Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Bericht

gruner

Auftraggeber

BLT Baselland Transport AG
Grenzweg 1
4104 Oberwil

12.602.05

Auftragsbezeichnung

BLT Linie 10/17, Gesamterneuerung Leimental
Auflageprojekt
Haltestelle Binningen Schloss - Perrondächer

Berichttitel

Projektbasis

Projektverfasser Gruner AG		Bauherrschaft BLT Baselland Transport AG	
Signiert von: 52C780866929453...	Signiert von: 8FC4FA537D2E49A...	DocuSigned by: 12B2990D6C90422...	DocuSigned by: E932A2C7A837447...
Bernhard Senn	Urs Willimann	Reto Rotzler	Fabiano Rosa

Verfasser

Luis Mutter
Eva-Maria Rees

Bestandsbauwerke Nordwestschweiz
Gruner AG
St. Jakobs-Strasse 199
CH-4020 Basel
T +41 61 317 61 61
www.gruner.ch

Auftragsnummer
E2402020.001

Datum
31. Juli 2026

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Inhaltsverzeichnis

		Seite
1	**Allgemeines**	**5**
1.1	Einleitung	5
1.2	Projektbeschrieb	5
1.3	Objektskizzen, Übersichtspläne	5
1.4	Abgrenzungen	7
1.5	Nutzungsdauer	7
1.6	Schutzziele	7
2	**Grundlagen**	**7**
2.1	Projektspezifische Grundlagen	7
2.2	Gesetzliche Grundlagen	7
2.3	Normen	7
2.4	SBB und Eisenbahnspezifische Vorgaben und Reglemente	7
3	**Baugrundverhältnisse**	**8**
3.1	Geologische Verhältnisse	8
3.2	Geologisches Profil	10
3.3	Hydro-Geologische Verhältnisse	10
4	**Tragwerkskonzept**	**11**
4.1	Statisches System	11
4.1.1	Lagerungssystem	12
4.2	Bemessungsmodell	12
4.3	Materialisierung	13
4.3.1	Bestehende Bauteile und Bauwerke	13
4.3.2	Neu zu erstellende Bauteile und Bauwerke	13
5	**Einwirkungen**	**15**
5.1	Bestehende Bauwerke: Einwirkungen aktualisiert nach SIA 269/1	15
5.2	Neu zu erstellende Bauwerke: Einwirkungen nach SIA 261	15
5.2.1	Ständige Einwirkungen, nicht aktualisiert	15
5.3	Veränderliche Einwirkungen	15
5.4	Aussergewöhnliche Einwirkungen	17
6	**Tragsicherheit**	**18**
6.1	Gefährdungsbilder und Massnahmen	18
6.1.1	Bauzustand (Bauphase)	18
6.1.2	Endzustand (definitive Nutzungsphase)	18
6.1.3	Anforderungen an die Tragsicherheit	18
6.1.4	Bemessungssituationen	18
7	**Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit**	**20**
7.1	Bauzustand (Bauphase)	20
7.2	Endzustand (definitive Nutzungsphase)	20
7.2.1	Anforderungen an neue Bauteile	20
7.2.2	Massnahmen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit	20

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

7.2.3 Nutzungszustände / Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit 21

8 Akzeptierte Risiken 21

9 Unterschriften 22

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Änderungsverzeichnis

REV.	ÄNDERUNG	URHEBER	DATUM	BEMERKUNG
0		Gruner AG	31.07.2026	

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

1 Allgemeines

1.1 Einleitung

Die vorliegende Projektbasis umfasst das Projekt «Gesamterneuerung Leimental» - Objekte Perrondächer Haltestelle Binningen Schloss. In diesem Dokument werden die wesentlichen Annahmen und relevanten Gefährdungsbilder für den Bau- und Betriebszustand zusammengestellt.

Die Projektbasis dient als Grundlage für die Festlegungen des Bestandes, Neubaus, der Bauvorgänge, der Tragsicherheitsanalysen sowie für die Wahl der Baustoffe.

Als Grundlage für die vorliegende Projektbasis dient die Nutzungsvereinbarung. Die Nutzungsziele und Vorgaben der Bauherrschaft sind in der Nutzungsvereinbarung festgehalten und werden in der Projektbasis nicht wiederholt.

1.2 Projektbeschrieb

Siehe Nutzungsvereinbarung.

1.3 Objektskizzen, Übersichtspläne

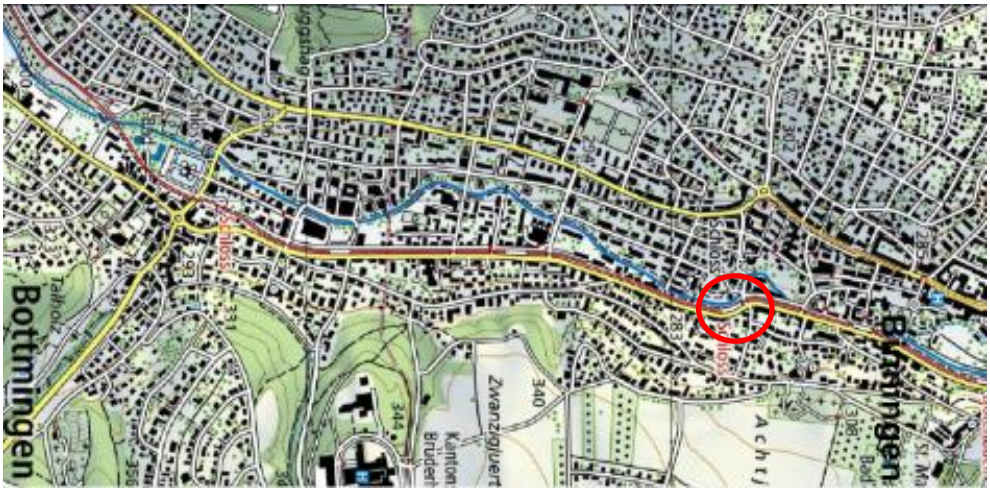


Abbildung 1: Allgemeine Situation Perrondächer

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

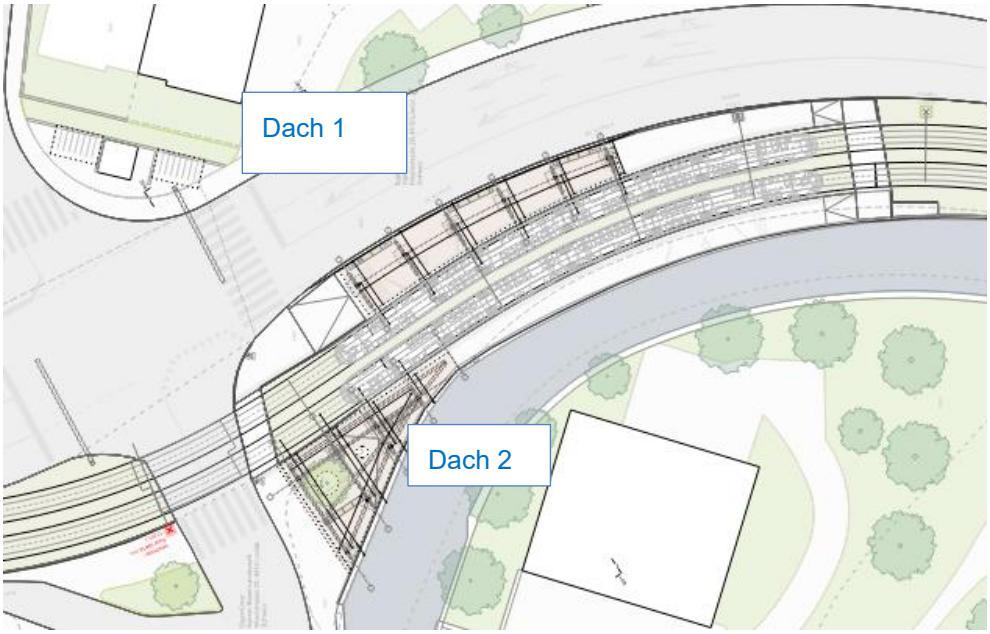


Abbildung 2: Situation Perrondächer

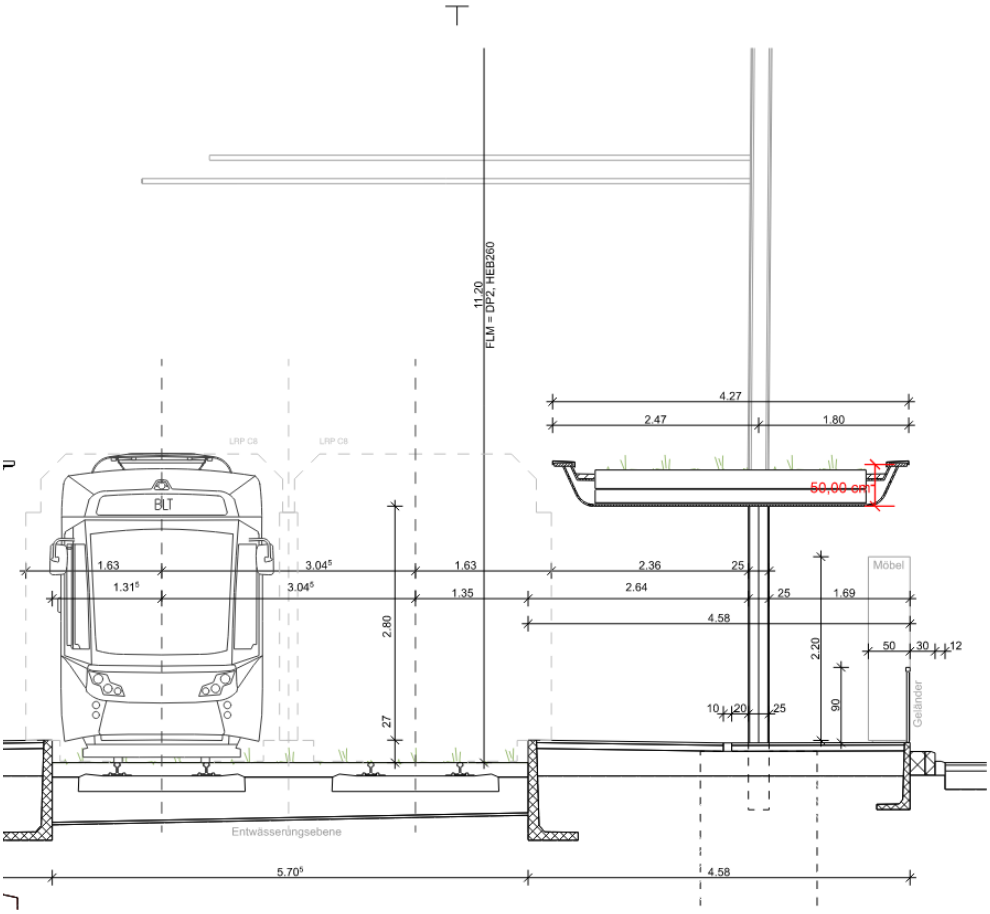


Abbildung 3: Querschnitt Perrondach, Fahrtrichtung Basel

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

1.4 Abgrenzungen

Siehe Nutzungsvereinbarung.

1.5 Nutzungsdauer

Siehe Nutzungsvereinbarung.

1.6 Schutzziele

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2 Grundlagen

2.1 Projektspezifische Grundlagen

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2.2 Gesetzliche Grundlagen

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2.3 Normen

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2.4 SBB und Eisenbahnspezifische Vorgaben und Reglemente

Siehe Nutzungsvereinbarung.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

3 Baugrundverhältnisse

3.1 Geologische Verhältnisse

Der Projektperimeter liegt am östlichen Rand des unteren Birsigtals. Der Felsuntergrund wird von den Meletta-Schichten gebildet. Die Schichtoberkante liegt gemäss Bohrkataster Kanton Basel-Landschaft zwischen HAST Binningen Oberdorf und Binningen Schloss auf einer Kote von ca. 273 m ü.M. Geologisch geprägt ist dieser Abschnitt durch alluviale Schwemmablagerungen des Birsigs (Lokalschotter). Sie sind meist von Silt und Ton durchsetzt.

Nach SIA 261, Kap. 16.2.2 kann das untersuchte Areal der Baugrundklasse E zugeordnet werden.

Die Haltestelle Binningen Schloss befindet sich am südlichen Rand des Abschnitts 3 des geologisch-geotechnischen Berichts. Gemäss dem geologischen Profil sind die Perrondächer im Schwemmlehm fundiert.

Die im Bericht empfohlenen, charakteristische Kennwerte der im Bereich der Haltestelle Binningen anstehenden Schichten für Tragfähigkeits- und Setzungsberechnungen sind:

Künstliche Auffüllungen

Raumlast	γ_k	= 20 kN/m^3	γ_γ =1.0
Innere Reibung	ϕ'_k	= 30 °	γ_ϕ =1.2
Eff. Kohäsion	c'_k	= 0 kN/m^2	γ_c =1.5
Zusammendrückungsmodul	$M_{E1,k}$	= 10 MN/m^2	
	$M'_{E2,k}/M_{E1,k}$	= 3 – 4	

Schwemmlehm

Raumlast	γ_k	= 18.5 kN/m^3	γ_γ =1.0
Innere Reibung	ϕ'_k	= 29 °	γ_ϕ =1.2
Eff. Kohäsion	c'_k	= 0 kN/m^2	γ_c =1.5
Zusammendrückungsmodul	$M_{E1,k}$	= 4 MN/m^2	
	$M'_{E2,k}/M_{E1,k}$	= 3 – 4	

Lokalschotter

Raumlast	γ_k	= 21 kN/m^3	γ_γ =1.0
Innere Reibung	ϕ'_k	= 34 °	γ_ϕ =1.2
Eff. Kohäsion	c'_k	= 0 kN/m^2	γ_c =1.5
Zusammendrückungsmodul	$M_{E1,k}$	= 30 MN/m^2	
	$M'_{E2,k}/M_{E1,k}$	= 2 – 3.5	

Meletta-Schichten (Bereich weich bis steif, Verwitterungshorizont)

Raumlast	γ_k	= 21 kN/m^3	γ_γ =1.0
Innere Reibung	ϕ'_k	= 23 °	γ_ϕ =1.2
Eff. Kohäsion	c'_k	= 5 kN/m^2	γ_c =1.5
Zusammendrückungsmodul	$M_{E1,k}$	= 25 MN/m^2	
	$M'_{E2,k}/M_{E1,k}$	= 3 – 4	

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Flach- und Blockfundation

Bei Fundamentdimensionen von b ≥ 1 m kann in den weichen Schwemmlehmen für Setzungsbetrachtungen als Gebrauchslast für die Bodenpressung (Vorbemessungen) ein Wert von ca. 60 bis 100 kN/m^2 angenommen werden, in den locker bis mitteldicht gelagerten Lokalschottern kann von ca. 120 bis 200 kN/m^2 ausgegangen werden.

Zusätzlich zum geotechnischen Bericht wurden vom geotechnischen Institut folgende Vorgaben zur Fundation gemacht:

- Es darf in allen Schichten fundiert werden, sofern die notwendigen geotechnischen Nachweise (Tragfähigkeit, Setzungen, Kippen, etc.) erfüllt sind.
- Bei Einbindung der Einzelfundamente der Perrondächer in den Schwemmlehm von min. 40 cm sind die im Baugrundbericht angegebenen charakteristischen Kennwerte für den Schwemmlehm für die Tragfähigkeits- und Setzungsberechnungen ansetzbar.
- Aufgrund der Heterogenität der künstlichen Auffüllungen resp. Unkenntnis darüber, was genau am Standort der Einzelfundamente effektiv vorhanden ist, wird für die künstlichen Auffüllungen der Ansatz der ungünstigsten Werte empfohlen.
- Zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs ist eine Reststärke der Schwemmlehmschicht von 0.50 m einzuhalten.

Mikropfahl-Fundation

Gemäss Baugrundgutachten sind folgende charakteristische Mantelreibungswerte angegeben:

- Lokalschotter: $\tau_m \leq$ 50-80 kN/m^2 für mitteldicht gelagerte Schotter bzw. $\tau_m \leq$ 80-120 kN/m^2 für dicht gelagerte Schotter.
- Meletta-Schichten: $\tau_m \leq$ 80-160 kN/m^2

Für die Bemessung der verpressten Mikropfähle kann gemäss Abstimmung mit dem Geologen die im Baugrundgutachten genannten Mantelreibungswerte für die Lokalschotter sowie für die Meletta-Schichten verdoppelt werden. Auf der sicheren Seite liegend wurden 50 kN/m2 für die Lokalschotter und 80 kN/m2 für die Meletta-Schichten angesetzt.

Der Umrechnungsfaktor η_a wurde mit 0.7 nach SIA 267/9.5.2.2.5 (Berechnung des Tragwiderstands) angesetzt. Der Widerstandsbeiwert $\gamma_{M,a}$ wurde mit 1.3 für Druckpfähle bzw. mit 1.6 für Zugpfähle nach SIA 267/9.5.2.2.4 angesetzt.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

3.2 Geologisches Profil

Im Bereich der neuen Perrondächer wurde das folgende geologische Profil erstellt:

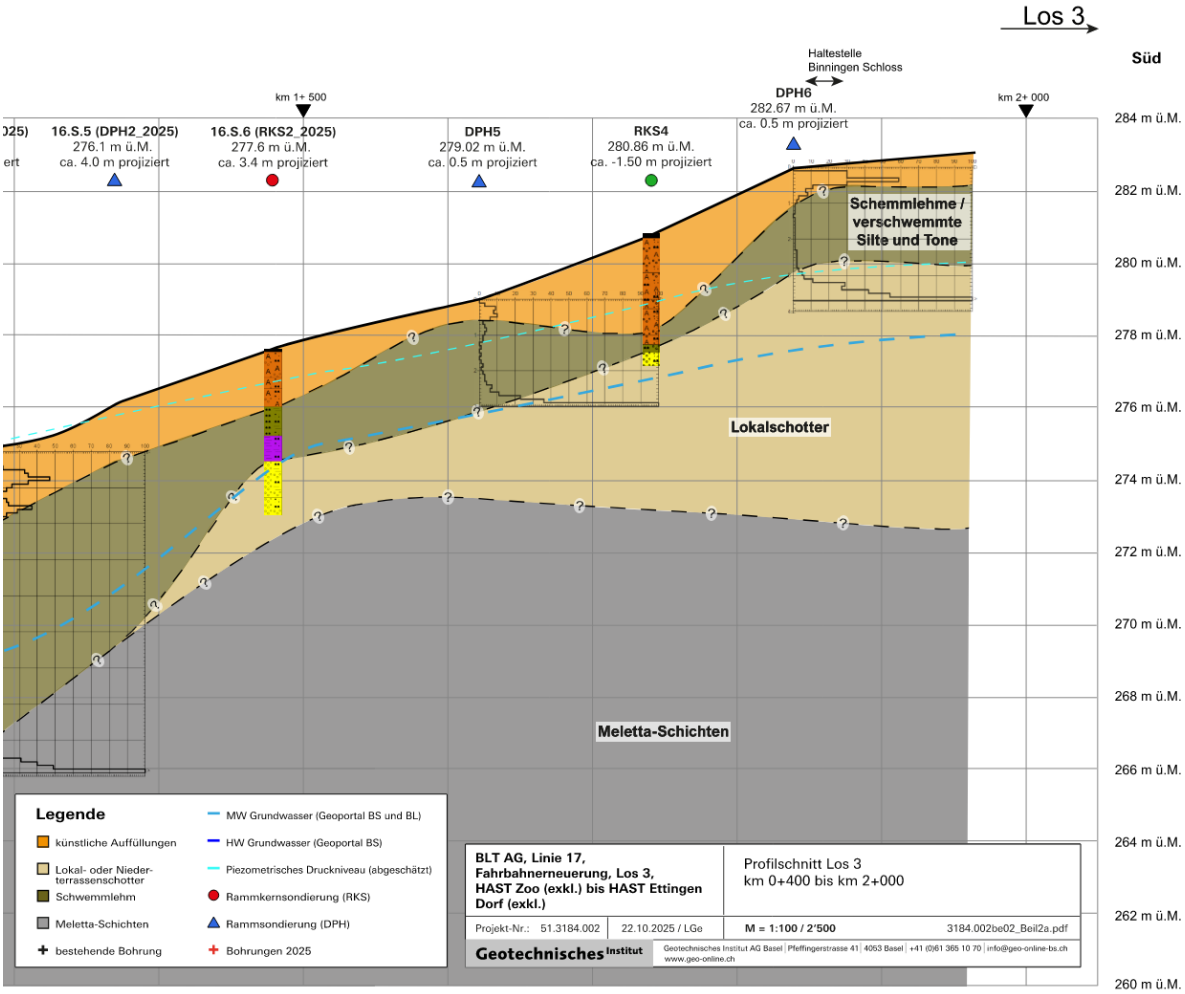


Abbildung 4: Schnitt in Längsrichtung der Dächer (von Geotechnisches Institut, 11.05.2026)

3.3 Hydro-Geologische Verhältnisse

Der Fels dient als Grundwasserstauer. Das Grundwasser zirkuliert zwischen Binningen Schloss und der Weihermattstrasse in den Birsigschottern mit geringer Mächtigkeit über dem Fels. Bei Mittelwasserständen liegt die Kote des Grundwassers bei etwa 275 bis 278 m ü.M. mit einer Fliessrichtung gegen Norden bis Nordnordosten in Richtung Rhein.

Ein Hochwasserspiegel ist im Bereich der Streckenführung nicht angegeben, dieser wird auf ca. 1 m bis 1.5 m höher als der Mittelwasserspiegel geschätzt. Aufgrund der feinkörnigen Überdeckung ist lokal mit gespannten Grundwasserverhältnissen zu rechnen.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

4 Tragwerkskonzept

4.1 Statisches System

Perrondächer

Die zwei neuen Perrondächer weisen ähnliche Tragsysteme auf. Unterschiede gibt es vor allem in der Geometrie und in der Dachform (Einfeldsystem mit Kragarm und Kragarmsystem, dreieckige und rechteckige Dachform).

Die Lasten werden von der oberen Beplankung (Dreischichtplatte) in die Längsträger eingeleitet. Von dort werden die Lasten in die Hauptträger (Querrichtung) und dann in die eingespannten Stützen übertragen. Neben den Wind-, Sog- und Schneeeinwirkungen werden einzelne Stützen des Perrondachs ebenfalls zur Auflagerung der Fahrleitungsmasten verwendet. Die Fahrleitungsmasten stehen zentrisch über den definierten Kreuzstützen.

Das Tragwerkskonzept des Perrondach 1 (Fahrtrichtung Basel) beruht auf Hauptträgern und Stützen, welche als Rahmen funktionieren. Die Hauptträger aus Stahl, sind beidseitig auskragend mit Längen zwischen 1.3 m bis 2.0 m. Die Hauptträger liegen jeweils auf eingespannten Einzelstützen aus Stahl mit Kreuzquerschnitt.
Das Konzept des Perrondach 2 (Fahrtrichtung Rodersdorf) umfasst Hauptträger, die als Einfeldsystem mit Auskragungen auf beiden Seiten funktionieren. Die Hauptträger lagern auf zwei eingespannten Kreuzstützen aus Stahl. Die Spannweiten der Hauptträger sind zwischen 2.5 m bis 7.5 m und sind jeweils beidseitig leicht auskragend.

Folgende Parameter wurden verwendet:

- Perrondach 1 (Fahrtrichtung Basel):
  - Typ: Dach Rechteck (Standardform)
  - Länge: ca. 25.50 m
  - Breite: ca. 3.00 m – 4.50 m

- Perrondach 2 (Fahrtrichtung Rodersdorf):
  - Typ: Dach Dreiecksform
  - Länge: ca. 17.50 m
  - Breite: ca. 1.60 m – 10.80 m
- Dachaufbau:
  - Substrat 12 cm
  - Drainagebahn 3 cm
  - Abdichtung

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

> Längsträger:	Brettschichtholzträger GL24c (220x100)
> Hauptträger (Querträger):	Stahlträger HEB 220, S235, Korrosionsschutz C5
	Stahlträger FLM HEB 220, S355, Korrosionsschutz C5
> Stützen:	Kreuzstützen, S235, Korrosionsschutz C5
	Kreuzstütze FLM, S355, Korrosionsschutz C5
> Fundament:	Die Stahlstützen werden auf die vor Ort betonierten Stahlbetonfundamente eingespannt befestigt. Um keine Lasten in die angrenzende Bachmauer einzuleiten, werden die Stahlstützen von Dach 2 auf Mikropfählen gegründet.

4.1.1 Lagerungssystem

Alle Stützen der Perrondächer sind am Fuss in beide Richtungen biegesteif eingespannt. Die Hauptträger (Stahl) liegen biegesteif gelagert auf den Stützen auf und die in Dachlängsrichtung liegenden Längsträger (Holz) sind gelenkig an den Hauptträger angeschlossen. Durch die Einspannung am Fusspunkt der Stützen sowie die Einspannung des Hauptträgers an die Stütze können neben den vertikalen auch die horizontalen Kräfte durch Wind oder Erdbeben abgetragen werden.

4.2 Bemessungsmodell

Die Berechnungen für die Perrondächer wurden von Hand und mittels FE-Stabmodell (AxisVM) in 2D geführt. Es wurden dabei die unterschiedlichen Tragwerkskonzepte, sowie die unterschiedlichen Spannweiten untersucht.

Die Berechnungen für die Fundamente werden mittels des geotechnischen Statik-Programms DC-Fundament geführt.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

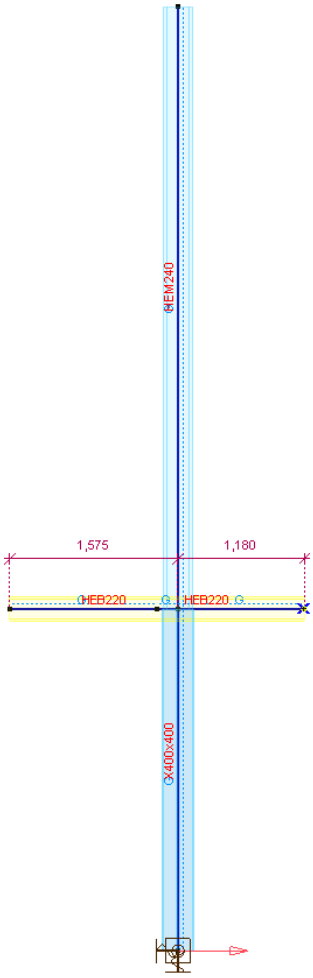


Abbildung 5: statisches System Perrondach

4.3 Materialisierung

4.3.1 Bestehende Bauteile und Bauwerke

Die bestehenden Unterstände/Shelter werden abgebrochen und sind deshalb nicht Teil dieser Projektbasis.

4.3.2 Neu zu erstellende Bauteile und Bauwerke

Baustoff **Bezeichnung**	**Bauteil**	**Bemessungs** **werte**	**Charakt. Werte**	**Bemerk-** **ungen**
Beton				
Beton NPK F C30/37 XC4 / XD3 / XF2 Dmax 32, Cl 0.10, C3	Stützenfunda- mente	f_{cd} = 20 N/mm² τ_{cd} = 1.1 N/mm²	f_{ck} = 30 N/mm² f_{ctm} = 2.9 N/mm²	c_{nom} = 50 mm - 55 mm

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Betonstahl				
Bewehrung B500B	Stützenfunda-mente	f_{sd} = 435 MPa	f_{sk} = 500 N/mm² E_S = 205 kN/mm²	
Mikropfähle				
Zugstangen Swiss Gewi B500B (40 mm)	Stützenfunda-mente	f_{sd} = 435 MPa	f_{sk} = 500 N/mm² E_S = 205 kN/mm²	
Baustahl				
S 235 J0 t<40 mm	Perrondach		f_y = 235 N/mm² τ_y = 135 N/mm² f_u = 360 N/mm² E_S = 210 kN/mm²	SIA 263
S 355 J0 t<40 mm	Perrondach		f_y = 355 N/mm² τ_y = 205 N/mm² f_u = 510 N/mm² E_S = 210 kN/mm²	SIA 263
Holz und Holzwerkstoffe				
Brettschichtholz GL24c Feuchteklasse2	Perrondach		$f_{m,k}$= 24.0 N/mm² $f_{m,d}$= 16.0 N/mm² $f_{t,0,d}$= 11.3 N/mm² $f_{c,0,d}$= 14.3 N/mm² $f_{t,90,d}$= 0.15 N/mm² $f_{c,90,d}$= 1.9 N/mm² $f_{v,d}$= 1.8 N/mm² $E_{0,mean}$ = 11'000 N/mm² $E_{90,mean}$ = 300 N/mm² $G_{,mean}$ = 650 N/mm²	SIA 265
Vollholz C24 Feuchteklasse2	Perrondach		$f_{m,k}$= 24.0 N/mm² $f_{m,d}$= 14.1 N/mm² $f_{t,0,d}$= 8.5 N/mm² $f_{c,0,d}$= 12.4 N/mm² $f_{t,90,d}$= 0.1 N/mm² $f_{c,90,d}$= 1.8 N/mm² $f_{v,d}$= 1.5 N/mm² $E_{0,mean}$ = 11'000 N/mm² $E_{90,mean}$ = 370 N/mm² $G_{,mean}$ = 690 N/mm²	SIA 265

Tabelle 1: Materialisierung, neu zu erstellende Bauteile und Bauwerke

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

5 Einwirkungen

5.1 Bestehende Bauwerke: Einwirkungen aktualisiert nach SIA 269/1

Die bestehenden Unterstände/Shelter werden abgebrochen und werden deshalb nicht berücksichtigt.

5.2 Neu zu erstellende Bauwerke: Einwirkungen nach SIA 261

5.2.1 Ständige Einwirkungen, nicht aktualisiert

Einwirkungen	Bemessung
Eigenlasten - Beton - Baustahl - Holz	 Eigengewicht Beton: γ_B = 25.0 kN/m³ Eigengewicht Stahl: γ_S = 78.5 kN/m³ Eigengewicht Holz: γ_S = 5.0 kN/m³
Auflasten - Auflast aus Dachaufbau:	 - Substrat mit extensiver Begrünung 12cm g_{ek} = 1.80 kN/m2 - Wurzelschutzbahn g_{ek} = 0.01 kN/m2 - Drainagebahn 2cm g_{ek} = 0.05 kN/m2 - Abdichtung (3-lagig) g_{ek} = 0.21 kN/m2 - 3-Schicht-Platte Holz 2cm g_{ek} = 0.10 kN/m2 - Gefällekeile Holz g_{ek} = 0.01 kN/m2 - Holzbalken 20/10, a=0.5m g_{ek} = 0.20 kN/m2 - Konterlattung g_{ek} = 0.03 kN/m2 - Lattung g_{ek} = 0.12 kN/m2 → Summe der Dachauflasten g_{ek} = 2.53 kN/m²
- FLM	Charakteristische Lasten gemäss Angaben Projektplan AG vom 25.09.2025

Tabelle 2: Ständige Einwirkungen

5.3 Veränderliche Einwirkungen

Einwirkungen	Bemessung
Schnee	$q_k = \mu i * Ce * CT * s_k$ = 0.80 * 1.0 * 1.0 * 0.90 kN/m² = 0.72 kN/m² - μi (α = 0°) = 0.80 [α: Dachneigungswinkel] - Ce = 1.0 [normale Windexposition] - CT = 1.0 [normaler thermischer Beiwert] - h_0 = 280 m. ü. M. + 0 m = 280 m - $s_k = [1 + (h_0/350)^2] * 0.4$ kN/m² = 0.66 → 0.90 kN/m²

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Einwirkungen	Bemessung
	Das Bauwerk befindet sich unter 800 m. ü. M., daher ist kein Schneeüberhang anzunehmen.
Wind	$q_p = c_h * q_{p0} = 0.75 * 1.10$ kN/m^2 = 0.825 kN/m^2 $c_h = 1.6 [(z / z_g) \alpha_r + 0.375]^2 = 0.75$ Geländekategorie IV: $z < 10$ m $z_g = 450$ m $\alpha_r = 0.23$ $q_{p0} = 1.10$ kN/m^2 Druckbeiwerte gemäss Tabellen 53-56, SIA261:2020, Anhang C Es wird für die vorhandene Dachneigung 0° jeweils der ungünstigere der Beiwerte für Dachneigung 10° und -10° angesetzt. Höhe Dachrand $h_D \sim 0.5$ m
Termperatur	Keine Zwängungen aus Temperatureinwirkung berücksichtigt
Nutzlasten	Das Dach wird als "nicht begehbar" eingestuft und ist daher nur für Unterhaltszwecke zugänglich. Nutzlast gemäss SIA 261 Kap. 8, Kat. H: q_k = 0.4 kN/m2 Q_k = 1.0 kN

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Fahrleitungsmast (FLM)	Charakteristische Lasten gemäss Angaben Projektplan AG vom 25.09.2025: Mast 17.072.1 Horizontale Kraft quer z. Gleis Fy = 10.3 kN Moment quer zum Gleis Mx = 77.9 kN Horizontale Kraft parallel z. Gleis Fx = 6.2 kN Moment parallel zum Gleis My = 37.3 kN Spitzenzug 3.4 kN Vertikale Kraft Fz = 11.6 kN Mast 17.075.1M1 Horizontale Kraft quer z. Gleis Fy = 11.1 kN Moment quer zum Gleis Mx = 81.7 kN Horizontale Kraft parallel z. Gleis Fx = 6.7 kN Moment parallel zum Gleis My = 40.7 kN Spitzenzug 3.7 kN Vertikale Kraft Fz = 12.5 kN Mast 17.075.1M2 Horizontale Kraft quer z. Gleis Fy = 13.0 kN Moment quer zum Gleis Mx = 92.9 kN Horizontale Kraft parallel z. Gleis Fx = 6.5 kN Moment parallel zum Gleis My = 39.2 kN Spitzenzug 3.6 kN Vertikale Kraft Fz = 12.2 kN

Tabelle 3: Veränderliche Einwirkungen

5.4 Aussergewöhnliche Einwirkungen

Einwirkungen	Bemessung
Anprall	Es sind keine Einwirkungen aus Anprall zu berücksichtigen.
Erdbeben	Erdbeben Zone: Z3a Bauwerksklasse: I Beim Auftreten eines Erdbebens ist der Personenschutz das primäre Ziel, wobei dies durch die Verhinderung eines Einsturzes gewährleistet wird. Deformationen des Tragwerks im Erdbebenfall werden nicht berücksichtigt.
Brand	Es bestehen keine speziellen Anforderungen zum Brandschutz.

Tabelle 4: Aussergewöhnliche Einwirkungen

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6 Tragsicherheit

6.1 Gefährdungsbilder und Massnahmen

6.1.1 Bauzustand (Bauphase)

Wird in späteren Projektphasen ergänzt.

6.1.2 Endzustand (definitive Nutzungsphase)

Siehe Kapitel 7 und Kapitel 8.

6.1.3 Anforderungen an die Tragsicherheit

Nachweis der Tragsicherheit: Grenzzustand Typ 2 (gemäss SIA-Norm 260, Kap. 4.4.3)

$$E_d \leq R_d$$

6.1.4 Bemessungssituationen

Der Typ 1 betrifft die Gesamtstabilität eines Tragwerks
(Kippen, Abheben oder Aufschwimmen als starrer Körper)

Ständige Einwirkungen:

ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	1.10
günstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	0.90

Veränderliche Einwirkungen

	Lastbeiwert (Leiteinwirkung)	
Im Allgemeinen	γ_Q =	1.50
Schneelast	γ_Q =	1.50
Wind	γ_Q =	1.50
Dach (nicht begehbar Kat. H)	γ_Q =	1.50

Typ 2/ Typ 2a: Andauernde Bemessungssituationen
$E_d = E\{\gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$
(gem. SIA 261, für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen)

Ständige Einwirkungen:

ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	1.35
ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ = für Kon-	1.20 (nach SIA 269/1 bei Prüfung der Geometrie, Eigengewicht angenommen, in Nachrechnung für struktionseigengewicht angesetzt)
günstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	0.80
günstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ = für	0.90 (nach SIA 269/1 bei Prüfung der Geometrie, Eigengewicht angenommen)

Veränderliche Einwirkungen

	Lastbeiwert (Leiteinwirkung)		**Reduktionsbeiwert** (Begleiteinwirkung)	
Im Allgemeinen	γ_Q =	1.50		
Schneelast	γ_Q =	1.50	γ_Q =	~0.80
Wind	γ_Q =	1.50	γ_Q =	0.60

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Dach: (nicht begehbar Kat. H)	γ_Q =	1.50	γ_Q =	0.0

Aussergewöhnliche Bemessungssituationen $E_d = E\{G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

(gem. SIA 261, für aussergewöhnliche Bemessungssituationen)

Eigengewicht	1.0	
	Reduktionsbeiwert	
Im Allgemeinen		
Schneelast	Ψ_2 =	$1 - 1000/h_0$
Wind	Ψ_2 =	0.00
Dach: (nicht begehbar Kat. H)	Ψ_2 =	0.00

Typ 2 Nachweis nach Steckner

ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	1.35
günstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	0.80

	Lastbeiwert (Leiteinwirkung)		**Reduktionsbeiwert** (Begleiteinwirkung)	
Im Allgemeinen	γ_Q =	1.50		
Schneelast	γ_Q =	1.50	γ_Q =	~0.80
Wind	γ_Q =	1.50	γ_Q =	0.60
Dach: (nicht begehbar Kat. H)	γ_Q =	1.50	γ_Q =	0.00

	$\gamma\gamma$ =1.0
Raumlast des Bodens	
Tangens des Winkels der inneren Reibung	$\gamma\phi$ =1.2
Kohäsion drainiert	γc =1.5

Die Fundamentbemessung nach Steckner erfolgt auf Grundlage der SIA 267 (2013). Der mobilisierte Erdwiderstand wird dabei nicht abgemindert, wie dies beispielsweise nach DIN 1054, Abschnitt 6.5.4 (2010), vorgesehen ist. Für die Bemessung werden die Lastbeiwerte gemäss SIA 260, Tabelle 1 (2013), verwendet.
Aufgrund der gegenüber der R RTE 27200 (2023) bzw. SN EN 50119 (2020) höheren Lastbeiwerte nach SIA 260 führt auch eine abweichende Lastzusammensetzung nicht zu einer Unterdimensionierung der Fundamente.

Typ 3 betrifft das Erreichen des Tragwiderstands des Baugrunds
(Hangrutschung, Böschungsbruch, Geländebruch)

Ständige Einwirkungen:

ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	1.30
günstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$ =	1.00

Veränderliche Einwirkungen

	Lastbeiwert (Leiteinwirkung)	
Nutzlast: Dach (nicht begehbar Kat. H)	γ_Q =	1.50

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

7 Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

7.1 Bauzustand (Bauphase)

Wird in späteren Projektphasen ergänzt.

7.2 Endzustand (definitive Nutzungsphase)

7.2.1 Anforderungen an neue Bauteile

Die Anforderungen an die Ausführung von Stahltragwerken mit der Ausführungsklasse EXC3 nach SN EN 1090-2 sind einzuhalten.

Betonbau

Kriterien	Anforderungen
Mindestbewehrung	Erhöhte Anforderung gemäss Korrigenda zur SIA262, Art. 4.4.2
Betonüberdeckung	Anforderungen für XC4, XD3 gemäss SIA262 5.2.2
Frost	Anforderungen XF2
Nachbehandlung	Nachbehandlungsklasse 3

Stahlbau

Die Anforderungen an die Ausführung von Stahltragwerken mit der Ausführungsklasse EXC3 nach SN EN 1090-2 sind einzuhalten.

Kriterien	Anforderungen
Oberflächenschutz	Korrosivitätsklasse C5
Begrenzung der Verformung	- Häufige Lastfallkombination L/350 - Quasi- ständige Lastfallkombination L/300 - Referenzlänge Kragträger: 2*L

Holzbau

Kriterien	Anforderungen
Feuchteeintrag	Witterungsschutz
Begrenzung der Verformung	Quasi-ständige Lastfallkombination L/300

7.2.2 Massnahmen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit

Siehe Nutzungsvereinbarung 6.3.4

Betonbau

Kriterien	Anforderungen
Mindestbewehrung	Reduktion $\sigma_{s,adm}$ bei erhöhten Anforderungen mit w_{nom} = 0.5mm
Betonüberdeckung	c_{nom} = 55 mm für benetzte Bauteile c_{nom} = 50 mm Beton direkt gegen das Erdreich
Frost	Betonklasse gemäss SIA262/1
Abdichtungen	Oberflächenschutzsystem
Nachbehandlung	Gemäss Tabelle 23, SIA 262 6.4.6.10

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Stahlbau

Anforderung	Massnahme
Oberflächenschutz	Schutzanstrich

Holzbau

Anforderung	Massnahme
Abdichtung	- Bitumendachfolie, Gitterglasfliess, Korkschrotmatte - Dachgefälle min. 3% durch Distanzhölzer (sh. SB Anhang A Konstruktionsprinzip)
Dachrand	- Blechabdeckung

7.2.3 Nutzungszustände / Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Nach SIA 260 Ziffer 4.4.4.2 gilt die Gebrauchstauglichkeit als nachgewiesen, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq C_d$$

Dabei sind drei Typen von Lastfällen zu unterscheiden:

- seltene Lastfälle
  $E_d = E \{G_k, P_k, Q_{k1,} \psi_{0i} Q_{ki,} X_d, a_d\}$

- Häufige Lastfälle
  $E_d = E \{ G_k, P_{k,} \psi_{11} Q_{k1}, \psi_{2i} Q_{ki,} X_d, a_d\}$

- Quasi-ständige Lastfälle
  $E_d = E \{G_k, P_k, \psi_{2i} Q_{ki,} X_d, a_d\}$

Für die Verformungen sind die Grenzwerte, je nach Folgen der Auswirkung, nach SIA 260 Anhang A Tabelle 3 für Durchbiegungen und nach Tabelle 4 für horizontale Verformungen einzuhalten.

8 Akzeptierte Risiken

Die akzeptierten Risiken sind in der Nutzungsvereinbarung dokumentiert.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

9 Unterschriften

Bestandsbauwerke Nordwestschweiz

Gruner AG



Roland Marty

Leiter Business Unit



Luis Mutter

Projektleiter Umbau/Erdbebensicherheit