

Linie:

SBB 720

Bezeichnung:

Zürich - Ziegelbrücke

km:

22.2 - 25.9

SOB 670

Wädenswil - Einsiedeln

0.0 – 1-1

12.601.06-02

Kantone:

Zürich, Schwyz

Gemeinden:

Wädenswil, Richterswil, Freienbach

Projekt:

AS35; Wädenswil

Publikumsanlage

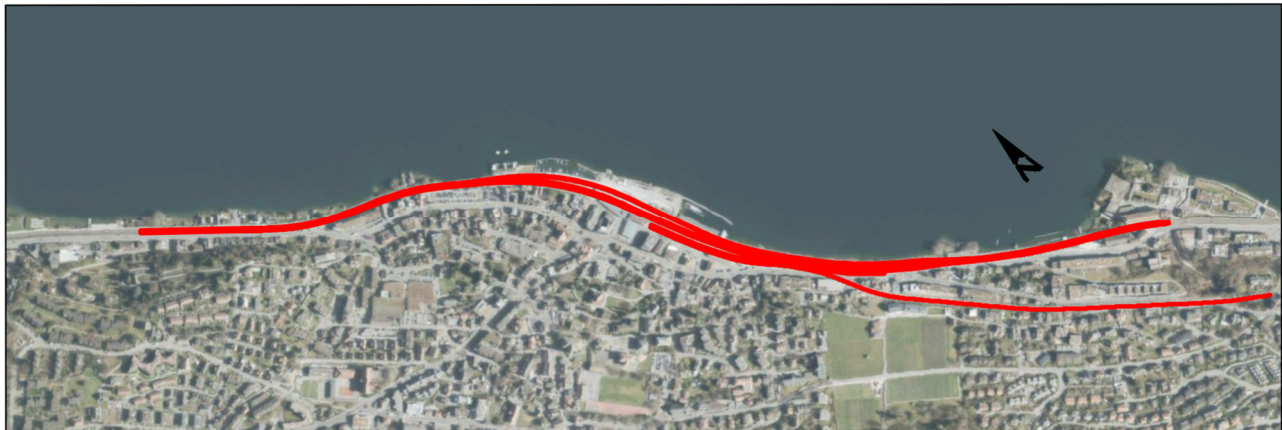
ISP-Nr.

1161158

Phase:

Auflageprojekt

Übersichtsplan:



Autoren:

Bauherrenvertretung SBB

Abteilung/OE: I-AEP-PJM-ROT-T4

Name: René Batschelet

Datum: 08.06.2026

Unterschrift: René Batschelet

8. Juni 2026

QES

Qualifizierte elektronische Signatur · Schweizer Recht

Signiert auf Scribble.com

Projektverfasser

Firma: PGBW

Name: Pascal Guignard

Datum: 08.06.2026

Unterschrift: Pascal Guignard

8. Juni 2026

QES

Qualifizierte elektronische Signatur · Schweizer Recht

Signiert auf Scribble.com

Statische Berechnungen

Perrondächer – Betonfundamente

Linie: 720

km: 23.870-24.140

SBB, Infrastruktur

Vulkanplatz 11, 8048 Zürich

Dok. Nr.

WAE_BP_12.601.06-02_IB_STB-Perrondächer - Betonfundamente_GRU_C00

Index	Erstellt	Vis.	Geprüft	Vis.	Freigab	Vis.
C00	02.05.2025	TRMA	02.05.2025	GUPA	02.05.2025	MR

Filename: WAE_BP_12.601.06-02_IB_STB-Beton-Perrondächer - Betonfundamente_GRU_C00.docx

Format: A4

Erstellt auf Basisdaten der amtlichen Vermessung und der SBB-Geodaten © swisstopo

© Alle Rechte an diesem Dokument stehen der SBB zu.

Für die genaue Lage und die Vollständigkeit der unterirdischen Anlagen besteht kein Gewähr.

Impressum

Version- und Änderungsjournal

Version	Beschrieb / Änderungen gegenüber Vorgängerversion	erstellt	geprüft	freigegeben
C00	PGV-Dossier	02.05.2025 TRMA	02.05.2025 GUPA	02.05.2025 MR

Autorenteam

Verantwortlicher Ersteller, Gesamtprojektleiter		Projektverfasser
René Batschelet SBB Infrastruktur, Ausbau- und Erneuerungsprojekte Vulkanplatz 11 8048 Zürich Tel: 079 523 23 55 rene.batschelet@sbb.ch		Pascal Guignard Gruner AG, c/o Planergemeinschaft PGBW Thurgauerstrasse 80 8050 Zürich Tel: 079 309 63 44 Pascal.guignard@gruner.ch
Fachbereich	Name	Organisationseinheit
Projektleitung	Batschelet René	I-AEP-PJM-ROT-T4
Oberbauleitung	Román Isabel	I-AEP-PJM-ROT-T4
Geomatik	Ganz Michael	I-AEP-ENG-GEO-ROT
Fahrbahn	Aebi Patrick	I-AEP-ENG-FB-ROT-PL1
Ingenieurbau Tiefbau	Rutz Matthias	I-AEP-PJM-ROT-T4
Ingenieurbau Tragkonstruktion	Rutz Matthias	I-AEP-PJM-ROT-T4
Architektur, Bahnzugang	Glauser Thomas	I-AEP-ENG-BZT-ROT-BAT
Technische Anlagen	Galli Yanick	I-AEP-ENG-BZT-ROT-TA
HLK	Divrikli Ismail	I-AEP-ENG-BZT-ROT-TA
Sicherungsanlagen	Oberholzer Roland	I-AEP-ENG-FS-ROT-PL3
Leittechnik	Tresch Michael	I-AEP-SAZ-ROT-LTT
Fahrstrom	Novak Marijo	I-AEP-ENG-FS-ROT-PL3
Kabel	Dommen Thomas	I-AEP-ENG-KAB-ROT-PL
Telecom	Hilfiker Marcel	I-NAT-TC-TPP-ROT
Umwelt	Tresch Eliane	I-AEP-ENG-UMW-ROT
Land- und Rechterwerb	Kerschbaumer Petra	IM-GM-GBB-ROT
IM Bahnhofsmanagement	Fiore Carolina	IM-BW-MPA-RO1
Projektverfassende	Name	Firma
Gesamtleiter PGBW	Guignard Pascal	GRUNER
Ingenieurbau	Treacy Mark	GRUNER
Architektur	Kramp Adrian	Boegli Kramp

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	5
1.1	Objektbeschreibung.....	5
1.2	Übersichtspläne.....	5
1.3	Grundlagen.....	7
2	Baustoffe und Baugrund	7
3	Tragwerkskonzept und Modellierung.....	7
3.1	Einleitung.....	7
3.2	Boden-Bauwerks Interaktion	9
3.3	Fundamente	12
3.4	Betonsockel und Ankerplatte.....	19
4	Einwirkungen	20
4.1	Lagerkräfte vom Perrondach.....	20
4.2	Ständige Einwirkungen.....	24
4.2.1	Eigengewicht.....	24
4.2.2	Fahrleitungsmasten (Eigengewicht).....	24
4.2.3	Auflasten	25
4.3	Veränderliche Einwirkungen.....	25
4.3.1	Wind Y	25
4.3.2	Schnee.....	26
4.3.3	Nutzlast.....	26
4.3.4	Fahrleitungsmast (als Nutzlast).....	27
4.4	Aussergewöhnliche Einwirkungen (Erdbeben)	27
5	Grenzwertspezifikation	28
5.1	Tragsicherheit - GZT	28
5.2	Gebrauchstauglichkeit - GZG.....	28
6	Bemessung	29
6.1	Mikropfähle	29
6.1.1	Äusserer Tragwiderstand - Bodenkennwerte	30
6.1.2	Bemessung: Massgebende Kräfte Standardfundament Typ 1A (in der Zone A).....	33
6.1.3	Bemessung: Massgebende Kräfte Einzelfundament Typ 1B (in der Zone B)	38
6.1.4	Bemessung: Massgebende Kräfte Einzelfundament Typ 1C (in der Zone A)	43
6.1.5	Bemessung: Massgebende Kräfte Spezialfall Einzelfundament Typ 2A in der Zone B	48
6.1.6	Bemessung: Massgebende Kräfte Spezialfundament Typ 2D	53
6.1.7	Innerer Tragwiderstand	58
6.1.8	Horizontale Krafteinleitung	58
6.2	Standardfundament mit Mikropfählen (Abmessungen 2.6mx2.6m).....	64
6.2.1	Statisches Modell Standardfundament mit Mikropfählen	65
6.2.2	Schnittkräfte Bemessungsniveau Standardfundament mit Mikropfählen	71
6.2.3	Bemessung Standardfundament mit Mikropfählen	74
6.2.4	Bemessung Querkraft und Durchstanzen, Standardfundament mit Mikropfählen.....	77
6.2.5	Standardfundament mit Mikropfählen, Bewehrungsskizze.....	80
6.3	Spezialfall Einzelfundamente mit Mikropfählen (Abmessungen 3.60mx6.10m)	81
6.3.2	Statisches Modell Einzelfundament mit Mikropfählen	82
6.3.3	Schnittkräfte Bemessungsniveau Einzelfundament mit Mikropfählen	87
6.3.4	Bemessung Einzelfundament mit Mikropfählen	90
6.3.5	Bemessung Querkraft und Durchstanzen, Einzelfundament mit Mikropfählen	93
6.3.6	Einfeldament mit Mikropfählen, Bewehrungsskizze	96
6.4	Nachweis Betonfundament – Doppelstützen	97
6.5	Nachweis Betonfertigteile.....	98
6.5.1	Betonfertigteile unter Einzelstützen.....	99
6.5.2	Betonfertigteile unter Doppelstützen	102
6.6	Nachweis Stahlplatte	104
6.6.1	Stahlplatte unter Einzelstützen.....	104
6.6.2	Stahlplatte unter Doppelstützen	110
6.7	Nachweis Schubknagge	117
6.7.1	Einzelstütze.....	117
6.7.2	Doppelstütze	117
6.8	Nachweis Gewindestangen.....	118
6.8.1	Einzelstütze.....	118
6.8.2	Doppelstütze	118

7	Gebrauchstauglichkeit.....	119
7.1	Standardfundament Typ 1A (in der Zone A)	119
7.2	Standardfundament Typ 1B (in der Zone B)	120
7.3	Standardfundament Typ 1C (in der Zone A)	121
7.4	Spezialfall Einzelfundament Typ 2A (in der Zone B).....	123
7.5	Spezialfall Einzelfundament Typ 2D	124
8	Anhang 1 : Perronabschluss beim Gleis 1	125
8.1	Einleitung.....	126
8.2	Statisches Modell	127
	8.2.1 Larix Modell.....	128
	8.2.2 AxisVM X7 Modell	128
8.3	Einwirkungen	130
	8.3.1 Ständige Lasten	130
	8.3.2 Veränderliche Lasten	130
8.4	Ergebnisse.....	132
	8.4.1 Auflagerreaktionen (AxisVM 3D-Modell)	132
	8.4.2 Larix Modell.....	133
	8.4.3 Erforderliche Bewehrung.....	134
9	Anhang 2: Arbeitspapier – Untersuchung Flachfundation Perrondachfundamente ...	139

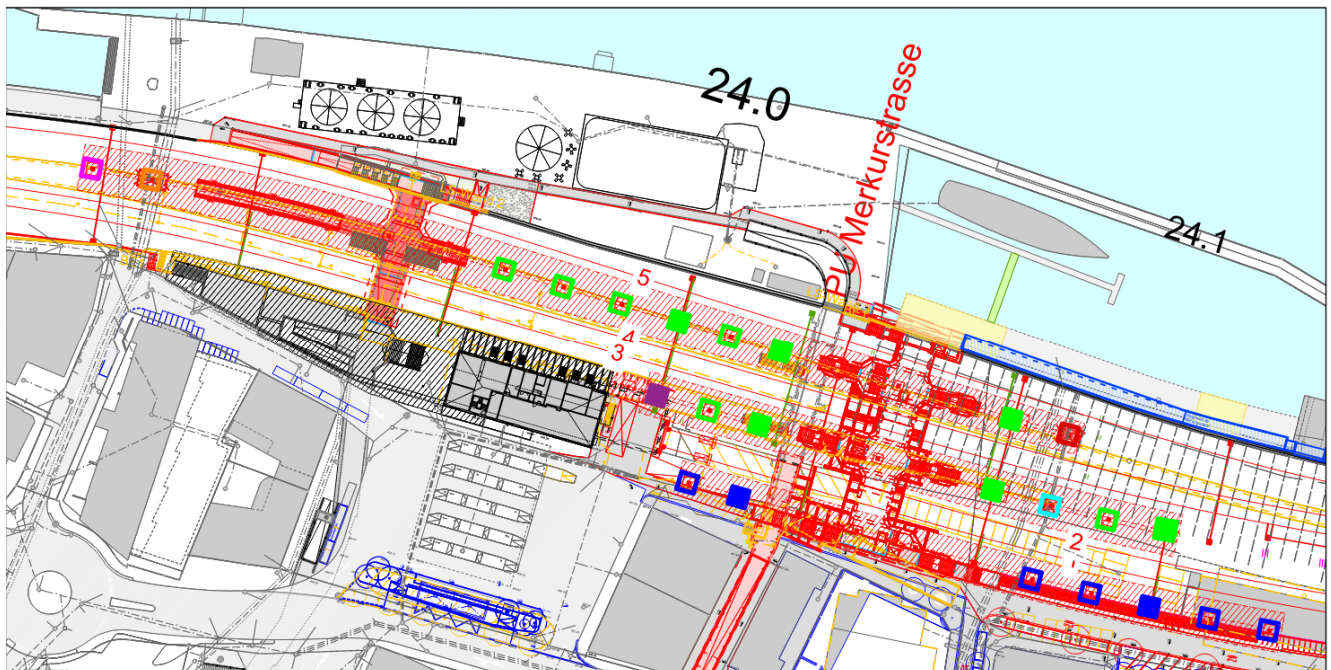
1 Einleitung

1.1 Objektbeschreibung

Beim Bahnhof in Wädenswil wird zukünftig eine massiv höhere Nutzung prognostiziert. Die Doppelspur ist bereits heute stark ausgelastet und bildet einen wichtigen Umsteigeknoten. Im Rahmen des Ausbaus 2035 werden die Gleisanlagen von km 23.621 bis 24.892 sowie die Publikumsanlagen angepasst mit dem Ziel, die Kapazität für den Personen- und Güterverkehr sowie die Kapazität der Publikumsanlagen zu erhöhen und die nicht BehiG-konformen Bahnzugangsanlagen zur Erfüllung der Barrierefreiheit anzupassen.

Die für die Publikumsanlagen nötigen Überdachungen der Perrons werden in Holzbauweise ausgeführt, welche von der Firma Timbatec geplant wurden. Der Nachweis der Anschlüsse und zum Teil der Fundamente dieser neuen Überdachung ist Inhalt des vorliegenden statischen Berichts. Die Fundamente der Doppelstützen ist in den Statik Berichten der PU's enthalten. Es werden zwei Fälle unterschieden: Einerseits die Anschlüsse von Einzelstützen, und andererseits die Anschlüsse von Doppelstützen, welche durch den Überbau verbunden sind. Zusätzlich werden die Fundamente unterhalb der Einzelstützen nachgewiesen. Die Bemessung der Einzelfundamente mit Mikropfählen ist in diesem Bericht enthalten. Die Nutzungsvereinbarung und Projektbasis bilden die Grundlagen der vorliegenden statischen Berechnung. Eine Übersicht der besprochenen Stützenanschlüsse befindet sich auf den nachfolgenden Seiten.

1.2 Übersichtspläne



Legende:

ohne FLM mit FLM

- | | | |
|--|--|--|
| | | Einzelfundament Standard Typ 1A, 13 Stücke
Plan 601.01-06 |
| | | Einzelfundament Standard Typ 1B, 1 Stück
Plan 601.01-06 |
| | | Einzelfundament Standard Typ 1C, 7 Stücke
Plan 601.01-06 |
| | | Einzelfundament Typ 2A, 1 Stück
Plan 601.01-07 |
| | | Einzelfundament Typ 2B, 1 Stück
Plan 601.01-08 |
| | | Einzelfundament Typ 2C, 1 Stück
Plan 601.01-09 |
| | | Einzelfundament Typ 2D, 1 Stück
Plan 601.01-09 |

Abbildung 1. Situation geplanter Foundationen, mit Legende

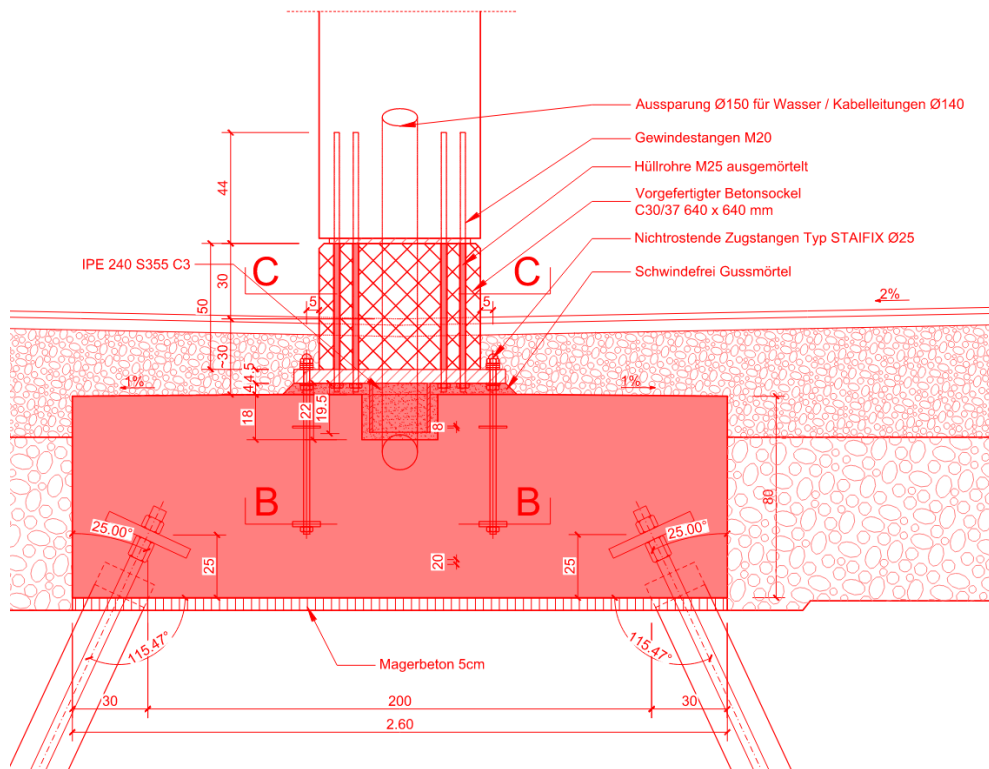


Abbildung 2. Querschnitt des Standardfundaments der Einzelstütze

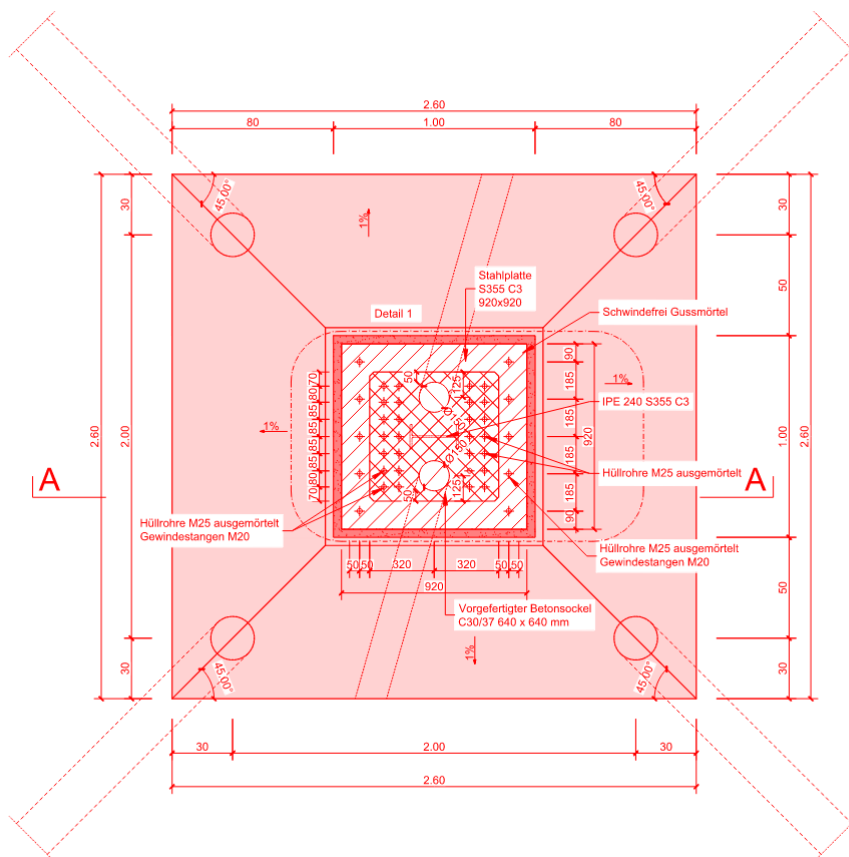


Abbildung 3. Draufsicht auf das Standardfundament unter Einzelstütze

1.3 Grundlagen

Siehe Projektbasis

2 Baustoffe und Baugrund

Siehe Projektbasis

3 Tragwerkskonzept und Modellierung

3.1 Einleitung

Einzelstütze Fuss

Die Fundation wird durch ein System aus vorfabriziertem Beton und Stahlplatten mit Gewindestangen realisiert. Der Betonfertigteile hat die Abmessungen 0.5m x 0.64m x 0.64m (H x B x L). Die Einwirkungen werden vom Holzträger auf eine Stahlplatte geleitet und anschliessend in das Betonfertigteile geführt. Durch das Betonfertigteile sind Gewindestangen eingelegt, welche die Zugspannungen (resultierend aus dem Biegemoment) des Holzträgers aufnehmen und bis in die Stahlplatte leiten. Die Gewindestangen haben einen Querschnittsfläche von 245mm². Holzseitig sind sie eingeklebt und auf der Ober- und Unterseite der Stahlplatte verschraubt. Die Stahlplatte (0.045m x 0.92m x 0.92m) ist ebenfalls mit Gewindestangen (STAIFIX, d=25 mm) verbunden und trägt so die Zugspannungen in das Betonfundament. Die Fundamente sind auf Mikropfählen fundiert.

Doppelstütze Fuss

Die Anschlüsse der Doppelstützen werden analog zu denen der Einzelstütze ausgebildet, jedoch andere Abmessungen der Bauteile verwendet. Es werden acht Gewindestangen als Verbindung von Holzträger und Betonfertigteile verwendet. Die Stahlplatte hat folgende Abmessungen: 0.04m x 0.52m x 0.92m. Alle verwendeten Gewindestangen haben einen Durchmesser von 20 mm. Die Doppelstützen sind mit Gewindestangen an die bestehenden PU-Wänden angeschlossen, weshalb hier keine Nachweise für das Fundament geführt werden. Alle Nachweise werden für den Endzustand erbracht.

Fundament

Die Stützen werden von einem Betonfundament getragen, dass die Kräfte auf dem Perrondach aufnimmt und auf die Mikropfähle überträgt. Jede Einzelstütze wird von einem Fundament mit den Abmessungen 2.6m x 2.6m x 0.8m getragen. Das Fundament wird von vier Mikropfählen mit Durchmesser von Ø 0.219 m mit Zugstangen Swiss Gewi mit einem Durchmesser von Ø 63.5 mm gelagert. Die Mikropfähle sind um 15° zur vertikalen Achse geneigt und haben einen Zwischenabstand von 2.0 m.

Alle Einzelstützenfundamente sind in zwei Typen verteilt.

Der Typ 1 entspricht einem Standardfundament, mit Abmessungen von 2.6 x 2.6 x 0.8 m. Das Fundament ist auf vier geneigten Mikropfähle gelagert. Es gibt 3 verschiedene Ausführungen davon:

- Standardfundament Typ 1A mit Mikropfahllänge von 25m (Zone A im geologischen Profil),
- Standardfundament Typ 1B mit Mikropfahllänge von 34m (Zone B im geologischen Profil),
- Standardfundament Typ 1C, der tiefer eingesetzt ist, aufgrund Perronabschluss beim Gleis 1 (Mikropfahllänge 27m).

Zusätzlich zu Typ 1, gibt es vier Spezialfundamente:

- Spezialfundament Typ 2A, mit Abmessungen 3.6 x 6.1 x 0.8 m,
- Spezialfundament Typ 2B, mit Abmessungen 3.1 x 3.6 x 0.8 m,
- Spezialfundament Typ 2C, mit Abmessungen 3.6 x 4.8 x 0.8 m,
- Spezialfundament Typ 2D, mit Abmessungen 2.6 x 3.6 x 0.8 m, aufgrund Lage beim bestehenden Keller.

Die Spezialfundamente 2A, 2B und 2C sind auf vier geneigten und vier vertikalen Mikropfählen gelagert, die eine Länge von 32 m, bzw. 34 m weisen. Die Abmessungen der Fundamente sind so gewählt, weil sich Werkleitungen unter den Fundamenten befinden. Der Spezialfundament 2D ist auf fünf Mikropfähle gelagert, Vier geneigt und 1 vertikal, aufgrund Lage dem bestehenden Keller.

Angeichts der sehr geringen zulässigen Verformung des Perrondaches und der möglichen Setzungen des Perrondaches während der Bauphasen wurden Mikropfähle als Fundamenttyp gewählt. Auf diese Weise werden die Setzungen und die relative Verformung des Perrondaches nach den Bauphasen minimiert.

Die Abbildung unten zeigt die Positionen für jeden Fundamenttypen.

Legende:

ohne FLM	mit FLM	
		Einzelfundament Standard Typ 1A, 13 Stücke Plan 601.01-06
		Einzelfundament Standard Typ 1B, 1 Stück Plan 601.01-06
		Einzelfundament Standard Typ 1C, 7 Stücke Plan 601.01-06
		Einzelfundament Typ 2A, 1 Stück Plan 601.01-07
		Einzelfundament Typ 2B, 1 Stück Plan 601.01-08
		Einzelfundament Typ 2C, 1 Stück Plan 601.01-09
		Einzelfundament Typ 2D, 1 Stück Plan 601.01-09

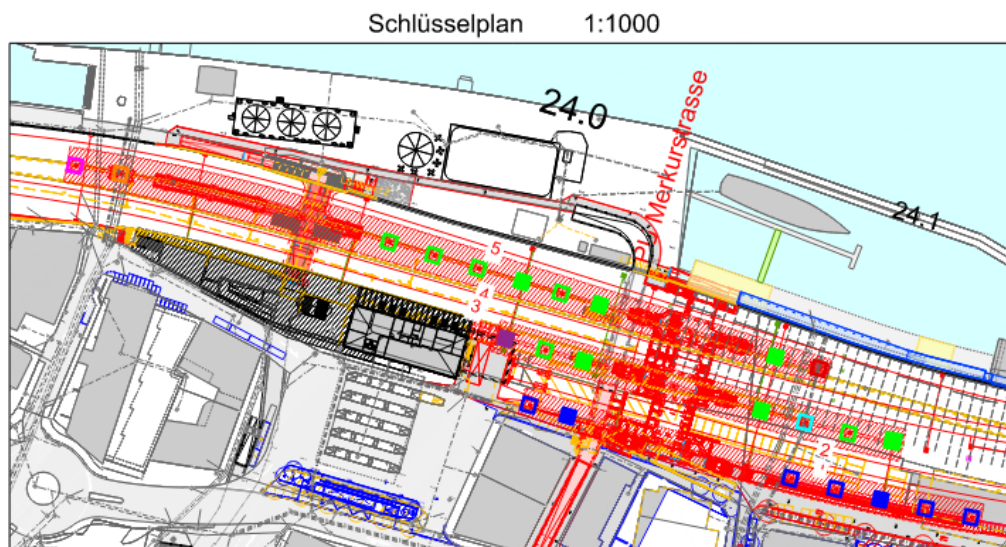


Abbildung 4 : Position der Fundamenttypen

3.2 Boden-Bauwerks Interaktion

Als Grundlage für die Bestimmung der Steifigkeiten des Baugrunds gilt der Geologische Bericht. Die folgende Abbildung und Tabelle zeigen das verwendete geologische Profil und Kennwerte der Bodenschichten:

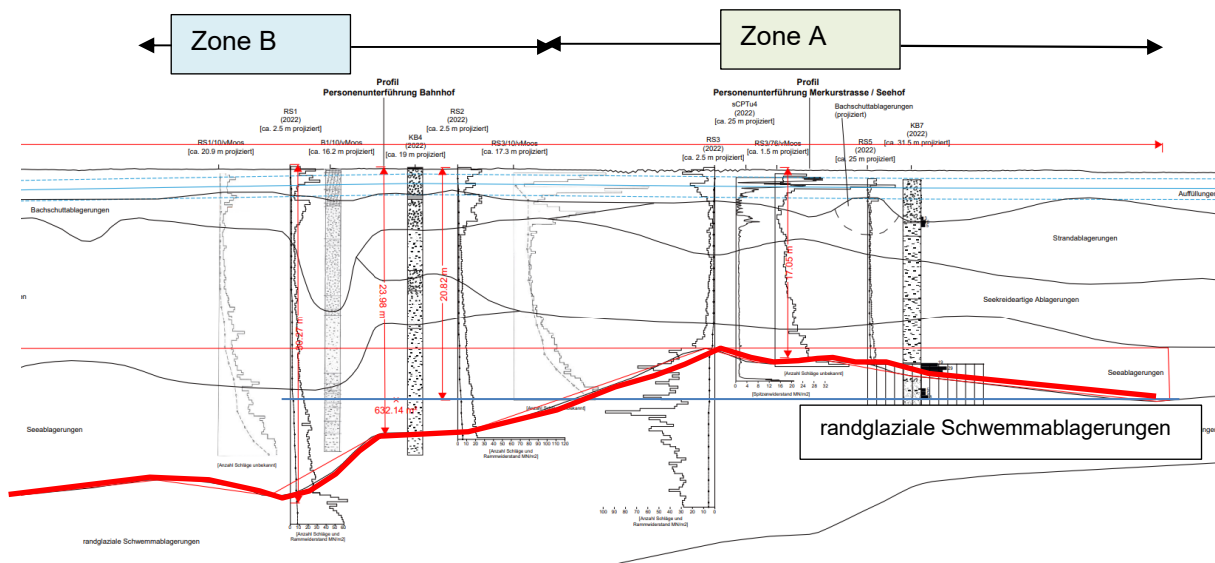
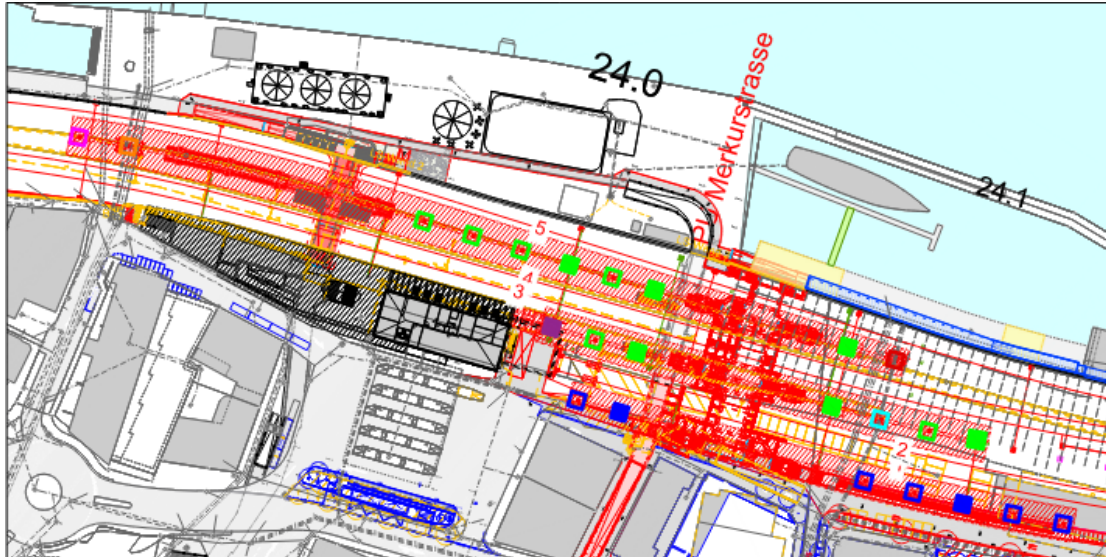


Abbildung 5. Geologisches Längenprofil

Tabelle 15: Baugrundwerte Lockergestein.

	Feuchtraumgewicht γ	Winkel der inneren Reibung Φ'	Kohäsion c'	Zusammendrückungsmodul M_{E1}	Durchlässigkeit k
Schichtbezeichnung	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[m/s]
Auffüllung (kiesig-sandig)	20 (20 - 21)	30 (28 - 34)	0	20 (15 - 30)	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁴
Strandablagerung (sandig – siltig)	19 (19 - 20)	30 (28 - 32)	0 (0 - 3)	15 (10 - 25)	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁴
Bachschuttablagerung (kiesig - sandig)	20 (19 - 21)	35 (33 - 37)	0	30 (20 - 40)	10 ⁻⁵ - 10 ⁻³
Seekreideartige Ablagerung (siltig-tonig)	18 (17 - 19)	22 (17 - 25)*	0 (0 - 5)	3 (2 - 4)	10 ⁻⁸ - 10 ⁻⁷
Seeablagerung (siltig-tonig)	19 (18 - 21)	24 (22 - 28)*	5 (2 - 10)	3 (3 - 5)	10 ⁻⁸ - 10 ⁻⁷
Randglaziale Schwem-mablagerung (kiesig-sandig)	21 (20-22)	34 (33-37)	0	40 (25-50)	10 ⁻⁵ - 10 ⁻³

*bei raschen Belastungen wird die undrainierte Scherfestigkeit massgebend (siehe Kapitel 5.4.2).

Tabelle 1: Bodenschichten und Kennwerte

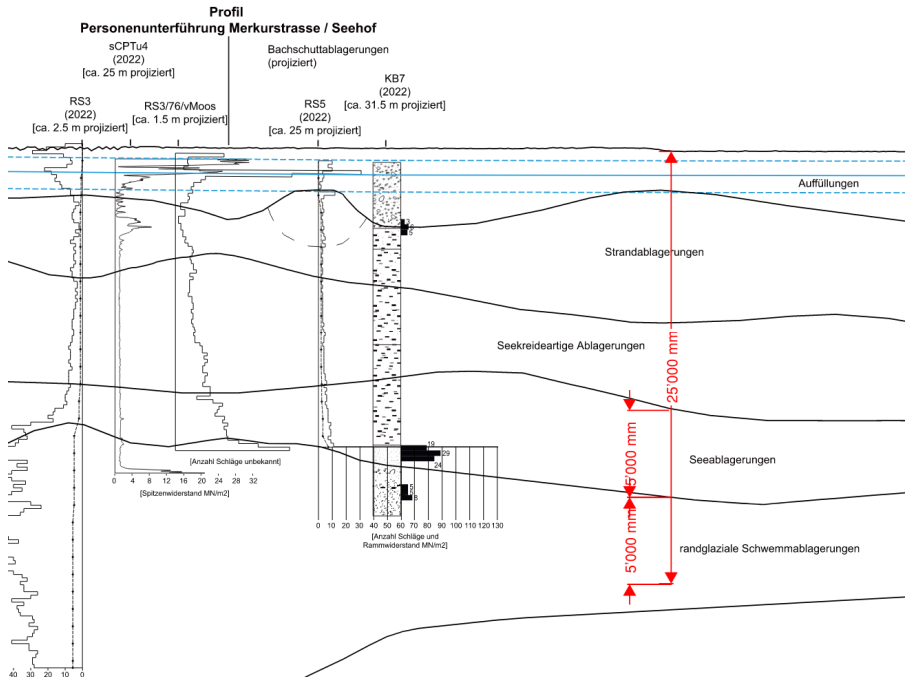


Abbildung 6 : verwendete geologische Profil für Fundament Typ 1A, Zone A

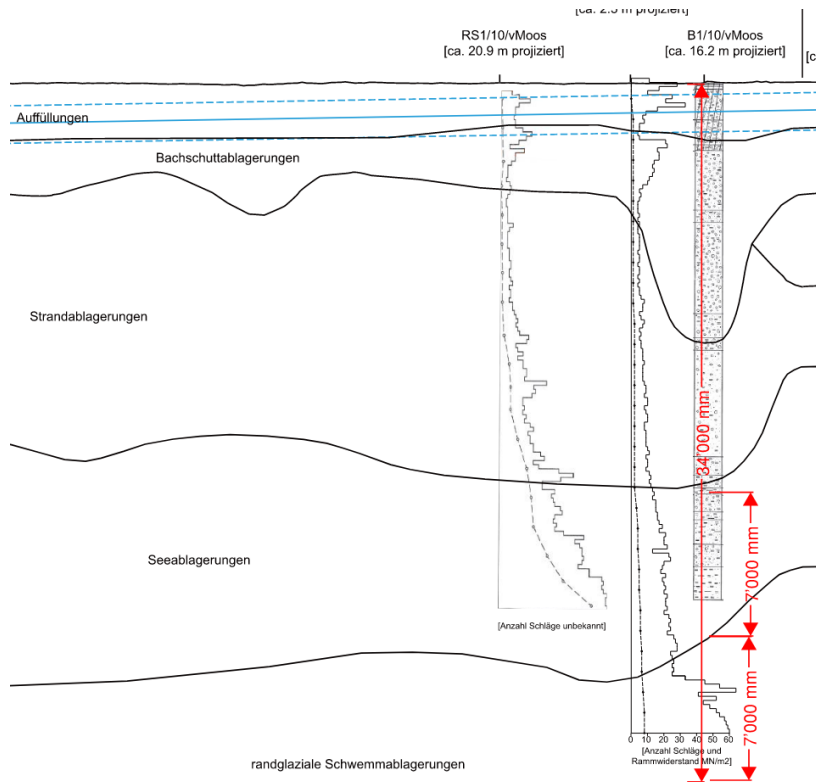


Abbildung 7 : verwendete geologische Profil für Fundament Typ 1B, Zone B

3.3 Fundamente

Die statische Berechnung der Fundamente wird mit Programm Cedrus durchgeführt.

Das Betonfundament wird mit einem 2D-Modell berechnet. Da die Anforderungen an die Durchbiegung der Stütze jedoch hoch sind, wird zusätzlich ein 3D-Modell mit dem Programm AxisVM X7 entwickelt. Mit diesem Modell werden die Verformungen der Stütze sowie der horizontale Widerstand der Pfähle überprüft. Das 3D-Modell wird für die folgenden vier Fälle berechnet:

- Standardfundament Typ 1A (Abmessungen 2.6m x 2.6m),
- Standardfundament Typ 1B (Abmessungen 2.6m x 2.6m)
- Standardfundament Typ 1C (Abmessungen 2.6m x 2.6m)
- Spezialfundament (Abmessungen 3.6m x 6.1m)
- Spezialfundament Typ 2D (Abmessungen 2.6 x 3.6m).

Da die Modelle ähnlich sind und dieselbe Logik für die Lasten und Kombinationen verwenden, werden die Einstellungen und Ergebnisse nur für das erste Modell angezeigt und die Nachweise für alle vier Modelle durchgeführt.

Das Fundament ist als Schalenmodell mit einer Dicke von 80cm modelliert. Eine Betonstütze mit Abmessung 60x60 cm, ist auf diesem Bereich gelagert und weist eine Höhe von 1.0 m auf. Diese Stützelement leitet die Kräfte, die vom Perrondach kommen, zur Mittellinie des Fundaments. Weiter ist dieser Bereich auf vier Stützelementen, die Mikropfähle modellieren, gelagert. Die Mikropfähle sind gelenkig mit dem Fundament verbunden.

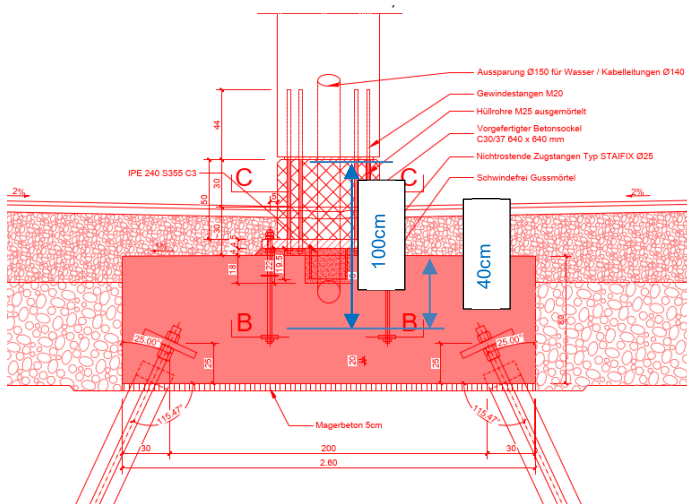


Abbildung 8 : Abstand von Krafteinleitungspunkt und Mitte des Fundaments

Der Standardfundament Typ 1C ist auch modelliert, denn die Krafteinleitung bei diesem Typ hat einen grösseren Hebelarm. Da das Fundament tiefer liegt, ist der Hebelarm um 2.3m erhöht.

Das Spezialfundament Typ 2D wurde ebenfalls modelliert, da es andere Abmessungen und eine andere Ausrichtung der Mikropfähle aufweist. Die resultierenden Kräfte aus dem Dach auf dieses Fundament sind ebenfalls anders als bei den anderen Typen, da die betreffende Stütze am Ende des Daches liegt.

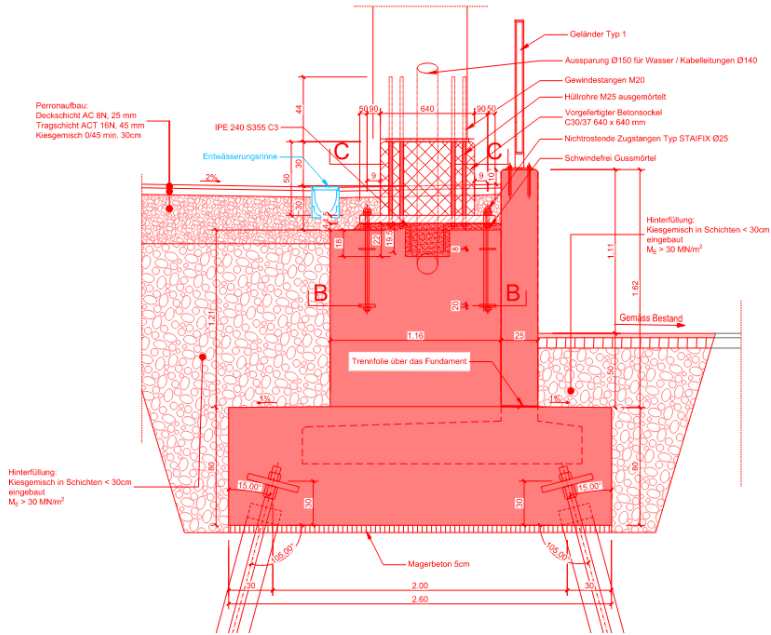


Abbildung 9 : Standardfundament Typ 1C

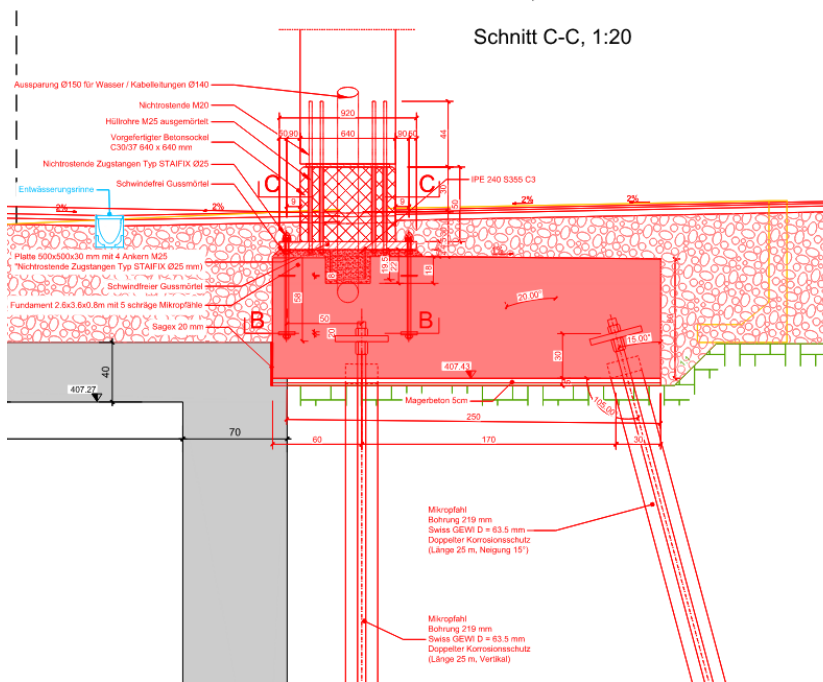


Abbildung 10 : Spezial Fundamenttyp Typ 2D

Je nach Bodenprofil und Eigenschaften des Bodens, durch den die Pfähle verlaufen, werden verschiedene lineare Auflager über die Länge der Mikropfähle modelliert. Die linearen Auflager haben nur eine Steifigkeit in x- und y-Richtung. Jeder Mikropfahl wird am Ende von einem Punktlager getragen, das nur in Richtung der Mikropfähle Kraft aufnehmen kann.

Da die Fundamenttypen 1A, 2B und Spezialfundament in unterschiedlichen Bodenarten und -profilen gegründet sind, variieren die Werte für die Steifigkeiten je nach Länge der Pfähle.

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung und die für die Steifigkeit verwendeten Werte für den Fundamenttyp 1A.

Die horizontalen und vertikalen Steifigkeiten des Bodens wurden mit Mittelwert gerechnet.

Die horizontale Federsteifigkeiten werden mit Ansatz von Tize berechnet.:

$$k_{sh} = 1.4 * \frac{E_{sh}}{D}$$

$$k_{sh}(z) = k_{sh} * \sqrt{\frac{z}{L}}$$

Für Axis modell wird ein Mittelwert von genommenem Wert verwendet.

Schicht	z [m]	k_{sh} [kN/m ²]	$k_{sh}(z)$ [kN/m ²]	AxisVM
				$k_{sh,statik}(z)$ [kN/m]
Auffüllung	-0.5	127'273	17'999	65'000
	-1.5	127'273	31'175	65'000
	-2.5	127'273	40'247	65'000
	-3.5	127'273	47'621	65'000
	-4.5	127'273	53'997	65'000
	-5.5	127'273	59'696	65'000
	-6.5	127'273	64'897	65'000
	-7.5	127'273	69'710	65'000
	-8.5	127'273	74'212	65'000
	-9.5	127'273	78'456	65'000
	-10.5	127'273	82'482	65'000
	-11.5	127'273	86'321	65'000
	-12.5	127'273	89'995	65'000
	-13.5	127'273	93'526	65'000
	-14.5	127'273	96'928	65'000
Seeablagerung	-15.5	19'091	15'032	16'000
	-16.5	19'091	15'510	16'000
	-17.5	19'091	15'973	16'000
	-18.5	19'091	16'423	16'000
	-19.5	19'091	16'861	16'000
randglaziale Schwemmablagerungen	-20.5	254'545	230'501	240'000
	-21.5	254'545	236'056	240'000
	-22.5	254'545	241'483	240'000
	-23.5	254'545	246'791	240'000
	-24.5	254'545	251'987	240'000

Tabelle 2 : berechnete Werte für horizontal Steifigkeiten des Bodens, Zone A

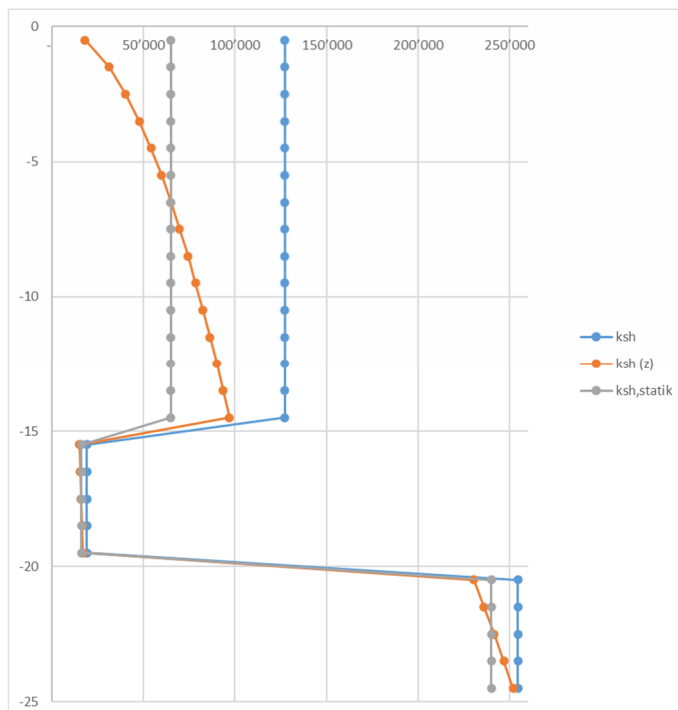


Abbildung 11 : Verlauf der horizontalen Steifigkeiten für Mikropfähle, Zone A

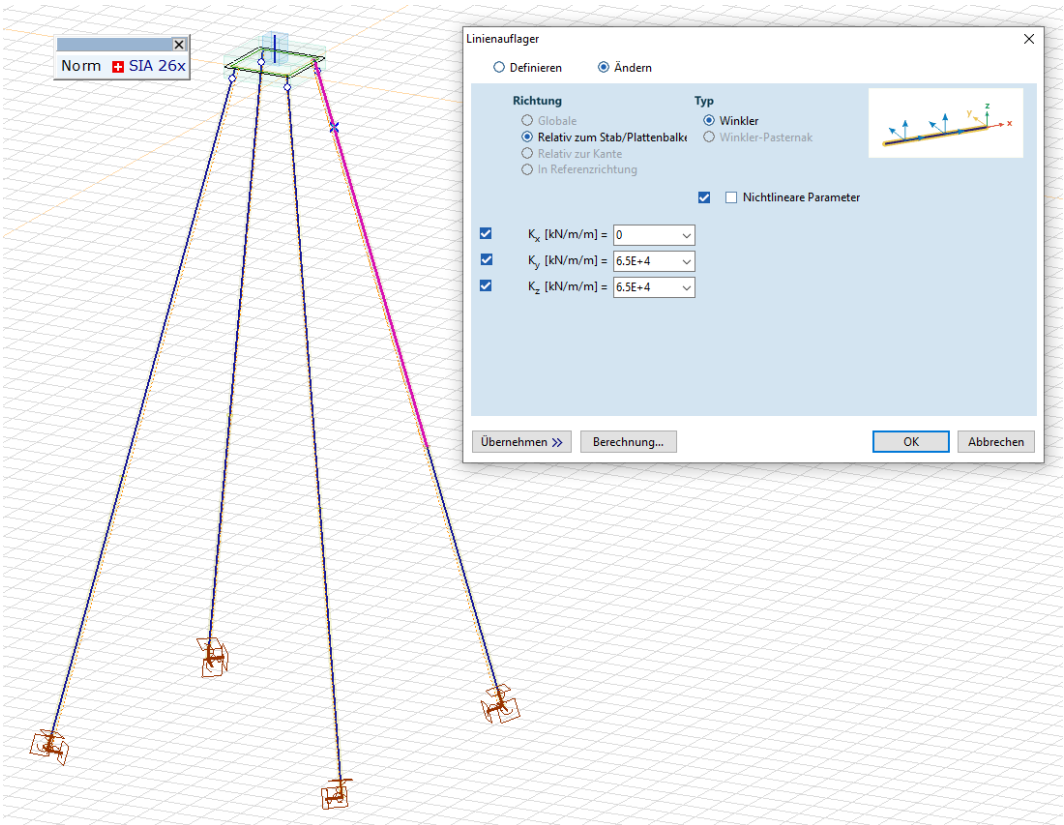


Abbildung 12 : horizontale Steifigkeit des linearen Auflagers, Auffüllung (L=15m)

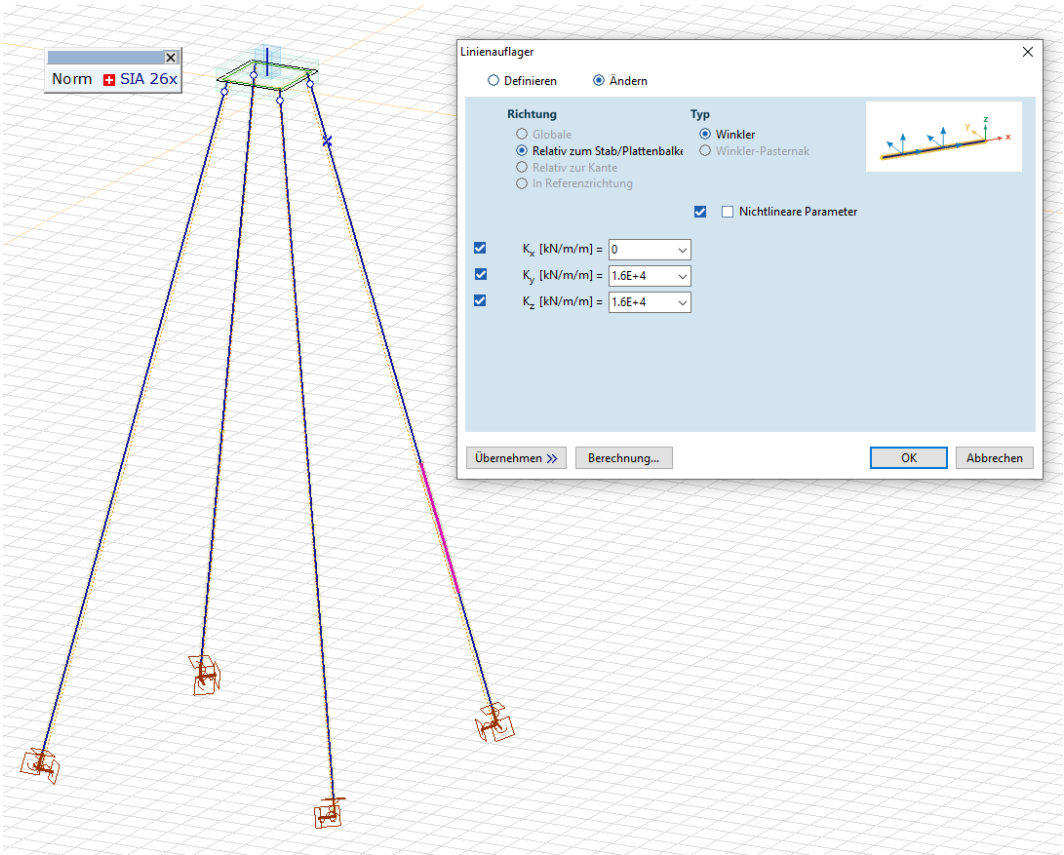


Abbildung 13 : horizontale Steifigkeit des linearen Auflagers, Seeablagerung (L=5m)

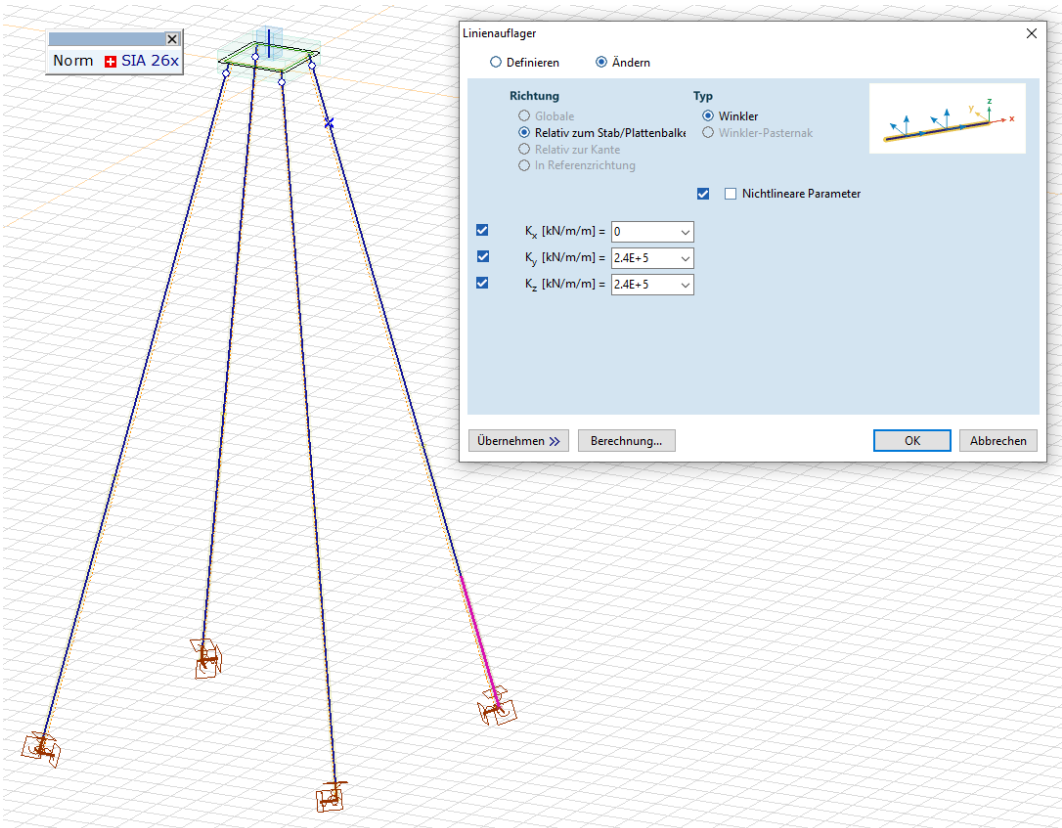


Abbildung 14 : horizontale Steifigkeit des linearen Auflagers, randglaziale Schwemmlagerung (L=5m)

Ähnlich wird die Steifigkeiten für Mikropfähle in Zone B ermittelt. Die Werte sind unten gezeigt.

Schicht	z [m]	k_{sh} [kN/m ²]	$k_{sh}(z)$ [kN/m ²]	AxisVM
				$k_{sh,statik}(z)$ [kN/m]
Auffüllung	-0.5	127'273	17'999	76'000
	-1.5	127'273	31'175	76'000
	-2.5	127'273	40'247	76'000
	-3.5	127'273	47'621	76'000
	-4.5	127'273	53'997	76'000
	-5.5	127'273	59'696	76'000
	-6.5	127'273	64'897	76'000
	-7.5	127'273	69'710	76'000
	-8.5	127'273	74'212	76'000
	-9.5	127'273	78'456	76'000
	-10.5	127'273	82'482	76'000
	-11.5	127'273	86'321	76'000
	-12.5	127'273	89'995	76'000
	-13.5	127'273	93'526	76'000
	-14.5	127'273	96'928	76'000
	-15.5	127'273	100'215	76'000
	-16.5	127'273	103'397	76'000
	-17.5	127'273	106'484	76'000
	-18.5	127'273	109'484	76'000
	-19.5	127'273	112'404	76'000
Seeablagerung	-20.5	19'091	17'288	19'000
	-21.5	19'091	17'704	19'000
	-22.5	19'091	18'111	19'000
	-23.5	19'091	18'509	19'000
	-24.5	19'091	18'899	19'000
	-25.5	19'091	19'281	19'000
	-26.5	19'091	19'655	19'000
	-27.5	19'091	20'023	19'000
	-28.5	19'091	20'384	19'000
randglaziale Schwemmablagerungen	-29.5	254'545	276'507	285'000
	-30.5	254'545	281'155	285'000
	-31.5	254'545	285'727	285'000
	-32.5	254'545	290'226	285'000
	-33.5	254'545	294'658	285'000

Tabelle 3 : berechnete Werte für horizontal Steifigkeiten des Bodens, Zone B

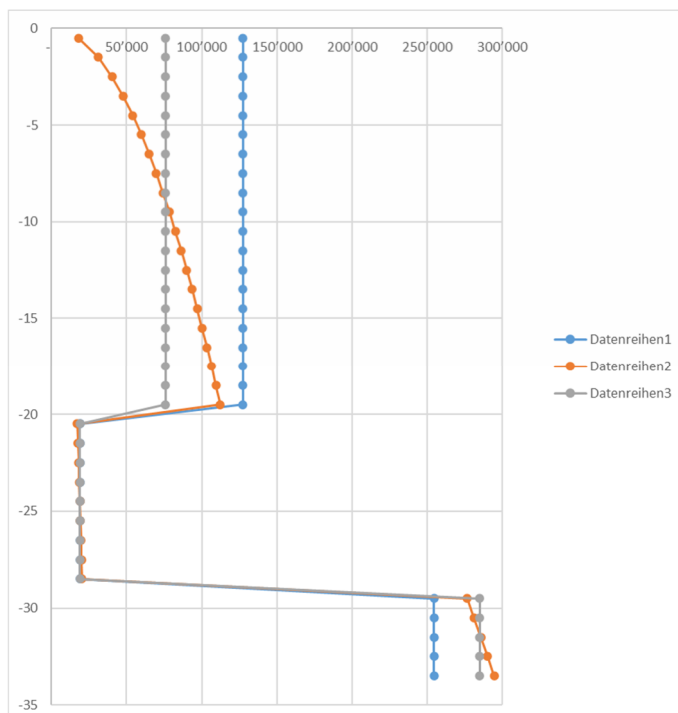


Abbildung 15 : Verlauf der horizontalen Steifigkeiten für Mikropfähle, Zone B

Die vertikale Steifigkeit des Bodens am Ende der Mikropfähle wurde mit Ansatz nach Cassan gerechnet:

$$\text{Steifigkeit: } k = \frac{F}{\Delta L} = \frac{A \cdot \sigma_0}{\alpha \cdot \sigma_0} = \frac{A}{\alpha} = \frac{\pi \cdot D^4}{4 \cdot \alpha}$$

$$\text{Setzung: } \Delta L = \alpha \cdot \sigma_0 = D \frac{1+R \tanh(ah)/\alpha \cdot D \cdot E_b}{R + \alpha \cdot D \cdot E_h \cdot \tanh(ah)} \cdot \sigma_0$$

$$R \approx 4.5E \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\alpha = \left(\frac{4 \cdot B}{D \cdot E_h} \right)^{0.5} [m^{-1}]$$

Vertikale Steifigkeiten (Ansatz LHAP, S211)

Parameter	Wert (untere Grenze)	Mittelwert	Wert (obere Grenze)	Einheit
D	0.22	0.22	0.22	m
A	0.04	0.04	0.04	m ²
E	25.00	40.00	50.00	MN/m ²
E _b	32000	32000	32000	MN/m ²
B	10.50	16.80	21.00	MN/m ²
R	112.50	180.00	225.00	MN/m ²
L	5.00	5.00	5.00	m
a	0.08	0.10	0.11	m ⁻¹
α	0.000757	0.000501	0.000415	
K _{pfahl}	50.20	75.94	91.66	MN/m

Tabelle 4 : vertikale Steifigkeit der Mikropfähle

Auflagen: 3

☐ Definieren ☒ Ändern

Richtung

☐ Globale
☐ Lokale
☐ In Referenzrichtung
☒ Relativ zum Stab/Plattenbalk
☐ Relativ zur Kante
☐ Seismischer Schwingungsiso

Feder

FEDEREIGENSCHAFTEN

☒ x: Lineare 7.59E+4 kN   K_x [kN/m] = 7.59E+4 K_{x,V} [kN/m] = 7.59E+4

☒ y: Lineare 1E+2 kN/m   K_y [kN/m] = 1E+2 K_{y,V} [kN/m] = 1E+2

☒ z: Lineare 1E+2 kN/m   K_z [kN/m] = 1E+2 K_{z,V} [kN/m] = 1E+2

☒ xx: Lineare 1E+2 kNm/   K_{xx} [kNm/rad] = 1E+2 K_{xx,V} [kNm/rad] = 1E+2

☒ yy: Lineare 1E+2 kNm/   K_{yy} [kNm/rad] = 1E+2 K_{yy,V} [kNm/rad] = 1E+2

☒ zz: Lineare 1E+2 kNm/   K_{zz} [kNm/rad] = 1E+2 K_{zz,V} [kNm/rad] = 1E+2

Übernehmen >> Berechnung... OK Abbrechen

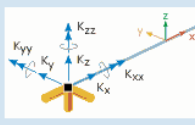


Abbildung 16 : modellierte vertikale Steifigkeit am Ende der Mikropfähle

3.4 Betonsockel und Ankerplatte

Das Betonfertigteile wird mit einem Fagus-Querschnittsmodell nachgewiesen (CUBUS AG – Fagus 9). Der massgebende Schnitt befindet sich unmittelbar oberhalb der Stahlplatte, da dort der Hebelarm der Querkraft für den Schnitt im Betonfertigteile maximal wird. Die Gewindestangen werden auf Zug und Druck aktiviert, da sie mit Beton injiziert sind und somit kraftschlüssig mit dem Betonfertigteile verbunden sind.

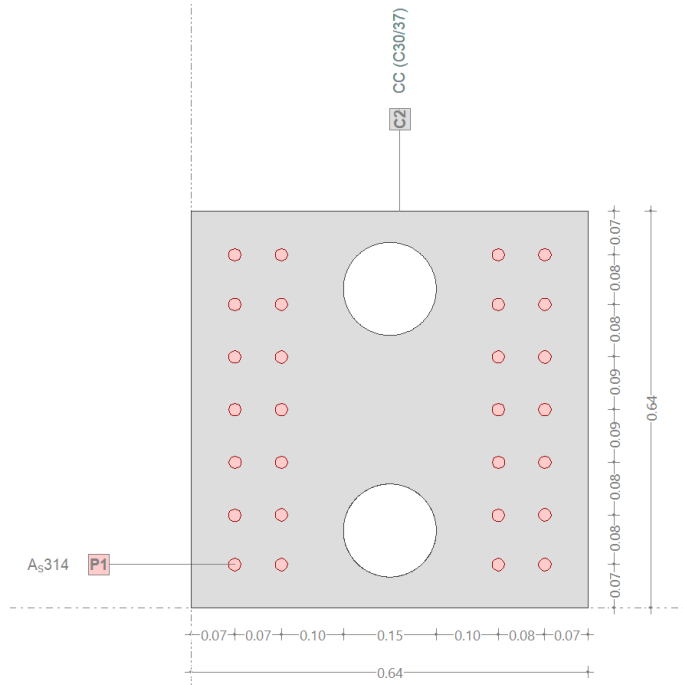


Abbildung 17. Darstellung des verwendeten Fagus-Modells für das Betonfertigteile unter der Einzelstützen

Die Stahlplatte wird mit einem Modell aus AxisVM (AxisVM X7) bemessen. Die Gewindestangen, die mit dem Betonfundament verbunden sind, werden als Auf- oder Flächenlager modelliert. Die mit dem Fagus-Modell bestimmten Kräfte in den Gewindestangen, die Betonfertigteile und Holz verbinden, werden als Einwirkungen eingegeben.

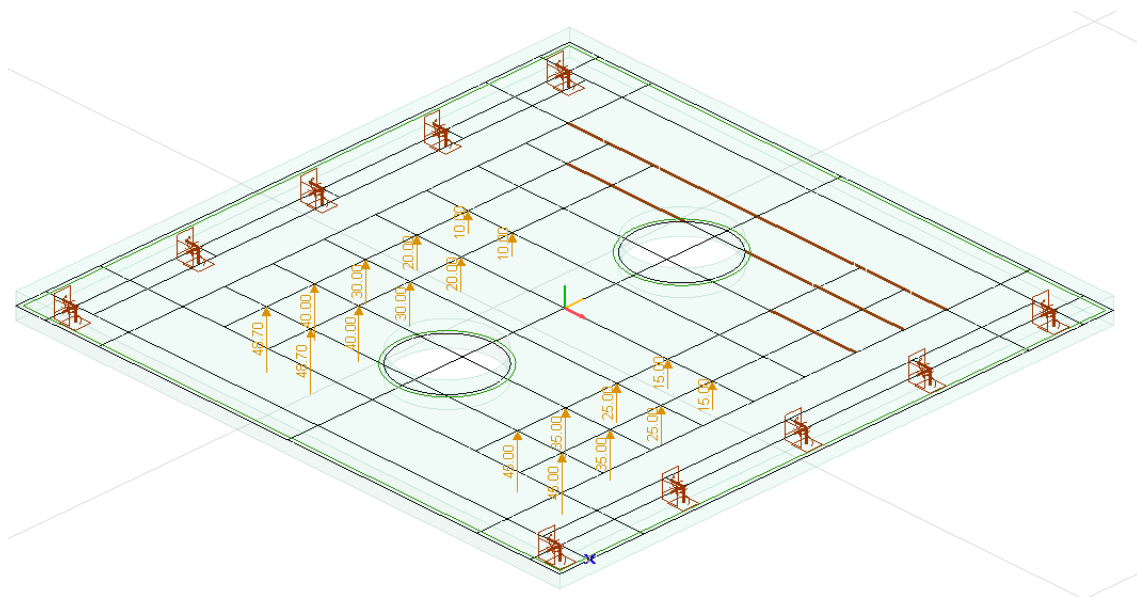


Abbildung 18. Darstellung des verwendeten Axis-Modells für die Stahlplatte unter der Einzelstützen

Die Einzelfundamente sind auf Mikropfählen fundiert. Die statischen Modelle werden in Kapitel 3.3 erklärt.

4 Einwirkungen

4.1 Lagerkräfte vom Perrondach

Die Einwirkungen auf das Fundament durch das Perrondach werden von Timbatec vorgegeben und in verschiedene Lastsituationen unterteilt. Diese werden für die Bemessung berücksichtigt und nicht weiter diskutiert. Einwirkungen aus dem Baugrund sowie Bahnlasten werden vernachlässigt. Die Erdbebensituation ist Teil der von Timbatec kommunizierten Einwirkungen, weitere aussergewöhnliche Bemessungssituationen wie Anprall werden nicht berücksichtigt. Die bestimmten Einwirkungen sind im Folgenden ersichtlich:

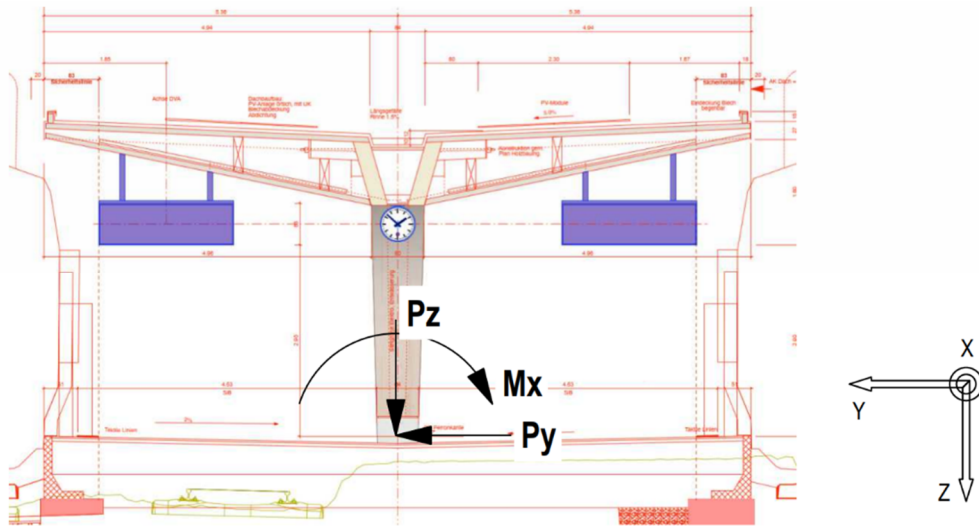


Abbildung 19. Einwirkungen auf die Einzelstütze (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Eigengewicht	0	0	265	0	0	0
Auflast	0	0	120	0	0	0
Nutzlast	0	0	70	0	0	0
Schneelast	0	0	125	0	0	0
SL einseitig	0	± 10	95	± 60	0	0
Wind	0	± 40	0	± 160	0	0
FLM ständig	0	± 5	55	± 65	0	0
FLM veränderlich	0	± 5	55	± 65	0	0

Abbildung 20. Einwirkungen auf charakteristischem Niveau (Abbildung von Timbatec)

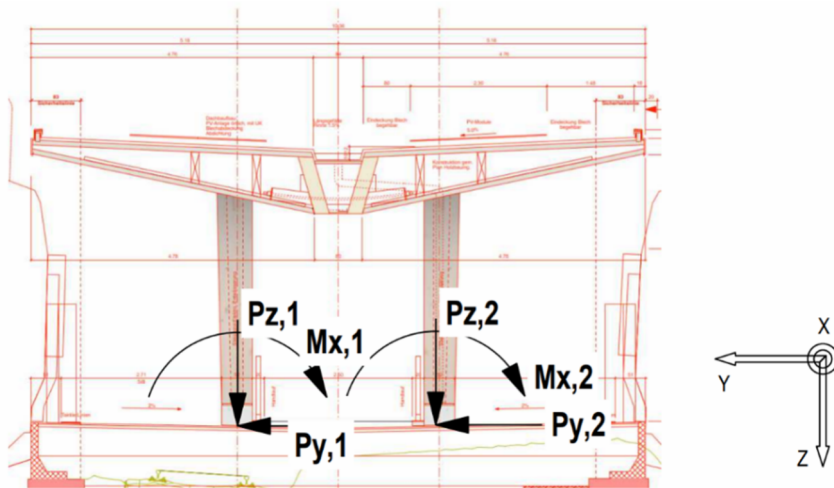


Abbildung 21. Einwirkungen auf die Doppelstütze mit Fahrleitungsmast (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte 1 [kN]			Lagermomente 1 [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Eigengewicht	0	0	135	0	0	0
Auflast	0	0	60	0	0	0
Nutzlast	0	0	35	0	0	0
Schneelast	0	0	65	0	0	0
SL einseitig	0	- 5	25	- 10	0	0
Wind	0	- 20	0	- 60	0	0
FLM ständig	0	- 5	15	- 5	0	0
FLM veränderlich	0	- 5	15	- 5	0	0

Lagerkräfte 2 [kN]			Lagermomente 2 [kNm]		
Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
0	0	135	0	0	0
0	0	60	0	0	0
0	0	35	0	0	0
0	0	65	0	0	0
0	- 5	70	- 10	0	0
0	- 20	0	- 60	0	0
0	- 5	40	0	0	0
0	- 5	40	0	0	0

Abbildung 22. Einwirkungen auf charakteristischem Niveau: Wind und Schnee nur von einer Seite modelliert (Abbildung von Timbatec)

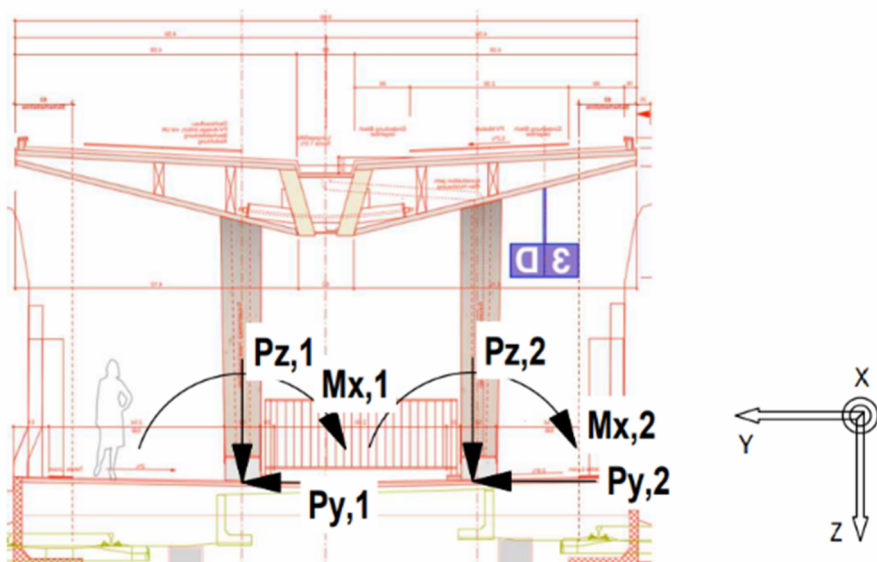


Abbildung 23. Einwirkungen auf Doppelstütze ohne Fahrleitungsmasten (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte 1 [kN]			Lagermomente 1 [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Eigengewicht	0	0	170	0	0	0
Auflast	0	0	75	0	0	0
Nutzlast	0	0	40	0	0	0
Schneelast	0	0	85	0	0	0
SL einseitig	0	5	40	-10	0	0
Wind	0	25	-45	-70	0	0
FLM ständig	0	5	0	-15	0	0
FLM veränderlich	0	5	0	-15	0	0

Lastfall	Lagerkräfte 2 [kN]			Lagermomente 2 [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Eigengewicht	0	0	100	0	0	0
Auflast	0	0	45	0	0	0
Nutzlast	0	0	25	0	0	0
Schneelast	0	0	50	0	0	0
SL einseitig	0	5	60	-5	0	0
Wind	0	25	-10	-70	0	0
FLM ständig	0	5	0	-15	0	0
FLM veränderlich	0	5	0	-15	0	0

Abbildung 24. Einwirkungen auf charakteristischem Niveau: Wind und Schnee in negativer y-Richtung (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte 1 [kN]			Lagermomente 1 [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Eigengewicht	0	0	170	0	0	0
Auflast	0	0	75	0	0	0
Nutzlast	0	0	40	0	0	0
Schneelast	0	0	85	0	0	0
SL einseitig	0	-5	85	10	0	0
Wind	0	-25	0	70	0	0
FLM ständig	0	0	0	0	0	0
FLM veränderlich	0	0	0	0	0	0

Lastfall	Lagerkräfte 2 [kN]			Lagermomente 2 [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Eigengewicht	0	0	100	0	0	0
Auflast	0	0	45	0	0	0
Nutzlast	0	0	25	0	0	0
Schneelast	0	0	50	0	0	0
SL einseitig	0	-5	15	10	0	0
Wind	0	-25	0	70	0	0
FLM ständig	0	0	0	0	0	0
FLM veränderlich	0	0	0	0	0	0

Abbildung 25. Einwirkungen auf charakteristischem Niveau: Wind und Schnee in positiver y-Richtung (Abbildung von Timbatec)

Anhand den gegebenen Lastkombinationen wurden von Timbatec die Lagerkräfte, welche auf die Stützen wirken, ermittelt. Die Lagerkräfte wirken ab OK Stahlplatte mit einem Abstand von 0.22 m weiter oberhalb im Betonfertigteilt. Diese Lagerkräfte sind unten dargestellt.

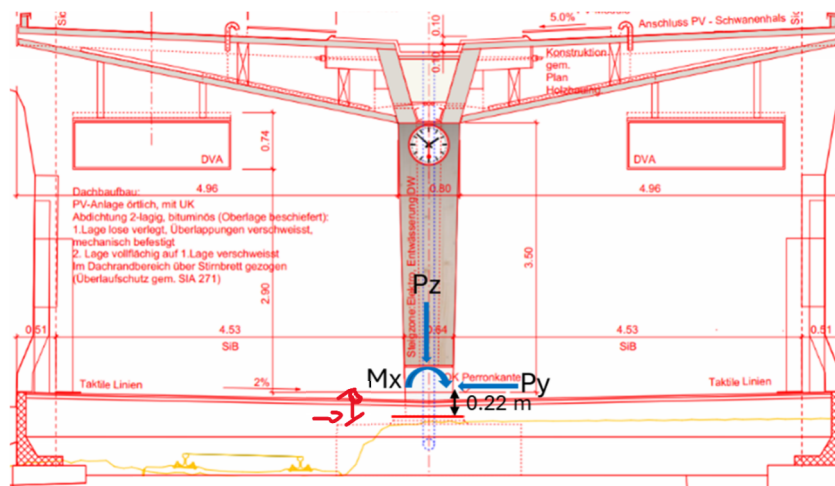


Abbildung 26. Angriffspunkt der Lagerkräfte im Betonfertigteilt gemäss Timbatec

Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]			Zugehörige Lastkombination
Px	Py	Pz	Mx	My	Mz	
*	± 70	640	± 390	*	*	* LK15
*	± 10	830	± 170	*	*	* LK8
*	± 80	730	± 450	*	*	* LK14
*	± 70	510	± 350	*	*	* LK34

Abbildung 27. Lagerkräfte auf Bemessungsniveau Einzelstütze (Abbildung von Timbatec)

Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]			Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]			Zugehörige Lastkombination
Px,1	Py,1	Pz,1	Mx,1	My,1	Mz,1	Px,2	Py,2	Pz,2	Mx,2	My,2	Mz,2	
*	-20	330	-60	*	*	*	-20	460	-50	*	*	* LK7
*	-10	390	-10	*	*	*	10	450	10	*	*	* LK8
*	-30	310	-130	*	*	*	-30	420	-100	*	*	* LK14
*	-30	190	-130	*	*	*	-30	250	-100	*	*	* LK33

Abbildung 28. Lagerkräfte auf Bemessungsniveau Doppelstütze mit Fahrleitungsmast: Wind und Schnee nur von einer Seite modelliert (Abbildung von Timbatec)

Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]			Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]			Zugehörige Lastkombination
Px,1	Py,1	Pz,1	Mx,1	My,1	Mz,1	Px,2	Py,2	Pz,2	Mx,2	My,2	Mz,2	
*	-30	390	100	*	*	*	-30	280	90	*	*	LK7
*	-10	460	40	*	*	*	-10	260	30	*	*	LK8
*	-50	360	160	*	*	*	-50	250	150	*	*	LK14
*	-30	250	90	*	*	*	-30	200	80	*	*	LK28

Abbildung 29. Lagerkräfte auf Bemessungsniveau Doppelstütze ohne Fahrleitungsmast: Wind und Schnee in negativer y-Richtung (Abbildung von Timbatec)

Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]			Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]			Zugehörige Lastkombination
Px,1	Py,1	Pz,1	Mx,1	My,1	Mz,1	Px,2	Py,2	Pz,2	Mx,2	My,2	Mz,2	
*	10	460	-10	*	*	*	10	260	-10	*	*	LK2
*	20	460	-50	*	*	*	20	260	-60	*	*	LK4
*	40	410	-120	*	*	*	40	200	-130	*	*	LK12
*	40	200	-120	*	*	*	40	110	-120	*	*	LK36

Abbildung 30. Lagerkräfte auf Bemessungsniveau Doppelstütze ohne Fahrleitungsmast: Wind und Schnee in positiver y-Richtung (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Erbeben Y	0	± 95	0	± 365	0	± 5
Erdbeben X	± 110	0	± 25		± 320	0

Abbildung 31. Erdbebenkräfte Einzelstütze (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte 1 [kN]			Lagermomente 1 [kNm]			Lagerkräfte 2 [kN]			Lagermomente 2 [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Erdbeben Y	0	± 40	± 5	± 140	0	0	0	± 40	± 5	± 140	0	0
Erdbeben X	± 45	0	0	0	± 160	± 5	± 45	0	0	0	± 160	± 5

Abbildung 32. Erdbebenkräfte Doppelstütze mit Fahrleitungsmasten (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte 1 [kN]			Lagermomente 1 [kNm]			Lagerkräfte 2 [kN]			Lagermomente 2 [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Erdbeben Y	0	± 40	± 5	± 140	0	0	0	± 40	± 5	± 140	0	0
Erdbeben X	± 50	0	0	0	± 170	± 5	± 40	0	0	0	± 140	± 5

Abbildung 33. Erdbebenkräfte Doppelstütze ohne Fahrleitungsmasten (Abbildung von Timbatec)

Lastfall	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Eigengewicht	0	0	135	0	0	0
Auflast	0	0	60	0	0	0
Nutzlast	0	0	35	0	0	0
Schneelast	0	0	65	0	0	0
SL einseitig	0	± 5	50	± 30	0	0
Wind quer	0	± 20	0	± 80	0	0

Lastfall	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
	Px	Py	Pz	Mx	My	Mz
Erbeben Y	0	± 50	0	± 185	0	± 5
Erdbeben X	± 70	0	± 15		± 135	0

Abbildung 34. Schnittkräfte für den Standardfundament Typ 2D

Bei den von Timbatec bestimmten Erdbebenkräften sind die ständigen Einwirkungen noch nicht berücksichtigt. Bei den betreffenden Nachweisen wurden diese jeweils mit inbegriffen.

Nachfolgend wird beschrieben, wie die Einwirkungen von oben nach unten in die Foundation geleitet werden.

4.2 Ständige Einwirkungen

4.2.1 Eigengewicht

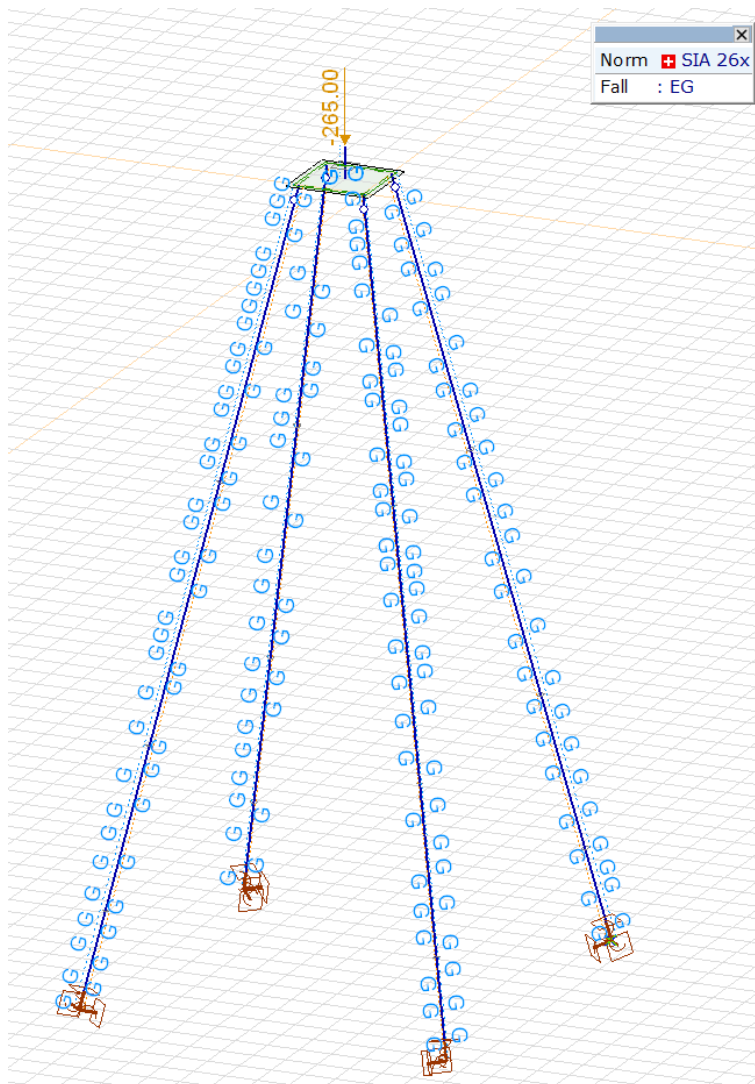


Abbildung 35 : Eigengewicht

4.2.2 Fahrleitungsmasten (Eigengewicht)

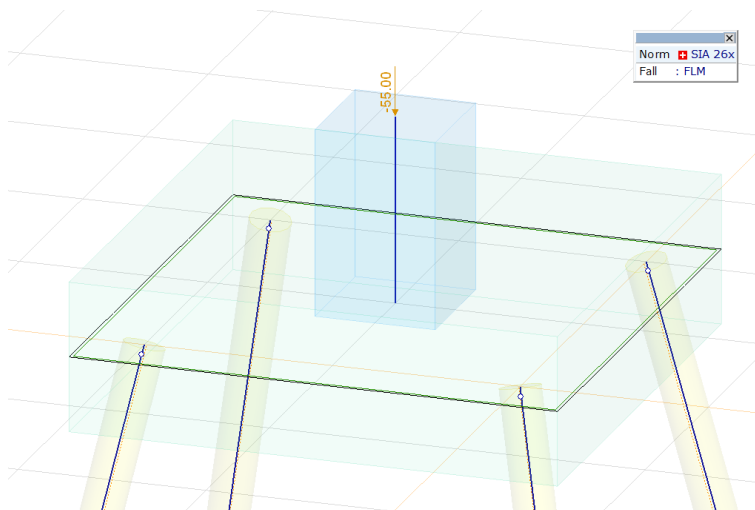


Abbildung 36 : Eigengewicht der Fahrleitungsmasten

4.2.3 Auflasten

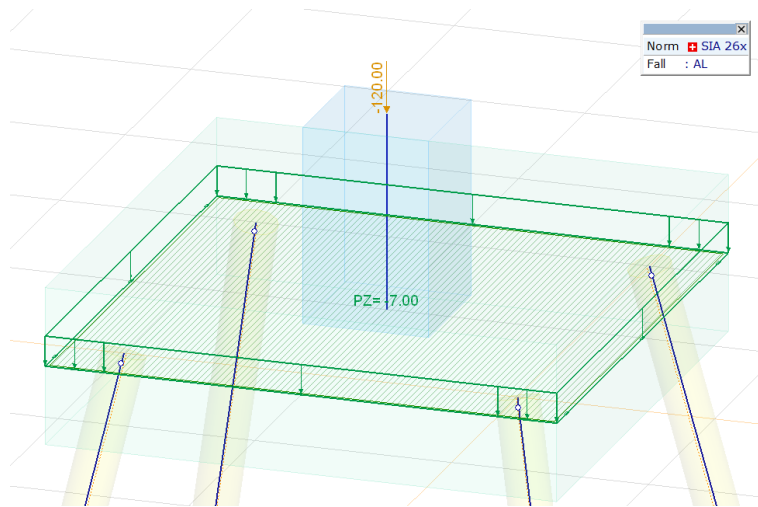


Abbildung 37 : Auflasten

4.3 Veränderliche Einwirkungen

4.3.1 Wind Y

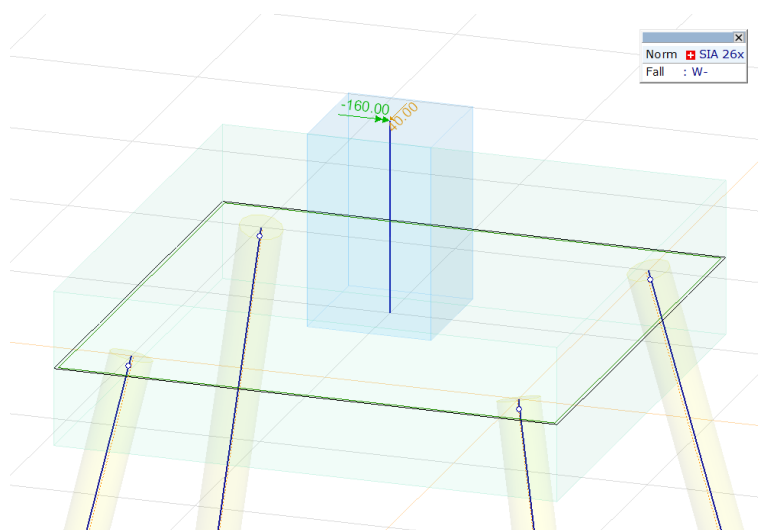


Abbildung 38 : Windlast (kann in beide Richtungen einwirken)

4.3.2 Schnee

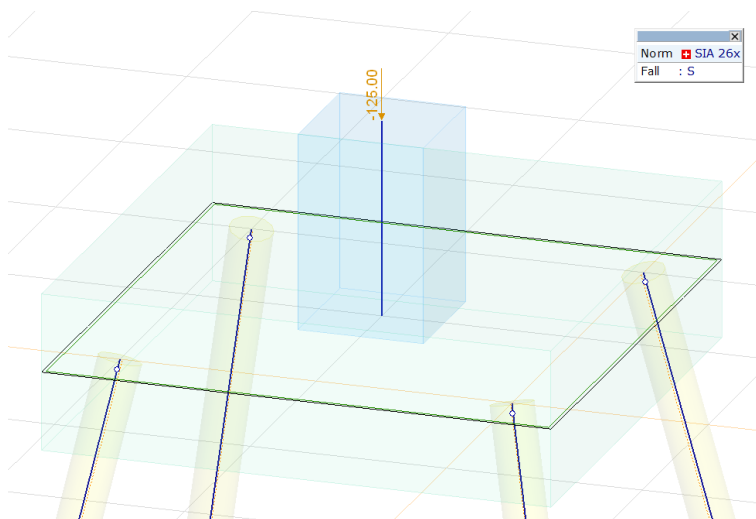


Abbildung 39 : Schnee (symmetrisch)

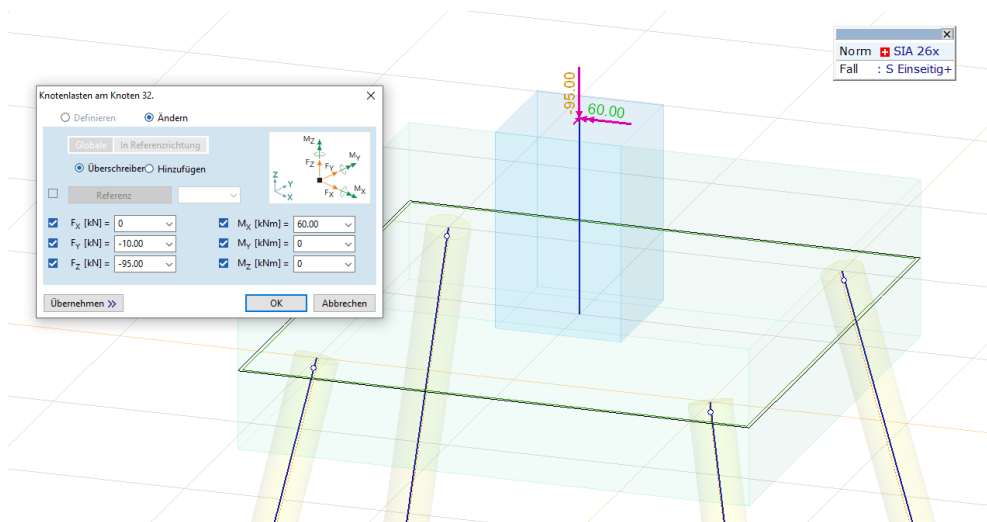


Abbildung 40 : Schnee (einseitig auf dem Dach)

4.3.3 Nutzlast

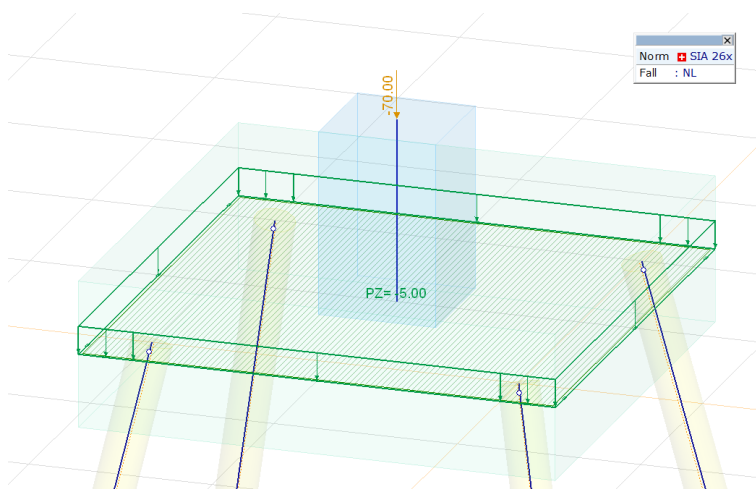


Abbildung 41 : Nutzlast

4.3.4 Fahrleitungsmast (als Nutzlast)

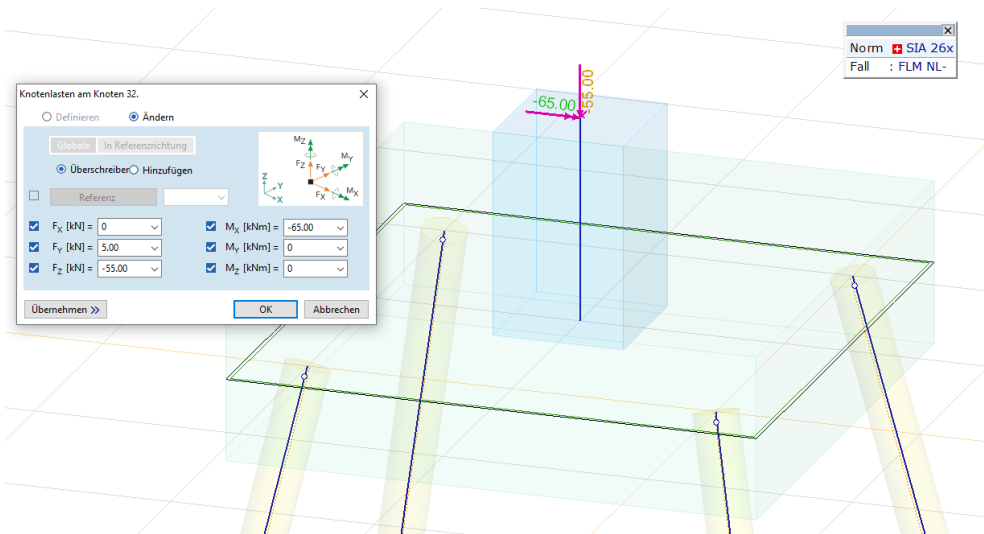


Abbildung 42 : Fahrleitungsmast als Nutzlast (kann in beide Richtungen einwirken)

4.4 Aussergewöhnliche Einwirkungen (Erdbeben)

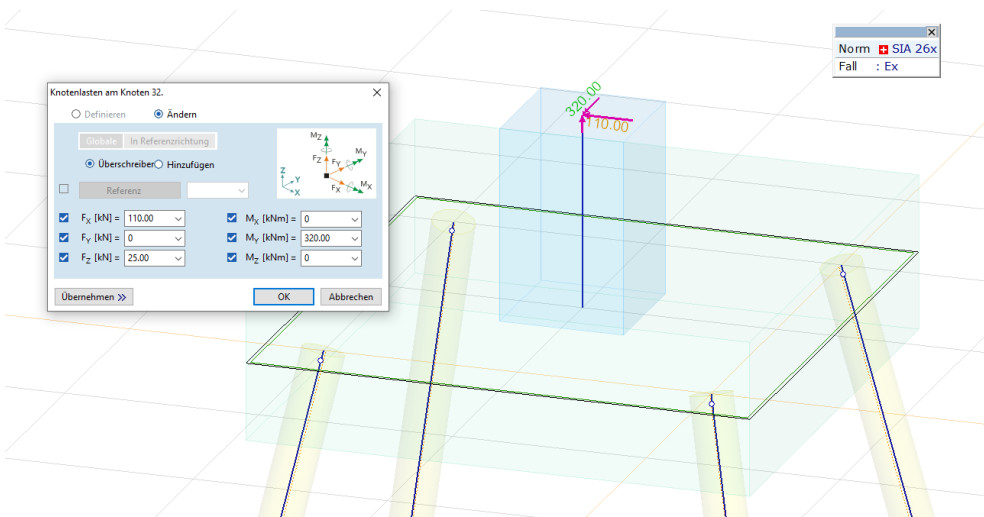


Abbildung 43 : Erdbeben in X-Richtung (kann in beiden Richtungen einwirken)

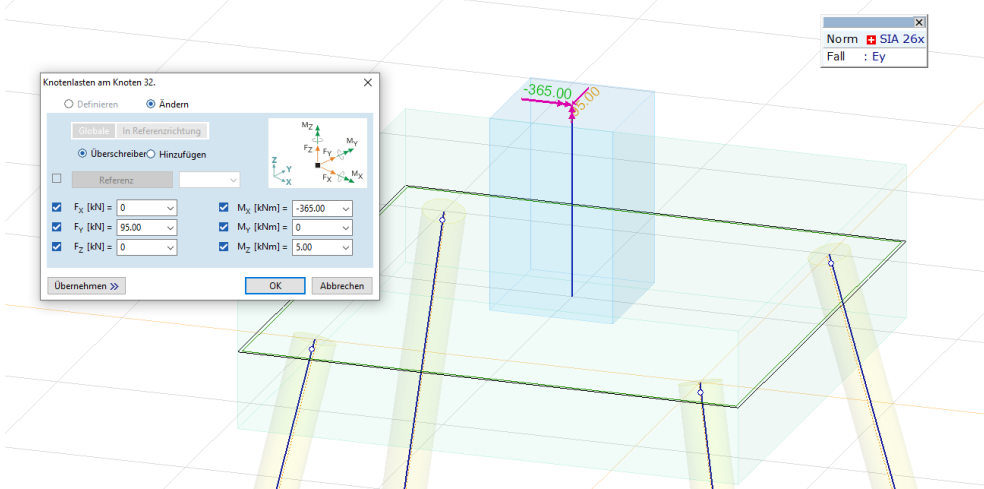


Abbildung 44 : Erdbeben in Y-Richtung (kann in beiden Richtungen einwirken)

5 Grenzwertspezifikation

5.1 Tragsicherheit - GZT

Die Einwirkungskombinationen wurden gemäss folgender Tabelle von Timbatec kommuniziert. Sie werden nicht weiter diskutiert und werden als gegeben klassifiziert. Für die geführten Nachweise werden LK 14 und die Erdbebenfälle mit ständigen Einwirkungen als massgebend erachtet.

LK2	$1.35 \cdot EG + 1.35 \cdot AL + 1.35 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Schnee_{\text{beidseitig}}$
LK4	$1.35 \cdot EG + 1.35 \cdot AL + 1.35 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Schnee_{\text{beidseitig}} + 0.60 \cdot Wind_{\text{quer}}$
LK7	$1.35 \cdot EG + 1.35 \cdot AL + 1.35 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Schnee_{\text{einseitig}} + 0.60 \cdot Wind_{\text{quer}} + FLM_{\text{veränderlich}}$
LK8	$1.35 \cdot EG + 1.35 \cdot AL + 1.35 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Schnee_{\text{beidseitig}} + FLM_{\text{veränderlich}}$
LK10	$1.35 \cdot EG + 1.35 \cdot AL + 1.35 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Wind_{\text{quer}}$
LK14	$1.35 \cdot EG + 1.35 \cdot AL + 1.35 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 0.87 \cdot Schnee_{\text{einseitig}} + 1.50 \cdot Wind_{\text{quer}} + FLM_{\text{veränderlich}}$
LK15	$1.35 \cdot EG + 1.35 \cdot AL + 1.35 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Wind_{\text{quer}} + FLM_{\text{veränderlich}}$
LK28	$0.80 \cdot EG + 0.80 \cdot AL + 0.80 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Schnee_{\text{einseitig}} + 0.60 \cdot Wind_{\text{quer}} + FLM_{\text{veränderlich}}$
LK33	$0.80 \cdot EG + 0.80 \cdot AL + 0.80 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 0.87 \cdot Schnee_{\text{einseitig}} + 1.50 \cdot Wind_{\text{quer}}$
LK34	$0.80 \cdot EG + 0.80 \cdot AL + 0.80 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 0.87 \cdot Schnee_{\text{beidseitig}} + 1.50 \cdot Wind_{\text{quer}} + FLM_{\text{veränderlich}}$
LK35	$0.80 \cdot EG + 0.80 \cdot AL + 0.80 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 0.87 \cdot Schnee_{\text{einseitig}} + 1.50 \cdot Wind_{\text{quer}} + FLM_{\text{veränderlich}}$
LK36	$0.80 \cdot EG + 0.80 \cdot AL + 0.80 \cdot FLM_{\text{ständig}} + 1.50 \cdot Wind_{\text{quer}} + FLM_{\text{veränderlich}}$

Abbildung 45. Lastkombinationen mit verwendeten Beiwerten (Abbildung von Timbatec)

5.2 Gebrauchstauglichkeit - GZG

Siehe Projektbasis.

6 Bemessung

6.1 Mikropfähle

Die Fundamente sind aufgrund der schlechten Bodenverhältnisse auf Mikropfählen fundiert. Die Fundation besteht aus 4 schrägen Mikropfählen.

Geometrie

Mikropfahl:	Swiss GEWI Pfahl Ø63.5 mm
Aussendurchmesser:	Ø219 mm

Es wird unterschieden zwischen dem Standardfundament und dem Spezialfundament.

Für den Nachweis der Mikropfähle werden, die aus dem Nachweis des Betonfundaments bestimmten Einwirkungen verwendet. Im Folgenden wird der innere und äussere Tragwiderstand der Mikropfähle nachgewiesen.

Das Ausknicken der Mikropfähle muss aufgrund einer Scherfestigkeit $s_u > 10 \text{ kN/m}^2$ nicht nachgewiesen werden. Für die Mikropfähle werden Durchmesser von Ø219 mm mit Zugstangen Swiss Gewi mit einem Durchmesser von Ø63.5 mm verwendet.

Der Baugrund ist wenig Tragfähig und es können nur die Schichten der randglazialen Schwemmmablagerungen zur Mantelreibung gerechnet werden. Diese befinden sich in grosser Tiefe, weshalb sehr lange Mikropfähle benötigt werden.

6.1.1 Äusserer Tragwiderstand - Bodenkennwerte

Der Einfachheit halber werden zwei Zonen im geologischen Längenprofil für die Bemessung der Mikropfähle verwendet. Es wird unterschieden zwischen Einzelfundamente in der Zone A und Zone B. (siehe Grafik).

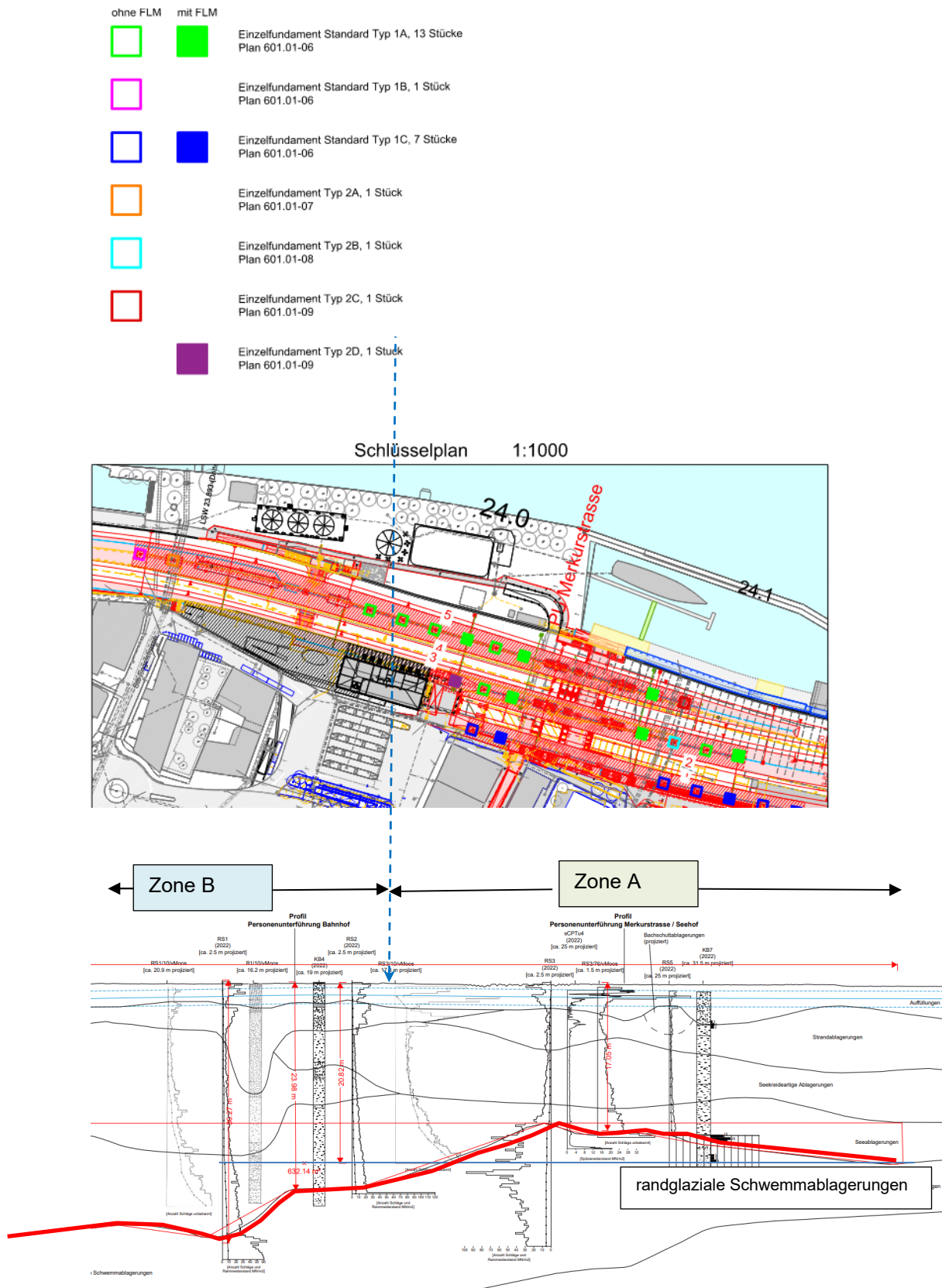


Abbildung 46. Geologisches Längenprofil

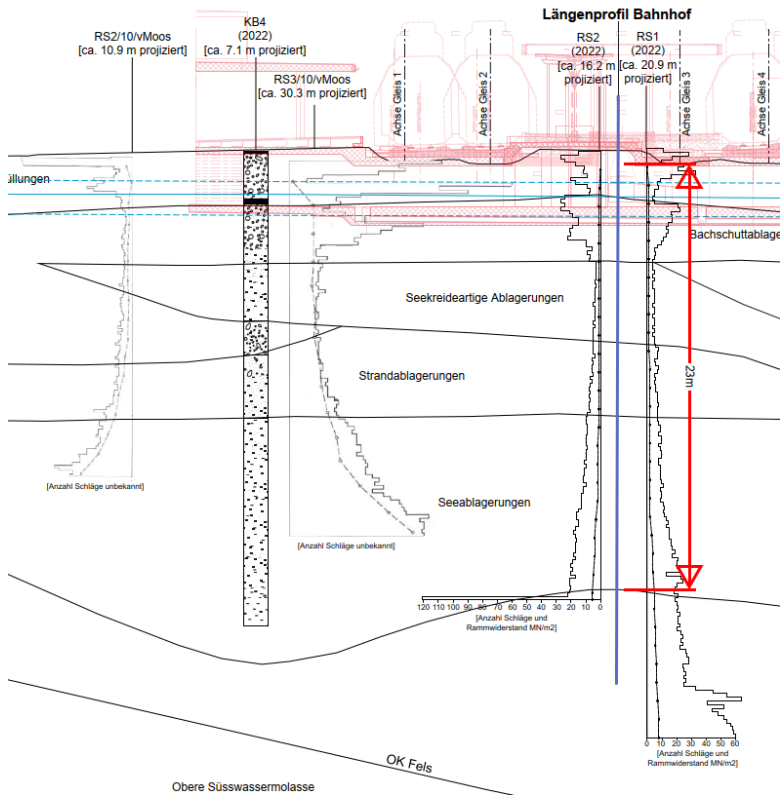


Abbildung 47. Geologisches Profil Einzelfundamente, PU Wädenswil

Tabelle 17: Äussere Tragwiderstände (Bruchwerte) von Pfählen, erwartete Bandbreite

Schichtbezeichnung / (Kornverteilung, Hauptanteil) / (Lagerungsdichte – Konsistenz)	Mantelreibung Grossbohrpfahl a), c) [kN/m ²]	Spitzenwiderstand Grossbohrpfahl [MN/m ²]	Mantelreibung nach- injizierter Mikropfahl a), b), c) [kN/m ²]	Bemerkung zur Tie- fenfundation
Auffüllung / (kiesig-sandig) / (locker-mitteldicht)	40-70	0 ^{d)}	70-120	<u>bedingt</u> geeig- net
Strandablagerung / (sandig – siltig) / (weich resp. sehr locker – locker)	20-50	0 ^{d)}	40-90	<u>bedingt</u> geeig- net
Bachschuttablagerung / (kiesig - sandig) / (mitteldicht - dicht)	60-120	1.5-2.5	120-200	geeignet
Seekreideartige Ablagerung / (siltig-tonig)/ (sehr weich – weich)	0	0	0	<u>nicht</u> geeignet!
Seeablagerung / (siltig-tonig) / (weich – mittelsteif)	25-40	0	50-60	<u>bedingt</u> geeig- net
Randglaziale Schwemmlagerung/ oberste 4 m der Schicht (mitteldicht)	80-140	2-3	150-250	geeignet
Randglaziale Schwemmlagerung / ab 4 m unterhalb der Schichtoberkante (mitteldicht-dicht)	110-180	3-4	220-300	geeignet
Molassefels	300	5	400	geeignet

a) Wegen der geringen Steifigkeit der Seeablagerungen und der Seekreideartigen Ablagerungen sollte bei Druckpfählen, welche unterhalb diese Schichten reichen, die der Seeablagerungen und allen weiter oben liegenden Schichten vernachlässigt werden (allenfalls sogar negative Mantelreibung)!

b) Der Tragwiderstand von Mikropfählen ist bei der Ausführung mit Pfahlbelastungsversuchen zu verifizieren.

c) Unterschiedliche Mantelreibungen in den jeweiligen Schichten müssen berücksichtigt werden.

d) Aufgrund der heterogenen Zusammensetzung bzw. von möglichen Torfschichten wird empfohlen, in diesen Schichten auf den Ansatz eines Pfahlsitzenwiderstands zu verzichten.

Abbildung 48. Äussere Tragwiderstand von Pfählen gemäss geologischem Bericht

6.1.2 Bemessung: Massgebende Kräfte Standardfundament Typ 1A (in der Zone A)

Schnittkräfte gemäss AxisVM

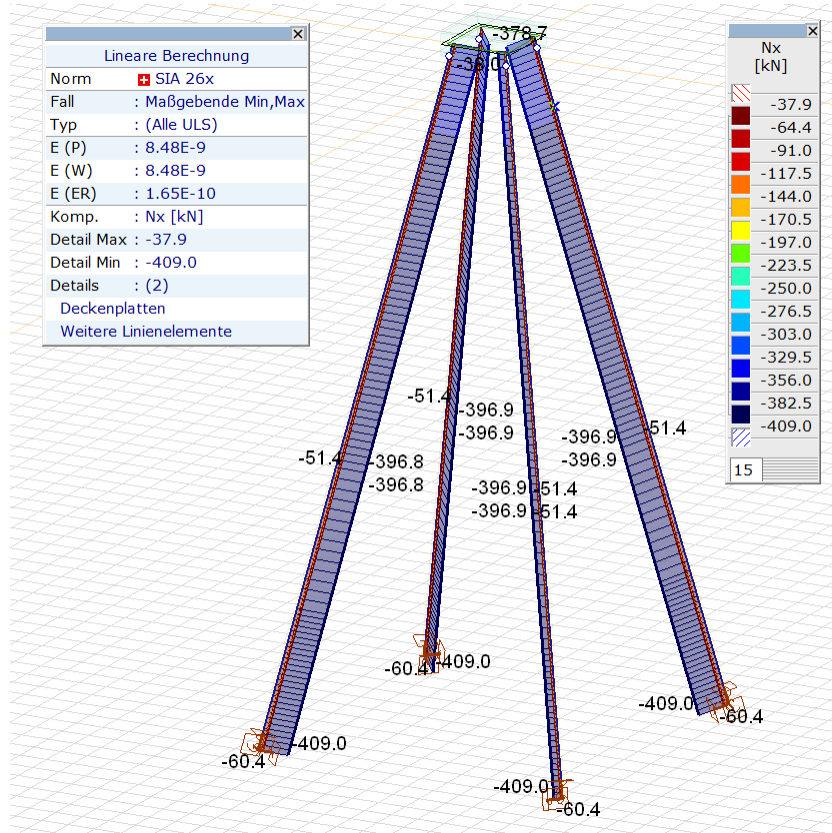


Abbildung 49 : Normalkraft in Mikropfählen

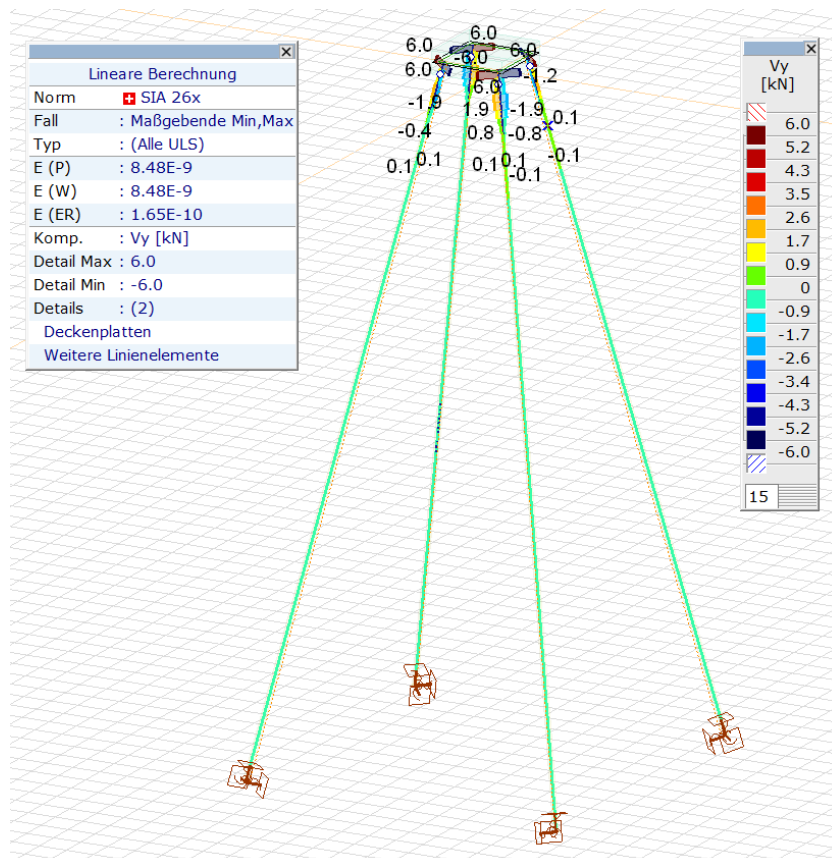


Abbildung 50 : Schubkraft V_y in Mikropfählen

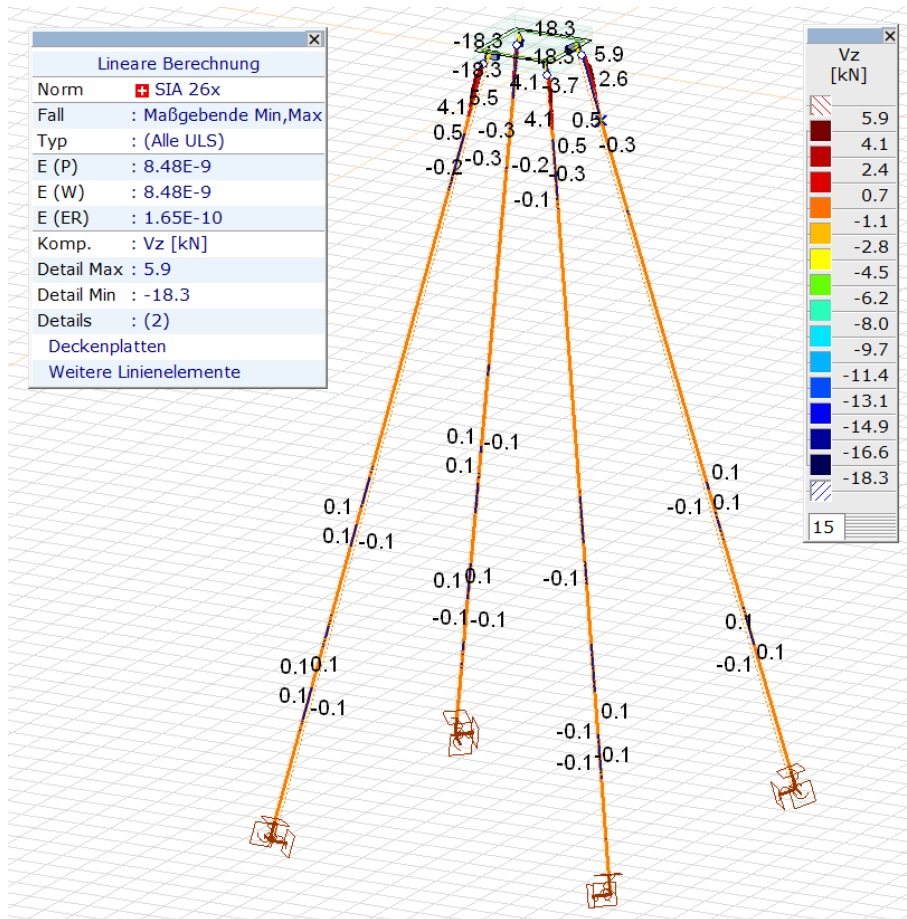


Abbildung 51 : Schubkraft V_z in Mikropfählen

Die Schubkräfte V_z sind nur in den ersten 3m von Mikropfählen gross. Diese werden durch Erdwiderstand vom Boden aufgenommen.

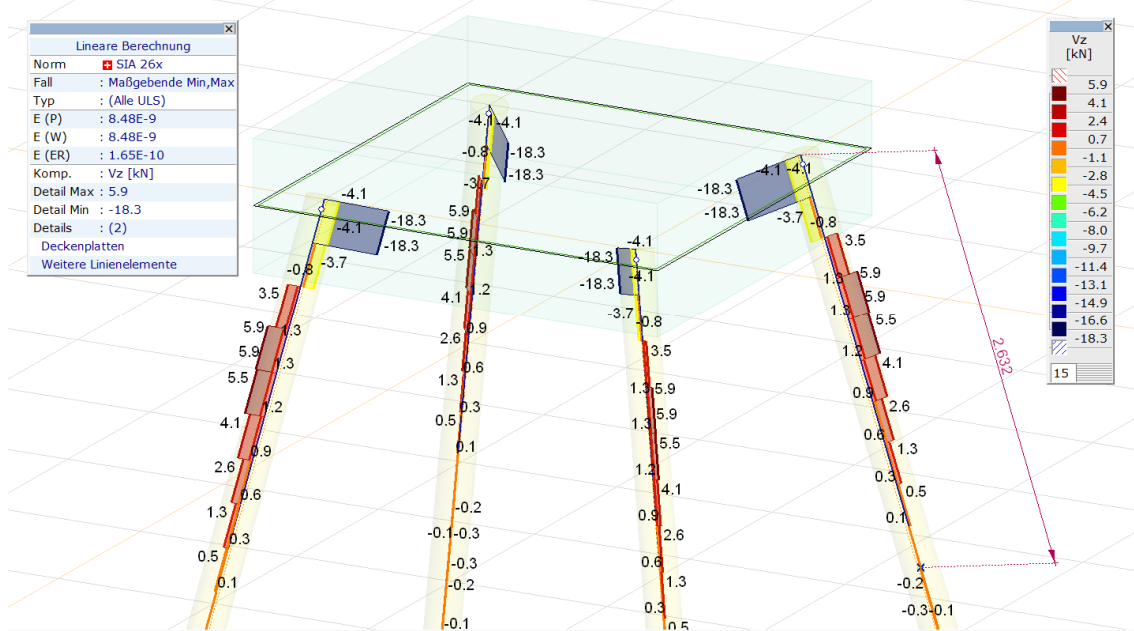


Abbildung 52 : Schubkräfte V_z in ersten 3m von Mikropfählen

Lagerreaktionen gemäss AxisVM

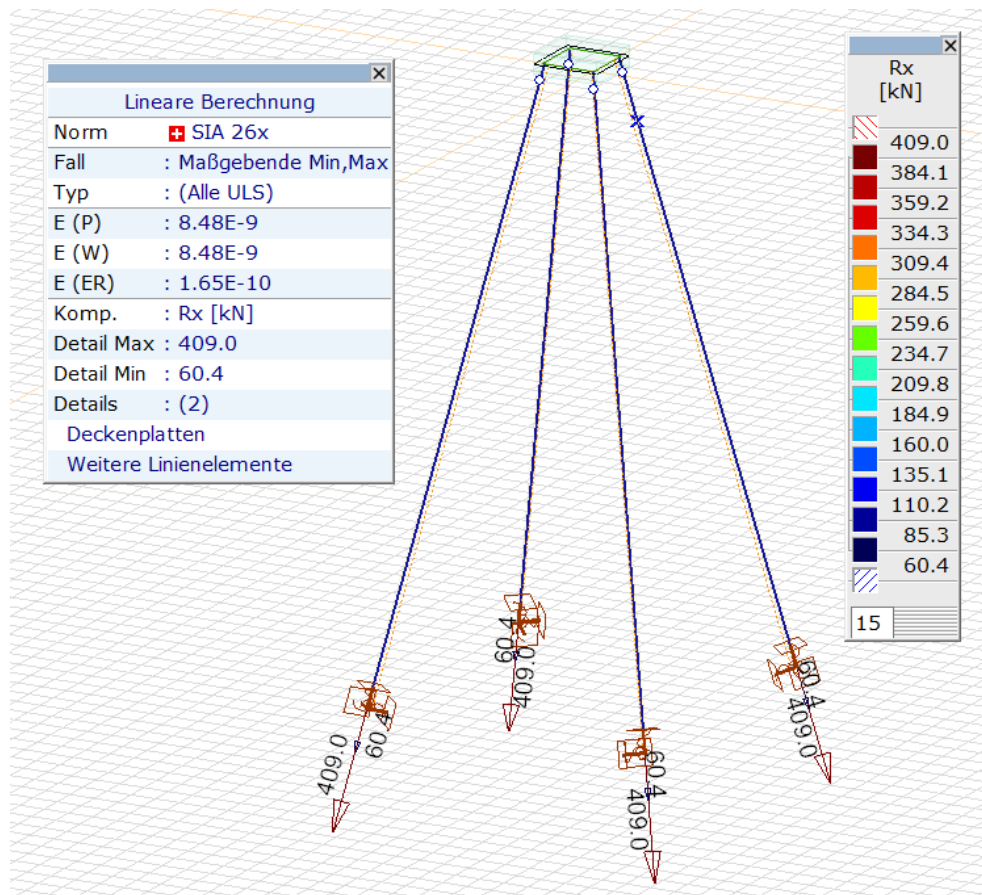


Abbildung 53 : vertikale Reaktion am Ende der Mikropfähle

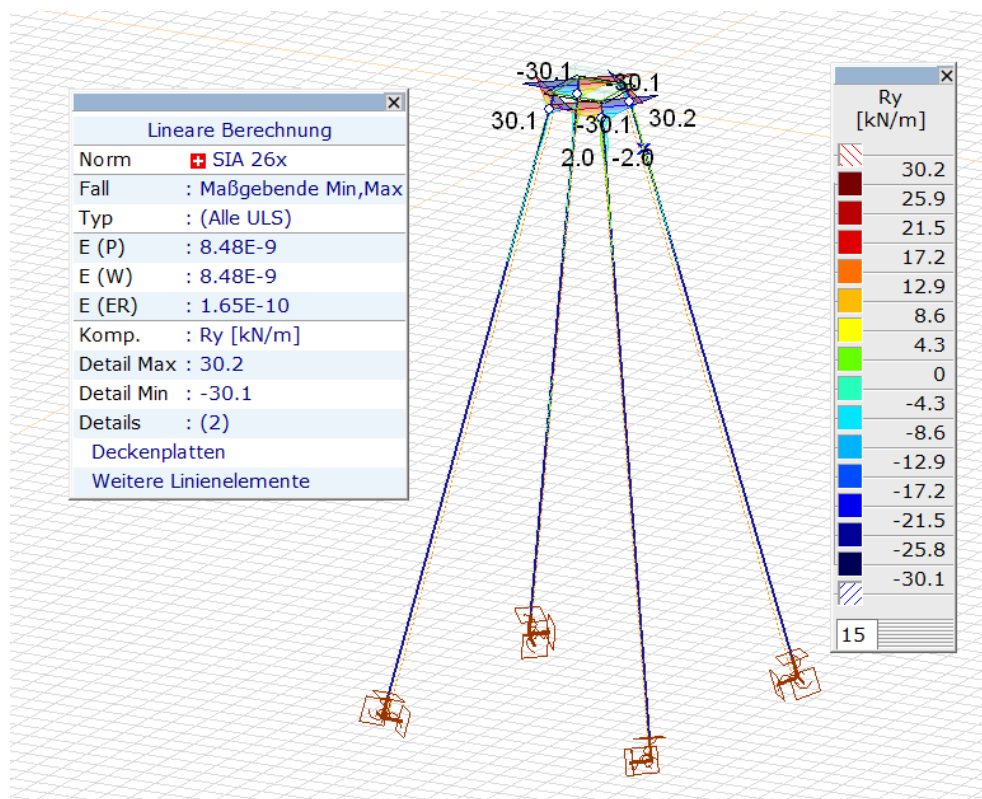


Abbildung 54 : Reaktionen in linearen Auflager Ry

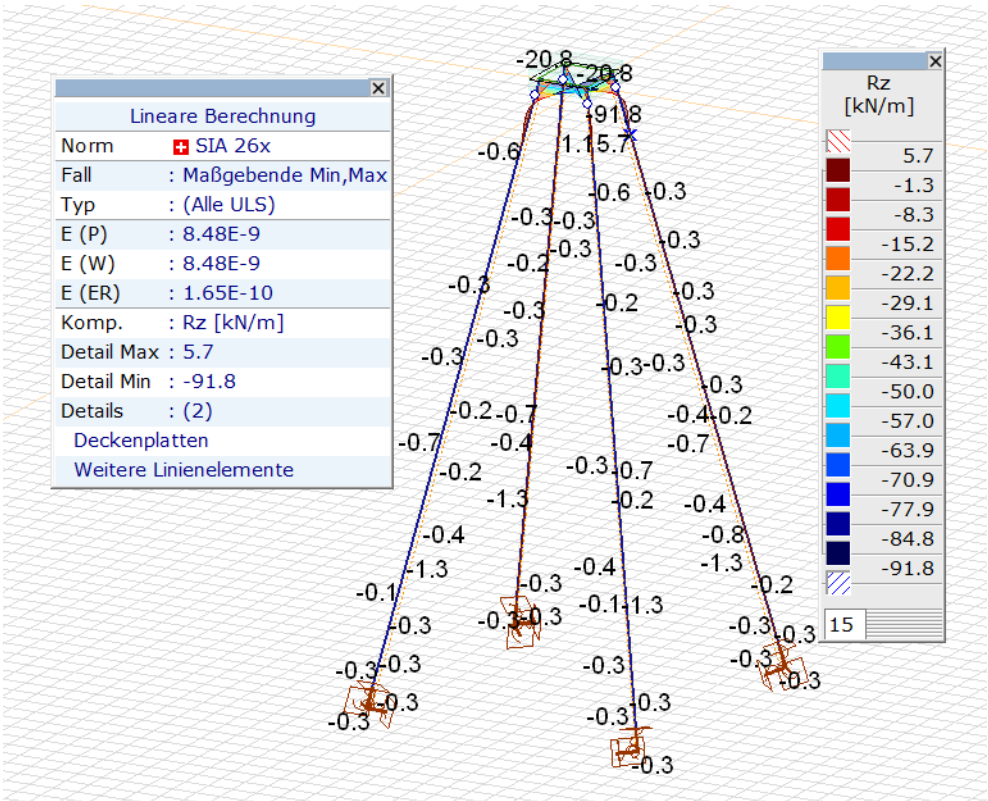


Abbildung 55 : Reaktionen in linearen Auflager R_z

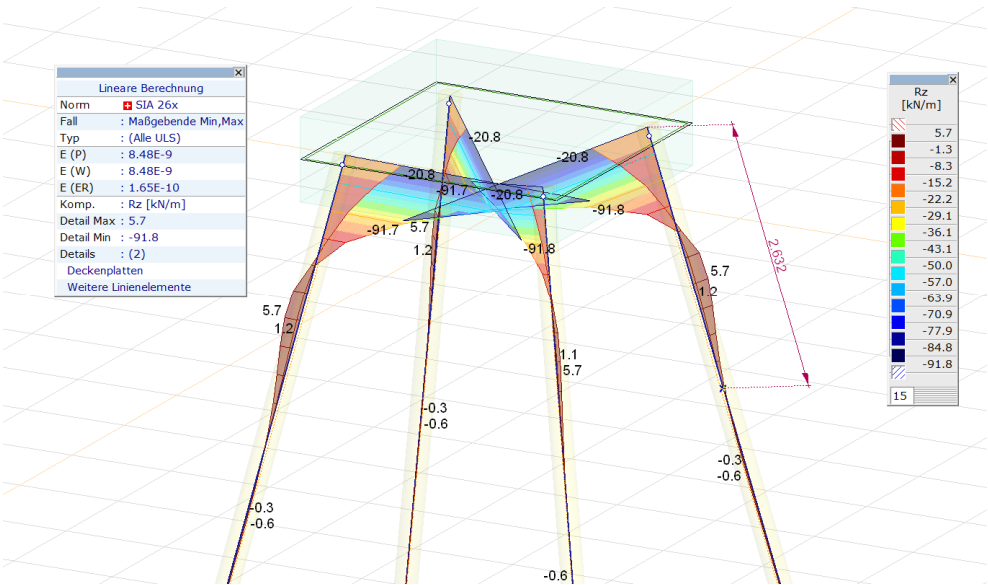


Abbildung 56 : Reaktionen in linearen Auflager R_z – erste 3m

Bemessung

Maximale Druckkraft, geneigte Pfähle $F_{\text{Druck,d}} = 431 \text{ kN}$

Mantelreibungswerte für nachinjizierte Mikropfähle

Randglaziale Schwemmablagerungen

Oberste 4 m der Schicht

$$\tau_{m,k} = 230 \text{ kN/m}^2$$

Ab 4 m unterhalb der Schichtoberkante

$$\tau_{m,k} = 260 \text{ kN/m}^2$$

Umfang des Pfahles pro lfm

$$U_{\text{Pfahl}} = 3.14 \times 0.219 \text{ m} = 0.69 \text{ m}^2/\text{m}$$

Pfahllänge:

$$L_{\text{Pfahl}} = 25 \text{ m}$$

Zone A, Schichtdicke des nicht trag. Bodens
Einbindelänge im tragfähigen Baugrund

20 m (Mittelwert)

$$L = 5 \text{ m}$$

Widerstandsbeiwert für äusseren Tragwiderstand

Für Druckpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.3$$

Für Zugpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.6$$

Umrechnungsfaktor

$$\eta_a = 0.7$$

Äusserer Tragwiderstand:

Charakt. Wert des äusseren Widerstandes

$$R_{a,k} = (4 \text{ m} \times 230 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ m} \times 260 \text{ kN/m}^2) \times 0.69 \\ = 814 \text{ kN}$$

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstands des Pfahls Standardfundament:

Für Druckpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 814 \text{ kN} / 1.3 = 438 \text{ kN} \geq F_{\text{Druck,d}} = 431 \text{ kN}$$

Für Zugpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 814 \text{ kN} / 1.6 = 356 \text{ kN}$$

Die Nachweise sind erfüllt.

6.1.3 Bemessung: Massgebende Kräfte Einzelfundament Typ 1B (in der Zone B)

Schnittkräfte gemäss AxisVM

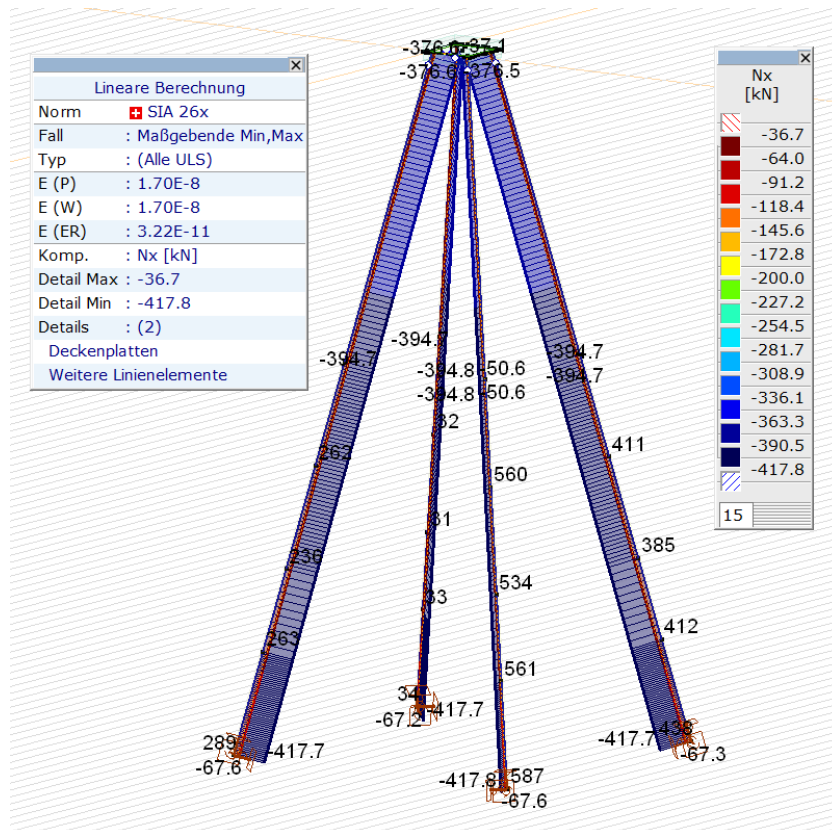


Abbildung 57 : Normalkraft in Mikropfählen

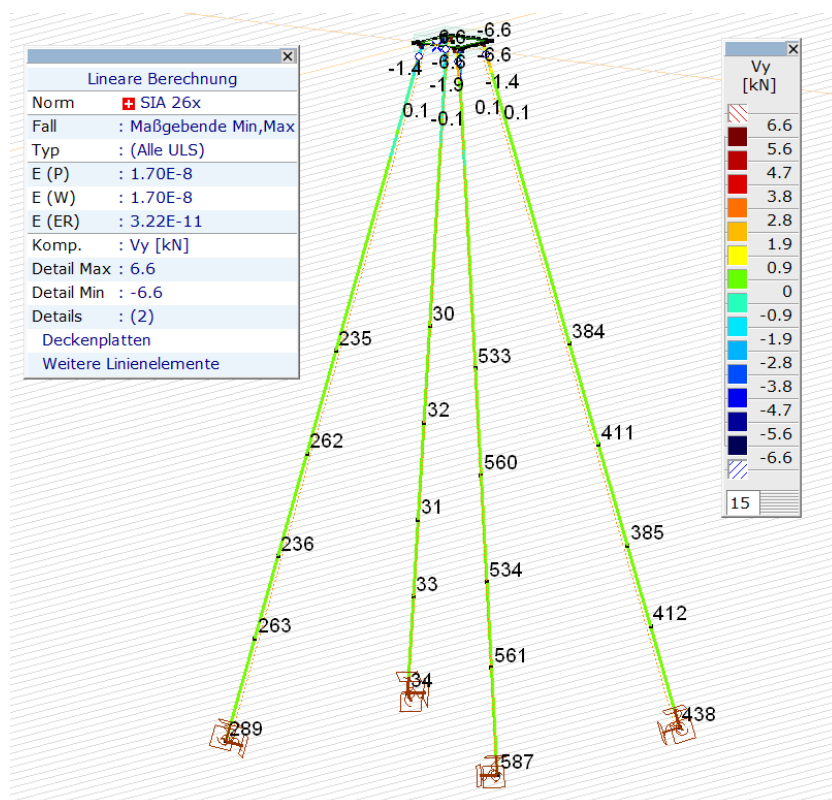


Abbildung 58 : Schubkraft Vy in Mikropfählen

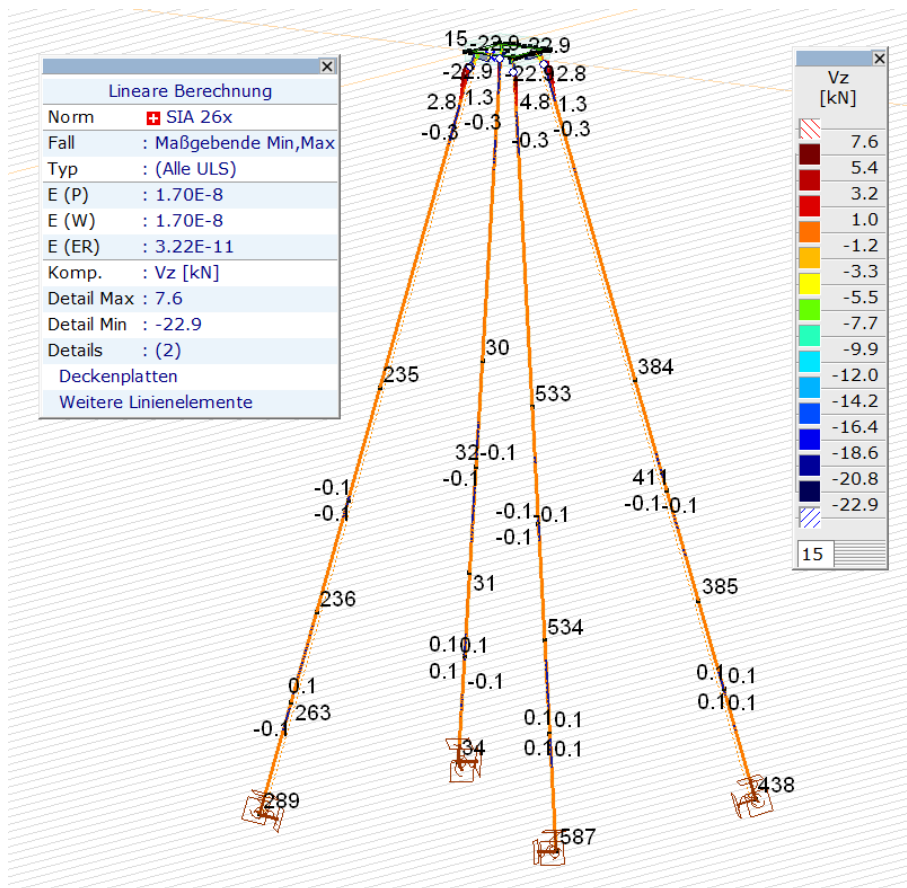


Abbildung 59 : Schubkräfte V_z in Mikropfählen

Die Schubkräfte V_z sind gross nur in den ersten 3m von den Mikropfählen. Die werden durch Erdwiderstand vom Boden übernommen.

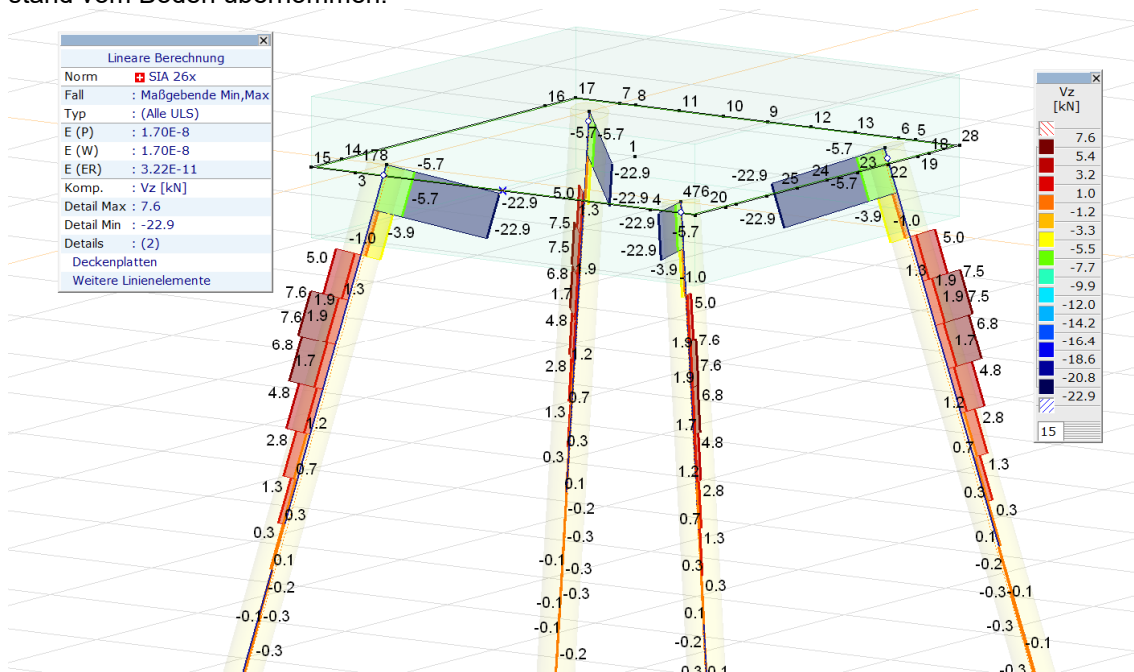


Abbildung 60 : Schubkräfte V_z in ersten 3m von Mikropfählen

Lagerreaktionen gemäss AxisVM

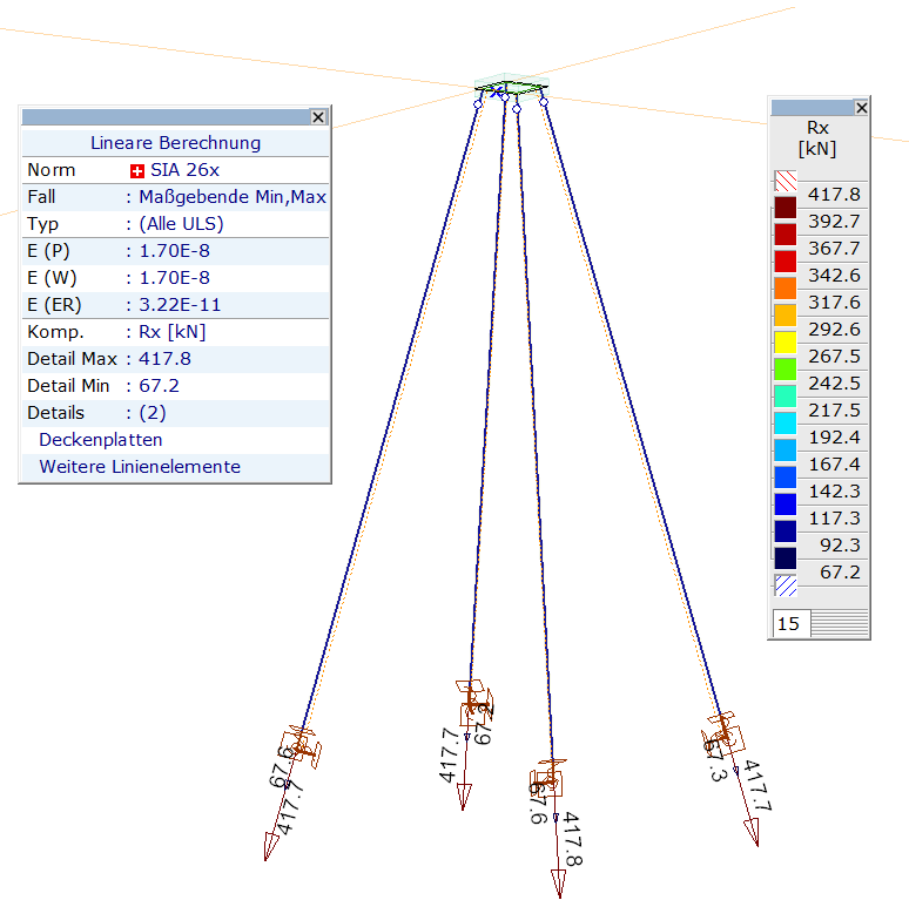


Abbildung 61 : vertikale Reaktion am Ende der Mikropfähle

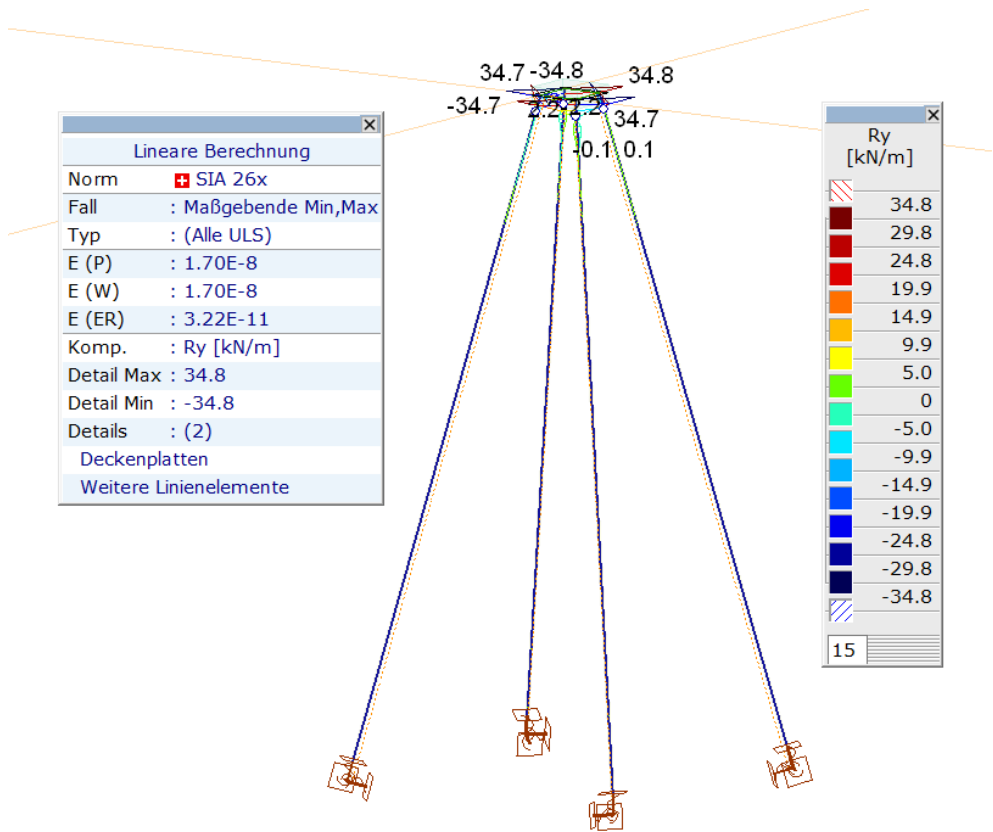


Abbildung 62 : Reaktionen in linearen Auflager Ry

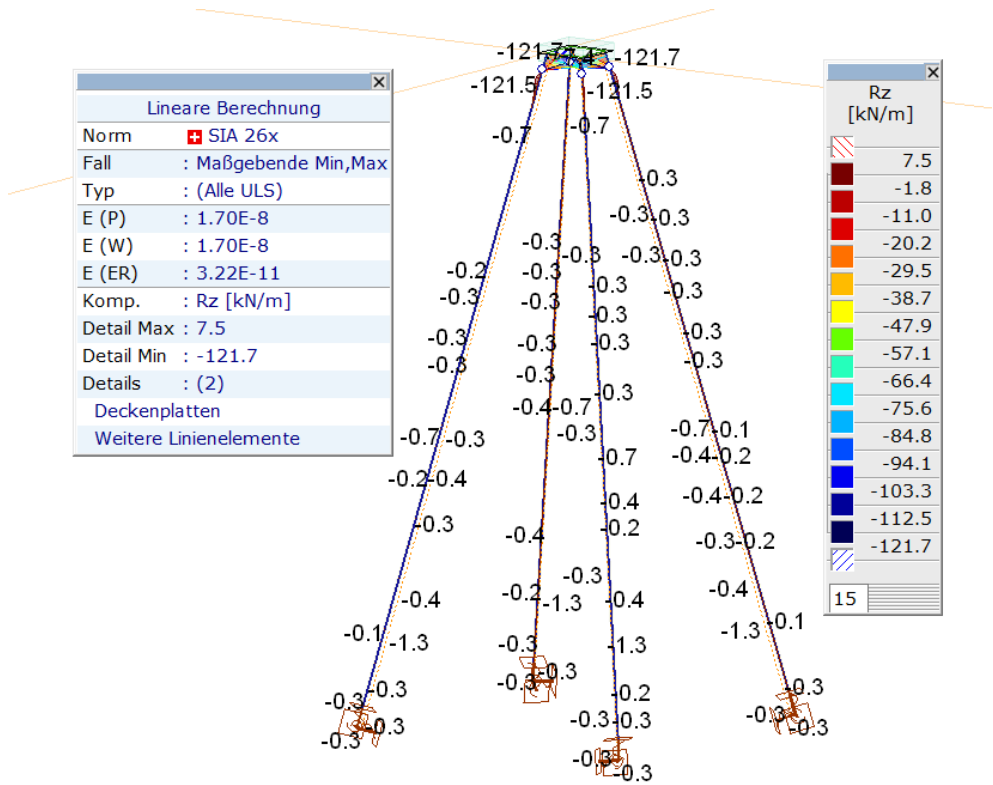


Abbildung 63 : Reaktionen in linearen Auflager Rz

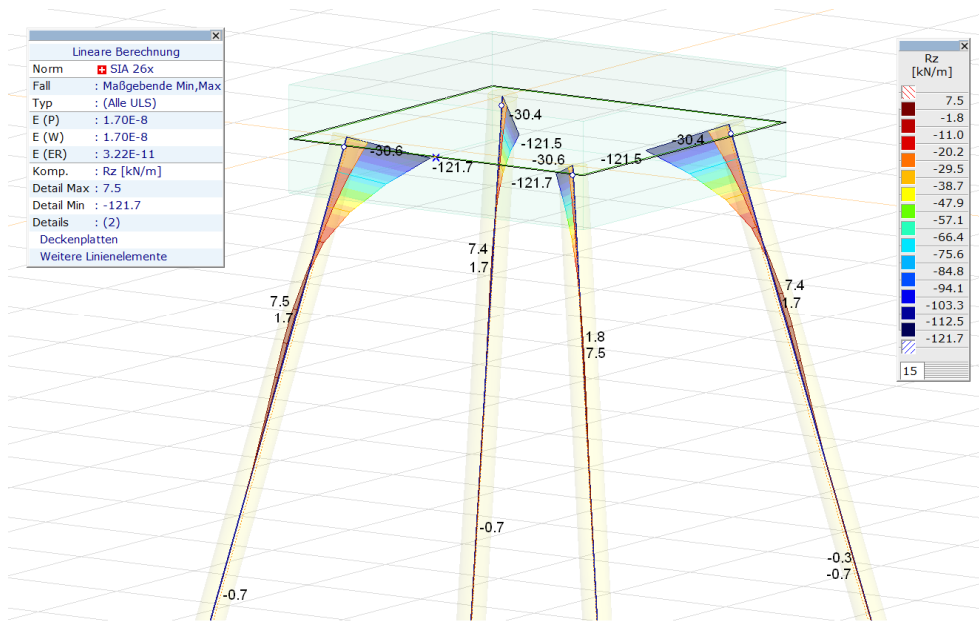


Abbildung 64 : Reaktionen in linearen Auflager R_z – erste 3m

Bemessung

Maximale Druckkraft, vertikale Pfähle

$$F_{\text{Druck,d}} = 551 \text{ kN (Mittelwert)}$$

Äusserer Tragwiderstand:

Mantelreibungswerte für nachinjizierte Mikropfähle

Randglaziale Schwemmablagerungen

Oberste 4 m der Schicht

$$\tau_{m,k} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Ab 4 m unterhalb der Schichtoberkante

$$\tau_{m,k} = 260 \text{ kN/m}^2$$

Umfang des Pfahles pro lfm

$$U_{\text{Pfahl}} = 3.14 \times 0.219 \text{ m} = 0.69 \text{ m}^2/\text{m}$$

Pfahllänge:

$$L_{\text{Pfahl}} = 34 \text{ m}$$

Zone B, Schichtdicke des nicht trag. Bodens

$$27 \text{ m (Mittelwert)}$$

Einbindelänge im tragfähigen Baugrund

$$L = 7 \text{ m}$$

Charakt. Wert des äusseren Widerstandes

$$R_{a,k} = (4 \text{ m} \times 200 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ m} \times 260 \text{ kN/m}^2) \times 0.69 = 1090 \text{ kN}$$

Widerstandsbeiwert für äusseren Tragwiderstand

Für Druckpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.3$$

Für Zugpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.6$$

Umrechnungsfaktor

$$\eta_a = 0.7$$

Äusserer Tragwiderstand:

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstands des Pfahls Standardfundament:

Für Druckpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 1090 \text{ kN} / 1.3 = 586 \text{ kN} \geq F_{\text{Druck,d}} = 551 \text{ kN}$$

Für Zugpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 1086 \text{ kN} / 1.6 = 476 \text{ kN}$$

Die Nachweise sind erfüllt.

6.1.4 Bemessung: Massgebende Kräfte Einzelfundament Typ 1C (in der Zone A)

Schnittkräfte gemäss AxisVM

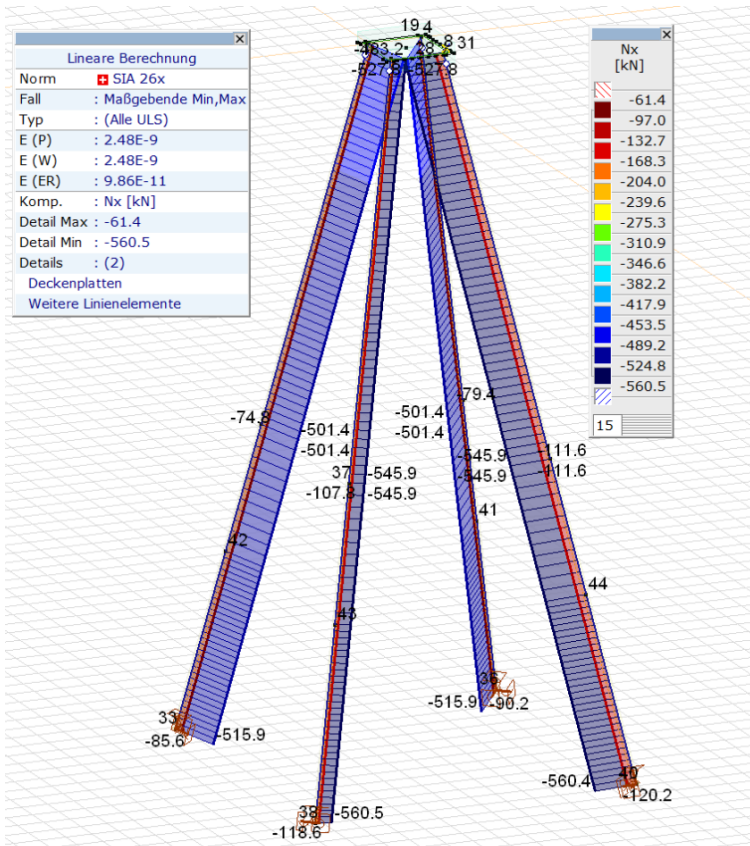


Abbildung 65 : Normalkraft N in Mikropfählen

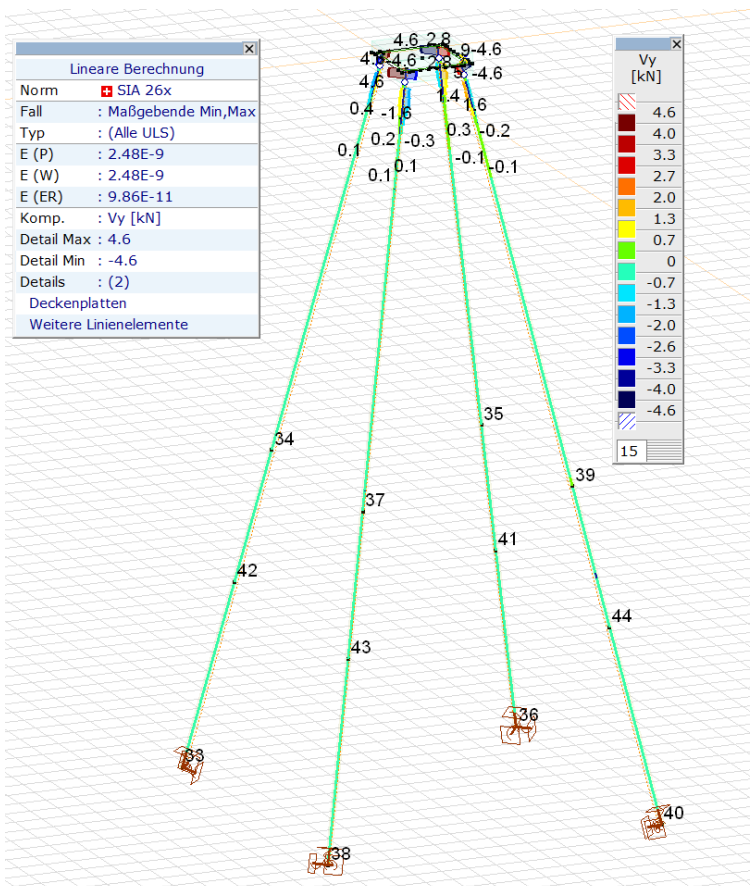


Abbildung 66 : Schubkraft V_y in Mikropfählen

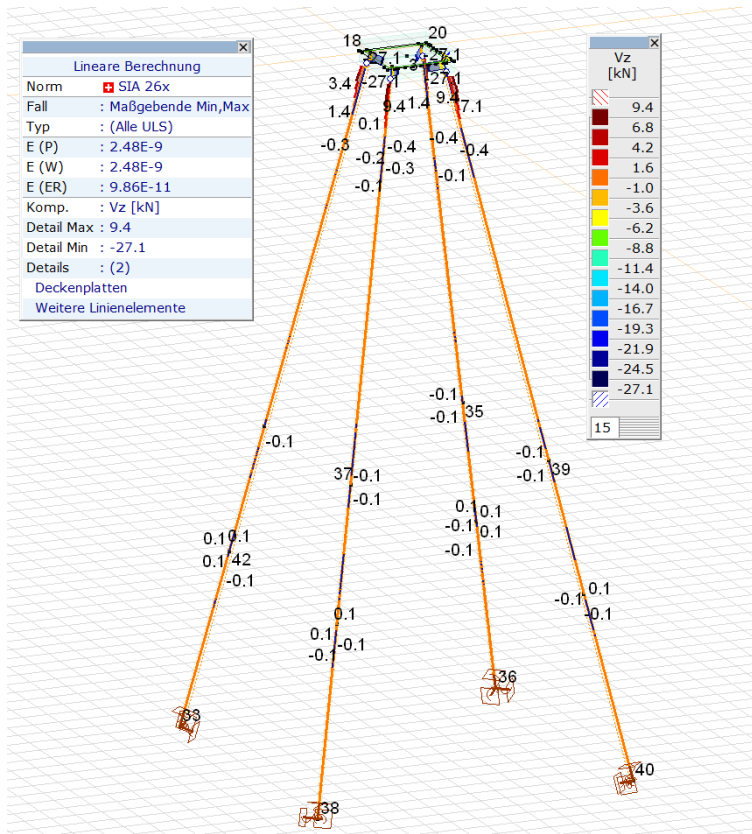


Abbildung 67 : Schubkraft V_z in Mikropfählen

Die Schubkräfte V_z sind nur in den ersten 3m von den Mikropfählen gross. Dieses werden durch Erdwiderstand vom Boden aufgenommen.

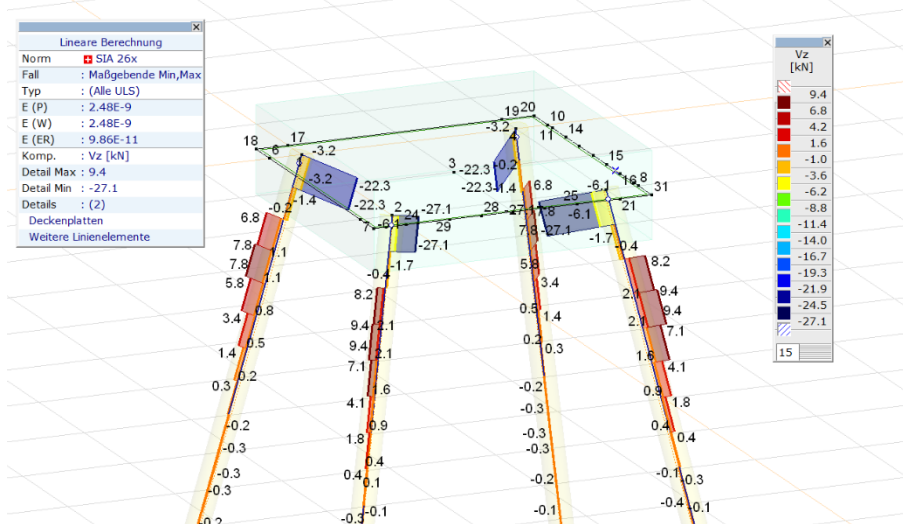


Abbildung 68 : Schubkräfte V_z in ersten 3m der Mikropfählen

Lagerreaktionen gemäss AxisVM

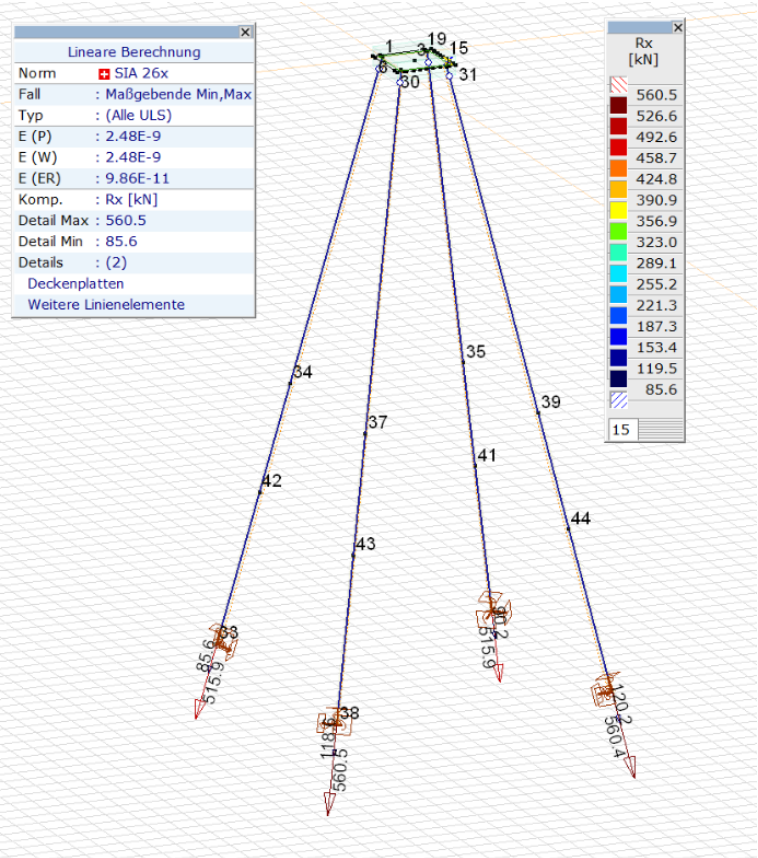


Abbildung 69 : vertikale Reaktion am Ende der Mikropfähle*

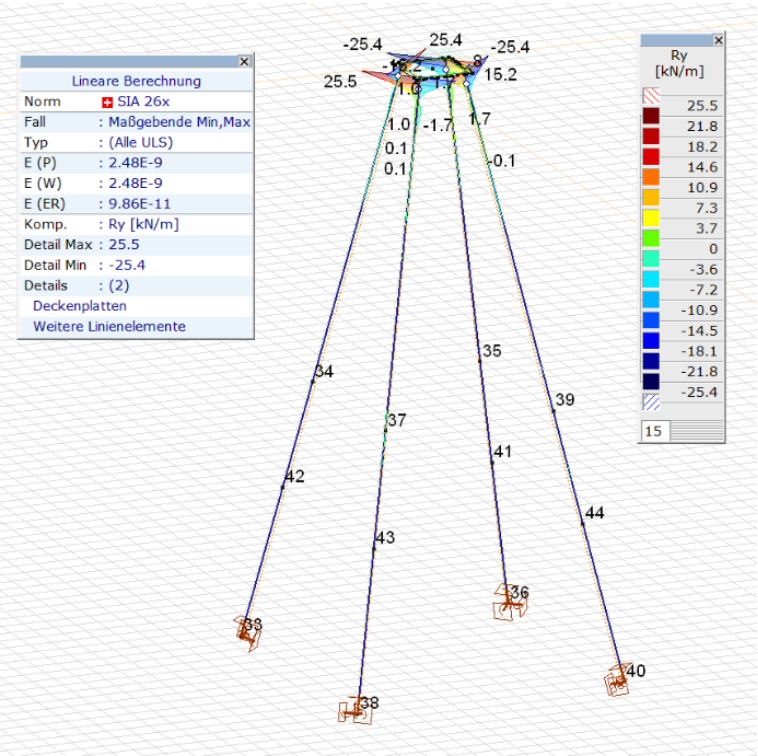


Abbildung 70 : Reaktionen in linearen Auflager Ry

*Die Differenz zwischen den Reaktionen an den Seiten des Fundaments wird durch die Last aus dem Perronwinkel auf einer Seite des Fundaments verursacht, siehe Anhang 1: Perronabschluss beim Gleis 1.

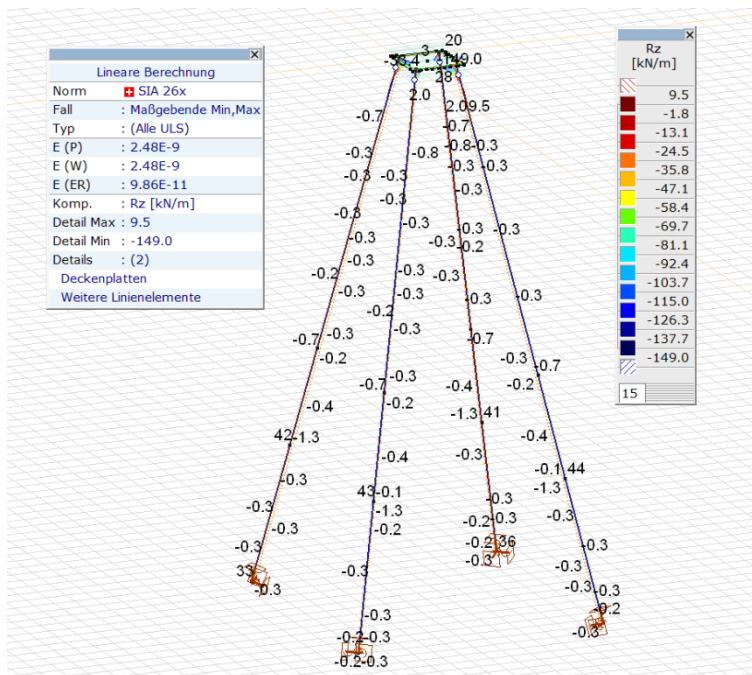


Abbildung 71 : Reaktionen in linearen Auflager R_z

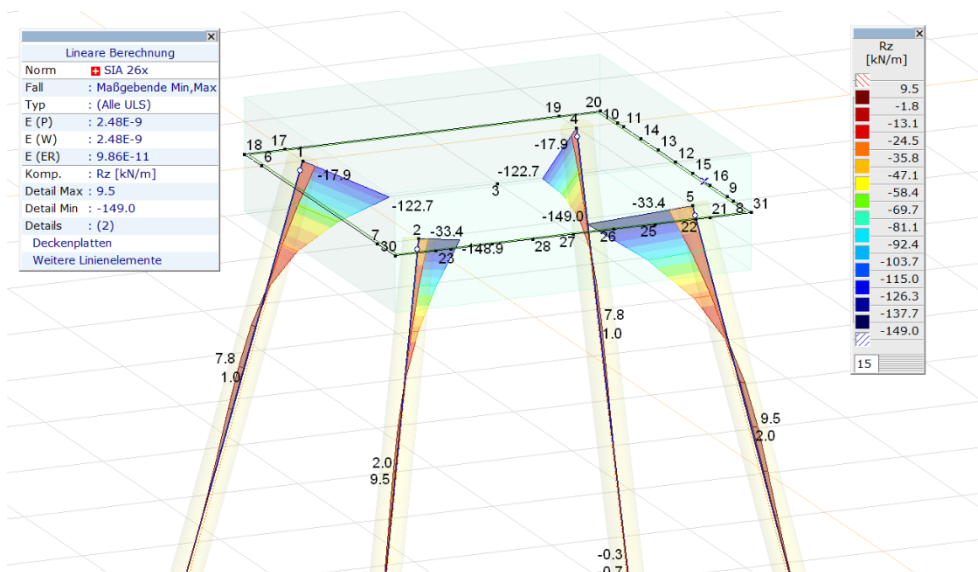


Abbildung 72 : Reaktionen in linearen Auflager R_z – erste 3m

Bemessung

Maximale Druckkraft, geneigte Pfähle

$$F_{\text{Druck,d}} = 561 \text{ kN}$$

Mantelreibungswerte für nachinjizierte Mikropfähle

Randglaziale Schwemmablagerungen

Oberste 4 m der Schicht

$$\tau_{m,k} = 230 \text{ kN/m}^2$$

Ab 4 m unterhalb der Schichtoberkante

$$\tau_{m,k} = 260 \text{ kN/m}^2$$

Umfang des Pfahles pro lfm

$$U_{\text{Pfahl}} = 3.14 \times 0.219 \text{ m} = 0.69 \text{ m}^2/\text{m}$$

Pfahllänge:

LPfahl = 27 m

Zone A, Schichtdicke des nicht trag. Bodens 20 m (Mittelwert)
Einbindelänge im tragfähigen Baugrund L = 7 m

Widerstandsbeiwert für äusseren Tragwiderstand

Für Druckpfähle: $\gamma_{M,a} = 1.3$

Für Zugpfähle: $\gamma_{M,a} = 1.6$

Umrechnungsfaktor $\eta_a = 0.7$

Äusserer Tragwiderstand:

Charakt. Wert des äusseren Widerstandes $R_{a,k} = (4 \text{ m} \times 230 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ m} \times 260 \text{ kN/m}^2) \times 0.69$
 $= 1173 \text{ kN}$

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstands des Pfahls Standardfundament:

Für Druckpfähle: $R_{a,d} = 0.7 \times 1173 \text{ kN} / 1.3 = 631 \text{ kN} \geq F_{\text{Druck},d} = 561 \text{ kN}$

Für Zugpfähle: $R_{a,d} = 0.7 \times 1173 \text{ kN} / 1.6 = 513 \text{ kN}$

Die Nachweise sind erfüllt.

6.1.5 Bemessung: Massgebende Kräfte Spezialfall Einzelfundament Typ 2A in der Zone B

Schnittkräfte gemäss AxisVM

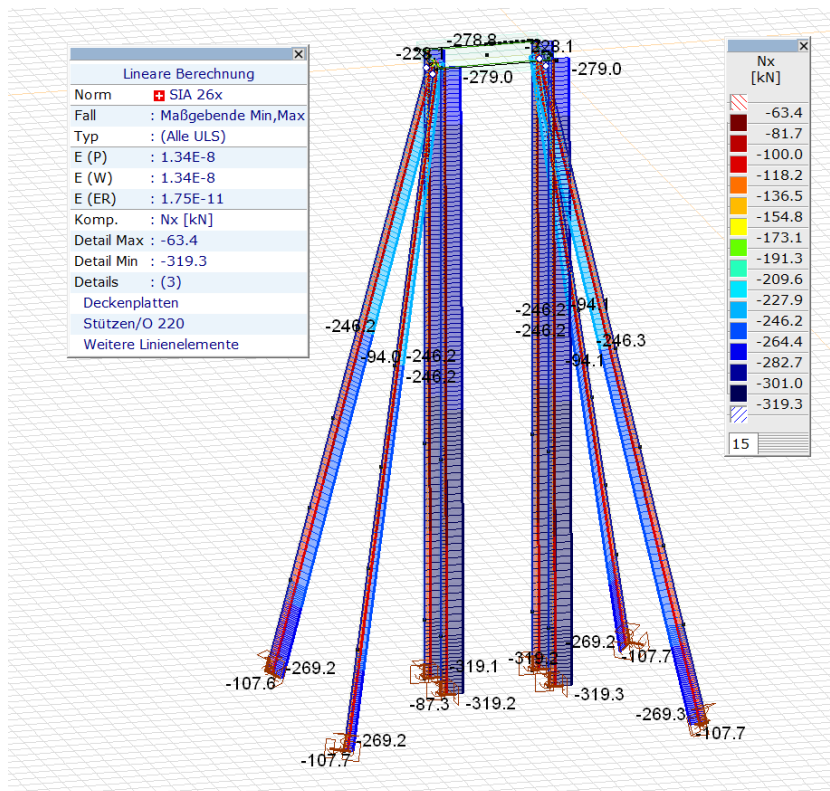


Abbildung 73 : Normalkraft in Mikropfählen

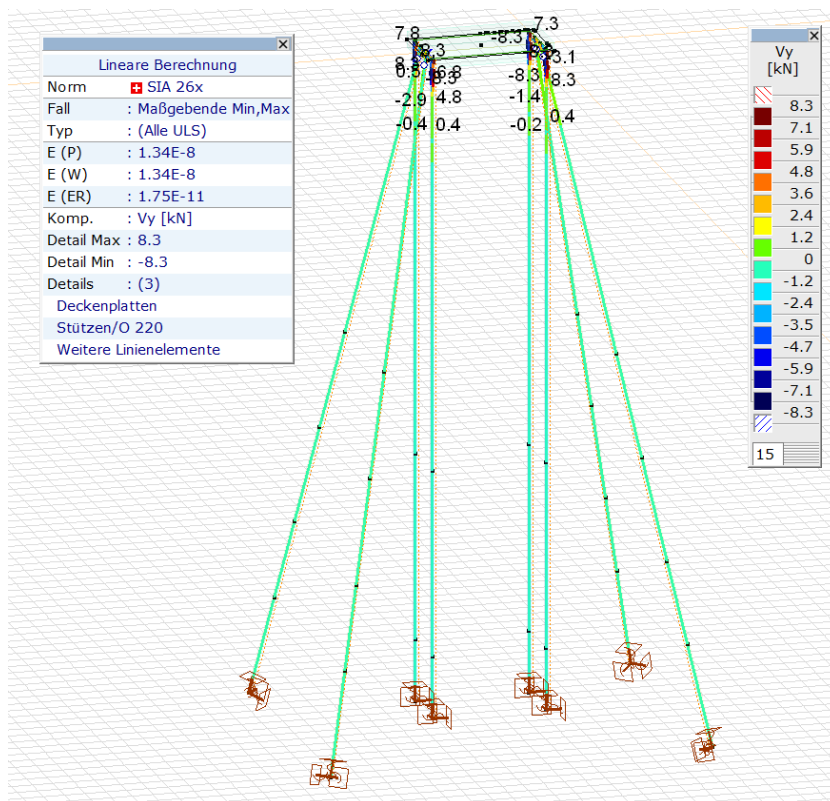


Abbildung 74 : Schubkraft V_y in Mikropfählen

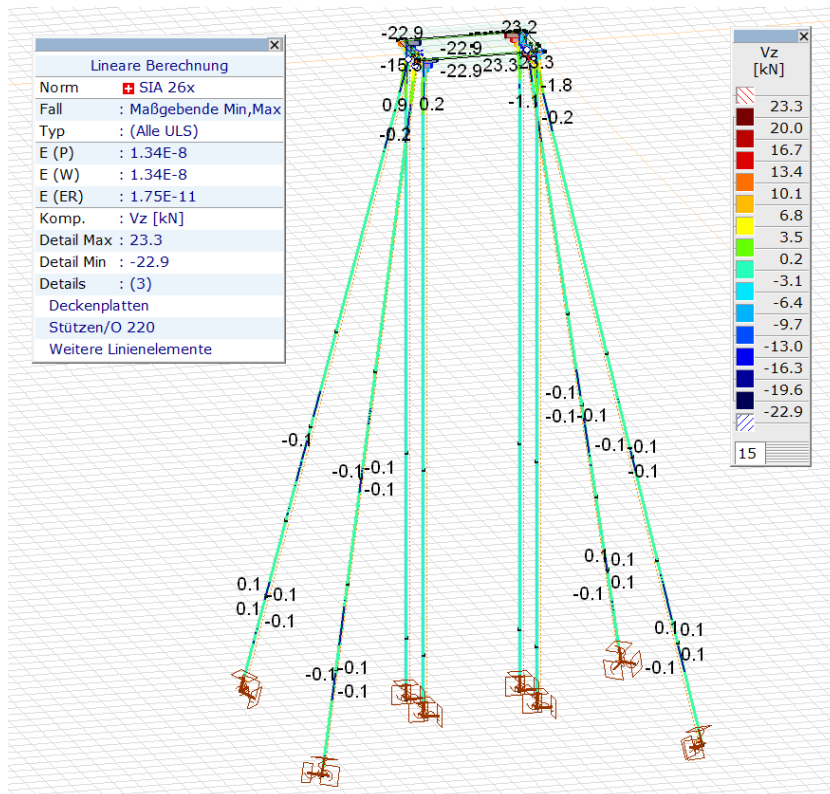


Abbildung 75 : Schubkraft V_z in Mikropfählen

Die Schubkräfte V_z sind nur in den ersten 3m von den Mikropfählen gross. Diese werden durch den Erdwiderstand vom Boden aufgenommen.

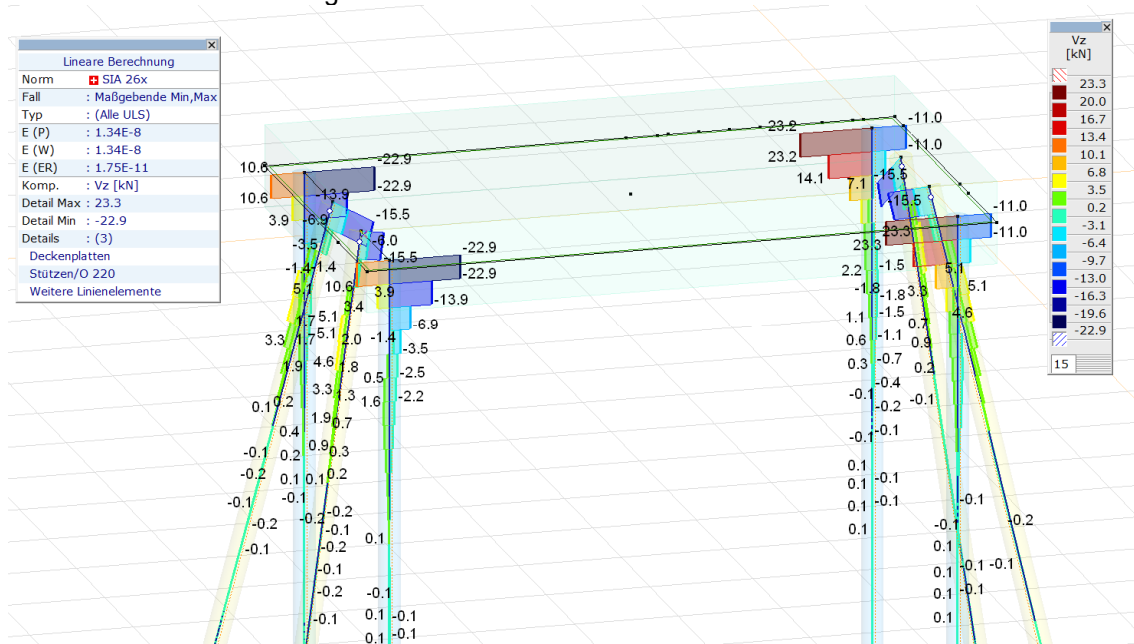


Abbildung 76 : Schubkräfte V_z in ersten 3m der Mikropfähle

Lagerreaktionen gemäss AxisVM

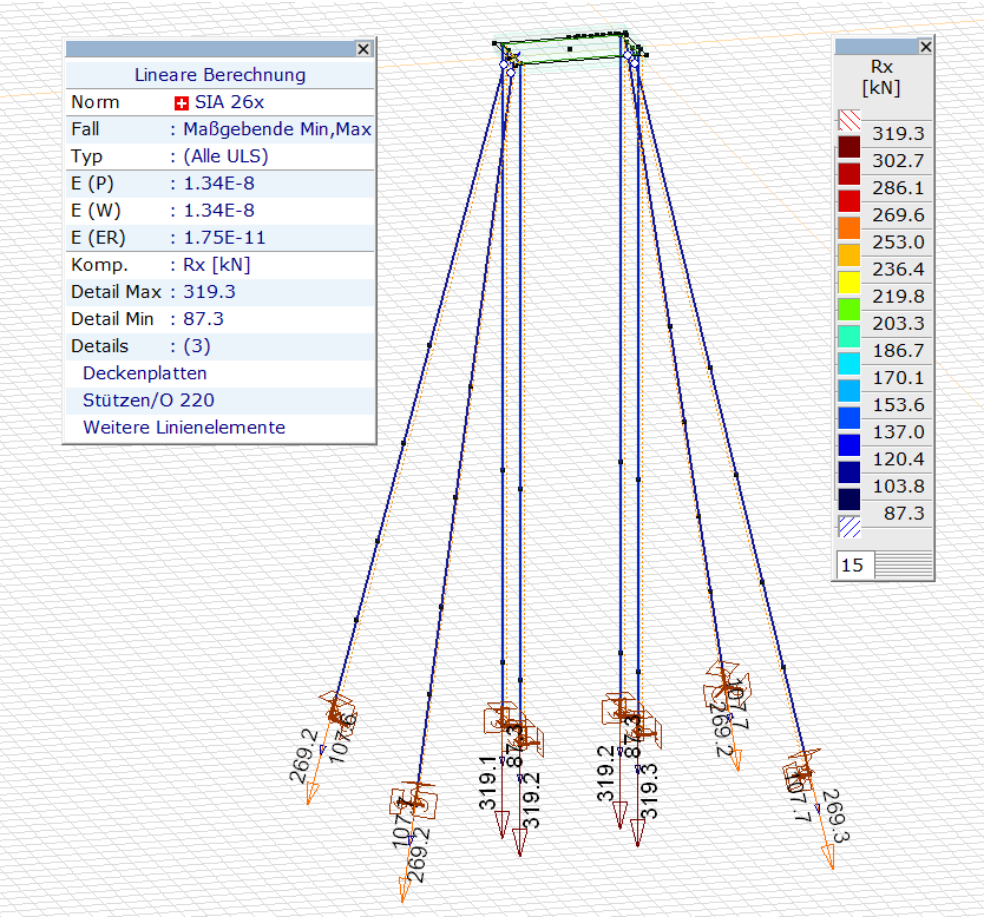


Abbildung 77 : vertikale Reaktion am Ende der Mikropfähle

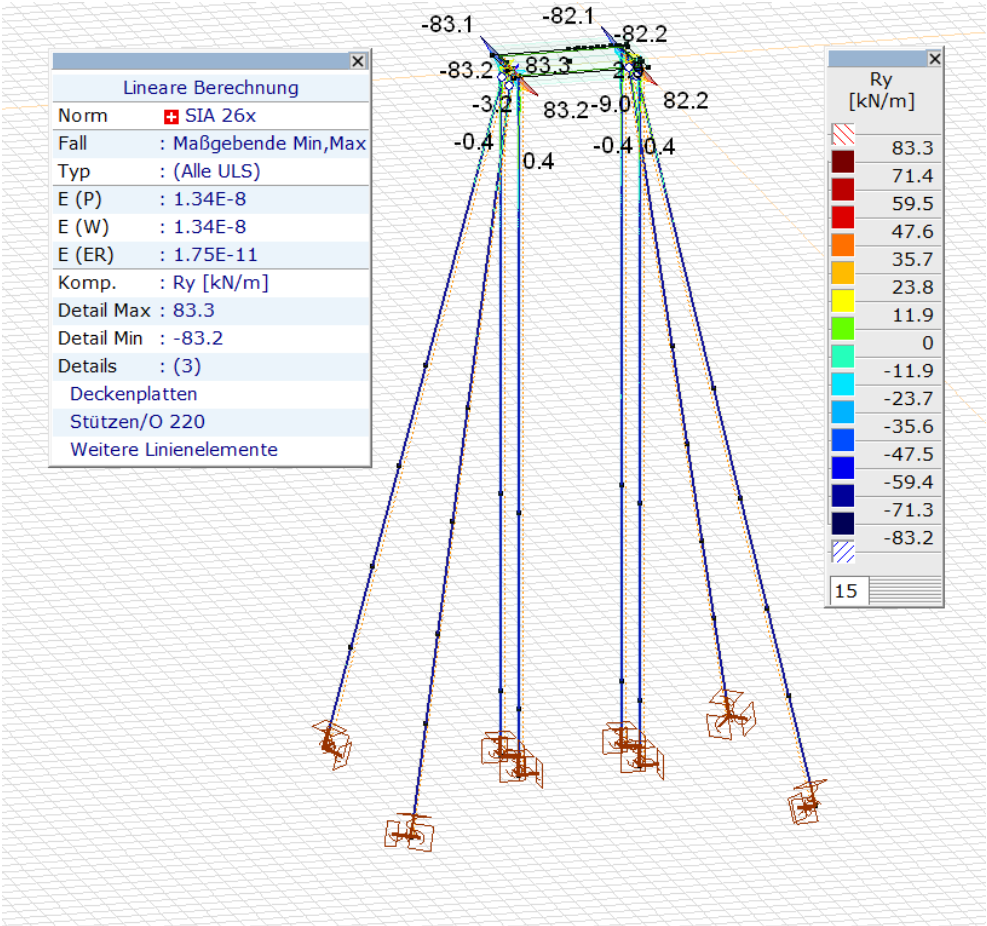


Abbildung 78 : Reaktionen in linearen Auflager Ry

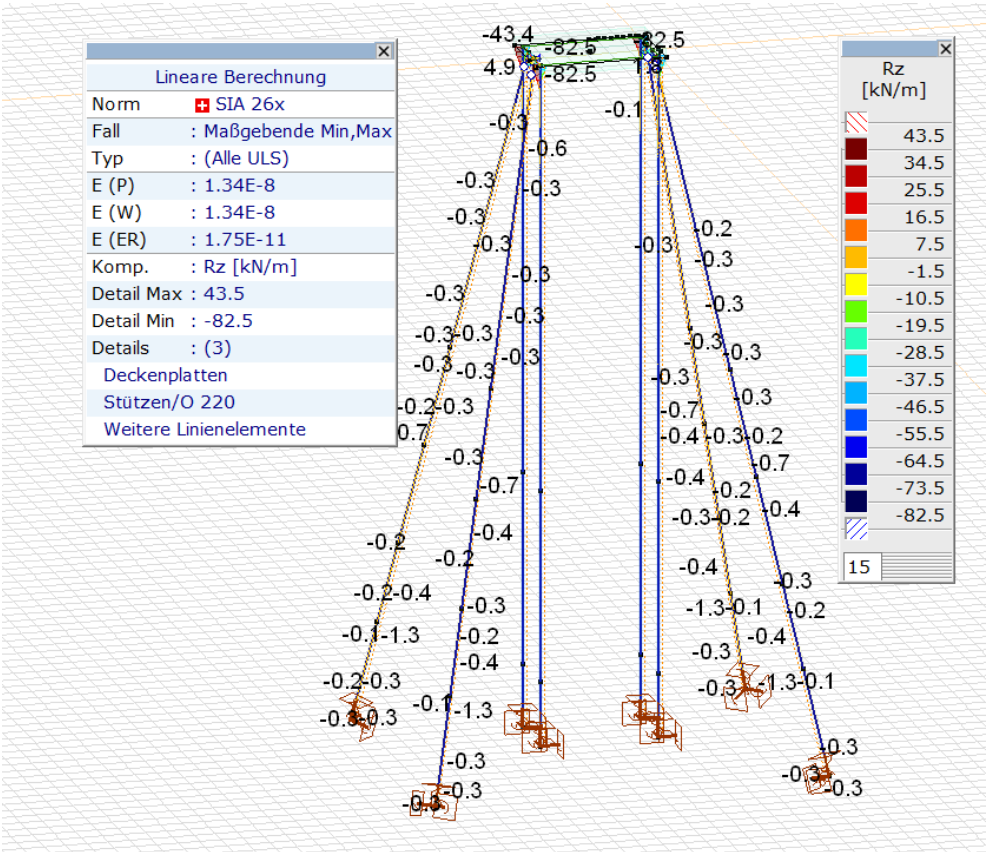


Abbildung 79 : Reaktionen in linearen Auflager Rz

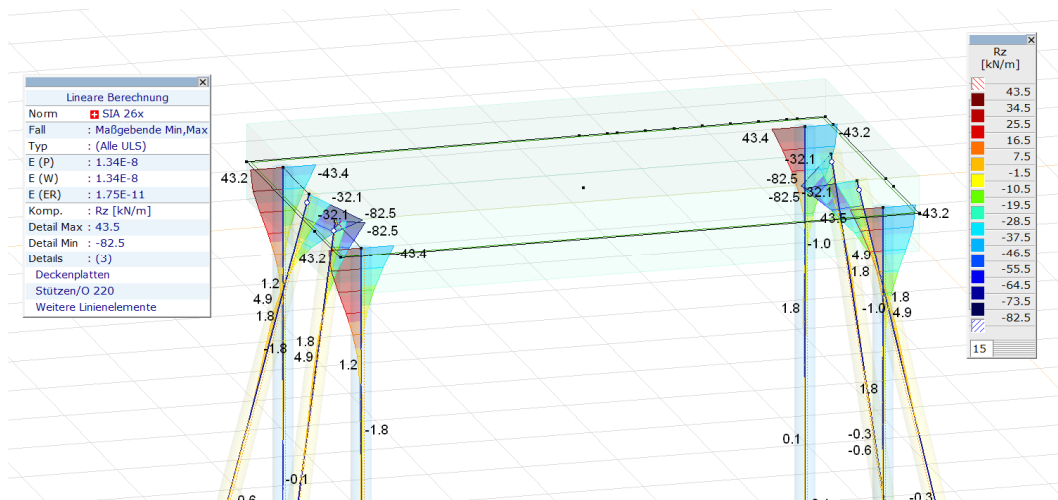


Abbildung 80 : Reaktionen in linearen Auflagern R_z – erste 3m

Bemessung

Maximale Druckkraft, vertikale Pfähle

$$F_{\text{Druck,d}} = 551 \text{ kN (Mittelwert)}$$

Äusserer Tragwiderstand:

Mantelreibungswerte für nachinjizierte Mikropfähle

Randglaziale Schwemmlagerungen

Oberste 4 m der Schicht

$$\tau_{m,k} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Ab 4 m unterhalb der Schichtoberkante

$$\tau_{m,k} = 260 \text{ kN/m}^2$$

Umfang des Pfahles pro lfm

$$U_{\text{Pfahl}} = 3.14 \times 0.219 \text{ m} = 0.69 \text{ m}^2/\text{m}$$

Pfahllänge:

$$L_{\text{Pfahl}} = 34 \text{ m}$$

Zone B, Schichtdicke des nicht trag. Bodens

$$27 \text{ m (Mittelwert)}$$

Einbindelänge im tragfähigen Baugrund

$$L = 7 \text{ m}$$

Charakt. Wert des äusseren Widerstandes

$$R_{a,k} = (4 \text{ m} \times 200 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ m} \times 260 \text{ kN/m}^2) \times 0.69 = 1090 \text{ kN}$$

Widerstandsbeiwert für äusseren Tragwiderstand

Für Druckpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.3$$

Für Zugpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.6$$

Umrechnungsfaktor

$$\eta_a = 0.7$$

Äusserer Tragwiderstand:

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstands des Pfahls Standardfundament:

Für Druckpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 1090 \text{ kN} / 1.3 = 586 \text{ kN} \geq F_{\text{Druck,d}} = 551 \text{ kN}$$

Für Zugpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 1086 \text{ kN} / 1.6 = 476 \text{ kN}$$

Die Nachweise sind erfüllt.

6.1.6 Bemessung: Massgebende Kräfte Spezialfundament Typ 2D

Schnittkräfte gemäss AxisVM

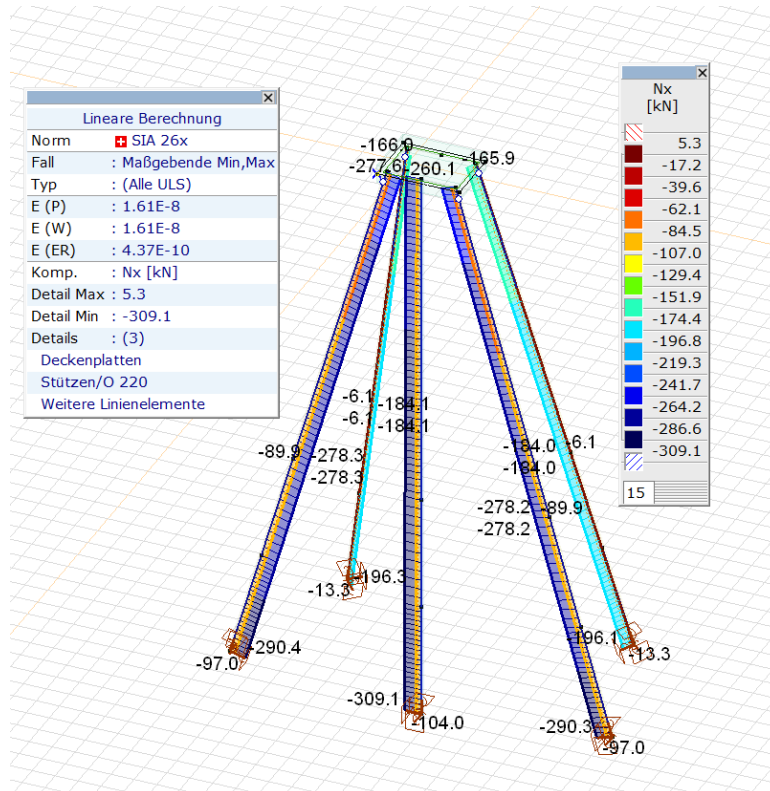


Abbildung 81 : Normalkraft in Mikropfählen

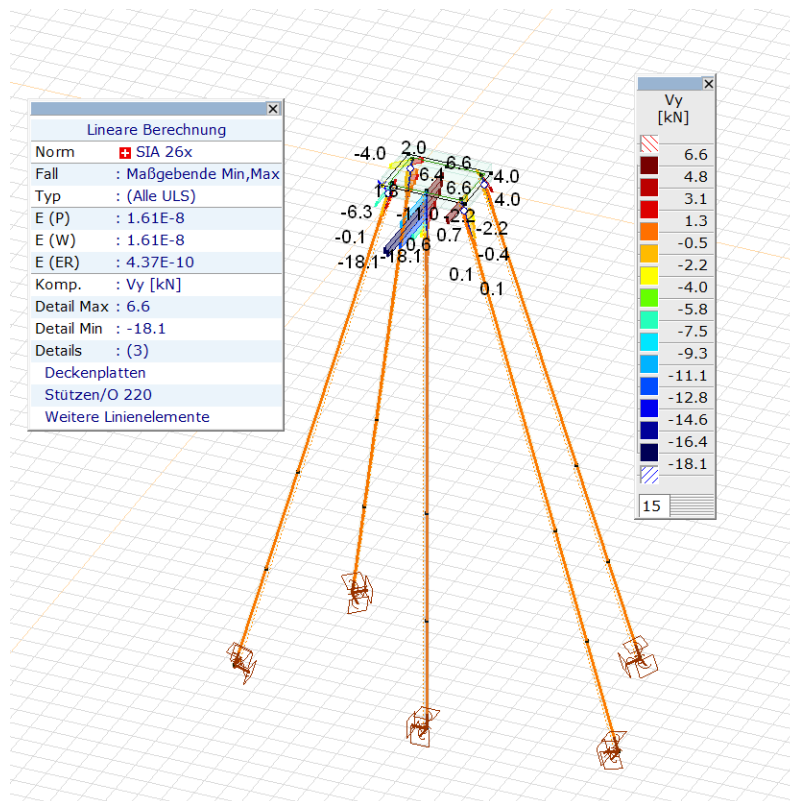


Abbildung 82 : Schubkraft Vy in Mikropfählen

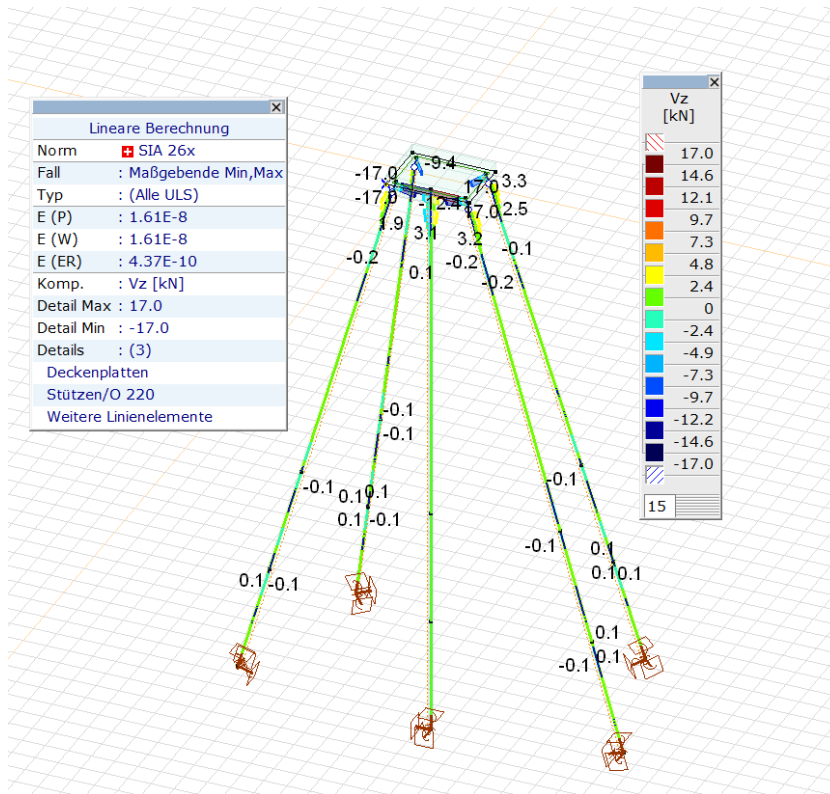


Abbildung 83 : Schubkraft V_z in Mikropfählen

Die Schubkräfte V_z sind nur in den ersten 3m von den Mikropfählen gross. Diese werden durch den Erdwiderstand vom Boden aufgenommen.

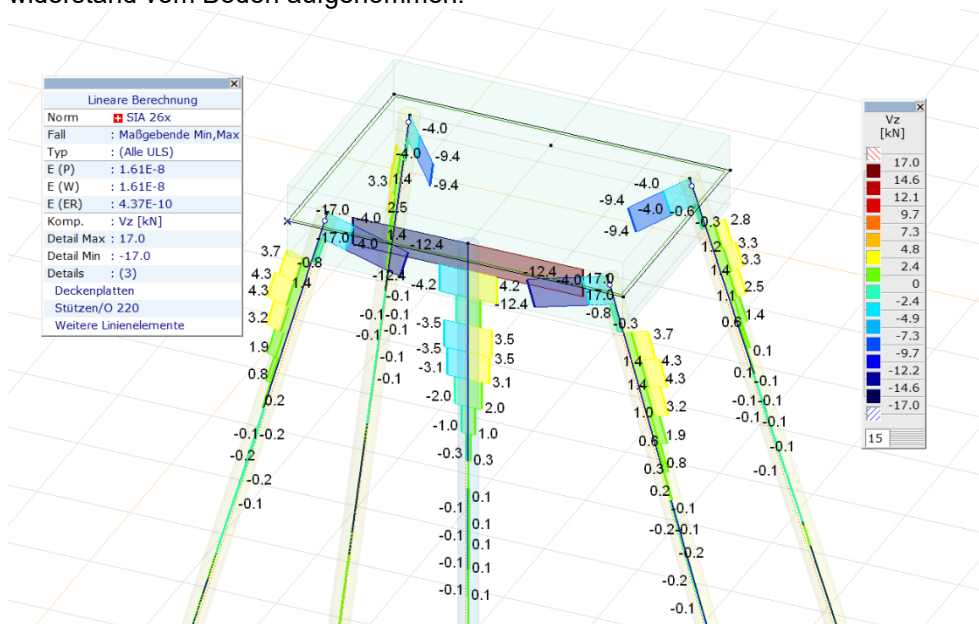


Abbildung 84 : Schubkräfte V_z in ersten 3m der Mikropfähle

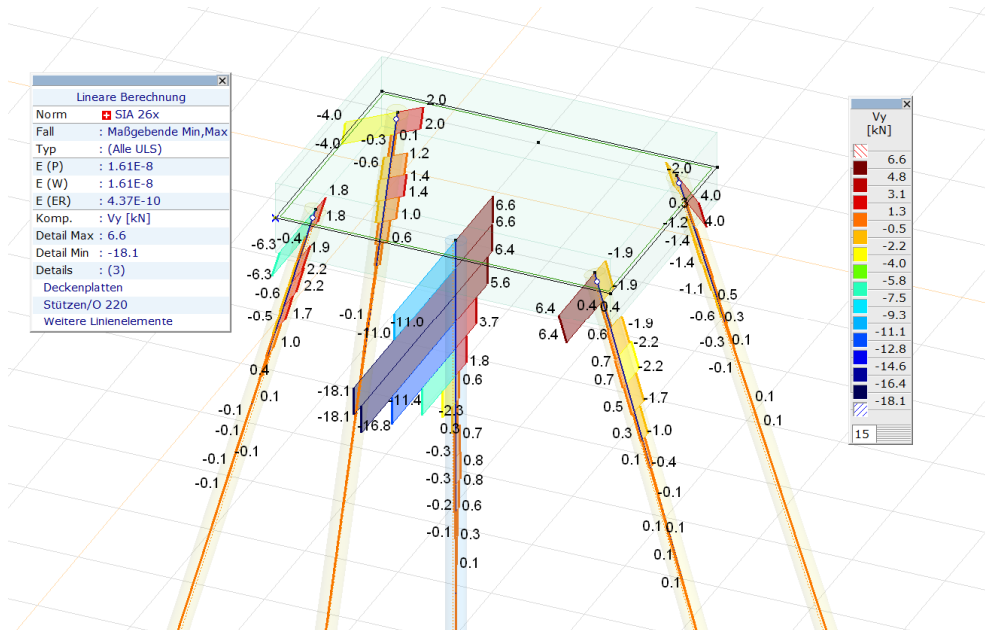


Abbildung 85 : Schubkräfte V_y in ersten 3m der Mikropfähle

Lagerreaktionen gemäss AxisVM

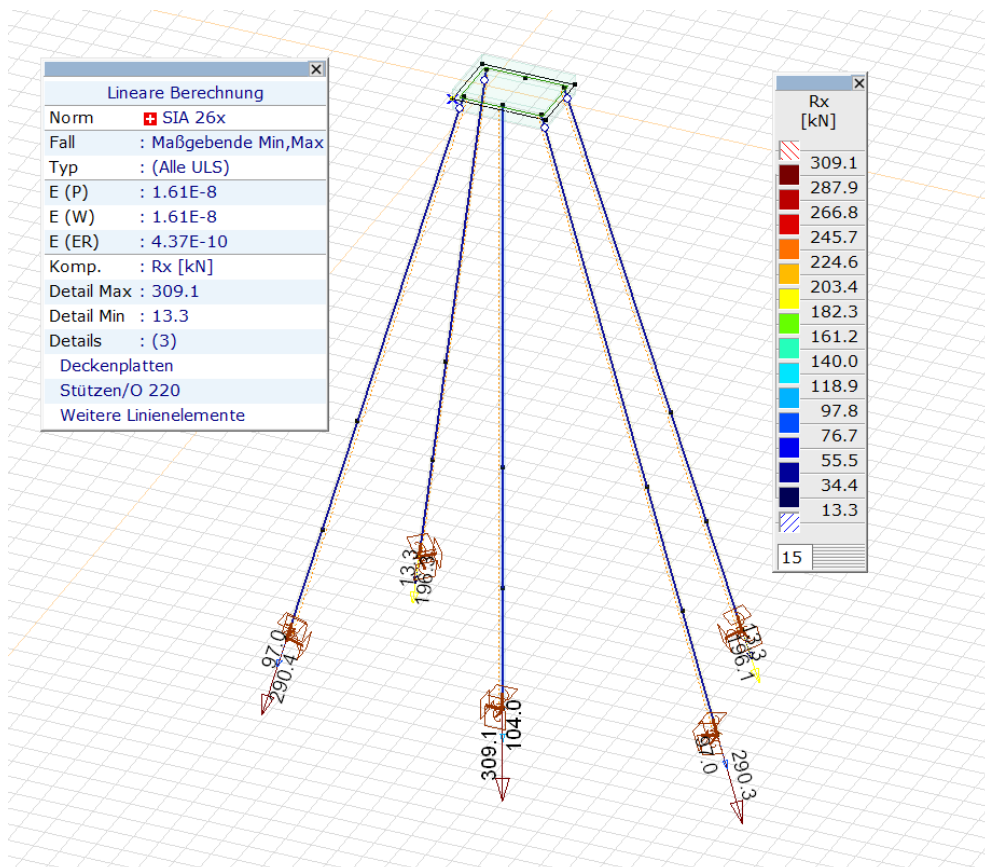


Abbildung 86 : vertikale Reaktion am Ende der Mikropfähle

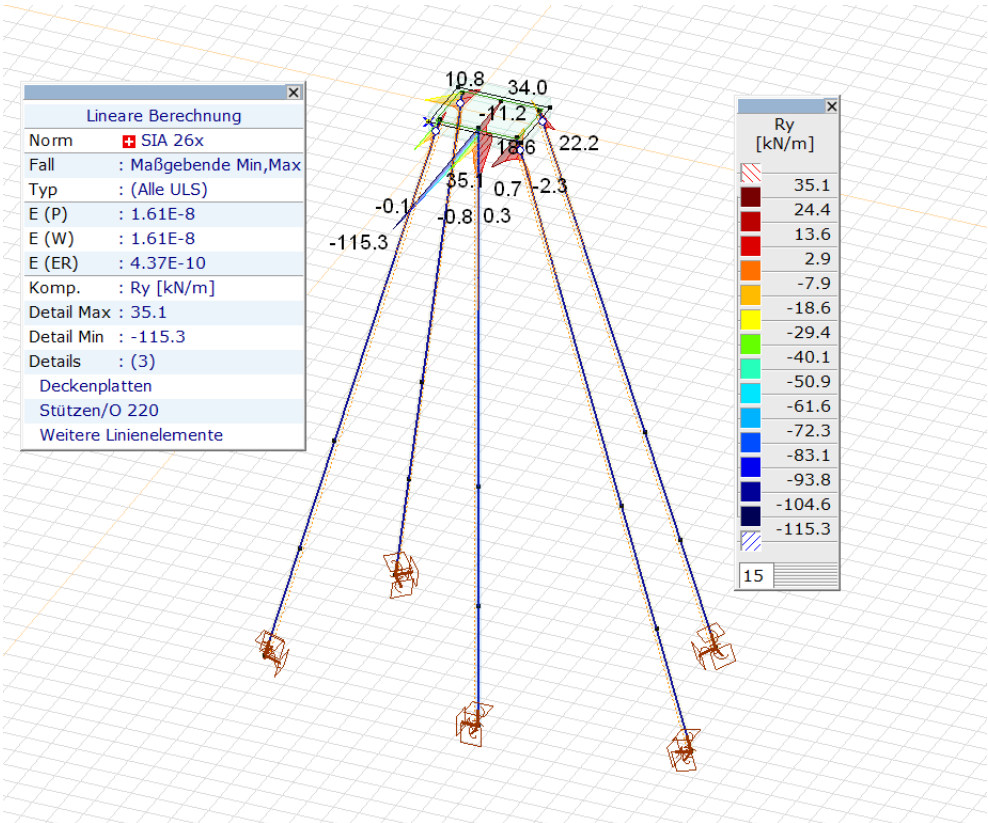


Abbildung 87 : Reaktionen in linearen Auflager Ry

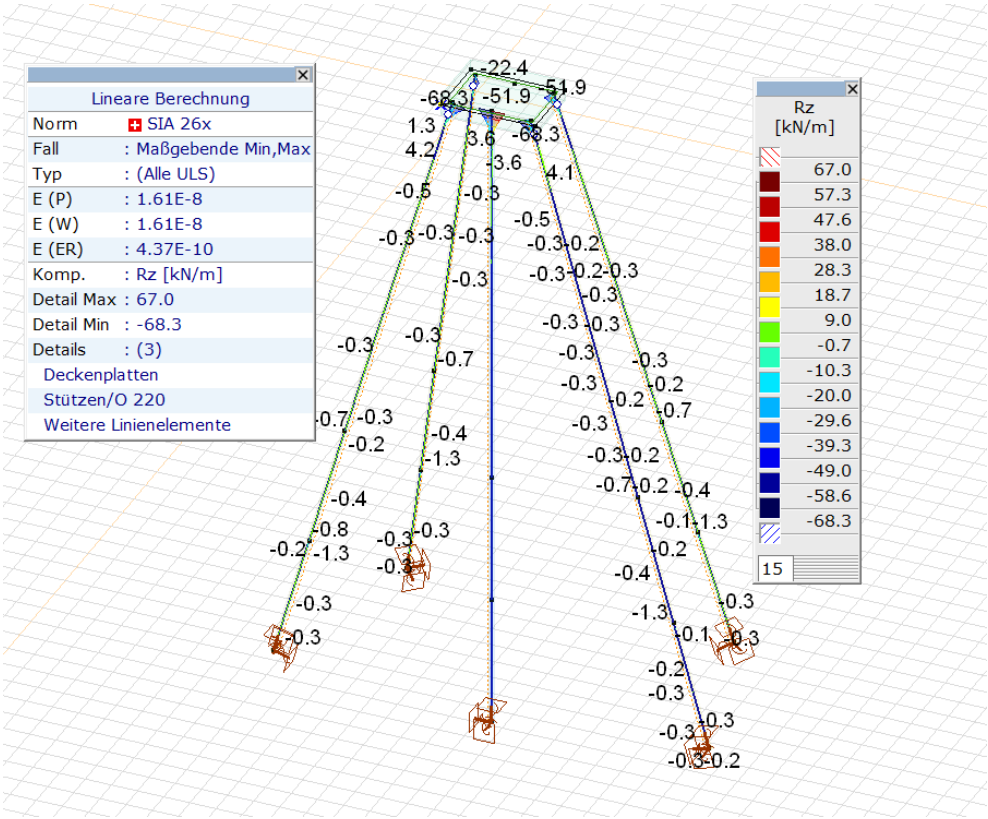


Abbildung 88 : Reaktionen in linearen Auflager Rz

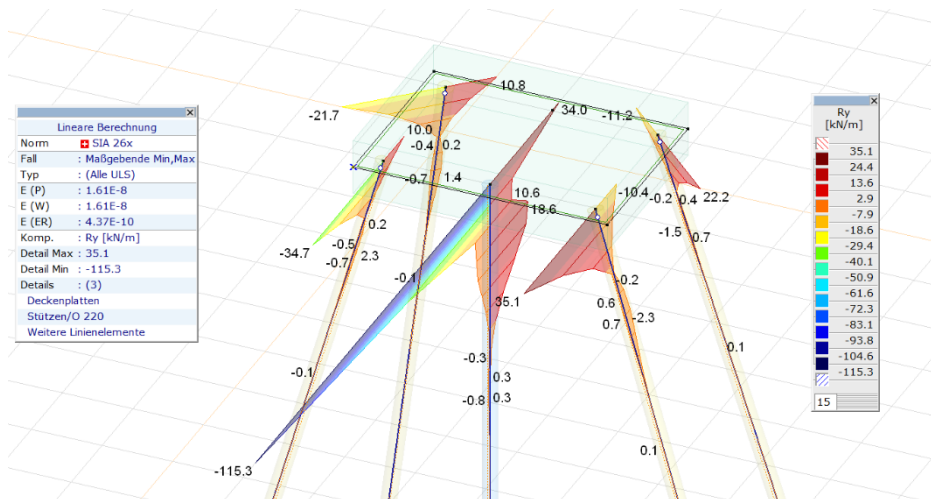


Abbildung 89 : Reaktionen in linearen Auflagern R_y – erste 3m

Bemessung

Maximale Druckkraft, vertikale Pfähle

$$F_{\text{Druck,d}} = 551 \text{ kN (Mittelwert)}$$

Äusserer Tragwiderstand:

Mantelreibungswerte für nachinjizierte Mikropfähle

Randglaziale Schwemmlagerungen

Oberste 4 m der Schicht

$$\tau_{m,k} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Ab 4 m unterhalb der Schichtoberkante

$$\tau_{m,k} = 260 \text{ kN/m}^2$$

Umfang des Pfahles pro lfm

$$U_{\text{Pfahl}} = 3.14 \times 0.219 \text{ m} = 0.69 \text{ m}^2/\text{m}$$

Pfahllänge:

$$L_{\text{Pfahl}} = 34 \text{ m}$$

Zone B, Schichtdicke des nicht trag. Bodens

$$27 \text{ m (Mittelwert)}$$

Einbindelänge im tragfähigen Baugrund

$$L = 7 \text{ m}$$

Charakt. Wert des äusseren Widerstandes

$$R_{a,k} = (4 \text{ m} \times 200 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ m} \times 260 \text{ kN/m}^2) \times 0.69 = 1090 \text{ kN}$$

Widerstandsbeiwert für äusseren Tragwiderstand

Für Druckpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.3$$

Für Zugpfähle:

$$\gamma_{M,a} = 1.6$$

Umrechnungsfaktor

$$\eta_a = 0.7$$

Äusserer Tragwiderstand:

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstands des Pfahls Standardfundament:

Für Druckpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 1090 \text{ kN} / 1.3 = 586 \text{ kN} \geq F_{\text{Druck,d}} = 551 \text{ kN}$$

Für Zugpfähle:

$$R_{a,d} = 0.7 \times 1086 \text{ kN} / 1.6 = 476 \text{ kN}$$

Die Nachweise sind erfüllt.

6.1.7 Innerer Tragwiderstand

Pfähle

Die folgende Tabelle gilt für alle Fundamente.

GEWI® - Kennwerte

Swiss-GEWI® (B500B), SIA Register Eintrag Nr. 51.1

Nenndurchmesser [mm]	Querschnitt [mm²]	Gewicht [kg/m]	Nennwerte f_y/f_{tk} [N/mm²]	Char. Fliesslant F_{yk} [kN]	Char. Bruchlast F_{tk} [kN]	Durchmesser		Gewinde [Richtung]
						Kern [mm]	Rippen [mm]	
12	113	0.89	500/550	57	62	11	14	Linksgewinde
16	201	1.58	500/550	100	111	15	19	Linksgewinde
20	314	2.47	500/550	157	173	19	23	Linksgewinde
25	491	3.85	500/550	245	270	24	29	Linksgewinde
28	616	4.83	500/550	308	339	27	32	Linksgewinde
32	804	6.31	500/550	402	442	31	37	Linksgewinde
40	1'257	9.87	500/550	628	691	39	45	Linksgewinde
50	1'963	15.41	500/550	982	1'080	49	56	Linksgewinde
63.5	3'167	24.86	555/700	1'758	2'217	61	69	Linksgewinde

Abbildung 90. Swiss-GEWI

$$R_d = A_s \times f_{yd} = 3167 \text{ mm}^2 \times 435 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{i,d} = \eta \times R_{mat,d} = 0.8 \times 1378 \text{ kN} = 1100 \text{ kN} \geq F_d = 551 \text{ kN}$$

6.1.8 Horizontale Krafteinleitung

6.1.8.1 Standardfundament Typ 1A (in der Zone A)

In der folgenden Tabelle wird geprüft, ob der passive Erddruck die Lagerreaktion nicht überschreitet. Der passive Erddruck wurde in einer Breite von $3\varnothing$ berücksichtigt. Der Nachweis wurde für die ersten 5m durchgeführt, weil tiefer die Lagerreaktionen zu klein sind.

$$e_p = \gamma \times z \times k_p$$

$$E_p = e_p \times 3 \times \varnothing$$

Schicht	z [m]	e_p [kN/m²]	E_p [kN/m]	$F_{y,max}$ [kN]
Auffüllung	-0.5	29.98	19.8	18.3
	-1.5	89.94	59.4	5.9
	-2.5	149.91	98.9	5.5
	-3.5	209.87	138.5	4.1
	-4.5	269.83	178.1	2.6
	-5.5	329.80	217.7	1.3

Tabelle 5 : Nachweis Lagerkräfte: Standardfundament in der Zone A

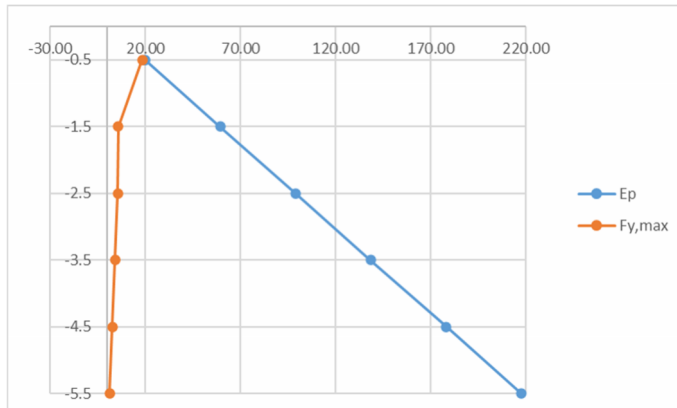


Abbildung 91 : Verlauf passiver Erddruck und Schubkraft in Mikropfähle nicht überschritten – i.O.

$$E_p = 19.8 > F_{y,max} = 18.3 \text{ kN} - \text{Nachweis erfüllt.}$$

6.1.8.2 Standardfundament Typ 1B (in der Zone B)

In der folgenden Tabelle wurde geprüft, ob der passive Erddruck die Lagerreaktion nicht überschreitet. Der passive Erddruck wurde in einer Breite von $3\varnothing$ berücksichtigt. Der Nachweis wurde für die ersten 5m durchgeführt, weil tiefer die Lagerreaktionen zu klein sind.

$$e_p = \gamma * z * k_p$$

$$E_p = e_p * 3 * \varnothing$$

Schicht	z [m]	e_p [kN/m ²]	E_p [kN/m]	$F_{y,max}$ [kN]
Auffüllung	-0.5	29.98	19.8	22.9
	-1.5	89.94	59.4	5
	-2.5	149.91	98.9	7.5
	-3.5	209.87	138.5	6.8
	-4.5	269.83	178.1	4.8
	-5.5	329.80	217.7	2.8

Tabelle 6 : Nachweis Lagerkräfte: Standardfundament in der Zone A

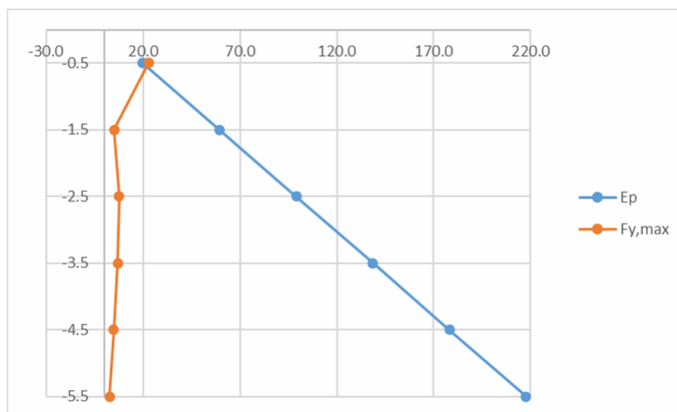


Abbildung 92 : Verlauf passiver Erddruck und Schubkraft in Mikropfähle

$$E_p = 19.8 < F_{y,max} = 22.9 \text{ kN} - \text{Nachweis nicht erfüllt.}$$

Die Lagerkraft im Modell Axis sind leicht grösser als der Erdwiderstand vom Mikropfahlkopf.

In diesem Fall muss der Erdwiderstand der Hinterfüllung von den Einzelfundamenten aktiviert werden, um die horizontalen Kräfte einzuleiten können.

Wir nehmen für den Erdwiderstand einen Mittelwert zwischen passiven Erddruck und Erdruhedruck an.

Erdwiderstand:

$$\varphi_k = 30^\circ$$

$$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$$

Erdruhedruck: $k_0 = 1 - \sin \varphi_k = 0.5$

Passiver Erddruck: $k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) = 3.0$

$$e_{ph,1} = \frac{k_0 + k_p}{2} \cdot \gamma_k \cdot h = \frac{0.5 + 3.0}{2} \cdot 20 \cdot 0.3 = 10.5 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph,2} = e_{ph,1} + \frac{k_0 + k_p}{2} \cdot \gamma_k \cdot h_{Fund} = 10.5 + \frac{0.5 + 3.0}{2} \cdot 20 \cdot 0.8 = 38.5 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{eph} = \frac{e_{ph,1} + e_{ph,2}}{2} \cdot \frac{h_{Fund}}{1.4} = \frac{10.5 + 38.5}{2} \cdot \frac{0.8}{1.4} = 14 \text{ kN/m}$$

$$\Delta F_y = F_{y,max} - E_p = 22.9 - 19.8 = 3.1 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \Delta F_y = 4 \cdot 3.1 = 12.4 \text{ kN} < B \cdot H_{eph} = 2.6 \cdot 14 = 36.4 \text{ kN} - \text{Nachweis erfüllt}$$

6.1.8.3 Standardfundament Typ 1C (in der Zone A)

In der folgenden Tabelle wird geprüft, ob der passive Erddruck die Lagerreaktion nicht überschreitet. Der passive Erddruck wurde in einer Breite von 3Ø berücksichtigt. Der Nachweis wurde für die ersten 5m durchgeführt, weil tiefer die Lagerreaktionen zu klein sind.

$$e_p = \gamma \cdot z \cdot k_p$$

$$E_p = e_p \cdot 3 \cdot \emptyset$$

Schicht	z [m]	e_p [kN/m ²]	E_p [kN/m]	$F_{y,max}$ [kN]
Auffüllung	-0.5	29.98	19.79	27.1
	-1.5	89.94	59.36	1.7
	-2.5	149.91	98.94	8
	-3.5	209.87	138.52	9.4
	-4.5	269.83	178.09	4.1
	-5.5	329.80	217.67	1.8

Tabelle 7 : Nachweis Lagerkräfte: Standardfundament in der Zone A

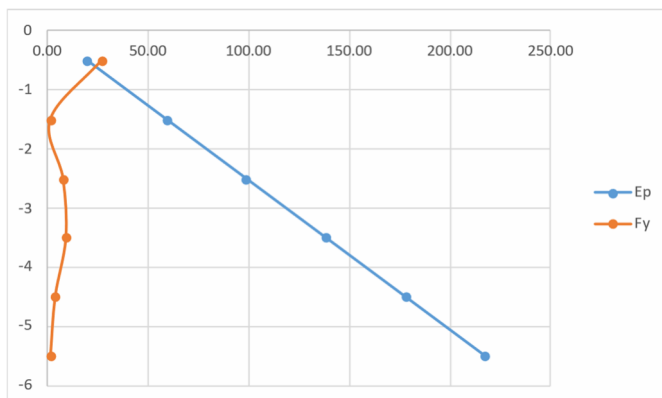


Abbildung 93 : Verlauf passiver Erddruck und Schubkraft in Mikropfähle nicht überschritten – i.O.

$$E_p = 19.8 < F_{y,max} = 27.1 \text{ kN} - \text{Nachweis nicht erfüllt.}$$

Die Lagerkraft im Modell Axis sind leicht grösser als der Erdwiderstand vom Mikropfahlkopf.

In diesem Fall muss der Erdwiderstand der Hinterfüllung von den Einzelfundamenten aktiviert werden, um die horizontalen Kräfte einzuleiten können.

Wir nehmen für den Erdwiderstand einen Mittelwert zwischen passivem Erddruck und Erdruhedruck an.

Erdwiderstand:

$$\varphi_k = 30^\circ$$

$$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$$

Erdruhedruck: $k_0 = 1 - \sin \varphi_k = 0.5$

Passiver Erddruck: $k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) = 3.0$

$$e_{ph,1} = \frac{k_0 + k_p}{2} * \gamma_k * h = \frac{0.5 + 3.0}{2} * 20 * 0.3 = 10.5 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph,2} = e_{ph,1} + \frac{k_0 + k_p}{2} * \gamma_k * h_{Fund} = 10.5 + \frac{0.5 + 3.0}{2} * 20 * 0.8 = 38.5 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{eph} = \frac{e_{ph,1} + e_{ph,2}}{2} * \frac{h_{Fund}}{1.4} = \frac{10.5 + 38.5}{2} * \frac{0.8}{1.4} = 14 \text{ kN/m}$$

$$\Delta F_y = F_{y,max} - E_p = 27.1 - 19.8 = 7.3 \text{ kN}$$

$$4 * \Delta F_y = 4 * 7 = 28 \text{ kN} < B * H_{eph} = 2.6 * 14 = 36.4 \text{ kN} - \text{Nachweis erfüllt}$$

6.1.8.4 Spezialfall Einzelfundament 2A in der Zone B

In der folgenden Tabelle wurde geprüft, ob der passive Erddruck die Lagerreaktion nicht überschreitet. Der passive Erddruck wurde in einer Breite von 3Ø berücksichtigt. Der Nachweis wurde für die ersten 5m durchgeführt, weil tiefer die Lagerreaktionen zu klein sind.

$$e_p = \gamma * z * k_p$$

$$E_p = e_p * 3 * \emptyset$$

Schicht	z [m]	e _p [kN/m ²]	E _p [kN/m]	F _{y,max} [kN]
Auffüllung	-0.5	29.98	19.8	23.2
	-1.5	89.94	59.4	14.1
	-2.5	149.91	98.9	7.1
	-3.5	209.87	138.5	3.5
	-4.5	269.83	178.1	1.4
	-5.5	329.80	217.7	0

Tabelle 8 : Nachweis Lagerkräfte: Standardfundament in der Zone A

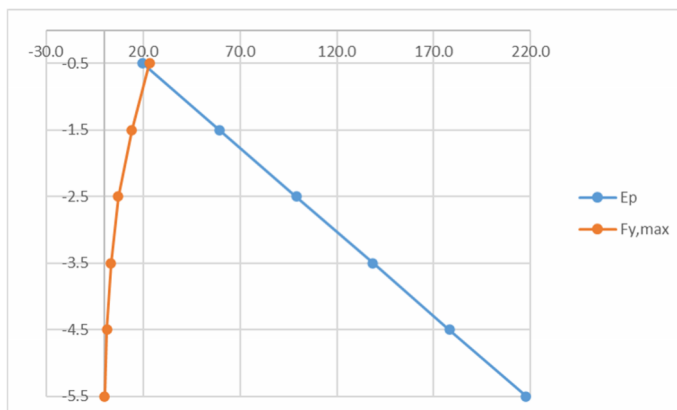


Abbildung 94 : Verlauf passiver Erddruck und Schubkraft in Mikropfähle

$$E_p = 19.8 < F_{y,max} = 23.2 \text{ kN} - \text{Nachweis nicht erfüllt.}$$

Die Lagerkraft im Modell Axis sind leicht grösser als der Erdwiderstand vom Mikropfahlkopf.

In diesem Fall muss der Erdwiderstand der Hinterfüllung von den Einzelfundamenten aktiviert werden, um die horizontalen Kräfte einzuleiten können.

Wir nehmen für den Erdwiderstand einen Mittelwert zwischen passivem Erddruck und Erdruhedruck an.

Erdwiderstand:

$$\varphi_k = 30^\circ$$

$$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$$

Erdruhedruck: $k_0 = 1 - \sin \varphi_k = 0.5$

Passiver Erddruck: $k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) = 3.0$

$$e_{ph,1} = \frac{k_0 + k_p}{2} \cdot \gamma_k \cdot h = \frac{0.5 + 3.0}{2} \cdot 20 \cdot 0.3 = 10.5 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph,2} = e_{ph,1} + \frac{k_0 + k_p}{2} \cdot \gamma_k \cdot h_{Fund} = 10.5 + \frac{0.5 + 3.0}{2} \cdot 20 \cdot 0.8 = 38.5 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{eph} = \frac{e_{ph,1} + e_{ph,2}}{2} \cdot \frac{h_{Fund}}{1.4} = \frac{10.5 + 38.5}{2} \cdot \frac{0.8}{1.4} = 14 \text{ kN/m}$$

$$\Delta F_y = F_{y,max} - E_p = 23.2 - 19.8 = 3.4 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \Delta F_y = 4 \cdot 3.4 = 13.6 \text{ kN} < B \cdot H_{eph} = 2.6 \cdot 14 = 36.4 \text{ kN} - \text{Nachweis erfüllt}$$

6.1.8.5 Spezialfundament Typ 2D

In der folgenden Tabelle wird geprüft, ob der passive Erddruck die Lagerreaktion nicht überschreitet. Der passive Erddruck wurde in einer Breite von 3Ø berücksichtigt. Der Nachweis wurde für die ersten 5m durchgeführt, weil tiefer die Lagerreaktionen zu klein sind.

$$e_p = \gamma \cdot z \cdot k_p$$

$$E_p = e_p \cdot 3 \cdot \emptyset$$

Schicht	z [m]	e_p [kN/m ²]	E_p [kN/m]	$F_{y,max}$ [kN]
Auffüllung	-0.5	29.98	19.79	18
	-1.5	89.94	59.36	18.1
	-2.5	149.91	98.94	18.1
	-3.5	209.87	138.52	16.8
	-4.5	269.83	178.09	11.4
	-5.5	329.80	217.67	2.3

Tabelle 9 : Nachweis Lagerkräfte: Standardfundament in der Zone A, Y- Richtung

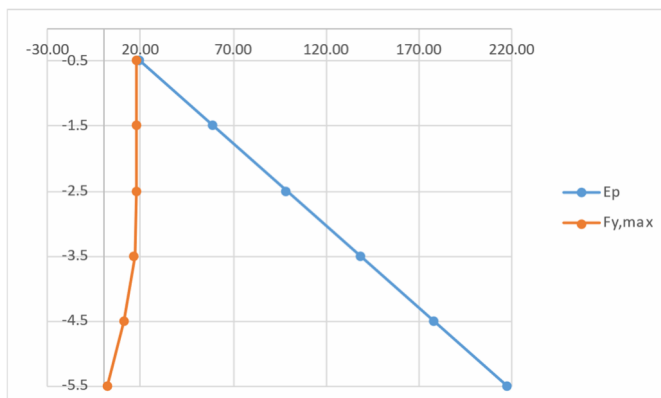


Abbildung 95 : Verlauf passiver Erddruck und Schubkraft in Mikropfähle nicht überschritten – i.O.

$$E_p = 19.8 > F_{y,max} = 18 \text{ kN} - \text{Nachweis erfüllt.}$$

Schicht	z [m]	e_p [kN/m ²]	E_p [kN/m]	$F_{z,max}$ [kN]
Auffüllung	-0.5	29.98	19.79	17
	-1.5	89.94	59.36	4
	-2.5	149.91	98.94	3.5
	-3.5	209.87	138.52	3.1
	-4.5	269.83	178.09	2
	-5.5	329.80	217.67	0

Tabelle 10 : Nachweis Lagerkräfte: Standardfundament in der Zone A, Z- Richtung

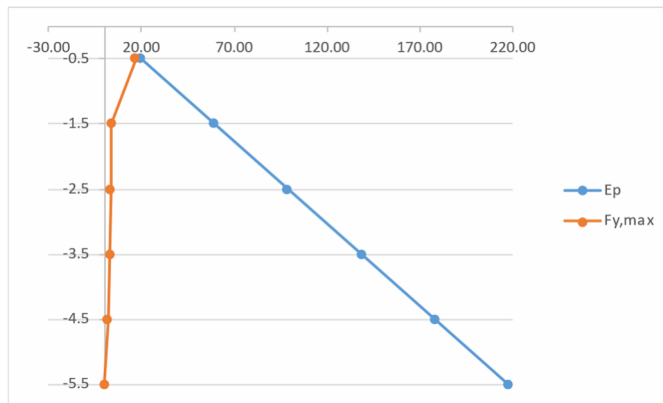


Abbildung 96 : Verlauf passiver Erddruck und Schubkraft in Mikropfähle nicht überschritten – i.O.

$E_p = 19,8 > F_{y,max} = 17 \text{ kN} - \text{Nachweis erfüllt.}$

6.2 Standardfundament mit Mikropfählen (Abmessungen 2.6mx2.6m)

Die Einzelstützen des Perrondaches sind am Fuss auf den Standardfundamenten eingespannt.

Das Standard Einzelfundament ist ein Betonbankett mit 4 Mikropfählen. Das Betonbankett hat die Abmessungen 2.6m x2.6m und die Höhe 80cm. Die Anordnung der Mikropfähle ist symmetrisch.

Auf den folgenden Seiten wird das statische Modell Cedrus mit den Resultaten dargestellt. Die Bemessung der Betonplatte ist im Kapitel 7.2.1 dargestellt.

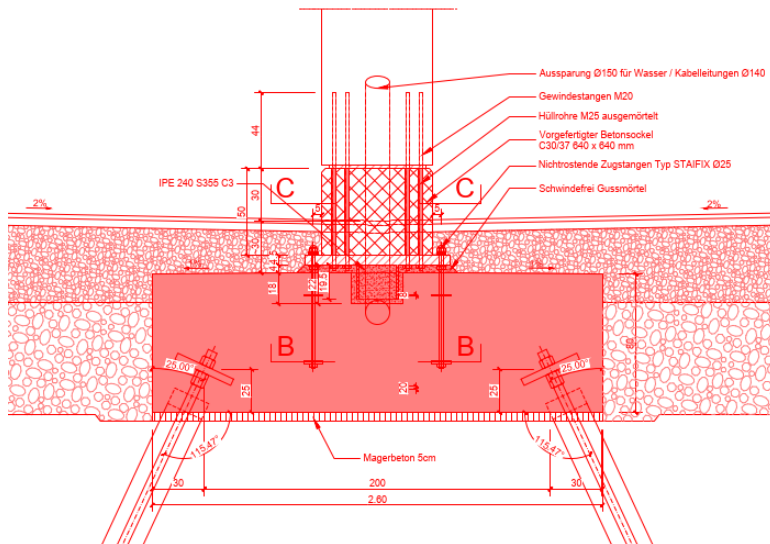


Abbildung 97. Längsschnitt Einzelfundament

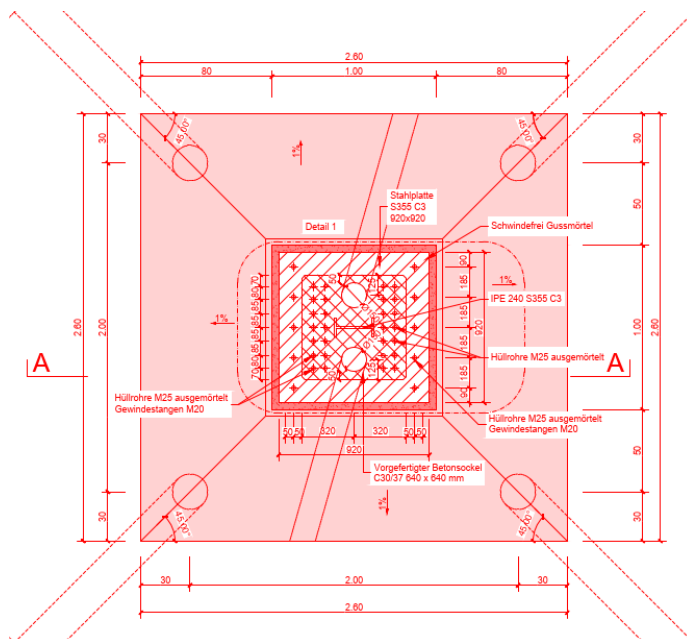


Abbildung 98. Grundriss Einzelfundament

6.2.1 Statisches Modell Standardfundament mit Mikropfählen

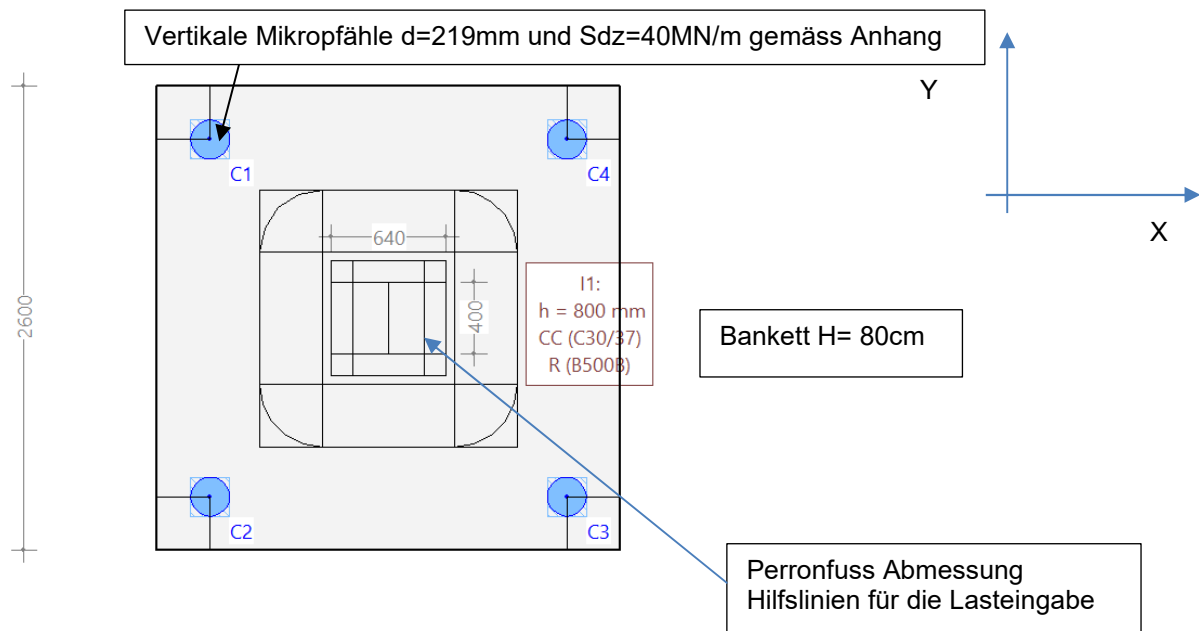


Abbildung 99. Cedrus Modell, PC-Input

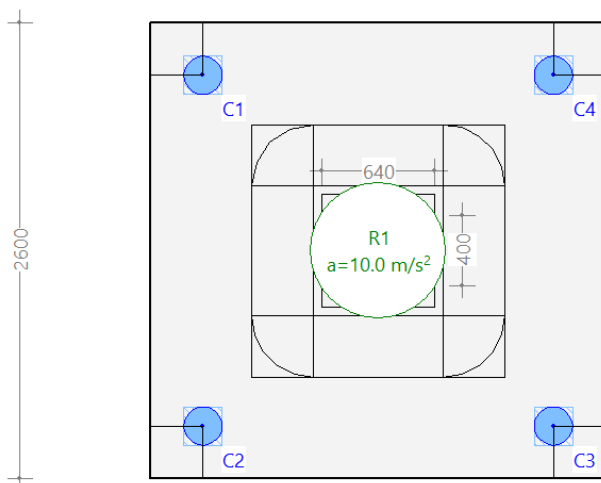


Abbildung 100. Belastung EG-Eigengewicht

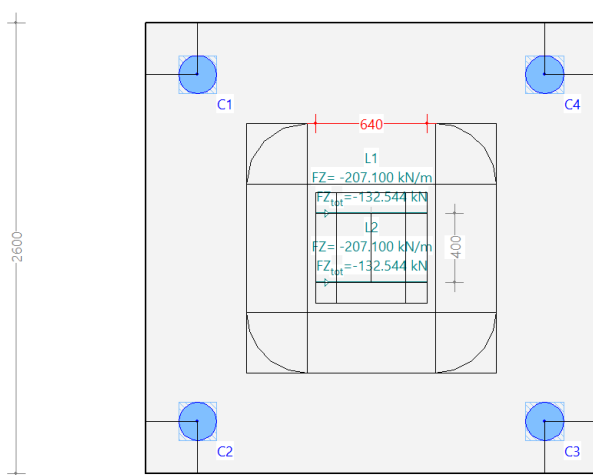


Abbildung 101. Belastung Eigengewicht Perron

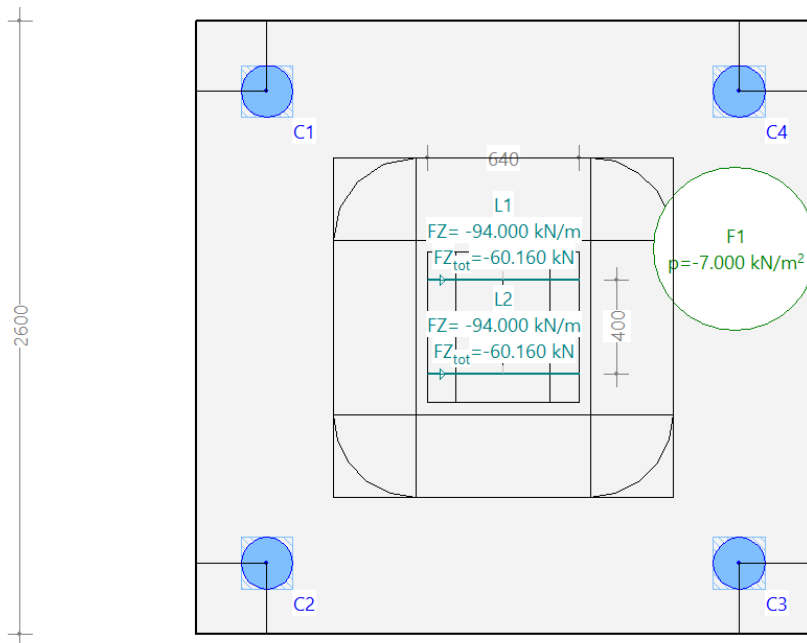


Abbildung 102. Belastung Auflast

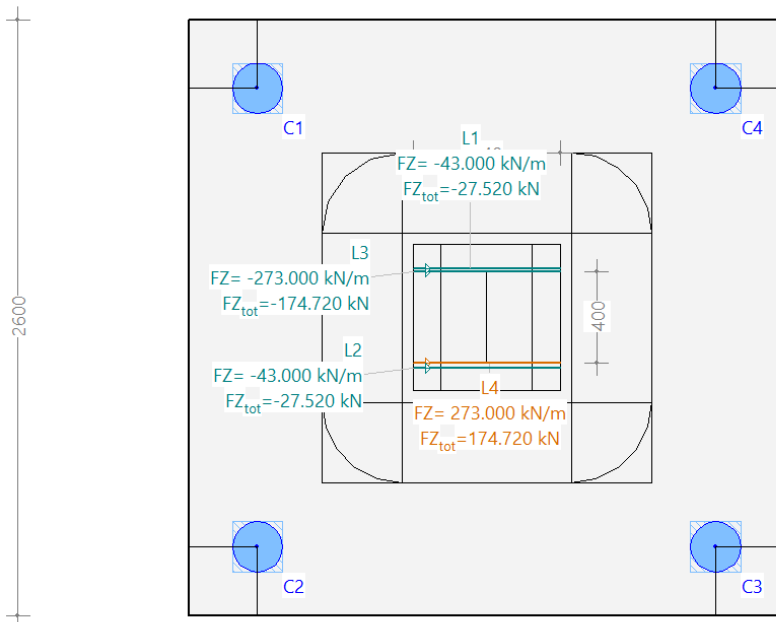


Abbildung 103. Belastung Fahrleitungsmast ständig

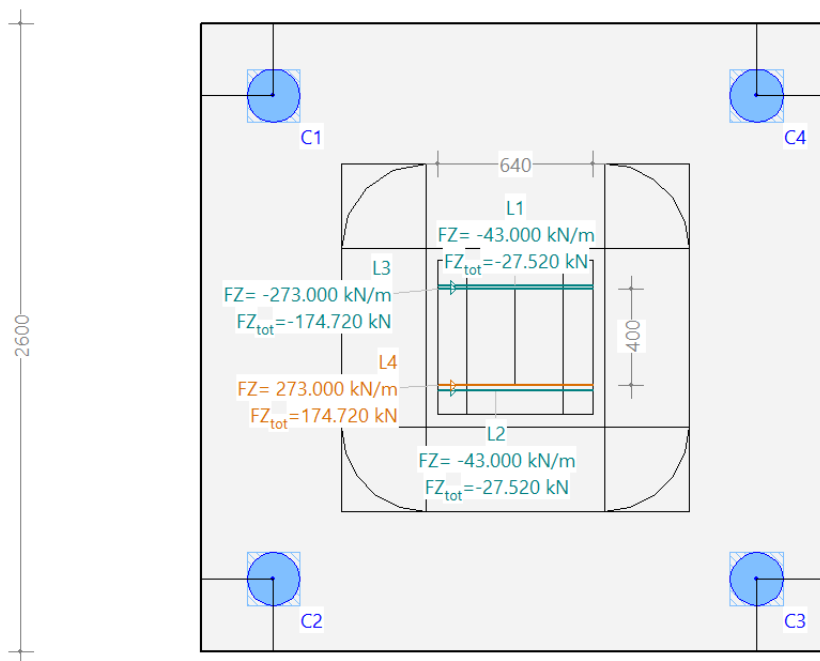


Abbildung 104. Belastung Fahrleitungsmast veränderlich

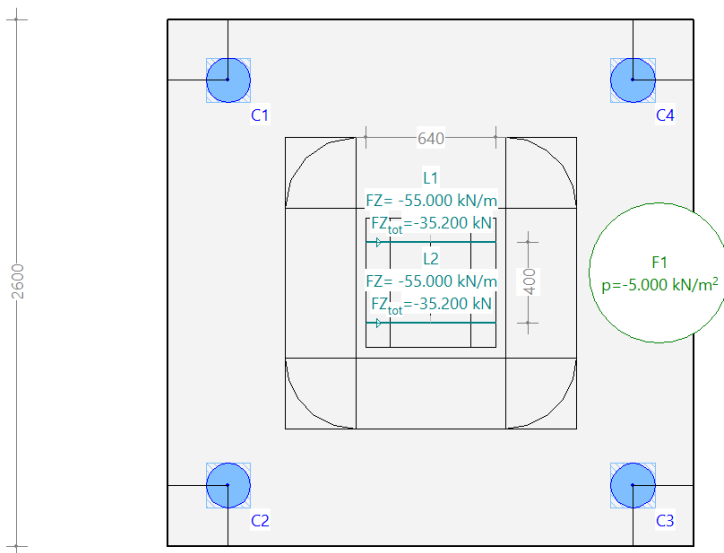


Abbildung 105. Belastung Nutzlast

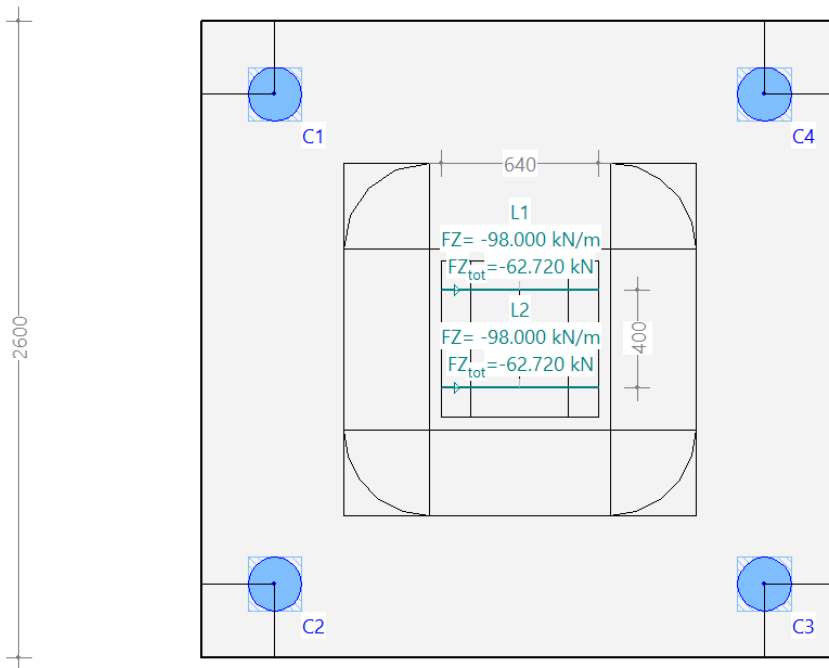


Abbildung 106. Belastung Schnee

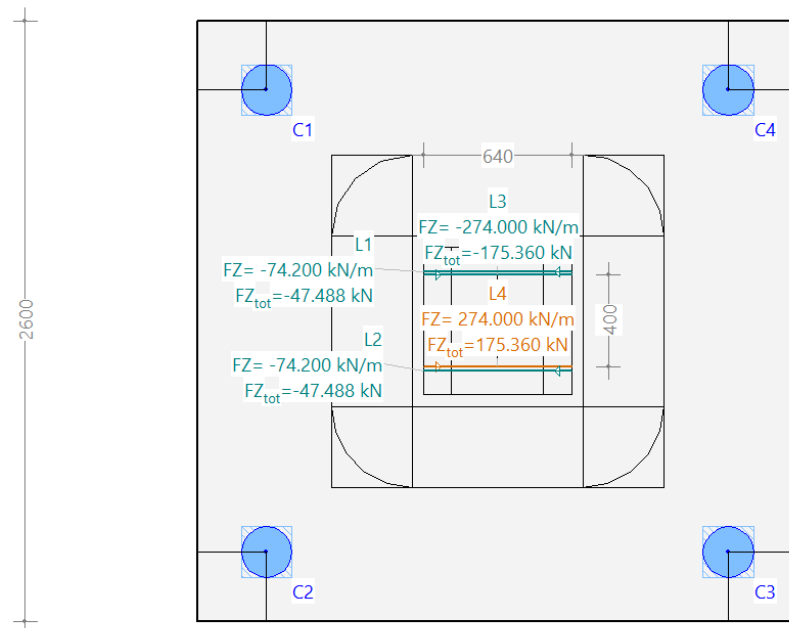


Abbildung 107. Belastung Schnee einseitig

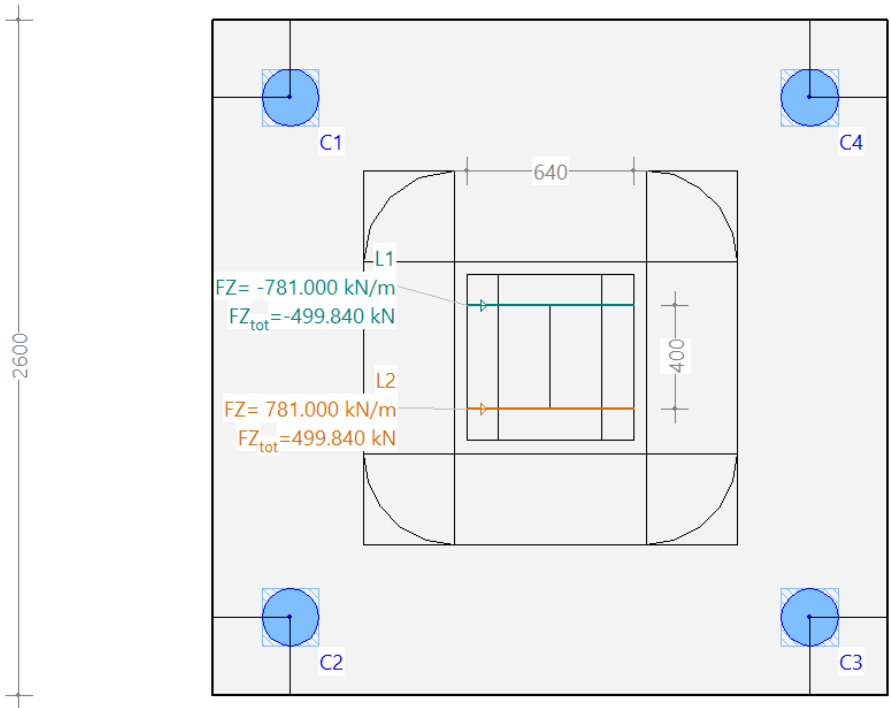


Abbildung 108. Belastung Wind

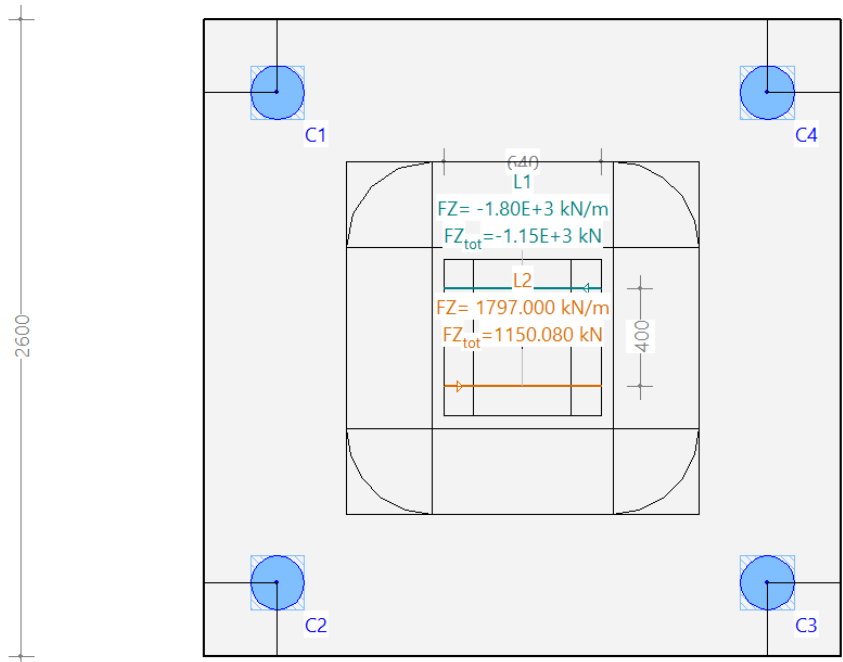


Abbildung 109. Erdbeben Y

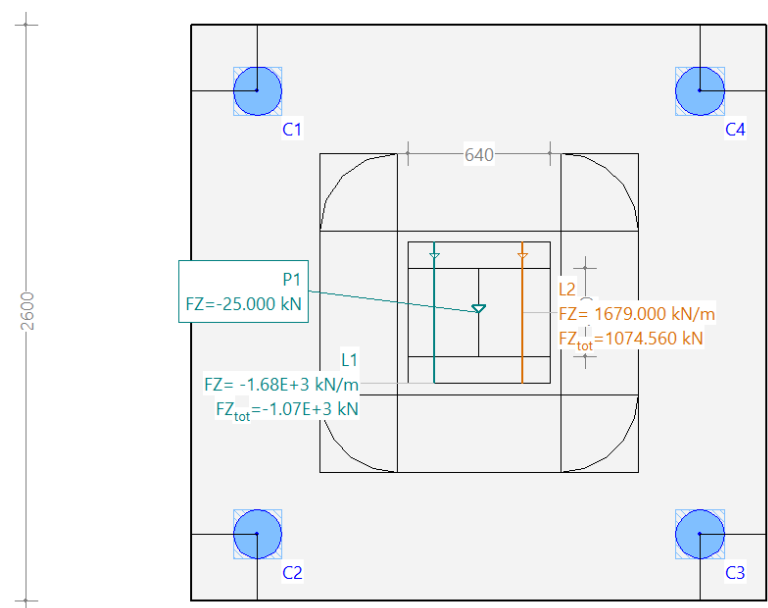


Abbildung 110. Erdbeben X

6.2.2 Schnittkräfte Bemessungsniveau Standardfundament mit Mikropfählen

Grenzwerte Reaktionskräfte Stützen: Grenzwertspezifikation: ULS Beschriftungen: Stützen: [kN]

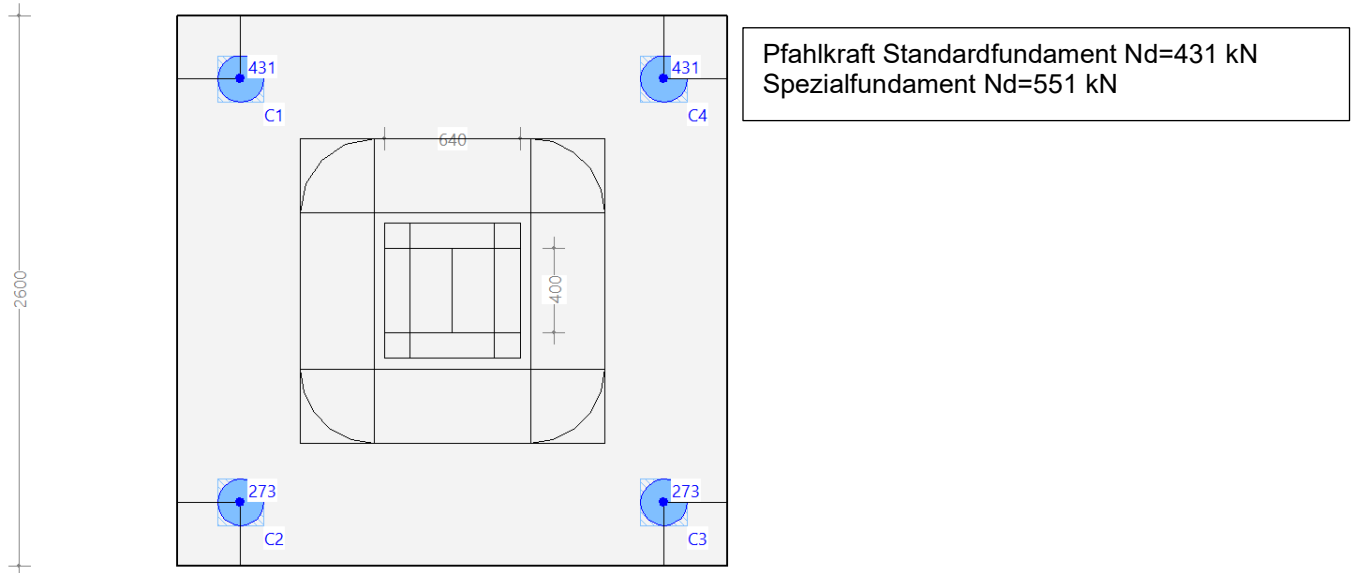


Abbildung 111. Auflagerreaktionen Bemessungsniveau

Die Pfahlkräfte $N_d=551$ kN vom Spezialfundament sind massgebend.

Grenzwerte Bewehrungsmomente: $m_{a,xt}$ [kN], Äquidistanz: 5 [kN], Referenzlinie: 0
 Spezifikation: ULS

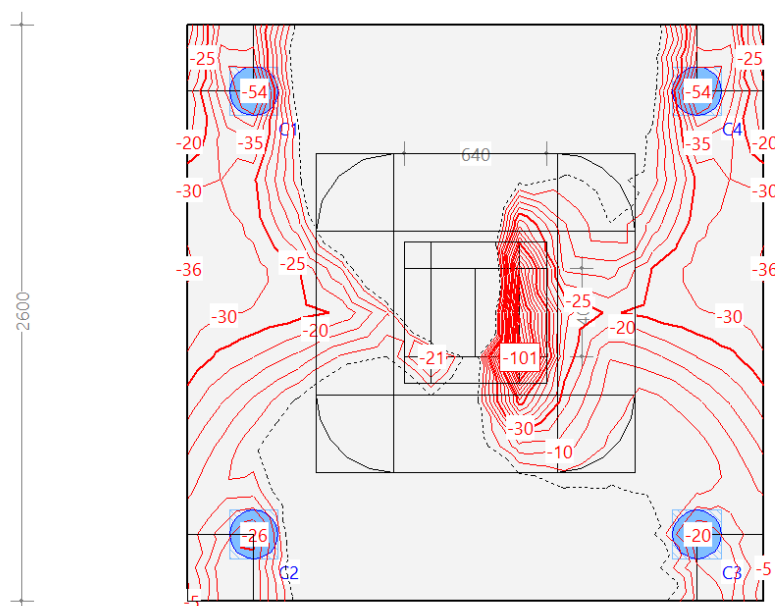
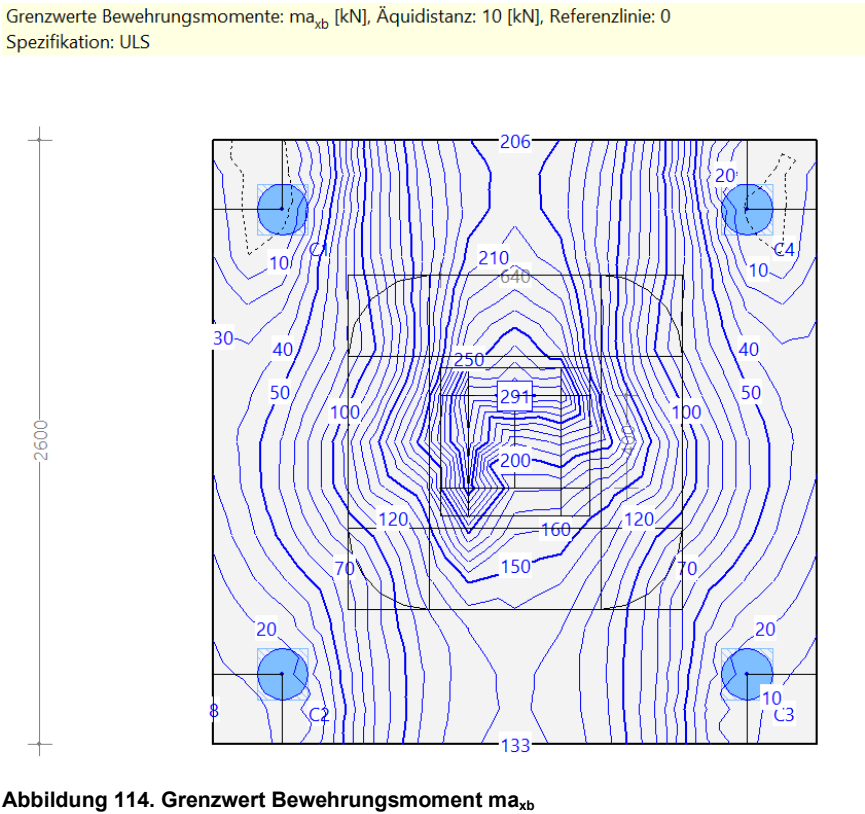
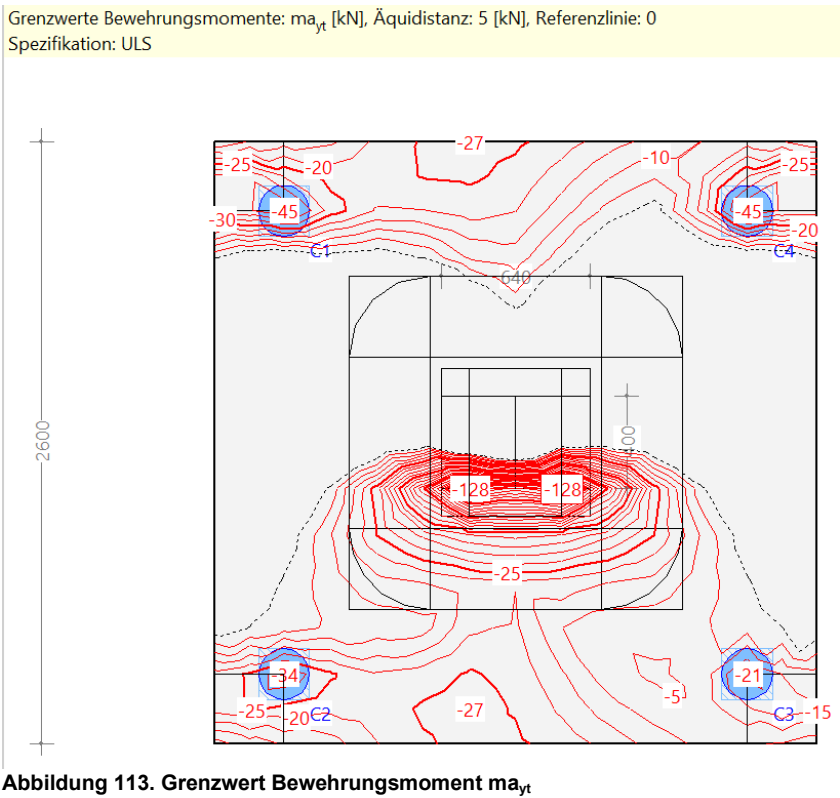


Abbildung 112. Grenzwert Bewehrungsmoment $m_{a,xt}$



Grenzwerte Bewehrungsmomente: $m_{y,b}$ [kN], Äquidistanz: 20 [kN], Referenzlinie: 0
 Spezifikation: ULS

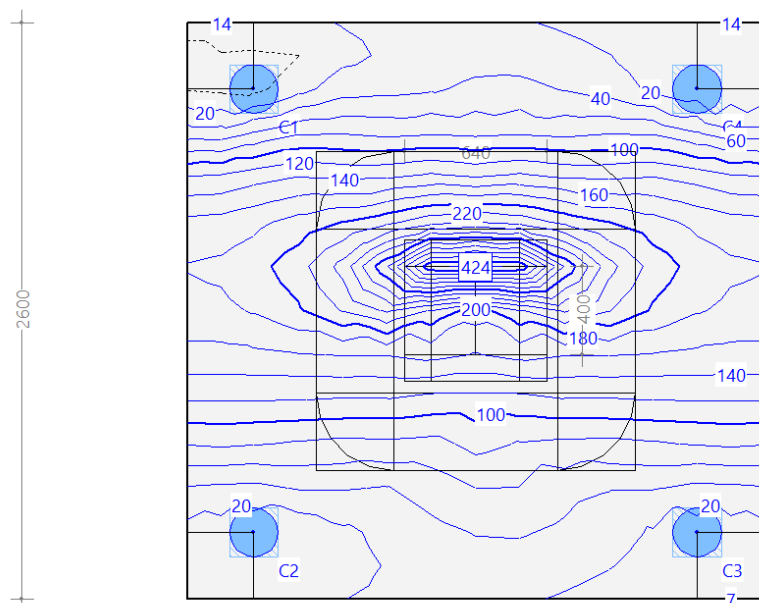


Abbildung 115. Grenzwert Bewehrungsmoment $m_{y,b}$

6.2.3 Bemessung Standardfundament mit Mikropfählen

Auf den folgenden Seiten ist die statisch erforderliche Biege- und Schubbewehrung angegeben.

Es wird eine Grundbewehrung von oben und unten, kreuzweise $\Phi 18/150$ mm gewählt. Einige Bereiche werden mit einer grösseren Bewehrung bewehrt. Die Bewehrungsskizzen sind im Kap. 6.2.5 dargestellt.

Biegebemessung

Es ist zu beachten, dass die Biegebewehrung das Maximum aus der Biegebemessung, der Rissbreitenbeschränkung abdecken muss.

Auf den folgenden Seiten sind nachstehend genannte Resultate der Berechnung des FE-Systems als Ergebnisplots ausgegeben:

Untere und obere Bewehrung in lokaler X-Richtung: $a_{x,b}$; $a_{x,t}$

Untere und obere Bewehrung in lokaler Y-Richtung: $a_{y,b}$; $a_{y,t}$

Bewehrungsquerschnitte: a_{xt} [cm^2/m]

Äquidistanz: 0.500 [cm^2/m], Referenzlinie: 0.000

Bemessungsspezifikation: BSpec1, $A_{s\text{-tot}}(a_{xt})=0.0077\text{m}^3$

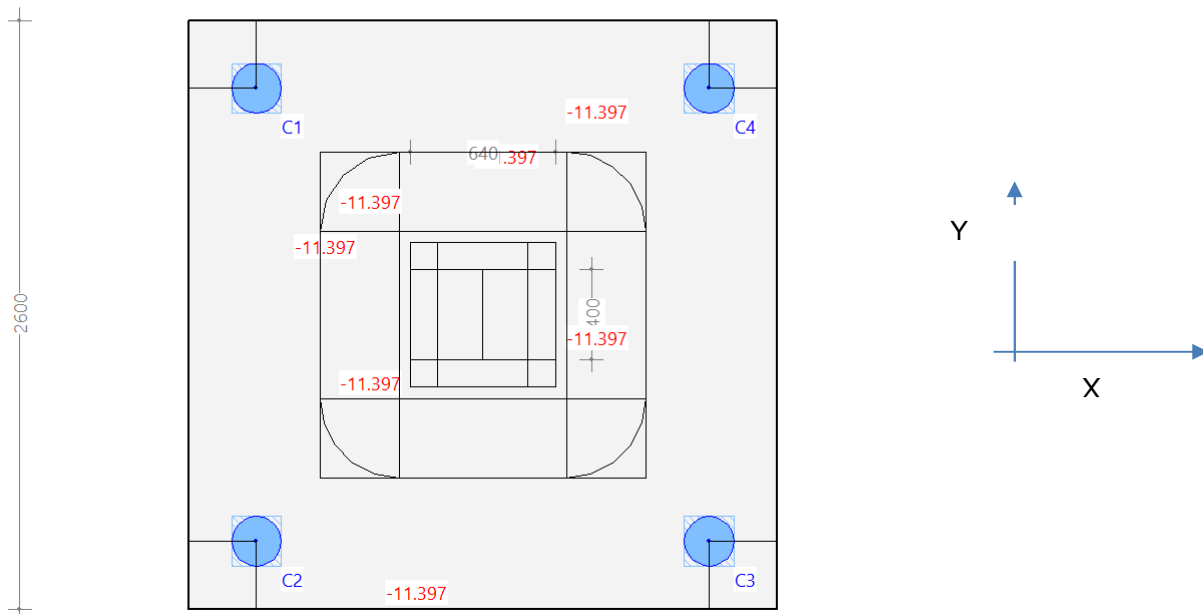


Abbildung 116. obere Bewehrung in X-Richtung Bewehrung a_{xt}

Bewehrungsquerschnitte: a_{yt} [cm²/m]
 Äquidistanz: 0.500 [cm²/m], Referenzlinie: 0.000
 Bemessungsspezifikation: BSpec1, $A_{s-tot}(a_{yt})=0.0077\text{m}^3$ ()

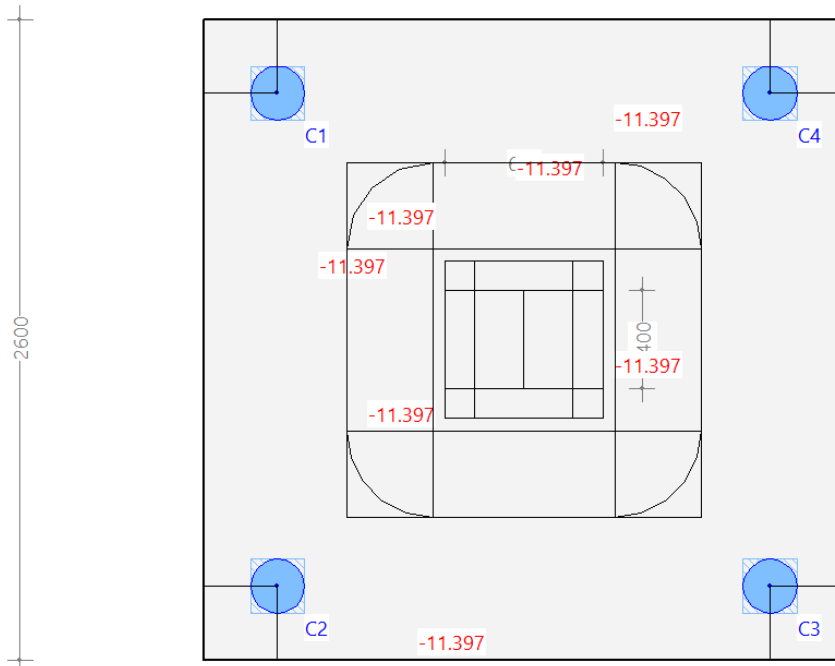


Abbildung 117. obere Bewehrung in Y-Richtung Bewehrung a_{yt}

Bewehrungsquerschnitte: a_{xb} [cm²/m]
 Äquidistanz: 0.500 [cm²/m], Referenzlinie: 0.000
 Bemessungsspezifikation: BSpec1, $A_{s-tot}(a_{xb})=0.0077\text{m}^3$ ()

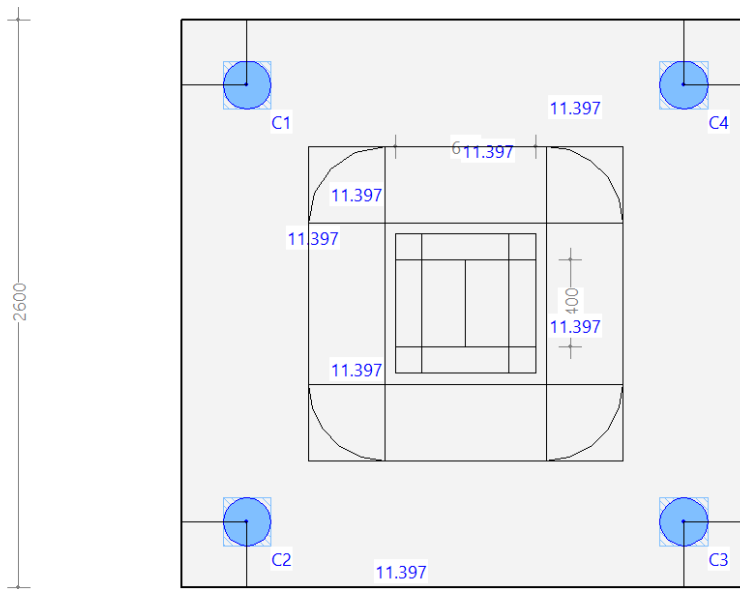


Abbildung 118. Untere Bewehrung in X-Richtung Bewehrung a_{xb}

Bewehrungsquerschnitte: a_{yb} [cm²/m]
Äquidistanz: 0.500 [cm²/m], Referenzlinie: 0.000
Bemessungsspezifikation: BSpec1, $As_{-tot}(a_{yb})=0.0077m^3$

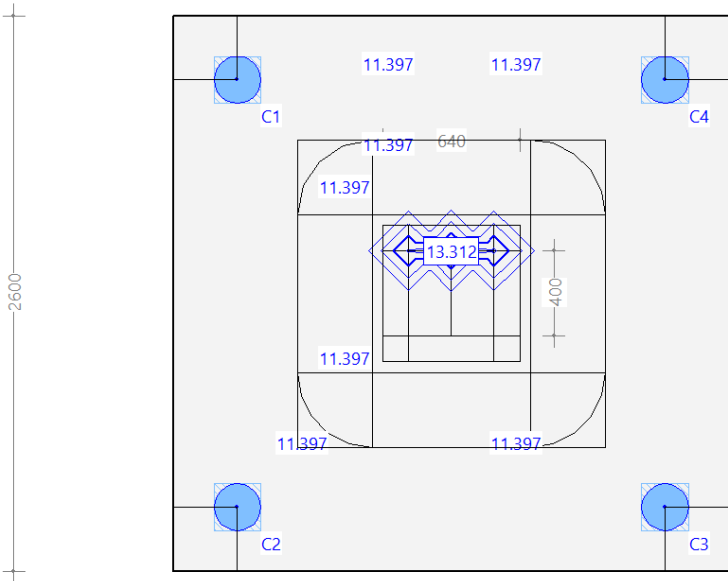


Abbildung 119. Untere Bewehrung in Y-Richtung Bewehrung a_{yb}

6.2.4 Bemessung Querkraft und Durchstanzen, Standardfundament mit Mikropfählen

Querkraftnachweis:

SIA 262:2013			
4.3.3.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung			
Beton			
		C30/37	
Schubfestigkeit	τ_{cd}	1.1	N/mm ²
Grösstkorn der Gesteinskörnung	D_{max}	32	mm
Betonstahl			
Festigkeit	f_{sd}	435	N/mm ²
E-Modul	E_s	205	kN/mm ²
Geometrie			
Höhe	h	800	mm
Statische Höhe	d	734	mm
Wirksame statische Höhe	d_v	734	mm
Bemessungswert des Biegemoments pro Längeneinheit	m_d	1	kNm/m
Vereinfachung mit 1			
Bemessungswert des Biegegewiderstands pro Längeneinheit	m_{Rd}	1	kNm/m
Vereinfachung mit 1			
Dehnung	$\varepsilon_v = \frac{f_{sd}}{E_s} \frac{m_d}{m_{Rd}}$	ε_v	0.0021
Biegebewehrung im elastischen Zustand			
$k_g = \frac{48}{16 + D_{max}}$	k_g	1	
$k_d = \frac{1}{1 + \varepsilon_v d k_g}$	k_d	0.39	
Schubwiderstand	v_{Rd}	315.7	kN/m

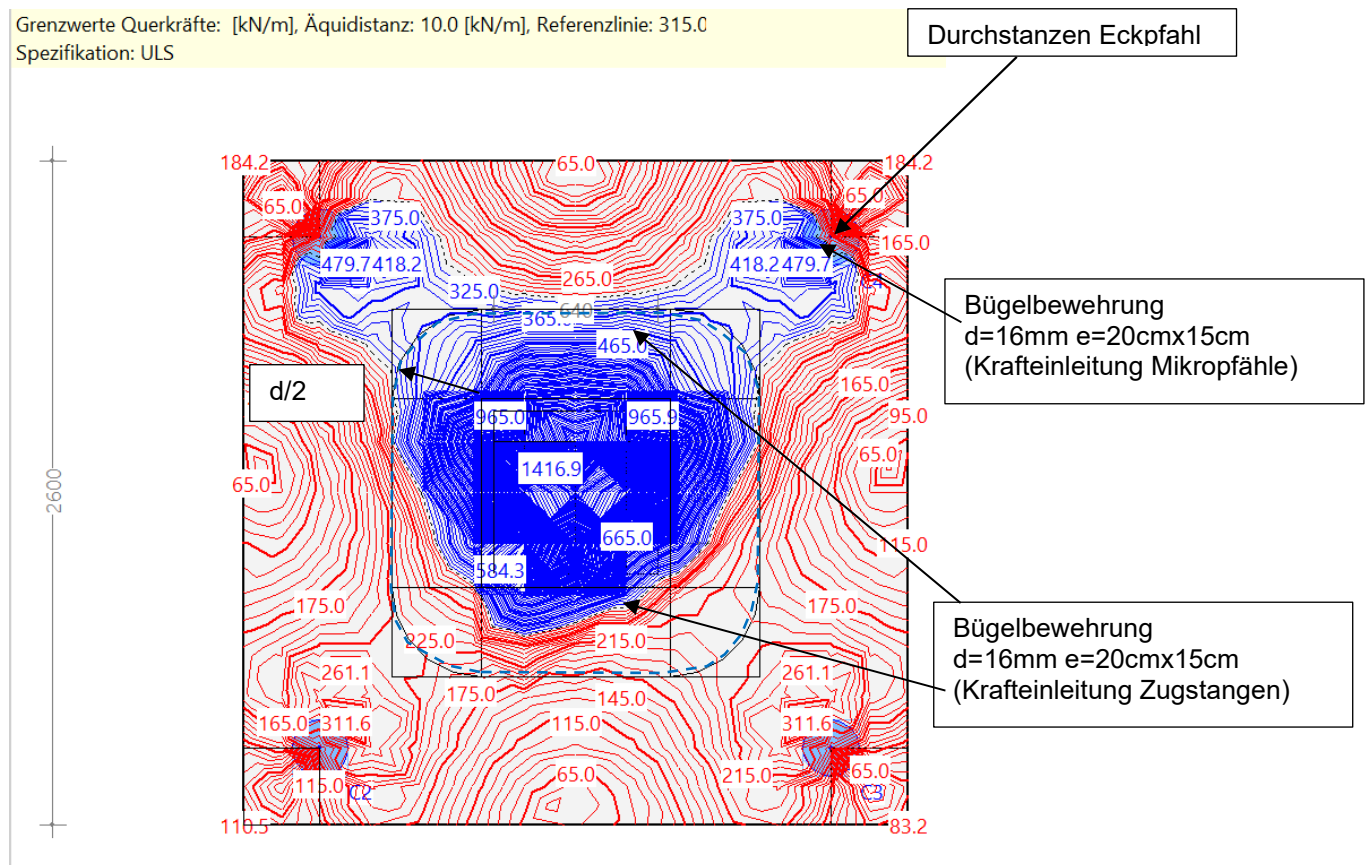


Abbildung 120. Einzelfundament H=80cm, Grenzwerte Querkraft mit Referenzlinie, rote Zone ≤ 315 kN/m

In der Krafteinleitungszone (Blau) der Perronstütze (Bild oben Mitte) braucht es zur Krafteinleitung der Verankerungsstangen Bewehrungsbügel. Das Durchstanzen der Eckpfähle wird auf der nächsten Seite geprüft.

Für die Krafteinleitung der Zugstangen und der Mikropfähle braucht es eine Bügelbewehrung von $d=16$ mm $e=20$ cm x 15 cm.

Rückverankerung Mikropfahl, $A_{serf}=431 \text{ kN}/435 \text{ N/mm}^2=990 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{min. } 6\varnothing 16 \text{ mm } A_{serf}=1205 \text{ mm}^2/\text{Mikropfahl}$

Rückverankerung pro Zugstange, $A_{serf}=216 \text{ kN}/435 \text{ N/mm}^2=496 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{min. } 4\varnothing 16 \text{ mm } A_{serf}=802 \text{ mm}^2/\text{Zugstange}$

Durchstanzen Eckpfahl

Eingabewerte		Berechnungsgrundlage: Schweiz, SIA262-2013 - (d)	
Durchstanzlast:		R_d	= 431 kN ($k_e = 0.65$)
Einwirkungen innerh. Nachweisschnitte ($g_d = 27 \text{ kN/m}^2$; $q_d = 0 \text{ kN/m}^2$):		ΔV_d	= 12 kN ($\Delta V_{d,ua} = 30 \text{ kN}$)
Berechnungswert der Durchstanzlast:		V_d	= 418 kN ($V_{d,ua} = 401 \text{ kN}$)
Plattenstärke ($c_o = 25 \text{ mm}$; $c_u = 25 \text{ mm}$):		h	= 800 mm
Bewehrung x (2. od. 3. Lage):		p_x	= 0.23 % ($A_{sx} = 10.35 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Bewehrung y (1. od. 4. Lage):		p_y	= 0.23 % ($A_{sy} = 10.35 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Mittlere statische Höhe:		d	= 450 mm ($d_v = 450 \text{ mm}$)
Stützenabmessung:		a / b	= 300 / 300 mm
Randabstand:		r_a / r_b	= 150 / 150 mm
Max. Spannweite ($b_{sx} = 630 \text{ mm}$; $b_{sy} = 630 \text{ mm}$):		l_x / l_y	= 2000 / 2000 mm
Länge des Nachweisschnittes:		u	= 815 mm ($u_a = 1538 \text{ mm}$)
Biegebiegezugspannung in den Stützstreifen:		$m R_{d,x} / y$	= 197 / 197 kNm/m
Beton Schubspannungsgrenze ($D_{max} = 32 \text{ mm}$):		τ_{cd}	= 1.10 N/mm ² (C30/37)
Resultate ohne Iteration			
Mittelwert der Biegemomente in den Stützstreifen (Näherungsstufe 2):		$m s_{d,x} / y$	= 243 / 243 kNm/m
Plattenrotation:		ψ_x / ψ_y	= 4.2 / 4.2 ‰
Beiwert zur Bestimmung des Durchstanzwiderstandes von Platten:		k_r	= 1.26
Durchstanzwiderstand der Platte (OHNE Durchstanzsystem):		$V_{Rd,c}$	= 508 kN
Resultate gerechnet mit Iteration			
Durchstanzwid. der Platte (OHNE Durchstanzsystem):		$V_{Rd,c}$	= 469 kN $\geq V_d$ ($\psi = 5.0 \text{ ‰}$)

Es braucht kein Durchstanzsystem
 Bitte beachten Sie, dass das Verformungsvermögen der Platte nicht ausreicht, $\psi = 0.0050 < 0.02$
 Beachten Sie den Artikel 4.3.6.1.2 der Norm SIA 262 (2013)

Die obere und untere Biegebewehrung senkrecht zum Rand muss gut verankert sein

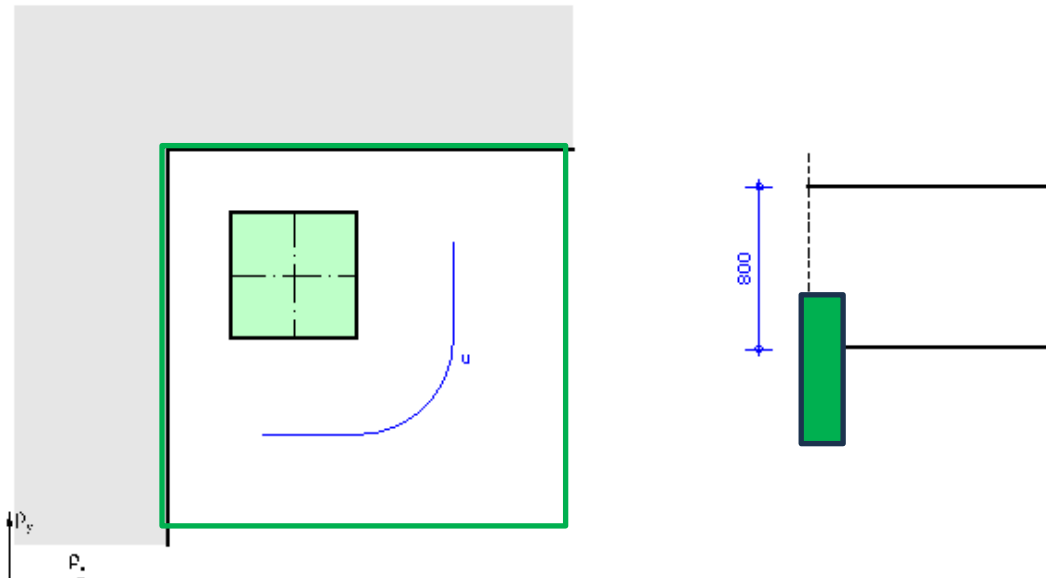


Abbildung 121: Durchstanzen Mikropfahl in den Ecken

Beim Durchstanznachweis beim Eckpfahl wird die Plattenstärke zwischen OK. Stahlplatte Mikropfahl und OK. Fundament berücksichtigt.

Für die Krafteinleitung der Mikropfähle braucht eine Bügelbewehrung von $d=16\text{mm}$ $e=20\text{cm} \times 15\text{cm}$ (ganze Fläche), damit die Kräfte der Mikropfähle mit der Bügelbewehrung rückverankert werden.

6.2.5 Standardfundament mit Mikropfählen, Bewehrungsskizze

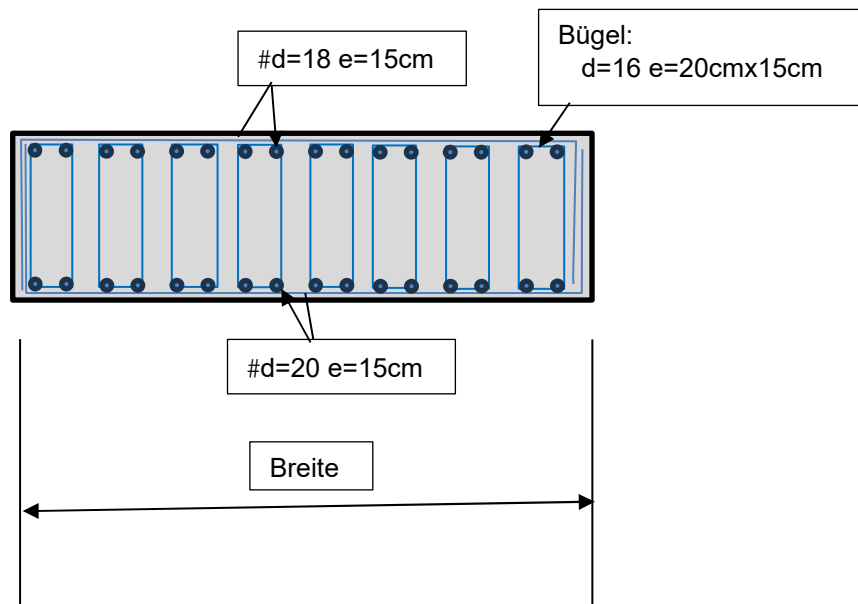


Abbildung 122.Schema Bewehrungsskizze Standard Einzelfundament

6.3 Spezialfall Einzelfundamente mit Mikropfählen (Abmessungen 3.60mx6.10m)

Die Einzelstützen des Perrondaches sind am Fuss auf den Einzelfundamenten eingespannt.

Es gibt drei 3 Spezialfälle mit einem Bankett, welches über die Leitungen gespannt ist. Die Spannweite der Platte beträgt 6.60m.

Für die Berechnung der Spezialfälle wurde der Typ mit der grössten Spannweite ausgewählt. Das Bankett hat eine Abmessung von 6.1mx 3.6m und mit einer Höhe von 80cm.

Das Einzelfundament ist auf Mikropfählen fundiert. Die Fundation besteht aus 4 vertikalen Mikropfählen für die Aufnahme der vertikalen Lasten und 4 geneigte Mikropfählen für die Aufnahme der horizontalen Kräfte.

Auf den folgenden Seiten wird das statische Modell Cedrus mit den Resultaten dargestellt. Die Bemessung der Betonplatte ist im Kapitel 6.3.2ff dargestellt.

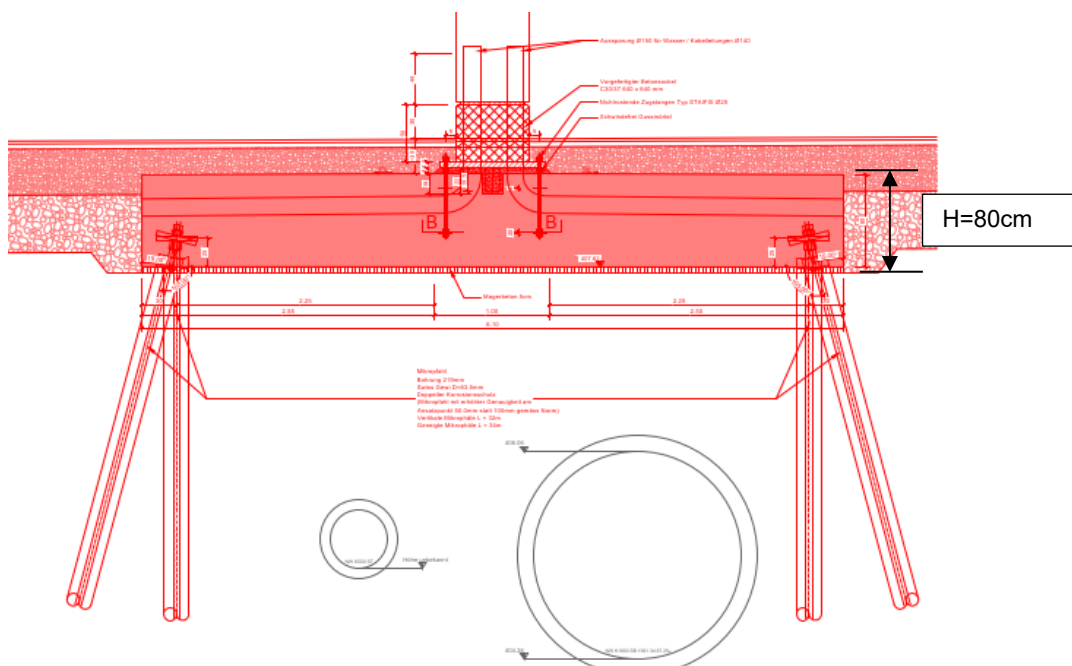


Abbildung 123. Längsschnitt Spezialfall Einzelfundament mit Mikropfählen über Leitungen

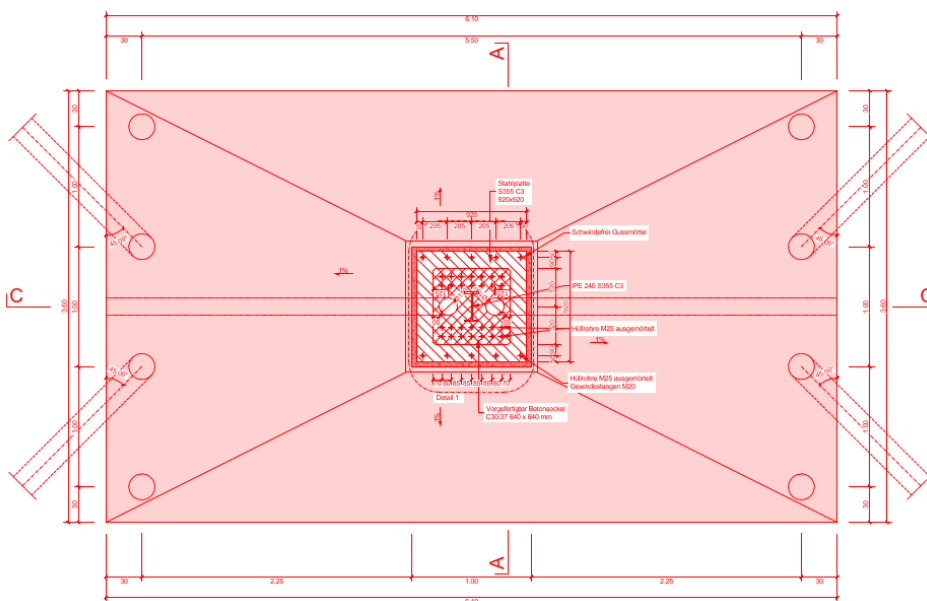


Abbildung 124. Grundriss Einzelfundament mit Mikropfählen

6.3.2 Statisches Modell Einzelfundament mit Mikropfählen

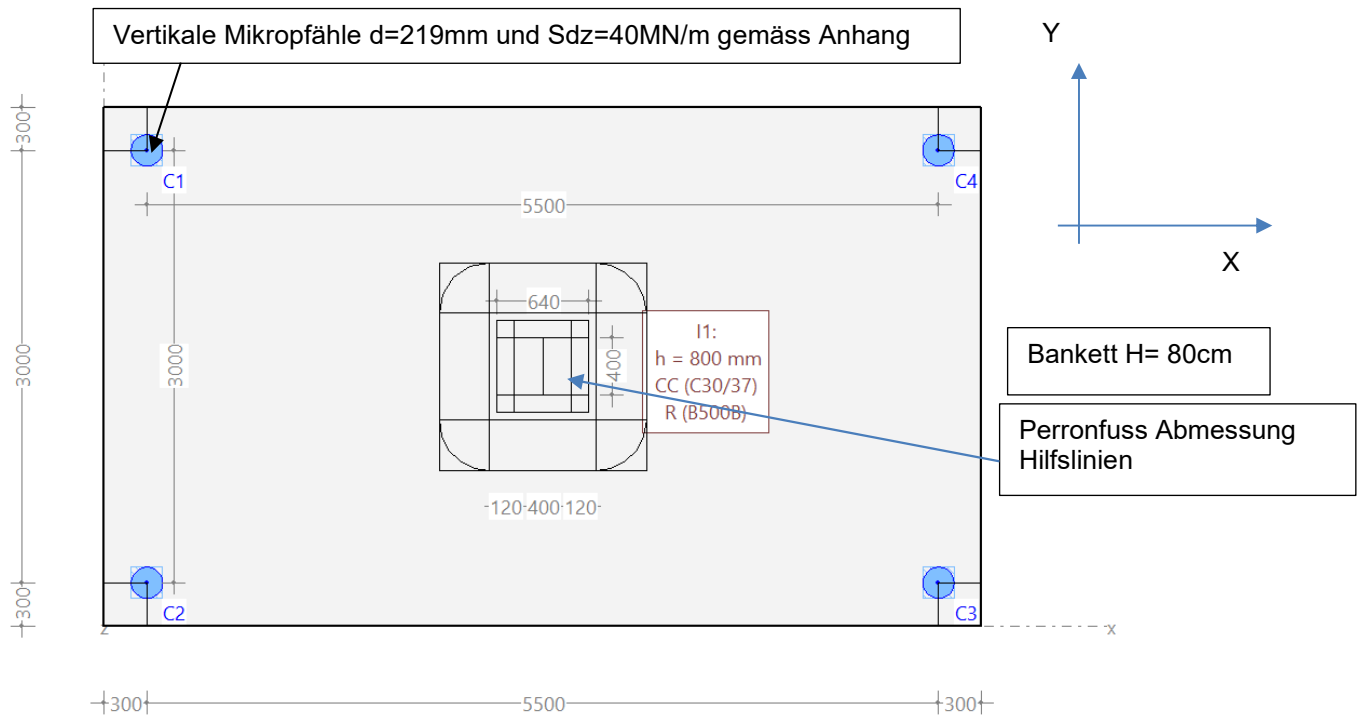


Abbildung 125. Cedrus Modell, PC-Input

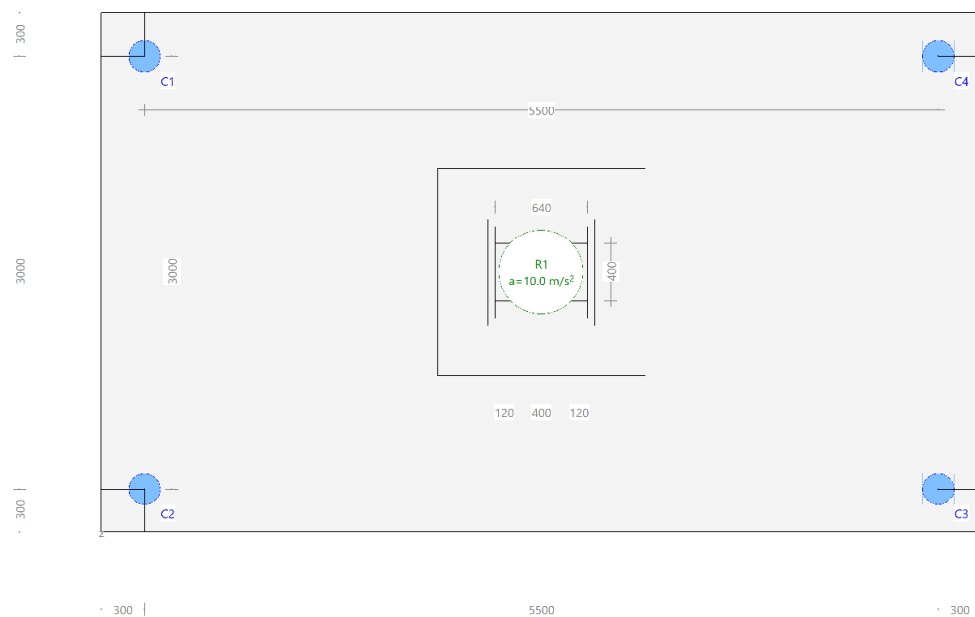


Abbildung 126. Belastung EG-Eigengewicht

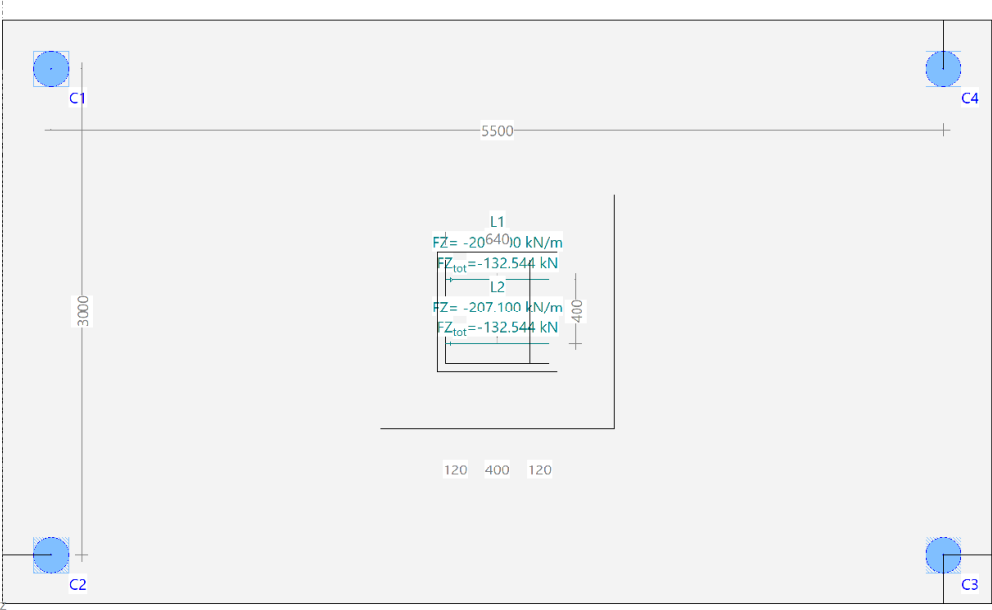


Abbildung 127. Belastung Eigengewicht Perron



Abbildung 128. Belastung Auflast

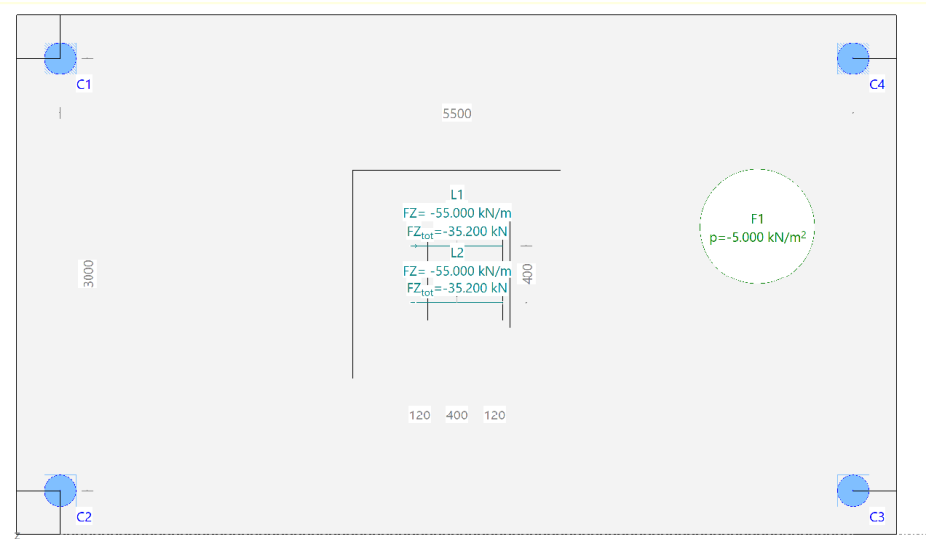


Abbildung 129. Belastung Nutzlast

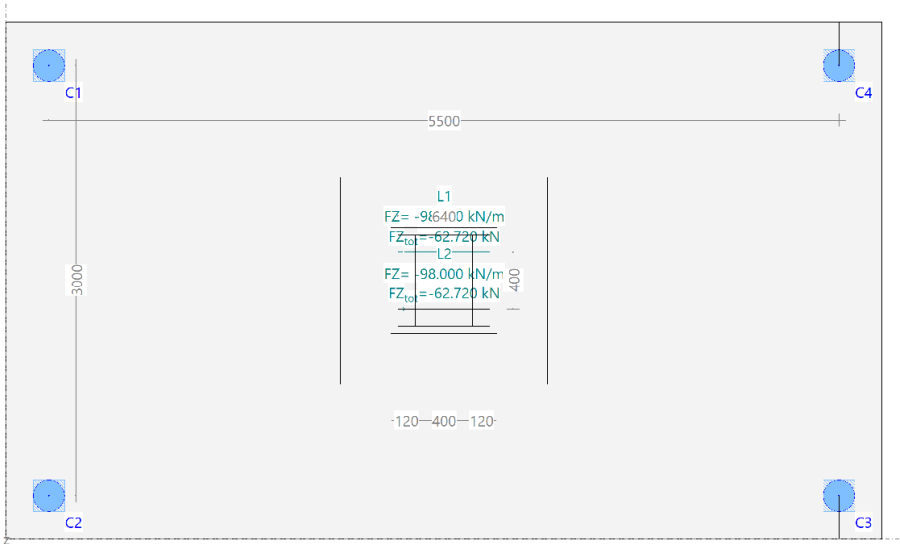


Abbildung 130. Belastung Schnee

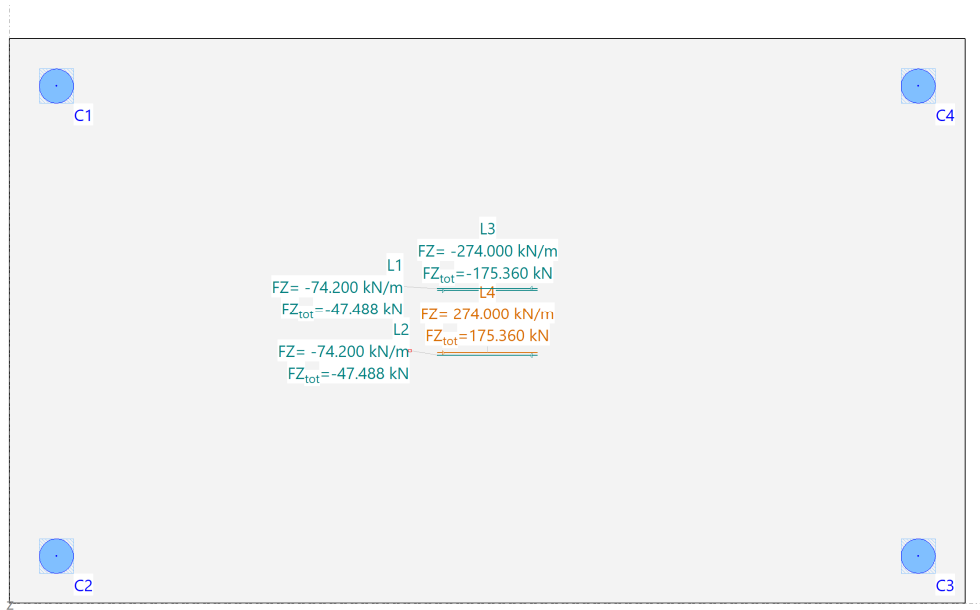


Abbildung 131. Belastung Schnee einseitig

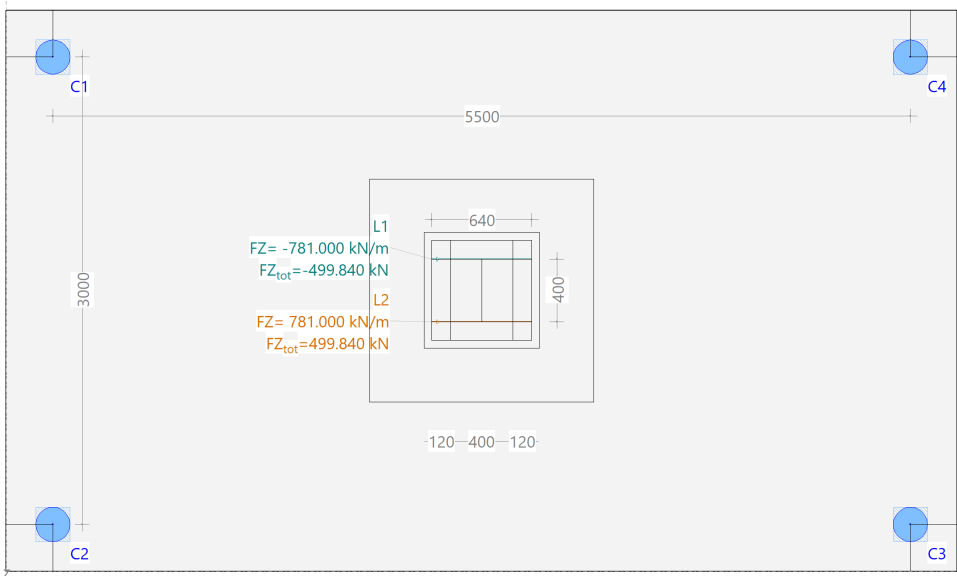


Abbildung 132. Belastung Wind

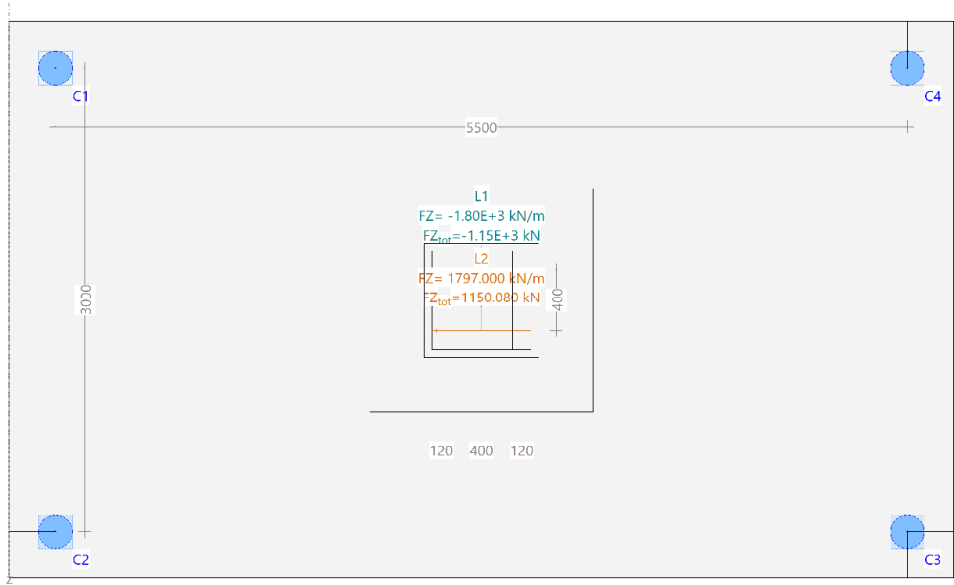


Abbildung 133. Erdbeben Y

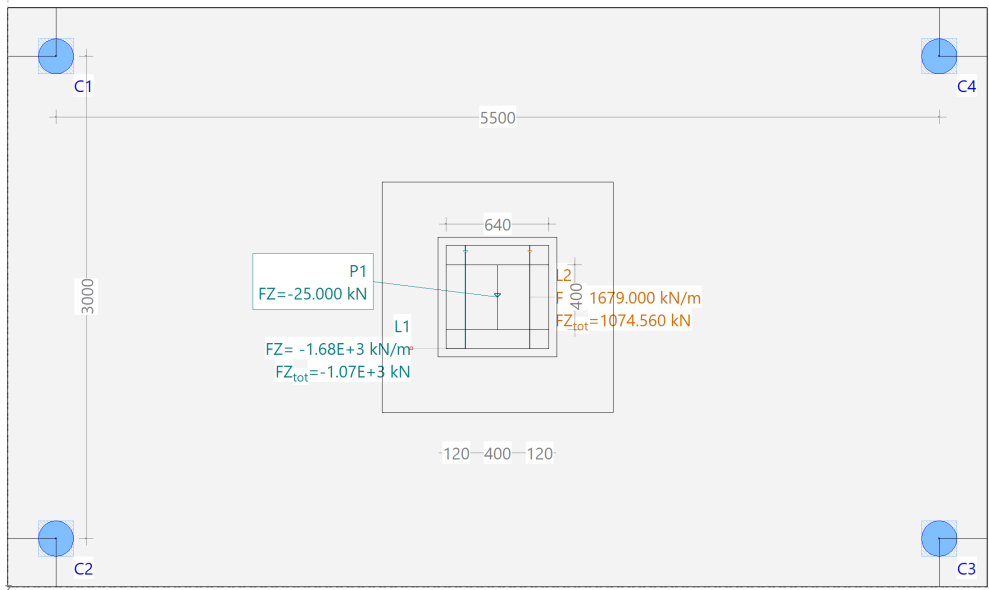


Abbildung 134. Erdbeben X

6.3.3 Schnittkräfte Bemessungsniveau Einzelfundament mit Mikropfählen

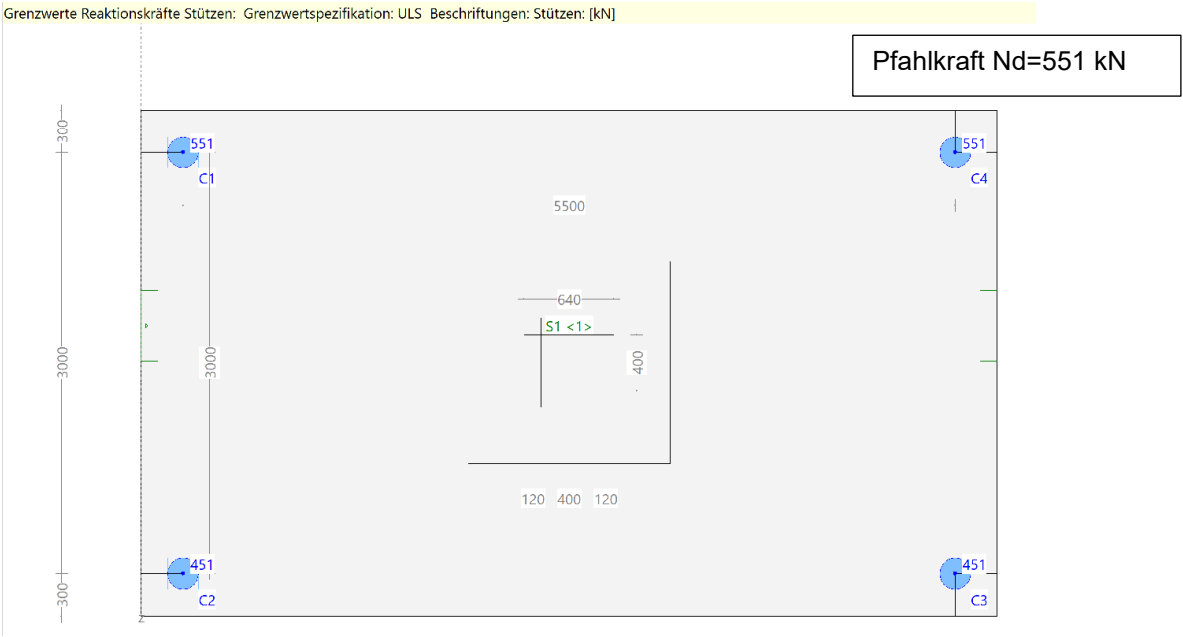


Abbildung 135. Auflagerreaktionen Bemessungsniveau

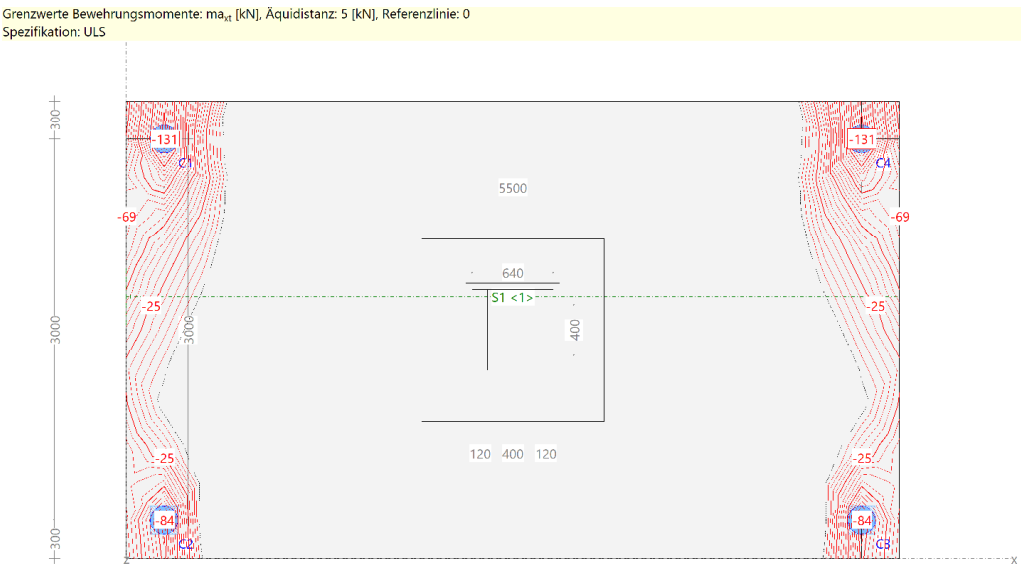


Abbildung 136. Grenzwert Bewehrungsmoment $m_{x,t}$

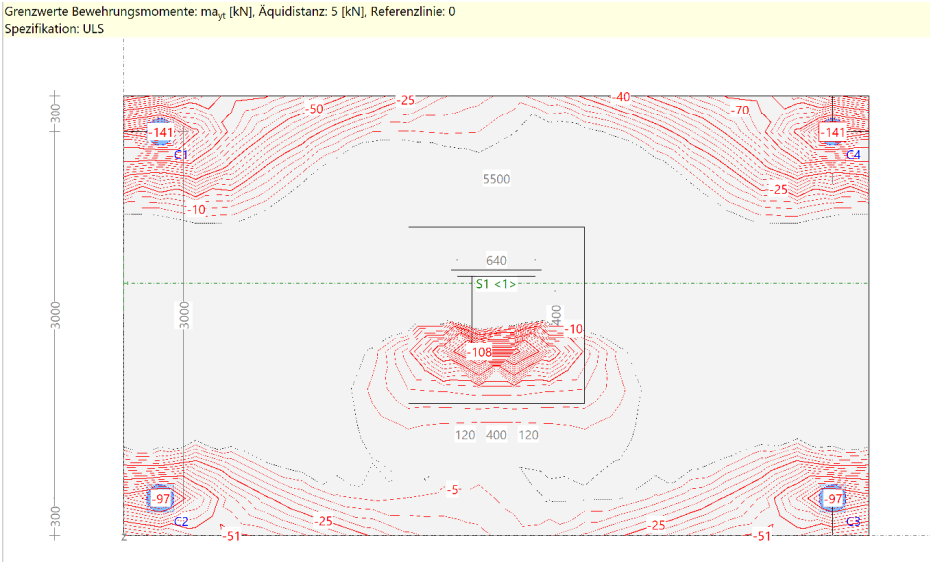


Abbildung 137. Grenzwert Bewehrungsmoment $m_{y,t}$

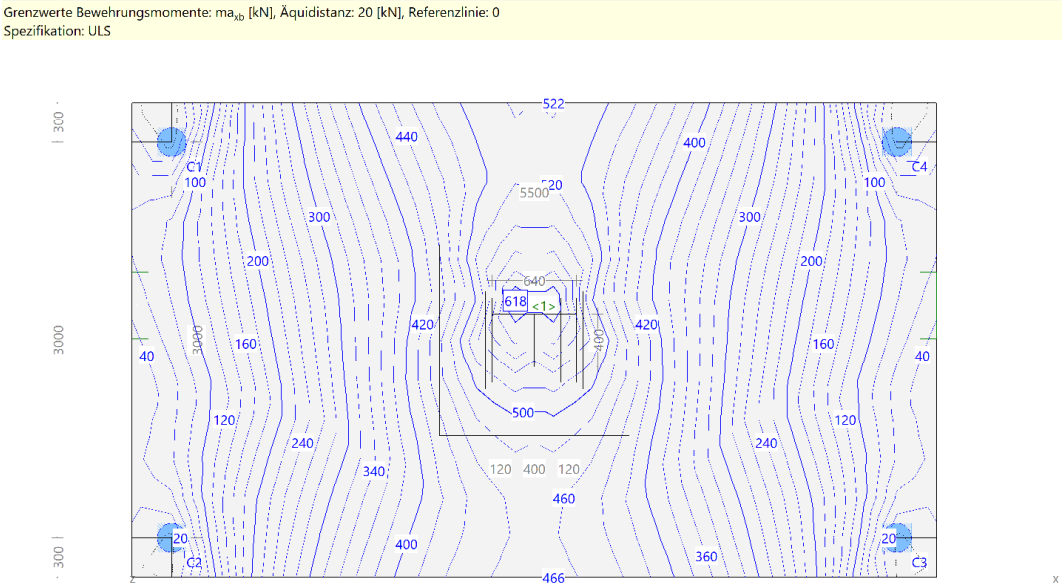
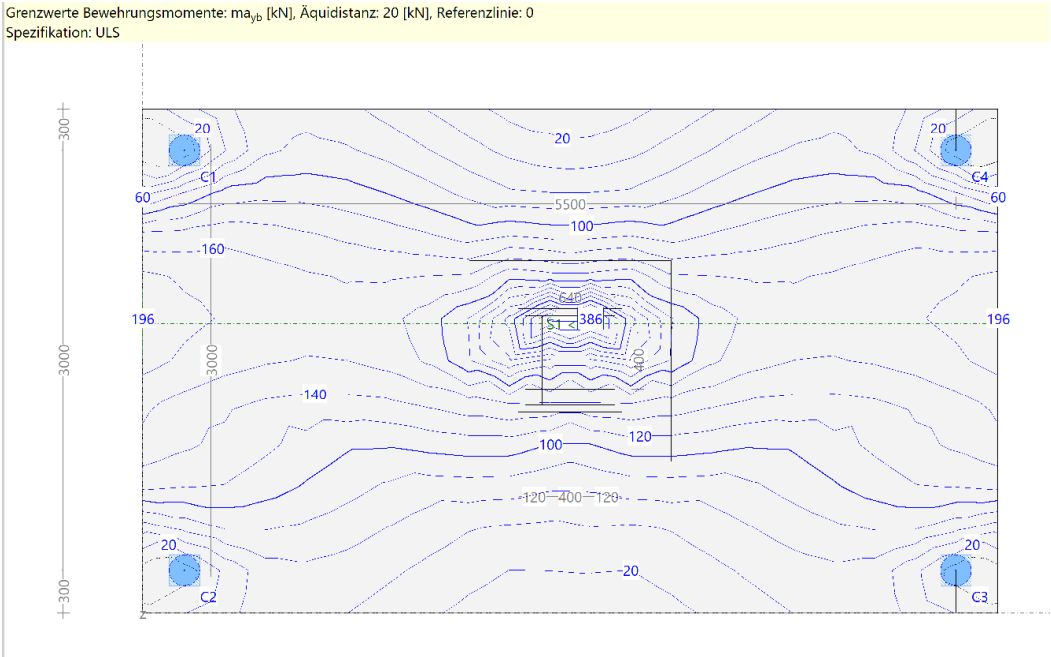


Abbildung 138. Grenzwert Bewehrungsmoment $m_{x,b}$



6.3.4 Bemessung Einzelfundament mit Mikropfählen

Auf den folgenden Seiten ist die statisch erforderliche Biege- und Schubbewehrung angegeben.

Es wird eine Grundbewehrung von oben und unten, kreuzweise $\Phi 18/150$ mm gewählt. Einige Bereiche werden mit einer grösseren Bewehrung bewehrt. Die Bewehrungsskizzen sind im Kap. 6.3.6 dargestellt.

Biegebemessung

Es ist zu beachten, dass die Biegebewehrung das Maximum aus der Biegebemessung, der Rissbreitenbeschränkung abdecken muss.

Auf den folgenden Seiten sind nachstehend genannte Resultate der Berechnung des FE-Systems als Ergebnis-plots ausgegeben:

Untere und obere Bewehrung in lokaler X-Richtung: $a_{x,b}$; $a_{x,t}$

Untere und obere Bewehrung in lokaler Y-Richtung: $a_{y,b}$; $a_{y,t}$

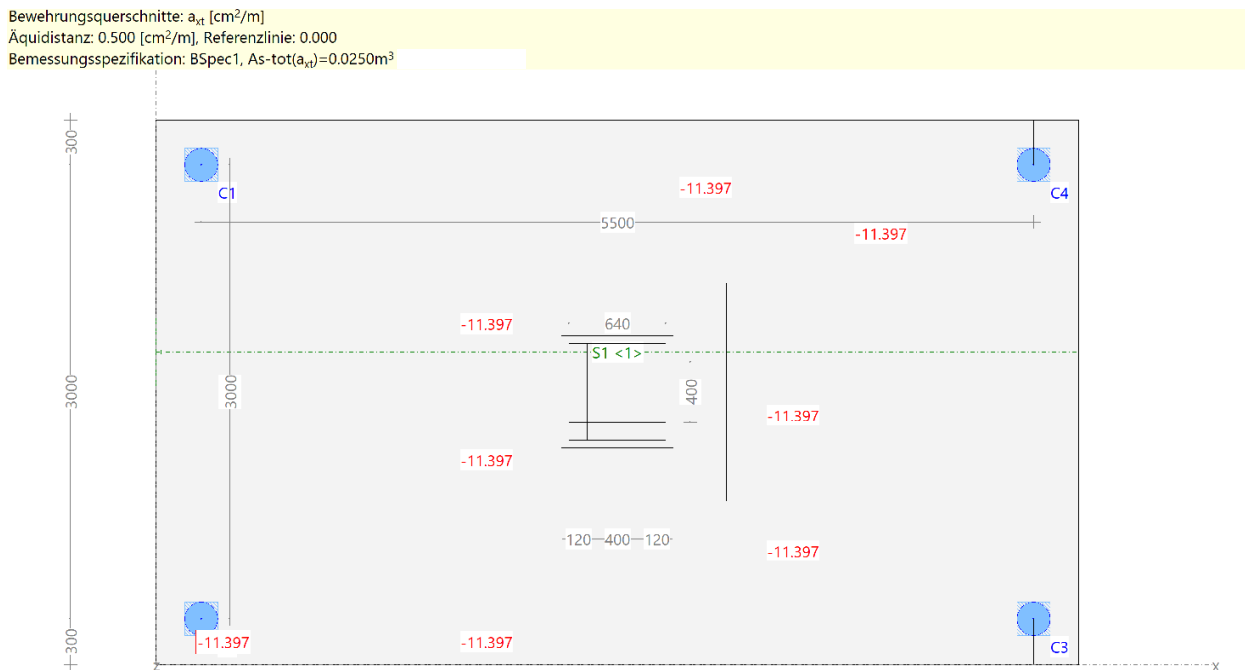


Abbildung 140. obere Bewehrung in X-Richtung Bewehrung a_{xt}

Bewehrungsquerschnitte: a_{yt} [cm²/m]
Äquidistanz: 0.500 [cm²/m], Referenzlinie: 0.000
Bemessungsspezifikation: BSpec1, As-tot(a_{yt})=0.0250m³ (

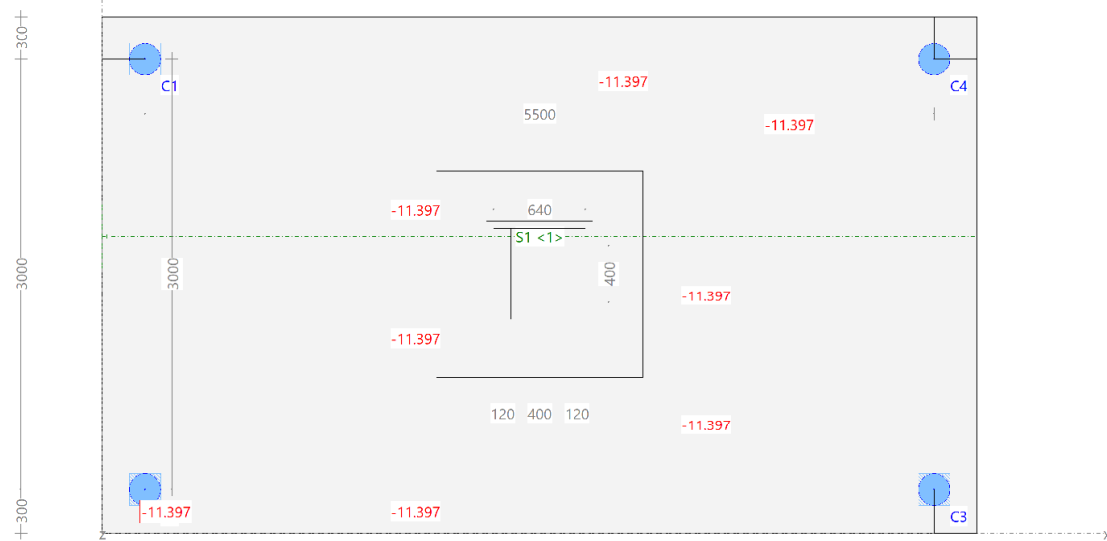


Abbildung 141. obere Bewehrung in Y-Richtung Bewehrung a_{yt}

Bewehrungsquerschnitte: a_{xb} [cm²/m]
Äquidistanz: 1.000 [cm²/m], Referenzlinie: 0.000
Bemessungsspezifikation: BSpec1, As-tot(a_{xb})=0.0276m³

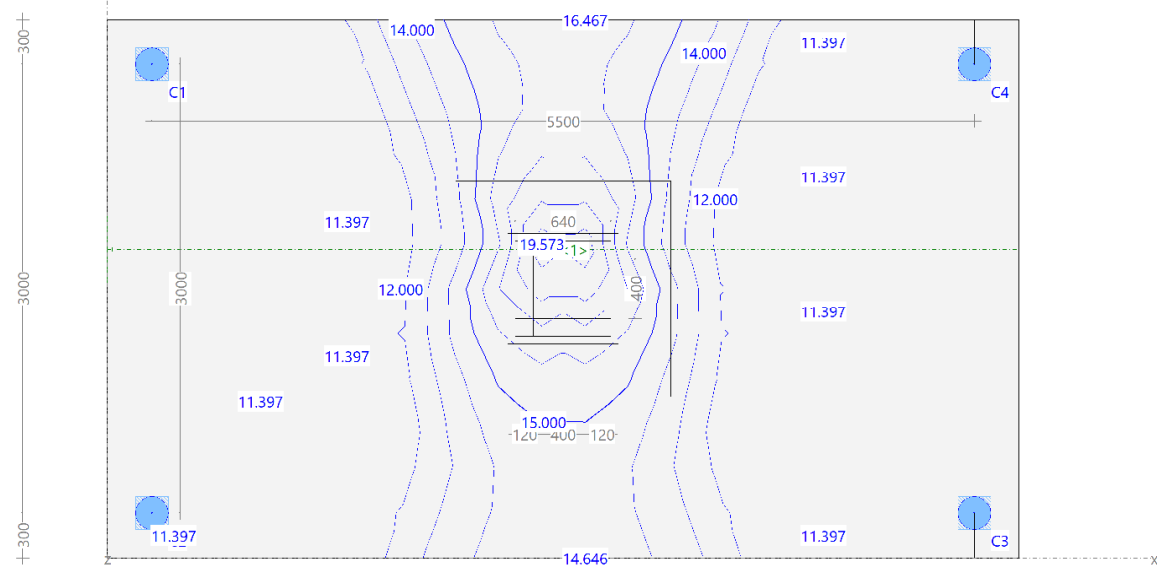


Abbildung 142. Untere Bewehrung in X-Richtung Bewehrung a_{xb}

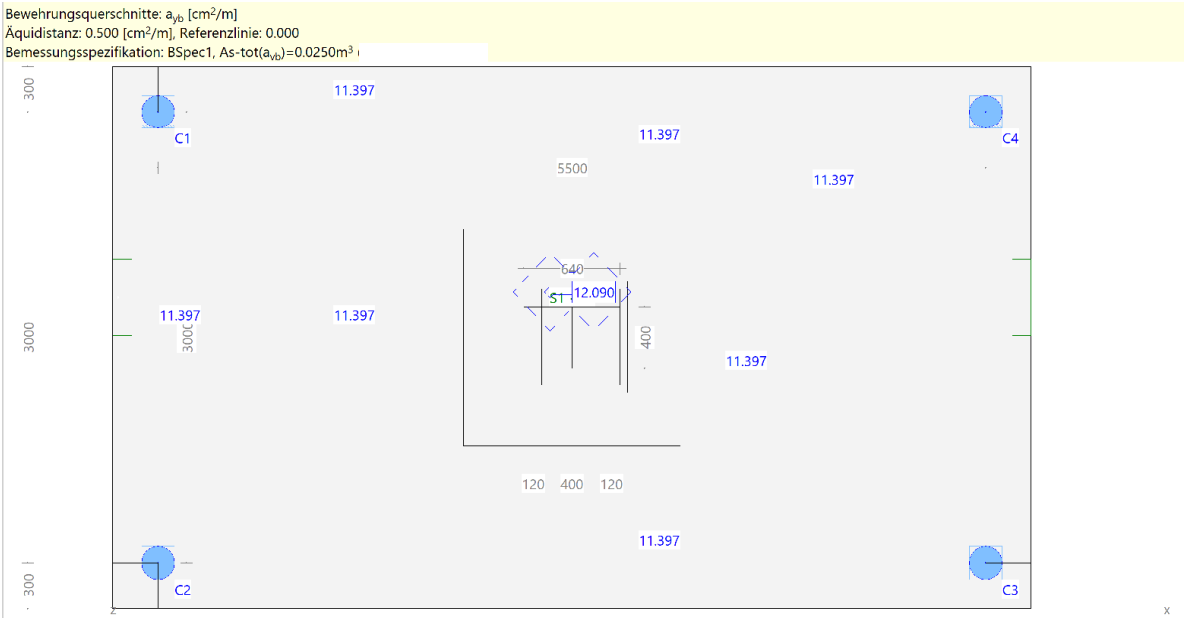


Abbildung 143. Untere Bewehrung in Y-Richtung Bewehrung a_{yb}

6.3.5 Bemessung Querkraft und Durchstanzen, Einzelfundament mit Mikropfählen

Querkraftnachweis:

SIA 262:2013			
4.3.3.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung			
Beton		C30/37	
Schubfestigkeit	τ_{cd}	1.1	N/mm ²
Grösstkorn der Gesteinskörnung	D_{max}	32	mm
Betonstahl			
Festigkeit	f_{sd}	435	N/mm ²
E-Modul	E_s	205	kN/mm ²
Geometrie			
Höhe	h	800	mm
Statische Höhe	d	734	mm
Wirksame statische Höhe	d_v	734	mm
Bemessungswert des Biegemoments pro Längeneinheit	m_d	1	kNm/m
Vereinfachung mit 1			
Bemessungswert des Biegegewiderstands pro Längeneinheit	m_{Rd}	1	kNm/m
Vereinfachung mit 1			
Dehnung $\varepsilon_v = \frac{f_{sd}}{E_s} \frac{m_d}{m_{Rd}}$	ε_v	0.0021	
Biegebewehrung im elastischen Zustand			
$k_g = \frac{48}{16 + D_{max}}$	k_g	1	
$k_d = \frac{1}{1 + \varepsilon_v d k_g}$	k_d	0.39	
Schubwiderstand	v_{Rd}	315.7	kN/m

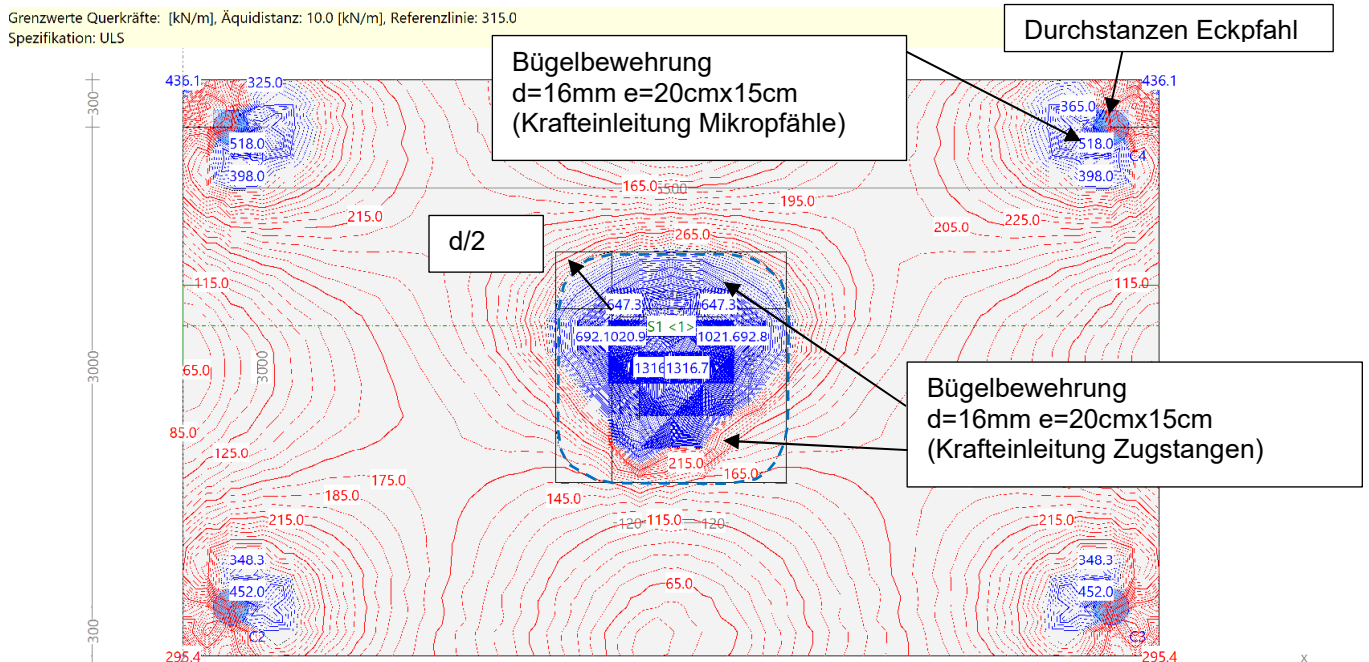


Abbildung 144. Einzelfundament H=80cm, Grenzwerte Querkraft mit Referenzlinie, rote Zone ≤ 315 kN/m

In der Kräfteinleitungszone (Blau) der Perronstütze (Bild oben Mitte) braucht es zur Kräfteinleitung der Verankerungsbügel. Das Durchstanzen der Eckpfähle wird auf der nächsten Seite geprüft.

Für die Kräfteinleitung der Zugstangen braucht es eine Bügelbewehrung von $d=16\text{mm}$ $e=20\text{cm} \times 15\text{cm}$.

Rückverankerung Mikropfahl, $A_{\text{serf}}=550 \text{ kN}/435\text{N/mm}^2=1264\text{mm}^2 \Rightarrow \text{min. } 8\varnothing 16\text{mm}$ $A_{\text{serf}}=1607\text{mm}^2/\text{Mikropfahl}$

Rückverankerung pro Zugstange, $A_{\text{serf}}=216\text{kN}/435\text{N/mm}^2=496\text{mm}^2 \Rightarrow \text{min. } 4\varnothing 16\text{mm}$ $A_{\text{serf}}=802\text{mm}^2/\text{Zugstange}$

Durchstanzen Eckpfahl

Eingabewerte

Durchstanzlast:
 Einwirkungen innerh. Nachweisschnitte ($q_d = 27 \text{ kN/m}^2$; $q_d = 0 \text{ kN/m}^2$):
 Berechnungswert der Durchstanzlast:
 Plattenstärke ($c_o = 25 \text{ mm}$; $c_u = 25 \text{ mm}$):
 Bewehrung x (2. od. 3. Lage):
 Bewehrung y (1. od. 4. Lage):
 Mittlere statische Höhe:
 Stützenabmessung:
 Randabstand:
 Max. Spannweite ($b_{sx} = 900 \text{ mm}$; $b_{sy} = 900 \text{ mm}$):
 Länge des Nachweisschnittes:
 Biegesteifigkeit in den Stützstreifen:
 Beton Schubspannungsgrenze ($D_{max} = 32 \text{ mm}$):

Berechnungsgrundlage: Schweiz, SIA262-2013 - (d)

$R_d = 550 \text{ kN}$ ($k_e = 0.65$)
 $\Delta V_d = 13 \text{ kN}$ ($\Delta V_d, u_a = 34 \text{ kN}$)
 $V_d = 537 \text{ kN}$ ($V_d, u_a = 516 \text{ kN}$)
 $h = 800 \text{ mm}$
 $\rho_x = 0.22 \%$ ($A_{sx} = 11.00 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 $\rho_y = 0.22 \%$ ($A_{sy} = 11.00 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 $d = 500 \text{ mm}$ ($d_v = 500 \text{ mm}$)
 $a / b = 300 / 300 \text{ mm}$
 $r_a / r_b = 150 / 150 \text{ mm}$
 $l_x / l_y = 5500 / 3000 \text{ mm}$
 $u = 840 \text{ mm}$ ($u_a = 1573 \text{ mm}$)
 $m_{Rd, x / y} = 233 / 233 \text{ kNm/m}$
 $\tau_{cd} = 1.10 \text{ N/mm}^2$ (C30/37)

Resultate ohne Iteration

Mittelwert der Biegemomente in den Stützstreifen (Näherungsstufe 2):
 Plattenrotation:
 Beiwert zur Bestimmung des Durchstanzwiderstandes von Platten:
 Durchstanzwiderstand der Platte (OHNE Durchstanzsystem):

$m_{sd, x / y} = 269 / 269 \text{ kNm/m}$
 $\psi_x / \psi_y = 9.5 / 5.2 \%$
 $k_r = 0.77$
 $V_{Rd, c} = 354 \text{ kN}$

Resultate gerechnet mit Iteration

Durchstanzwid. der Platte (OHNE Durchstanzsystem):
 Durchstanzwid. der ersten Druckdiagonalen (MIT ancoPLUS, $k_{sys} = 2.0$):
 Durchstanzwid. innerh. der verstärkten Zone ($\sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$):
 Durchstanzwid. ausserh. der verstärkten Zone ($d_v, u_a = 475 \text{ mm}$):

$V_{Rd, c} = 432 \text{ kN} < V_d$ ($\psi = 6.9 \%$)
 $V_{Rd, c \text{ max}} = 616 \text{ kN} > V_d$ ($\psi = 11.7 \%$)
 $V_{Rd, c+s} = 676 \text{ kN} > V_d$ ($\psi = 13.4 \%$)
 $V_{Rd, c \text{ ua}} = 582 \text{ kN} > V_d, u_a$ ($\psi = 10.7 \%$)

Gewählte Durchstanzelemente:

ancoPLUS

3 x DB2-0745

(1) statisch

Der Abstand vom Stützenrand bis zum ersten Anker kann von 265 mm bis zu 450 mm variieren!
 Die obere und untere Biegebewehrung senkrecht zum Rand muss gut verankert sein

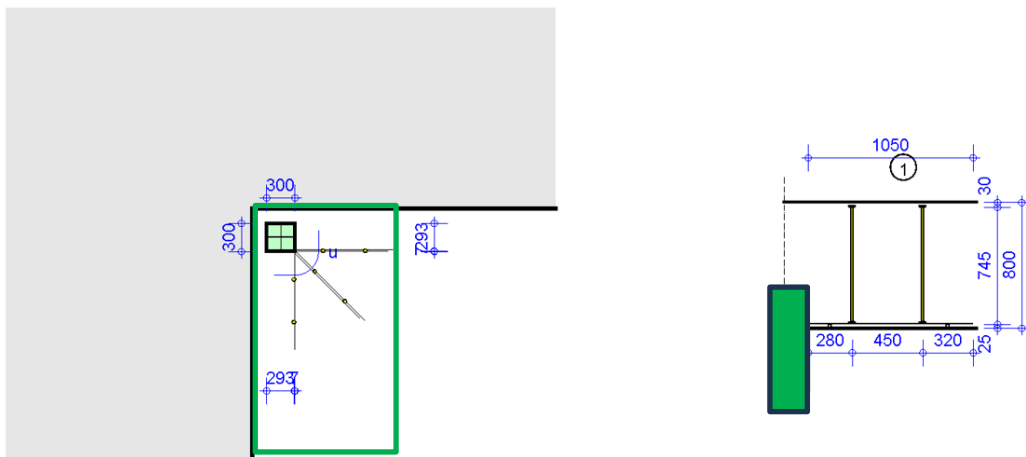


Abbildung 145: Durchstanzen Mikropfahl in den Ecken

Beim Durchstanznachweis beim Eckpfahl wird die Plattenstärke zwischen OK. Stahlplatte Mikropfahl und OK. Fundament berücksichtigt.

Für die Krafteinleitung der Mikropfähle braucht es lokal eine Bügelbewehrung von $d=16 \text{ mm}$ $e=20 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$. (Fläche, grüner Streifen von $b=1.50 \text{ m}$)

6.3.6 Einzelfundament mit Mikropfählen, Bewehrungsskizze

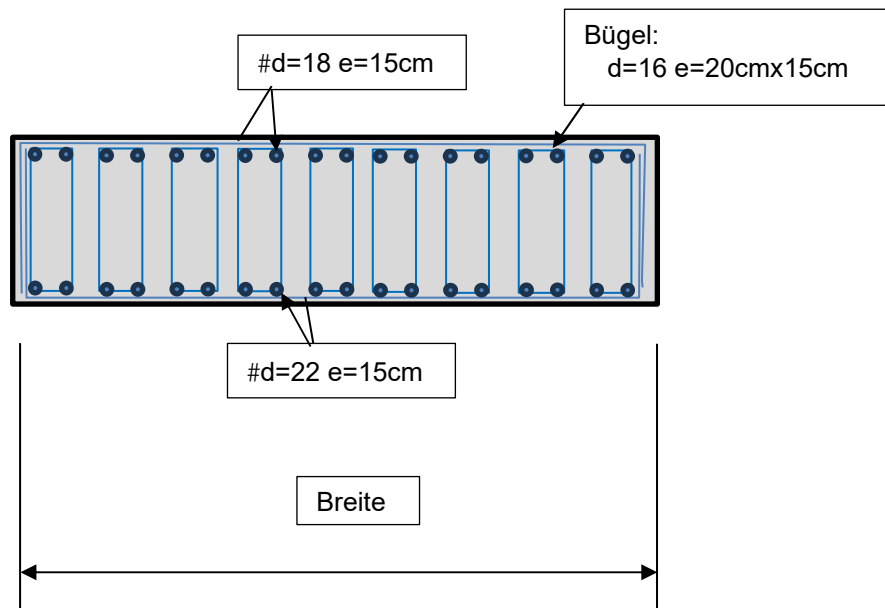


Abbildung 146. Schema Bewehrungsskizze Einzelfundament

6.4 Nachweis Betonfundament – Doppelstützen

Der Nachweis des Betonfundaments der Doppelstütze wird in diesem Dokument nicht geführt, da sich die Träger auf Wänden einer PU befinden. Die benötigten Nachweise wurden in den dazugehörigen PU-Dokumenten berücksichtigt.

6.5 Nachweis Betonfertigteile

Um den Nachweis der Stahlplatte zu führen, werden die Kräfte bis Mitte Stahlplatte berücksichtigt. Das Betonfertigteile wird somit mit demselben Hebelarm nachgewiesen, was konservativ ist. Das massgebende Biegemoment berechnet sich deshalb aus M_x sowie aus dem Anteil der Querkraft, welcher aus einem Hebelarm von 0.24 m resultiert. Schnitte weiter oben im Betonfertigteile werden nicht berücksichtigt. Um den Nachweisschnitt zu modellieren, wird Fagus verwendet. Nachfolgend werden die Resultate für die beiden Stütztypen dokumentiert.

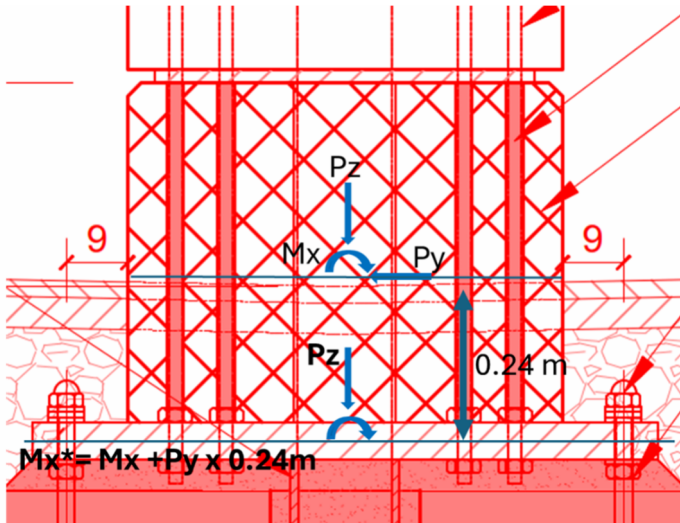


Abbildung 147. Nachweisschnitt - Betonfertigteil mit Angriffspunkt der ermittelten Kräfte

Die massgebende Lastkombinationen am Nachweisschnitt sind in die nachfolgende Tabelle zusammengefasst.

Stütze	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	Massgebende Lastkombination
Einzel	730	469.2	0	14
Einzel	520	132.4	346.4	Erdbeben x + ständige Einwirkungen
Doppel	360	172	0	14
Doppel	245	-27.2	182	Erdbeben x + ständige Einwirkungen

Tabelle 11. Massgebende Lastkombinationen am Nachweisschnitt Betonelement – untere Stahlplatte

Die zusätzliche Normalkraft aufgrund des Eigengewichts des vorgefabrizierten Betonelements wurde vernachlässigt. Es wurden weitere Lastkombinationen im Fagus analysiert, welche aber für die weiteren Berechnungen nicht massgebend sind.

6.5.1 Betonfertigteil unter Einzelstützen

Der Aufbau der Einzelstütze ist doppelsymmetrisch. Nachfolgend werden die wichtigsten Lastkombinationen auf die Einzelstütze angewendet und die zugehörigen Resultate von Fagus dargestellt.

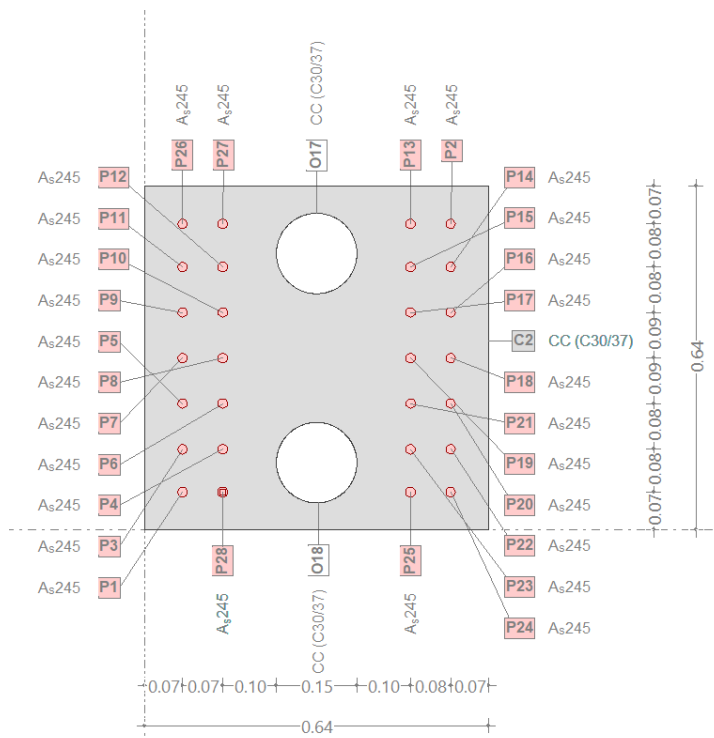


Abbildung 148. Abmessungen des Betonfertigteils im Fagus-Modell

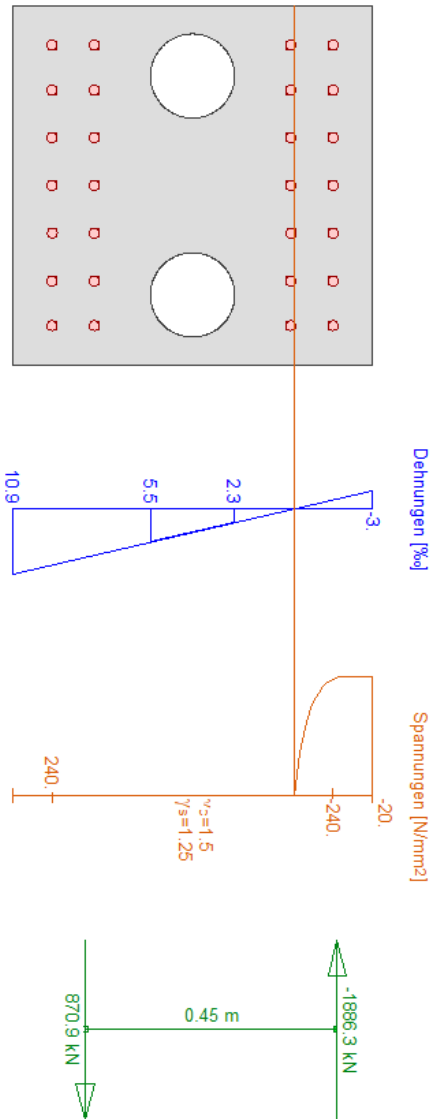


Abbildung 149. Querschnittsgrössen aus Lastkombination 14 ($P_z = 730 \text{ kN}$, $M_y = 469.2 \text{ kNm}$)

Biegenachweis: $0.72 \leq 1$.

Kombination Biegung und Querkraft: $0.72^2 + \left(\frac{110}{975}\right)^2 = 0.69 \leq 1$

Nachweise erfüllt.

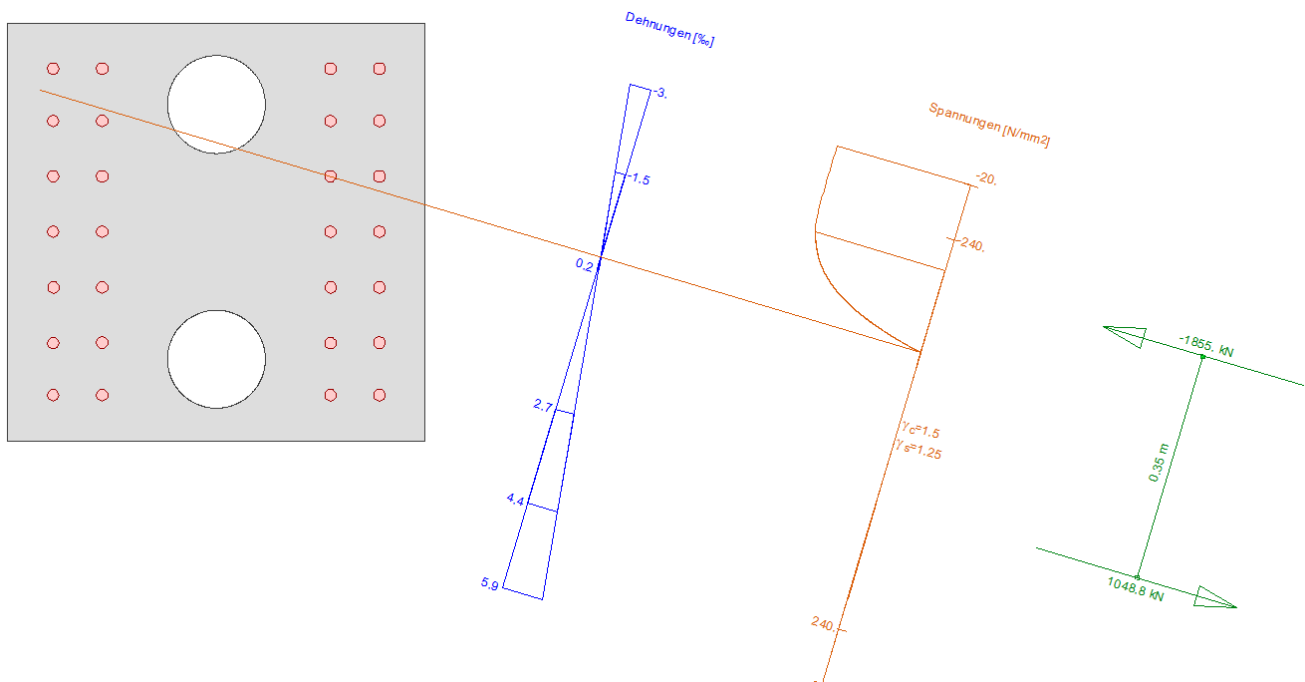


Abbildung 150: Querschnittsgrößen aus Erdbebenfall und ständigen Einwirkungen ($P_z = 520\text{ N}$, $M_y = 132.4\text{ kNm}$, $M_x = 346.4\text{ kNm}$)

Biegenachweis: $0.65 \leq 1$.

Kombination Biegung und Querkraft: $0.65^2 + \left(\frac{110}{975}\right)^2 = 0. \leq 1$

Nachweise erfüllt.

Die Festigkeiten von Beton mit 20 MPa wird unterschritten.

Nachweis Gewindestangen:

$F_{t,max} = 56.4\text{ kN}$

Gewählte Gewindestangen:

M20, $A = 245\text{ mm}^2$, S5.6

$F_{t,Rd} = 75\text{ kN}$

$F_{t,max} = 56.4\text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 75\text{ kN} \rightarrow \text{Ausnutzung } \sim 78\%$

6.5.2 Betonfertigteile unter Doppelstützen

Die Doppelstütze wird in zwei verschiedenen Ausführungen realisiert, entweder als symmetrisches System mit Fahrleitungsmast oder als asymmetrisches System ohne Fahrleitungsmast. Nachfolgend wird jeweils der ungünstigste Fall für die Doppelstütze betrachtet.

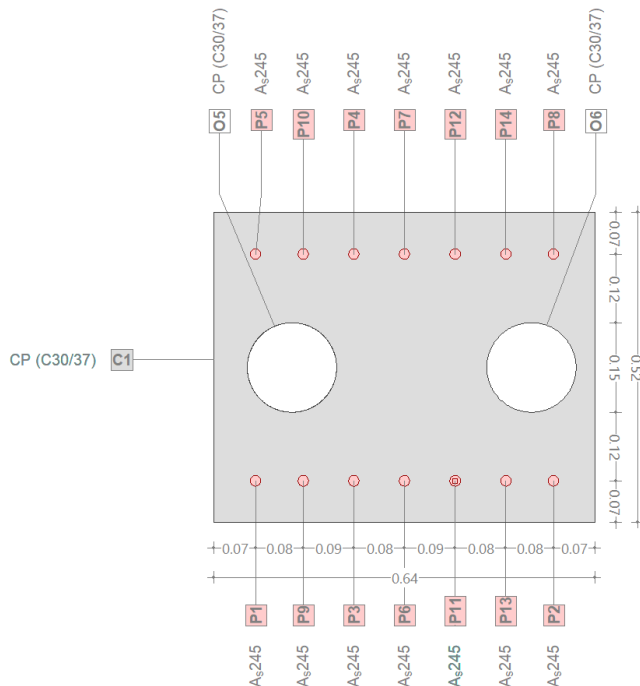


Abbildung 151. Abmessungen des Betonfertigteils im Fagus-Modell

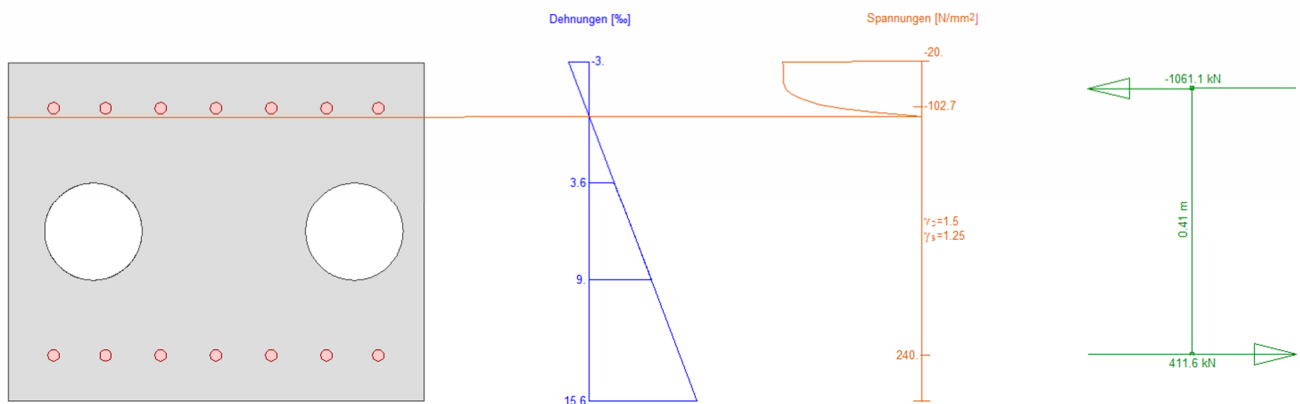


Abbildung 152. Querschnittsgrößen aus Lastkombination 14 ($P_z = 360 \text{ kN}$, $M_y = 172 \text{ kNm}$)

Biegenachweis: $0.55 \leq 1$.

Kombination Biegung und Querkraft: $0.55^2 + \left(\frac{110}{487}\right)^2 = 0.35 \leq 1$

Nachweise erfüllt.

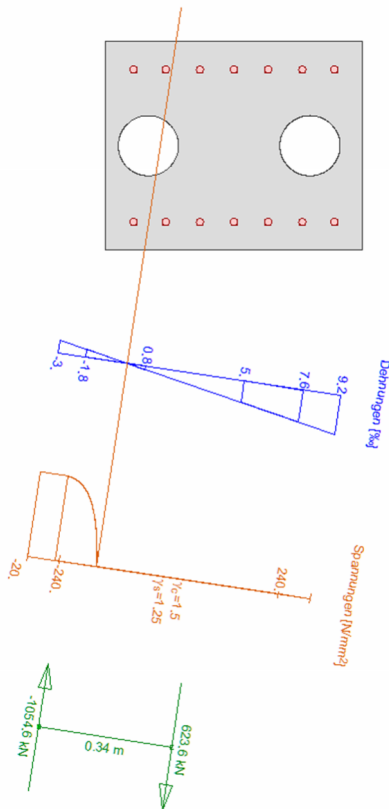


Abbildung 153: Querschnittsgrößen aus Erdbebenfall und ständigen Einwirkungen ($P_z = 245\text{kN}$, $M_y = -27.6\text{ kNm}$, $M_x = 182\text{ kNm}$)

Biegenachweis: $0.57 \leq 1$.

Kombination Biegung und Querkraft: $0.57^2 + \left(\frac{110}{487}\right)^2 = 0.38 \leq 1$

Nachweise erfüllt.

Nachweis Gewindestangen:

$$F_{t,max} = 51.4\text{ kN}$$

Gewählte Gewindestangen:

$$M20, A = 245\text{ mm}^2, S5.6$$

$$F_{t,Rd} = 75\text{ kN}$$

$$F_{t,max} = 51.4\text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 75\text{ kN} \rightarrow \text{Ausnutzung } \sim 78\%$$

6.6 Nachweis Stahlplatte

Der nächste Nachweisschnitt liegt in der Stahlplatte. Aufgrund der Exzentrizität des Angriffspunkts der Gewindestangen von oberhalb zu den Gewindestangen im Betonfundament kommt es zur Ausbildung eines Biegemoments in der Stahlplatte. Es muss kontrolliert werden, ob die Stahlplatte die Zugspannungen zwischen den Gewindestangen und der Druckseite elastisch abtragen kann. Wieder werden die Nachweise für die Einzelstütze und die Doppelstütze separat betrachtet, da sich die Situation in den Abmessungen und der Anordnung der Gewindestangen unterscheidet.

Für die Stahlplatten wird nun auf AxisVM als Modellierungssoftware gesetzt. Dabei ist zu erwähnen, dass die Gewindestangen in den Betonaussparungen kraftschlüssig mit dem Beton per Injektion verbunden werden. Dementsprechend werden diese auf Zug- sowie auf Druckbeanspruchung aktiv modelliert. Die weiteren benötigten Informationen wie Beanspruchungssituation werden den Fagus-Modellen der jeweiligen Lastkombinationen entnommen und in das AxisVM-Modell integriert. Lagerbedingungen hängen wie die Beanspruchungssituation auch von den Resultaten der Fagus-Modelle ab. Dafür wurde ab der Neutralachse auf der Druckseite auf Punktlager sowie Linienlager gesetzt. Die Punktlager, welche die Gewindestangen als Verbindung zum Fundament simulieren, sind in alle Richtungen unverschieblich modelliert und haben keinen Widerstand gegen Drehung in Richtung der Achsen. Diejenigen Punktlager, welche die Steifigkeit des Betonfundaments abbilden, werden in z-Richtung als unverschieblich modelliert.

6.6.1 Stahlplatte unter Einzelstützen

Das Modell wird mit den folgenden Abmessungen aufgebaut:

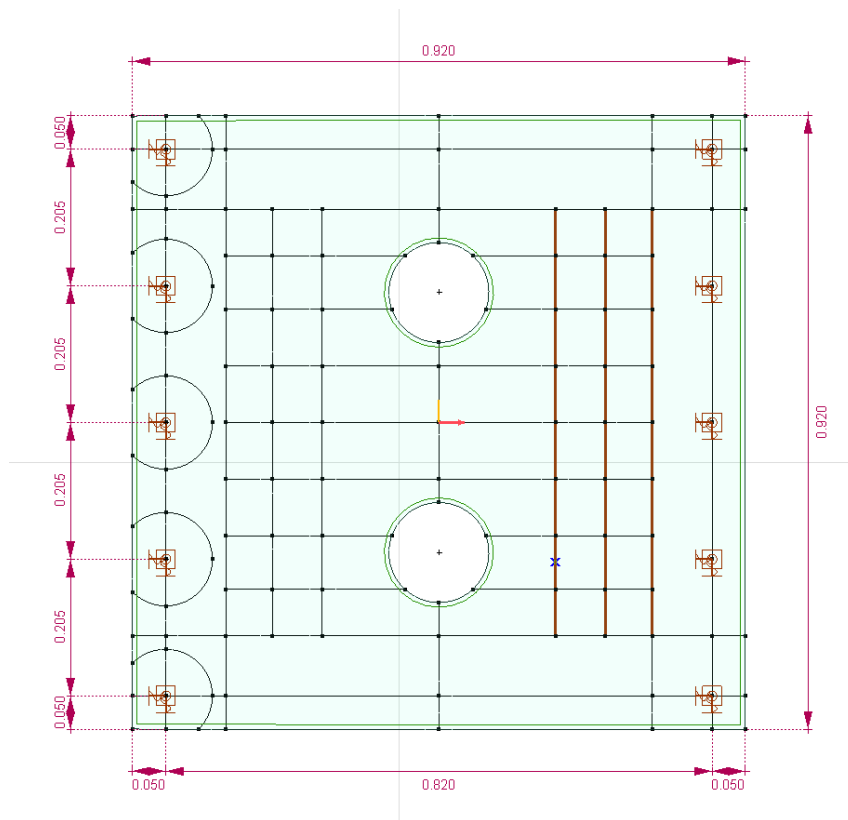


Abbildung 154. Modellabmessungen

Als erstes werden die Schnittgrößen infolge Lastkombination 14 analysiert. Diese Lastkombination erweist sich als massgebend. Die Zugkraft, die aus dem Fagus-Modell resultiert, wird auf die auf Zug beanspruchten Gewindestangen aufgeteilt und beträgt 59kN. In der Druckzone werden Linienlager verwendet. Die Resultate sind auf den folgenden Seiten dargestellt.

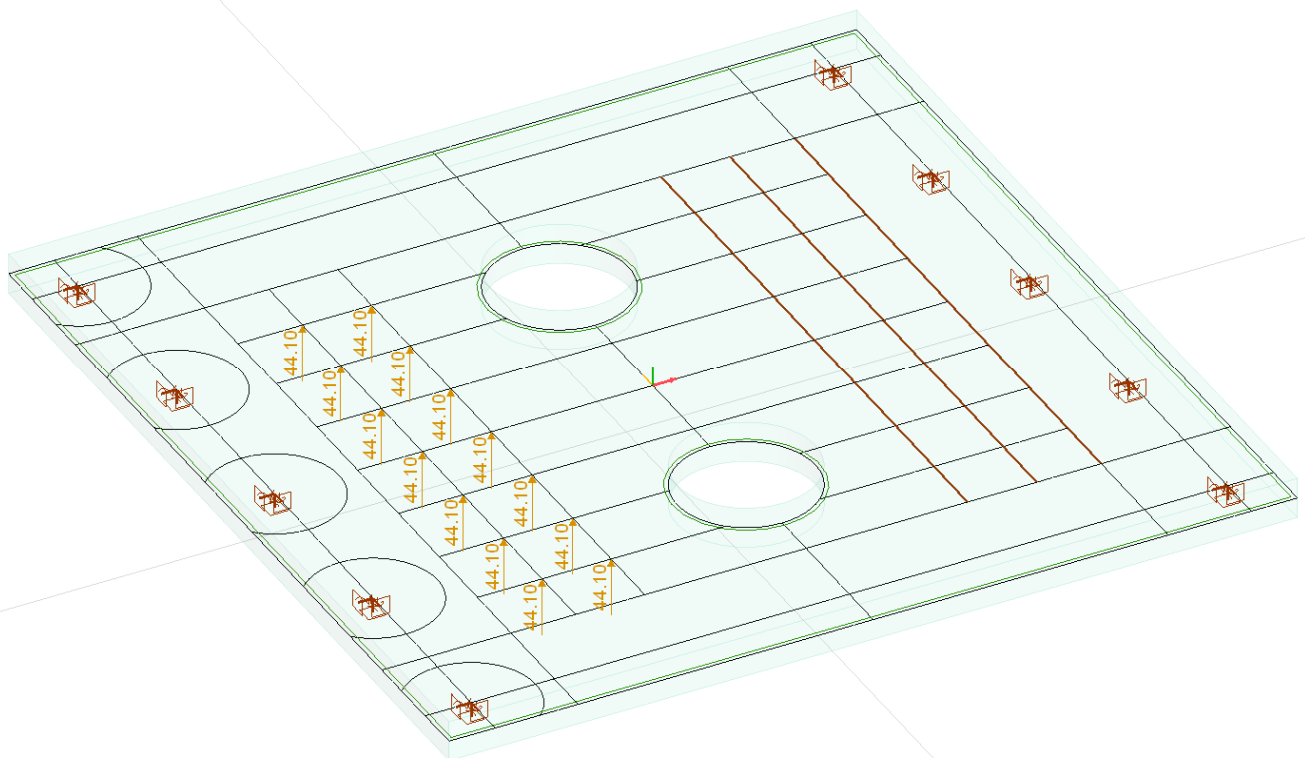


Abbildung 155. Einwirkungen auf die Stahlplatte infolge LK 14

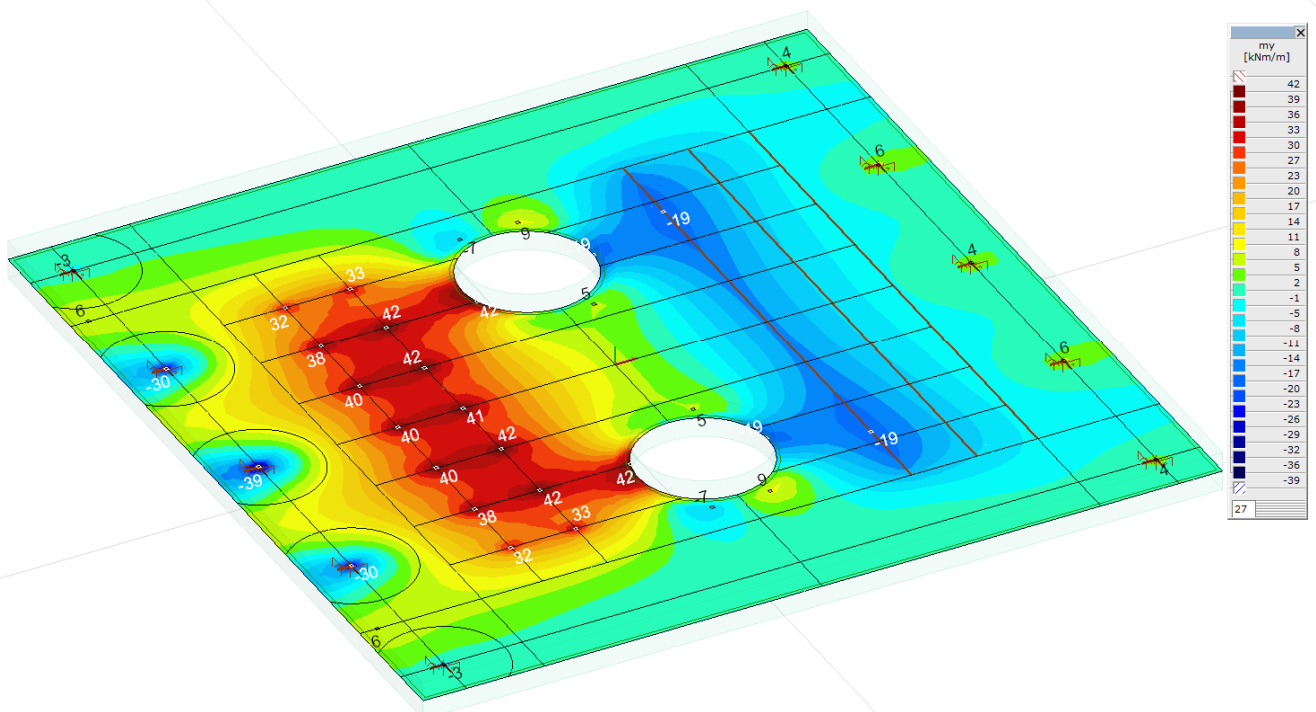


Abbildung 156. Biegemoment m_y um die lokale y-Achse infolge LK 14

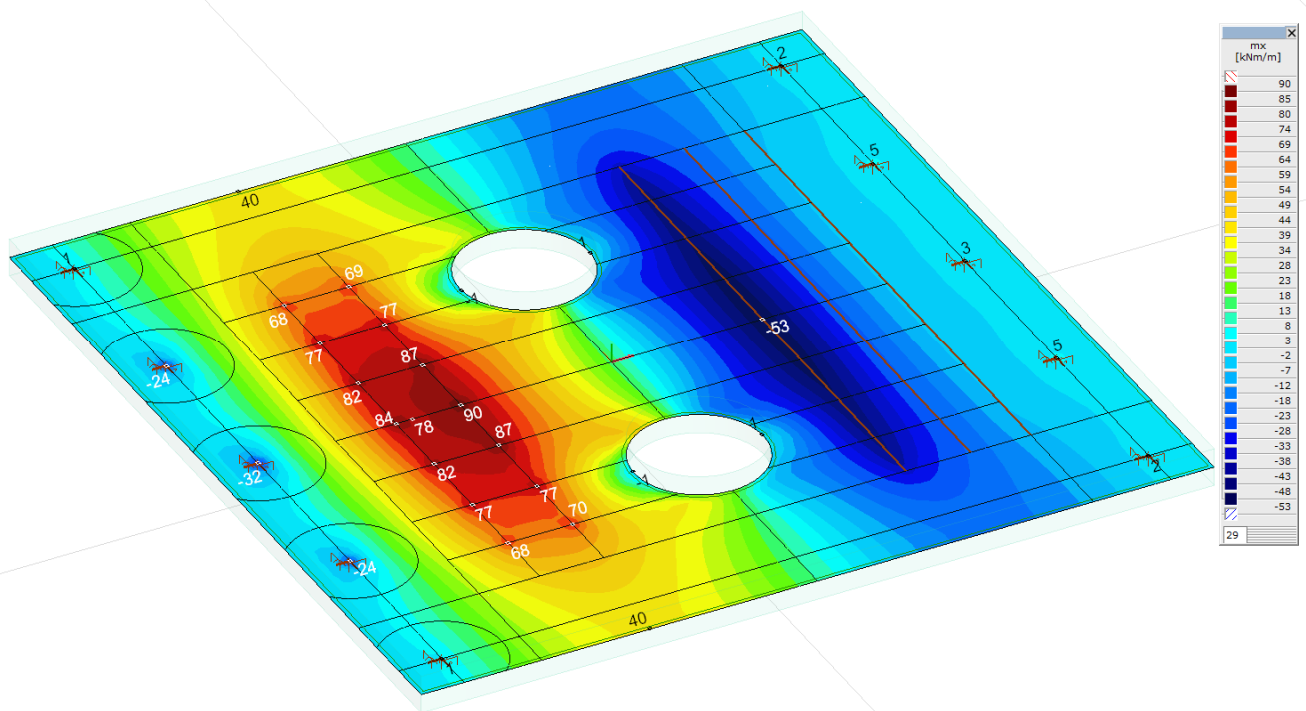


Abbildung 157. Biegemoment m_x um die lokale x-Achse infolge LK 14

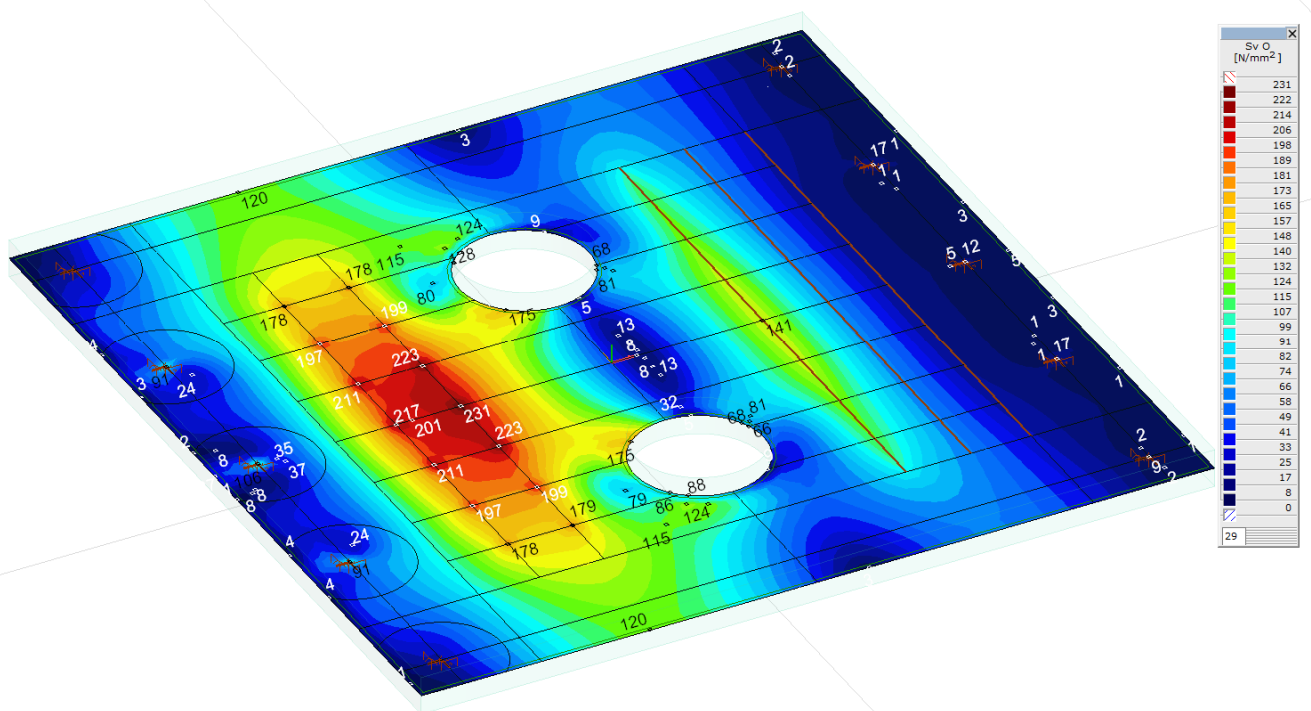


Abbildung 158. Von-Mises-Spannungen an der oberen Kante infolge LK14

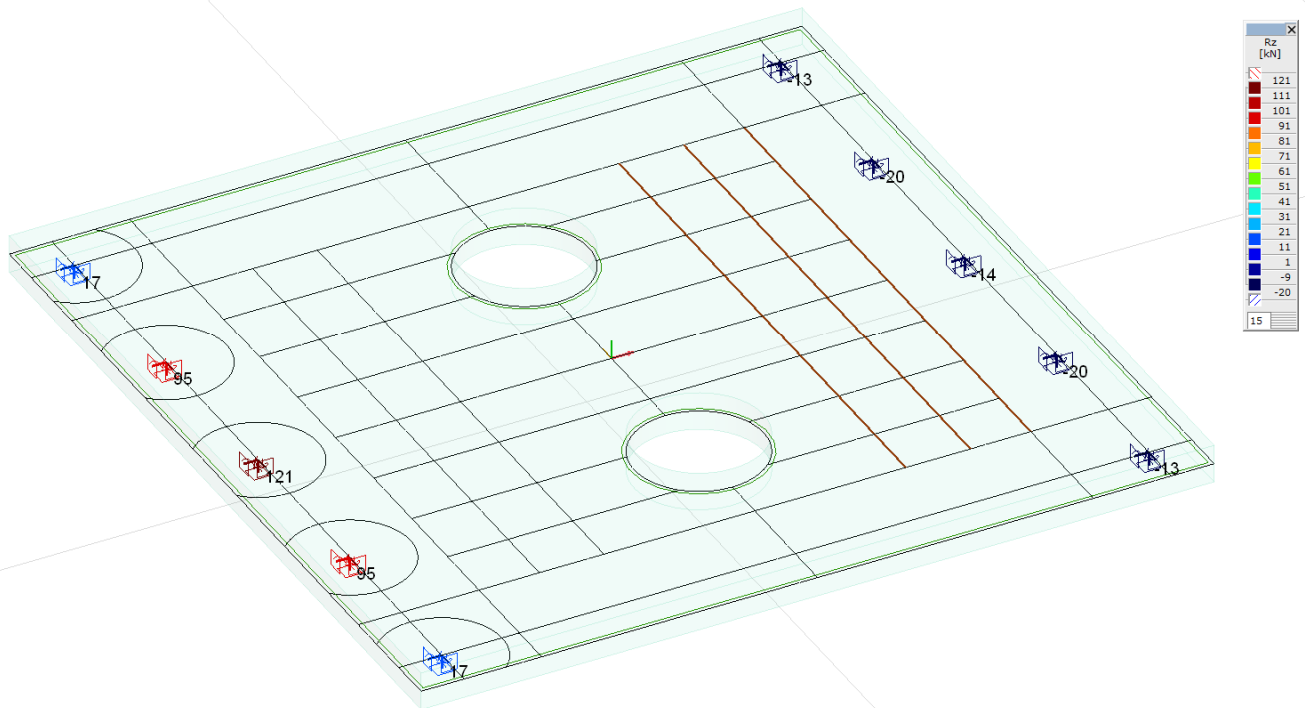


Abbildung 159. Auflagerkräfte in lokale z-Richtung infolge LK 14

Nachfolgend werden die Schnittgrößen im Erdbebenfall in der Platte betrachtet. Die Kräfte werden aus der maximalen auftretenden Spannung im Fagus-Modell linear abgestuft und berechnet. Die berechneten Einwirkungen und die dazugehörigen Resultate sind im Folgenden dargestellt.

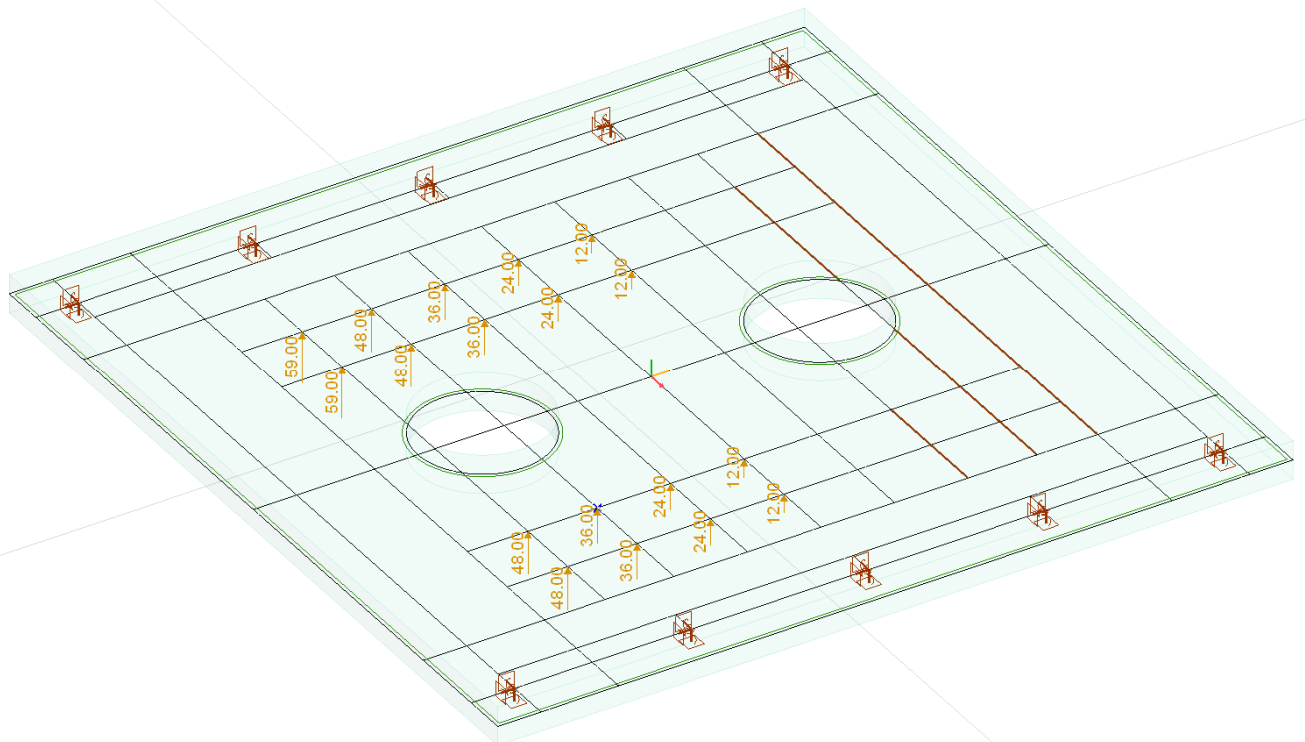


Abbildung 160. Einwirkungen infolge Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

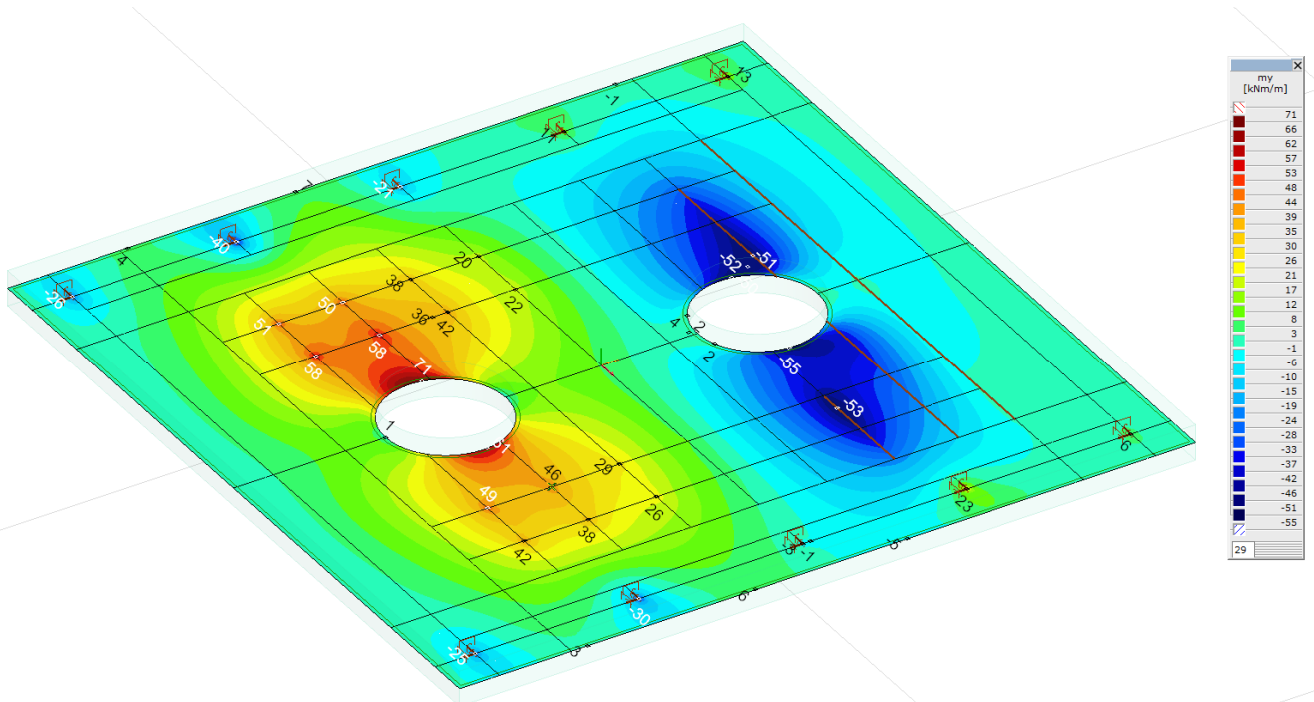


Abbildung 161. Biegemoment m_y um die lokale y-Achse infolge Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

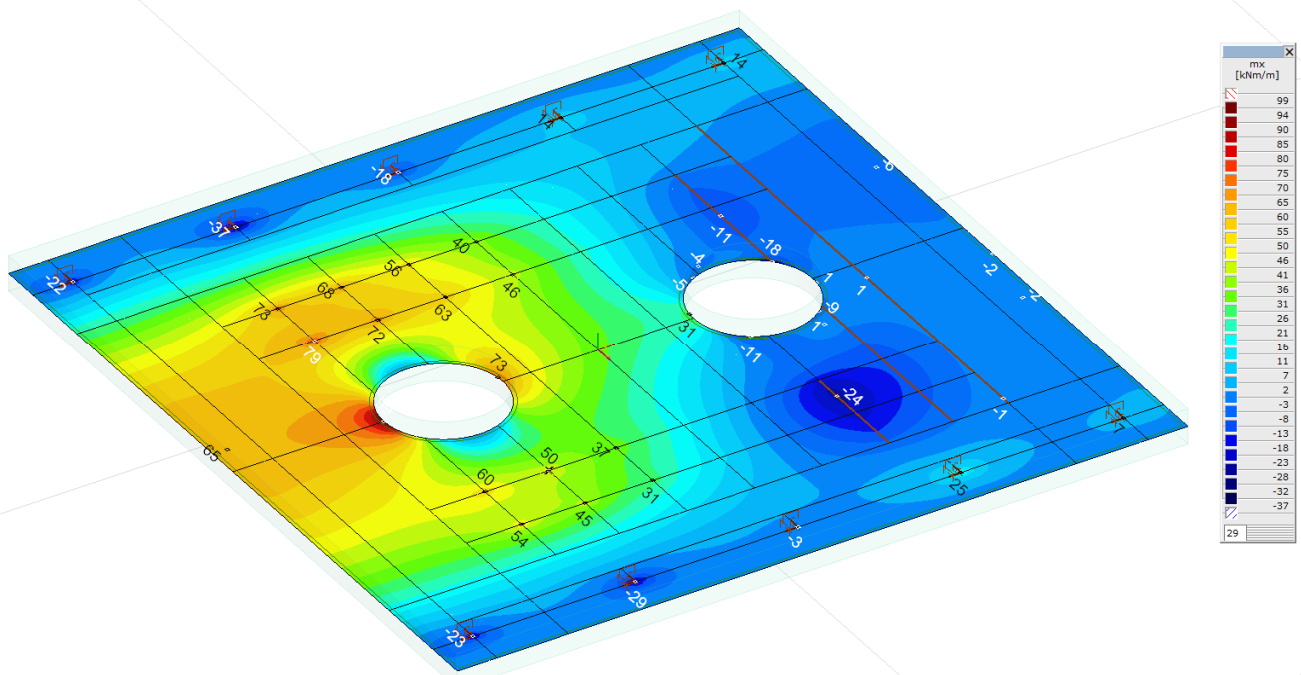


Abbildung 162. Biegemoment m_x um die lokale x-Achse infolge Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

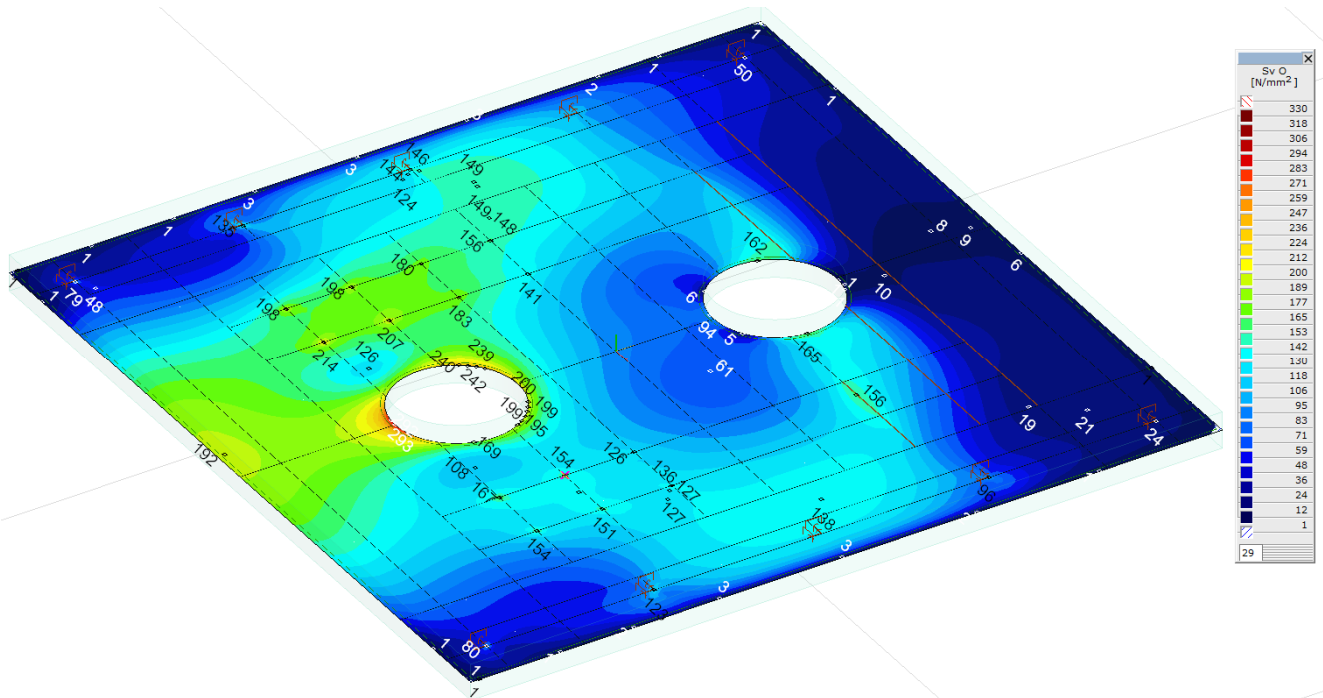


Abbildung 163. Von-Mises-Spannungen an der oberen Kante infolge Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

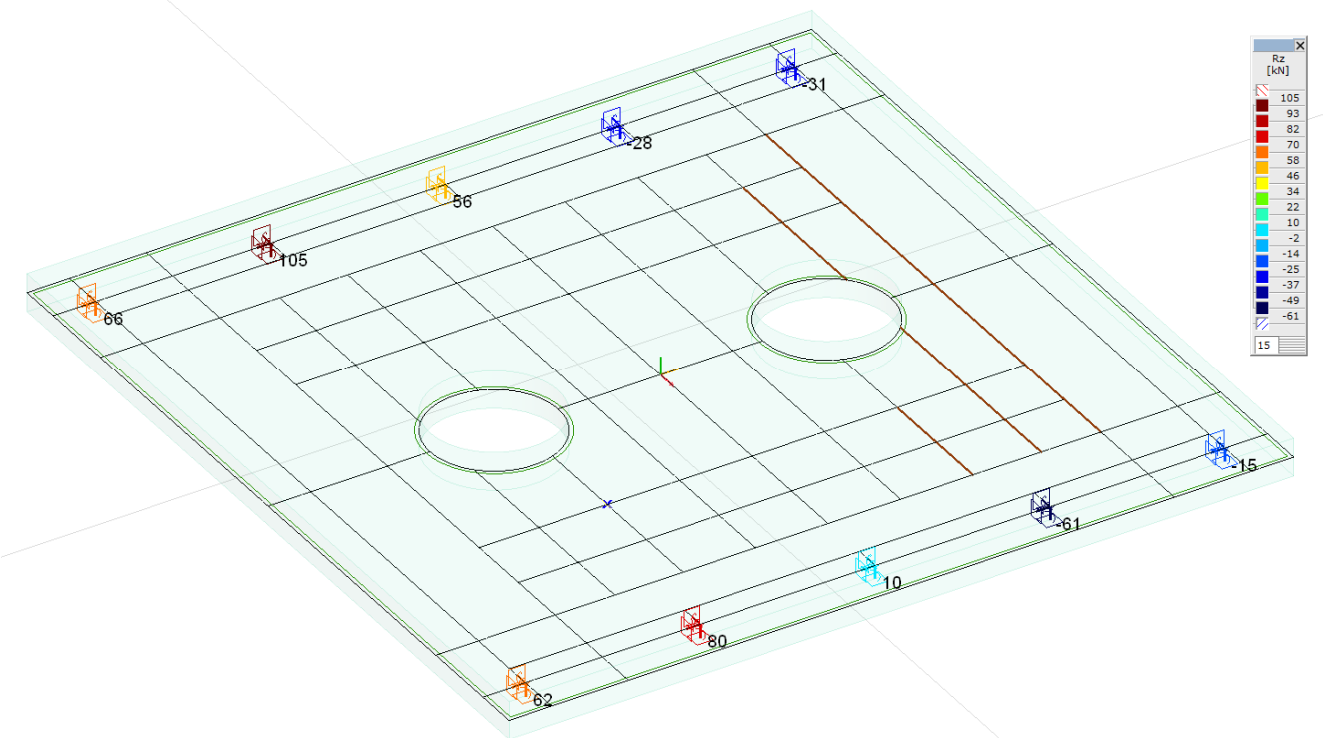


Abbildung 164. Auflagerkräfte in lokale z-Richtung infolge Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

Widerstand Stahlplatte 45 mm: $\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{335 \frac{N}{mm^2}}{1.05} = 319 \frac{N}{mm^2} \geq 293 \frac{N}{mm^2}$

Nachweis erfüllt.

6.6.2 Stahlplatte unter Doppelstützen

Für den Nachweis für Biegung um die starke Achse werden die Schnittgrössen gemäss Lastkombination 14 (Timbatec) verwendet. Auf der von Druck beanspruchten Seite werden sechs Auflager angesetzt: Zwei für die Gewindestangen und zwei auf der gleichen Längsachse dazwischen. Letztere zwei sollen die hohe Steifigkeit des Betons simulieren. Die Lager werden in z-Richtung unverschieblich modelliert. Die resultierende Zugkraft wird auf die vier mit dem Betonfertigteil verbundenen Gewindestangen aufgeteilt, welche sich auf der Zugseite befinden. Die Druckzone wird gemäss Fagus modelliert. In diesem Fall ist die Druckzone 0.15 m breit und hat die Länge des Betonfertigteils (0.64 m), welches sich auf der Stahlplatte befindet. Als Flächenkraft auf diese Druckzone wird 6285 kN/m^2 angesetzt und die Zugkraft pro Gewindestange beträgt 35 kN. Nachfolgend sind die Einwirkungen und die zugehörigen Resultate dargestellt:

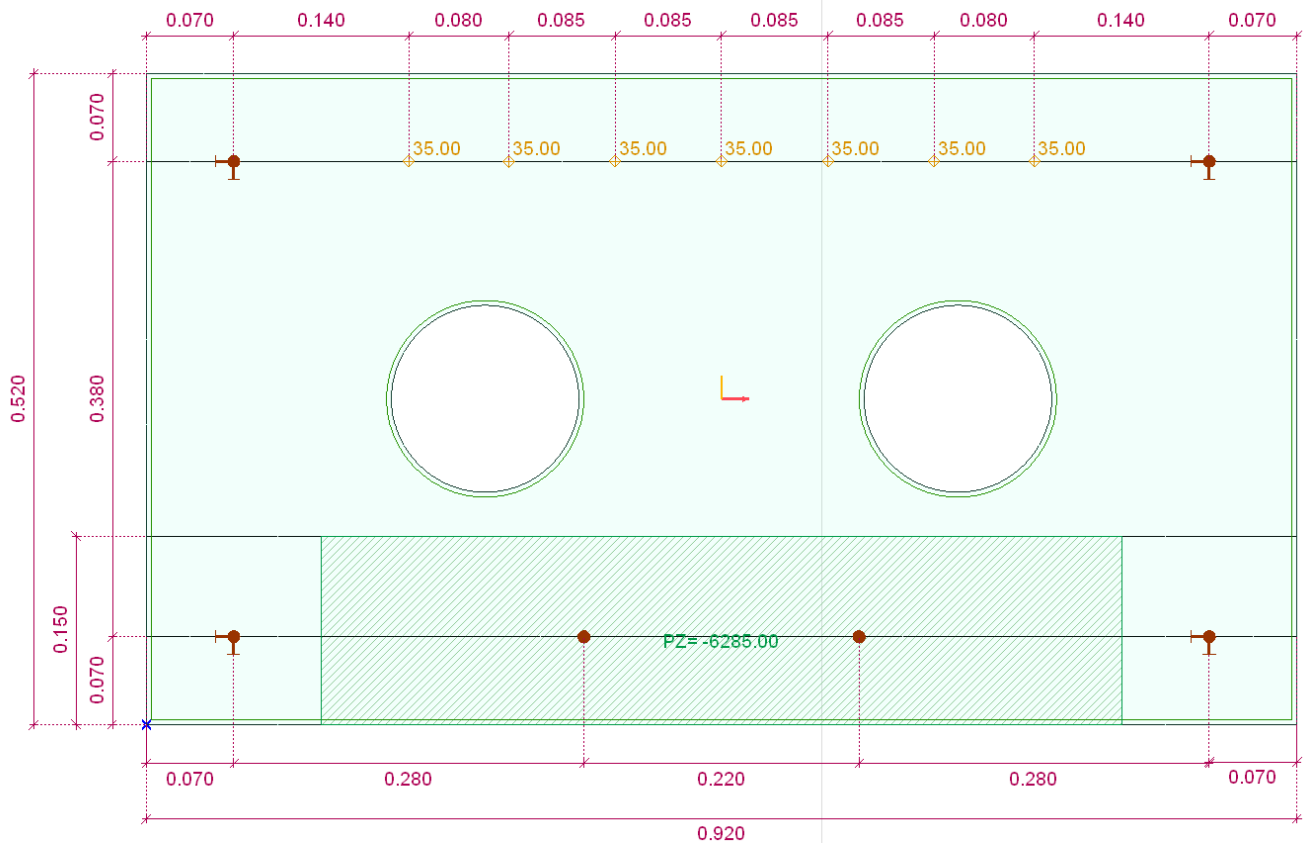


Abbildung 165. Abmessungen des Modells der Stahlplatte

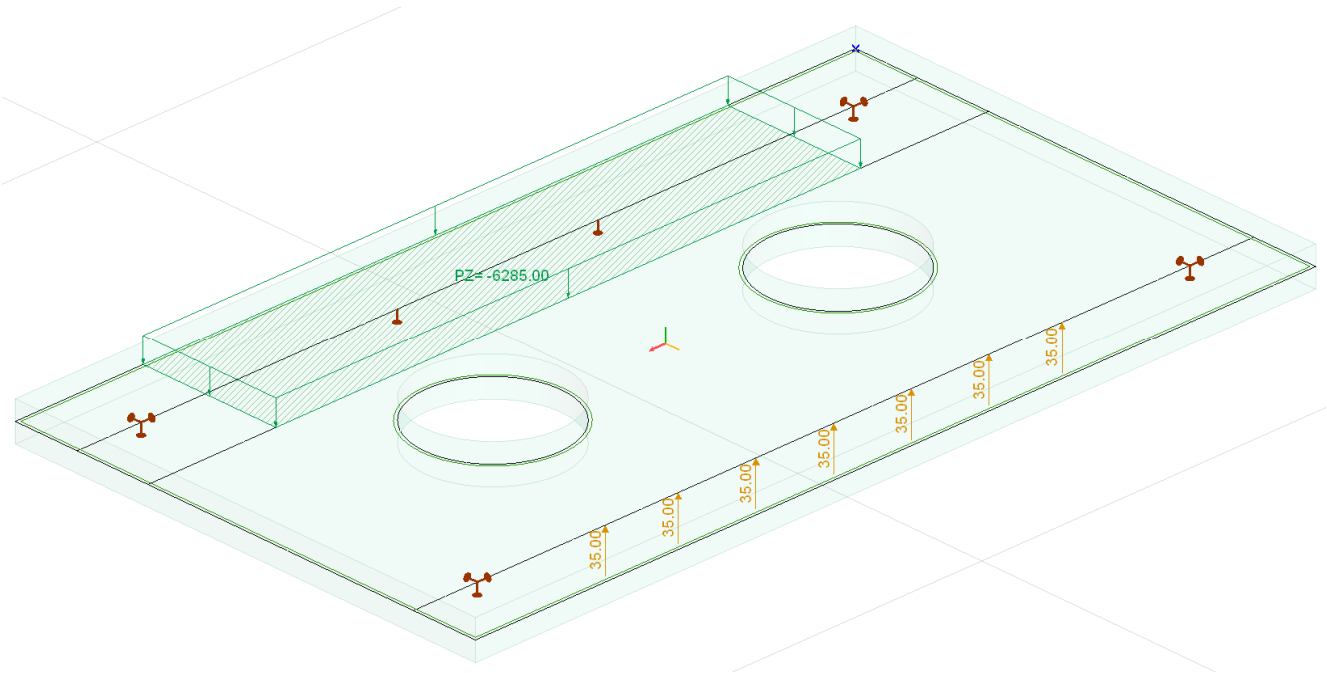


Abbildung 166. Modellbildung mit Einwirkungen nach LK 14

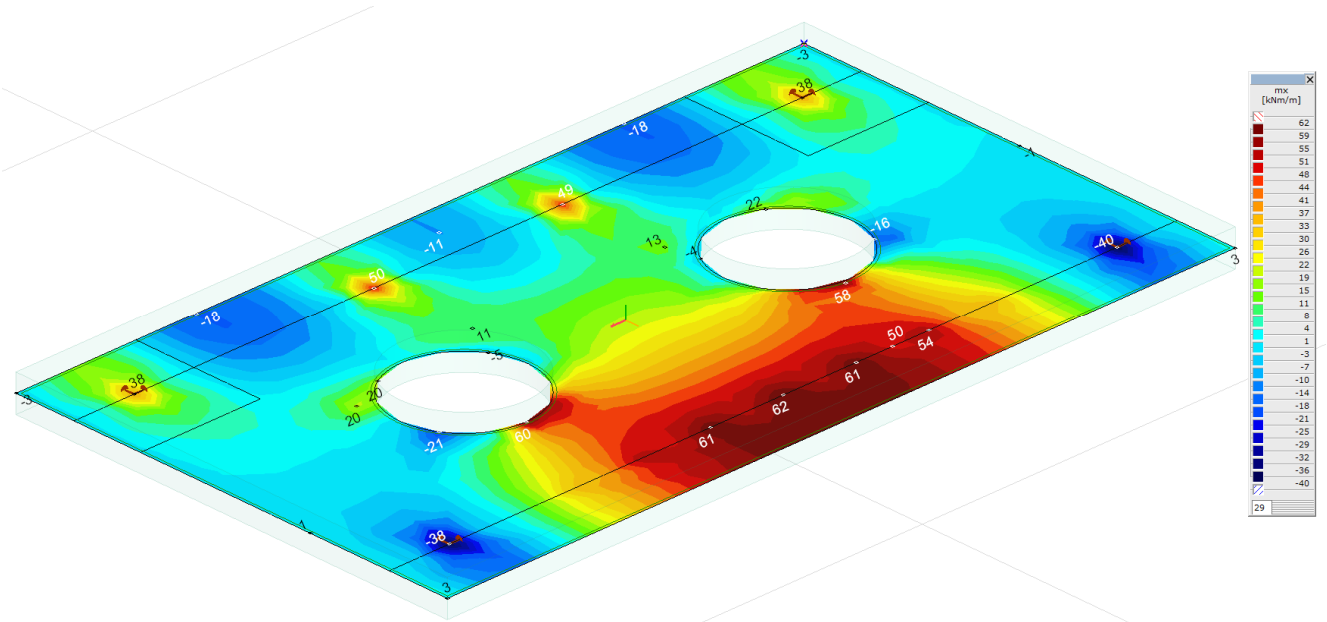


Abbildung 167. Biegemoment mx um die lokale x-Achse infolge LK 14

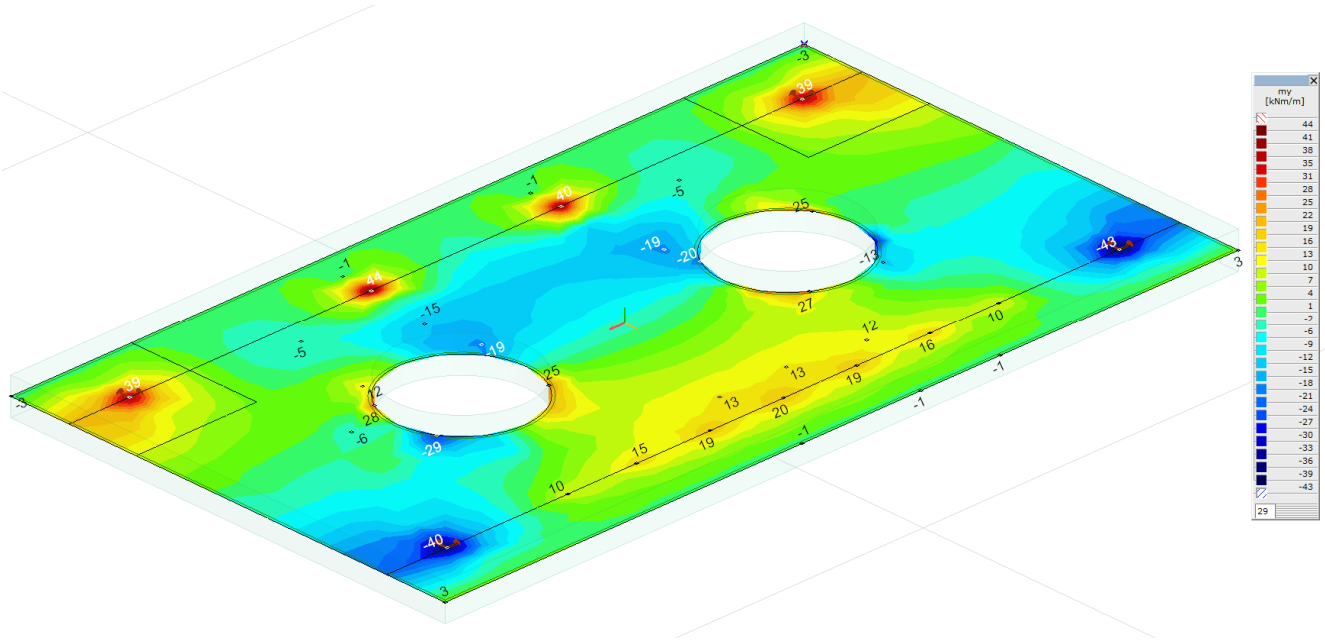


Abbildung 168. Biegemoment m_y um die lokale y-Achse infolge LK 14

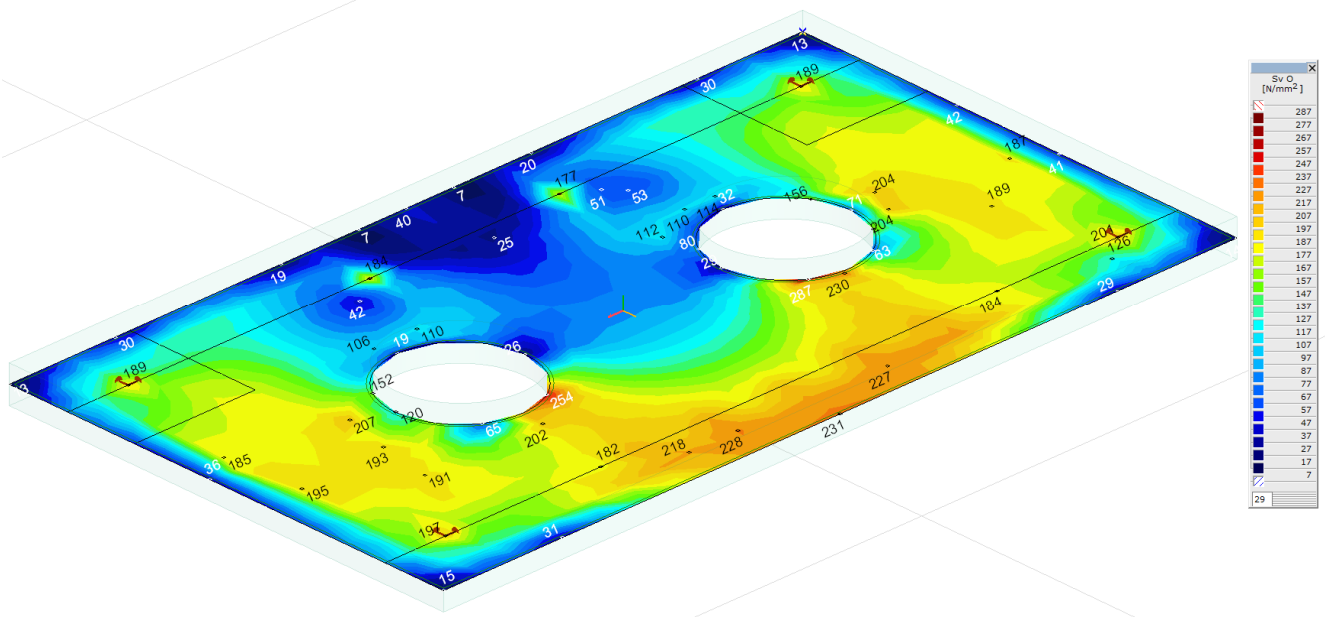


Abbildung 169. Von-Mises-Spannungen an der oberen Kante infolge LK 14

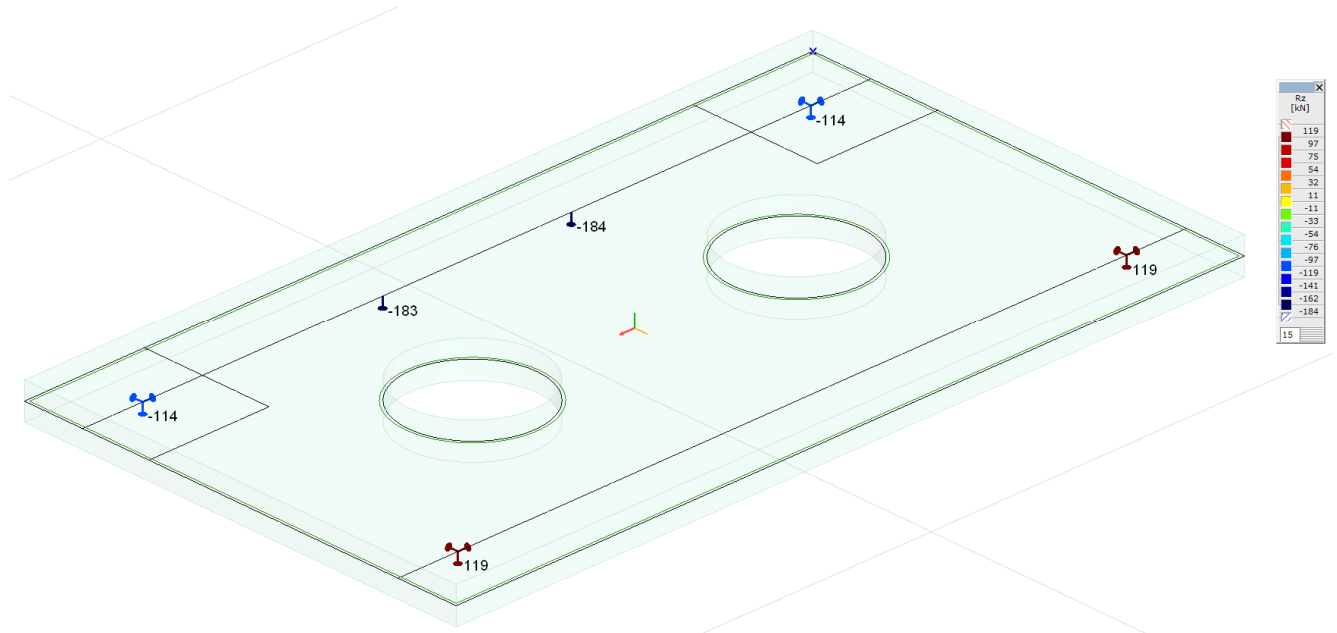


Abbildung 170. Auflagerkräfte in lokale z-Richtung infolge LK 14

Als zweiter Lastfall wird der Fall Erdbeben mit ständigen Einwirkungen betrachtet. Die Spannungen werden linear abgestuft auf die Gewindestangen unter Zug aufgeteilt, und die resultierende Druckkraft auf einen Bereich von 0.15 m x 0.52 m. Im Bereich der Druckzone sind zusätzliche drei in lokale z-Richtung unverschiebliche Lager eingefügt, welche die Steifigkeit des Betons abbilden. Im Folgenden die Resultate:

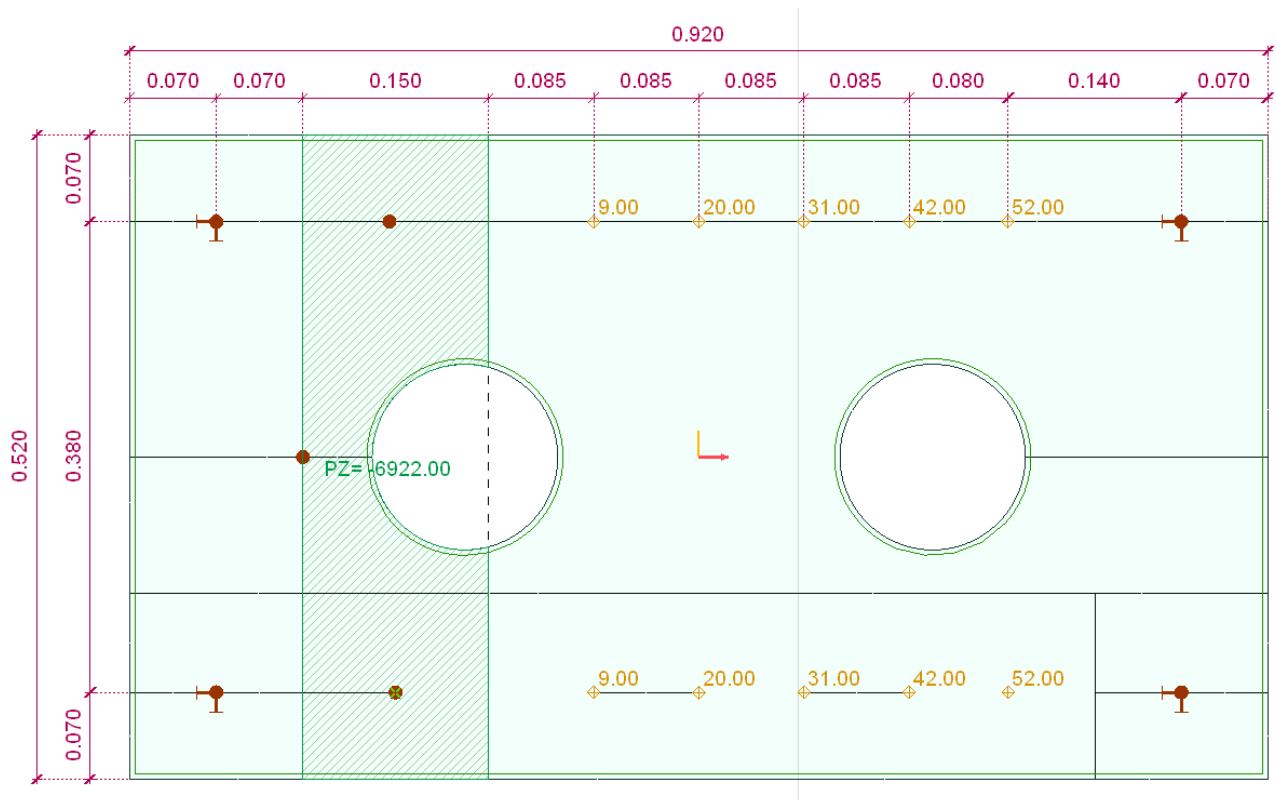


Abbildung 171. Abmessungen des Modells der Stahlplatte infolge Erdbeben und ständige Einwirkungen

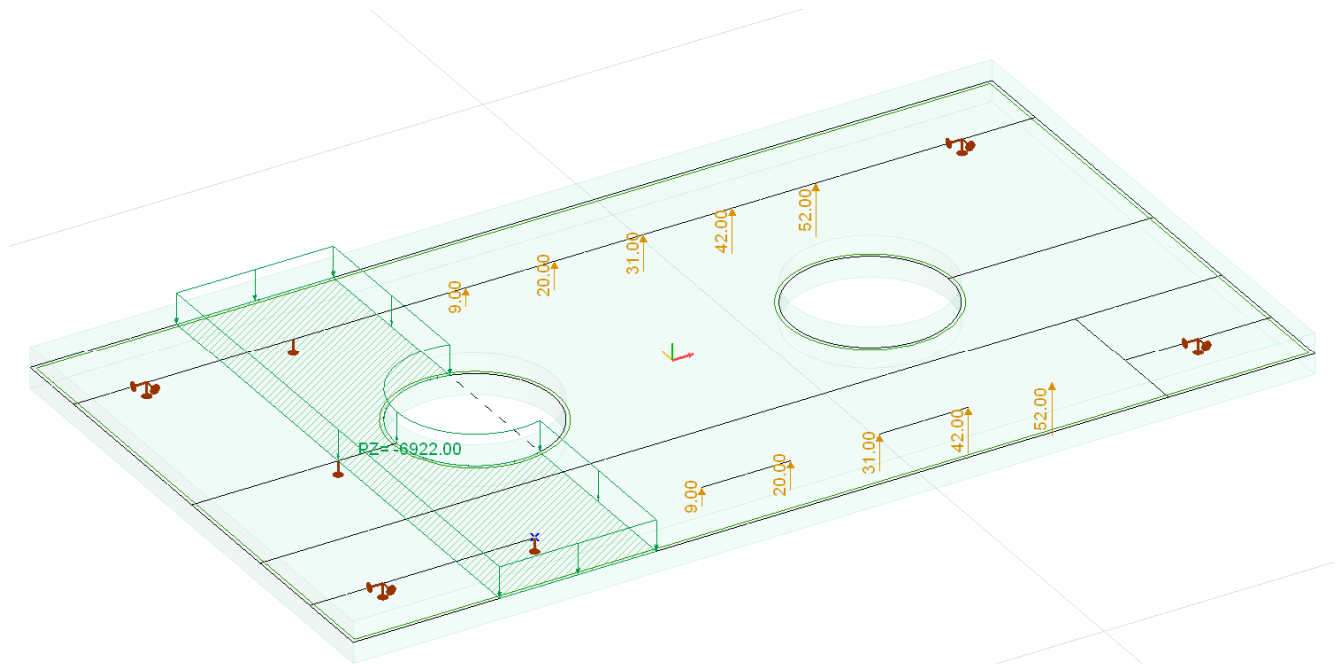


Abbildung 172. Einwirkungen infolge Erdbeben und ständige Einwirkungen

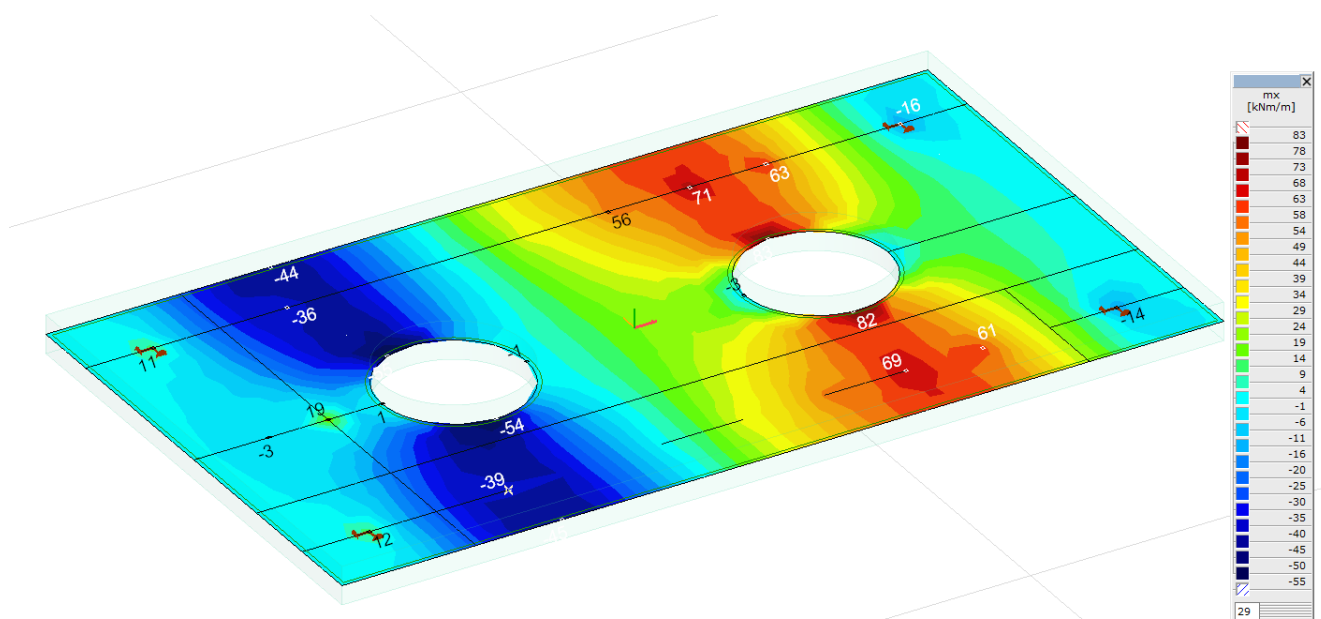


Abbildung 173. Biegemoment m_x um die lokale x-Achse infolge Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

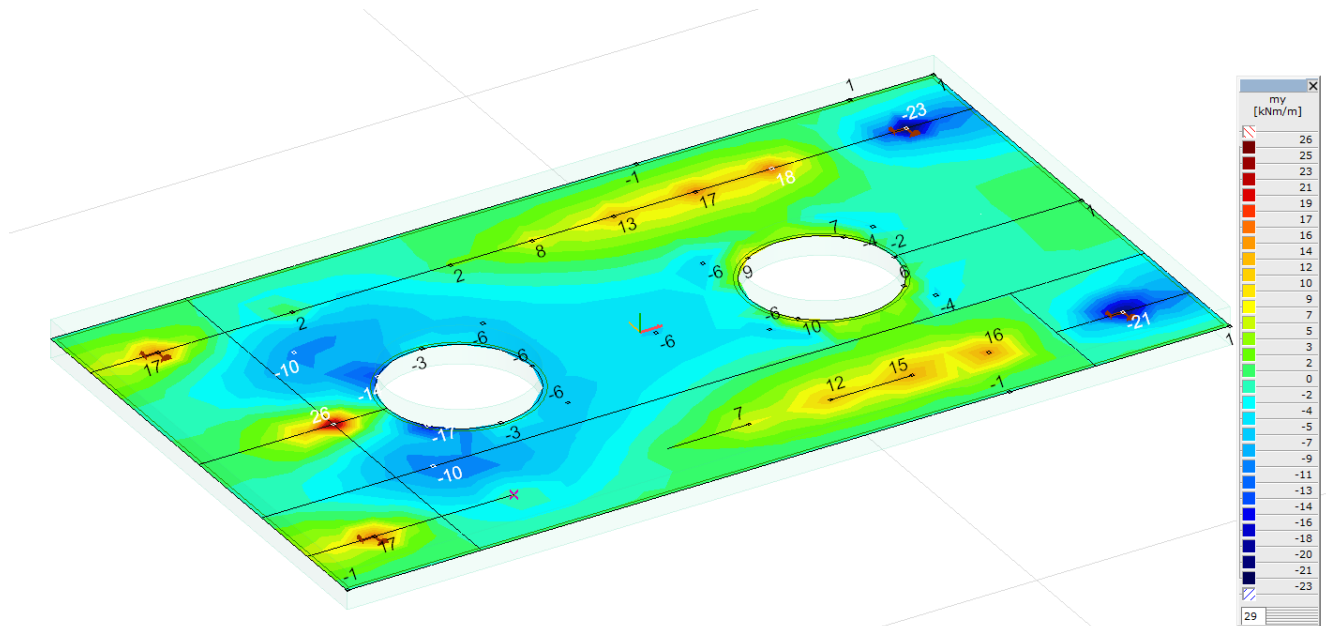


Abbildung 174. Biegemoment m_y um die lokale y-Achse infolge Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

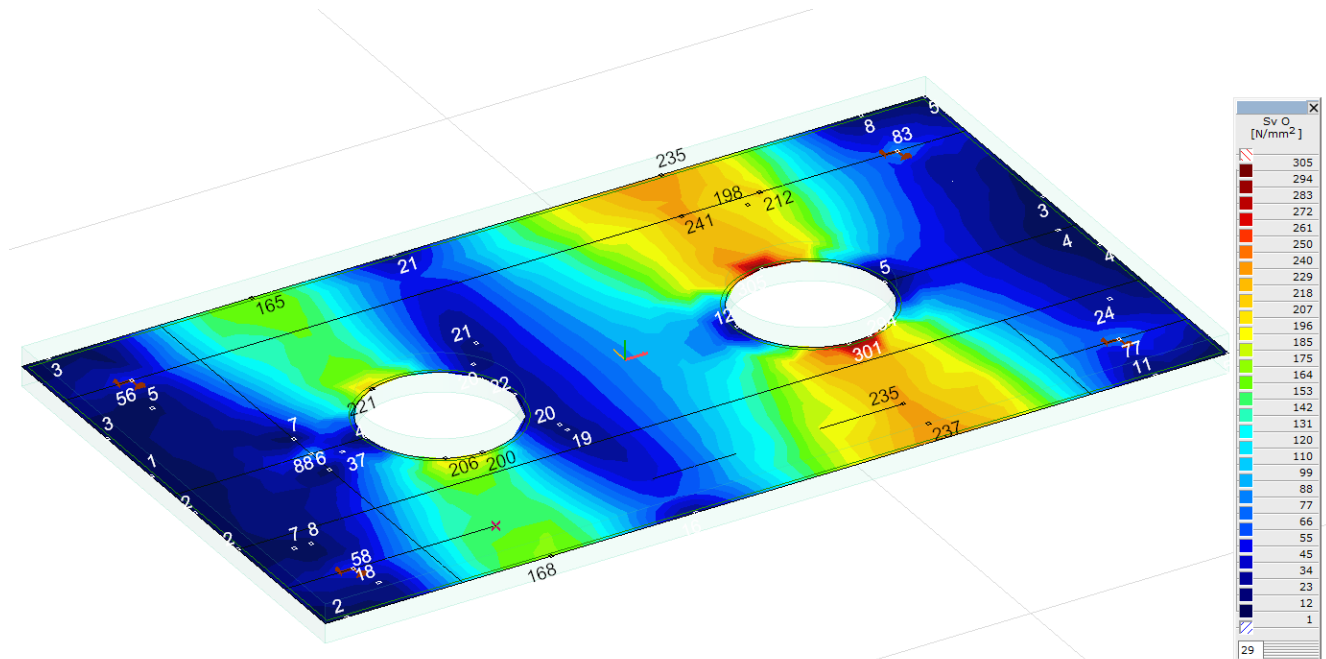


Abbildung 175. Von-Mises-Spannungen an der oberen Kante im Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

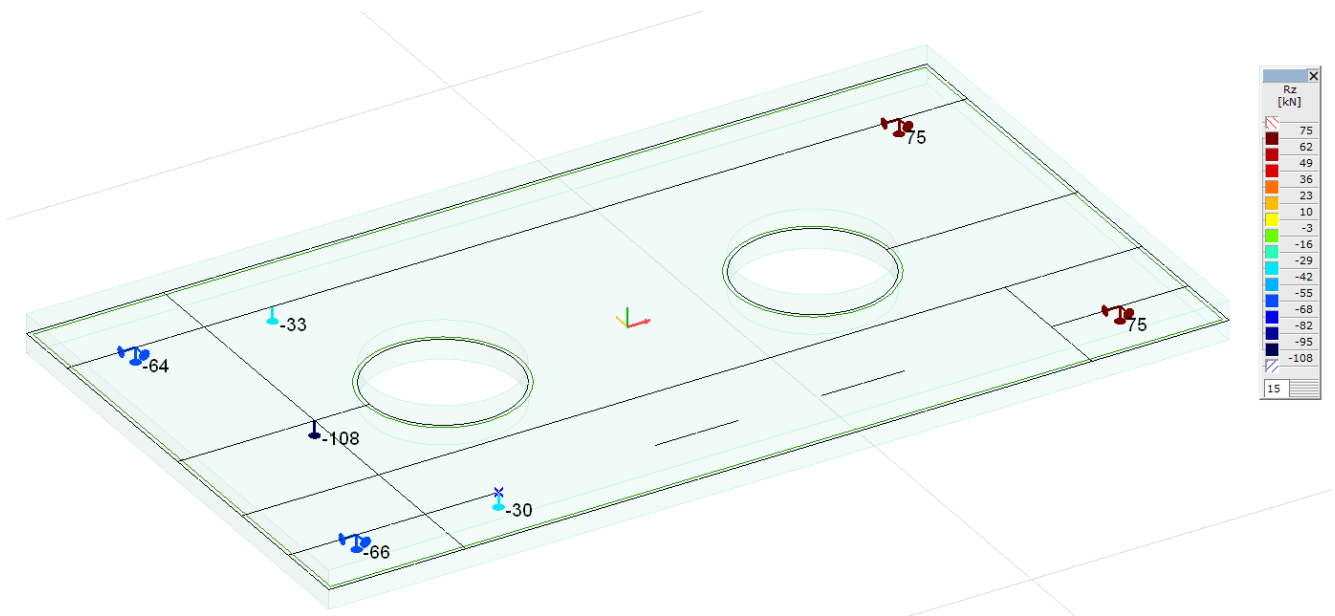


Abbildung 176. Auflagerkräfte in lokale z-Richtung im Erdbebenfall mit ständigen Einwirkungen

Widerstand Stahlplatte 40 mm: $\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \frac{N}{mm^2}}{1.05} = 338 \frac{N}{mm^2} \geq 301 \frac{N}{mm^2}$

Nachweis erfüllt.

6.7 Nachweis Schubknagge

Als Stahlprofil für die Schubknagge wird ein IPE 240 (S355) verwendet. Die totale Länge des Profils beträgt 19.5 cm, wobei die Länge l_c (gemäss Abbildung) 10 cm beträgt.

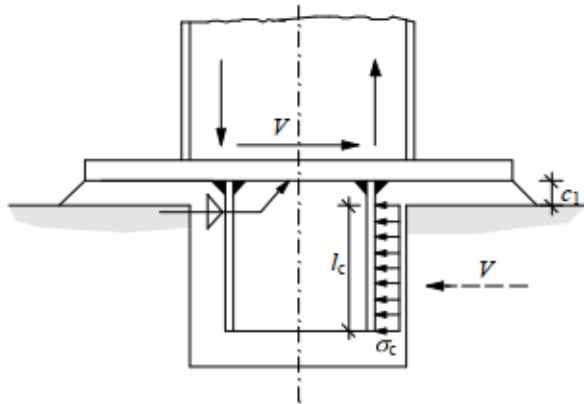


Abbildung 177. Schematische Darstellung der Schubknagge

6.7.1 Einzelstütze

Nachweis Betondruck:

$$p_{Ed,y} = \frac{110 \text{ kN}}{120 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}} = 9.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$p_{Ed,x} = \frac{95 \text{ N}}{62 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}} = 15.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis Biegung:

$$M_{Ed,y} = 13.8 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 26.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x} = 16 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 130.2 \text{ kNm}$$

Schubnachweis:

$$V_{Ed,y} = 110 \text{ kN} \leq V_{Rd,y} = 392 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,x} = 95 \text{ kN} \leq V_{Rd,x} = 392 \text{ kN}$$

Nachweise erfüllt.

6.7.2 Doppelstütze

Nachweis Betondruck:

$$p_{Ed,y} = \frac{50 \text{ kN}}{120 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}} = 4.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$p_{Ed,x} = \frac{45 \text{ kN}}{62 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}} = 7.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{cd} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis Biegung:

$$M_{Ed,y} = 12.7 \text{ kNm} \leq M_{Rd,y} = 26.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x} = 7.3 \text{ kNm} \leq M_{Rd,x} = 130.2 \text{ kNm}$$

Schubnachweis:

$$V_{Ed,y} = 50 \text{ kN} \leq V_{Rd,y} = 392 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,x} = 45 \text{ kN} \leq V_{Rd,x} = 392 \text{ kN}$$

Nachweise erfüllt.

6.8 Nachweis Gewindestangen

Als äussere Gewindestangen werden STAIFIX Zugstangen verwendet. Nachfolgend wird aufgrund der auftretenden maximalen Zugkräfte in den Gewindestangen der Durchmesser dimensioniert. Zusätzlich werden die Abmessungen der Platte ermittelt und nachgewiesen.

6.8.1 Einzelstütze

$$F_{t,max} = 121 \text{ kN} < F_{t,Rd} (d = 25\text{mm}) = 216 \text{ kN} \rightarrow \text{Ausnutzung von } \sim 56\%$$

Verankerungsplatte:

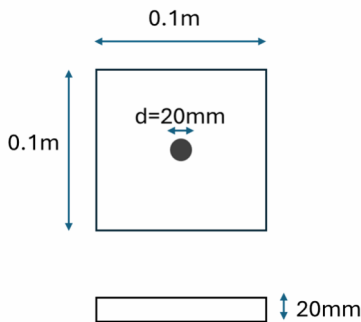


Abbildung 178. Abmessungen der Verankerungsplatte der Gewindestangen

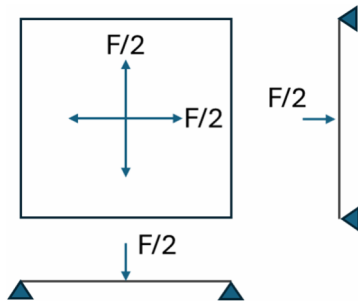


Abbildung 179. Bemessung der Verankerungsplatte der Gewindestangen

$$F_{Ed} = 121 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{F \cdot l}{8} = 1.51 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M1}} = 2.25 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1.51 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 2.25 \text{ kNm}$$

Der Nachweis ist erfüllt.

6.8.2 Doppelstütze

$$F_{t,max} = 119 \text{ kN} < F_{t,Rd} (d = 25\text{mm}) = 216 \text{ kN} \rightarrow \text{Ausnutzung von } \sim 55\%$$

Verankerungsplatte:

Die Nachweise der Verankerungsplatte der Gewindestangen für die Doppelstütze werden analog zur Einzelstütze geführt. Die Abmessungen sind in beiden Fällen gleich.

$$F_{Ed} = 119 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{F \cdot l}{8} = 1.49 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M1}} = 2.25 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1.49 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 2.25 \text{ kNm}$$

Der Nachweis ist erfüllt.

7 Gebrauchstauglichkeit

7.1 Standardfundament Typ 1A (in der Zone A)

Verformung gemäss AxisVM

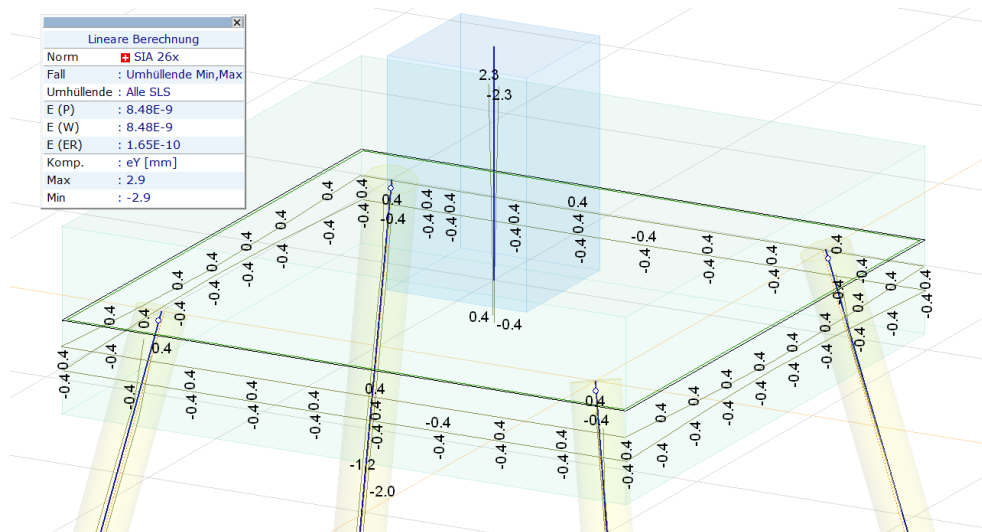


Abbildung 180 : Verformung e_x

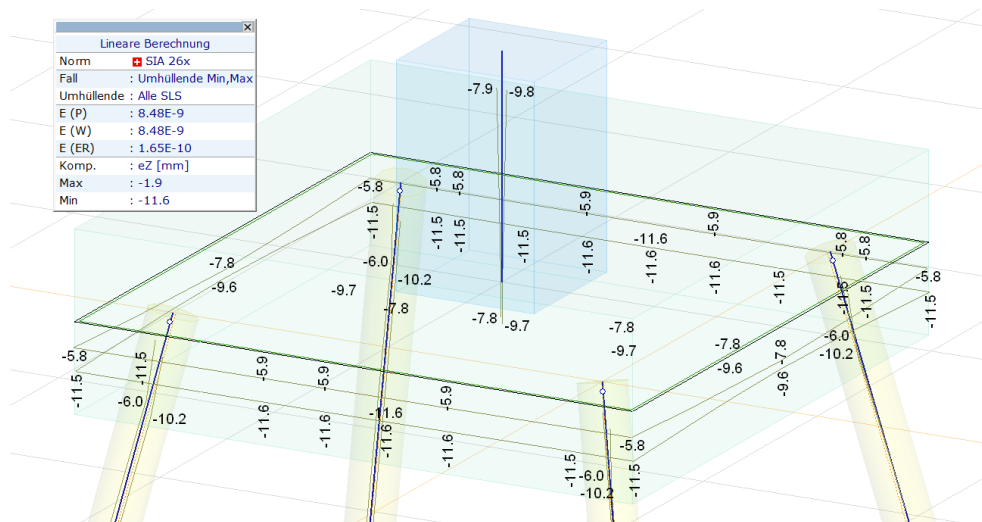


Abbildung 181 : Verformung e_z

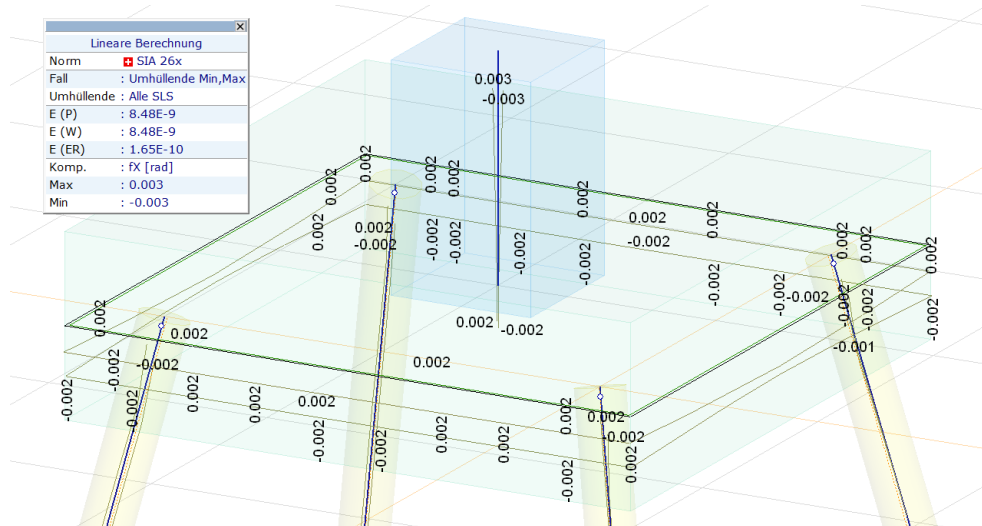


Abbildung 182 : Verdrehung f_x

Nachweis

Der Nachweis der horizontalen Verformung wird unter Berücksichtigung der kombinierten Verformung vom Fundament und Mast berechnet.

$$w_{tot} = w_{Mast} + w_{fund}$$

$$w_{tot} = \text{horizontale Verformung am Kopf der Stütze}$$

Für die Stützen ohne FLM beträgt die maximale horizontale Verformung $h/200$ (GZG häufig).

$$h = 5.0 \text{ m} \Rightarrow h/200 = 25 \text{ mm}$$

Gemäss WAE_BP_12.601.06-02_IB_STB-Holz- Perrondach_TEB_A01, $w_{Mast,max} = 10 \text{ mm}$

$$\Rightarrow w_{fund,max} = 25 - 10 = 15 \text{ mm}$$

Für die Stützen mit FLM beträgt die maximale horizontale Verformung 20 mm oder 0.6 grad gemäss SBB CFF FFS «Marquises avec mâts LC – Bases de calcul».

Gemäss WAE_BP_12.601.06-02_IB_STB-Holz- Perrondach_TEB_A01, $w_{Mast,max} = 11.1 \text{ mm}$

$$\Rightarrow w_{fund,max} = 20 - 11.1 = 8.9 \text{ mm}$$

Massgebende Lastkombination:

$EG + AL + FLM(\text{Eigengewicht}) + 0.5 * Wind + FLM(\text{Nutzlast})$

Maximale Bewegung des Fundaments:

$$w_{fund,Ed} = 2.3 \text{ mm} < w_{fund,max} = 8.9 \text{ mm i. O.}$$

$$\text{Total Bewegung: } w_{max,Ed} = 2.3 + 11.1 = 13.4 \text{ mm} < w_{max} = 20 \text{ mm i. O.}$$

$$f_{Ed} = f_x + \frac{w_{max,Ed}}{L} = 0.003 + \arctg \frac{13.4}{5500} = 0.003 + 0.00244 = 0.00544 \text{ rad} = 0.34 \text{ grad} < 0.6 \text{ grad i. O.}$$

7.2 Standardfundament Typ 1B (in der Zone B)

Verformung gemäss AxisVM

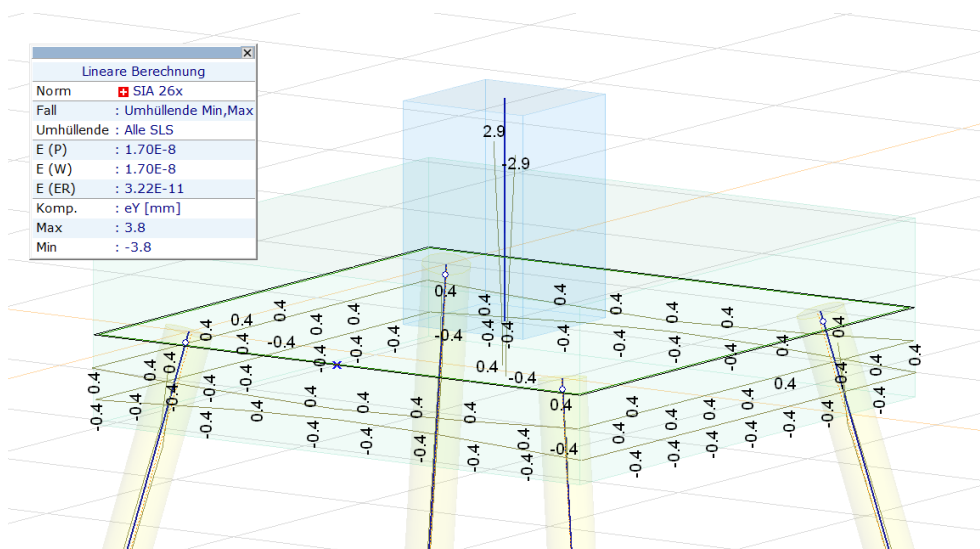


Abbildung 183 : Verformung e_x

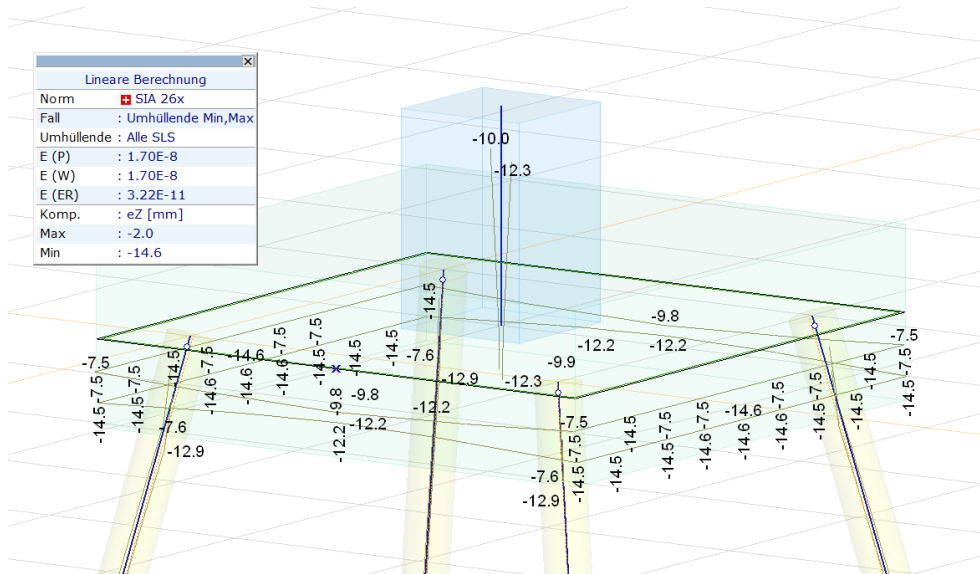


Abbildung 184 : Verformung e_z

Nachweis

Massgebende Lastkombination:

$$EG + AL + FLM(\text{Eigengewicht}) + 0.5 * \text{Wind} + FLM (\text{Nutzlast})$$

Maximale Bewegung des Fundaments:

$$w_{fund,Ed} = 2.9 \text{ mm} < w_{fund,max} = 8.9 \text{ mm i. O.}$$

$$\text{Total Bewegung: } w_{max,Ed} = 2.9 + 11.1 = 14 \text{ mm} < w_{max} = 20 \text{ mm i. O.}$$

$$f_{Ed} = f_x + \frac{w_{max,Ed}}{L} = 0 + \arctg \frac{14}{5500} = 0.00254 \text{ rad} = 0.16 \text{ grad} < 0.6 \text{ grad i. O.}$$

7.3 Standardfundament Typ 1C (in der Zone A)

Verformung gemäss AxisVM

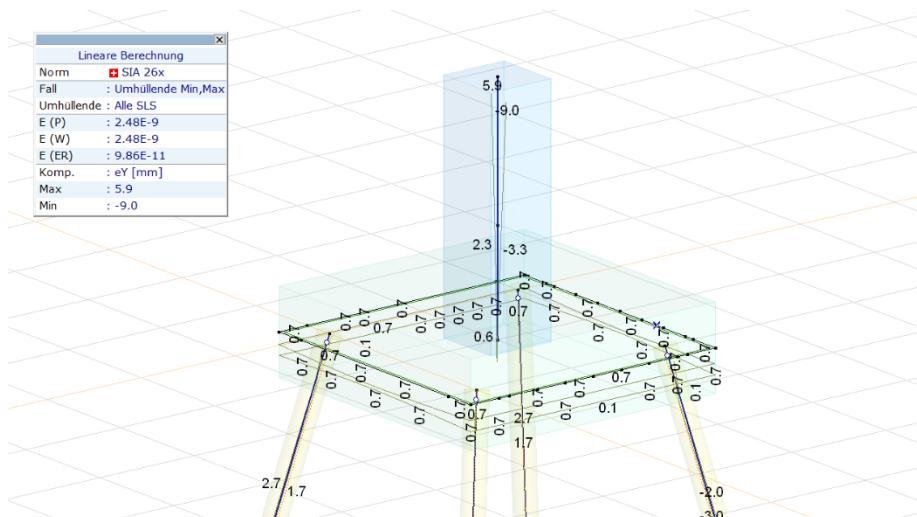


Abbildung 185 : Verformung e_y

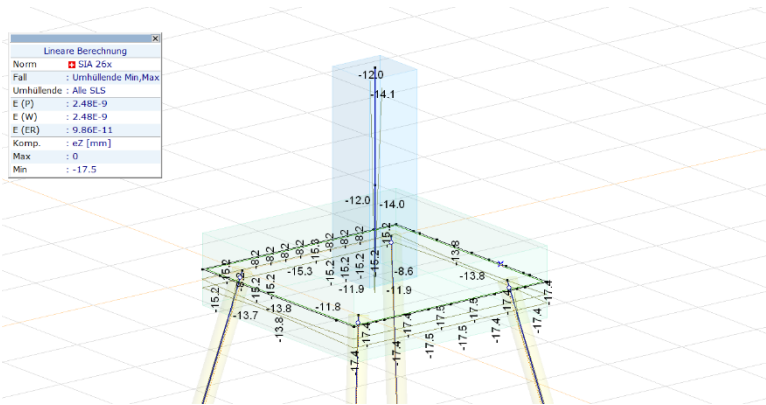


Abbildung 186 : Verformung e_z

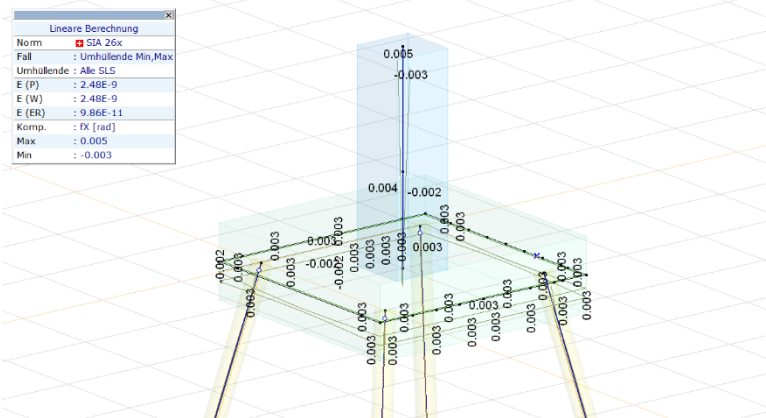


Abbildung 187 : Verformung f_x

Nachweis

Massgebende Lastkombination:

$$EG + AL + FLM(\text{Eigengewicht}) + 0.5 * Wind + FLM(\text{Nutzlast})$$

Maximale Bewegung des Fundaments:

$$w_{fund,Ed} = 9 \text{ mm} < w_{fund,max} = 8.9 \text{ mm nicht i. O.}$$

$$\text{Total Bewegung: } w_{max,Ed} = 9 + 11.1 = 20 \text{ mm} < w_{max} = 20 \text{ mm i. O.}$$

$$f_{Ed} = f_x + \frac{w_{max,Ed}}{L} = 0.04 + \arctan \frac{14}{7500} = 0.04 + 0.00187 \text{ rad} = 0.4 + 0.11 = 0.15 \text{ grad} < 0.6 \text{ grad i. O.}$$

7.4 Spezialfall Einzelfundament Typ 2A (in der Zone B)

Verformung gemäss AxisVM

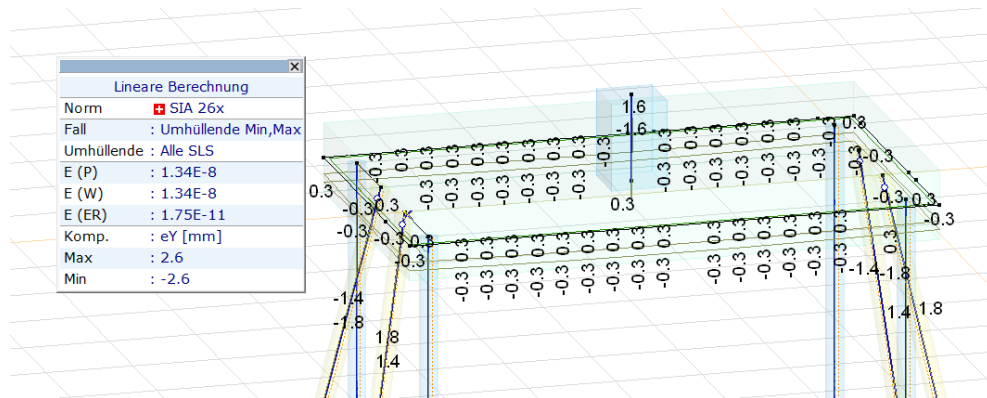


Abbildung 188 : Verformung e_x

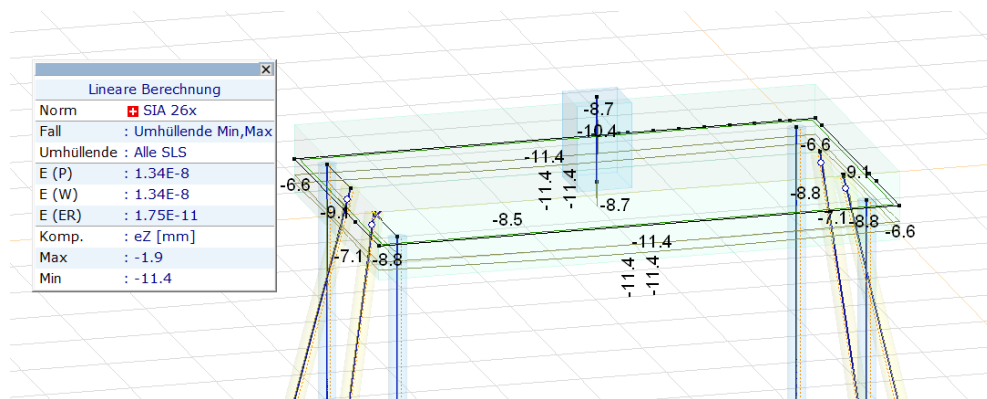


Abbildung 189 : Verformung e_z

Nachweis

Massgebende Lastkombination:

$$EG + AL + FLM(\text{Eigengewicht}) + 0.5 * Wind + FLM (\text{Nutzlast})$$

Maximale Bewegung des Fundaments:

$$w_{fund,Ed} = 1.6 \text{ mm} < w_{fund,max} = 8.9 \text{ mm i. O.}$$

$$\text{Total Bewegung: } w_{max,Ed} = 1.6 + 11.1 = 12.7 \text{ mm} < w_{max} = 20 \text{ mm i. O.}$$

$$f_{Ed} = f_x + \frac{w_{max,Ed}}{L} = 0 + \arctg \frac{12.7}{5500} = 0.00244 = 0.0023 \text{ rad} = 0.15 \text{ grad} < 0.6 \text{ grad i. O.}$$

7.5 Spezialfall Einzelfundament Typ 2D

Verformung gemäss AxisVM

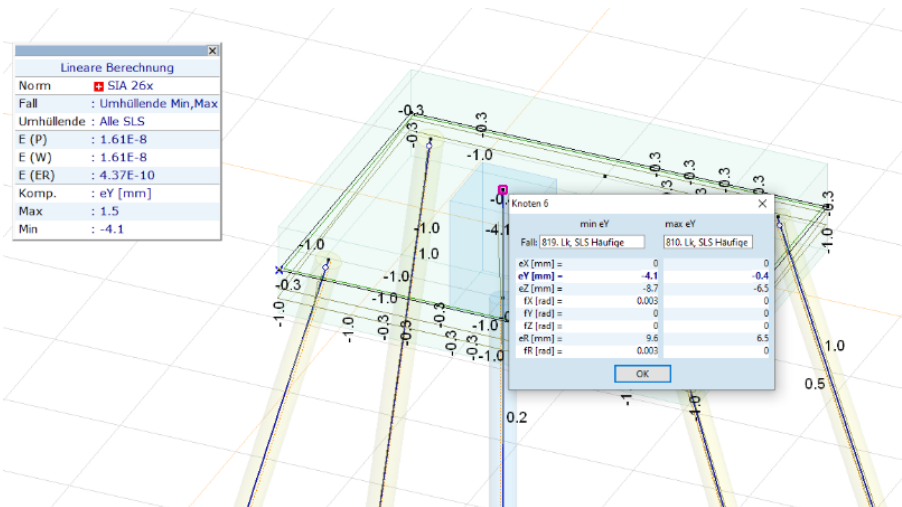


Abbildung 190 : Verformung e_y

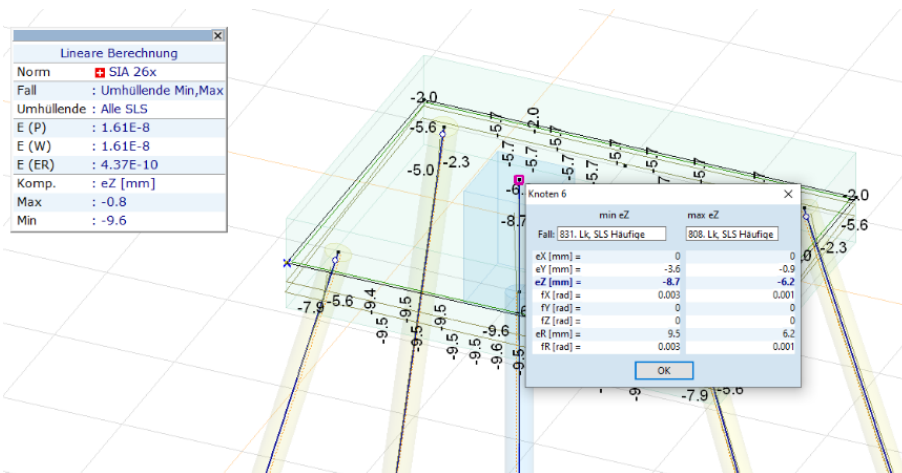


Abbildung 191 : Verformung e_z

Nachweis

Massgebende Lastkombination:

$$EG + AL + FLM(\text{Eigengewicht}) + 0.5 * Wind + FLM (\text{Nutzlast})$$

Maximale Bewegung des Fundaments:

$$w_{fund,Ed} = 4.1 \text{ mm} < w_{fund,max} = 8.9 \text{ mm i. O.}$$

$$\text{Total Bewegung: } w_{max,Ed} = 4.1 + 11.1 = 15.2 \text{ mm} < w_{max} = 20 \text{ mm i. O.}$$

$$f_{Ed} = f_x + \frac{w_{max,Ed}}{L} = 0 + \arctg \frac{15.2}{5500} = 0.00207 = 0.0023 \text{ rad} = 0.15 \text{ grad} < 0.6 \text{ grad i. O.}$$

8 Anhang 1 : Perronabschluss beim Gleis 1

8.1 Einleitung

Entlang des Gleises 3 benötigt der Perron ein Element zum seitlichen Abschluss. Da der Perron nur 5 m breit ist, wird der neue Perronwinkel mit dem Fundament der Perronstütze kollidieren. Daher war es notwendig, ein spezielles System für die Fundamente und die Perronstütze zu konstruieren, das den Bau beider Elemente ermöglicht.

Die vorgeschlagene Lösung besteht aus dem Perronstützenfundament, das tiefer liegt als das Standardfundament, und somit nicht mit dem Perronwinkel kollidiert. Die OK Stützfundament und OK des horizontalen Teils des Winkels liegen in der gleichen Ebene. Der Bereich oberhalb des Fundaments ist mit einem auskragenden Teil des Winkels geschlossen, d.h. der Winkel hat im Bereich des Perronstützenfundaments nur einen vertikalen Teil und wird durch das Fundament gestützt.

Um das Verhalten der beiden Elemente zu modellieren, ist es notwendig, zwei Modelle zu verwenden.

Das erste Modell ist ein 2D-Modell, das mit dem Programm Larix erstellt wird, um den Boden und die Winkelkonstruktion zu überprüfen.

Das zweite Modell ist ein 3D-Modell eines Trägers, der von den Fundamenten gestützt wird. Dieses Modell wird verwendet, um die Kräfte zu ermitteln, die der Perronwinkel auf das Fundament überträgt, und um die Kräfte in den Mikropfählen zu berechnen.

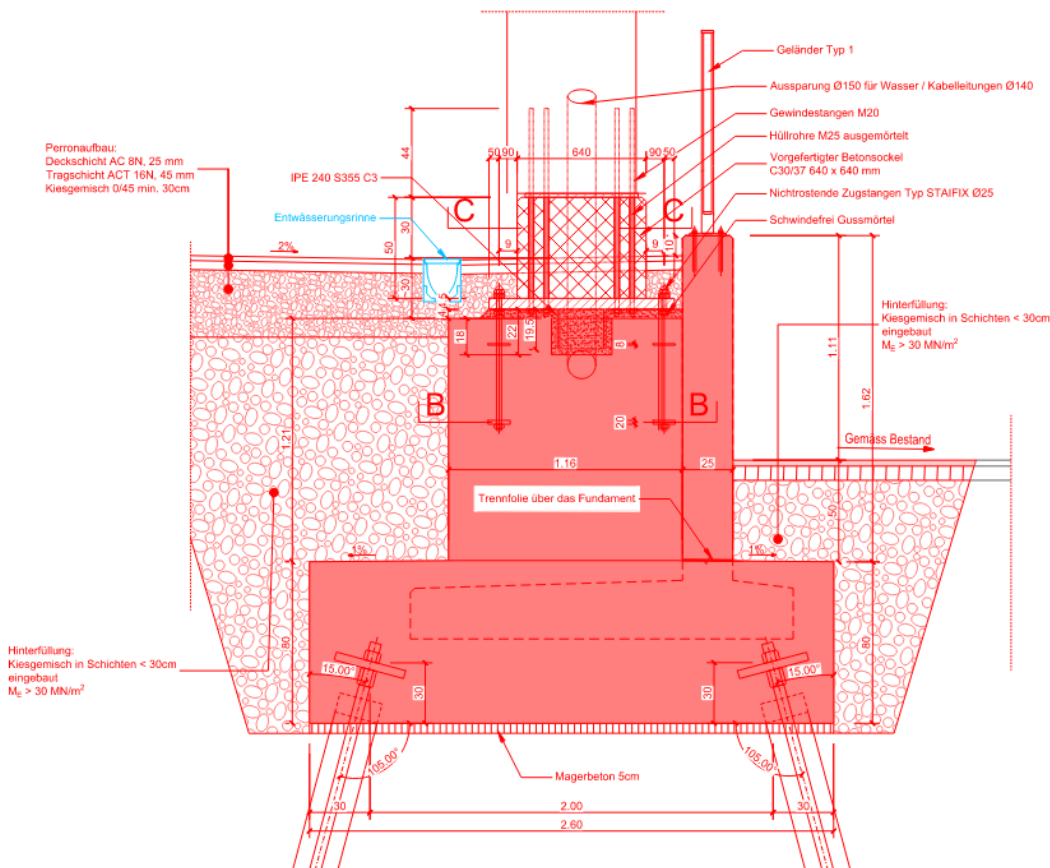


Abbildung 192 : Perronabschluss Gleis 1

8.2 Statisches Modell

Um das Verhalten des Perronwinkels zu modellieren, werden, zwei Modelle erstellt. Die verwendeten Materialien und Einstellungen sind wie folgt:

- Perronwinkel:
 - Schalenmodell, dicke 30 cm (nur ein Träger in AxisVM, Abmessungen 1.8 x 0.3 m)
 - Beton C30/37
 - Betonstahl B500B
 - Abmessungen 1.5 x 1.8 x 0.3 m
- Fundament (Auflagerung):
 - Abstand zwischen Perronstützenfundamenten 12.8 m (in Axis mit zwei Auflager modelliert, Abstand 1.7 / 12.8 m)
 - Vertikale Steifigkeit: $k_z = \frac{P}{s} = \frac{283.6 \text{ kN}}{0.0147 \text{ m}} = 19\,292 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.9 \times E^4 \text{ kN/m}^*$
- Boden:
 - Hinterfüllung: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$
 - Erdruckdruckbeiwert: $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.5$

* Die vertikale Steifigkeit des Lagers wird anhand der Ergebnisse des AxisVM X7-Modells für den Standardfundamenttyp 1C berechnet. Die maximale Setzung der Oberseite des Mikropfahls beträgt 14.7 mm, und die resultierende Normalkraft für diese Setzung beträgt 283.6 kN. Die verwendete Kombination sowie die Ergebnisse sind unten dargestellt.

Massgebende Lastkombination: $EG + AL + FLM \text{ (ständig)} + 0.5Wind + 0.6Nutzlast + FLM(Nutzlast)$

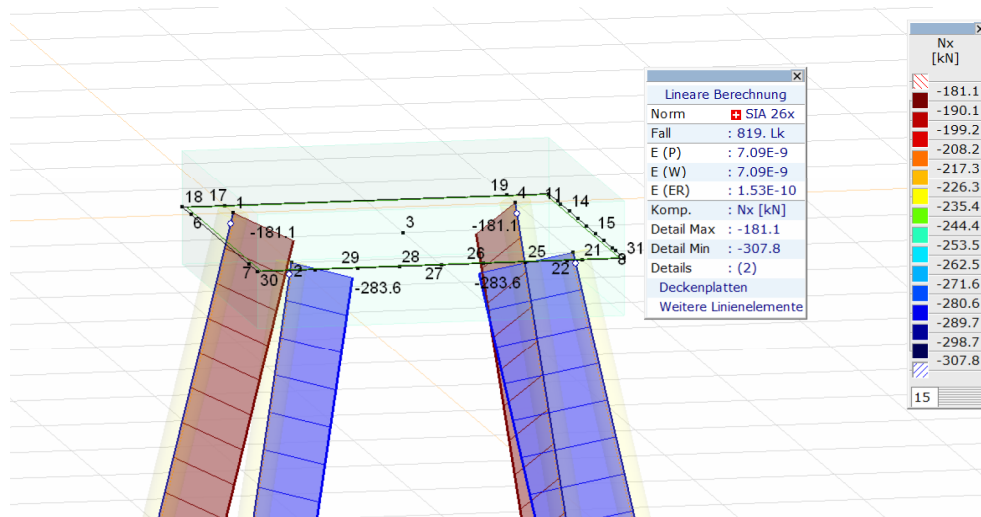


Abbildung 193 : Normalkraft N_x

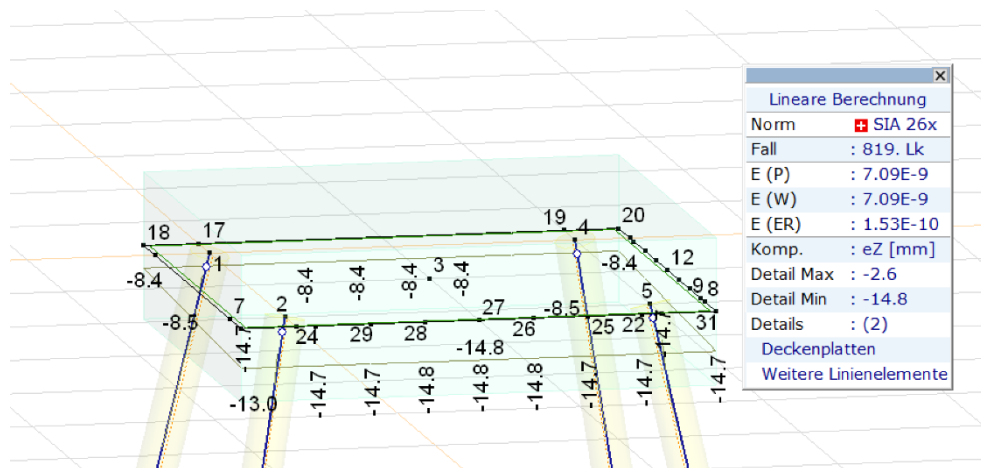


Abbildung 194 : vertikale Setzung e_z

8.2.1 Larix Modell

Mit dem Modul „Stützmauern“ des Programms LARIX wurde die Stützmauer Perron nachgewiesen und bemessen. Die Nachweise umfassen die statische Grundbruchsicherheit, die Sicherheit gegen Kippen und Gleiten und die Verdrehung der Mauer. Die Bemessung umfasst die Geometrie der Mauer und die erforderliche Bewehrung für den Normalschnitt.

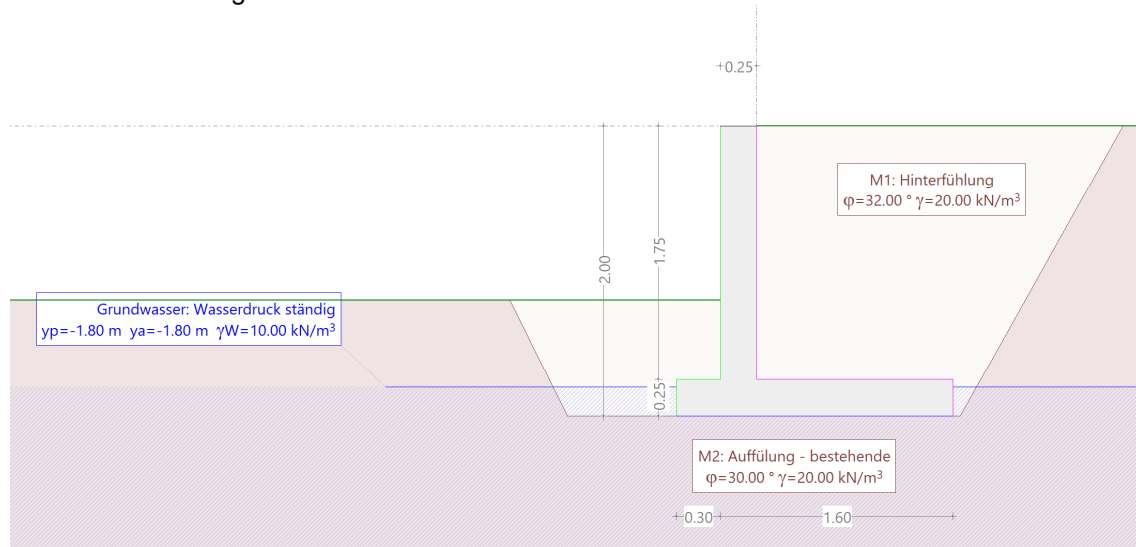


Abbildung 195 : Larix 2D-Modell

Die Abbildung oben zeigt auch die verwendeten Bodeneigenschaften, da sich der Perronwinkel in der Auffüllung befindet. Folgendes Material wurde zur Modellierung des Perronwinkels verwendet:

Geometrie	Attribute
Eigengewicht	
Beschreibung	Mauergewicht
Kategorie	Eigenlast
Subkategorie	
Raumgewicht γ	25.00 kN/m³
Bewehrung	
Randabstand a_R	40.0 mm
Baustoffe	
Körper	CC (C30/37)
Bewehrung	R (B500B)

Abbildung 196 : Beton für Perronwinkel

8.2.2 AxisVM X7 Modell

Das AxisVM X7-Modell ist ein 3D-Modell eines mehrfeldrigen Trägers, das nur aus dem vertikalen Teil des Perronwinkels besteht. Dieses Modell wird verwendet, um die Kräfte zu bestimmen, die der Perronwinkel über seinen vertikalen Teil auf das Perronstützenfundament überträgt. Da das Modell nur als Träger ohne seinen horizontalen Teil (der vom Boden gestützt wird) erstellt wird, wurden bestimmte Lasten aus dem Modell herausgenommen. Daher wird der Träger nur mit Eigengewicht, Erddruck und Erddruck infolge nicht motorisierten Verkehrs belastet.

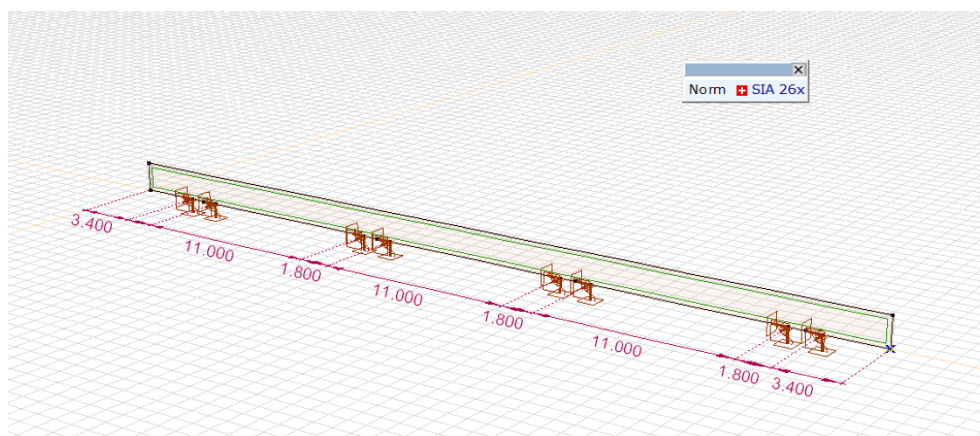


Abbildung 197 : AxisVM 3D-Modell

8.3 Einwirkungen

8.3.1 Ständige Lasten

8.3.1.1 Eigengewicht

Eigengewicht wird automatisch mit Programm AxisVM X7 gerechnet

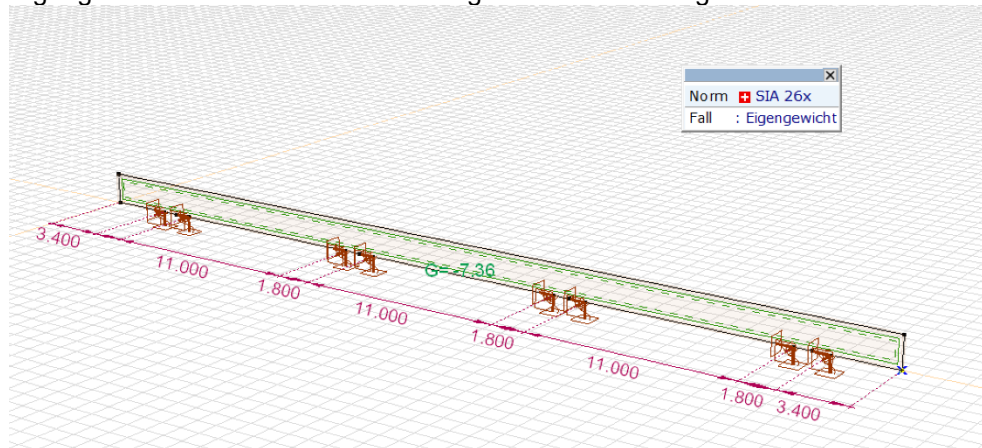


Abbildung 198 : Eigengewicht (AxisVM X7)

8.3.1.2 Auflasten

Hinterfüllung: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $h = 1.2 \text{ m}$

$$g = \gamma * h = 24 \text{ kN/m}$$

8.3.1.3 Erddruck

Hinterfüllung: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $h = 1.8 \text{ m}$, $k_0 = 0.5$

$$g = \gamma * h * k_0 = 20 * 1.8 * 0.5 = 18 \text{ kN/m}$$

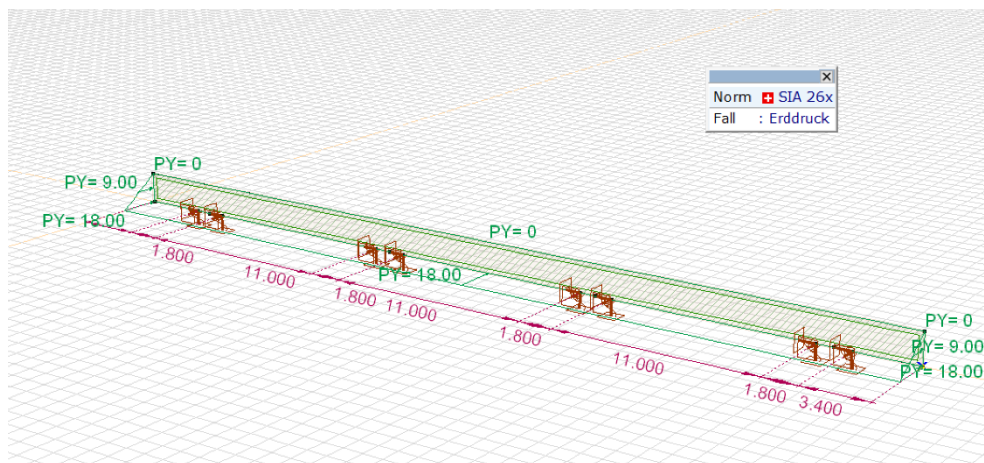


Abbildung 199 : Erddruck (AxisVM X7)

8.3.2 Veränderliche Lasten

8.3.2.1 Nicht motorisierter Verkehr auf dem Perron

Veränderlicher Last auf Perron: $Q = 5 \text{ kN/m}^2$, $q_{hor} = q * k_0 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

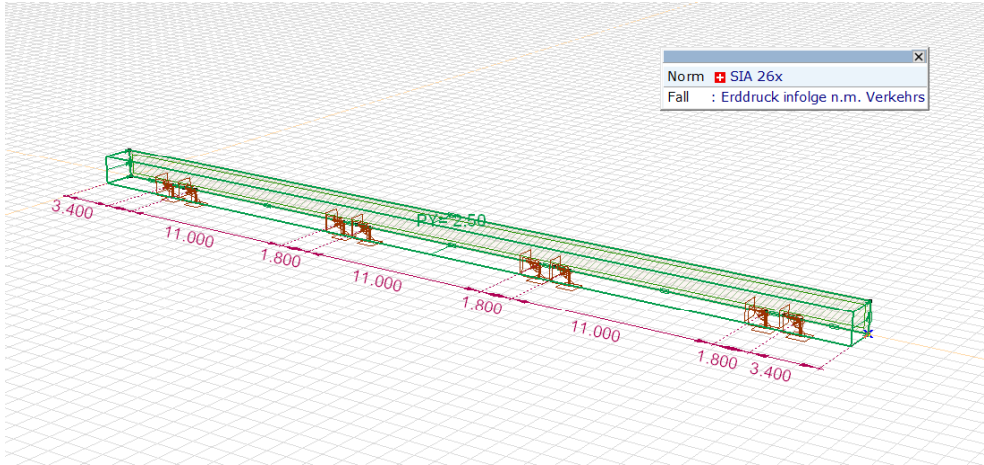


Abbildung 200 : nicht motorisierter Verkehr auf dem Perron (AxisVM)

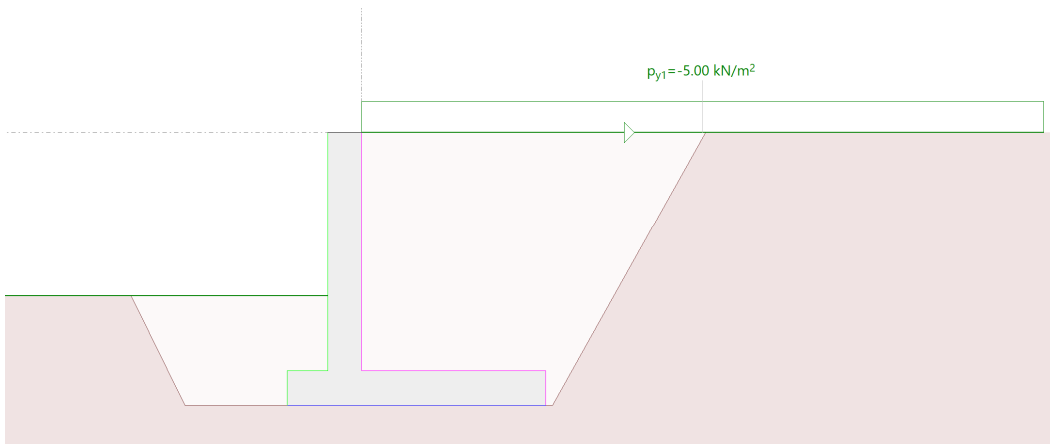


Abbildung 201 : nicht motorisierter Verkehr (Larix 2D-Modell)

8.4 Ergebnisse

8.4.1 Auflagerreaktionen (AxisVM 3D-Modell)

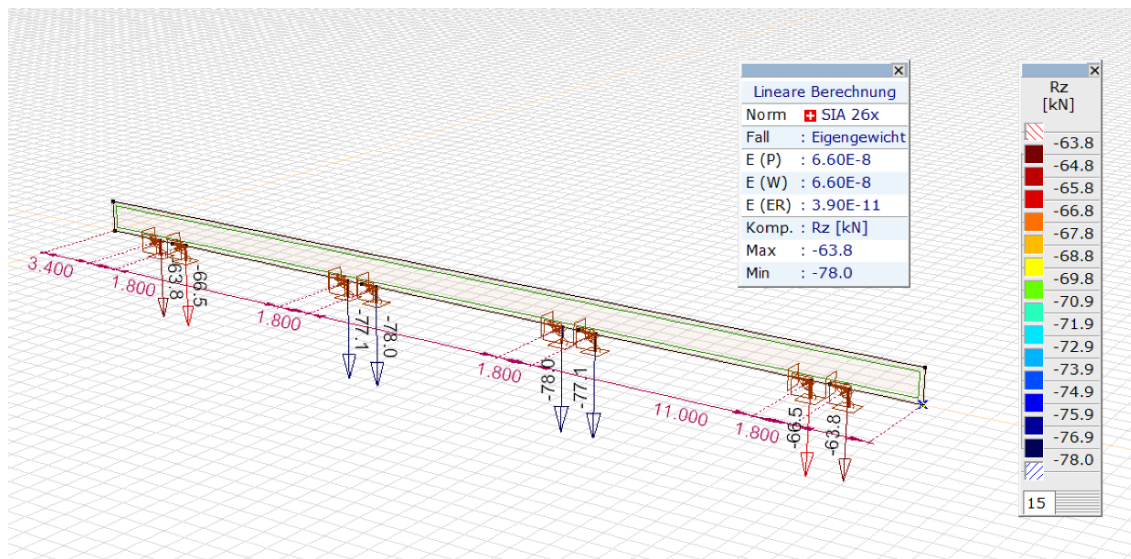


Abbildung 202 : vertikale Reaktion R_z infolge Eigengewichts

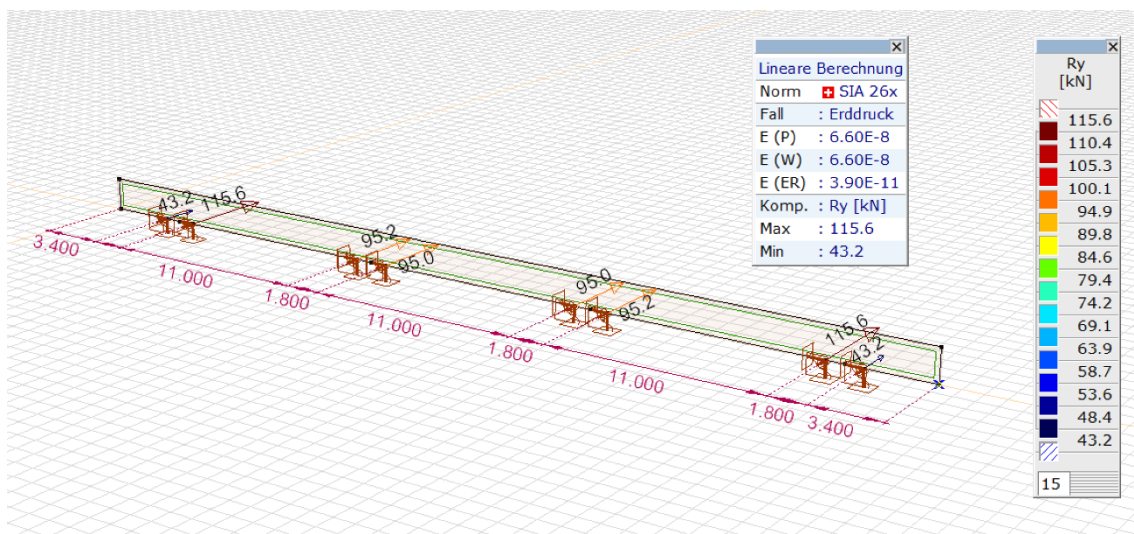


Abbildung 203 : horizontale Reaktion R_y infolge Erddrucks

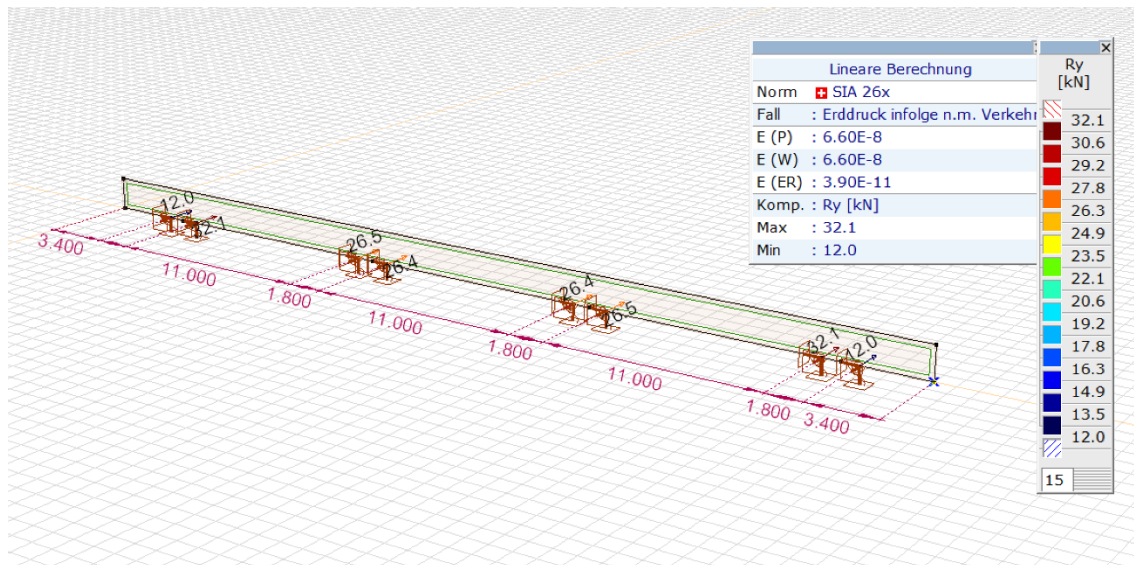


Abbildung 204 : horizontale Reaktion R_y infolge Erddrucks infolge nicht motorisierten Verkehrs

Für den Fundamenttyp 1C werden folgende Reaktionen verwendet:

$$r_{g,z} = \frac{2 * R_z}{B} = \frac{2 * 78}{2.6} = 60 \text{ kN/m}$$

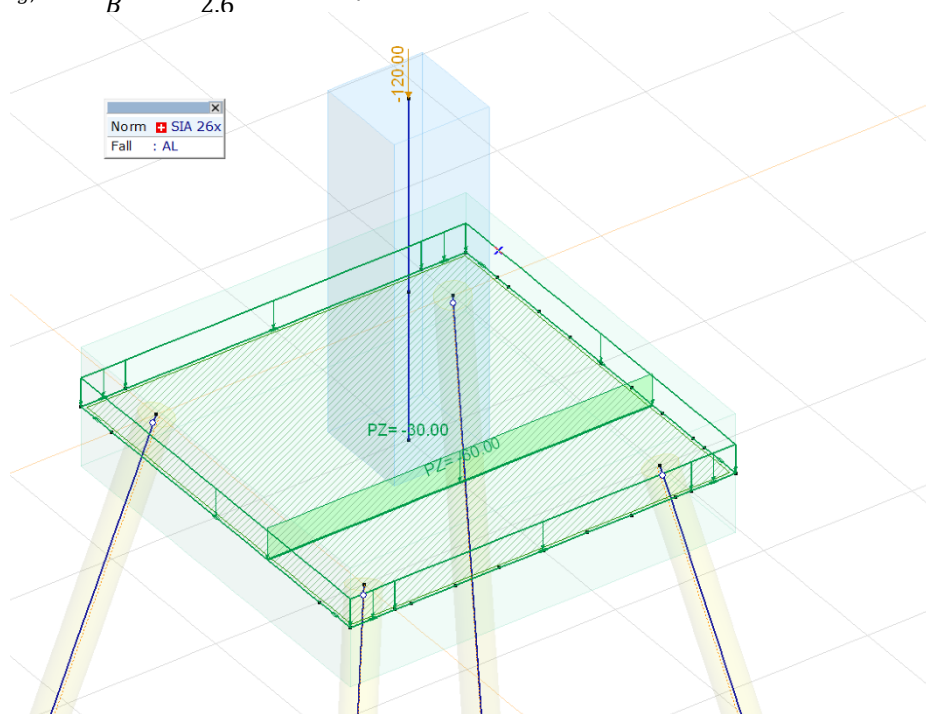


Abbildung 205 : vertikale Reaktion R_z infolge Eigengewichts des Perronwinkels

8.4.2 Larix Modell

Das Programm Larix wird zur Berechnung der Stabilität des Perronwinkels verwendet.

Die Abbildung unten zeigt die Ergebnisse aus dem Larix-Modell:

Nachweise

Nachweis	F _{vorh} [-]	F _{erf} [-]	β _{vorh} [‰]	β _{max} [‰]	GWS	EWK	
Kippen	3.79	1.00			2	9	
Gleiten	1.42	1.00			4	9	
Grundbruch	1.63	1.00			4	9	
Verdrehung			0.73	2.00	1	1	

Abbildung 206 : Nachweise gemäss Larix Modell

Kippen:

Gleiten:

Grundbruch:

3.79 > 1.00

1.42 > 1.00

1.63 > 1.00

Nachweis erfüllt

Nachweis erfüllt

Nachweis erfüllt

8.4.3 Erforderliche Bewehrung

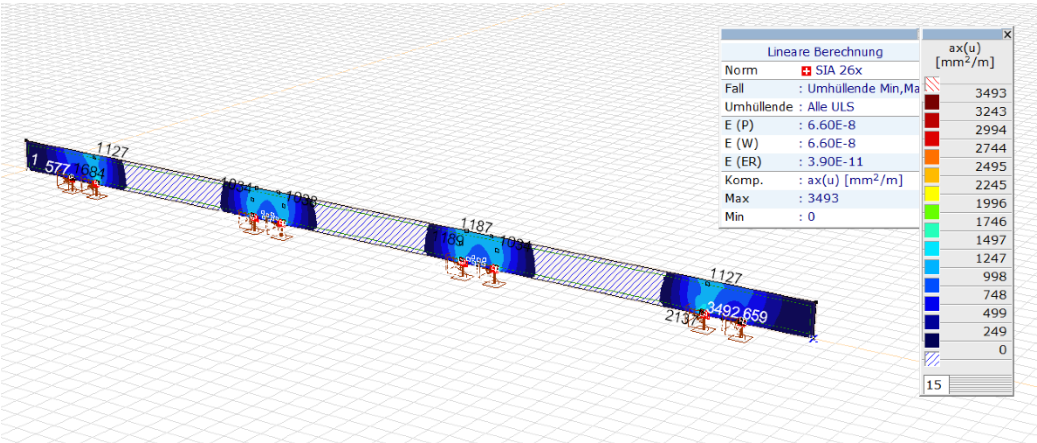


Abbildung 207 : erforderliche Bewehrung ax(u)

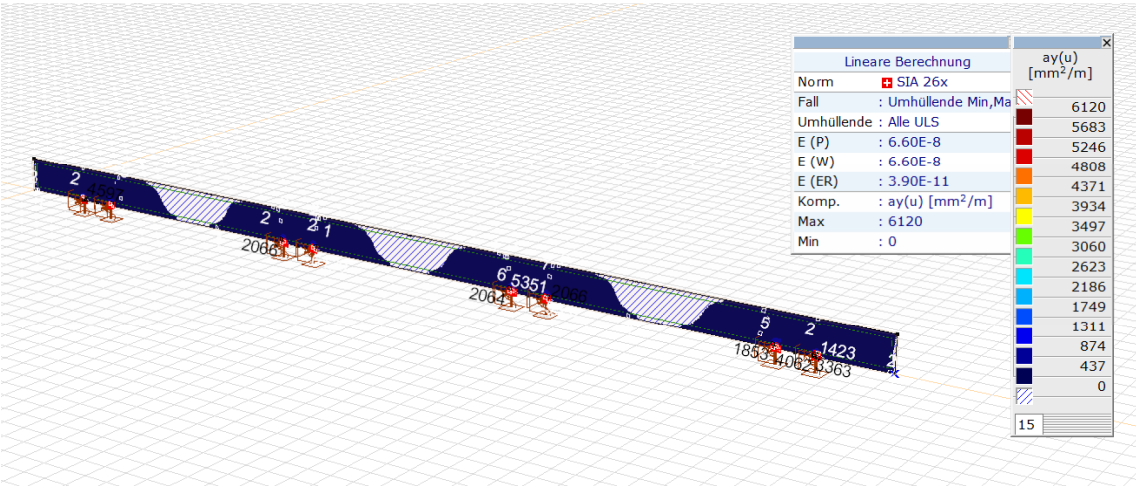


Abbildung 208 : erforderliche Bewehrung ay(u)

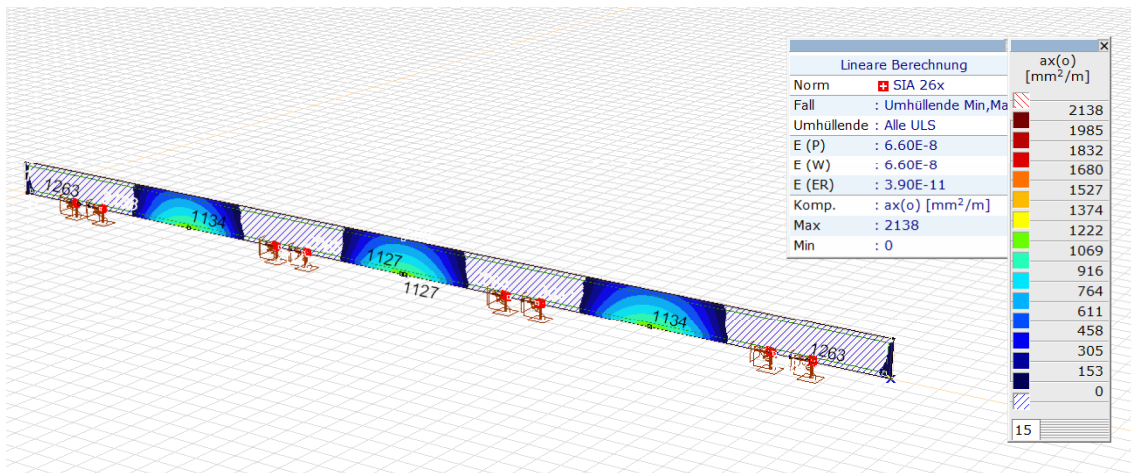


Abbildung 209 : erforderliche Bewehrung $a_{x(o)}$

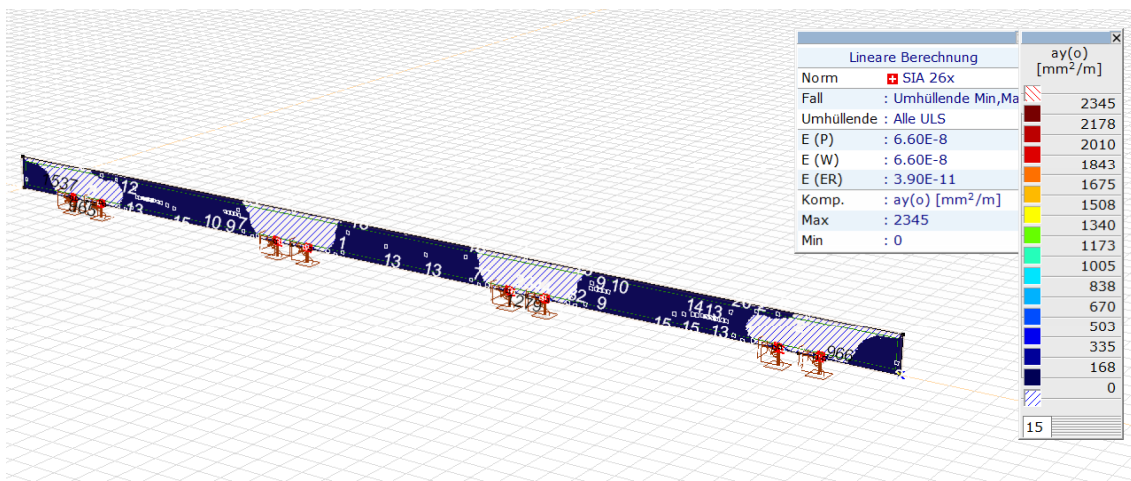


Abbildung 210 : erforderliche Bewehrung $a_{y(o)}$

Bei der Ermittlung der Mindestbewehrung wird das Merkblatt Nr. 22 001-14210 im Fachhandbuch Kunstbauten des Astra berücksichtigt. Bei der Bemessung der Mindestbewehrung (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) zur Begrenzung der Rissbreiten muss der Unterschied in der Festigkeit zwischen dem geplanten Beton (bei der Projektierung) und dem tatsächlich eingebrachten Beton berücksichtigt werden. Zu diesem Zweck wird ein Überwiderstand des Betons angenommen mit der Regel + 2 Klassen.

Anforderungen:		Erhöhte Anforderungen	
Bauwerksteil:		Stützmauer	
Materialkennwerte			
Plattenstärke		$h =$	0.25 m
Mindestbewehrung für Rissbreitenbegrenzung bei			
Mittlere Betonzugfestigkeit für Beton:			C40/50
f_{ctm} (SIA 262, Seite 28)			3.5 N/mm ²
Abminderungsfaktor			
$k_t = 1 / (1+0.5 \cdot h)$		für reinen Zug	0.8889
$k_t = 1 / (1+0.5 \cdot (h/3))$		für reine Biegung	0.96
Bemessungswert der Betonzugfestigkeit			
$f_{ctd} = k_t \cdot f_{ctm}$		für reinen Zug	3.11 N/mm ²
		für reine Biegung	3.36 N/mm ²
Mindestbewehrung für reinen Zug - Quer zur Tragrichtung:			
Begrenzen der Rissbreite unter behinderten Verformungen:			
$\sigma_{s,adm}$ (Kurve $w_{nom} = 0.5$ mm, Figur 31 SIA 262 C1)			420 N/mm ²
Raster		$s =$	150 mm
$A_s = (A_c \cdot f_{ctd}) / \sigma_{s,adm}$ (je unten und oben pro lfm)			139 mm ²
		$\Phi =$	13.3 mm
Mindestbewehrung Quer zur Tragrichtung (unten und oben)	Gewählt	$\Phi =$	14 mm
		a	150 mm
Mindestbewehrung für reine Biegung - in Tragrichtung:			
Begrenzen der Rissbreite unter behinderten Verformungen:			
$\sigma_{s,adm}$ (Kurve $w_{nom} = 0.5$ mm, Figur 31 SIA 262 C1)			420 N/mm ²
Raster		$s =$	150 mm
$A_s = (W_c \cdot f_{ctd}) / (\sigma_{s,adm} \cdot (0.8 \cdot h))$ (je unten und oben pro lfm)			63 mm ²
		$\Phi =$	8.9 mm
Mindestbewehrung Quer zur Tragrichtung (unten und oben)	Gewählt	$\Phi =$	14 mm
		a	150 mm

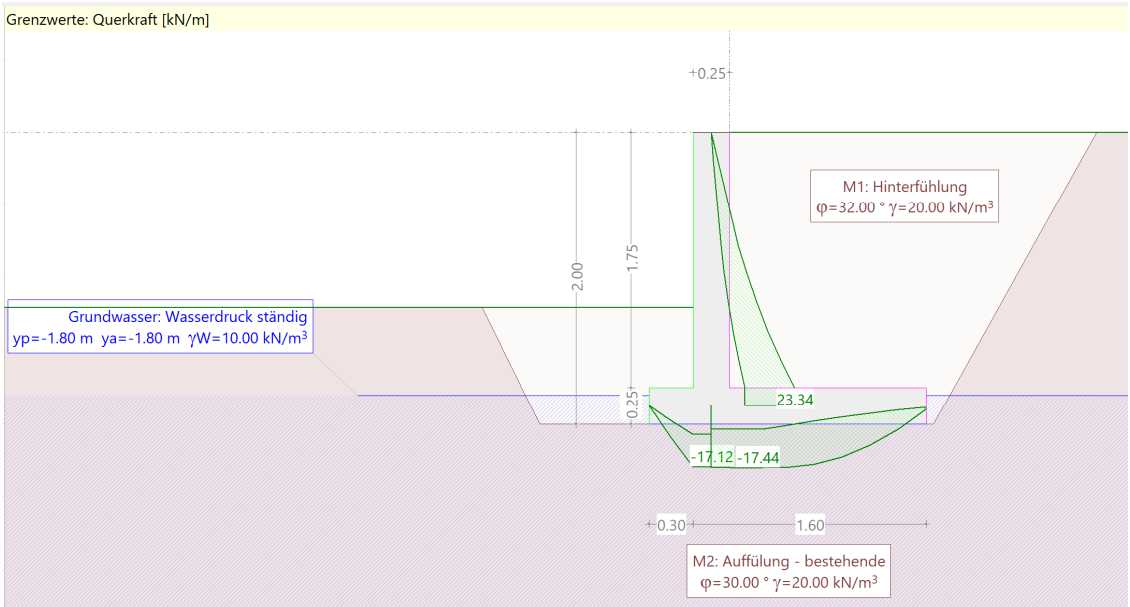


Abbildung 211 : Querkraft V_d [kN/m] Normalschnitt

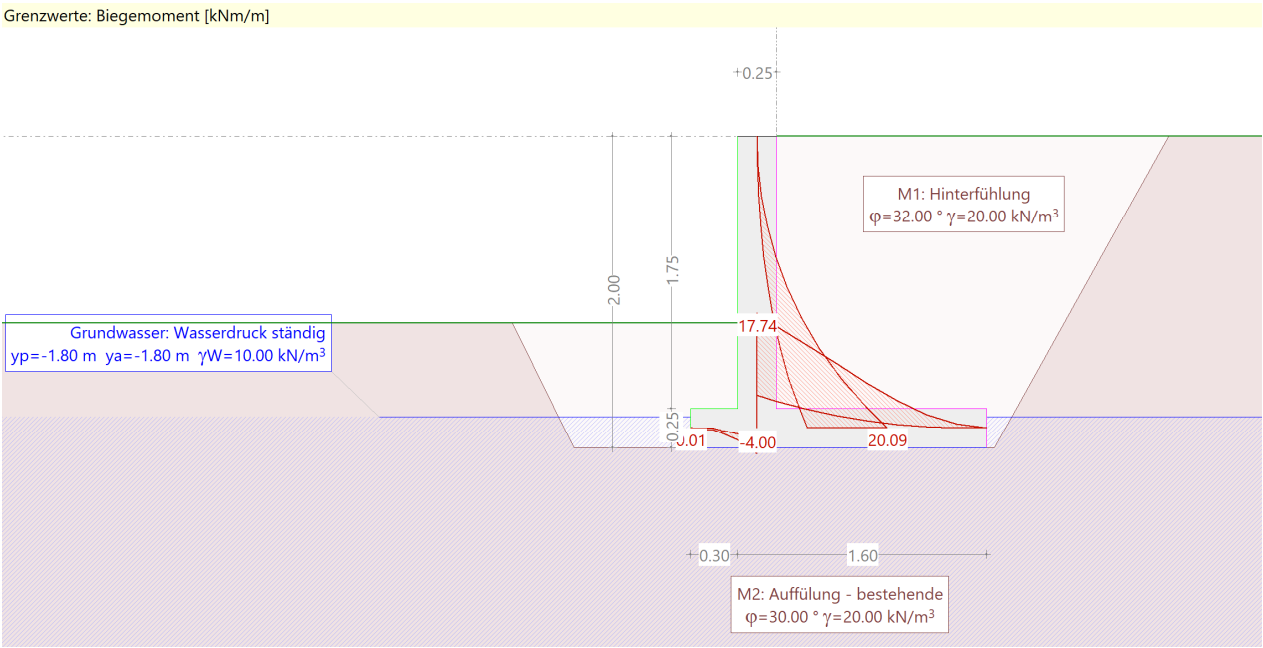


Abbildung 212 : Biegemoment M_d [kNm/m] Normalschnitt

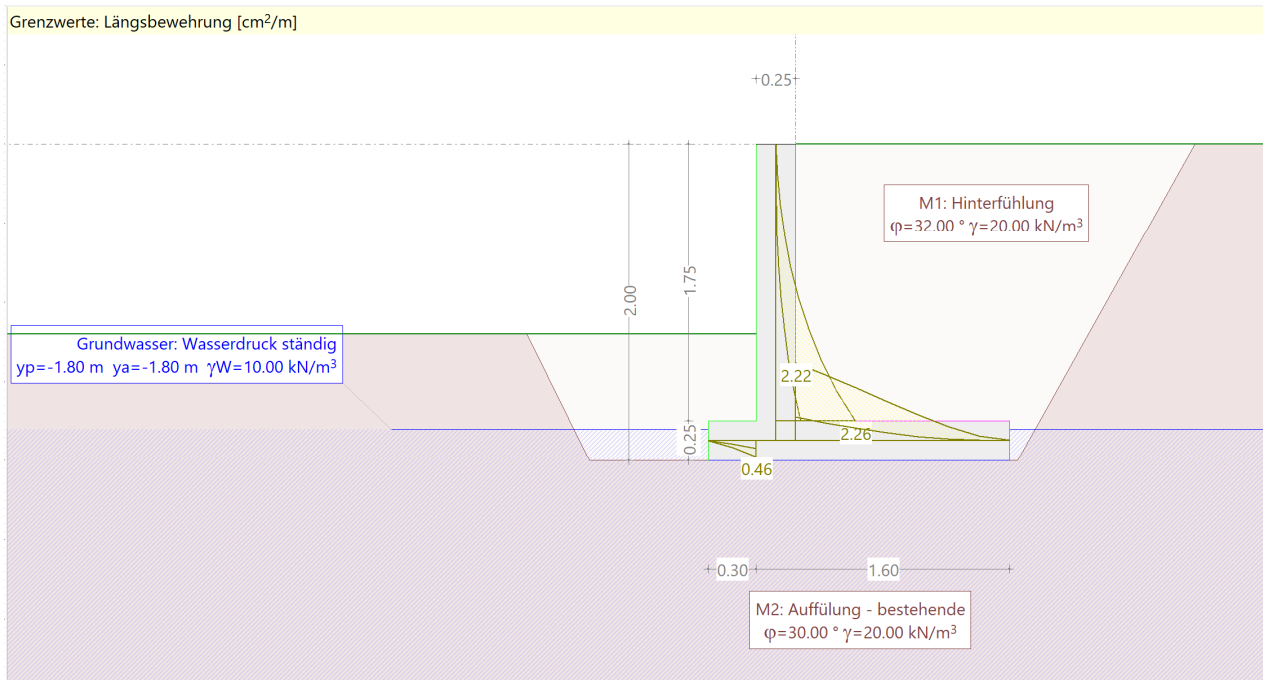


Abbildung 213 : Bemessung Biegebewehrung a_s [cm²/m] Normalschnitt

Die Mindestbewehrung $\varnothing 14$ $e = 15 \text{ cm}$ ist im Normalschnitt (ohne Masten) massgebend.

9 Anhang 2: Arbeitspapier – Untersuchung Flachfundation Perrondachfundamente