

Linie:

SBB 720

Bezeichnung:

Zürich - Ziegelbrücke

km:

22.2 - 25.9

SOB 670

Wädenswil - Einsiedeln

0.0 – 1-1

12.301.06

Kantone:

Zürich, Schwyz

Gemeinden:

Wädenswil, Richterswil, Freienbach

Projekt:

AS35; Wädenswil

Publikumsanlage

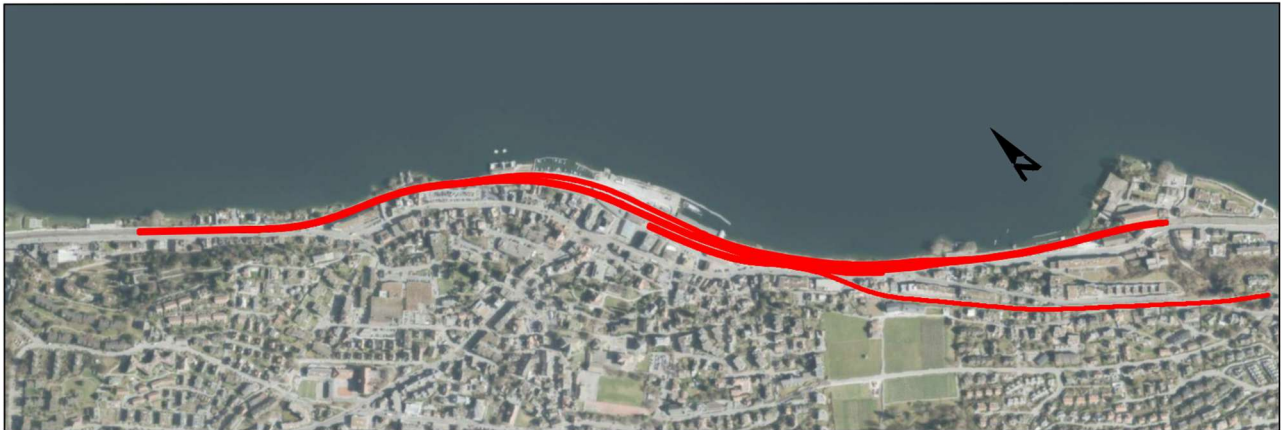
ISP-Nr.

1161158

Phase:

Auflageprojekt

Übersichtsplan:



Autoren:

Bauherrenvertretung SBB

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

Name: René Batschelet

Datum: 08.06.2026

Unterschrift:

Projektverfasser

Firma: PGBW

Name: Pascal Guignard

Datum: 08.06.2026

Unterschrift:

Statische Berechnungen

Stb Seestrasse

Linie: 720

km: 24.530 – 24.740

SBB, Infrastruktur

Vulkanplatz 11, 8048 Zürich

Dok. Nr.

WAE_BP_12.301.06_IB_Stb-See-
strasse_GRU_C00

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

Filename: WAE_BP_12.301.06_IB_Stb-Seestrasse_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 COMA	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	4
1.1	Objektbeschreibung	4
1.2	Übersichtspläne	4
1.3	Grundlagen	6
2	Baustoffe und Baugrund	6
3	Tragwerkskonzept	6
3.1	Einleitung	6
3.2	Tragwerksmodell	7
3.2.1	Statisches System innere Tragsicherheit	7
3.2.2	Statisches System äussere Tragsicherheit	9
4	Modellierung der Einwirkungen	11
4.1	Ständige Einwirkungen	11
4.1.1	Eigenlast	11
4.1.2	Auflast	12
4.1.3	Erddruck aus Bodeneigengewicht	13
4.1.4	Wasserdruck	15
4.2	Veränderliche Einwirkungen	16
4.2.1	Strassenverkehrslasten	16
4.3	Aussergewöhnliche Einwirkungen	18
4.3.1	Anprall	18
4.3.2	Erdbeben	19
4.4	Mastenfundament	20
4.4.1	Einwirkungen Mastenfundament	20
5	Grenzwertspezifikation	23
6	Bemessung innere Tragsicherheit, GZT	24
6.1	Nachweise Biegemoment	25
6.1.1	Stützbauwerk Anprall Randbereich	25
6.1.2	Stützbauwerk Anprall mittig	28
6.2	Stützbauwerk beim Mastenfundament	30
6.2.1	Schnittgrössen GZT2	30
6.2.2	Biegebemessung Stützbauwerk mit Mastenkräfte	32
6.2.3	Ermüdung infolge Fahrleitungsmasten:	36
6.3	Durchstanznachweis (Krafteinleitung Anprall)	37
6.4	Nachweise Querkraft	38
6.5	Gewählte Bewehrung	40
7	Bemessung äussere Tragsicherheit, GZT	43
7.1	Modell 1 (Wasserstand Hochwasser):	43
7.2	Modell 1 mit Mastenlasten (Wasserstand Hochwasser):	44
7.3	Modell 2 (Wasserstand unterhalb des Modells):	46
7.4	Modell 1 (Wasserstand Hochwasser): aussergewöhnliche Bemessungssituation	48
7.5	Modell 2 (Wasserstand unterhalb des Modells): (aussergewöhnliche Bemessungssituation)	49
8	Gebrauchstauglichkeit	51
8.1	Rissbreiten	51
8.2	Verformungen	53

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.

Parallel zu den Gleisen führt im östlichen Abschnitt direkt anliegend die Seestrasse entlang. Aus Sicherheitsgründen und zur Erhöhung der Zuverlässigkeit des Schienenverkehrs wird ein Stützbauwerk geplant, welche im Falle eines Verkehrsunfalls die Gleise von der Strasse sicher abtrennt und somit einem Anprall standhalten muss. Dank dieser Massnahme wird auch die Sicherheit des Strassenverkehrs massgebend erhöht. Das vorliegende Dokument befasst sich mit dieser Stützbauwerk, welche sich gesamt über 210 Meter Länge erstreckt, wobei Bahnkilometer km 24.530 – 24.740 betroffen sind. Die Gesamthöhe der Mauer beträgt 2.7 Meter, wobei strassenseitig nur 0.6 Meter oberhalb der Oberkannte Terrain liegen. Das Grundwasser liegt je nach Stand unterhalb des Fuss oder kommt oberhalb der Mitte des Bauwerks zu liegen. Eine Übersicht des Bauwerks befindet sich auf den nachfolgenden Seiten. Die Nutzungsvereinbarung und Projektbasis bilden die Grundlagen der vorliegenden statischen Berechnungen. Eine detaillierte Objektbeschreibung kann den genannten Dokumenten entnommen werden.

1.2 Übersichtspläne

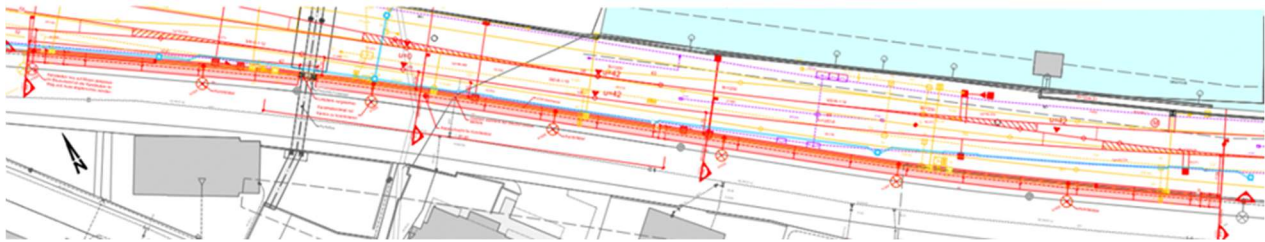


Abbildung 1. Draufsicht

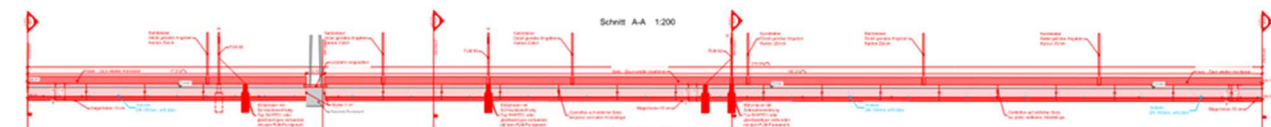


Abbildung 2: Schnitt A-A. Längsschnitt des Stützbauwerks

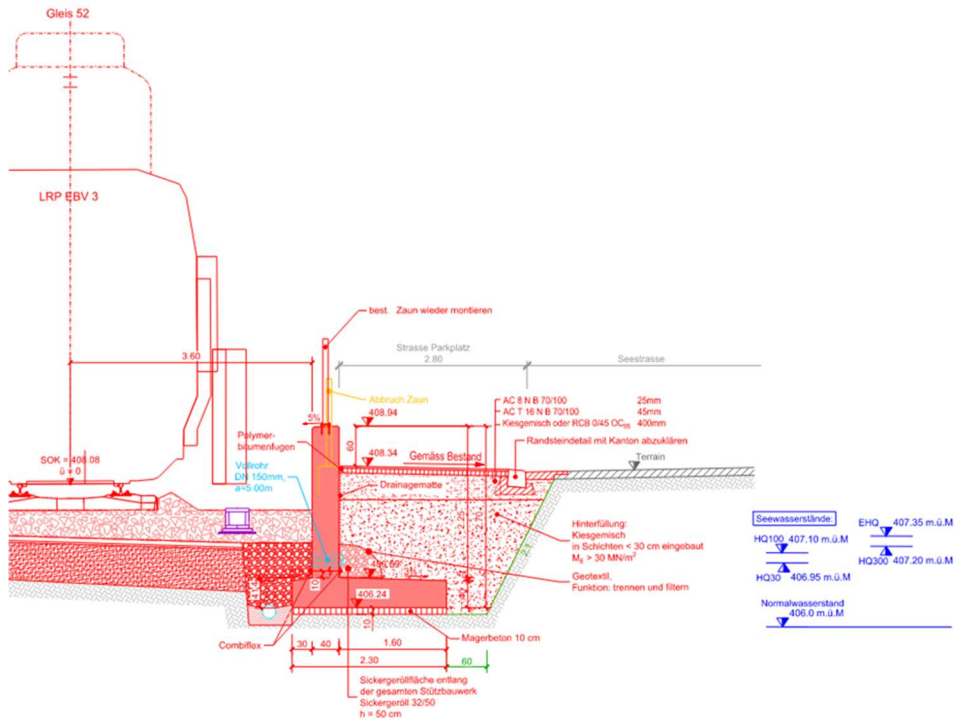


Abbildung 3. Schnitt B-B. Querschnitt beim Beginn der Stützbauwerk

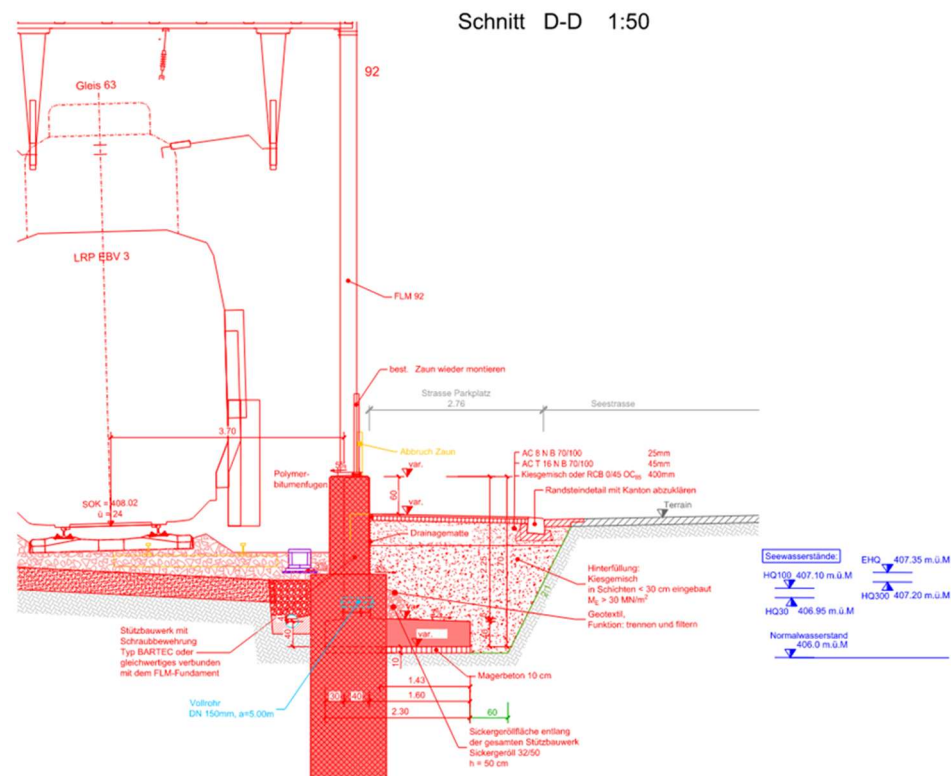


Abbildung 4. Schnitt C-C. Querschnitt bei FLM 92

1.3 Grundlagen

Siehe Projektbasis

2 Baustoffe und Baugrund

Siehe Projektbasis

3 Tragwerkskonzept

3.1 Einleitung

Winkelmauer

Bei dem Stützbauwerk handelt es sich um eine Winkelmauer, welche in Massivbauweise geplant ist. Die Stärke des Stützbauwerkes ist über die gesamte Längsrichtung konstant, wobei sie grundsätzlich überall 0.4 Meter beträgt. Die Fundamentplatte ist in der Mitte 0.45 Meter stark. Die Gesamtbreite des Fundamentes ist 2.3 Meter. Auch die Höhe bleibt über die Länge des Stützbauwerks konstant. Sie beträgt vom untersten Teil des Fusses bis an die Krone 2.7 Meter. Die Gesamtlänge des Stützbauwerks beträgt 210 Meter, von Bahnkilometer 24.530 bis 24.740. Je nach Lage ist sie teils sehr schwach gekrümmt. Die Trennungen in Längsrichtung bestehen aus Arbeitsfugen alle 10 Meter, um die Zwängungskräfte zu begrenzen. Ein Segment von 10 m ist ausreichend lang, um die Anprallkräfte in Längsrichtung zu verteilen. Es gibt keine Dilatationsfugen entlang der Mauer, nur Arbeitsfugen alle 10m.

Die Mastenfundamente werden zuerst als Standardfundamente ausgeführt, danach wird das Stützbauwerk am Mastenfundament angeschlossen.

Bettung

Das Stützbauwerk wird flach auf dem Untergrund fundiert.

Integration anderer Bauwerke

Gesamt kommen auf der Länge des gesamten Stützbauwerks 3 Fahrleitungsmasten zu liegen, welche in das Stützbauwerk integriert werden müssen. Zudem werden aufgrund der anliegenden Strasse 7 Kandelaber der Mauer aufgesetzt.

3.2 Tragwerksmodell

3.2.1 Statisches System innere Tragsicherheit

Das Stützbauwerk wird mit Hilfe eines dreidimensionalen FE-Modells bemessen (AxisVM X7). Die Schnittkräfte für die Bemessung der einzelnen Tragwerkelemente werden aufgrund linear-elastischen Berechnungen mit den Steifigkeiten des ungerissenen Betonquerschnitts bestimmt. Für die Länge des Segments wird eine Breite von 10 Metern angesetzt.

Der Erdwiderstand wurde beim Axis VM X7 Modell nicht berücksichtigt. Diese Annahme ist auf der sicheren Seite.

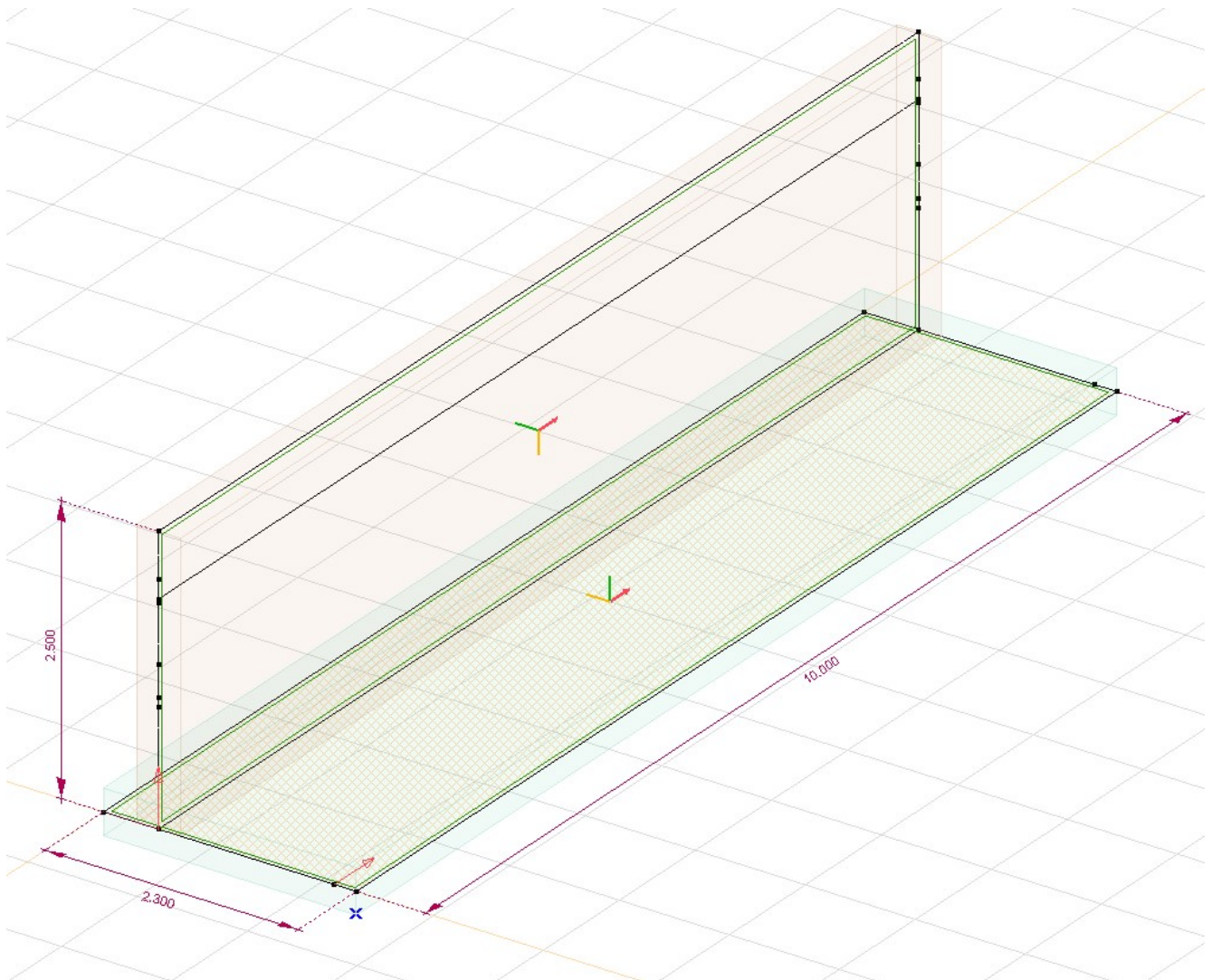


Abbildung 5: FE-Modell des Stützbauwerks mit AxisVM X7

Dicke der Schalelemente:

Fuss sowie Steg jeweils

$h = 40 \text{ cm}$

Auflagerung

Das Stützbauwerk ist flach gebettet (Bodenplatte ist horizontal gebettet). Die Wände sind nicht gebettet, es wirkt nur der Erddruck.

Die folgenden Parameter werden für die Bettung verwendet:

Flächenaufleger ×

☐ Definieren ☒ Ändern

Typ

☒ Winkler
☐ Winkler-Pasternak

☒ K_x [kN/m/m²] = 5E+3
☒ K_y [kN/m/m²] = 5E+3
☒ K_z [kN/m/m²] = 1.43E+4

☒ Nichtlineare Parameter

GRENZKRAFT

☐ F_x [kN/m²] =
☐ F_y [kN/m²] =
☐ F_z [kN/m²] =

Übernehmen >> Berechnung... OK Abbrechen

Abbildung 6: Parameter für die Modellierung der Bettung

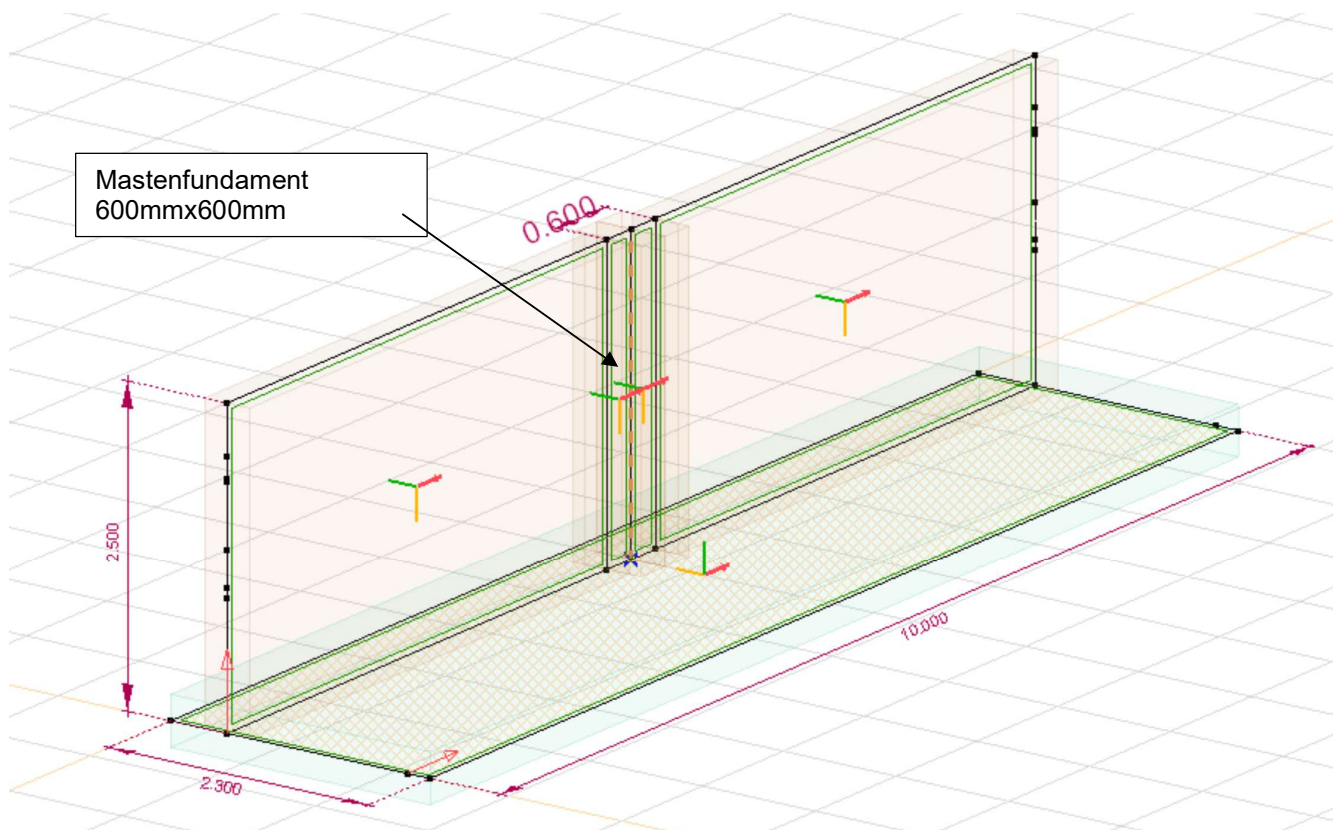


Abbildung 7: FE-Modell des Stützbauwerks mit Mastenfundament, AxisVM X7

3.2.2 Statisches System äussere Tragsicherheit

Für die äussere Tragsicherheit wird ein neues Modell erstellt in Larix-9 (Cubus). Bei dieser Modellierung handelt es sich um ein zweidimensionales Modell, welches die relevanten Sicherheiten gegen globale Versagensarten wie das Gleiten, das Kippen und den statischen Grundbruch beschreibt. Der Erdwiderstand des Stützbauwerkes wurde im Programm Larix-9 berücksichtigt.

Dabei wird in zwei Fällen unterschieden: Zum einen wird der Fall ohne Wasser betrachtet (Wasserstand unterhalb des Mauerfusses) und zum anderen der Fall von Hochwasser (Wasserstand bei Hochwasserkote). Diese Fälle wurden auch im Axis-Modell berücksichtigt, jedoch sind in Larix dafür zwei Modelle nötig.

Die angenommenen Parameter für die Bodenschichten können den Abbildungen entnommen werden. Das Stützbauwerk wird mit C30/37 Beton modelliert.

Modell 1 (Wasserstand Hochwasser):

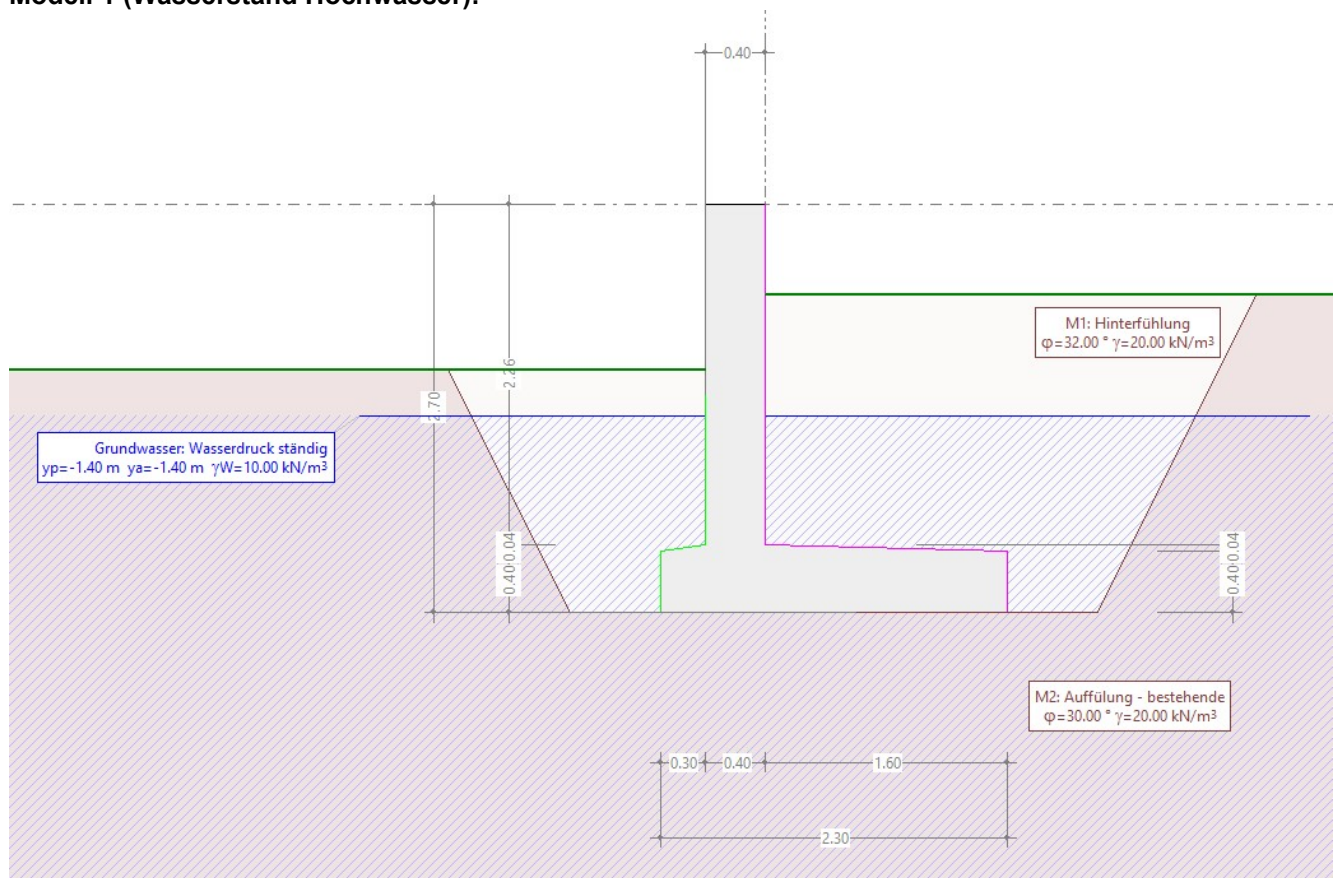


Abbildung 8: Larix Modell 1 mit Wasserstand Hochwasser

Modell 2 (Wasserstand unterhalb des Modells):

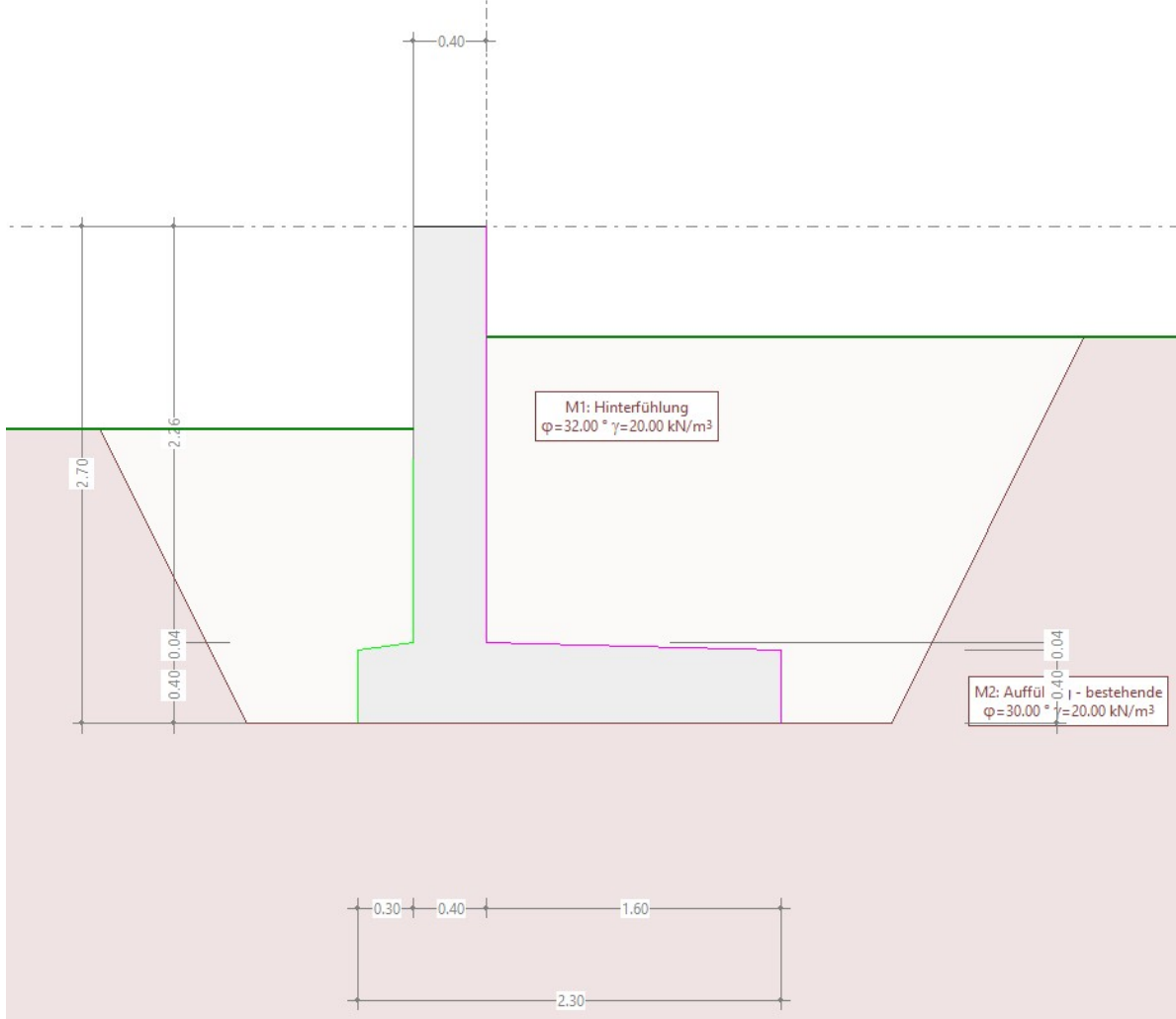


Abbildung 9: Larix Modell 2 mit Wasserstand unterhalb des Modells

4 Modellierung der Einwirkungen

Die Einwirkungen sind im Kapitel 5 des Projektbasis dargestellt

4.1 Ständige Einwirkungen

4.1.1 Eigenlast

Eigengewicht: Als Gravitationslast durch Modellierung der realen Querschnittsabmessungen.

Dicke: $h = 40 \text{ cm}$

EG: $g = 0.4 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times (9.81 \text{ m/s}^2 / 10 \text{ m/s}^2) = 98.1 \text{ kN/m}^2$

Das gesamte Bauwerk verfügt über dieselbe Dicke von 0.4 Meter.

Gravitationslasten		EH	Bemerkung
Eigengewicht	$a_z =$	9.81 m/s^2	Erdbeschleunigung

Tabelle 1. Eingabewerte des Eigengewichts

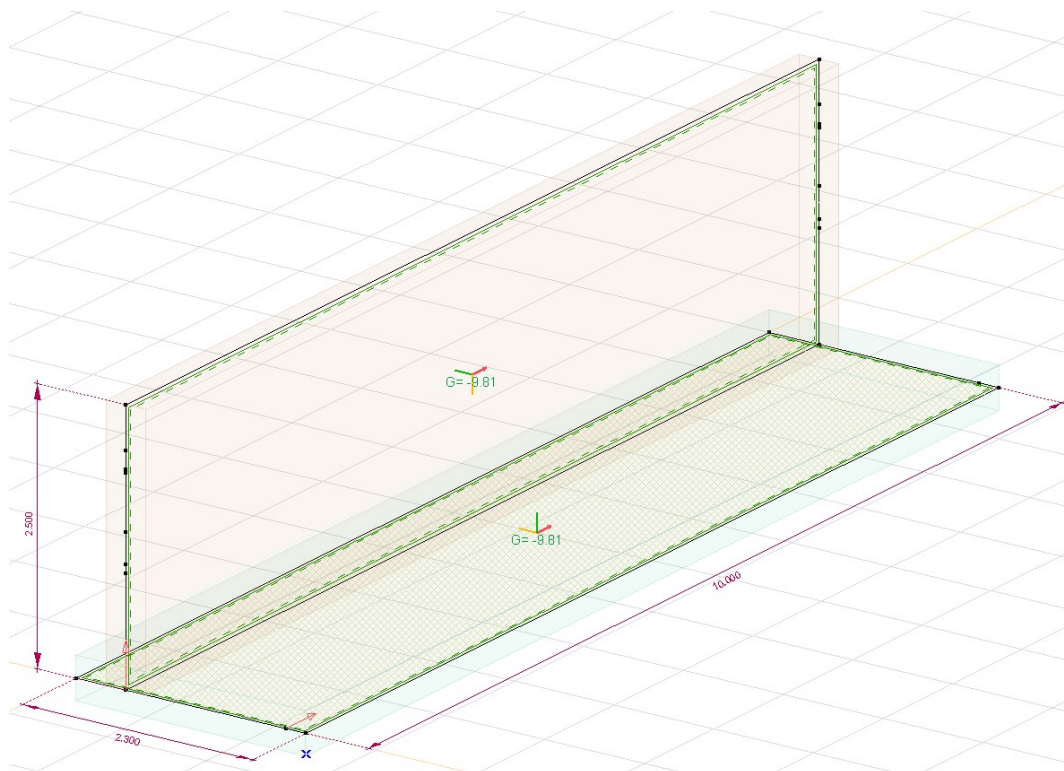


Abbildung 10. Lastfall EG. Eigengewicht.

4.1.2 Auflast

Die Auflast aufgrund der Bodenschicht beträgt $1.6 \times 20 \text{ kN/m}^3 = 32 \text{ kN/m}^2$. Die Auflast aus dem Gelände wird vernachlässigt. Die Auflasten auf der passiven Seite werden vernachlässigt.

Nachfolgend werden die verschiedenen resultierenden Einwirkungen durch die Erdaulast dargestellt:

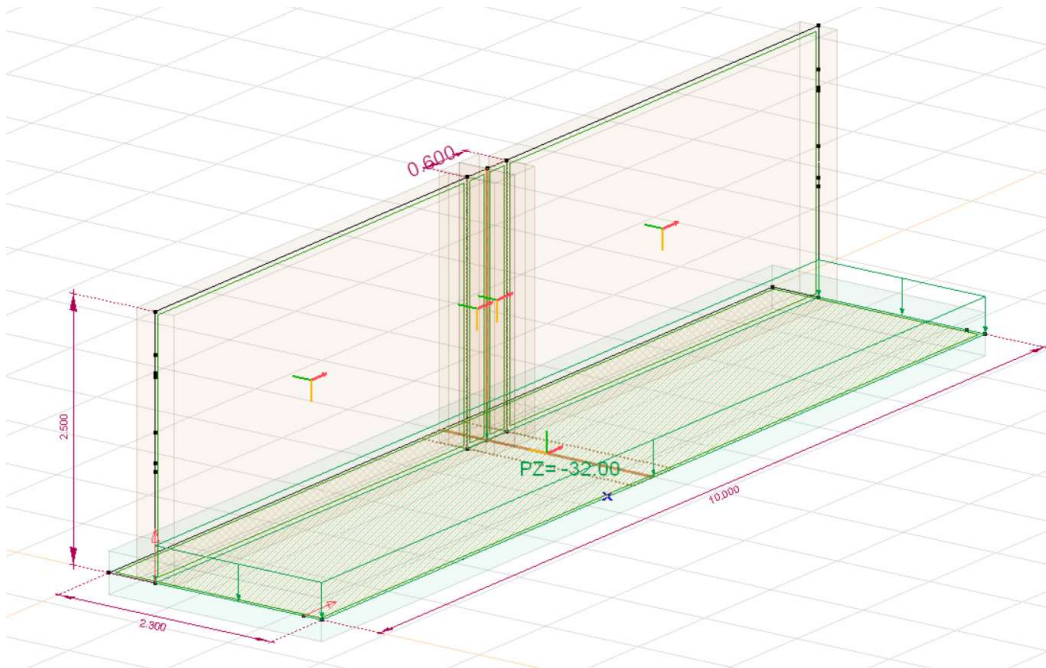


Abbildung 11: Auflast aufgrund von Eigengewicht des Bodens

4.1.3 Erddruck aus Bodeneigengewicht

Auf der aktiven Seite wird mit erhöhtem aktivem Erddruck gerechnet, welcher sich folgendermassen zusammensetzt:

$$k_h = 0.5k_a + 0.5k_0 \Rightarrow k_h = 0.39$$

Auf der passiven Seite wird der Erddruck aus Bodeneigengewicht vernachlässigt. (AxisVM X7)

Nachfolgend werden die verschiedenen resultierenden Einwirkungen durch den Erddruck dargestellt:

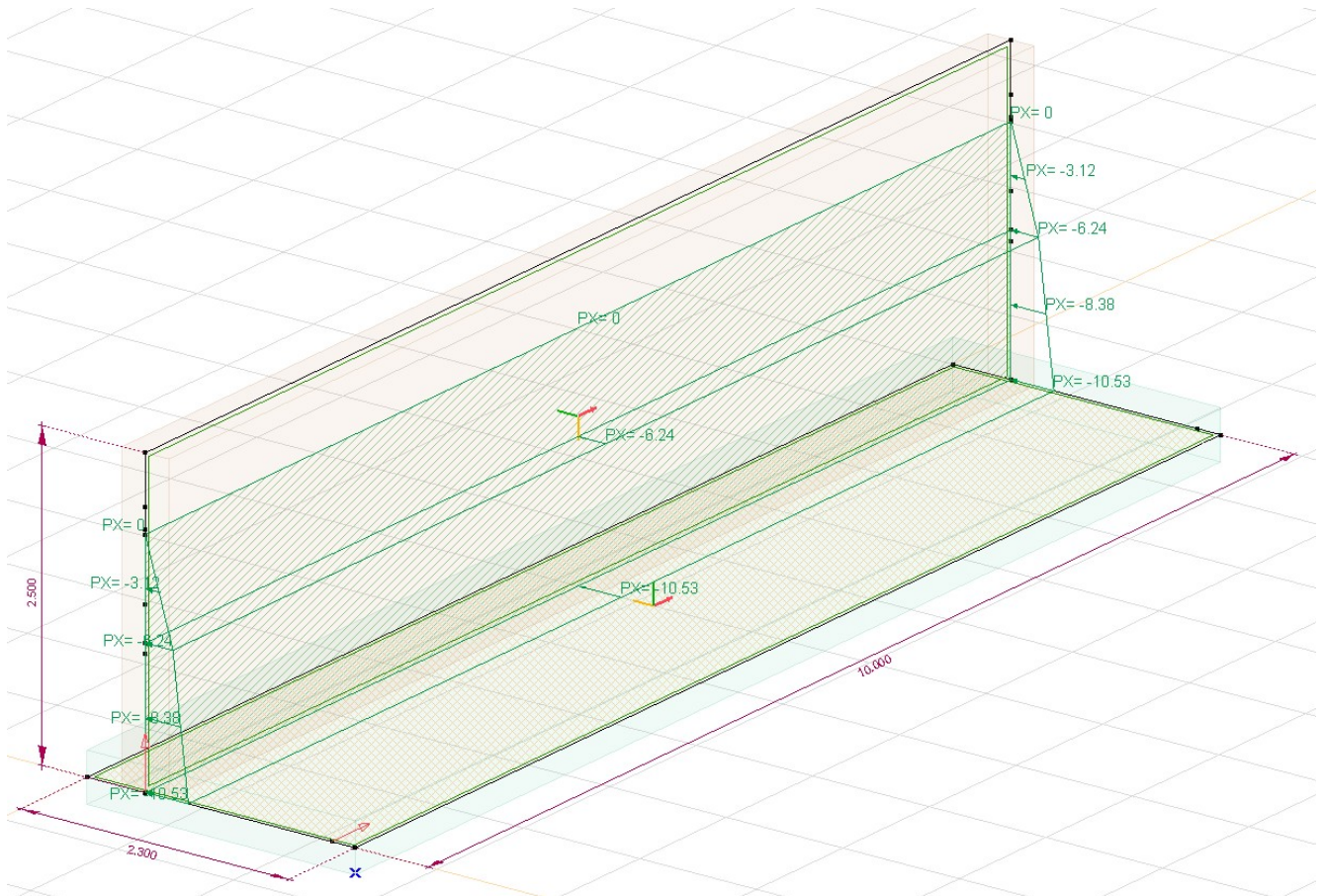


Abbildung 12: Einwirkung des Erddrucks auf der aktiven Seite bei Hochwasserstand

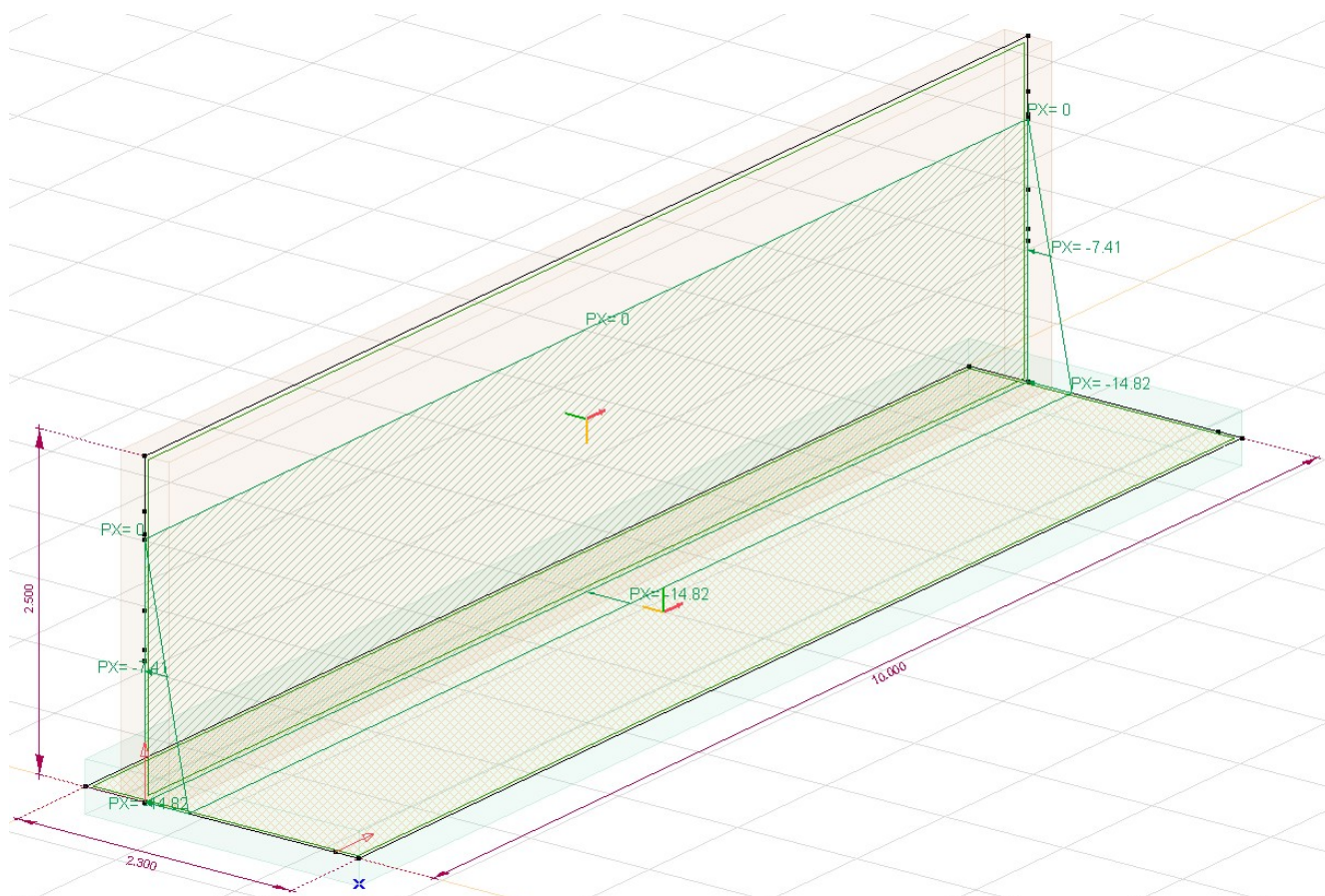


Abbildung 13: Einwirkung des Erddrucks auf der aktiven Seite bei Wasserstand unterhalb des Fusses

4.1.4 Wasserdruck

Der Wasserdruck wird für den Fall mit Wasserstand unterhalb des Fusses weggelassen. Bei der Situation mit dem Hochwasserstand hebt er sich mehrheitlich auf, dank der in horizontaler Richtung platzierten Vollrohre für den Ausgleich. In vertikaler Richtung hingegen kommt es zu einer hebenden Flächenlast, welche sich folgendermassen berechnen lässt:

Seewasserstand EHQ=407.35m.ü.M

UK. Fundamentsohle= 406.24m.ü.M

$$\Rightarrow 1.1\text{m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 11 \text{ kN/m}^2$$

Somit resultiert aufgrund des Wasserdrucks folgende Flächenlast:

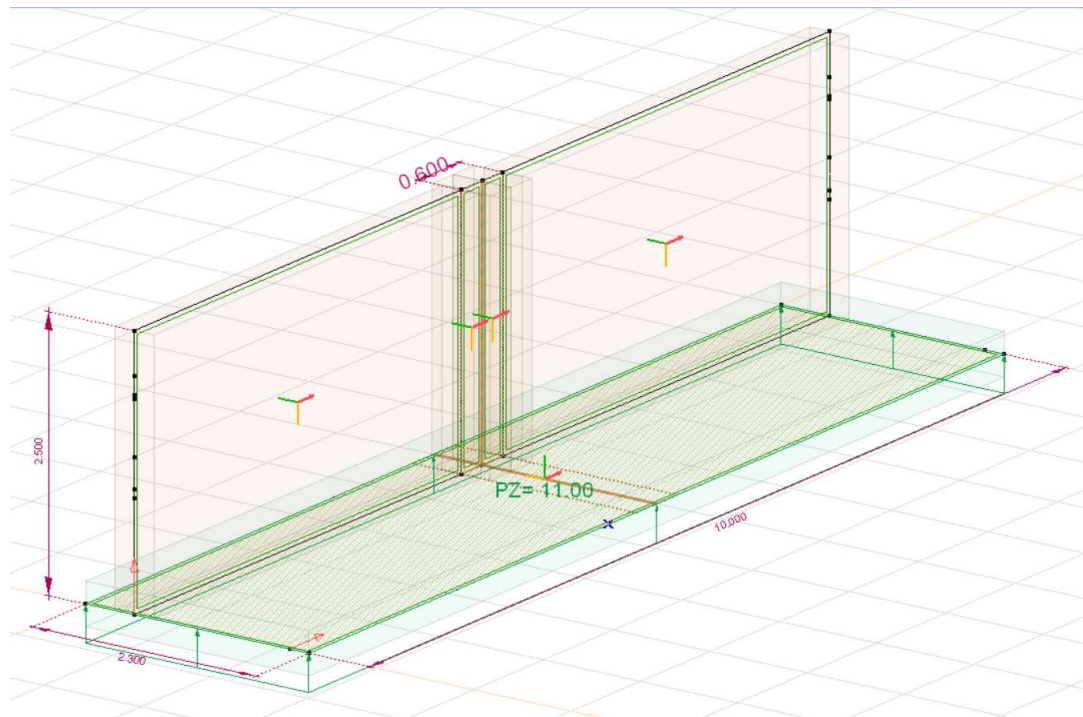


Abbildung 14: Resultierende Einwirkung aufgrund des Wasserdrucks bei Hochwasserstand

4.2 Veränderliche Einwirkungen

4.2.1 Strassenverkehrslasten

Die Lasten der anliegenden Seestrasse werden gemäss SIA 261 10.2.2.8 angesetzt. Dabei wird die Breite des für den Strassenverkehr nicht zugänglichen Fläche gleich 0 gesetzt, da dies bei dem vorhandenen Trottoir nicht ausgeschlossen werden kann. Gemäss der Figur 12 (SIA 261, Ziffer 10.2.2.8) liegt die anzunehmende Flächenlast bei 23 kN/m^2 mit $h = 2.5 \text{ m}$.

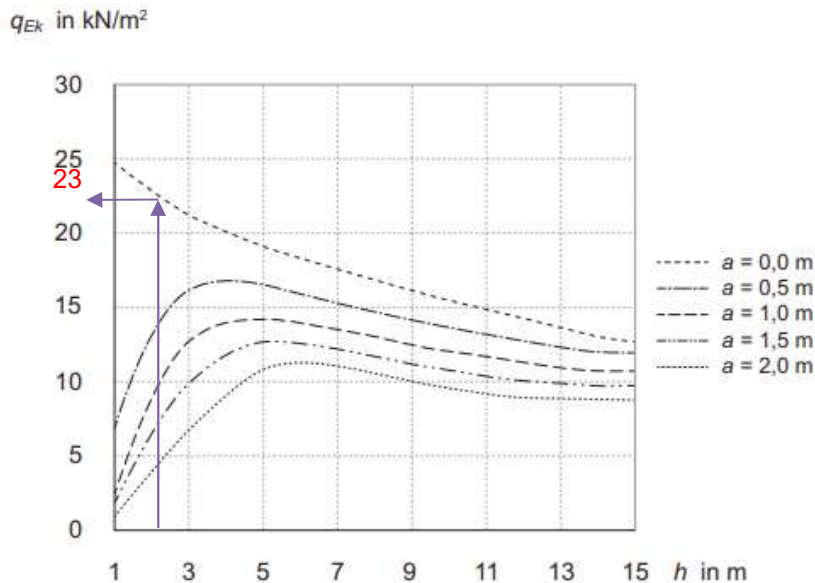


Abbildung 15: SIA 261, Ziffer 10.2.2.8 für die Bestimmung der anzunehmenden Flächenlast

Diese Auflast aufgrund des Verkehrs wirkt erhöhend für den Erddruck auf der aktiven Seite sowie für die Auflast auf der aktiven Seite. Die Einwirkungen aufgrund der veränderlichen Verkehrslasten sind nachfolgend zusammengefasst.

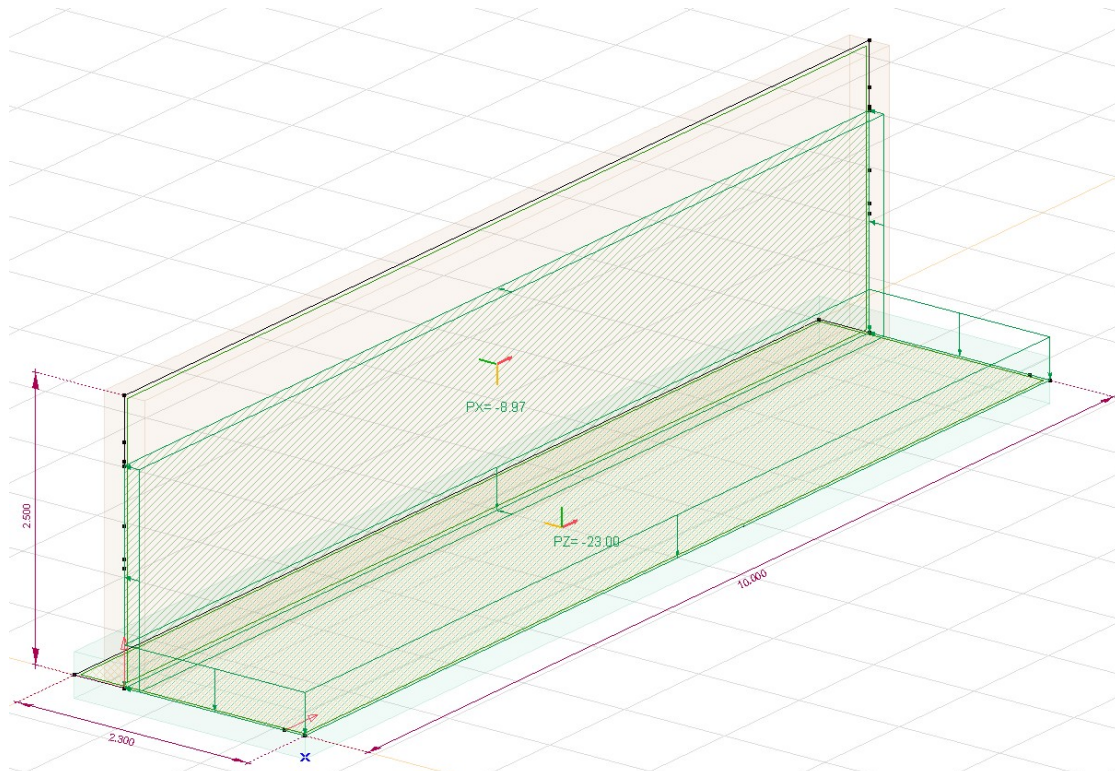


Abbildung 16: Resultierende Einwirkungen aufgrund von den veränderlichen Verkehrslasten

Belastung Q: Strassenverkehr

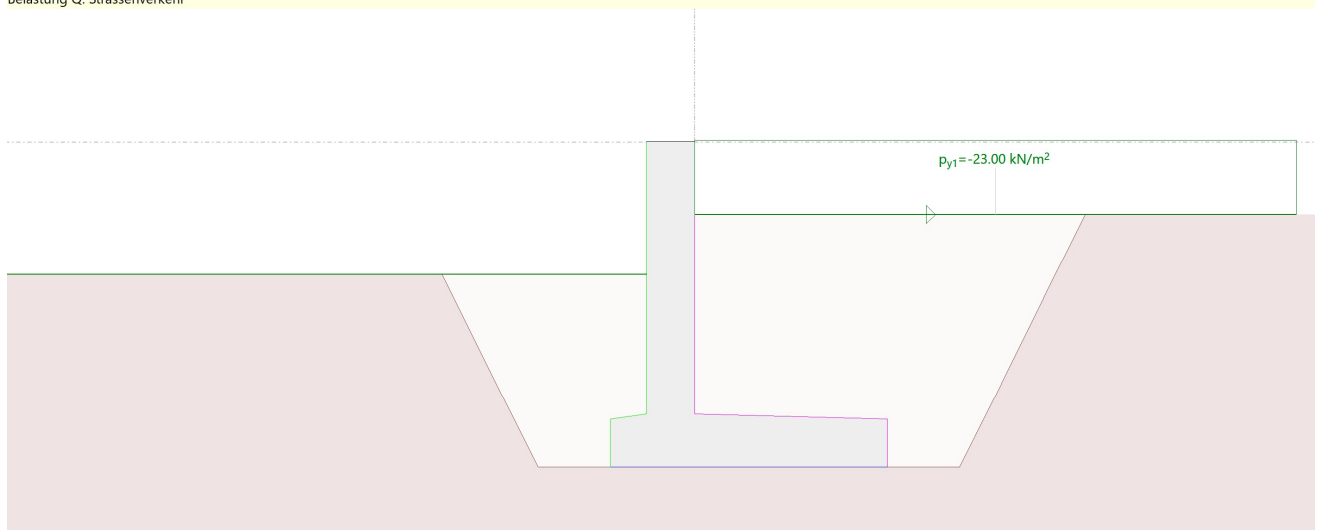


Abbildung 17: Resultierende Einwirkungen aufgrund von den veränderlichen Verkehrslasten, Programm Larix-9

4.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

4.3.1 Anprall

Anprall seitens des Strassenverkehrs der Seestrasse wird mit einer Flächenlast von 150 kN auf einer Breite von 1.5 m und einer Höhe von 0.4 m direkt unterhalb der Oberkante des Stützbauwerks angesetzt. Somit resultiert eine Flächenlast von 250 kN/m². Diese Annahme basiert auf dem Bericht des Ingenieurbüros W. Schüler vom 18.10.24. Da der Anprall im ungünstigen Fall auch im Randbereich geschehen kann, wird der Ansatzpunkt dementsprechend überprüft. Es werden dementsprechend beide Fälle überprüft:

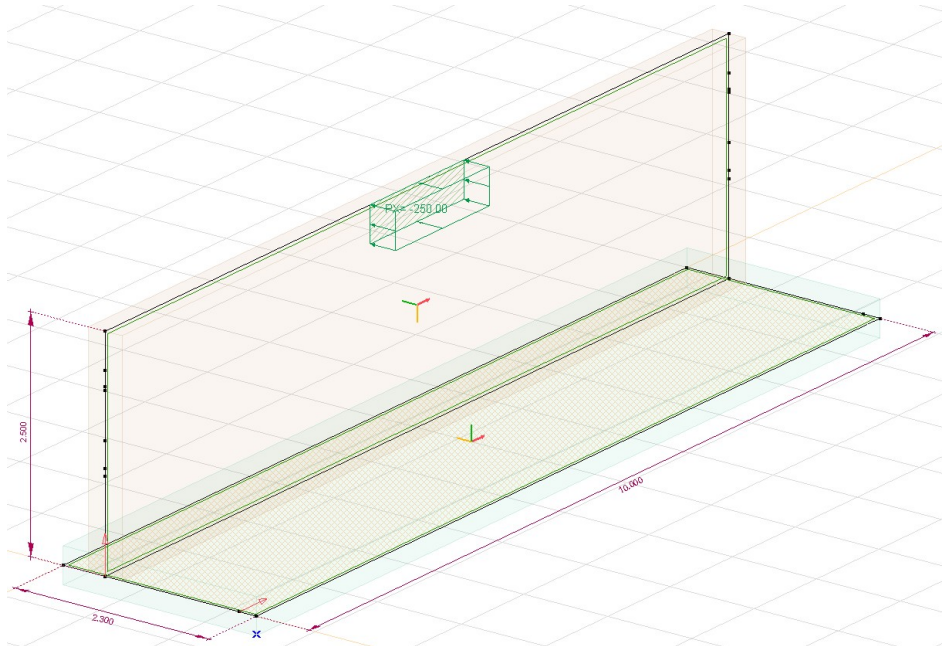


Abbildung 18: Anprall mittig des Stützbauwerksegments

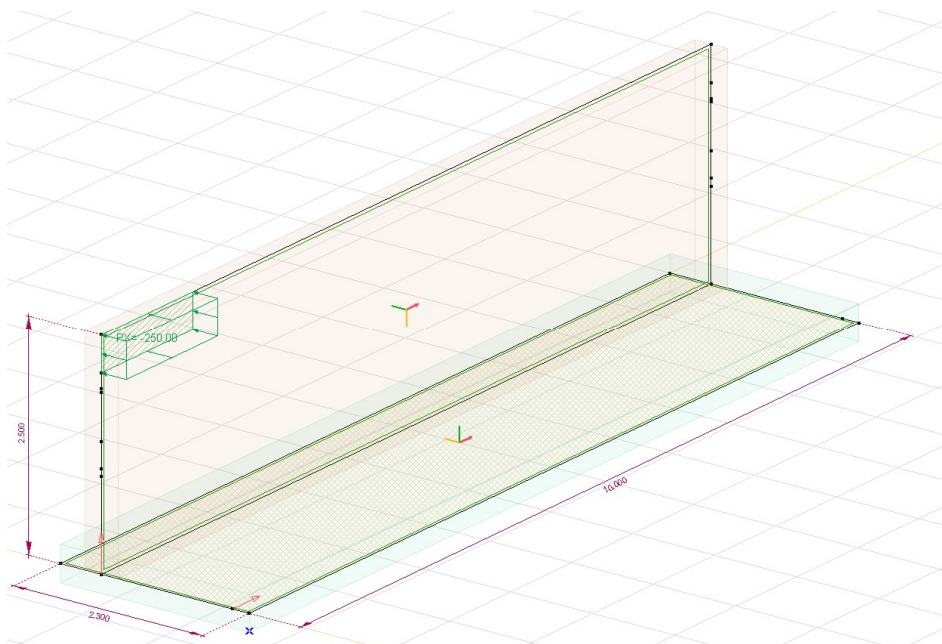


Abbildung 19: Anprall am Randbereich des Stützbauwerks

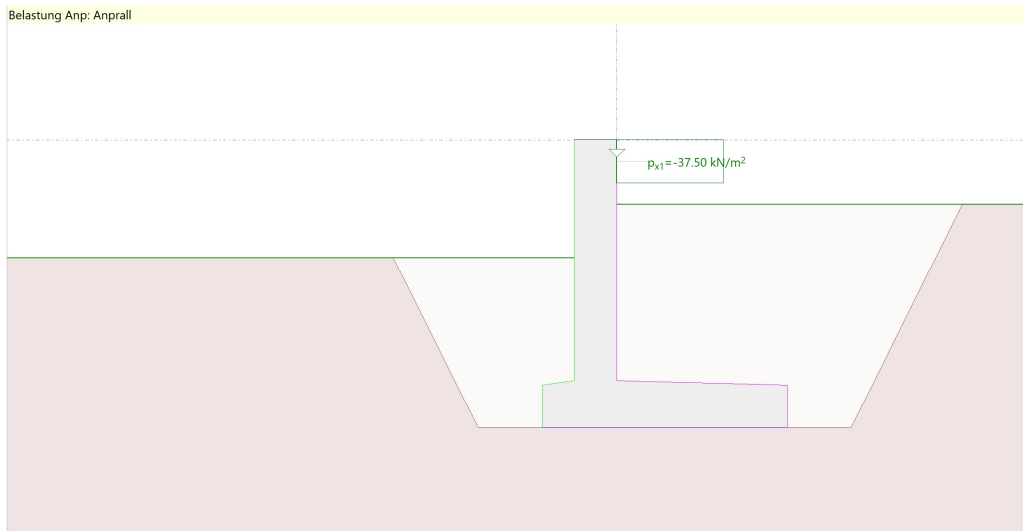


Abbildung 20: Anprall mittig des Stützbauwerksegments, Programm Larix-9

Im Programm Larix-9 wurde die Anprallkraft in Querrichtung auf eine Länge von 10m verteilt.

4.3.2 Erdbeben

Die Einwirkung Erdbeben ist aufgrund des Konstruktionstyps (im Erdreich eingebettet) nicht massgebend.

4.4 Mastenfundament

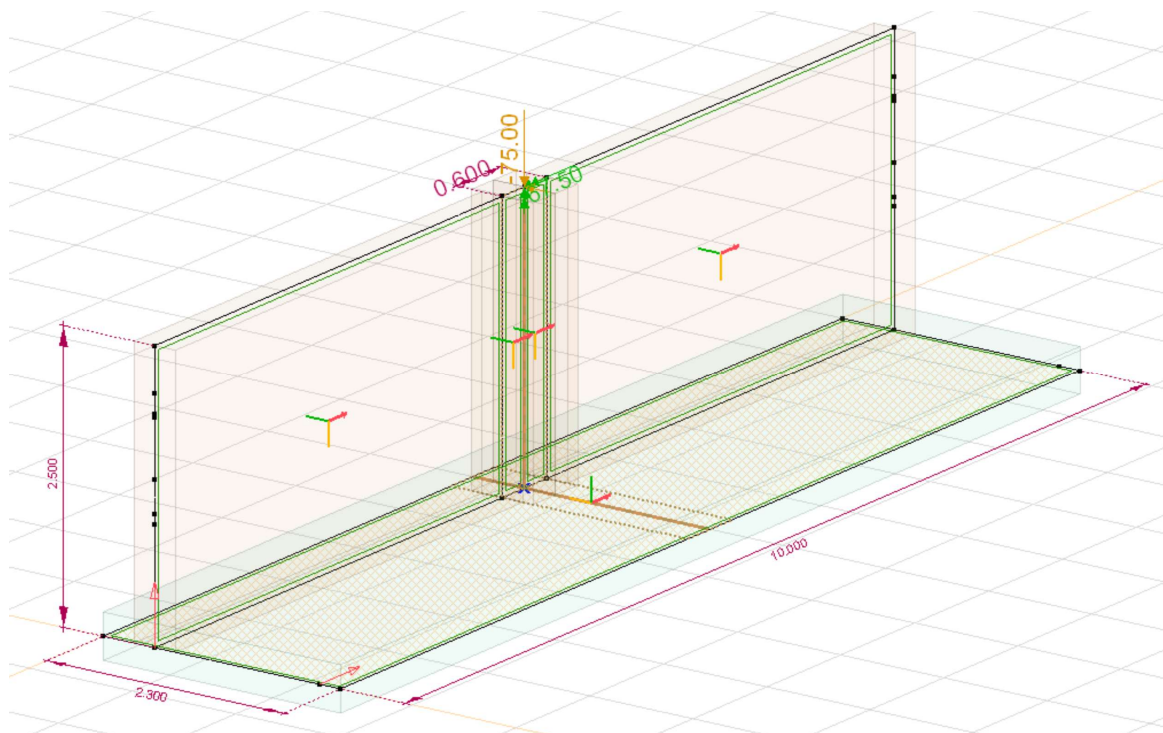
4.4.1 Einwirkungen Mastenfundament

Die zu berücksichtigenden Lasten für die Mastfundamente entsprechen gemäss Angaben FS dem Typen DP2/2.0. Dabei sind sowohl veränderliche als auch ständige Lasten berücksichtigt.

Zulässige Lasten auf Standard-Mastfundamenttypen
Einwirkungen aus FL-Tragwerk, charakteristische Werte

Fundament- Typ	für Masttyp	Abmessung Fundament- körper [m]	Vertikal- kraft $V^{1)}$ [kN]	Moment quer zum Gleis M_q [kNm]		Moment längs M_l [kNm]	Horizontalkraft quer zum Gleis $H_q^{2)}$ [kN]		Horizontal- kraft längs $H_l^{2)}$ [kN]	Torsions- moment T [kNm]	Zeichngs- Nr.
		Querschnitt / Höhe	ständig und veränd.	verän- derlich	ständig und veränderlich	ständig und verän- derlich	verän- derlich	ständig und veränderlich	ständig und verän- derlich	ständig und verän- derlich	
mit Zulassung											0161. 1011.
Mastfundamente in Gelände mit Neigungswinkel kleiner gleich 14°											
DP1 / 1.5	DP20	1x1 / 1.5	0 – 150	+/- 28	+/- 56	+/- 56	+/- 3.5	+/- 7	+/- 7	+/- 2.7	0115
DP1 / 1.7	DP22	1x1 / 1.7	0 – 150	+/- 40	+/- 80	+/- 80	+/- 5	+/- 10	+/- 10	+/- 3.3	0116
DP2 / 2.0	DP24, 26	1.2x1.2 / 2.0	0 – 150	+/- 67.5	+/- 135	+/- 135	+/- 8.5	+/- 17	+/- 17	+/- 4.7	0126
DG1 / 2.4	DGP24, 24-P	1.2x1.2 / 2.4	0 – 150	+/- 100	+/- 200	+/- 200	+/- 12.5	+/- 25	+/- 25	+/- 4.1	0133
DG2 / 2.5	DGP26-P	1.2x1.2 / 2.5	0 – 150	+/- 67.5	+/- 135	+/- 300	+/- 8.5	+/- 17	+/- 38	+/- 4.1	0142
DG3 / 2.6	DGP26	1.2x1.6 / 2.6	0 – 150	+/- 150	+/- 300	+/- 92	+/- 19	+/- 38	+/- 11	+/- 4.7	0147
HP1 / 2.4	DPM24	1.3x1.3 / 2.4	0 – 150	+/- 115	+/- 230	+/- 154	+/- 14.5	+/- 29	+/- 19	+/- 5.0	0164
HP2 / 2.4	DPM24-P	1.3x1.3 / 2.4	0 – 150	+/- 77	+/- 154	+/- 230	+/- 9.5	+/- 19	+/- 29	+/- 5.0	0167

Abbildung 21: Mastenlasten, zulässige Lasten auf Standart- Mastenfundamenttypen



Vertikal_+: Einzellast auf Bereich											
Element	Richtung	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	X [m]	Y [m]	Z [m]	
4 Bereich	Globale	-8.50	0	-75.00	0	-67.50	2.40	0.500	5.000	2.500	

Abbildung 22: Mastenlasten ständig Lasten

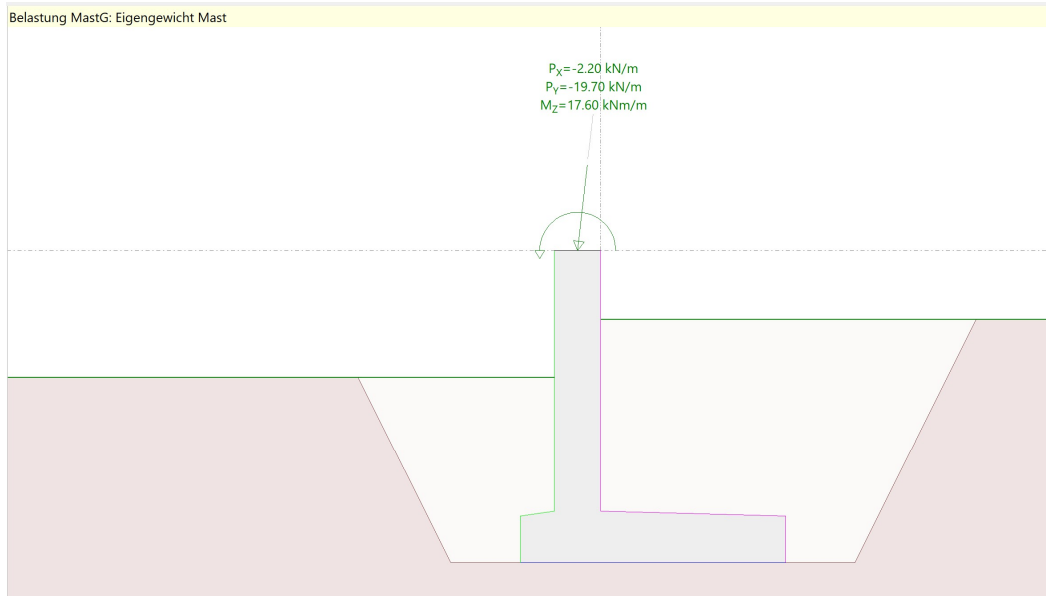
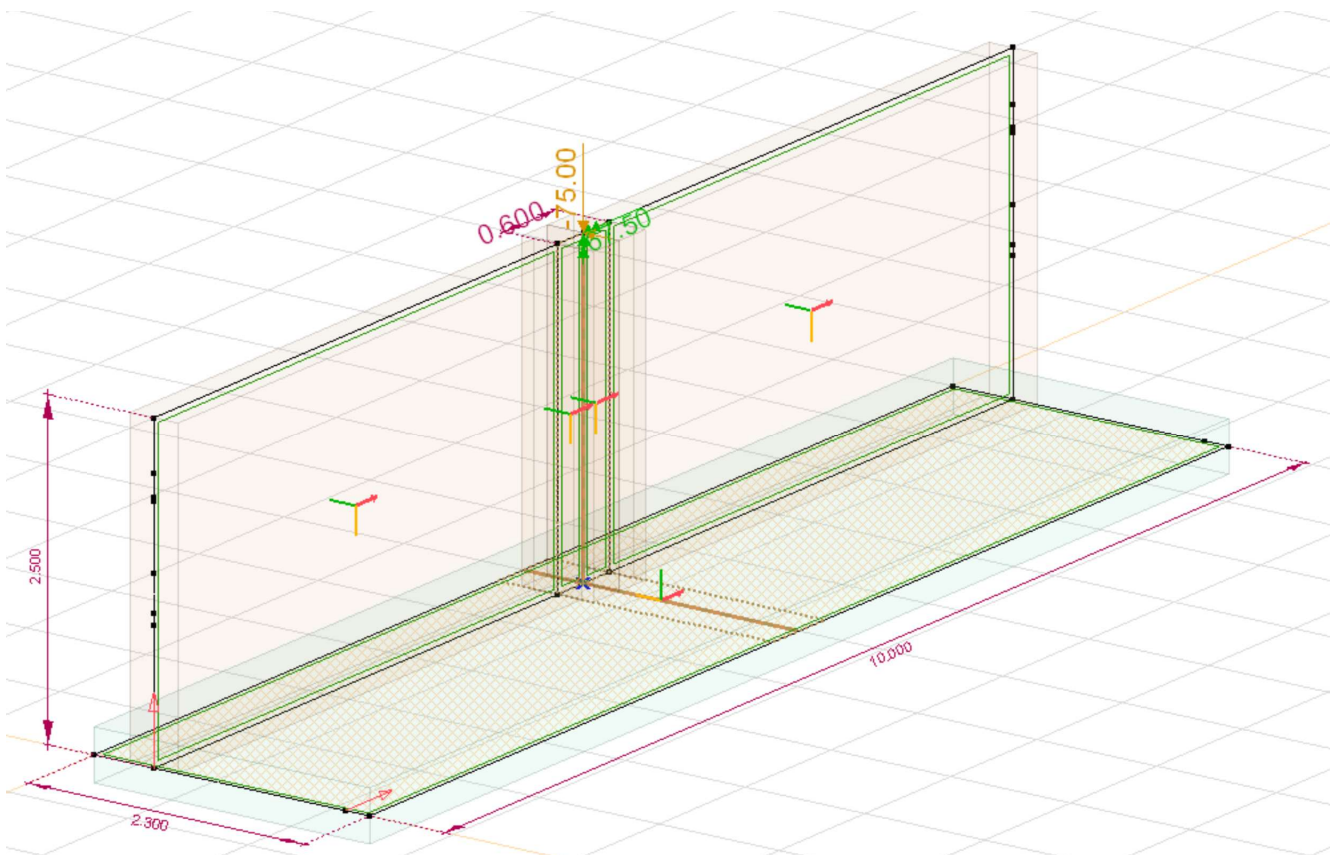


Abbildung 23: Mastenlasten ständig Lasten, Programm Larix-9

Die Lasten und Momente aus dem Mast in Querrichtung werden im Programm Larix-9 über eine Länge von 3.8 m in Längsrichtung verteilt.



Vertikal_+_1v: Einzellast auf Bereich

	Element	Richtung	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	X [m]	Y [m]	Z [m]
4	Bereich	Globale	-8.50	0	-75.00	0	-67.50	2.40	0.500	5.000	2.500

Abbildung 24: Mastenlasten veränderliche Lasten

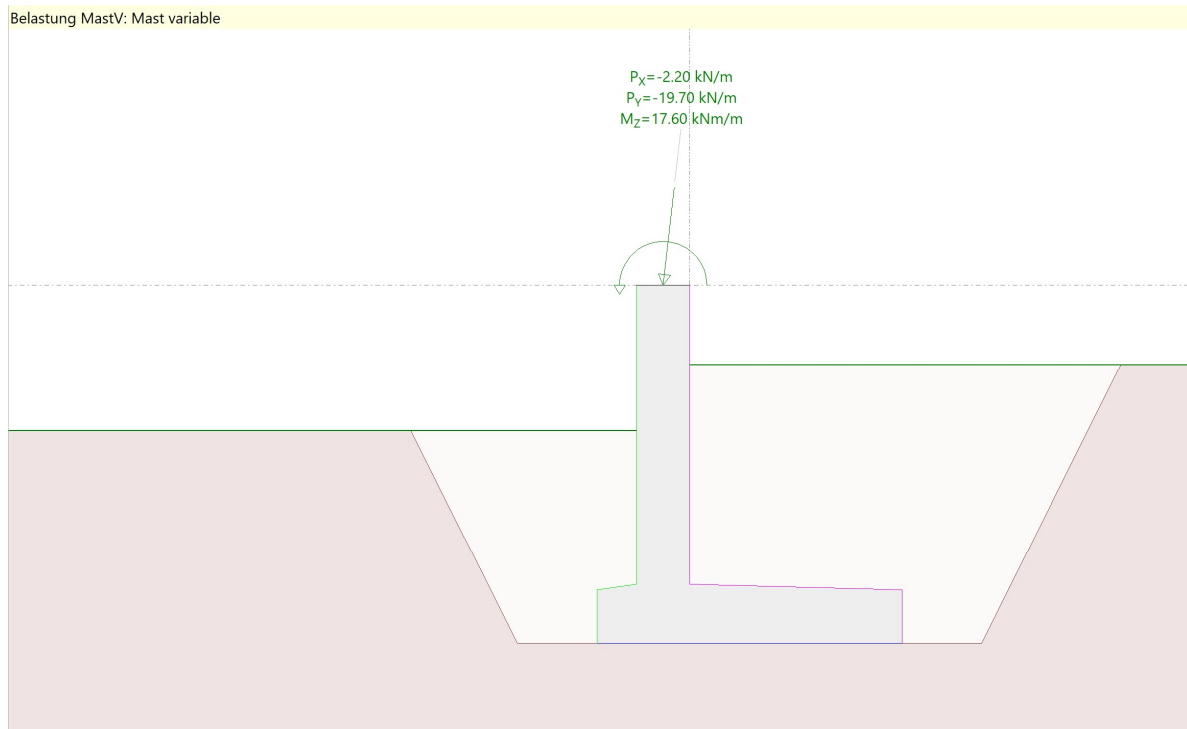


Abbildung 25: Mastenlasten ständig Lasten, Programm Larix-9

5 Grenzwertspezifikation

Lastfälle			
	Name	Gruppe	Gruppentyp
1	G	STÄND2	Ständig
2	AuflastTW	Auflast	Ständig
3	ErddruckHW	Erddruck	Ständig
4	ErddruckTW	Erddruck	Ständig
5	Wasserdruck	Wasser	Ständig
6	Verkehrslasten	VERÄND1	Veränderlich
7	Anprall mittig	AUS1	aussergewöhnlich
8	Anprall aussen	AUS1	aussergewöhnlich
9	Vertikal_+	Masten_Ständig	Ständig
10	Vertikal_-	Masten_Ständig	Ständig
11	Vertikal_+_1L	Masten_Ständig	Ständig
12	Vertikal_-_1L	Masten_Ständig	Ständig
13	Vertikal_+_1v	Masten_veränder	Veränderlich
14	Vertikal_-_1v	Masten_veränder	Veränderlich
15	Vertikal_+_1v_L	Masten_veränder	Veränderlich
16	Vertikal_-_1v_L	Masten_veränder	Veränderlich

Abbildung 26. Lastfallgruppen im FE-Modell

	Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	STÄND2	Ständig	1.200	0.900						✓
2	Auflast	Ständig	1.350	0.800						
3	Erddruck	Ständig	1.350	0.700						
4	Wasser	Ständig	1.200	0.900						✓
5	VERÄND1	Veränderlich				1.500	0.700	0.700	0.700	✓
6	AUS1	aussergewöhnlich								
7	Masten_Ständig	Ständig	1.350	0.800						
8	Masten_veränder	Veränderlich				1.500	0.700	0.500	0.300	

Abbildung 27. Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte im FE-Modell

	STÄND2	Auflast	Erddruck	Wasser	VERÄND1	AUS1
1	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Ausgeschlossen
2	Aktive	Aktive	Aktive	Aktive	Ausgeschlossen	Aktive

Abbildung 28. Massgebende Lastgruppenkombinationen

Name	Typ	G (STÄND2)	AuflastTW (Auflast)	ErddruckHW (Erddruck)	ErddruckTW (Erddruck)	Wasserdruck (Wasser)	Verkehrslasten (VERÄND1)	Anprall mittig (AUS1)	Anprall aussen (AUS1)	Vertikal_+ (Masten_Ständig)	Vertikal_- (Masten_Ständig)
1 Anprall mittig	ULS (Außergew...	1.00	0.70	0	0.70	0	0	1.00	0	0	0
2 Anprall aussen	ULS (Außergew...	1.00	0.70	0	0.70	0	0	0	1.00	0	0
3 Verkehr	ULS	1.35	1.35	0	1.35	0	1.50	0	0	1.35	0
4 Verkehr Wasser	ULS	1.35	1.35	1.35	0	0.90	1.50	0	0	1.35	0
5 Anprall mittig Wasser	ULS (Außergew...	1.00	1.00	0.70	0	0.70	0	1.00	0	0	0
6 Anprall aussen Wasser	ULS (Außergew...	1.00	1.00	0.70	0	0.70	0	0	1.00	0	0
7 Verkehr 2	ULS	1.35	1.35	0	1.35	0.90	1.50	0	0	0	0
8 Verkehr 3	ULS	1.35	1.35	0	1.35	0.90	1.50	0	0	0	1.35

Anprall aussen (AUS1)	Vertikal_+ (Masten_Ständig)	Vertikal_- (Masten_Ständig)	Vertikal_+_1L (Masten_Ständig)	Vertikal_-_1L (Masten_Ständig)	Vertikal_+_1v (Masten_veränder)	Vertikal_-_1v (Masten_veränder)	Vertikal_+_1v_L (Masten_veränder)
1 0	0	0	0	0	0	0	0
2 1.00	0	0	0	0	0	0	0
3 0	1.35	0	0	0	1.50	0	0
4 0	1.35	0	0	0	1.50	0	0
5 0	0	0	0	0	0	0	0
6 1.00	0	0	0	0	0	0	0
7 0	0	0	1.35	0	0	0	1.50
8 0	0	1.35	0	0	0	1.50	0

Abbildung 29. Benutzerdefinierte Lastkombinationen.

6 Bemessung innere Tragsicherheit, GZT

Auf den folgenden Seiten ist die statisch erforderliche Biege- und Schubbewehrung des Stützbauwerks in Form von Schnittlinien angegeben. Die Grundbewehrung wurde im Kapitel 8.1 ermittelt. Es wird eine Grundbewehrung von oben und unten, senkrecht zur Längsachse $\Phi 12/150$ mm und parallel zur Längsachse $\Phi 16/150$ im Fundament und parallel zur Längsachse $\Phi 20/150$ in der Wand gewählt. Die Bewehrungsskizze ist im Kapitel 6.5 dargestellt

Schnittgrössen

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

Biegemoment um lokale X-Richtung (Längsrichtung)	m_y
Biegemoment um lokale Y-Richtung (Querrichtung)	m_x
Resultierende Schubkraft	V_{Rz}

Biegebemessung

Es ist zu beachten, dass die Biegebewehrung das Maximum aus der Biegebemessung und der Rissbreitenbeschränkung abdecken muss. Für die Ermittlung der notwendigen Biegebewehrung ist der höchste Wert massgebend.

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

Schubbemessung

Nachfolgend werden die Resultate der Berechnung des FE-Systems als Ergebnisplots ausgegeben:

Erforderliche Bügelbewehrung infolge Querkraft wenn $V_{ed} > V_{Rd,c}$

6.1 Nachweise Biegemoment

6.1.1 Stützbauwerk Anprall Randbereich

Schnittkräfte

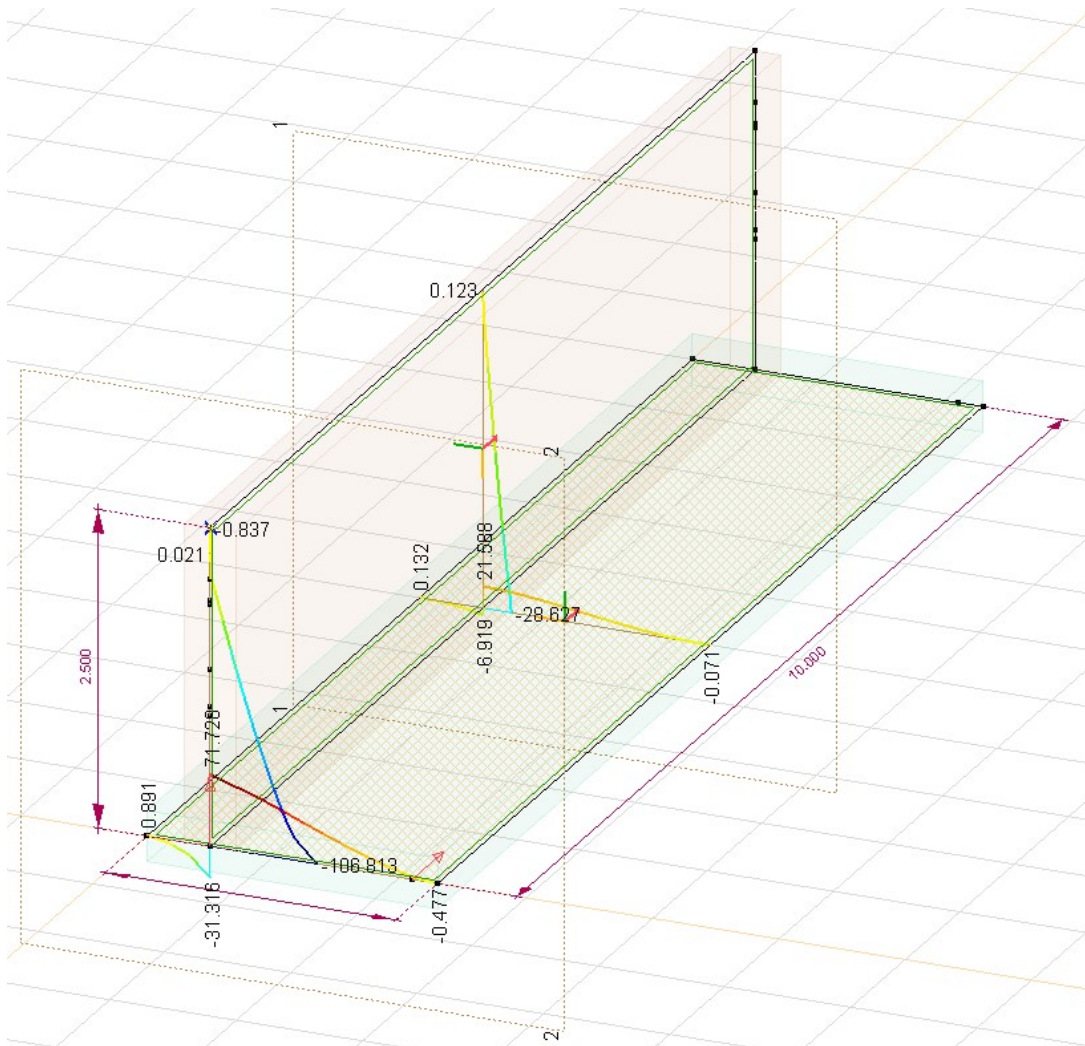


Abbildung 30: Lastkombination "Anprall aussen" ergibt massgebendes Moment m_y

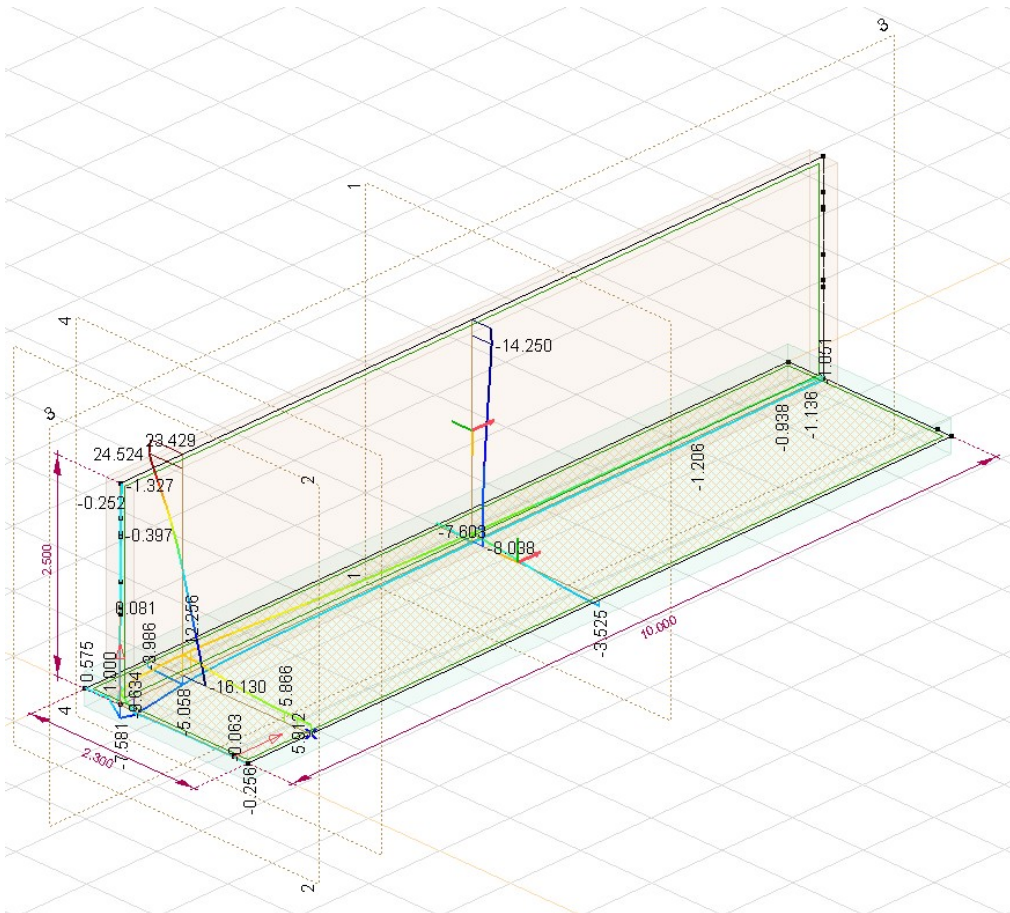


Abbildung 31: Lastkombination "Anprall aussen" ergibt massgebendes Moment m_x

Tragwiderstand Fundament

In Richtung m_y , senkrecht zur Längsrichtung:

$$a_s = 753 \text{ mm}^2/\text{m} (\text{Ø}12 \text{ s} = 150)$$

$$d = 400 - 55 - 12/2 = 339 \text{ mm}$$

$$x = \frac{435 \cdot 753}{1000 \cdot 20 \cdot 0.85} = 19 \text{ mm}$$

$$z = 339 \text{ mm} - \frac{x}{2} = 330 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} \approx a_s \cdot f_{sd} \cdot z = 753 \cdot 435 \cdot \frac{330}{1 \cdot 10^6} = 108.4 \text{ kNm/m} \geq 71.8 \text{ kNm/m}$$

In Richtung m_x , in Längsrichtung:

$$a_s = 1340 \text{ mm}^2/\text{m} (\text{Ø}16 \text{ s} = 150)$$

$$d = 400 - 55 - 12 - \frac{16}{2} = 325 \text{ mm}$$

$$x = \frac{435 \cdot 1340}{1000 \cdot 20 \cdot 0.85} = 34 \text{ mm}$$

$$z = 325 \text{ mm} - \frac{x}{2} = 308 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} \approx a_s \cdot f_{sd} \cdot z = 1340 \cdot 435 \cdot \frac{308}{1 \cdot 10^6} = 179.5 \text{ kNm/m} \geq 12.3 \text{ kNm/m}$$

Tragwiderstand Wand

In Richtung m_y , senkrecht zur Längsrichtung:

$$a_s = 753 \text{ mm}^2/\text{m} (\emptyset 12 \text{ s} = 150)$$

$$d = 400 - 55 - 12/2 = 339 \text{ mm}$$

$$x = \frac{435 * 753}{1000 * 20 * 0.85} = 19 \text{ mm}$$

$$z = 339 \text{ mm} - \frac{x}{2} = 329 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} \approx a_s * f_{sd} * z = 753 * 435 * \frac{329}{1 \cdot 10^6} = 107 \text{ kNm/m} \geq 106.8 \text{ kNm/m}$$

In Richtung m_x , in Längsrichtung:

$$a_s = 1340 \text{ mm}^2/\text{m} (\emptyset 16 \text{ s} = 150)$$

$$d = 400 - 55 - 12 - \frac{16}{2} = 325 \text{ mm}$$

$$x = \frac{435 * 1340}{1000 * 20 * 0.85} = 34 \text{ mm}$$

$$z = 325 \text{ mm} - \frac{x}{2} = 308 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} \approx a_s * f_{sd} * z = 1340 * 435 * \frac{308}{1 \cdot 10^6} = 179 \text{ kNm/m} \geq 24.6 \text{ kNm/m}$$

Die Nachweise zeigen, dass die Mindestbewehrung in allen Lastkombinationen genügend ist für das Abtragen der Kräfte.

6.1.2 Stützbauwerk Anprall mittig

Schnittkräfte

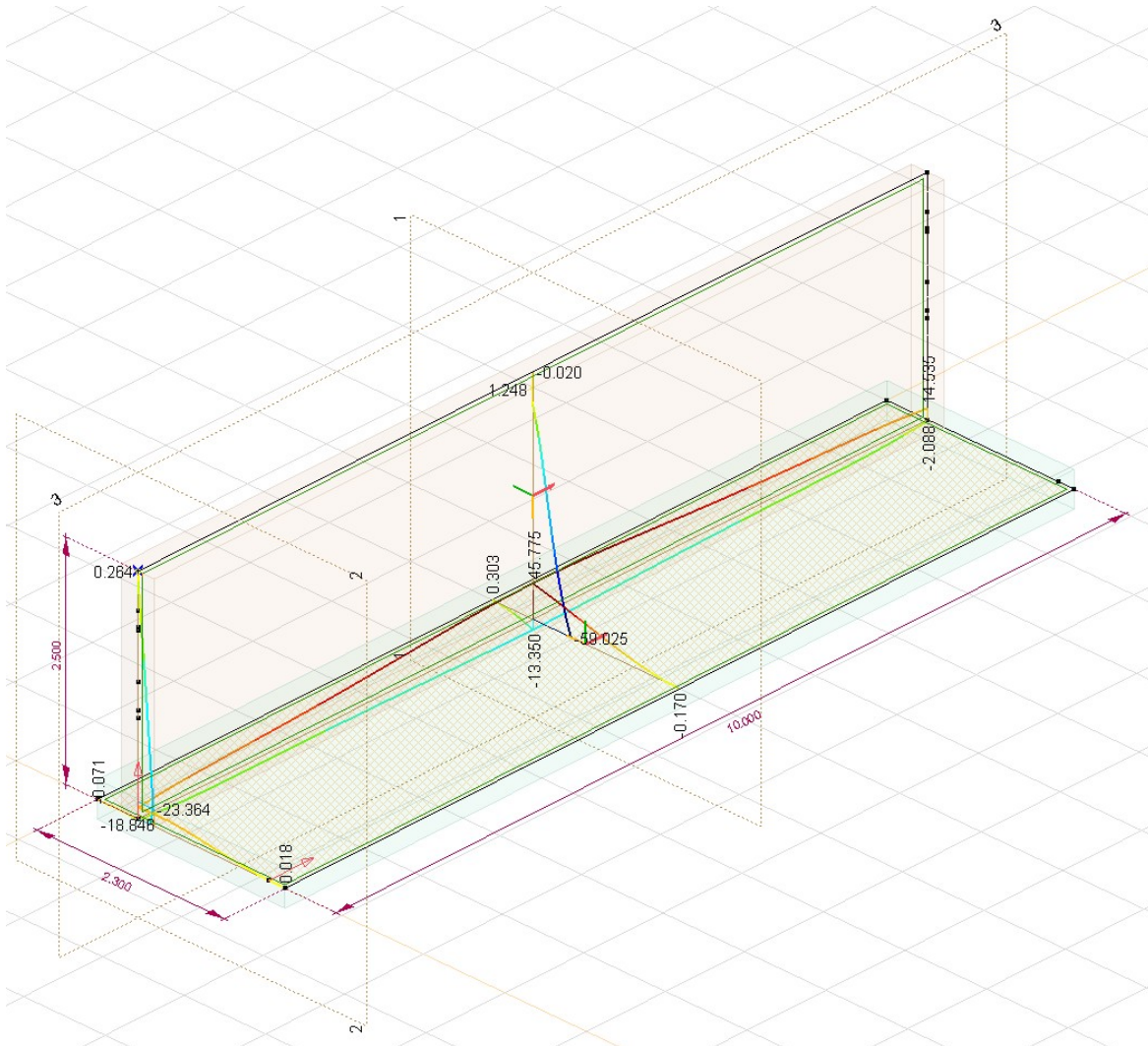


Abbildung 32: Lastkombination "Anprall mittig" ergibt massgebendes Moment m_y

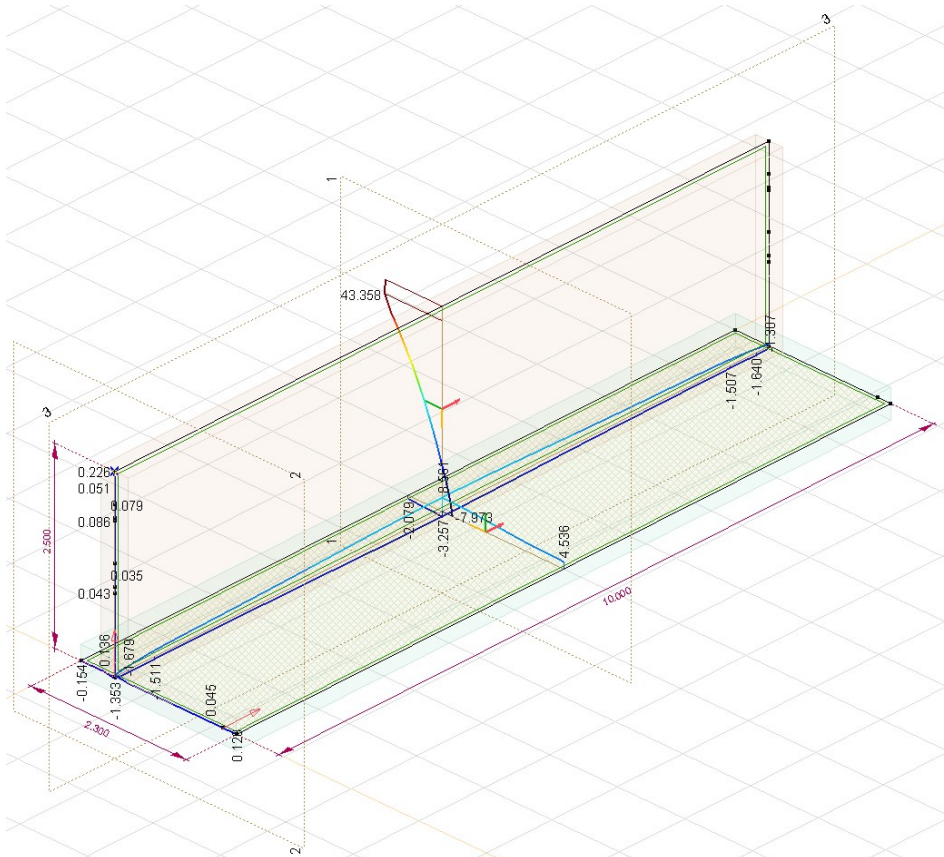


Abbildung 33: Lastkombination "Anprall mittig" ergibt massgebendes Moment m_x

Tragwiderstand Wand

In Richtung m_y , senkrecht zur Längsrichtung:

$$a_s = 753 \text{ mm}^2/\text{m} (\emptyset 12 \text{ s} = 150)$$

$$d = 400 - 55 - 12/2 = 339 \text{ mm}$$

$$x = \frac{435 \cdot 753}{1000 \cdot 20 \cdot 0.85} = 19 \text{ mm}$$

$$z = 339 \text{ mm} - \frac{x}{2} = 329 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} \approx a_s \cdot f_{sd} \cdot z = 753 \cdot 435 \cdot \frac{329}{1 \cdot 10^6} = 108 \text{ kNm/m} \geq 59.1 \text{ kNm/m}$$

In Richtung m_x , in Längsrichtung:

$$a_s = 2093 \text{ mm}^2/\text{m} (\emptyset 20 \text{ s} = 150)$$

$$d = 400 - 55 - 12 - \frac{16}{2} = 325 \text{ mm}$$

$$x = \frac{435 \cdot 2093}{1000 \cdot 20 \cdot 0.85} = 53 \text{ mm}$$

$$z = 325 \text{ mm} - \frac{x}{2} = 298 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} \approx a_s \cdot f_{sd} \cdot z = 2093 \cdot 435 \cdot \frac{298}{1 \cdot 10^6} = 271 \text{ kNm/m} \geq 43.4 \text{ kNm/m}$$

Fazit:

Für die Bemessung der Fundamentplatte ist der Anprall im Randbereich massgebend.

6.2 Stützbauwerk beim Mastenfundament

6.2.1 Schnittgrößen GZT2

Rote Achse X-Richtung
 Gelbe Achse Y-Richtung
 Grüne Achse Z-Richtung

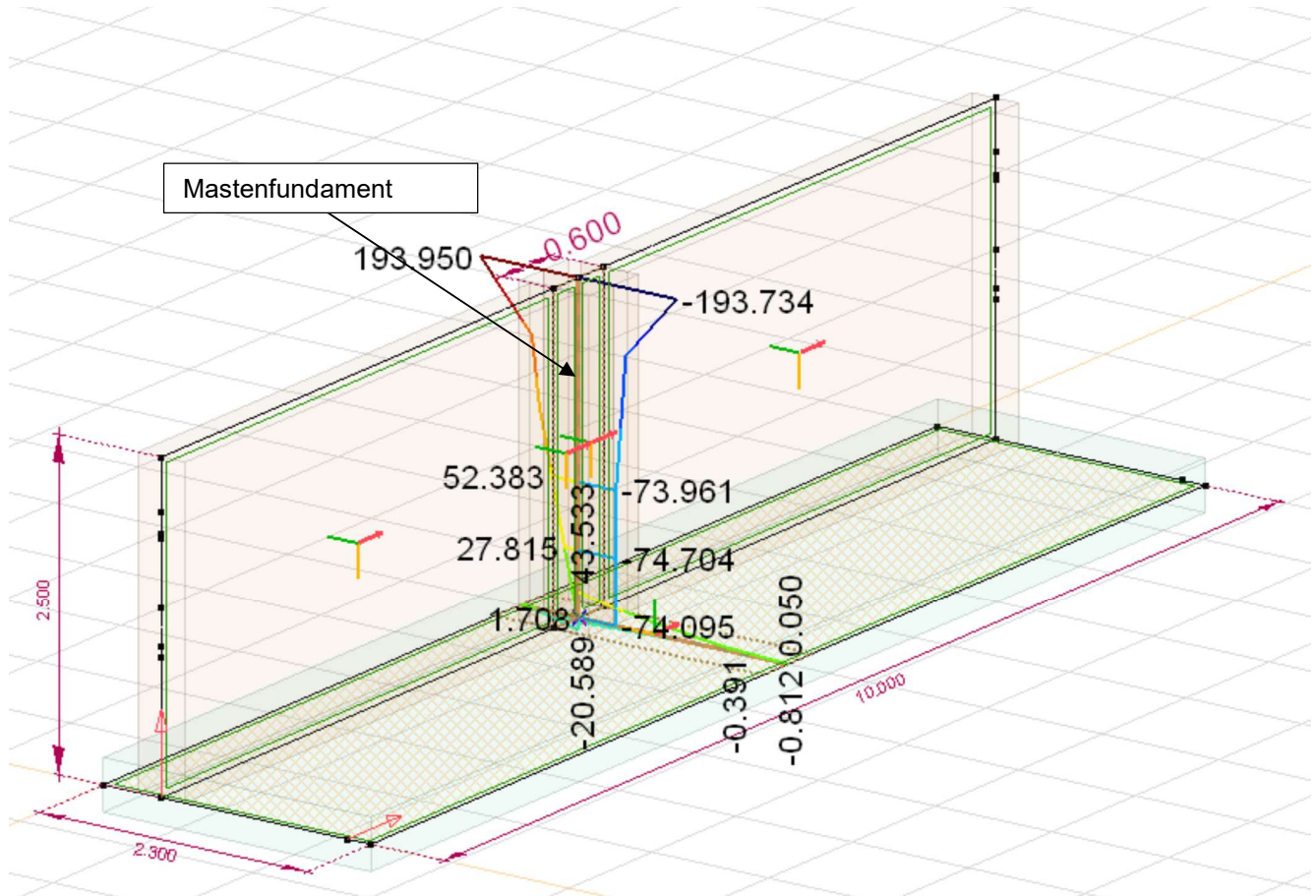


Abbildung 34: Lastkombination Mastenfundament, My [kNm/0.6m]

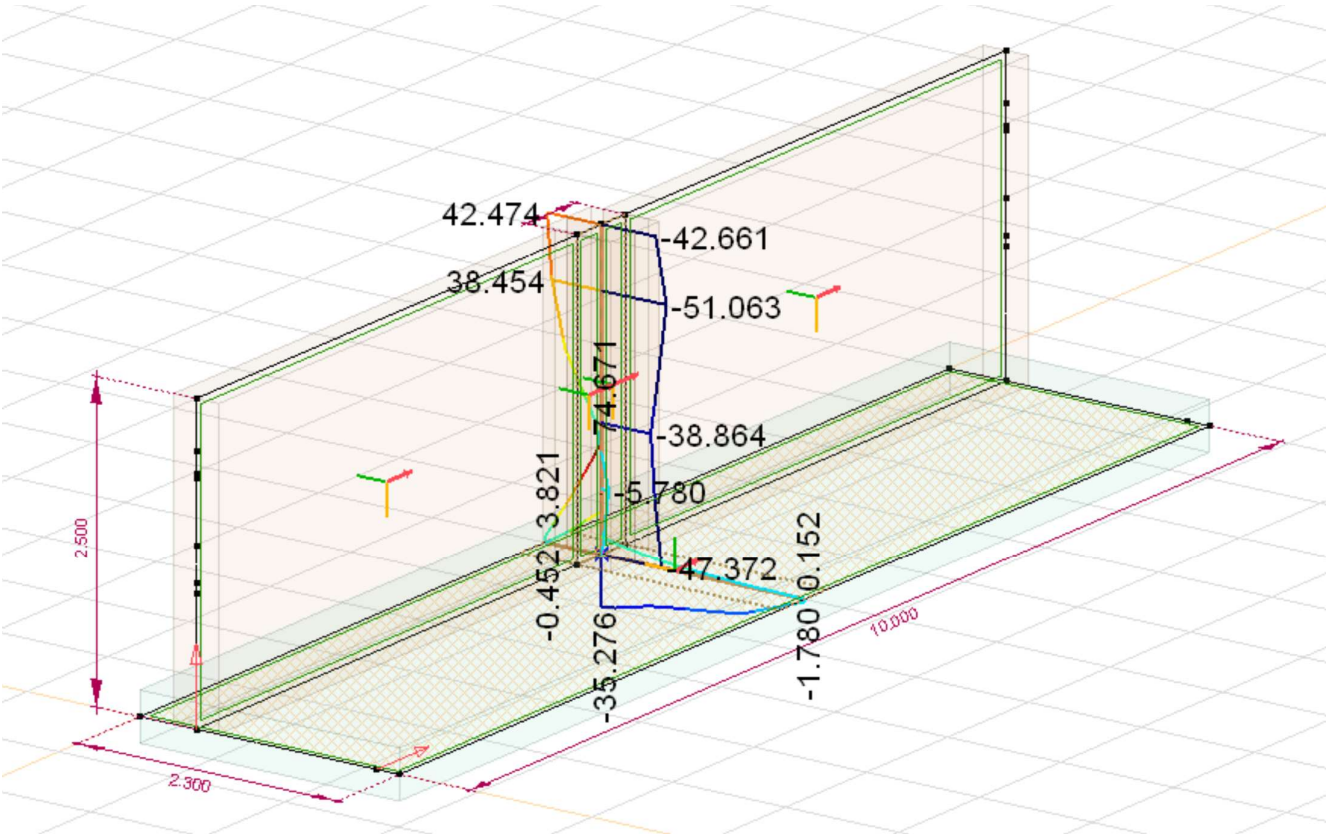


Abbildung 35: Lastkombination Mastenfundament, Vz [kN/0.6m]

6.2.2 Biegebemessung Stützbauwerk mit Mastenkräfte

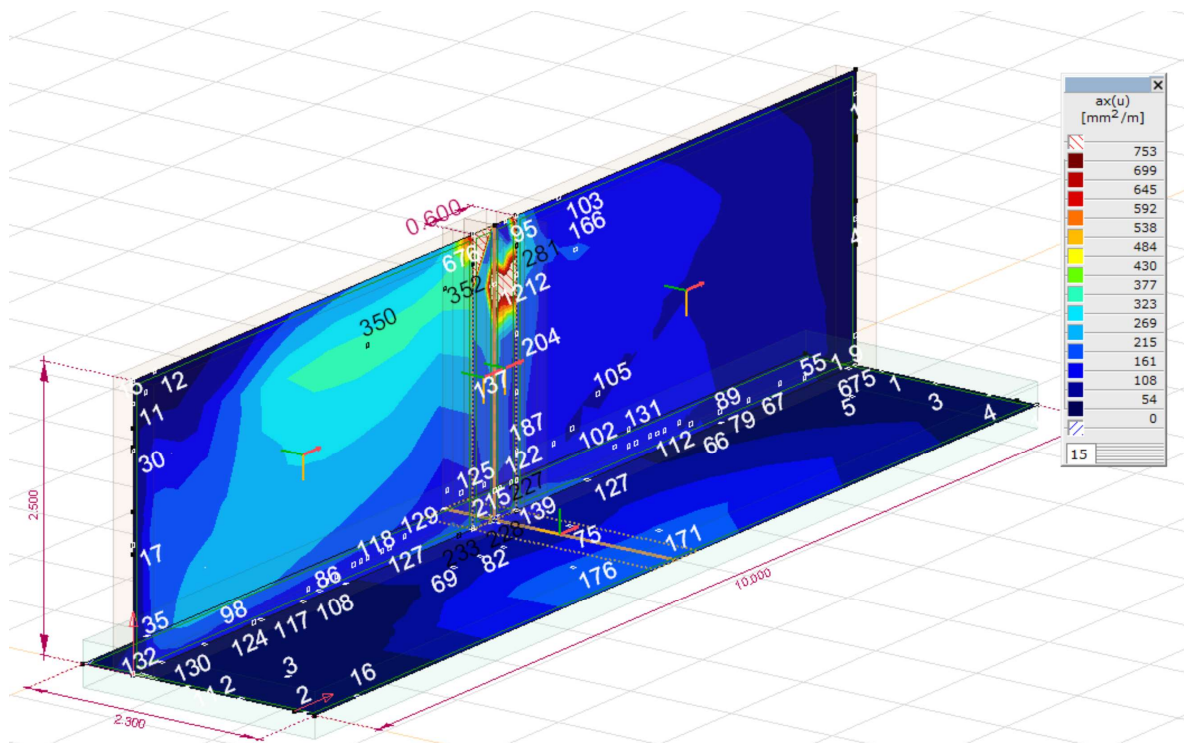


Abbildung 36: Untere Bewehrung in lokaler X-Richtung: ax,u [mm²/m]

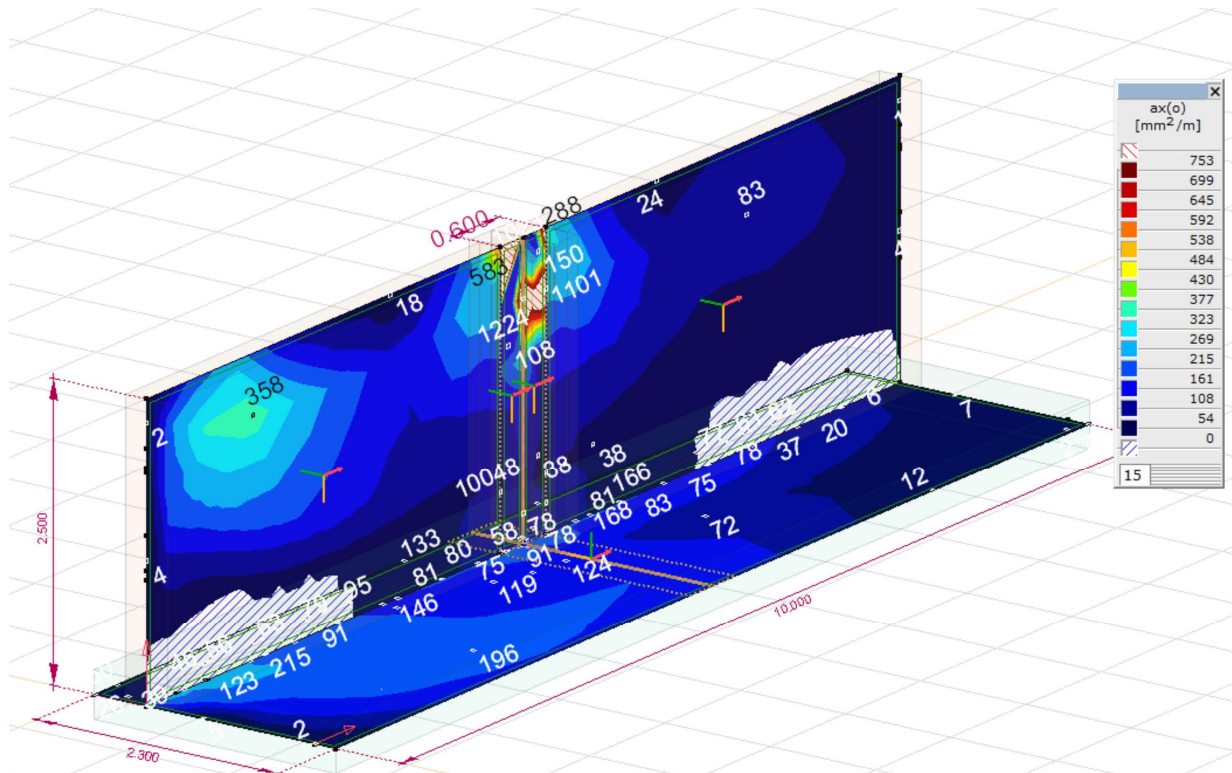


Abbildung 37: Obere Bewehrung in lokaler X-Richtung: ax,o[mm²/m]

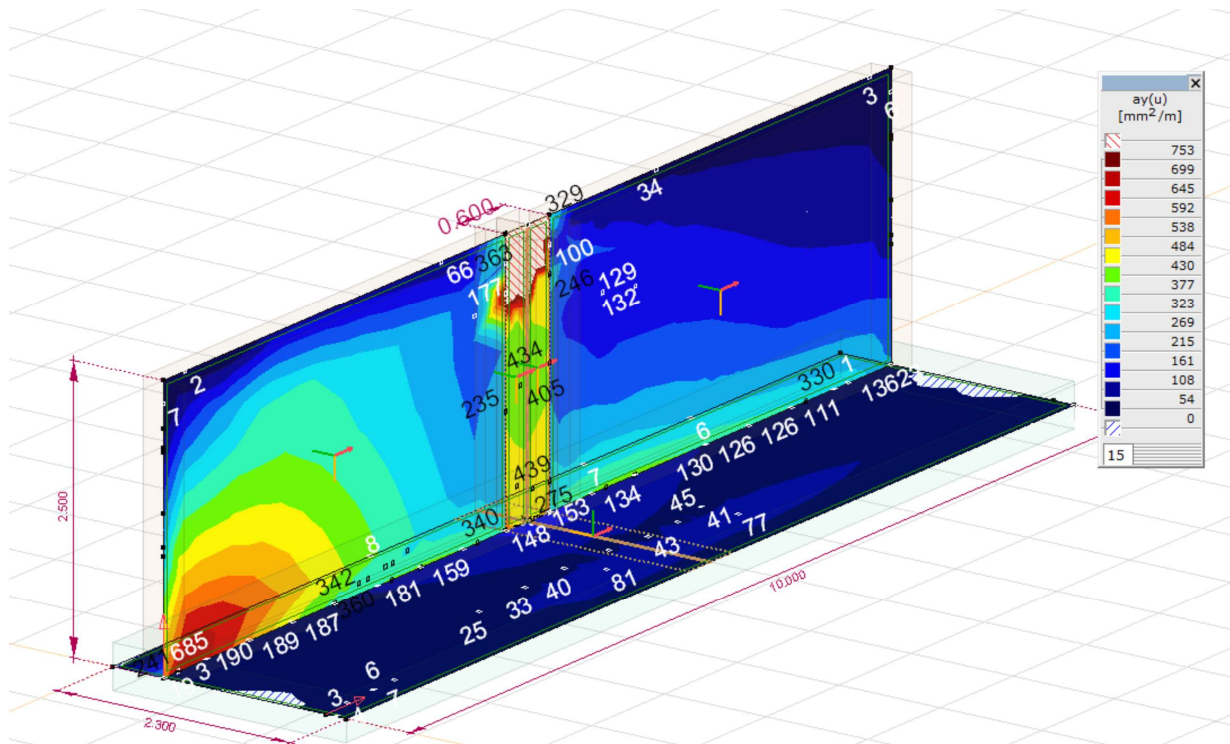


Abbildung 38 Untere Bewehrung in lokaler Y-Richtung: $a_{y,u}$ [mm²/m]

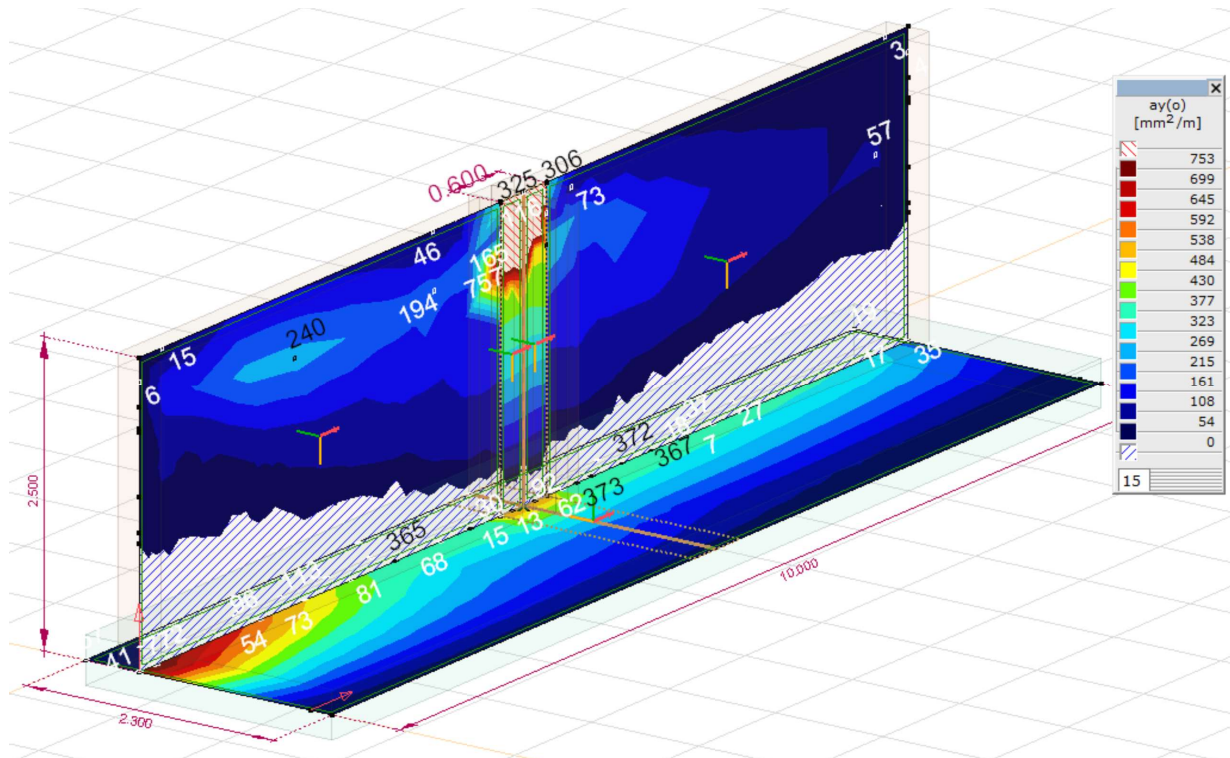


Abbildung 39 Obere Bewehrung in lokaler Y-Richtung: $a_{y,o}$ [mm²/m]

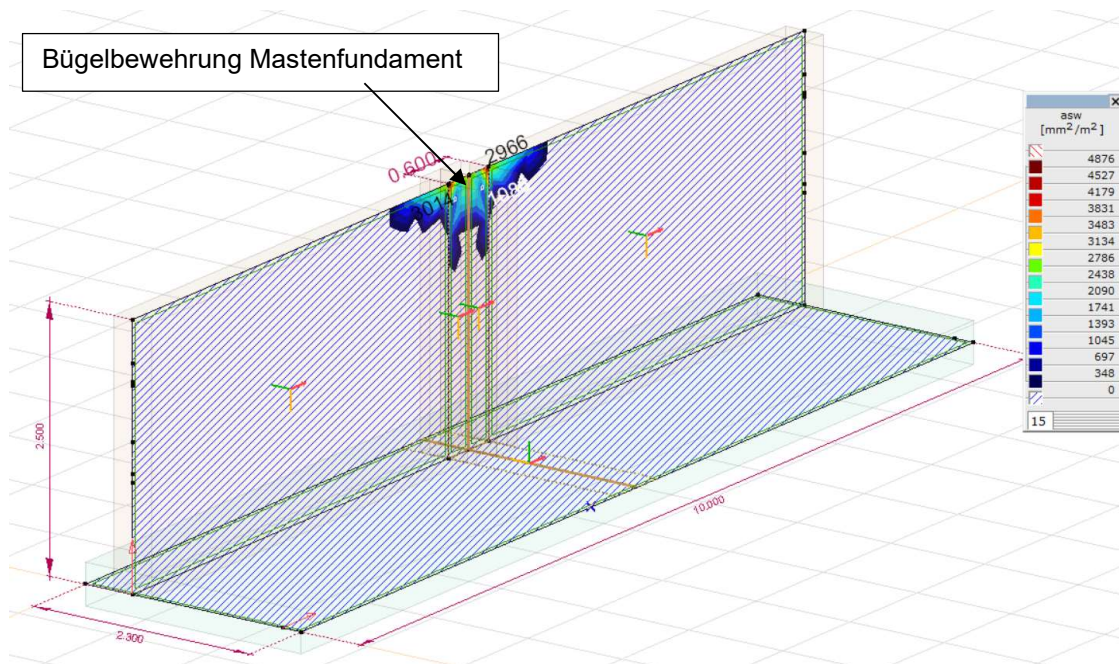


Abbildung 40. Bügelbewehrung: a_{sw} [mm²/m²]

Aufgrund von Singularitäten bei der FE-Berechnung ergeben sich sehr hohe Schubkräfte bzw. unphysikalische Werte. Diese werden nicht massgebend und können bei der Wahl der Querkraftbewehrung vernachlässigt werden.

Das Mastenfundament wird mit Bügelbewehrungen bewehrt gemäss Bewehrungsskizze.

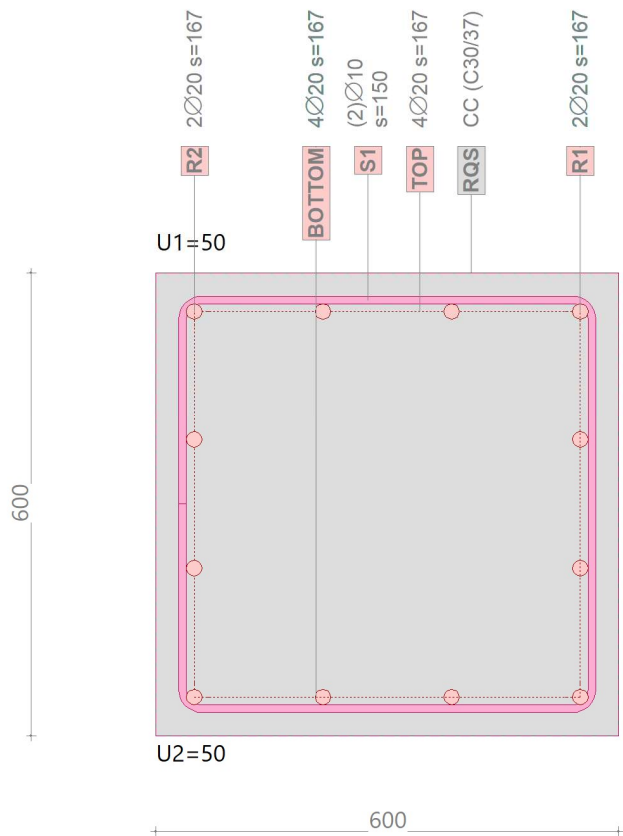


Abbildung 41 Bewehrung Mastenfundament

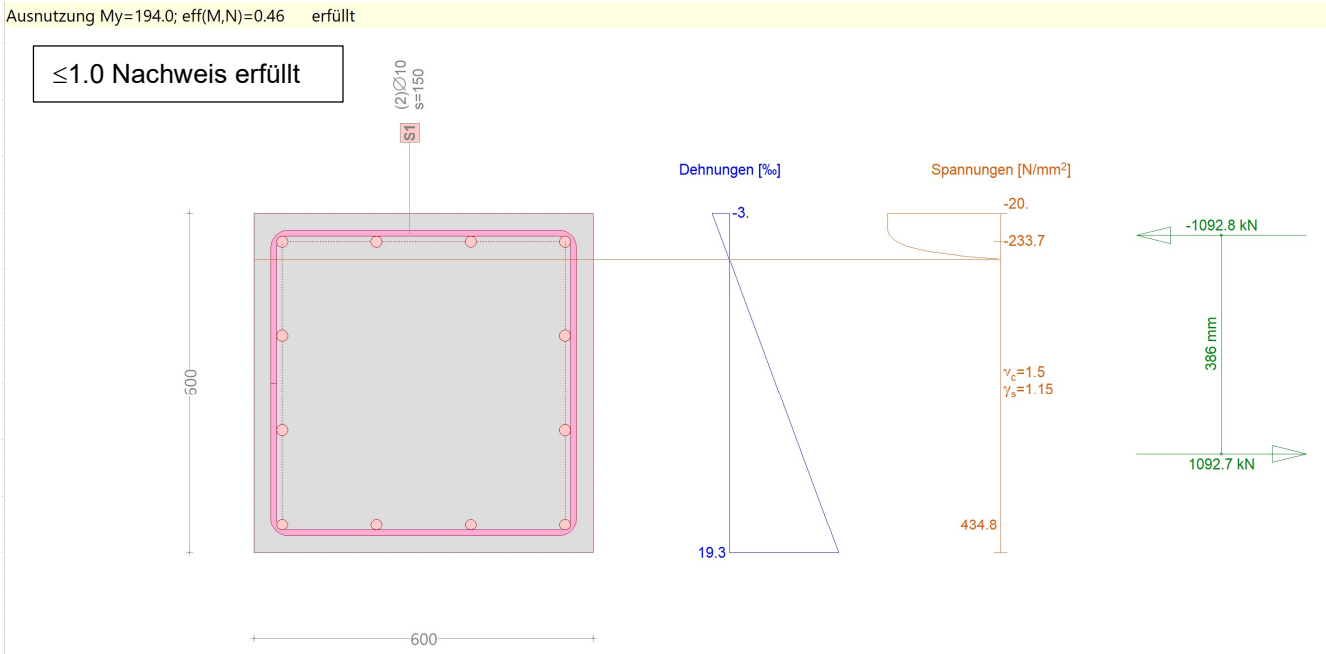


Abbildung 42 Ausnutzung Mastenfundament, Programm Fagus

Schubbemessung:

Bügel 2-schnittig pro m' x d=10mm e=15cm VRd = 225 kN $\geq$ 51 kN Nachweis ist erfüllt

6.2.3 Ermüdung infolge Fahrleitungsmasten:

Die aus dem Mast resultierenden Spannungsänderungen sollten begrenzt werden, um eine Ermüdung des Betonsockels unter der Ankerplatte zu vermeiden.

Mastenfundament 60cmx60cm:

ML (veränderliche) = 67.5 kNm

FT = FC = 67.5 / 0.48 = 141kN

$$\Delta\sigma_{sd,D} = 145 * 0.8 = 116 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,erf} = 141 * 1000 / 116 = 1215 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow 4\Phi 20$ pro Seite $a_s=1256 \text{ mm}^2$ die gewählte Bewehrung ist genügend

Schnittkraft im Fundament:

ML (veränderliche) = 21kNm

FT = FC = 21 / 0.31 = 67kN

$$\Delta\sigma_{sd,D} = 145 * 0.8 = 116 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,erf} = 67 * 1000 / 116 = 583 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow \Phi 12$ e=15cm $a_s=753 \text{ mm}^2$ die gewählte Bewehrung ist genügend

6.3 Durchstanznachweis (Krafteinleitung Anprall)

Dieser Nachweis des Durchstanzens zeigt den kritischsten Fall, da die Durchstanzfläche beim Fall des Anpralls an der Seite neben der Dilatationsfuge am geringsten ist. Ist dieser Nachweis erfüllt, können günstigere Fälle wie der Anprall mittig vernachlässigt werden. Der Durchstanzwiderstand wird mit dem Programm "Ancotech" berechnet:

$$V_{Rd} = 289 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 150 \text{ kN}$$

Der Nachweis ist erfüllt.

Näherungsstufe 1 2 3

Durchstanzlast R_d (kN) 150

* Benutzerdefiniert ke: 0.65

Nutlast q_d (kN/m²) 0

Betonqualität C30/37

* Bewehrung x (2. od. 3. Lage) ρ (%) 0.70

* Bewehrung y (1. od. 4. Lage) ρ (%) 0.20

Max. Spannweite l_x (mm) 6'000

Max. Spannweite l_y (mm) 6'000

Plattenstärke h (mm) 400

stat. Höhe d_x/d_y (mm) 325 / 339

Stützenmass a (mm) 1500

Stützenmass b (mm) 400

Randabstand r_b (mm) 0

Randabstand r_a (mm) 0

Einstellungen und Resultate

Betondeckung oben/unten (mm) 50/50

Max. Korngrösse D_{max} (mm) 32

Es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

$V_{Rd,c}$ ohne ancotPLUS = 289 kN > V_d

Beachten Sie Artikel 4.3.6.1.2 der Norm SIA 262 (2013)

Abbildung 43: Durchstanzwiderstand gemäss "Ancotech" für Anprall aussen neben der Dilatationsfuge

6.4 Nachweise Querkraft

Neben der Krafteinleitung des Anpralls kann auch anderweitig der Querkraftwiderstand überschritten werden. Hierfür wird mithilfe des Axis-Modell untersucht, welchen Wert die Schnittgrößen erreichen.

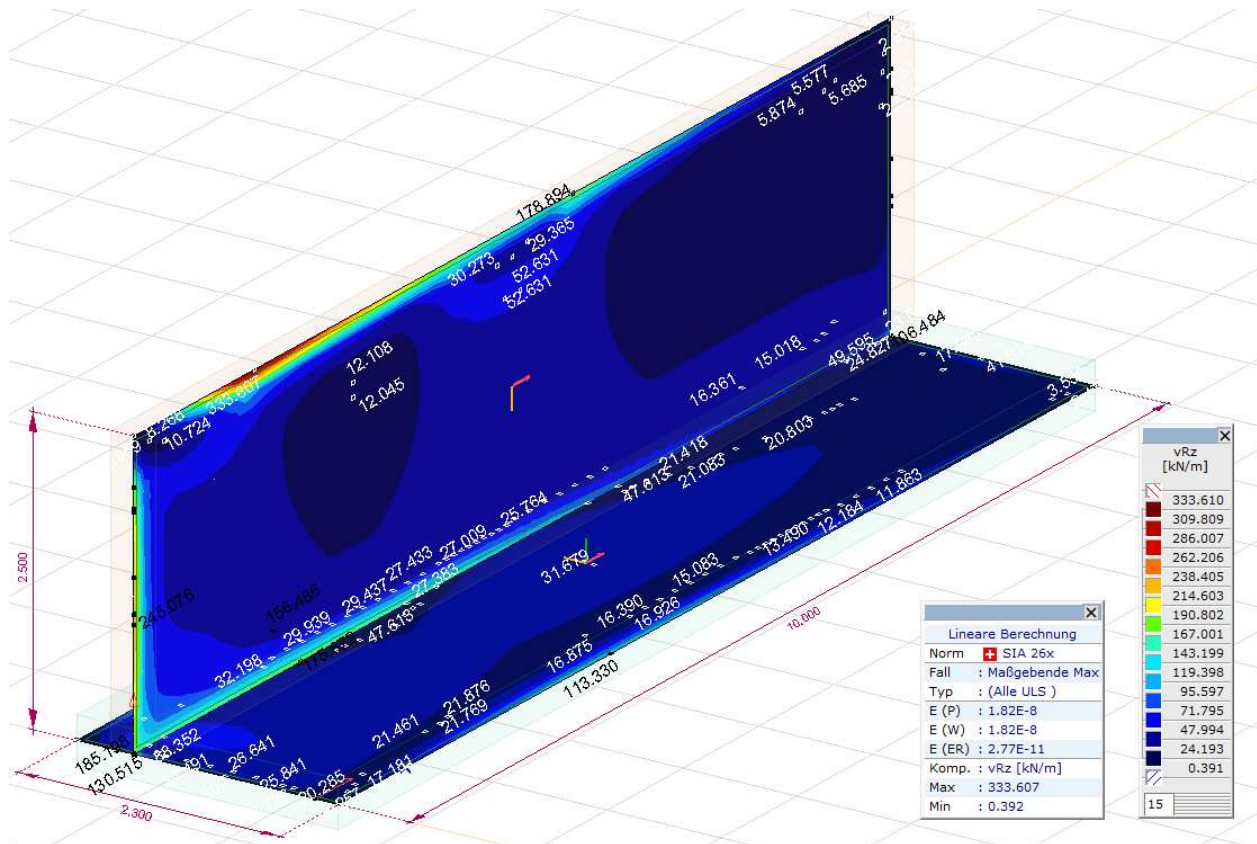


Abbildung 44: Maximale Querkraft VR_d aus allen Lastkombinationen

Neben dem Maximum der Querkraft oben links aus der Lastkombination des Anprall Randbereich kommt es unten am Fuss zum nächst höchsten Wert. Dieser beträgt 130.5 kN/m. Nachfolgend wird der Querkraftwiderstand des Stützbauwerks ohne Bewehrung berechnet:

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	400	mm
Statische Höhe	d	333	mm
Wirksame statische Höhe	d_v	333	mm
Bemessungswert des Biegemoments pro Längeneinheit	m_d	1	kNm/m
Vereinfachung mit 1			
Bemessungswert des Biege widerstands pro	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	0.59	
Schubwiderstand	$v_{Rd,c}$	214.6	kN/m

Abbildung 45: Unbewehrter Querkraftwiderstand (Annahme: volle Ausnutzung des Momentenwiderstands)

Nun kann nachfolgend der Nachweis geführt werden:

$$V_{Rd} = 214.6 \frac{kN}{m} \geq 130.5 \frac{kN}{m} = V_{Ed}$$

Der Nachweis ist erfüllt.

6.5 Gewählte Bewehrung

Die allgemeinen Konstruktionsregeln und die Bewehrungsregeln nach SIA 262 sind zu beachten. Es wird eine Grundbewehrung von oben und unten, senkrecht zur Längsachse $\Phi 12/150$ mm und parallel zur Längsachse $\Phi 16/150$ im Fundament und parallel zur Längsachse $\Phi 20/150$ in der Wand gewählt.

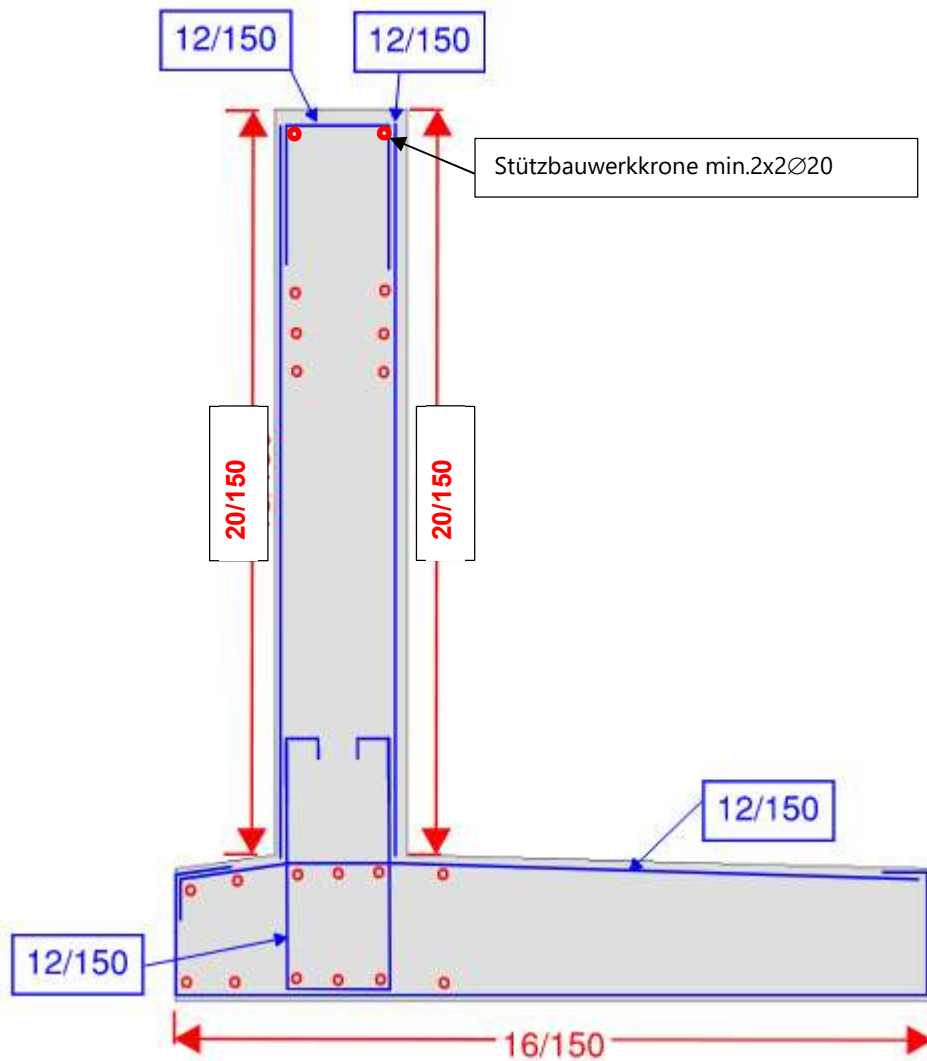


Abbildung 46. Bewehrungsskizze des Stützbauwerks

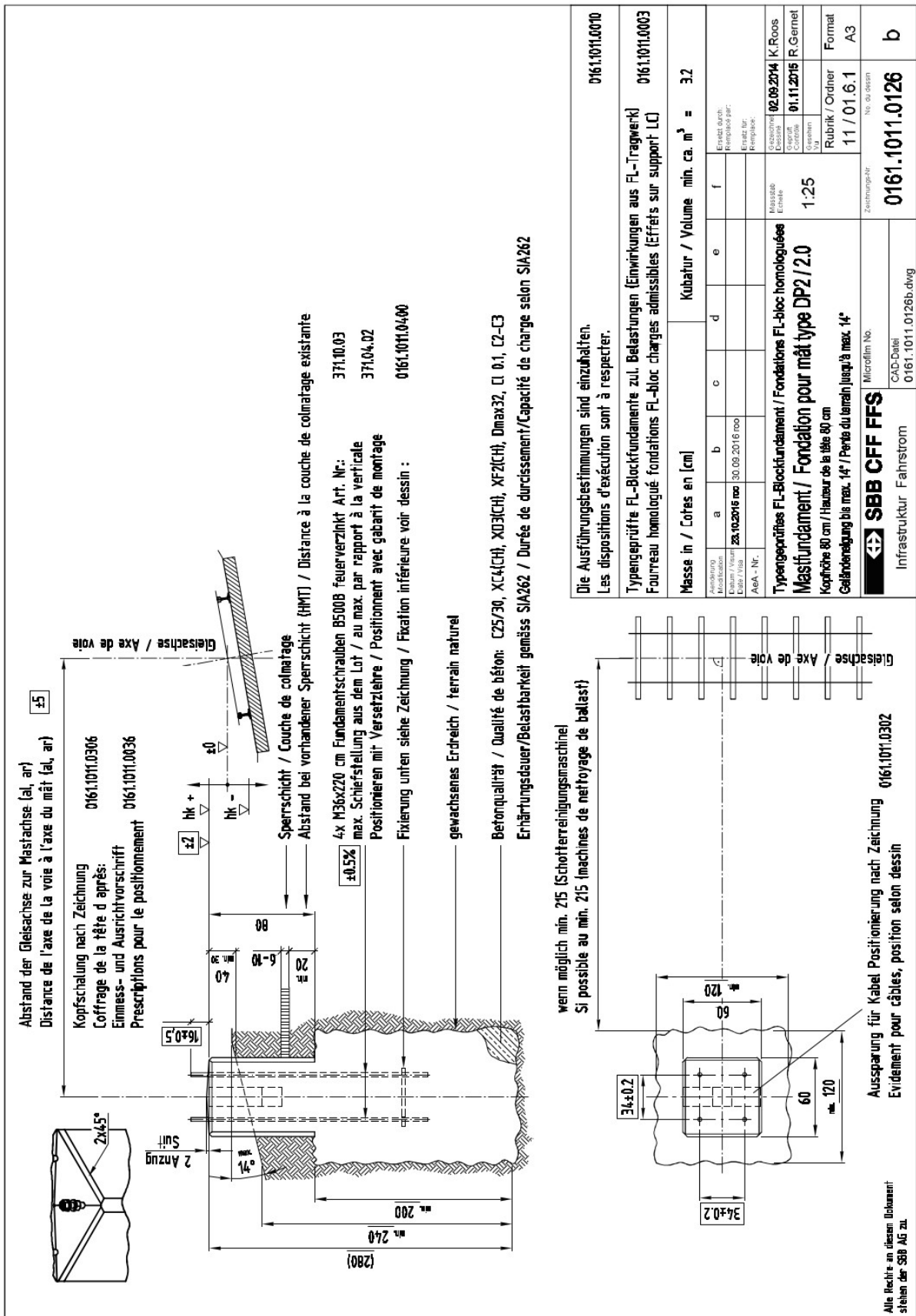


Abbildung 47. Auszug Mastenfundament Typ DP2/2.0

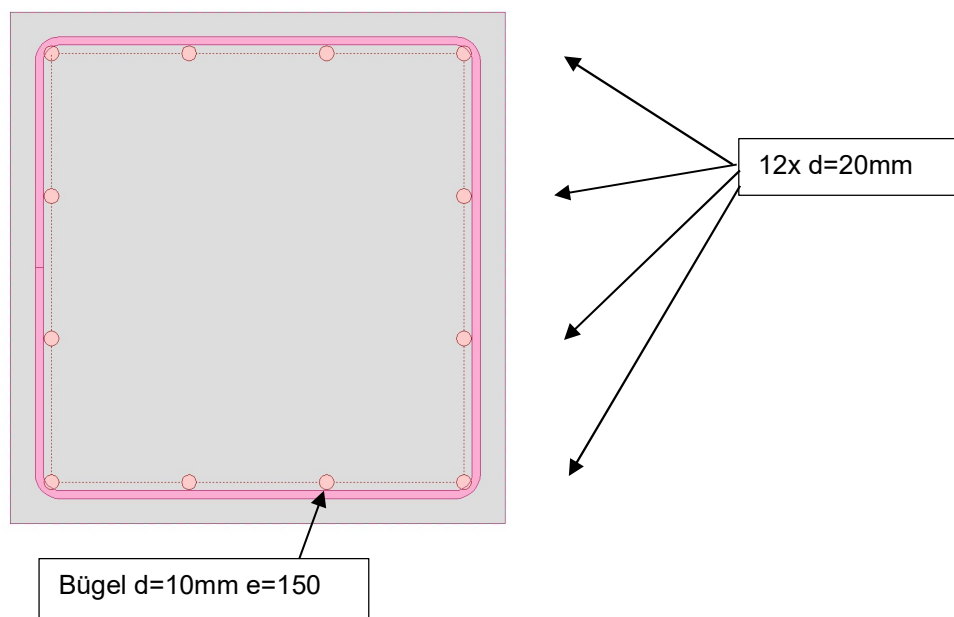


Abbildung 48. Bewehrung Mastenfundament Typ DP2/2.0

7 Bemessung äussere Tragsicherheit, GZT

Nachfolgend werden die jeweils massgebenden Einwirkungskombinationen für die globalen Versagensarten Kippen, Gleiten und statischen Grundbruch präsentiert. Dabei werden die Resultate für den Hochwasserfall separat betrachtet von dem Fall mit Wasserstand unterhalb des Fusses.

7.1 Modell 1 (Wasserstand Hochwasser):

☒ Nachweise

Nachweis	F_{vorh} [-]	F_{erf} [-]	β_{vorh} [%]	β_{max} [%]	GWS	EWK	
Kippen	3.44	1.00			2	10	
Gleiten	1.36	1.00			5	9	
Grundbruch	1.69	1.00			5	9	
Verdrehung			1.34	2.00	8	1	

Kippen (GZT 1)

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1 (1A) / Analyseparameter !GZT

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen															
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
☒	Eigenlast	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8
☒	Wasserdruck ständig	1.05	1.05	0.95	0.95	1.05	1.05	0.95	0.95	1.05	1.05	0.95	0.95	1.05	1.05	0.95	0.95
☒	Nutzlast	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	

F_{vorh} [-]	F_{erf} [-]	b [m]	e_{gr} [m]	e_d [m]	
3.44	1.00	2.30	0.77	-0.22	$e \leq b/6$: keine klaffende Fuge

Gleiten (GZT 2)

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a / Analyseparameter

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen															
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
☒	Eigenlast	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	1.35	1.35	0.7	0.7	0.7	0.7	1.35	1.35	1.35	1.35	0.7	0.7	0.7	0.7
☒	Wasserdruck ständig	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9
☒	Nutzlast	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	

☒ Gleiten

F_{vorh} [-]	F_{erf} [-]	φ_{Mk} [°]	c_{Mk} [kN/m²]	
1.36	1.00	30.73	0	

Grundbruch (GZT 2)

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a / Analyseparameter

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen															
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
☒	Eigenlast	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	1.35	1.35	0.7	0.7	0.7	0.7	1.35	1.35	1.35	1.35	0.7	0.7	0.7	0.7
☒	Wasserdruck ständig	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9
☒	Nutzlast	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	

☒ Grundbruch (Brinch Hansen)

F vorh	F erf	σ_{fd}	φ_{Mk}	cMk	γ_{Mk}	t	β	$\gamma_d \cdot t + q_d$	b red	L	H	
[-]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[m]	[°]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	
1.69	1.00	116.55	30.00	0	10.00	1.60	0	19.01	1.91	2.09	0.85	

7.2 Modell 1 mit Mastenlasten (Wasserstand Hochwasser):

☒ Nachweise

Nachweis	F _{vorh}	F _{erf}	β_{vorh}	β_{max}	GWS	EWK	
	[-]	[-]	[‰]	[‰]			
Kippen	1.33	1.00			2	13	
Gleiten	2.85	1.00			5	12	
Grundbruch	1.32	1.00			5	15	
Verdrehung			2.87	2.00	8	1	

Kippen (GZT 1)

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1 (1A) / Analyseparameter !GZT

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen															
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
☒	Eigenlast	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8
☒	Wasserdruck ständig	1.05	1.05	0.95	0.95	1.05	1.05	0.95	0.95	1.05	1.05	0.95	0.95	1.05	1.05	0.95	0.95
☒	Erdwiderstand ständig	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
☒	Nutzlast	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	

☒ Kippen

F vorh	F erf	b	e _{gr}	e _d	
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	
1.33	1.00	2.30	0.77	-0.58	b/6 <= e <= b/3 : klaffende Fuge

Gleiten (GZT 2)

!GZ Tragsicherheit Typ 2a

☒ Aktiv

Diese Spezifikation wurde automatisch erzeugt und kann nicht abgeändert werden!

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a / Analyseparameter

Einwirkungen

akt

Name

</

☒ Gleiten

F vorh	F erf	φ_{Mk}	cMk	
[-]	[-]	[°]	[kN/m ²]	
2.85	1.00	31.07	0	

Grundbruch (GZT 2)

IGZ Tragsicherheit Typ 2a

☒ Aktiv

Diese Spezifikation wurde automatisch erzeugt und kann nicht abgeändert werden!

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a / Analyseparameter

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen															
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
☒	Eigenlast	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	1.35	1.35	0.7	0.7	0.7	0.7	1.35	1.35	1.35	1.35	0.7	0.7	0.7	0.7
☒	Wasserdruck ständig	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9
☒	Erdwiderstand ständig	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
☒	Nutzlast	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

☒ Grundbruch (Brinch Hansen)

F vorh	F erf	σ_{fd}	φ_{Mk}	cMk	γ_{Mk}	t	β	$\gamma_d \cdot t + q_d$	b red	L	H	
[-]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[m]	[°]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	
1.32	1.00	204.82	30.00	0	10.00	1.60	0	19.01	1.15	2.63	1.07	

Abbildung 49: Nachweise Kippen, Gleiten, Grundbruch

Die Verdrehung wurde nur mit dem Streifenfundament allein gerechnet. Die Verlängerung vom Mastenfunda-
ment reduziert die Verdrehung.

Die standartmässige Grenzverdrehung von 0.2 % aus Larix entspricht einem Verhältnis von
h/500. Diese Anforderung ist deutlich strenger als die vorgegebenen Grenzwerte. Die maximalen Verdrehungen
liegen deutlich unter den 0.4 %, womit die Nachweise erbracht sind.

Alle Nachweise werden erfüllt, da stets ein Wert grösser als 1.0 erreicht werden kann.

7.3 Modell 2 (Wasserstand unterhalb des Modells):

☒ **Nachweise**

Nachweis	F_{vorh} [-]	F_{erf} [-]	β_{vorh} [‰]	β_{max} [‰]	GWS	EWK	
Kippen	4.68	1.00			2	5	
Gleiten	1.55	1.00			5	5	
Grundbruch	2.86	1.00			5	5	
Verdrehung			1.31	2.00	1	1	

Kippen(GZT 1) :

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1 (1A) / Analyseparameter !GZT

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen							
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8
☒	Eigenlast	1.1	1.1	1.1	1.1	0.9	0.9	0.9	
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.8	0.8	1.35	1.35	0.8	0.8
☒	Nutzlast	1.5		1.5		1.5		1.5	

Abbildung 50: Massgebende Einwirkungskombination

☒ **Kippen**

F_{vorh} [-]	F_{erf} [-]	b [m]	e_{gr} [m]	e_d [m]	
4.68	1.00	2.30	0.77	-0.16	$e \leq b/6$: keine klaffende Fuge

Abbildung 51: Resultierender Sicherheitsfaktor für Kippen

Gleiten (GZT 2)

!GZ Tragsicherheit Typ 2a



☒ Aktiv

Diese Spezifikation wurde automatisch erzeugt und kann nicht abgeändert werden!

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a / Analyseparameter

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen							
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8
☒	Eigenlast	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.7	0.7	1.35	1.35	0.7	0.7
☒	Nutzlast	1.5		1.5		1.5		1.5	

Abbildung 52: Massgebende Einwirkungskombination 5

☒ **Gleiten**

F_{vorh} [-]	F_{erf} [-]	φ_{Mk} [°]	c_{Mk} [kN/m ²]	
1.55	1.00	30.71	0	

Abbildung 53: Resultierender Sicherheitsfaktor für Gleiten

Grundbruch (GZT 2)

!GZ Tragsicherheit Typ 2a



☒ Aktiv

Diese Spezifikation wurde automatisch erzeugt und kann nicht abgeändert werden!

Standard-Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a / Analyseparameter

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen							
akt	Name	1	2	3	4	5	6	7	8
☒	Eigenlast	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
☒	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.7	0.7	1.35	1.35	0.7	0.7
☒	Nutzlast	1.5		1.5		1.5		1.5	

Abbildung 54: Massgebende Einwirkungskombination 5

☒ Grundbruch (Brinch Hansen)

F vorh	F erf	σ_{fd}	ϕ_{Mk}	cMk	γ_{Mk}	t	β	$\gamma_d \cdot t + q_d$	b red	L	H	
[-]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[m]	[°]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	
2.86	1.00	236.49	30.00	0	20.00	1.60	0	32.01	1.98	2.74	1.11	

Abbildung 55: Resultierender Sicherheitsfaktor für stat. Grundbruch

7.4 Modell 1 (Wasserstand Hochwasser): aussergewöhnliche Bemessungssituation

Kippen (aussergewöhnliche Bemessungssituation)

Anprall:

Aussergewöhnliche Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1 (1A)

Einwirkungen	akt	Name	Einwirkungskombinationen
☒		Eigenlast	1
☒		Erddruck ständig	1
☒		Wasserdruck ständig	0.7
☒		Erdwiderstand ständig	0.7
☒		Nutzlast	1
☒		aussergewöhnlich	1

Abbildung 56: Massgebende Einwirkungskombination

☒ **Kippen**

F vorh	F erf	b	ϵ_{gr}	ϵ_d	
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	
1.13	1.00	2.30	0.77	-0.68	$b/6 \leq e \leq b/3$: klaffende Fuge

Abbildung 57: Resultierender Sicherheitsfaktor für Kippen

Gleiten (aussergewöhnliche Bemessungssituation)

Anprall:

Einwirkungen	akt	Name	Einwirkungskombinationen
☒		Eigenlast	1
☒		Erddruck ständig	1
☒		Wasserdruck ständig	0.7
☒		Erdwiderstand ständig	0.7
☒		Nutzlast	1
☒		aussergewöhnlich	1

Abbildung 58: Massgebende Einwirkungskombination

☒ **Gleiten**

F vorh	F erf	φ_{Mk}	cMk	
[-]	[-]	[°]	[kN/m ²]	
1.29	1.00	31.49	0	

Abbildung 59: Resultierender Sicherheitsfaktor für Gleiten

Grundbruch (aussergewöhnliche Bemessungssituation)

Anprall:

Einwirkungen	akt	Name	Einwirkungskombinationen
☒		Eigenlast	1
☒		Erddruck ständig	1
☒		Wasserdruck ständig	0.7
☒		Erdwiderstand ständig	0.7
☒		Nutzlast	1
☒		aussergewöhnlich	1

Abbildung 60: Massgebende Einwirkungskombination

☒ **Grundbruch (Brinch Hansen)**

F vorh	F erf	σ_{fd}	φ_{Mk}	cMk	γ_{Mk}	t	β	$\gamma_d^*t + q_d$	b red	L	H	
[-]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[m]	[°]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	
1.28	1.00	103.63	30.00	0	10.00	1.60	0	19.00	0.94	0.82	0.33	

Abbildung 61: Resultierender Sicherheitsfaktor für Grundbruch

7.5 Modell 2 (Wasserstand unterhalb des Modells): (aussergewöhnliche Bemessungssituation)

Kippen (aussergewöhnliche Bemessungssituation) Anprall:

Aussergewöhnliche Bemessungssituation / Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1 (1A)

Einwirkungen	akt	Name	Einwirkungskombinationen
☒		Eigenlast	1
☒		Erddruck ständig	1
☒		Wasserdruck ständig	0.7
☒		Erdwiderstand ständig	0.7
☒		Nutzlast	1
☒		aussergewöhnlich	1

Abbildung 62: Massgebende Einwirkungskombination

☒ Kippen

F vorh	F erf	b	ϵ_{gr}	ϵ_d	
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	
1.56	1.00	2.30	0.77	-0.49	$b/6 \leq e \leq b/3$: klaffende Fuge

Abbildung 63: Resultierender Sicherheitsfaktor für Kippen

Gleiten (aussergewöhnliche Bemessungssituation) Anprall:

Einwirkungen	akt	Name	Einwirkungskombinationen
☒		Eigenlast	1
☒		Erddruck ständig	1
☒		Wasserdruck ständig	0.7
☒		Erdwiderstand ständig	0.7
☒		Nutzlast	1
☒		aussergewöhnlich	1

Abbildung 64: Massgebende Einwirkungskombination

☒ Gleiten

F vorh	F erf	ϕ_{Mk}	cMk	
[-]	[-]	[°]	[kN/m ²]	
1.37	1.00	30.94	0	

Abbildung 65: Resultierender Sicherheitsfaktor für Gleiten

**Grundbruch (aussergewöhnliche Bemessungssituation)
Anprall:**

Einwirkungen		Einwirkungskombinationen	
akt	Name		
☒	Eigenlast	1	1
☒	Erddruck ständig	0.7	
☒	Wasserdruck ständig	0.7	
☒	Erdwiderstand ständig	1	
☒	Nutzlast		
☒	aussergewöhnlich	1	

Abbildung 66: Massgebende Einwirkungskombination

☒ **Grundbruch (Brinch Hansen)**

F vorh	F erf	σ_{fd}	φ_{Mk}	cMk	γ_{Mk}	t	β	$\gamma_d \cdot t + q_d$	b red	L	H	
[-]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[m]	[°]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	
2.07	1.00	199.11	30.00	0	20.00	1.60	0	32.01	1.48	1.62	0.66	

Abbildung 67: Resultierender Sicherheitsfaktor für Grundbruch

Fazit:

Die aussergewöhnliche Bemessungssituation Anprall mit Hochwasser ist für die Nachweise Kippen, Gleiten und Grundbruch massgebend.

Alle Nachweise werden erfüllt, da stets ein Wert grösser als 1.0 erreicht werden kann.

8 Gebrauchstauglichkeit

8.1 Rissbreiten

Bei der Ermittlung der Mindestbewehrung wird das Merkblatt Nr. 22 001-14210 im Fachhandbuch Kunstbauten des Astra berücksichtigt.

Bodenplatte: erhöhte Anforderung

Materialkennwerte			
Plattenstärke		$h =$	0.4 m
Mindestbewehrung für Rissbreitenbegrenzung bei			
Mittlere Betonzugfestigkeit für Beton:			C40/50
f_{ctm} (SIA 262, Seite 28)			3.5 N/mm²
Abminderungsfaktor			
$k_t = 1 / (1+0.5 \cdot h)$	für reinen Zug		0.8333
$k_t = 1 / (1+0.5 \cdot (h/3))$	für reine Biegung		0.9375
Bemessungswert der Betonzugfestigkeit			
$f_{ctd} = k_t \cdot f_{ctm}$	für reinen Zug		2.92 N/mm ²
	für reine Biegung		3.28 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/mm²
Raster	$s =$		150 mm
$A_s = (A_c \cdot f_{ctd}) / \sigma_{s,adm}$ (je unten und oben pro lfm)			208 mm ²
	$\Phi =$		16.3 mm
Mindestbewehrung Quer zur Tragrichtung (unten und oben) Gewählt $\Phi =$ 16 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/mm²
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)			98 mm ²
	$\Phi =$		11.2 mm
Mindestbewehrung Quer zur Tragrichtung (unten und oben) Gewählt $\Phi =$ 12 mm a 150 mm			

Wand: hohe Anforderung

Materialkennwerte			
Plattenstärke		$h =$	0.4 m
Mindestbewehrung für Rissbreitenbegrenzung bei			
Mittlere Betonzugfestigkeit für Beton:			C40/50
f_{ctm} (SIA 262, Seite 28)			3.5 N/mm²
Abminderungsfaktor			
$k_t = 1 / (1 + 0.5 \cdot h)$	für reinen Zug		0.8333
$k_t = 1 / (1 + 0.5 \cdot (h/3))$	für reine Biegung		0.9375
Bemessungswert der Betonzugfestigkeit			
$f_{ctd} = k_t \cdot f_{ctm}$	für reinen Zug		2.92 N/mm ²
	für reine Biegung		3.28 N/mm ²
Mindestbewehrung für reinen Zug - Quer zur Tragrichtung:			
Begrenzen der Rissbreite unter behinderten Verformungen:			
$\sigma_{s,adm}$ (Kurve $w_{nom} = 0.2$ mm, Figur 31 SIA 262 C1)			254 N/mm²
Raster	$s =$		150 mm
$A_s = (A_c \cdot f_{ctd}) / \sigma_{s,adm}$ (je unten und oben pro lfm)			344 mm ²
	$\Phi =$		20.9 mm
Mindestbewehrung Quer zur Tragrichtung (unten und oben)			
Gewählt		$\Phi =$	20 mm
		a	150 mm
Mindestbewehrung für reine Biegung - in Tragrichtung:			
Begrenzen der Rissbreite unter behinderten Verformungen:			
$\sigma_{s,adm}$ (Kurve $w_{nom} = 0.2$ mm, Figur 31 SIA 262 C1)			303 N/mm²
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)			135 mm ²
	$\Phi =$		13.1 mm
Mindestbewehrung Quer zur Tragrichtung (unten und oben)			
Gewählt		$\Phi =$	12 mm
		a	150 mm

8.2 Verformungen

Setzung

Die Setzungseigenschaften des Bodens werden durch einen Zusammendrückungsmodul M_E von 14.29 MN/m^2 charakterisiert. Dies ist der erwartete M_E -Wert für Auffüllung (kiesig-sandig). Die Setzungsberechnung erfolgt durch eine numerische Integration der Vertikalspannungen im Boden mit einem Tiefenfaktor von $f_t = 3$. Die Bodenschicht wird mit einer Dicke von 20 m angenommen. Die erwartete vertikale Setzung unter charakteristischen Lasten (GZG) liegt in der Grössenordnung von 12 mm. Der maximale Wert der Setzungen wurde für das Modell mit Wasserstand unterhalb des Fusses erreicht. Für die horizontale Verschiebung an dem obersten Teil des Stützbauwerks kann mithilfe der Setzungen ein Wert von 4 mm errechnet werden.

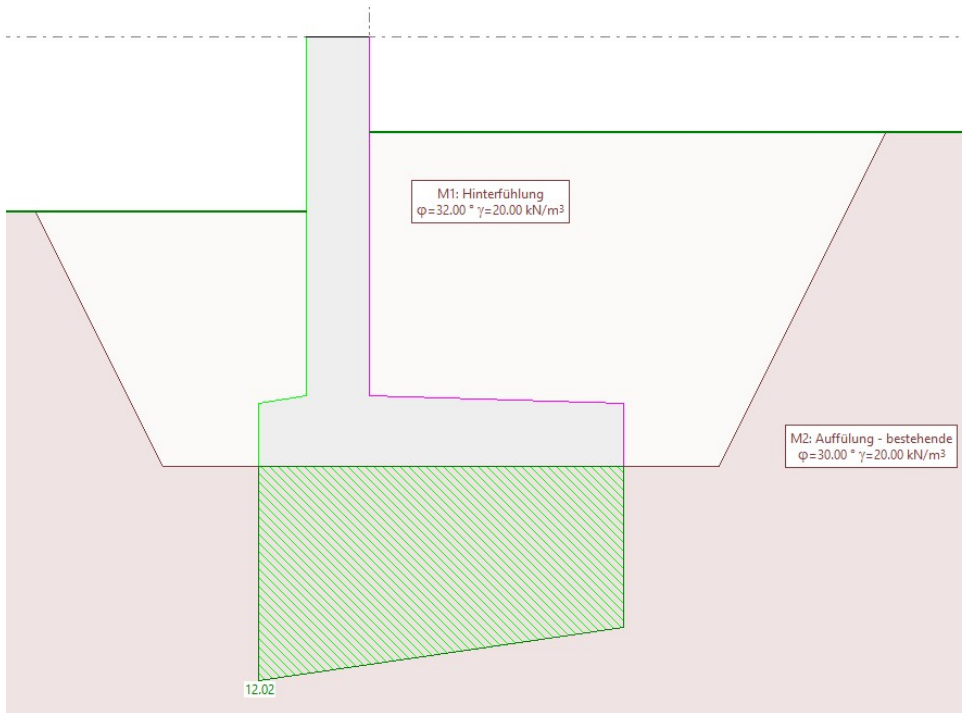


Abbildung 68: Maximale Setzungen gemäss Larix-9