95 \text{ kN/m}^2$
- Grundwert des Formbeiwerts $\mu_1 = 0,8$

Die Werte der normalen und aussergewöhnlichen Schneelast wurden automatisch durch die Berechnungssoftware ermittelt. Die Werte und graphische Darstellung für einzelne Lastfälle sind in der Anlage 1 „Wind- und Schneelastparameter“ zu finden.

3 POSITION: FERTIGTEIL-DACHPLATTEN

Es wurden die BRESPA-Fertigteilhohldecken angewandt.



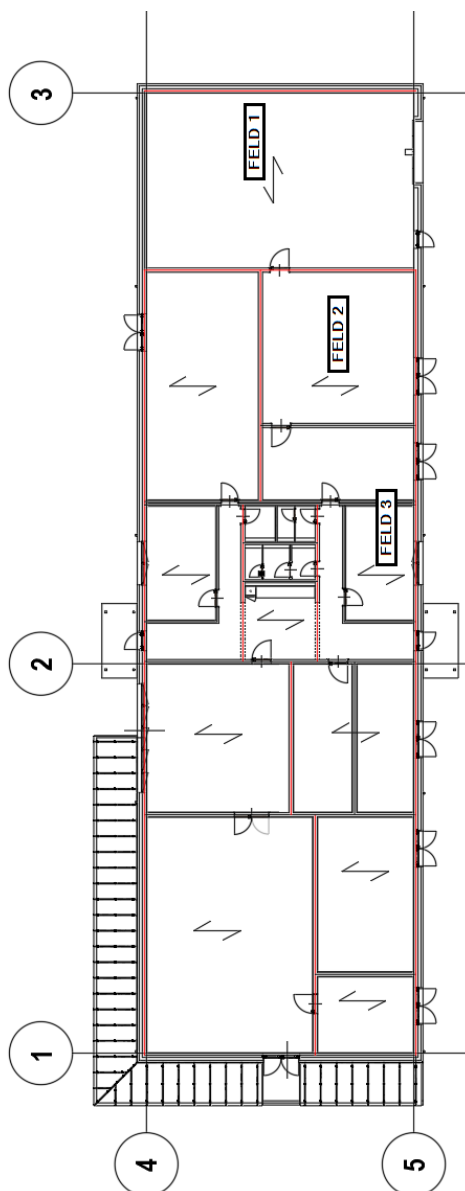


Abbildung 1: Berechnungsfelder der Dachdecke

3.1 Statisches System und Belastung

3.1.1 Feld 1

Einfeldplatte

Lichte Feldweite

$L' = 10,01 \text{ m}$

Spannweite

$L = 10,08 \text{ m}$

Plattendicke

$t = 26 \text{ cm}$

Expositionsklasse

XC3



Belastung:

▪ Eigengewicht	$g = 4,26 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,35$
▪ Ausbaulast (Abs. 2.1.1)	$g_1 = 3,06 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,35$
▪ Schneelast (Abs. 2.2.4 + Anlage 1)		
» Schneelast normal	$s = 0,68 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,5; \psi_2 = 0$
» Schneelast außergewöhnlich	$s_{\text{ausg}} = 1,56 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,0; \psi_2 = 0$
▪ Nutzlast (Abs. 2.2.1)	$Q = 1,0 \text{ kN};$	$\gamma_f = 1,5; \psi_2 = 0$

3.1.2 Feld 2

Einfeldplatte

Lichte Feldweite	$L' = 8,64 \text{ m}$
Spannweite	$L = 8,71 \text{ m}$
Plattendicke	$t = 26 \text{ cm}$
Expositionsklasse	XC3

Belastung:

▪ Eigengewicht	$g = 4,26 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,35$
▪ Ausbaulast (Abs. 2.1.1)	$g_1 = 3,06 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,35$
▪ Schneelast (Abs. 2.2.4 + Anlage 1)		
» Schneelast normal	$s = 1,88 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,5; \psi_2 = 0$
» Schneelast außergewöhnlich	$s_{\text{ausg}} = 4,32 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,0; \psi_2 = 0$
▪ Nutzlast (Abs. 2.2.1)	$Q = 1,0 \text{ kN};$	$\gamma_f = 1,5; \psi_2 = 0$

3.1.3 Feld 3

Einfeldplatte, biegeeweiche Auflagerung

Lichte Feldweite	$L' = 4,01 \text{ m}$
Spannweite	$L = 4,08 \text{ m}$
Plattendicke	$t = 26 \text{ cm}$
Expositionsklasse	XC3

Belastung:

▪ Eigengewicht	$g = 4,26 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,35$
▪ Ausbaulast (Abs. 2.1.1)	$g_1 = 3,06 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,35$
▪ Schneelast (Abs. 2.2.4 + Anlage 1)		
» Schneelast normal	$s = 0,68 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,5; \psi_2 = 0$



- » Schneelast außergewöhnlich $s_{\text{ausg}} = 1,56 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,0; \psi_2 = 0$
- VDNutzlast (Abs. 2.2.1) $Q = 1,0 \text{ kN};$ $\gamma_f = 1,5; \psi_2 = 0$

3.2 Bemessung

Den Statiknachweis für Felder 1 bis 3 finden Sie in Anlage 3.

3.3 Auflagerkräfte

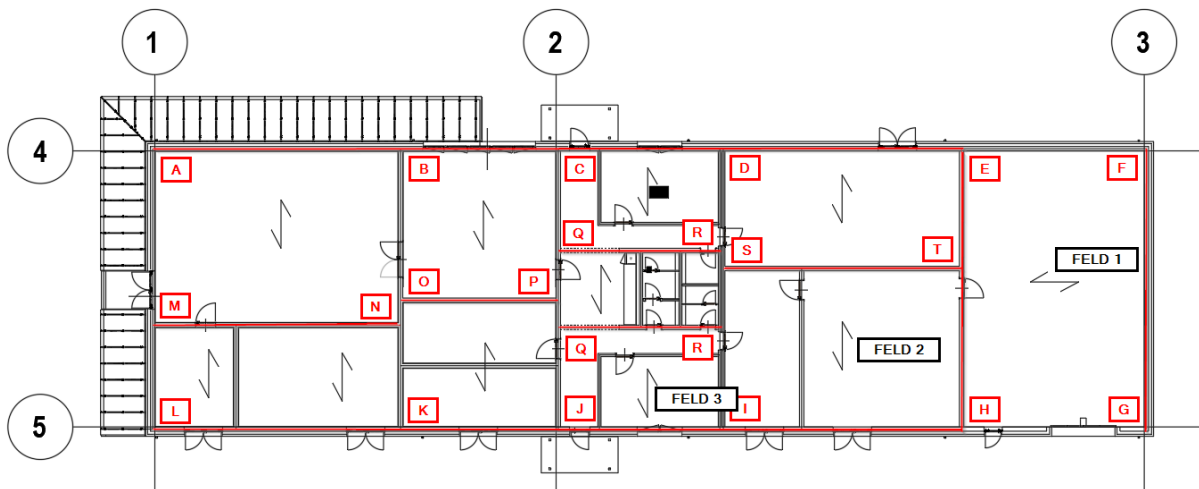


Abbildung 2: Benennung der Mauerwerkswände

*) Tragende Wände sind rot markiert

Reaktionen vom Dach auf Wände

Ab.	L [m]	g [kN/m ²]	q _{min} [kN/m ²]	q _{max} [kN/m ²]	V _{wk,g} [kN/m]	V _{wk,q} [kN/m]	V _{wk,ausg} [kN/m]
A-B	4,88	6,46	0,68	0,68/1,56*	35,72	3,32	7,61
B-C	4,19	6,46	0,68	0,68/1,56*	30,67	2,85	6,54
C-D	2,81	6,46	0,68	0,68/1,56*	20,57	1,91	4,38
D-E	3,31	6,46	0,68	2,04/4,69*	24,23	6,75	15,52
F-G	5,13	6,46	0,68	0,68/1,56*	37,55	3,49	8,00
H-I	4,44	6,46	0,68	2,04/4,69*	32,50	9,06	20,82
I-J	2,81	6,46	0,68	0,68/1,56*	20,57	1,91	4,38
J-K	3,56	6,46	0,68	0,68/1,56*	26,06	2,42	5,55
K-L	2,88	6,46	0,68	0,68/1,56*	21,08	1,96	4,49
M-N	7,75	6,46	0,68	0,68/1,56*	56,73	5,27	12,09
O-P	7,75	6,46	0,68	0,68/1,56*	56,73	5,27	12,09
Q-R	5,05	6,46	0,68	0,68/1,56*	36,97	3,43	7,88
S-T	7,75	6,46	0,68	2,04/4,69*	56,73	15,81	36,35
E-H	5,13	6,46	0,68	0,68/1,56*	37,55	3,49	8,00

Legende:

L - Lasteinzugsbreite

V_{wk,g} – Belastung vom Dacheigengewicht auf Wand (charakteristischer Wert)

V_{wk,q} – Belastung vom Schneelast auf Wand (Normalfall, charakteristischer Wert)

$V_{wk,ausg}$ – Belastung vom Schneelast auf Wand (außergewöhnlicher Fall, charakteristischer Wert)

*) mit Berücksichtigung von außergewöhnlicher Schneelast

4 POSITION: STAHLBETONRAHMEN SBR-1 UND SBR-2

4.1 Berechnungsmodell

Beton C25/30

Betonstahl B500B

Spannweite: $L = 3,50\text{m}$

Höhe: $H = 3,86\text{m}$

Balken (bxh): 24x40cm

Stütze (axb): 24x24cm

Expositionsklasse: XC2

Die statische Berechnung und Bemessung der Rahmen SBR-1 und SBR-2 befindet sich in der Anlage 2 „Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2“.

Bewehrung gewählt:

Riegel:	oben 2#16	Stützen:	4#16 + Bügel #8/200 (mitt. Zone)
	unten 3#20		4#16 + Bügel #8/100 (Randzone)
	Bügel #8/150		

5 POSITION: FUNDAMENTPLATTE

5.1 Betondeckung

Angenommene Anforderungsklasse: S3

5.1.1 Betondeckung Fundamentplatte unten

Expositionsklasse: XA1, XC3

Minstdruckfestigkeitsklasse: für XA1 --> C25/30

für XC3 --> C20/25

Angenommen: C25/30

Mindestbetondeckung aus Dauerhaftigkeitsanforderung: $c_{min,dur} = 20\text{mm}$

Mindestbetondeckung: $c_{min} = \max(c_{min,dur}; 10\text{mm}) = 20\text{mm}$



Vorhaltemaß: $\Delta c_{dev} = 15\text{mm}$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35\text{mm}$$

5.1.2 Betondeckung Fundamentplatte oben

Expositionsklasse: XC3

Minstdruckfestigkeitsklasse: für XC3 --> C20/25

Angenommen: C25/30

Mindestbetondeckung aus Dauerhaftigkeitsanforderung: $c_{min,dur} = 20\text{mm}$

Mindestbetondeckung: $c_{min} = \max(c_{min,dur}; 10\text{mm}) = 20\text{mm}$

Vorhaltemaß: $\Delta c_{dev} = 15\text{mm}$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35\text{mm}$$

5.1.3 Betondeckung wegen Brandschutz

Für zweiachsig gespannte Platte gilt:

REI120 --> $a = 25\text{mm}$ von der Stabachse zur Betonoberfläche

erfüllt für $c_{nom} = 35\text{mm}$ und Stabdurchmesser 16mm



5.2 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Mindestbewehrung Richtung X (zul. Rissbreite 0,3mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,3 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 30 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 5,1 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse C25/30
 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$
 $\alpha := 1$

Zement CEM 32.5 R

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \begin{cases} 1,0 & \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \\ \text{else} & \\ \quad \text{if } h \geq 800 \text{ mm} & 0,65 \\ \quad \text{else} & 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm}) \end{cases}$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_c := 1,0$$



$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 241 \text{ mm}$$

$$h_{cr} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cr} \cdot f_{cteff}} = 118,94 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}}} \text{ MPa} = 93,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}}} \text{ MPa} = 185,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{pmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{pmatrix} \right) = 185,81 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 5,08$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 2,51$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$5$$

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 14,8 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 2,51$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 1480 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 9,91 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 12,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{bmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{bmatrix} \right) = 12,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{bmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{bmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{bmatrix} \right) \end{bmatrix} \right) = 9,91 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

gemäß 7.3.2 NA.6 $A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 8,42 \text{ cm}^2$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 4,1895$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{\frac{A_{sref}}{A_{ds}}} = 23,87 \text{ cm}$$

#16/200mm



Mindestbewehrung Richtung Y (zul. Rissbreite 0,3mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,3 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 30 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 3,5 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse C25/30
 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$
 $\alpha := 1$

Zement CEM 32.5 R

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \begin{cases} 1,0 & \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \\ \text{else} & \\ \quad 0,65 & \text{if } h \geq 800 \text{ mm} \\ \quad \text{else} & \\ \quad 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm}) & \end{cases}$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_c := 1,0$$

$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 257 \text{ mm}$$

$$h_{cr} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cr} \cdot f_{cteff}} = 86,68 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}}} \text{ MPa} = 109,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}}} \text{ MPa} = 185,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{pmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{pmatrix} \right) = 185,81 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 6,98$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 2,7$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$5$$

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 11,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 2,7$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 1160 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 9,91 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 9,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) = 9,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{pmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) \end{pmatrix} \right) = 9,58 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

gemäß 7.3.2 NA.6 $A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 8,14 \text{ cm}^2$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 4,0498$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{\frac{A_{sref}}{A_{ds}}} = 24,69 \text{ cm}$$

#16/200mm



Mindestbewehrung Richtung X (zul. Rissbreite 0,2mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,2 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 30 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 5,1 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse C25/30

$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$

$\alpha := 1$

Zement CEM 32.5 R

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \text{ then } 1,0 \text{ else if } h \geq 800 \text{ mm} \text{ then } 0,65 \text{ else } 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm})$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_c := 1,0$$

$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 241 \text{ mm}$$

$$h_{cr} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cr} \cdot f_{cteff}} = 118,94 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{v_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}}} \text{ MPa} = 76,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{v_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}}} \text{ MPa} = 151,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{bmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{bmatrix} \right) = 151,71 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 5,08$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 2,51$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$5$$

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 14,8 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 2,51$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 1480 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 12,14 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 14,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) = 14,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{pmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) \end{pmatrix} \right) = 12,14 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

$$\text{gemäß 7.3.2 NA.6} \quad A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 10,32 \text{ cm}^2$$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 5,131$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{\frac{A_{sref}}{A_{ds}}} = 19,49 \text{ cm}$$

#16/150mm



Mindestbewehrung Richtung Y (zul. Rissbreite 0,2mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,2 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 30 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 3,5 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse $C25/30$
 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$
 $\alpha := 1$

Zement $\text{CEM } 32,5 \text{ R}$

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{n \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \text{ then } 1,0 \text{ else } \text{if } h \geq 800 \text{ mm} \text{ then } 0,65 \text{ else } 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm})$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_c := 1,0$$

$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 257 \text{ mm}$$

$$h_{cr} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cr} \cdot f_{cteff}} = 86,68 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}^3}} \text{ MPa} = 89,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}^3}} \text{ MPa} = 151,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{pmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{pmatrix} \right) = 151,71 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 6,98$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 2,7$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

$$\text{else}$$

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

$$\text{else}$$

$$5$$

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 11,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 2,7$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 1160 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 12,14 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 11,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{bmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{bmatrix} \right) = 11,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{bmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{bmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{bmatrix} \right) \end{bmatrix} \right) = 11,73 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

$$\text{gemäß 7.3.2 NA.6} \quad A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 9,97 \text{ cm}^2$$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 4,96$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{\frac{A_{sref}}{A_{ds}}} = 20,16 \text{ cm}$$

#16/200mm

Zusammenstellung der berechneten Mindestbewehrung

erl. Rissbreite	Richtung X			Richtung Y		
	0,2mm	0,3mm	Angen.	0,2mm	0,3mm	Angen.
Bewehrung	#16/150	#16/200	#16/150	#16/200	#16/200	#16/200

5.3 Statisches System

Beton C25/30

Betonstahl B500B

Plattendicke: 30cm

Expositionsklasse: XA1, XC3



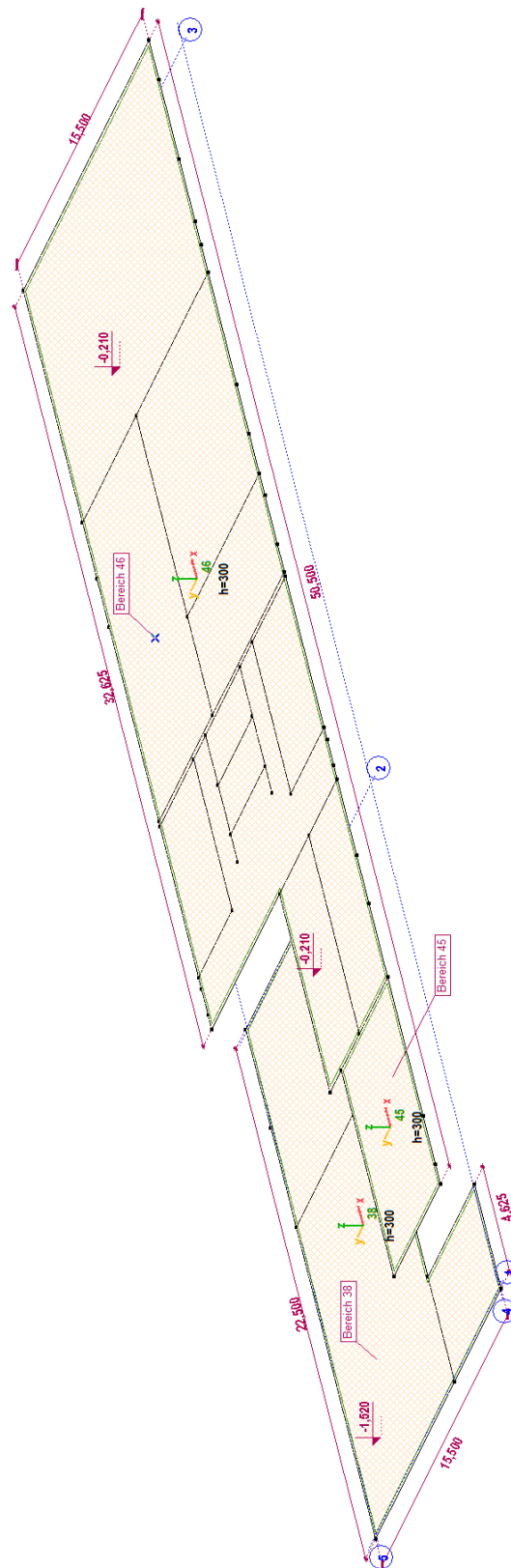


Abbildung 3: Fundamentplatte - statisches System

Die durchschnittliche Setzung des Bodens unter der Platte durch die durchschnittliche gleichmäßige Belastung der Platte wurde mit der vereinfachten Methode beschrieben im informativen Anhang F.1 der Norm EC7 (Methode der

Summierung der Verformungen der Bodenschichten) bestimmt. Die Steifigkeit des Untergrunds (K_s) wurde als Verhältnis der durchschnittlichen Belastung zur berechneten durchschnittlichen Setzung bestimmt

Tabelle 1: Parameter des Bereichauflagers

Bereich	Typ	Fläche [m ²]	K _x [kN/m/m ²]	K _y [kN/m/m ²]	K _z [kN/m/m ²]
38	☒ Schale	233,937	5E+3	5E+3	1,5E+4
45	☒ Schale	52,469	3,33E+3	3,33E+3	1E+4
46	☒ Schale	568,031	3,33E+3	3,33E+3	1E+4

5.4 Direkt wirkende Belastung

Lastwerte gem. Abs. 2.1 und 2.2.

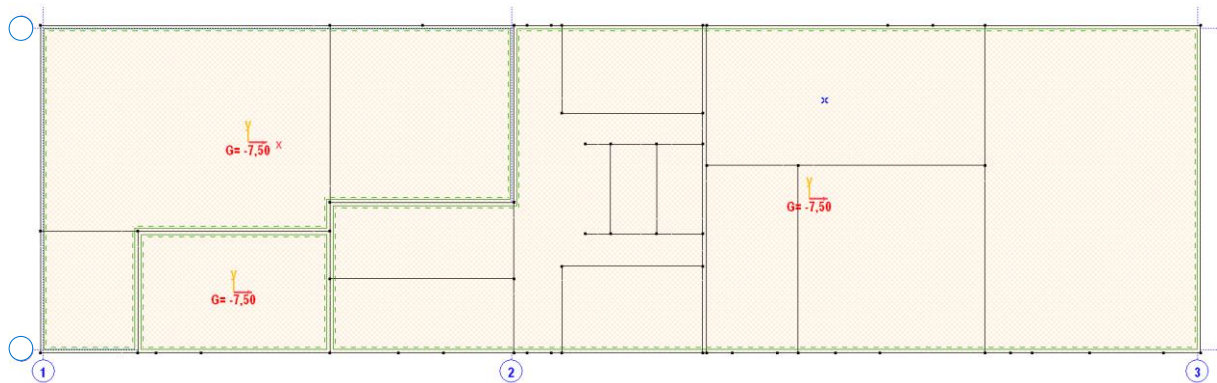


Abbildung 4: Eigengewicht

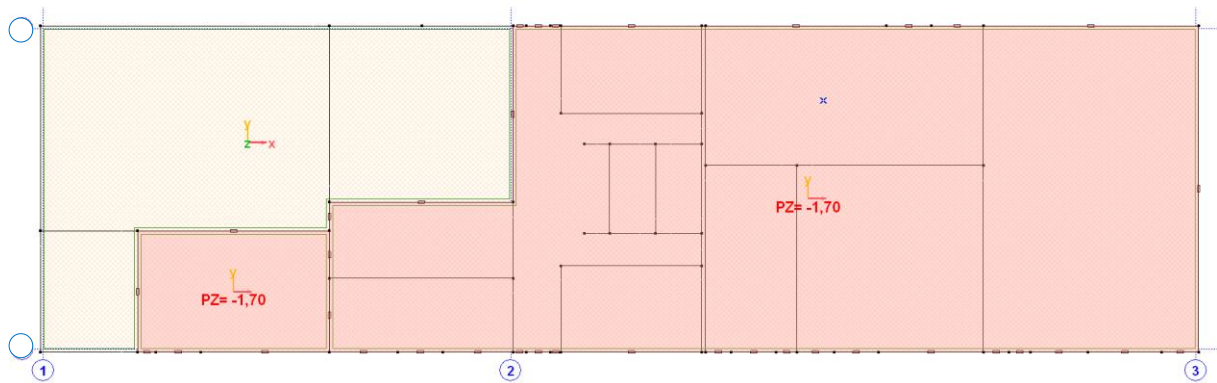


Abbildung 5: Ausbaulast EG



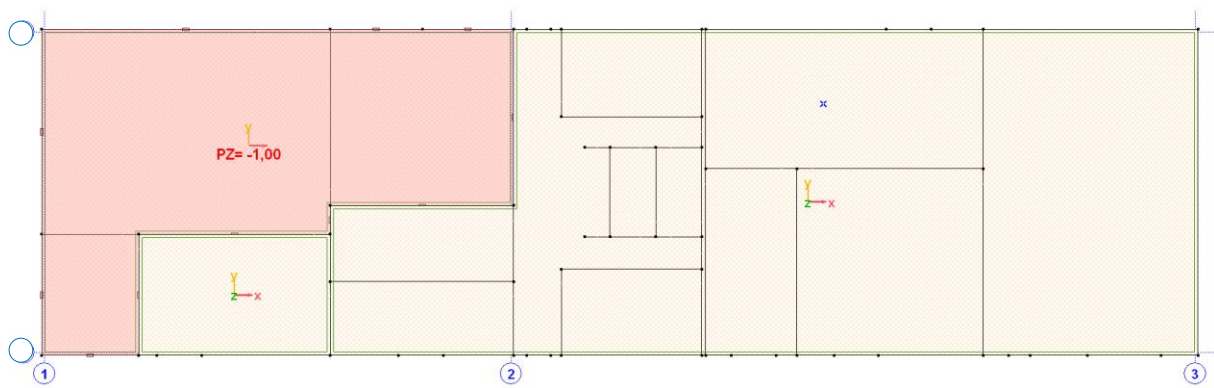


Abbildung 6: Ausbaulast Doppelboden

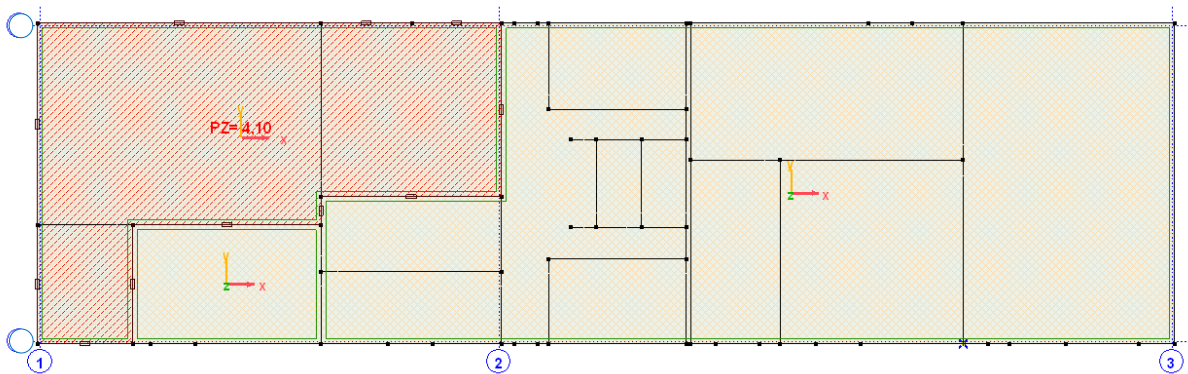


Abbildung 7: Grundwasserdruck

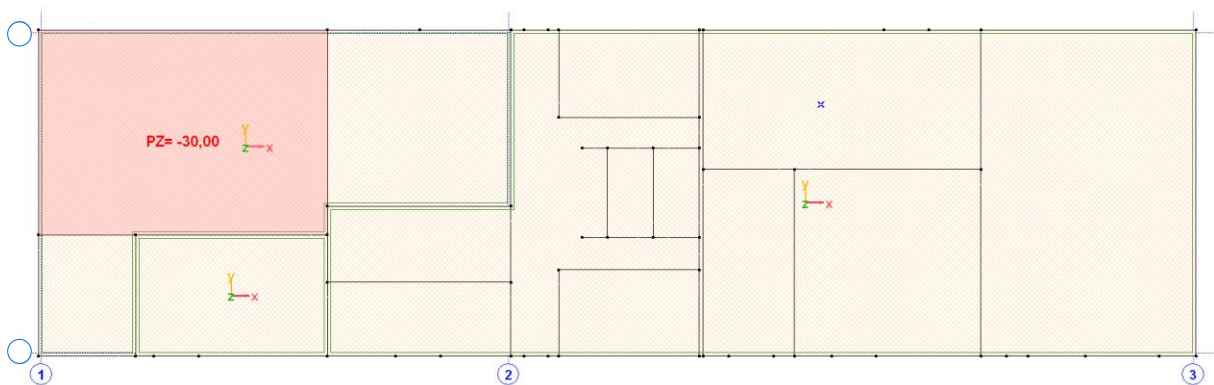


Abbildung 8: Nutzlast MSR-Raum



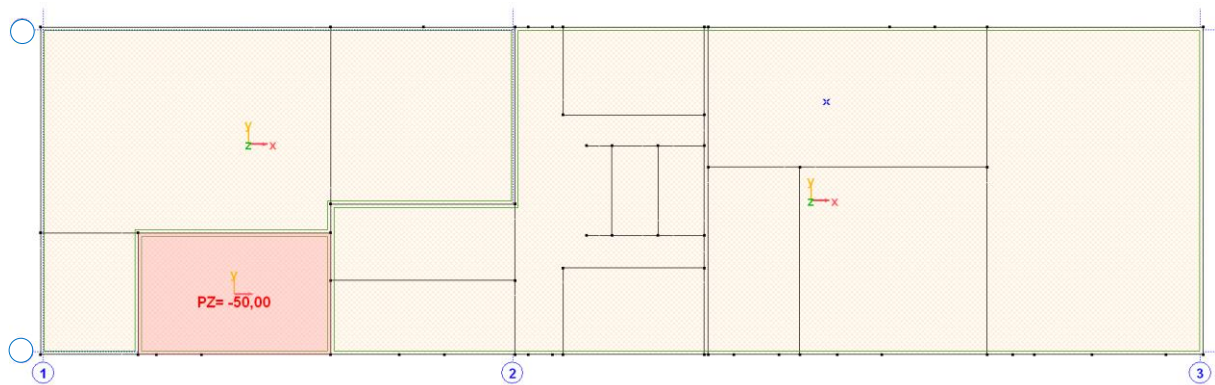


Abbildung 9: Nutzlast Batterieraum

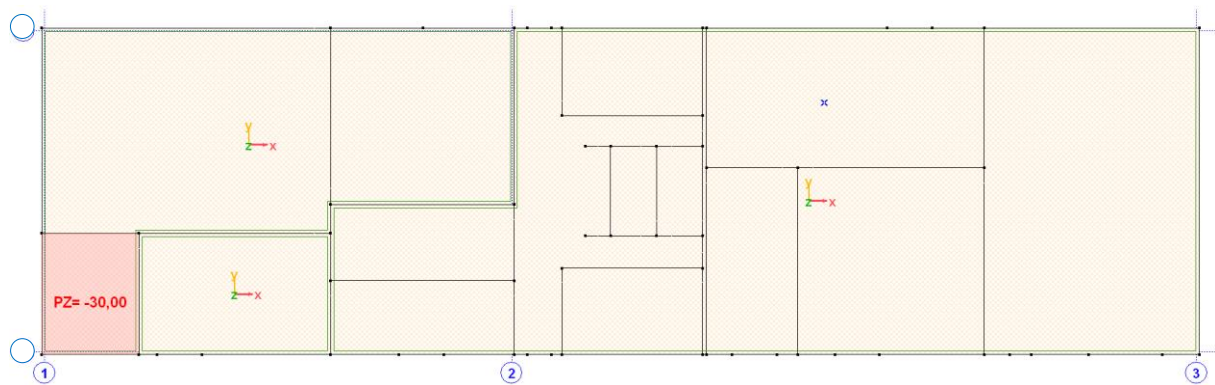


Abbildung 10: Nutzlast USV-Raum

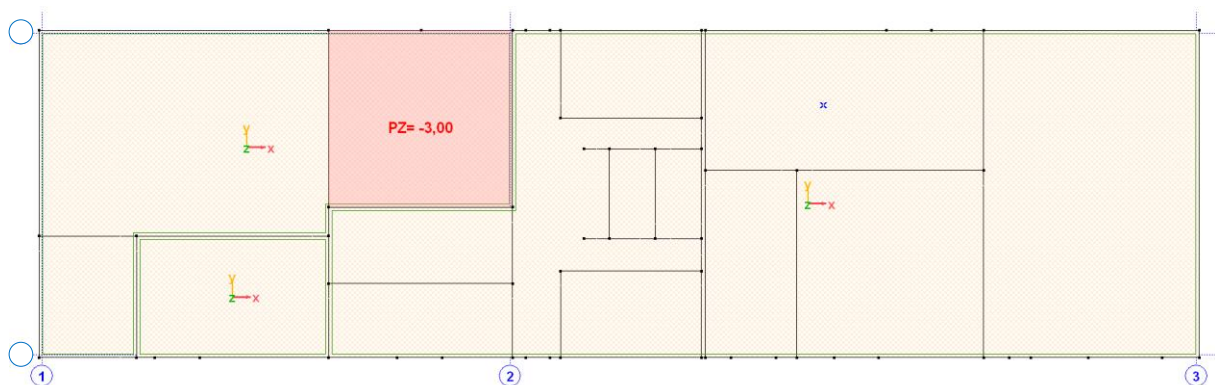


Abbildung 11: Nutzlast Leitwarte



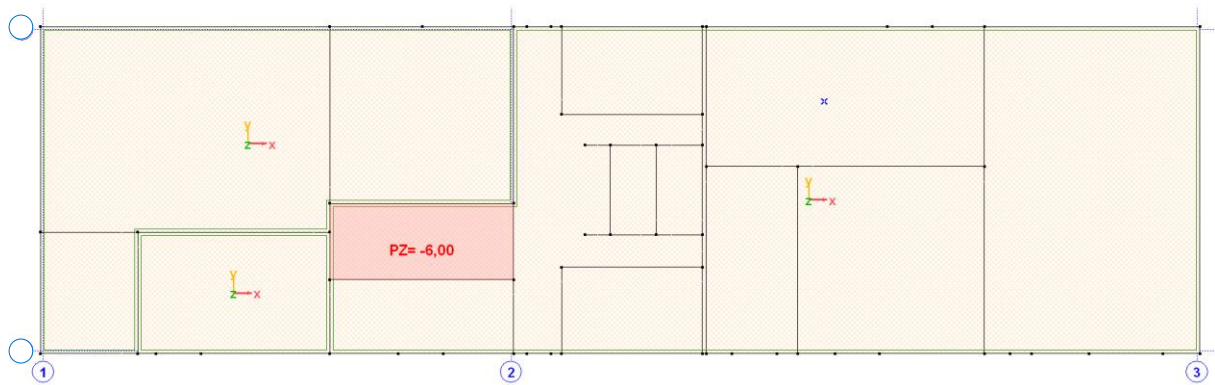


Abbildung 12: Nutzlast Archiv

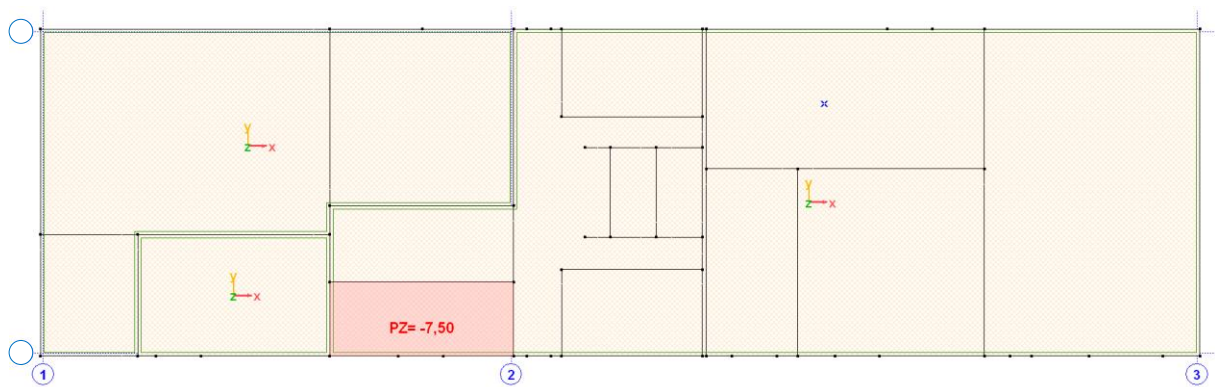


Abbildung 13: Nutzlast Löschanlage

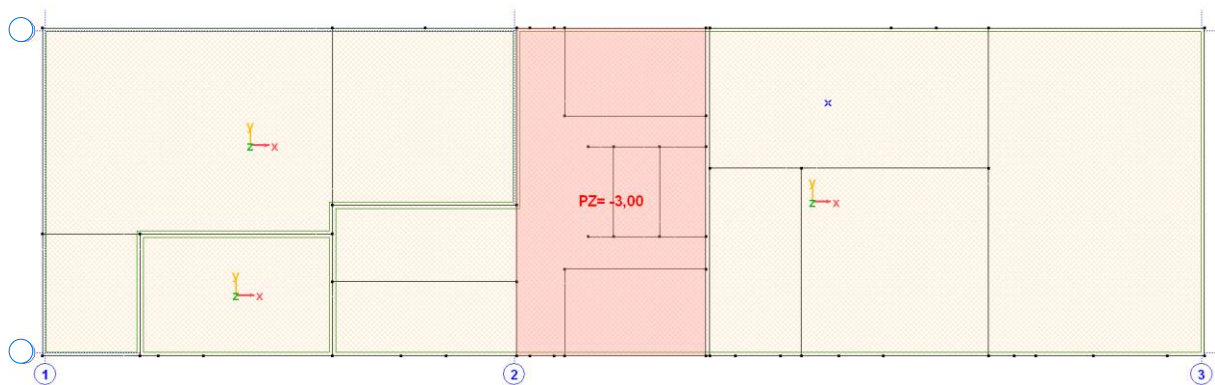


Abbildung 14: Nutzlast Flur und Mehrzweckräume



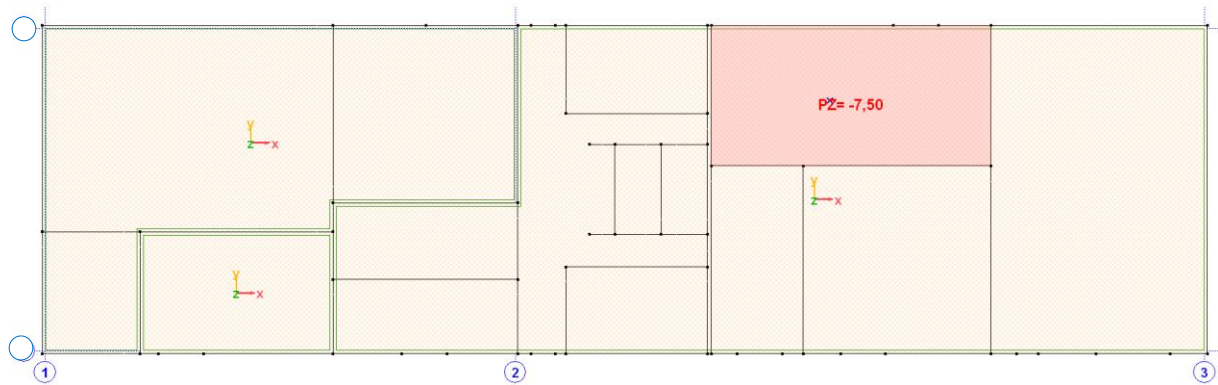


Abbildung 15: Nutzlast Haustechnik

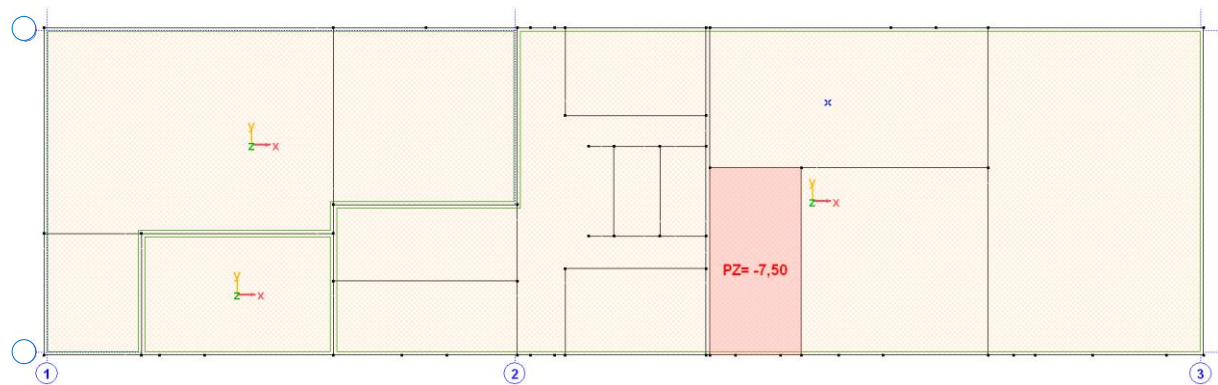


Abbildung 16: Nutzlast El. Werkstatt

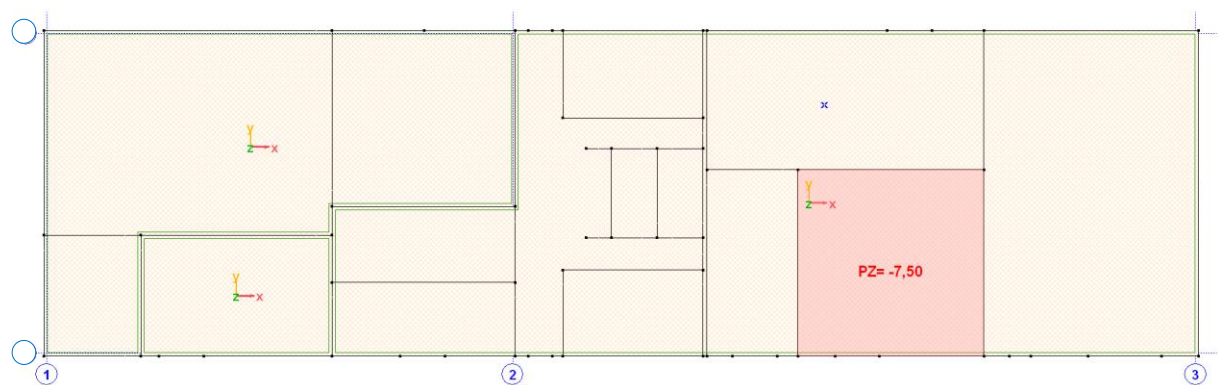


Abbildung 17: Nutzlast Mech. Werkstatt



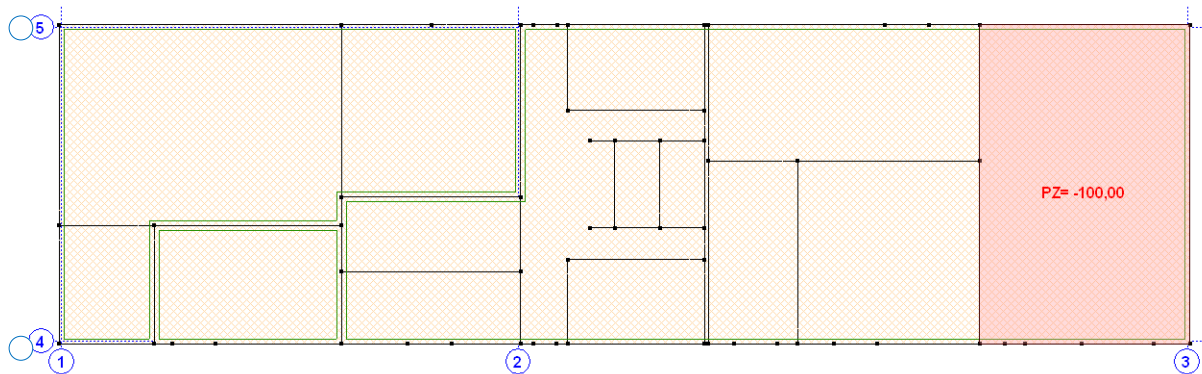


Abbildung 18: Nutzlast Magazin (Kat. E 2.4 gem. DIN-EN 1991-1-1)

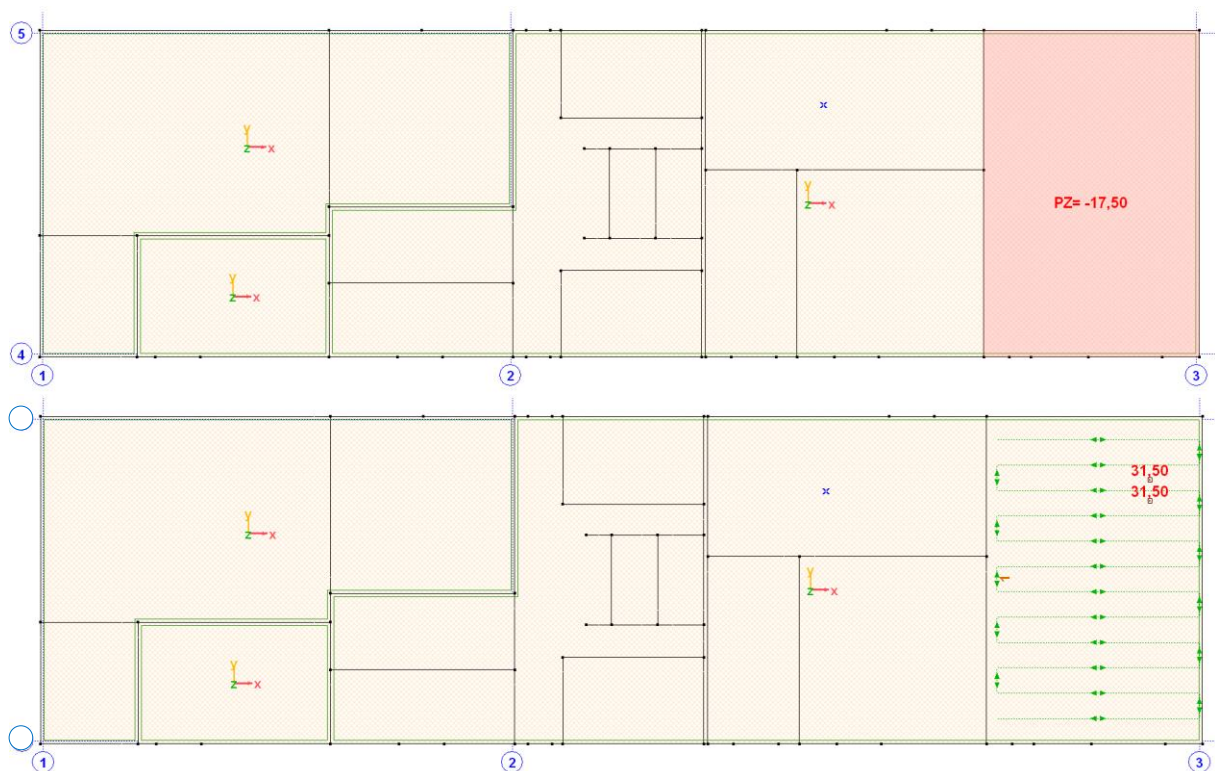


Abbildung 19: Nutzlast Magazin (Gabelstapler FL3)

5.5 Indirekt wirkende Belastung

Lasten, die indirekt auf die Fundamentplatte einwirken, d. h. die Schneelast auf dem Dach, das Eigengewicht der Decke und der Mauerwerkswänden wurden durch das Berechnungsprogramm Axis VM X7 automatisch auf Basis des 3D-Berechnungsmodells ermittelt, das die oben genannten Einwirkungen berücksichtigte. Diese Belastung wurde unter Berücksichtigung der Kombinatorik auf die Fundamentplatte eingeleitet.

Lastwerte der berücksichtigten Lasten gemäß Abs. 2.1 und 2.2.



5.6 Lastgruppen Fundamentplatte

Die Lasten wurden in folgende Lastgruppen aufgeteilt. Jede Nutzlast kann getrennt oder zusammen mit anderen Nutzlasten wirken.

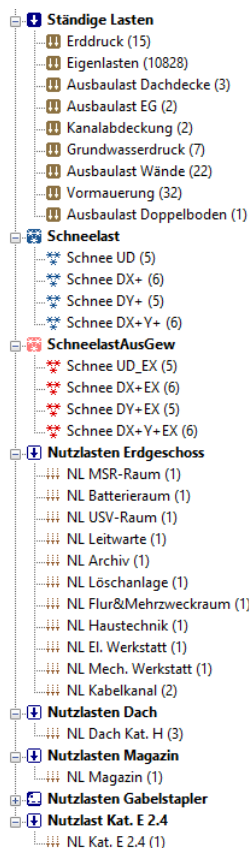


Tabelle 2: Lastgruppenparameter Fundamentplatte

Lastgruppen (Eurocode-D)										
Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive	
1 Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓	
2 Nutzlasten Magazin	Veränderlich				1,500	1,000	0,900	0,800		
3 Nutzlasten Gabelstapler	Bewegliche				1,500	1,000	0,900	0,800		
4 Nutzlasten Erdgeschoss	Veränderlich				1,500	1,000	0,900	0,800	✓	
5 Nutzlasten Dach	Veränderlich				1,500	0	0	0	✓	
6 Nutzlast Kat. E 2.4	Veränderlich				1,500	1,000	0,900	0,800	✓	
7 Schneelast	Schnee				1,500	0,500	0,200	0		
8 SchneelastAusGew	Aussergewöhnlicher Schnee									

Die Lastgruppenkombinationen wurden nach DIN EN1990 mit Berücksichtigung der Psi-Faktoren gebildet.

Tabelle 3: Maßgebende Lastgruppenkombinationen

Massgebende Lastgruppenkombinationen							
	Ständige Lasten	Schneelast	SchneelastAusGew	Nutzlasten Erdgeschoss	Nutzlasten Dach	Nutzlasten Magazin	Nutzlasten Gabelstapler
1	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Ausgeschlossen	Gleichzeitige (1)
2	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Ausgeschlossen

Alle berechneten maßgebenden Kombinationen aus Lastgruppen befinden sich in der Anlage 4 „Lastkombinationen zur Bemessung der Fundamentplatte“.

5.7 Bemessung der Fundamentplatte

5.7.1 Bemessungsparameter

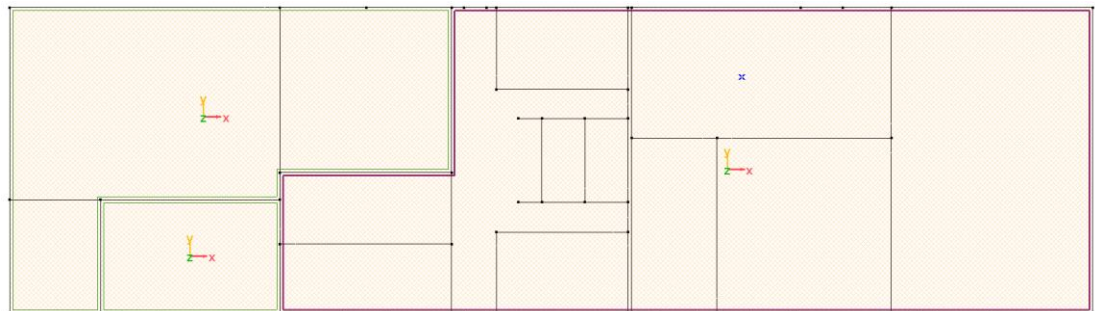
Die allgemeinen Parameter der Bereichsbewehrung wurden in folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 4: Parameter der Bereichsbewehrung

	Beton	Betonstahl	Bauwerks- klasse	Dicke [mm]	Pos.	Expositions- klasse	c [mm]	σ_x [mm]	σ_y [mm]
38	C25/30	B500B	S3	300	↑	XC3	35	16	16
					↓	XC3	35	16	16
45	C25/30	B500B	S3	300	↑	XC3	35	16	16
					↓	XC3	35	16	16
46	C25/30	B500B	S3	300	↑	XC3	35	16	16
					↓	XC3	35	16	16

Für einzelne Bereiche gibt es auch unten genannte bereichsspezifische Parameter, die sich voneinander unterscheiden.

Für das unten rot markierte Bereich gilt die Begrenzung der zulässigen Rissbreite bis auf 0,3mm an der oberen und unteren Oberfläche.



Für das übrige Bereich gilt die Begrenzung bis auf 0,2mm unten und 0,3mm oben.



5.7.2 Berechnete innere Biegemomente und Flächenauflagerkraft

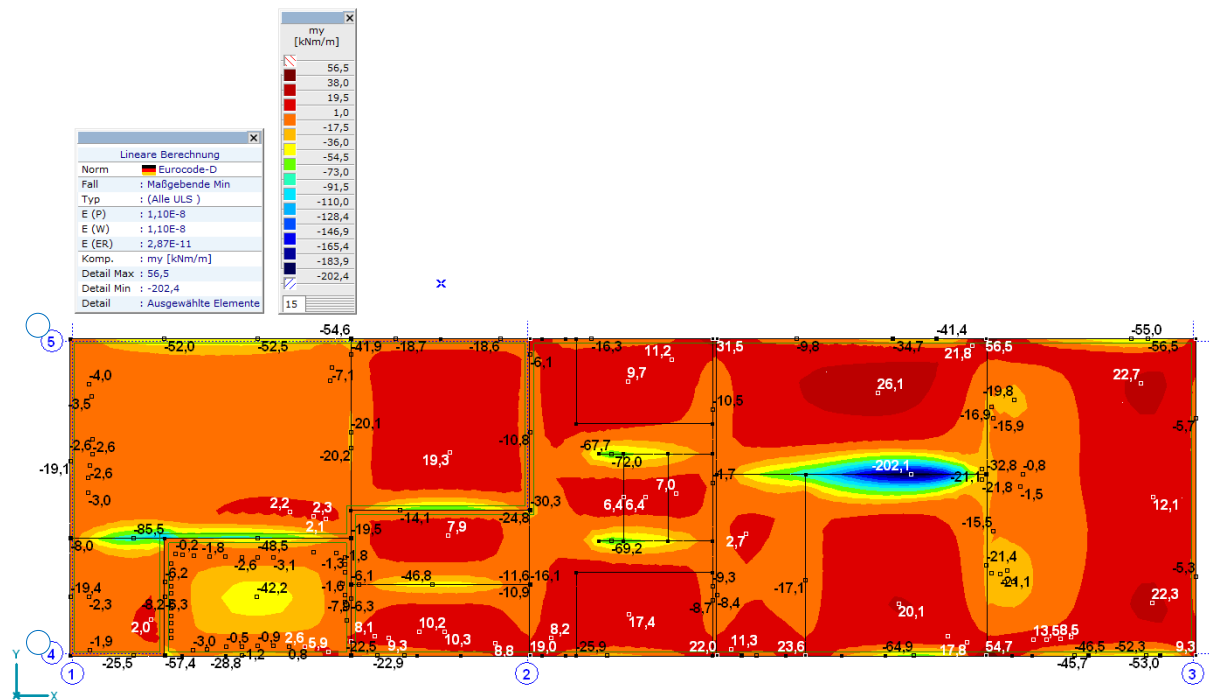


Abbildung 20: Das minimale Biegemoment um lokale x-Richtung (m_y)

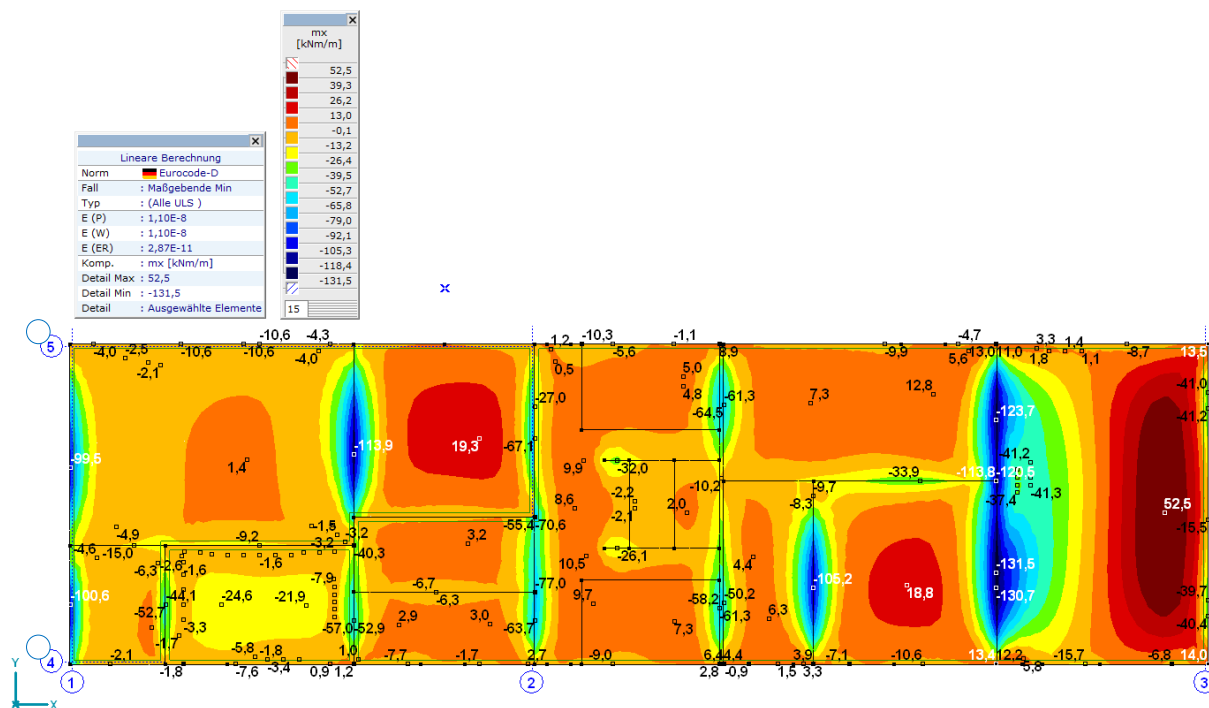


Abbildung 21: Das minimale Biegemoment um lokale y-Richtung (m_x)

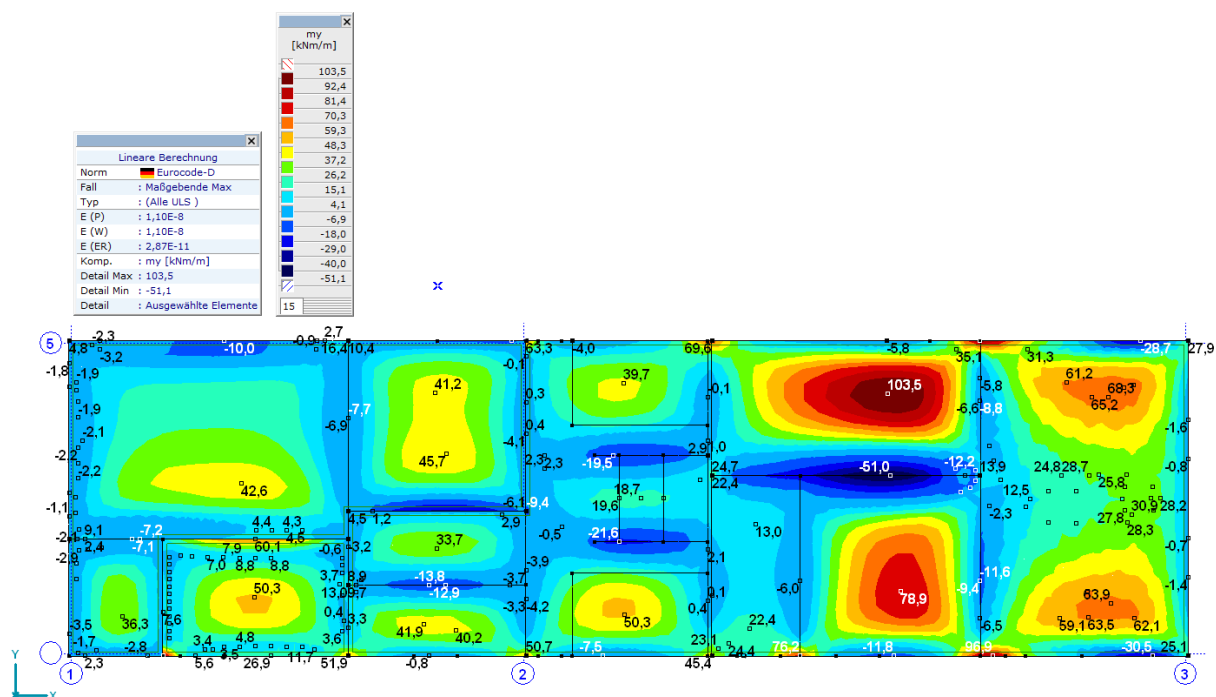


Abbildung 22: Das maximale Biegemoment um lokale x-Richtung (my)

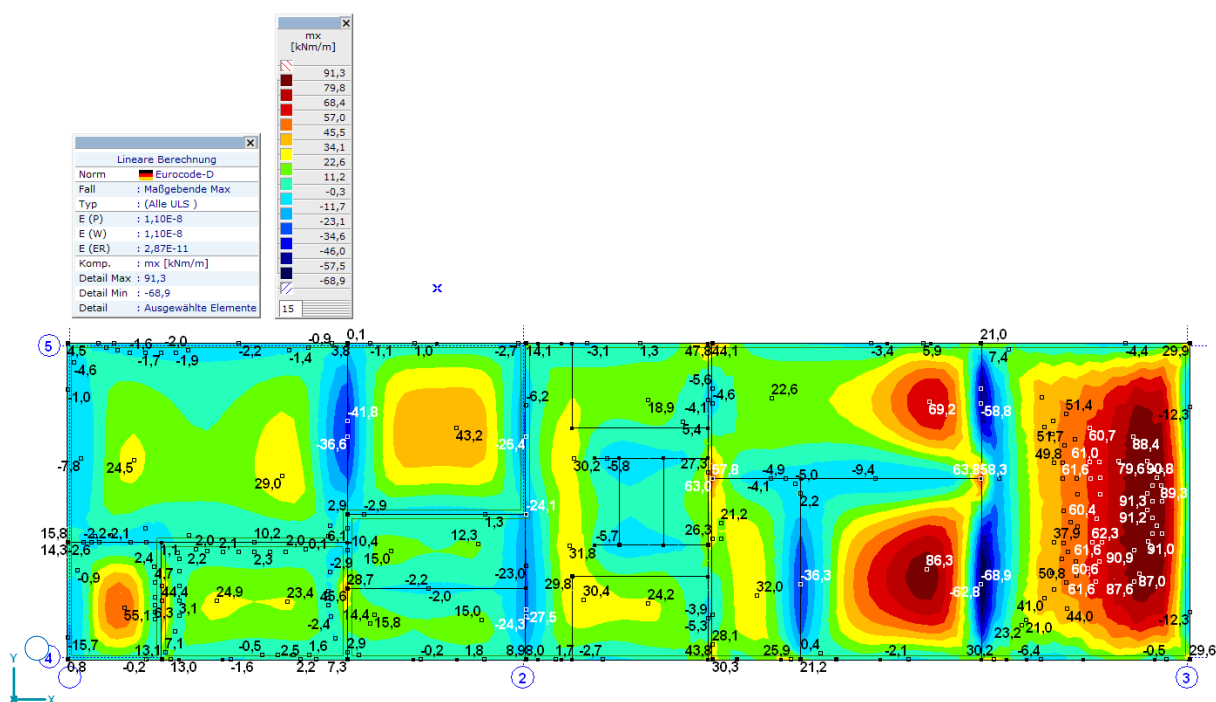


Abbildung 23: Das maximale Biegemoment um lokale y-Richtung (mx)

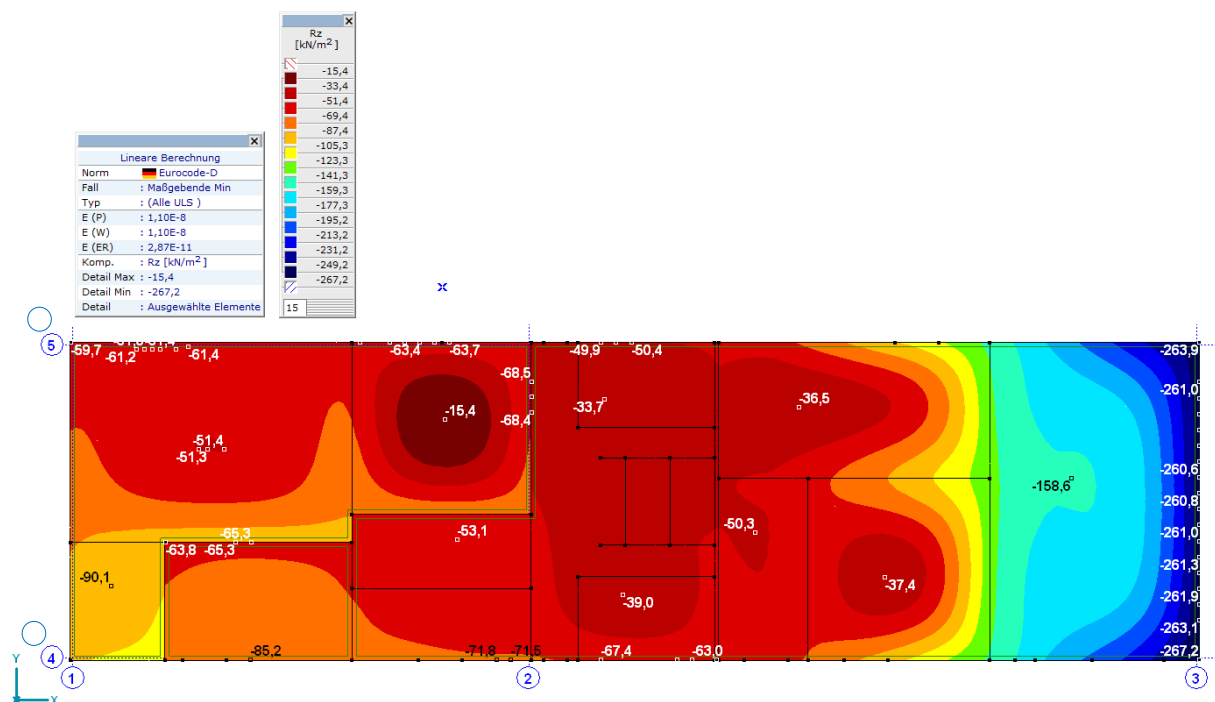


Abbildung 24: Minimale Flächenauflagerkraft unter der Fundamentplatte

Die Sohlspannung darf gem. des Geotechnischen Untersuchungsberichts nicht größer als 420 kN/m² sein. Die extreme berechnete Sohlspannung beträgt 267 kN/m² und erfüllt somit die oben angegebene Begrenzung.

5.7.3 Berechnete Bewehrung

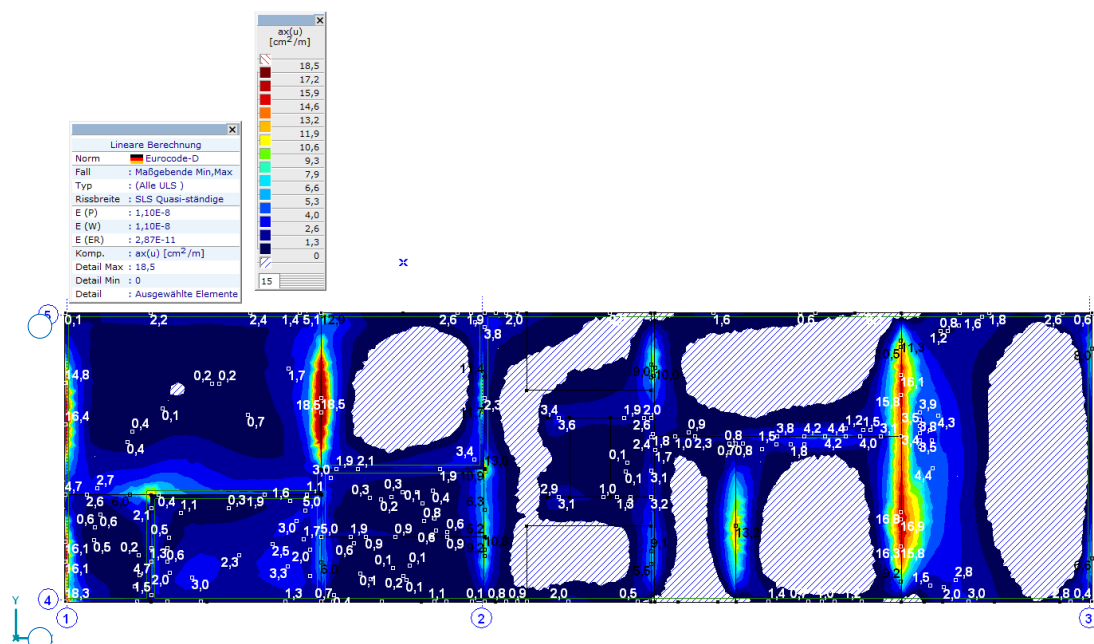
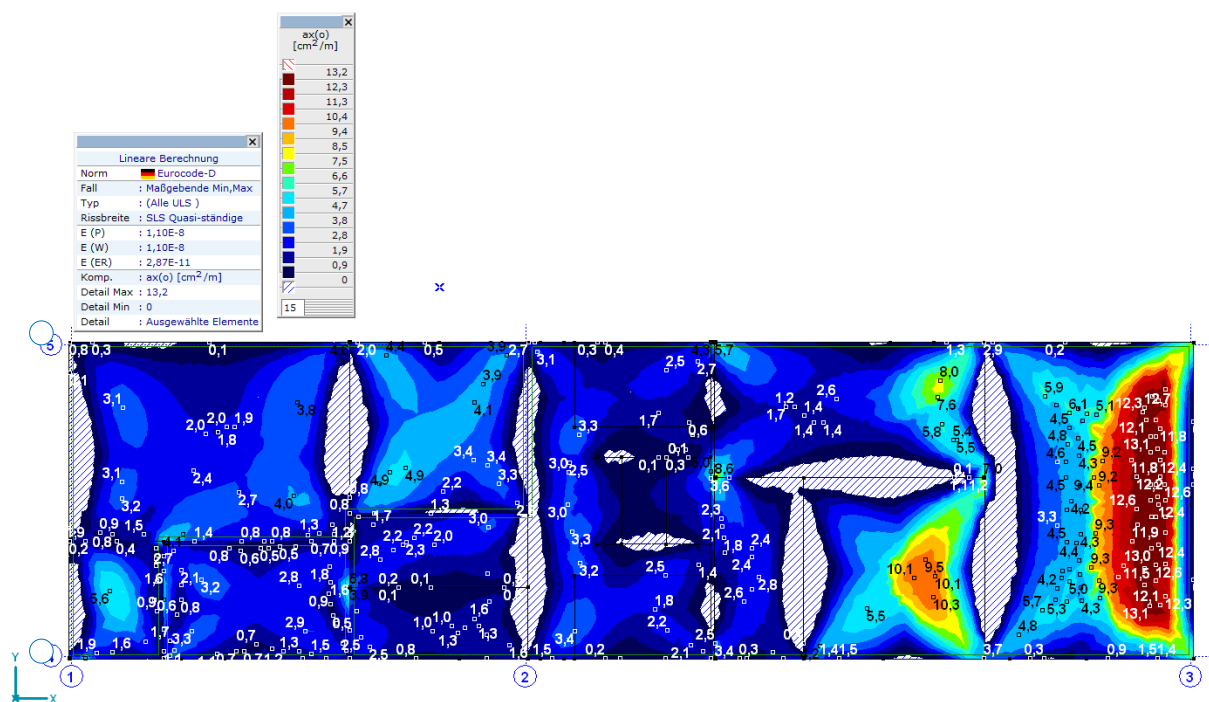
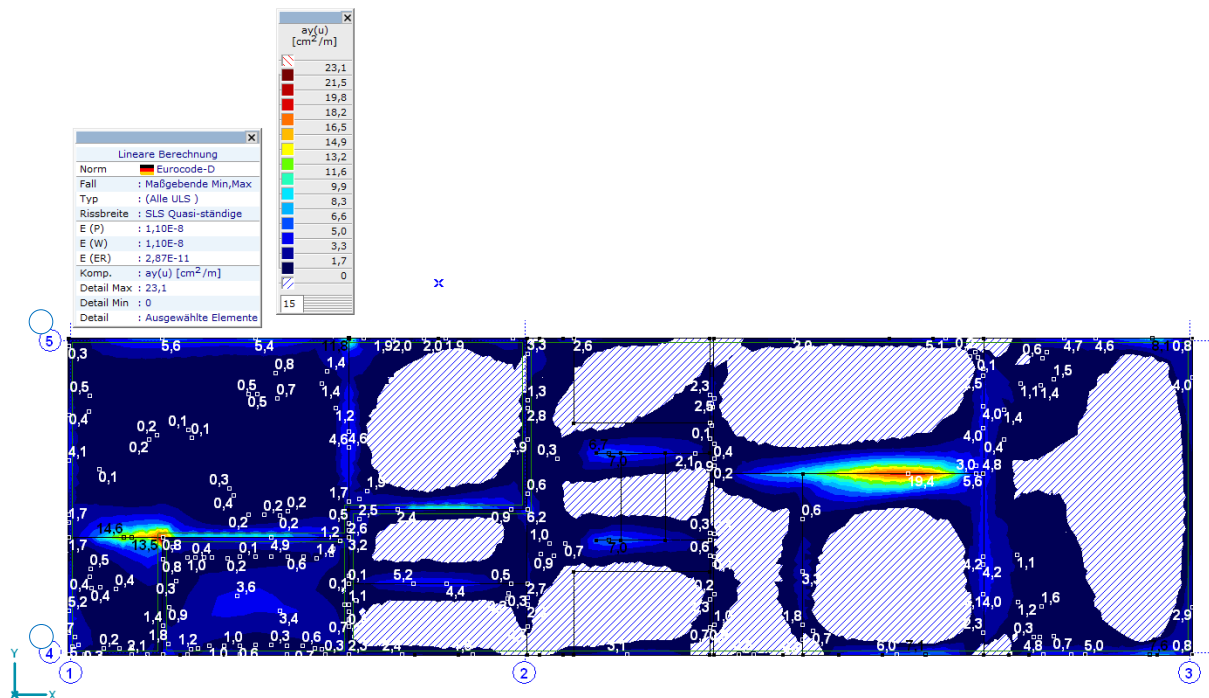


Abbildung 25: Berechnete untere Bewehrung in lokaler x-Richtung ax(u)



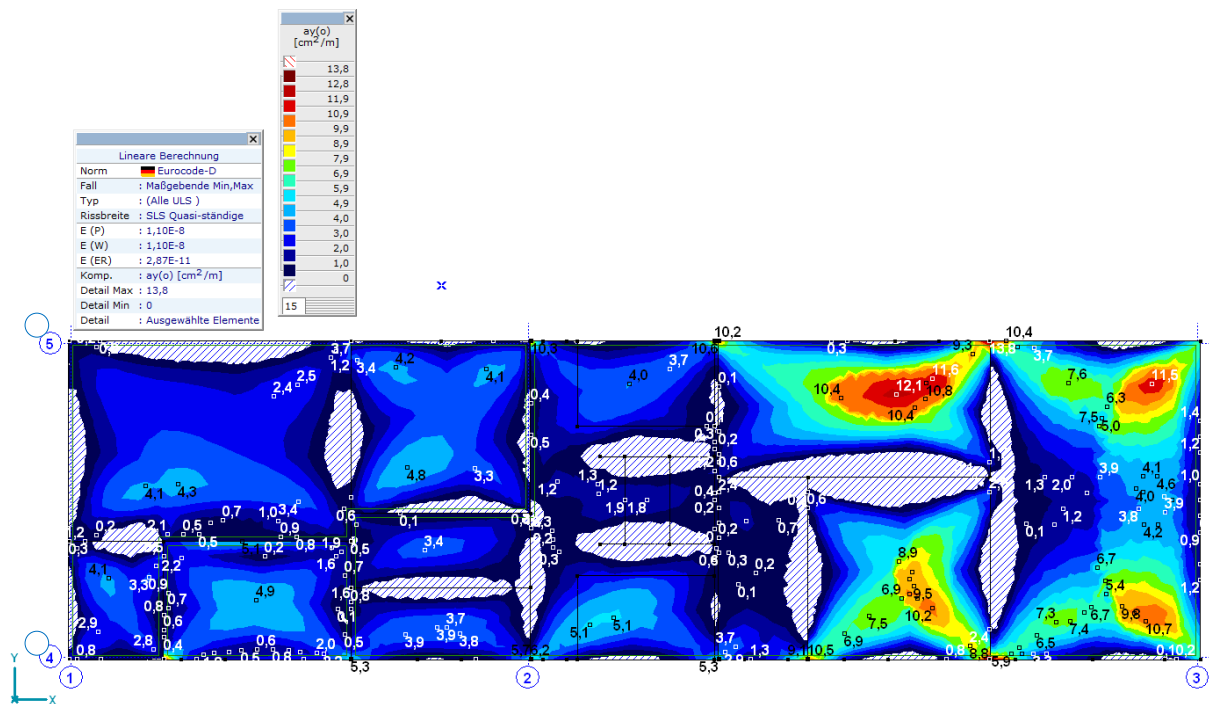


Abbildung 28: Berechnete obere Bewehrung in lokaler y-Richtung $a_y(o)$

5.7.4 Entworfenere Bewehrung

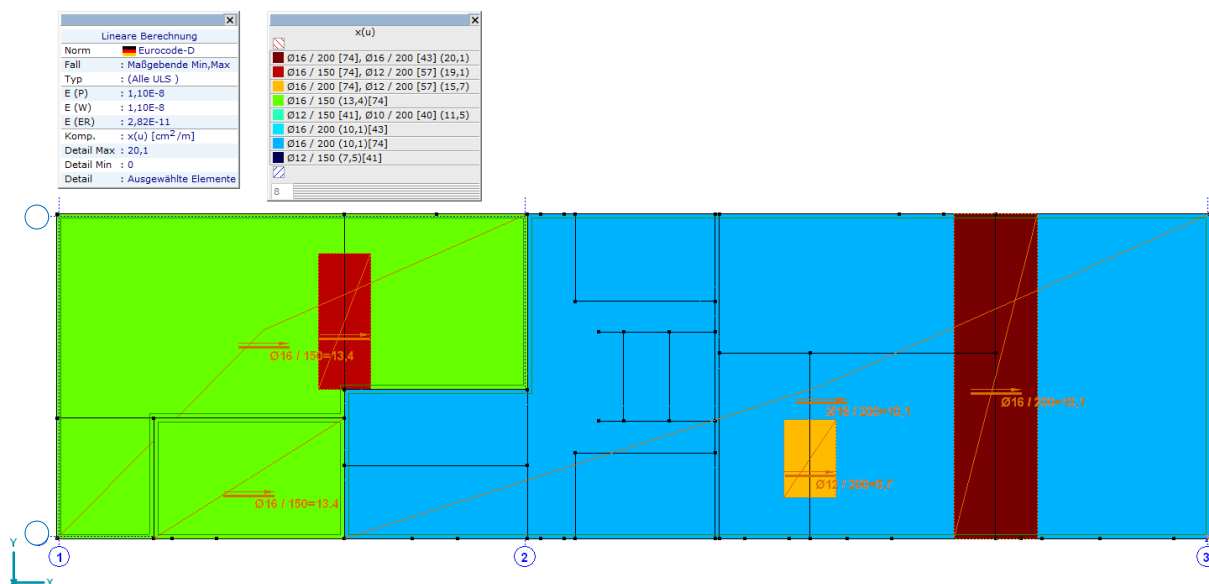


Abbildung 29: Entworfenere untere Bewehrung in lokaler x-Richtung

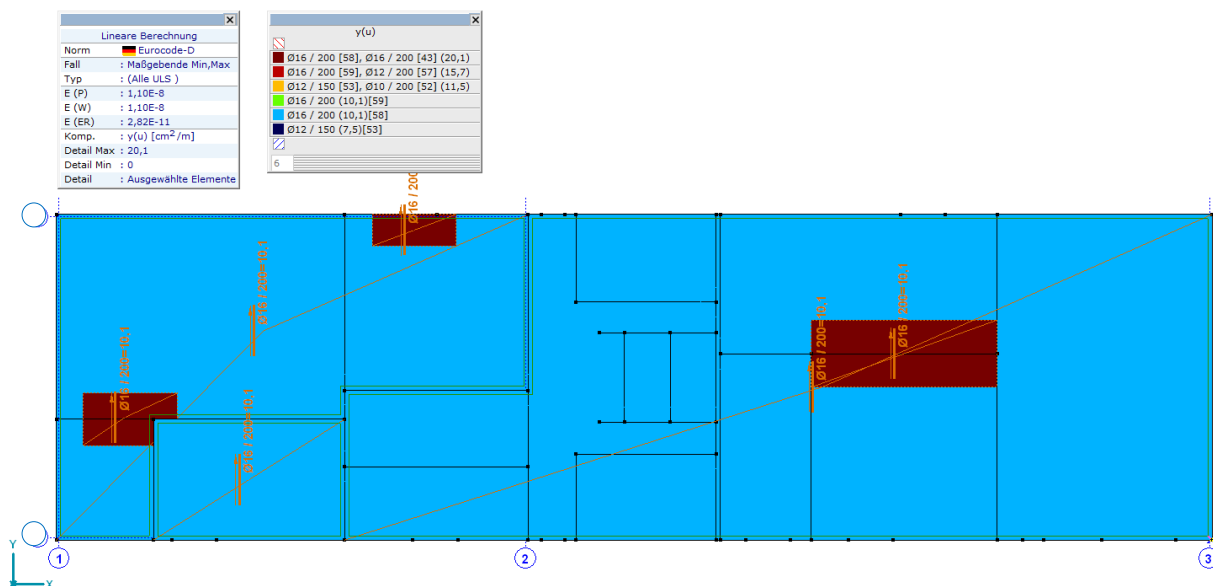


Abbildung 30: Entworfenere untere Bewehrung in lokaler y-Richtung

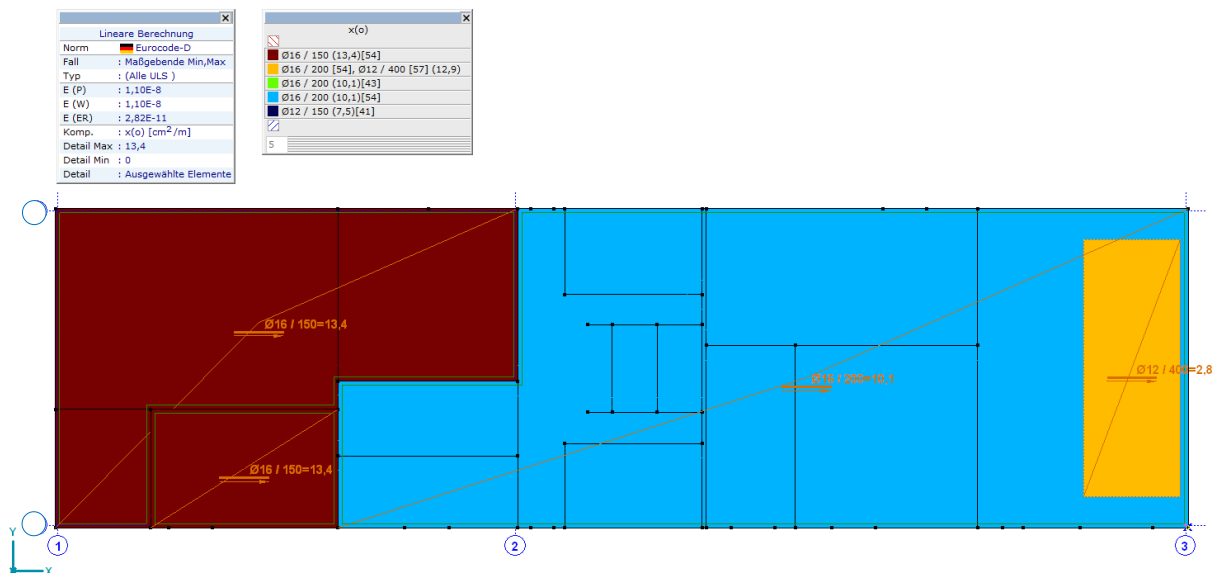


Abbildung 31: Entworfenere obere Bewehrung in lokaler x-Richtung

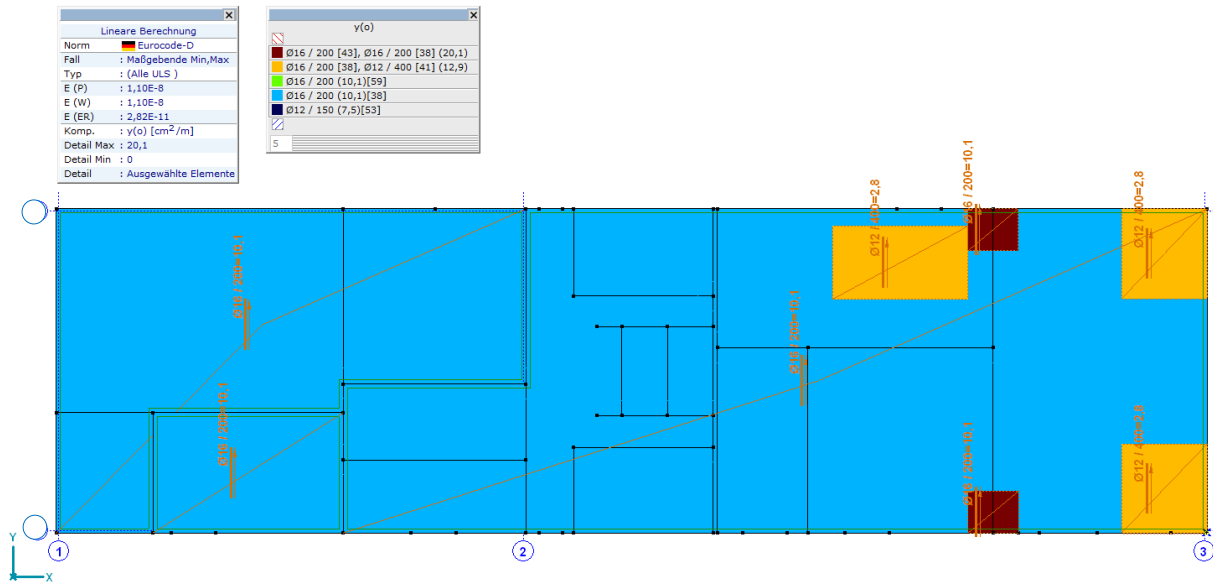


Abbildung 32: Entworfene obere Bewehrung in lokaler y-Richtung

5.7.5 Vertikale Plattenverschiebung

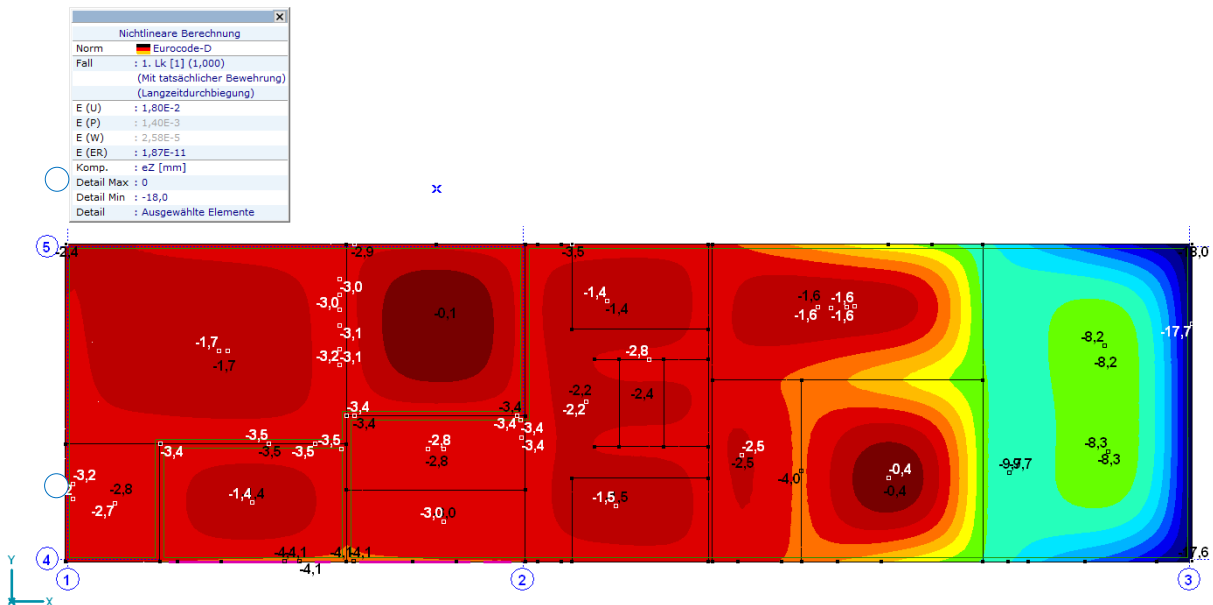


Abbildung 33: Vertikale Plattenverschiebung im gerissenen Zustand

Berechnete Plattenverschiebung $e_z = 18\text{mm} < a_{\text{lim}} = 10250 / 300 = 34\text{mm} \rightarrow$ erfüllt

5.7.6 Rissbreiten

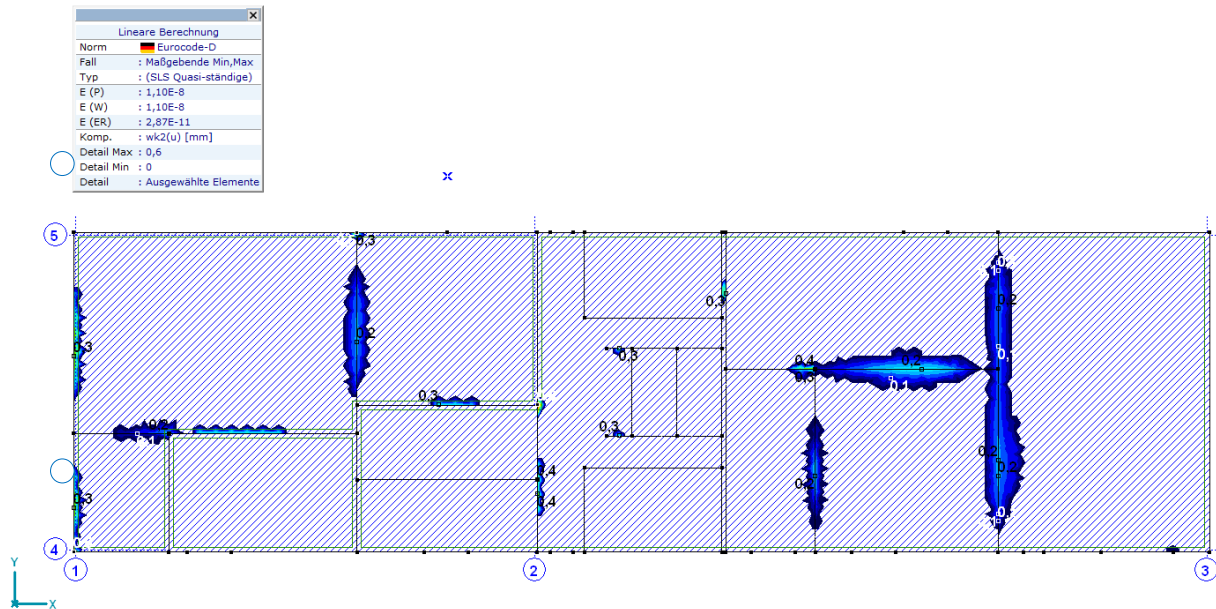


Abbildung 34: Rissbreiten an der unteren Oberfläche

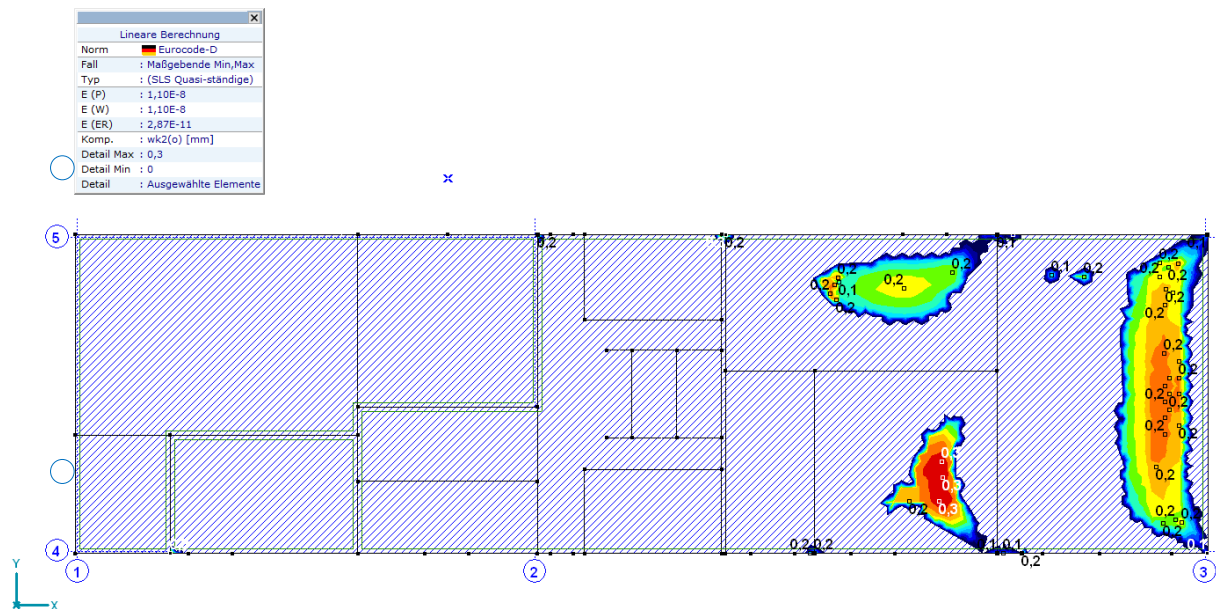


Abbildung 35: Rissbreiten an der oberen Oberfläche

Die in den Zeichnungen dargestellte Rissbreite berücksichtigt keine Bewehrung der Fundamentbalken. Die Rissbildung der Randbalken wurde im Abs. 6 dargestellt.

Die berechneten Rissbreiten **erfüllen** die im Abs. 5.7.1 auferlegten Beschränkungen.

6 POSITION: FUNDAMENTBALKEN

6.1 Querschnitte und Abmessungen

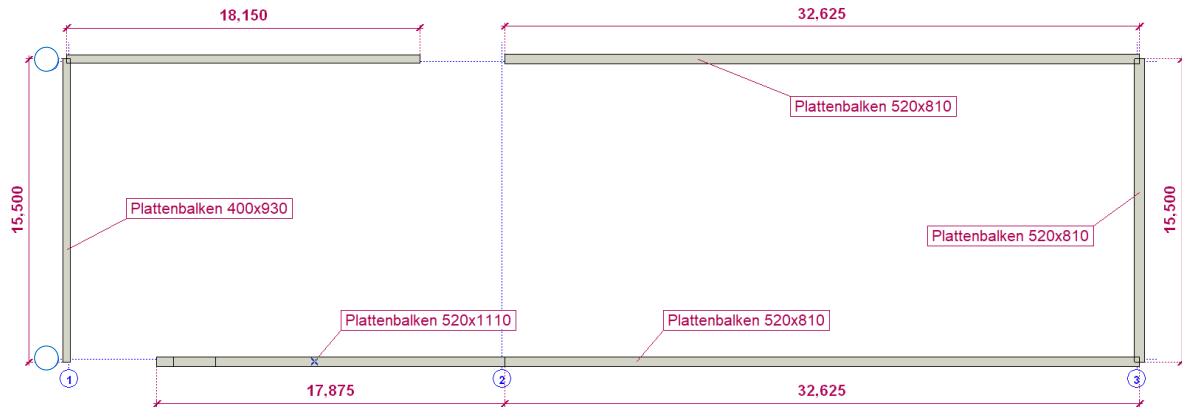


Abbildung 36: Fundamentbalken – Querschnitte und Abmessungen

6.2 Bemessung

Detaillierte Bemessungsberechnungen befinden sich in der Anlage 5 „Bemessung der Fundamentbalken“.

6.2.1 Berechnete innere Schubkräfte und Biegemomente

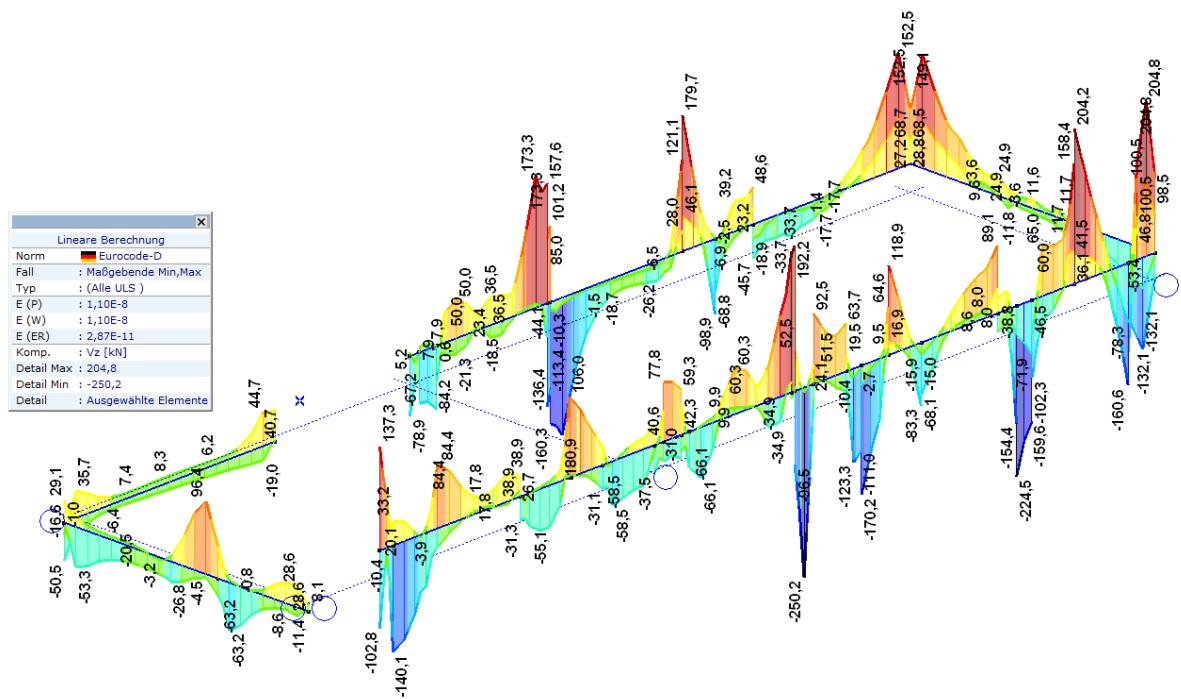


Abbildung 37: Schubkräfte Vz in den Fundamentbalken

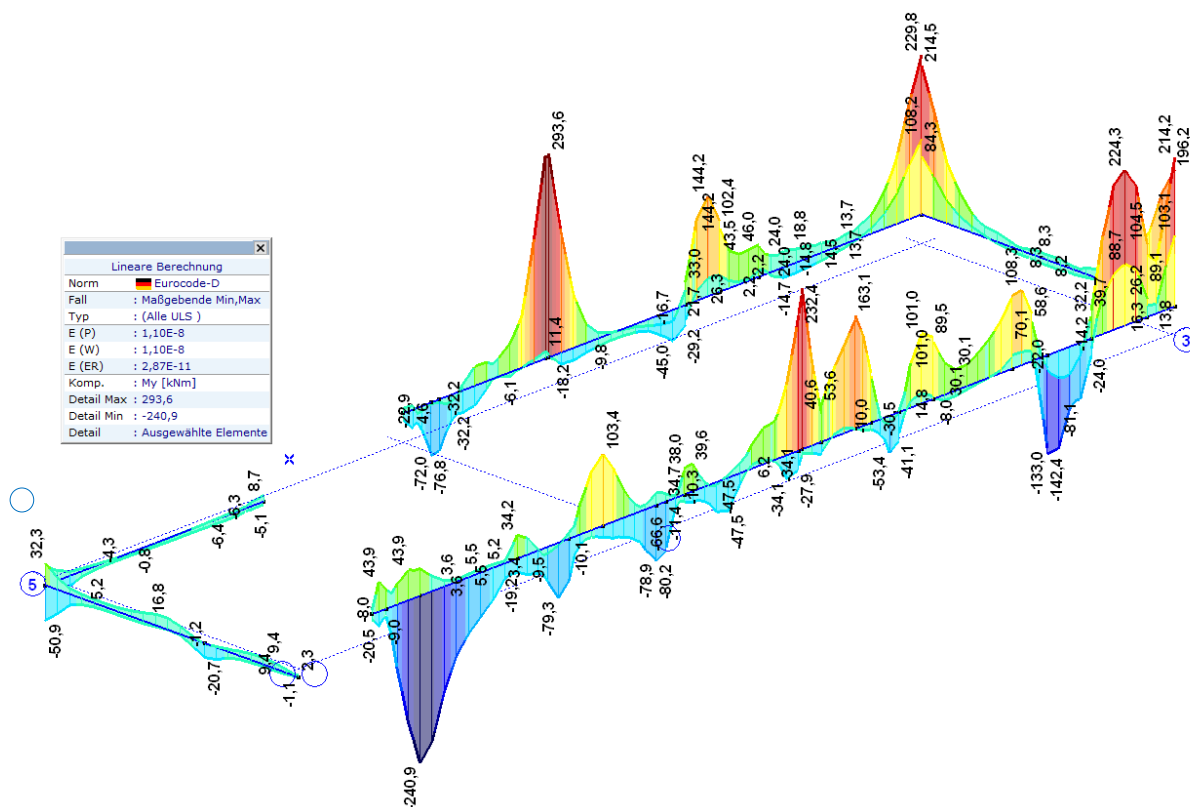


Abbildung 38: Biegemomente in den Fundamentbalken

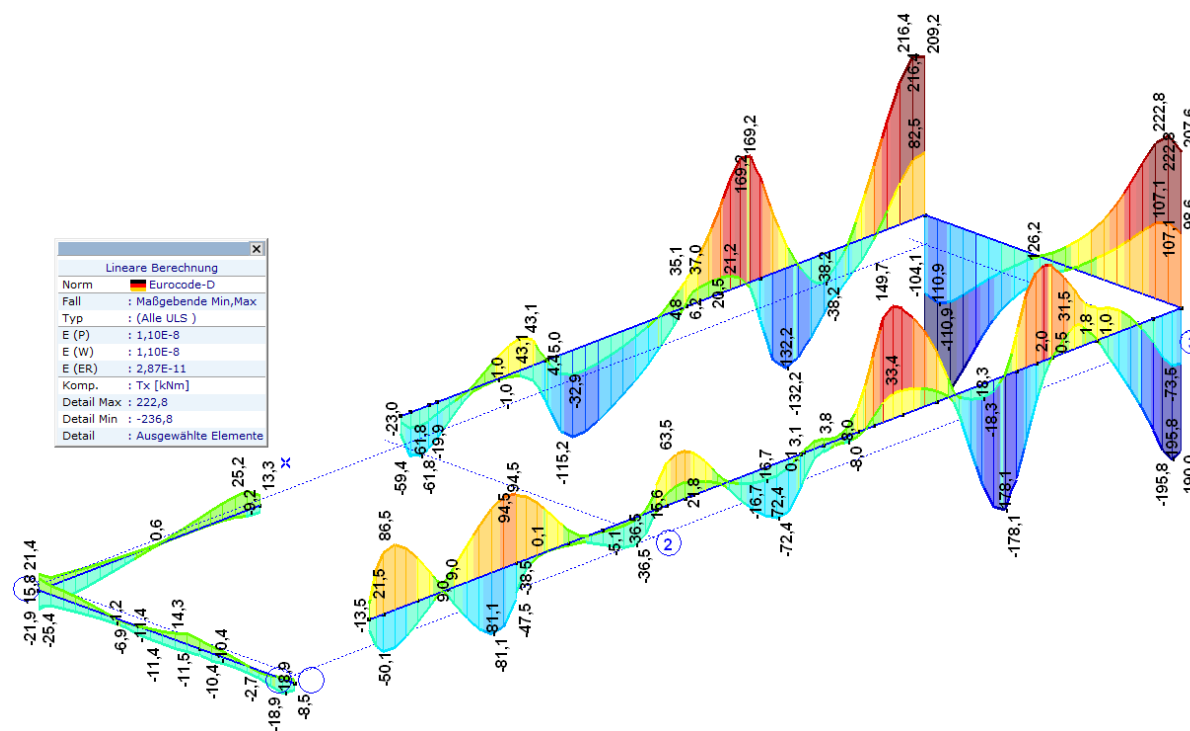


Abbildung 39: Torsionsmomente Tx in den Fundamentbalken

6.2.2 Bemessungsparameter

Betonüberdeckung: 35mm allseits
zul. Rissbreite o/u: 0,3mm

6.2.3 Bewehrung Querschnitt 520x1110

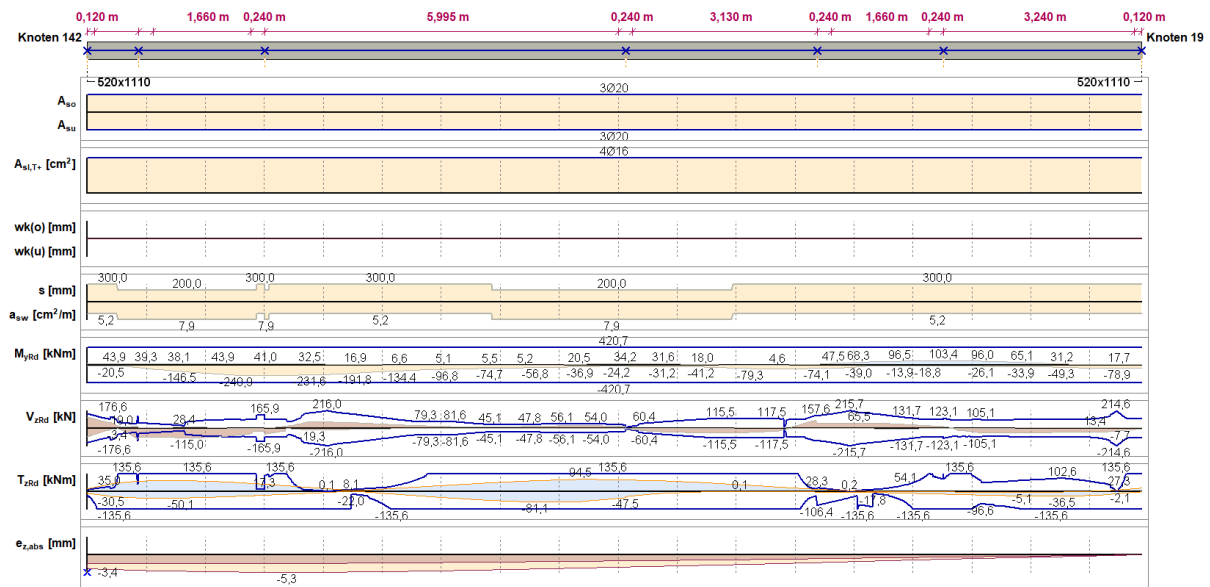


Abbildung 40: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x1110

Angenommen: Längsbewehrung 3#20 oben und unten
Bügel (1 Zone) #10/200mm (2 Schenkel)
Torsionsbewehrung je 2#16 an Seite

6.2.4 Bewehrung Querschnitt 520x810

6.2.4.1 Fundamentbalken Achse 4 (2 bis 3)

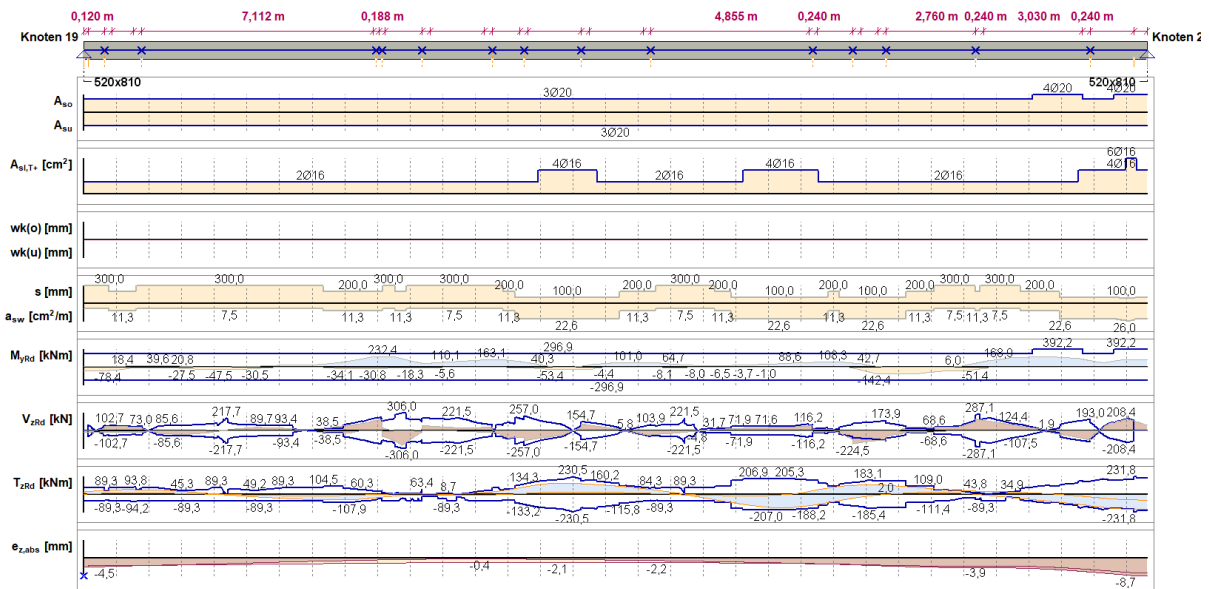


Abbildung 41: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x810 (Achse 4; 2 bis 3)

Angenommen: Längsbewehrung oben 3#20 bis 3#20+2#16
unten 3#20
Bügel (2 Zonen) #12/100, #12/200mm (2 Schenkel)
Torsionsbewehrung je 2#16 an Seite

<u>Angenommen:</u>	Längsbewehrung	oben 3#20 bis 3#20+2#16 unten 3#20
	Bügel (3 Zonen)	#12/100mm, #12/200mm (2 Schenkel) #12/200mm (4 Schenkel)
	Torsionsbewehrung	je 2#20 an Seite

6.2.4.3 Fundamentbalken Achse 5

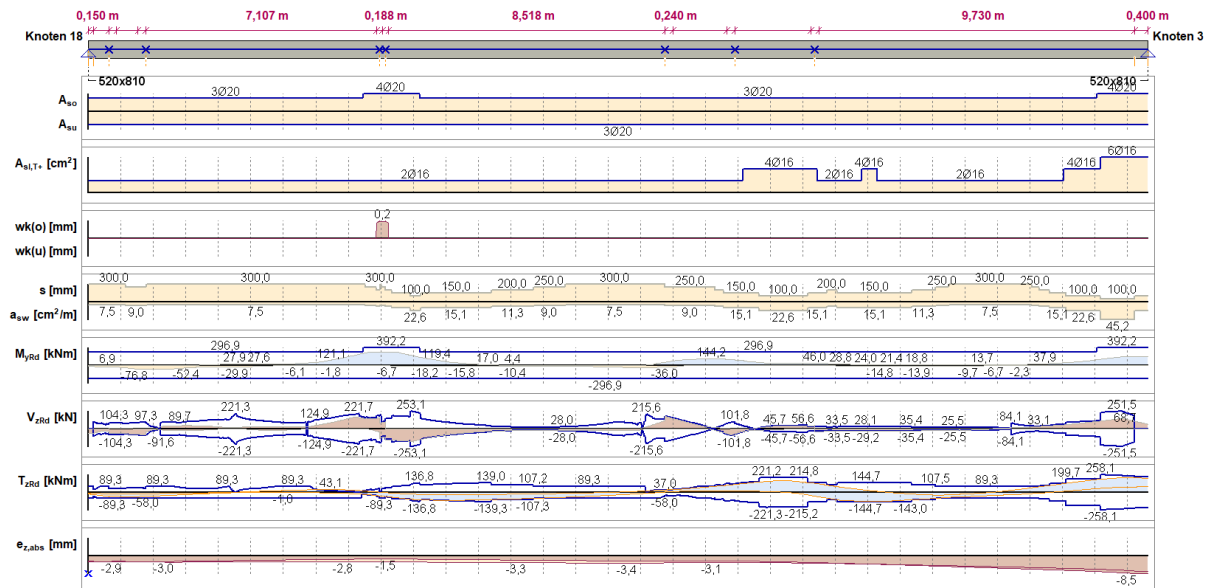


Abbildung 43: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x810 (Achse 5)

Angenommen: Längsbewehrung oben 3#20 bis 3#20+2#16
unten 3#20
Bügel (2 Zonen) #12/100mm, #12/200mm (2 Schenkel)
Torsionsbewehrung je 2#16 an Seite

6.2.5 Bewehrung Querschnitt 400x930

6.2.5.1 Fundamentbalken Achse 1

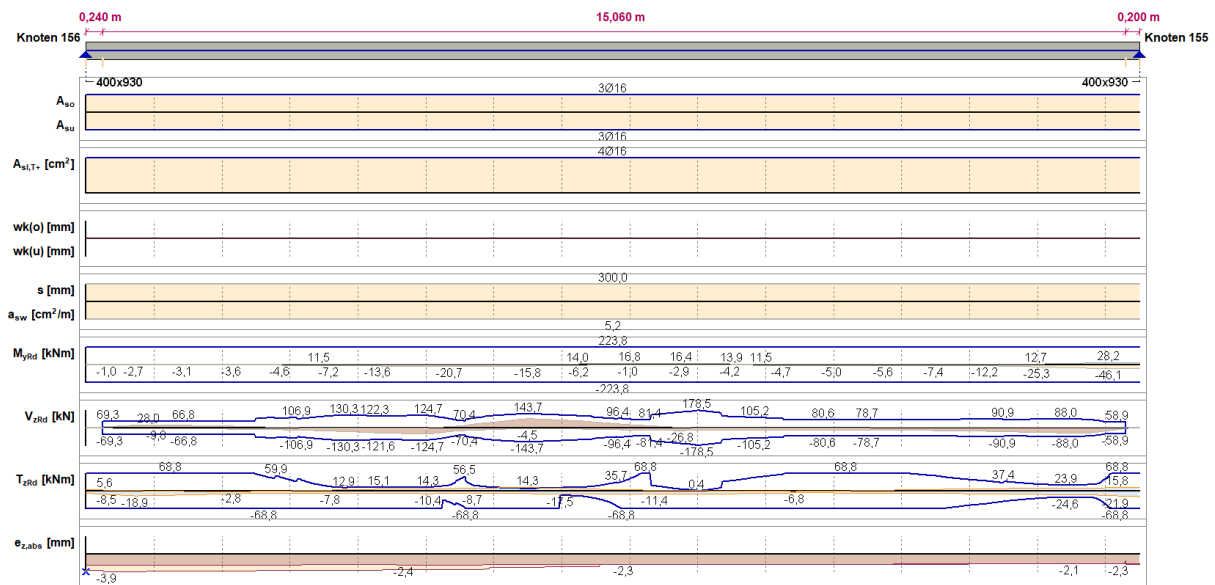


Abbildung 44: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 400x930 (Achse 1)

Angenommen: Längsbewehrung 3#16 oben und unten
Bügel #10/200mm (2 Schenkel)
Torsionsbewehrung je 2#16 an Seite

6.2.5.2 Fundamentbalken Achse 4 (1 bis 2)

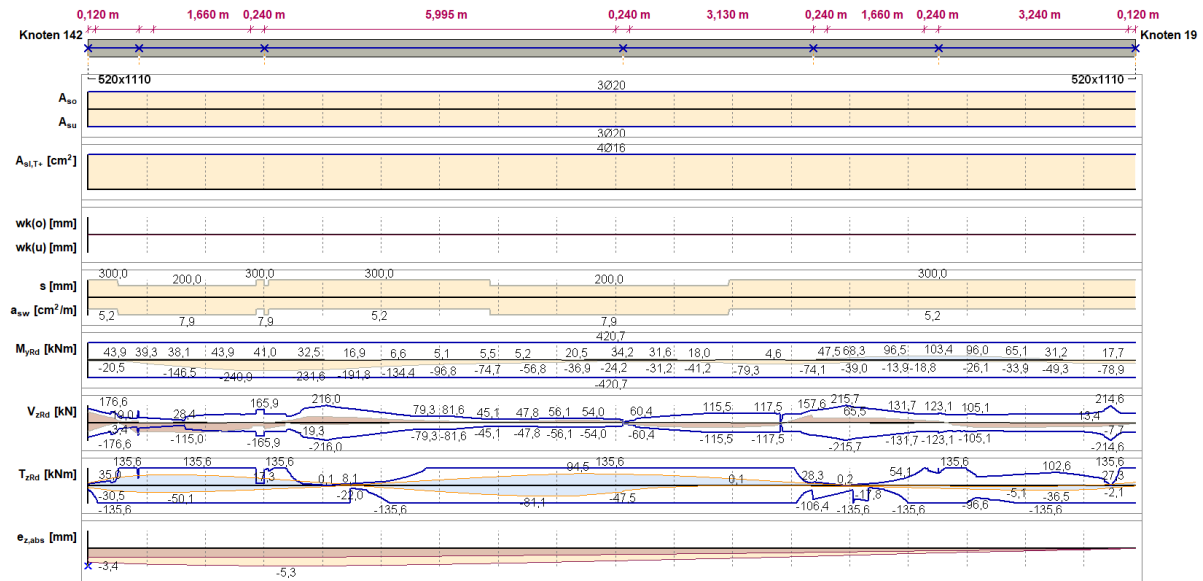


Abbildung 45: Berechnete Balkenbewehrung Querschnitt 520x1110 (Achse 4; 1 bis 2)

Angenommen: Längsbewehrung 3#20 oben und unten
Bügel #10/200mm (2 Schenkel)
Torsionsbewehrung je 2#16 an Seite

7 POSITION: FUNDAMENTWÄNDE

7.1 Betondeckung

Angenommene Anforderungsklasse: S3

7.1.1 Betondeckung Fundamentwand im Kontakt mit Boden

Expositionsklasse: XA1, XC3

Minstdruckfestigkeitsklasse: für XA1 --> C25/30

für XC3 --> C20/25

Angenommen: C25/30

Mindestbetondeckung aus Dauerhaftigkeitsanforderung: $c_{min,dur} = 20\text{mm}$

Mindestbetondeckung: $c_{min} = \max(c_{min,dur}; 10\text{mm}) = 20\text{mm}$

Vorhaltemaß: $\Delta c_{dev} = 15\text{mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35\text{mm}$

7.1.2 Betondeckung Fundamentwand ohne Kontakt mit Boden

Expositionsklasse: XC3

Minstdruckfestigkeitsklasse: für XC3 --> C20/25

Angenommen: C25/30

Mindestbetondeckung aus Dauerhaftigkeitsanforderung: $c_{min,dur} = 20\text{mm}$

Mindestbetondeckung: $c_{min} = \max(c_{min,dur}; 10\text{mm}) = 20\text{mm}$

Vorhaltemaß: $\Delta c_{dev} = 15\text{mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35\text{mm}$

7.1.3 Betondeckung wegen Brandschutz

Für zweiachsig gespannte Platte gilt:

REI120 --> $a = 25\text{mm}$ von der Stabachse zur Betonoberfläche

erfüllt für $c_{nom} = 35\text{mm}$ und Stabdurchmesser 16mm



7.2 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Zulässige Rissbreite für Wände im Kontakt mit Boden: 0,2mm

Zulässige Rissbreite für innere Fundamentwände: 0,3mm

Mindestbewehrung horizontal (zul. Rissbreite 0,2mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,2 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 24 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 3,5 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse C25/30
 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$
 $\alpha := 1$

Zement CEM 32.5 R

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{n \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^\alpha \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \text{ then } 1,0 \text{ else } \text{if } h \geq 800 \text{ mm} \text{ then } 0,65 \text{ else } 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm})$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_c := 1,0$$

$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 197 \text{ mm}$$

$$h_{cx} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cx} \cdot f_{cteff}} = 108,35 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}^3}} \text{ MPa} = 80,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}^3}} \text{ MPa} = 151,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{pmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{pmatrix} \right) = 151,71 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 5,58$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 2,56$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else
5

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 11 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 2,56$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 1100 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 9,71 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 11,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) = 11,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{pmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) \end{pmatrix} \right) = 9,71 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

gemäß 7.3.2 NA.6 $A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 8,25 \text{ cm}^2$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 4,1048$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{A_{sref}} = 24,36 \text{ cm}$$

#16/200mm



Mindestbewehrung vertikal (zul. Rissbreite 0,2mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,2 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 24 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 5,1 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse C25/30
 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$
 $\alpha := 1$

Zement CEM 32.5 R

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \begin{cases} 1,0 & \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \\ \text{else} & \\ 0,65 & \text{if } h \geq 800 \text{ mm} \\ \text{else} & \\ 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm}) & \end{cases}$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_e := 1,0$$

$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 181 \text{ mm}$$

$$h_{cx} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cx} \cdot f_{cteff}} = 148,67 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}}} \text{ MPa} = 68,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}}} \text{ MPa} = 151,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{pmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{pmatrix} \right) = 151,71 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 4,07$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 5,08$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$5$$

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 5,08$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 9,71 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 30,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{bmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{bmatrix} \right) = 30,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{bmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{bmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{bmatrix} \right) \end{bmatrix} \right) = 9,71 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

gemäß 7.3.2 NA.6 $A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 8,25 \text{ cm}^2$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 4,1048$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{\frac{A_{sref}}{A_{ds}}} = 24,36 \text{ cm}$$

#16/200mm



Mindestbewehrung horizontal (zul. Rissbreite 0,3mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,3 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 24 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 3,5 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse C25/30
 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$
 $\alpha := 1$

Zement CEM 32.5 R

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{n \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \begin{cases} 1,0 & \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \\ \text{else} & \\ \quad 0,65 & \text{if } h \geq 800 \text{ mm} \\ \quad \text{else} & \\ \quad 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm}) & \end{cases}$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_c := 1,0$$

$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 197 \text{ mm}$$

$$h_{cx} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cx} \cdot f_{cteff}} = 108,35 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}}} \text{ MPa} = 98,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}}} \text{ MPa} = 185,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{bmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{bmatrix} \right) = 185,81 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 5,58$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 2,56$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

$$\text{else}$$

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

$$\text{else}$$

$$5$$

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 11 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 2,56$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 1100 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 7,93 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 9,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) = 9,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{pmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) \end{pmatrix} \right) = 7,93 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

gemäß 7.3.2 NA.6 $A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 6,74 \text{ cm}^2$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 3,3516$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{A_{sref}} = 29,84 \text{ cm}$$

#16/200mm



Mindestbewehrung vertikal (zul. Rissbreite 0,3mm)

Erlaubte Rissbreite $w_k := 0,3 \text{ mm}$

Plattenstärke $h := 24 \text{ cm}$

Breite des analysierten Bereichs $b := 100 \text{ cm}$

Betondeckung $c := 5,1 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $d_s := 16 \text{ mm}$

Betonfestigkeitsklasse C25/30
 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$

Berechnungen im Zustand nach 3 Tagen $t := 3$
 $\alpha := 1$

Zement CEM 32.5 R

$s := 0,25$

Bewehrung $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$$A_{ds} := \frac{n \cdot d_s^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)} = 59,824 \%$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt} = 1,53 \text{ MPa}$$

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

= 1,0 für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen unter 300 mm;

= 0,65 für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurten mit Höhen über 800 mm;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

$$k := \begin{cases} 1,0 & \text{if } h \leq 300 \text{ mm} \\ \text{else} \\ \text{if } h \geq 800 \text{ mm} \\ 0,65 \\ \text{else} \\ 1 - \left(\frac{0,35}{500 \text{ mm}} \right) \cdot (h - 300 \text{ mm}) \end{cases}$$

$$k := 0,8 \cdot k = 0,8$$

$$k_c := 1,0$$

$$d := h - c - \frac{d_s}{2} = 181 \text{ mm}$$

$$h_{cx} := 0,5 \cdot h$$

$$d_{s1_star} := d_s \cdot \frac{8 \cdot (h - d) \cdot 2,9 \text{ MPa}}{k_c \cdot k \cdot h_{cx} \cdot f_{cteff}} = 148,67 \text{ mm}$$

$$d_{s2_star} := d_s \cdot \frac{2,9 \text{ MPa}}{f_{cteff}} = 30,24 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s1_star}}} \text{ MPa} = 83,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} := \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{d_{s2_star}}} \text{ MPa} = 185,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \max \left(\begin{pmatrix} \sigma_{s1} \\ \sigma_{s2} \end{pmatrix} \right) = 185,81 \text{ MPa}$$

$$d_1 := h - d$$

$$\frac{h}{d_1} = 4,07$$

$$h_{cedd_to_d1} := \text{if } \frac{h}{d_1} \leq 5 \quad = 5,08$$

$$1,25 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$\text{if } \frac{h}{d_1} \leq 30$$

$$2 + 0,1 \cdot \frac{h}{d_1}$$

else

$$5$$

$$h_{ceff} := h_{cedd_to_d1} \cdot d_1 = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{ceff}}{d_1} = 5,08$$

$$A_{ct} := 0,5 \cdot b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{ceff} := h_{ceff} \cdot b = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 7,93 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} := \frac{f_{cteff} \cdot A_{ceff}}{\sigma_s} = 24,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} := \frac{k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s23} := \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) = 24,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{sref} := \min \left(\begin{pmatrix} A_{s1} \\ \max \left(\begin{pmatrix} A_{s2} \\ A_{s3} \end{pmatrix} \right) \end{pmatrix} \right) = 7,93 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Bewehrung

$$\text{gemäß 7.3.2 NA.6} \quad A_{sref} := A_{sref} \cdot 0,85 = 6,74 \text{ cm}^2$$

$$n_{max} := \frac{A_{sref}}{A_{ds}} = 3,3516$$

Maximaler Stababstand

$$s_{max} := \frac{100 \text{ cm}}{A_{sref}} = 29,84 \text{ cm}$$

#16/200mm

Zusammenstellung der berechneten Mindestbewehrung

erl. Rissbreite	horizontal			vertikal		
	0,2mm	0,3mm	Angen.	0,2mm	0,3mm	Angen.
Bewehrung	#16/200	#16/200	#16/200	#16/200	#16/200	#16/200

7.3 Statisches System

Beton C25/30

Betonstahl B500B

Wanddicke: 24cm

Expositionsklasse: äußere Oberfläche XA1, XC3
innere Oberfläche XC3



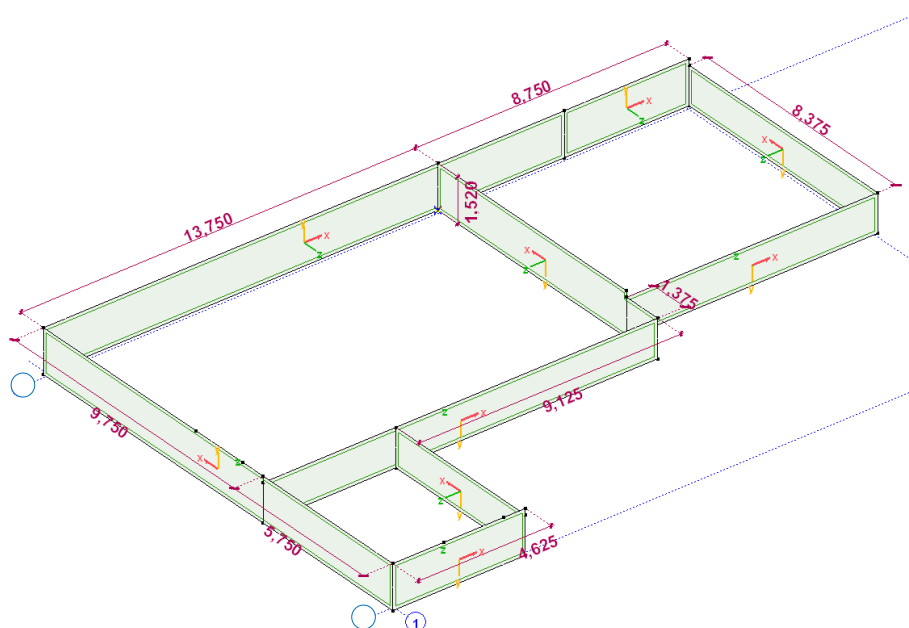


Abbildung 46: Fundamentwände - Geometrie

7.4 Direkt wirkende Belastungen

Lastwerte gem. Abs. 2.1 und 2.2.

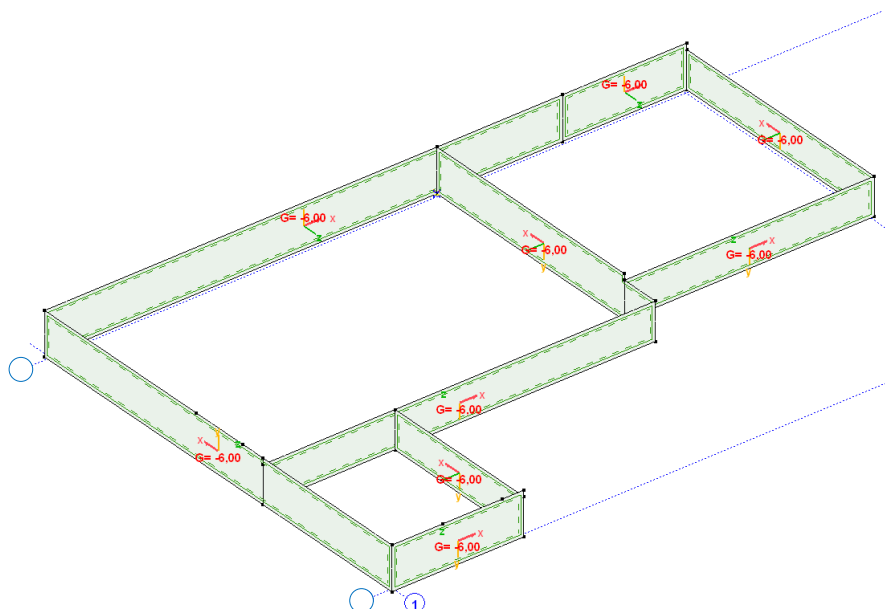


Abbildung 47: Eigengewicht



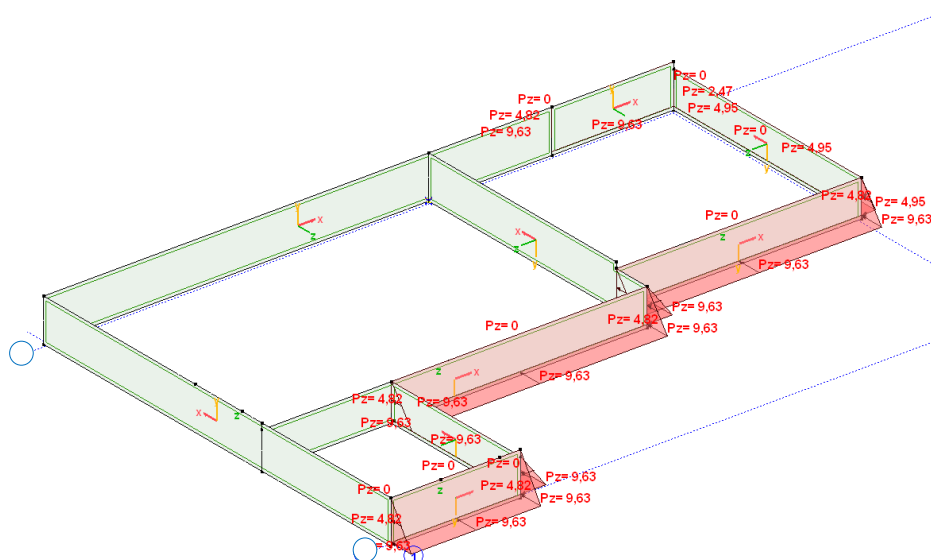


Abbildung 48: Erddruck

7.5 Indirekt wirkende Belastungen

Lasten, die indirekt auf die Fundamentwände einwirken, d. h. die Schneelast auf dem Dach, das Eigengewicht der Decke und der Mauerwerkswänden wurden durch das Berechnungsprogramm Axis VM X7 automatisch auf Basis des 3D-Berechnungsmodells ermittelt, das die oben genannten Einwirkungen berücksichtigte. Diese Belastung wurde unter Berücksichtigung der Kombinatorik auf die Fundamentwände eingeleitet.

Lastwerte der berücksichtigten Lasten gemäß Abs. 2.1 und 2.2.

7.6 Lastgruppen Fundamentwände

Die Lasten wurden in folgende Lastgruppen aufgeteilt. Jede Nutzlast kann getrennt oder zusammen mit anderen Nutzlasten wirken. Die Lastgruppenverteilung gem. Abs. 5.2.

7.7 Bemessung der Fundamentwände

7.7.1 Bemessungsparameter

Die allgemeinen Parameter der Wandbewehrung wurden in folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 5: Parameter der Wandbewehrung

Parameter der Bereichsbewehrung								
	Beton	Betonstahl	Bauwerks- klasse	Dicke [mm]	Pos.	Expositions- klasse	c [mm]	σ_x [mm]
1	C25/30	B500B	S3	240	↑	XC3	35	16
					↓	XC3	35	16

7.7.2 Berechnete innere Biegemomente

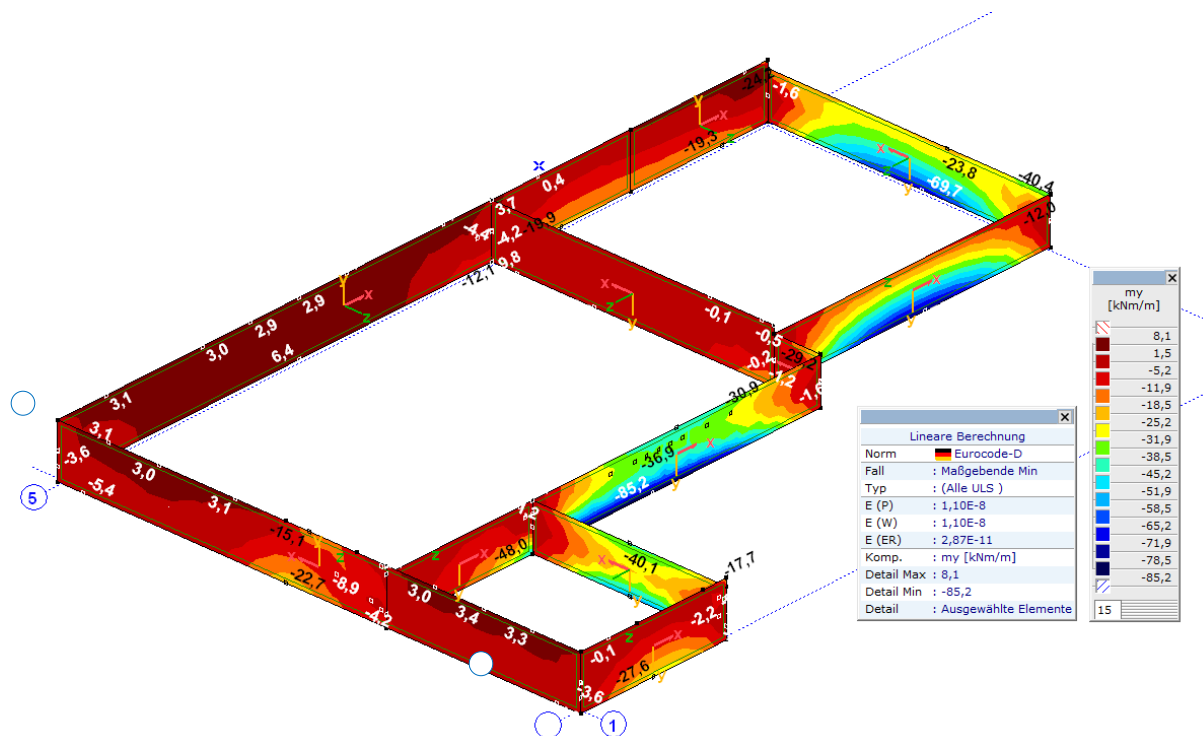


Abbildung 49: Das minimale Biegemoment um lokale x-Richtung (my)

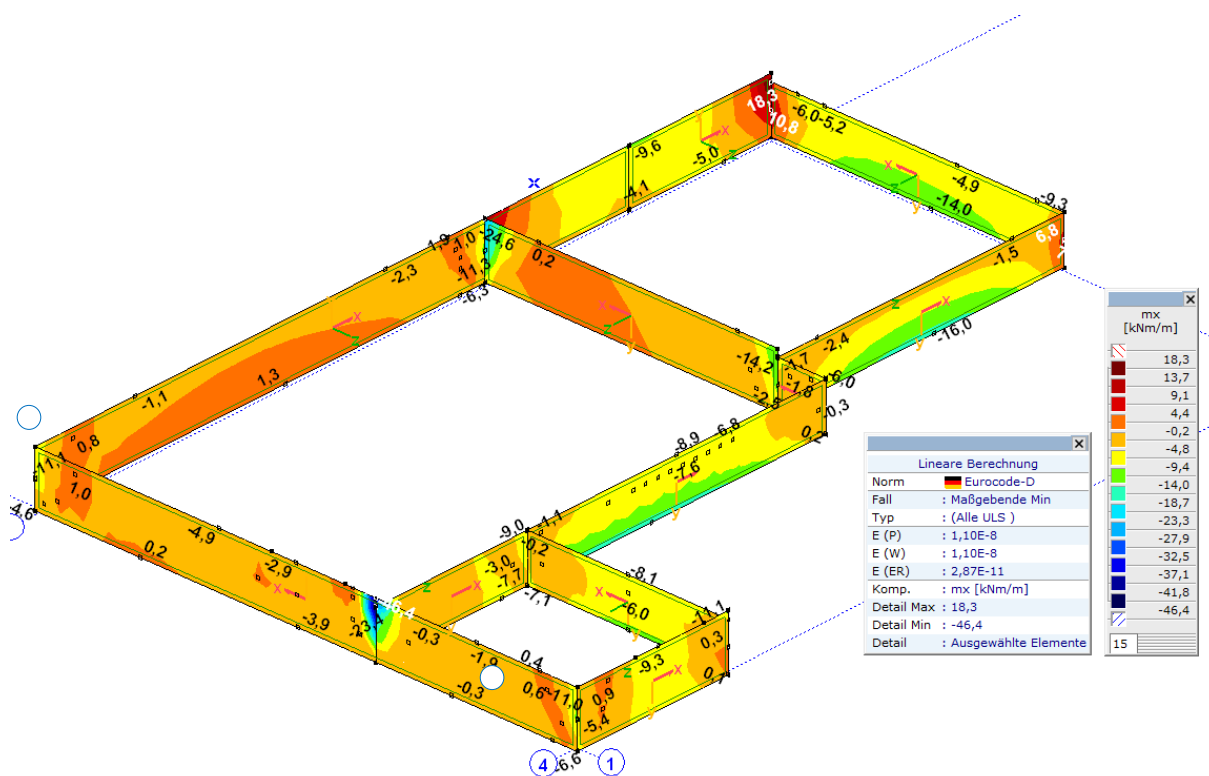


Abbildung 50: Das minimale Biegemoment um lokale y-Richtung (mx)

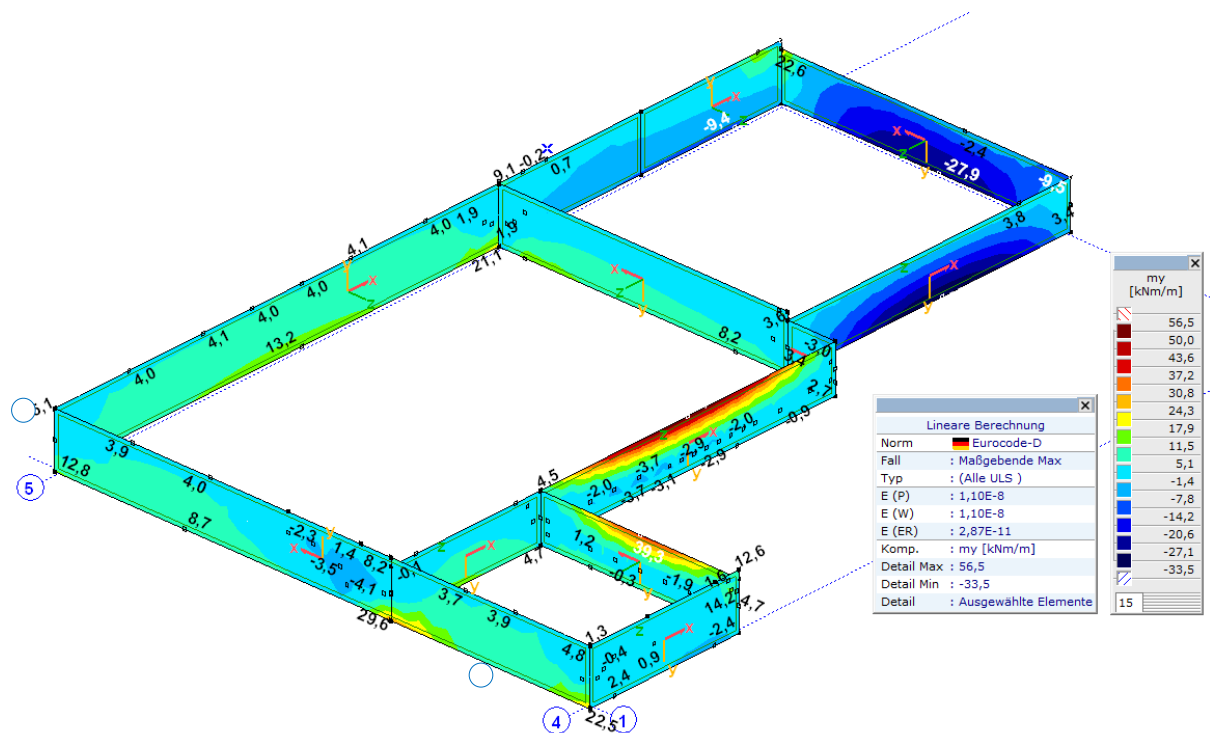


Abbildung 51: Das maximale Biegemoment um lokale x-Richtung (my)

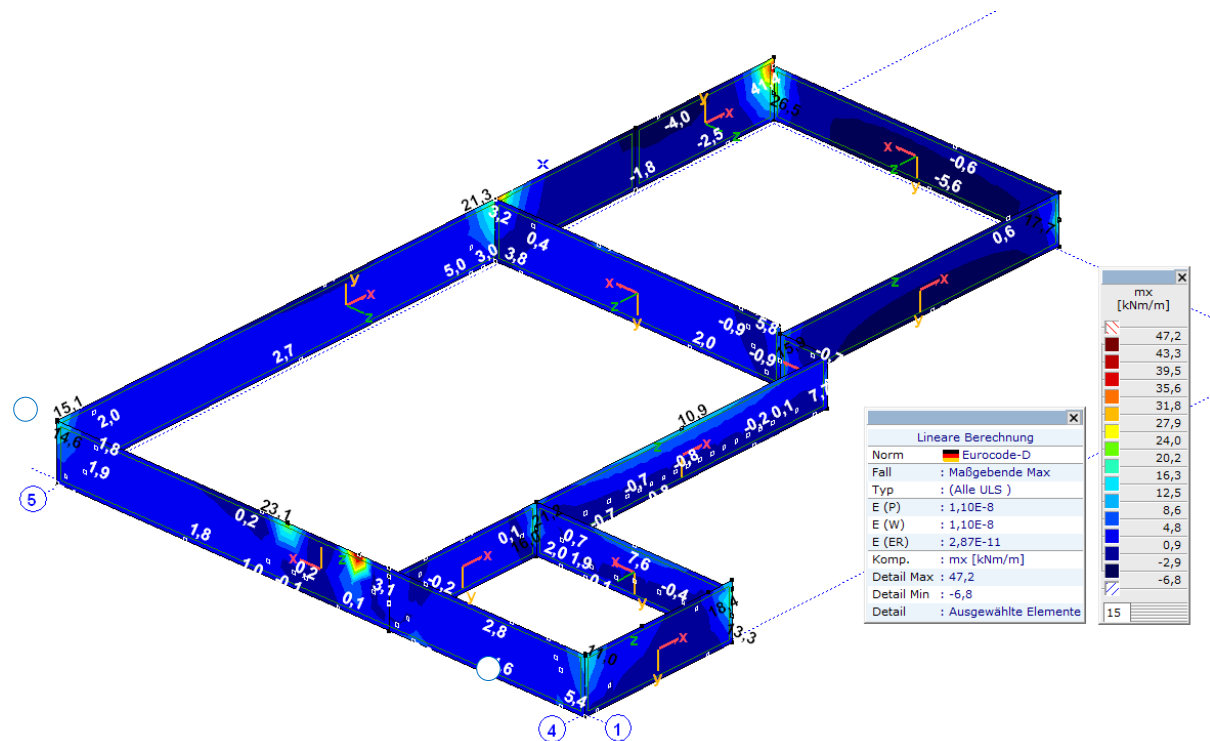


Abbildung 52: Das maximale Biegemoment um lokale y-Richtung (mx)

7.7.3 Berechnete Bewehrung

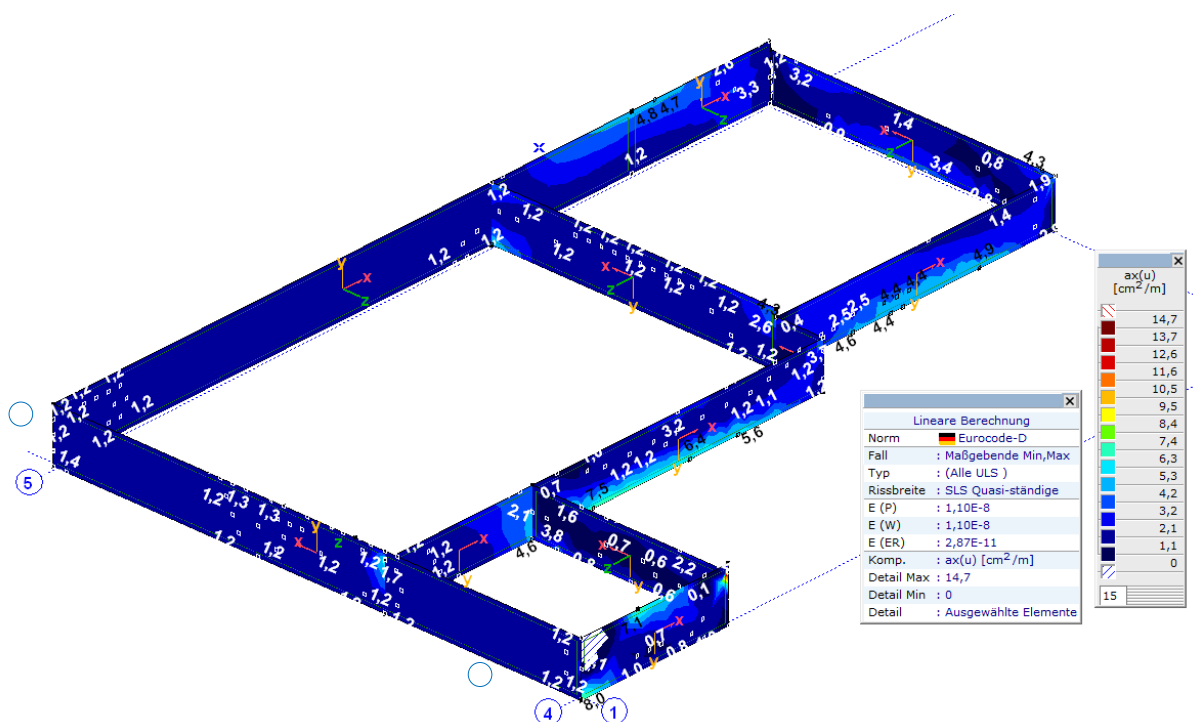


Abbildung 53: Berechnete Bewehrung außen in lokaler x-Richtung ax(u) (horizontal)

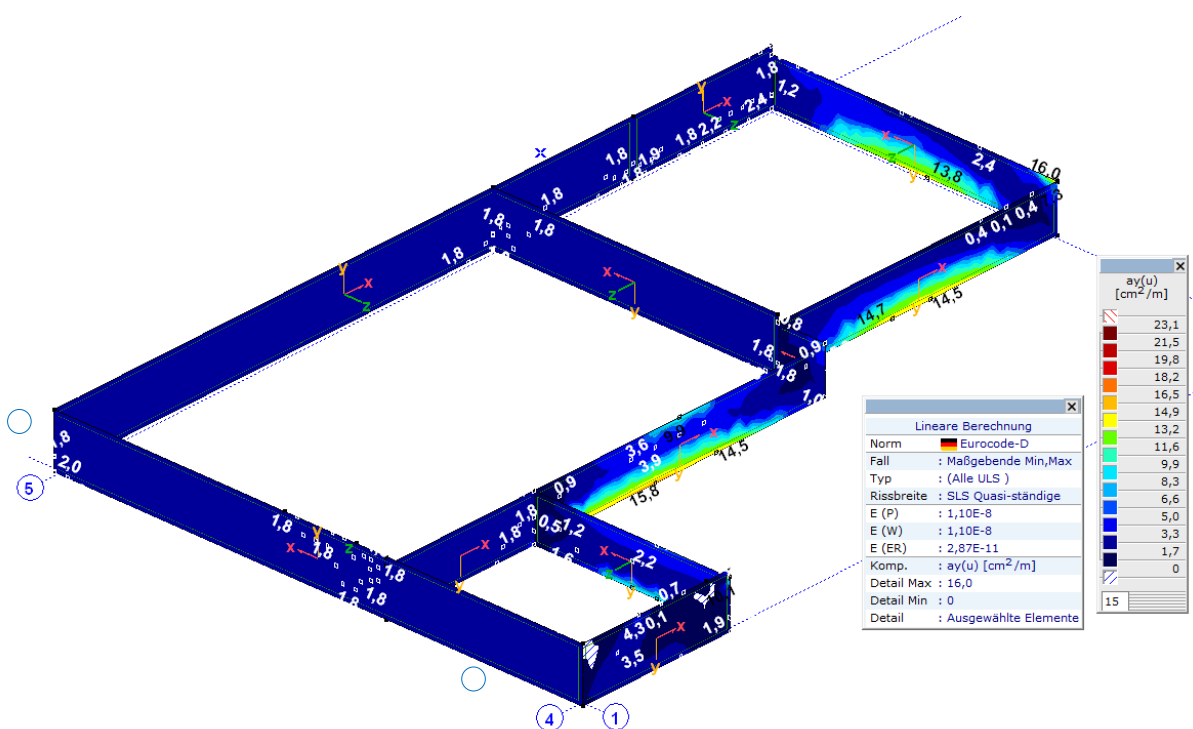


Abbildung 54: Berechnete Bewehrung außen in lokaler y-Richtung ay(u) (vertikal)

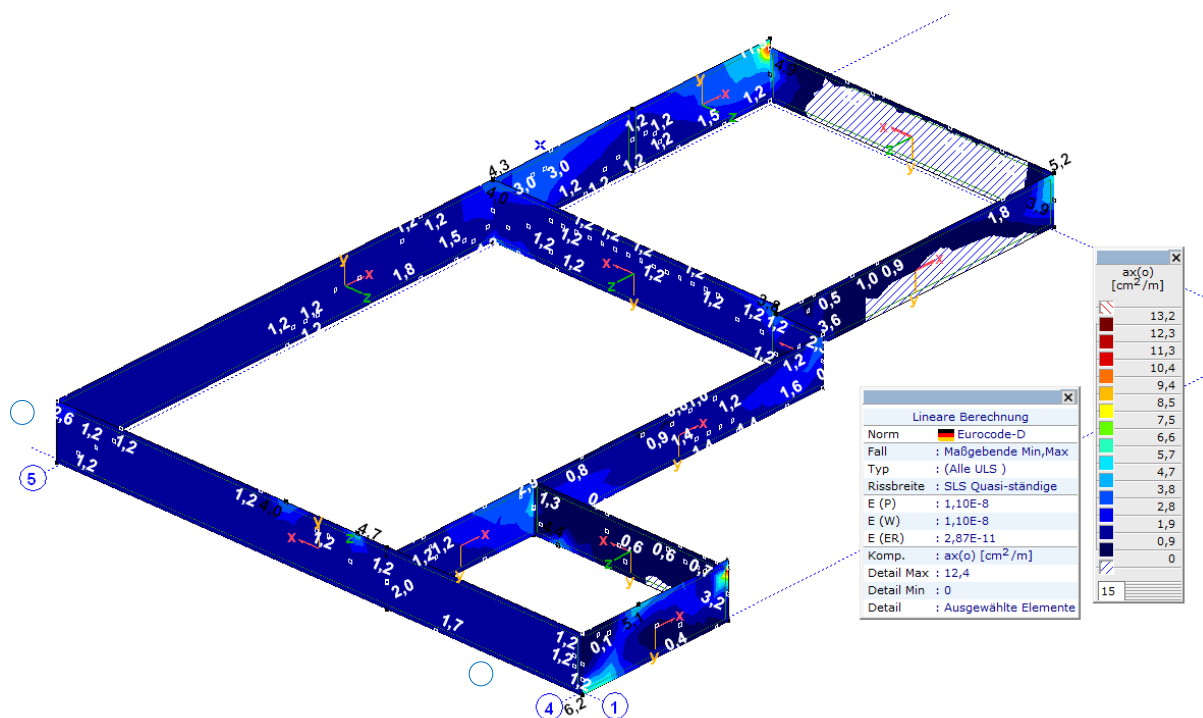


Abbildung 55: Berechnete Bewehrung innen in lokaler x-Richtung $ax(o)$ (horizontal)

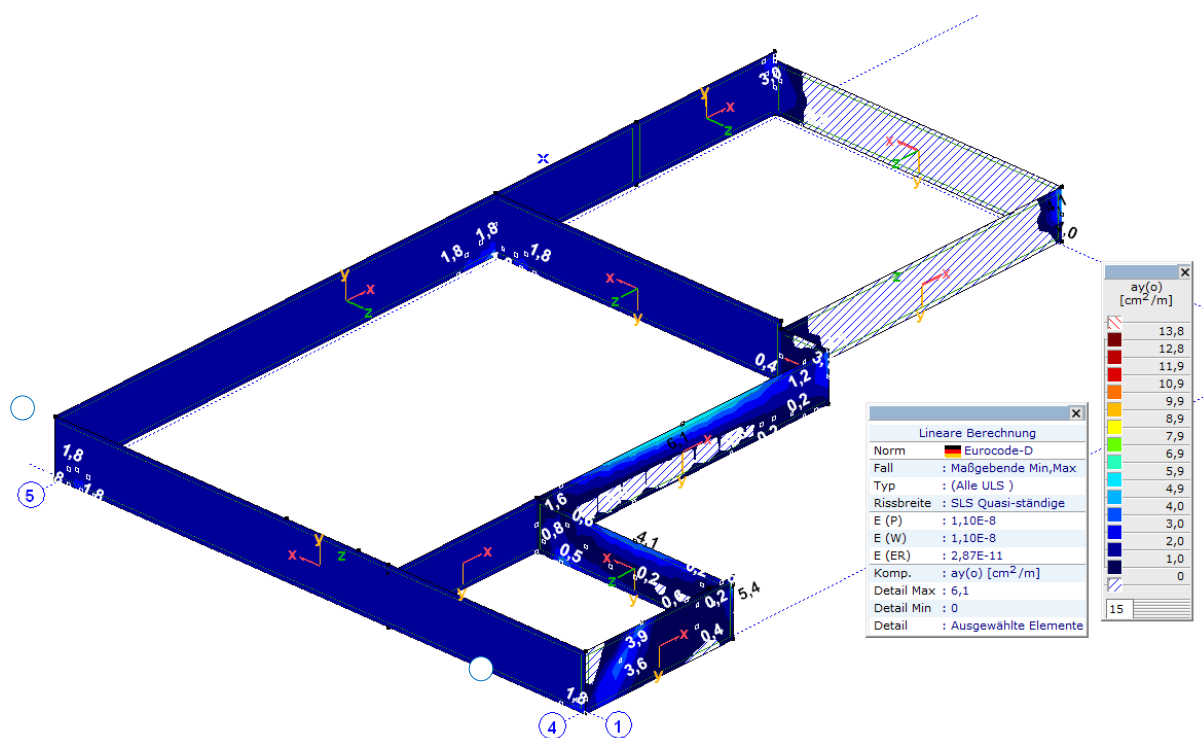


Abbildung 56: Berechnete Bewehrung innen in lokaler y-Richtung $ay(o)$ (vertikal)

7.7.4 Entworfenere Bewehrung

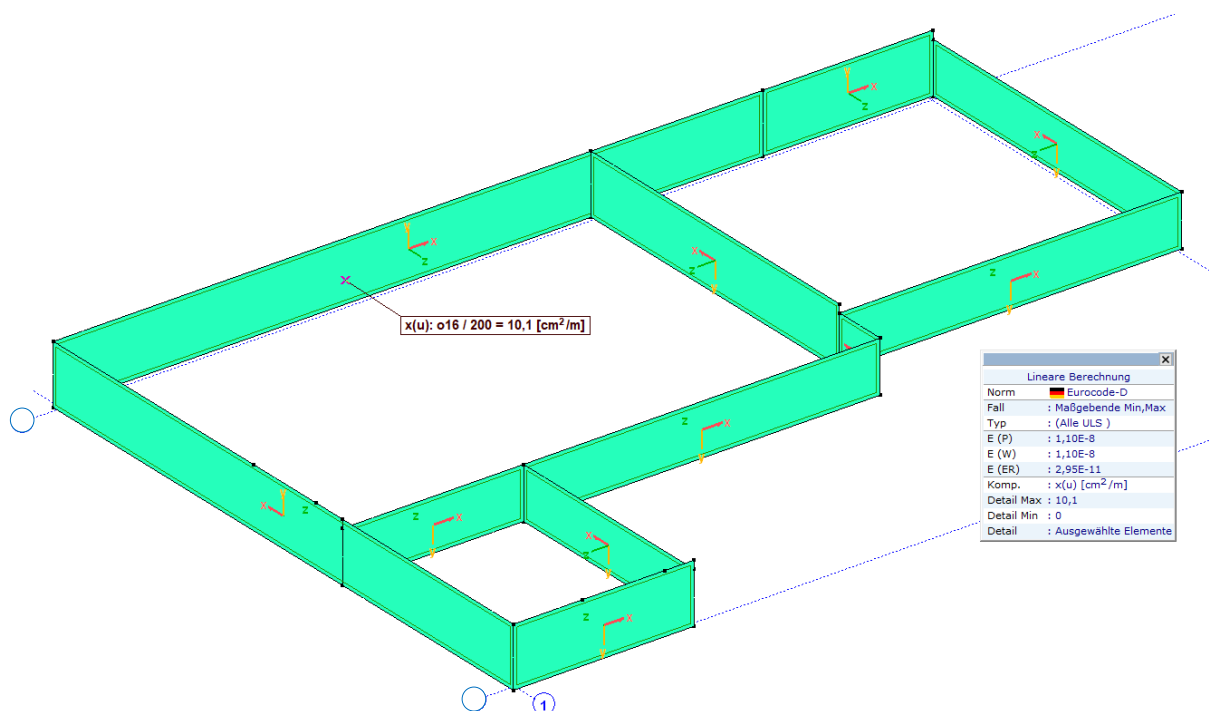


Abbildung 57: Entworfenere Bewehrung außen in lokaler x-Richtung (horizontal)

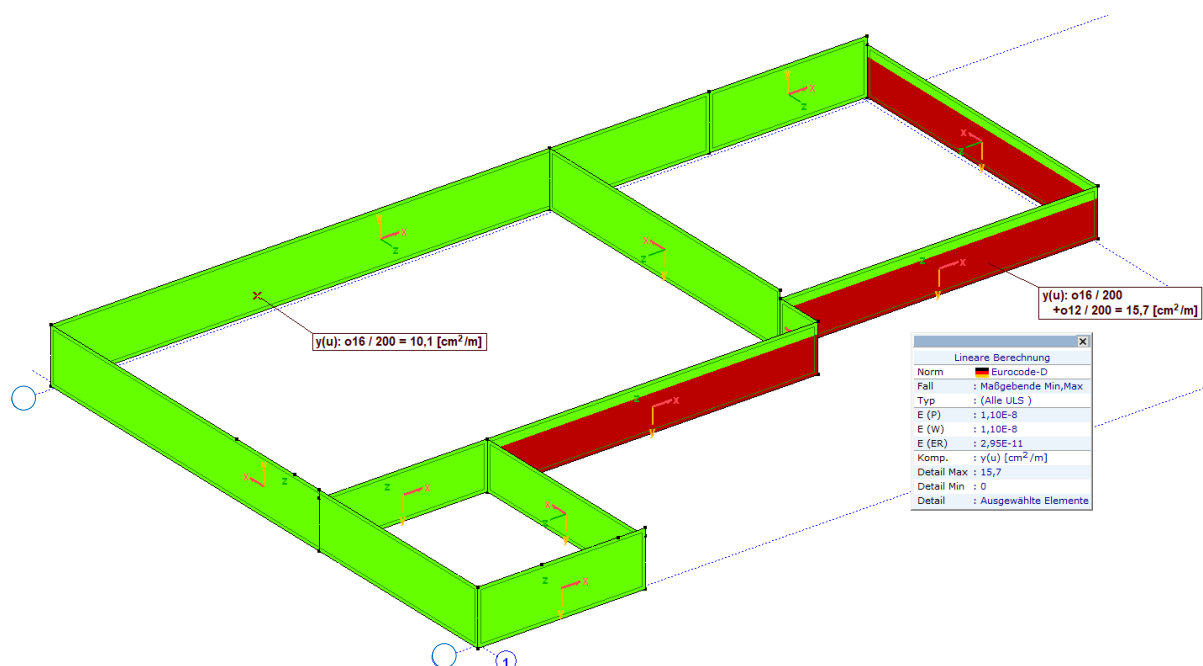


Abbildung 58: Entworfenere Bewehrung außen in lokaler y-Richtung (vertikal)

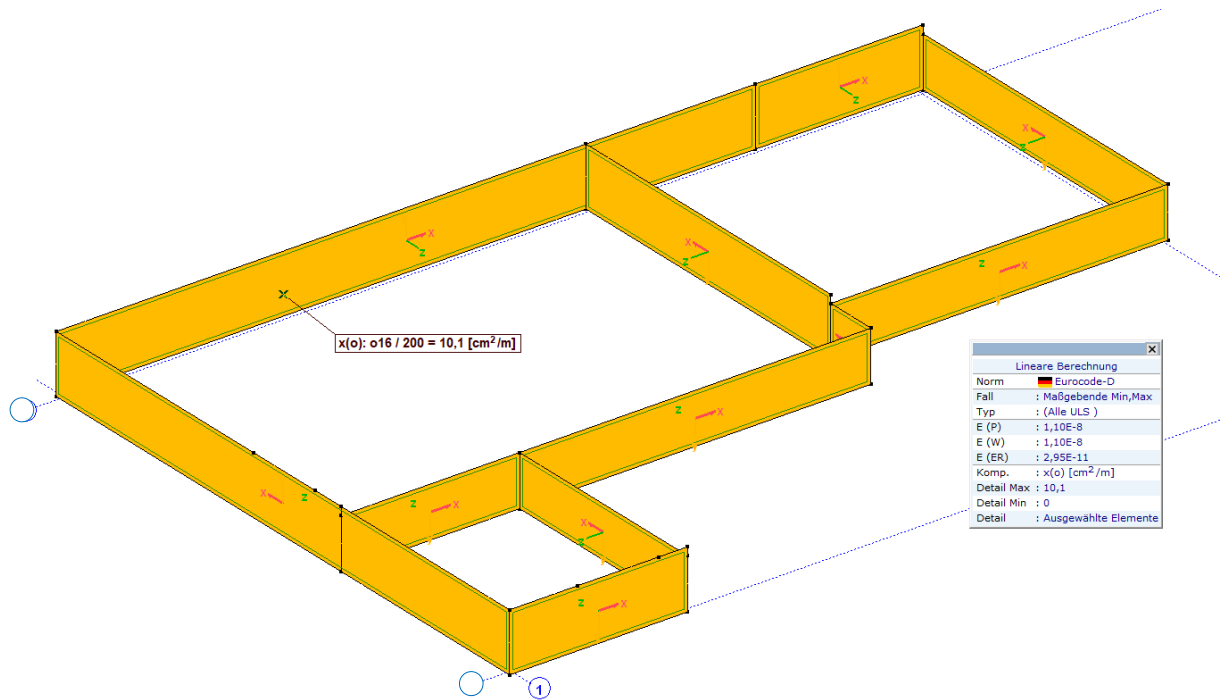


Abbildung 59: Entworfenere Bewehrung innen in lokaler x-Richtung (horizontal)

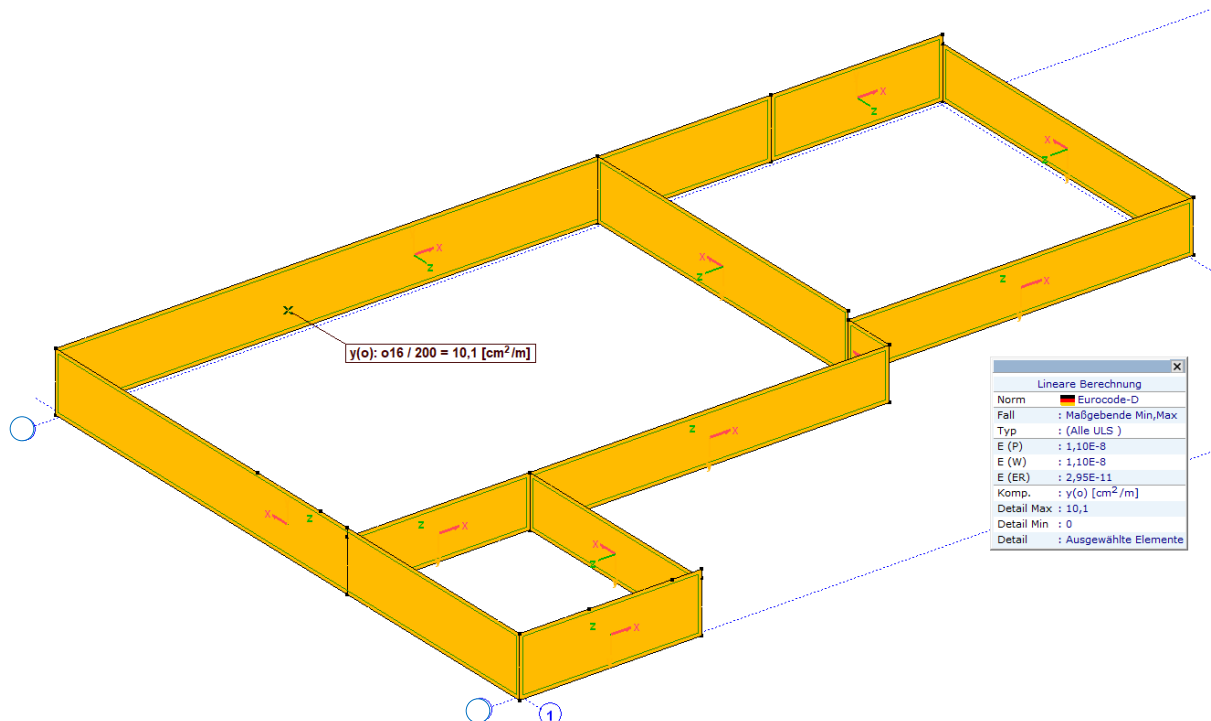


Abbildung 60: Entworfenere Bewehrung innen in lokaler y-Richtung (vertikal)

7.7.5 Horizontale Wandverschiebung

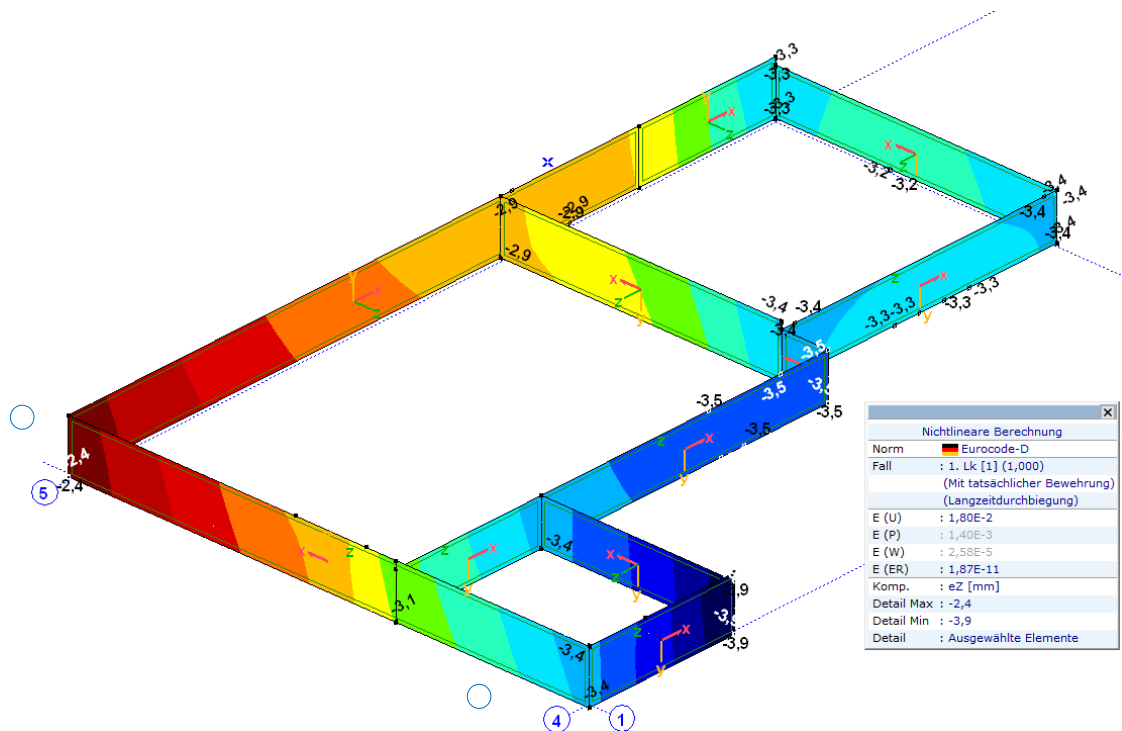


Abbildung 61: Horizontale Wandverschiebung im gerissenen Zustand

7.7.6 Rissbreiten

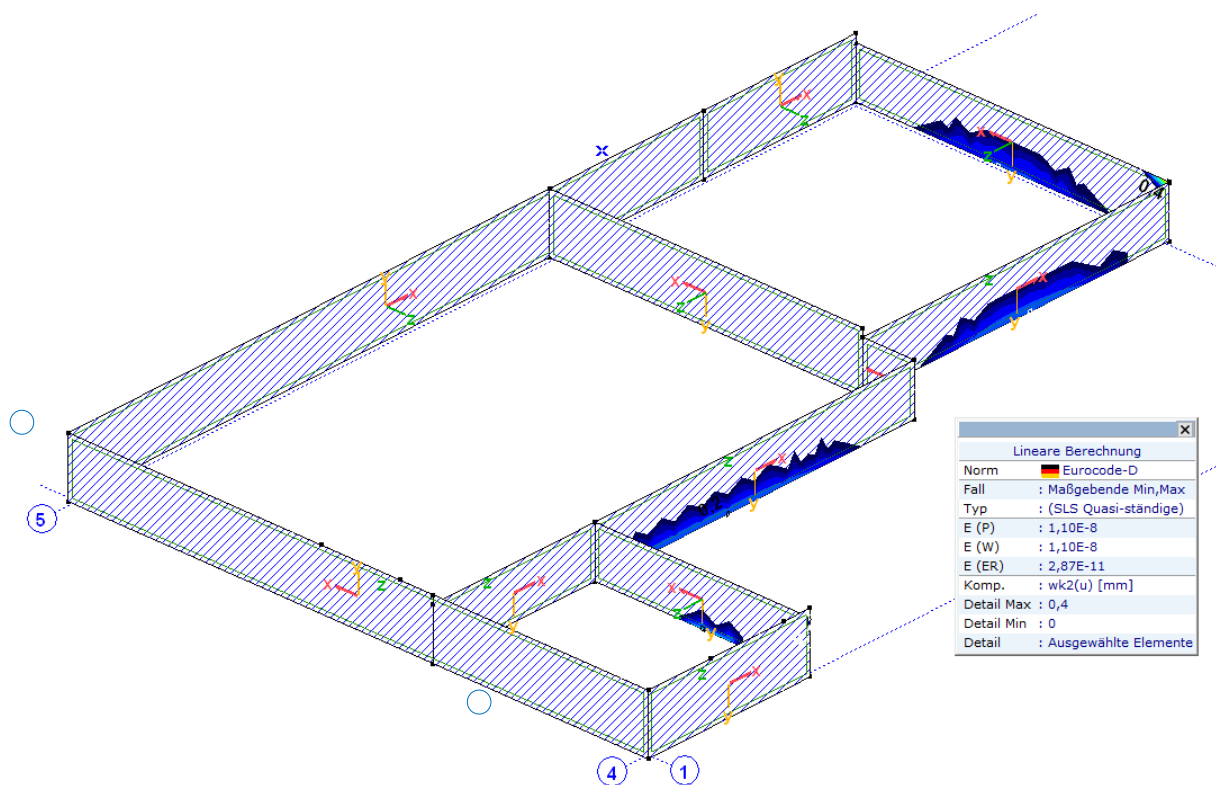


Abbildung 62: Rissbreiten an der äußeren Oberfläche

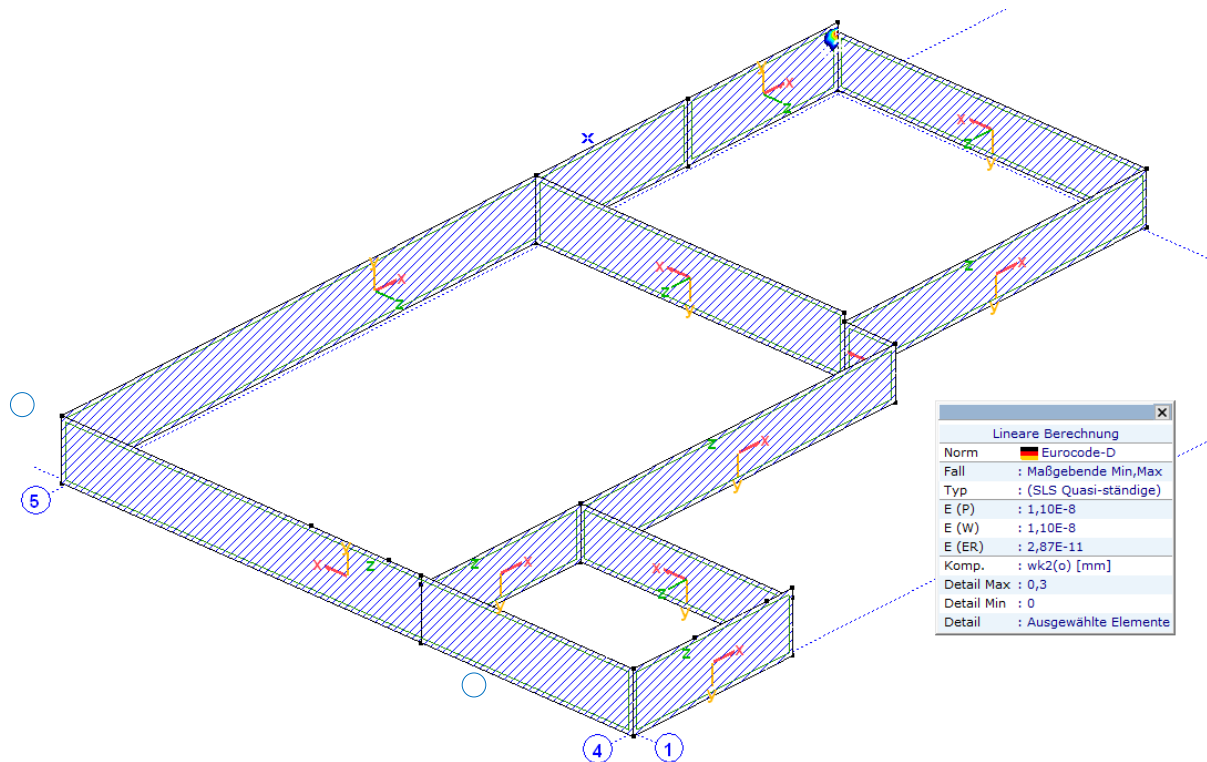


Abbildung 63: Rissbreiten an der inneren Oberfläche

Die berechneten Rissbreiten **erfüllen** die im Abs. 7.2 auferlegten Beschränkungen.

8 POSITION: KABELKANALPLATTE UND -WÄNDE

8.1 Betondeckung

Angenommene Anforderungsklasse: S3

8.1.1 Betondeckung Fundamentwand im Kontakt mit Boden

Expositionsklasse: XA1, XC3

Minstdruckfestigkeitsklasse: für XA1 --> C25/30

für XC3 --> C20/25

Angenommen: C25/30

Mindestbetondeckung aus Dauerhaftigkeitsanforderung: $c_{min,dur} = 20\text{mm}$

Mindestbetondeckung: $c_{min} = \max(c_{min,dur}; 10\text{mm}) = 20\text{mm}$

Vorhaltemaß: $\Delta c_{dev} = 15\text{mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35\text{mm}$

8.2 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Zulässige Rissbreite: 0,3mm

Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite gem. Abs. 7.2

8.3 Statisches System

Beton C25/30

Betonstahl B500B

Wanddicke: 24cm

Plattendicke: 25cm

Expositionsklasse: äußere Oberfläche XA1, XC3
innere Oberfläche XC3

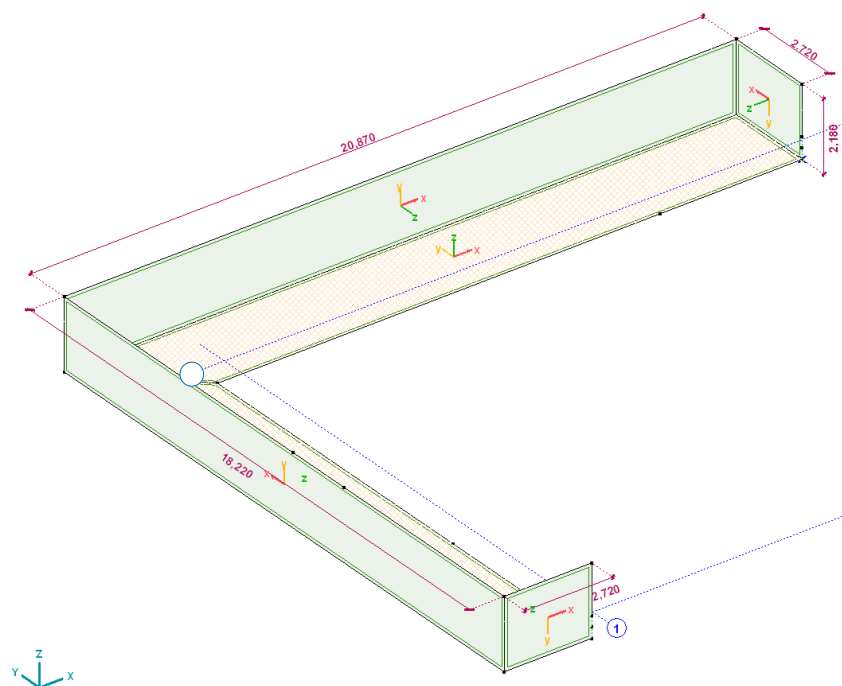


Abbildung 64: Kabelkanal – Geometrie

8.4 Direkt wirkende Belastungen

Lastwerte gem. Abs. 2.1 und 2.2.

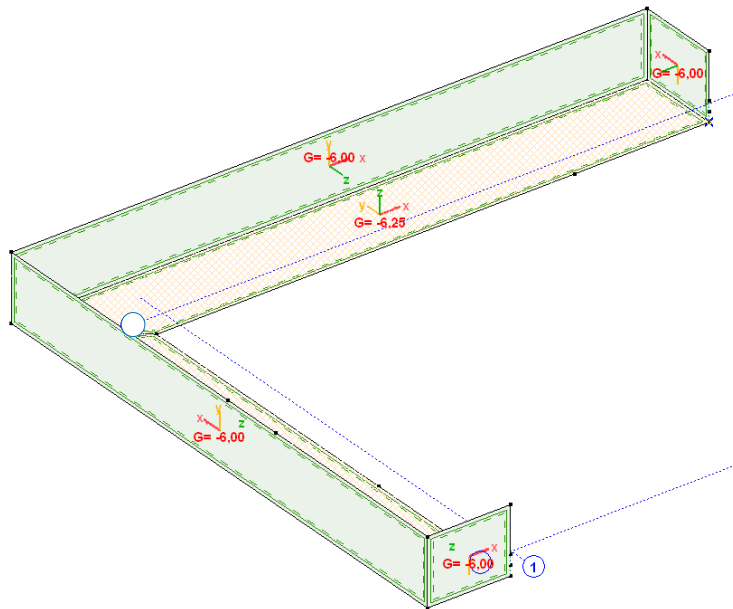


Abbildung 65: Eigengewicht

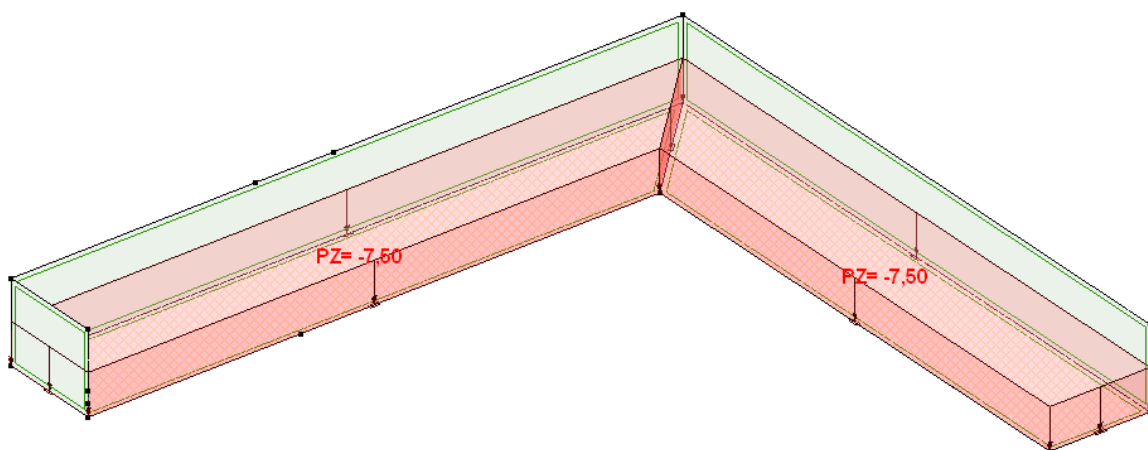


Abbildung 66: Nutzlast





Abbildung 68: Grundwasserdruck

8.5 Indirekt wirkende Belastungen

Lasten, die indirekt auf die Kanalplatte und Kanalwände einwirken, d. h. die Schneelast auf der Überdeckung, das Eigengewicht der Überdeckung und die Nutzlast darauf wurden durch das Berechnungsprogramm Axis VM X7 automatisch auf Basis des 3D-Berechnungsmodells ermittelt, das die oben genannten Einwirkungen berücksichtigte. Diese Belastung wurde unter Berücksichtigung der Kombinatorik auf die Kanalplatte und -wände eingeleitet.

Lastwerte der berücksichtigten Lasten gemäß Abs.2.1 und 2.2.

8.6 Lastgruppen

Die Lasten wurden in Lastgruppen gem. Abs. 5.2 aufgeteilt. Jede Nutzlast kann getrennt oder zusammen mit anderen Nutzlasten wirken.

8.7 Bemessung der Kabelkanäle

8.7.1 Bemessungsparameter

Die allgemeinen Parameter der Wand- und Plattenbewehrung wurden in folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 6: Parameter der Kabelkanalbewehrung

Parameter der Bereichsbewehrung									
	Beton	Betonstahl	Bauwerks- klasse	Dicke [mm]	Pos.	Expositions- klasse	c [mm]	σ_x [mm]	σ_y [mm]
4	C25/30	B500B	S3	240	↑	XC3	35	12	12
					↓	XC3	35	12	12

8.7.2 Berechnete innere Biegemomente



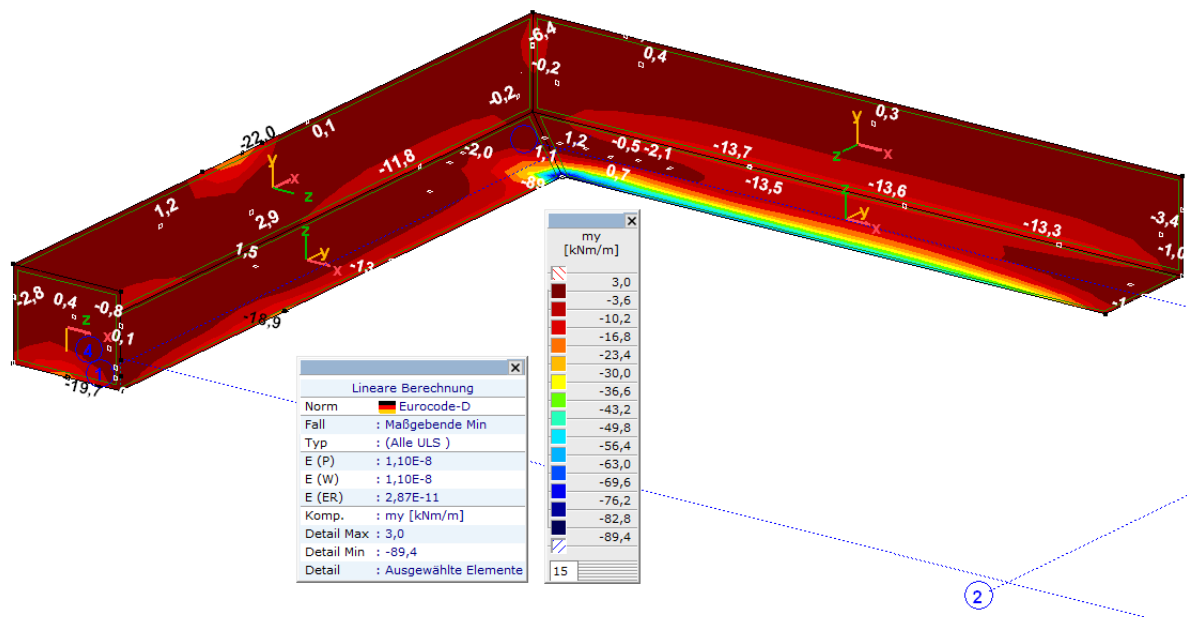


Abbildung 69: Das minimale Biegemoment um lokale x-Richtung (my)

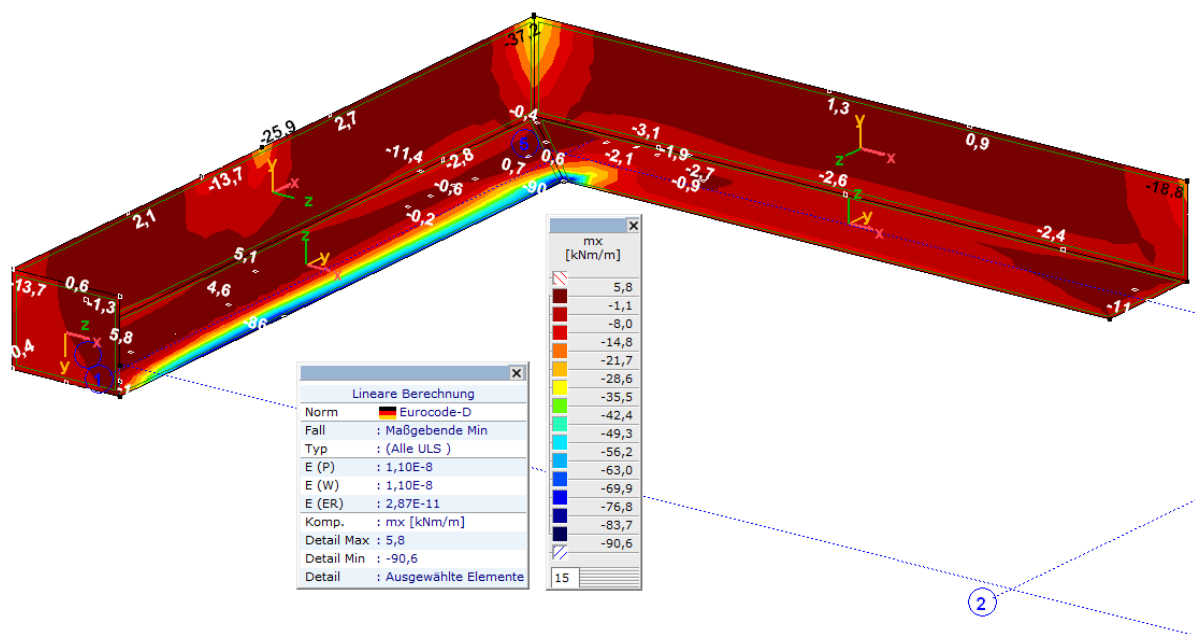


Abbildung 70: Das minimale Biegemoment um lokale y-Richtung (mx)

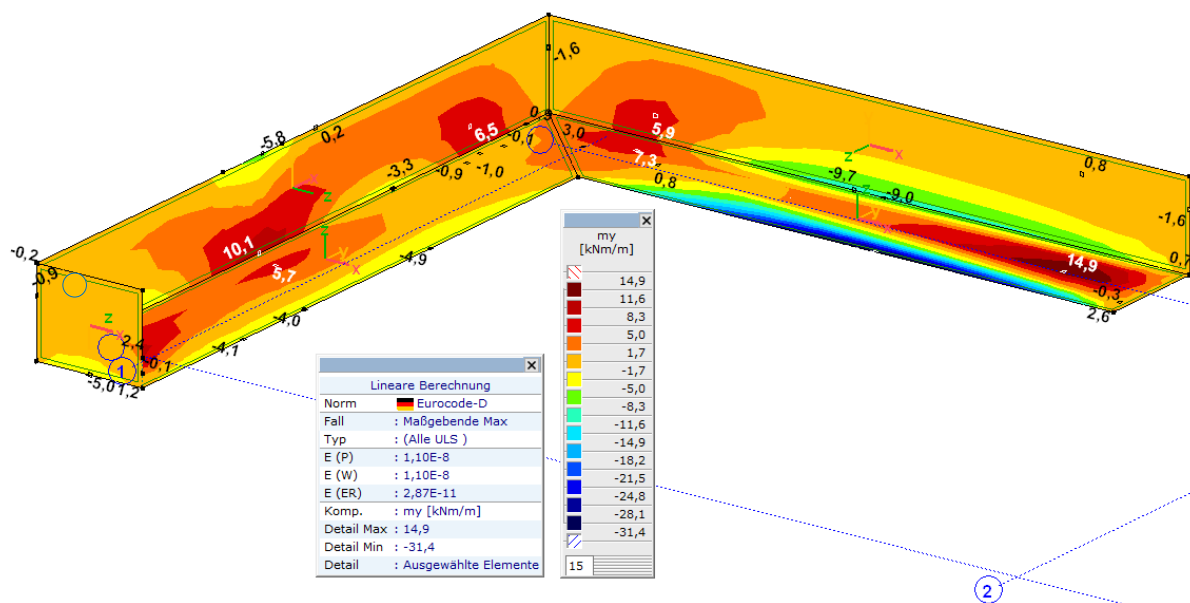


Abbildung 71: Das maximale Biegemoment um lokale x-Richtung (my)

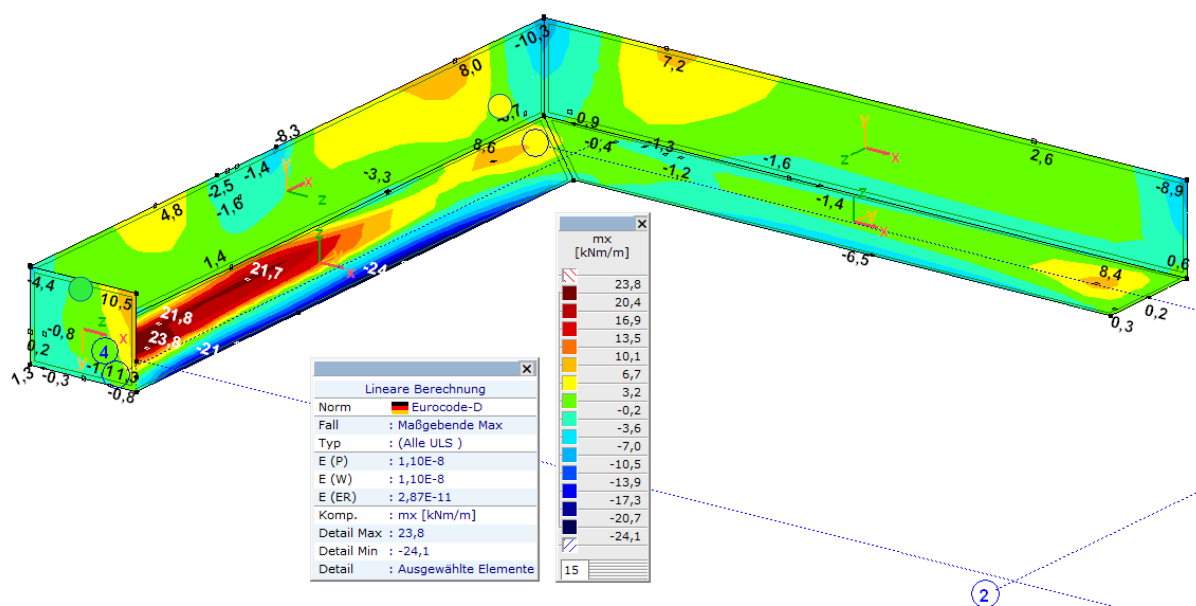


Abbildung 72: Das maximale Biegemoment um lokale y-Richtung (mx)

8.7.3 Berechnete Bewehrung

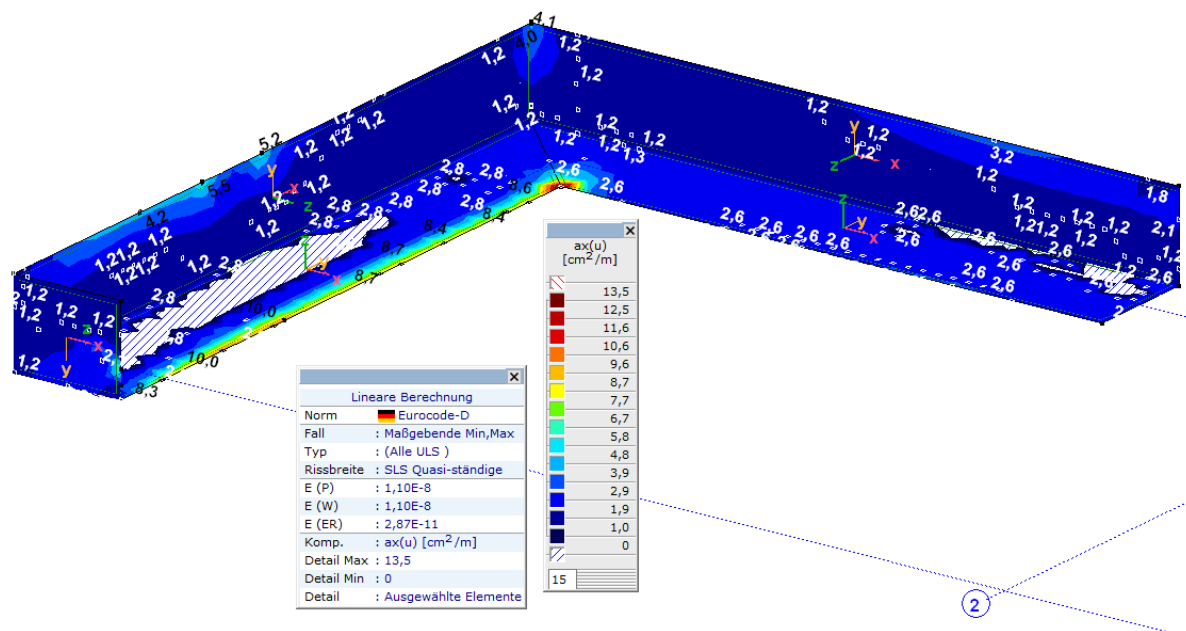


Abbildung 73: Berechnete Bewehrung außen in lokaler x-Richtung ax(u) (horizontal)

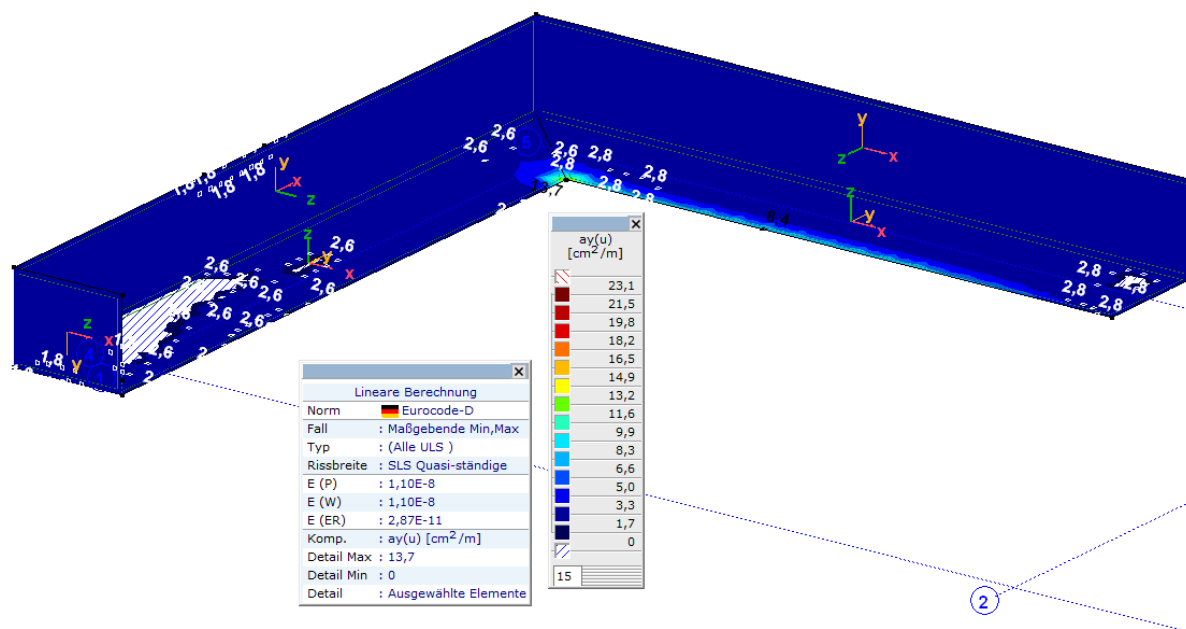


Abbildung 74: Berechnete Bewehrung außen in lokaler y-Richtung ay(u) (vertikal)

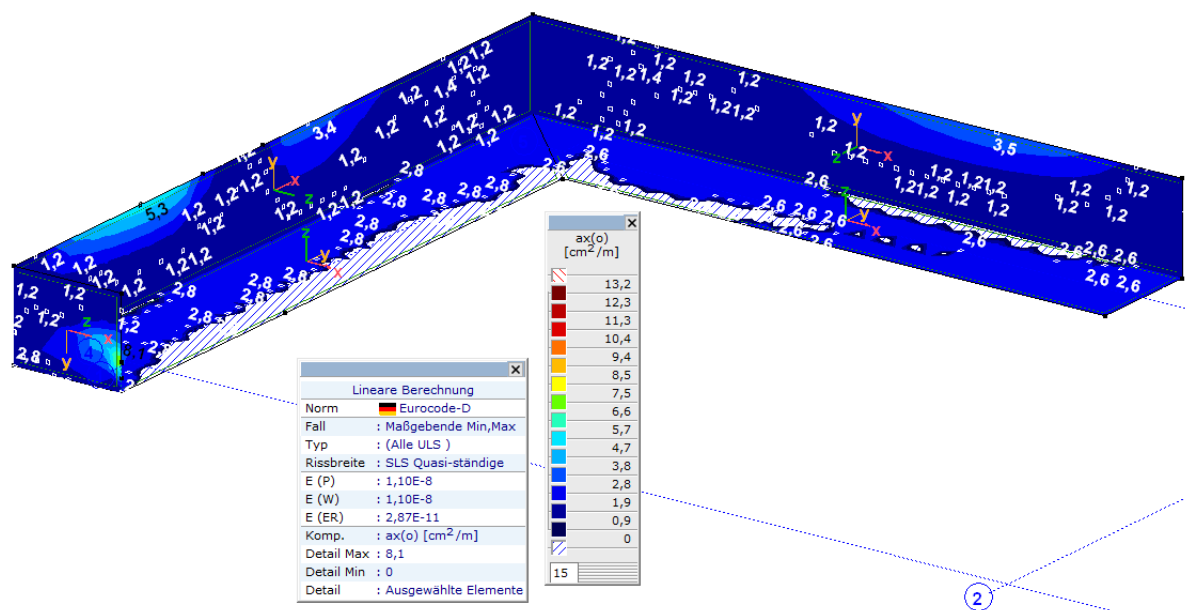


Abbildung 75: Berechnete Bewehrung innen in lokaler x-Richtung ax(o) (horizontal)

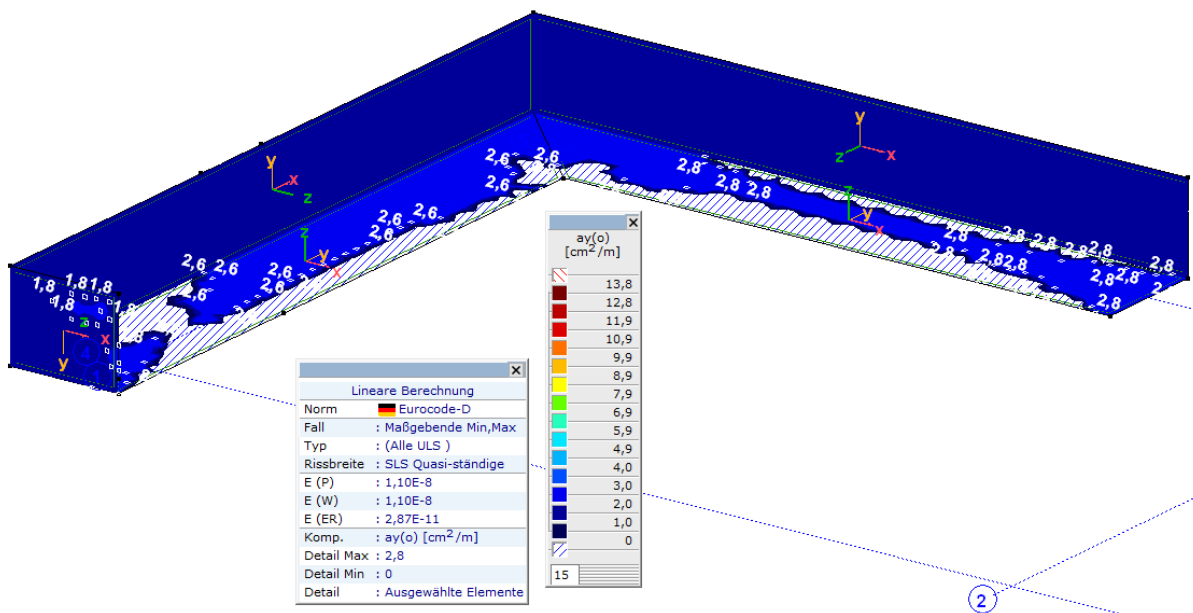


Abbildung 76: Berechnete Bewehrung innen in lokaler y-Richtung ay(o) (vertikal)

8.7.4 Entworfenere Bewehrung

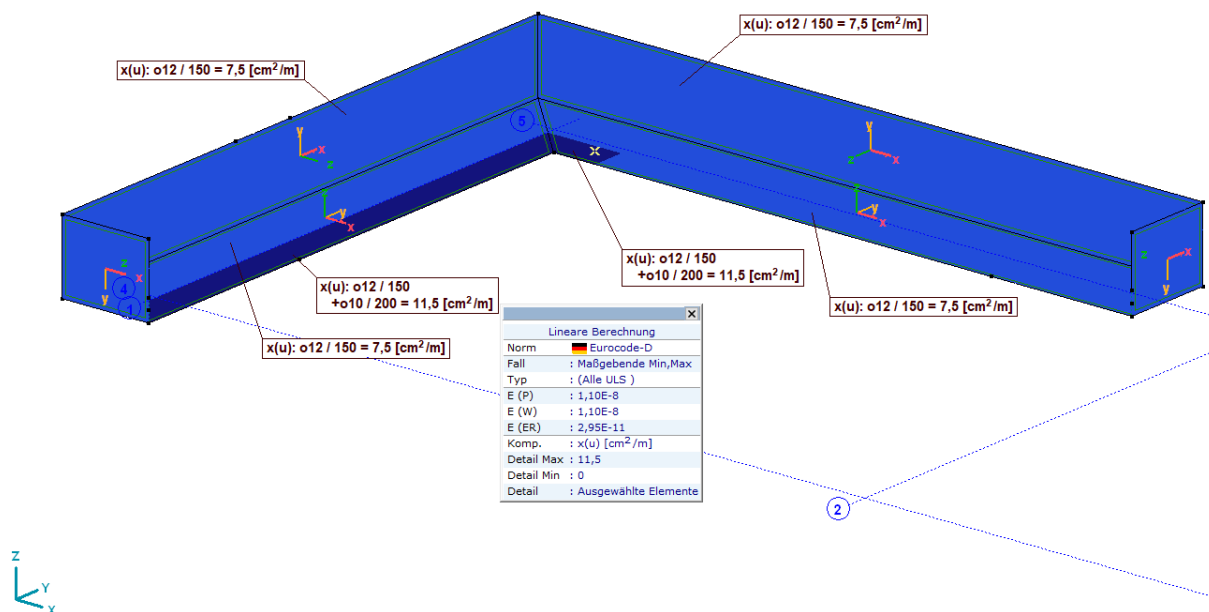


Abbildung 77: Entworfenere Bewehrung außen/unten in lokaler x-Richtung

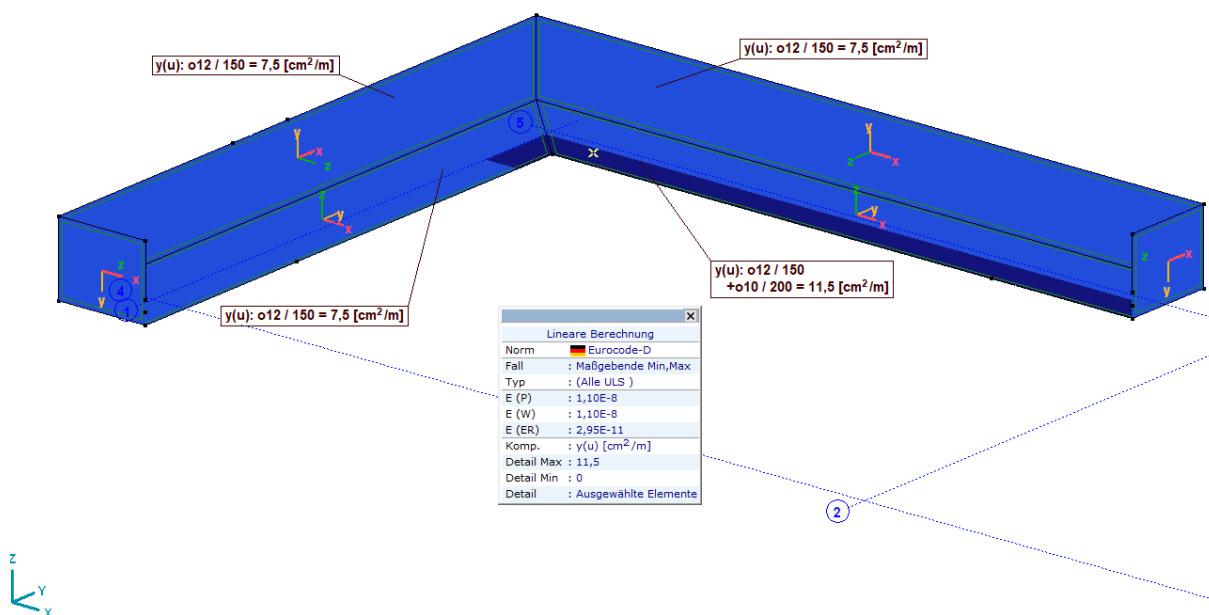


Abbildung 78: Entworfenere Bewehrung außen/unten in lokaler y-Richtung

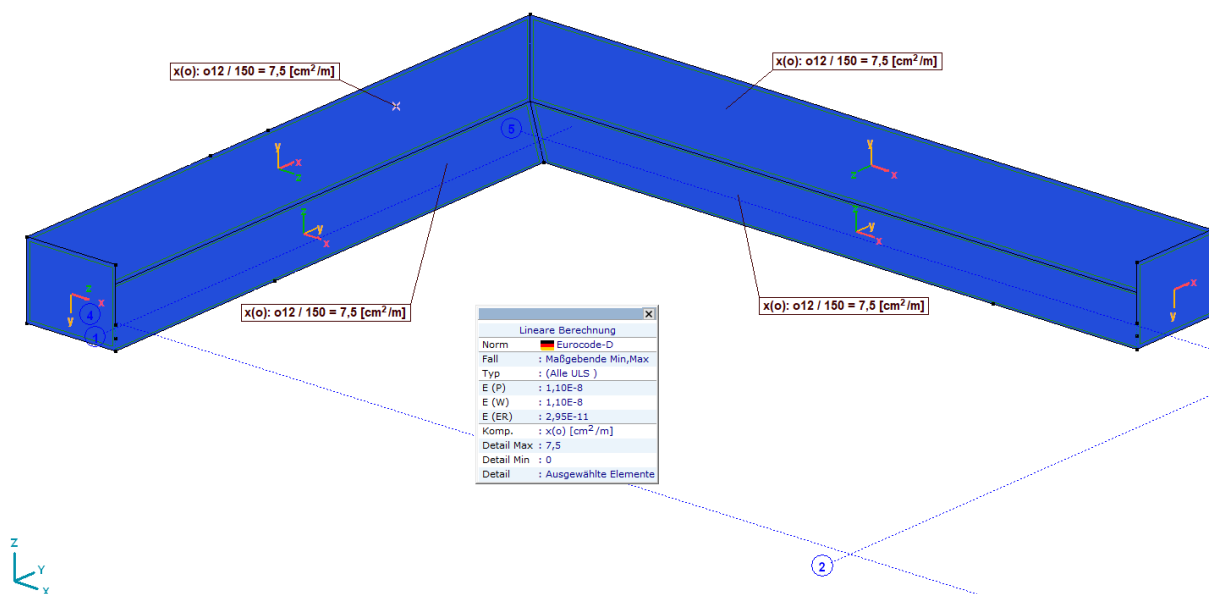


Abbildung 79: Entworfenere Bewehrung innen/oben in lokaler x-Richtung

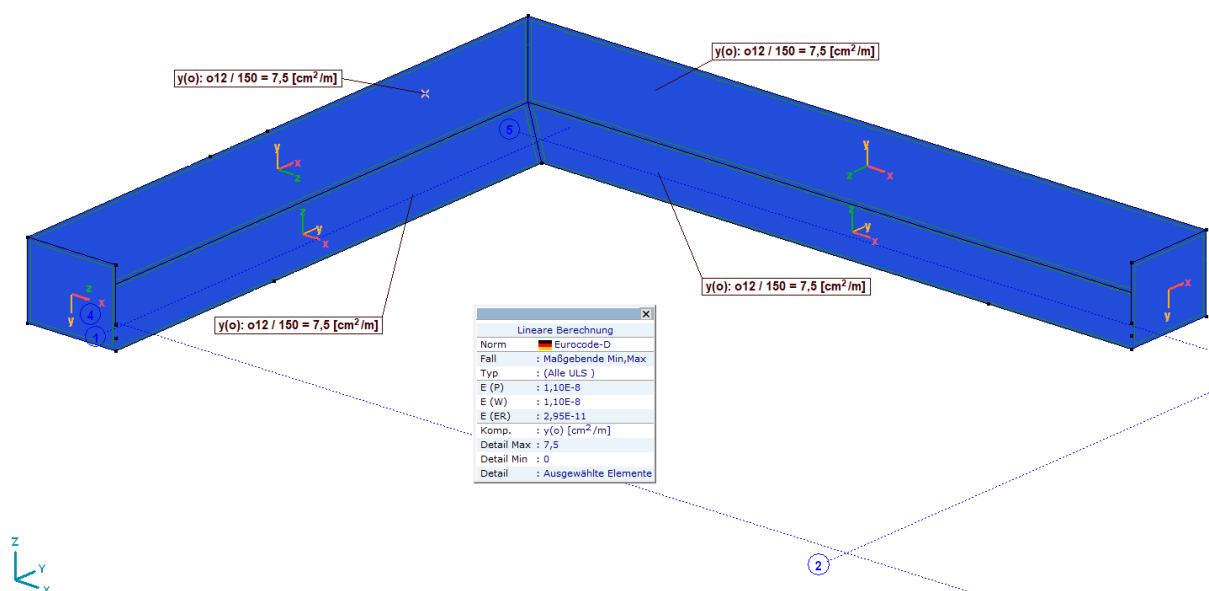


Abbildung 80: Entworfenere Bewehrung innen/oben in lokaler y-Richtung

8.7.5 Horizontale Wandverschiebung

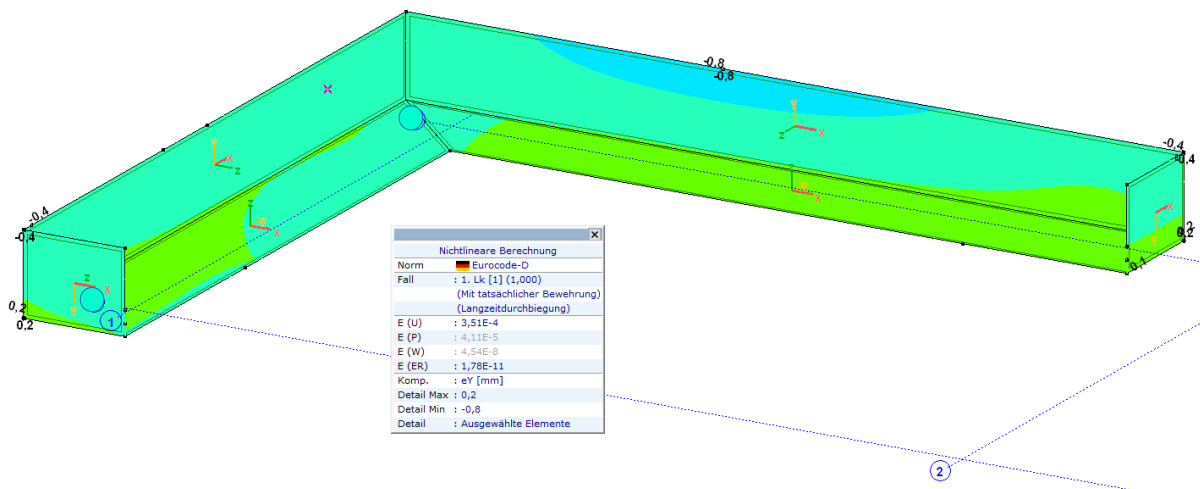


Abbildung 81: Horizontale Wandverschiebung im gerissenen Zustand

8.7.6 Rissbreiten

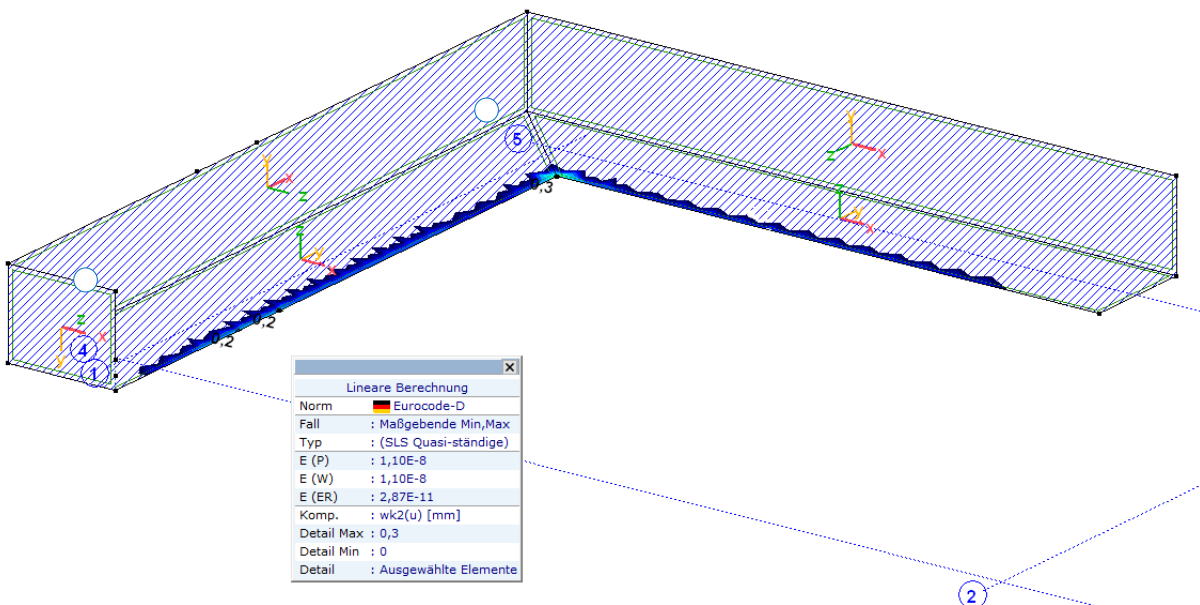


Abbildung 82: Rissbreiten an der äußeren/unteren Oberfläche



9 POSITION: KANALABDECKUNG

9.1.1 Statisches System

Lasteinzugsbreite: $a = 0,90\text{m}$

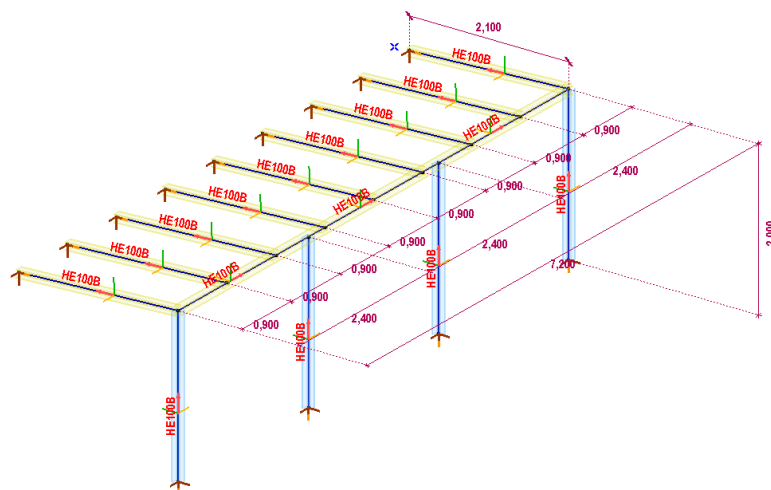


Abbildung 84: Kanalabdeckung Standardfall, statisches System

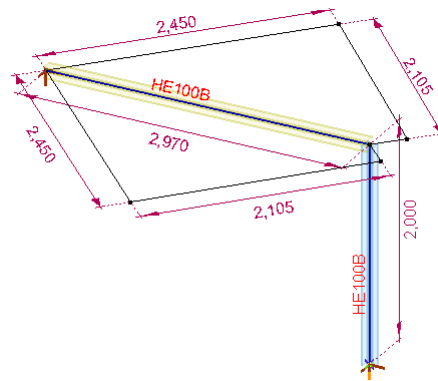


Abbildung 85: Kanalabdeckung in der Kanalecke mit der Lasteinzugsfläche, statisches System

9.1.2 Belastung

Die Lastenwerte gem. Abs. 2.1.7.

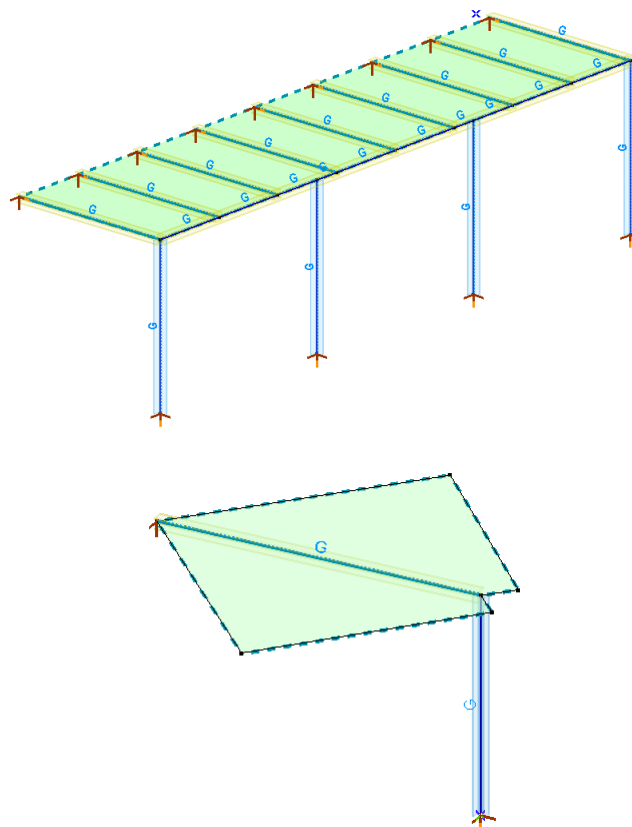


Abbildung 86: Kanalabdeckung, Eigengewicht



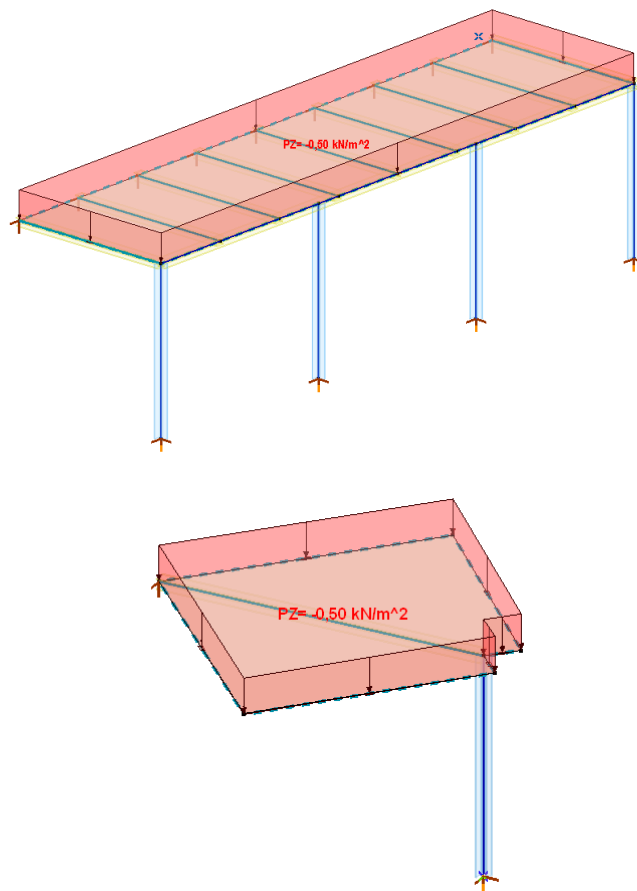
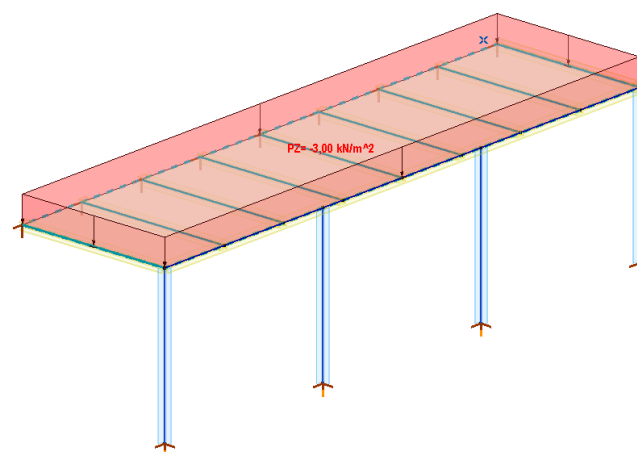


Abbildung 87: Kanalabdeckung, Riffelblechgewicht



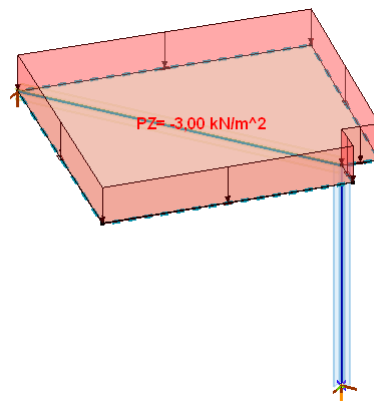


Abbildung 88: Kanalabdeckung, Nutzlast 1

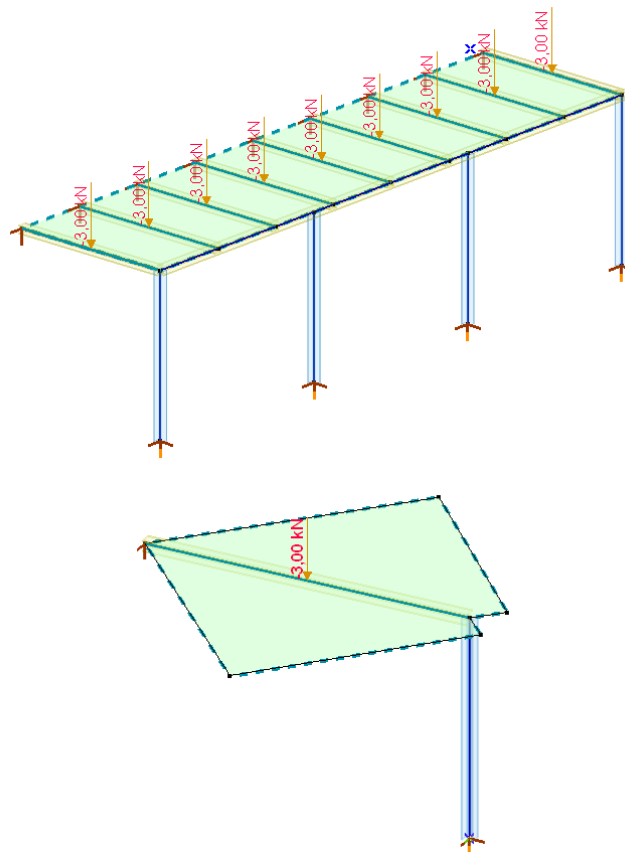


Abbildung 89: Kanalabdeckung, Nutzlast 2



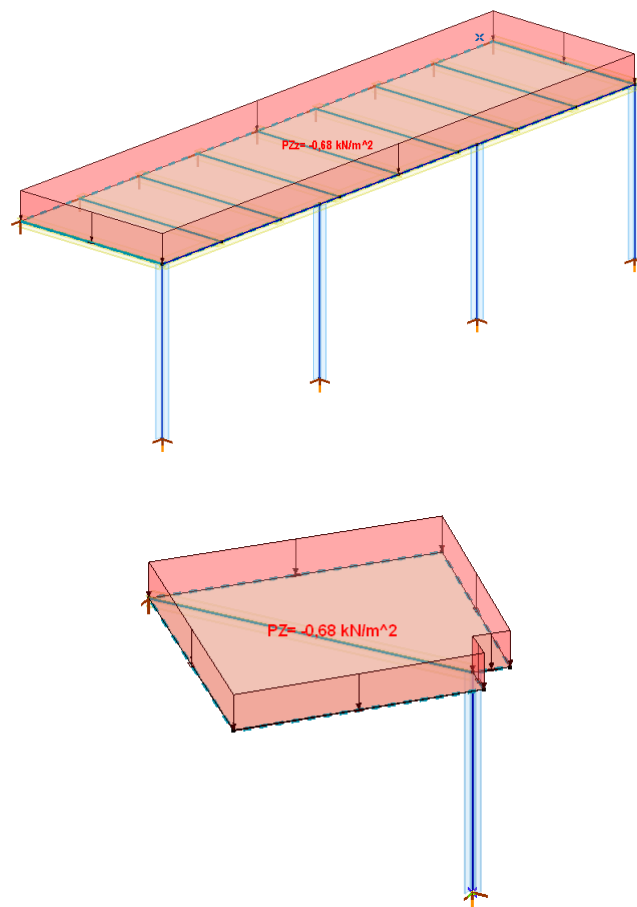
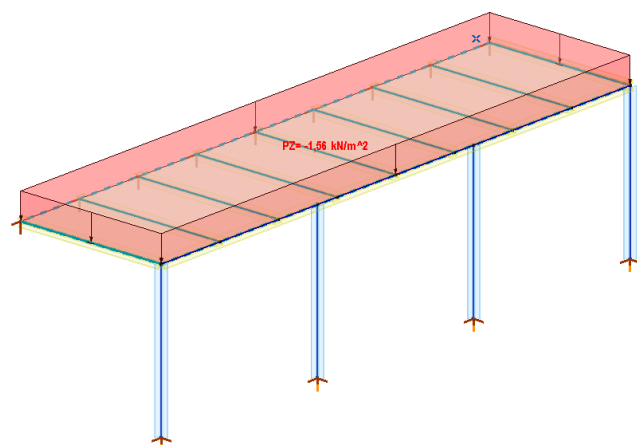


Abbildung 90: Kanalabdeckung, Scheelast



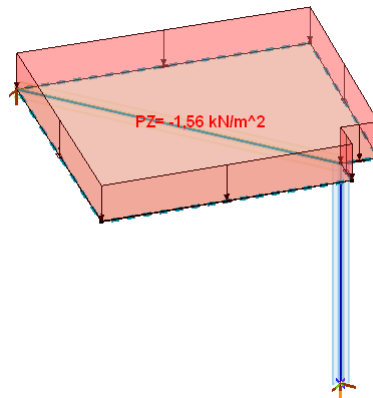


Abbildung 91: Kanalabdeckung, Schneelast außergewöhnlich

9.1.3 Bemessung des Riffelblechs

Einfeldplatte, Max Spannweite	L= 0,80 m
Blechdicke:	t _b = 5mm
Blechverstärkung:	t _f / h _f = 5mm / 50mm
Blechverstärkungsabstand:	500 mm
Stahl:	S235; f _y =235MPa; E=210000MPa;
γ _{M0} =1,00	
<u>Belastung:</u>	
Eigengewicht (Abs. 2.1.7):	g= 0,39 kN/m ² ; γ _f = 1,35
Nutzlast (Abs. 2.2.1):	q= 3,00 kN/m ² ; γ _f = 1,50

Berechnungen der Blechverstärkung für gleichmäßig verteilte Nutzlast

$$p_k = (0,39 \text{ kN/m}^2 + 3,00 \text{ kN/m}^2) \cdot 0,5 \text{ m} + 78,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,005 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m} = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$p_D = (0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 + 3,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,50) \cdot 0,5 \text{ m} + 1,35 \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,005 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m} = 2,54 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 2,54 \text{ kN/m} \cdot (0,90 \text{ m})^2 / 8 = 0,257 \text{ kNm}$$

$$A = 0,5 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm} = 27,5 \text{ cm}^2$$

$$S_y = (50 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}) \cdot 0,25 \text{ cm} + (0,5 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm}) \cdot (0,5 \text{ cm} + 0,5 \cdot 5 \text{ cm}) = 13,75 \text{ cm}^3$$

$$y_c = S_y / A = 13,75 \text{ cm}^3 / 27,5 \text{ cm}^2 = 0,5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

$$J_{yS} = 50 \text{ cm} \cdot (0,5 \text{ cm})^3 / 12 + (50 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}) \cdot (0,5 \cdot 0,5 \text{ cm})^2 + 0,5 \text{ cm} \cdot (5 \text{ cm})^3 / 12 + 0,5 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm} \cdot (0,5 \text{ cm} + 0,5 \cdot 5 \text{ cm})^2 = 29,79 \text{ cm}^4$$

$$J_y = J_{yS} - A \cdot y_c^2 = 29,79 \text{ cm}^4 - 27,5 \text{ cm}^2 \cdot (0,5 \text{ cm})^2 = 22,915 \text{ cm}^4 = 2,292 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$



$$W_y = 22,915 \text{ cm}^4 / (0,5 \text{ cm} + 5 \text{ cm} - 0,5 \text{ cm}) = 4,583 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = W_y \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4,583 \text{ cm}^3 \cdot 235 \text{ MPa} / 1,00 = 1077,01 \text{ Nm} = 1,077 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0,257 / 1,077 = 0,239 < 1,00 - \text{erfüllt}$$

$$u = 5 \cdot p_k \cdot l^4 / 384 \cdot E J_y = [5 \cdot 1,71 \text{ kN/m} \cdot (0,9 \text{ m})^4] / [384 \cdot 210000 \cdot 2,292 \text{ m} \cdot 10^{-7}] = 0,303 \text{ mm}$$

$$u_{lim} = l / 150 = 900 / 150 = 6,00 \text{ mm}$$

$$u / u_{lim} = 0,303 / 6,000 = 0,05 < 1,00 - \text{erfüllt}$$

Berechnungen der Blechverstärkung für Nutzlast als Punktlast

$$p_k = 0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} + 78,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,005 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m} = 0,22 \text{ kN/m}$$

$$P_k = 3 \text{ kN}$$

$$p_D = 1,35 (0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} + 0,22 \text{ kN/m}) = 0,30 \text{ kN/m}$$

$$P_D = 3,0 \text{ kN} \cdot 1,5 = 4,5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,30 \text{ kN/m} \cdot (0,90 \text{ m})^2 / 8 + 4,5 \text{ kN} \cdot (0,90 \text{ m} / 4) = 1,04 \text{ kNm}$$

$$A = 0,5 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm} = 27,5 \text{ cm}^2$$

$$S_y = (50 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}) \cdot 0,25 \text{ cm} + (0,5 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm}) \cdot (0,5 \text{ cm} + 0,5 \cdot 5 \text{ cm}) = 13,75 \text{ cm}^3$$

$$y_c = S_y / A = 13,75 \text{ cm}^3 / 27,5 \text{ cm}^2 = 0,5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

$$J_{yS} = 50 \text{ cm} \cdot (0,5 \text{ cm})^3 / 12 + (50 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}) \cdot (0,5 \cdot 0,5 \text{ cm})^2 + 0,5 \text{ cm} \cdot (5 \text{ cm})^3 / 12 +$$

$$0,5 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm} \cdot (0,5 \text{ cm} + 0,5 \cdot 5 \text{ cm})^2 = 29,79 \text{ cm}^4$$

$$J_y = J_{yS} - A \cdot y_c^2 = 29,79 \text{ cm}^4 - 27,5 \text{ cm}^2 \cdot (0,5 \text{ cm})^2 = 22,915 \text{ cm}^4 = 2,292 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$W_y = 22,915 \text{ cm}^4 / (0,5 \text{ cm} + 5 \text{ cm} - 0,5 \text{ cm}) = 4,583 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = W_y \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4,583 \text{ cm}^3 \cdot 235 \text{ MPa} / 1,00 = 1077,01 \text{ Nm} = 1,077 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 1,04 / 1,077 = 0,966 < 1,00 - \text{erfüllt}$$

$$u = 5 \cdot p_k \cdot l^4 / 384 \cdot E J_y + P_k \cdot l^3 / (48 E I) = [5 \cdot 0,39 \text{ kN/m} \cdot (0,9 \text{ m})^4] / [384 \cdot 210000 \cdot 2,292 \text{ m} \cdot 10^{-7}] + 3,0 \text{ kN} \cdot (0,9)^3 / [48 \cdot 210000 \cdot 2,292 \text{ m} \cdot 10^{-7}] = 1,02 \text{ mm}$$

$$u_{lim} = l / 150 = 900 / 150 = 6,00 \text{ mm}$$

$$u / u_{lim} = 1,02 / 6,000 = 0,17 < 1,00 - \text{erfüllt}$$

9.1.4 Innere Kräfte





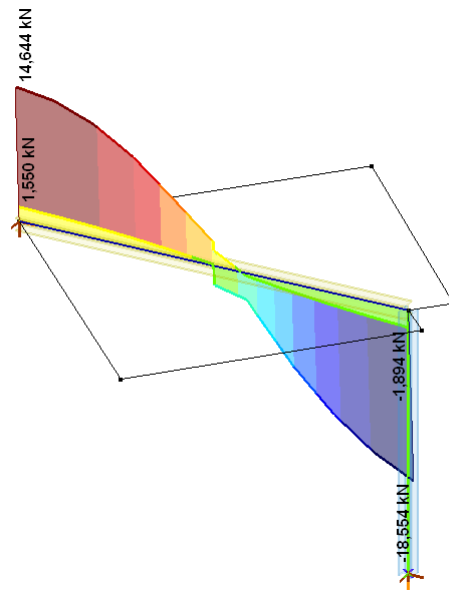


Abbildung 93: Kanalabdeckung, Querkraft Vz

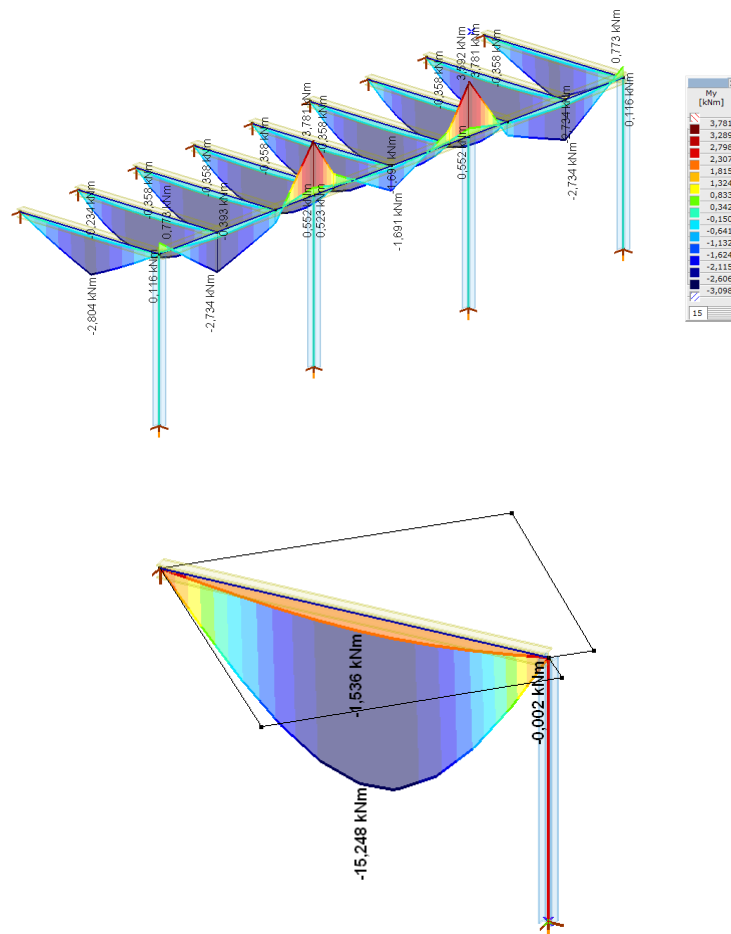


Abbildung 94: Kanalabdeckung, Biegemomente My



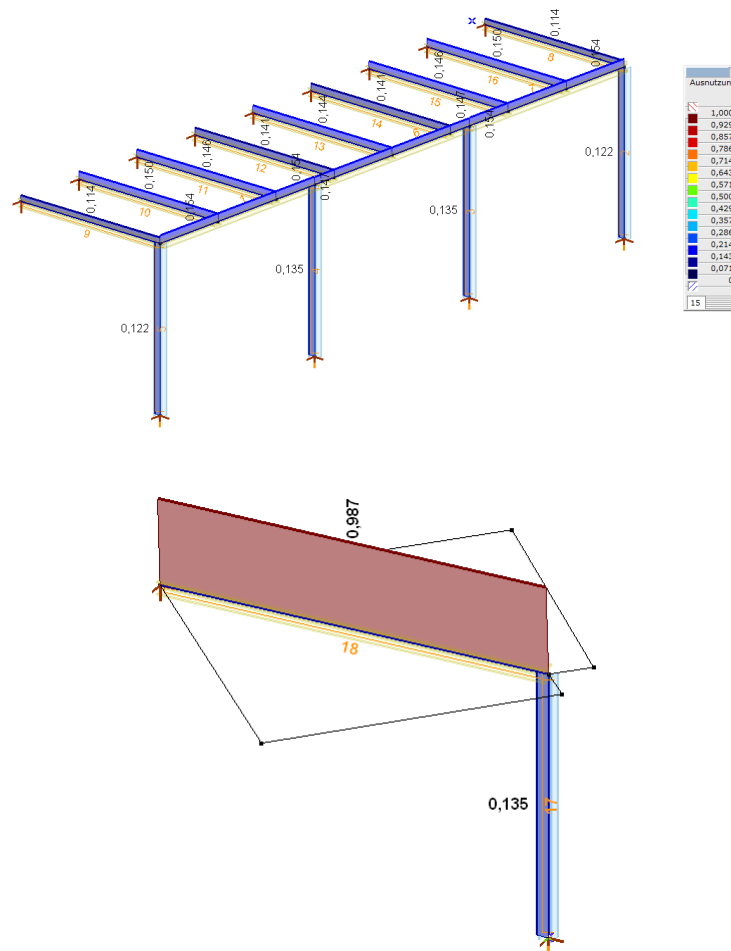


Abbildung 95: Kanalabdeckung, Ausnutzung

9.2 Stahlbetonbrücke

9.2.1 Materialien

Beton C25/30

Betonstahl B500B

Spannweite: 2,72m

Dicke: d = von 0,21m bis 0,26m

Expositionsklasse: XC4, XF1

9.2.2 Betondeckung

Angenommene Anforderungsklasse: S3

Mindestdruckfestigkeitsklasse: für XC4 --> C25/30

für XF1 --> C25/30

Gewählt: C25/30

Mindestbetondeckung c_{\min} wegen Korrosionsschutz: $c_{\min} = 25\text{mm}$

Nennmaß der Betondeckung: $c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 25\text{mm} + 15\text{mm} = 40\text{mm}$

9.2.3 Belastung

Die Stahlbetonplatte ist monolithisch mit den Wänden verbunden und ist mit einer Nutzlast von $7,0 \text{ kN/m}^2$ belastet.

9.2.4 Bewehrung

Die Mindestbewehrung wegen Rissbreitenbegrenzung ($0,3\text{mm}$) ist $\#10/150$.

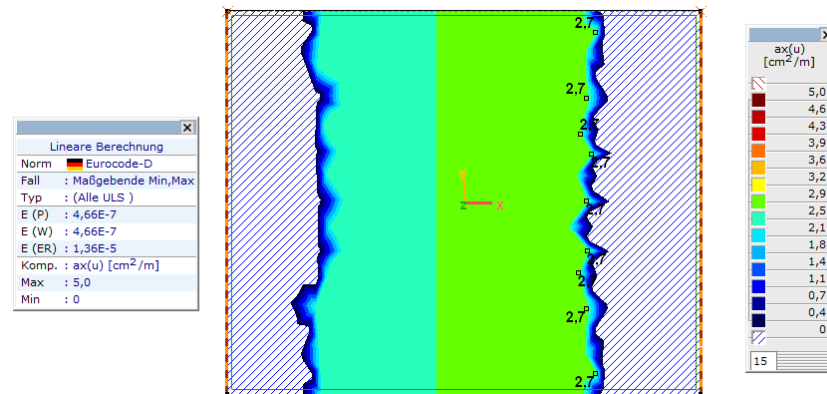


Abbildung 96: Berechnete Brückenbewehrung (x unten)

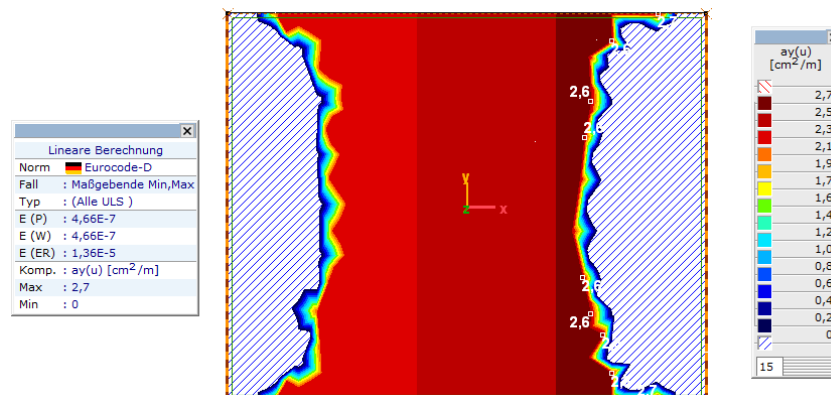


Abbildung 97: Berechnete Brückenbewehrung (y unten)

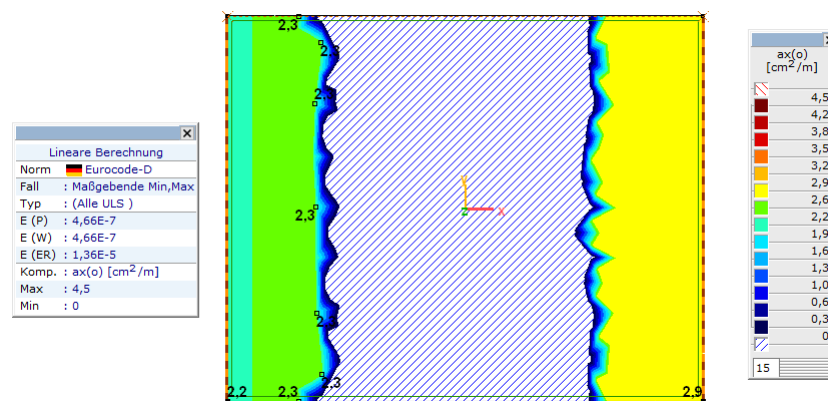


Abbildung 98: Berechnete Brückenbewehrung (x oben)

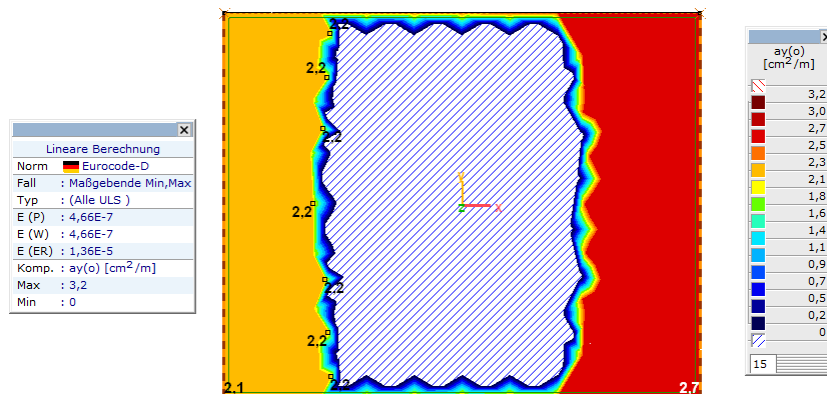


Abbildung 99: Berechnete Brückenbewehrung (y oben)

Gewählt:

- unten: #10/150 (5,2 cm²/m)
- oben: #10/150 (5,2 cm²/m)

10 POSITION: STURZBALKEN UND PFOSTEN LEITWARTE

10.1 Statisches System

Über dem Fenster im Leitwarteraum wurde ein Stahlbetonsturz entworfen, der zusammen mit den Pfosten auf beiden Seiten der Öffnung einen stabilen, in der Fundamentwand befestigten Rahmen bildet.

Beton: C25/30



Bewehrungsstahl: B500B
Expositionsklasse: XC1 → $c_{nom}=30\text{mm}$
Lichte Weite: $L_n = 6,26\text{m}$
Pfostenhöhe: $H = 3,22\text{m}$

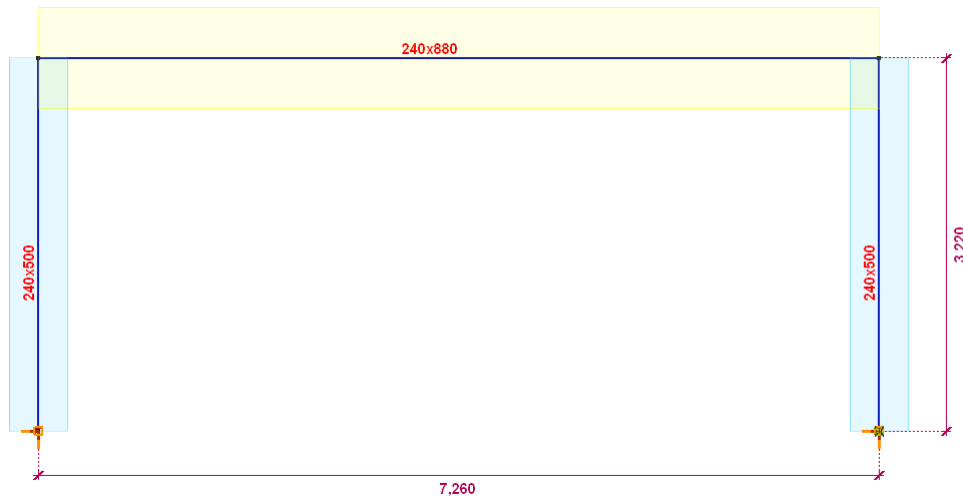


Abbildung 100: Sturz Leitwarteraum, statisches System

10.2 Belastung

Eigengewicht berücksichtigt automatisch im EDV
Eigengewicht Attik $0,24\text{m} \times 0,37\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 2,22\text{ kN/m}$
Eigengewicht Decke $7,52\text{ kN/m}^2 \times 8,38\text{m} \times 0,5 = 31,51\text{ kN/m}$
(Abs. 2.1.1)
Nutzlast Decke $1,0\text{ kN}$
(Abs. 2.2.1)
Schneelast $0,68\text{ kN/m}^2 \times 8,38\text{m} \times 0,5 = 2,85\text{ kN/m}$
(Abs. 2.2.4)
Schneelast aussergew. $1,56\text{ kN/m}^2 \times 8,38\text{m} \times 0,5 = 6,54\text{ kN/m}$
(Abs. 2.2.4)



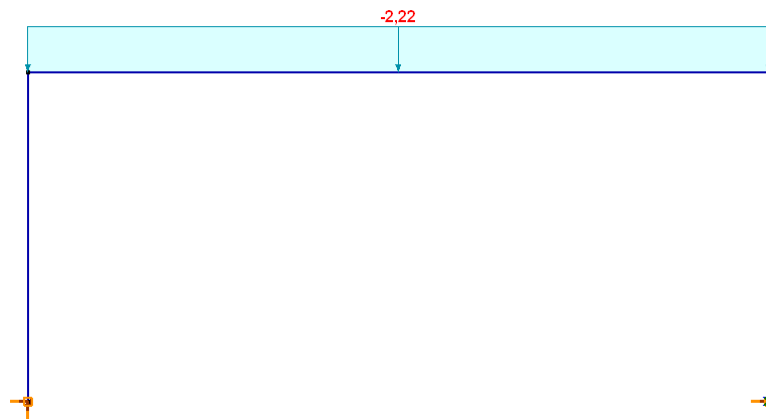


Abbildung 101: Sturz Leitwarteraum, Eigengewicht Attik

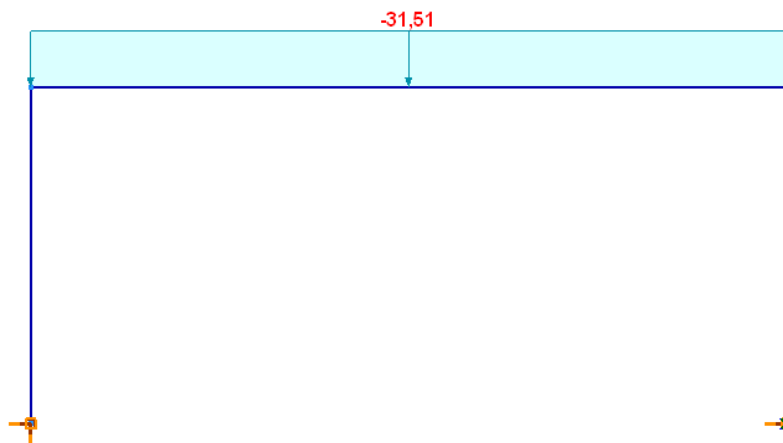


Abbildung 102: Sturz Leitwarteraum, Eigengewicht Decke

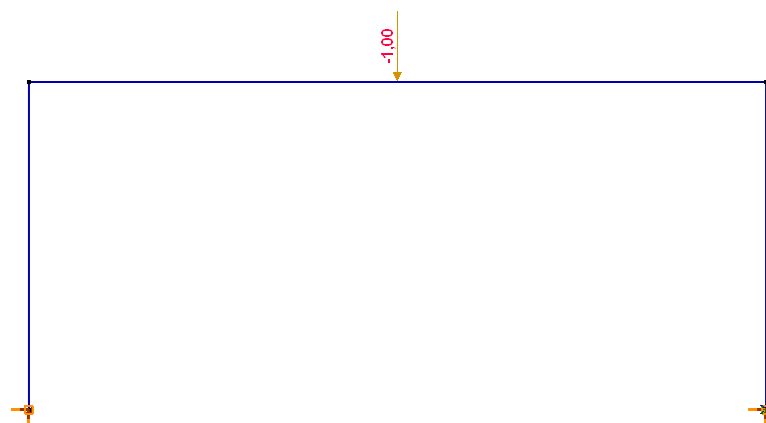


Abbildung 103: Sturz Leitwarteraum, Nutzlast Dachdecke



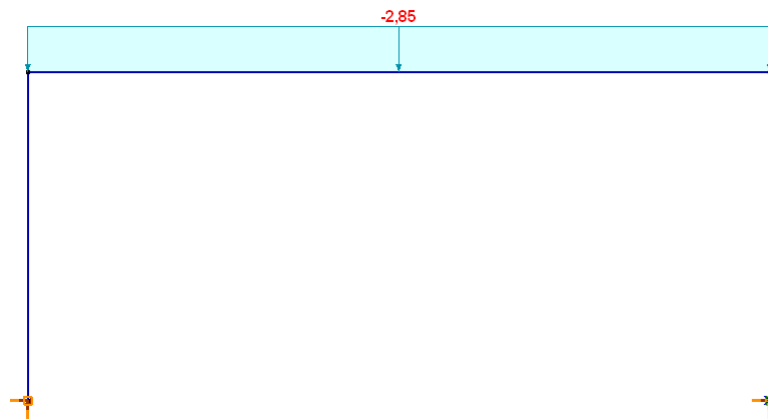


Abbildung 104: Sturz Leitwarteraum, Schneelast

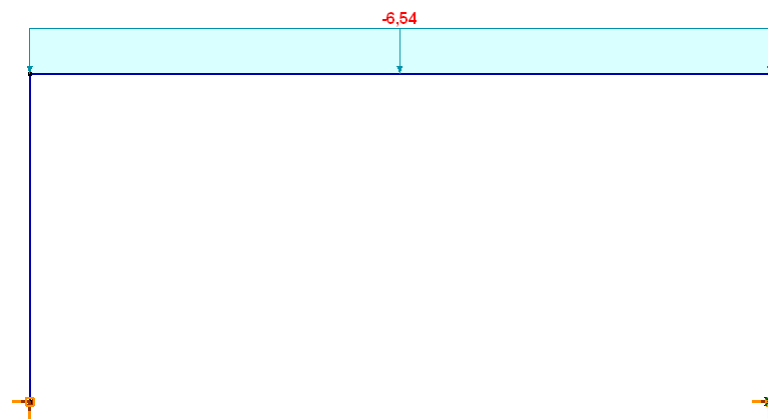


Abbildung 105: Sturz Leitwarteraum, Scheelast außergewöhnlich

10.3 Lastgruppen

Tabelle 7. Sturz Leitwarteraum, Lastgruppen

Lastgruppen (Eurocode-D)										
Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive	
1 Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓	
2 Nutzlast Decke	Veränderlich				1,500	0	0	0		
3 Schneelast	Veränderlich				1,500	0,500	0,200	0		
4 Scheelast aussg.	aussergewöhnlich									



10.4 Innere Kräfte

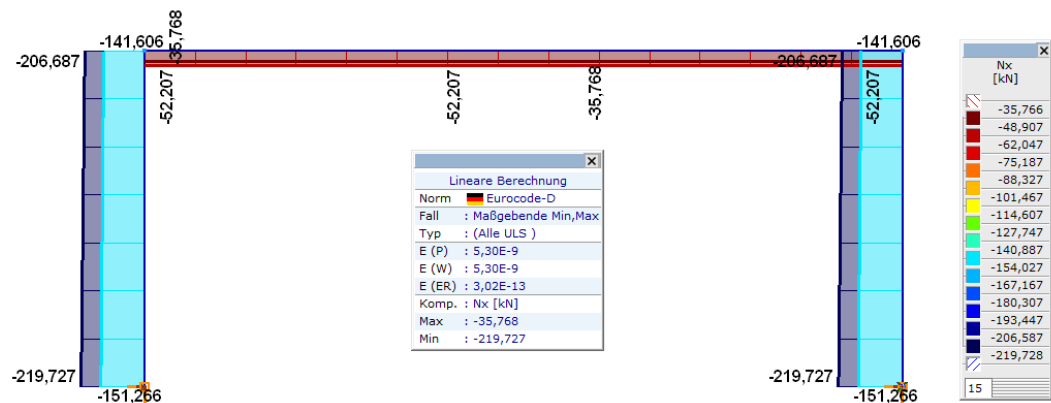


Abbildung 106: Sturz Leitwarteraum, Normalkraft

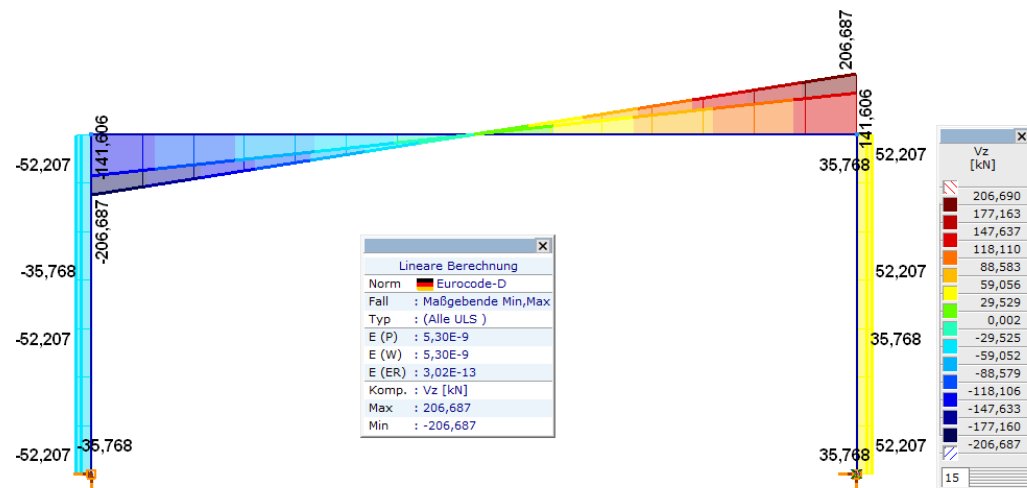


Abbildung 107: Sturz Leitwarteraum, Schubkraft Vz

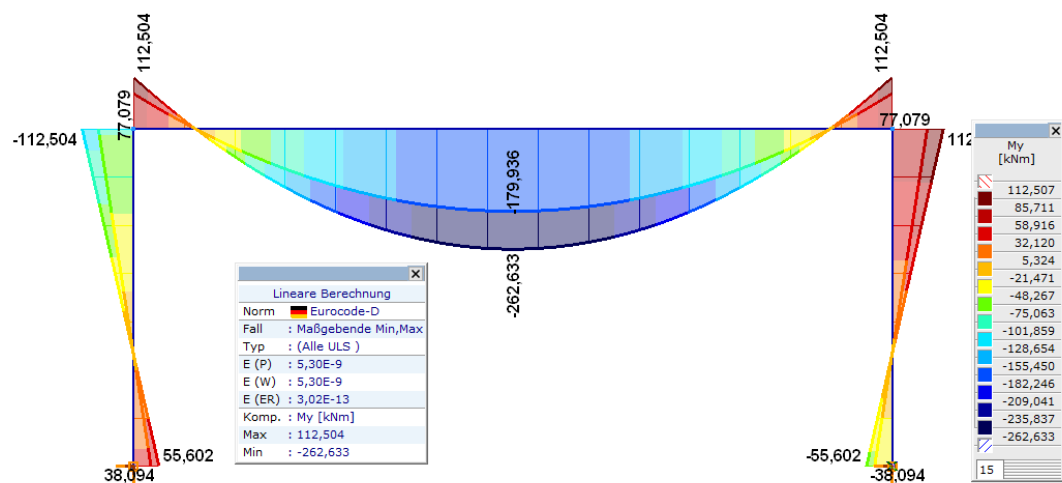


Abbildung 108: Sturz Leitwarteraum, Biegemoment My

10.5 Bemessung Sturzbalken

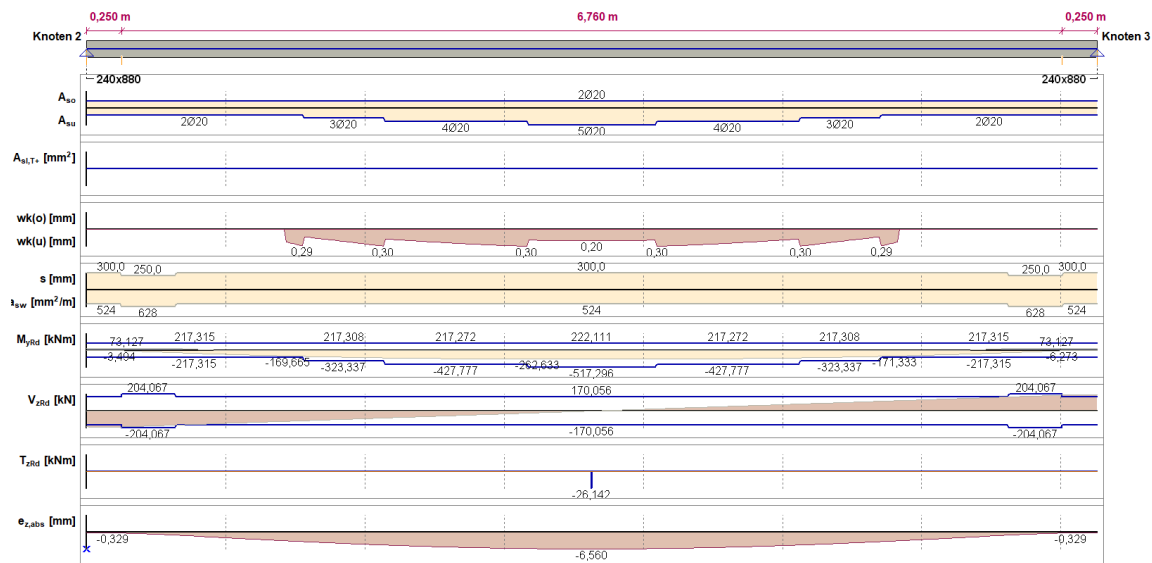


Abbildung 109: Sturzbalken Leitwarteraum, Bemessung

Angenommen: Längsbewehrung 2#20 oben, 5#20 unten
Bügel #10/200mm (2 Schenkel)
Seitenbewehrung je 1#12 an Seite

10.6 Bemessung Pfosten

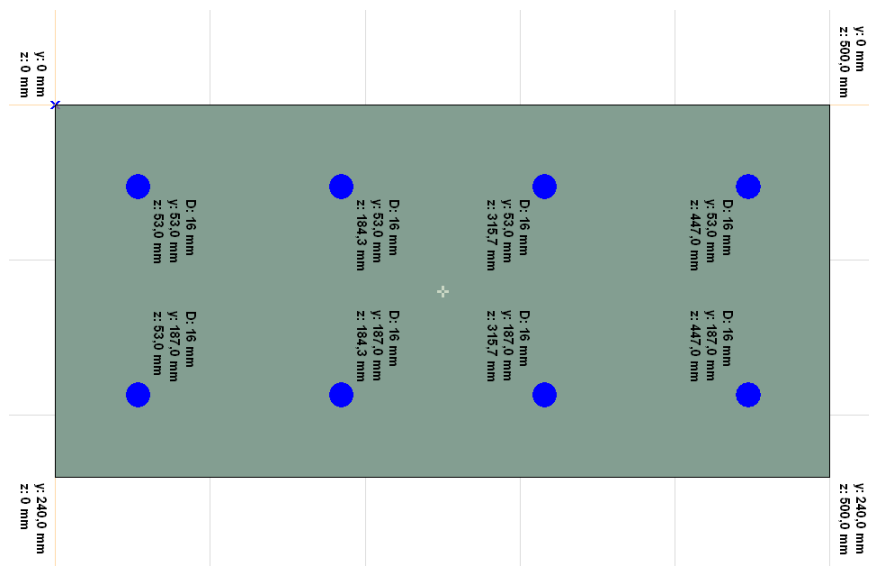


Abbildung 110: Verteilung der Stäbe im Pfosten

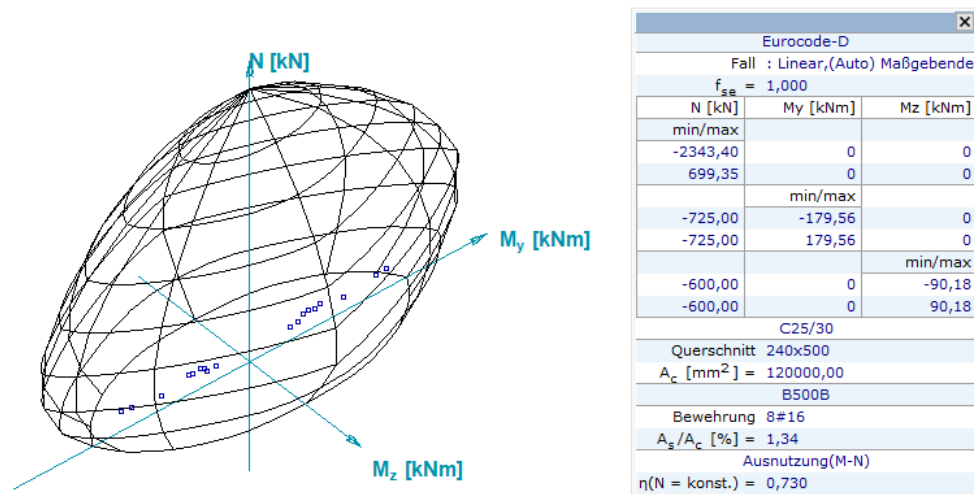


Abbildung 111: Pfosten Leitwarte, Bemessung

Angenommen: Längsbewehrung 8#16
Bügel #10/100mm (2 Schenkel)

Das detaillierte Bemessungsraport befindet sich in der Anlage 7 „Bemessung Sturzbalken und Pfosten Leitwarteraum“

11 POSITION: STURZBALKEN UND PFOSTEN MAGAZIN

11.1 Statisches System

Über der Toröffnung im Magazin wurde ein Stahlbetonsturz entworfen, der zusammen mit den Pfosten auf beiden Seiten der Öffnung einen stabilen, in der Fundamentplatte befestigten Rahmen bildet.

Beton: C25/30
Bewehrungsstahl: B500B
Expositionsklasse: XC1 → $c_{nom}=30mm$
Lichte Weite: $L_n = 3,51m$
Lichte Pfostenhöhe: $H = 4,57m$

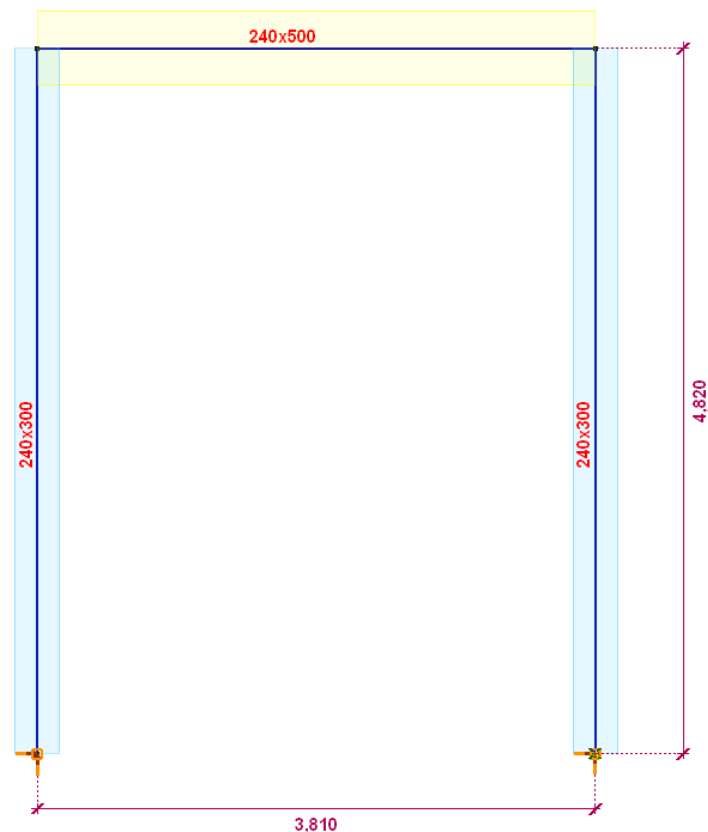


Abbildung 112: Sturz Magazin, statisches System

11.2 Belastung

Eigengewicht	berücksichtigt automatisch im EDV
Eigengewicht Mauerwerk (Abs. 2.1.2)	$5,1 \text{ kN/m}^2 \times 0,62\text{m} = 3,16 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Attik	$0,24\text{m} \times 0,37\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 2,22 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Decke (angenommene Lasteinzugsbreite = Hälfte der Plattenbreite)	$7,52 \text{ kN/m}^2 \times 1,20\text{m} \times 0,5 = 4,51 \text{ kN/m}$
Nutzlast Decke (Abs. 2.2.1)	1,0 kN
Schneelast (Abs. 2.2.4)	$0,68 \text{ kN/m}^2 \times 1,20\text{m} \times 0,5 = 0,41 \text{ kN/m}$
Schneelast aussergew. (Abs. 2.2.4)	$1,56 \text{ kN/m}^2 \times 1,20\text{m} \times 0,5 = 0,94 \text{ kN/m}$



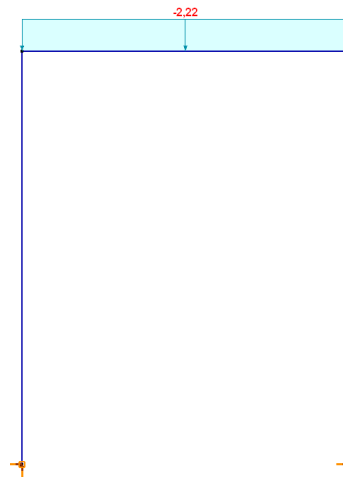


Abbildung 113: Sturz Magazin, Eigengewicht Attik

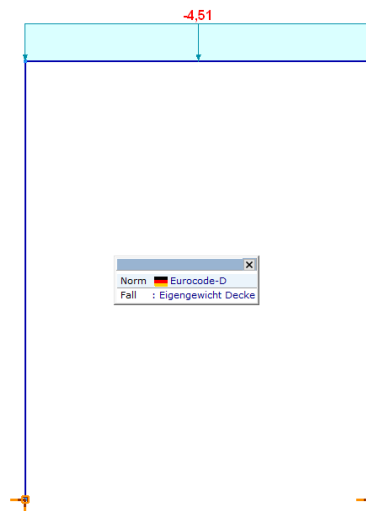


Abbildung 114: Sturz Magazin, Eigengewicht Decke

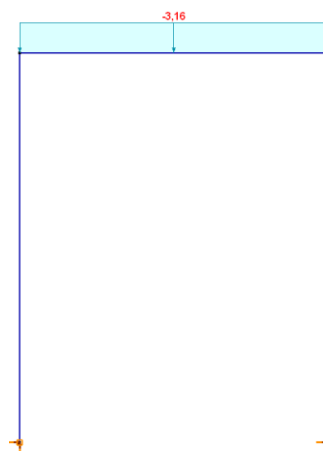


Abbildung 115: Sturz Magazin, Eigengewicht Mauerwerkswand



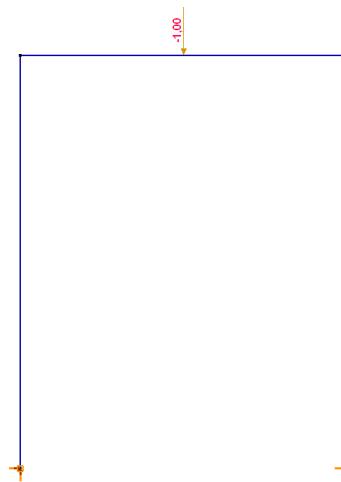


Abbildung 116: Sturz Magazin, Nutzlast Dachdecke

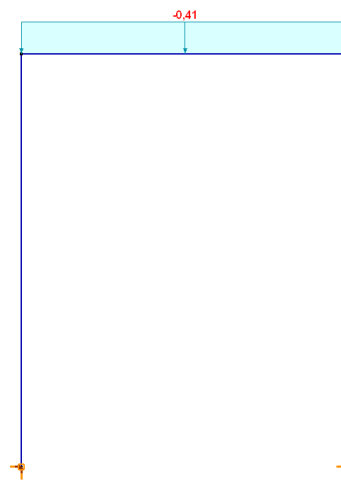


Abbildung 117: Sturz Magazin, Schneelast

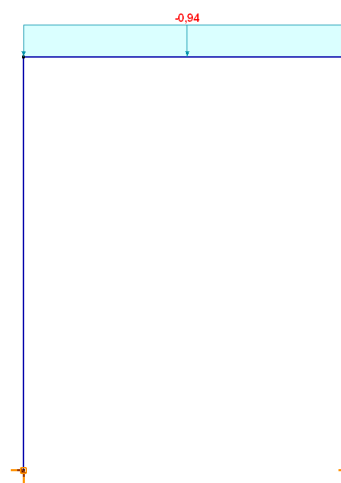


Abbildung 118: Sturz Magazin, Scheelast außergewöhnlich



11.3 Lastgruppen

Tabelle 8. Sturz Magazin, Lastgruppen

Lastgruppen (Eurocode-D)										
Gruppe	Typ	$V_{G,sup}$	$V_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive	
1 Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓	
2 Nutzlast Decke	Veränderlich				1,500	0	0	0		
3 Schneelast	Veränderlich				1,500	0,500	0,200	0		
4 Scheelast aussg.	aussergewöhnlich									

11.4 Innere Kräfte

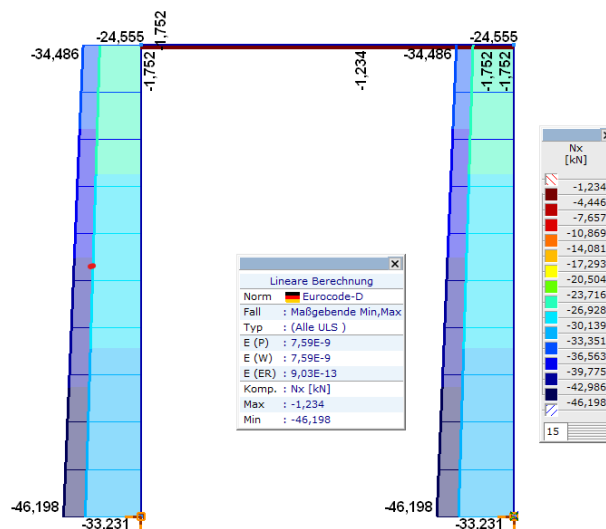


Abbildung 119: Sturz Magazin, Normalkraft

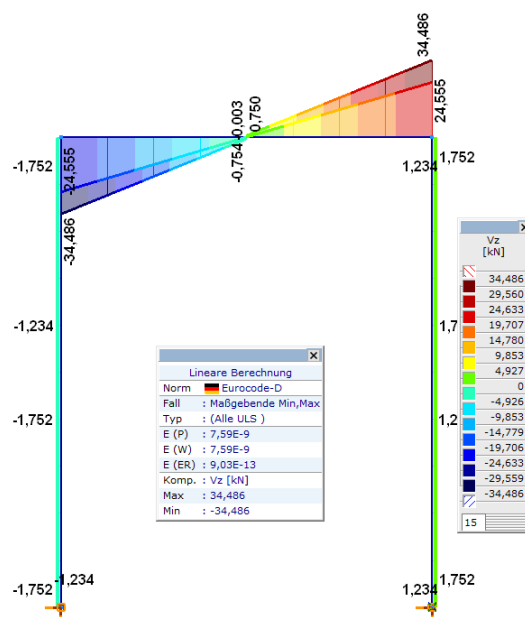


Abbildung 120: Sturz Leitwarteraum, Schubkraft Vz

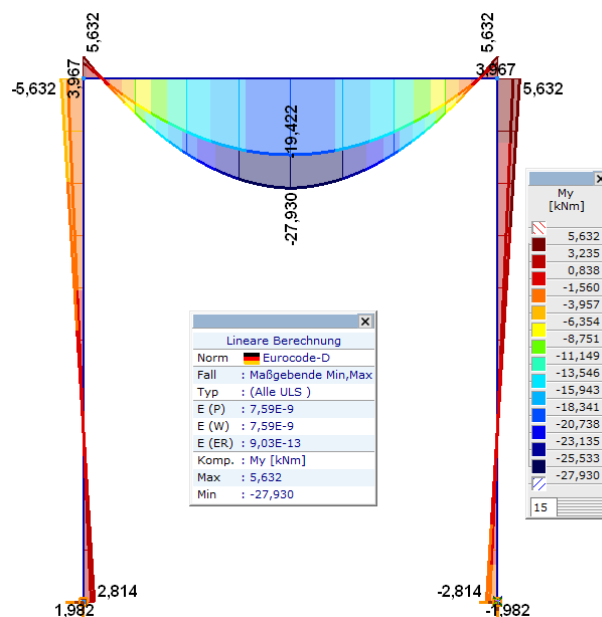


Abbildung 121: Sturz Magazin, Biegemoment My

11.5 Bemessung Sturzbalken

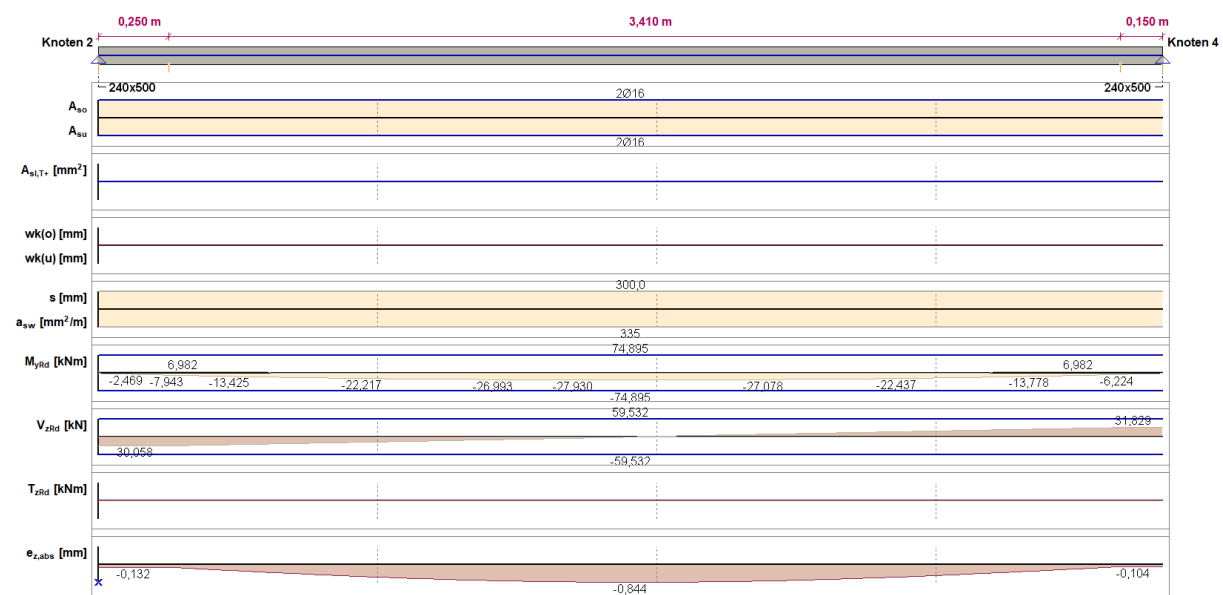


Abbildung 122: Sturzbalken Magazin, Bemessung

Angenommen: Längsbewehrung 2#16 oben und unten
Bügel #8/200mm (2 Schenkel)

11.6 Bemessung Pfosten

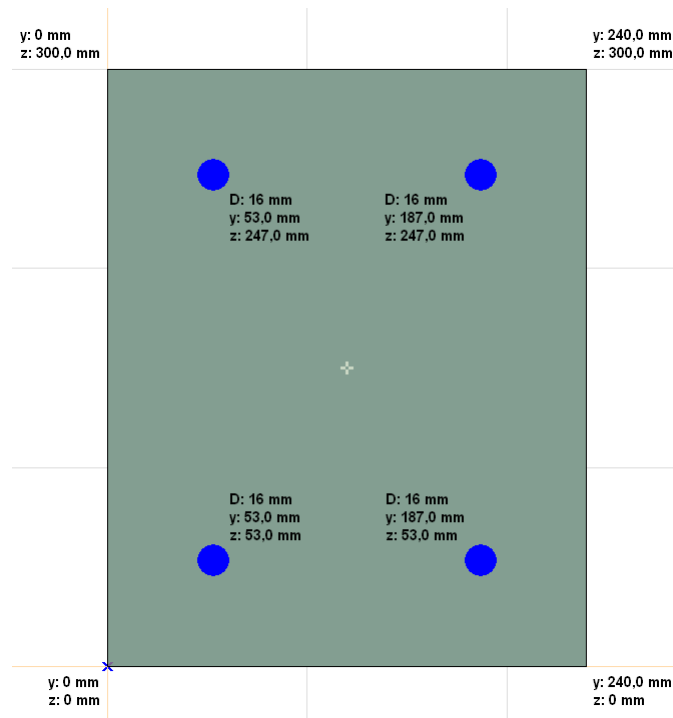
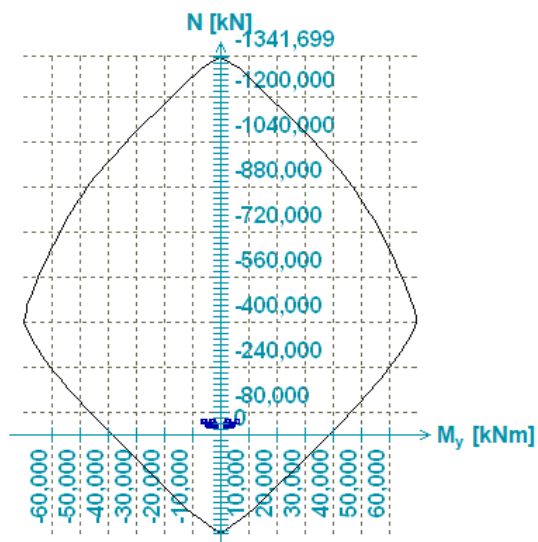


Abbildung 123: Verteilung der Stäbe im Pfosten



Eurocode-D		
Fall : Linear,(Auto) Maßgebende		
$f_{se} = 1,000$		
N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
min/max		
-1341,70	0	0
349,67	0	0
min/max		
-400,00	-69,73	0
-400,00	69,73	0
min/max		
-360,00	0	-49,82
-360,00	0	49,82
C25/30		
Querschnitt 240x300		
$A_c [mm^2] = 72000,00$		
B500B		
Bewehrung 4#16		
$A_s / A_c [\%] = 1,12$		
Ausnutzung(M-N)		
$\eta(N = konst.) = 0,139$		

Abbildung 124: Pfosten Magazin, Bemessung

Angenommen: Längsbewehrung 4#16

Bügel #8/100mm (2 Schenkel)

Das detaillierte Bemessungsraport befindet sich in der Anlage 8 „Bemessung Sturzbalken und Pfosten Magazin“

12 POSITION: STURZBALKEN AUSSENWAND

12.1 Statisches System

Beton: C25/30
Bewehrungsstahl: B500B
Expositionsklasse: XC1 → $c_{nom}=30\text{mm}$
Lichte Weite (Standardsturz): $L_n = 2,14\text{m}$

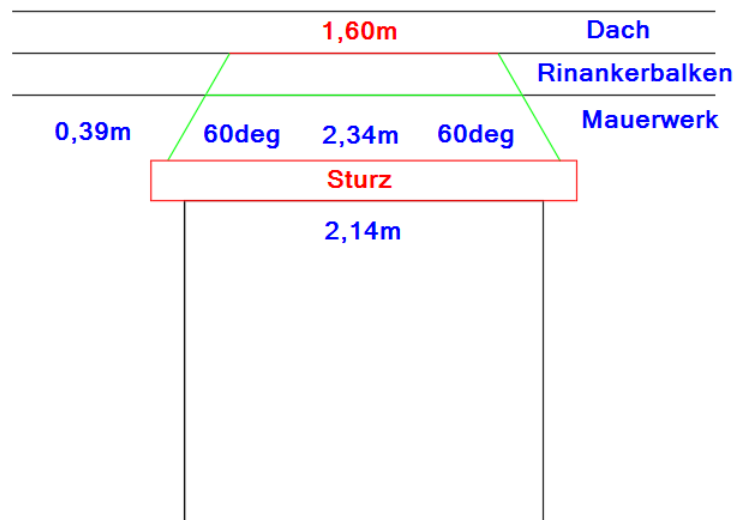


Abbildung 125: Standardsturz, statisches System

12.2 Belastung

Eigengewicht berücksichtigt automatisch im EDV
Eigengewicht Mauerwerk $5,1 \text{ kN/m}^2 \times 0,39\text{m} = 1,99 \text{ kN/m}$
(Abs. 2.1.2)
Eigengewicht Attik $[0,24\text{m} \times 0,37\text{m} \times 25\text{kN/m}^3] \times (1,60\text{m}/2,34\text{m}) = 1,52 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Decke $[7,52 \text{ kN/m}^2 \times 8,88\text{m} \times 0,5] \times (1,60\text{m}/2,34\text{m}) = 22,83 \text{ kN/m}$
(Abs. 2.1.1; für die längste Lasteinzugsbreite 8,88m)

Nutzlast Decke 1,0 kN
(Abs. 2.2.1)
Schneelast $0,68 \text{ kN/m}^2 \times 8,88\text{m} \times 0,5 = 3,02 \text{ kN/m}$



(Abs. 2.2.4)

Schneelast außergew. $1,56 \text{ kN/m}^2 \times 8,88 \text{ m} \times 0,5 = 6,93 \text{ kN/m}$

(Abs. 2.2.4)

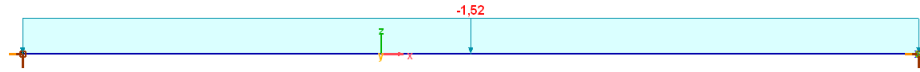


Abbildung 126: Standardsturz, Eigengewicht Attik

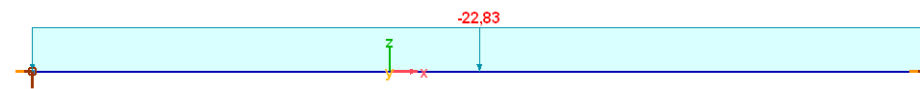


Abbildung 127: Standardsturz, Eigengewicht Decke



Abbildung 128: Standardsturz, Eigengewicht Mauerwerkswand

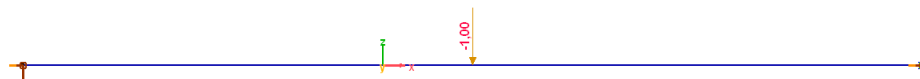


Abbildung 129: Standardsturz, Nutzlast Dachdecke



Abbildung 130: Standardsturz, Schneelast

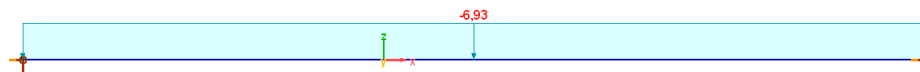


Abbildung 131: Standardsturz, Schneelast außergewöhnlich



12.3 Lastgruppen

Tabelle 9. Sturz Magazin, Lastgruppen

Lastgruppen (Eurocode-D)										
	Gruppe	Typ	$V_{G,sup}$	$V_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓
2	Nutzlast Decke	Veränderlich				1,500	0	0	0	
3	Schneelast	Veränderlich				1,500	0,500	0,200	0	
4	Scheelast aussg.	aussergewöhnlich								

12.4 Innere Kräfte

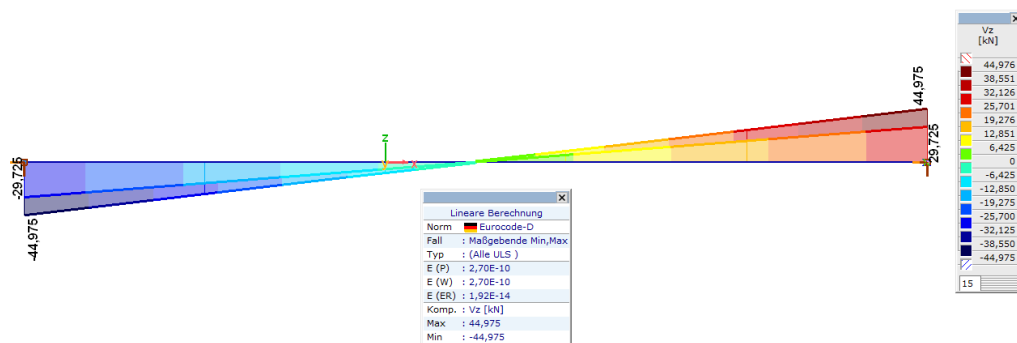


Abbildung 132: Standardsturz, Schubkraft Vz

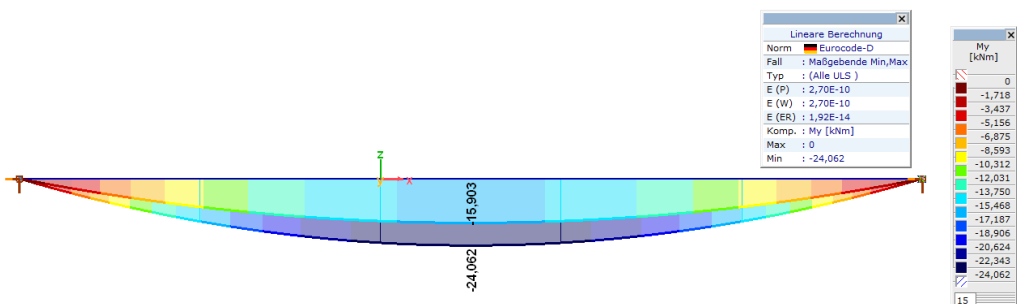


Abbildung 133: Standardsturz, Biegemoment My

12.5 Bemessung Standardsturzbalken

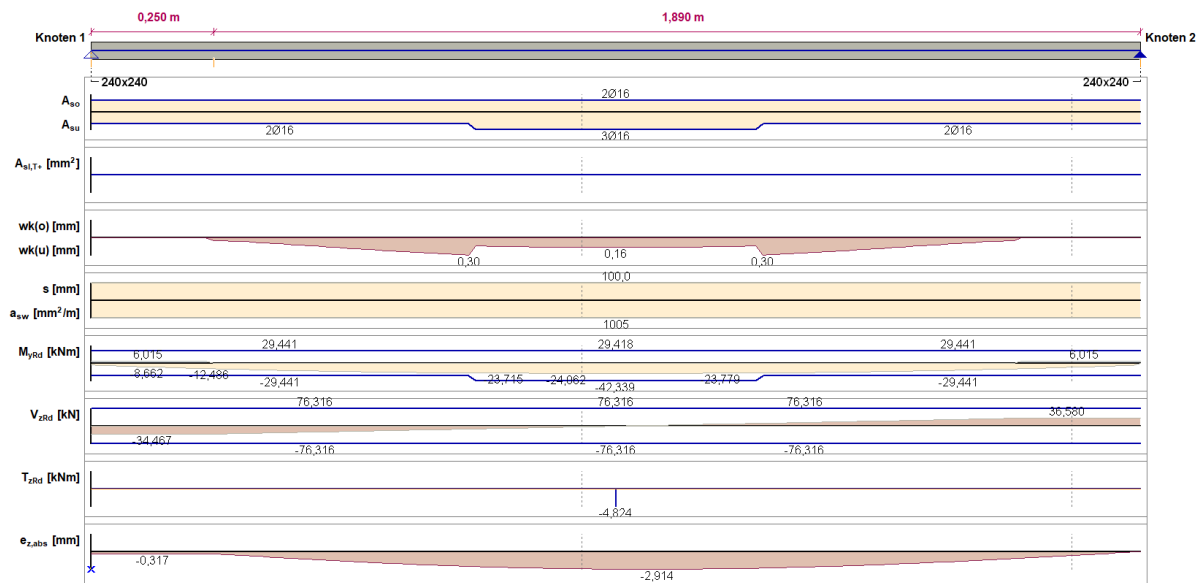


Abbildung 134: Standardsturzbalken, Bemessung

Angenommen: Längsbewehrung 2#16 oben, 3#16 unten
Bügel #8/100mm (2 Schenkel)

13 POSITION: AUSSENMAUERWERKSWÄNDE

13.1 Tragende Aussenwände

In den tragenden Außenwänden (siehe Abbildung 2) wurden Stahlbetonverstärkungspfosten mit einem Querschnitt von 24 cm x 24 cm vorgesehen. Ihr maximaler Abstand (6m) wurde für die ungünstigsten Belastungsverhältnisse gewählt.

Lastenzusammenstellung

Eigengewicht Wand

(Tragende Schicht + Putz + Mineralwolle - Abs. 2.1.2) 5,22 kN/m²

Min. Deckenlast

(Abs. 3.3. – Ab. K-L) 21,08 kN/m

Ringankerbalken 0,86m x 0,24m 5,16 kN/m

Schneelast 0,68 kN/m² x 2,88m

(Abs. 3.3. – Ab. K-L) 1,96 kN/m

Schneelast ausserg. $1,56 \text{ kN/m}^2 \times 2,88\text{m}$

(Abs. 3.3. – Ab. K-L)

4,49 kN/m

Windlast +

0,77 kN/m²

Windlast -

1,23 kN/m²

Für die oben genannten Lasten wurden Lastkombinationen erstellt.

Tabelle 10: Lastgruppen zur Berechnung der tragenden Außenwände

	Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓
2	Windlast	Veränderlich				1,500	0,600	0,200	0	
3	Schneelast	Veränderlich				1,500	0,500	0,200	0	
4	Schneelast ausg.	aussergewöhnlich								

Die Berechnungsergebnisse finden Sie in der Anlage 9 „Bemessung der Mauerwerkswände“.

13.2 Nicht tragende Aussenwände

In den nicht tragenden Außenwänden (siehe Abbildung 2) wurden Stahlbetonverstärkungspfosten mit einem Querschnitt von 24 cm x 24 cm vorgesehen. Ihr maximaler Abstand (4m) wurde für die ungünstigsten Belastungsverhältnisse gewählt.

Lastenzusammenstellung

Eigengewicht Wand

(Tragende Schicht + Putz + Mineralwolle - Abs. 2.1.2)

5,22 kN/m²

Min. Deckenlast

(angenommene Lastezugsbreite 0,6m - Hälfte einer Deckenplatte)

$7,52 \text{ kN/m}^2 \times 0,6\text{m}$

4,51 kN/m

Ringankerbalken $0,86\text{m} \times 0,24\text{m}$

5,16 kN/m

Schneelast $0,68 \text{ kN/m}^2 \times 0,6\text{m}$

(Abs. 3.3. – Ab. K-L)

0,41 kN/m

Schneelast ausserg. $1,56 \text{ kN/m}^2 \times 0,6\text{m}$

(Abs. 3.3. – Ab. K-L)

0,94 kN/m

Windlast +

0,77 kN/m²

Windlast -

1,23 kN/m²

Für die oben genannten Lasten wurden Lastkombinationen erstellt.



Tabelle 11: Lastgruppen zur Berechnung der nicht tragenden Außenwände

	Gruppe	Typ	$V_{G,sup}$	$V_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓
2	Windlast	Veränderlich				1,500	0,600	0,200	0	
3	Schneelast	Veränderlich				1,500	0,500	0,200	0	
4	Schneelast ausg.	aussergewöhnlich								

Die Berechnungsergebnisse finden Sie in der Anlage 9 „Bemessung der Mauerwerkswände“.

13.3 Tragende Innenwände

In den tragenden Innenwänden (siehe Abbildung 2) wurden keine Verstärkungspfosten verwendet. Berechnungen haben gezeigt, dass sie bei einer Länge von bis zu 10 m unter folgenden Belastungen stabil sind.

Lastenzusammenstellung

Eigengewicht Wand

(Abs. 2.1.3) 5,40 kN/m²

Min. Deckenlast (Abs. 3.3.) 56,7 kN/m

Ringankerbalken 0,24m x 0,25m 1,50 kN/m

Schneelast (Abs. 3.3.) 5,27 kN/m

Schneelast ausserg. (Abs. 3.3.) 12,1 kN/m

Windlast

($c_{pi} = 0,3 + 0,2 = 0,5$) 0,38 kN/m²

Die Windlast wurde für eine ungünstige Kombination von c_{pi} -Koeffizienten auf beiden Seiten der Wand berechnet. Diese Koeffizienten wurden gem. DIN EN 1991-1-4 Abs. 7.2.9 (6) angenommen.

Für die oben genannten Lasten wurden Lastkombinationen erstellt.

Tabelle 12: Lastgruppen zur Berechnung der tragenden Innenwände

	Gruppe	Typ	$V_{G,sup}$	$V_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓
2	Windlast	Veränderlich				1,500	0,600	0,200	0	
3	Schneelast	Veränderlich				1,500	0,500	0,200	0	
4	Schneelast ausg.	aussergewöhnlich								

Die Berechnungsergebnisse finden Sie in der Anlage 9 „Bemessung der Mauerwerkswände“.

13.4 Nicht tragende Innenwände

In den nicht tragenden Innenwänden (siehe Abbildung 2) wurden keine Verstärkungspfosten verwendet. Berechnungen haben gezeigt, dass sie bei einer Länge von bis zu 8,50 m unter folgenden Belastungen stabil sind.



Lastenzusammenstellung

Eigengewicht Wand

(Abs. 2.1.3) 5,40 kN/m²

Ringankerbalken 0,24m x 0,25m 1,50 kN/m

Windlast

($c_{pi} = 0,3 + 0,2 = 0,5$) 0,38 kN/m²

Die Windlast wurde für eine ungünstige Kombination von c_{pi} -Koeffizienten auf beiden Seiten der Wand berechnet. Diese Koeffizienten wurden gem. DIN EN 1991-1-4 Abs. 7.2.9 (6) angenommen.

Für die oben genannten Lasten wurden Lastkombinationen erstellt.

Tabelle 13: Lastgruppen zur Berechnung der nicht tragenden Innenwände

Lastgruppen (Eurocode-D)										
Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive	
1 Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓	
2 Windlast	Veränderlich				1,500	0,600	0,200	0		

Die Berechnungsergebnisse finden Sie in der Anlage 9 „Bemessung der Mauerwerkswände“.

14 POSITION: WANDPFOSTEN

Die Pfosten, die die Mauerwerkswände verstärken, wurden als schwenkbar entworfen und so dimensioniert, dass sie die auf die Außenwände wirkende Windlast übertragen.

Tabelle 14: Lastgruppen zur Berechnung der Wandpfosten

Lastgruppen (Eurocode-D)										
Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive	
1 Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓	
2 Windlast	Veränderlich				1,500	0,600	0,200	0		

Die Berechnungsergebnisse finden Sie in der Anlage 10 „Bemessung der Wandpfosten und der Ringankerbalken“.

14.1 Wandpfosten L = 5,74m

14.1.1 Statisches System

Pfostenquerschnitt 24cm x 24cm

Pfostenlänge L = 5,74m

Die Last einzugsbreite gleich 5,04 m entspricht dem Pfostenabstand in Wand Achse 3.



Lastenzusammenstellung

Eigengewicht automatisch

Windlast $1,23 \text{ kN/m}^2 \times 5,04\text{m}$ 6,20 kN/m

Für die oben genannten Lasten wurden Lastkombinationen erstellt.

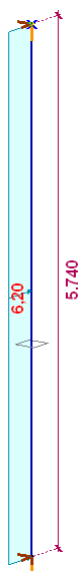


Abbildung 135: Wandpfosten, statisches System und Belastung

14.1.2 Innere Kräfte

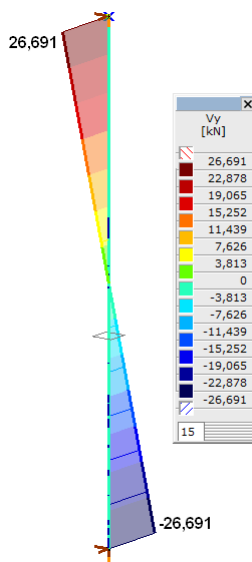


Abbildung 136: Wandpfosten, Querkraft V_y



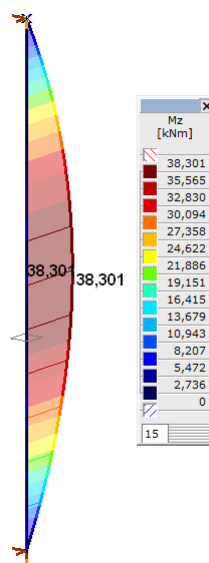


Abbildung 137: Wandpfosten, Biegemomente Mz

14.2 Bemessung

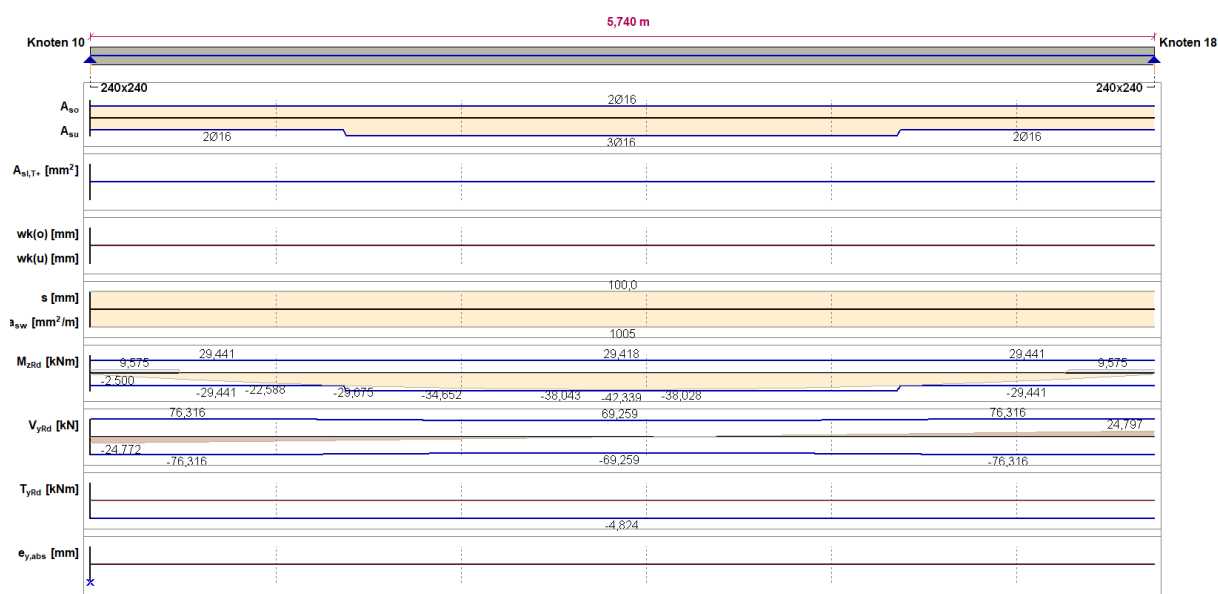


Abbildung 138: Berechnete Pfostenbewehrung

Angenommen: Längsbewehrung 6#16

Bügel #8/100mm

Detaillierte Berechnungen sind in der Anlage 10 „Bemessung der Wandpfosten und der Ringankerbalken“ enthalten.

14.3 Wandpfosten L = 3,81m

14.3.1 Statisches System

Pfostenquerschnitt 24cm x 24cm

Pfostenlänge L = 3,81m

Die Lasteinzugsbreite gleich 6 m entspricht dem maximalen Pfostenabstand.

Lastenzusammenstellung

Eigengewicht automatisch

Windlast $1,23 \text{ kN/m}^2 \times 6,0\text{m}$ 7,38 kN/m

Für die oben genannten Lasten wurden Lastkombinationen erstellt.

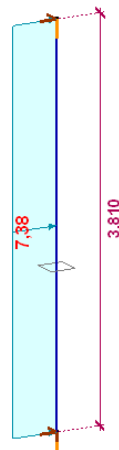


Abbildung 139: Wandpfosten, statisches System und Belastung

14.3.2 Innere Kräfte

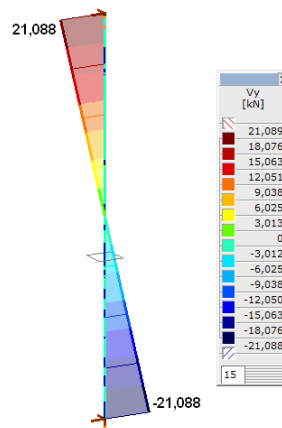


Abbildung 140: Wandpfosten, Querkraft Vy



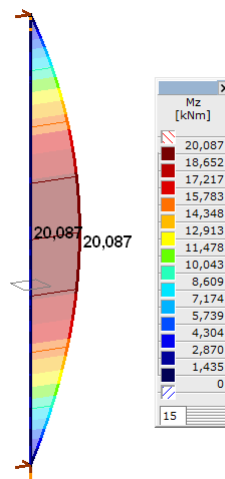


Abbildung 141: Wandpfosten, Biegemomente M_z

14.4 Bemessung

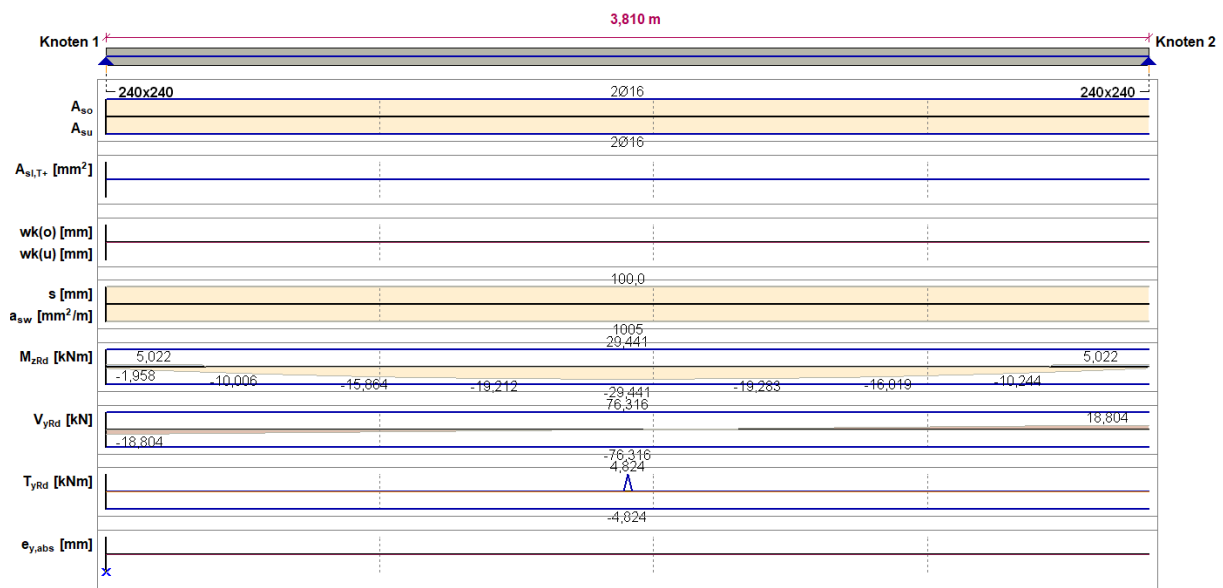


Abbildung 142: Berechnete Pfostenbewehrung

Angenommen: Längsbewehrung 4#16

Bügel #8/100mm

Detaillierte Berechnungen sind in der Anlage 10 „Bemessung der Wandpfosten und der Ringankerbalken“ enthalten.

15 POSITION: RINGBALKEN

Die Ringbalken sorgen für die räumliche Steifigkeit des Gebäudes und sind Auflager für die Mauerwerkswände und vorgefertigte Dachhohlplatten.

Gemäß DIN EN 1992-1, Abs. 9.10.2.2 wurden sie zur Übertragung einer Zugkraft von min. 70 kN bewehrt.

Die Bewehrung der Ringbalken wurde als 4#12 und Bügel #10/20 cm ausgeführt. Diese Bewehrung erfüllt die Anforderungen an eine Decke aus vorgefertigten Hohlplatten gemäß Anhang 3 (mind. 2,3 cm²).

Von der Bewehrung übertragene Zugkraft:

$$F = 4 \times 1,13 \text{ cm}^2 \cdot (500000 \text{ kPa} / 1,15) = 196,5 \text{ kN} > 70 \text{ kN} \quad \textbf{erfüllt}$$

16 POSITION: EINGANGSPLATTE AUF BODEN

16.1 Materialien

Fertigteilplatte

Beton C30/37

Betonstahl B500B

Dimensionen: 2,00m x 4,26m

Dicke: d = 0,15m

Expositionsklasse: XC4, XD1, XF3

16.2 Betondeckung

Angenommene Anforderungsklasse: S3

Mindestdruckfestigkeitsklasse: für XC4 --> C25/30

für XD1 --> C30/37

für XF3 --> C25/30

Gewählt: C30/37

Mindestbetondeckung c_{\min} wegen Korrosionsschutz: $c_{\min} = 40\text{mm}$

Nennmaß der Betondeckung: $c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 40\text{mm} + (15\text{mm} - 5\text{mm}) = 50\text{mm}$



16.3 Belastung

Die Platte ruht auf dem Boden und wird mit einer Reaktionslast aus der leichten Stahlkonstruktion des Daches (siehe Abs. 17.3) und einer Nutzlast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ belastet.

16.4 Bewehrung

Die Mindestbewehrung wegen Rissbreitenbegrenzung ($0,3\text{mm}$) ist $\#10/200$.

Die Bemessung der Plattenbewehrung erfolgte in vier Arbeitsschritten:

1. Platte aus der Schalung entnommen – gleichmäßige mit Adhäsion verbundene Last von $2,0 \text{ kN/m}^2$ wurde berücksichtigt
2. Platte an einem Kran an 4 Strängen aufgehängt – Eigengewicht der Platte multipliziert mit einem dynamischen Koeffizienten von $2,0$
3. Platte an einem Kran an 3 Strängen aufgehängt (Notfallsituation) – Eigengewicht der Platte multipliziert mit einem dynamischen Koeffizienten von $2,0$
4. Die Platte in der Endphase

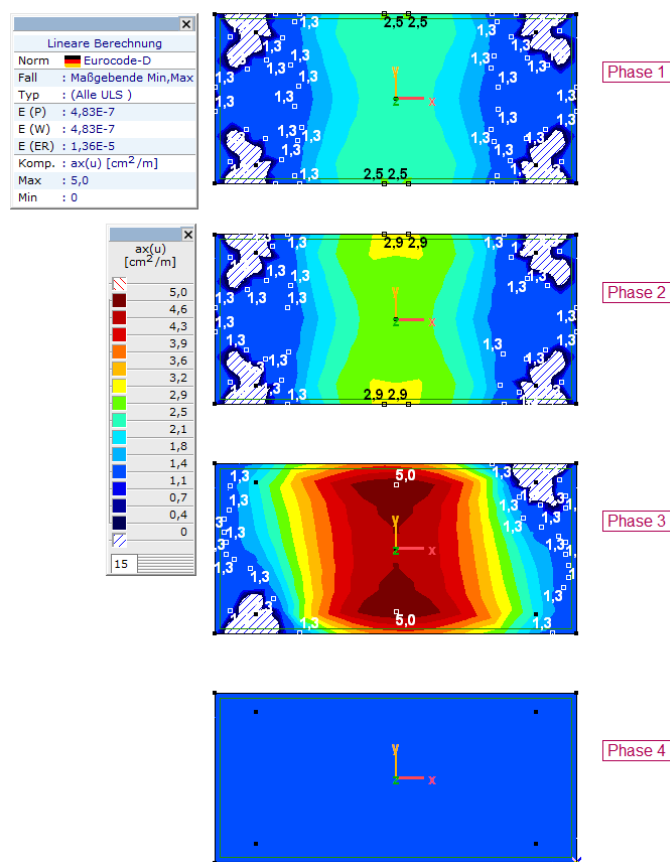


Abbildung 143: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (x unten)

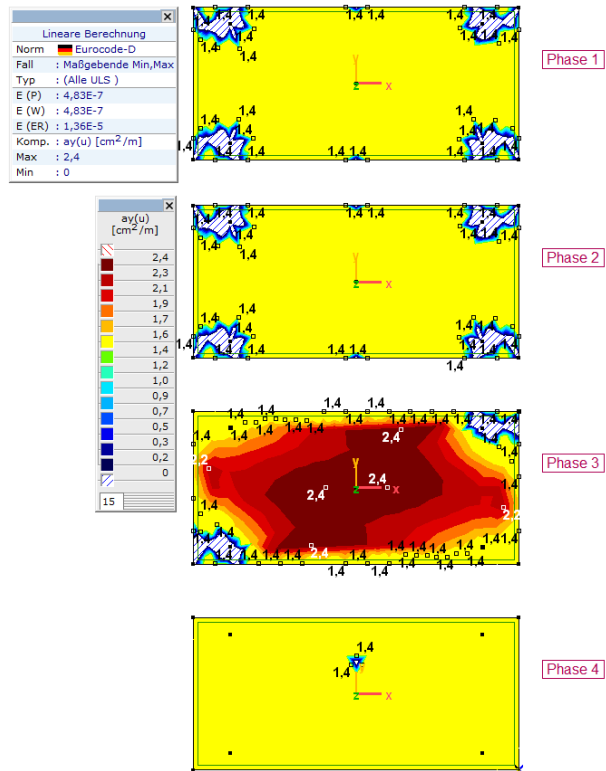


Abbildung 144: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (y unten)

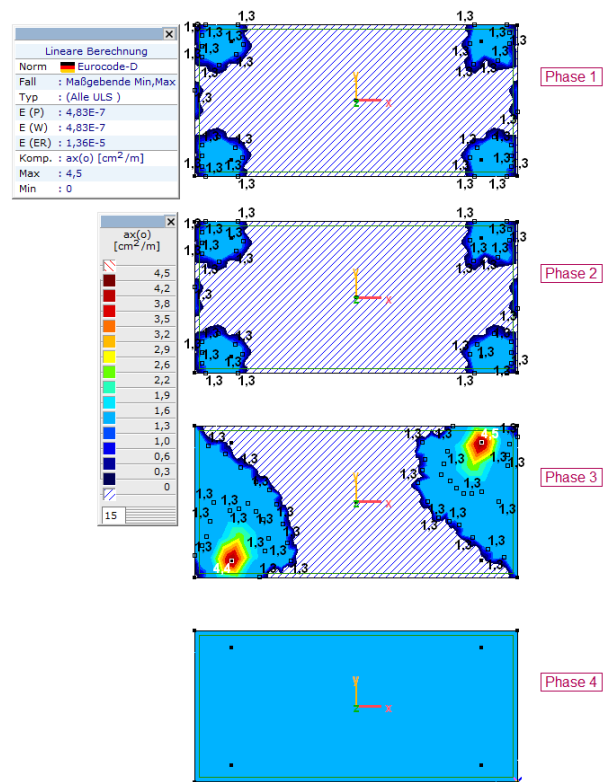


Abbildung 145: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (x oben)

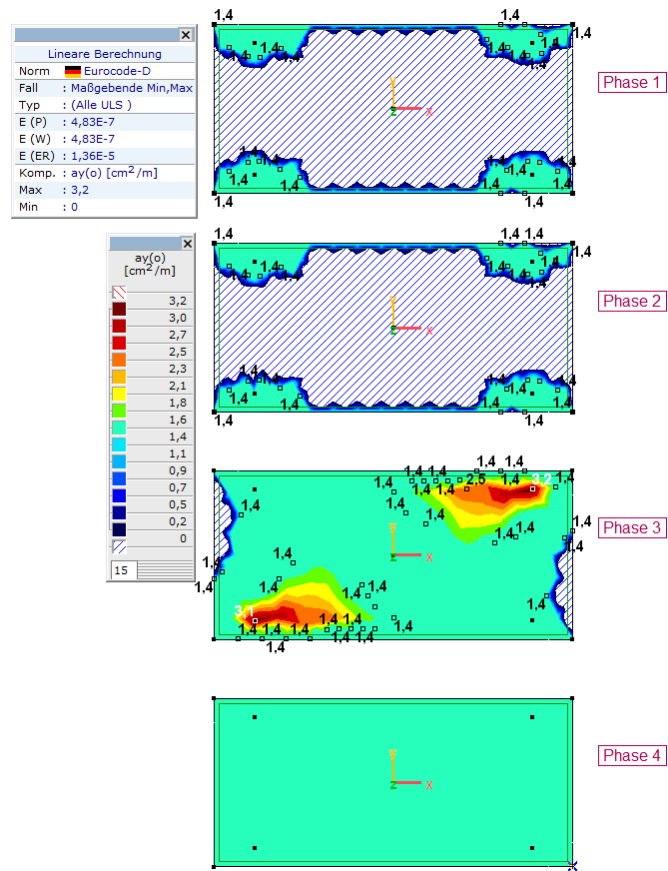


Abbildung 146: Berechnete Eingangsplattenbewehrung (y oben)

Gewählt:

- unten: #10/150 ($5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- oben: #10/150 ($5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$)

17 ÜBERDACHUNG AM EINGANG

17.1 Statisches System

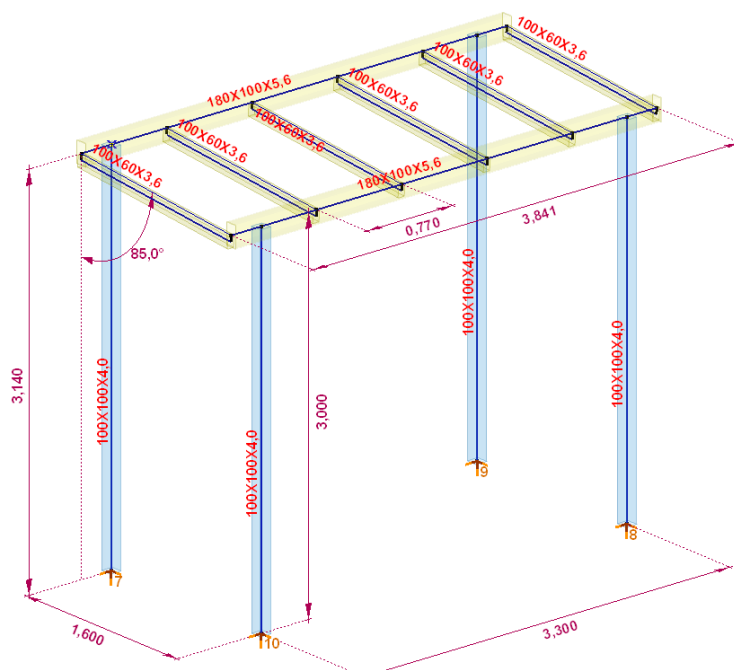


Abbildung 147: Überdachung, statisches System

17.2 Belastung

Eigengewicht	automatisch
Glassgewicht (t=10mm)	0,25 kN/m ²
Nutzlast	Punktlast Q=0,9 kN auf halber Höhe des Pfostens
Schneelast	



Schneelast

Schneelastparameter

Höhe über dem Meeresspiegel A [m] = 7,0

Expositionsbeiwert C_e = 1,000

Temperaturkoeffizient C_t = 1,000

Beiwert für aussergewöhnliche Schneelasten C_{esi} = 2,300

Zone Zone 2

Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit P_n = 0,020

Variationskoeffizient V = 0,400

Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden s_k [kN/m²] = 0,85

Bemessungswert für aussergewöhnliche Schneelasten auf dem Boden s_{Ad} [kN/m²] = 1,95

Grundwert des Formbeiwerts μ_1 (0°) = 0,8

Definition von Dachpaneelen

Eigenschaften der Dachkanten

Höhe der angrenzenden Wand h_w [m] = 1,4

Neigung des Daches über der Wand α [°] = 0

Breite der höheren Konstruktion b_1 [m] = 45,0

Höhe der Brüstung h_p [m] = 0

Eigenschaften von Dachpaneelen

Wählen Sie Dachebenen mit Schneefang

Abbildung 148: Schneelastparameter

Windlast

Windlast Parameter

Allgemeine Parameter Teilstrukturen, die Wind ausgesetzt sind

Höhe über dem Meeresspiegel A [m] = 7,0

Zone Zone 2

Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit v_{b0} [m/s] = 25,0

Jahreszeitbeiwert c_{season} = 1,000

Topographiebeiwert c_o = 1,000

Geländekategorie

II ☐ Unterschiedlich in den Richtungen
☐ Benutzerdefinierte Richtungsfaktoren

II +Y

-X II +X

-Y II

Windlast Parameter ×

Allgemeine Parameter **Teilstrukturen, die Wind ausgesetzt sind**

Teilstrukturen, die Wind ausgesetzt sind

+ × ABC

Dach

☐ Mehrfache Spannweite

Dach

Sheddach

Blockierungsfaktoren $0 \leq \varphi \leq 1$

$\varphi_{Y+} = 1$

$\varphi_{X-} = 0$ $\varphi_{X+} = 0$

$\varphi_{Y-} = 1$

Reibungsbeiwert

Glatte Oberfläche c_{fr} = 0,01

☐ Höhe relativ zur Geländehöhe

Abbildung 149: Windlastparameter

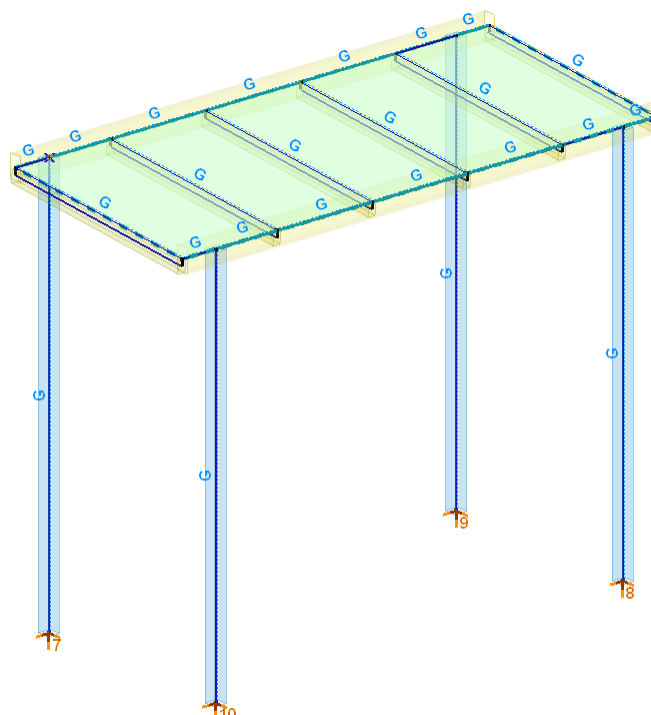


Abbildung 150: Überdachung, Eigengewicht



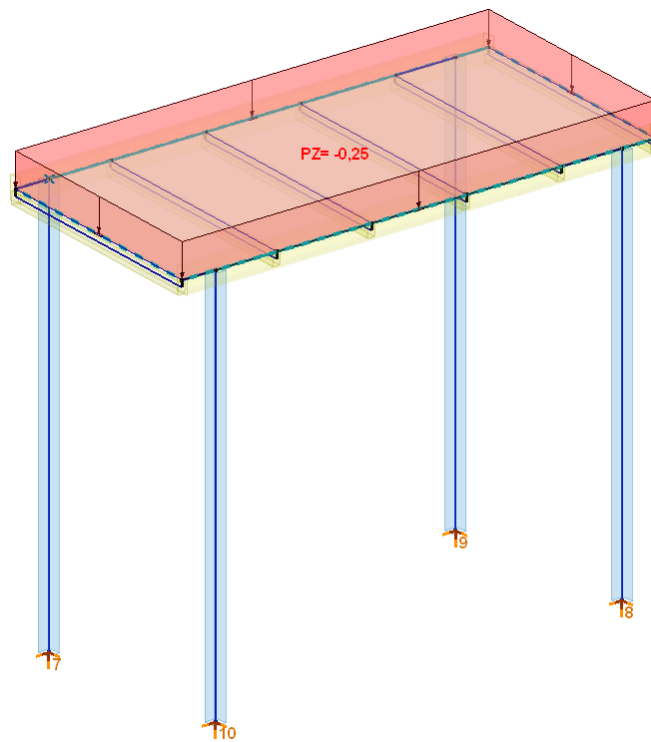


Abbildung 151: Überdachung, Glassgewicht (t=10mm)

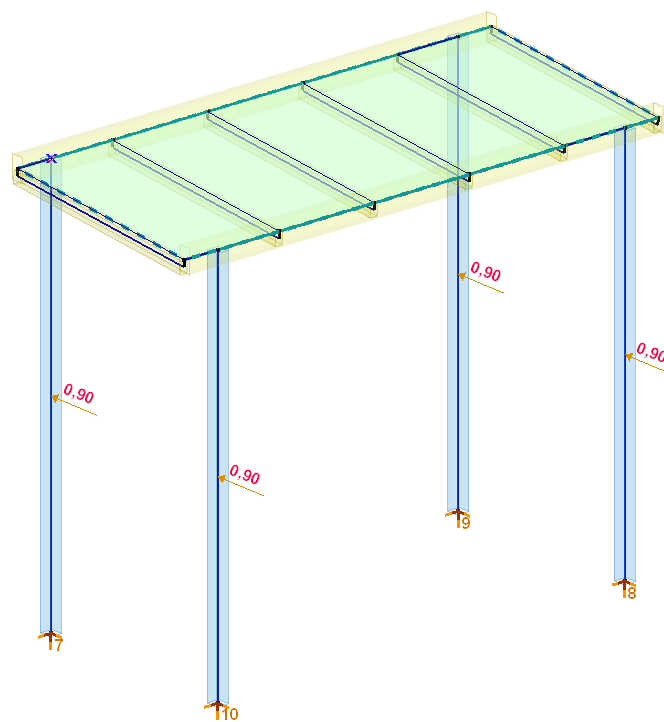


Abbildung 152: Überdachung, Nutzlast 1



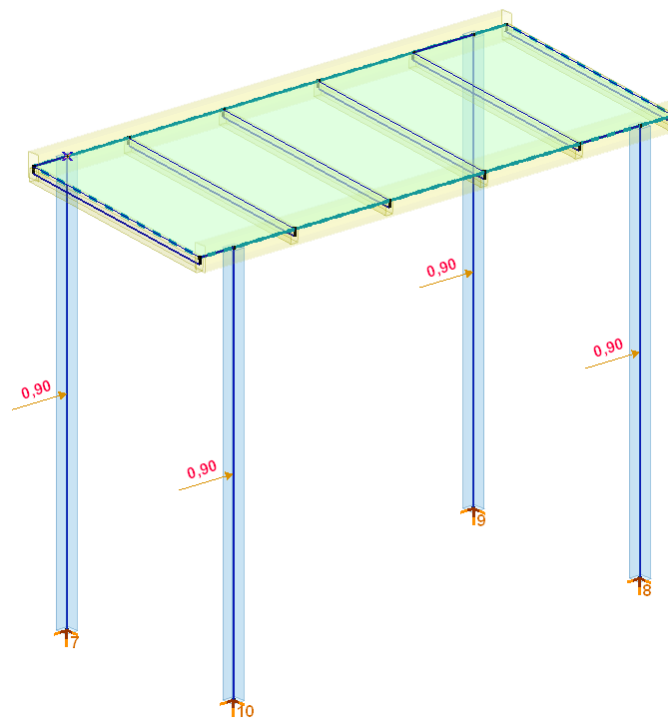
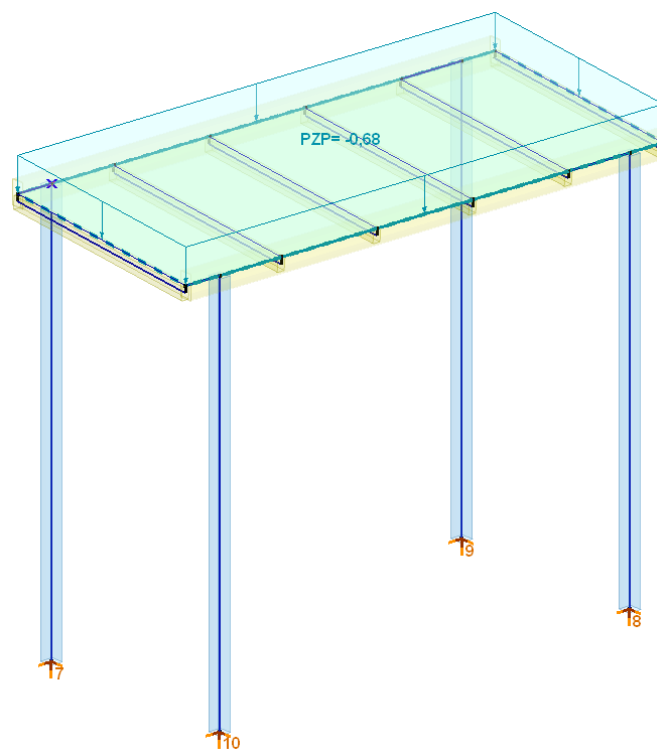


Abbildung 153: Überdachung, Nutzlast 2



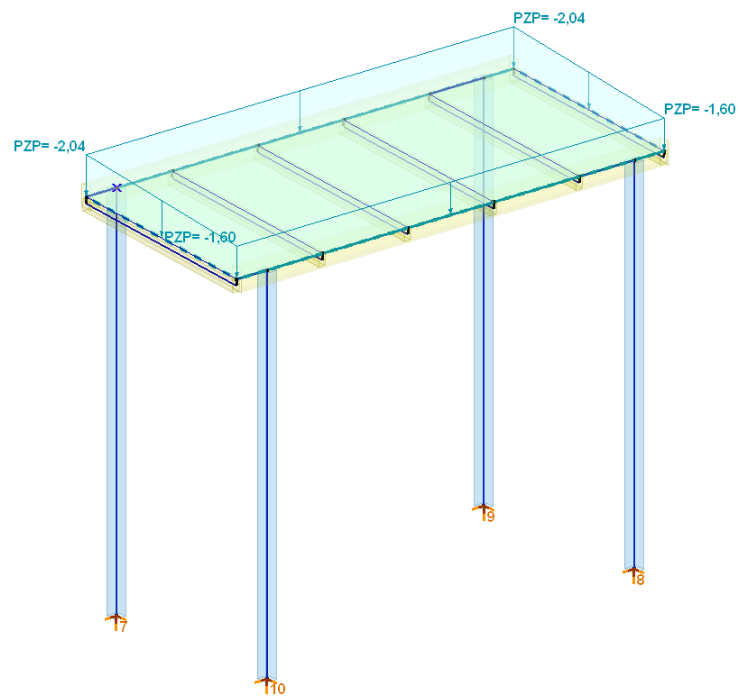
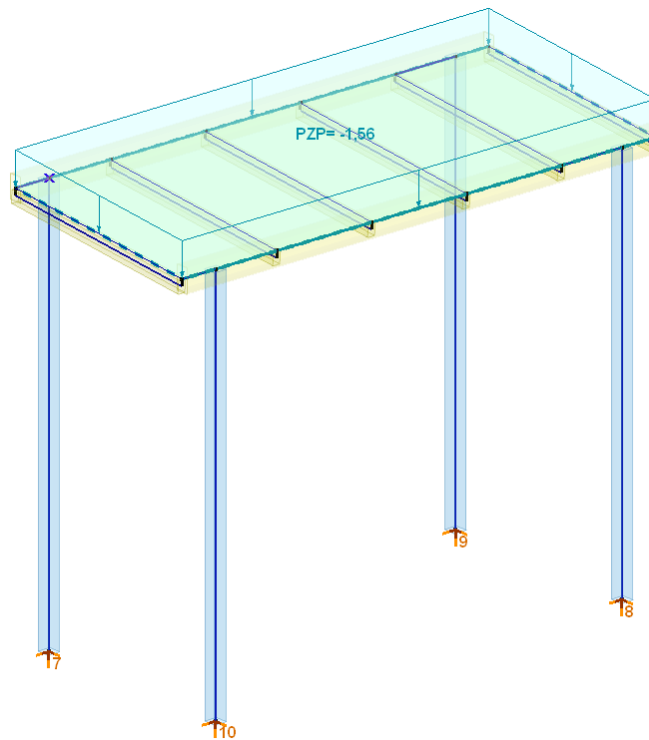


Abbildung 154: Überdachung, Schneelast (zwei Variante)



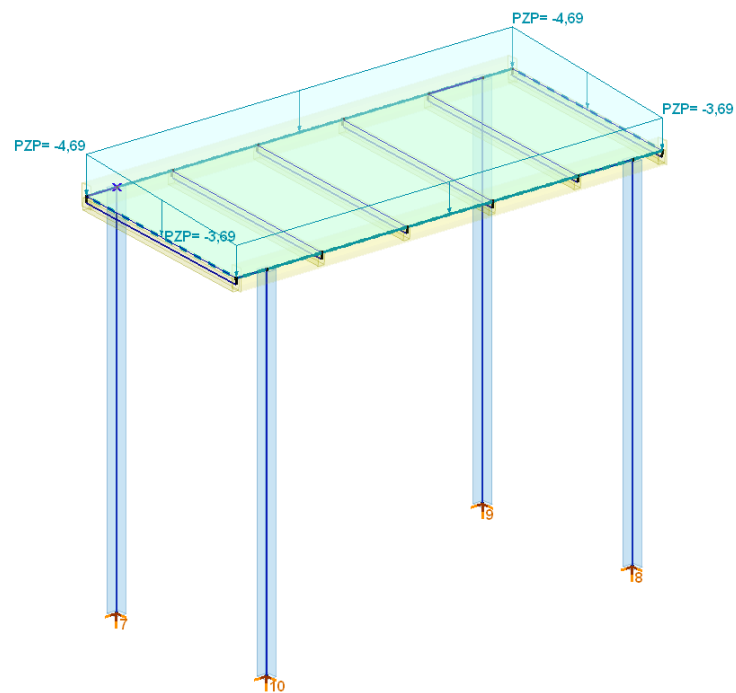
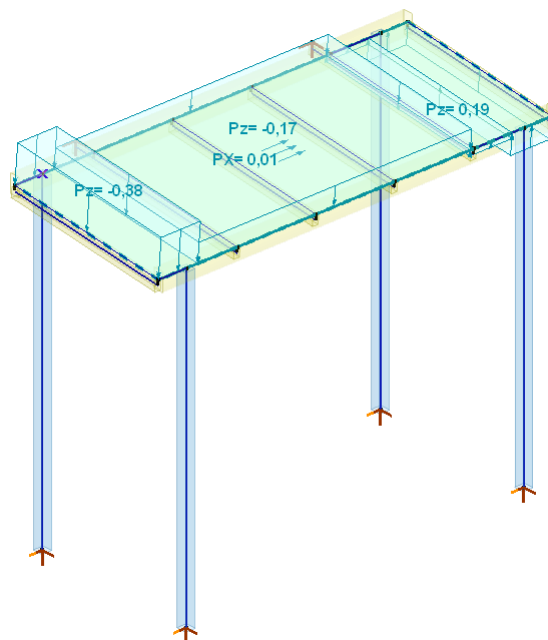
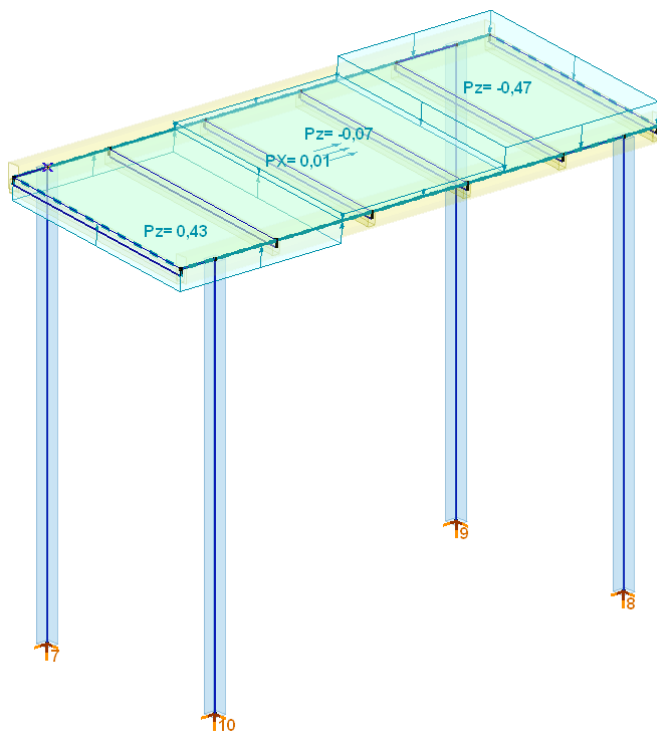
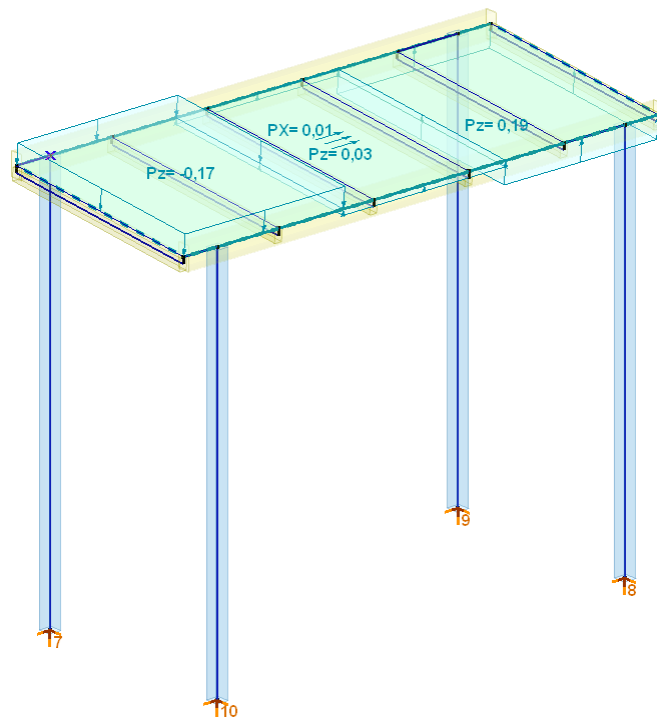
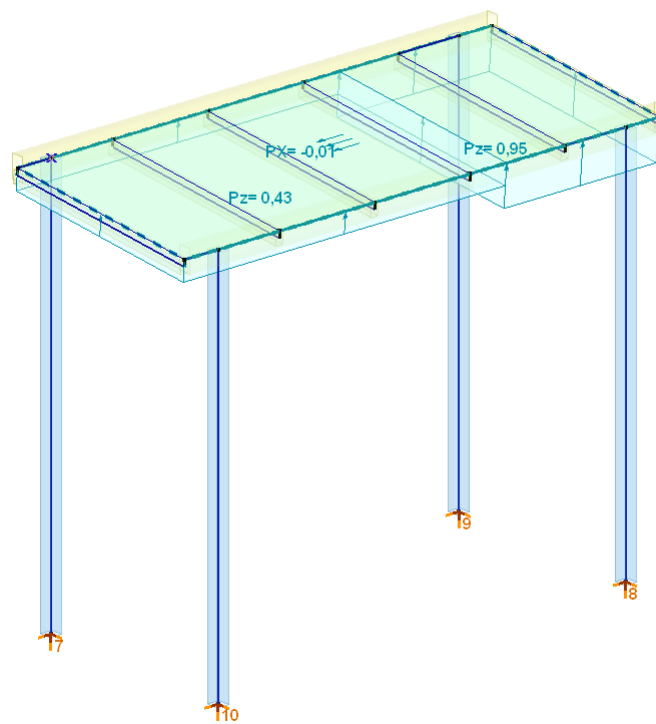
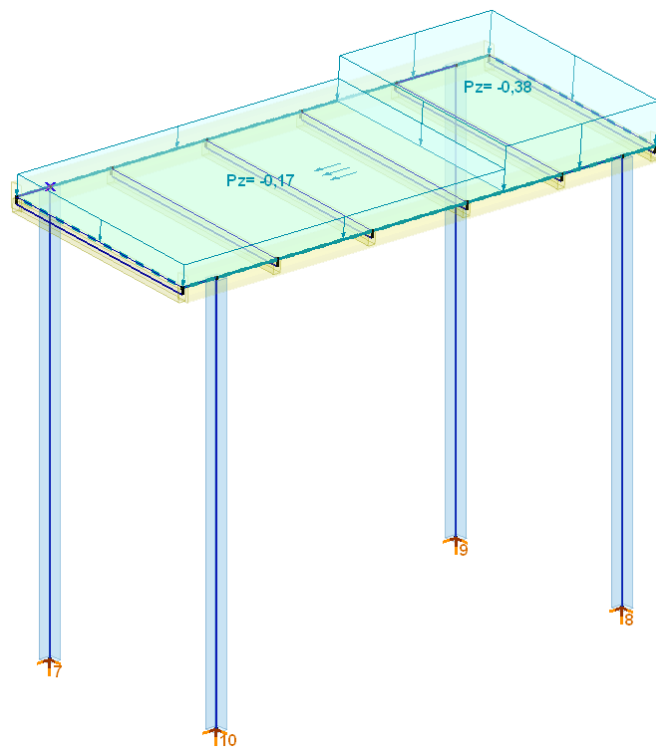


Abbildung 155: Überdachung, außergewöhnliche Schneelast (zwei Variante)







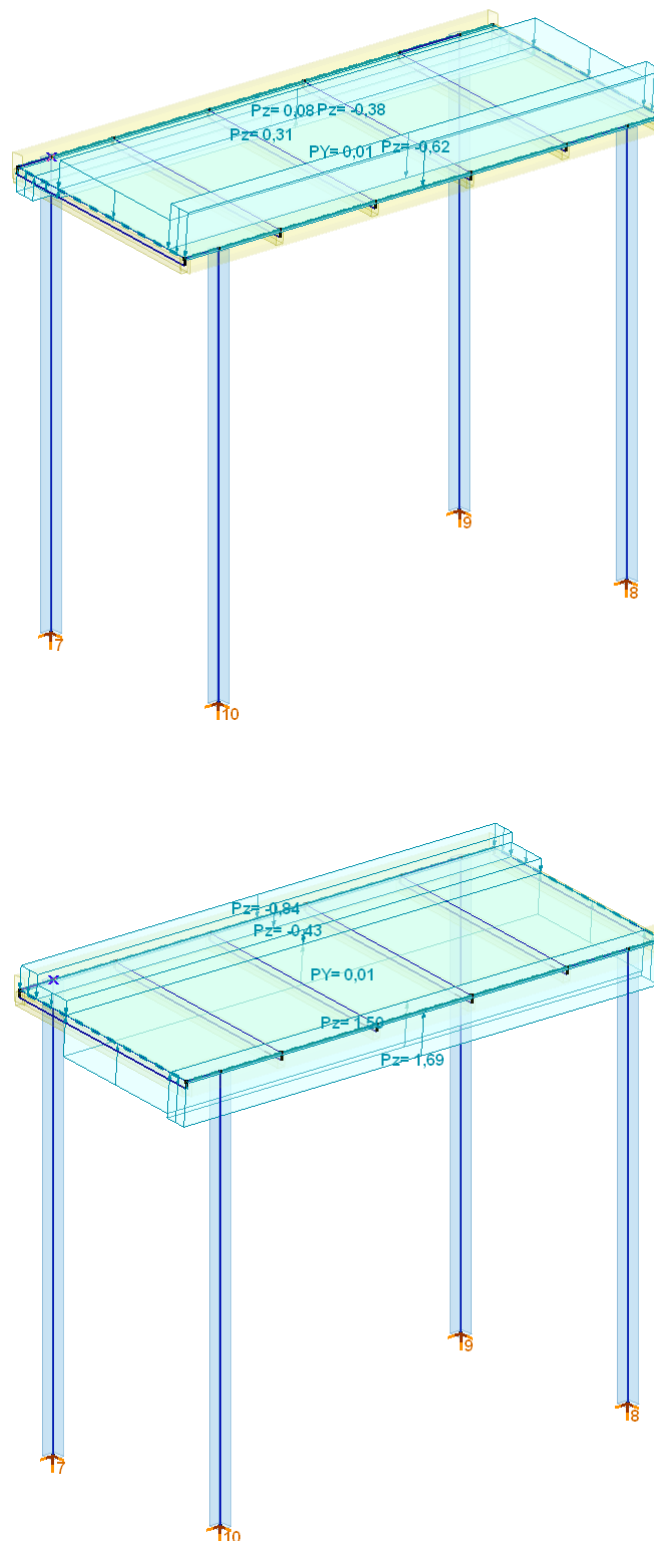


Abbildung 156: Überdachung, Windlastvariante



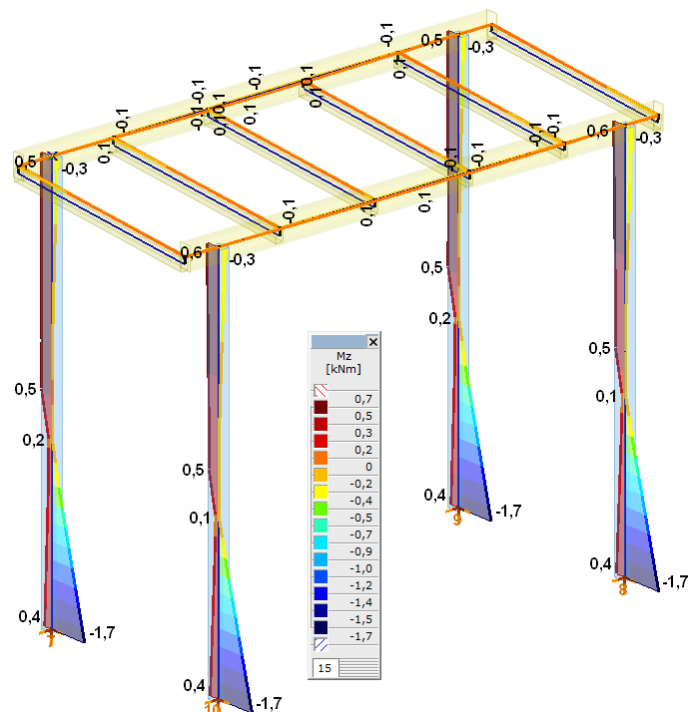
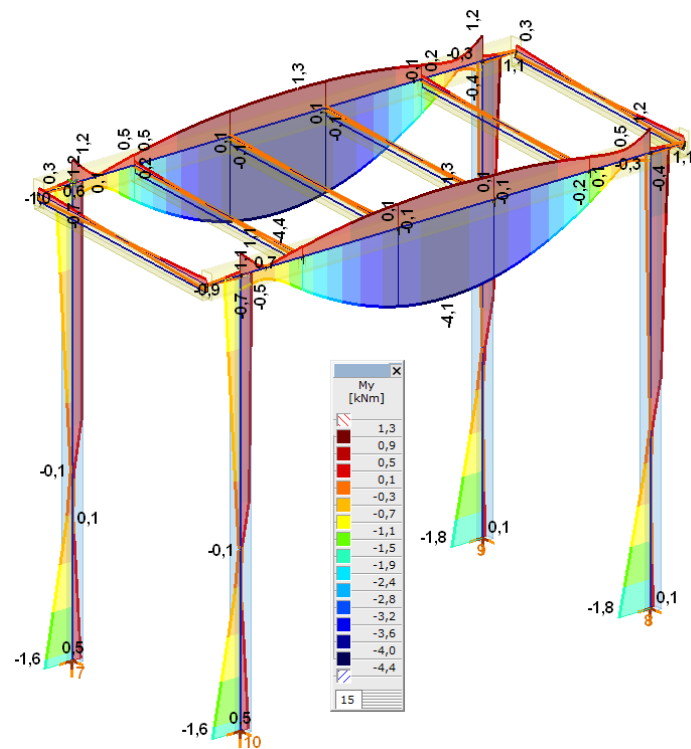


Abbildung 159: Überdachung, Biegemomente M_y und M_z



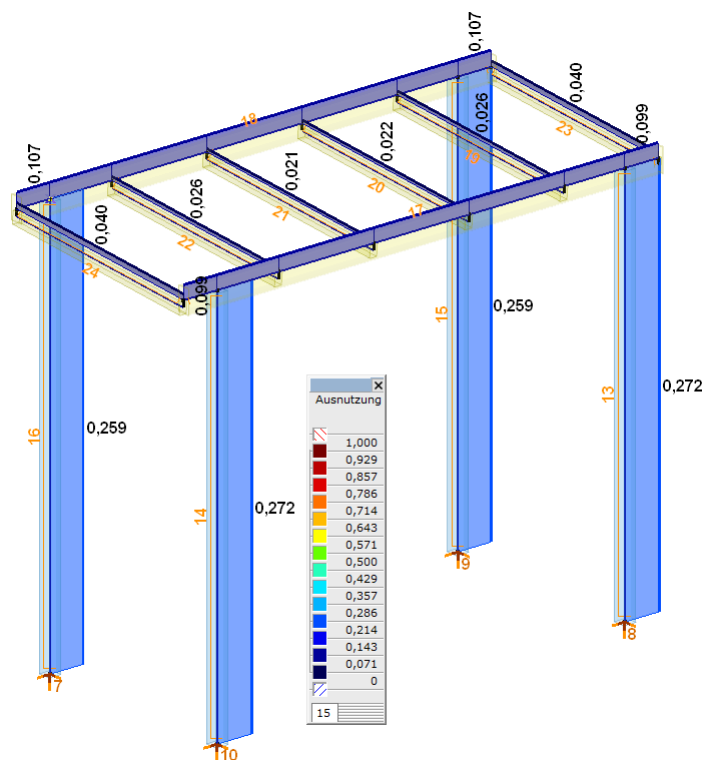


Abbildung 160: Überdachung, Ausnutzung der Stahlprofile

Knotenauflagerkräfte [Linear,(Alle ULS) Maßgebende, Selektiert]

Knot.	K	min.	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rxx [kNm]	Ryy [kNm]	Rzz [kNm]
7	27	Rx min	-0,5	0	-8,3	0	-0,5	0
		Rx max	1,4	-0,1	1,2	0,2	1,6	0
		Ry min	0	-0,2	0,3	0,4	0	0
		Ry max	-0,1	1,4	-2,7	-1,7	-0,1	0
		Rz min	-0,5	0	-8,4	0	-0,5	0
		Rz max	0,9	-0,2	2,7	0,3	1,1	0
		Rxx min	-0,2	1,4	-4,9	-1,7	-0,2	0
		Rxx max	0,1	-0,2	2,5	0,4	0,1	0
		Ryy min	-0,5	0	-8,3	0	-0,5	0
		Ryy max	1,4	-0,1	1,2	0,2	1,6	0
		Rzz min	0,9	-0,2	2,7	0,3	1,1	0
		Rzz max	-0,2	0,8	-3,9	-0,9	-0,2	0
8	25	Rx min	-0,1	0,7	2,2	-0,7	-0,1	0
		Rx max	1,6	0	-4,7	-0,1	1,8	0
		Ry min	0,8	-0,3	-1,6	0,4	1,0	0
		Ry max	0,2	1,4	-3,3	-1,7	0,2	0
		Rz min	0,5	0	-7,5	0	0,5	0
		Rz max	-0,1	0,7	2,2	-0,7	-0,1	0
		Rxx min	0,2	1,4	-3,3	-1,7	0,2	0
		Rxx max	0,8	-0,3	-1,6	0,4	1,0	0
		Ryy min	-0,1	0,7	2,2	-0,7	-0,1	0
		Ryy max	1,6	0	-4,5	0	1,8	0
		Rzz min	1,6	0	-4,1	0	1,8	0
		Rzz max	0,1	0,9	-1,6	-1,0	0,1	0
9	29	Rx min	-0,1	-0,2	2,5	0,4	-0,1	0
		Rx max	1,6	0	-5,0	0	1,8	0
		Ry min	0,8	-0,2	0,2	0,4	0,9	0
		Ry max	0,1	1,4	-2,7	-1,7	0,1	0
		Rz min	0,5	0	-8,4	0	0,5	0
		Rz max	-0,1	-0,2	2,5	0,4	-0,1	0
		Rxx min	0,2	1,4	-4,9	-1,7	0,2	0
		Rxx max	0,7	-0,2	2,4	0,4	0,8	0
		Ryy min	-0,1	-0,2	2,5	0,4	-0,1	0
		Ryy max	1,5	0	-4,2	0	1,8	0
		Rzz min	1,2	0	-6,4	0	1,3	0
		Rzz max	-0,1	-0,2	2,5	0,4	-0,1	0
10	23	Rx min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Rx max	1,4	-0,1	0,9	0,1	1,6	0
		Ry min	0	-0,2	-1,4	0,4	0	0
		Ry max	-0,2	1,4	-3,3	-1,7	-0,2	0
		Rz min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Rz max	0,1	0,7	2,2	-0,7	0,1	0
		Rxx min	-0,2	1,4	-3,3	-1,7	-0,2	0
		Rxx max	0	-0,2	-1,4	0,4	0	0
		Ryy min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Ryy max	1,4	-0,1	0,9	0,1	1,6	0
		Rzz min	0,8	-0,1	-0,3	0,2	0,9	0
		Rzz max	-0,2	0	-3,4	0,1	-0,1	0
Ext.								
10	23	Rx min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Rx max	1,6	0	-4,7	-0,1	1,8	0
8	25	Ry min	0,8	-0,3	-1,6	0,4	1,0	0
		Ry max	0,2	1,4	-3,3	-1,7	0,2	0
10	23	Rz min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Rz max	0,1	0,7	2,2	-0,7	0,1	0
7	27	Rxx min	-0,2	1,4	-3,3	-1,7	-0,2	0
		Rxx max	0,1	-0,2	2,5	0,4	0,1	0
7	27	Ryy min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Ryy max	1,4	-0,1	0,9	0,1	1,6	0
7	27	Rzz min	0,9	-0,2	2,7	0,3	1,1	0
		Rzz max	-0,2	0,8	-3,9	-0,9	-0,2	0
8	25	Rxx min	0,2	1,4	-3,3	-1,7	0,2	0
		Rxx max	0,8	-0,3	-1,6	0,4	1,0	0
10	23	Ryy min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Ryy max	1,4	-0,1	0,9	0,1	1,6	0
7	27	Rzz min	0,9	-0,2	2,7	0,3	1,1	0
		Rzz max	-0,2	0,8	-3,9	-0,9	-0,2	0
10	23	Rxx min	-0,2	1,4	-3,3	-1,7	-0,2	0
		Rxx max	0,1	-0,2	2,5	0,4	0,1	0
7	27	Ryy min	-0,5	0	-7,5	0	-0,5	0
		Ryy max	1,4	-0,1	0,9	0,1	1,6	0
7	27	Rzz min	0,9	-0,2	2,7	0,3	1,1	0
		Rzz max	-0,2	0,8	-3,9	-0,9	-0,2	0

Abbildung 161: Überdachung, Knotenauflagerkräfte

17.4 Verankerung in der Fundamentplatte

Es wurde eine Fußplatte mit einer Stärke von 10 mm und Abmessungen von 200 x 200 mm verwendet. Zur Verankerung wurden vier chemische Anker Fischer FIS V Plus (FIS A, RGM, gvz, 5.8) M12 x 120 verwendet. Die Verankerungstiefe beträgt 70 mm.

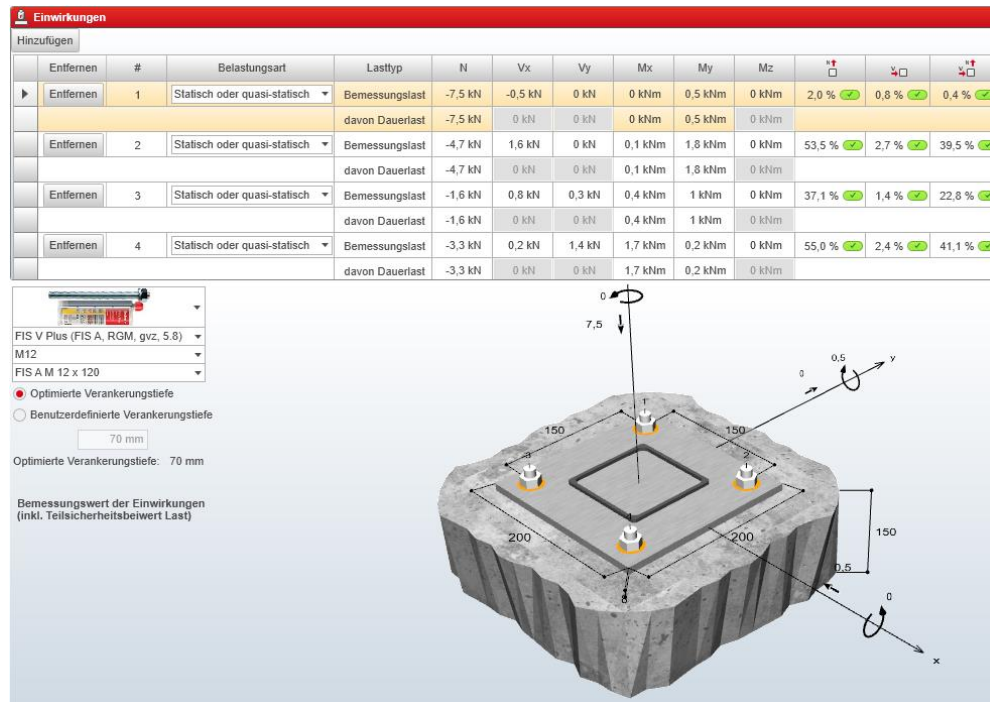


Abbildung 162: Verankerungsnachweis

18 RÄUMLICHE STEIFIGKEIT

Es wurde auf den Nachweis der räumlichen Steifigkeit in Querrichtung verzichtet, weil:

- Die Decke als steife Scheibe ausgebildet ist,
- In Längs- und Querrichtung des Bauwerks eine ausreichende Anzahl von aussteifenden Wänden vorhanden ist, die bis auf die Fundamente geführt werden.

Nachweis der räumlichen Steifigkeit in Längsrichtung

Querkraft durch direkte Windeinwirkung in den Wänden in Achsen 4 und 5:

$$P_4^w = W (A_4 / (A_4 + A_5))$$

$$P_5^w = W (A_5 / (A_4 + A_5))$$

A_i - Querschnittsfläche der Wand in der i-Achse

W – Windeinwirkung

Für den Teil des Gebäudes von Achse 1 bis zur Dehnungsfuge:

Maximalwert der resultierenden Windeinwirkung in Längsrichtung:

$$W = 0,75 \text{ kN/m}^2 \times (15,74\text{m} \times 4,68\text{m}) = 55,25 \text{ kN}$$

Querschnittsflächen der einzelnen Wände:

$$A_4 = 5,20 \text{ m}^2 \quad A_5 = 5,17 \text{ m}^2$$

Daraus folgt:

$$P_4^W = 55,25\text{kN} (5,20\text{m}^2 / (5,20\text{m}^2 + 5,17\text{m}^2)) = 27,70 \text{ kN}$$

$$P_5^W = 55,25\text{kN} (5,17\text{m}^2 / (5,20\text{m}^2 + 5,17\text{m}^2)) = 27,55 \text{ kN}$$

Querkraft durch das Drehmoment $M = W \times e$:

$$P_4^M = M (A_4 x_4 / J)$$

$$P_5^M = M (A_5 x_5 / J)$$

J – Trägheitsmoment der Wände relativ zur Torsionsachse

Es wurde angenommen, dass der Schwerpunkt von Wandquerschnitten in Längsrichtung im geometrischen Mittelpunkt des berücksichtigten Gebäudeteils liegen.

Daraus ergibt sich Torsionsmoment gleich Null.

$$e_x = 0$$

$$e_y = 0$$

$$M = 55,25\text{kN} \times 0\text{m} = 0\text{kNm}$$

$$P_i^M = 0 \text{ kN}$$

Die Gesamtkraft, die auf die Wand A_i wirkt:

$$P_i = P_i^W + P_i^M$$

Daraus folgt:

$$V_{Ed,4} = P_4 = 27,70 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,5} = P_5 = 27,55 \text{ kN}$$

Die davon entstandenen Schubspannungen:

$$\tau_4 = 27,70 \text{ kN} / 5,20\text{m}^2 = 5,33 \text{ kPa}$$



$$\tau_5 = 27,55 \text{ kN} / 5,17\text{m}^2 = 5,33 \text{ kPa}$$

Die charakteristische Schubfestigkeit der Wand f_{vk0} ohne Berücksichtigung von Druckspannungen beträgt

$$f_{vk0} = 0,18 \text{ MPa} = 180 \text{ kPa} \quad (\text{für Normalmauermörtelfestigkeit von 5MPa})$$

$$f_{vt1} = 90 \text{ kPa} \quad (\text{ohne Normaldruck, für unvermörtelte Stoßfugen})$$

Beim Steinzugversagen gilt:

$$f_{vt2} = 0,45 \times f_{bt,cal} = 0,45 \times 25\text{MPa} = 11250 \text{ kPa} \quad (\text{für Steindruckfestigkeitsklasse 20})$$

$$f_{vk} = 90 \text{ kPa}$$

$$f_{vd} = 90\text{kPa} / 1,5 = 60 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd} = (1/c) \times t \times l_{cal} \times f_{vd} \quad c = 1, l_{cal} = l$$

$$V_{Rd,4} = 0,24\text{m} \times 21,67\text{m} \times 60 \text{ kPa} = 312,05 \text{ kN} \quad \text{für Wand in Achse 4}$$

$$V_{Rd,5} = 0,24\text{m} \times 21,54\text{m} \times 60 \text{ kPa} = 310,18 \text{ kN} \quad \text{für Wand in Achse 5}$$

Für jede Wand gilt $V_{Ed,i} < V_{Rd,i}$ --> **erfüllt**. Die räumliche Steifigkeit des Gebäudes ist somit gewährleistet.

Für den Teil des Gebäudes von Dehnungsfuge bis zur Achse 3:

Maximalwert der resultierenden Windeinwirkung in Längsrichtung:

$$W = 0,75 \text{ kN/m}^2 \times (15,74\text{m} \times 6,62\text{m}) = 78,15 \text{ kN}$$

Querschnittsflächen der einzelnen Wände:

$$A_4 = 5,18 \text{ m}^2 \quad A_5 = 3,55 \text{ m}^2$$

Daraus folgt:

$$P_4^w = 78,15\text{kN} \times (5,18\text{m}^2 / (5,18\text{m}^2 + 3,55\text{m}^2)) = 46,37 \text{ kN}$$

$$P_5^w = 78,15\text{kN} \times (3,55\text{m}^2 / (5,18\text{m}^2 + 3,55\text{m}^2)) = 31,78 \text{ kN}$$

Querkraft durch das Drehmoment $M = W \times e$:

$$P_4^M = M \times (A_4 x_4 / J)$$

$$P_5^M = M \times (A_5 x_5 / J)$$

J – Trägheitsmoment der Wände relativ zur Torsionsachse

Koordinaten des Schwerpunkts von Wandquerschnitten in Längsrichtung

$$x_c \text{ (93mm; 1442mm)}$$



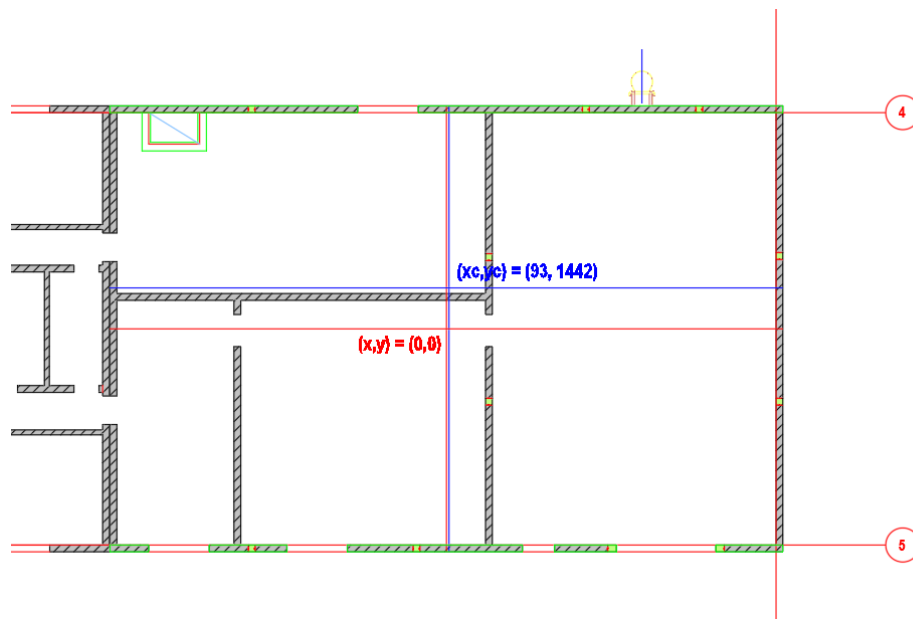


Abbildung 163: Koordinaten des Scherpunkts von Wandquerschnitten in Längsrichtung

Daraus ergibt sich:

$$e_x = 93\text{mm}$$

$$e_y = 1442\text{mm}$$

$$M = 78,15\text{kN} \times 1,442\text{m} = 112,69\text{kNm}$$

$$J = 5,18\text{m}^2 \times (6,308\text{m})^2 + 3,55\text{m}^2 \times (9,192\text{m})^2 = 507,31\text{m}^4$$

$$P_4^M = 112,69\text{kNm} \times (5,18\text{m}^2 \times 6,308\text{m} / 507,31\text{m}^4) = 7,26\text{ kN}$$

$$P_5^M = 112,69\text{kNm} \times (3,55\text{m}^2 \times 9,192\text{m} / 507,31\text{m}^4) = 7,25\text{ kN}$$

Die Gesamtkraft, die auf die Wand A_i wirkt:

$$P_i = P_i^w + P_i^M$$

Daraus folgt:

$$V_{Ed,4} = P_4 = 53,63\text{ kN}$$

$$V_{Ed,5} = P_5 = 39,03\text{ kN}$$

Die davon entstandenen Schubspannungen:

$$\tau_4 = 53,63\text{ kN} / 5,18\text{m}^2 = 10,35\text{ kPa}$$

$$\tau_5 = 39,03\text{ kN} / 3,55\text{m}^2 = 10,99\text{ kPa}$$

Die charakteristische Schubfestigkeit der Wand f_{vk0} ohne Berücksichtigung von Druckspannungen beträgt

$$f_{vk0} = 0,18\text{ MPa} = 180\text{ kPa} \quad (\text{für Normalmauermörtelfestigkeit von } 5\text{MPa})$$



$f_{vt1} = 90 \text{ kPa}$ (ohne Normaldruck, für unvermörtelte Stoßfugen)

Beim Steinzugversagen gilt:

$f_{vt2} = 0,45 \times f_{bt,cal} = 0,45 \times 25 \text{ MPa} = 11250 \text{ kPa}$ (für Steindruckfestigkeitsklasse 20)

$f_{vk} = 90 \text{ kPa}$

$f_{vd} = 90 \text{ kPa} / 1,5 = 60 \text{ kPa}$

$V_{Rd} = (1/c) \times t \times l_{cal} \times f_{vd} \quad c = 1, l_{cal} = l$

$V_{Rd,4} = 0,24 \text{ m} \times 21,62 \text{ m} \times 60 \text{ kPa} = 311,33 \text{ kN}$ für Wand in Achse 4

$V_{Rd,5} = 0,24 \text{ m} \times 14,84 \text{ m} \times 60 \text{ kPa} = 213,70 \text{ kN}$ für Wand in Achse 5

Für jede Wand gilt $V_{Ed,i} < V_{Rd,i}$ --> **erfüllt**. Die räumliche Steifigkeit des Gebäudes ist somit gewährleistet.



ANLAGEN

Anlage 1: Schnee- und Windlastparameter

Anlage 2: Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

Anlage 3: Bemessung der Dachplatten

Anlage 4: Lastkombinationen zur Bemessung der Fundamentplatte

Anlage 5: Bemessung der Fundamentbalken

Anlage 6: Bemessung der Kanalabdeckung

Anlage 7: Bemessung der Sturzbalken und Pfosten im Leitwarteraum

Anlage 8: Bemessung der Sturzbalken und Pfosten im Magazin

Anlage 9: Bemessung der Mauerwerkswände

Anlage 10: Bemessung der Wandpfosten

Die statische Berechnung ist abgeschlossen.

Hambühren, 27.01.2025



The image shows a handwritten signature in blue ink, which appears to be 'T. Sander', followed by a circular blue ink stamp. The stamp contains the text 'Dipl.-Ing. TORSTEN SANDER' in the center, with a small logo of a horse below it. The outer ring of the stamp reads 'TRAGWERKSPLANER' at the top and 'INGENIEURKAMMER TWPL.-Nr. 15893 NIEDERSACHSEN' at the bottom.

Unterschrift Aufsteller



ANLAGE 1

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 129

Windlast

Windlast Parameter [Wind]

	Richtung	Gelände-kategorie	z_0 [m]	z_{min} [m]	l_v [kN/m ²]	v_m [m/s]	q_p [kN/m ²]	φ [°]
	X+	II	0,050	4,000	0,205	23,2	0,75	0
	X-	II	0,050	4,000	0,205	23,2	0,75	0
	Y+	II	0,050	4,000	0,205	23,2	0,75	0
	Y-	II	0,050	4,000	0,205	23,2	0,75	0
	$v_{b0} = 25,0$ m/s							
	$c_{season} = 1,000$							
	$c_o = 1,000$							

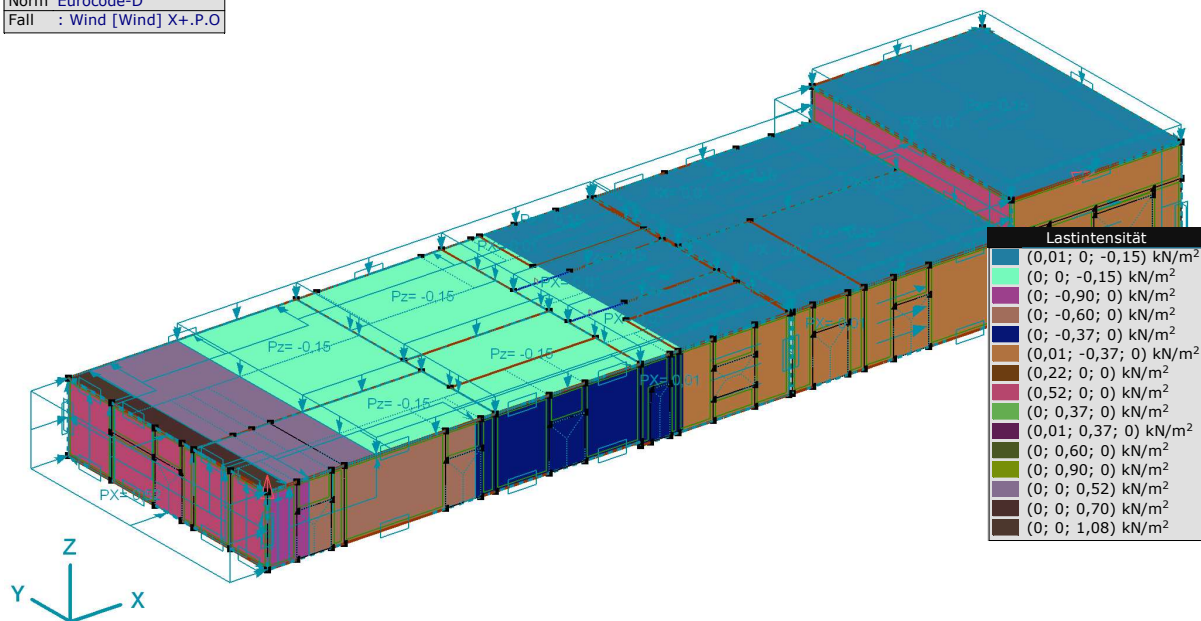
z_0 , z_{min} : Geländeparameter; l_v : Turbulenzfaktor; v_m : Bemessungswindgeschwindigkeit; q_p : Maximaler Winddruck; φ : Windrichtung relativ zum Grat;

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X+.P.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,700	0	0,52	0	0,52
E	6,270	0	-0,300	0	-0,22	0	-0,22
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	0,200	0	0,15	0	0,15
FR	6,270	0	0,010	0	0,01	0	0,01

z : Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X+.P.O



Wind [Wind] X+.P.O

Projekt:

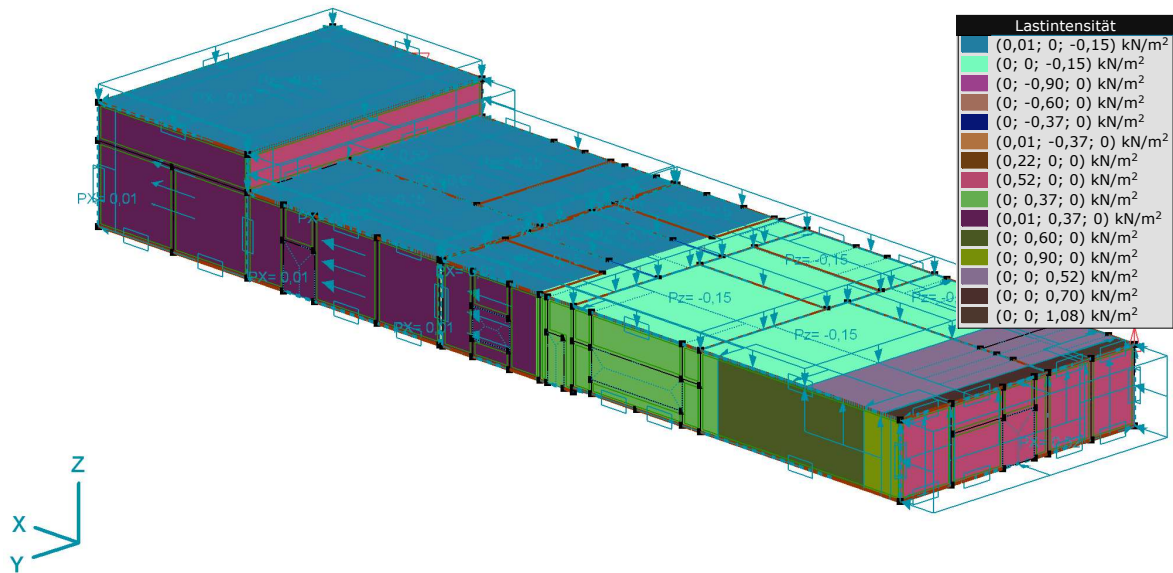
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 130

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X+.P.O



Wind [Wind] X+.P.O (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X+.P.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,700	0,200	0,52	0,15	0,37
E	6,270	0	-0,300	0,200	-0,22	0,15	-0,37
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	0,200	0,200	0,15	0,15	0
FR	6,270	0	0,010	0,200	0,01	0,15	0,01

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

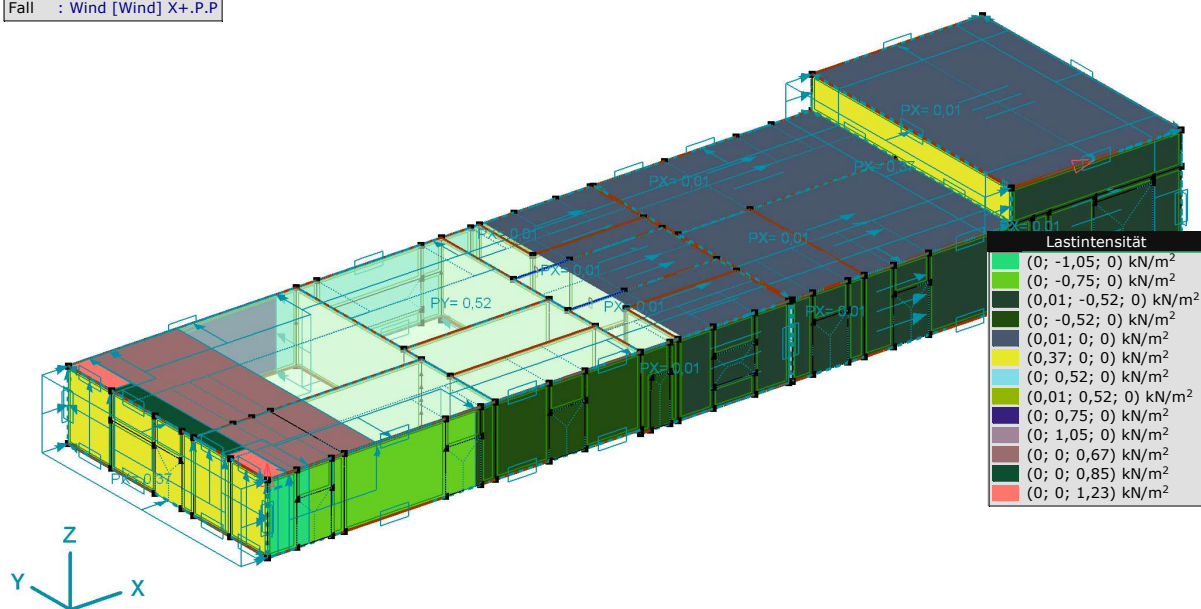
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

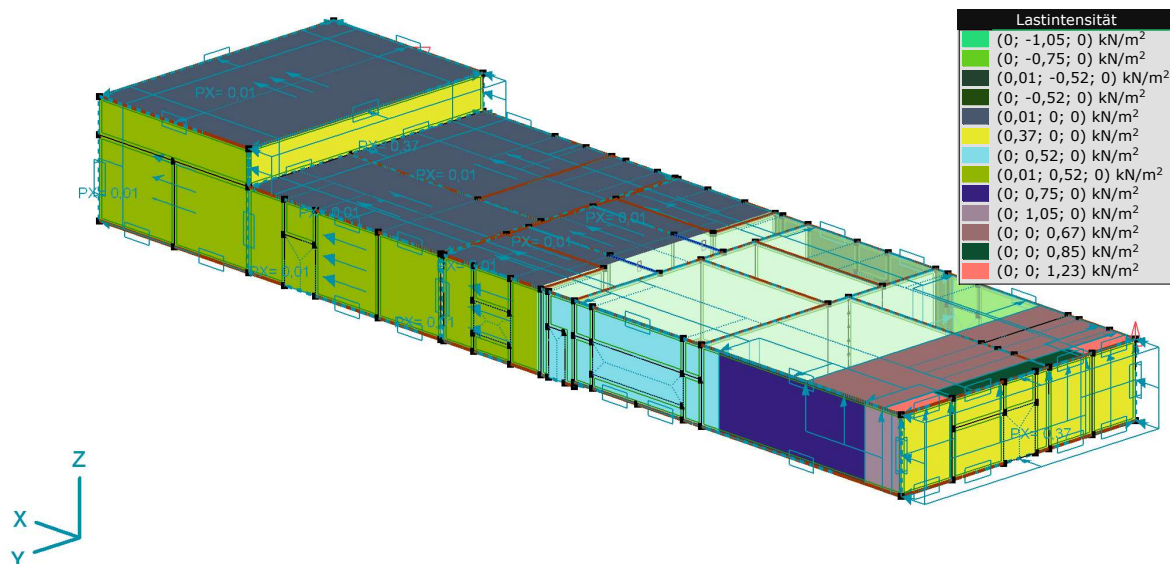
Seite 131

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X+.P.P



Wind [Wind] X+.P.P

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X+.P.P



Wind [Wind] X+.P.P (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

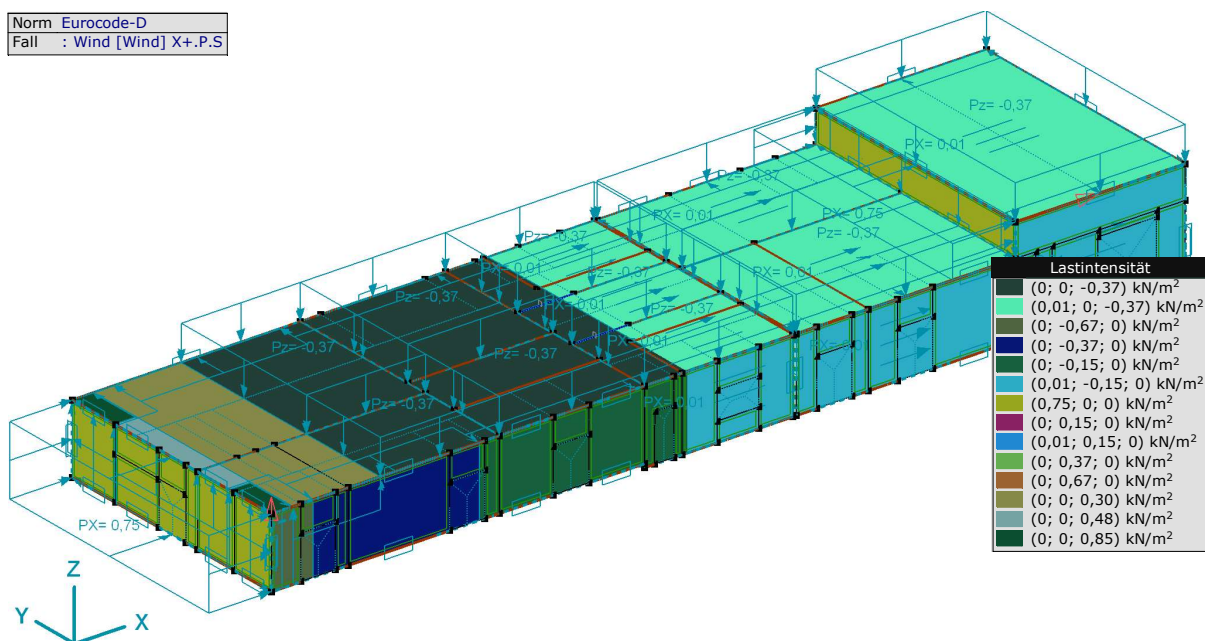
22.01.2025 Seite 132

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X+.P.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,700	-0,300	0,52	-0,22	0,75
E	6,270	0	-0,300	-0,300	-0,22	-0,22	0
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	0,200	-0,300	0,15	-0,22	0,37
FR	6,270	0	0,010	-0,300	0,01	-0,22	0,01

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X+.P.S



Wind [Wind] X+.P.S

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

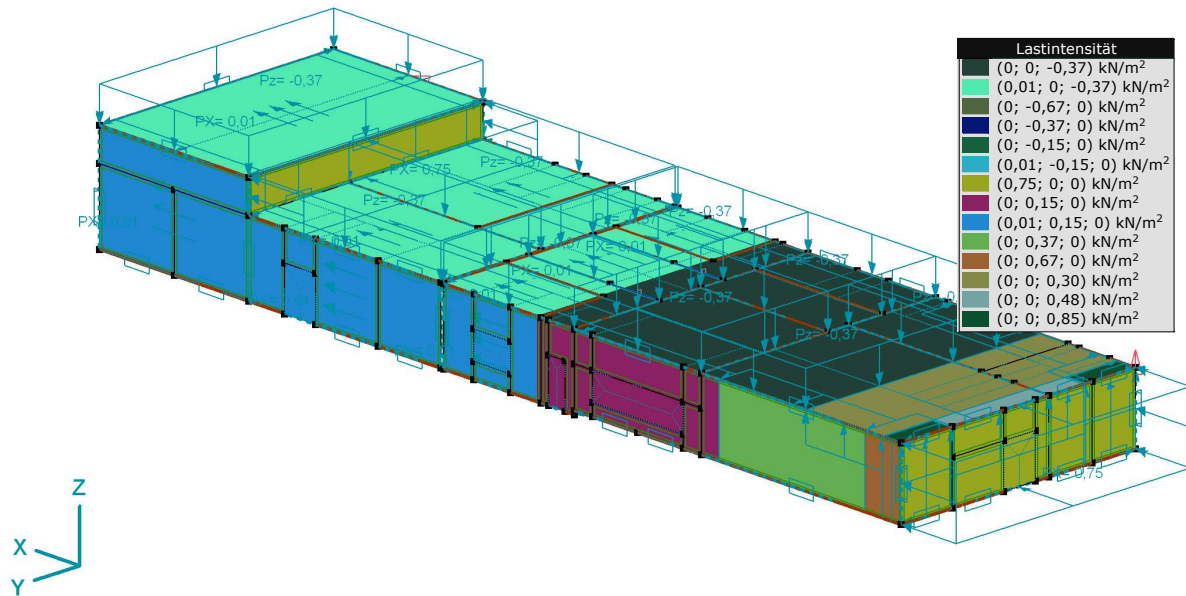
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

Seite 133

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X+.P.S



Wind [Wind] X+.P.S (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X+.S.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,700	0	0,52	0	0,52
E	6,270	0	-0,300	0	-0,22	0	-0,22
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	-0,600	0	-0,45	0	-0,45
FR	6,270	0	0,010	0	0,01	0	0,01

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w: Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

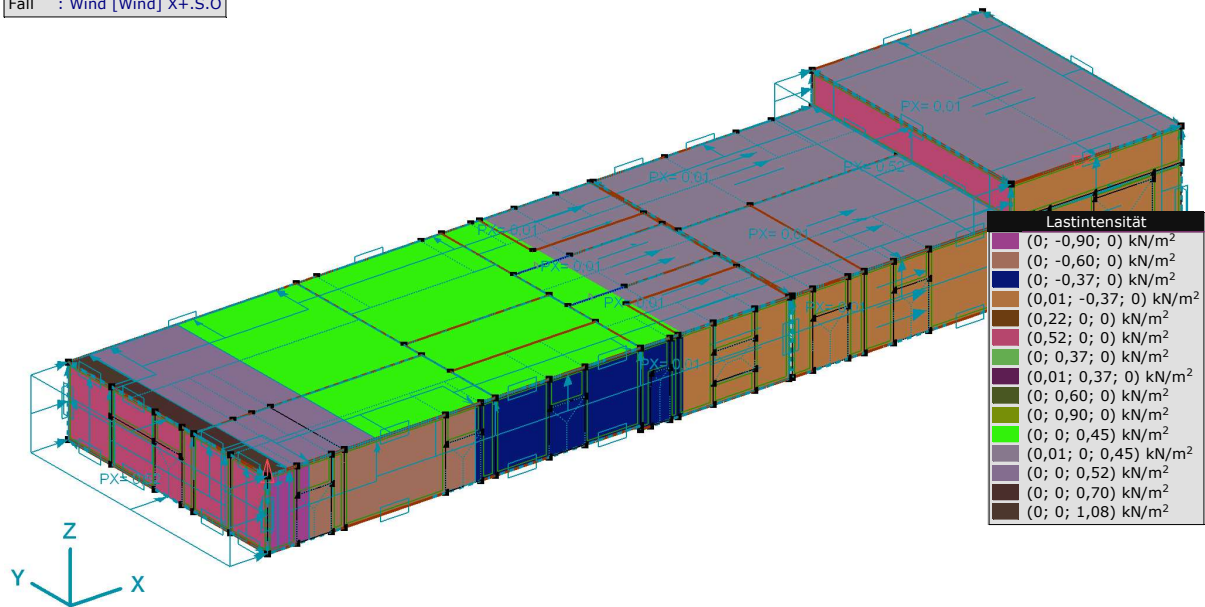
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

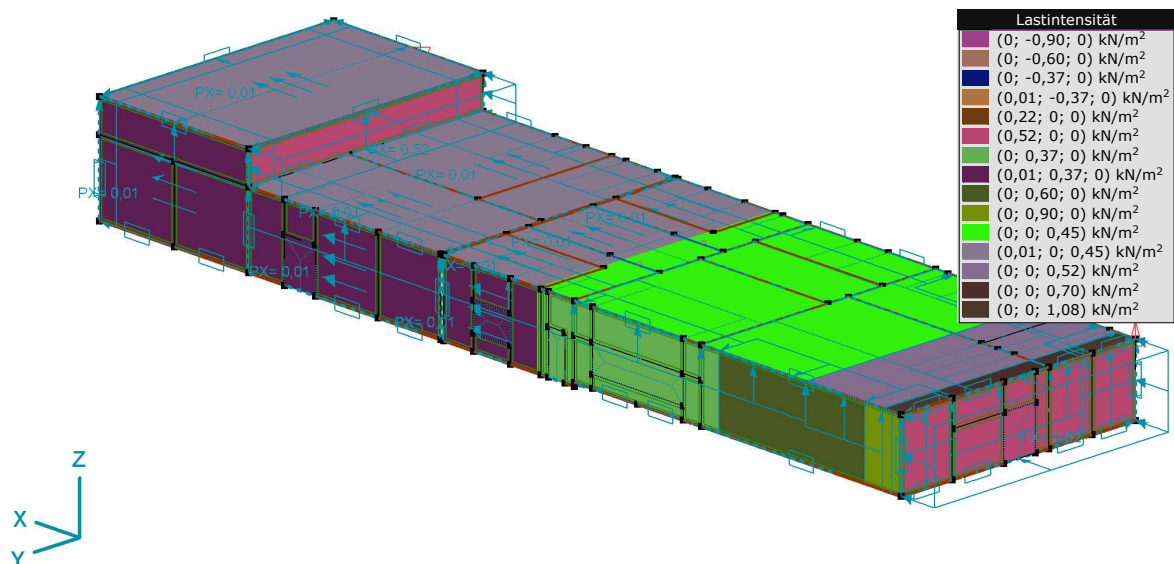
Seite 134

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X+.S.O



Wind [Wind] X+.S.O

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X+.S.O



Wind [Wind] X+.S.O (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

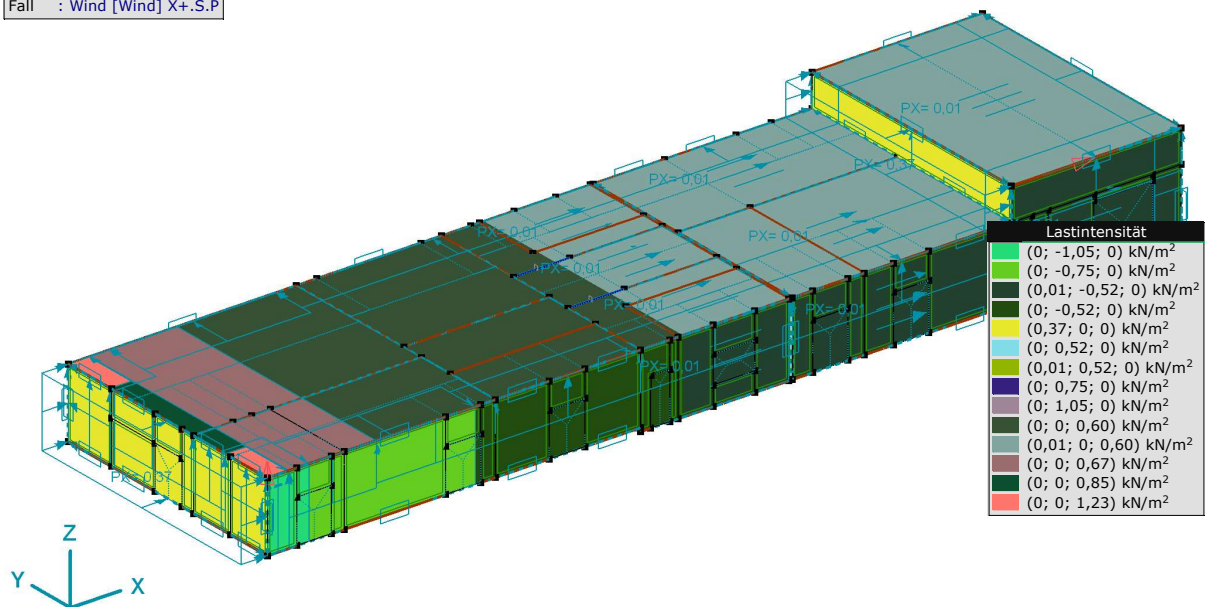
Seite 135

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X+.S.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,700	0,200	0,52	0,15	0,37
E	6,270	0	-0,300	0,200	-0,22	0,15	-0,37
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	-0,600	0,200	-0,45	0,15	-0,60
FR	6,270	0	0,010	0,200	0,01	0,15	0,01

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X+.S.P



Wind [Wind] X+.S.P

Projekt:

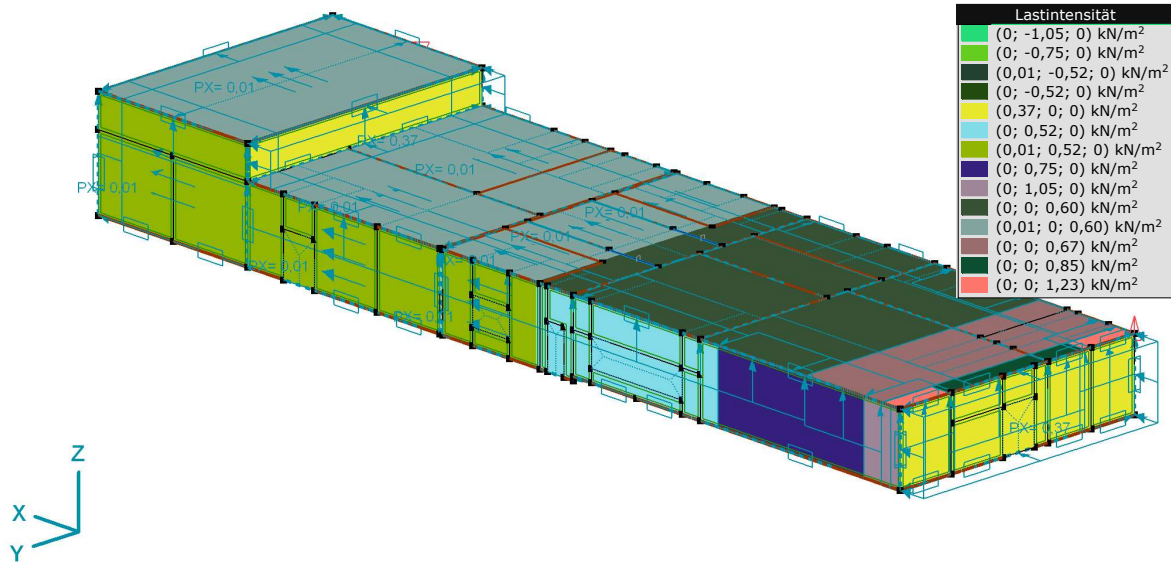
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 136

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X+.S.P



Wind [Wind] X+.S.P (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X+.S.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,700	-0,300	0,52	-0,22	0,75
E	6,270	0	-0,300	-0,300	-0,22	-0,22	0
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	-0,600	-0,300	-0,45	-0,22	-0,22
FR	6,270	0	0,010	-0,300	0,01	-0,22	0,01

z : Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

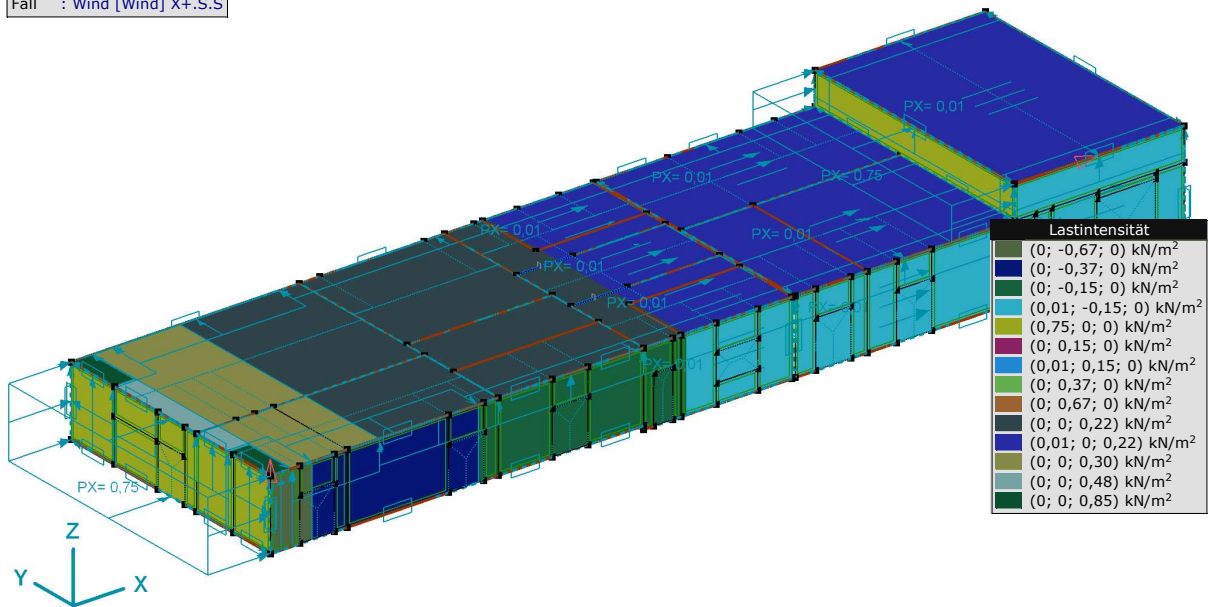
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

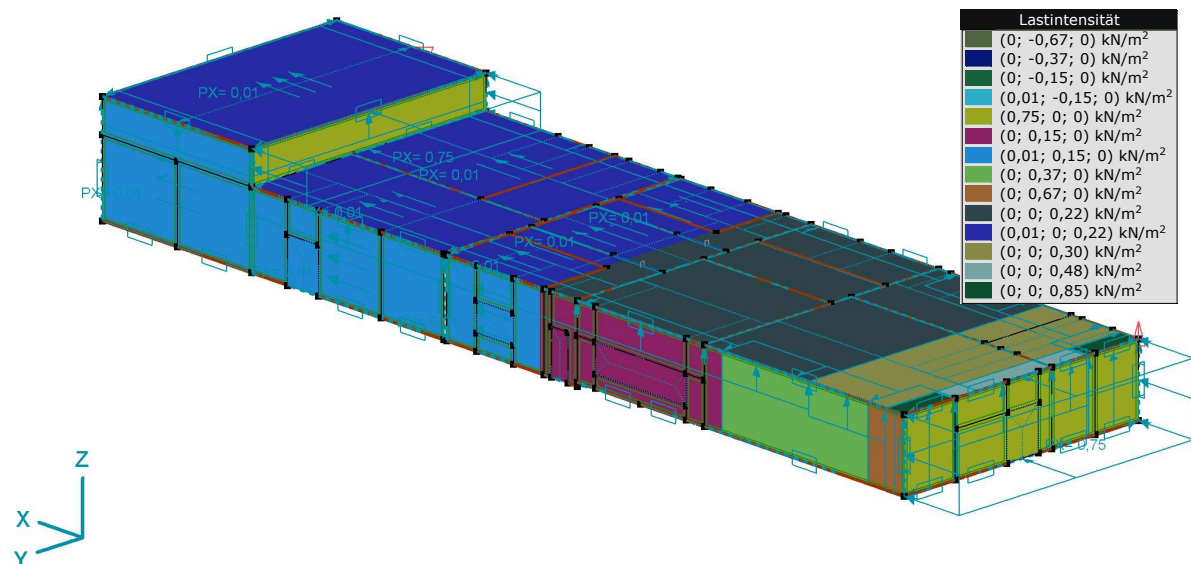
Seite 137

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X+.S.S



Wind [Wind] X+.S.S

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X+.S.S



Wind [Wind] X+.S.S (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

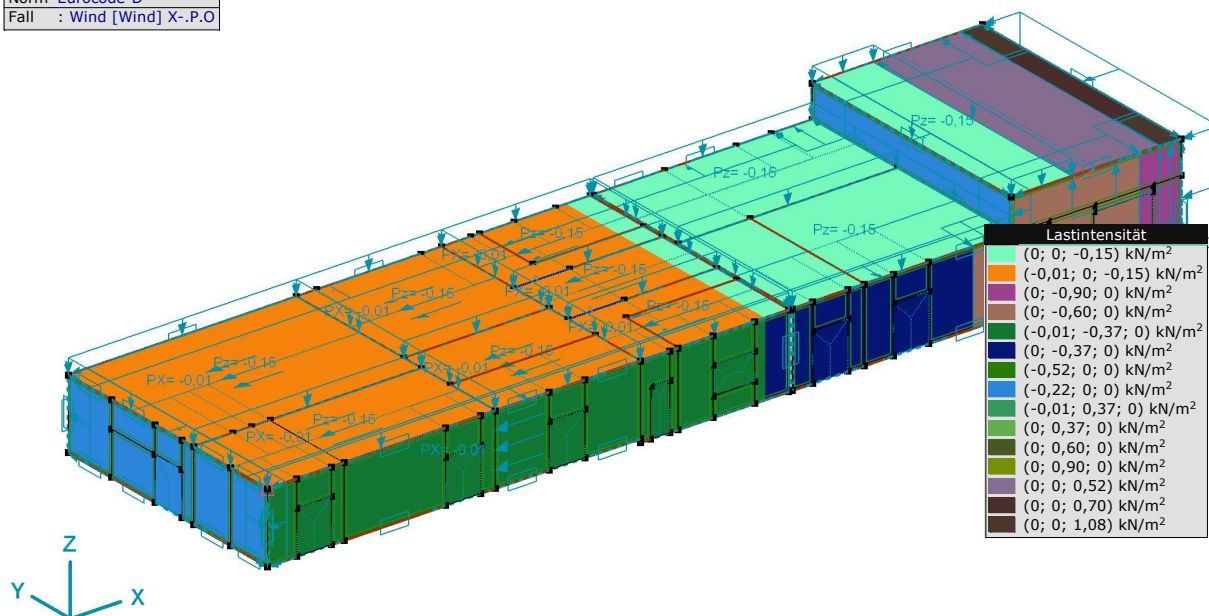
Seite 138

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X-.P.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,700	0	0,52	0	0,52
E	6,270	0	-0,300	0	-0,22	0	-0,22
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	0,200	0	0,15	0	0,15
FR	6,270	0	-0,010	0	-0,01	0	-0,01

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.P.O



Wind [Wind] X-.P.O

Projekt:

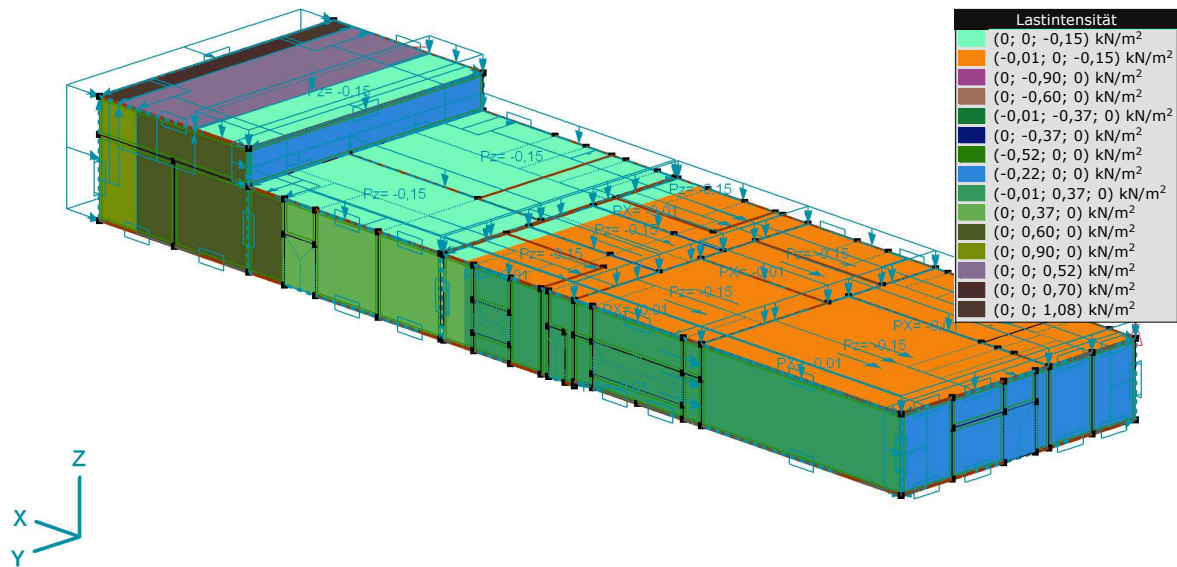
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 139

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.P.O



Wind [Wind] X-.P.O (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X-.P.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,700	0,200	0,52	0,15	0,37
E	6,270	0	-0,300	0,200	-0,22	0,15	-0,37
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	0,200	0,200	0,15	0,15	0
FR	6,270	0	-0,010	0,200	-0,01	0,15	-0,01

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Projekt:

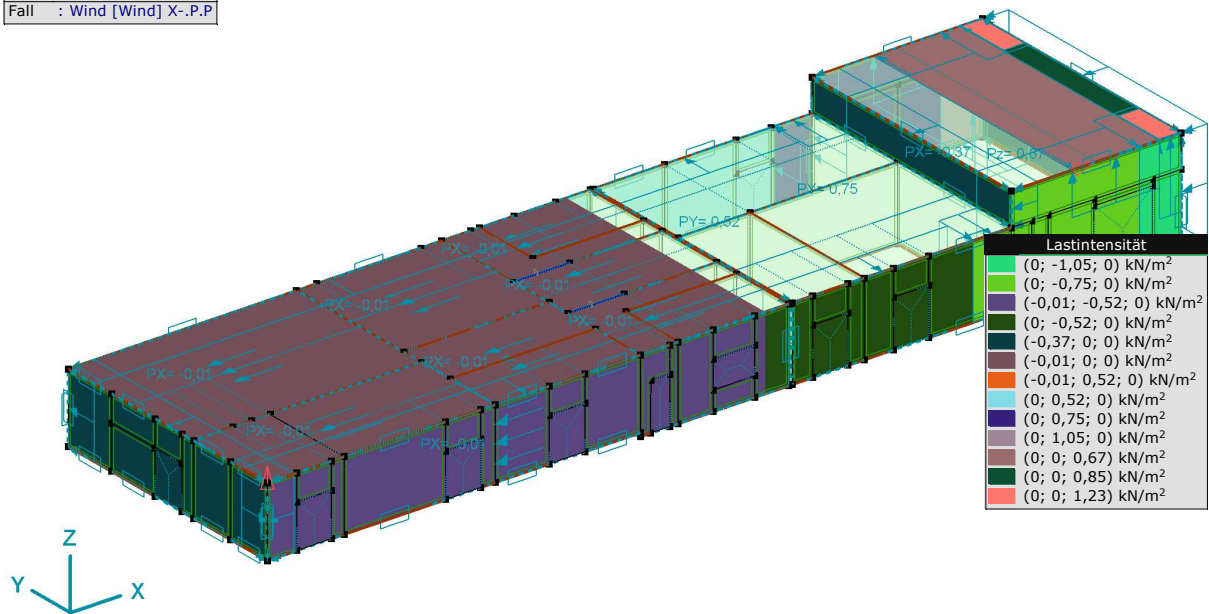
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

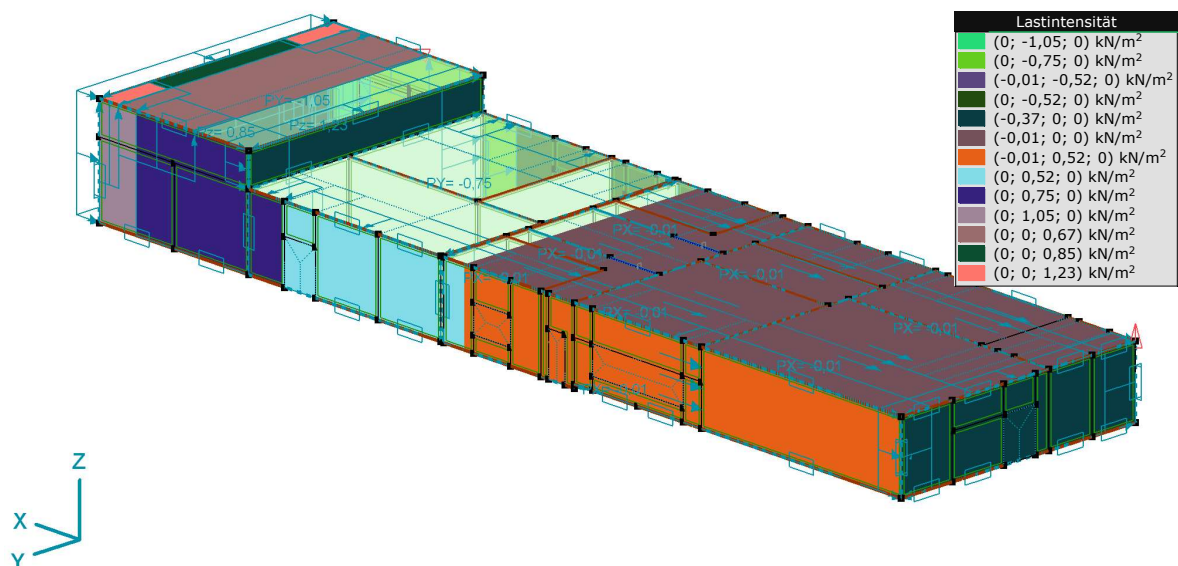
22.01.2025 Seite 140

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.P.P



Wind [Wind] X-.P.P

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.P.P



Wind [Wind] X-.P.P (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

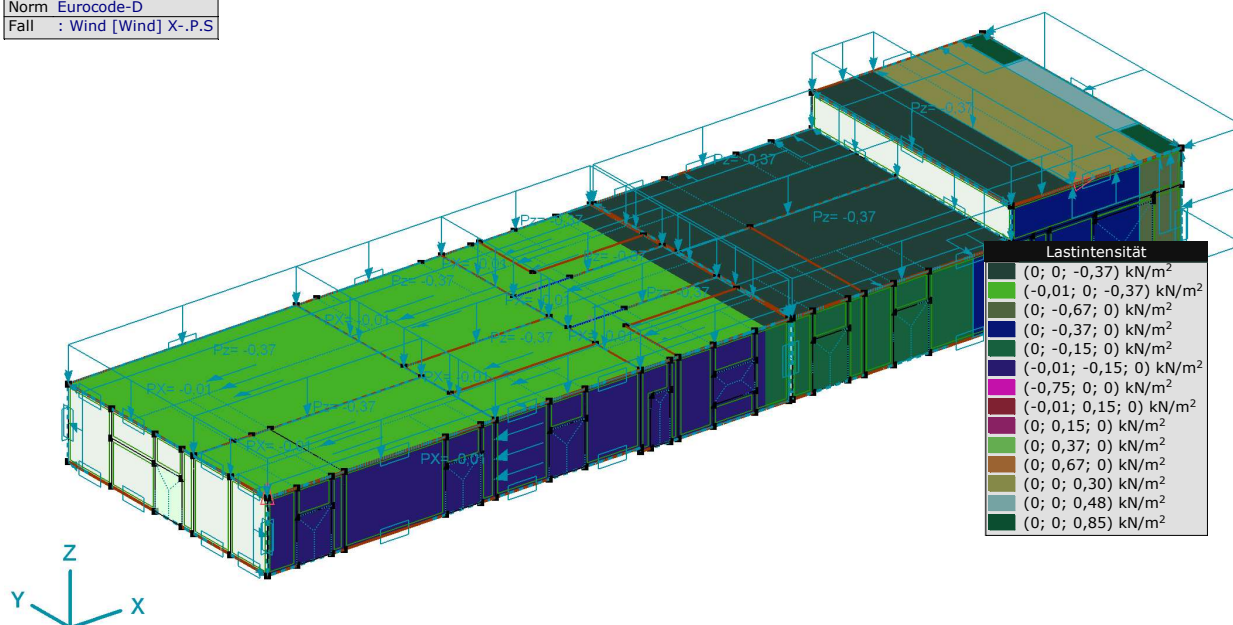
Seite 141

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X-.P.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,700	-0,300	0,52	-0,22	0,75
E	6,270	0	-0,300	-0,300	-0,22	-0,22	0
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	0,200	-0,300	0,15	-0,22	0,37
FR	6,270	0	-0,010	-0,300	-0,01	-0,22	-0,01

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.P.S



Wind [Wind] X-.P.S

Projekt:

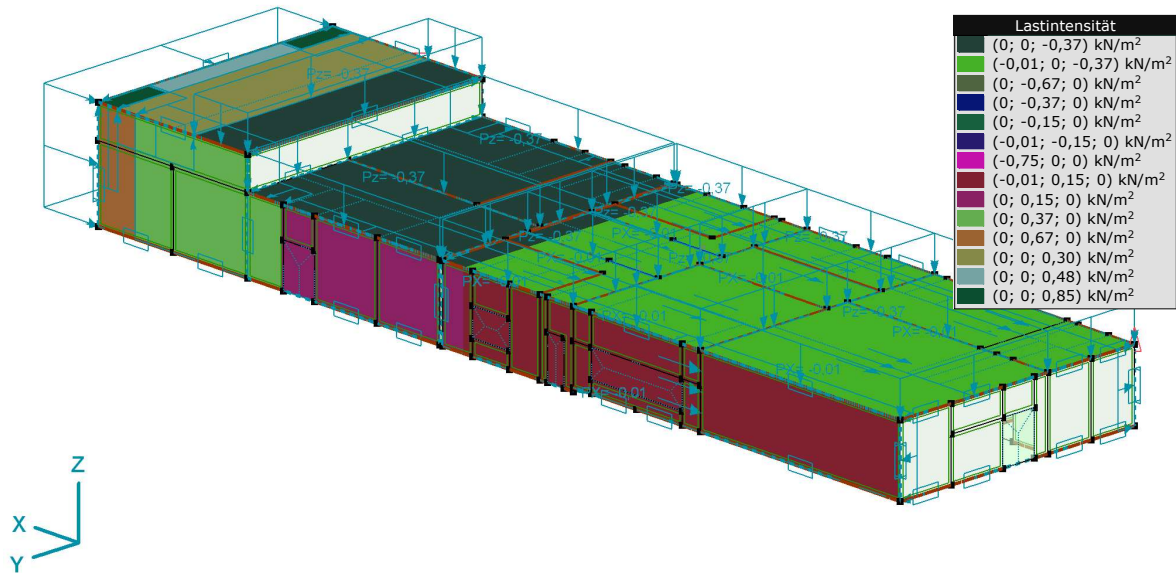
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 142

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.P.S



Wind [Wind] X-.P.S (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X-.S.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,700	0	0,52	0	0,52
E	6,270	0	-0,300	0	-0,22	0	-0,22
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	-0,600	0	-0,45	0	-0,45
FR	6,270	0	-0,010	0	-0,01	0	-0,01

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w: Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

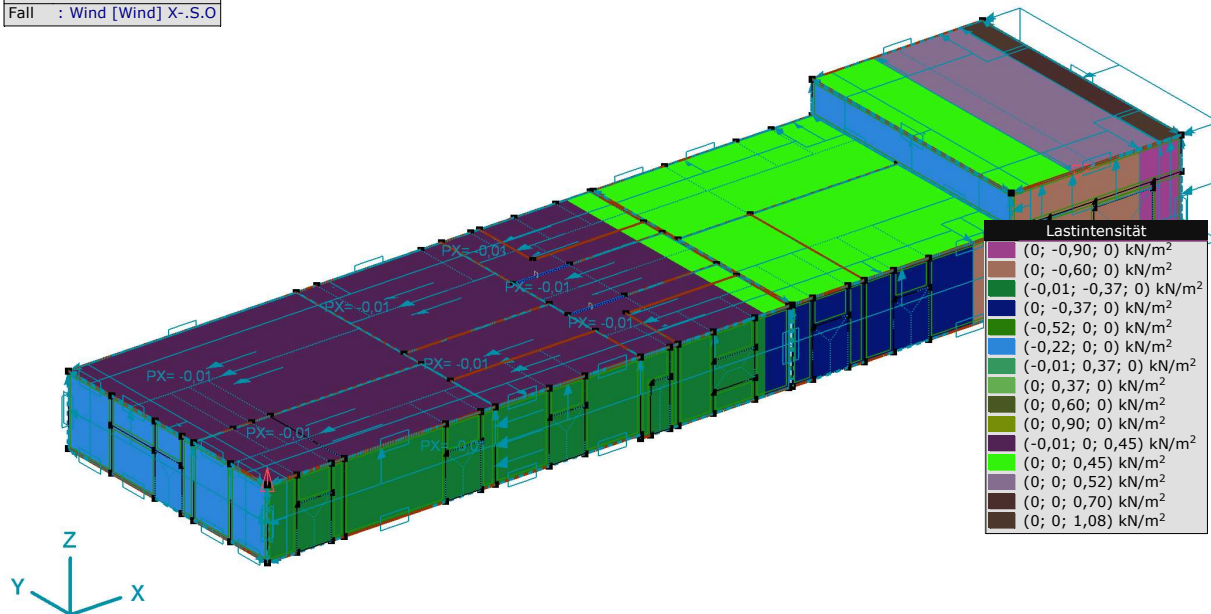
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

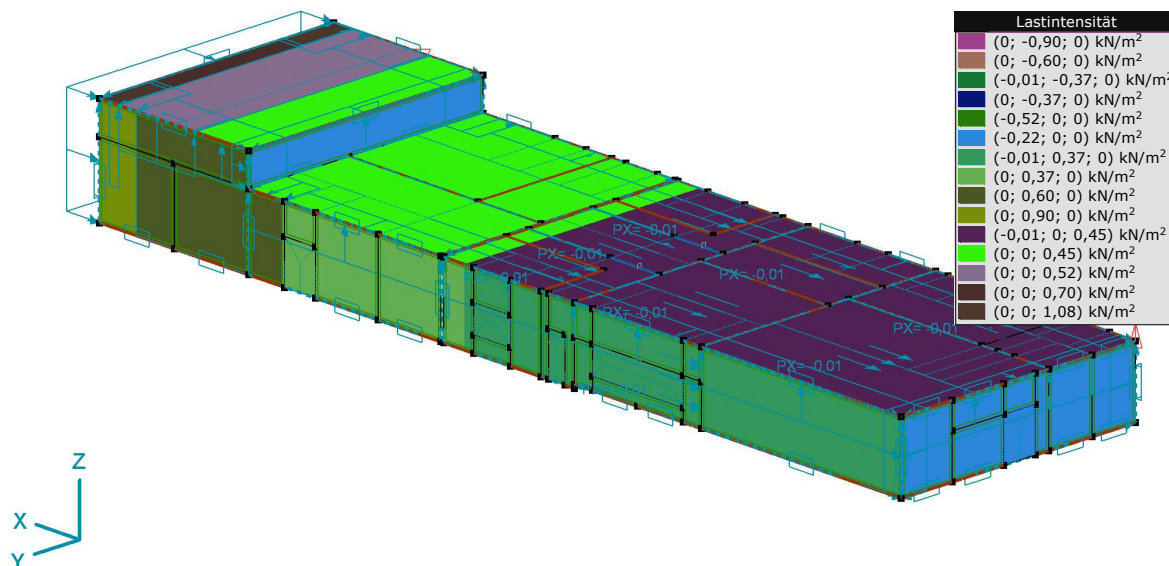
Seite 143

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X-S.O



Wind [Wind] X-S.O

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X-S.O



Wind [Wind] X-S.O (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

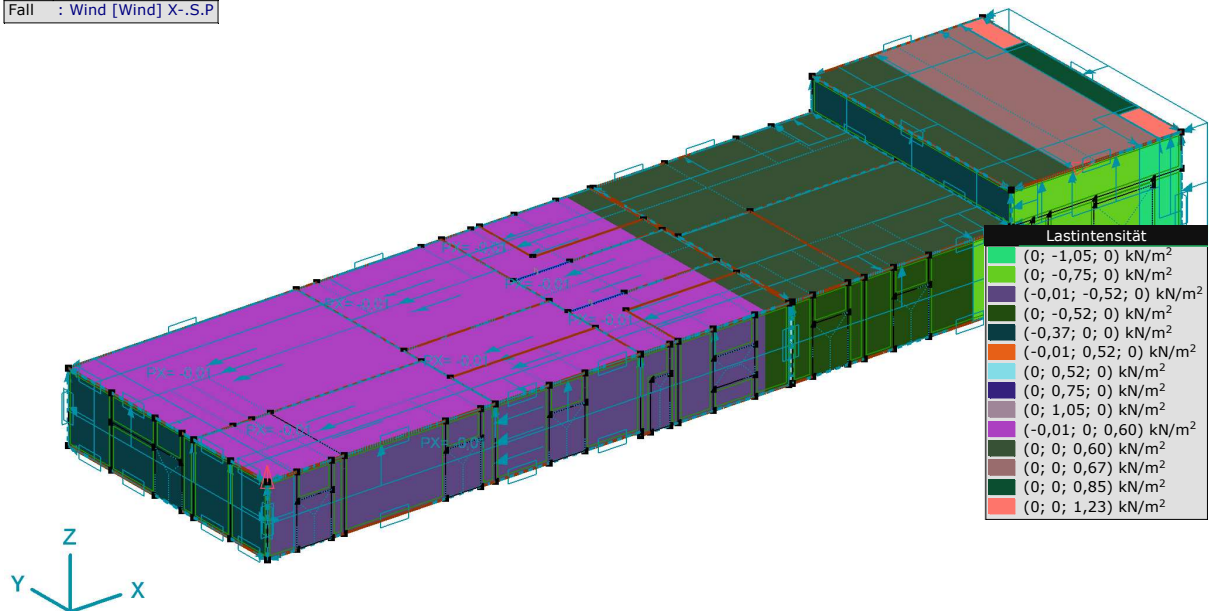
Seite 144

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X-.S.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,700	0,200	0,52	0,15	0,37
E	6,270	0	-0,300	0,200	-0,22	0,15	-0,37
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	-0,600	0,200	-0,45	0,15	-0,60
FR	6,270	0	-0,010	0,200	-0,01	0,15	-0,01

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.S.P



Wind [Wind] X-.S.P

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

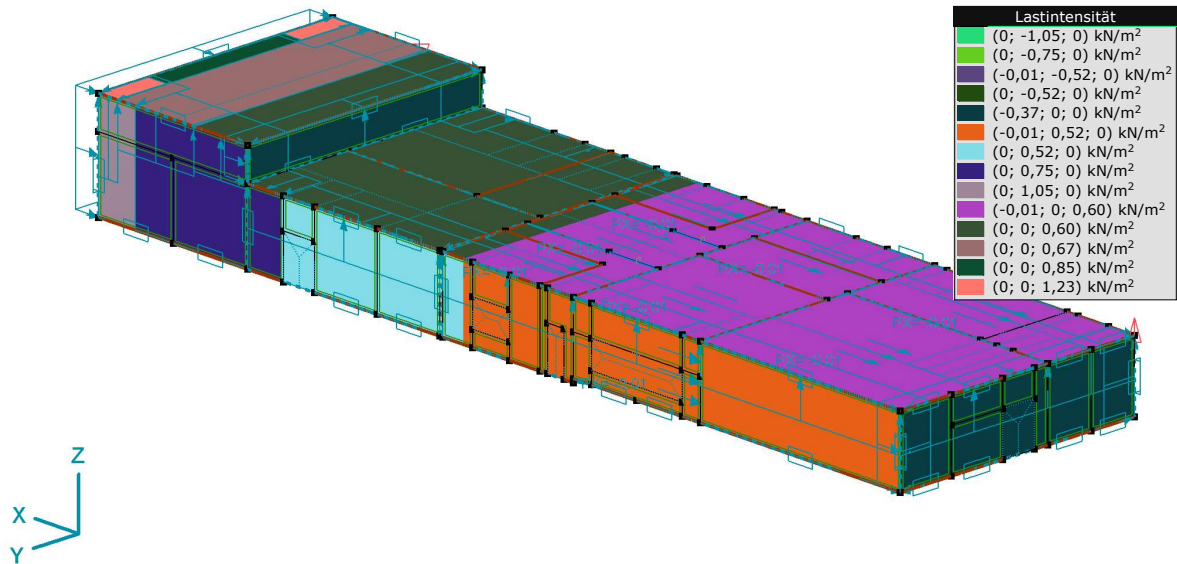
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

Seite 145

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] X-.S.P



Wind [Wind] X-.S.P (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] X-.S.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,700	-0,300	0,52	-0,22	0,75
E	6,270	0	-0,300	-0,300	-0,22	-0,22	0
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	-0,600	-0,300	-0,45	-0,22	-0,22
FR	6,270	0	-0,010	-0,300	-0,01	-0,22	-0,01

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

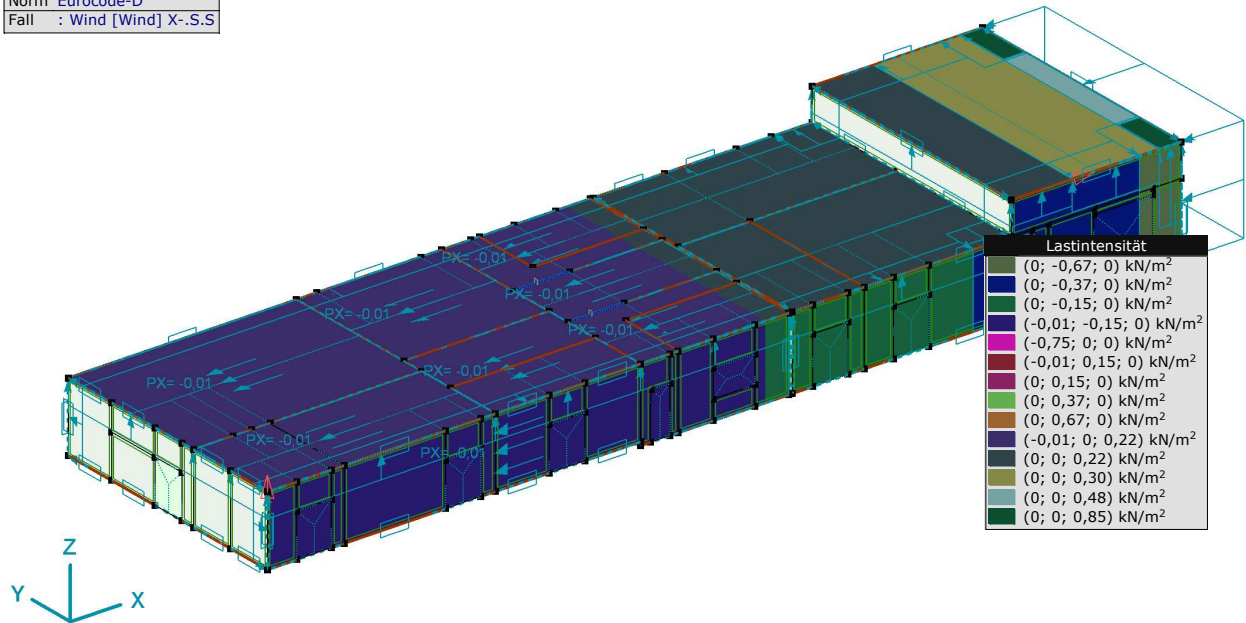
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

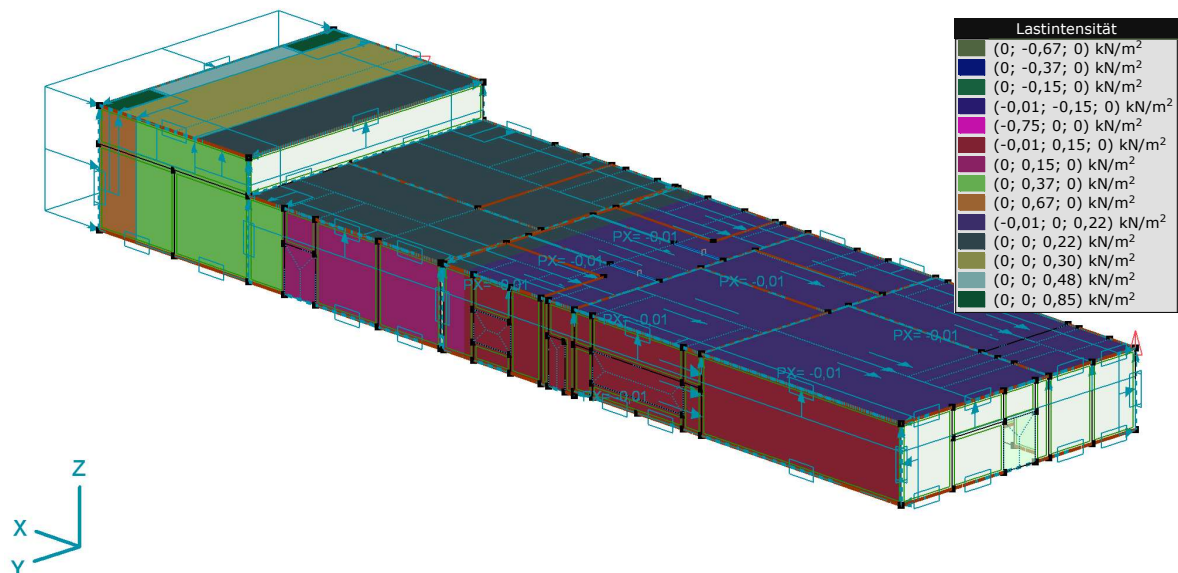
Seite 146

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.S.S



Wind [Wind] X-.S.S

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] X-.S.S



Wind [Wind] X-.S.S (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

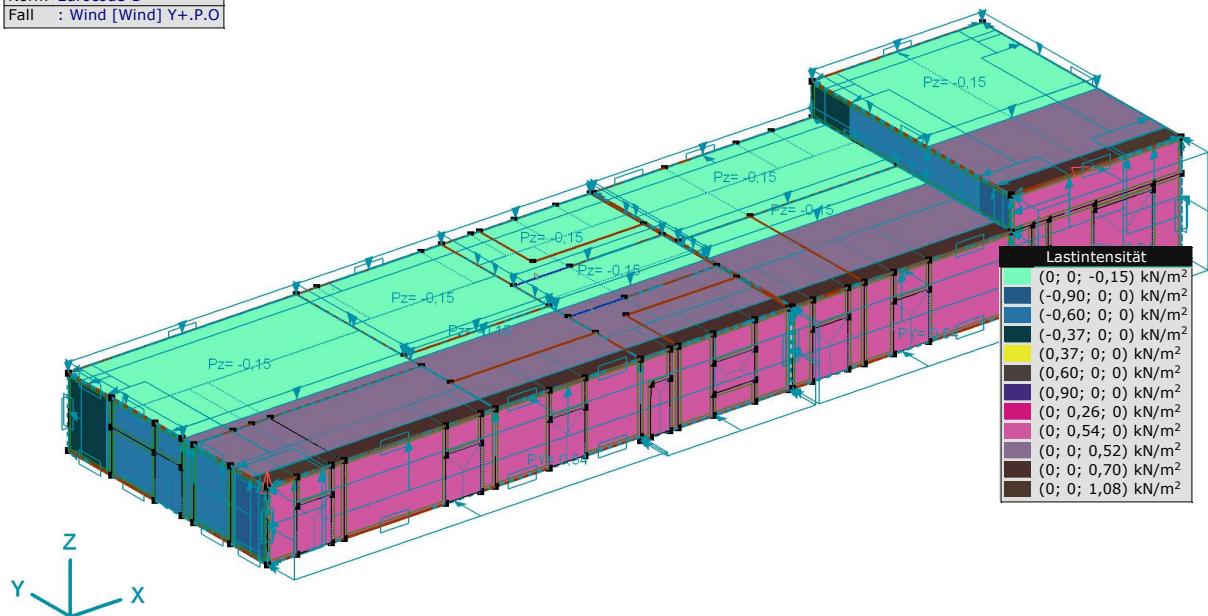
Seite 147

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y+.P.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,721	0	0,54	0	0,54
E	6,270	0	-0,341	0	-0,26	0	-0,26
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	0,200	0	0,15	0	0,15

z : Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y+.P.O



Wind [Wind] Y+.P.O

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

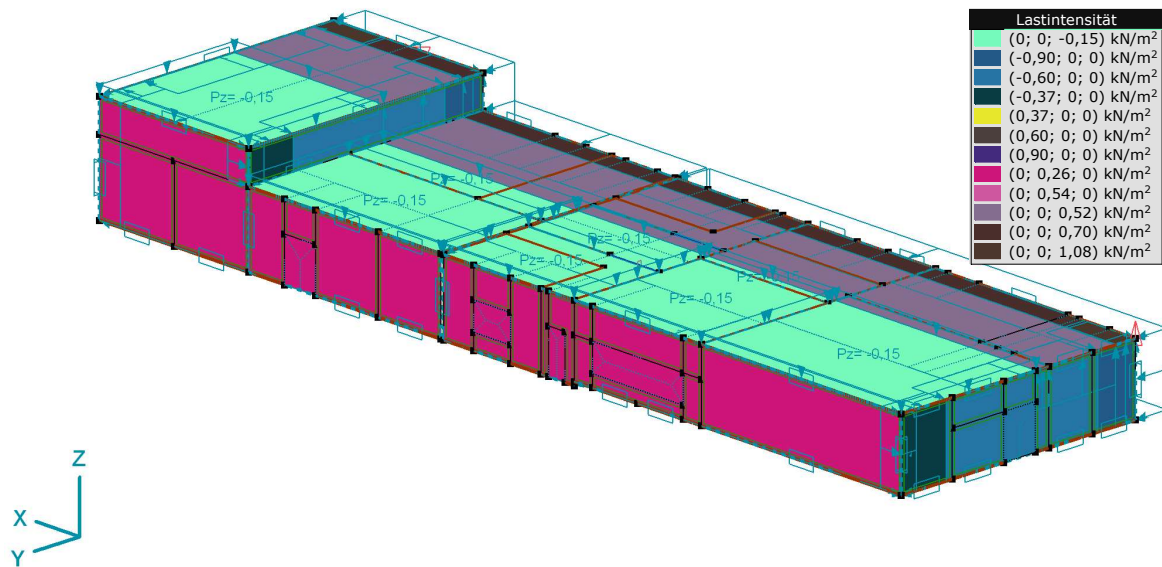
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

Seite 148

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.P.O



Wind [Wind] Y+.P.O (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y+.P.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,721	0,200	0,54	0,15	0,39
E	6,270	0	-0,341	0,200	-0,26	0,15	-0,41
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	0,200	0,200	0,15	0,15	0

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

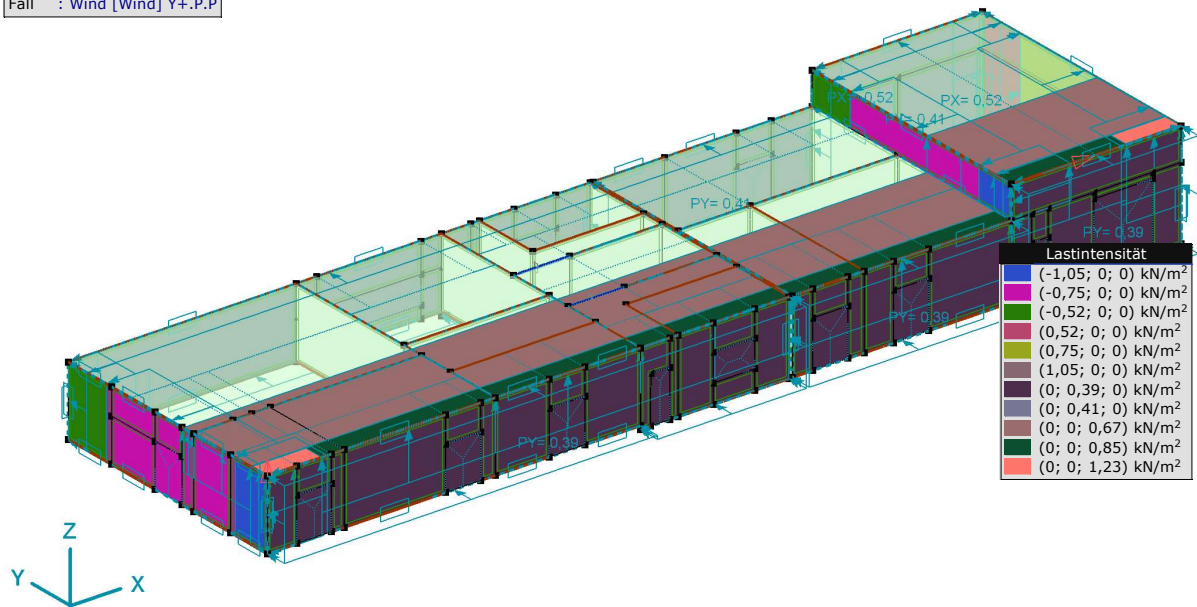
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

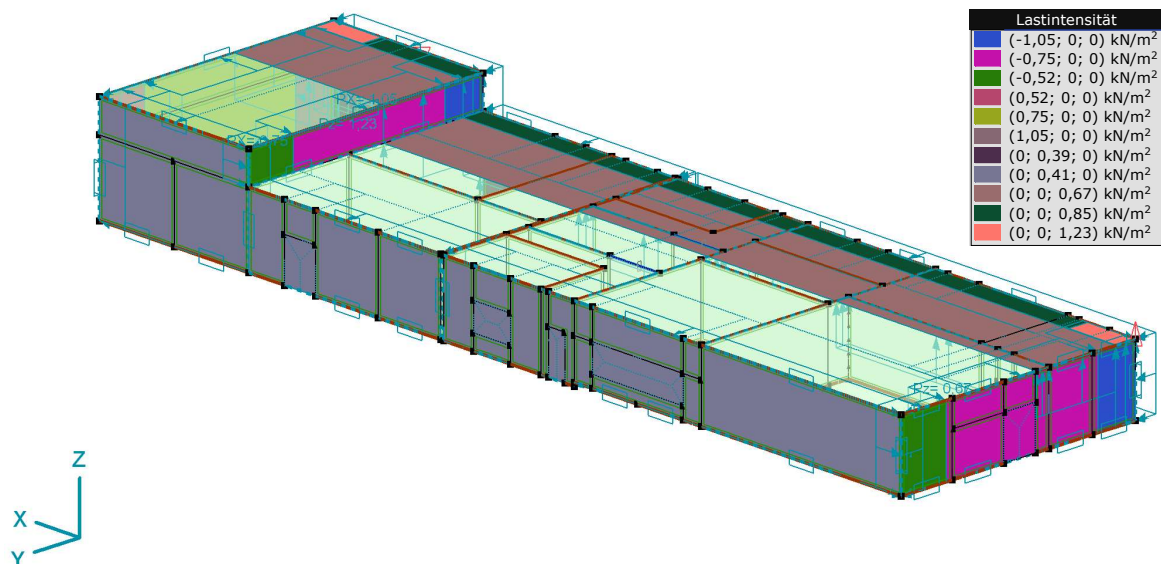
Seite 149

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.P.P



Wind [Wind] Y+.P.P

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.P.P



Wind [Wind] Y+.P.P (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

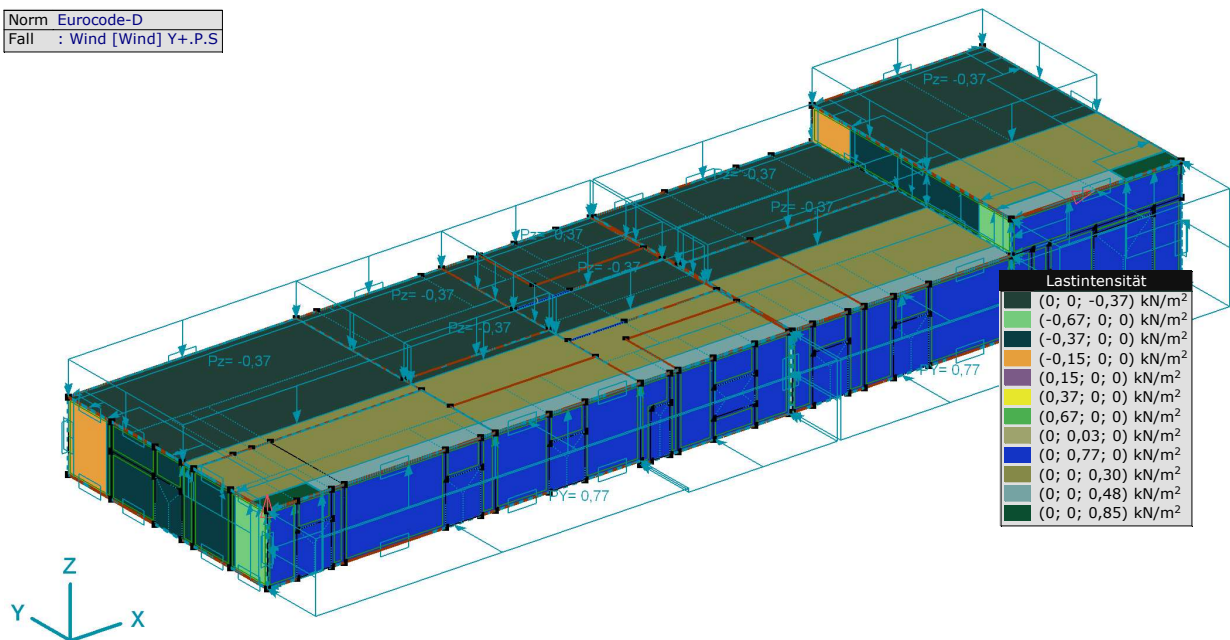
22.01.2025 Seite 150

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y+.P.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,721	-0,300	0,54	-0,22	0,77
E	6,270	0	-0,341	-0,300	-0,26	-0,22	-0,03
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	0,200	-0,300	0,15	-0,22	0,37

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y+.P.S



Wind [Wind] Y+.P.S

Projekt:

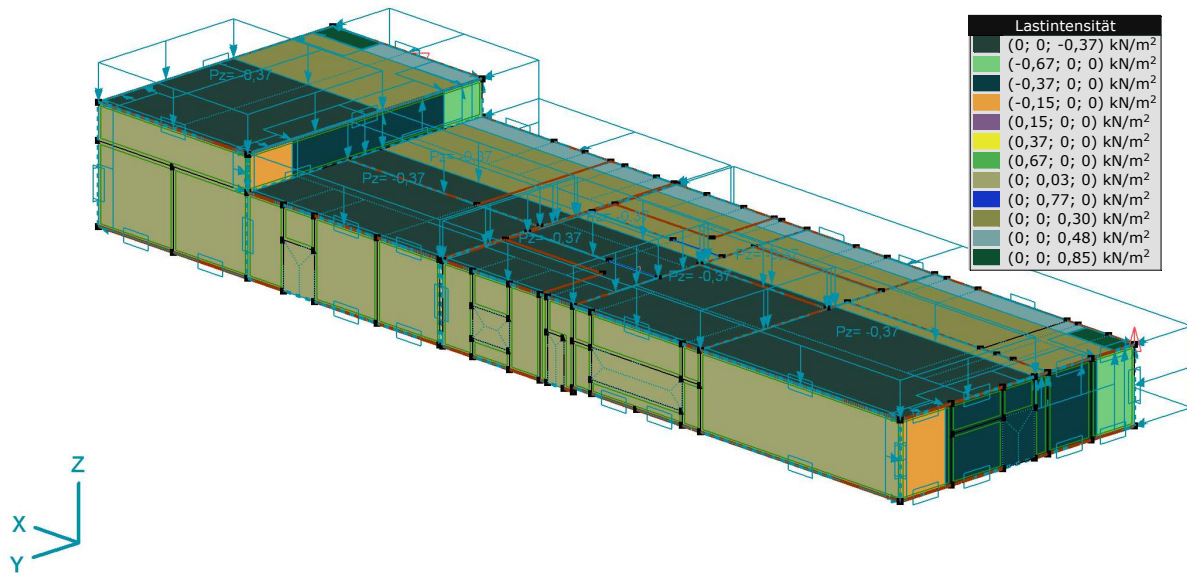
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 151

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y+.P.S



Wind [Wind] Y+.P.S (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y+.S.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,721	0	0,54	0	0,54
E	6,270	0	-0,341	0	-0,26	0	-0,26
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	-0,600	0	-0,45	0	-0,45

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w: Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

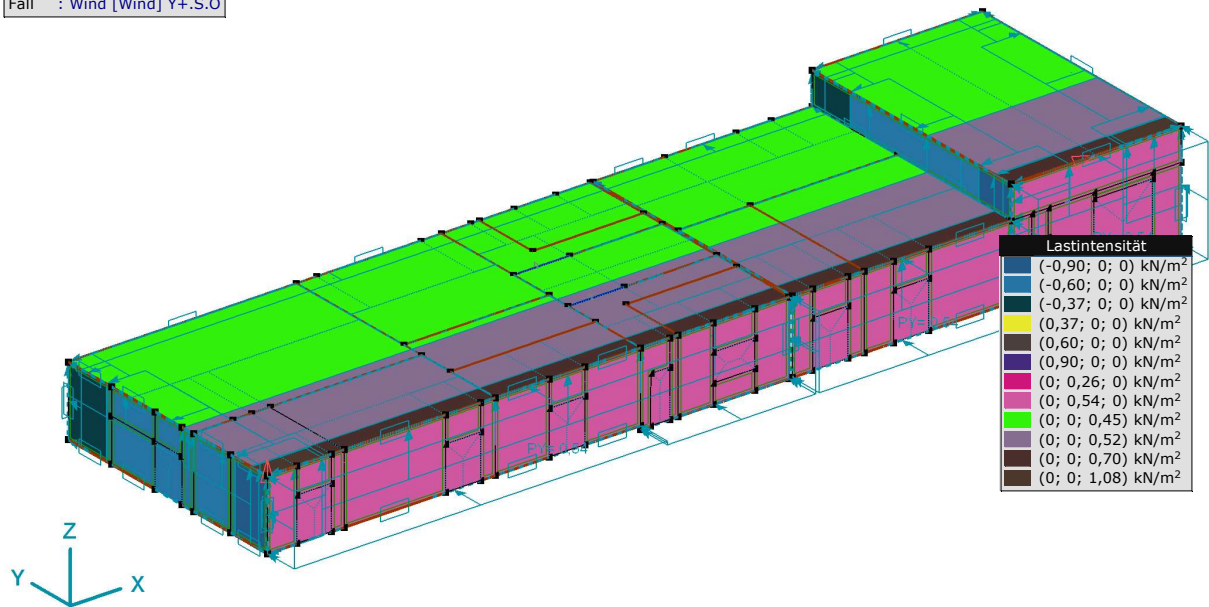
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

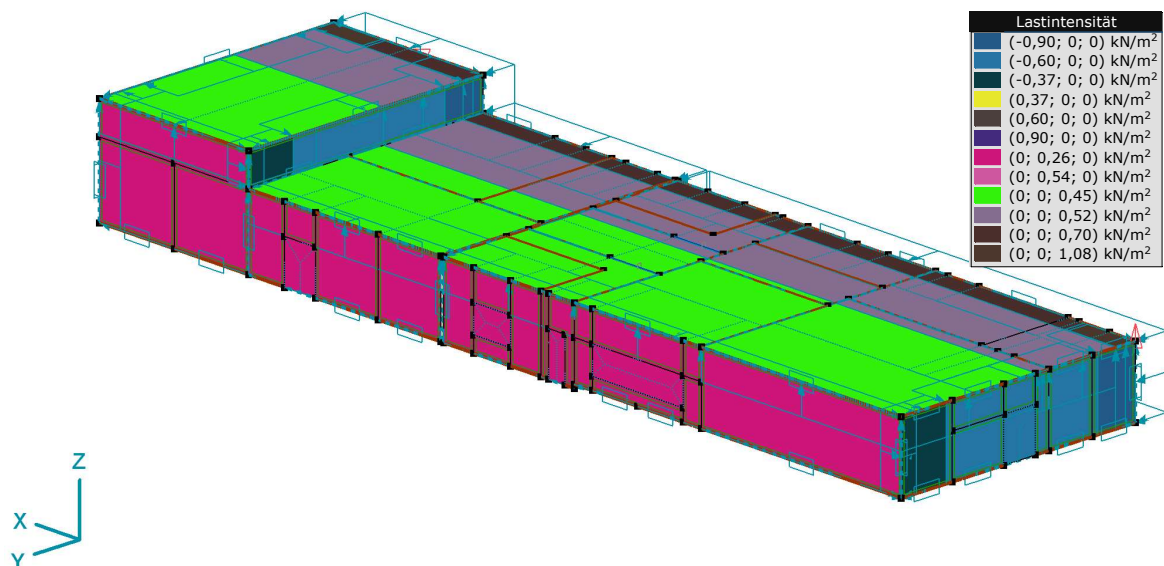
Seite 152

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.S.O



Wind [Wind] Y+.S.O

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.S.O



Wind [Wind] Y+.S.O (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

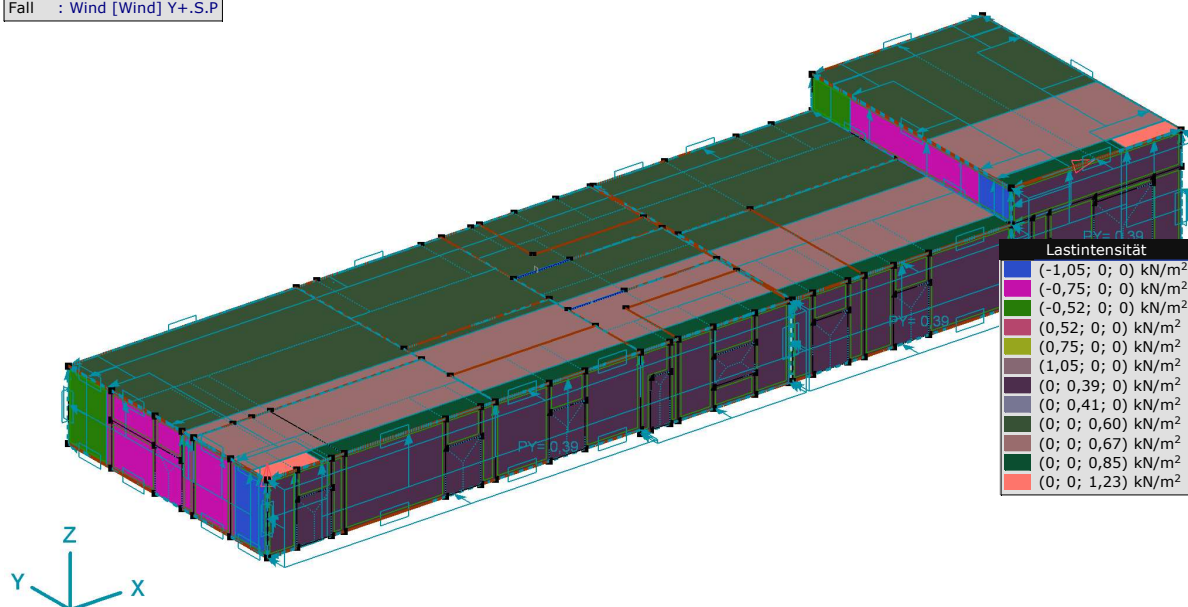
22.01.2025 Seite 153

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y+.S.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,721	0,200	0,54	0,15	0,39
E	6,270	0	-0,341	0,200	-0,26	0,15	-0,41
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	-0,600	0,200	-0,45	0,15	-0,60

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y+.S.P



Wind [Wind] Y+.S.P

Projekt:

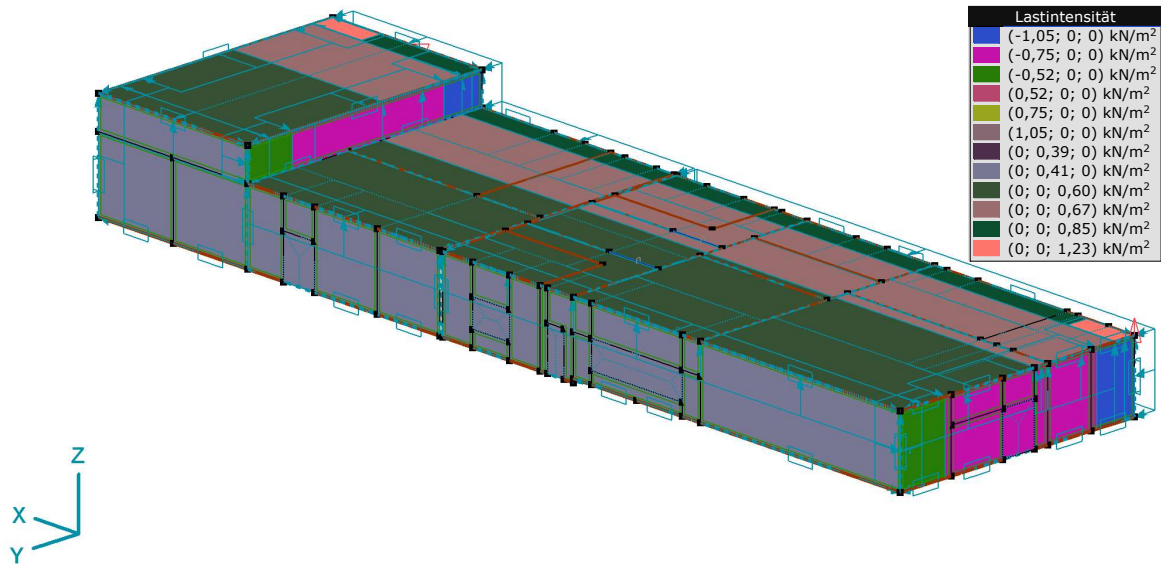
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 154

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.S.P



Wind [Wind] Y+.S.P (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y+.S.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,721	-0,300	0,54	-0,22	0,77
E	6,270	0	-0,341	-0,300	-0,26	-0,22	-0,03
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	-0,600	-0,300	-0,45	-0,22	-0,22

z : Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

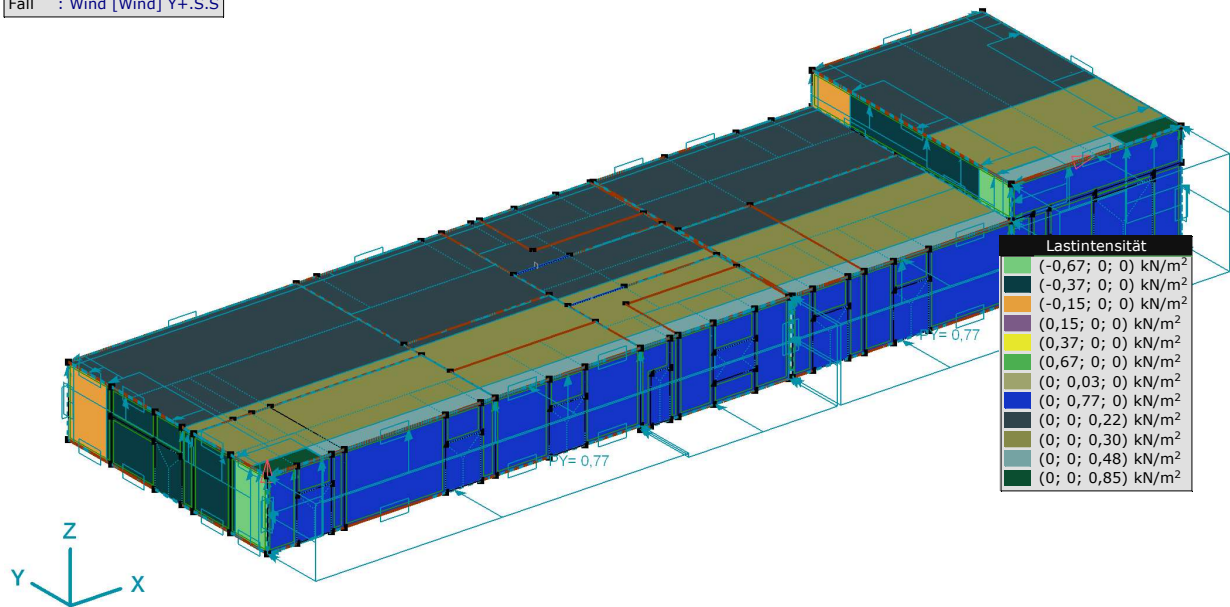
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

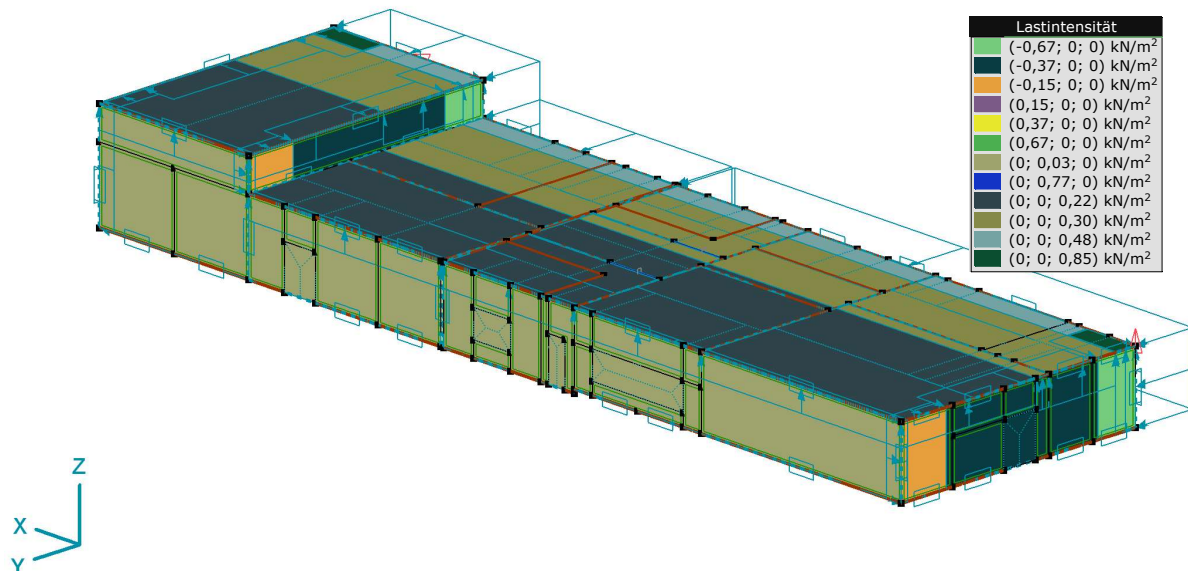
Seite 155

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.S.S



Wind [Wind] Y+.S.S

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y+.S.S



Wind [Wind] Y+.S.S (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

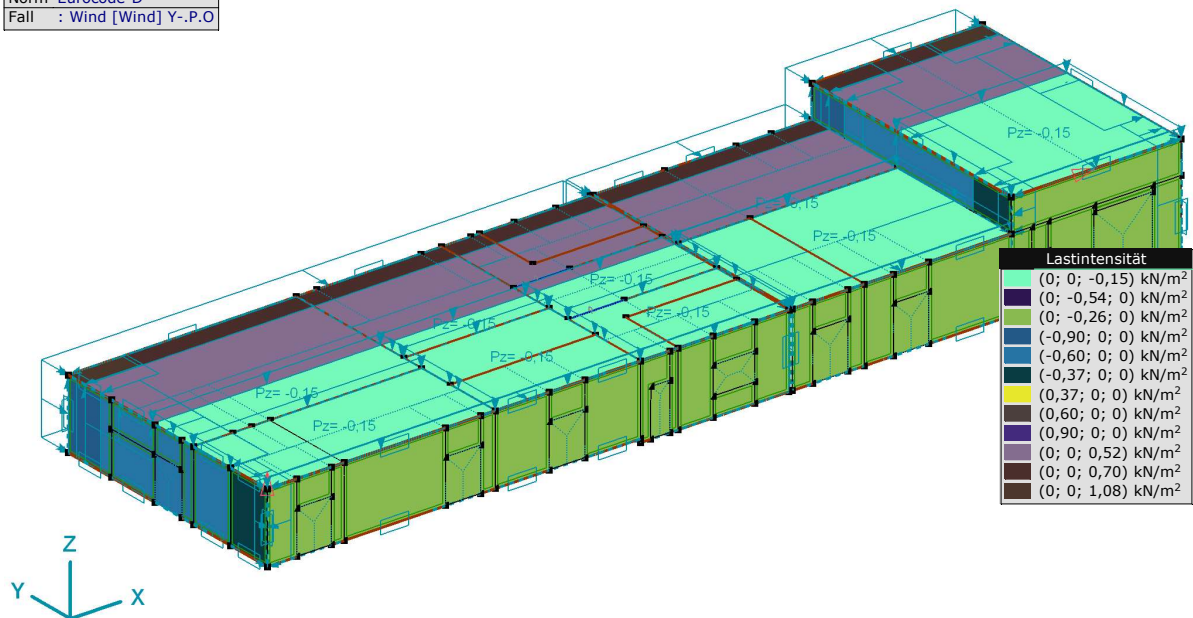
22.01.2025 Seite 156

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y-.P.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,721	0	0,54	0	0,54
E	6,270	0	-0,341	0	-0,26	0	-0,26
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	0,200	0	0,15	0	0,15

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y-.P.O



Wind [Wind] Y-.P.O

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

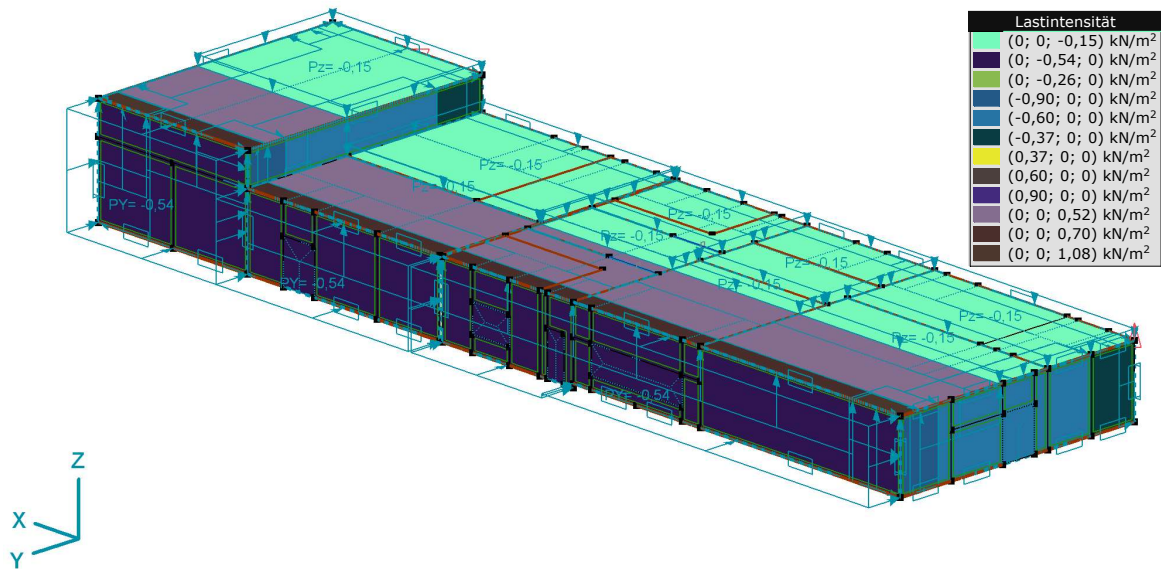
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

Seite 157

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y-.P.O



Wind [Wind] Y-.P.O (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y-.P.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,721	0,200	0,54	0,15	0,39
E	6,270	0	-0,341	0,200	-0,26	0,15	-0,41
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	0,200	0,200	0,15	0,15	0

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w: Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

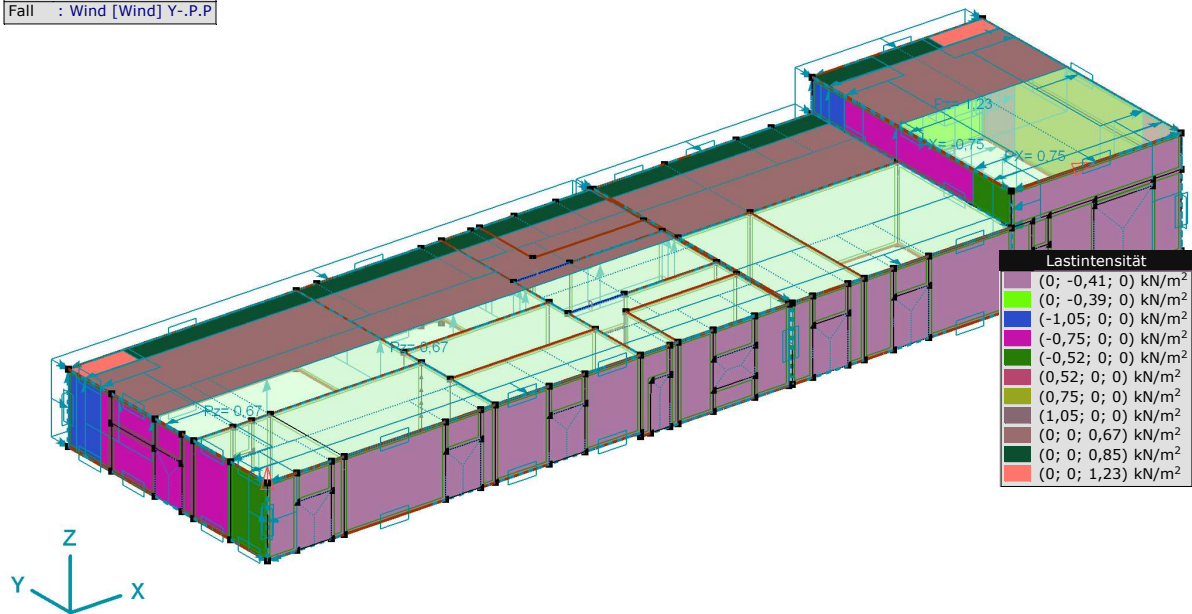
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

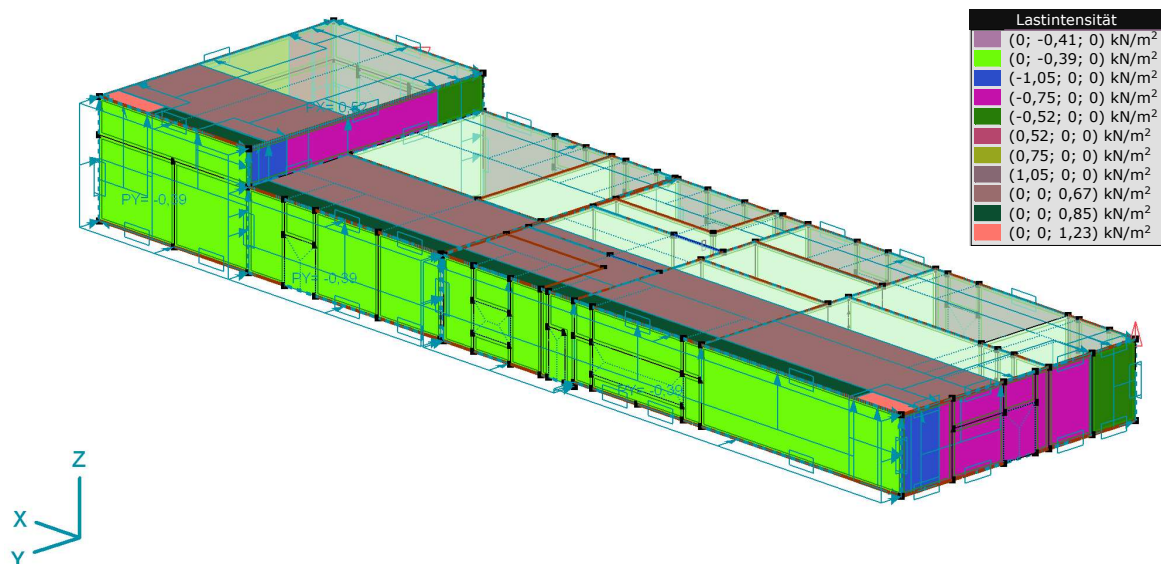
Seite 158

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y-.P.P



Wind [Wind] Y-.P.P

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y-.P.P



Wind [Wind] Y-.P.P (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.aks**

Wind- und Schneelastparameter

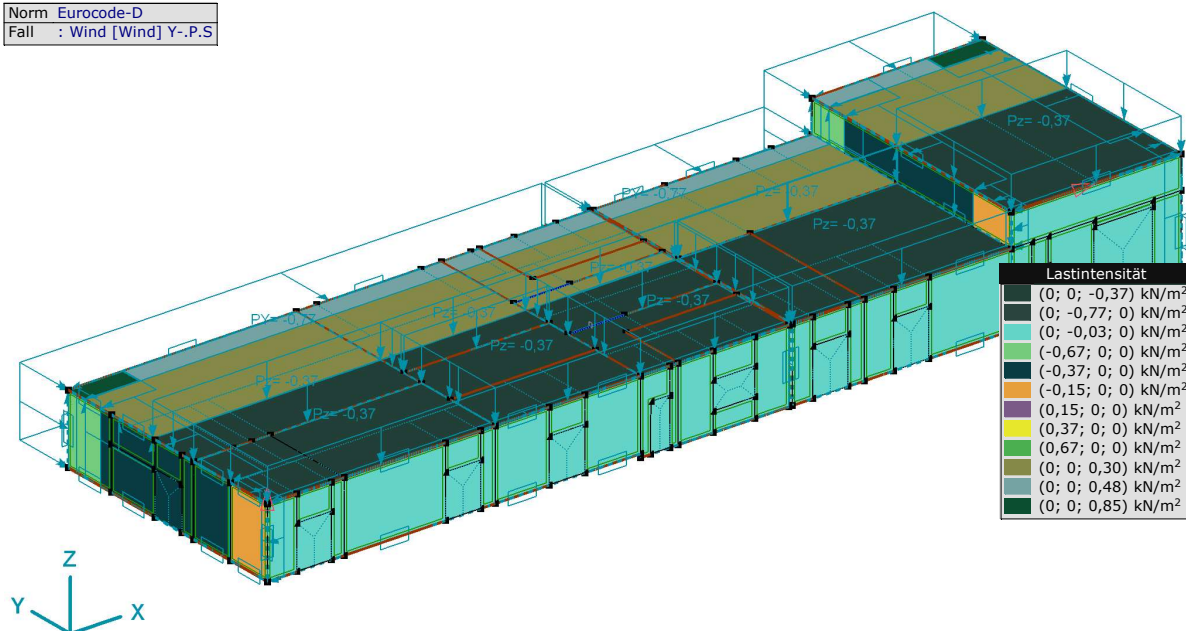
22.01.2025 Seite 159

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y-.P.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,721	-0,300	0,54	-0,22	0,77
E	6,270	0	-0,341	-0,300	-0,26	-0,22	-0,03
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	0,200	-0,300	0,15	-0,22	0,37

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y-.P.S



Wind [Wind] Y-.P.S

Projekt:

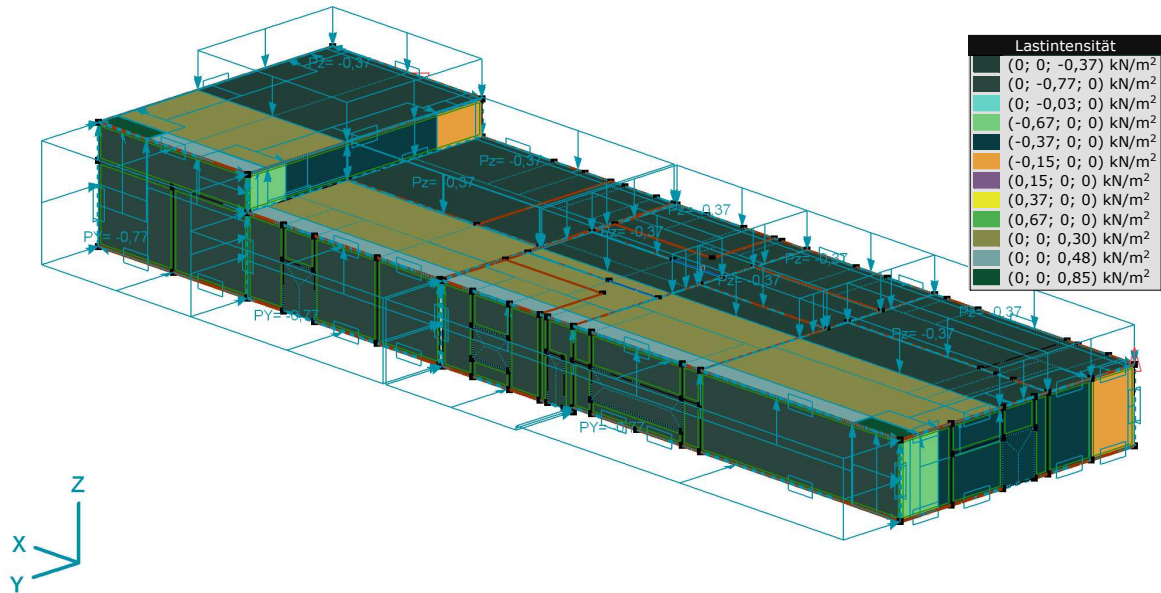
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 160

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y-.P.S



Wind [Wind] Y-.P.S (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y-.S.O

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
A	6,270	0	-1,200	0	-0,90	0	-0,90
B	6,270	0	-0,800	0	-0,60	0	-0,60
C	6,270	0	-0,500	0	-0,37	0	-0,37
D	6,270	0	0,721	0	0,54	0	0,54
E	6,270	0	-0,341	0	-0,26	0	-0,26
F	6,270	0	-1,435	0	-1,08	0	-1,08
G	6,270	0	-0,935	0	-0,70	0	-0,70
H	6,270	0	-0,700	0	-0,52	0	-0,52
I	6,270	0	-0,600	0	-0,45	0	-0,45

z: Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w: Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

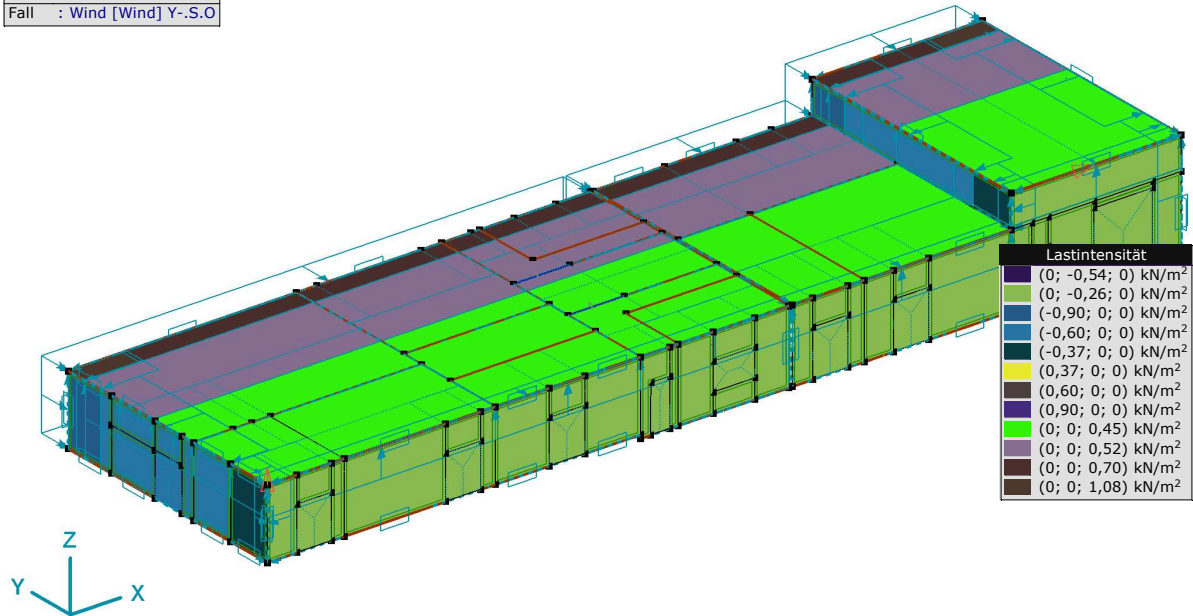
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

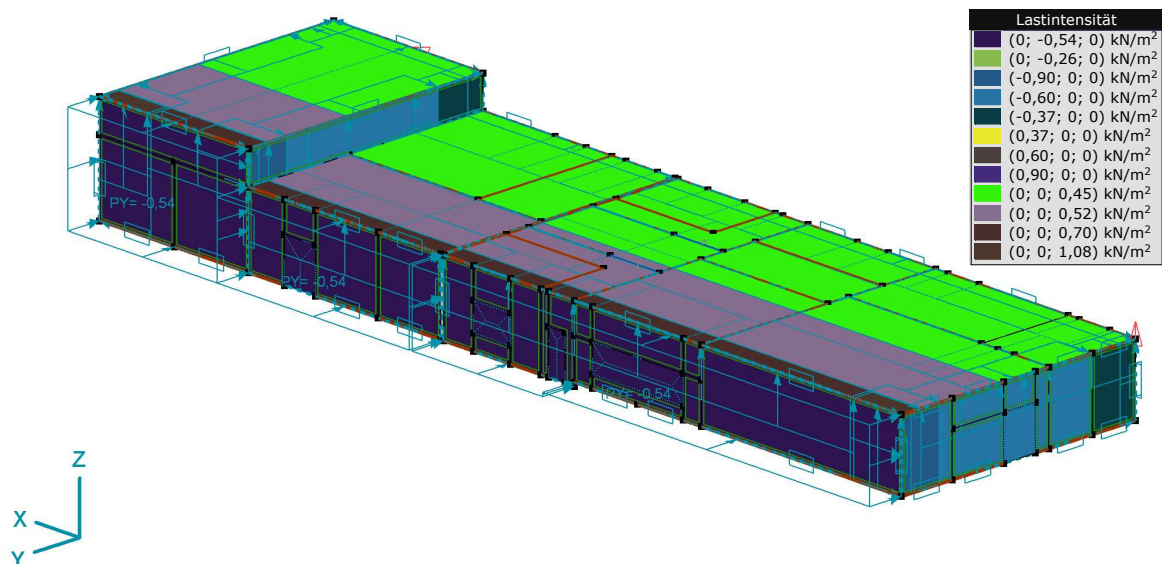
Seite 161

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y-.S.O



Wind [Wind] Y-.S.O

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y-.S.O



Wind [Wind] Y-.S.O (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

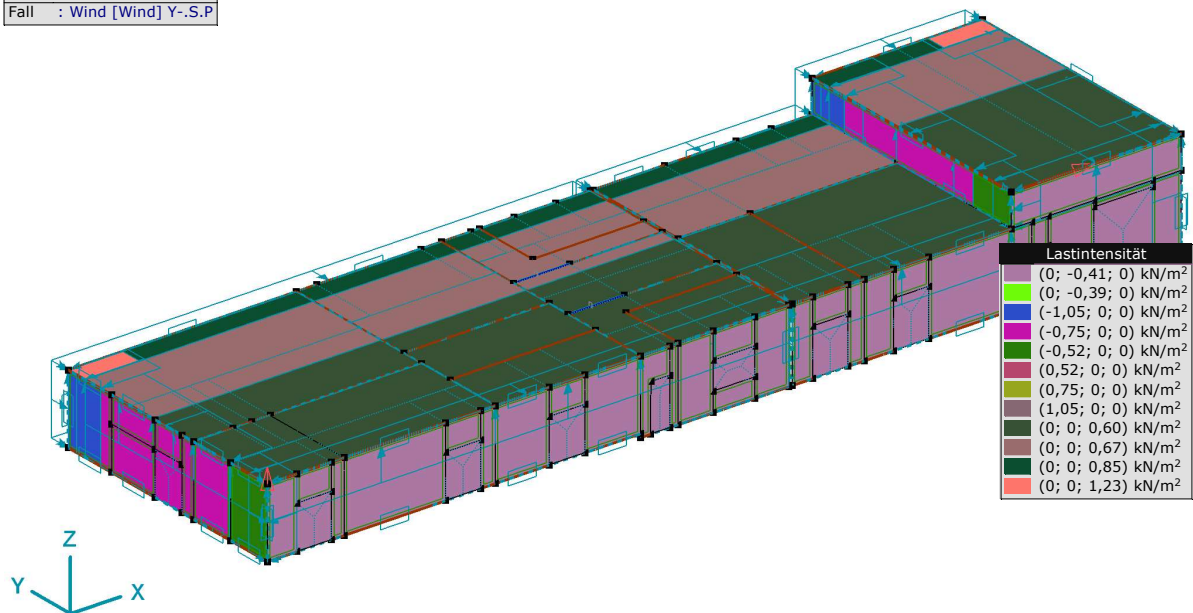
22.01.2025 Seite 162

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y-.S.P

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	6,270	0	-1,200	0,200	-0,90	0,15	-1,05
B	6,270	0	-0,800	0,200	-0,60	0,15	-0,75
C	6,270	0	-0,500	0,200	-0,37	0,15	-0,52
D	6,270	0	0,721	0,200	0,54	0,15	0,39
E	6,270	0	-0,341	0,200	-0,26	0,15	-0,41
F	6,270	0	-1,435	0,200	-1,08	0,15	-1,23
G	6,270	0	-0,935	0,200	-0,70	0,15	-0,85
H	6,270	0	-0,700	0,200	-0,52	0,15	-0,67
I	6,270	0	-0,600	0,200	-0,45	0,15	-0,60

z: Höhe der Zone; **α :** Neigung des Daches; **c_{pe} :** Aussendruckbeiwert; **c_{pi} :** Innendruckbeiwert; **w_e :** Äusserer Winddruck; **w_i :** Innerer Winddruck; **w :** Resultierender Winddruck;

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y-.S.P



Wind [Wind] Y-.S.P

Projekt:

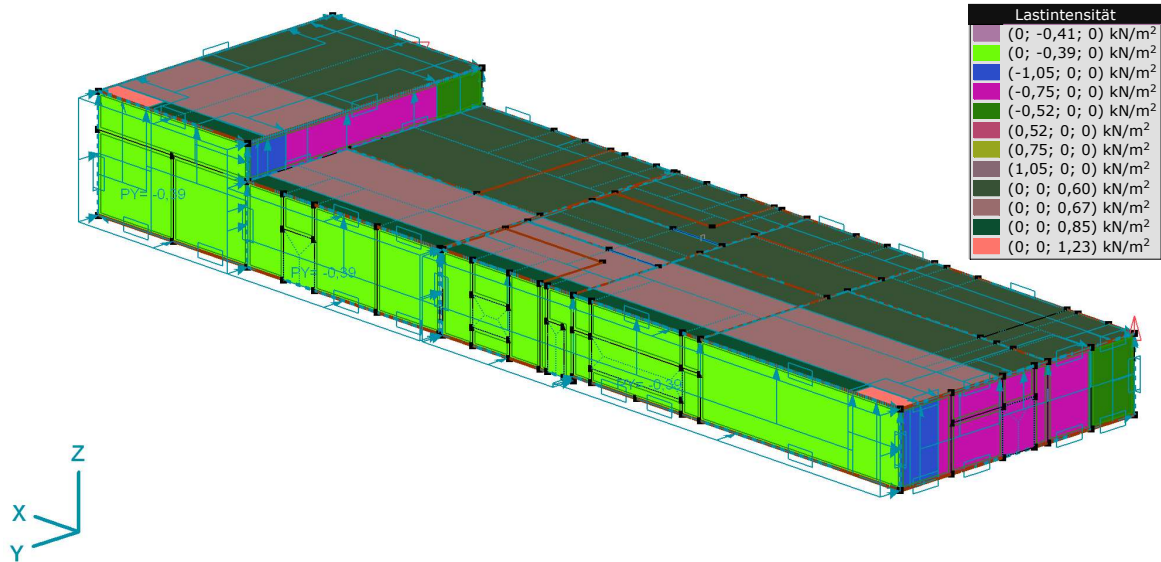
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 163

Norm Eurocode-D
Fall : Wind [Wind] Y-S.P



Wind [Wind] Y-S.P (1)

Parameter Lastfall Wind, [Wind], Wind [Wind] Y-S.S

Zone	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
A	6,270	0	-1,200	-0,300	-0,90	-0,22	-0,67
B	6,270	0	-0,800	-0,300	-0,60	-0,22	-0,37
C	6,270	0	-0,500	-0,300	-0,37	-0,22	-0,15
D	6,270	0	0,721	-0,300	0,54	-0,22	0,77
E	6,270	0	-0,341	-0,300	-0,26	-0,22	-0,03
F	6,270	0	-1,435	-0,300	-1,08	-0,22	-0,85
G	6,270	0	-0,935	-0,300	-0,70	-0,22	-0,48
H	6,270	0	-0,700	-0,300	-0,52	-0,22	-0,30
I	6,270	0	-0,600	-0,300	-0,45	-0,22	-0,22

z : Höhe der Zone; α : Neigung des Daches; c_{pe} : Aussendruckbeiwert; c_{pi} : Innendruckbeiwert; w_e : Äusserer Winddruck; w_i : Innerer Winddruck; w : Resultierender Winddruck;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

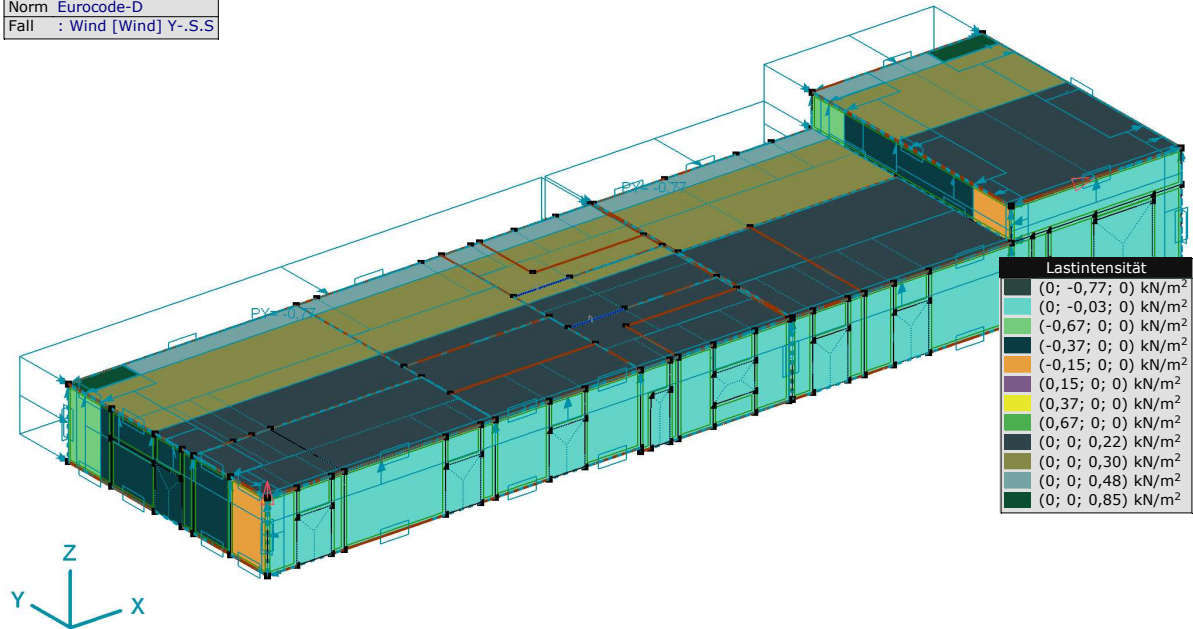
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.ans**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

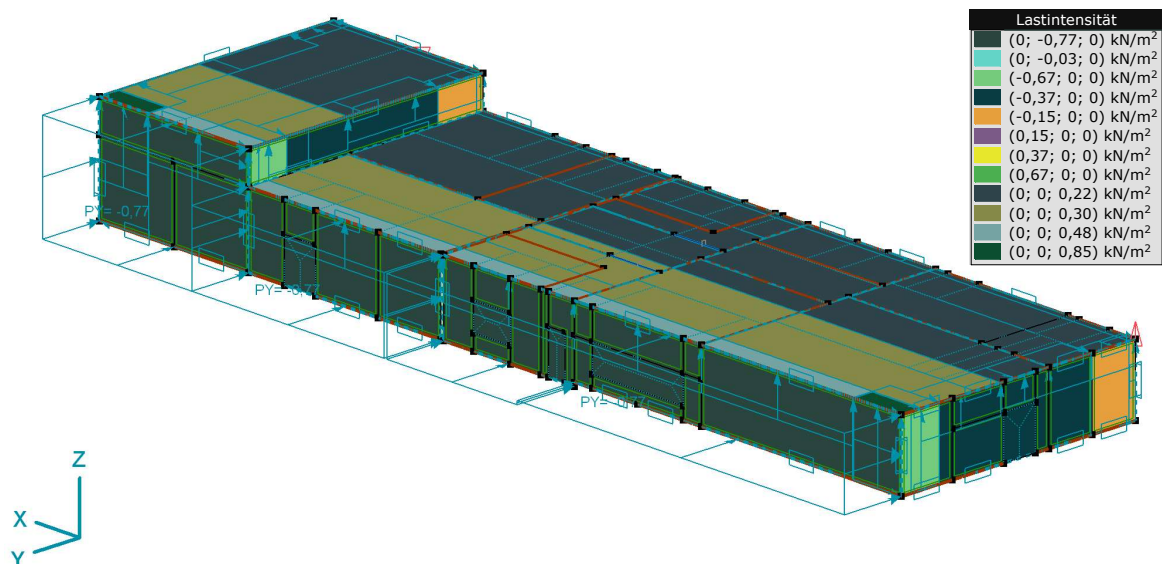
Seite 164

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y-.S.S



Wind [Wind] Y-.S.S

Norm: Eurocode-D
Fall: Wind [Wind] Y-.S.S



Wind [Wind] Y-.S.S (1)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 165

Schneelast

Schneelastparameter

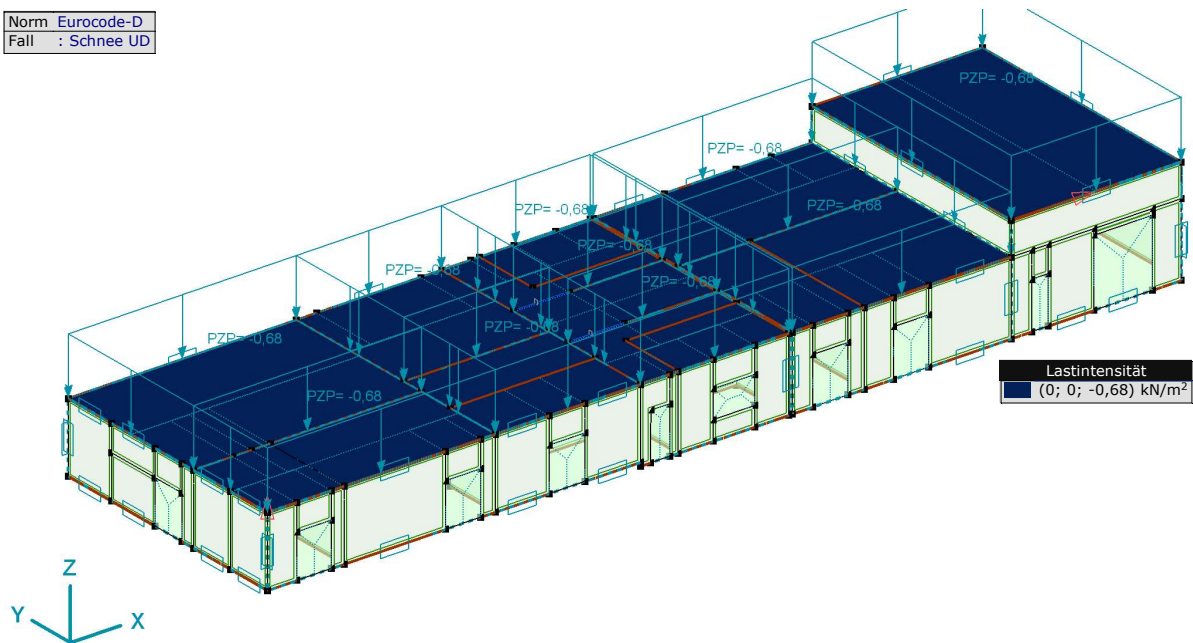
Schneelastparameter

	$A [m]$	$C_e [-]$	$C_t [-]$	$C_{esl} [-]$	$s_k [kN/m^2]$	$s_{Ad} [kN/m^2]$	Zone	$\mu_1(0^\circ) [-]$
	7,0	1,000	1,000	2,300	0,85	1,95	Zone 2	0,800

A: Höhe über dem Meeresspiegel; **C_e :** Expositionsbeiwert; **C_t :** Temperaturkoeffizient; **C_{esl} :** Beiwert für aussergewöhnliche Schneelasten; **s_k :** Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden; **s_{Ad} :** Bemessungswert für aussergewöhnliche Schneelasten auf dem Boden; **$\mu_1(0^\circ)$:** Grundwert des Formbeiwerts;

Schneelast Normalfall

Norm	Eurocode-D
Fall	: Schnee UD



Schnee UD

Projekt:

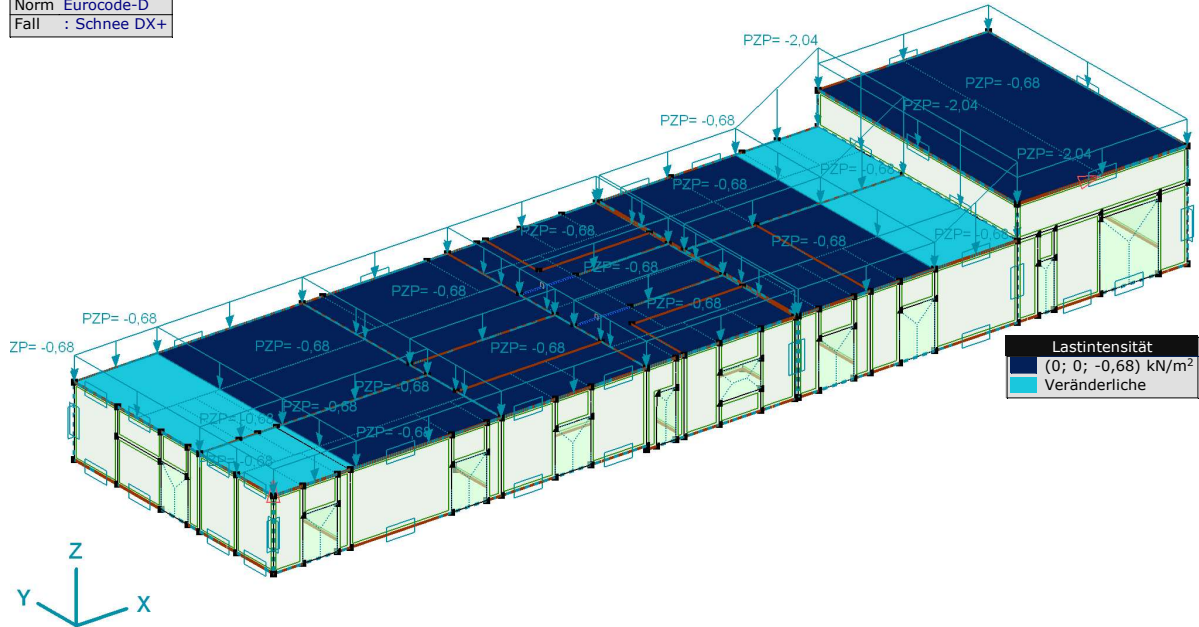
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

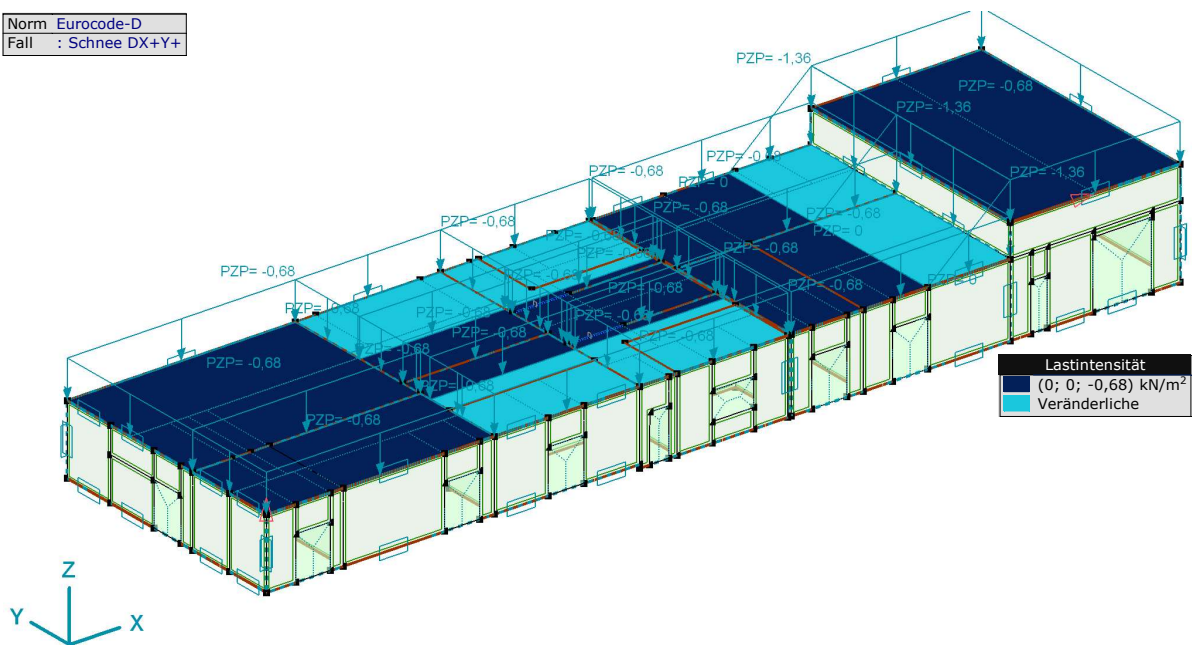
22.01.2025 Seite 166

Norm Eurocode-D
Fall : Schnee DX+



Schnee DX+

Norm Eurocode-D
Fall : Schnee DX+Y+



Schnee DX+Y+

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

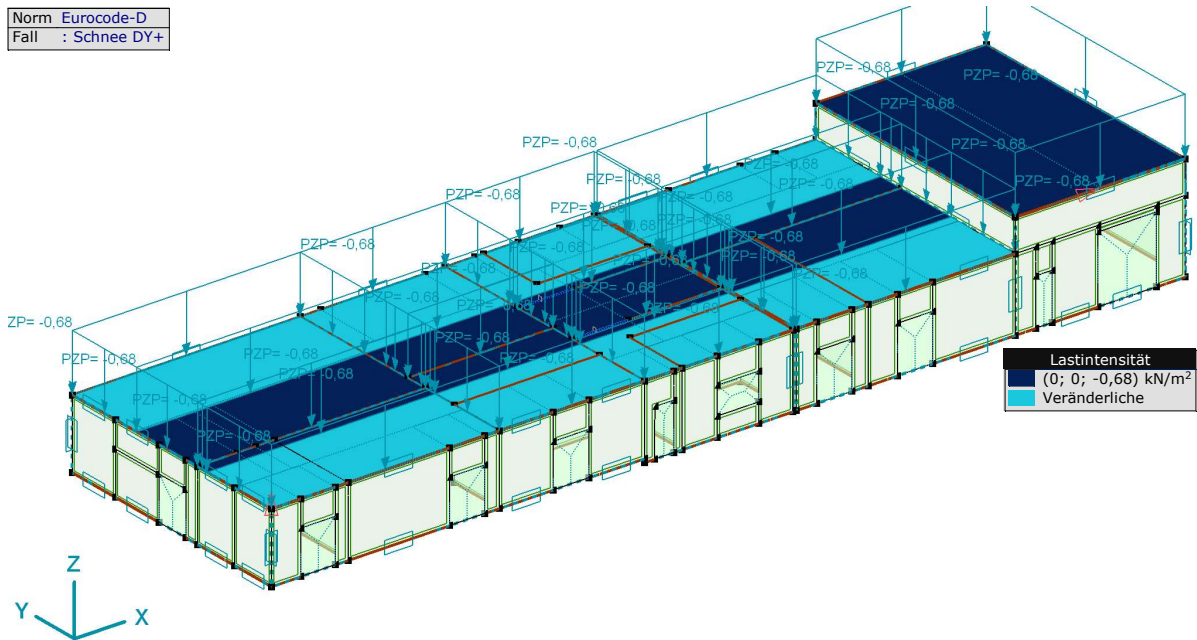
Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025

Seite 167

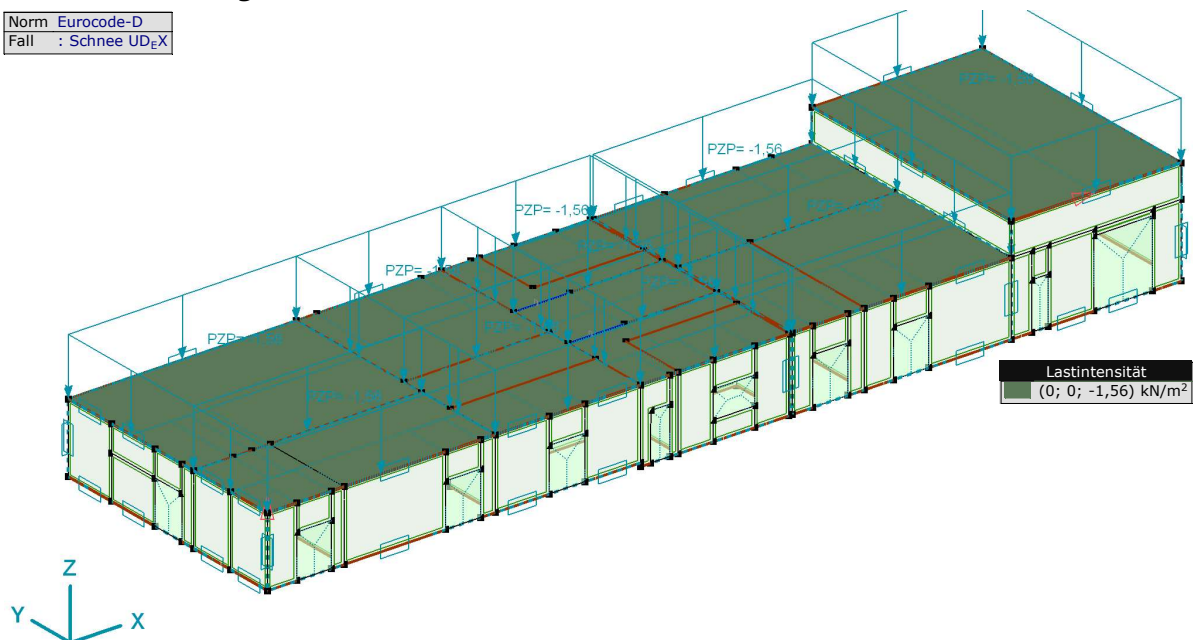
Norm Eurocode-D
Fall : Schnee DY+



Schnee DY+

Schneelast außergewöhnlich

Norm Eurocode-D
Fall : Schnee UD_{EX}



Schnee UD_EX

Projekt:

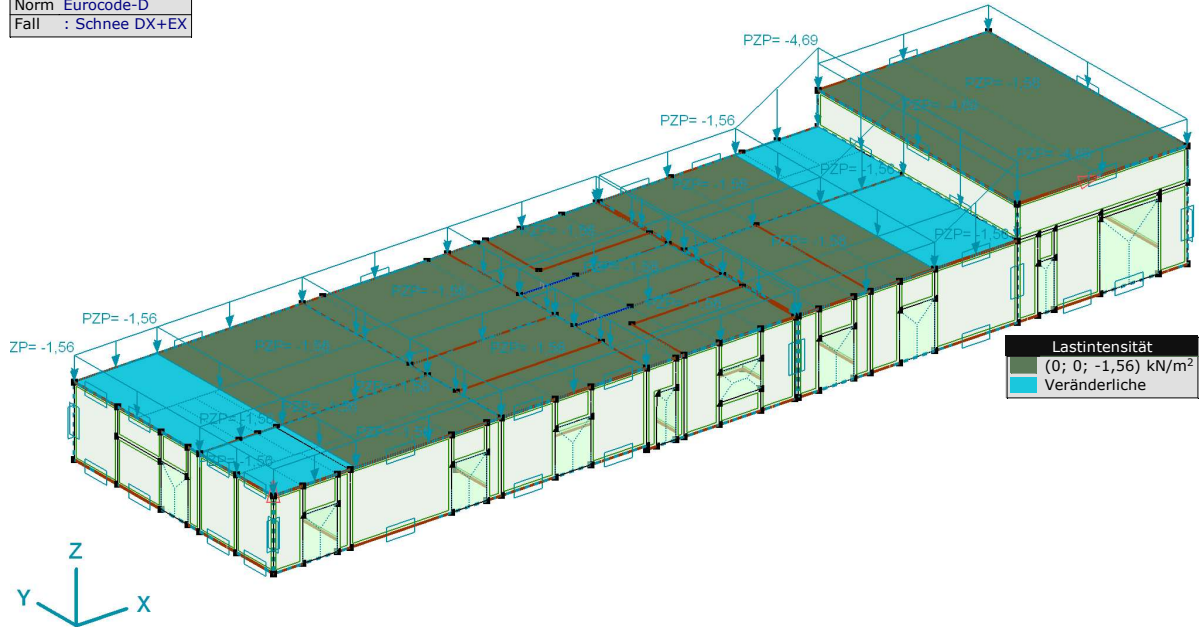
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

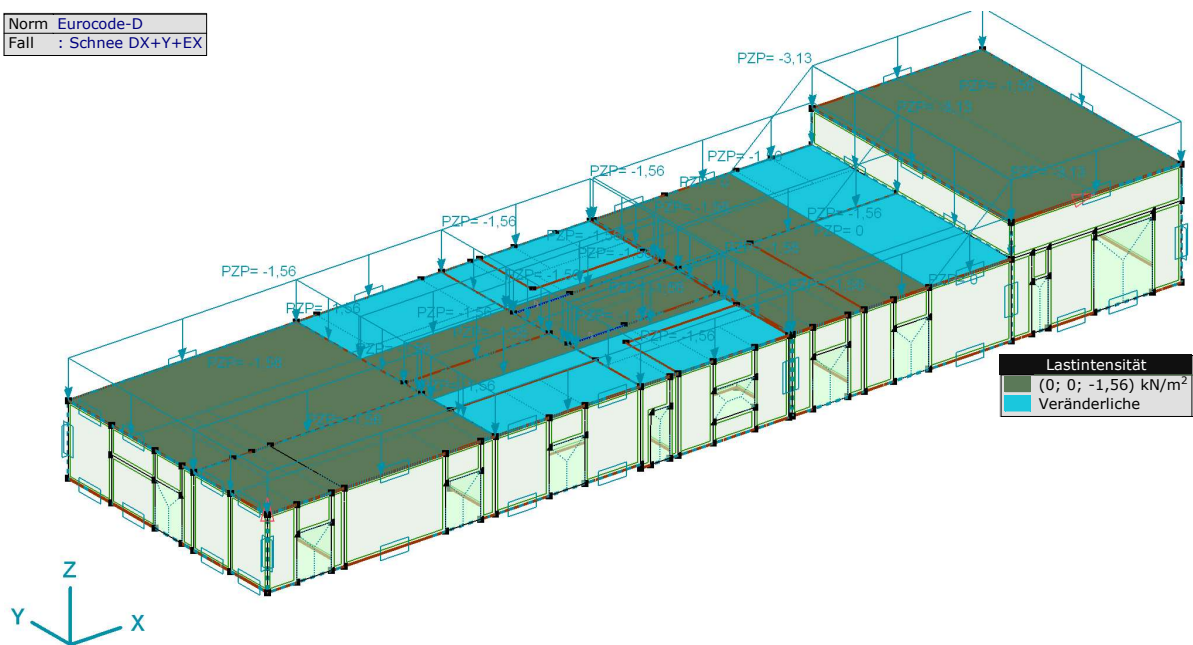
22.01.2025 Seite 168

Norm Eurocode-D
Fall : Schnee DX+EX



Schnee DX+EX

Norm Eurocode-D
Fall : Schnee DX+Y+EX



Schnee DX+Y+EX

Projekt:

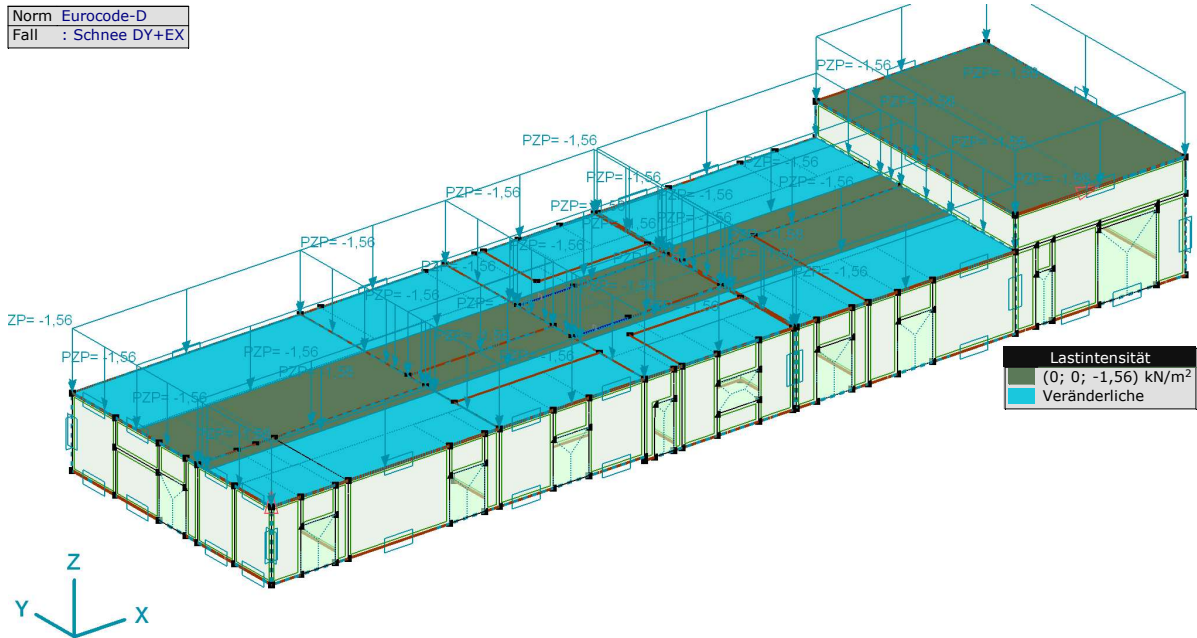
Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude — Windlasten.axs**

Wind- und Schneelastparameter

22.01.2025 Seite 169

Norm	Eurocode-D
Fall	: Schnee DY+EX



Schnee DY+EX

ANLAGE 2

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**




Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Modell

Materialien

1 C25/30

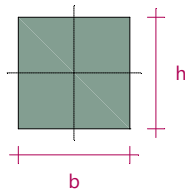
Typ: Beton	Eurocode-D, EN 206	Lineare
	Material 	$E = 31500 \text{ N/mm}^2$
	Kontur 	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
		$\nu = 0,20$
		$\alpha_T = 1E-5 \text{ 1/}^\circ\text{C}$
		$\rho = 2548 \text{ kg/m}^3$
		$\gamma_c = 1,500$
		$\alpha_{cc} = 0,85$
		$\phi_t = 2,00$

Name: Materialname; **Typ:** Materialtyp; **Modell:** Materialmodell; **E_x:** E-Modul in lokaler x-Richtung; **E_y:** E-Modul in lokaler y-Richtung; **ν:** Poissonzahl; **α_T:** Wärmeausdehnungskoeffizient; **p:** Dichte; **Material:** Materialfarbe; **Kontur:** Konturfarbe des Materials;

Querschnitte

1 240x240

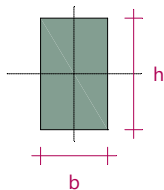
Herstellung: Sonstige Form: Rech. Sp.p.: 5

b = 240,0 mm


$A_x = 57600,00 \text{ mm}^2$	$W_{1,el,t} = 2304000,0 \text{ mm}^3$	$i_y = 69,3 \text{ mm}$
$A_y = 48000,00 \text{ mm}^2$	$W_{1,el,b} = 2304000,0 \text{ mm}^3$	$i_z = 69,3 \text{ mm}$
$A_z = 48000,00 \text{ mm}^2$	$W_{2,el,t} = 2304000,0 \text{ mm}^3$	$H_y = 240,0 \text{ mm}$
$I_x = 4,664E+8 \text{ mm}^4$	$W_{2,el,b} = 2304000,0 \text{ mm}^3$	$H_z = 240,0 \text{ mm}$
$I_y = 2,7648E+8 \text{ mm}^4$	$W_{1,pl} = 3456000,0 \text{ mm}^3$	$y_G = 120,0 \text{ mm}$
$I_z = 2,7648E+8 \text{ mm}^4$	$W_{2,pl} = 3456000,0 \text{ mm}^3$	$z_G = 120,0 \text{ mm}$
$I_{yz} = 0 \text{ mm}^4$		
$I_1 = 2,7648E+8 \text{ mm}^4$		
$I_2 = 2,7648E+8 \text{ mm}^4$		
$\alpha = 0^\circ$		
$I_\omega = 2,5645E+10 \text{ mm}^6$		

2 240x400

Herstellung: Sonstige Form: Rech. Sp.p.: 5

h = 400,0 mm
b = 240,0 mm


$A_x = 96000,00 \text{ mm}^2$	$W_{1,el,t} = 6400000,0 \text{ mm}^3$	$i_y = 115,5 \text{ mm}$
$A_y = 80000,00 \text{ mm}^2$	$W_{1,el,b} = 6400000,0 \text{ mm}^3$	$i_z = 69,3 \text{ mm}$
$A_z = 80000,00 \text{ mm}^2$	$W_{2,el,t} = 3840000,0 \text{ mm}^3$	$H_y = 240,0 \text{ mm}$
$I_x = 1,1535E+9 \text{ mm}^4$	$W_{2,el,b} = 3840000,0 \text{ mm}^3$	$H_z = 400,0 \text{ mm}$
$I_y = 1,28E+9 \text{ mm}^4$	$W_{1,pl} = 9600000,0 \text{ mm}^3$	$y_G = 120,0 \text{ mm}$
$I_z = 4,608E+8 \text{ mm}^4$	$W_{2,pl} = 5760000,0 \text{ mm}^3$	$z_G = 200,0 \text{ mm}$
$I_{yz} = 0 \text{ mm}^4$		
$I_1 = 1,28E+9 \text{ mm}^4$		
$I_2 = 4,608E+8 \text{ mm}^4$		
$\alpha = 0^\circ$		
$I_\omega = 1,4278E+12 \text{ mm}^6$		

Name: Querschnittsname; **Herstellung:** Herstellungsmethode; **Form:** Querschnitt; **h:** Querschnittshöhe; **b:** Querschnittsbreite; **tw:** Stegdicke; **tf:** Flanschdicke; **r₁, r₂, r₃:** Ausrundungsradius; **A_x:** Querschnittsfläche; **A_y, A_z:** Schubfläche; **I_x:** Torsionsträgheitsmoment; **I_y, I_z:** Trägheitsmoment; **I_{yz}:** Zentrifugalträgheitsmoment; **I₁, I₂:** Haupt-Biegeträgheitsmoment; **α:** Haupttrichtung; **I_ω:** Verwölbung; **W_{1,el,t}, W_{1,el,b}, W_{2,el,t}, W_{2,el,b}:** Elastischer Querschnittsmodul; **W_{1,pl}, W_{2,pl}:** Plastischer Querschnittsmodul; **i_y, i_z:** Trägheitsradius; **H_y:** Querschnittsmaß in lokaler y Richtung; **H_z:** Querschnittsmaß in lokaler z Richtung; **y_G:** y Koordinate des Schwerpunktes; **z_G:** z Koordinate des Schwerpunktes; **y_c:** y-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; **z_c:** z-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; **β_y, β_z, β_ω:** Wagner's Koeffizient; **Sp.p.:** Anzahl der Spannungsauswertungspunkte;

Lastfälle

	Name	Gruppe	Gruppentyp
1	Eigengewicht	Ständige Lasten	Ständig
2	Dachdecke	Ständige Lasten	Ständig
3	Schneelast normal	Schneelast normal	Veränderlich
4	Schneelast außergew.	Schneelast außergew.	aussergewöhnlich
5	Nutzlast Kat. H	Nutzlast (Kat. H)	Veränderlich

Name: Name des Lastfalls; **Gruppe:** Lastgruppe; **Gruppentyp:** Typ der Lastfallgruppe;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Lastgruppen (Eurocode-D)

	Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	Ständige Lasten	Ständig	1,350	1,000						✓
2	Schneelast normal	Veränderlich				1,500	0,500	0,200	0	–
3	Schneelast außergewöhn.	aussergewöhnlich								
4	Nutzlast (Kat. H)	Veränderlich				1,500	0	0	0	–

Gruppe: Lastgruppe; ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 : Psi-Faktor; **Additive:** Gleichzeitig wirkende Lastfälle;

Massgebende Lastgruppenkombinationen

	Ständige Lasten	Schneelast normal	Schneelast außergewöhn.	Nutzlast (Kat. H)
1	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive

Ständige Lasten, Schneelast normal, Schneelast außergewöhn., Nutzlast (Kat. H): Lastgruppe;

Knoten

	X [m]	Y [m]	Z [m]	e_x	e_y	e_z	θ_x	θ_y	θ_z
1	0	0	0	f	fest	f	fest	f	fest
2	0	0	3,860	f	fest	f	fest	f	fest
3	3,500	0	0	f	fest	f	fest	f	fest
4	3,500	0	3,860	f	fest	f	fest	f	fest

e_x : Knotenfreiheitsgrad (Zwangsverschiebung X); e_y : Knotenfreiheitsgrad (Zwangsverschiebung Y); e_z : Knotenfreiheitsgrad (Zwangsverschiebung Z);

θ_x : Knotenfreiheitsgrad (Zwangsverdrehung im die X-Achse); θ_y : Knotenfreiheitsgrad (Zwangsverdrehung im die Y-Achse); θ_z : Knotenfreiheitsgrad (Zwangsverdrehung im die Z-Achse);

Knotenauflager

	Knot.	X [m]	Y [m]	Z [m]	Typ	Name _x	K_x [kN/m]	K_{xV} [kN/m]	Name _y	K_y [kN/m]
1	1	0	0	0	Glob.	Starr - Verschiebung	1E+10	1E+10	Starr - Verschiebung	1E+10
2	3	3,500	0	0	Glob.	Starr - Verschiebung	1E+10	1E+10	Starr - Verschiebung	1E+10

	Knot.	K_{yV} [kN/m]	Name _z	K_z [kN/m]	K_{zV} [kN/m]	Name _{xx}	K_{xx} [kNm/rad]	K_{xxV} [kNm/rad]
1	1	1E+10	Starr - Verschiebung	1E+10	1E+10	Starr - Verdrehung	1E+10	1E+10
2	3	1E+10	Starr - Verschiebung	1E+10	1E+10	Starr - Verdrehung	1E+10	1E+10

	Knot.	Name _{yy}	K_{yy} [kNm/rad]	K_{yyV} [kNm/rad]	Name _{zz}	K_{zz} [kNm/rad]	K_{zzV} [kNm/rad]
1	1	Starr - Verdrehung	1E+10	1E+10	Starr - Verdrehung	1E+10	1E+10
2	3	Starr - Verdrehung	1E+10	1E+10	Starr - Verdrehung	1E+10	1E+10

Knot.: Auflagerknoten; **Typ:** Typ des Auflagers; K_x , K_y , K_z , K_{xx} , K_{yy} , K_{zz} : Anfangssteifigkeit;

Eigengewicht: Eigengewicht der Stäbe

	Σ [kg]
1–38	1989,464
Gesamt	1989,464

Σ : Gesamtmasse;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Dachdecke: Verteilte Lasten auf Stäben und Plattenbalken

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	m_{tor} [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_z [kNm/m]
3	Stab G	3,500	a	0	0	0	-36,97	0	0	0
				1,000	0	0	-36,97	0	0	0

	Typ	Exzentrizität	e_y [mm]	e_z [mm]
3	Stab G	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d), * = auf die Gesamtlänge verteilt; **Pos.:** Position; **p_x , p_y , p_z :** Kraftkomponente der Last; **m_{tor} :** Torsionsmoment; **m_y :** Biegemoment um lokale y-Richtung; **m_z :** Biegemoment um lokale z-Richtung;

Schneelast normal: Verteilte Lasten auf Stäben und Plattenbalken

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	m_{tor} [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_z [kNm/m]
3	Stab G	3,500	a	0	0	0	-3,43	0	0	0
				1,000	0	0	-3,43	0	0	0

	Typ	Exzentrizität	e_y [mm]	e_z [mm]
3	Stab G	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d), * = auf die Gesamtlänge verteilt; **Pos.:** Position; **p_x , p_y , p_z :** Kraftkomponente der Last; **m_{tor} :** Torsionsmoment; **m_y :** Biegemoment um lokale y-Richtung; **m_z :** Biegemoment um lokale z-Richtung;

Schneelast außergew.: Verteilte Lasten auf Stäben und Plattenbalken

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	m_{tor} [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_z [kNm/m]
3	Stab G	3,500	a	0	0	0	-7,88	0	0	0
				1,000	0	0	-7,88	0	0	0

	Typ	Exzentrizität	e_y [mm]	e_z [mm]
3	Stab G	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d), * = auf die Gesamtlänge verteilt; **Pos.:** Position; **p_x , p_y , p_z :** Kraftkomponente der Last; **m_{tor} :** Torsionsmoment; **m_y :** Biegemoment um lokale y-Richtung; **m_z :** Biegemoment um lokale z-Richtung;

Nutzlast Kat. H: Einzellasten auf Stäben

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Exzentrizität	e_y [mm]	e_z [mm]
3	Stab G	3,500	a	0,500	0	0	-1,00	0	0	0	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d); **Pos.:** Position; **F_x , F_y , F_z :** Kraftkomponente der Last; **M_x , M_y , M_z :** Biegemoment-Komponente der Last;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

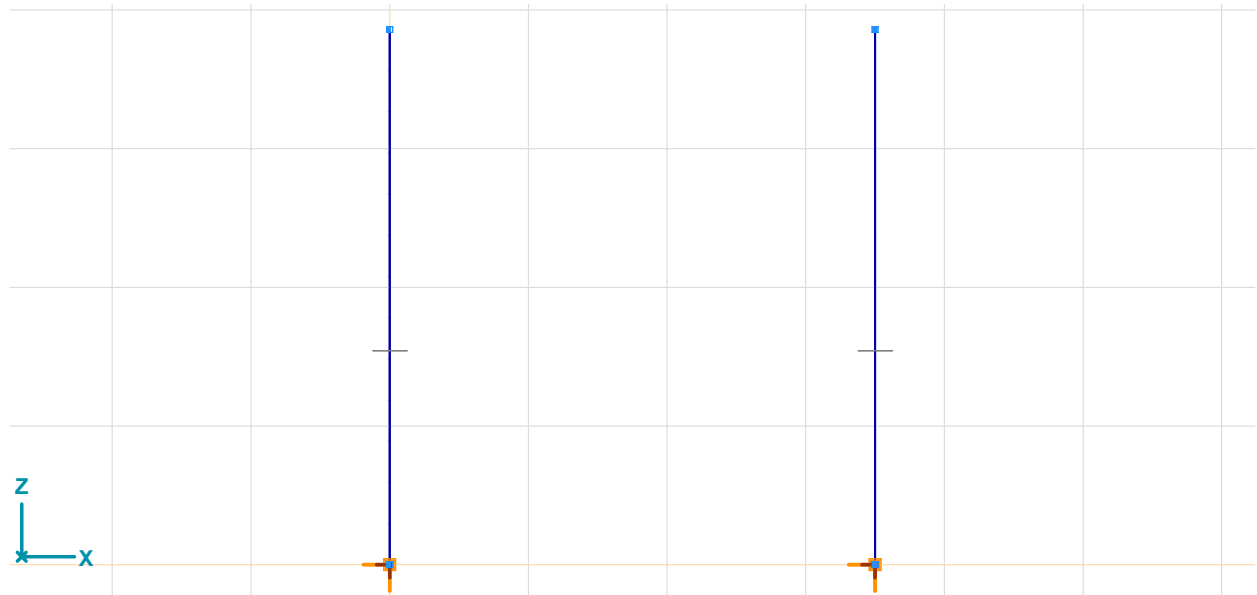
Modell: **Rahmen.aks**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

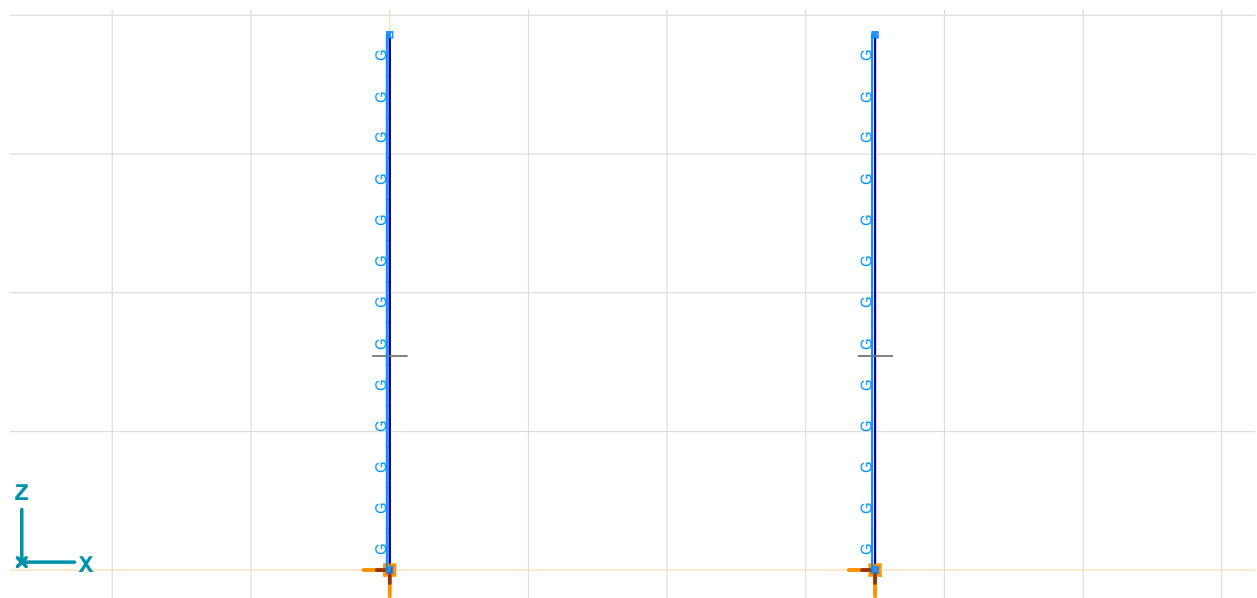
31.01.2025

Logische Details

Stützen



Ausgabe Stützen, Vorderansicht



Ausgabe Stützen, Eigengewicht, Vorderansicht

Eigengewicht: Eigengewicht der Stäbe [Riegel / 240x400]

	Σ [kg]
1-26	1133,202
Gesamt	1133,202

Σ : Gesamtmasse;

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Lineare statische Berechnung

Verschiebungen

Stabverschiebungen

Maßgebende Min,Max

Stabverschiebungen [Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende, Selektiert]

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	ex [mm]
Ext.							
1	1	240x240	ex	min	3,860	(2)	-0,152
2	1	240x240		min	3,860	(4)	-0,152
1	1	240x240		max	0	(1)	0
1	1	240x240	ez	min	2,583		-0,103
2	1	240x240		max	2,583		-0,103
1	1	240x240	fy	min	3,860	(2)	-0,152
2	1	240x240		max	3,860	(4)	-0,152

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	ez [mm]	fy [mrad]
Ext.								
1	1	240x240	ex	min	3,860	(2)	0,003	-1,25
2	1	240x240		min	3,860	(4)	-0,003	1,25
1	1	240x240		max	0	(1)	0	0
1	1	240x240	ez	min	2,583		-0,715	-0,01
2	1	240x240		max	2,583		0,715	0,01
1	1	240x240	fy	min	3,860	(2)	0,003	-1,25
2	1	240x240		max	3,860	(4)	-0,003	1,25

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	Massgebende Kombination
Ext.							
1	1	240x240	ex	min	3,860	(2)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
2	1	240x240		min	3,860	(4)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
1	1	240x240		max	0	(1)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
1	1	240x240	ez	min	2,583		[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
2	1	240x240		max	2,583		[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
1	1	240x240	fy	min	3,860	(2)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
2	1	240x240		max	3,860	(4)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige

Pr.: Querschnitt; K: Die Komponente des Extremwertes; min. max.: Die Art des Extremwertes; Abst.: Die lokale x Richtung des Querschnitts auf dem Stab;

ex: Verschiebung in lokaler x-Richtung; ez: Verschiebung in lokaler z-Richtung; fy: Verdrehung um lokale y-Richtung;

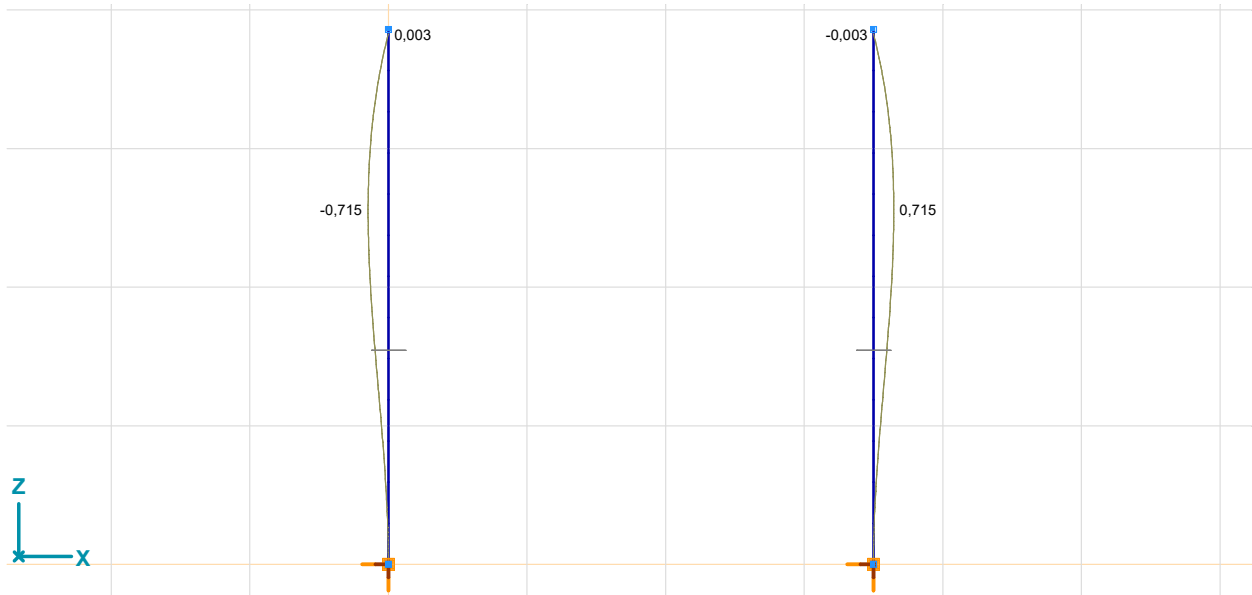
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Stützen, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Min, eX, Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Stützen, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Max, eX, Diagramm, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

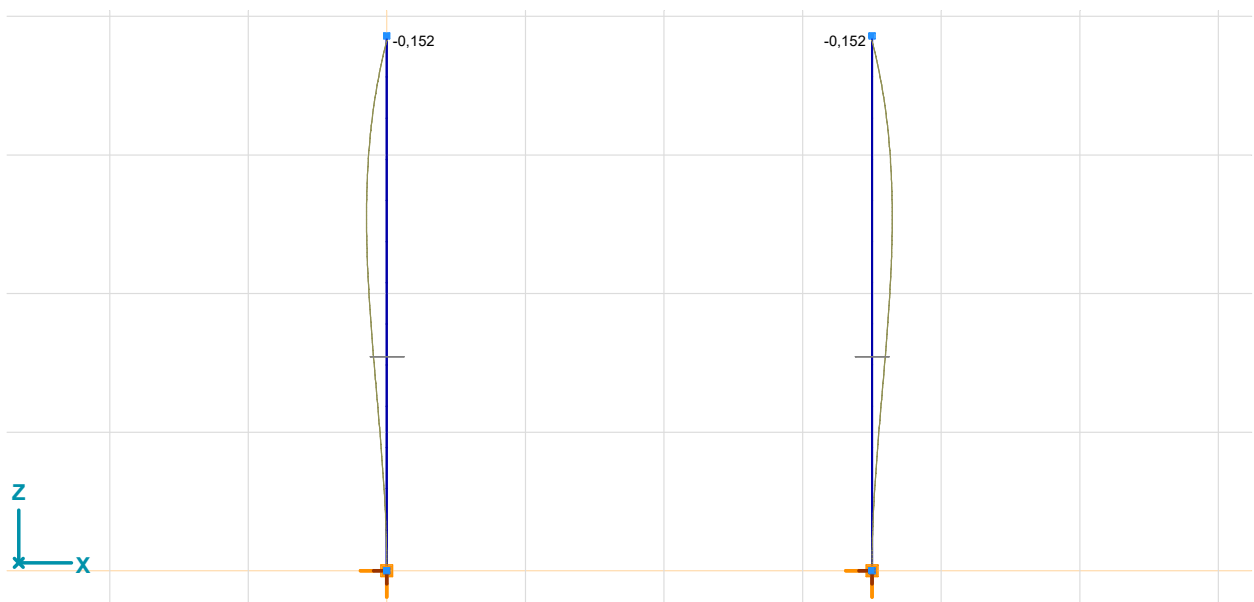
Modell: **Rahmen.aks**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Stützen, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Min, eZ, Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Stützen, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Max, eZ, Diagramm, Vorderansicht

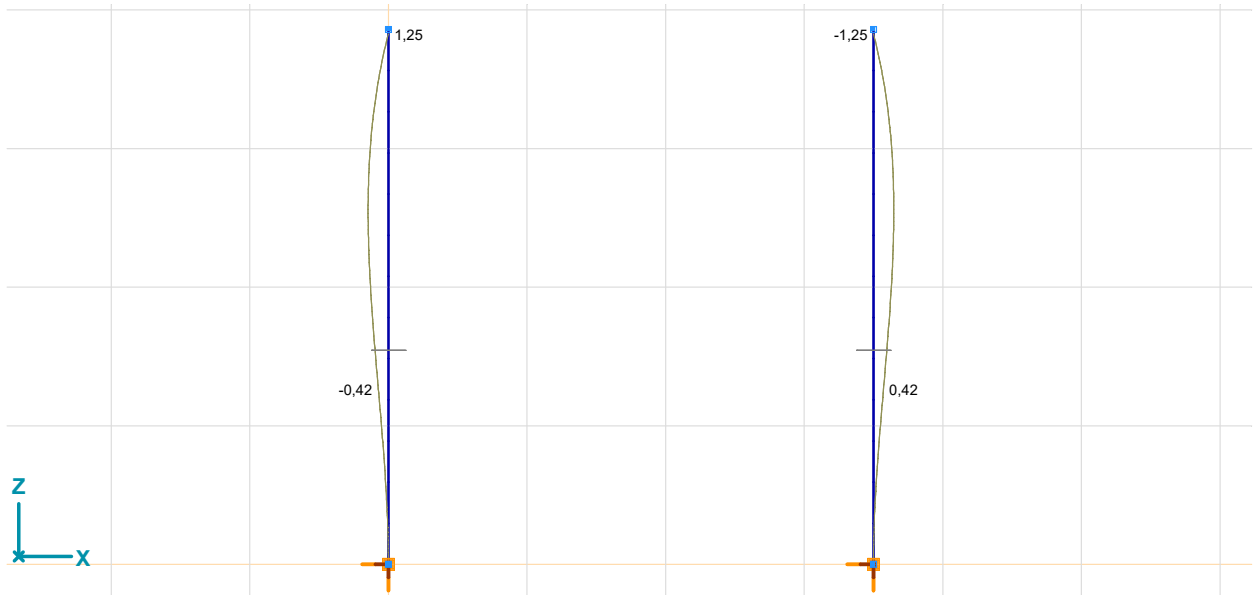
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

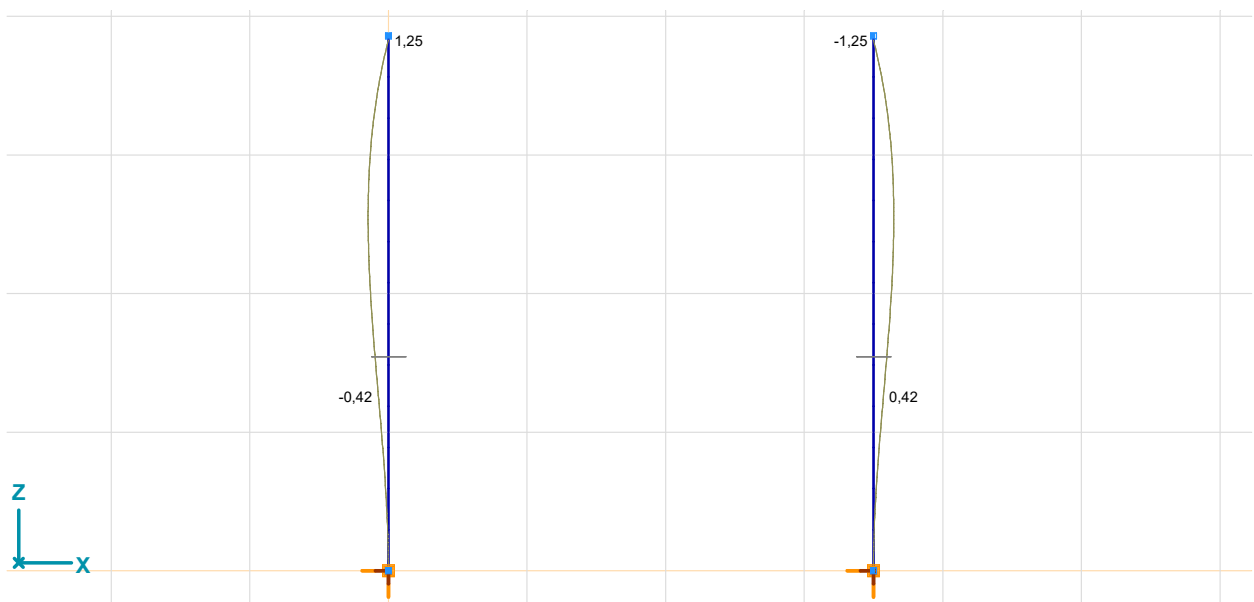
Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Stützen, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Min, f_Y , Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Stützen, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Max, f_Y , Diagramm, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Schnittkräfte

Stabkräfte

Maßgebende Min,Max

Stabkräfte [Linear,(Alle ULS) Maßgebende, Selektiert]

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	Nx [kN]	Vz [kN]
Ext.								
1	1	240x240	Nx	min	0	(1)	-109,519	-6,503
2	1	240x240		min	0	(3)	-109,519	6,503
1	1	240x240		max	3,860	(2)	-68,897	-4,392
2	1	240x240		max	3,860	(4)	-68,897	4,392
1	1	240x240	Vz	min	0	(1)	-109,519	-6,503
2	1	240x240		max	0	(3)	-109,519	6,503
1	1	240x240	My	min	3,860	(2)	-102,015	-6,503
2	1	240x240		max	3,860	(4)	-102,015	6,503

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	My [kNm]
Ext.							
1	1	240x240	Nx	min	0	(1)	8,363
2	1	240x240		min	0	(3)	-8,363
1	1	240x240		max	3,860	(2)	-11,305
2	1	240x240		max	3,860	(4)	11,305
1	1	240x240	Vz	min	0	(1)	8,363
2	1	240x240		max	0	(3)	-8,363
1	1	240x240	My	min	3,860	(2)	-16,740
2	1	240x240		max	3,860	(4)	16,740

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	Massgebende Kombination
Ext.							
1	1	240x240	Nx	min	0	(1)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
2	1	240x240		min	0	(3)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
1	1	240x240		max	3,860	(2)	[Eigengewicht+Dachdecke] , ULS
2	1	240x240		max	3,860	(4)	[Eigengewicht+Dachdecke] , ULS
1	1	240x240	Vz	min	0	(1)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
2	1	240x240		max	0	(3)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
1	1	240x240	My	min	3,860	(2)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
2	1	240x240		max	3,860	(4)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS

Pr.: Querschnitt; K: Die Komponente des Extremwertes; min. max.: Die Art des Extremwertes; Abst.: Die lokale x Richtung des Querschnitts auf dem Stab; Nx: Normalkraft;

Vz: Schubkraft in lokaler z-Richtung; My: Biegemoment um lokale y-Richtung;

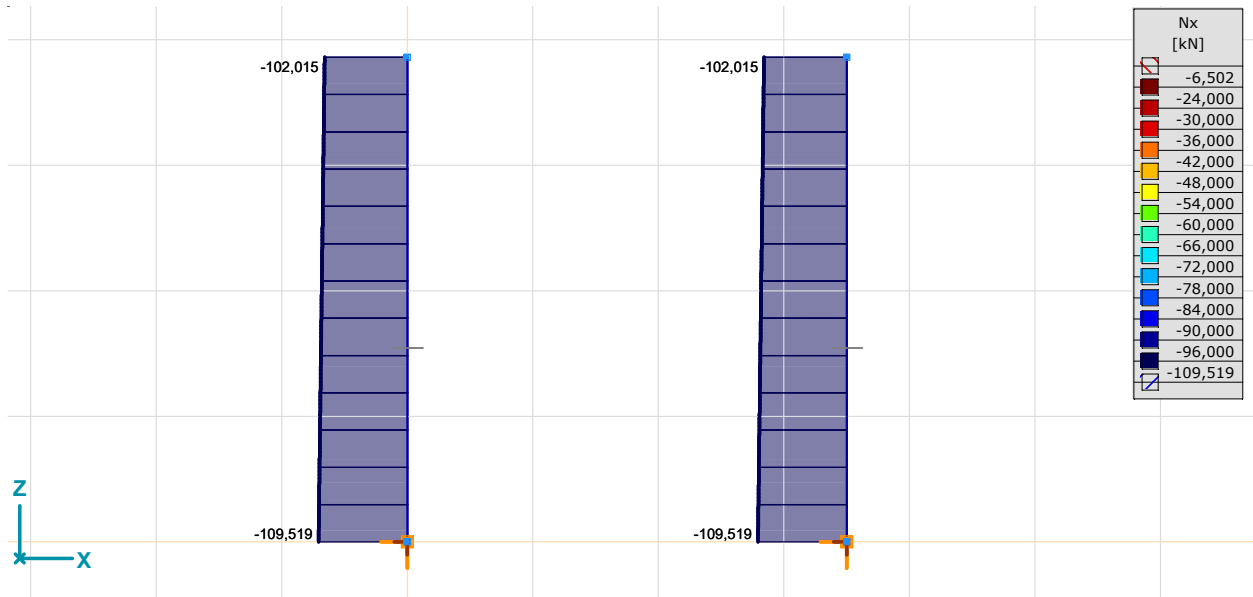
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

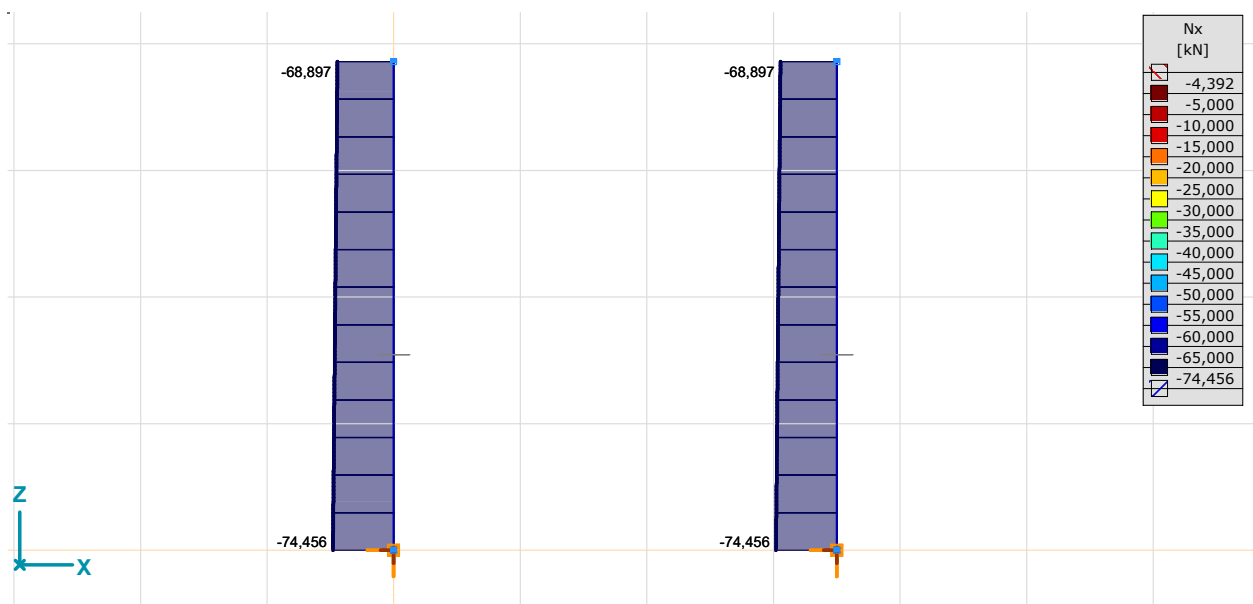
Modell: **Rahmen.aks**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Stützen, Linear, (Alle ULS) Maßgebende Min, Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Stützen, Linear, (Alle ULS) Maßgebende Max, Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

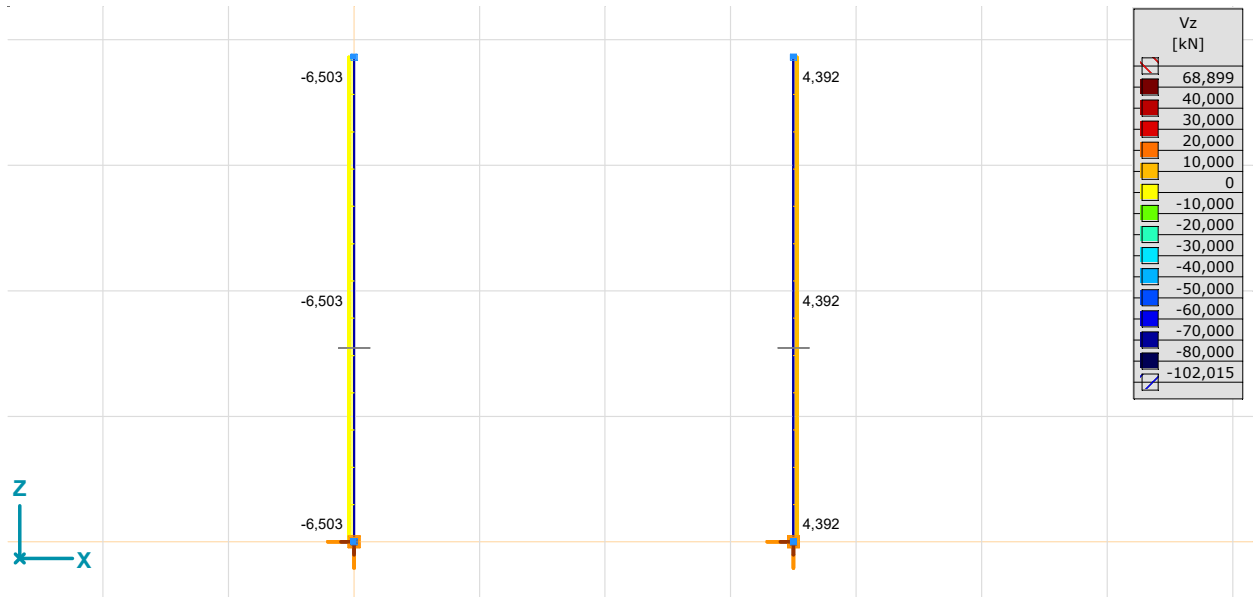
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

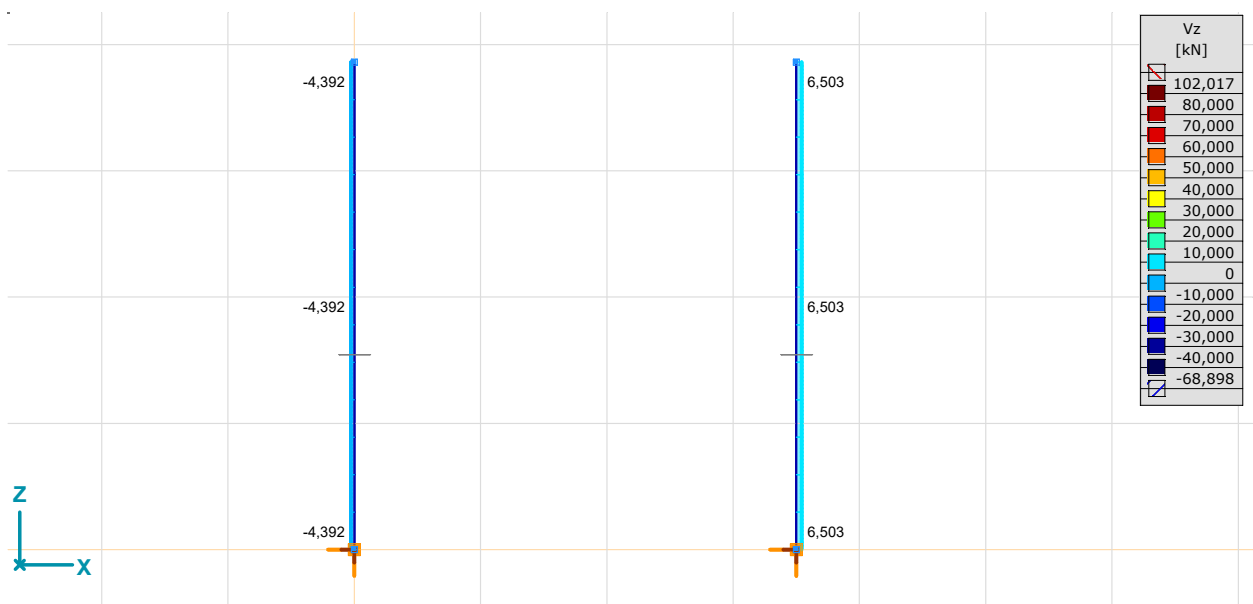
Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Stützen, Linear, (Alle ULS) Maßgebende Min, Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Stützen, Linear, (Alle ULS) Maßgebende Max, Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

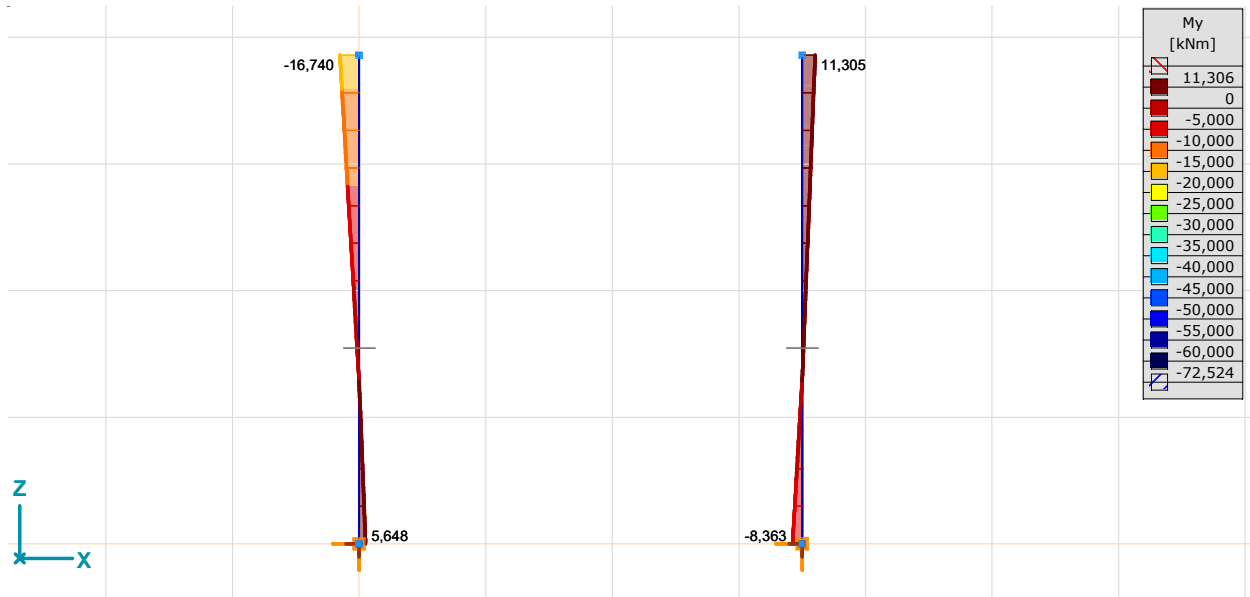
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

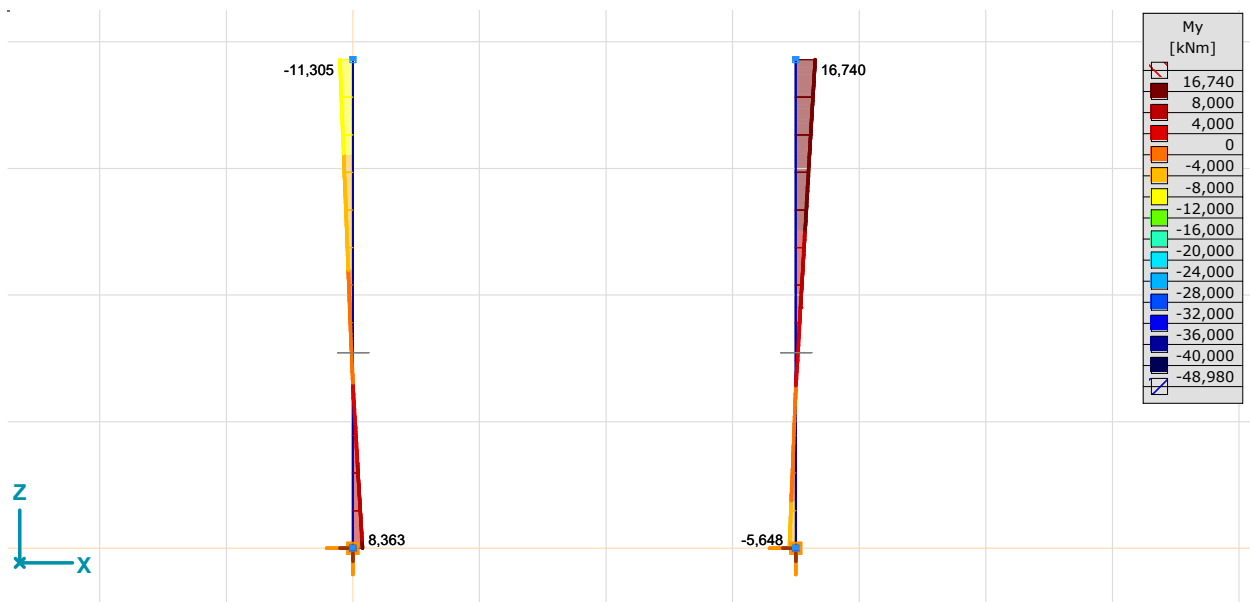
Modell: **Rahmen.aks**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Stützen, Linear, (Alle ULS) Maßgebende Min, M_y , Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Stützen, Linear, (Alle ULS) Maßgebende Max, M_y , Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Knotenauflagerkräfte

Maßgebende Min,Max

Knotenauflagerkräfte [Linear,(Alle ULS) Maßgebende, Stützen / 240x240]

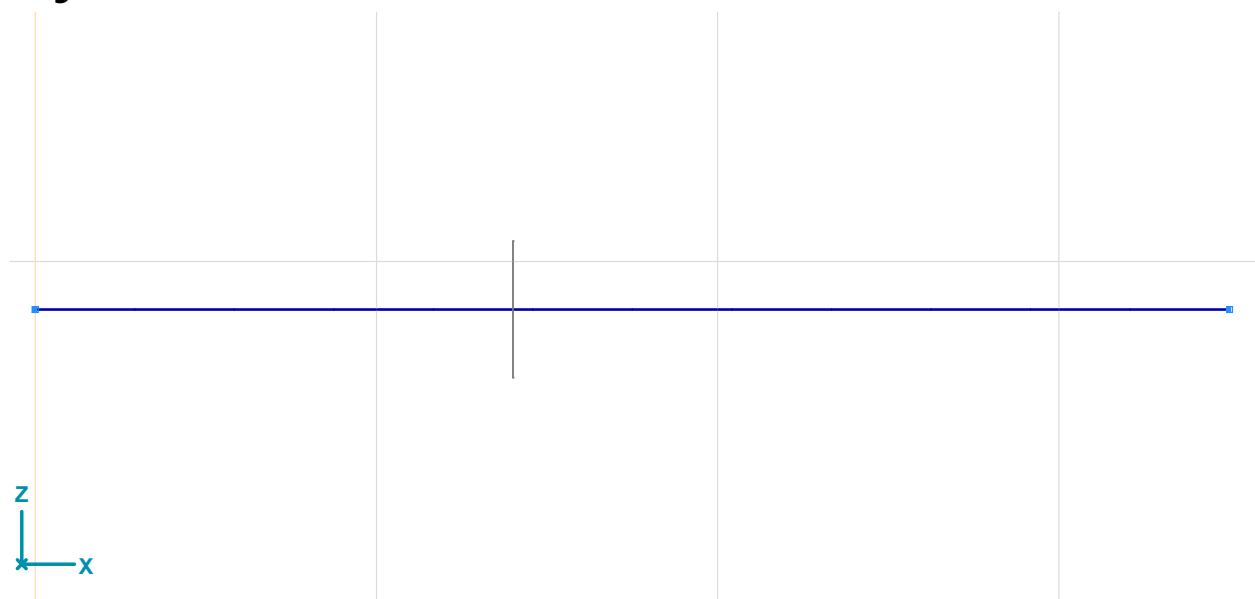
	Knot.	X [m]	Y [m]	Z [m]	Typ
Ext.					
1	1	0	0	0	Glob.
2	3	3,500	0	0	Glob.
1	1	0	0	0	Glob.
2	3	3,500	0	0	Glob.
1	1	0	0	0	Glob.
2	3	3,500	0	0	Glob.
1	1	0	0	0	Glob.
2	3	3,500	0	0	Glob.

	K	min. max.	R _x [kN]	R _z [kN]	R _{yy} [kNm]	Massgebende Kombination
Ext.						
1	Rx	min	-6,503	-109,519	-8,363	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
2		max	6,503	-109,519	8,363	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
1	Rz	min	-6,503	-109,519	-8,363	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
2		min	6,503	-109,519	8,363	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
1		max	-4,392	-74,456	-5,648	[Eigengewicht+Dachdecke] , ULS
2		max	4,392	-74,456	5,648	[Eigengewicht+Dachdecke] , ULS
1	Ryy	min	-6,503	-109,519	-8,363	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
2		max	6,503	-109,519	8,363	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS

Knot.: Auflagerknoten; **Typ:** Typ des Auflagers; **K:** Die Komponente des Extremwertes; **min. max.:** Die Art des Extremwertes; **Rx:** Die x Komponente der Auflagerkraft;

Rz: Die z Komponente der Auflagerkraft; **Ryy:** Die y Komponente des Auflagermomentes;

Riegel



Ausgabe Riegel, Vorderansicht

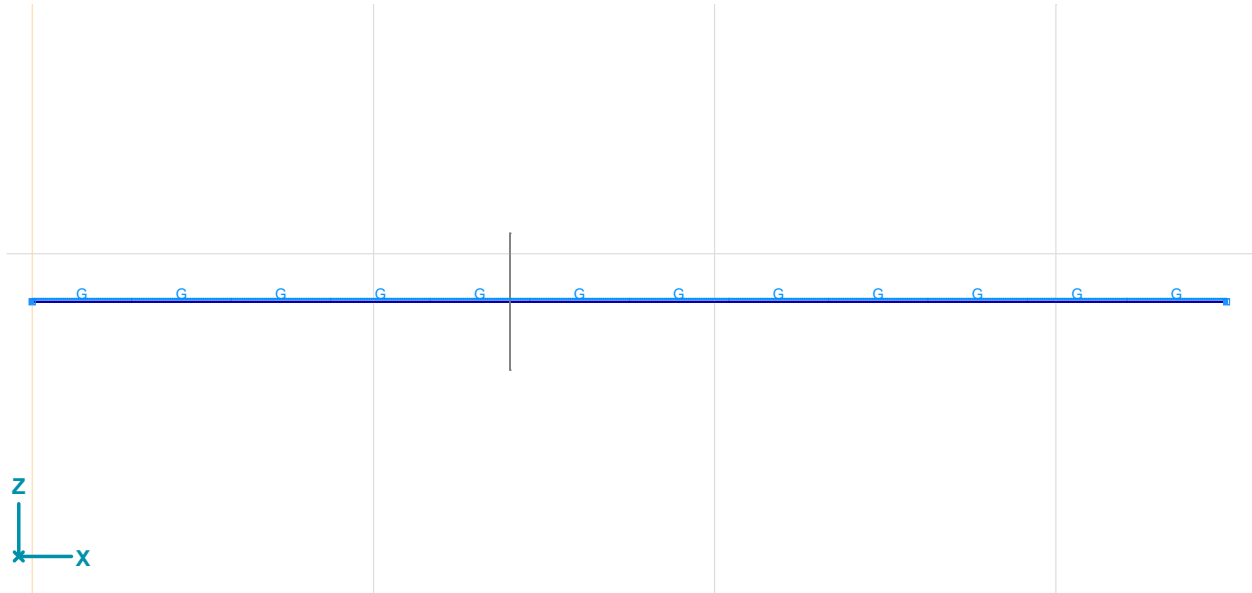
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

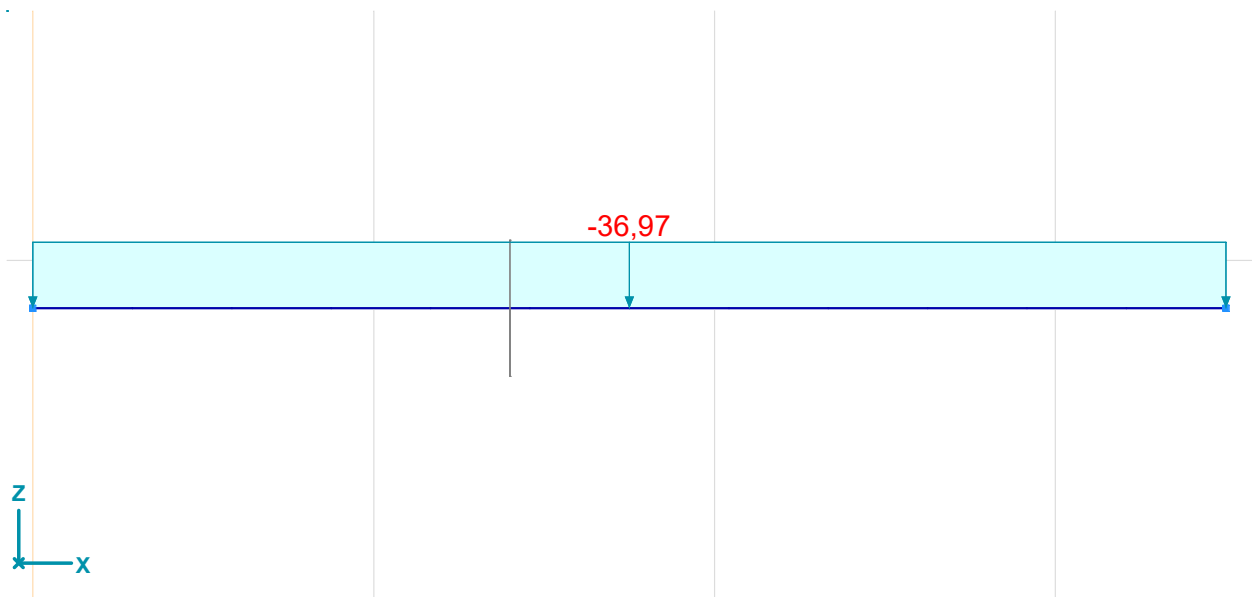


Ausgabe Riegel, Eigengewicht, Vorderansicht

Eigengewicht: Eigengewicht der Stäbe [Stützen / 240x240]

	Σ [kg]
27-38	856,262
Gesamt	856,262

Σ : Gesamtmasse;



Ausgabe Riegel, Dachdecke, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

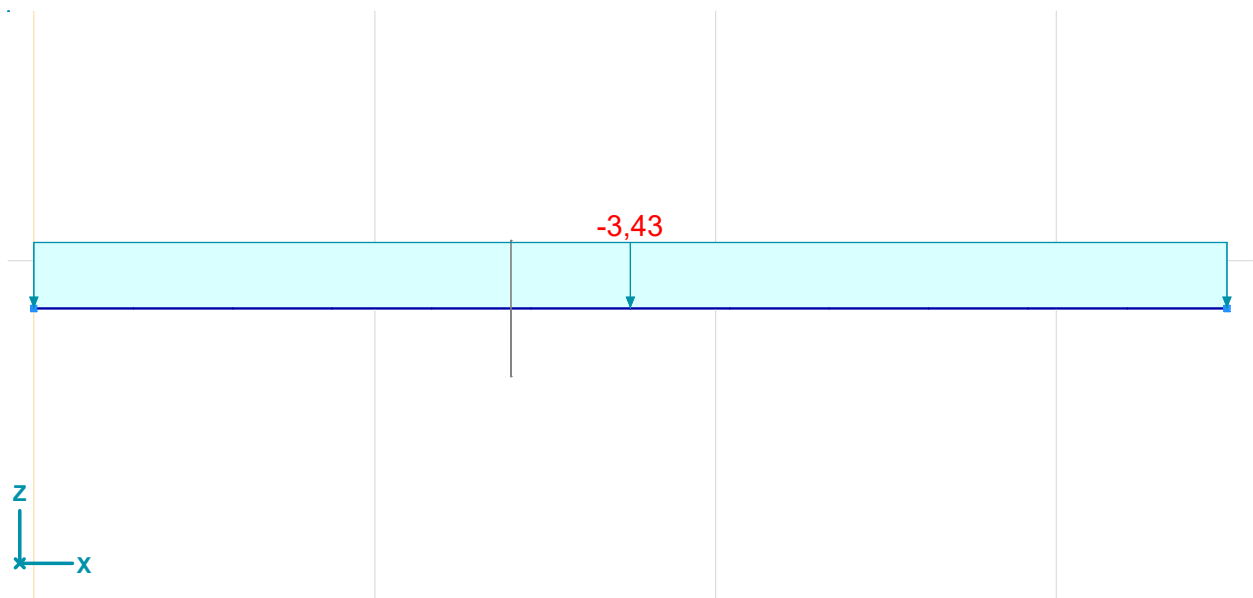
31.01.2025

Dachdecke: Verteilte Lasten auf Stäben und Plattenbalken [Riegel / 240x400]

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	m_{tor} [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_z [kNm/m]
3	Stab G	3,500	a	0	0	0	-36,97	0	0	0
				1,000	0	0	-36,97	0	0	0

	Typ	Exzentrizität	e_y [mm]	e_z [mm]
3	Stab G	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d), * = auf die Gesamtlänge verteilt; **Pos.:** Position; **p_x , p_y , p_z :** Kraftkomponente der Last; **m_{tor} :** Torsionsmoment; **m_y :** Biegemoment um lokale y-Richtung; **m_z :** Biegemoment um lokale z-Richtung;



Ausgabe Riegel, Schneelast normal, Vorderansicht

Schneelast normal: Verteilte Lasten auf Stäben und Plattenbalken [Riegel / 240x400]

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	m_{tor} [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_z [kNm/m]
3	Stab G	3,500	a	0	0	0	-3,43	0	0	0
				1,000	0	0	-3,43	0	0	0

	Typ	Exzentrizität	e_y [mm]	e_z [mm]
3	Stab G	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d), * = auf die Gesamtlänge verteilt; **Pos.:** Position; **p_x , p_y , p_z :** Kraftkomponente der Last; **m_{tor} :** Torsionsmoment; **m_y :** Biegemoment um lokale y-Richtung; **m_z :** Biegemoment um lokale z-Richtung;

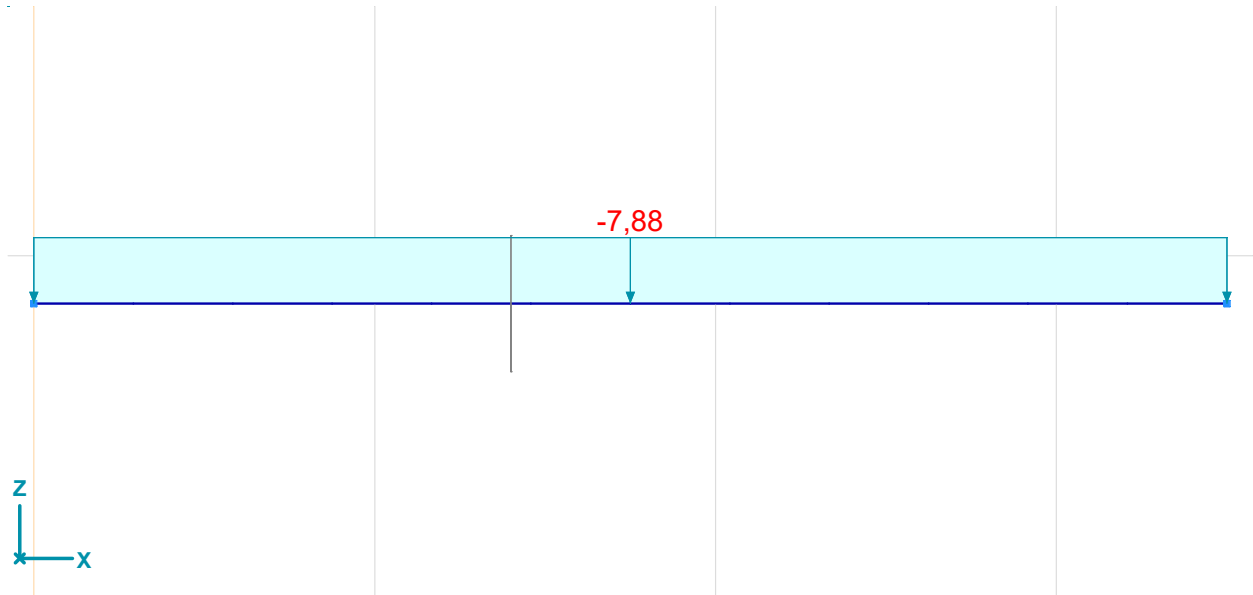
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.aks**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



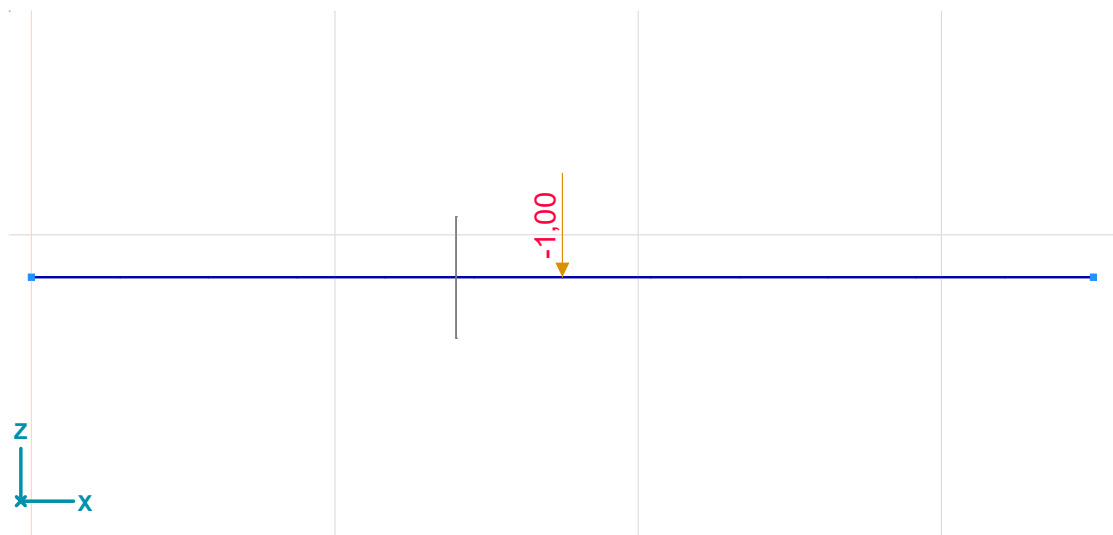
Ausgabe Riegel, Schneelast außergew., Vorderansicht

Schneelast außergew.: Verteilte Lasten auf Stäben und Plattenbalken [Riegel / 240x400]

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	m_{tor} [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_z [kNm/m]
3	Stab G	3,500	a	0	0	0	-7,88	0	0	0
				1,000	0	0	-7,88	0	0	0

	Typ	Exzentrizität	e_y [mm]	e_z [mm]
3	Stab G	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d), * = auf die Gesamtlänge verteilt; **Pos.:** Position; **p_x , p_y , p_z :** Kraftkomponente der Last; **m_{tor} :** Torsionsmoment; **m_y :** Biegemoment um lokale y-Richtung; **m_z :** Biegemoment um lokale z-Richtung;



Ausgabe Riegel, Nutzlast Kat. H, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Nutzlast Kat. H: Einzellasten auf Stäben [Riegel / 240x400]

	Typ	Länge [m]	a/d	Pos.	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Exzentrizität	e _y [mm]	e _z [mm]
3	Stab G	3,500	a	0,500	0	0	-1,00	0	0	0	Keine Exzentrizität		

Typ: Lasttyp; **Länge:** Elementlänge; **a/d:** Position nach Verhältnis(a) oder nach Länge (d); **Pos.:** Position; **F_x, F_y, F_z:** Kraftkomponente der Last;
M_x, M_y, M_z: Biegemoment-Komponente der Last;

Lineare statische Berechnung

Verschiebungen

Stabverschiebungen

Maßgebende Min,Max

Stabverschiebungen [Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende, Selektiert]

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	ex [mm]
Ext.							
3	2	240x400	ex	min	3,500	(4)	-0,003
3	2	240x400		max	0	(2)	0,003
3	2	240x400	ez	min	1,750		0
3	2	240x400		max	0	(2)	0,003
3	2	240x400	fy	min	3,325		-0,002
3	2	240x400		max	0,175		0,002

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	ez [mm]	fy [mrad]
Ext.								
3	2	240x400	ex	min	3,500	(4)	-0,152	-1,25
3	2	240x400		max	0	(2)	-0,152	1,25
3	2	240x400	ez	min	1,750		-1,631	0
3	2	240x400		max	0	(2)	-0,152	1,25
3	2	240x400	fy	min	3,325		-0,375	-1,28
3	2	240x400		max	0,175		-0,375	1,28

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	Massgebende Kombination
Ext.							
3	2	240x400	ex	min	3,500	(4)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
3	2	240x400		max	0	(2)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
3	2	240x400	ez	min	1,750		[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
3	2	240x400		max	0	(2)	[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
3	2	240x400	fy	min	3,325		[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige
3	2	240x400		max	0,175		[Eigengewicht+Dachdecke] , SLS Quasi-ständige

Pr.: Querschnitt; **K:** Die Komponente des Extremwertes; **min. max.:** Die Art des Extremwertes; **Abst.:** Die lokale x Richtung des Querschnitts auf dem Stab;
ex: Verschiebung in lokaler x-Richtung; **ez:** Verschiebung in lokaler z-Richtung; **fy:** Verdrehung um lokale y-Richtung;

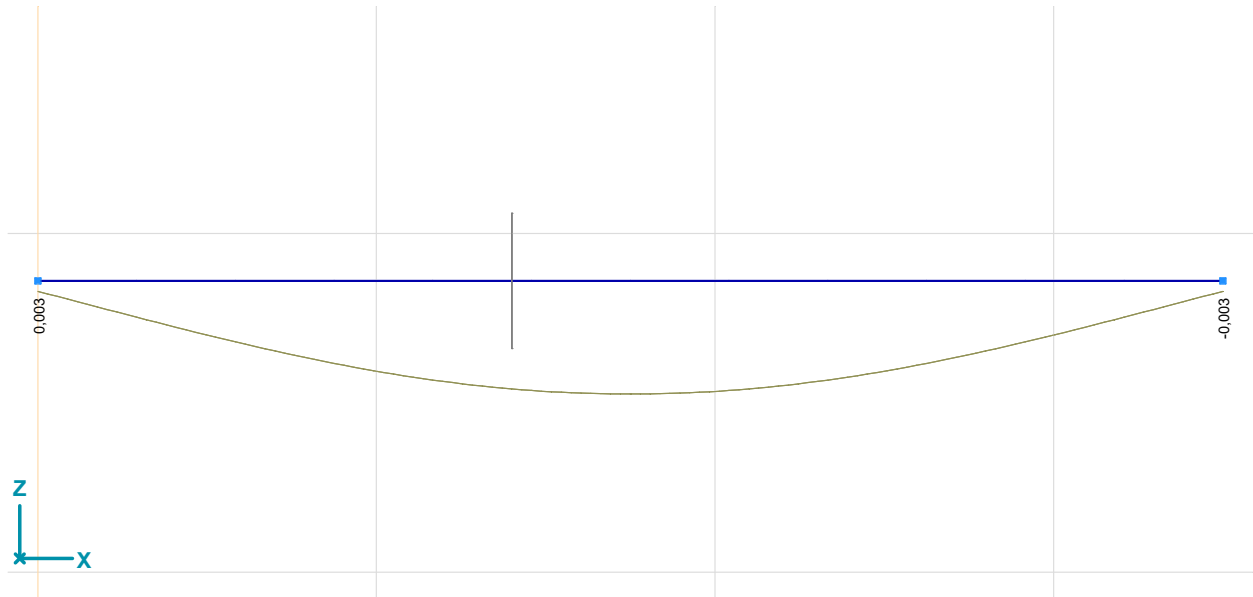
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

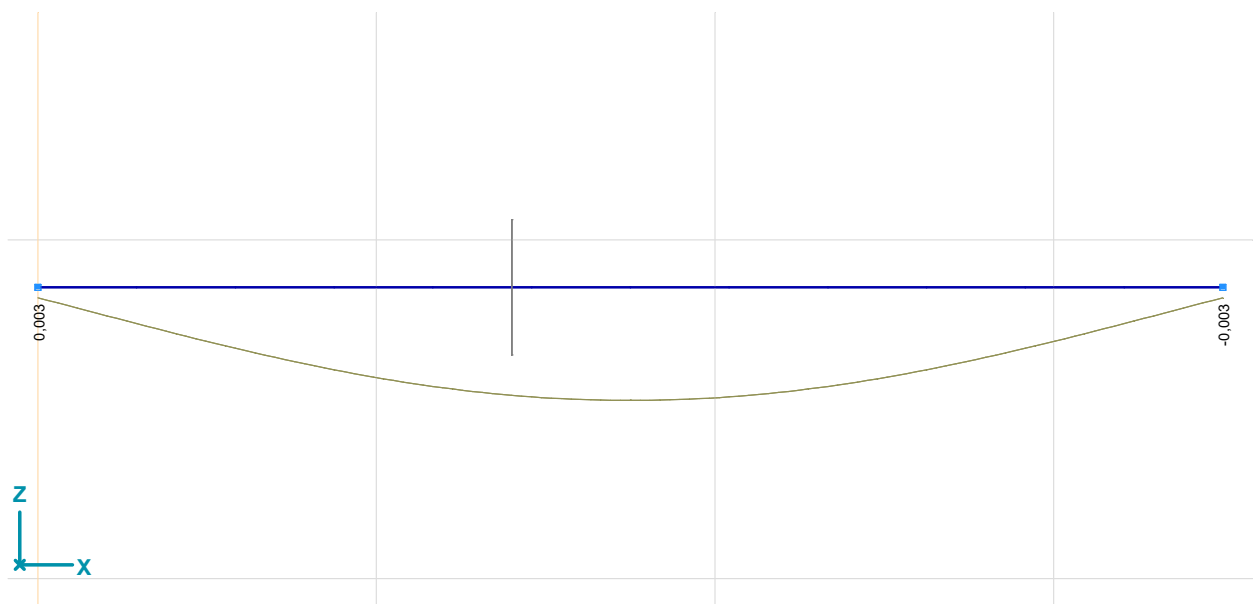
Modell: **Rahmen.aks**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Min, eX, Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Max, eX, Diagramm, Vorderansicht

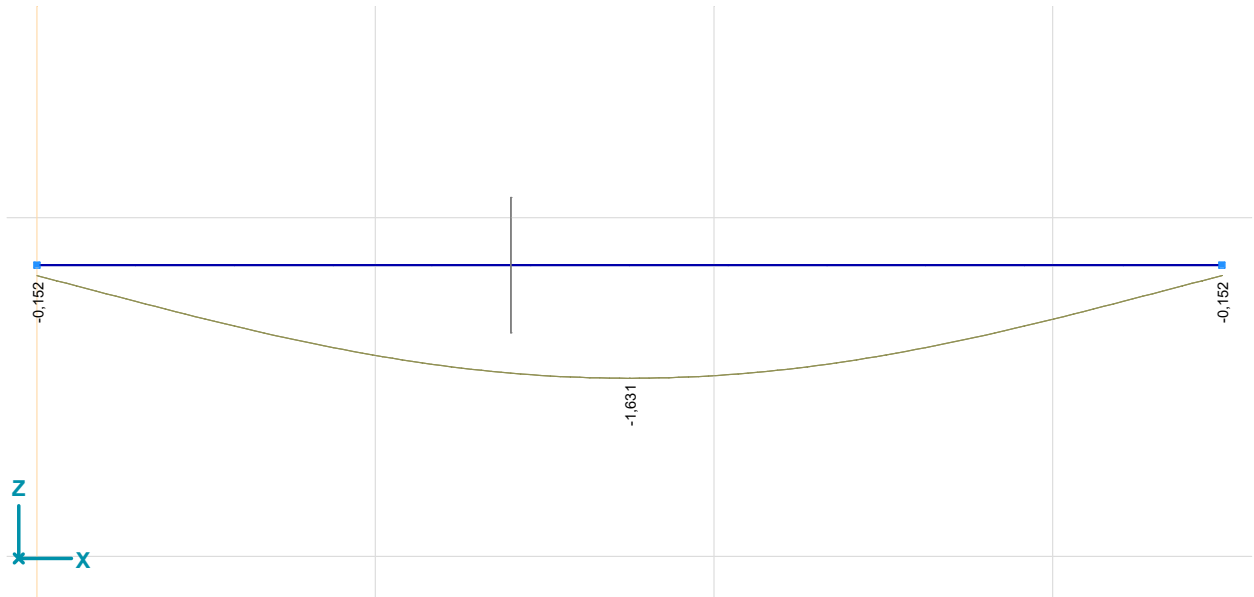
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

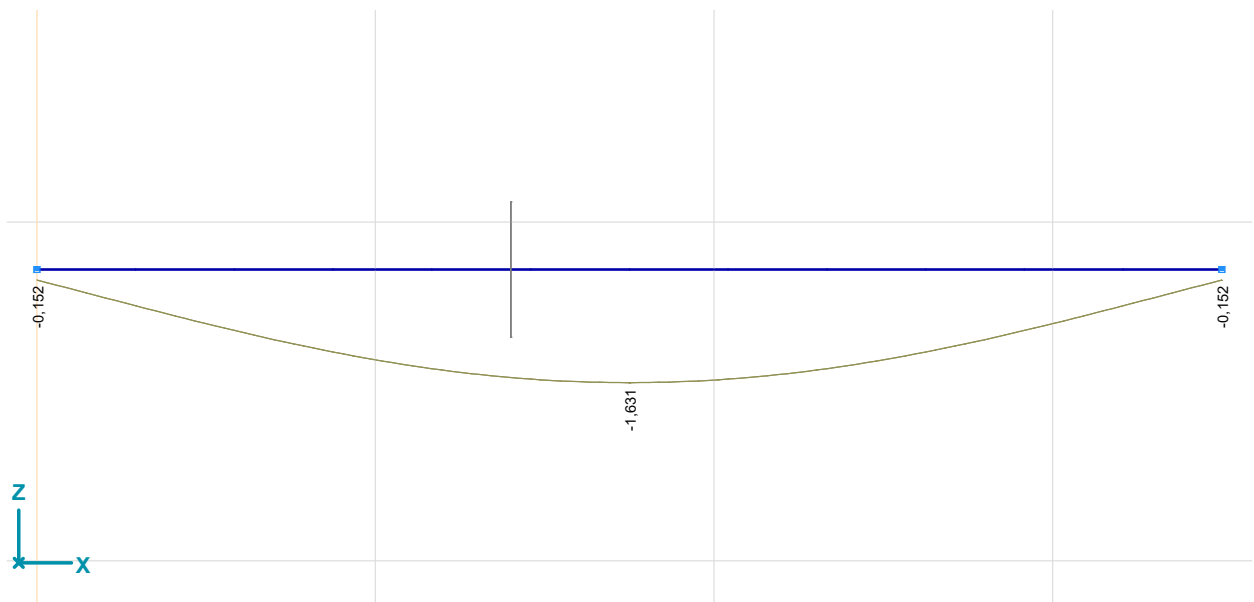
Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Min, eZ, Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Max, eZ, Diagramm, Vorderansicht

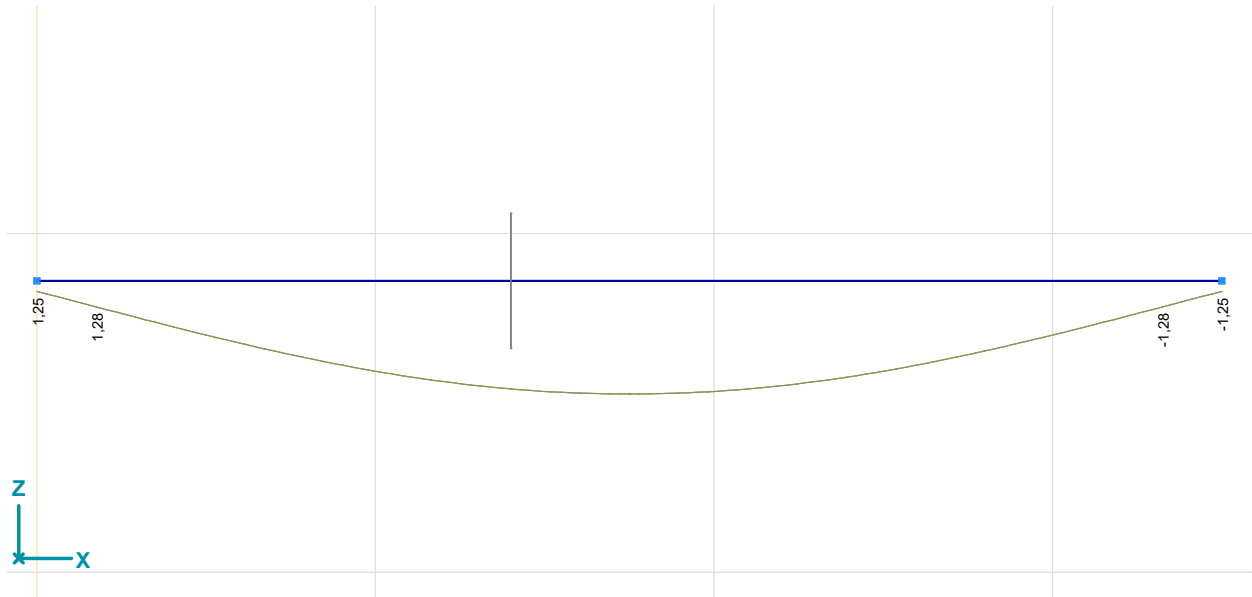
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

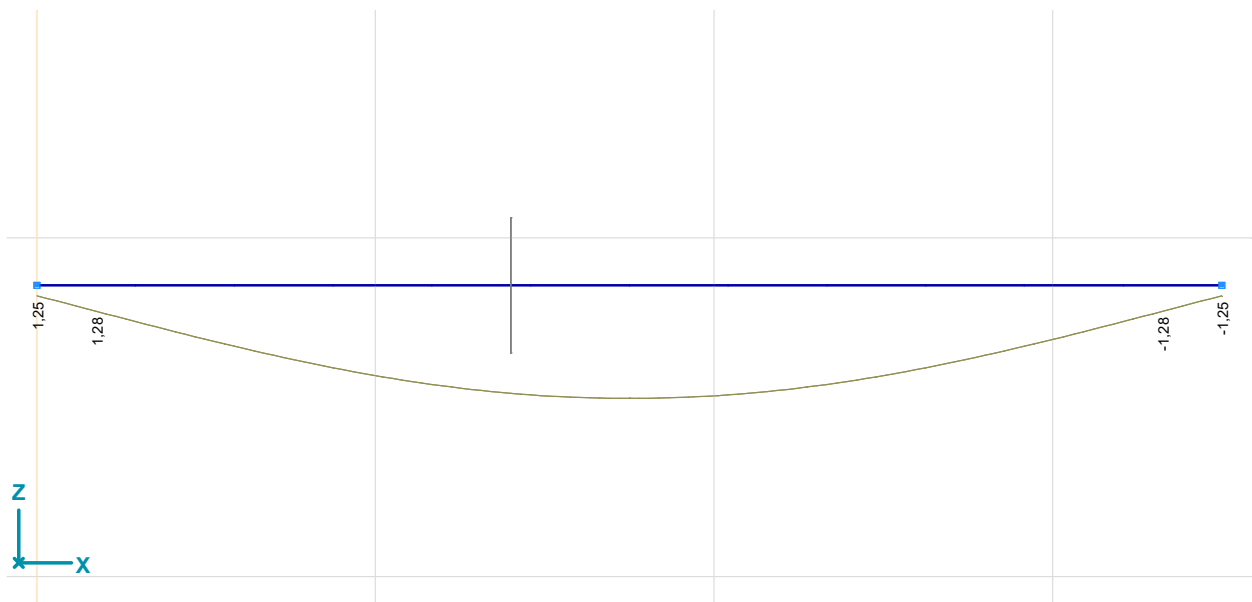
Modell: **Rahmen.aks**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Min, f_Y , Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(SLS Quasi-ständige) Maßgebende Max, f_Y , Diagramm, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Schnittkräfte

Stabkräfte

Maßgebende Min,Max

Stabkräfte [Linear,(Alle ULS) Maßgebende, Selektiert]

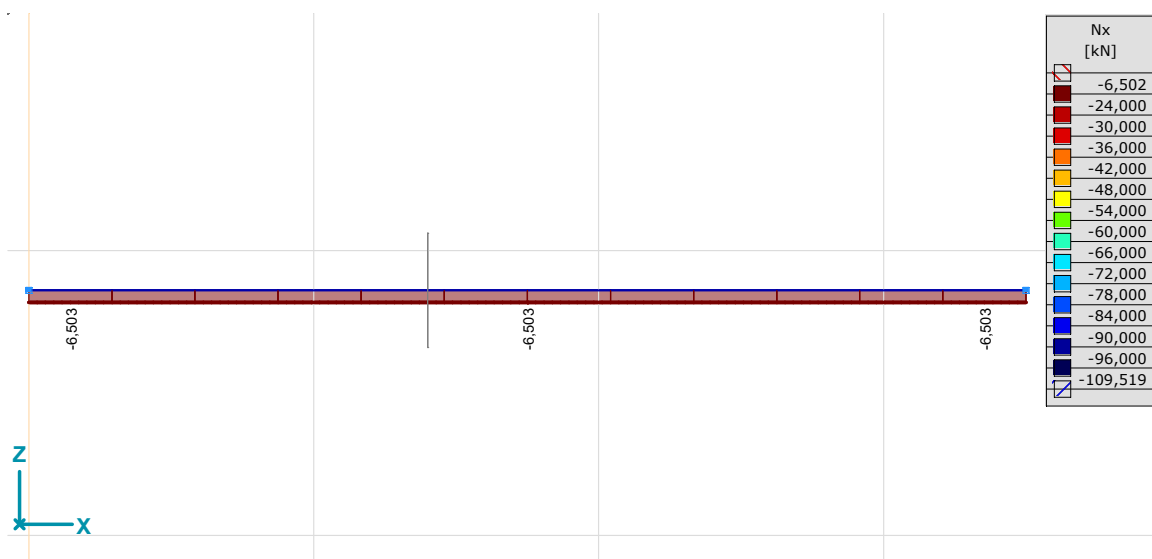
	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	Nx [kN]	Vz [kN]
Ext.								
3	2	240x400	Nx	min	0	(2)	-6,503	-102,015
3	2	240x400		max	0	(2)	-4,392	-68,897
3	2	240x400	Vz	min	0	(2)	-6,503	-102,015
3	2	240x400		max	3,500	(4)	-6,503	102,015
3	2	240x400	My	min	1,750		-6,503	-0,013
3	2	240x400		max	0	(2)	-6,503	-102,015

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	My [kNm]
Ext.							
3	2	240x400	Nx	min	0	(2)	16,740
3	2	240x400		max	0	(2)	11,305
3	2	240x400	Vz	min	0	(2)	16,740
3	2	240x400		max	3,500	(4)	16,740
3	2	240x400	My	min	1,750		-72,524
3	2	240x400		max	0	(2)	16,740

	Pr.	Querschnittsname	K	min. max.	Abst. [m]	Knoten	Massgebende Kombination
Ext.							
3	2	240x400	Nx	min	0	(2)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
3	2	240x400		max	0	(2)	[Eigengewicht+Dachdecke] , ULS
3	2	240x400	Vz	min	0	(2)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
3	2	240x400		max	3,500	(4)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
3	2	240x400	My	min	1,750		[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS
3	2	240x400		max	0	(2)	[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal} , ULS

Pr.: Querschnitt; K: Die Komponente des Extremwertes; min. max.: Die Art des Extremwertes; Abst.: Die lokale x Richtung des Querschnitts auf dem Stab; Nx: Normalkraft;

Vz: Schubkraft in lokaler z-Richtung; My: Biegemoment um lokale y-Richtung;



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(Alle ULS) Maßgebende Min, Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

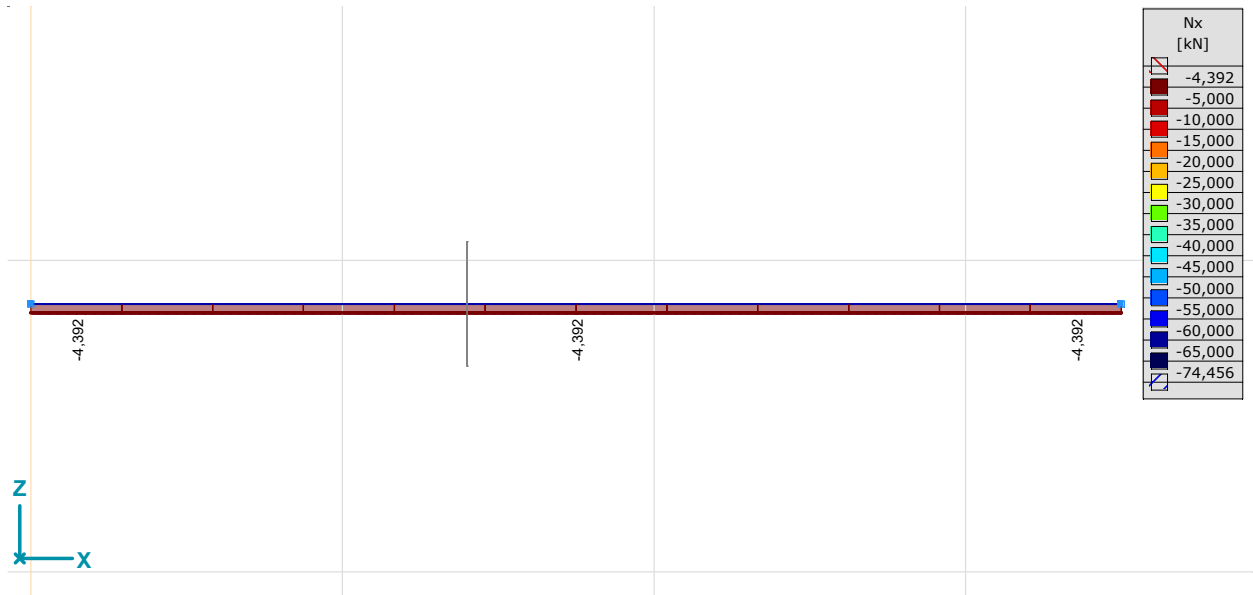
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

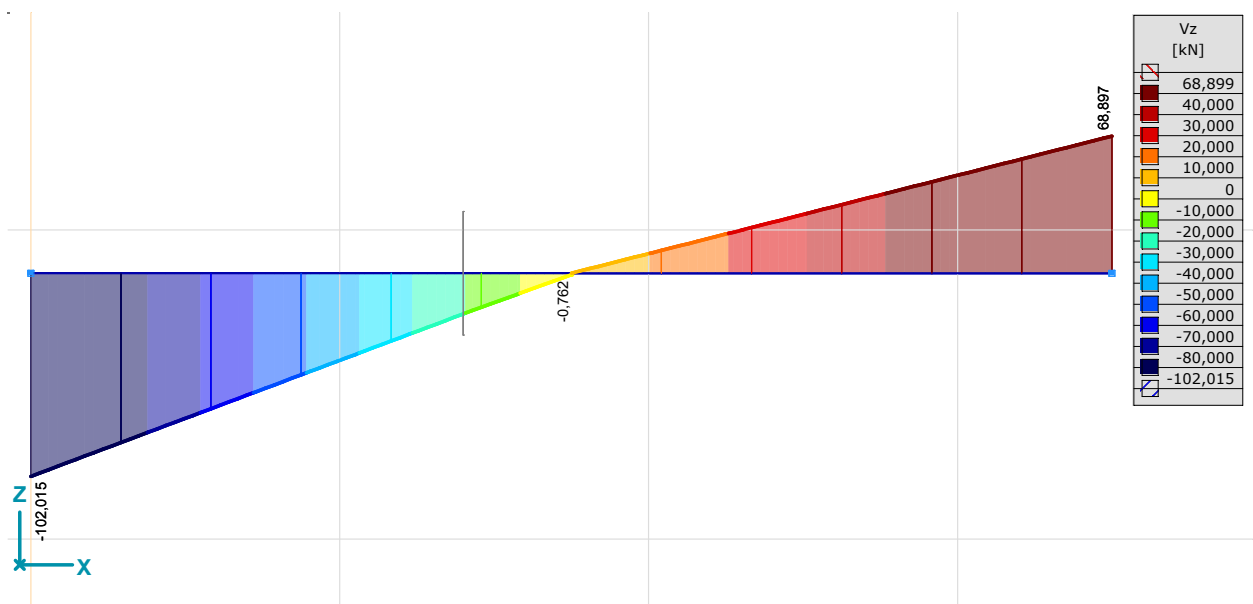
Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(Alle ULS) Maßgebende Max, Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(Alle ULS) Maßgebende Min, Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

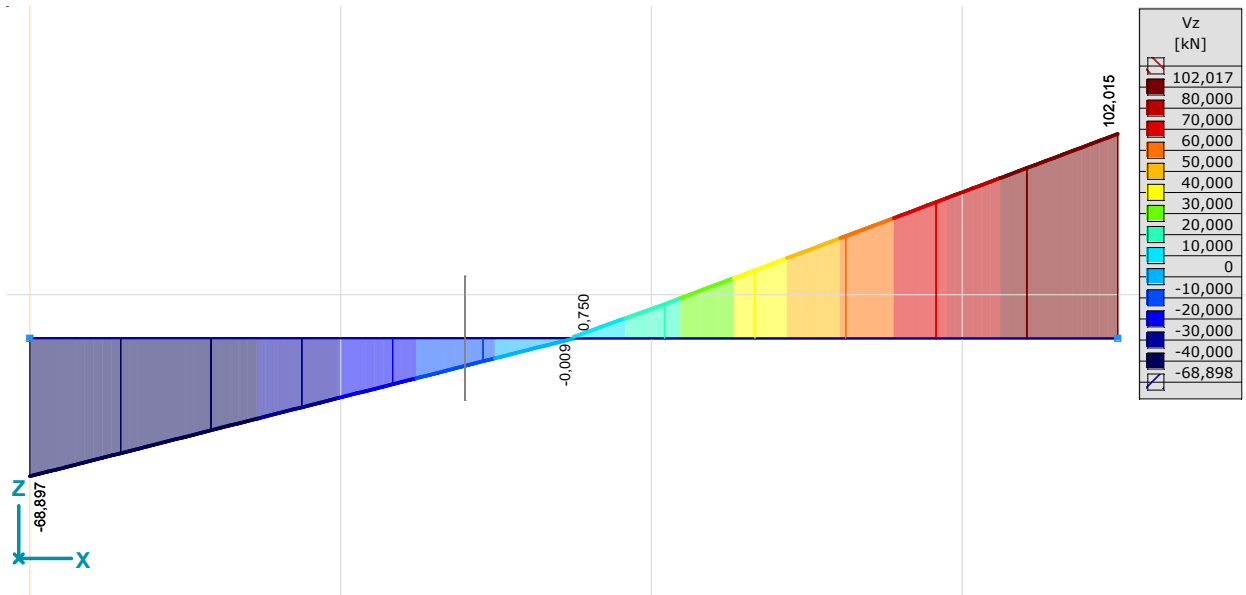
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

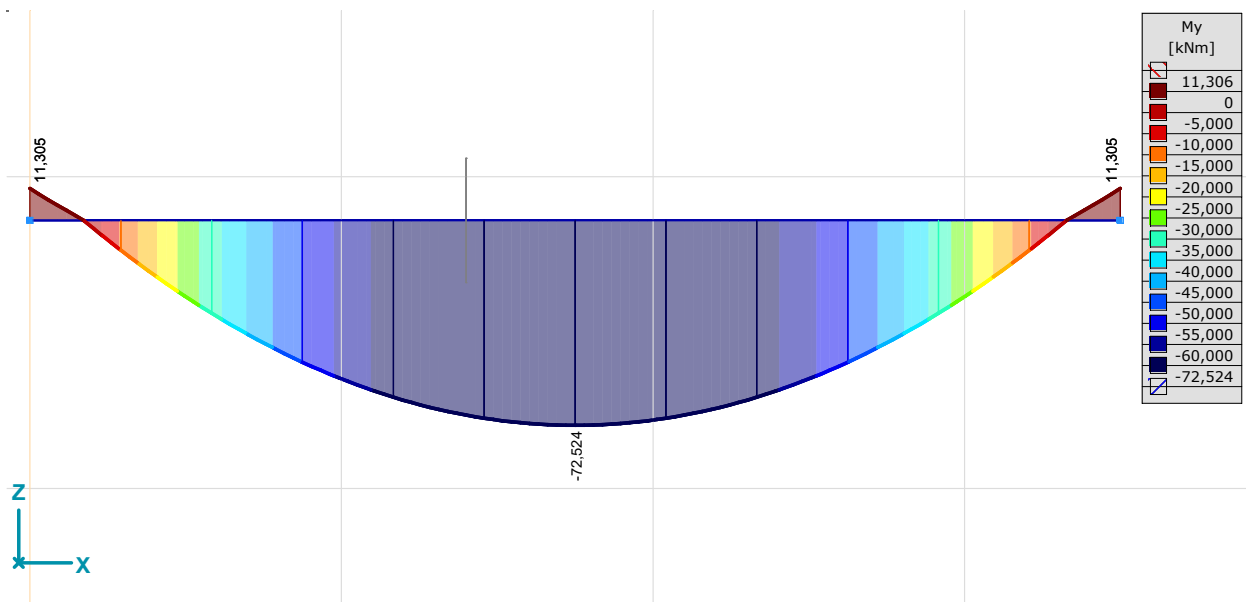
Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(Alle ULS) Maßgebende Max, Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(Alle ULS) Maßgebende Min, My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

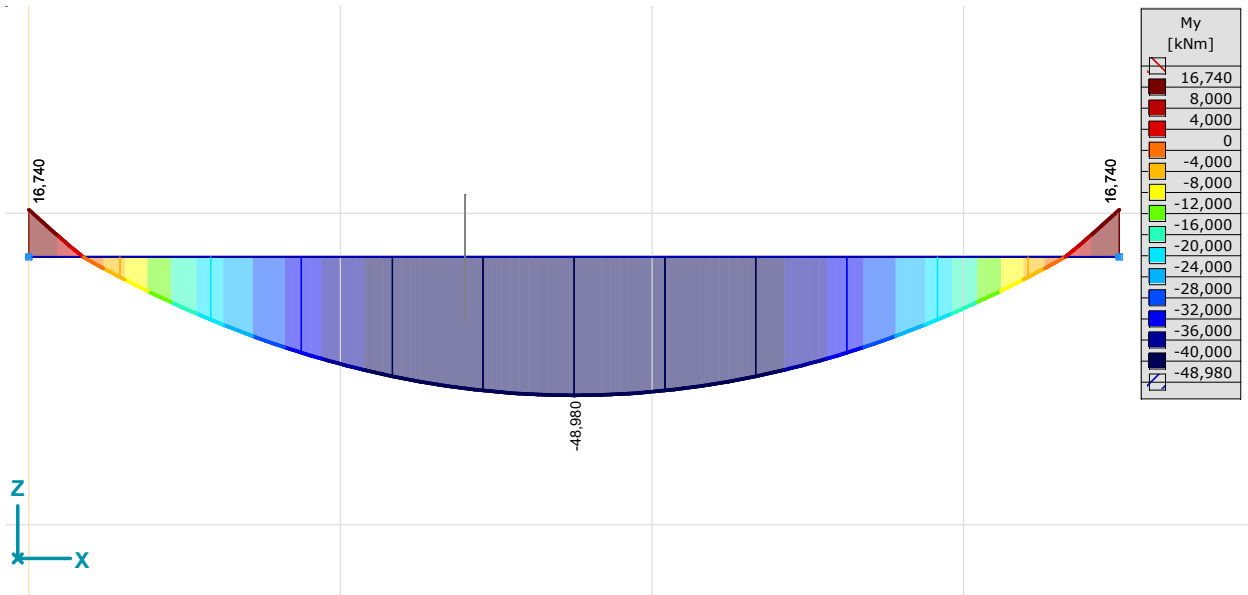
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Ausgabe [I], Riegel, Linear,(Alle ULS) Maßgebende Max, My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: 3

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{ywk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ **DIN EN 1992-1-13.1.7. (2)**

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 35$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 201$ mm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 20$ mm ($A_{\phi,B} = 314$ mm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 16$ mm ($A_{\phi,c,T} = 201$ mm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 20$ mm ($A_{\phi,c,B} = 314$ mm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 201$ mm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 8$ mm ($A_{\phi_w} = 50$ mm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 35 + 8 + \frac{16}{2} = 51 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 35 + 8 + \frac{20}{2} = 53 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 35 + 8 + \frac{16}{2} = 51 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 35 + 8 + \frac{20}{2} = 53 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 400,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -6,503 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 18,131 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung

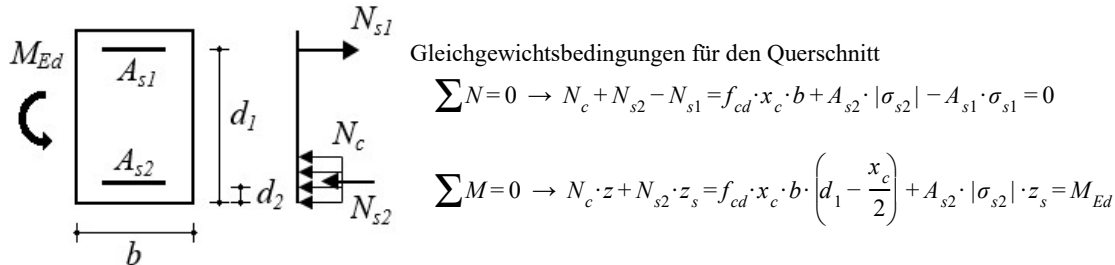
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 349 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 349 = 215,2 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 215,2 = 172,2 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(349 - \frac{172,2}{2} \right) \cdot 172,2 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 154 \text{ kNm} > M_{Ed} = 18 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 15,63 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 123 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 112 \text{ mm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 1,590 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 400,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -6,503 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 73 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung

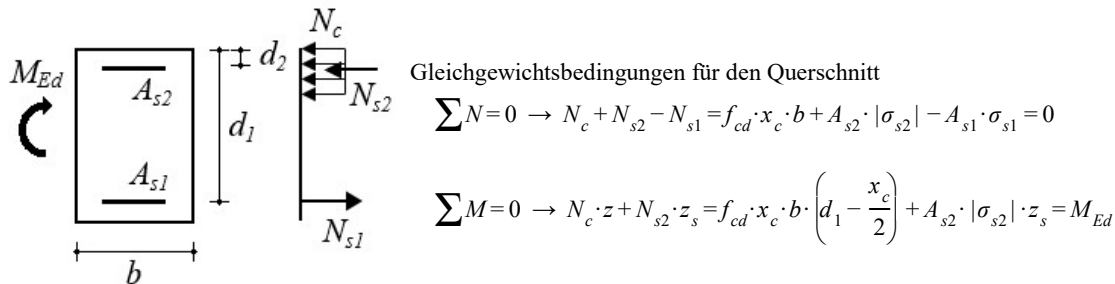
Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 347 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 347 = 214 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 214 = 171,2 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(347 - \frac{171,2}{2} \right) \cdot 171,2 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 152 \text{ kNm} > M_{Ed} = 73 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 68,17 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 538 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 157 \text{ mm}^2)$$

1.2. Schub

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 0,175 m

Lastfall/Lastkombination: [1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal}

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 400,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -6,503 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 0,22 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 91,814 \text{ kN} \quad V_{Ed,red} = 73,961 \text{ kN}$$

Schubbewehrung

$$v_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0525}{1,5} \cdot 1,757^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,40757 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3aDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: DIN EN 1992-1-1 6.2.2. (1)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,40757 + 0,12 \cdot 0,06774) \cdot 240 \cdot 349 = 34819 \text{ N} = 34,819 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 1,757 \cdot (100 \cdot 0,0014738 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,06774) \cdot 240 \cdot 349 = 23411$$

$$N = 23,411 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 23,411 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 34,819 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 34,819 \text{ kN}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

$$V_{Rd,c} = 34,819 \text{ kN} < V_{Ed,red} = 73,961 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schubbewehrung erforderlich.

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8.\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed,red}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{101}{73,961} \cdot 312,3 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 184,7 \text{ mm} \rightarrow s = 150 \text{ mm}$$

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N) \quad DIN EN 1992-1-1}$$

9.2.2. (5) (9.4)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{150 \cdot 240,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0027925 = 2,793 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0,8; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 150 - 8 = 142 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 400,0 = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \quad \text{DIN}$$

EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1

$$s = 150 \text{ mm} > s_{l,max} = 100 \text{ mm} \quad \times$$

$$s = s_{l,max} = 100 \text{ mm}$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.9.\)](#)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 240,0 \cdot 312,3 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 398,182 \text{ kN} > V_{Ed} = 91,814 \text{ kN} \quad \checkmark$$

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Für Torsion ist keine zusätzliche Längsbewehrung erforderlich

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht+Dachdecke]**

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 7,3 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 400,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 20 \quad (628 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 400,0 = 96,0 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,92 \cdot 10^7}{96,0} = 200 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,92 \cdot 10^7 + 173642 \cdot (6,3541 - 1)}{96,0 + 1030 \cdot (6,3541 - 1)} = 198,3 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 1,2803 \cdot 10^9 + 2,2397 \cdot 10^7 \cdot (6,3541 - 1) = 1,4002 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0014}{0,4 - 0,2} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 17,805 \text{ kNm} > M_{Ed} = 7,3 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $c_{s,pos} = 0,992 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht+Dachdecke]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 38 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 400,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 20 \quad (628 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 400,0 = 96,0 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,92 \cdot 10^7}{96,0} = 200 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,92 \cdot 10^7 + 238535 \cdot (6,3541 - 1)}{96,0 + 1030 \cdot (6,3541 - 1)} = 201,7 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 1,2803 \cdot 10^9 + 2,2397 \cdot 10^7 \cdot (6,3541 - 1) = 1,4002 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0014}{0,4 - 0,2} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 18,112 \text{ kNm} < M_{Ed} = 38 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist gerissen.}$$

Elastisch-gerissener Querschnitt (Zustand II)

Höhe der Druckzone des elastisch-gerissenen Querschnitts von oben:

$$x_{II} = \frac{\frac{b_w \cdot x_{II}^2}{2} + S_{x,st} \cdot \alpha_e + S_{x,s,c} \cdot (\alpha_e - 1)}{b_w \cdot x_{II} + \Sigma A_{s,st} \cdot \alpha_e + \Sigma A_{s,c} \cdot (\alpha_e - 1)} \rightarrow x_{II1} = 88,92 \text{ mm} ; x_{II2} = -140,1 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des elastisch-gerissenen Querschnitts:

$$I_{II} = I_{II,c} + I_{II,st} \cdot \alpha_e + I_{II,sc} \cdot (\alpha_e - 1) = 5,6239 \cdot 10^7 + 4,185 \cdot 10^7 \cdot 6,3541 + 578116 \cdot (6,3541 - 1) = 3,2526 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Momentenwiderstand im elastisch-gerissenen Zustand:

$$M_{Rd,II} = \frac{I_{II}}{x_{II}} \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c,max} = \frac{0,00033}{0,089} \cdot 3,1476 \cdot 10^7 \cdot 0,00067512 = 77,732 \text{ kNm} > M_{Ed} = 38 \text{ kNm} \quad \text{Der Querschnitt ist}$$

elastisch.

Betonüberdeckung der Längsbewehrung:

$$c_\phi = c + \phi_w = 35 + 8 = 43 \text{ mm}$$

Der Stababstand der Bewehrung innerhalb der Zugzone:

$$s_{br,tz} = \frac{b_w - 2 \cdot \left(c + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} \right)}{n_1 - 1} = \frac{240,0 - 2 \cdot \left(35 + 8,0 + \frac{20,0}{2} \right)}{2 - 1} = 134,0 \text{ mm}$$

$$s_{br,tz} = 134,0 \text{ mm} < 5 \cdot \left(c_\phi + \frac{\phi_{eq}}{2} \right) = 5 \cdot \left(43 + \frac{20}{2} \right) = 265 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (3)}$$

$$s_{r,max} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} = \frac{1,8987 \cdot 10^5 \cdot 20}{3,6 \cdot 2,565 \cdot 10^3} = 411,3 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 NDP Zu 7.3.4. (3)}$$

Die Zugspannung in der Bewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_{Ed}}{I_{II}} \cdot (d - x_{II}) = \frac{6,3541 \cdot 38}{3,2526 \cdot 10^8} \cdot (347,0 - 88,92) = 1,8987 \cdot 10^5 \text{ kPa}$$

Mittlere Zugeisen-Dehnung:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t \cdot f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_s} = \frac{1,8987 \cdot 10^5 - \frac{0,4 \cdot 2,565 \cdot 10^3}{0,025247}}{2 \cdot 10^8} = 0,00074618$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Mittlere Betondehnung:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{k_t \cdot f_{ct,eff}}{E_{cm}} = \frac{0,4 \cdot 2,565 \cdot 10^3}{3,1476 \cdot 10^7} = 3,2596 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\varepsilon_{(sm,cm)} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00074618 - 3,2596 \cdot 10^{-5} = 0,00071358 > \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_s} = \frac{0,6 \cdot 1,8987 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8} = 0,00056962 = 0,714$$

‰ DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (7.9)

Die charakteristische Rissbreite: DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (7.8)

$$w_k = S_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon_{(sm,cm)} = 411,25 \cdot 0,00071358 = 0,29 \text{ mm} < w_{max} = 0,30 \text{ mm} \text{ erfüllt}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 3,260 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht+Dachdecke]**

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0,120	0,175	1,750	3,325	3,380
l_0 [m]	3,260				
Längsbewehrung oben	2 ϕ 16		2 ϕ 16		2 ϕ 16
Längsbewehrung unten	2 ϕ 20		3 ϕ 20		2 ϕ 20
I_c [mm ⁴]	$1,28 \cdot 10^9$		$1,28 \cdot 10^9$		$1,28 \cdot 10^9$
I_I [mm ⁴]	$1,6835 \cdot 10^9$		$1,7923 \cdot 10^9$		$1,6835 \cdot 10^9$
I_{II} [mm ⁴]	$5,7962 \cdot 10^8$		$1,0382 \cdot 10^9$		$5,7962 \cdot 10^8$
M_{cr} [kNm]	21,052		24,429		21,052
$M_{Rd,II}$ [kNm]	62,062		139,616		62,062
M [kNm]	3,323		- 48,980		3,323
ζ	0		0,87563		0
α_I	2,281		2,1425		2,281
α_{II}	6,625		3,6988		6,625
α	2,281		3,5052		2,281
e_0 [mm]	0,304 (↓)	0,375 (↓)	1,631 (↓)	0,375 (↓)	0,304 (↓)
$e_{0,rel}$ [mm]	0	0	1,256 (↓)	0	0
e_{abs} [mm]	0,304 (↓)	0,465 (↓)	4,868 (↓)	0,465 (↓)	0,304 (↓)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

$e_{rel} [mm]$	0 ✓	0,160 (↓) ✓	4,564 (↓) ✓	0,160 (↓) ✓	0 ✓
$e_{lim} [mm]$	10,867				

Stützenbemessung

Geprüfte Elemente

Stäbe: 1–2

Das kritische Element: Stab 1

Nachweis für exzentrische Normalkraft

Materialien

Beton **C25/30** $f_{ck} = 25$ MPa

Betonstahl **B500B** $f_{yk} = 500$ MPa

Knickparameter

Elementlänge: $l = 3,860$ m

Der Beiwert abhängig von den Unterstützungsbedingungen

Die Knicklänge

Fest - Fest

$$\beta_{yy} = 0,5$$

$$l_{0,y} = \beta_{yy} \cdot l = 0,5 \cdot 3,860 = 1,930 \text{ m}$$

Gelenkig - Gelenkig

$$\beta_{zz} = 1$$

$$l_{0,z} = \beta_{zz} \cdot l = 1 \cdot 3,860 = 3,860 \text{ m}$$

Querschnittsparameter der Stütze

Querschnittsgrößen:

$$h_y = b_y = 240,0 \text{ mm} \quad h_z = b_z = 240,0 \text{ mm}$$

Die Betonquerschnittsfläche:

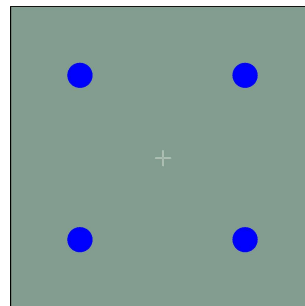
$$A_c = b_y \cdot h_z = 240,0 \cdot 240,0 = 57600 \text{ mm}^2$$

Betonüberdeckung der Längsbewehrung: $c = 45$ mm

Bewehrungsparameter

Name: **4#20**

$$4\phi 20 \quad (A_s = 1257 \text{ mm}^2)$$



Längsbewehrung

	Stabstahldurchmesser	Betonstahllage		Querschnittsfläche	Der Flächenträgheitsmoment der Bewehrung um den geometrischen Schwerpunkt des Betons	
		y [mm]	z [mm]		$I_{s,y}$ [mm ⁴]	$I_{s,z}$ [mm ⁴]
1.	20	55	185	314	1327323	1327323
2.	20	185	185	314	1327323	1327323
3.	20	55	55	314	1327323	1327323
4.	20	185	55	314	1327323	1327323
Gesamt				1257	5309292	5309292

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Der Schwerpunkt des Betonquerschnitts:

$$y_{CG,c} = \frac{h_y}{2} = \frac{240,0}{2} = 120 \text{ mm} \quad z_{CG,c} = \frac{h_z}{2} = \frac{240,0}{2} = 120 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts:

$$I_{cy} = \frac{h_z^3 \cdot b_y}{12} = \frac{240,0^3 \cdot 240,0}{12} = 2,7648 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \quad I_{cz} = \frac{h_y^3 \cdot b_z}{12} = \frac{240,0^3 \cdot 240,0}{12} = 2,7648 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Der Trägheitsradius des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{cy}}{A_c}} = \sqrt{\frac{2,7648 \cdot 10^8}{57600}} = 69,28 \text{ mm} = 0,069282 \text{ m}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{cz}}{A_c}} = \sqrt{\frac{2,7648 \cdot 10^8}{57600}} = 69,28 \text{ mm} = 0,069282 \text{ m}$$

Die Flächenträgheitsmoment der Betonstahlbewehrung:

$$I_{sy} = \Sigma (A_{s,i} \cdot (z_{s,i} - z_{CG,c})^2) = 5309292 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = \Sigma (A_{s,i} \cdot (y_{s,i} - y_{CG,c})^2) = 5309292 \text{ mm}^4$$

Der Trägheitsradius der gesamten Bewehrungsfläche:

$$i_{sy} = \sqrt{\frac{I_{sy}}{A_s}} = \sqrt{\frac{5309292}{1257}} = 65 \text{ mm} \quad i_{sz} = \sqrt{\frac{I_{sz}}{A_s}} = \sqrt{\frac{5309292}{1257}} = 65 \text{ mm}$$

Überprüfung der Konstruktionsregeln [DIN EN 1992-1-1 9.5](#)

Überprüfung des Verhältnisses der Stützenquerschnittsabmessungen h und b .: [DIN EN 1992-1-1 9.5.1 \(1\)](#)

$$h = 240 \text{ mm} < 4 \cdot b = 4 \cdot 240 = 960 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Lastfall: **[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal}**

$$N_{Ed} = 109,52 \text{ kN}$$

Die Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 9.5.2 \(2\) \(9.12N\)](#)

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot |109,52|}{435} = 38 \text{ mm}^2 < A_s = 1257 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Die Höchstquerschnittsfläche der Längsbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 9.5.2 \(3\)](#)

$$A_{s,max} = 0,09 \cdot A_c = 0,09 \cdot 57600 = 5184 \text{ mm}^2 > A_s = 1257 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Die maximale Abstände der Querbewehrung entlang der Stütze: [DIN EN 1992-1-1 9.5.3 \(3\)](#)

$$s_{cl,max} = \min(12 \cdot \phi_{sl,min} ; b ; 300) = \min(12 \cdot 20 ; 240 ; 300) = 240 \text{ mm} > s_{w,II} = 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

In einer Höhe von $h = 240 \text{ mm}$ über oder unter einem Balken oder einer Platte sollte der Bügelabstand den folgenden Wert nicht überschreiten

$$0,6 \cdot s_{cl,max} = 0,6 \cdot 240 = 144 \text{ mm} > s_w = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Bemessungswerte der Materialeigenschaften

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 14167 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} = 435000 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

Die Stützkräfte im kritischen Querschnitt

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp. z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Lastfall: **[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal}**

Schnittkräfte am oberen Ende des Stützensegmentes:

$$N_{Ed,0,T} = 109,52 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,Ty} = -16,74 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Tz} = 0 \text{ kNm}$$

Schnittkräfte am unteren Ende des Stützensegmentes:

$$N_{Ed,0,B} = 109,52 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,By} = 8,3633 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Bz} = 0 \text{ kNm}$$

Anfangsexzentrizität:

$$e_{e,x,y} = \frac{M_{Ed,0z}}{N_{Ed,0}} = \frac{0}{109,52} = 0 \text{ m} \quad e_{e,x,z} = \frac{-M_{Ed,0y}}{N_{Ed,0}} = \frac{-(-16,74)}{109,52} = 0,15285 \text{ m}$$

Exzentrizität infolge geometrischer Imperfektionen

Die Berechnung zusätzlicher Exzentrizitäten ist in y Richtung deaktiviert.

Die äquivalente Schiefstellung: DIN EN 1992-1-1 5.2. (5)

$$\Theta_i = 0,005 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.1)}$$

Die äquivalente Ausmitte, die Imperfektionen repräsentiert:

$$e_{iy} = 0 \text{ m} \quad e_{iz} = \frac{\Theta_i \cdot l_{0,y}}{2} = \frac{0,005 \cdot 1,930}{2} = 0,004825 \text{ m} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.1)}$$

Exzentrizität infolge geometrischer Imperfektionen

	Gelenkig - Gelenkig	Fest - Fest
am unteren Ende	$e_{i,1y} = e_{iy} = 0 \text{ m}$	$e_{i,1z} = e_{iz} = 0,004825 \text{ m}$
am oberen Ende	$e_{i,2y} = e_{iy} = 0 \text{ m}$	$e_{i,2z} = e_{iz} = 0,004825 \text{ m}$
an der Position der Überprüfung	$e_{i,x,y} = e_{iy} = 0 \text{ m}$	$e_{i,x,z} = e_{iz} = 0,004825 \text{ m}$

Grenzwert der Schlankheit für Einzeldruckglieder

Schlankheitsgrenze:

$$n = 0,13421 < 0,41$$

$$\lambda_{limy} = \lambda_{limz} = \frac{16}{\sqrt{n}} = \frac{16}{\sqrt{0,13421}} = 43,674 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.13.bDE)}$$

Die Schlankheit: DIN EN 1992-1-1 (5.14)

$$\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{1,930}{0,069} = 27,857 < \lambda_{limy} = 43,674 \quad \checkmark \quad \lambda_z = \frac{l_{0,z}}{i_z} = \frac{3,860}{0,069} = 55,714 > \lambda_{limz} = 43,674 \quad \text{!!}$$

Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung senkrecht zur y-Achse können vernachlässigt werden.

Exzentrizität infolge von Effekten zweiter Ordnung.

Die Berechnung von Exzentrizitäten 2. Ordnung ist in beide Richtungen deaktiviert.

Position des Abschnitts mit maximaler Ausnutzung: $x = 3,86 \text{ m}$

Exzentrizität I. Ordnung, einschließlich der Imperfektionen:

$$e_{0,x,y} = e_{e,x,y} = 0 \text{ m} \quad e_{0,x,z} = e_{e,x,z} + e_{i,x,z} = 0,15285 + 0,004825 = 0,15767 \text{ m}$$

Die kritische Exzentrizität :

$$e_{d,x,y} = e_{e,x,y} = 0 \text{ m} \quad e_{d,x,z} = e_{0,x,z} = 0,15767 \text{ m}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Rahmen.axs**

Bemessung Stahlbetonrahmen SBR-1 und SBR-2

31.01.2025

Die Stützkräfte im kritischen Querschnitt

Lastfall: **[1,35*Eigengewicht+1,35*Dachdecke] {1,5*Schneelast normal}**

$$N_{Ed} = 109,52 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = (-N_{Ed}) \cdot e_{d,x,z} = (-109,52) \cdot 0,15767 = -17,268 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = N_{Ed} \cdot e_{d,x,y} = 109,52 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = \sqrt{(-17,268)^2 + 0^2} = 17,268 \text{ kNm}$$

Bemessungswert des Widerstands bei kritischer Exzentrizität:

$$N_{Rd(e)} = 341,63 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(e)} = \sqrt{M_{Rd(e)y}^2 + M_{Rd(e)z}^2} = \sqrt{(-53,866)^2 + 0^2} = 53,866 \text{ kNm}$$

Ausnutzung für konstante Exzentrizität:

$$\eta_{(e)m} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd(e)}} = \frac{109,52}{341,63} = 0,32058 < 1 \text{ erfüllt}$$

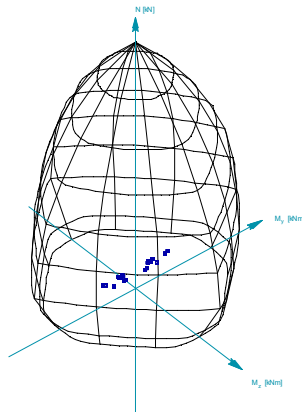
Bemessungswert des Widerstands bei die kritische Normalkraft:

$$N_{Rd(N)} = N_{Ed} = 109,52 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(N)} = \sqrt{M_{Rd(N)y}^2 + M_{Rd(N)z}^2} = \sqrt{(-47,26)^2 + 0^2} = 47,26 \text{ kNm}$$

Momentenausnutzung:

$$\eta_{(N)m} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd(N)}} = \frac{17,268}{47,26} = 0,36539 < 1 \text{ erfüllt}$$



ANLAGE 3

Statischer Nachweis für BRESPA®-Decken (Vorbemessung)

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Grundlagen

Statik erstellt nach DIN EN 1168, DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA für Deutschland, DIN EN 13369, DIN EN 206-1 zusätzlich gelten folgende Merkblätter: Industrierichtlinie und Merkblatt „biegeweiche Auflagerung“ vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

Vorbemerkungen:

Schnittkräfte im Bereich von Einzellasten, Linienlasten und Aussparungen:

Die mitwirkende Lastverteilungsbreite bei Spannbeton-Fertigdecken darf wie bei monolithischen Betonplatten gemäß DAfStb Heft 631 berechnet werden.

Torsion wird am freien Rand eines Deckenfeldes (vertikal und horizontal nicht unterstützt) berücksichtigt, indem b_{mg} auf max. 1,00 m reduziert wird.

Diagramme zur Ermittlung der Fugenquerkräfte bzw. der anteiligen Lasten benachbarter Platten in einem Deckenfeld für bestimmte Einzel- und Linienlaststellungen sind in DIN EN 1168, Anhang C (informativ) angegeben.

Die Breite von Aussparungen wird von der mitwirkenden Lastverteilungsbreite abgezogen.

Da es sich um eine Vorbemessung handelt, kann eine Überschreitung von bis zu 3 % der Ausnutzung toleriert werden.

Hinweis zur Querkraftbemessung:

Nach DIN EN 1168 muss bei biegeweicher Lagerung der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Die genaue Berechnung ist im Merkblatt „Biegeweiche Auflagerung“ des Bundesverbandes Spannbeton-Fertigdecken zu entnehmen. Dieser Nachweis ist zu führen, wenn die Ausnutzung der Querkraft nach DIN EN 1168 Abs. 4.3.3.2.2 größer als 50% ist.

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Systemmaße

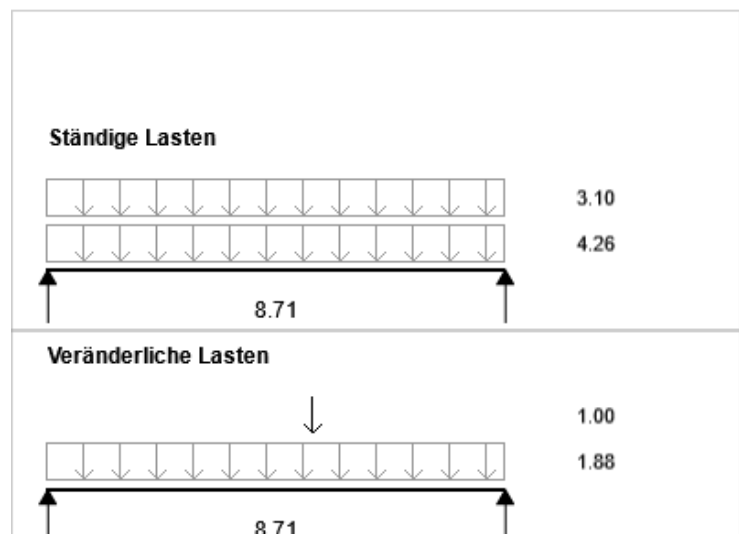
Feld	Feldbreite	1.20 m	Auflager	A	B
	Lichte Weite	8.64 m	Auflagertiefe	0.10 m	0.10 m
	Stützweite	8.71 m	Typ	Biegesteif	Biegesteif

Einwirkungen

Kategorie	H1 - Schnee bis +1000 ü. NN			
Feld	Verkehrslast q_1 :	1.88 kN/m ²		
	LW-Zuschlag q_2 :	0.00 kN/m ²		
	Zus. Auflast g_1 :		3.10 kN/m ²	
	Eigenlast Decke g		4.26 kN/m ²	
	Belastung q/g	1.88 kN/m ²	7.36 kN/m ²	

Zusatzlasten

Lastart	Abstand	Länge	F_Q	F_G
Punktlast	5.04	0.00	1.00	0.00
$b_{mA}/b_{mM}/b_{mB}$: 1.00/1.00/1.00 m				



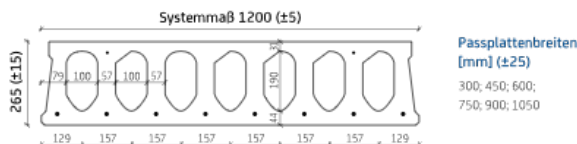
BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Teilsicherheitsbeiwerte	gamma q:	1.50	gamma g:	1.35
Kombinationsbeiwerte	phi1	0.20	phi2	0.00
Expositionsklasse	XC3			
Feuerwiderstandsklasse	F90			

Bemessung

Bewehrung A26Q/X8S4-D4

A26Q 265 mm



Deckenart:	Hohlplatte
Deckentyp:	A26Q
Deckendicke:	26cm
az,oben(mm ² /m):	65.00
az,unten(mm ² /m):	952.00

Nachweis der Biegetragfähigkeit

Feldmoment M_{Ed} 123.64 kNm/m \leq M_{Rd} 215.84 kNm/m = Ausnutzung 57.3%

Nachweis der Querkraftfähigkeit

Auflager A $V_{Ed,ct1}$ 56.16 kN/m \leq $V_{Rd,ct1}$ 111.85 kN/m = Ausnutzung 50.2% ***
 $V_{Ed,fi}$ 32.04 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 53.95 kN/m = Ausnutzung 59.4%
 $V_{Ed,ct2}$ 20.45 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 95.37 kN/m = Ausnutzung 21.4%

Auflager B $V_{Ed,ct1}$ 56.4 kN/m \leq $V_{Rd,ct1}$ 111.85 kN/m = Ausnutzung 50.4% ***
 $V_{Ed,fi}$ 32.04 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 53.95 kN/m = Ausnutzung 59.4%
 $V_{Ed,ct2}$ 20.68 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 95.37 kN/m = Ausnutzung 21.7%

Durchbiegung

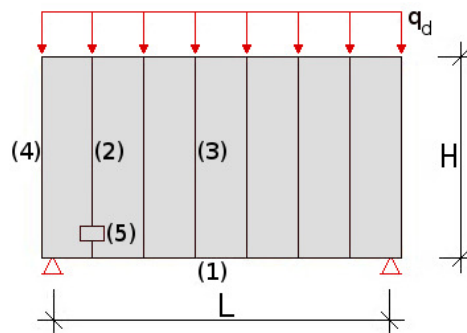
vorhandene Durchbiegung $(L/2874) = 3.03$ mm zul. Durchbiegung $L/500 = 17.41$ mm

***Es wurde ein biegesteifes Auflager angenommen.

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Scheibennachweis

System		Einfeldscheibe
Plattenausrichtung		quer
Scheibenlänge	L =	13.25
Scheibenhöhe	H =	8.71
Abstand Zugpfosten	az =	13.25
Scheibenbelastung	qd =	1.83
Max. Scheibenmoment	Md =	40.16
Auflagerkraft	Vd =	12.12



1. Bemessung Zuggurt und Druckstrebe

Hebelarm Scheibe	z =	6.12	m	
Druck-/Zuggurkraft	FE_d = Md/z	6.56	kN	> FE_{d,min} = 87.10 kN
Ringankerbewehrung	erf As_{d,1}	2.00	cm ²	
Druckstrebe	cot α = az/z	2.16	-	
Nachweis Druckstrebe	VR_{d,max}	293.58	-	
Fugenbeton (mind. C20/25)	Vd/VR_d	0.04	-	

2. Bemessung Zugpfosten

Max. Pfostenkraft	FE_d	12.12	kN	> FE_{d,min} = 70.00 kN
Zugpfostenbewehrung	erf As_{d,2}	1.61	cm ²	

3. Bemessung Fugen

Fugenkraft	FE_d	1.67	kN	≤ FE_{d,min} = 24.00 kN
Fugenbewehrung	erf As_{d,3}	0.55	cm ²	

4. Anschluss an aussteifendes Bauteil

Anschlusskraft	FE_d	12.12	kN	> FE_{d,min} = 87.10 kN
Ringankerbewehrung	erf As_{d,4}	2.00	cm ²	

5. Querkraftübertragung

Maximale Querkraft	vE_d	1.39	kN/m	
Max. Querkraft ohne Verdübelung	vR_{d,ct}	31.20	kN/m	
Dübelbewehrung	erf As_{d,5}	0.00	cm ²	

[1] DIN EN 1168 : 2011-12 und DIN EN 1992-1-1 : 2011-01 System BRESPA®

[2] DIN EN 1992-1-1 : 2011 und DIN EN 1992-1-1/NA : 2013

[3] DAfStb-Heft 600

[4] DAfStb-Heft 599

[5] DAfStb-Heft 224

[6] DAfStb-Heft 288

Statischer Nachweis für BRESPA®-Decken (Vorbemessung)

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Grundlagen

Statik erstellt nach DIN EN 1168, DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA für Deutschland, DIN EN 13369, DIN EN 206-1 zusätzlich gelten folgende Merkblätter: Industrierichtlinie und Merkblatt „biegeweiche Auflagerung“ vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

Vorbemerkungen:

Schnittkräfte im Bereich von Einzellasten, Linienlasten und Aussparungen:

Die mitwirkende Lastverteilungsbreite bei Spannbeton-Fertigdecken darf wie bei monolithischen Betonplatten gemäß DAfStb Heft 631 berechnet werden.

Torsion wird am freien Rand eines Deckenfeldes (vertikal und horizontal nicht unterstützt) berücksichtigt, indem b_{mg} auf max. 1,00 m reduziert wird.

Diagramme zur Ermittlung der Fugenquerkräfte bzw. der anteiligen Lasten benachbarter Platten in einem Deckenfeld für bestimmte Einzel- und Linienlaststellungen sind in DIN EN 1168, Anhang C (informativ) angegeben.

Die Breite von Aussparungen wird von der mitwirkenden Lastverteilungsbreite abgezogen.

Da es sich um eine Vorbemessung handelt, kann eine Überschreitung von bis zu 3 % der Ausnutzung toleriert werden.

Hinweis zur Querkraftbemessung:

Nach DIN EN 1168 muss bei biegeweicher Lagerung der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Die genaue Berechnung ist im Merkblatt „Biegeweiche Auflagerung“ des Bundesverbandes Spannbeton-Fertigdecken zu entnehmen. Dieser Nachweis ist zu führen, wenn die Ausnutzung der Querkraft nach DIN EN 1168 Abs. 4.3.3.2.2 größer als 50% ist.

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Systemmaße

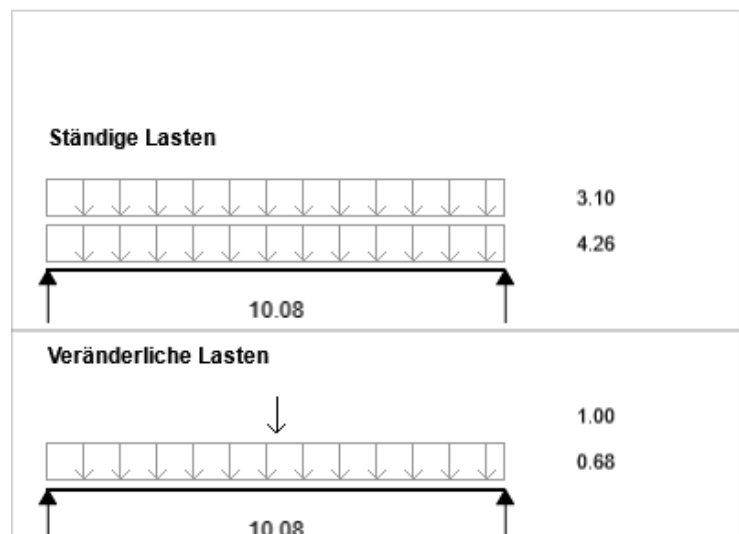
Feld	Feldbreite	1.20 m	Auflager	A		B
	Lichte Weite	10.01 m	Auflagertiefe	0.10 m		0.10 m
	Stützweite	10.08 m	Typ	Biegesteif		Biegesteif

Einwirkungen

Kategorie	H1 - Schnee bis +1000 ü. NN				
Feld	Verkehrslast q_1 :	0.68 kN/m ²			
	LW-Zuschlag q_2 :	0.00 kN/m ²			
	Zus. Auflast g_1 :		3.10 kN/m ²		
	Eigenlast Decke g		4.26 kN/m ²		
	Belastung q/g	0.68 kN/m ²	7.36 kN/m ²		

Zusatzlasten

Lastart	Abstand	Länge	F_Q	F_G
Punktlast	5.04	0.00	1.00	0.00
$b_{mA}/b_{mM}/b_{mB}$: 1.00/1.00/1.00 m				



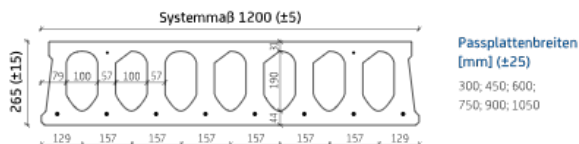
BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Teilsicherheitsbeiwerte	gamma q:	1.50	gamma g:	1.35
Kombinationsbeiwerte	phi1	0.20	phi2	0.00
Expositionsklasse	XC3			
Feuerwiderstandsklasse	F90			

Bemessung

Bewehrung A26Q/X8S4-D4

A26Q 265 mm



Deckenart:	Hohlplatte
Deckentyp:	A26Q
Deckendicke:	26cm
az,oben(mm ² /m):	65.00
az,unten(mm ² /m):	952.00

Nachweis der Biegetragfähigkeit

Feldmoment M_{Ed} 142.84 kNm/m \leq M_{Rd} 215.84 kNm/m = Ausnutzung 66.2%

Nachweis der Querkraftfähigkeit

Auflager A	$V_{Ed,ct1}$	55.95 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct1}$	111.85 kN/m	= Ausnutzung	50.0% ***
	$V_{Ed,fi}$	37.08 kN/m	\leq	$V_{Rd,fi}$	53.95 kN/m	= Ausnutzung	68.7%
	$V_{Ed,ct2}$	28.01 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct2}$	95.37 kN/m	= Ausnutzung	29.4%

Auflager B	$V_{Ed,ct1}$	55.95 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct1}$	111.85 kN/m	= Ausnutzung	50.0% ***
	$V_{Ed,fi}$	37.08 kN/m	\leq	$V_{Rd,fi}$	53.95 kN/m	= Ausnutzung	68.7%
	$V_{Ed,ct2}$	28.01 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct2}$	95.37 kN/m	= Ausnutzung	29.4%

Durchbiegung

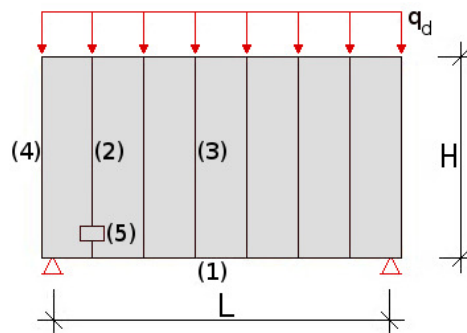
vorhandene Durchbiegung $(L/839) = 12.02$ mm zul. Durchbiegung $L/500 = 20.15$ mm

***Es wurde ein biegesteifes Auflager angenommen.

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Scheibennachweis

System		Einfeldscheibe
Plattenausrichtung		quer
Scheibenlänge	L =	15.75
Scheibenhöhe	H =	10.00
Abstand Zugpfosten	az =	15.75
Scheibenbelastung	qd =	0.86
Max. Scheibenmoment	Md =	26.67
Auflagerkraft	Vd =	6.77



1. Bemessung Zuggurt und Druckstrebe

Hebelarm Scheibe	z =	7.10	m	
Druck-/Zuggurkraft	FE_d = Md/z =	3.76	kN	> FE_{d,min} = 100.00 kN
Ringankerbewehrung	erf As_{d,1} =	2.30	cm ²	
Druckstrebe	cot α = az/z =	2.22	-	
Nachweis Druckstrebe	VR_{d,max} =	287.52	-	
Fugenbeton (mind. C20/25)	Vd/VR_d =	0.02	-	

2. Bemessung Zugpfosten

Max. Pfostenkraft	FE_d =	6.77	kN	> FE_{d,min} = 70.00 kN
Zugpfostenbewehrung	erf As_{d,2} =	1.61	cm ²	

3. Bemessung Fugen

Fugenkraft	FE_d =	0.81	kN	≤ FE_{d,min} = 24.00 kN
Fugenbewehrung	erf As_{d,3} =	0.55	cm ²	

4. Anschluss an aussteifendes Bauteil

Anschlusskraft	FE_d =	6.77	kN	> FE_{d,min} = 100.00 kN
Ringankerbewehrung	erf As_{d,4} =	2.30	cm ²	

5. Querkraftübertragung

Maximale Querkraft	vE_d =	0.68	kN/m	
Max. Querkraft ohne Verdübelung	vR_{d,ct} =	31.20	kN/m	
Dübelbewehrung	erf As_{d,5} =	0.00	cm ²	

[1] DIN EN 1168 : 2011-12 und DIN EN 1992-1-1 : 2011-01 System BRESPA®

[2] DIN EN 1992-1-1 : 2011 und DIN EN 1992-1-1/NA : 2013

[3] DAfStb-Heft 600

[4] DAfStb-Heft 599

[5] DAfStb-Heft 224

[6] DAfStb-Heft 288

Statischer Nachweis für BRESPA®-Decken (Vorbemessung)

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Grundlagen

Statik erstellt nach DIN EN 1168, DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA für Deutschland, DIN EN 13369, DIN EN 206-1 zusätzlich gelten folgende Merkblätter: Industrierichtlinie und Merkblatt „biegeweiche Auflagerung“ vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

Vorbemerkungen:

Schnittkräfte im Bereich von Einzellasten, Linienlasten und Aussparungen:

Die mitwirkende Lastverteilungsbreite bei Spannbeton-Fertigdecken darf wie bei monolithischen Betonplatten gemäß DAfStb Heft 631 berechnet werden.

Torsion wird am freien Rand eines Deckenfeldes (vertikal und horizontal nicht unterstützt) berücksichtigt, indem b_{mg} auf max. 1,00 m reduziert wird.

Diagramme zur Ermittlung der Fugenquerkräfte bzw. der anteiligen Lasten benachbarter Platten in einem Deckenfeld für bestimmte Einzel- und Linienlaststellungen sind in DIN EN 1168, Anhang C (informativ) angegeben.

Die Breite von Aussparungen wird von der mitwirkenden Lastverteilungsbreite abgezogen.

Da es sich um eine Vorbemessung handelt, kann eine Überschreitung von bis zu 3 % der Ausnutzung toleriert werden.

Hinweis zur Querkraftbemessung:

Nach DIN EN 1168 muss bei biegeweicher Lagerung der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Die genaue Berechnung ist im Merkblatt „Biegeweiche Auflagerung“ des Bundesverbandes Spannbeton-Fertigdecken zu entnehmen. Dieser Nachweis ist zu führen, wenn die Ausnutzung der Querkraft nach DIN EN 1168 Abs. 4.3.3.2.2 größer als 50% ist.

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Systemmaße

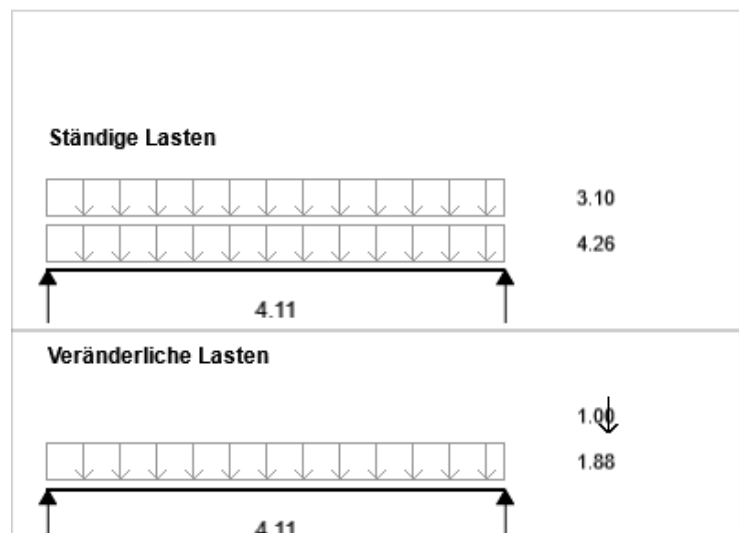
Feld	Feldbreite	1.20 m	Auflager	A		B	
	Lichte Weite	4.01 m		Auflagertiefe	0.10 m	0.10 m	
	Stützweite	4.11 m		Typ	StB-Träger 24/40 C25/30	StB-Träger 24/40 C25/30	
				E*I	20 MNm ²	20 MNm ²	
				Breite Fuge	0.04 m	0.04 m	
				Stützweite Momentennull punkte	3.26 m	3.26 m	

Einwirkungen

Kategorie	H1 - Schnee bis +1000 ü. NN		
Feld	Verkehrslast q ₁ :	1.88 kN/m ²	
	LW-Zuschlag q ₂ :	0.00 kN/m ²	
	Zus. Auflast g ₁ :	3.10 kN/m ²	
	Eigenlast Decke g	4.26 kN/m ²	
	Belastung q/g	1.88 kN/m ²	7.36 kN/m ²

Zusatzlasten

Lastart	Abstand	Länge	F _q	F _G
Punktlast	5.04	0.00	1.00	0.00
b _{mA} /b _{mM} /b _{mB} : 1.00/1.00/1.00 m				



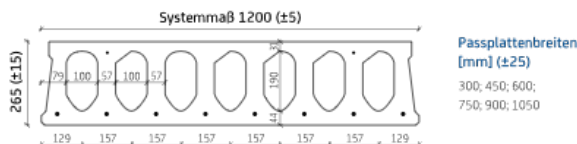
BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Teilsicherheitsbeiwerte	gamma q:	1.50	gamma g:	1.35
Kombinationsbeiwerte	phi1	0.20	phi2	0.00
Expositionsklasse	XC3			
Feuerwiderstandsklasse	F90			

Bemessung

Bewehrung A26Q/X8S4-D4

A26Q 265 mm



Deckenart:	Hohlplatte
Deckentyp:	A26Q
Deckendicke:	26cm
az,oben(mm²/m):	65.00
az,unten(mm²/m):	952.00

Nachweis der Biegetragfähigkeit

Feldmoment M_{Ed} 26.24 kNm/m \leq M_{Rd} 215.84 kNm/m = Ausnutzung 12.2%

Nachweis der Querkraftfähigkeit

Auflager A	$V_{Ed,ct1}$	25.87 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct1,bw}$	86.53 kN/m	=	Ausnutzung	29.9% *
	$V_{Ed,fi}$	15.12 kN/m	\leq	$V_{Rd,fi}$	53.95 kN/m	=	Ausnutzung	28.0%
	$V_{Ed,ct2}$	0.00 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct2}$	95.37 kN/m	=	Ausnutzung	0.0%
	Unterstützung der Träger: Nein				Verbundsteigernde Massnahmen: Nein			
	Trägerposition: Mitte							
Auflager B	$V_{Ed,ct1}$	26.55 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct1,bw}$	86.53 kN/m	=	Ausnutzung	30.7% *
	$V_{Ed,fi}$	15.12 kN/m	\leq	$V_{Rd,fi}$	53.95 kN/m	=	Ausnutzung	28.0%
	$V_{Ed,ct2}$	0.00 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct2}$	95.37 kN/m	=	Ausnutzung	0.0%
	Unterstützung der Träger: Nein				Verbundsteigernde Massnahmen: Nein			
	Trägerposition: Mitte							

Durchbiegung

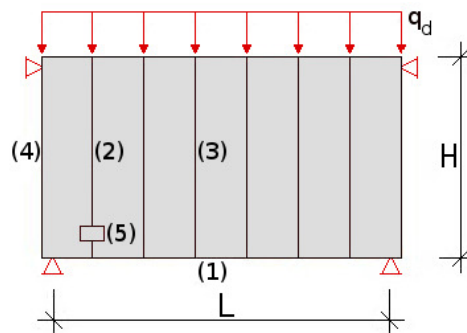
vorhandene Durchbiegung (L/-1744) = -2.36 mm zul. Durchbiegung L/500 = 8.22 mm

*Die Nachweisführung zur erhöhten Querkraftausnutzung des biegeweichen Auflagers wurde nach der Industrierichtlinie (Modell von Dr. Roggendorf, Büro Hegger und Partner) erstellt

BV: Vorbemessung - Position: BRESPA®-Decke

Scheibennachweis

System	Innenfeld
Plattenausrichtung	quer
Scheibenlänge	L = 8.86
Scheibenhöhe	H = 4.08
Abstand Zugpfosten	az = 8.86
Scheibenbelastung	qd = 1.83
Max. Scheibenmoment	Md = 15.37
Auflagerkraft	Vd = 9.84



1. Bemessung Zuggurt und Druckstrebe

Hebelarm Scheibe	z = 2.73	m	
Druck-/Zuggurkraft	FE_d = Md/z = 5.63	kN	> FE_{d,min} = 70.00 kN
Ringankerbewehrung	erf As_{d,1} = 1.61	cm ²	
Druckstrebe	cot α = az/z = 3.24	-	
Nachweis Druckstrebe	VR_{d,max} = 206.30	-	
Fugenbeton (mind. C20/25)	Vd/VR_d = 0.05	-	

2. Bemessung Zugpfosten

Max. Pfostenkraft	FE_d = 9.84	kN	> FE_{d,min} = 70.00 kN
Zugpfostenbewehrung	erf As_{d,2} = 1.61	cm ²	

3. Bemessung Fugen

Fugenkraft	FE_d = 2.89	kN	≤ FE_{d,min} = 24.00 kN
Fugenbewehrung	erf As_{d,3} = 0.55	cm ²	

4. Anschluss an aussteifendes Bauteil

Anschlusskraft	FE_d = 9.84	kN	> FE_{d,min} = 70.00 kN
Ringankerbewehrung	erf As_{d,4} = 1.61	cm ²	

5. Querkraftübertragung

Maximale Querkraft	vE_d = 2.41	kN/m	
Max. Querkraft ohne Verdübelung	vR_{d,ct} = 31.20	kN/m	
Dübelbewehrung	erf As_{d,5} = 0.00	cm ²	

[1] DIN EN 1168 : 2011-12 und DIN EN 1992-1-1 : 2011-01 System BRESPA®

[2] DIN EN 1992-1-1 : 2011 und DIN EN 1992-1-1/NA : 2013

[3] DAfStb-Heft 600

[4] DAfStb-Heft 599

[5] DAfStb-Heft 224

[6] DAfStb-Heft 288

ANLAGE 4

Berechnete massgebende Kombinationen aus Lastgruppen

	Grenzwertkombination	Typ
1	[Ständige Lasten]	ULS
2	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast}	ULS
3	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
4	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
5	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
6	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss}	ULS
7	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast)	ULS
8	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
9	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
10	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach}	ULS
11	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast)	ULS
12	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
13	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
14	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
15	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
16	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
17	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
18	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4}	ULS
19	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast)	ULS
20	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
21	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
22	[1,35*Ständige Lasten]	ULS
23	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast}	ULS
24	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
25	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
26	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
27	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss}	ULS
28	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast)	ULS
29	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
30	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
31	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach}	ULS
32	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast)	ULS
33	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
34	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
35	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
36	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
37	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
38	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	ULS
39	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4}	ULS
40	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast)	ULS
41	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
42	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
43	[Ständige Lasten] (SchneelastAusGew)	ULS (außergewöhnlich)

Berechnete massgebende Kombinationen aus Lastgruppen

	Grenzwertkombination	Typ
44	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Erdgeschoss} (SchneelastAusGew)	ULS (außergewöhnlich)
45	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Gabelstapler+0,9*Nutzlast Kat. E 2.4} (SchneelastAusGew)	ULS (außergewöhnlich)
46	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Gabelstapler+0,9*Nutzlast Kat. E 2.4} (SchneelastAusGew+0,8*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS (außergewöhnlich)
47	[Ständige Lasten]	SLS Charakteristische
48	[Ständige Lasten] {Schneelast}	SLS Charakteristische
49	[Ständige Lasten] {Schneelast} (Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Charakteristische
50	[Ständige Lasten] {Schneelast} (Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
51	[Ständige Lasten] {Schneelast} (Nutzlasten Erdgeschoss+Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
52	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Erdgeschoss}	SLS Charakteristische
53	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Erdgeschoss} (0,5*Schneelast)	SLS Charakteristische
54	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Erdgeschoss} (Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
55	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Erdgeschoss} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
56	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach}	SLS Charakteristische
57	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (0,5*Schneelast)	SLS Charakteristische
58	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Charakteristische
59	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Charakteristische
60	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
61	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
62	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (Nutzlasten Erdgeschoss+Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
63	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Erdgeschoss+Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Charakteristische
64	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4}	SLS Charakteristische
65	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4} (0,5*Schneelast)	SLS Charakteristische
66	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4} (Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Charakteristische
67	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Gabelstapler+Nutzlast Kat. E 2.4} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Charakteristische
68	[Ständige Lasten]	SLS Häufige
69	[Ständige Lasten] {0,2*Schneelast}	SLS Häufige
70	[Ständige Lasten] {0,2*Schneelast} (0,8*Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Häufige
71	[Ständige Lasten] {0,2*Schneelast} (0,8*Nutzlasten Gabelstapler+0,8*Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Häufige
72	[Ständige Lasten] {0,2*Schneelast} (0,8*Nutzlasten Erdgeschoss+0,8*Nutzlasten Gabelstapler+0,8*Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Häufige
73	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Erdgeschoss}	SLS Häufige
74	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,8*Nutzlasten Gabelstapler+0,8*Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Häufige
75	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Gabelstapler+0,9*Nutzlast Kat. E 2.4}	SLS Häufige
76	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Gabelstapler+0,9*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,8*Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Häufige
77	[Ständige Lasten]	SLS Quasi-ständige
78	[Ständige Lasten] (0,8*Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Quasi-ständige
79	[Ständige Lasten] (0,8*Nutzlasten Gabelstapler+0,8*Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Quasi-ständige
80	[Ständige Lasten] (0,8*Nutzlasten Erdgeschoss+0,8*Nutzlasten Gabelstapler+0,8*Nutzlast Kat. E 2.4)	SLS Quasi-ständige
81	[Ständige Lasten]	A1
82	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast}	A1
83	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
84	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
85	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
86	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss}	A1

Berechnete massgebende Kombinationen aus Lastgruppen

	Grenzwertkombination	Typ
87	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast)	A1
88	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
89	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
90	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach}	A1
91	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast)	A1
92	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
93	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
94	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
95	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
96	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
97	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
98	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4}	A1
99	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast)	A1
100	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
101	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
102	[1,35*Ständige Lasten]	A1
103	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast}	A1
104	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
105	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
106	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
107	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss}	A1
108	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast)	A1
109	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
110	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
111	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach}	A1
112	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast)	A1
113	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
114	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
115	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
116	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
117	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
118	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4)	A1
119	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4}	A1
120	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast)	A1
121	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
122	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Gabelstapler+1,5*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
123	[Ständige Lasten]	A2
124	[Ständige Lasten] {1,3*Schneelast}	A2
125	[Ständige Lasten] {1,3*Schneelast} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss)	A2
126	[Ständige Lasten] {1,3*Schneelast} (1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
127	[Ständige Lasten] {1,3*Schneelast} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss+1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
128	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Erdgeschoss}	A2
129	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,65*Schneelast)	A2

Berechnete massgebende Kombinationen aus Lastgruppen

	Grenzwertkombination	Typ
130	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
131	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
132	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach}	A2
133	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (0,65*Schneelast)	A2
134	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss)	A2
135	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Erdgeschoss)	A2
136	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
137	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
138	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss+1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
139	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Erdgeschoss+1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4)	A2
140	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4}	A2
141	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,65*Schneelast)	A2
142	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss)	A2
143	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Gabelstapler+1,3*Nutzlast Kat. E 2.4} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Erdgeschoss)	A2
144	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
145	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
146	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
147	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
148	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
149	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
150	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
151	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
152	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin}	ULS
153	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast)	ULS
154	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
155	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
156	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
157	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
158	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
159	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
160	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
161	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
162	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
163	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	ULS
164	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin}	ULS
165	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast)	ULS
166	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
167	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS
168	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Magazin} (SchneelastAusGew)	ULS (außergewöhnlich)
169	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Magazin} (SchneelastAusGew+0,8*Nutzlasten Erdgeschoss)	ULS (außergewöhnlich)
170	[Ständige Lasten] {Schneelast} (Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische
171	[Ständige Lasten] {Schneelast} (Nutzlasten Erdgeschoss+Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische
172	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Erdgeschoss} (Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische

Berechnete massgebende Kombinationen aus Lastgruppen

	Grenzwertkombination	Typ
173	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Erdgeschoss} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische
174	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische
175	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische
176	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (Nutzlasten Erdgeschoss+Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische
177	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Dach} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Erdgeschoss+Nutzlasten Magazin)	SLS Charakteristische
178	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Magazin}	SLS Charakteristische
179	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Magazin} (0,5*Schneelast)	SLS Charakteristische
180	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Magazin} (Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Charakteristische
181	[Ständige Lasten] {Nutzlasten Magazin} (0,5*Schneelast+Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Charakteristische
182	[Ständige Lasten] {0,2*Schneelast} (0,8*Nutzlasten Magazin)	SLS Häufige
183	[Ständige Lasten] {0,2*Schneelast} (0,8*Nutzlasten Erdgeschoss+0,8*Nutzlasten Magazin)	SLS Häufige
184	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,8*Nutzlasten Magazin)	SLS Häufige
185	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Magazin}	SLS Häufige
186	[Ständige Lasten] {0,9*Nutzlasten Magazin} (0,8*Nutzlasten Erdgeschoss)	SLS Häufige
187	[Ständige Lasten] {0,8*Nutzlasten Magazin}	SLS Quasi-ständige
188	[Ständige Lasten] {0,8*Nutzlasten Erdgeschoss+0,8*Nutzlasten Magazin}	SLS Quasi-ständige
189	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
190	[Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
191	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
192	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
193	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
194	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
195	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
196	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
197	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin}	A1
198	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast)	A1
199	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
200	[Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
201	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
202	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Schneelast} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
203	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
204	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
205	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
206	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
207	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
208	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Dach} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss+1,5*Nutzlasten Magazin)	A1
209	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin}	A1
210	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast)	A1
211	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
212	[1,35*Ständige Lasten] {1,5*Nutzlasten Magazin} (0,75*Schneelast+1,5*Nutzlasten Erdgeschoss)	A1
213	[Ständige Lasten] {1,3*Schneelast} (1,3*Nutzlasten Magazin)	A2
214	[Ständige Lasten] {1,3*Schneelast} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss+1,3*Nutzlasten Magazin)	A2
215	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Erdgeschoss} (1,3*Nutzlasten Magazin)	A2

Berechnete massgebende Kombinationen aus Lastgruppen

	<i>Grenzwertkombination</i>	<i>Typ</i>
216	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Erdgeschoss} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Magazin)	A2
217	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (1,3*Nutzlasten Magazin)	A2
218	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Magazin)	A2
219	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss+1,3*Nutzlasten Magazin)	A2
220	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Dach} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Erdgeschoss+1,3*Nutzlasten Magazin)	A2
221	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Magazin}	A2
222	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Magazin} (0,65*Schneelast)	A2
223	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Magazin} (1,3*Nutzlasten Erdgeschoss)	A2
224	[Ständige Lasten] {1,3*Nutzlasten Magazin} (0,65*Schneelast+1,3*Nutzlasten Erdgeschoss)	A2

Typ: Typ der Kombination;

ANLAGE 5

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: **69, 70, 71, 66, 68, 67**

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 35$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 3,1$ cm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 20$ mm ($A_{\phi,B} = 3,1$ cm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 20$ mm ($A_{\phi,c,T} = 3,1$ cm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 20$ mm ($A_{\phi,c,B} = 3,1$ cm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 2,0$ cm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 10$ mm ($A_{\phi_w} = 0,8$ cm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 11,457 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{1,5*NL MSR-Raum+1,5*NL Flur&Mehrzweckraum+1,5*NL El. Werkstatt+1,5*NL Mech. Werkstatt+1,5*NL

Kabelkanal} (1,5*1*NL Magazin)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

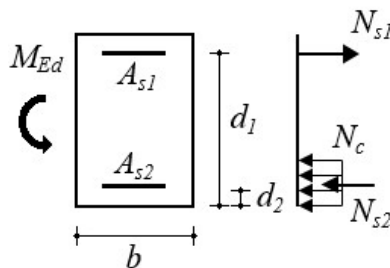
Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 64,6 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 0,1 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 1055 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 1055 = 650,7 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 650,7 = 520,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(1055 - \frac{520,5}{2} \right) \cdot 520,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 3,0475 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0,054 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 0,006884 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,l} = 732 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 7,3 \text{ cm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 2,534 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*Schnee UD} (1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL Archiv+1,5*1*NL Löschanlage+1,5*1*NL Magazin)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

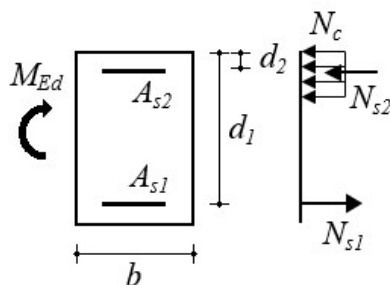
Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 168,9 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 241 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 1055 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 1055 = 650,7 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 650,7 = 520,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(1055 - \frac{520,5}{2} \right) \cdot 520,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 3,0475 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 241 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 31,47 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,l} = 732 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 7,3 \text{ cm}^2)$$

1.2. Abscheren-Torsion

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 8,361 m

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruk+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]
{1,5*NL Batterieraum+1,5*NL Haustechnik+1,5*NL El. Werkstatt}

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 12,5 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 5,8 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 35,6 \text{ kN} \quad V_{Ed,red} = 29,7 \text{ kN} \quad T_{Ed} = 94,5 \text{ kNm}$$

$$v_{min} = \frac{0,0375}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0375}{1,5} \cdot 1,4354^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,21497 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3bDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,21497 + 0,12 \cdot (-0,021715)) \cdot 520 \cdot 1055 = 116501 \text{ N} = 116,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,1 \cdot 1,4354 \cdot (100 \cdot 0,0013338 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot (-0,021715)) \cdot 520 \cdot 1055 = 116215 \text{ N} = 116,2 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 116,2 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 116,5 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 116,5 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 94,5 \text{ kNm} > \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} = \frac{35,6 \cdot 520,0}{4,5} = 4,1194 \quad \text{!!} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 6.3.2 (5) (NA.6.31.1)}$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) = 35,6 \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot 94,5}{35,6 \cdot 520,0} \right) = 853,8 \text{ kNm} > V_{Rd,c} = 116,5 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schub-/Torsionsbewehrung erforderlich.

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8\) \(6.26\) \(6.27\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed,red} + 2 \cdot z_i \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{1,6}{29,7 + 2 \cdot 1000 \cdot \frac{94,5}{2 \cdot 3,1995 \cdot 10^5}} \cdot 949,5 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 199,5 \text{ mm} \rightarrow s =$$

= 100 mm

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N) \quad DIN EN 1992-1-1}$$

9.2.2. (5) (9.4)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,6}{100 \cdot 520,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0030208 = 3,021 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0 \cdot 10; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 100 - 10 = 90 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 1110,0 = 277,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$$

$$s_{l,max} = 200^\circ = 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$s = 100 \text{ mm} < s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.9.\)](#)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 520,0 \cdot 949,5 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 2623,0 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert des Torsionswiderstandsmoments begrenzt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{efl} \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta = 2 \cdot 0,525 \cdot 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 \cdot 3,1995 \cdot 10^5 \cdot 177,1 \cdot \sin 45,00^\circ \cdot \cos 45,00^\circ = 421,3 \text{ kNm}$$

[DIN EN 1992-1-1 \(6.30\)](#)

Ausnutzung der Betondruckstrebe: [DIN EN 1992-1-16.3.2 \(4\) \(NA 6.29.1\)](#)

$$\frac{T_{Ed}^2}{T_{Rd,max}^2} + \frac{V_{Ed}^2}{V_{Rd,max}^2} = \frac{94,5^2}{421,3^2} + \frac{35,6^2}{2623,0^2} = 0,050535 < 1 \quad \text{erfüllt}$$

Die Tragfähigkeit der Betondruckstreben ist ausreichend.

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 8,361 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbauast Dachdecke+Ausbauast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbauast Wände+Vormauerung+Ausbauast Doppelboden]

{1,5*NL Batterieraum+1,5*NL Haustechnik+1,5*NL El. Werkstatt}

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 12,5 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 5,8 \text{ kNm} \quad T_{Ed} = 94,5 \text{ kNm}$$

Berechnen der Bewehrung

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{|T_{Ed}|}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \Theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = \frac{|95|}{2 \cdot 0,32} \cdot \cot 45,00^\circ \cdot \frac{2,6}{4,35 \cdot 10^5} = 0,00087 \text{ m}^2 = 8,7 \text{ cm}^2 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.28)}$$

Abstand zwischen den Längseisen an den Ecken des Querschnitts:

$$z_B = b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,52 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,01 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,42 \text{ m}$$

$$z_H = h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 1,1 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,01 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 1 \text{ m} > 0,35 \text{ m} \quad \text{!!}$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion

Längsstäbe sind in der Regel gleichmässig über den Umfang innerhalb der Bügel mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen. [EN 1992-1-1 9.2.3. \(4\)](#)

$$n_{\phi,T} = \frac{z_H}{0,35} - 1 = \frac{1}{0,35} - 1 = 1,89 \rightarrow n_{\phi,T} = 2 \text{ St.}$$

Die erforderliche spezifische Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion:

$$a_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl}}{2 \cdot (z_B + z_H)} = \frac{0,00087}{2 \cdot (0,42 + 1)} = 0,0003 \text{ m}^2/\text{m}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$0,0001 < A_{\phi T} = 0,0002 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion (gesamt): $2 \cdot n_{\phi,T} = 2 \cdot 2 = 4 \quad \varnothing 16 \text{ mm} \quad (0,0008 \text{ m}^2)$

Querschnittsfläche der Torsionsbewehrung in den auf Zug- und Druck beanspruchten Gurten getrennt:

$$\Delta A_{s,l,T} = \frac{\Sigma A_{sl} - \frac{2 \cdot a_{sl,T} \cdot z_H}{n_{\phi,T} + 1}}{2} = \frac{0,00087 - \frac{2 \cdot 0,0003 \cdot 1}{2 + 1}}{2} = 0,00033 \text{ m}^2 = 3,3 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion (gesamt):

$$\Sigma A_{sl,prov} = 2 \cdot n_{\phi,T} \cdot A_{\phi T} + 2 \cdot \Delta A_{s,l,T} = 2 \cdot 2 \cdot 0,0002 + 2 \cdot 0,00033 = 0,0015 \text{ m}^2 > \Sigma A_{sl} = 0,00087 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 14,515 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{0,8*NL Batterieraum+0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Archiv+0,8*NL Haustechnik+0,8*NL El.

Werkstatt}

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 59 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 1110,0 = 577,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{3,2035 \cdot 10^8}{577,2} = 555 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{3,2035 \cdot 10^8 + 1,0462 \cdot 10^6 \cdot (6,3541 - 1)}{577,2 + 1885 \cdot (6,3541 - 1)} = 555 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 5,9264 \cdot 10^{10} + 4,7124 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 6,1787 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,062}{1,1 - 0,56} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 285,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 59 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 3,010 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden] {0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Batterieraum+0,8*NL Archiv+0,8*NL Löschanlage} (0,8*NL Magazin)**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 136 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 1110,0 = 577,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{3,2035 \cdot 10^8}{577,2} = 555 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{3,2035 \cdot 10^8 + 1,0462 \cdot 10^6 \cdot (6,3541 - 1)}{577,2 + 1885 \cdot (6,3541 - 1)} = 555 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 5,9264 \cdot 10^{10} + 4,7124 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 6,1787 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,062}{1,1 - 0,56} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 285,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 136 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 17,875$ m

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Batterieraum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Archiv+0,8*NL Löschanlage} (0,8*NL Magazin)

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0	1,057	5,303	17,875	17,875
l_0 [m]	17,875				
Längsbewehrung oben	3 ϕ 20		3 ϕ 20		3 ϕ 20
Längsbewehrung unten	3 ϕ 20		3 ϕ 20		3 ϕ 20
I_c [mm ⁴]	$5,9264 \cdot 10^{10}$		$5,9264 \cdot 10^{10}$		$5,9264 \cdot 10^{10}$
I_I [mm ⁴]	$6,7776 \cdot 10^{10}$		$6,7776 \cdot 10^{10}$		$6,7776 \cdot 10^{10}$
I_{II} [mm ⁴]	$1,4834 \cdot 10^{10}$		$1,4834 \cdot 10^{10}$		$1,4834 \cdot 10^{10}$
M_{cr} [kNm]	313,2		313,2		313,2
$M_{Rd,II}$ [kNm]	464,5		464,5		464,5
M [kNm]	1,0		- 136,4		- 37,7
ζ	0		0		0
α_I	2,6232		2,6232		2,6232
α_{II}	11,985		11,985		11,985
α	2,6232		2,6232		2,6232
e_0 [mm]	4,3 (↓)	4,5 (↓)	5,0 (↓)	4,2 (↓)	4,2 (↓)
$e_{0,rel}$ [mm]	0	0	0,6 (↓)	0	0
e_{abs} [mm]	4,3 (↓)	4,8 (↓)	6,1 (↓)	0	4,2 (↓)
e_{rel} [mm]	0 ✓	0,6 (↓) ✓	1,9 (↓) ✓	0 ✓	0 ✓
e_{lim} [mm]	59,6				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: 47, 53, 52, 48, 2, 54, 55, 49, 56, 57, 50, 51, 58, 59, 61, 60

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 35$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 3,1$ cm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 20$ mm ($A_{\phi,B} = 3,1$ cm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 20$ mm ($A_{\phi,c,T} = 3,1$ cm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 20$ mm ($A_{\phi,c,B} = 3,1$ cm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 2,0$ cm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 12$ mm ($A_{\phi_w} = 1,1$ cm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 8,816 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*Schnee DX+} (1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL USV-Raum+1,5*1*NL Archiv+1,5*1*NL Löschanlage+1,5*1*NL Mech. Werkstatt+1,5*1*NL Magazin+1,5*1*NL Kabelkanal)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

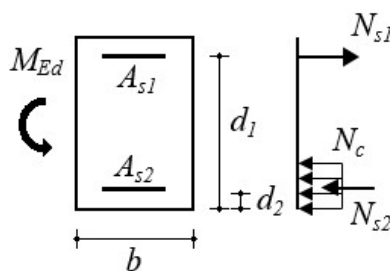
Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -59,5 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 232,4 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 753 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 753 = 464,4 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 464,4 = 371,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(753 - \frac{371,5}{2} \right) \cdot 371,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,5525 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 232 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$x_c = 43,14 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 738 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 5,2 \text{ cm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 24,255 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Archiv+1,5*1*NL Flur&Mehrzweckraum+1,5*1*NL Magazin+1,5*1*NL Kabelkanal)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

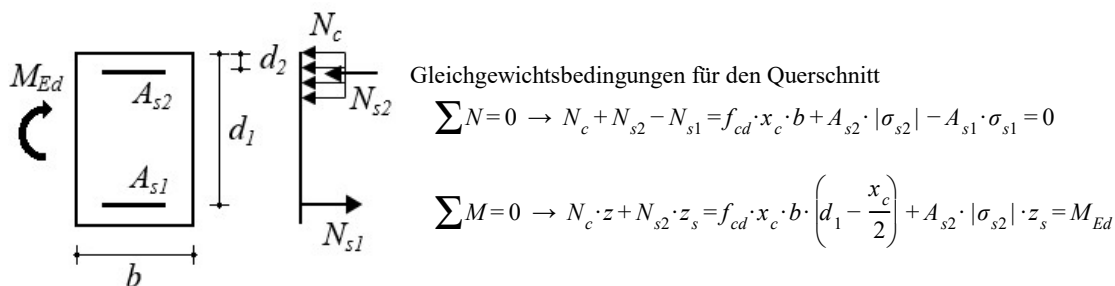
Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -47,3 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 142 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 753 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 753 = 464,4 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 464,4 = 371,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(753 - \frac{371,5}{2} \right) \cdot 371,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,5525 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 142 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 26,12 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 522 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 5,2 \text{ cm}^2)$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

1.2. Abscheren-Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 32,042 m

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL USV-Raum+1,5*1*NL Archiv+1,5*1*NL Löschanlage+1,5*1*NL El. Werkstatt+1,5*1*NL Mech. Werkstatt)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -27,4 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 139 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 202,5 \text{ kN} \quad T_{Ed} = 195,8 \text{ kNm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0,0525 + \frac{0,0375 - 0,0525}{800 - 600} \cdot (d - 600)}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \right) \cdot \sqrt{f_{ck}} = \left(\frac{0,0525 + \frac{0,0375 - 0,0525}{800 - 600} \cdot (753 - 600)}{1,5} \cdot 1,5154^{1,5} \right) \cdot \sqrt{25} =$$

$$= 0,2551 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3aDE), (6.3aDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,2551 + 0,12 \cdot 0,065052) \cdot 520 \cdot 753 = 102942 \text{ N} = 102,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 1,5154 \cdot (100 \cdot 0,0013338 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,065052) \cdot 520 \cdot 753 =$$

$$= 91702 \text{ N} = 91,7 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 91,7 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 102,9 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 102,9 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 195,8 \text{ kNm} > \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} = \frac{202,5 \cdot 520,0}{4,5} = 23,401 \quad \text{!!} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 6.3.2 (5) (NA.6.31.1)}$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) = 202,5 \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot 195,8}{202,5 \cdot 520,0} \right) = 1897,0 \text{ kNm} > V_{Rd,c} = 102,9 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schub-/Torsionsbewehrung erforderlich.

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8\) \(6.26\) \(6.27\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed} + 2 \cdot z_i \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{2,3}{202,5 + 2 \cdot 696 \cdot \frac{195,8}{2 \cdot 2,3567 \cdot 10^5}} \cdot 677,7 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 85,4 \text{ mm} \rightarrow s = 85 \text{ mm}$$

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N)} \quad \text{DIN EN 1992-1-1}$$

9.2.2. (5) (9.4)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2,3}{85 \cdot 520,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0051175 = 5,118 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0 \cdot 12; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 85 - 12 = 73 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 810,0 = 202,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$$

$$s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

$$s = 85 \text{ mm} < s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: DIN EN 1992-1-1 (6.9.)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 520,0 \cdot 677,7 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 1872,1 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert des Torsionswiderstandsmoments begrenzt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{efl} \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta = 2 \cdot 0,525 \cdot 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 \cdot 2,3567 \cdot 10^5 \cdot 158,3 \cdot \sin 45,00^\circ \cdot \cos 45,00^\circ = 277,6 \text{ kNm}$$

DIN EN 1992-1-1 (6.30)

Ausnutzung der Betondruckstrebe: DIN EN 1992-1-16.3.2 (4) (NA 6.29.1)

$$\frac{T_{Ed}^2}{T_{Rd,max}^2} + \frac{V_{Ed}^2}{V_{Rd,max}^2} = \frac{195,8^2}{277,6^2} + \frac{202,5^2}{1872,1^2} = 0,50944 < 1 \quad \text{erfüllt}$$

Die Tragfähigkeit der Betondruckstreben ist ausreichend.

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 32,042 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL USV-Raum+1,5*1*NL Archiv+1,5*1*NL Löschanlage+1,5*1*NL El. Werkstatt+1,5*1*NL Mech. Werkstatt)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -27,4 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 138,8 \text{ kNm} \quad T_{Ed} = 195,8 \text{ kNm}$$

Berechnen der Bewehrung

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{|T_{Ed}|}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \Theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = \frac{|196|}{2 \cdot 0,24} \cdot \cot 45,00^\circ \cdot \frac{2}{4,35 \cdot 10^5} = 0,0019 \text{ m}^2 = 19,4 \text{ cm}^2 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.28)}$$

Abstand zwischen den Längseisen an den Ecken des Querschnitts:

$$z_B = b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,52 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,012 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,42 \text{ m}$$

$$z_H = h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,81 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,012 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,71 \text{ m} > 0,35 \text{ m} \quad \text{!}$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion

Längsstäbe sind in der Regel gleichmässig über den Umfang innerhalb der Bügel mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen. EN 1992-1-1 9.2.3. (4)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$n_{\phi,T} = \frac{z_H}{0,35} - 1 = \frac{0,71}{0,35} - 1 = 1,02 \rightarrow n_{\phi,T} = 2 \text{ St.}$$

Die erforderliche spezifische Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion:

$$a_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl}}{2 \cdot (z_B + z_H)} = \frac{0,0019}{2 \cdot (0,42 + 0,71)} = 0,00086 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$0,0002 > A_{\phi T} = 0,0002 \text{ m}^2 \quad \text{!!}$$

Erforderliche Anzahl seitlicher Längsbewehrungsseisen zur Aufnahme der Torsionsbeanspruchung:

$$n_{\phi,T} = \frac{a_{sl,T} \cdot z_H}{A_{\phi T}} - 1 = \frac{0,00086 \cdot 0,71}{0,0002} - 1 = 2,03 \rightarrow n_{\phi,T} = 3 \text{ St.}$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion (gesamt): $2 \cdot n_{\phi,T} = 2 \cdot 3 = 6 \quad \varnothing 16 \text{ mm} \quad (0,0012 \text{ m}^2)$

Querschnittsfläche der Torsionsbewehrung in den auf Zug- und Druck beanspruchten Gurten getrennt:

$$\Delta A_{s,l,T} = \frac{\Sigma A_{sl} - \frac{2 \cdot a_{sl,T} \cdot z_H}{n_{\phi,T} + 1}}{2} = \frac{0,0019 - \frac{2 \cdot 0,00086 \cdot 0,71}{3 + 1}}{2} = 0,00082 \text{ m}^2 = 8,2 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion (gesamt):

$$\Sigma A_{sl,prov} = 2 \cdot n_{\phi,T} \cdot A_{\phi T} + 2 \cdot \Delta A_{s,l,T} = 2 \cdot 3 \cdot 0,0002 + 2 \cdot 0,00082 = 0,0028 \text{ m}^2 > \Sigma A_{sl} = 0,0019 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 29,471 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]
{0,8*NL Batterieraum+0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Archiv+0,8*NL Löschanlage+0,8*NL El. Werkstatt+0,8*NL Mech. Werkstatt} (0,8*Gabelstapler-103+0,8*NL Kat. E 2.4)

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 150 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $4\phi 20 \quad (12,6 \text{ cm}^2)$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Untere Bewehrung: $3\phi 20$ ($9,4\text{cm}^2$)

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 810,0 = 421,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7059 \cdot 10^8}{421,2} = 405 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7059 \cdot 10^8 + 999969 \cdot (6,3541 - 1)}{421,2 + 2199 \cdot (6,3541 - 1)} = 406,4 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,303 \cdot 10^{10} + 2,6603 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,4454 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,024}{0,81 - 0,41} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 155,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 150 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s, pos} = 25,295 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbauast Dachdecke+Ausbauast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbauast Wände+Vormauerung+Ausbauast Doppelboden]

{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Archiv+0,8*NL Flur&Mehrzweckraum+0,8*NL Kabelkanal}

(0,8*NL Magazin)

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 87 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 20$ ($9,4\text{cm}^2$)

Untere Bewehrung: $3\phi 20$ ($9,4\text{cm}^2$)

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 810,0 = 421,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7059 \cdot 10^8}{421,2} = 405 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7059 \cdot 10^8 + 763407 \cdot (6,3541 - 1)}{421,2 + 1885 \cdot (6,3541 - 1)} = 405 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,3029 \cdot 10^{10} + 2,2828 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,4251 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,024}{0,81 - 0,41} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 153,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 87 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 32,105 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbau last Dachdecke+Ausbau last**
EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbau last Wände+Vormauerung+Ausbau last Doppelboden]
{0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Flur&Mehrzweckraum+0,8*NL Haustechnik+0,8*NL El. Werkstatt+0,8*NL Mech.
Werkstatt}

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0,120	0,120	17,400	27,307	32,225
$l_0 [m]$	32,105				
Längsbewehrung oben	3 ϕ 20		3 ϕ 20		4 ϕ 20
Längsbewehrung unten	3 ϕ 20		3 ϕ 20		3 ϕ 20
$I_c [mm^4]$	$2,3029 \cdot 10^{10}$		$2,3029 \cdot 10^{10}$		$2,3029 \cdot 10^{10}$
$I_I [mm^4]$	$2,7152 \cdot 10^{10}$		$2,7152 \cdot 10^{10}$		$2,7831 \cdot 10^{10}$
$I_{II} [mm^4]$	$7,1667 \cdot 10^9$		$7,1667 \cdot 10^9$		$9,0591 \cdot 10^9$
$M_{cr} [kNm]$	172,0		172,0		178,1
$M_{Rd,II} [kNm]$	327,1		327,1		431,9
$M [kNm]$	- 8,9		- 48,7		109,4
ζ	0		0		0
α_I	2,5444		2,5444		2,4824
α_{II}	9,64		9,64		7,6263
α	2,5444		2,5444		2,4824
$e_0 [mm]$	3,8 (↓)	3,8 (↓)	4,3 (↓)	5,6 (↓)	7,3 (↓)
$e_{0,rel} [mm]$	0	0	0,7 (↑)	0	0
$e_{abs} [mm]$	3,8 (↓)	3,8 (↓)	2,1 (↓)	3,9 (↓)	7,3 (↓)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$e_{rel} [mm]$	0 ✓	0 ✓	3,5 (↑) ✓	2,9 (↑) ✓	0 ✓
$e_{lim} [mm]$	107,0				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: **42**

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 35$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 3,1$ cm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 20$ mm ($A_{\phi,B} = 3,1$ cm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 20$ mm ($A_{\phi,c,T} = 3,1$ cm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 20$ mm ($A_{\phi,c,B} = 3,1$ cm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 3,1$ cm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 12$ mm ($A_{\phi_w} = 1,1$ cm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 14,745 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast**

EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast

Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*NL

MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Haustechnik+1,5*1*NL Mech. Werkstatt+1,5*1*NL Kabelkanal)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

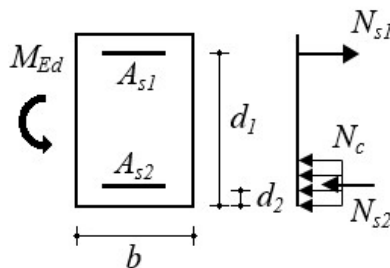
Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -30,0 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 183,0 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 753 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 753 = 464,4 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 464,4 = 371,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(753 - \frac{371,5}{2} \right) \cdot 371,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,5525 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 183 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 33,75 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,l} = 578 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 5,2 \text{ cm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 7,401 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: [1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee UD+1,5*1*Gabelstapler-081+1,5*1*NL Kat. E 2.4+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Archiv+1,5*1*NL Löschanlage+1,5*1*NL Flur&Mehrzweckraum+1,5*1*NL El. Werkstatt)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

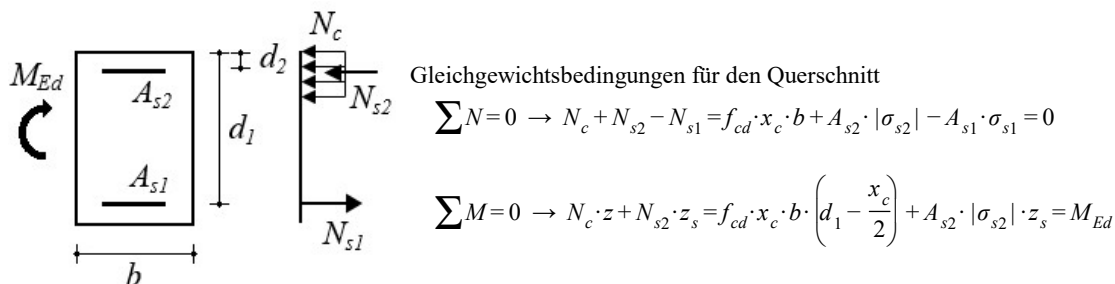
Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 71,3 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 8 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 753 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 753 = 464,4 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 464,4 = 371,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(753 - \frac{371,5}{2}\right) \cdot 371,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,5525 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 1,444 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,l} = 522 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 5,2 \text{ cm}^2)$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

1.2. Abscheren-Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 14,725 m

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*Gabelstapler-025+1,5*1*NL Kat. E 2.4+1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Haustechnik+1,5*1*NL Mech. Werkstatt+1,5*1*NL Kabelkanal)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -29,7 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 150 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 147,7 \text{ kN} \quad V_{Ed,red} = 126,1 \text{ kN} \quad T_{Ed} = 236,1 \text{ kNm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0,0525 + \frac{0,0375 - 0,0525}{800 - 600} \cdot (d - 600)}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \right) \cdot \sqrt{f_{ck}} = \left(\frac{0,0525 + \frac{0,0375 - 0,0525}{800 - 600} \cdot (753 - 600)}{1,5} \cdot 1,5154^{1,5} \right) \cdot \sqrt{25} =$$

$$= 0,2551 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3aDE), (6.3aDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,2551 + 0,12 \cdot 0,070601) \cdot 520 \cdot 753 = 103203 \text{ N} = 103,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 1,5154 \cdot (100 \cdot 0,0014493 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,070601) \cdot 520 \cdot 753 = 94453 \text{ N} = 94,5 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 94,5 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 103,2 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 103,2 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 236,1 \text{ kNm} > \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} = \frac{147,7 \cdot 520,0}{4,5} = 17,065 \text{ !!} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 6.3.2 (5) (NA.6.31.1)}$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) = 147,7 \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot 236,1}{147,7 \cdot 520,0} \right) = 2190,9 \text{ kNm} > V_{Rd,c} = 103,2 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schub-/Torsionsbewehrung erforderlich.

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8\) \(6.26\) \(6.27\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed,red} + 2 \cdot z_l \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{2,3}{126,1 + 2 \cdot 696 \cdot \frac{236,1}{2 \cdot 2,3567 \cdot 10^5}} \cdot 677,7 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 80,99 \text{ mm} \rightarrow s = 80$$

mm

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N) \quad DIN EN 1992-1-1}$$

9.2.2. (5) (9.4)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2,3}{80 \cdot 520,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0054374 = 5,437 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w ; 0,016 + k_2 ; k_3) = \max(0 \cdot 12 ; 0,016 + 5 ; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 80 - 12 = 68 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 810,0 = 202,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$$

$$s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

$$s = 80 \text{ mm} < s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: DIN EN 1992-1-1 (6.9.)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 520,0 \cdot 677,7 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 1872,1 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert des Torsionswiderstandsmoments begrenzt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta = 2 \cdot 0,525 \cdot 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 \cdot 2,3567 \cdot 10^5 \cdot 158,3 \cdot \sin 45,00^\circ \cdot \cos 45,00^\circ = 277,6 \text{ kNm}$$

DIN EN 1992-1-1 (6.30)

Ausnutzung der Betondruckstrebe: DIN EN 1992-1-16.3.2 (4) (NA 6.29.1)

$$\frac{T_{Ed}^2}{T_{Rd,max}^2} + \frac{V_{Ed}^2}{V_{Rd,max}^2} = \frac{236,1^2}{277,6^2} + \frac{147,7^2}{1872,1^2} = 0,72984 < 1 \quad \text{erfüllt}$$

Die Tragfähigkeit der Betondruckstreben ist ausreichend.

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 14,725 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*Gabelstapler-011+1,5*1*NL Kat. E 2.4+1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Haustechnik+1,5*1*NL Mech. Werkstatt+1,5*1*NL Kabelkanal)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -31,3 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 151,2 \text{ kNm} \quad T_{Ed} = 236,8 \text{ kNm}$$

Berechnen der Bewehrung

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{|T_{Ed}|}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \Theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = \frac{237}{2 \cdot 0,24} \cdot \cot 45,00^\circ \cdot \frac{2}{4,35 \cdot 10^5} = 0,0023 \text{ m}^2 = 23,4 \text{ cm}^2 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.28)}$$

Abstand zwischen den Längseisen an den Ecken des Querschnitts:

$$z_B = b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,52 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,012 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,42 \text{ m}$$

$$z_H = h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,81 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,012 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,71 \text{ m} > 0,35 \text{ m} \quad \text{!}$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion

Längsstäbe sind in der Regel gleichmässig über den Umfang innerhalb der Bügel mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen. EN 1992-1-1 9.2.3. (4)

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$n_{\phi,T} = \frac{z_H}{0,35} - 1 = \frac{0,71}{0,35} - 1 = 1,02 \rightarrow n_{\phi,T} = 2 \text{ St.}$$

Die erforderliche spezifische Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion:

$$a_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl}}{2 \cdot (z_B + z_H)} = \frac{0,0023}{2 \cdot (0,42 + 0,71)} = 0,001 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$0,00025 < A_{\phi T} = 0,00031 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion (gesamt): $2 \cdot n_{\phi,T} = 2 \cdot 2 = 4 \quad \varnothing 20 \text{ mm} \quad (0,0013 \text{ m}^2)$

Querschnittsfläche der Torsionsbewehrung in den auf Zug- und Druck beanspruchten Gurten getrennt:

$$\Delta A_{s,l,T} = \frac{\Sigma A_{sl} - \frac{2 \cdot a_{sl,T} \cdot z_H}{n_{\phi,T} + 1}}{2} = \frac{0,0023 - \frac{2 \cdot 0,001 \cdot 0,71}{2 + 1}}{2} = 0,00092 \text{ m}^2 = 9,2 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion (gesamt):

$$\Sigma A_{sl,prov} = 2 \cdot n_{\phi,T} \cdot A_{\phi T} + 2 \cdot \Delta A_{s,l,T} = 2 \cdot 2 \cdot 0,00031 + 2 \cdot 0,00092 = 0,0031 \text{ m}^2 > \Sigma A_{sl} = 0,0023 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 15,100 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]
{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Haustechnik+0,8*NL Mech. Werkstatt+0,8*NL Kabelkanal}

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 127 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $4\phi 20 \quad (12,6 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 810,0 = 421,2 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7059 \cdot 10^8}{421,2} = 405 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7059 \cdot 10^8 + 999969 \cdot (6,3541 - 1)}{421,2 + 2199 \cdot (6,3541 - 1)} = 406,4 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,303 \cdot 10^{10} + 2,6603 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,4454 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,024}{0,81 - 0,41} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 155,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 7,750 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Archiv+0,8*NL Löschanlage+0,8*NL Flur&Mehrzweckraum+0,8*NL El. Werkstatt}

(0,8*Gabelstapler-081+0,8*NL Kat. E 2.4)

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 5,1 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 810,0 = 421,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7059 \cdot 10^8}{421,2} = 405 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7059 \cdot 10^8 + 763407 \cdot (6,3541 - 1)}{421,2 + 1885 \cdot (6,3541 - 1)} = 405 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,3029 \cdot 10^{10} + 2,2828 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,4251 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,024}{0,81 - 0,41} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 153,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 5,1 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 14,700 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbau last Dachdecke+Ausbau last**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbau last Wände+Vormauerung+Ausbau last Doppelboden]

{0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Archiv+0,8*NL Flur&Mehrzweckraum+0,8*NL El. Werkstatt} (0,8*NL Magazin)

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0,400	4,999	4,999	10,617	15,100
l_0 [m]	14,700				
Längsbewehrung oben	4 ϕ 20		3 ϕ 20		4 ϕ 20
Längsbewehrung unten	3 ϕ 20		3 ϕ 20		3 ϕ 20
I_c [mm ⁴]	2,3029 · 10 ¹⁰		2,3029 · 10 ¹⁰		2,3029 · 10 ¹⁰
I_I [mm ⁴]	2,7831 · 10 ¹⁰		2,7152 · 10 ¹⁰		2,7831 · 10 ¹⁰
I_{II} [mm ⁴]	9,0591 · 10 ⁹		7,1667 · 10 ⁹		9,0591 · 10 ⁹
M_{cr} [kNm]	178,1		172,0		178,1
$M_{Rd,II}$ [kNm]	431,9		327,1		431,9
M [kNm]	92,7		− 3,4		96,8
ζ	0		0	0	
α_I	2,4824		2,5444	2,4824	
α_{II}	7,6263		9,64	7,6263	
α	2,4824		2,5444	2,4824	
e_0 [mm]	15,7 (↓)	15,5 (↓)	15,5 (↓)	15,4 (↓)	15,5 (↓)
$e_{0,rel}$ [mm]	0	0	0	0	0
e_{abs} [mm]	15,7 (↓)	15,3 (↓)	15,3 (↓)	15,2 (↓)	15,5 (↓)
e_{rel} [mm]	0 ✓	0,3 (↑) ✓	0,3 (↑) ✓	0,3 (↑) ✓	0 ✓
e_{lim} [mm]	49,0				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: **64, 65, 46, 45, 1, 62, 63, 44, 43**

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 35$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 3,1$ cm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 20$ mm ($A_{\phi,B} = 3,1$ cm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 20$ mm ($A_{\phi,c,T} = 3,1$ cm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 20$ mm ($A_{\phi,c,B} = 3,1$ cm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 2,0$ cm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 12$ mm ($A_{\phi_w} = 1,1$ cm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 8,816 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: [1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*Schnee DX+} (1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL USV-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Löschanlage+1,5*1*NL Mech. Werkstatt+1,5*1*NL Magazin+1,5*1*NL Kabelkanal)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

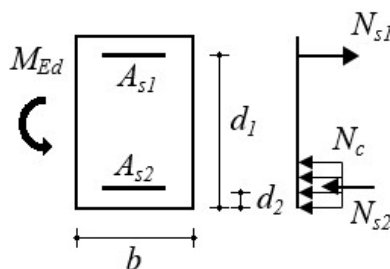
Bügelabstand: $s = 250 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -70,1 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 293,6 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 753 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 753 = 464,4 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 464,4 = 371,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(753 - \frac{371,5}{2} \right) \cdot 371,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,5525 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 294 \text{ kNm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 54,93 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 940 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 5,2 \text{ cm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 1,423 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: [1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL USV-Raum+1,5*1*NL Flur&Mehrzweckraum+1,5*1*NL Haustechnik)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

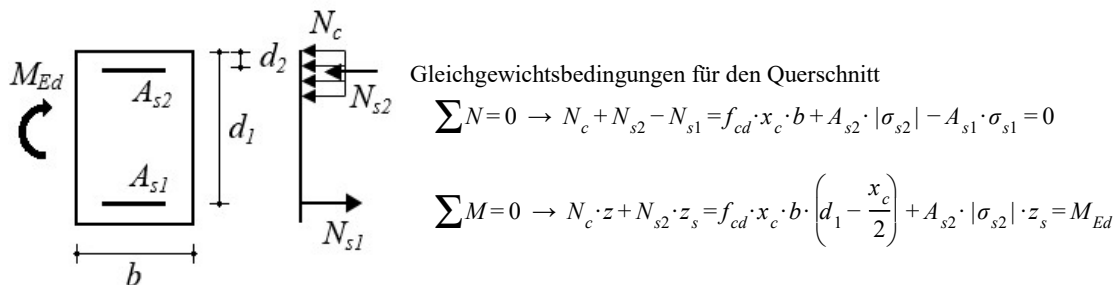
Bügelabstand: $s = 250 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -51,9 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 77 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 753 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 753 = 464,4 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 464,4 = 371,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(753 - \frac{371,5}{2} \right) \cdot 371,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,5525 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 77 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 13,98 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 522 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 5,2 \text{ cm}^2)$$

1.2. Abscheren-Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 31,837 m

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast**

EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast

Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*NL

MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Haustechnik+1,5*1*NL Mech. Werkstatt+1,5*1*NL Kabelkanal)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 50 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -53,4 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 163 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 152,5 \text{ kN} \quad T_{Ed} = 216,4 \text{ kNm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0,0525 + \frac{0,0375 - 0,0525}{800 - 600} \cdot (d - 600)}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \right) \cdot \sqrt{f_{ck}} = \left(\frac{0,0525 + \frac{0,0375 - 0,0525}{800 - 600} \cdot (753 - 600)}{1,5} \cdot 1,5154^{1,5} \right) \cdot \sqrt{25} =$$

$$= 0,2551 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3aDE), (6.3aDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,2551 + 0,12 \cdot 0,12685) \cdot 520 \cdot 753 = 105846 \text{ N} = 105,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 1,5154 \cdot (100 \cdot 0,0015491 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,12685) \cdot 520 \cdot 753 =$$

$$= 99140 \text{ N} = 99,1 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 99,1 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 105,8 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 105,8 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 216,4 \text{ kNm} > \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} = \frac{152,5 \cdot 520,0}{4,5} = 17,621 \text{ !!} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 6.3.2 (5) (NA.6.31.1)}$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) = 152,5 \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot 216,4}{152,5 \cdot 520,0} \right) = 2025,3 \text{ kNm} > V_{Rd,c} = 105,8 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schub-/Torsionsbewehrung erforderlich.

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8\) \(6.26\) \(6.27\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed} + 2 \cdot z_i \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{2,3}{152,5 + 2 \cdot 696 \cdot \frac{216,4}{2 \cdot 2,3567 \cdot 10^5}} \cdot 677,7 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 84,24 \text{ mm} \rightarrow s = 50$$

mm

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \% \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N)} \quad \text{DIN EN 1992-1-1}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

9.2.2. (5) (9.4)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2,3}{50 \cdot 520,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0086998 = 8,700 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0 \cdot 12; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 50 - 12 = 38 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 810,0 = 202,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$$

$$s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

$$s = 50 \text{ mm} < s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: DIN EN 1992-1-1 (6.9.)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 520,0 \cdot 677,7 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 1872,1 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert des Torsionswiderstandsmoments begrenzt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta = 2 \cdot 0,525 \cdot 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 \cdot 2,3567 \cdot 10^5 \cdot 158,3 \cdot \sin 45,00^\circ \cdot \cos 45,00^\circ = 277,6 \text{ kNm}$$

DIN EN 1992-1-1 (6.30)

Ausnutzung der Betondruckstrebe: DIN EN 1992-1-16.3.2 (4) (NA 6.29.1)

$$\frac{T_{Ed}^2}{T_{Rd,max}^2} + \frac{V_{Ed}^2}{V_{Rd,max}^2} = \frac{216,4^2}{277,6^2} + \frac{152,5^2}{1872,1^2} = 0,61462 < 1 \quad \text{erfüllt}$$

Die Tragfähigkeit der Betondruckstreben ist ausreichend.

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 31,837 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast**

EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast

Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee DX++1,5*1*NL

MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Haustechnik+1,5*1*NL Mech. Werkstatt+1,5*1*NL Kabelkanal)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 50 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -53,4 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 162,7 \text{ kNm} \quad T_{Ed} = 216,4 \text{ kNm}$$

Berechnen der Bewehrung

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{|T_{Ed}|}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \Theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = \frac{|216|}{2 \cdot 0,24} \cdot \cot 45,00^\circ \cdot \frac{2}{4,35 \cdot 10^5} = 0,0021 \text{ m}^2 = 21,4 \text{ cm}^2 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.28)}$$

Abstand zwischen den Längseisen an den Ecken des Querschnitts:

$$z_B = b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,52 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,012 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,42 \text{ m}$$

$$z_H = h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,81 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,012 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,71 \text{ m} > 0,35 \text{ m} \quad \text{!!}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Seitliche Bewehrung gegen Torsion

Längsstäbe sind in der Regel gleichmässig über den Umfang innerhalb der Bügel mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen. EN 1992-1-1 9.2.3. (4)

$$n_{\phi,T} = \frac{z_H}{0,35} - 1 = \frac{0,71}{0,35} - 1 = 1,02 \rightarrow n_{\phi,T} = 2 \text{ St.}$$

Die erforderliche spezifische Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion:

$$a_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl}}{2 \cdot (z_B + z_H)} = \frac{0,0021}{2 \cdot (0,42 + 0,71)} = 0,00095 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$0,00022 > A_{\phi,T} = 0,0002 \text{ m}^2 \quad \text{!!}$$

Erforderliche Anzahl seitlicher Längsbewehrungsseisen zur Aufnahme der Torsionsbeanspruchung:

$$n_{\phi,T} = \frac{a_{sl,T} \cdot z_H}{A_{\phi,T}} - 1 = \frac{0,00095 \cdot 0,71}{0,0002} - 1 = 2,35 \rightarrow n_{\phi,T} = 3 \text{ St.}$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion (gesamt): $2 \cdot n_{\phi,T} = 2 \cdot 3 = 6 \quad \varnothing 16 \text{ mm} \quad (0,0012 \text{ m}^2)$

Querschnittsfläche der Torsionsbewehrung in den auf Zug- und Druck beanspruchten Gurten getrennt:

$$\Delta A_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl} - \frac{2 \cdot a_{sl,T} \cdot z_H}{n_{\phi,T} + 1}}{2} = \frac{0,0021 - \frac{2 \cdot 0,00095 \cdot 0,71}{3 + 1}}{2} = 0,0009 \text{ m}^2 = 9,0 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion (gesamt):

$$\Sigma A_{sl,prov} = 2 \cdot n_{\phi,T} \cdot A_{\phi,T} + 2 \cdot \Delta A_{sl,T} = 2 \cdot 3 \cdot 0,0002 + 2 \cdot 0,0009 = 0,003 \text{ m}^2 > \Sigma A_{sl} = 0,0021 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (2)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 8,963 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbauast Dachdecke+Ausbauast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbauast Wände+Vormauerung+Ausbauast Doppelboden]
{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Batterieraum+0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Löschanlage+0,8*NL Haustechnik+0,8*NL
Kabelkanal} (0,8*NL Magazin)

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 163 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Bügelabstand: $s = 200 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $4\phi 20 \quad (12,6 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 810,0 = 421,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7059 \cdot 10^8}{421,2} = 405 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7059 \cdot 10^8 + 999969 \cdot (6,3541 - 1)}{421,2 + 2199 \cdot (6,3541 - 1)} = 406,4 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,303 \cdot 10^{10} + 2,6603 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,4454 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,024}{0,81 - 0,41} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 155,4 \text{ kNm} < M_{Ed} = 163 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist gerissen.}$$

Elastisch-gerissener Querschnitt (Zustand II)

Höhe der Druckzone des elastisch-gerissenen Querschnitts von oben:

$$x_{II} = \frac{\frac{b_w \cdot x_{II}^2}{2} + S_{x,s,t} \cdot \alpha_e + S_{x,s,c} \cdot (\alpha_e - 1)}{b_w \cdot x_{II} + \Sigma A_{s,t} \cdot \alpha_e + \Sigma A_{s,c} \cdot (\alpha_e - 1)} \rightarrow x_{II1} = 132,6 \text{ mm} ; x_{II2} = -182,7 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des elastisch-gerissenen Querschnitts:

$$I_{II} = I_{II,c} + I_{II,st} \cdot \alpha_e + I_{II,sc} \cdot (\alpha_e - 1) = 4,0421 \cdot 10^8 + 4,8366 \cdot 10^8 \cdot 6,3541 + 5387912 \cdot (6,3541 - 1) = 3,5063 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Momentenwiderstand im elastisch-gerissenen Zustand:

$$M_{Rd,II} = \frac{I_{II}}{x_{II}} \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c,max} = \frac{0,0035}{0,13} \cdot 3,1476 \cdot 10^7 \cdot 0,00053438 = 444,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 163 \text{ kNm} \quad \text{Der Querschnitt ist}$$

elastisch.

Betonüberdeckung der Längsbewehrung:

$$c_\phi = c + \phi_w = 35 + 12 = 47 \text{ mm}$$

Der Stababstand der Bewehrung innerhalb der Zugzone:

$$s_{br,tz} = \frac{b_w - 2 \cdot \left(c + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} \right)}{n_1 - 1} = \frac{520,0 - 2 \cdot \left(35 + 12,0 + \frac{20,0}{2} \right)}{4 - 1} = 135,3 \text{ mm}$$

$$s_{br,tz} = 135,3 \text{ mm} < 5 \cdot \left(c_\phi + \frac{\phi_{eq}}{2} \right) = 5 \cdot \left(47 + \frac{20}{2} \right) = 285 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (3)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$$S_{r,max} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} = \frac{1,8365 \cdot 10^5 \cdot 20}{3,6 \cdot 2,565 \cdot 10^3} = 397,8 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 NDP Zu 7.3.4. (3)}$$

Die Zugspannung in der Bewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_{Ed}}{I_{II}} \cdot (d - x_{II}) = \frac{6,3541 \cdot 163}{3,5063 \cdot 10^9} \cdot (753,0 - 132,6) = 1,8365 \cdot 10^5 \text{ kPa}$$

Mittlere Zugeisen-Dehnung:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t \cdot f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_s} = \frac{1,8365 \cdot 10^5 - \frac{0,4 \cdot 2,565 \cdot 10^3}{0,016959}}{2 \cdot 10^8} = 0,00061576$$

Mittlere Betondehnung:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{k_t \cdot f_{ct,eff}}{E_{cm}} = \frac{0,4 \cdot 2,565 \cdot 10^3}{3,1476 \cdot 10^7} = 3,2596 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\varepsilon_{(sm,cm)} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00061576 - 3,2596 \cdot 10^{-5} = 0,00058316 > \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_s} = \frac{0,6 \cdot 1,8365 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8} = 0,00055095 = 0,583$$

‰ DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (7.9)

Die charakteristische Rissbreite: DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (7.8)

$$w_k = S_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon_{(sm,cm)} = 397,8 \cdot 0,00058316 = 0,2 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm} \quad \text{erfüllt}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 1,765 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbauast Dachdecke+Ausbauast EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbauast Wände+Vormauerung+Ausbauast Doppelboden]**
{0,8*NL Batterieraum+0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Flur&Mehrzweckraum+0,8*NL Haustechnik}

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 48 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 810,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 810,0 = 421,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7059 \cdot 10^8}{421,2} = 405 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7059 \cdot 10^8 + 763407 \cdot (6,3541 - 1)}{421,2 + 1885 \cdot (6,3541 - 1)} = 405 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,3029 \cdot 10^{10} + 2,2828 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,4251 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,024}{0,81 - 0,41} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 153,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 48 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 32,075 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbauast Dachdecke+Ausbauast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbauast Wände+Vormauerung+Ausbauast Doppelboden]

{0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Flur&Mehrzweckraum+0,8*NL Haustechnik+0,8*NL El. Werkstatt+0,8*NL Mech.

Werkstatt+0,8*NL Kabelkanal}

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0,150	0,204	18,005	18,005	32,225
$l_0 [m]$	32,075				
Längsbewehrung oben	3 ϕ 20		3 ϕ 20		4 ϕ 20
Längsbewehrung unten	3 ϕ 20		3 ϕ 20		3 ϕ 20
$I_c [mm^4]$	$2,3029 \cdot 10^{10}$		$2,3029 \cdot 10^{10}$		$2,3029 \cdot 10^{10}$
$I_I [mm^4]$	$2,7152 \cdot 10^{10}$		$2,7152 \cdot 10^{10}$		$2,7831 \cdot 10^{10}$
$I_{II} [mm^4]$	$7,1667 \cdot 10^9$		$7,1667 \cdot 10^9$		$9,0591 \cdot 10^9$
$M_{cr} [kNm]$	172,0		172,0		178,1
$M_{Rd,II} [kNm]$	327,1		327,1		431,9
$M [kNm]$	0,5		-38,5		133,5
ζ	0		0		0
α_I	2,5444		2,5444		2,4824
α_{II}	9,64		9,64		7,6263
α	2,5444		2,5444		2,4824
$e_0 [mm]$	2,7 (↓)	2,7 (↓)	4,5 (↓)	4,5 (↓)	7,2 (↓)
$e_{0,rel} [mm]$	0	0	0	0	0

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.aks**

Bemessung Fundamentbalken 520x810

31.01.2025

$e_{abs} [mm]$	2,7 (↓)	2,7 (↓)	3,3 (↓)	3,3 (↓)	7,2 (↓)
$e_{rel} [mm]$	0 ✓	0 (↓) ✓	1,9 (↑) ✓	1,9 (↑) ✓	0 ✓
$e_{lim} [mm]$	106,9				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: **73, 72**

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 35$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 2,0$ cm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 16$ mm ($A_{\phi,B} = 2,0$ cm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 16$ mm ($A_{\phi,c,T} = 2,0$ cm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 16$ mm ($A_{\phi,c,B} = 2,0$ cm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 2,0$ cm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 10$ mm ($A_{\phi_w} = 0,8$ cm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 35 + 10 + \frac{16}{2} = 53 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 35 + 10 + \frac{16}{2} = 53 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 35 + 10 + \frac{16}{2} = 53 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 35 + 10 + \frac{16}{2} = 53 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]
{1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Haustechnik+1,5*1*NL Magazin)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 930,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 400,0 \text{ mm}$

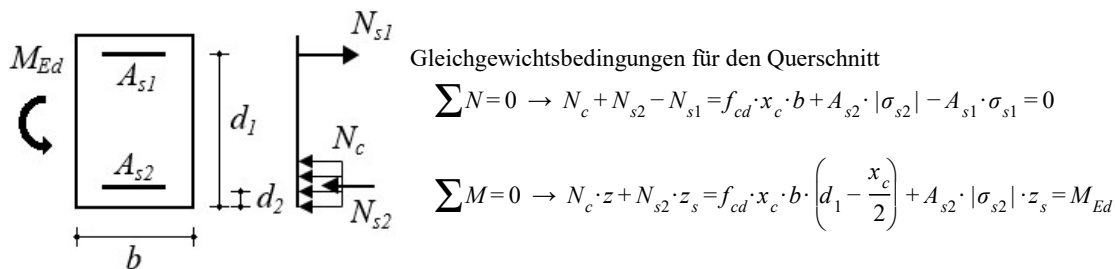
Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -0,1 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 11,5 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 877 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 877 = 540,9 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 540,9 = 432,7 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(877 - \frac{432,7}{2} \right) \cdot 432,7 \cdot 400,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,6199 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 12 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 2,324 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,l} = 468 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 4,7 \text{ cm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 14,888 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Haustechnik+1,5*1*NL Magazin)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 930,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 400,0 \text{ mm}$

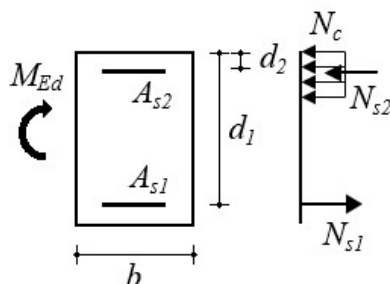
Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 81,2 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 46 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 877 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 877 = 540,9 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 540,9 = 432,7 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(877 - \frac{432,7}{2} \right) \cdot 432,7 \cdot 400,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,6199 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 46 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 9,335 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,l} = 468 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 4,7 \text{ cm}^2)$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

1.2. Abscheren-Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 6,500 m

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*NL Dach Kat. H} (1,5*0,5*Schnee UD+1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL USV-Raum+1,5*1*NL Leitwarte+1,5*1*NL Magazin)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 930,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 400,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -30,4 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 4,4 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 96,4 \text{ kN} \quad T_{Ed} = 6,3 \text{ kNm}$$

$$v_{min} = \frac{0,0375}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0375}{1,5} \cdot 1,4775^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,2245 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3bDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,2245 + 0,12 \cdot 0,081634) \cdot 400 \cdot 877 = 82192 \text{ N} = 82,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 1,4775 \cdot (100 \cdot 0,0013338 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,081634) \cdot 400 \cdot 877 = 80872 \text{ N} = 80,9 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 80,9 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 82,2 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 82,2 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 6,3 \text{ kNm} < \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} = \frac{96,4 \cdot 400,0}{4,5} = 8,5666 \quad \checkmark \quad \text{DIN EN 1992-1-1 6.3.2 (5) (NA.6.31.1)}$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) = 96,4 \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot 6,3}{96,4 \cdot 400,0} \right) = 167,0 \text{ kNm} > V_{Rd,c} = 82,2 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schub-/Torsionsbewehrung erforderlich.

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8\) \(6.26\) \(6.27\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed} + 2 \cdot z_i \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{1,6}{96,4 + 2 \cdot 824 \cdot \frac{6,3}{2 \cdot 2,0556 \cdot 10^5}} \cdot 789,3 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 443,7 \text{ mm} \rightarrow s = 400$$

mm

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N)} \quad \text{DIN EN 1992-1-1}$$

9.2.2. (5) (9.4)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,6}{400 \cdot 400,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,00098175 = 0,982 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w ; 0,016 + k_2 ; k_3) = \max(0 \cdot 10 ; 0,016 + 5 ; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

$$s_{clear} = s - \phi_w = 400 - 10 = 390 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 930,0 = 232,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$$

$$s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

$$s = 400 \text{ mm} > s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \times$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: **DIN EN 1992-1-1 (6.9.)**

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 400,0 \cdot 789,3 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 1677,3 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert des Torsionswiderstandsmoments begrenzt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{efi} \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta = 2 \cdot 0,525 \cdot 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 \cdot 2,0556 \cdot 10^5 \cdot 139,8 \cdot \sin 45,00^\circ \cdot \cos 45,00^\circ = 213,8 \text{ kNm}$$

DIN EN 1992-1-1 (6.30)

Ausnutzung der Betondruckstrebe: **DIN EN 1992-1-16.3.2 (4) (NA 6.29.1)**

$$\frac{T_{Ed}^2}{T_{Rd,max}^2} + \frac{V_{Ed}^2}{V_{Rd,max}^2} = \frac{6,3^2}{213,8^2} + \frac{96,4^2}{1677,3^2} = 0,0041643 < 1 \quad \text{erfüllt}$$

Die Tragfähigkeit der Betondruckstreben ist ausreichend.

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 15,300 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]
{1,5*NL MSR-Raum+1,5*NL Batterieraum+1,5*NL USV-Raum} (1,5*1*NL Magazin)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 930,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 400,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 88,9 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 41,3 \text{ kNm} \quad T_{Ed} = 19,9 \text{ kNm}$$

Berechnen der Bewehrung

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{|T_{Ed}|}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \Theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = \frac{|20|}{2 \cdot 0,21} \cdot \cot 45,00^\circ \cdot \frac{2,1}{4,35 \cdot 10^5} = 0,00023 \text{ m}^2 = 2,3 \text{ cm}^2 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.28)}$$

Abstand zwischen den Längseisen an den Ecken des Querschnitts:

$$z_B = b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,4 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,01 - \frac{0,016 + 0,016}{2 \cdot 2} = 0,3 \text{ m}$$

$$z_H = h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,93 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,01 - \frac{0,016 + 0,016}{2 \cdot 2} = 0,83 \text{ m} > 0,35 \text{ m} \quad \text{!!}$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion

Längsstäbe sind in der Regel gleichmässig über den Umfang innerhalb der Bügel mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen. **EN 1992-1-1 9.2.3. (4)**

$$n_{\phi,T} = \frac{z_H}{0,35} - 1 = \frac{0,83}{0,35} - 1 = 1,38 \rightarrow n_{\phi,T} = 2 \text{ St.}$$

Die erforderliche spezifische Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

$$a_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl}}{2 \cdot (z_B + z_H)} = \frac{0,00023}{2 \cdot (0,3 + 0,83)} = 0,0001 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$2,8597 \cdot 10^{-5} < A_{\phi,T} = 0,0002 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion (gesamt): $2 \cdot n_{\phi,T} = 2 \cdot 2 = 4 \quad \varnothing 16 \text{ mm} \quad (0,0008 \text{ m}^2)$

Querschnittsfläche der Torsionsbewehrung in den auf Zug- und Druck beanspruchten Gurten getrennt:

$$\Delta A_{s,l,T} = \frac{\Sigma A_{sl} - \frac{2 \cdot a_{sl,T} \cdot z_H}{n_{\phi,T} + 1}}{2} = \frac{0,00023 - \frac{2 \cdot 0,0001 \cdot 0,83}{2 + 1}}{2} = 8,8334 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion (gesamt):

$$\Sigma A_{sl,prov} = 2 \cdot n_{\phi,T} \cdot A_{\phi,T} + 2 \cdot \Delta A_{s,l,T} = 2 \cdot 2 \cdot 0,0002 + 2 \cdot 8,8334 \cdot 10^{-5} = 0,00098 \text{ m}^2 > \Sigma A_{sl} = 0,00023 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 15,300 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{0,8*NL Batterieraum+0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Archiv+0,8*NL Löschanlage+0,8*NL

Flur&Mehrzweckraum+0,8*NL El. Werkstatt+0,8*NL Mech. Werkstatt+0,8*NL Kabelkanal}

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 17 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 930,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 400,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 16 \quad (6,0 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 16 \quad (6,0 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 400,0 \cdot 930,0 = 372,0 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7298 \cdot 10^8}{372,0} = 465 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7298 \cdot 10^8 + 560963 \cdot (6,3541 - 1)}{372,0 + 1206 \cdot (6,3541 - 1)} = 465 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,6812 \cdot 10^{10} + 2,0477 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,7908 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,028}{0,93 - 0,47} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 153,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 17 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s,pos} = 15,300 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]
{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Haustechnik} (0,8*NL Magazin)

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 21 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 930,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 400,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 16 \quad (6,0 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 16 \quad (6,0 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 400,0 \cdot 930,0 = 372,0 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{1,7298 \cdot 10^8}{372,0} = 465 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{1,7298 \cdot 10^8 + 560963 \cdot (6,3541 - 1)}{372,0 + 1206 \cdot (6,3541 - 1)} = 465 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,6812 \cdot 10^{10} + 2,0477 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 2,7908 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 400x930

31.01.2025

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,028}{0,93 - 0,47} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 153,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 21 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 15,060 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbau last Dachdecke+Ausbau last**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbau last Wände+Vormauerung+Ausbau last Doppelboden]

{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Batterieraum+0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Haustechnik} (0,8*NL Magazin)

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0,240	3,214	5,391	15,300	15,300
l_0 [m]	15,060				
Längsbewehrung oben	3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16
Längsbewehrung unten	3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16
I_c [mm ⁴]	$2,6812 \cdot 10^{10}$		$2,6812 \cdot 10^{10}$		$2,6812 \cdot 10^{10}$
I_I [mm ⁴]	$3,0511 \cdot 10^{10}$		$3,0511 \cdot 10^{10}$		$3,0511 \cdot 10^{10}$
I_{II} [mm ⁴]	$6,539 \cdot 10^9$		$6,539 \cdot 10^9$		$6,539 \cdot 10^9$
M_{cr} [kNm]	168,3		168,3		168,3
$M_{Rd,II}$ [kNm]	246,6		246,6		246,6
M [kNm]	0,8		- 18,7		- 18,7
ζ	0		0		0
α_I	2,6363		2,6363		2,6363
α_{II}	12,301		12,301		12,301
α	2,6363		2,6363		2,6363
e_0 [mm]	3,9 (↓)	3,6 (↓)	3,4 (↓)	2,2 (↓)	2,2 (↓)
$e_{0,rel}$ [mm]	0	0	0 (↓)	0	0
e_{abs} [mm]	3,9 (↓)	3,6 (↓)	3,4 (↓)	2,2 (↓)	2,2 (↓)
e_{rel} [mm]	0 ✓	0,1 (↓) ✓	0,1 (↓) ✓	0 ✓	0 ✓
e_{lim} [mm]	50,2				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: **69, 70, 71, 66, 68, 67**

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 35$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 3,1$ cm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 20$ mm ($A_{\phi,B} = 3,1$ cm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 20$ mm ($A_{\phi,c,T} = 3,1$ cm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 20$ mm ($A_{\phi,c,B} = 3,1$ cm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 2,0$ cm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 10$ mm ($A_{\phi_w} = 0,8$ cm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 35 + 10 + \frac{20}{2} = 55 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 11,457 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbauast Dachdecke+Ausbauast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbauast Wände+Vormauerung+Ausbauast Doppelboden]

{1,5*NL MSR-Raum+1,5*NL Flur&Mehrzweckraum+1,5*NL El. Werkstatt+1,5*NL Mech. Werkstatt+1,5*NL

Kabelkanal} (1,5*1*NL Magazin)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

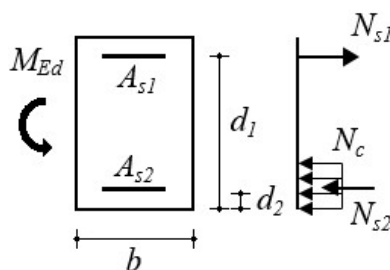
Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 64,6 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 0,1 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 1055 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 1055 = 650,7 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 650,7 = 520,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(1055 - \frac{520,5}{2} \right) \cdot 520,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 3,0475 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0,054 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$x_c = 0,006884 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 732 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 7,3 \text{ cm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 2,534 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigenlasten+1,35*Ausbaulast Dachdecke+1,35*Ausbaulast EG+1,35*Kanalabdeckung+1,35*Erddruck+1,35*Grundwasserdruck+1,35*Ausbaulast Wände+1,35*Vormauerung+1,35*Ausbaulast Doppelboden] {1,5*Schnee UD} (1,5*1*NL MSR-Raum+1,5*1*NL Batterieraum+1,5*1*NL Archiv+1,5*1*NL Löschanlage+1,5*1*NL Magazin)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

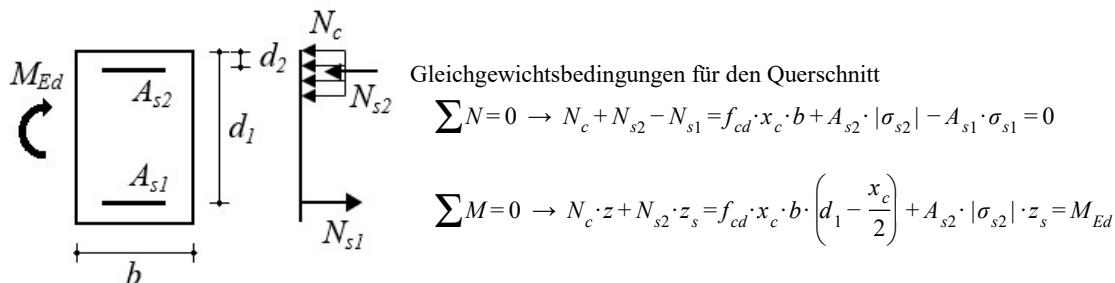
Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 168,9 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 241 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 1055 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 1055 = 650,7 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 650,7 = 520,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(1055 - \frac{520,5}{2} \right) \cdot 520,5 \cdot 520,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 3,0475 \cdot 10^3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 241 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 31,47 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$A_{s,1} = 732 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 7,3 \text{ cm}^2)$$

1.2. Abscheren-Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 8,361 m

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{1,5*NL Batterieraum+1,5*NL Haustechnik+1,5*NL El. Werkstatt}

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 12,5 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 5,8 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 35,6 \text{ kN} \quad V_{Ed,red} = 29,7 \text{ kN} \quad T_{Ed} = 94,5 \text{ kNm}$$

$$v_{min} = \frac{0,0375}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0375}{1,5} \cdot 1,4354^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,21497 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3bDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,21497 + 0,12 \cdot (-0,021715)) \cdot 520 \cdot 1055 = 116501 \text{ N} = 116,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,1 \cdot 1,4354 \cdot (100 \cdot 0,0013338 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot (-0,021715)) \cdot 520 \cdot 1055 = 116215 \text{ N} = 116,2 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 116,2 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 116,5 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 116,5 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 94,5 \text{ kNm} > \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} = \frac{35,6 \cdot 520,0}{4,5} = 4,1194 \quad \text{!!} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 6.3.2 (5) (NA.6.31.1)}$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) = 35,6 \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot 94,5}{35,6 \cdot 520,0} \right) = 853,8 \text{ kNm} > V_{Rd,c} = 116,5 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schub-/Torsionsbewehrung erforderlich.

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8\) \(6.26\) \(6.27\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed,red} + 2 \cdot z_i \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{1,6}{29,7 + 2 \cdot 1000 \cdot \frac{94,5}{2 \cdot 3,1995 \cdot 10^5}} \cdot 949,5 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 199,5 \text{ mm} \rightarrow s =$$

$$= 100 \text{ mm}$$

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N) \quad DIN EN 1992-1-1}$$

[9.2.2. \(5\) \(9.4\)](#)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,6}{100 \cdot 520,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0030208 = 3,021 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w ; 0,016 + k_2 ; k_3) = \max(0 \cdot 10 ; 0,016 + 5 ; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 100 - 10 = 90 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 1110,0 = 277,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$$

$$s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

$$s = 100 \text{ mm} < s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: DIN EN 1992-1-1 (6.9.)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 520,0 \cdot 949,5 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 2623,0 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert des Torsionswiderstandsmoments begrenzt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta = 2 \cdot 0,525 \cdot 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 \cdot 3,1995 \cdot 10^5 \cdot 177,1 \cdot \sin 45,00^\circ \cdot \cos 45,00^\circ = 421,3 \text{ kNm}$$

DIN EN 1992-1-1 (6.30)

Ausnutzung der Betondruckstrebe: DIN EN 1992-1-16.3.2 (4) (NA 6.29.1)

$$\frac{T_{Ed}^2}{T_{Rd,max}^2} + \frac{V_{Ed}^2}{V_{Rd,max}^2} = \frac{94,5^2}{421,3^2} + \frac{35,6^2}{2623,0^2} = 0,050535 < 1 \quad \text{erfüllt}$$

Die Tragfähigkeit der Betondruckstreben ist ausreichend.

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 8,361 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbauast Dachdecke+Ausbauast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbauast Wände+Vormauerung+Ausbauast Doppelboden]
{1,5*NL Batterieraum+1,5*NL Haustechnik+1,5*NL El. Werkstatt}

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = 12,5 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 5,8 \text{ kNm} \quad T_{Ed} = 94,5 \text{ kNm}$$

Berechnen der Bewehrung

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{|T_{Ed}|}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \Theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = \frac{|95|}{2 \cdot 0,32} \cdot \cot 45,00^\circ \cdot \frac{2,6}{4,35 \cdot 10^5} = 0,00087 \text{ m}^2 = 8,7 \text{ cm}^2 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.28)}$$

Abstand zwischen den Längseisen an den Ecken des Querschnitts:

$$z_B = b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 0,52 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,01 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 0,42 \text{ m}$$

$$z_H = h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_w - \frac{\phi_{c,T} + \phi_{c,B}}{2 \cdot 2} = 1,1 - 2 \cdot 0,035 - 2 \cdot 0,01 - \frac{0,02 + 0,02}{2 \cdot 2} = 1 \text{ m} > 0,35 \text{ m} \quad \text{!!}$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion

Längsstäbe sind in der Regel gleichmässig über den Umfang innerhalb der Bügel mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen. EN 1992-1-1 9.2.3. (4)

$$n_{\phi,T} = \frac{z_H}{0,35} - 1 = \frac{1}{0,35} - 1 = 1,89 \rightarrow n_{\phi,T} = 2 \text{ St.}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Die erforderliche spezifische Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion:

$$a_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl}}{2 \cdot (z_B + z_H)} = \frac{0,00087}{2 \cdot (0,42 + 1)} = 0,0003 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$0,0001 < A_{\phi T} = 0,0002 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

Seitliche Bewehrung gegen Torsion (gesamt): $2 \cdot n_{\phi,T} = 2 \cdot 2 = 4 \quad \varnothing 16 \text{ mm} \quad (0,0008 \text{ m}^2)$

Querschnittsfläche der Torsionsbewehrung in den auf Zug- und Druck beanspruchten Gurten getrennt:

$$\Delta A_{sl,T} = \frac{\Sigma A_{sl} - \frac{2 \cdot a_{sl,T} \cdot z_H}{n_{\phi,T} + 1}}{2} = \frac{0,00087 - \frac{2 \cdot 0,0003 \cdot 1}{2 + 1}}{2} = 0,00033 \text{ m}^2 = 3,3 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion (gesamt):

$$\Sigma A_{sl,prov} = 2 \cdot n_{\phi,T} \cdot A_{\phi T} + 2 \cdot \Delta A_{sl,T} = 2 \cdot 2 \cdot 0,0002 + 2 \cdot 0,00033 = 0,0015 \text{ m}^2 > \Sigma A_{sl} = 0,00087 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 14,515 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{0,8*NL Batterieraum+0,8*NL USV-Raum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Archiv+0,8*NL Haustechnik+0,8*NL El.

Werkstatt}

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 59 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 1110,0 = 577,2 \text{ mm}^2$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{3,2035 \cdot 10^8}{577,2} = 555 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{3,2035 \cdot 10^8 + 1,0462 \cdot 10^6 \cdot (6,3541 - 1)}{577,2 + 1885 \cdot (6,3541 - 1)} = 555 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 5,9264 \cdot 10^{10} + 4,7124 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 6,1787 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,062}{1,1 - 0,56} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 285,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 59 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnitts vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 3,010 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbaulast Dachdecke+Ausbaulast**

EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbaulast Wände+Vormauerung+Ausbaulast Doppelboden]

{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Batterieraum+0,8*NL Archiv+0,8*NL Löschanlage} (0,8*NL Magazin)

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 136 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 1110,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 520,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Untere Bewehrung: $3\phi 20 \quad (9,4 \text{ cm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 520,0 \cdot 1110,0 = 577,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{3,2035 \cdot 10^8}{577,2} = 555 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{3,2035 \cdot 10^8 + 1,0462 \cdot 10^6 \cdot (6,3541 - 1)}{577,2 + 1885 \cdot (6,3541 - 1)} = 555 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 5,9264 \cdot 10^{10} + 4,7124 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 6,1787 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Betriebsgebäude.axs**

Bemessung Fundamentbalken 520x1110

31.01.2025

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,062}{1,1 - 0,56} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 285,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 136 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 17,875 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigenlasten+Ausbau last Dachdecke+Ausbau last**
EG+Kanalabdeckung+Erddruck+Grundwasserdruck+Ausbau last Wände+Vormauerung+Ausbau last Doppelboden]
{0,8*NL MSR-Raum+0,8*NL Batterieraum+0,8*NL Leitwarte+0,8*NL Archiv+0,8*NL Löschanlage} (0,8*NL Magazin)

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0	1,057	5,303	17,875	17,875
l_0 [m]	17,875				
Längsbewehrung oben	3 ϕ 20		3 ϕ 20		3 ϕ 20
Längsbewehrung unten	3 ϕ 20		3 ϕ 20		3 ϕ 20
I_c [mm ⁴]	$5,9264 \cdot 10^{10}$		$5,9264 \cdot 10^{10}$		$5,9264 \cdot 10^{10}$
I_I [mm ⁴]	$6,7776 \cdot 10^{10}$		$6,7776 \cdot 10^{10}$		$6,7776 \cdot 10^{10}$
I_{II} [mm ⁴]	$1,4834 \cdot 10^{10}$		$1,4834 \cdot 10^{10}$		$1,4834 \cdot 10^{10}$
M_{cr} [kNm]	313,2		313,2		313,2
$M_{Rd,II}$ [kNm]	464,5		464,5		464,5
M [kNm]	1,0		- 136,4		- 37,7
ζ	0		0		0
α_I	2,6232		2,6232		2,6232
α_{II}	11,985		11,985		11,985
α	2,6232		2,6232		2,6232
e_0 [mm]	4,3 (↓)	4,5 (↓)	5,0 (↓)	4,2 (↓)	4,2 (↓)
$e_{0,rel}$ [mm]	0	0	0,6 (↓)	0	0
e_{abs} [mm]	4,3 (↓)	4,8 (↓)	6,1 (↓)	0	4,2 (↓)
e_{rel} [mm]	0 ✓	0,6 (↓) ✓	1,9 (↓) ✓	0 ✓	0 ✓
e_{lim} [mm]	59,6				

ANLAGE 6

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Stütze

21.01.2024

Seite 1

STAHLSTABNACHWEIS

Bemessungsbauteil: **3**

Knoten: **5-6**

Norm: **Eurocode-D**

[DIN EN 1993-1-1:2010-12](#) (mit [AC:2009](#)), [DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12](#), [DIN EN 1993-1-5:2010-12](#), [DIN EN 1993-1-5/NA:2010-12](#)

Material: **S 235**

Querschnitt: **HE 100 B**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

1. Normalkraft-Biegung-Schub

[EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9](#)

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 200 = 0$ cm

$$N_{Ed1} = -17 \text{ kN} \quad V_{y,Ed1} = -0,094 \text{ kN} \quad V_{z,Ed1} = -5,2521 \cdot 10^{-6} \text{ kN} \quad M_{x,Ed1} = -0,0094 \text{ kNm} = 0 \text{ kNm}$$

$$\eta_{NMV_{pl}} = \max(\eta_N; \eta_{M_{y,pl}}; \eta_{M_{z,pl}}; \eta_{V_z}; \eta_{V_y}) = \max(2,8; 0; 0; 0; 0) = 2,8 \% \quad \text{erfüllt}$$

2. Normalkraft-Biegung-Knicken

[EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2](#)

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 200 = 200$ cm

$$C_{my} = 1$$

$$C_{mz} = 1$$

$$f_{yy} = \min(\lambda_y^* - 0,2; 0,8) = \min(1,03 - 0,2; 0,8) = 0,8$$

$$f_{zz} = \min(2 \cdot \lambda_z^* - 0,6; 1,4) = \min(2 \cdot 1,68 - 0,6; 1,4) = 1,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + f_{yy} \cdot \frac{\left| \frac{N_{Ed11}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} \right|}{\gamma_{M1}} \right) = 1 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{\left| \frac{(-17)}{0,58 \cdot 612} \right|}{1,1} \right) = 1,041$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 1,041 = 0,625 \quad \text{Tabelle Annex B.1}$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 1,161 = 0,696$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + f_{zz} \cdot \frac{\left| \frac{N_{Ed11}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} \right|}{\gamma_{M1}} \right) = 1 \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{\left| \frac{(-17)}{0,26 \cdot 612} \right|}{1,1} \right) = 1,161 \quad \text{Tabelle Annex B.1}$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^{*2}}}; 1 \right) = 0,58 \quad (6.49)$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^{*2}}}; 1 \right) = 0,26 \quad (6.49)$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Stütze

21.01.2024

Seite 2

$$\eta_{NMBuckl_1} = \frac{\frac{|N_{Ed11}|}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{|M_{y,Ed11}|}{W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{\frac{|M_{z,Ed11}|}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{|(-17)|}{0,58 \cdot 26 \cdot 24}}{1,1} + 1,041 \cdot \frac{\frac{|(-0,0011)|}{104 \cdot 24}}{1,1} + 0,696 \cdot \frac{\frac{|19|}{51 \cdot 24}}{1,1} = 6,4 \% \quad (6.61)$$

$$\eta_{NMBuckl_2} = \frac{\frac{|N_{Ed11}|}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{\frac{|M_{y,Ed11}|}{W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{\frac{|M_{z,Ed11}|}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{|(-17)|}{0,26 \cdot 26 \cdot 24}}{1,1} + 0,625 \cdot \frac{\frac{|(-0,0011)|}{104 \cdot 24}}{1,1} + 1,161 \cdot \frac{\frac{|19|}{51 \cdot 24}}{1,1} = 13,5 \% \quad (6.62)$$

$$\eta_{NMBuckl} = 13,5 \% \quad \text{erfüllt}$$

3. Normalkraft-Biegung-Biegedrillknicken

EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 200 = 200 \text{ cm}$

$$C_{my} = 1$$

$$C_{mz} = 1$$

$$C_{mLT} = 1$$

$$f_{yy} = \min(\lambda_y \cdot 0,2; 0,8) = \min(1,03 - 0,2; 0,8) = 0,8$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + f_{yy} \cdot \frac{\frac{|N_{Ed11}|}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}}}{\gamma_{M1}} \right) = 1 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{\frac{|(-17)|}{0,58 \cdot 612}}{1,1} \right) = 1,041$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 1,041 = 0,625 \quad \text{Tabelle Annex B.1, B.2}$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 1,161 = 0,696$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + f_{zz} \cdot \frac{\frac{|N_{Ed11}|}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}}}{\gamma_{M1}} \right) = 1 \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{\frac{|(-17)|}{0,26 \cdot 612}}{1,1} \right) = 1,161 \quad \text{Tabelle Annex B.1, B.2}$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}; 1 \right) = 0,58 \quad (6.49)$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}}; 1 \right) = 0,26 \quad (6.49)$$

$$\chi_{LT} = 1 \quad (6.56)$$

$$\eta_{NMLTBuckl_1} = \frac{\frac{|N_{Ed11}|}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{|M_{y,Ed11}|}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{\frac{|M_{z,Ed11}|}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{|(-17)|}{0,58 \cdot 26 \cdot 24}}{1,1} + 1,041 \cdot \frac{\frac{|(-0,0011)|}{1 \cdot 104 \cdot 24}}{1,1} + 0,696 \cdot \frac{\frac{|19|}{51 \cdot 24}}{1,1} = 6,4 \%$$

(6.61)

Projekt:

Obliczenia wykonął:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Stütze

21.01.2024

Seite 3

$$\eta_{NMLTBuckl_2} = \frac{\left| \frac{N_{Ed11}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \right|}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{\left| \frac{M_{y,Ed11}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} \right|}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{\left| \frac{M_{z,Ed11}}{W_{pl,z} \cdot f_y} \right|}{\gamma_{M1}} = \frac{|(-17)|}{0,26 \cdot 26 \cdot 24 \cdot 1,1} + 0,625 \cdot \frac{|(-0,0011)|}{1 \cdot 104 \cdot 24 \cdot 1,1} + 1,161 \cdot \frac{|19|}{51 \cdot 24 \cdot 1,1} = 13,5 \%$$

(6.62)

$$\eta_{NMLTBuckl} = 13,5 \% \quad \text{erfüllt}$$

4. Querschnittswiderstand für Schub (y):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 200 = 0 \text{ cm}$

$$A_{V,y} = 2 \cdot b \cdot t_f = 20 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{V,y} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 271 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed1} = -0,0094 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,T,Rd,y} = \left(\sqrt{1 - \frac{\tau_{T,xy,Ed}}{1,25 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}}} \right) \cdot V_{pl,Rd,y} = \left(\sqrt{1 - \frac{0,00099}{1,25 \cdot \frac{24}{\sqrt{3} \cdot 1}}} \right) \cdot 271 = 271 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\eta_{V_y} = \frac{\left| \frac{V_{y,Ed1}}{V_{pl,T,Rd,y}} \right|}{271} = \frac{|(-0,094)|}{271} = 0 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

5. Schub- und Beulwiderstand:

EN 1993-1-5: 5.1, 5.2, 5.3, 5.5, Annex A: A.3

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 200 = 0 \text{ cm}$

$$a_{max} = 2$$

$$\eta_w = 1,2 \quad 5.2 (2) \text{ NOTE 2}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 10 - 2 \cdot 1 = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta_w} \rightarrow V_{b,Rd} = V_{pl,Rd,z} = 123 \text{ kN} \quad (5.1 (2))$$

$$\eta_{V_w} = \frac{\left| \frac{V_{z,Ed1}}{V_{b,Rd}} \right|}{123} = \frac{|(-5,2521 \cdot 10^{-6})|}{123} = 0 \% \quad (5.10) \quad \text{erfüllt}$$

6. Schub-Biegung-Normalkraft

EN 1993-1-1: 6.2.9; EN 1993-1-5: 7.1

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 200 = 200 \text{ cm}$

$$M_{f,Rd} = b \cdot t_f \cdot f_y \cdot (h - t_f) = 10 \cdot 1 \cdot 24 \cdot (10 - 1) = 2115 \text{ kNm} = 21,150 \text{ kNm}$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Stütze

21.01.2024

Seite 4

$$\left| M_{y,Ed_{11}} \right| \leq M_{f,Rd} \rightarrow \eta_{V_{wMN}} = \frac{\left| M_{y,Ed_{11}} \right|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{\left| (-0,0011) \right|}{2449} = 0 \% \quad (7.1) \quad \text{erfüllt}$$

7. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

EN 1993-1-1: 7., EN 1990: 3.4, A1.4.

Grenzwertkombination SLS Charakteristische : **[Eigengewicht+Riffelblech] {NL} (0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,600 \cdot L = 0,600 \cdot 200 = 120 \text{ cm}$

$$w_x = |w_{x,i} - w_{x,0}| = |(-0,0094) - (-6,4304 \cdot 10^{-10})| = 0,0094 \text{ cm}$$

$$w_{x,Limit} = \frac{H_{SLS}}{300,0} = \frac{200}{300,0} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\eta_{w_x} = \frac{w_x}{w_{x,Limit}} = \frac{0,0094}{0,67} = 1,4 \%$$

$$w_y = 0 \text{ cm} \rightarrow \eta_{w_y} = 0 \%$$

$$\eta_{SLS} = \max(\eta_{w_x}; \eta_{w_y}) = \max(1,4; 0) = 1,4 \% \quad \text{erfüllt}$$

Teil-Resultate

8. Querschnittswiderstand für Normalkraft:

EN 1993-1-1: 6.2.4

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 200 = 0 \text{ cm}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26 \cdot 24}{1} = 612 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\eta_N = \frac{\left| N_{Ed_1} \right|}{N_{pl,Rd}} = \frac{\left| (-17) \right|}{612} = 2,8 \% \quad (6.9) \quad \text{erfüllt}$$

9. Querschnittswiderstand für Biegung (yy):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 200 = 200 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{104 \cdot 24}{1} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{y,pl}} = \frac{\left| M_{y,Ed_{11}} \right|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{\left| (-0,0011) \right|}{2449} = 0 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

10. Querschnittswiderstand für Biegung (zz):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Stütze

21.01.2024

Seite 5

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 200 = 200 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{51 \cdot 24}{1} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{z,pl}} = \frac{|M_{z,Ed_{11}}|}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{|19|}{1208} = 1,6 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

11. Querschnittswiderstand für Schub (z):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 200 = 0 \text{ cm}$

$$A_{V,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 9 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{V,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{9 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 123 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed_1} = -0,0094 \text{ kNcm}$$

$$V_{pl,T,Rd,z} = \left(\sqrt{1 - \frac{\tau_{T,xz,Ed}}{1,25 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}}} \right) \cdot V_{pl,Rd,z} = \left(\sqrt{1 - \frac{0,00059}{1,25 \cdot \frac{24}{\sqrt{3} \cdot 1}}} \right) \cdot 123 = 123 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed_1}|}{V_{pl,T,Rd,z}} = \frac{|(-5,2521 \cdot 10^{-6})|}{123} = 0 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

12. Biegung-Schub Interaktion

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 200 = 0 \text{ cm}$

$$V_{z,Ed_1} = -5,2521 \cdot 10^{-6} \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,z}/2 = 61 \text{ kN} \rightarrow \text{Der Einfluss der Querkraft auf den Biege­widerstand ist vernachlässigbar.}$$

6.2.8 (2)

$$V_{y,Ed_1} = -0,094 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,y}/2 = 136 \text{ kN} \rightarrow \text{Der Einfluss der Querkraft auf den Biege­widerstand ist vernachlässigbar.}$$

6.2.8 (2)

13. Biegung-Normalkraft Interaktion

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 200 = 0 \text{ cm}$

$$n = \frac{|N_{Ed_1}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{17}{612} = 2,8 \% \leq 25\%$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Stütze

21.01.2024

Seite 6

$$|N_{Ed1}| = 17 \text{ kN} \leq N_{lim,y} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{2 \cdot 1} = 56 \text{ kN}$$

$$|N_{Ed1}| = 17 \text{ kN} \leq N_{lim,z} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{1} = 113 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,V,Rd} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{z,V,Rd} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm}$$

$$\eta_{MN,1} = \frac{M_{y,Ed1}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{(-4,1515 \cdot 10^{-18})}{2449} = 0 \%$$

$$\eta_{MN,2} = \frac{M_{z,Ed1}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{(-7,6792 \cdot 10^{-11})}{1208} = 0 \%$$

$$\alpha_{MN} = 2$$

$$\beta_{MN} = \max(5 \cdot n / 100; 1) = \max(5 \cdot 2,8 / 100; 1) = 1$$

$$\eta_{MN,3} = \left(\frac{M_{y,Ed1}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_{MN}} + \left(\frac{M_{z,Ed1}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta_{MN}} = \left(\frac{(-4,1515 \cdot 10^{-18})}{2449} \right)^2 + \left(\frac{(-7,6792 \cdot 10^{-11})}{1208} \right)^1 = 0 \% \quad (6.41)$$

$$\eta_{MN} = \max(\eta_{MN,1}; \eta_{MN,2}; \eta_{MN,3}; \eta_N) = \max(0; 0; 0; 2,8) = 2,8 \% \quad \text{erfüllt}$$

14. Knickwiderstand:

EN 1993-1-1: 6.3.1

Grenzwertkombination für N-M-Knicken Interaktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL}**
(1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 200 = 200 \text{ cm}$

$$K_y = 2$$

$$K_z = 2$$

$$L_{cr,y} = K_y \cdot L = 2 \cdot 200 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{cr,z} = K_z \cdot L = 2 \cdot 200 = 400 \text{ cm}$$

Knickkurve um die y-Axe: **b** [Tabelle 6.2](#)

$$\rightarrow \alpha_y = 0,34 \quad \text{a} \quad \text{Tabelle 6.1}$$

Knickkurve um die z-Achse: **c** [Tabelle 6.2](#)

$$\rightarrow \alpha_z = 0,49 \quad \text{a} \quad \text{Tabelle 6.1}$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{26 \cdot 24}{582}} = 1,03 \quad (6.50)$$

$$\lambda_z^* = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{26 \cdot 24}{217}} = 1,68 \quad (6.50)$$

$$\phi_y = \frac{1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y^* - 0,2) + \lambda_y^{*2}}{2} = \frac{1 + 0,34 \cdot (1,03 - 0,2) + 1,03^2}{2} = 1,1656$$

$$\phi_z = \frac{1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z^* - 0,2) + \lambda_z^{*2}}{2} = \frac{1 + 0,49 \cdot (1,68 - 0,2) + 1,68^2}{2} = 2,2746$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Stütze

21.01.2024

Seite 7

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} ; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{1,1656 + \sqrt{1,1656^2 - 1,03^2}} ; 1 \right) = 0,58 \quad (6.49)$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} ; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{2,2746 + \sqrt{2,2746^2 - 1,68^2}} ; 1 \right) = 0,26 \quad (6.49)$$

$$\chi = \min (\chi_y ; \chi_z) = \min (0,58 ; 0,26) = 0,26 \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,26 \cdot 26 \cdot 24}{1,1} = 146 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\eta_{N_b} = \frac{|N_{Ed11}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|(-17)|}{146} = 11,5 \% \quad (6.46) \quad \text{erfüllt}$$

15. Biegedrillknickwiderstand:

EN 1993-1-1: 6.3.2

Grenzwertkombination für N-M-Biegedrillknicken Interaktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 200 = 200 \text{ cm}$
 M_{cr} Berechnungsmethode: AutoMcr

Biegedrillknicken ist nicht massgebend. $M_y = 0 \text{ kNm} \rightarrow \chi_{LT} = 1 \quad (6.57)$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 104 \cdot 24}{1,1} = 2226 \text{ kNm} = 22,264 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\eta_{M_b} = \frac{|M_{y,Ed11}|}{M_{b,Rd}} = \frac{|(-0,0011)|}{2226} = 0 \% \quad (6.54) \quad \text{erfüllt}$$

Seitliche Auflager

Index	Pos. [m]	Rel. Pos. [-]	Exz. [mm]	R_y [kN/m]	R_{xx} [kNm/rad]	R_{zz} [kNm/rad]	R_w [kNm ² /(1/m)]	Typ
1.	0	0	0	$1 \cdot 10^{10}$	$1 \cdot 10^{10}$	0	0	Podpora z modelu
2.	2,000	1,000	0	911294,40	1170,91	0	0	Dochodzące elementy (HE 100 B: a=0,60 m; (5-10); EI/a=585 kNm; EA/a=911294 kN/m; alpha=90°; beta=0°)
3.	2,000	1,000	0	1822589,00	2341,82	0	0	Dochodzące elementy (HE 100 B: a=0,30 m; (11-5); EI/a=1171 kNm; EA/a=1822589 kN/m; alpha=90°; beta=0°)

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längsbalken

21.01.2024

Seite 8

STAHLSTABNACHWEIS

Bemessungsbauteil: 7

Knoten: 5-7

Norm: **Eurocode-D**

DIN EN 1993-1-1:2010-12 (mit AC:2009), DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12, DIN EN 1993-1-5:2010-12, DIN EN 1993-1-5/NA:2010-12

Material: **S 235**

Querschnitt: **HE 100 B**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

1. Normalkraft-Biegung-Schub

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0$ cm

$$N_{Ed1} = -0,38 \text{ kN} \quad V_{y,Ed1} = -0,042 \text{ kN} \quad V_{z,Ed1} = -7,9 \text{ kN} \quad M_{y,Ed1} = 378 \text{ kNcm} = 3,781 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed1} = -2,3 \text{ kNcm} = -0,023 \text{ kNm} \quad M_{x,Ed1} = -0,0011 \text{ kNcm} = 0 \text{ kNm}$$

$$\eta_{NMV_{pl}} = \max(\eta_N; \eta_{M_{y,pl}}; \eta_{M_{z,pl}}; \eta_{V_z}; \eta_{V_y}) = \max(0,1; 15,4; 0,2; 6,5; 0) = 15,4 \% \quad \text{erfüllt}$$

2. Normalkraft-Biegung-Knicken

EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0$ cm

$$C_{my} = \max(0,1 - 0,8 \cdot \alpha_{my}, -0,8 \cdot \alpha_{my}, 0,4) = \max(0,1 - 0,8 \cdot (-0,723), -0,8 \cdot (-0,723), 0,4) = 0,678 \geq 0,4 \quad \text{Tabelle B.3}$$

$$C_{mz} = \max(0,95 + 0,05 \cdot \alpha_{mz}, 0,9 + 0,1 \cdot \alpha_{mz}) = \max(0,95 + 0,05 \cdot (-0,526), 0,9 + 0,1 \cdot (-0,526)) = 0,924 \geq 0,4 \quad \text{Tabelle B.3}$$

$$f_{yy} = \min(\lambda_y \cdot -0,2; 0,8) = \min(0,62 - 0,2; 0,8) = 0,415$$

$$f_{zz} = \min(2 \cdot \lambda_z \cdot -0,6; 1,4) = \min(2 \cdot 1,01 - 0,6; 1,4) = 1,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + f_{yy} \cdot \frac{\frac{|N_{Ed1}|}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}}}{\gamma_{M1}} \right) = 0,678 \cdot \left(1 + 0,415 \cdot \frac{\frac{|(-0,38)|}{0,83 \cdot 612}}{1,1} \right) = 0,679$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,679 = 0,407 \quad \text{Tabelle Annex B.1}$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,925 = 0,555$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + f_{zz} \cdot \frac{\frac{|N_{Ed1}|}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}}}{\gamma_{M1}} \right) = 0,924 \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{\frac{|(-0,38)|}{0,54 \cdot 612}}{1,1} \right) = 0,925 \quad \text{Tabelle Annex B.1}$$

$$\chi_y = \min\left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}; 1\right) = 0,83 \quad (6.49)$$

Projekt:

Obliczenia wykonął:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längsbalken

21.01.2024

Seite 9

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}}; 1 \right) = 0,54 \quad (6.49)$$

$$\eta_{NMBuckl_1} = \frac{\frac{|N_{Ed_1}|}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{|M_{y,Ed_1}|}{W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{\frac{|M_{z,Ed_1}|}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = \frac{|(-0,38)|}{\frac{0,83 \cdot 26 \cdot 24}{1,1}} + 0,679 \cdot \frac{|378|}{\frac{104 \cdot 24}{1,1}} + 0,555 \cdot \frac{|(-2,3)|}{\frac{51 \cdot 24}{1,1}} = 11,7 \% \quad (6.61)$$

$$\eta_{NMBuckl_2} = \frac{\frac{|N_{Ed_1}|}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{\frac{|M_{y,Ed_1}|}{W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{\frac{|M_{z,Ed_1}|}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = \frac{|(-0,38)|}{\frac{0,54 \cdot 26 \cdot 24}{1,1}} + 0,407 \cdot \frac{|378|}{\frac{104 \cdot 24}{1,1}} + 0,925 \cdot \frac{|(-2,3)|}{\frac{51 \cdot 24}{1,1}} = 7,2 \% \quad (6.62)$$

$$\eta_{NMBuckl} = 11,7 \% \quad \text{erfüllt}$$

3. Normalkraft-Biegung-Biegedrillknicken

EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0 \text{ cm}$

$$C_{my} = \max(0,1 - 0,8 \cdot \alpha_{my}, -0,8 \cdot \alpha_{my}, 0,4) = \max(0,1 - 0,8 \cdot (-0,723), -0,8 \cdot (-0,723), 0,4) = 0,678 \geq 0,4 \quad \text{Tabelle B.3}$$

$$C_{mz} = \max(0,95 + 0,05 \cdot \alpha_{mz}, 0,9 + 0,1 \cdot \alpha_{mz}) = \max(0,95 + 0,05 \cdot (-0,526), 0,9 + 0,1 \cdot (-0,526)) = 0,924 \geq 0,4 \quad \text{Tabelle B.3}$$

$$C_{mLT} = \max(0,1 - 0,8 \cdot \alpha_{mLT}, -0,8 \cdot \alpha_{mLT}, 0,4) = \max(0,1 - 0,8 \cdot (-0,723), -0,8 \cdot (-0,723), 0,4) = 0,678 \geq 0,4 \quad \text{Tabelle B.3}$$

$$f_{yy} = \min(\lambda_y \cdot -0,2; 0,8) = \min(0,62 - 0,2; 0,8) = 0,415$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + f_{yy} \cdot \frac{\frac{|N_{Ed_1}|}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}}}{\gamma_{M1}} \right) = 0,678 \cdot \left(1 + 0,415 \cdot \frac{|(-0,38)|}{\frac{0,83 \cdot 612}{1,1}} \right) = 0,679$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,679 = 0,407 \quad \text{Tabelle Annex B.1, B.2}$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,925 = 0,555$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + f_{zz} \cdot \frac{\frac{|N_{Ed_1}|}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}}}{\gamma_{M1}} \right) = 0,924 \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{|(-0,38)|}{\frac{0,54 \cdot 612}{1,1}} \right) = 0,925 \quad \text{Tabelle Annex B.1, B.2}$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}; 1 \right) = 0,83 \quad (6.49)$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}}; 1 \right) = 0,54 \quad (6.49)$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}}; 1; \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \right) = 1,00 \quad (6.56)$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längsbalken

21.01.2024

Seite 10

$$\eta_{NMLTBuckl_1} = \frac{\frac{|N_{Ed1}|}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{|M_{y,Ed1}|}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{\frac{|M_{z,Ed1}|}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{|(-0,38)|}{0,83 \cdot 26 \cdot 24}}{1,1} + 0,679 \cdot \frac{\frac{|378|}{1,00 \cdot 104 \cdot 24}}{1,1} + 0,555 \cdot \frac{\frac{|(-2,3)|}{51 \cdot 24}}{1,1} = 11,7 \%$$

(6.61)

$$\eta_{NMLTBuckl_2} = \frac{\frac{|N_{Ed1}|}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{\frac{|M_{y,Ed1}|}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{\frac{|M_{z,Ed1}|}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{|(-0,38)|}{0,54 \cdot 26 \cdot 24}}{1,1} + 0,407 \cdot \frac{\frac{|378|}{1,00 \cdot 104 \cdot 24}}{1,1} + 0,925 \cdot \frac{\frac{|(-2,3)|}{51 \cdot 24}}{1,1} = 7,2 \%$$

(6.62)

$$\eta_{NMLTBuckl} = 11,7 \% \quad \text{erfüllt}$$

4. Querschnittswiderstand für Schub (y):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : [1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: 1 (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,625 \cdot L = 0,625 \cdot 240 = 150 \text{ cm}$

$$A_{V,y} = 2 \cdot b \cdot t_f = 20 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{V,y} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 271 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed1} = -0,0011 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,T,Rd,y} = \left(\sqrt{1 - \frac{\tau_{T,xy,Ed}}{1,25 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}}} \right) \cdot V_{pl,Rd,y} = \left(\sqrt{1 - \frac{0,00011}{1,25 \cdot \frac{24}{\sqrt{3} \cdot 1}}} \right) \cdot 271 = 271 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\eta_{V_y} = \frac{\frac{|V_{y,Ed1}|}{V_{pl,T,Rd,y}}}{\frac{|0,05|}{271}} = 0 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

5. Schub- und Beulwiderstand:

EN 1993-1-5: 5.1, 5.2, 5.3, 5.5, Annex A: A.3

Grenzwertkombination ULS : [1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: 1 (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0 \text{ cm}$

$$a_{max} = 2,4$$

$$\eta_w = 1,2 \quad 5.2 (2) \text{ NOTE 2}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 10 - 2 \cdot 1 = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta_w} \rightarrow V_{b,Rd} = V_{pl,Rd,z} = 123 \text{ kN} \quad (5.1 (2))$$

$$\eta_{V_w} = \frac{\frac{|V_{z,Ed1}|}{V_{b,Rd}}}{\frac{|(-7,9)|}{123}} = 6,5 \% \quad (5.10) \quad \text{erfüllt}$$

Projekt:

Obliczenia wykonął:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längstbalken

21.01.2024

Seite 11

6. Schub-Biegung-Normalkraft

EN 1993-1-1: 6.2.9; EN 1993-1-5: 7.1

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0$ cm

$$M_{f,Rd} = b \cdot t_f \cdot f_y \cdot (h - t_f) = 10 \cdot 1 \cdot 24 \cdot (10 - 1) = 2115 \text{ kNcm} = 21,150 \text{ kNm}$$

$$\left| M_{y,Ed1} \right| \leq M_{f,Rd} \rightarrow \eta_{V_{MN}} = \frac{\left| M_{y,Ed1} \right|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{378}{2449} = 15,4 \% \quad (7.1) \quad \text{erfüllt}$$

7. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

EN 1993-1-1: 7., EN 1990: 3.4, A1.4.

Grenzwertkombination SLS Charakteristische : **[Eigengewicht+Riffelblech] {NL} (0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,550 \cdot L = 0,550 \cdot 240 = 132$ cm

$$e_z = \left| e_{z,i} - e_{i,z} \cdot \left(1 - \frac{x}{L} \right) - e_{j,z} \cdot \frac{x}{L} + u_z \right| = \left| (-0,082) - (-0,0042) \cdot \left(1 - \frac{132}{240} \right) - (-0,0018) \cdot \frac{132}{240} + 0 \right| = 0,079 \text{ cm}$$

$$e_{z,Limit} = \frac{L}{300,0} = \frac{240}{300,0} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\eta_{e_z} = \frac{e_z}{e_{z,Limit}} = \frac{0,079}{0,8} = 9,9 \%$$

$$\eta_{SLS} = \max(\eta_e) = \max(9,9) = 9,9 \% \quad \text{erfüllt}$$

Teil-Resultate

8. Querschnittswiderstand für Normalkraft:

EN 1993-1-1: 6.2.4

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,250 \cdot L = 0,250 \cdot 240 = 60$ cm

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26 \cdot 24}{1} = 612 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\eta_N = \frac{\left| N_{Ed1} \right|}{N_{pl,Rd}} = \frac{\left| (-0,38) \right|}{612} = 0,1 \% \quad (6.9) \quad \text{erfüllt}$$

9. Querschnittswiderstand für Biegung (yy):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0$ cm

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{104 \cdot 24}{1} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

Projekt:

Obliczenia wykonął:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längsbalken

21.01.2024

Seite 12

$$\eta_{M_{y,pl}} = \frac{|M_{y,Ed1}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|378|}{2449} = 15,4 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

10. Querschnittswiderstand für Biegung (zz):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,625 \cdot L = 0,625 \cdot 240 = 150 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{51 \cdot 24}{1} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{z,pl}} = \frac{|M_{z,Ed1}|}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{|4,4|}{1208} = 0,4 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

11. Querschnittswiderstand für Schub (z):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0 \text{ cm}$

$$A_{V,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 9 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{V,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{9 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 123 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed1} = -0,0011 \text{ kNcm}$$

$$V_{pl,T,Rd,z} = \left(\sqrt{1 - \frac{\tau_{T,xz,Ed}}{1,25 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}}} \right) \cdot V_{pl,Rd,z} = \left(\sqrt{1 - \frac{6,6641 \cdot 10^{-5}}{1,25 \cdot \frac{24}{\sqrt{3} \cdot 1}}} \right) \cdot 123 = 123 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed1}|}{V_{pl,T,Rd,z}} = \frac{|(-7,9)|}{123} = 6,5 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

12. Biegung-Schub Interaktion

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0 \text{ cm}$

$$V_{z,Ed1} = -7,9 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,z}/2 = 61 \text{ kN} \rightarrow \text{Der Einfluss der Querkraft auf den Biege-} \text{widerstand ist vernachlässigbar.} \quad 6.2.8 (2)$$

$$V_{y,Ed1} = -0,042 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,y}/2 = 136 \text{ kN} \rightarrow \text{Der Einfluss der Querkraft auf den Biege-} \text{widerstand ist vernachlässigbar.}$$

6.2.8 (2)

13. Biegung-Normalkraft Interaktion

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Projekt:

Obliczenia wykonął:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längstbalken

21.01.2024

Seite 13

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0$ cm

$$n = \frac{|N_{Ed1}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{0,38}{612} = 0,1 \% \leq 25\%$$

$$|N_{Ed1}| = 0,38 \text{ kN} \leq N_{lim,y} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{2 \cdot 1} = 56 \text{ kN}$$

$$|N_{Ed1}| = 0,38 \text{ kN} \leq N_{lim,z} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{1} = 113 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,V,Rd} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{z,V,Rd} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm}$$

$$\eta_{MN,1} = \frac{M_{y,Ed1}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{378}{2449} = 15,4 \%$$

$$\eta_{MN,2} = \frac{M_{z,Ed1}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{(-2,3)}{1208} = 0,2 \%$$

$$\alpha_{MN} = 2$$

$$\beta_{MN} = \max(5 \cdot n / 100 ; 1) = \max(5 \cdot 0,1 / 100 ; 1) = 1$$

$$\eta_{MN,3} = \left(\frac{M_{y,Ed1}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_{MN}} + \left(\frac{M_{z,Ed1}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta_{MN}} = \left(\frac{378}{2449} \right)^2 + \left(\frac{(-2,3)}{1208} \right)^1 = 2,6 \% \quad (6.41)$$

$$\eta_{MN} = \max(\eta_{MN,1} ; \eta_{MN,2} ; \eta_{MN,3} ; \eta_N) = \max(15,4 ; 0,2 ; 2,6 ; 0,1) = 15,4 \% \quad \text{erfüllt}$$

14. Knickwiderstand:

EN 1993-1-1: 6.3.1

Grenzwertkombination für N-M-Knicken Interaktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL}**

(1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0$ cm

$$K_y = 1$$

$$K_z = 1$$

$$L_{cr,y} = K_y \cdot L = 1 \cdot 240 = 240 \text{ cm}$$

$$L_{cr,z} = K_z \cdot L = 1 \cdot 240 = 240 \text{ cm}$$

Knickkurve um die y-Axe: *b* [Tabelle 6.2](#)

$$\rightarrow \alpha_y = 0,34 \quad \text{Tabelle 6.1}$$

Knickkurve um die z-Achse: *c* [Tabelle 6.2](#)

$$\rightarrow \alpha_z = 0,49 \quad \text{Tabelle 6.1}$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{26 \cdot 24}{1618}} = 0,62 \quad (6.50)$$

$$\lambda_z^* = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{26 \cdot 24}{602}} = 1,01 \quad (6.50)$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längsbalken

21.01.2024

Seite 14

$$\phi_y = \frac{1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y^* - 0,2) + \lambda_y^{*2}}{2} = \frac{1 + 0,34 \cdot (0,62 - 0,2) + 0,62^2}{2} = 0,7597$$

$$\phi_z = \frac{1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z^* - 0,2) + \lambda_z^{*2}}{2} = \frac{1 + 0,49 \cdot (1,01 - 0,2) + 1,01^2}{2} = 1,2063$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^{*2}}}; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{0,7597 + \sqrt{0,7597^2 - 0,62^2}}; 1 \right) = 0,83 \quad (6.49)$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^{*2}}}; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{1,2063 + \sqrt{1,2063^2 - 1,01^2}}; 1 \right) = 0,54 \quad (6.49)$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,83; 0,54) = 0,54 \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,54 \cdot 26 \cdot 24}{1,1} = 298 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\eta_{N_b} = \frac{|N_{Ed1}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|(-0,38)|}{298} = 0,1 \% \quad (6.46) \quad \text{erfüllt}$$

15. Biegedrillknickwiderstand:

EN 1993-1-1: 6.3.2

Grenzwertkombination für N-M-Biegedrillknicken Interaktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 240 = 0 \text{ cm}$

M_{cr} Berechnungsmethode: AutoMcr

$$M_{cr} = 3,1563 \cdot 10^4 \text{ kNcm} = 315,628 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{104 \cdot 24}{3,1563 \cdot 10^4}} = 0,28$$

Knickkurve: b [Tabelle 6.5](#)

$\rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$ [Tabelle 6.3](#)

$$\phi_{LT} = \frac{1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2}{2} = \frac{1 + 0,34 \cdot (0,28 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,28^2}{2} = 0,51$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}}; 1; \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \right) = \min \left(\frac{1}{0,51 + \sqrt{0,51^2 - 0,75 \cdot 0,28^2}}; 1; \frac{1}{0,28^2} \right) = 1,00 \quad (6.57)$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,00 \cdot 104 \cdot 24}{1,1} = 2226 \text{ kNcm} = 22,264 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\eta_{M_b} = \frac{|M_{y,Ed1}|}{M_{b,Rd}} = \frac{|378|}{2226} = 17,0 \% \quad (6.54) \quad \text{erfüllt}$$

Seitliche Auflager

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Längstbalken

21.01.2024

Seite 15

Index	Pos. [m]	Rel. Pos. [-]	Exz. [mm]	R_y [kN/m]	R_{xx} [kNm/rad]	R_{zz} [kNm/rad]	R_w [kNm ² /(1/m)]	Typ
1.	0	0	0	0	944,07	0	0	Dochodzące elementy (HE 100 B: a=2,00 m; (6-5); EI/a=472 kNm; EA/a=273388 kN/m; alpha=90°; beta=90°)
2.	0,600	0,250	0	260292,30	0	0	0	Dochodzące elementy (HE 100 B: a=2,10 m; (10-19); EI/a=449 kNm; EA/a=260292 kN/m; alpha=90°; beta=2°)
3.	1,500	0,625	0	260292,30	0	0	0	Dochodzące elementy (HE 100 B: a=2,10 m; (9-18); EI/a=449 kNm; EA/a=260292 kN/m; alpha=90°; beta=2°)
4.	2,400	1,000	0	0	944,07	0	0	Dochodzące elementy (HE 100 B: a=2,00 m; (8-7); EI/a=472 kNm; EA/a=273388 kN/m; alpha=90°; beta=90°)
5.	2,400	1,000	0	260292,30	0	0	0	Dochodzące elementy (HE 100 B: a=2,10 m; (7-16); EI/a=449 kNm; EA/a=260292 kN/m; alpha=90°; beta=2°)

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Querbalken

21.01.2024

Seite 16

STAHLSTABNACHWEIS

Bemessungsbauteil: **13**

Knoten: **12-21**

Norm: **Eurocode-D**

DIN EN 1993-1-1:2010-12 (mit AC:2009), DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12, DIN EN 1993-1-5:2010-12, DIN EN 1993-1-5/NA:2010-12

Material: **S 235**

Querschnitt: **HE 100 B**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

1. Normalkraft-Biegung-Schub

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105$ cm

$$N_{Ed_6} = -0,16 \text{ kN} \quad V_{y,Ed_6} = 1,8811 \cdot 10^{-15} \text{ kN} \quad V_{z,Ed_6} = -1,4529 \cdot 10^{-7} \text{ kN} \quad M_{y,Ed_6} = -297 \text{ kNcm} = -2,968 \text{ kNm}$$

$$M_{x,Ed_6} = 4,7016 \cdot 10^{-15} \text{ kNcm} = 0 \text{ kNm}$$

$$\eta_{NMV_{pl}} = \max(\eta_N; \eta_{M_{y,pl}}; \eta_{M_{z,pl}}; \eta_{V_z}; \eta_{V_y}) = \max(0; 12,1; 0; 0; 0) = 12,1 \% \quad \text{erfüllt}$$

2. Normalkraft-Biegung-Knicken

EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105$ cm

$$C_{my} = 0,9$$

$$C_{mz} = - - -$$

$$f_{yy} = \min(\lambda_y * -0,2; 0,8) = \min(0,54 - 0,2; 0,8) = 0,338$$

$$f_{zz} = \min(2 \cdot \lambda_z * -0,6; 1,4) = \min(2 \cdot 0,88 - 0,6; 1,4) = 1,165$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + f_{yy} \cdot \frac{|N_{Ed_6}|}{\frac{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,9 \cdot \left(1 + 0,338 \cdot \frac{|(-0,16)|}{\frac{0,87 \cdot 612}{1,1}} \right) = 0,9$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,9 = 0,54 \quad \text{Tabelle Annex B.1}$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^{*2}}}; 1 \right) = 0,87 \quad (6.49)$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^{*2}}}; 1 \right) = 0,61 \quad (6.49)$$

$$\eta_{NMBuckl_1} = \frac{|N_{Ed_6}|}{\frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{|M_{y,Ed_6}|}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{|(-0,16)|}{\frac{0,87 \cdot 26 \cdot 24}{1,1}} + 0,9 \cdot \frac{|(-297)|}{\frac{104 \cdot 24}{1,1}} = 12,0 \% \quad (6.61)$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Querbalken

21.01.2024

Seite 17

$$\eta_{NMBuckl_2} = \frac{\left| \frac{N_{Ed_6}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \right|}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{\left| \frac{M_{y,Ed_6}}{W_{pl,y} \cdot f_y} \right|}{\gamma_{M1}} = \frac{\left| \frac{(-0,16)}{0,61 \cdot 26 \cdot 24} \right|}{1,1} + 0,54 \cdot \frac{\left| \frac{(-297)}{104 \cdot 24} \right|}{1,1} = 7,2 \% \quad (6.62)$$

$$\eta_{NMBuckl} = 12,0 \% \quad \text{erfüllt}$$

3. Normalkraft-Biegung-Biegedrillknicken

EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2

Ausgeschaltet

4. Querschnittswiderstand für Schub (y):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : **[Eigengewicht+Riffelblech]**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 210 = 0 \text{ cm}$

$$A_{V,y} = 2 \cdot b \cdot t_f = 20 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{V,y} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 271 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed_1} = 6,9421 \cdot 10^{-16} \text{ kNcm}$$

$$\eta_y = \frac{\left| \frac{V_{y,Ed_1}}{V_{pl,Rd,y}} \right|}{271} = \frac{\left| \frac{2,7701 \cdot 10^{-16}}{271} \right|}{271} = 0 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

5. Schub- und Beulwiderstand:

EN 1993-1-5: 5.1, 5.2, 5.3, 5.5, Annex A: A.3

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 210 = 0 \text{ cm}$

$$a_{max} = 2,1$$

$$\eta_w = 1,2 \quad 5.2 (2) \text{ NOTE 2}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 10 - 2 \cdot 1 = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta_w} \rightarrow V_{b,Rd} = V_{pl,Rd,z} = 123 \text{ kN} \quad (5.1 (2))$$

$$\eta_{V_w} = \frac{\left| \frac{V_{z,Ed_1}}{V_{b,Rd}} \right|}{123} = \frac{\left| \frac{(-5,7)}{123} \right|}{123} = 4,6 \% \quad (5.10) \quad \text{erfüllt}$$

6. Schub-Biegung-Normalkraft

EN 1993-1-1: 6.2.9; EN 1993-1-5: 7.1

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105 \text{ cm}$

$$M_{f,Rd} = b \cdot t_f \cdot f_y \cdot (h - t_f) = 10 \cdot 1 \cdot 24 \cdot (10 - 1) = 2115 \text{ kNcm} = 21,150 \text{ kNm}$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Querbalken

21.01.2024

Seite 18

$$\left| M_{y,Ed_6} \right| \leq M_{f,Rd} \rightarrow \eta_{V_{w,MN}} = \frac{\left| M_{y,Ed_6} \right|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{\left| (-297) \right|}{2449} = 12,1 \% \quad (7.1) \quad \text{erfüllt}$$

7. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

EN 1993-1-1: 7., EN 1990: 3.4, A1.4.

Grenzwertkombination SLS Charakteristische : **[Eigengewicht+Riffelblech] {NL} (0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105 \text{ cm}$

$$e_z = \left| e_{z,i} - e_{i,z} \cdot \left(1 - \frac{x}{L} \right) + u_z \right| = \left| (-0,11) - (-0,03) \cdot \left(1 - \frac{105}{210} \right) + 0 \right| = 0,098 \text{ cm}$$

$$e_{z,Limit} = \frac{L}{300,0} = \frac{210}{300,0} = 0,7 \text{ cm}$$

$$\eta_{e_z} = \frac{e_z}{e_{z,Limit}} = \frac{0,098}{0,7} = 14,0 \%$$

$$\eta_{SLS} = \max(\eta_{e_z}) = \max(14,0) = 14,0 \% \quad \text{erfüllt}$$

Teil-Resultate

8. Querschnittswiderstand für Normalkraft:

EN 1993-1-1: 6.2.4

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 1,000 \cdot L = 1,000 \cdot 210 = 210 \text{ cm}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26 \cdot 24}{1} = 612 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\eta_N = \frac{\left| N_{Ed_{11}} \right|}{N_{pl,Rd}} = \frac{\left| (-0,41) \right|}{612} = 0,1 \% \quad (6.9) \quad \text{erfüllt}$$

9. Querschnittswiderstand für Biegung (yy):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{104 \cdot 24}{1} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{y,pl}} = \frac{\left| M_{y,Ed_6} \right|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{\left| (-297) \right|}{2449} = 12,1 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

10. Querschnittswiderstand für Biegung (zz):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[Eigengewicht+Riffelblech]**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Querbalken

21.01.2024

Seite 19

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 210 = 0 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{51 \cdot 24}{1} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{z,pl}} = \frac{|M_{z,Ed_1}|}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{|2,911 \cdot 10^{-14}|}{1208} = 0 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

11. Querschnittswiderstand für Schub (z):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 210 = 0 \text{ cm}$

$$A_{V,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 9 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{V,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{9 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 123 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed_1} = 4,7016 \cdot 10^{-15} \text{ kNcm}$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed_1}|}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{|(-5,7)|}{123} = 4,6 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

12. Biegung-Schub Interaktion

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL}**

(1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105 \text{ cm}$

$$V_{z,Ed_6} = -1,4529 \cdot 10^{-7} \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,z}/2 = 61 \text{ kN} \rightarrow \text{Der Einfluss der Querkraft auf den Biege­widerstand ist vernachlässigbar.}$$

6.2.8 (2)

$$V_{y,Ed_6} = 1,8811 \cdot 10^{-15} \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,y}/2 = 136 \text{ kN} \rightarrow \text{Der Einfluss der Querkraft auf den Biege­widerstand ist vernachlässigbar.}$$

6.2.8 (2)

13. Biegung-Normalkraft Interaktion

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL}**

(1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105 \text{ cm}$

$$n = \frac{|N_{Ed_6}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{0,16}{612} = 0 \% \leq 25\%$$

$$|N_{Ed_6}| = 0,16 \text{ kN} \leq N_{lim,y} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{2 \cdot 1} = 56 \text{ kN}$$

$$|N_{Ed_6}| = 0,16 \text{ kN} \leq N_{lim,z} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{1} = 113 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,V,Rd} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm}$$

Projekt:

Obliczenia wykonął:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Querbalken

21.01.2024

Seite 20

$$M_{N,z,Rd} = M_{z,V,Rd} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm}$$

$$\eta_{MN,1} = \frac{M_{y,Ed_6}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{(-297)}{2449} = 12,1 \%$$

$$\eta_{MN,2} = \frac{M_{z,Ed_6}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{1,022 \cdot 10^{-16}}{1208} = 0 \%$$

$$\alpha_{MN} = 2$$

$$\beta_{MN} = \max(5 \cdot n / 100; 1) = \max(5 \cdot 0 / 100; 1) = 1$$

$$\eta_{MN,3} = \left(\frac{M_{y,Ed_6}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_{MN}} + \left(\frac{M_{z,Ed_6}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta_{MN}} = \left(\frac{(-297)}{2449} \right)^2 + \left(\frac{1,022 \cdot 10^{-16}}{1208} \right)^1 = 1,5 \% \quad (6.41)$$

$$\eta_{MN} = \max(\eta_{MN,1}; \eta_{MN,2}; \eta_{MN,3}; \eta_N) = \max(12,1; 0; 1,5; 0) = 12,1 \% \quad \text{erfüllt}$$

14. Knickwiderstand:

EN 1993-1-1: 6.3.1

Grenzwertkombination für N-M-Knicken Interaktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 210 = 105 \text{ cm}$

$$K_y = 1$$

$$K_z = 1$$

$$L_{cr,y} = K_y \cdot L = 1 \cdot 210 = 210 \text{ cm}$$

$$L_{cr,z} = K_z \cdot L = 1 \cdot 210 = 210 \text{ cm}$$

Knickkurve um die y-Axe: **b** [Tabelle 6.2](#)

$$\rightarrow \alpha_y = 0,34 \quad \text{a} \quad \text{Tabelle 6.1}$$

Knickkurve um die z-Achse: **c** [Tabelle 6.2](#)

$$\rightarrow \alpha_z = 0,49 \quad \text{a} \quad \text{Tabelle 6.1}$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{26 \cdot 24}{2112}} = 0,54 \quad (6.50)$$

$$\lambda_z^* = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{26 \cdot 24}{786}} = 0,88 \quad (6.50)$$

$$\phi_y = \frac{1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y^* - 0,2) + \lambda_y^{*2}}{2} = \frac{1 + 0,34 \cdot (0,54 - 0,2) + 0,54^2}{2} = 0,7024$$

$$\phi_z = \frac{1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z^* - 0,2) + \lambda_z^{*2}}{2} = \frac{1 + 0,49 \cdot (0,88 - 0,2) + 0,88^2}{2} = 1,0566$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^{*2}}}; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{0,7024 + \sqrt{0,7024^2 - 0,54^2}}; 1 \right) = 0,87 \quad (6.49)$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^{*2}}}; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{1,0566 + \sqrt{1,0566^2 - 0,88^2}}; 1 \right) = 0,61 \quad (6.49)$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,87; 0,61) = 0,61 \leq 1,0$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Querbalken

21.01.2024

Seite 21

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,61 \cdot 26 \cdot 24}{1,1} = 340 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\eta_{N_b} = \frac{|N_{Ed6}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|(-0,16)|}{340} = 0 \% \quad (6.46) \quad \text{erfüllt}$$

15. Biegedrillknickwiderstand:

EN 1993-1-1: 6.3.2

Ausgeschaltet

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Eckbalken

24.01.2025

STAHLSTABNACHWEIS

Bemessungsbauteil: **18**

Knoten: **26-27**

Norm: **Eurocode-D**

DIN EN 1993-1-1:2010-12 (mit AC:2009), DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12, DIN EN 1993-1-5:2010-12, DIN EN 1993-1-5/NA:2010-12

Material: **S 235**

Querschnitt: **HE 100 B**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

1. Normalkraft-Biegung-Querkraft

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 297 = 148$ cm

$$N_{Ed} = -0,053 \text{ kN} \quad V_{y,Ed} = -1,8557 \cdot 10^{-15} \text{ kN} \quad V_{z,Ed} = 1,7 \text{ kN} \quad M_{y,Ed} = -1525 \text{ kNcm} = -15,248 \text{ kNm} \quad M_{x,Ed} = -9,543 \cdot 10^{-14} \text{ kNcm} = 0 \text{ kNm}$$

$$\eta_{NMV_{pl}} = \max(\eta_N; \eta_{M_{y,pl}}; \eta_{M_{z,pl}}; \eta_{V_z}; \eta_{V_y}) = \max(0; 62,3; 0; 1,4; 0) = 62,3 \% \quad \text{erfüllt}$$

2. Normalkraft-Biegung-Knicken

EN 1993-1-1: 6.3.3

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,417 \cdot L = 0,417 \cdot 297 = 124$ cm

$N_{Ed} = 0,088$ kN (Stab auf Zug beansprucht)

$$\eta_{NMBuckl} = \eta_{NMV} = 61,7 \% \quad \text{erfüllt}$$

3. Normalkraft-Biegung-Biegedrillknicken

EN 1993-1-1: 6.3.3, Anhang B: Methode 2

Ausgeschaltet

4. Querschnittswiderstand für Querkraft (y):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : **[Eigengewicht+Riffelblech]**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 297 = 0$ cm

$$A_{V,y} = 2 \cdot b \cdot t_f = 20 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{V,y} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 271 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed} = -8,3932 \cdot 10^{-15} \text{ kNcm}$$

$$\eta_{V_y} = \frac{|V_{y,Ed}|}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-1,4839 \cdot 10^{-15})|}{271} = 0 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

5. Querkraft- und Beulwiderstand:

EN 1993-1-5: 5.1, 5.2, 5.3, 5.5, Anhang A: A.3

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Eckbalken

24.01.2025

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 297 = 0$ cm

$$a_{max} = 2,97$$

$$\eta_w = 1,2 \quad 5.2 (2) \text{ Anmerkung 2}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 10 - 2 \cdot 1 = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta_w} \rightarrow V_{b,Rd} = V_{pl,Rd,z} = 123 \text{ kN} \quad (5.1 (2))$$

$$\eta_{V_w} = \frac{|V_{z,Ed}|}{V_{b,Rd}} = \frac{|(-19)|}{123} = 15,1 \% \quad (5.10) \quad \text{erfüllt}$$

6. Schub-Biegung-Normalkraft

EN 1993-1-1: 6.2.9; EN 1993-1-5: 7.1

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 297 = 148$ cm

$$M_{f,Rd} = b \cdot t_f \cdot f_y \cdot (h - t_f) = 10 \cdot 1 \cdot 24 \cdot (10 - 1) = 2115 \text{ kNcm} = 21,150 \text{ kNm}$$

$$|M_{y,Ed}| \leq M_{f,Rd} \rightarrow \eta_{V_w MN} = \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-1525)|}{2449} = 62,3 \% \quad (7.1) \quad \text{erfüllt}$$

7. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

EN 1993-1-1: 7., EN 1990: 3.4, A1.4.

Grenzwertkombination SLS Charakteristische : **[Eigengewicht+Riffelblech] {NL} (0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 297 = 149$ cm

$$e_z = \left| e_{z,i} - e_{i,z} \cdot \left(1 - \frac{x}{L} \right) + u_z \right| = \left| (-0,98) - (-0,0048) \cdot \left(1 - \frac{149}{297} \right) + 0 \right| = 0,98 \text{ cm}$$

$$e_{z,Limit} = \frac{L}{300,0} = \frac{297}{300,0} = 0,99 \text{ cm}$$

$$\eta_{e_z} = \frac{e_z}{e_{z,Limit}} = \frac{0,98}{0,99} = 98,7 \%$$

$$\eta_{SLS} = \max(\eta_{e_z}) = \max(98,7) = 98,7 \% \quad \text{erfüllt}$$

Teil-Resultate

8. Querschnittswiderstand für Normalkraft:

EN 1993-1-1: 6.2.4

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 297 = 0$ cm

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26 \cdot 24}{1} = 612 \text{ kN} \quad (6.6)$$

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Eckbalken

24.01.2025

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 26 \cdot 36}{1,25} = 675 \text{ kN} \quad (6.7)$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \min(612; 675) = 612 \text{ kN}$$

$$\eta_N = \frac{|N_{Ed}|}{N_{t,Rd}} = \frac{|0,57|}{612} = 0,1 \% \quad (6.5) \quad \text{erfüllt}$$

9. Querschnittswiderstand für Biegung (yy):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 297 = 148 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{104 \cdot 24}{1} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{y,pl}} = \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-1525)|}{2449} = 62,3 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

10. Querschnittswiderstand für Biegung (zz):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Grenzwertkombination ULS : **[Eigengewicht+Riffelblech]**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 297 = 0 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{51 \cdot 24}{1} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{z,pl}} = \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{|(-2,1982 \cdot 10^{-13})|}{1208} = 0 \% \quad (6.12) \quad \text{erfüllt}$$

11. Querschnittswiderstand für Querkraft (z):

EN 1993-1-1: 6.2.6, 6.2.7

Grenzwertkombination ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL} (1,5*0,5*Schneelast)**

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,000 \cdot L = 0,000 \cdot 297 = 0 \text{ cm}$

$$A_{V,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 9 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{V,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{9 \cdot 24}{\sqrt{3} \cdot 1} = 123 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$M_{x,Ed} = -9,543 \cdot 10^{-14} \text{ kNcm}$$

$$V_{pl,T,Rd,z} = \left(\sqrt{1 - \frac{\tau_{T,xz,Ed}}{1,25 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}}} \right) \cdot V_{pl,Rd,z} = \left(\sqrt{1 - \frac{6,0543 \cdot 10^{-15}}{1,25 \cdot \frac{24}{\sqrt{3} \cdot 1}}} \right) \cdot 123 = 123 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed}|}{V_{pl,T,Rd,z}} = \frac{|(-19)|}{123} = 15,1 \% \quad (6.17) \quad \text{erfüllt}$$

12. Biegung-Querkraft Interaktion

Projekt:

Obliczenia wykonął:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Eckbalken

24.01.2025

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL}**
(1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 297 = 148$ cm

$V_{z,Ed} = 1,7$ kN $\leq V_{pl,Rd,z}/2 = 61$ kN → Der Einfluss der Querkraft auf den Biege­widerstand ist vernachlässigbar. 6.2.8 (2)

$V_{y,Ed} = -1,8557 \cdot 10^{-15}$ kN $\leq V_{pl,Rd,y}/2 = 136$ kN → Der Einfluss der Querkraft auf den Biege­widerstand ist vernachlässigbar. 6.2.8 (2)

13. Biegung-Normalkraft Interaktion

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Grenzwertkombination für N-M-V Festigkeitsinteraktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL}**
(1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,500 \cdot L = 0,500 \cdot 297 = 148$ cm

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{0,053}{612} = 0 = 0,01\% \leq 25\%$$

$$|N_{Ed}| = 0,053 \text{ kN} \leq N_{lim,y} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{2 \cdot 1} = 56 \text{ kN}$$

$$|N_{Ed}| = 0,053 \text{ kN} \leq N_{lim,z} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8 \cdot 0,6 \cdot 24}{1} = 113 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,V,Rd} = 2449 \text{ kNcm} = 24,490 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{z,V,Rd} = 1208 \text{ kNcm} = 12,084 \text{ kNm}$$

$$\eta_{MN,1} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{(-1525)}{2449} = 62,3 \%$$

$$\eta_{MN,2} = \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{(-1,1339 \cdot 10^{-14})}{1208} = 0 \%$$

$$\alpha_{MN} = 2$$

$$\beta_{MN} = \max(5 \cdot n; 1) = \max(5 \cdot 0; 1) = 1$$

$$\eta_{MN,3} = \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_{MN}} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta_{MN}} = \left(\frac{(-1525)}{2449} \right)^2 + \left(\frac{(-1,1339 \cdot 10^{-14})}{1208} \right)^1 = 38,8 \% \quad (6.41)$$

$$\eta_{MN} = \max(\eta_{MN,1}; \eta_{MN,2}; \eta_{MN,3}; \eta_N) = \max(62,3; 0; 38,8; 0) = 62,3 \% \quad \text{erfüllt}$$

14. Knickwiderstand:

EN 1993-1-1: 6.3.1

Grenzwertkombination für N-M-Knicken Interaktion ULS : **[1,35*Eigengewicht+1,35*Riffelblech] {1,5*NL}**
(1,5*0,5*Schneelast)

Querschnittsklasse: **1** (Plastische Bemessung)

Massgebender Schnitt: $x = 0,417 \cdot L = 0,417 \cdot 297 = 124$ cm

$N_{Ed} = 0,088$ kN (Stab auf Zug beansprucht)

$$\eta_{N_b} = \eta_N = 0 \%$$

15. Biegedrillknickwiderstand:

Projekt:

Obliczenia wykonał:

Modell: **Kabelkanal Ueberdeckung.axs**

Kanalabdeckung Eckbalken

24.01.2025

EN 1993-1-1: 6.3.2

Ausgeschaltet

ANLAGE 7

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: 3

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 30$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 314$ mm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 20$ mm ($A_{\phi,B} = 314$ mm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 20$ mm ($A_{\phi,c,T} = 314$ mm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 20$ mm ($A_{\phi,c,B} = 314$ mm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 314$ mm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 10$ mm ($A_{\phi_w} = 79$ mm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 30 + 10 + \frac{20}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 30 + 10 + \frac{20}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 30 + 10 + \frac{20}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 30 + 10 + \frac{20}{2} = 50 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 0,968 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Nutzlast Decke} (1,5*0,5*Schneelast)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 880,0 \text{ mm}$

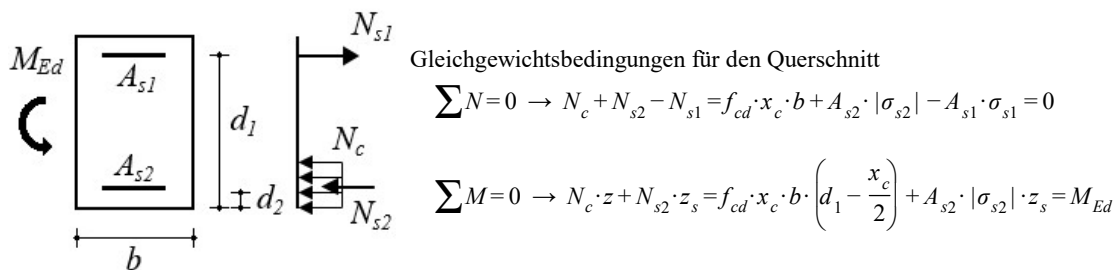
Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -50,531 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 2,163 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 830 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 830 = 511,9 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 511,9 = 409,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(830 - \frac{409,5}{2} \right) \cdot 409,5 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 871 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2,2 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 0,7668 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

$$A_{s,1} = 266 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 266 \text{ mm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s, pos} = 3,243 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Schneelast}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 880,0 \text{ mm}$

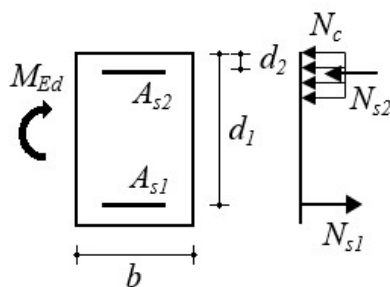
Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -52,207 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 263 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 830 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 830 = 511,9 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 511,9 = 409,5 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(830 - \frac{409,5}{2} \right) \cdot 409,5 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 871 \text{ kNm} > M_{Ed} = 263 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 98,97 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 782 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 266 \text{ mm}^2)$$

1.2. Schub

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $0,250 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Schneelast}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 880,0 \text{ mm}$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -52,207 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 63 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 192,452 \text{ kN}$$

Schubbewehrung

$$v_{min} = \frac{0,0375}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0375}{1,5} \cdot 1,4909^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,22755 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3bDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,22755 + 0,12 \cdot 0,24719) \cdot 240 \cdot 830 = 51237 \text{ N} = 51,237 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 1,4909 \cdot (100 \cdot 0,0013338 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,24719) \cdot 240 \cdot 830 = 50277 \text{ N} = 50,277 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 50,277 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 51,237 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 51,237 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 51,237 \text{ kN} < V_{Ed,red} = 192,452 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schubbewehrung erforderlich.

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8.\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{157}{192,452} \cdot 747 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 265,2 \text{ mm} \rightarrow s = 250 \text{ mm}$$

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N) \quad DIN EN 1992-1-1}$$

[9.2.2. \(5\) \(9.4\)](#)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{157}{250 \cdot 240,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,002618 = 2,618 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0 \cdot 10; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 250 - 10 = 240 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 880,0 = 220 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$$

$$s_{l,max} = 200^\circ = 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

$$s = 250 \text{ mm} > s_{l,max} = 200 \text{ mm} \quad \text{X}$$

$$s = s_{l,max} = 200 \text{ mm}$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.9.\)](#)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 240,0 \cdot 747 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 952,425 \text{ kN} > V_{Ed} = 192,452 \text{ kN} \quad \checkmark$$

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Für Torsion ist keine zusätzliche Längsbewehrung erforderlich

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht Attik+Eigengewicht Decke+Eigengewicht]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 50 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 880,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 20 \quad (628 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 20 \quad (628 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 880,0 = 211,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{9,2928 \cdot 10^7}{211,2} = 440 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{9,2928 \cdot 10^7 + 552920 \cdot (6,3541 - 1)}{211,2 + 1257 \cdot (6,3541 - 1)} = 440 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 1,3629 \cdot 10^{10} + 1,9113 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 1,4653 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,015}{0,88 - 0,44} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 85,418 \text{ kNm} > M_{Ed} = 50 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 3,162 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht Attik+Eigengewicht Decke+Eigengewicht]**

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 176 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 880,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 20 \quad (628 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $4\phi 20 \quad (1257 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 880,0 = 211,2 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{9,2928 \cdot 10^7}{211,2} = 440 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{9,2928 \cdot 10^7 + 813672 \cdot (6,3541 - 1)}{211,2 + 1571 \cdot (6,3541 - 1)} = 443 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 1,3631 \cdot 10^{10} + 2,382 \cdot 10^8 \cdot (6,3541 - 1) = 1,4907 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,015}{0,88 - 0,44} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 87,492 \text{ kNm} < M_{Ed} = 176 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist gerissen.}$$

Elastisch-gerissener Querschnitt (Zustand II)

Höhe der Druckzone des elastisch-gerissenen Querschnitts von oben:

$$x_{II} = \frac{\frac{b_w \cdot x_{II}^2}{2} + S_{x,s,t} \cdot \alpha_e + S_{x,s,c} \cdot (\alpha_e - 1)}{b_w \cdot x_{II} + \Sigma A_{s,t} \cdot \alpha_e + \Sigma A_{s,c} \cdot (\alpha_e - 1)} \rightarrow x_{II1} = 171,6 \text{ mm} ; x_{II2} = -249,5 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des elastisch-gerissenen Querschnitts:

$$I_{II} = I_{II,c} + I_{II,st} \cdot \alpha_e + I_{II,sc} \cdot (\alpha_e - 1) = 4,0427 \cdot 10^8 + 4,0855 \cdot 10^8 \cdot 6,3541 + 9291354 \cdot (6,3541 - 1) = 3,05 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Momentenwiderstand im elastisch-gerissenen Zustand:

$$M_{Rd,II} = \frac{I_{II}}{x_{II}} \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c,max} = \frac{0,003}{0,17} \cdot 3,1476 \cdot 10^7 \cdot 0,0006516 = 364,525 \text{ kNm} > M_{Ed} = 176 \text{ kNm} \quad \text{Der Querschnitt ist}$$

elastisch.

Betonüberdeckung der Längsbewehrung:

$$c_{\phi} = c + \phi_w = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

Der Stababstand der Bewehrung innerhalb der Zugzone:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

$$s_{br,tz} = \frac{b_w - 2 \cdot \left(c + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} \right)}{n_1 - 1} = \frac{240,0 - 2 \cdot \left(30 + 10,0 + \frac{20,0}{2} \right)}{3 - 1} = 70,0 \text{ mm}$$

$$s_{br,tz} = 70,0 \text{ mm} < 5 \cdot \left(c_\phi + \frac{\phi_{eq}}{2} \right) = 5 \cdot \left(40 + \frac{20}{2} \right) = 250 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (3)}$$

$$S_{r,max} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} = \frac{2,4094 \cdot 10^5 \cdot 20}{3,6 \cdot 2,565 \cdot 10^3} = 521,9 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 NDP Zu 7.3.4. (3)}$$

Die Zugspannung in der Bewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_{Ed}}{I_{II}} \cdot (d - x_{II}) = \frac{6,3541 \cdot 176}{3,05 \cdot 10^9} \cdot (830,0 - 171,6) = 2,4094 \cdot 10^5 \text{ kPa}$$

Mittlere Zugeisen-Dehnung:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t \cdot f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_s} = \frac{2,4094 \cdot 10^5 - \frac{0,4 \cdot 2,565 \cdot 10^3}{0,041888}}{2 \cdot 10^8} = 0,0010822$$

Mittlere Betondehnung:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{k_t \cdot f_{ct,eff}}{E_{cm}} = \frac{0,4 \cdot 2,565 \cdot 10^3}{3,1476 \cdot 10^7} = 3,2596 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\varepsilon_{(sm,cm)} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,0010822 - 3,2596 \cdot 10^{-5} = 0,0010496 > \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_s} = \frac{0,6 \cdot 2,4094 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8} = 0,00072282 = 1,050 \text{ ‰}$$

DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (7.9)

Die charakteristische Rissbreite: DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (7.8)

$$w_k = S_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon_{(sm,cm)} = 521,86 \cdot 0,0010496 = 0,55 \text{ mm} > w_{max} = 0,30 \text{ mm} \quad \text{nicht erfüllt}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 6,760 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht Attik+Eigengewicht Decke+Eigengewicht]**

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0,250	0,597	3,630	6,663	7,010
l_0 [m]	6,760				
Längsbewehrung oben	2 ϕ 20		2 ϕ 20		2 ϕ 20
Längsbewehrung unten	2 ϕ 20		5 ϕ 20		2 ϕ 20

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

$I_c [mm^4]$	$1,3629 \cdot 10^{10}$		$1,3629 \cdot 10^{10}$		$1,3629 \cdot 10^{10}$
$I_I [mm^4]$	$1,7082 \cdot 10^{10}$		$1,9175 \cdot 10^{10}$		$1,7082 \cdot 10^{10}$
$I_{II} [mm^4]$	$5,6341 \cdot 10^9$		$1,0753 \cdot 10^{10}$		$5,6341 \cdot 10^9$
$M_{cr} [kNm]$	99,577		118,402		99,577
$M_{Rd,II} [kNm]$	240,014		547,826		240,014
$M [kNm]$	42,903		- 179,936		42,903
ζ	0		0,7835		0
α_I	2,3937		2,1323		2,3937
α_{II}	7,2573		3,8024		7,2573
α	2,3937		3,4408		2,3937
$e_0 [mm]$	0,329 (↓)	0,621 (↓)	2,229 (↓)	0,621 (↓)	0,329 (↓)
$e_{0,rel} [mm]$	0	0	1,607 (↓)	0	0
$e_{abs} [mm]$	0,329 (↓)	1,029 (↓)	6,560 (↓)	1,029 (↓)	0,329 (↓)
$e_{rel} [mm]$	0 ✓	0,700 (↓) ✓	6,231 (↓) ✓	0,700 (↓) ✓	0 ✓
$e_{lim} [mm]$	22,533				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

Stützenbemessung

Geprüfte Elemente

Stäbe: 1–2

Das kritische Element: Stab 1

Nachweis für exzentrische Normalkraft

Materialien

Beton **C25/30** $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Betonstahl **B500B** $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Knickparameter

Elementlänge: $l = 3,220 \text{ m}$

Der Beiwert abhängig von den Unterstützungsbedingungen

Die Knicklänge

Fest - Fest

$$\beta_{yy} = 0,5$$

$$l_{0,y} = \beta_{yy} \cdot l = 0,5 \cdot 3,220 = 1,610 \text{ m}$$

Fest - Fest

$$\beta_{zz} = 0,5$$

$$l_{0,z} = \beta_{zz} \cdot l = 0,5 \cdot 3,220 = 1,610 \text{ m}$$

Querschnittsparameter der Stütze

Querschnittsgrößen:

$$h_y = b_y = 240,0 \text{ mm} \quad h_z = b_z = 500,0 \text{ mm}$$

Die Betonquerschnittsfläche:

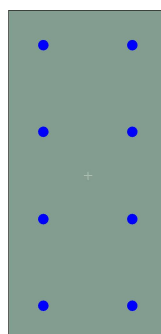
$$A_c = b_y \cdot h_z = 240,0 \cdot 500,0 = 1,2 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Betonüberdeckung der Längsbewehrung: $c = 45 \text{ mm}$

Bewehrungsparameter

Name: **8#16**

$$8\phi 16 \quad (A_s = 1608 \text{ mm}^2)$$



Längsbewehrung

	Stabstahldurchmesser	Betonstahllage		Querschnittsfläche	Der Flächenträgheitsmoment der Bewehrung um den geometrischen Schwerpunkt des Betons	
	ϕ [mm]	y [mm]	z [mm]	A_s [mm ²]	$I_{s,y}$ [mm ⁴]	$I_{s,z}$ [mm ⁴]
1.	16	53	447	201	7803012	902567
2.	16	53	315,7	201	867002	902567
3.	16	53	184,3	201	867002	902567
4.	16	53	53	201	7803012	902567
5.	16	187	447	201	7803012	902567
6.	16	187	315,7	201	867002	902567
7.	16	187	184,3	201	867002	902567
8.	16	187	53	201	7803012	902567

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

Gesamt	1608	$3,468 \cdot 10^7$	7220537
---------------	-------------	--------------------	----------------

Der Schwerpunkt des Betonquerschnitts:

$$y_{CG,c} = \frac{h_y}{2} = \frac{240,0}{2} = 120 \text{ mm} \quad z_{CG,c} = \frac{h_z}{2} = \frac{500,0}{2} = 250 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts:

$$I_{cy} = \frac{h_z^3 \cdot b_y}{12} = \frac{500,0^3 \cdot 240,0}{12} = 2,5 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad I_{cz} = \frac{h_y^3 \cdot b_z}{12} = \frac{240,0^3 \cdot 500,0}{12} = 5,76 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Der Trägheitsradius des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{cy}}{A_c}} = \sqrt{\frac{2,5 \cdot 10^9}{1,2 \cdot 10^5}} = 144,3 \text{ mm} = 0,14434 \text{ m}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{cz}}{A_c}} = \sqrt{\frac{5,76 \cdot 10^8}{1,2 \cdot 10^5}} = 69,28 \text{ mm} = 0,069282 \text{ m}$$

Die Flächenträgheitsmoment der Betonstahlbewehrung:

$$I_{sy} = \sum (A_{s,i} \cdot (z_{s,i} - z_{CG,c})^2) = 3,468 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = \sum (A_{s,i} \cdot (y_{s,i} - y_{CG,c})^2) = 7220537 \text{ mm}^4$$

Der Trägheitsradius der gesamten Bewehrungsfläche:

$$i_{sy} = \sqrt{\frac{I_{sy}}{A_s}} = \sqrt{\frac{3,468 \cdot 10^7}{1608}} = 146,8 \text{ mm} \quad i_{sz} = \sqrt{\frac{I_{sz}}{A_s}} = \sqrt{\frac{7220537}{1608}} = 67 \text{ mm}$$

Überprüfung der Konstruktionsregeln DIN EN 1992-1-1 9.5

Überprüfung des Verhältnisses der Stützenquerschnittsabmessungen h und b : DIN EN 1992-1-1 9.5.1 (1)

$$h = 500 \text{ mm} < 4 \cdot b = 4 \cdot 240 = 960 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Lastfall: **[1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Schneelast}**

$$N_{Ed} = 219,73 \text{ kN}$$

Die Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung: DIN EN 1992-1-1 9.5.2 (2) (9.12N)

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot |219,73|}{435} = 76 \text{ mm}^2 < A_s = 1608 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Die Höchstquerschnittsfläche der Längsbewehrung: DIN EN 1992-1-1 9.5.2 (3)

$$A_{s,max} = 0,09 \cdot A_c = 0,09 \cdot 1,2 \cdot 10^5 = 10800 \text{ mm}^2 > A_s = 1608 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Die maximale Abstände der Querbewehrung entlang der Stütze: DIN EN 1992-1-1 9.5.3 (3)

$$s_{cl,max} = \min (12 \cdot \phi_{sl,min} ; b ; 300) = \min (12 \cdot 16 ; 240 ; 300) = 192 \text{ mm} > s_{w,max} = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

In einer Höhe von $h = 500 \text{ mm}$ über oder unter einem Balken oder einer Platte sollte der Bügelabstand den folgenden Wert nicht überschreiten

$$0,6 \cdot s_{cl,max} = 0,6 \cdot 192 = 115,2 \text{ mm} > s_w = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Bemessungswerte der Materialeigenschaften

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 14167 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} = 435000 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axs**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

Die Stützkräfte im kritischen Querschnitt

Lastfall: **[1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Schneelast}**

Schnittkräfte am oberen Ende des Stützensegmentes:

$$N_{Ed,0,T} = 219,73 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,Ty} = -112,5 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Tz} = 0 \text{ kNm}$$

Schnittkräfte am unteren Ende des Stützensegmentes:

$$N_{Ed,0,B} = 219,73 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,By} = 55,602 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Bz} = 0 \text{ kNm}$$

Anfangsexzentrizität:

$$e_{e,x,y} = \frac{M_{Ed,0z}}{N_{Ed,0}} = \frac{0}{219,73} = 0 \text{ m} \quad e_{e,x,z} = \frac{-M_{Ed,0y}}{N_{Ed,0}} = \frac{-(-112,5)}{219,73} = 0,51201 \text{ m}$$

Exzentrizität infolge geometrischer Imperfektionen

Die äquivalente Schiefstellung: [DIN EN 1992-1-1 5.2. \(5\)](#)

$$\Theta_i = 0,005 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.1)}$$

Die äquivalente Ausmitte, die Imperfektionen repräsentiert:

$$e_{iy} = \frac{\Theta_i \cdot l_{0,z}}{2} = \frac{0,005 \cdot 1,610}{2} = 0,004025 \text{ m} \quad e_{iz} = \frac{\Theta_i \cdot l_{0,y}}{2} = \frac{0,005 \cdot 1,610}{2} = 0,004025 \text{ m} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.1)}$$

Exzentrizität infolge geometrischer Imperfektionen

	Fest - Fest	Fest - Fest
am unteren Ende	$e_{i,1y} = e_{iy} = 0,004025 \text{ m}$	$e_{i,1z} = e_{iz} = 0,004025 \text{ m}$
am oberen Ende	$e_{i,2y} = e_{iy} = 0,004025 \text{ m}$	$e_{i,2z} = e_{iz} = 0,004025 \text{ m}$
an der Position der Überprüfung	$e_{i,x,y} = e_{iy} = 0,004025 \text{ m}$	$e_{i,x,z} = e_{iz} = 0,004025 \text{ m}$

Grenzwert der Schlankheit für Einzeldruckglieder

Schlankheitsgrenze:

$$n = 0,12925 < 0,41$$

$$\lambda_{limy} = \lambda_{limz} = \frac{16}{\sqrt{n}} = \frac{16}{\sqrt{0,12925}} = 44,504 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.13.bDE)}$$

Die Schlankheit: [DIN EN 1992-1-1 \(5.14\)](#)

$$\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{1,610}{0,144} = 11,154 < \lambda_{limy} = 44,504 \quad \checkmark \quad \lambda_z = \frac{l_{0,z}}{i_z} = \frac{1,610}{0,069} = 23,238 < \lambda_{limz} = 44,504 \quad \checkmark$$

Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung können in beide Richtungen vernachlässigt werden.

Position des Abschnitts mit maximaler Ausnutzung: $x = 3,22 \text{ m}$

Exzentrizität I. Ordnung, einschließlich der Imperfektionen:

$$e_{0,x,y} = e_{e,x,y} + e_{i,x,y} = 0 + 0,004025 = 0,004025 \text{ m} \quad e_{0,x,z} = e_{e,x,z} + e_{i,x,z} = 0,51201 + 0,004025 = 0,51604 \text{ m}$$

Die kritische Exzentrizität :

$$e_{d,x,y} = e_{0,x,y} = 0,004025 \text{ m} \quad e_{d,x,z} = e_{0,x,z} = 0,51604 \text{ m}$$

Die Stützkräfte im kritischen Querschnitt

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz 6,26.axes**

Bemessung Rahmen Leitwarteraum

01.02.2025

Lastfall: **[1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Schneelast}**

$$N_{Ed} = 219,73 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = (-N_{Ed}) \cdot e_{d,x,z} = (-219,73) \cdot 0,51604 = -113,39 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = N_{Ed} \cdot e_{d,x,y} = 219,73 \cdot 0,004025 = 0,8844 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = \sqrt{(-113,39)^2 + 0,8844^2} = 113,39 \text{ kNm}$$

Bemessungswert des Widerstands bei kritischer Exzentrizität:

$$N_{Rd(e)} = 315,93 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(e)} = \sqrt{M_{Rd(e)y}^2 + M_{Rd(e)z}^2} = \sqrt{(-163,03)^2 + 1,2716^2} = 163,04 \text{ kNm}$$

Ausnutzung für konstante Exzentrizität:

$$\eta_{(e)m} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd(e)}} = \frac{219,73}{315,93} = 0,6955 < 1 \text{ erfüllt}$$

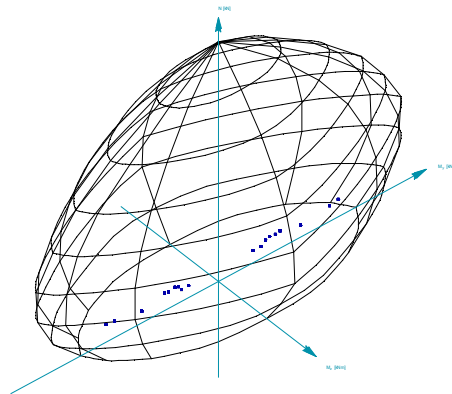
Bemessungswert des Widerstands bei die kritische Normalkraft:

$$N_{Rd(N)} = N_{Ed} = 219,73 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(N)} = \sqrt{M_{Rd(N)y}^2 + M_{Rd(N)z}^2} = \sqrt{(-155,24)^2 + 1,2108^2} = 155,25 \text{ kNm}$$

Momentenausnutzung:

$$\eta_{(N)m} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd(N)}} = \frac{113,39}{155,25} = 0,7304 < 1 \text{ erfüllt}$$



ANLAGE 8

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

01.02.2025

Stützenbemessung

Geprüfte Elemente

Stäbe: 1, 3

Das kritische Element: Stab 1

Nachweis für exzentrische Normalkraft

Materialien

Beton **C25/30** $f_{ck} = 25$ MPa

Betonstahl **B500B** $f_{yk} = 500$ MPa

Knickparameter

Elementlänge: $l = 4,820$ m

Der Beiwert abhängig von den Unterstützungsbedingungen

Die Knicklänge

Fest - Fest

$$\beta_{yy} = 0,5$$

$$l_{0,y} = \beta_{yy} \cdot l = 0,5 \cdot 4,820 = 2,410 \text{ m}$$

Fest - Fest

$$\beta_{zz} = 0,5$$

$$l_{0,z} = \beta_{zz} \cdot l = 0,5 \cdot 4,820 = 2,410 \text{ m}$$

Querschnittsparameter der Stütze

Querschnittsgrößen:

$$h_y = b_y = 240,0 \text{ mm} \quad h_z = b_z = 300,0 \text{ mm}$$

Die Betonquerschnittsfläche:

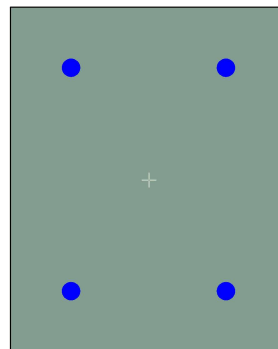
$$A_c = b_y \cdot h_z = 240,0 \cdot 300,0 = 72000 \text{ mm}^2$$

Betonüberdeckung der Längsbewehrung: $c = 45$ mm

Bewehrungsparameter

Name: **4#16**

$$4\phi 16 \quad (A_s = 804 \text{ mm}^2)$$



Längsbewehrung

	Stabstahldurchmesser	Betonstahllage		Querschnittsfläche	Der Flächenträgheitsmoment der Bewehrung um den geometrischen Schwerpunkt des Betons	
		y	z		$I_{s,y}$	$I_{s,z}$
	ϕ [mm]	[mm]	[mm]	A_s [mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1.	16	53	247	201	1891791	902567
2.	16	187	247	201	1891791	902567
3.	16	53	53	201	1891792	902567
4.	16	187	53	201	1891792	902567
Gesamt				804	7567166	3610268

Der Schwerpunkt des Betonquerschnitts:

$$y_{CG,c} = \frac{h_y}{2} = \frac{240,0}{2} = 120 \text{ mm} \quad z_{CG,c} = \frac{h_z}{2} = \frac{300,0}{2} = 150 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

 Modell: **Sturz Magazin.axs**

01.02.2025

Die Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts:

$$I_{cy} = \frac{h_z^3 \cdot b_y}{12} = \frac{300,0^3 \cdot 240,0}{12} = 5,4 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \quad I_{cz} = \frac{h_y^3 \cdot b_z}{12} = \frac{240,0^3 \cdot 300,0}{12} = 3,456 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Der Trägheitsradius des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{cy}}{A_c}} = \sqrt{\frac{5,4 \cdot 10^8}{72000}} = 86,6 \text{ mm} = 0,086603 \text{ m}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{cz}}{A_c}} = \sqrt{\frac{3,456 \cdot 10^8}{72000}} = 69,28 \text{ mm} = 0,069282 \text{ m}$$

Die Flächenträgheitsmoment der Betonstahlbewehrung:

$$I_{sy} = \sum (A_{s,i} \cdot (z_{s,i} - z_{CG,c})^2) = 7567166 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = \sum (A_{s,i} \cdot (y_{s,i} - y_{CG,c})^2) = 3610268 \text{ mm}^4$$

Der Trägheitsradius der gesamten Bewehrungsfläche:

$$i_{sy} = \sqrt{\frac{I_{sy}}{A_s}} = \sqrt{\frac{7567166}{804}} = 97 \text{ mm} \quad i_{sz} = \sqrt{\frac{I_{sz}}{A_s}} = \sqrt{\frac{3610268}{804}} = 67 \text{ mm}$$

Überprüfung der Konstruktionsregeln [DIN EN 1992-1-1 9.5](#)

 Überprüfung des Verhältnisses der Stützenquerschnittsabmessungen h und b .: [DIN EN 1992-1-1 9.5.1 \(1\)](#)

$$h = 300 \text{ mm} < 4 \cdot b = 4 \cdot 240 = 960 \text{ mm} \quad \checkmark$$

 Lastfall: **[1,35*Eigengewicht Wand+1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht {1,5*Nutzlast Decke} (1,5*0,5*Schneelast)**

$$N_{Ed} = 46,198 \text{ kN}$$

 Die Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 9.5.2 \(2\) \(9.12N\)](#)

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot |46,198|}{435} = 16 \text{ mm}^2 < A_s = 804 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

 Die Höchstquerschnittsfläche der Längsbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 9.5.2 \(3\)](#)

$$A_{s,max} = 0,09 \cdot A_c = 0,09 \cdot 72000 = 6480 \text{ mm}^2 > A_s = 804 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

 Die maximale Abstände der Querbewehrung entlang der Stütze: [DIN EN 1992-1-1 9.5.3 \(3\)](#)

$$s_{cl,max} = \min(12 \cdot \phi_{sl,min} ; b ; 300) = \min(12 \cdot 16 ; 240 ; 300) = 192 \text{ mm} > s_{w,max} = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

 In einer Höhe von $h = 300 \text{ mm}$ über oder unter einem Balken oder einer Platte sollte der Bügelabstand den folgenden Wert nicht überschreiten

$$0,6 \cdot s_{cl,max} = 0,6 \cdot 192 = 115,2 \text{ mm} > s_w = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Bemessungswerte der Materialeigenschaften

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 14167 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} = 435000 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

Die Stützkkräfte im kritischen Querschnitt

 Lastfall: **[1,35*Eigengewicht Wand+1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht {1,5*Nutzlast Decke} (1,5*0,5*Schneelast)**

Schnittkräfte am oberen Ende des Stützsegmentes:

$$N_{Ed,0,T} = 46,198 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,Ty} = -5,632 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Tz} = 0 \text{ kNm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

 Modell: **Sturz Magazin.axs**

01.02.2025

Schnittkräfte am unteren Ende des Stützensegmentes:

$$N_{Ed,0,B} = 46,198 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,By} = 2,8141 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Bz} = 0 \text{ kNm}$$

Anfangsexzentrizität:

$$e_{e,x,y} = \frac{M_{Ed,0z}}{N_{Ed,0}} = \frac{0}{46,198} = 0 \text{ m} \quad e_{e,x,z} = \frac{-M_{Ed,0y}}{N_{Ed,0}} = \frac{-(-5,632)}{46,198} = 0,12191 \text{ m}$$

Exzentrizität infolge geometrischer Imperfektionen

 Die äquivalente Schiefstellung: **DIN EN 1992-1-1 5.2. (5)**

$$\Theta_i = 0,0045549 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.1)}$$

Die äquivalente Ausmitte, die Imperfektionen repräsentiert:

$$e_{iy} = \frac{\Theta_i \cdot l_{0,z}}{2} = \frac{0,0045549 \cdot 2,410}{2} = 0,0054886 \text{ m} \quad e_{iz} = \frac{\Theta_i \cdot l_{0,y}}{2} = \frac{0,0045549 \cdot 2,410}{2} = 0,0054886 \text{ m} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.1)}$$

Exzentrizität infolge geometrischer Imperfektionen

	Fest - Fest	Fest - Fest
am unteren Ende	$e_{i,1y} = e_{iy} = 0,0054886 \text{ m}$	$e_{i,1z} = e_{iz} = 0,0054886 \text{ m}$
am oberen Ende	$e_{i,2y} = e_{iy} = 0,0054886 \text{ m}$	$e_{i,2z} = e_{iz} = 0,0054886 \text{ m}$
an der Position der Überprüfung	$e_{i,x,y} = e_{iy} = 0,0054886 \text{ m}$	$e_{i,x,z} = e_{iz} = 0,0054886 \text{ m}$

Grenzwert der Schlankheit für Einzeldruckglieder

Schlankheitsgrenze:

$$n = 0,045292 < 0,41$$

$$\lambda_{limy} = \lambda_{limz} = \frac{16}{\sqrt{n}} = \frac{16}{\sqrt{0,045292}} = 75,181 \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (5.13.bDE)}$$

 Die Schlankheit: **DIN EN 1992-1-1 (5.14)**

$$\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2,410}{0,087} = 27,828 < \lambda_{limy} = 75,181 \quad \checkmark \quad \lambda_z = \frac{l_{0,z}}{i_z} = \frac{2,410}{0,069} = 34,785 < \lambda_{limz} = 75,181 \quad \checkmark$$

Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung können in beide Richtungen vernachlässigt werden.

 Position des Abschnitts mit maximaler Ausnutzung: $x = 4,82 \text{ m}$

Exzentrizität I. Ordnung, einschließlich der Imperfektionen:

$$e_{0,x,y} = e_{e,x,y} + e_{i,x,y} = 0 + 0,0054886 = 0,0054886 \text{ m} \quad e_{0,x,z} = e_{e,x,z} + e_{i,x,z} = 0,12191 + 0,0054886 = 0,1274 \text{ m}$$

Die kritische Exzentrizität :

$$e_{d,x,y} = e_{0,x,y} = 0,0054886 \text{ m} \quad e_{d,x,z} = e_{0,x,z} = 0,1274 \text{ m}$$

Die Stützkräfte im kritischen Querschnitt

 Lastfall: **[1,35*Eigengewicht Wand+1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht {1,5*Nutzlast Decke} (1,5*0,5*Schneelast)**

$$N_{Ed} = 46,198 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = (-N_{Ed}) \cdot e_{d,x,z} = (-46,198) \cdot 0,1274 = -5,8856 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = N_{Ed} \cdot e_{d,x,y} = 46,198 \cdot 0,0054886 = 0,25356 \text{ kNm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

01.02.2025

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = \sqrt{(-5,8856)^2 + 0,25356^2} = 5,891 \text{ kNm}$$

Bemessungswert des Widerstands bei kritischer Exzentrizität:

$$N_{Rd(e)} = 471,22 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(e)} = \sqrt{M_{Rd(e)y}^2 + M_{Rd(e)z}^2} = \sqrt{(-60,032)^2 + 2,5863^2} = 60,088 \text{ kNm}$$

Ausnutzung für konstante Exzentrizität:

$$\eta_{(e)m} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd(e)}} = \frac{46,198}{471,22} = 0,09804 < 1 \text{ erfüllt}$$

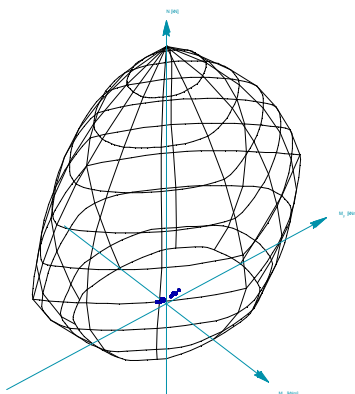
Bemessungswert des Widerstands bei die kritische Normalkraft:

$$N_{Rd(N)} = N_{Ed} = 46,198 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(N)} = \sqrt{M_{Rd(N)y}^2 + M_{Rd(N)z}^2} = \sqrt{(-42,438)^2 + 1,8283^2} = 42,477 \text{ kNm}$$

Momentenausnutzung:

$$\eta_{(N)m} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd(N)}} = \frac{5,891}{42,477} = 0,13869 < 1 \text{ erfüllt}$$



Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

Bemessung Rahmen im Magazin

01.02.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: 2

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 30$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 201$ mm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 16$ mm ($A_{\phi,B} = 201$ mm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 16$ mm ($A_{\phi,c,T} = 201$ mm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 16$ mm ($A_{\phi,c,B} = 201$ mm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 314$ mm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 8$ mm ($A_{\phi_w} = 50$ mm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

Bemessung Rahmen im Magazin

01.02.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht Wand+1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Nutzlast Decke} (1,5*0,5*Schneelast)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 500,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

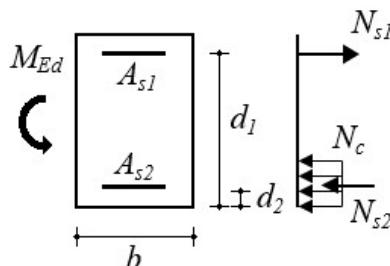
Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -1,752 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 6,982 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 454 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 454 = 280 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 280 = 224 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(454 - \frac{224}{2} \right) \cdot 224 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 260 \text{ kNm} > M_{Ed} = 7 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 4,546 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

Bemessung Rahmen im Magazin

01.02.2025

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 145 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 145 \text{ mm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 1,699 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht Wand+1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Nutzlast Decke} (1,5*0,5*Schneelast)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 500,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

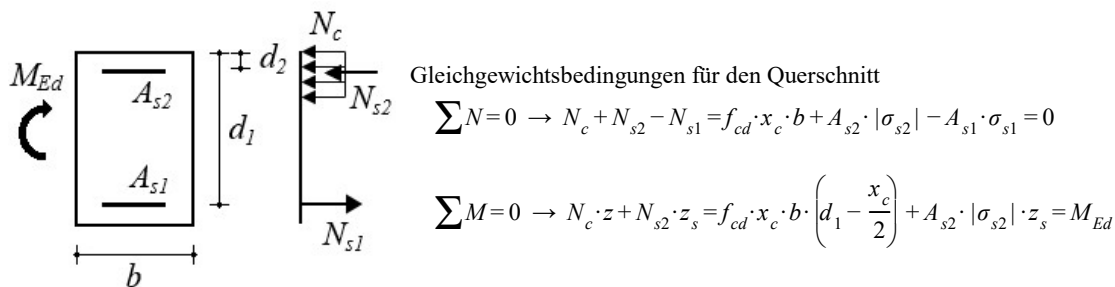
Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -1,752 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 28 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 454 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 454 = 280 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 280 = 224 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(454 - \frac{224}{2} \right) \cdot 224 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 260 \text{ kNm} > M_{Ed} = 28 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 18,47 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 146 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 145 \text{ mm}^2)$$

1.2. Schub

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: 3,660 m

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

Bemessung Rahmen im Magazin

01.02.2025

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht Wand+1,35*Eigengewicht Attik+1,35*Eigengewicht Decke+1,35*Eigengewicht] {1,5*Nutzlast Decke} (1,5*0,5*Schneelast)**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 500,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -1,752 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 0,66 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 31,829 \text{ kN}$$

Schubbewehrung

$$v_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0525}{1,5} \cdot 1,6637^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,37554 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3aDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: **DIN EN 1992-1-1 6.2.2. (1)**

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,37554 + 0,12 \cdot 0,0146) \cdot 240 \cdot 454 = 41110 \text{ N} = 41,110 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 1,6637 \cdot (100 \cdot 0,0013338 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,0146) \cdot 240 \cdot 454 = 27273 \text{ N}$$

$N = 27,273 \text{ kN}$ **DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)**

$$V_{Rd,c} = 27,273 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 41,110 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 41,110 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 41,110 \text{ kN} > V_{Ed,red} = 31,829 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Keine Schubbewehrung nötig

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: **DIN EN 1992-1-1 (6.9.)**

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 240,0 \cdot 408,6 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 520,965 \text{ kN} > V_{Ed} = 31,829 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N)} \quad \text{DIN EN 1992-1-1}$$

9.2.2. (5) (9.4)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{300 \cdot 240,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0013963 = 1,396 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0,8; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 300 - 8 = 292 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,7 \cdot h = 0,7 \cdot 500,0 = 350 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow s_{l,max} =$$

$300^\circ = 300 \text{ mm}$ **DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1**

$$s = 300 \text{ mm} = s_{l,max} = 300 \text{ mm} \quad \times$$

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Für Torsion ist keine zusätzliche Längsbewehrung erforderlich

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

Bemessung Rahmen im Magazin

01.02.2025

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht Wand+Eigengewicht Attik+Eigengewicht Decke+Eigengewicht]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 2,6 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 500,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 500,0 = 120,0 \text{ mm}^2$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{3 \cdot 10^7}{120,0} = 250 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{3 \cdot 10^7 + 201062 \cdot (6,3541 - 1)}{120,0 + 804 \cdot (6,3541 - 1)} = 250 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,5 \cdot 10^9 + 3,347 \cdot 10^7 \cdot (6,3541 - 1) = 2,6792 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0027}{0,5 - 0,25} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 27,488 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2,6 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 1,905 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht Wand+Eigengewicht Attik+Eigengewicht Decke+Eigengewicht]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 19 \text{ kNm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

Bemessung Rahmen im Magazin

01.02.2025

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 500,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 300 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 500,0 = 120,0 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{3 \cdot 10^7}{120,0} = 250 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{3 \cdot 10^7 + 201062 \cdot (6,3541 - 1)}{120,0 + 804 \cdot (6,3541 - 1)} = 250 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,5 \cdot 10^9 + 3,347 \cdot 10^7 \cdot (6,3541 - 1) = 2,6792 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0027}{0,5 - 0,25} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 27,488 \text{ kNm} > M_{Ed} = 19 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 3,410 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht Wand+Eigengewicht Attik+Eigengewicht Decke+Eigengewicht]**

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0,250	0,250	1,953	3,633	3,660
$l_0 [m]$	3,410				
Längsbewehrung oben	$2\phi 16$		$2\phi 16$		$2\phi 16$
Längsbewehrung unten	$2\phi 16$		$2\phi 16$		$2\phi 16$
$I_c [mm^4]$	$2,5 \cdot 10^9$		$2,5 \cdot 10^9$		$2,5 \cdot 10^9$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Sturz Magazin.axs**

Bemessung Rahmen im Magazin

01.02.2025

$I_I [mm^4]$	$3,1045 \cdot 10^9$		$3,1045 \cdot 10^9$		$3,1045 \cdot 10^9$
$I_{II} [mm^4]$	$1,0312 \cdot 10^9$		$1,0312 \cdot 10^9$		$1,0312 \cdot 10^9$
$M_{cr} [kNm]$	31,852		31,852		31,852
$M_{Rd,II} [kNm]$	82,618		82,618		82,618
$M [kNm]$	-1,766		-19,422		0,431
ζ	0		0		0
α_I	2,4158		2,4158		2,4158
α_{II}	7,2733		7,2733		7,2733
α	2,4158		2,4158		2,4158
$e_0 [mm]$	0,132 (↓)	0,132 (↓)	0,419 (↓)	0,112 (↓)	0,104 (↓)
$e_{0,rel} [mm]$	0	0	0,297 (↓)	0	0
$e_{abs} [mm]$	0,132 (↓)	0,132 (↓)	0,844 (↓)	0,122 (↓)	0,104 (↓)
$e_{rel} [mm]$	0 ✓	0 ✓	0,726 (↓) ✓	0,018 (↓) ✓	0 ✓
$e_{lim} [mm]$	11,367				

ANLAGE 9

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 3 und 4 und 5.axs**

Bemessung Tragende Aussenwand

01.02.2025

Bemessungskontrolle der Mauerwerkswand

Virtueller Streifen: Mauerwerkswand_8

Norm: **Eurocode-D**

EN 1996-1-1:2005+A1:2013

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Parameter des Mauerwerkstreifens

Höhe des Wandstreifens: $h_{total} = 4,030$ m

Breite des Wandstreifens: $b = 1000,0$ mm

Geschosse: 1

Ausrichtung: Achse

Berechnung zusätzlicher Biegemomente: Gelenkiges Modell

Berechnung: Normalkraft-Biegung-Querkraft

- Resultate der Bemessungsberechnung

Grenzwertkombination: $[1,35 \cdot \text{Eigengewicht} + 1,35 \cdot \text{Min. Deckenlast} + 1,35 \cdot \text{Ringankerbalken}] \{1,5 \cdot \text{Windlast} - \}$
(1,5*0,5*Schneelast)

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

Material: **KS-28-2,0 MGIIa_1**

Bemessungsdruckfestigkeit: $f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,850 \cdot 10 / 1,500 = 6$ N/mm²

Wandstärke: $t = 240,0$ mm

Geschosshöhe: $\Sigma H = 4,030$ m

Lichte Höhe der Wand: $h = 3,750$ m

Knicklänge: $h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,000 \cdot 3,750 = 3,750$ m

Maximalwert für relative Exzentrizität: $e_{rel,max} = 0,400$

Ausgangsdaten zur Berechnung des zusätzlichen Biegemoments:

Deckenreaktion: $N_{Decke} = -37,822$ kN; $e_{Decke} = 0$ mm

A) Resultatzusammenstellung:

Massgebender Schnitt: **Mittlerer Querschnitt - m**

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,765$ **erfüllt!**

Resultat des Querschnitts

Oberer Querschnitt - 1_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,115$ **erfüllt!**

Mittlerer Querschnitt - m_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,765$ **erfüllt!**

Unterer Querschnitt - 2_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,055$ **erfüllt!**

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 3 und 4 und 5.achs**

Bemessung Tragende Aussenwand

01.02.2025

B) Detaillierte Resultate:

Oberer Querschnitt - 1_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 3,900 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{1d} = -37,822 \text{ kN}$$

$$V_{y,1} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{y,1} = 3,093 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y,1} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{1d,y} = M_{y,1} + \Delta M_{y,1} = 3,093 + 0 = 3,093 \text{ kNm}$$

$$M_{z,1} = 0 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

Mitwirkende Dicke : $t_{eff} = 240,0 \text{ mm}$

Anfangsexzentrizität: $e_{init,z} = 9,0 \text{ mm}$

Minimale Exzentrizität: $e_{min} = 0,05 \cdot t_{eff} = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,z} = \Sigma M_{1d,y} / N_{1d} = 3,093 / (-37,822) = -81,8 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:

$$e_{0,1,z} = e_{0,z} - \Delta_z = (-81,8) - 0 = -81,8 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{1,z} = \min(e_{0,1,z} + e_{init,z}, e_{min}) = \min((-81,8) + (9,0), (-12,0)) = -90,7 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,z} = |e_{1,z}| / t_{eff} = |(-90,7)| / 240,0 = 0,378$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

Anfangsexzentrizität: $e_{init,y} = 0 \text{ mm}$

Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: $e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,1} / N_{1d} = -1 \cdot 0 / (-37,822) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{1,y} = e_{0,y} + e_{init,y} + e_{\Delta 2,y} = 0 + 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,y} = |e_{1,y}| / b = |0| / 1000,0 = 0$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{1,y} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{1,z}|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|(-90,7)|}{240,0} = 0,244$$

$$\Phi_{1,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{1,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,1} = \Phi_{1,y} \cdot \Phi_{1,z} \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,244 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 328,450 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} \geq N_{1d} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 3 und 4 und 5.ans**

Bemessung Tragende Aussenwand

01.02.2025

$$\text{Ausnutzung: } \eta_1 = |N_{1d}| / N_{Rd,1} = |(-37,822)| / 328,450 = 0,115$$

Schubnachweis : Elastische Kontrolle - $V(N-M_z)$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,y} = 0$ (Exzentrizität innerhalb des Kerns des Querschnitts)

Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = 1000,0$ mm

Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = 240,0$ mm

$$\text{Bemessungsdruckspannung: } \sigma_d = \frac{|N_{1d}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-37,822)|}{1000,0 \cdot 240,0} = 0 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 0 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d / f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0 / 11} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0 / 1,500 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w / l = 3750,0 / 1000,0 = 3,750 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,1v} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c / c = 0 \cdot 240,0 \cdot 1000,0 / 1,500 = 16,324 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1v} \geq V_{1d,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_1 = |V_{1d,y}| / V_{Rd,1v} = |0| / 16,324 = 0$$

Mittlerer Querschnitt - m_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 2,015 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{md} = -51,189 \text{ kN}$$

$$V_{y,m} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{y,m} = 3,086 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{ym} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{md,y} = M_{y,m} + \Delta M_{ym} = 3,086 + 0 = 3,086 \text{ kNm}$$

$$M_{z,m} = 0 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,z} = h_{ef} / 450 = 3,750 / 450 = 9,0 \text{ mm}$$

$$\text{Minimale Exzentrizität: } e_{min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,m,z} = \Sigma M_{md,y} / N_{md} = 3,086 / (-51,189) = -60,3 \text{ mm}$$

Exzentrizität infolge Lasten:

$$e_{m,z} = e_{0,m,z} + e_{init,z} = (-60,3) + (-9,0) = -69,2 \text{ mm}$$

$$\text{Schlankheit: } \lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{3,750}{240,0} = 15,625$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 3 und 4 und 5.ans**

Bemessung Tragende Aussenwand

01.02.2025

$$\lambda \geq \lambda_c \rightarrow \text{Exzentrizität infolge Kriechen: } e_k = 0.002 \cdot \phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_{m,z}} = 0.002 \cdot 1,500 \cdot \frac{3,750}{240,0} \cdot \sqrt{240,0 \cdot (-69,2)} = 6,0$$

mm

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{mk} = \min(e_{m,z} - e_k, e_{min}) = \min((-69,2) - 6,0, (-12,0)) = -75,3 \text{ mm}$$

$$\text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,m,z} = |e_{mk}|/t = |-75,3|/240,0 = 0,314$$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,y} = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: } e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,m}/N_{md} = -1 \cdot 0/(-51,189) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{m,y} = e_{0,y} - e_{init,y} - e_{\Delta 2,y} = 0 - 0 - 0 = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,m,y} = |e_{m,y}|/b = |0|/1000,0 = 0$$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{m,y} = \min(1.14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{rel,m}) - 0.024 \cdot h_{ef}/t, 1 - 2 \cdot e_{rel,m}) = \\ = \min(1.14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,314) - 0.024 \cdot 3,750/240,0, 1 - 2 \cdot 0,314) = 0,050$$

$$\Phi_{m,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{m,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,m} = \Phi_{m,y} \cdot \Phi_{m,z} \cdot t \cdot f_d \cdot b = 0,050 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 66,939 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,m} \geq N_{md} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_m = |N_{md}|/N_{Rd,m} = |-51,189|/66,939 = 0,765$$

Schubnachweis : Elastische Kontrolle - $V(N - M_z)$

$$\text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,m,y} = 0 \text{ (Exzentrizität innerhalb des Kerns des Querschnitts)}$$

$$\text{Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: } l_c = 1000,0 \text{ mm}$$

$$\text{Reduzierte Wanddicke: } t_{nom} = 240,0 \text{ mm}$$

$$\text{Bemessungsdruckspannung: } \sigma_d = \frac{|N_{md}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-51,189)|}{1000,0 \cdot 240,0} = 0 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0.5 \cdot f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_d = 0.5 \cdot 0 + 0.4 \cdot 0 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0.45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d/f_{bt,cal}} = 0.45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0/11} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 0/1,500 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w/l = 3750,0/1000,0 = 3,750 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,mv} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c/c = 0 \cdot 240,0 \cdot 1000,0/1,500 = 18,700 \text{ kN}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 3 und 4 und 5.ans**

Bemessung Tragende Aussenwand

01.02.2025

$$V_{Rd,mv} \geq V_{md,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_m = |V_{md,y}| / V_{Rd,mv} = |0| / 18,700 = 0$$

Unterer Querschnitt - 2_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 0,150 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{2d} = -64,132 \text{ kN}$$

$$V_{y,2} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{y,2} = 0,491 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y2} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{2d,y} = M_{y,2} + \Delta M_{y2} = 0,491 + 0 = 0,491 \text{ kNm}$$

$$M_{z,2} = 0 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

Mitwirkende Dicke : $t_{eff} = 240,0 \text{ mm}$

Anfangsexzentrizität: $e_{init,z} = 9,0 \text{ mm}$

Minimale Exzentrizität: $e_{min} = 0,05 \cdot t_{eff} = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,z} = \Sigma M_{2d,y} / N_{2d} = 0,491 / (-64,132) = -7,7 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:

$$e_{0,2,z} = e_{0,z} - \Delta_z = (-7,7) - 0 = -7,7 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{2,z} = \min(e_{0,2,z} + e_{init,z}, e_{min}) = \min((-7,7) + (-9,0), (-12,0)) = -16,6 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,2,z} = |e_{2,z}| / t_{eff} = |-16,6| / 240,0 = 0,069$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

Anfangsexzentrizität: $e_{init,y} = 0 \text{ mm}$

Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: $e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,2} / N_{2d} = -1 \cdot 0 / (-64,132) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{2,y} = e_{0,y} + e_{init,y} + e_{\Delta 2,y} = 0 + 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,2,y} = |e_{2,y}| / b = |0| / 1000,0 = 0$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{2,y} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{2,z}|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|-16,6|}{240,0} = 0,862$$

$$\Phi_{2,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{2,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,2} = \Phi_{2,y} \cdot \Phi_{2,z} \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,862 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 1159,998 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,2} \geq N_{2d} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 3 und 4 und 5.aks**

Bemessung Tragende Aussenwand

01.02.2025

Ausnutzung: $\eta_2 = |N_{2d}| / N_{Rd,2} = |(-64,132)| / 1159,998 = 0,055$

Schubnachweis : Elastische Kontrolle - $V(N-M_z)$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,2,y} = 0$ (Exzentrizität innerhalb des Kerns des Querschnitts)

Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = 1000,0$ mm

Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = 240,0$ mm

Bemessungsdruckspannung: $\sigma_d = \frac{|N_{2d}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-64,132)|}{1000,0 \cdot 240,0} = 0 \text{ N/mm}^2$

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 0 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d / f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0 / 11} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0 / 1,500 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w / l = 3750,0 / 1000,0 = 3,750 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,2v} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c / c = 0 \cdot 240,0 \cdot 1000,0 / 1,500 = 21,001 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2v} \geq V_{2d,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Ausnutzung: $\eta_2 = |V_{2d,y}| / V_{Rd,2v} = |0| / 21,001 = 0$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 1.axs**

Bemessung Nicht Tragende Aussenwand

01.02.2025

Bemessungskontrolle der Mauerwerkswand

Virtueller Streifen: Ściana murowa_2

Norm: **Eurocode-D**

EN 1996-1-1:2005+A1:2013

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Parameter des Mauerwerkstreifens

Höhe des Wandstreifens: $h_{total} = 4,030$ m

Breite des Wandstreifens: $b = 1000,0$ mm

Geschosse: 1

Ausrichtung: Achse

Berechnung zusätzlicher Biegemomente: Keine

Berechnung: Normalkraft-Biegung

- Resultate der Bemessungsberechnung

Grenzwertkombination: [Eigengewicht+Min. Deckenlast+Ringankerbalken] {1,5*Windlast +}

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

Material: **KS-28-2,0 MGIIa_1**

Bemessungsdruckfestigkeit: $f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,850 \cdot 10 / 1,500 = 6$ N/mm²

Wandstärke: $t = 240,0$ mm

Geschosshöhe: $\Sigma H = 4,030$ m

Lichte Höhe der Wand: $h = 3,750$ m

Knicklänge: $h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,000 \cdot 3,750 = 3,750$ m

Maximalwert für relative Exzentrizität: $e_{rel,max} = 0,400$

A) Resultatzusammenstellung:

Massgebender Schnitt: **Mittlerer Querschnitt - m**

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,125$ **erfüllt!**

B) Detaillierte Resultate:

Oberer Querschnitt - 1

Relative Position des Referenzquerschnitts: 3,900 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{1d} = -9,723 \text{ kN}$$

$$M_{y,1} = 0,147 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y1} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{1d} = M_{y,1} + \Delta M_{y1} = 0,147 + 0 = 0,147 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

Mitwirkende Dicke: $t_{eff} = 240,0$ mm

Anfangsexzentrizität: $e_{init} = 0$ mm

Minimale Exzentrizität: $e_{min} = 0,05 \cdot t_{eff} = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0$ mm

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 1.axes**

Bemessung Nicht Tragende Aussenwand

01.02.2025

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_0 = \Sigma M_{1d} / N_{1d} = 0,147 / (-9,723) = -15,1 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:

$$e_{0,1} = e_0 - \Delta_z = (-15,1) - 0 = -15,1 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_1 = \min(e_{0,1} + e_{init}, e_{min}) = \min((-15,1) + 0, (-12,0)) = -15,1 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,1} = |e_1| / t_{eff} = |-15,1| / 240,0 = 0,063$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_1 = 1 - 2 \cdot \frac{|e_1|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|(-15,1)|}{240,0} = 0,874$$

$$N_{Rd,1} = \Phi_1 \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,874 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 1176,800 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} \geq N_{1d} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_1 = |N_{1d}| / N_{Rd,1} = |-9,723| / 1176,800 = 0,008$$

Mittlerer Querschnitt - m

Relative Position des Referenzquerschnitts: 2,015 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{md} = -19,594 \text{ kN}$$

$$M_{y,m} = -1,050 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{ym} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{md} = M_{y,m} + \Delta M_{ym} = (-1,050) + 0 = -1,050 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init} = h_{ef} / 450 = 3,750 / 450 = 9,0 \text{ mm}$$

$$\text{Minimale Exzentrizität: } e_{min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,m} = \Sigma M_{md} / N_{md} = (-1,050) / (-19,594) = 53,6 \text{ mm}$$

Exzentrizität infolge Lasten:

$$e_m = e_{0,m} + e_{init} = 53,6 + 9,0 = 62,5 \text{ mm}$$

$$\text{Schlankheit: } \lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{3,750}{240,0} = 15,625$$

$$\lambda \geq \lambda_c \rightarrow \text{Exzentrizität infolge Kriechen: } e_k = 0,002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} = 0,002 \cdot 1,500 \cdot \frac{3,750}{240,0} \cdot \sqrt{240,0 \cdot 62,5} = 5,7 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{mk} = \max(e_m + e_k, e_{min}) = \max(62,5 + 5,7, 12,0) = 68,3 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,m} = |e_{mk}| / t = |68,3| / 240,0 = 0,285$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y)$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Aussenwand Achse 1.axs**

Bemessung Nicht Tragende Aussenwand

01.02.2025

Tragwiderstand:

$$\begin{aligned}\Phi_m &= \min(1.14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{rel,m}) - 0.024 \cdot h_{ef}/t, 1 - 2 \cdot e_{rel,m}) = \\ &= \min(1.14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,285) - 0.024 \cdot 3,750/240,0, 1 - 2 \cdot 0,285) = 0,116 \\ N_{Rd,m} &= \Phi_m \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,116 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 156,570 \text{ kN} \\ N_{Rd,m} &\geq N_{md} \rightarrow \text{erfüllt!} \\ \text{Ausnutzung: } \eta_m &= |N_{md}|/N_{Rd,m} = |(-19,594)|/156,570 = 0,125\end{aligned}$$

Unterer Querschnitt - 2

Relative Position des Referenzquerschnitts: 0,150 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$\begin{aligned}N_{2d} &= -29,223 \text{ kN} \\ M_{y,2} &= -0,229 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y2} = 0 \text{ kNm} \\ \Sigma M_{2d} &= M_{y,2} + \Delta M_{y2} = (-0,229) + 0 = -0,229 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

$$\begin{aligned}\text{Mitwirkende Dicke : } t_{eff} &= 240,0 \text{ mm} \\ \text{Anfangsexzentrizität: } e_{init} &= 0 \text{ mm} \\ \text{Minimale Exzentrizität: } e_{min} &= 0.05 \cdot t_{eff} = 0.05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm} \\ \text{Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:} \\ e_0 &= \Sigma M_{2d}/N_{2d} = (-0,229)/(-29,223) = 7,8 \text{ mm} \\ \text{Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:} \\ e_{0,2} &= e_0 - \Delta_z = 7,8 - 0 = 7,8 \text{ mm} \\ \text{Bemessungsexzentrizität:} \\ e_2 &= \max(e_{0,2} + e_{init}, e_{min}) = \max(7,8 + 0, 12,0) = 12,0 \text{ mm} \\ \text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,2} &= |e_2|/t_{eff} = |12,0|/240,0 = 0,050\end{aligned}$$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y)$

Tragwiderstand:

$$\begin{aligned}\Phi_2 &= 1 - 2 \cdot \frac{|e_2|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|12,0|}{240,0} = 0,900 \\ N_{Rd,2} &= \Phi_2 \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,900 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 1211,760 \text{ kN} \\ N_{Rd,2} &\geq N_{2d} \rightarrow \text{erfüllt!} \\ \text{Ausnutzung: } \eta_2 &= |N_{2d}|/N_{Rd,2} = |(-29,223)|/1211,760 = 0,024\end{aligned}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Tragende Innenwand.axs**

Bemessung Tragende Innenwand

01.02.2025

Bemessungskontrolle der Mauerwerkswand

Virtueller Streifen: Mauerwerkswand_1

Norm: **Eurocode-D**

EN 1996-1-1:2005+A1:2013

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Parameter des Mauerwerkstreifens

Höhe des Wandstreifens: $h_{total} = 4,030$ m

Breite des Wandstreifens: $b = 1000,0$ mm

Geschosse: 1

Ausrichtung: Achse

Berechnung zusätzlicher Biegemomente: Gelenkiges Modell

Berechnung: Normalkraft-Biegung-Querkraft

- Resultate der Bemessungsberechnung

Grenzwertkombination: $[1,35 \cdot \text{Eigengewicht} + 1,35 \cdot \text{Min. Deckenlast} + 1,35 \cdot \text{Ringankerbalken}] \{1,5 \cdot \text{Windlast}\}$

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

Material: **KS-28-2,0 MGIIa_1**

Bemessungsdruckfestigkeit: $f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,850 \cdot 10 / 1,500 = 6$ N/mm²

Wandstärke: $t = 240,0$ mm

Geschosshöhe: $\Sigma H = 4,030$ m

Lichte Höhe der Wand: $h = 4,030$ m

Knicklänge: $h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,000 \cdot 4,030 = 4,030$ m

Maximalwert für relative Exzentrizität: $e_{rel,max} = 0,400$

Ausgangsdaten zur Berechnung des zusätzlichen Biegemoments:

Deckenreaktion: $N_{Decke} = -78,570$ kN; $e_{Decke} = 0$ mm

A) Resultatzusammenstellung:

Massgebender Schnitt: **Mittlerer Querschnitt - m**

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,135$ **erfüllt!**

Resultat des Querschnitts

Oberer Querschnitt - 1_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,065$ **erfüllt!**

Mittlerer Querschnitt - m_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,135$ **erfüllt!**

Unterer Querschnitt - 2_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,089$ **erfüllt!**

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Tragende Innenwand.axs**

Bemessung Tragende Innenwand

01.02.2025

B) Detaillierte Resultate:

Oberer Querschnitt - 1_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 4,030 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{1d} = -78,570 \text{ kN}$$

$$V_{y,1} = -0,039 \text{ kN}$$

$$M_{y,1} = -0,018 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y1} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{1d,y} = M_{y,1} + \Delta M_{y1} = (-0,018) + 0 = -0,018 \text{ kNm}$$

$$M_{z,1} = 0 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

Mitwirkende Dicke : $t_{eff} = 240,0 \text{ mm}$

Anfangsexzentrizität: $e_{init,z} = 9,0 \text{ mm}$

Minimale Exzentrizität: $e_{min} = 0,05 \cdot t_{eff} = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,z} = \Sigma M_{1d,y} / N_{1d} = (-0,018) / (-78,570) = 0,2 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:

$$e_{0,1,z} = e_{0,z} - \Delta_z = 0,2 - 0 = 0,2 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{1,z} = \max(e_{0,1,z} + e_{init,z}, e_{min}) = \max(0,2 + 9,0, 12,0) = 12,0 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,z} = |e_{1,z}| / t_{eff} = |12,0| / 240,0 = 0,050$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

Anfangsexzentrizität: $e_{init,y} = 0 \text{ mm}$

Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: $e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,1} / N_{1d} = -1 \cdot 0 / (-78,570) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{1,y} = e_{0,y} + e_{init,y} + e_{\Delta 2,y} = 0 + 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,y} = |e_{1,y}| / b = |0| / 1000,0 = 0$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{1,y} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{1,z}|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|12,0|}{240,0} = 0,900$$

$$\Phi_{1,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{1,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,1} = \Phi_{1,y} \cdot \Phi_{1,z} \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,900 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 1211,760 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} \geq N_{1d} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_1 = |N_{1d}| / N_{Rd,1} = |(-78,570)| / 1211,760 = 0,065$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

 Modell: **Tragende Innenwand.axs**

Bemessung Tragende Innenwand

01.02.2025

Schubnachweis : Interaktionskontrolle - $V(N - M_y - M_z)$

 Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,y} = 0$

 Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = \Phi_{1,z} \cdot b = 1,000 \cdot 1000,0 = 1000,0$ mm

 Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = \Phi_{1,y} \cdot t_{eff} = 0,900 \cdot 240,0 = 216,0$ mm

 Bemessungsdruckspannung: $\sigma_d = \frac{|N_{1d}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-78,570)|}{1000,0 \cdot 216,0} = 0$ N/mm²

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 0 = 0$$
 N/mm²

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d / f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0 / 11} = 5$$
 N/mm²

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0$$
 N/mm²

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0 / 1,500 = 0$$
 N/mm²

$$h_{rel} = h_w / l = 4030,0 / 1000,0 = 4,030 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,1v} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c / c = 0 \cdot 216,0 \cdot 1000,0 / 1,500 = 22,608$$
 kN

$$V_{Rd,1v} \geq V_{1d,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_1 = |V_{1d,y}| / V_{Rd,1v} = |(-0,039)| / 22,608 = 0,002$$

Mittlerer Querschnitt - m_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 2,015 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{md} = -93,358$$
 kN

$$V_{y,m} = 0$$
 kN

$$M_{y,m} = -1,037$$
 kNm; $\Delta M_{ym} = 0$ kNm

$$\Sigma M_{md,y} = M_{y,m} + \Delta M_{ym} = (-1,037) + 0 = -1,037$$
 kNm

$$M_{z,m} = 0,001$$
 kNm

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,z} = h_{ef} / 450 = 4,030 / 450 = 9,0$$
 mm

$$\text{Minimale Exzentrizität: } e_{min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0$$
 mm

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,m,z} = \Sigma M_{md,y} / N_{md} = (-1,037) / (-93,358) = 11,1$$
 mm

Exzentrizität infolge Lasten:

$$e_{m,z} = e_{0,m,z} + e_{init,z} = 11,1 + 9,0 = 20,1$$
 mm

$$\text{Schlankheit: } \lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{4,030}{240,0} = 16,792$$

$$\lambda \geq \lambda_c \rightarrow \text{Exzentrizität infolge Kriechen: } e_k = 0,002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_{m,z}} = 0,002 \cdot 1,500 \cdot \frac{4,030}{240,0} \cdot \sqrt{240,0 \cdot 20,1} = 3,5$$
 mm

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Tragende Innenwand.axs**

Bemessung Tragende Innenwand

01.02.2025

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{mk} = \max(e_{m,z} + e_k, e_{min}) = \max(20,1 + 3,5, 12,0) = 23,6 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,m,z} = |e_{mk}|/t = |23,6|/240,0 = 0,098$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

Anfangsexzentrizität: $e_{init,y} = 0 \text{ mm}$

Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: $e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,m}/N_{md} = -1 \cdot 0,001 / (-93,358) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{m,y} = e_{0,y} + e_{init,y} + e_{\Delta 2,y} = 0 + 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,m,y} = |e_{m,y}|/b = |0|/1000,0 = 0$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{m,y} = \min(1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{rel,m}) - 0,024 \cdot h_{ef}/t, 1 - 2 \cdot e_{rel,m}) =$$

$$= \min(1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,098) - 0,024 \cdot 4,030/240,0, 1 - 2 \cdot 0,098) = 0,513$$

$$\Phi_{m,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{m,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,m} = \Phi_{m,y} \cdot \Phi_{m,z} \cdot t \cdot f_d \cdot b = 0,513 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 690,953 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,m} \geq N_{md} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Ausnutzung: $\eta_m = |N_{md}|/N_{Rd,m} = |(-93,358)|/690,953 = 0,135$

Schubnachweis : Elastische Kontrolle - $V(N - M_z)$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,m,y} = 0$ (Exzentrizität innerhalb des Kerns des Querschnitts)

Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = 1000,0 \text{ mm}$

Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = 240,0 \text{ mm}$

Bemessungsdruckspannung: $\sigma_d = \frac{|N_{md}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-93,358)|}{1000,0 \cdot 240,0} = 0 \text{ N/mm}^2$

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 0 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d/f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0/11} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 0/1,500 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w/l = 4030,0/1000,0 = 4,030 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,mv} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c/c = 0 \cdot 240,0 \cdot 1000,0/1,500 = 26,197 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,mv} \geq V_{md,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Ausnutzung: $\eta_m = |V_{md,y}|/V_{Rd,mv} = |0|/26,197 = 0$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Tragende Innenwand.axs**

Bemessung Tragende Innenwand

01.02.2025

Unterer Querschnitt - 2_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 0 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{2d} = -107,871 \text{ kN}$$

$$V_{y,2} = 0,042 \text{ kN}$$

$$M_{y,2} = -0,028 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y2} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{2d,y} = M_{y,2} + \Delta M_{y2} = (-0,028) + 0 = -0,028 \text{ kNm}$$

$$M_{z,2} = -0,001 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

$$\text{Mitwirkende Dicke : } t_{eff} = 240,0 \text{ mm}$$

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,z} = 9,0 \text{ mm}$$

$$\text{Minimale Exzentrizität: } e_{min} = 0,05 \cdot t_{eff} = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,z} = \Sigma M_{2d,y} / N_{2d} = (-0,028) / (-107,871) = 0,3 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:

$$e_{0,2,z} = e_{0,z} - \Delta_z = 0,3 - 0 = 0,3 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{2,z} = \max(e_{0,2,z} + e_{init,z}, e_{min}) = \max(0,3 + 9,0, 12,0) = 12,0 \text{ mm}$$

$$\text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,2,z} = |e_{2,z}| / t_{eff} = |12,0| / 240,0 = 0,050$$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,y} = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: } e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,2} / N_{2d} = -1 \cdot (-0,001) / (-107,871) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{2,y} = e_{0,y} - e_{init,y} - e_{\Delta 2,y} = 0 - 0 - 0 = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,2,y} = |e_{2,y}| / b = |0| / 1000,0 = 0$$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{2,y} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{2,z}|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|12,0|}{240,0} = 0,900$$

$$\Phi_{2,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{2,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,2} = \Phi_{2,y} \cdot \Phi_{2,z} \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,900 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 1211,739 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,2} \geq N_{2d} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_2 = |N_{2d}| / N_{Rd,2} = |(-107,871)| / 1211,739 = 0,089$$

Schubnachweis : Interaktionskontrolle - $V(N - M_y - M_z)$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Tragende Innenwand.axs**

Bemessung Tragende Innenwand

01.02.2025

Relative Exzentrizität: $e_{rel,2,y} = 0$

Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = \Phi_{2,z} \cdot b = 1,000 \cdot 1000,0 = 1000,0 \text{ mm}$

Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = \Phi_{2,y} \cdot t_{eff} = 0,900 \cdot 240,0 = 216,0 \text{ mm}$

Bemessungsdruckspannung: $\sigma_d = \frac{|N_{2d}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-107,871)|}{1000,0 \cdot 216,0} = 0 \text{ N/mm}^2$

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 0 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d / f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0 / 11} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0 / 1,500 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w / l = 4030,0 / 1000,0 = 4,030 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,2v} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c / c = 0 \cdot 216,0 \cdot 1000,0 / 1,500 = 27,817 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2v} \geq V_{2d,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_2 = |V_{2d,y}| / V_{Rd,2v} = |0,042| / 27,817 = 0,002$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Nichttragende Innenwand.axs**

Bemessung Nicht Tragende Innenwand

01.02.2025

Bemessungskontrolle der Mauerwerkswand

Virtueller Streifen: Mauerwerkswand_1

Norm: **Eurocode-D**

EN 1996-1-1:2005+A1:2013

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Parameter des Mauerwerkstreifens

Höhe des Wandstreifens: $h_{total} = 4,030$ m

Breite des Wandstreifens: $b = 1000,0$ mm

Geschosse: 1

Ausrichtung: Achse

Berechnung zusätzlicher Biegemomente: Gelenkiges Modell

Berechnung: Normalkraft-Biegung-Querkraft

- Resultate der Bemessungsberechnung

Grenzwertkombination: [Eigengewicht+Ringankerbalken] {1,5*Windlast}

Koeffizient für seismische Kräfte: **1,0**

Material: **KS-28-2,0 MGIa_1**

Bemessungsdruckfestigkeit: $f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,850 \cdot 10 / 1,500 = 6$ N/mm²

Wandstärke: $t = 240,0$ mm

Geschosshöhe: $\Sigma H = 4,030$ m

Lichte Höhe der Wand: $h = 4,030$ m

Knicklänge: $h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,000 \cdot 4,030 = 4,030$ m

Maximalwert für relative Exzentrizität: $e_{rel,max} = 0,400$

Ausgangsdaten zur Berechnung des zusätzlichen Biegemoments:

Deckenreaktion: $N_{Decke} = -5,160$ kN; $e_{Decke} = 0$ mm

A) Resultatzusammenstellung:

Massgebender Schnitt: **Mittlerer Querschnitt - m_v**

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,547$ **erfüllt!**

Resultat des Querschnitts

Oberer Querschnitt - 1_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,004$ **erfüllt!**

Mittlerer Querschnitt - m_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,547$ **erfüllt!**

Unterer Querschnitt - 2_v

Grenzwertkontrolle: $N - M_y - M_z$

Ausnutzung: $\eta_{max} = 0,022$ **erfüllt!**

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

 Modell: **Nichttragende Innenwand.axs**

Bemessung Nicht Tragende Innenwand

01.02.2025

B) Detaillierte Resultate:

Oberer Querschnitt - 1_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 4,030 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{1d} = -5,160 \text{ kN}$$

$$V_{y,1} = 0,004 \text{ kN}$$

$$M_{y,1} = -0,019 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y1} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{1dy} = M_{y,1} + \Delta M_{y1} = (-0,019) + 0 = -0,019 \text{ kNm}$$

$$M_{z,1} = 0 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

 Mitwirkende Dicke : $t_{eff} = 240,0 \text{ mm}$

 Anfangsexzentrizität: $e_{init,z} = 9,0 \text{ mm}$

 Minimale Exzentrizität: $e_{min} = 0,05 \cdot t_{eff} = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,z} = \Sigma M_{1dy} / N_{1d} = (-0,019) / (-5,160) = 3,6 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:

$$e_{0,1,z} = e_{0,z} - \Delta_z = 3,6 - 0 = 3,6 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{1,z} = \max(e_{0,1,z} + e_{init,z}, e_{min}) = \max(3,6 + 9,0, 12,0) = 12,6 \text{ mm}$$

 Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,z} = |e_{1,z}| / t_{eff} = |12,6| / 240,0 = 0,052$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

 Anfangsexzentrizität: $e_{init,y} = 0 \text{ mm}$

 Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: $e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,1} / N_{1d} = -1 \cdot 0 / (-5,160) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{1,y} = e_{0,y} - e_{init,y} - e_{\Delta 2,y} = 0 - 0 - 0 = 0 \text{ mm}$$

 Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,y} = |e_{1,y}| / b = |0| / 1000,0 = 0$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{1,y} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{1,z}|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|12,6|}{240,0} = 0,895$$

$$\Phi_{1,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{1,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,1} = \Phi_{1,y} \cdot \Phi_{1,z} \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,895 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 1205,285 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} \geq N_{1d} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_1 = |N_{1d}| / N_{Rd,1} = |(-5,160)| / 1205,285 = 0,004$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Nichttragende Innenwand.axs**

Bemessung Nicht Tragende Innenwand

01.02.2025

Schubnachweis : Interaktionskontrolle - $V(N - M_y - M_z)$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,1,y} = 0$

Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = \Phi_{1,z} \cdot b = 1,000 \cdot 1000,0 = 1000,0$ mm

Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = \Phi_{1,y} \cdot t_{eff} = 0,895 \cdot 240,0 = 214,8$ mm

Bemessungsdruckspannung: $\sigma_d = \frac{|N_{1d}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-5,160)|}{1000,0 \cdot 214,8} = 0$ N/mm²

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 0 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d / f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0 / 11} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0 / 1,500 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w / l = 4030,0 / 1000,0 = 4,030 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,1v} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c / c = 0 \cdot 214,8 \cdot 1000,0 / 1,500 = 9,511 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1v} \geq V_{1d,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_1 = |V_{1d,y}| / V_{Rd,1v} = |0,004| / 9,511 = 0$$

Mittlerer Querschnitt - m_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 2,015 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{md} = -16,063 \text{ kN}$$

$$V_{y,m} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{y,m} = -0,961 \text{ kNm}; \Delta M_{ym} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{md,y} = M_{y,m} + \Delta M_{ym} = (-0,961) + 0 = -0,961 \text{ kNm}$$

$$M_{z,m} = 0 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,z} = h_{ef} / 450 = 4,030 / 450 = 9,0 \text{ mm}$$

$$\text{Minimale Exzentrizität: } e_{min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,m,z} = \Sigma M_{md,y} / N_{md} = (-0,961) / (-16,063) = 59,9 \text{ mm}$$

Exzentrizität infolge Lasten:

$$e_{m,z} = e_{0,m,z} + e_{init,z} = 59,9 + 9,0 = 68,8 \text{ mm}$$

$$\text{Schlankheit: } \lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{4,030}{240,0} = 16,792$$

$$\lambda \geq \lambda_c \rightarrow \text{Exzentrizität infolge Kriechen: } e_k = 0,002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_{m,z}} = 0,002 \cdot 1,500 \cdot \frac{4,030}{240,0} \cdot \sqrt{240,0 \cdot 68,8} = 6,5 \text{ mm}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Nichttragende Innenwand.axs**

Bemessung Nicht Tragende Innenwand

01.02.2025

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{mk} = \max(e_{m,z} + e_k, e_{min}) = \max(68,8 + 6,5, 12,0) = 75,3 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,m,z} = |e_{mk}|/t = |75,3|/240,0 = 0,314$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

Anfangsexzentrizität: $e_{init,y} = 0 \text{ mm}$

Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: $e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,m}/N_{md} = -1 \cdot 0 / (-16,063) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{m,y} = e_{0,y} + e_{init,y} + e_{\Delta 2,y} = 0 + 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,m,y} = |e_{m,y}|/b = |0|/1000,0 = 0$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{m,y} = \min(1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{rel,m}) - 0,024 \cdot h_{ef}/t, 1 - 2 \cdot e_{rel,m}) =$$

$$= \min(1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,314) - 0,024 \cdot 4,030/240,0, 1 - 2 \cdot 0,314) = 0,022$$

$$\Phi_{m,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{m,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,m} = \Phi_{m,y} \cdot \Phi_{m,z} \cdot t \cdot f_d \cdot b = 0,022 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 29,353 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,m} \geq N_{md} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Ausnutzung: $\eta_m = |N_{md}|/N_{Rd,m} = |(-16,063)|/29,353 = 0,547$

Schubnachweis : Interaktionskontrolle - $V(N - M_y - M_z)$

Relative Exzentrizität: $e_{rel,m,y} = 0$

Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = \Phi_{m,z} \cdot b = 1,000 \cdot 1000,0 = 1000,0 \text{ mm}$

Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = \Phi_{m,y} \cdot t_{eff} = 0,022 \cdot 240,0 = 5,2 \text{ mm}$

Bemessungsdruckspannung: $\sigma_d = \frac{|N_{md}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-16,063)|}{1000,0 \cdot 5,2} = 3 \text{ N/mm}^2$

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 3 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d/f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 3/11} = 6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 1/1,500 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w/l = 4030,0/1000,0 = 4,030 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,mv} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c/c = 1 \cdot 5,2 \cdot 1000,0/1,500 = 3,065 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,mv} \geq V_{md,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Ausnutzung: $\eta_m = |V_{md,y}|/V_{Rd,mv} = |0|/3,065 = 0$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Nichttragende Innenwand.axs**

Bemessung Nicht Tragende Innenwand

01.02.2025

Unterer Querschnitt - 2_v

Relative Position des Referenzquerschnitts: 0 m

Bemessungsbeanspruchungen:

$$N_{2d} = -26,865 \text{ kN}$$

$$V_{y,2} = -0,006 \text{ kN}$$

$$M_{y,2} = -0,028 \text{ kNm}; \quad \Delta M_{y2} = 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{2d,y} = M_{y,2} + \Delta M_{y2} = (-0,028) + 0 = -0,028 \text{ kNm}$$

$$M_{z,2} = 0 \text{ kNm}$$

Berechnung der Bemessungsexzentrizität:

Exzentrizitäten senkrecht zur Wandebene:

$$\text{Mitwirkende Dicke : } t_{eff} = 240,0 \text{ mm}$$

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,z} = 9,0 \text{ mm}$$

$$\text{Minimale Exzentrizität: } e_{min} = 0,05 \cdot t_{eff} = 0,05 \cdot 240,0 = 12,0 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Wandachse:

$$e_{0,z} = \Sigma M_{2d,y} / N_{2d} = (-0,028) / (-26,865) = 1,0 \text{ mm}$$

Exzentrizität der Axialkraft relativ zur Achse der effektiven Wanddicke:

$$e_{0,2,z} = e_{0,z} - \Delta_z = 1,0 - 0 = 1,0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{2,z} = \max(e_{0,2,z} + e_{init,z}, e_{min}) = \max(1,0 + 9,0, 12,0) = 12,0 \text{ mm}$$

$$\text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,2,z} = |e_{2,z}| / t_{eff} = |12,0| / 240,0 = 0,050$$

Exzentrizitäten in der Wandebene:

$$\text{Anfangsexzentrizität: } e_{init,y} = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Exzentrizität II. Ordnung in lokaler y Richtung: } e_{\Delta 2,y} = 0 \text{ mm}$$

$$e_{0,y} = -1 \cdot M_{z,2} / N_{2d} = -1 \cdot 0 / (-26,865) = 0 \text{ mm}$$

Bemessungsexzentrizität:

$$e_{2,y} = e_{0,y} + e_{init,y} + e_{\Delta 2,y} = 0 + 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Relative Exzentrizität: } e_{rel,2,y} = |e_{2,y}| / b = |0| / 1000,0 = 0$$

Stabilitätsnachweis : $(N - M_y - M_z)$

Tragwiderstand:

$$\Phi_{2,y} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{2,z}|}{t_{eff}} = 1 - 2 \cdot \frac{|12,0|}{240,0} = 0,900$$

$$\Phi_{2,z} = 1 - 2 \cdot \frac{|e_{2,y}|}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{|0|}{1000,0} = 1,000$$

$$N_{Rd,2} = \Phi_{2,y} \cdot \Phi_{2,z} \cdot t_{eff} \cdot f_d \cdot b = 0,900 \cdot 1,000 \cdot 240,0 \cdot 6 \cdot 1000,0 = 1211,750 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,2} \geq N_{2d} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_2 = |N_{2d}| / N_{Rd,2} = |(-26,865)| / 1211,750 = 0,022$$

Schubnachweis : Interaktionskontrolle - $V(N - M_y - M_z)$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

 Modell: **Nichttragende Innenwand.axs**

Bemessung Nicht Tragende Innenwand

01.02.2025

 Relative Exzentrizität: $e_{rel,2,y} = 0$

 Länge des druckbeanspruchten Teils der Wand: $l_c = \Phi_{2,z} \cdot b = 1,000 \cdot 1000,0 = 1000,0 \text{ mm}$

 Reduzierte Wanddicke: $t_{nom} = \Phi_{2,y} \cdot t_{eff} = 0,900 \cdot 240,0 = 216,0 \text{ mm}$

 Bemessungsdruckspannung: $\sigma_d = \frac{|N_{2d}|}{l_c \cdot t_{nom}} = \frac{|(-26,865)|}{1000,0 \cdot 216,0} = 0 \text{ N/mm}^2$

Bemessungsschubfestigkeit:

Mörtelfuge: Unverfüllte Stossfuge

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0 + 0,4 \cdot 0 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_d / f_{bt,cal}} = 0,45 \cdot 11 \cdot \sqrt{1 + 0 / 11} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2}) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0 / 1,500 = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{rel} = h_w / l = 4030,0 / 1000,0 = 4,030 \rightarrow c = 1,500$$

Tragwiderstand:

$$V_{Rd,2v} = f_{vd} \cdot t_{nom} \cdot l_c / c = 0 \cdot 216,0 \cdot 1000,0 / 1,500 = 13,416 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2v} \geq V_{2d,y} \rightarrow \text{erfüllt!}$$

$$\text{Ausnutzung: } \eta_2 = |V_{2d,y}| / V_{Rd,2v} = |(-0,006)| / 13,416 = 0$$

ANLAGE 10

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=3,81m$

01.02.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: **1**

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 30$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 201$ mm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 16$ mm ($A_{\phi,B} = 201$ mm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 16$ mm ($A_{\phi,c,T} = 201$ mm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 16$ mm ($A_{\phi,c,B} = 201$ mm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 314$ mm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 8$ mm ($A_{\phi_w} = 50$ mm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=3,81m$

01.02.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht] {1,5*Windlast}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

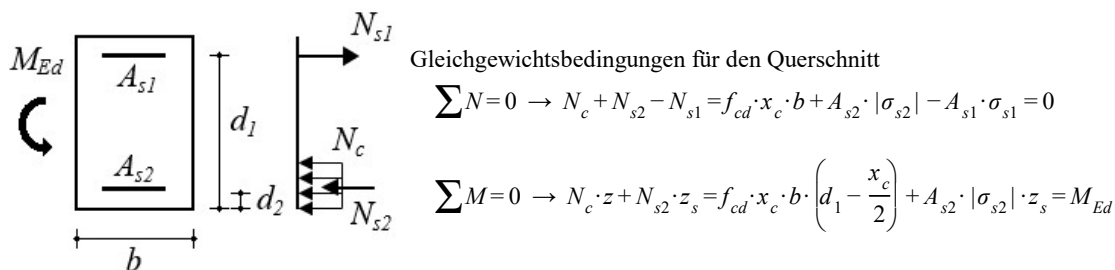
Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -7,407 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 5,022 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 194 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 194 = 119,6 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 119,6 = 95,72 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(194 - \frac{95,72}{2}\right) \cdot 95,72 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 48 \text{ kNm} > M_{Ed} = 5 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 7,769 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=3,81\text{m}$

01.02.2025

$$A_{s,1} = 62,1 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 62 \text{ mm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 1,810 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht] {1,5*Windlast}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

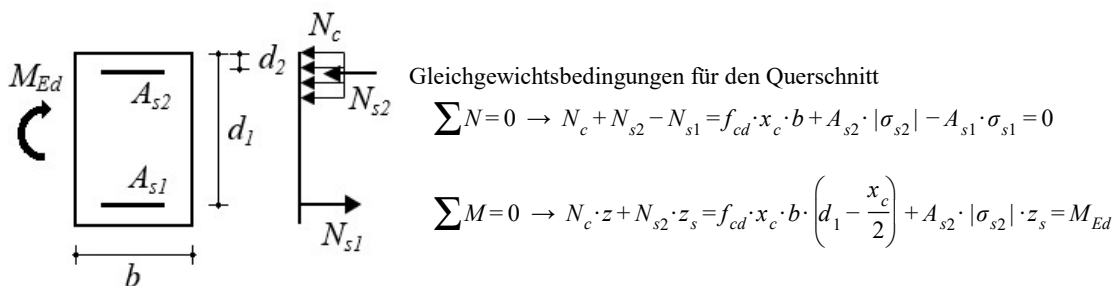
Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -3,888 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 20 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 194 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 194 = 119,6 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 119,6 = 95,72 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(194 - \frac{95,72}{2}\right) \cdot 95,72 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 48 \text{ kNm} > M_{Ed} = 20 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 33,31 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 263 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 101 \text{ mm}^2)$$

1.2. Schub

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $3,810 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht] {1,5*Windlast}**

Geometrie

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=3,81m$

01.02.2025

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 21,088 \text{ kN} \quad V_{Ed,red} = 18,804 \text{ kN}$$

Schubbewehrung

$$v_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0525}{1,5} \cdot 2^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,49497 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3aDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,49497 + 0,12 \cdot 0) \cdot 240 \cdot 194 = 23046 \text{ N} = 23,046 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0021592 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0) \cdot 240 \cdot 194 = 16335 \text{ N} = 16,335 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 16,335 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 23,046 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 23,046 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 23,046 \text{ kN} > V_{Ed,red} = 18,804 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Keine Schubbewehrung nötig

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.9.\)](#)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 240,0 \cdot 174,6 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 222,615 \text{ kN} > V_{Ed} = 21,088 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N)} \quad \text{DIN EN 1992-1-1}$$

[9.2.2. \(5\) \(9.4\)](#)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 240,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0041888 = 4,189 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0,8; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 100 - 8 = 92 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,7 \cdot h = 0,7 \cdot 240,0 = 168 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2.1. (6) Tabelle NA.9.1}$$

$$s = 100 \text{ mm} < s_{l,max} = 168 \text{ mm} \quad \checkmark$$

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Für Torsion ist keine zusätzliche Längsbewehrung erforderlich

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=3,81m$

01.02.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter DIN EN 1992-1-1 7.3.4. (2)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 240,0 = 57,6 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{6,912 \cdot 10^6}{57,6} = 120 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{6,912 \cdot 10^6 + 96510 \cdot (6,3541 - 1)}{57,6 + 804 \cdot (6,3541 - 1)} = 120 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,7648 \cdot 10^8 + 4404060 \cdot (6,3541 - 1) = 3,0006 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0003}{0,24 - 0,12} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 6,414 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

Geometrie

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=3,81m$

01.02.2025

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 240,0 = 57,6 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{6,912 \cdot 10^6}{57,6} = 120 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{6,912 \cdot 10^6 + 96510 \cdot (6,3541 - 1)}{57,6 + 804 \cdot (6,3541 - 1)} = 120 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,7648 \cdot 10^8 + 4404060 \cdot (6,3541 - 1) = 3,0006 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0003}{0,24 - 0,12} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 6,414 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 3,810 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht]**

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0	0	0	3,810	3,810
$l_0 [m]$	3,810				
Längsbewehrung oben	$2\phi 16$		$2\phi 16$		$2\phi 16$
Längsbewehrung unten	$2\phi 16$		$2\phi 16$		$2\phi 16$
$I_c [mm^4]$	$2,7648 \cdot 10^8$		$2,7648 \cdot 10^8$		$2,7648 \cdot 10^8$
$I_I [mm^4]$	$3,5603 \cdot 10^8$		$3,5603 \cdot 10^8$		$3,5603 \cdot 10^8$
$I_{II} [mm^4]$	$1,4839 \cdot 10^8$		$1,4839 \cdot 10^8$		$1,4839 \cdot 10^8$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=3,81m$

01.02.2025

$M_{cr} [kNm]$	7,610		7,610		7,610
$M_{Rd,II} [kNm]$	32,930		28,634		32,930
$M [kNm]$	0		0		0
ζ	0		0		0
α_I	2,3297		2,3297		2,3297
α_{II}	5,5897		5,5897		5,5897
α	2,3297		2,3297		2,3297
$e_0 [mm]$	0	0	0	0	0
$e_{0,rel} [mm]$	0	0	0	0	0
$e_{abs} [mm]$	0	0	0	0	0
$e_{rel} [mm]$	0 ✓	0 ✓	0 ✓	0 ✓	0 ✓
$e_{lim} [mm]$	12,700				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=5,74m$

01.02.2025

Stahlbetonbalken

Konstruktionselemente: 2

Norm: **Eurocode-D**

Lastfall: **Linear,(Auto) Maßgebende**

Materialien

Beton: **C25/30** ($f_{ck} = 25$ MPa)

Betonstahl:

Längsbewehrung: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Bügel: **B500B** ($f_{yk} = 500$ MPa)

Kriechfaktor: $\varphi(\infty, t_0) = 2$ [DIN EN 1992-1-13.1.7. \(2\)](#)

Bewehrungsparameter definieren

Betonüberdeckungen: $c = 30$ mm

Obere Längsstäbe: $\phi_T = 16$ mm ($A_{\phi,T} = 201$ mm²)

Untere Längsstäbe: $\phi_B = 16$ mm ($A_{\phi,B} = 201$ mm²)

Obere Eckstäbe: $\phi_{c,T} = 16$ mm ($A_{\phi,c,T} = 201$ mm²)

Untere Eckstäbe: $\phi_{c,B} = 16$ mm ($A_{\phi,c,B} = 201$ mm²)

Seitliche Bewehrung gegen Torsion: $\phi_T = 20$ mm ($A_{\phi,T} = 314$ mm²)

Bügeldurchmesser: $\phi_w = 8$ mm ($A_{\phi_w} = 50$ mm²)

Bügel Schenkel: $n_{\phi,w} = 2$ St.

Winkel der Betondruckstrebe: $\Theta = 45,00^\circ$ ($\cot\Theta = 1$)

Betonstahllage:

$$a_T = c_T + \phi_w + \frac{\phi_T}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_B = c_B + \phi_w + \frac{\phi_B}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_{cT} = c_T + \phi_w + \frac{\phi_{c,T}}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$a_{cB} = c_B + \phi_w + \frac{\phi_{c,B}}{2} = 30 + 8 + \frac{16}{2} = 46 \text{ mm}$$

1. ULS Lastkombination (Tragfähigkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **Ständige oder vorübergehende**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa} = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{cd,eff} = \eta \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 1,4167 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,7955}{1,5} = 1,0174 \text{ MPa} = 1,0174 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (2)P (3.16)}$$

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=5,74m$

01.02.2025

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

1.1. Biegung

Maximale Zugbewehrung oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c_{s_{pos}} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht] {1,5*Windlast}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

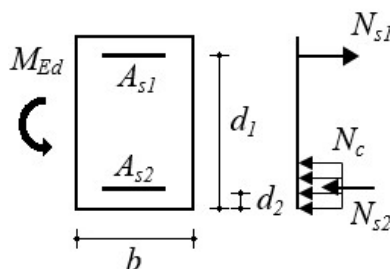
Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -11,158 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 9,575 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 194 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 194 = 119,6 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 119,6 = 95,72 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(194 - \frac{95,72}{2} \right) \cdot 95,72 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 48 \text{ kNm} > M_{Ed} = 9,6 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 15,1 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=5,74\text{m}$

01.02.2025

$$A_{s,1} = 119 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 62 \text{ mm}^2)$$

Maximale Zugbewehrung unten

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $c s_{pos} = 2,778 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht] {1,5*Windlast}**

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

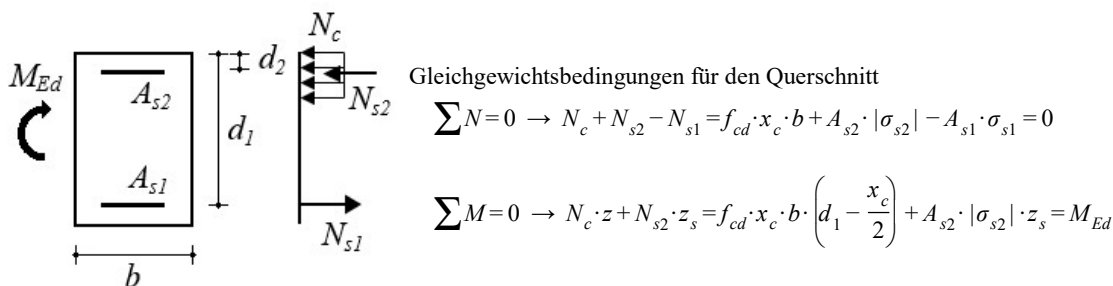
Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_{Ed} = -5,758 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 38 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 194 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0,0035)}{(-0,0035) - \frac{4,35 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^8}} \cdot 194 = 119,6 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \lambda \cdot x_0 = 0,8 \cdot 119,6 = 95,72 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-13.1.7. (3) Figur 3.5.}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(194 - \frac{95,72}{2}\right) \cdot 95,72 \cdot 240,0 \cdot 1,4167 \cdot 10^4 = 48 \text{ kNm} > M_{Ed} = 38 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 71,09 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 562 \text{ mm}^2 \quad (A_{s,min} = 151 \text{ mm}^2)$$

1.2. Schub

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $5,740 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[1,35*Eigengewicht] {1,5*Windlast}**

Geometrie

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=5,74m$

01.02.2025

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 26,691 \text{ kN} \quad V_{Ed,red} = 24,797 \text{ kN}$$

Schubbewehrung

$$v_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0,0525}{1,5} \cdot 2^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 0,49497 \text{ MPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-16.2.2 (1) (6.3aDE)}$$

Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung: [DIN EN 1992-1-1 6.2.2. \(1\)](#)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,49497 + 0,12 \cdot 0) \cdot 240 \cdot 194 = 23046 \text{ N} = 23,046 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (0,1 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0032388 \cdot 25)^{1/3} + 0,12 \cdot 0) \cdot 240 \cdot 194 = 18699 \text{ N} = 18,699 \text{ kN} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd,c} = 18,699 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 23,046 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,c,min} = 23,046 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 23,046 \text{ kN} < V_{Ed,red} = 24,797 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

Schubbewehrung erforderlich.

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \approx 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

$$\cot \Theta = 1 \rightarrow \Theta = \arctan \frac{1}{\cot \Theta} = \arctan \frac{1}{1} = 45,00^\circ$$

Berechneter Bügelabstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.8.\)](#)

$$s = \frac{A_{s,w}}{V_{Ed,red}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta = \frac{101}{24,797} \cdot 174,6 \cdot 4,35 \cdot 10^5 \cdot \cot 45,00^\circ = 307,9 \text{ mm} \rightarrow s = 300 \text{ mm}$$

Kontrolle der konstruktiven Durchbildung für Bügel:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,16 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,16 \cdot 2,565}{500} = 0,00082079 = 0,821 \text{ ‰} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 9.2.2. (5) (9.5N) \quad DIN EN 1992-1-1}$$

[9.2.2. \(5\) \(9.4\)](#)

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{300 \cdot 240,0 \cdot \sin 90,00^\circ} = 0,0013963 = 1,396 \text{ ‰} > \rho_{w,min} = 0,821 \text{ ‰} \quad \checkmark$$

$$s_{clear,min} = \max(k_1 \cdot \phi_w; 0,016 + k_2; k_3) = \max(0,8; 0,016 + 5; 0) = 21 \text{ mm} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 8.2. (2)}$$

$$s_{clear} = s - \phi_w = 300 - 8 = 292 \text{ mm} > s_{clear,min} = 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad s_{l,max} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 240,0 = 60 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \quad \text{DIN EN}$$

[1992-1-1 9.2.2.1. \(6\) Tabelle NA.9.1](#)

$$s = 300 \text{ mm} > s_{l,max} = 60 \text{ mm} \quad \text{X}$$

$$v_1 = 0,75 \cdot v_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75$$

Durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand: [DIN EN 1992-1-1 \(6.9.\)](#)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1 \cdot 240,0 \cdot 174,6 \cdot 0,75 \cdot 1,4167 \cdot 10^4}{\cot 45,00^\circ + \tan 45,00^\circ} = 222,615 \text{ kN} > V_{Ed} = 26,691 \text{ kN} \quad \checkmark$$

1.3. Zusätzliche Längsbewehrung für Torsion

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Für Torsion ist keine zusätzliche Längsbewehrung erforderlich

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=5,74m$

01.02.2025

2. SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)

Bemessungsparameter

Bemessungssituation: **SLS Lastkombination (Gebrauchstauglichkeit)**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1} = 21,25 \text{ MPa} = 2,125 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 = 5 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{DIN EN 1992-1-1 3.2.7. (2) Figur 3.8}$$

2.1. Rissnachweis Kontrolle

Parameter [DIN EN 1992-1-1 7.3.4. \(2\)](#)

2.1.1 Begrenzende Rissbreite oben

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0 \text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0 \text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 100 \text{ mm}$

Längsbewehrung:

Obere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Untere Bewehrung: $2\phi 16 \quad (402 \text{ mm}^2)$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 240,0 = 57,6 \text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{6,912 \cdot 10^6}{57,6} = 120 \text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{6,912 \cdot 10^6 + 96510 \cdot (6,3541 - 1)}{57,6 + 804 \cdot (6,3541 - 1)} = 120 \text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,7648 \cdot 10^8 + 4404060 \cdot (6,3541 - 1) = 3,0006 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0003}{0,24 - 0,12} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 6,414 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0 \text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.1.2 Begrenzende Rissbreite unten

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=5,74m$

01.02.2025

Lage des Querschnittes vom linken Ende des Stabes: $cs_{pos} = 0\text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht]**

Schnittkräfte

$$M_{Ed} = 0\text{ kNm}$$

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 240,0\text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 240,0\text{ mm}$

Bügelabstand: $s = 100\text{ mm}$

Längsbewehrung:

Oberer Bewehrung: $2\phi 16\text{ (}402\text{mm}^2\text{)}$

Untere Bewehrung: $2\phi 16\text{ (}402\text{mm}^2\text{)}$

Die Betonquerschnittsfläche:

$$A_c = b_w \cdot h = 240,0 \cdot 240,0 = 57,6\text{ mm}$$

Abstand des Schwerpunkts des Betonquerschnitts von oben:

$$y_{s,c} = \frac{S_{x,c}}{A_c} = \frac{6,912 \cdot 10^6}{57,6} = 120\text{ mm}$$

Ungerissener Querschnitt (Zustand I)

Höhe der Druckzone des ungerissenen Querschnitts von oben:

$$x_I = \frac{S_{x,c} + S_{x,s} \cdot (\alpha_e - 1)}{A_c + \Sigma A_s \cdot (\alpha_e - 1)} = \frac{6,912 \cdot 10^6 + 96510 \cdot (6,3541 - 1)}{57,6 + 804 \cdot (6,3541 - 1)} = 120\text{ mm}$$

Die Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts:

$$I_I = I_{I,c} + I_{I,s} \cdot (\alpha_e - 1) = 2,7648 \cdot 10^8 + 4404060 \cdot (6,3541 - 1) = 3,0006 \cdot 10^8\text{ mm}^4$$

Rissmoment:

$$M_{cr} = \frac{I_I}{h - x_I} \cdot f_{ct,eff} = \frac{0,0003}{0,24 - 0,12} \cdot 2,565 \cdot 10^3 = 6,414\text{ kNm} > M_{Ed} = 0\text{ kNm} \quad \text{Der Träger ist ungerissen.}$$

2.2. Durchbiegung

Parameter

Resultatzusammenstellung

Feld 1 :

Spannweite: $l_0 = 5,740\text{ m}$

Lastfall/Lastkombination: **[Eigengewicht]**

	linkes Auflager	Feld			rechtes Auflager
	rechter Rand	Momenten-nullpunkt	max	Momenten-nullpunkt	linker Rand
Abst. [m]	0	0	0	5,740	5,740
l_0 [m]	5,740				

Projekt:

Bearbeiter: ILF Consulting Engineers Polska Sp.z o.o.

Modell: **Wandpfosten Ringankerbalken.axs**

Bemessung Wandpfosten $L=5,74m$

01.02.2025

Längsbewehrung oben	2 ϕ 16		2 ϕ 16		2 ϕ 16
Längsbewehrung unten	2 ϕ 16		2 ϕ 16		2 ϕ 16
$I_c [mm^4]$	$2,7648 \cdot 10^8$		$2,7648 \cdot 10^8$		$2,7648 \cdot 10^8$
$I_I [mm^4]$	$3,5603 \cdot 10^8$		$3,5603 \cdot 10^8$		$3,5603 \cdot 10^8$
$I_{II} [mm^4]$	$1,4839 \cdot 10^8$		$1,4839 \cdot 10^8$		$1,4839 \cdot 10^8$
$M_{cr} [kNm]$	7,610		7,610		7,610
$M_{Rd,II} [kNm]$	32,930		28,634		32,930
$M [kNm]$	0		0		0
ζ	0		0		0
α_I	2,3297		2,3297		2,3297
α_{II}	5,5897		5,5897		5,5897
α	2,3297		2,3297		2,3297
$e_0 [mm]$	0	0	0	0	0
$e_{0,rel} [mm]$	0	0	0	0	0
$e_{abs} [mm]$	0	0	0	0	0
$e_{rel} [mm]$	0 ✓	0 ✓	0 ✓	0 ✓	0 ✓
$e_{lim} [mm]$	19,133				