

Beilage Nr. 01.93

Kanton Bern

Gemeinde Grosshöchstetten

BLS-Strecke 15 BTB (Hasle) - (Konolfingen) - (Thun)

Grosshöchstetten

Erneuerung Grosshöchstettentunnel

km 13.475 - 14.533

IC/003635

Auflageprojekt 2026

Projektbasis

BLS Netz AG Projekte & Technologie Freiburgstrasse 130, CH-3001 Bern	Verfasst: Name: Salvian Stocker	Geprüft: Name: Rolf Reichmuth
Yves Zollinger Leiter Multiprojekte & Ingenieurbau Simon Peter Projektleiter	Rev. Bemerkungen	Datum:
	Erstausgabe	01.07.2026
	A	
	B	
	C	
	D	
Projektallianz Grosshöchstettentunnel      	E	
	F	

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines	2
2	Tragwerkskonzept	2
2.1	Tragsystem Grosshöchstettentunnel I	2
2.2	Tragsystem Grosshöchstettentunnel II	6
2.3	Baustoffe	7
2.4	Baugrund	10
2.5	Konstruktionsdetails	13
3	Einwirkungen	15
3.1	Ständige Einwirkungen	15
3.2	Veränderliche Einwirkungen	16
3.3	Aussergewöhnliche Einwirkungen	17
3.4	Lastkombinationen	17
4	Gefährdungsbilder Grosshöchstetten I-II	19
4.1	Tragsicherheit	19
4.2	Dauerhaftigkeit	19
4.3	Betriebssicherheit	20
4.4	Gebrauchstauglichkeit	20
5	Gefährdungsbilder Stützmauern Grosshöchstetten I-II	21
5.1	Tragsicherheit	21
5.2	Dauerhaftigkeit	21
5.3	Gebrauchstauglichkeit	21
6	Gefährdungsbilder Böschungen im Einschnitt	21
6.1	Dauerhaftigkeit	21
7	Akzeptierte Risiken	22
8	Bemessungsmodelle	22
8.1	Tunnel	22
8.2	Zwischeneinschnitt	22
9	Weitere projektrelevante Bedingungen	22
10	Grundlagen	24
11	Projektorganisation	25
12	Unterschriften	26

1 Allgemeines

Die vorliegende Projektbasis gilt für die Erneuerung der Grosshöchstettentunnel (GHT) I und II und den Einschnitt zwischen beiden Tunneln sowie die Voreinschnitte nördlich und südlich der beiden Tunnel.

Grundlage der vorliegenden Projektbasis bildet die Nutzungsvereinbarung (siehe Beilage Nr. 01.92).

2 Tragwerkskonzept

2.1 Tragsystem Grosshöchstettentunnel I

2.1.1 Tunnelverlängerung

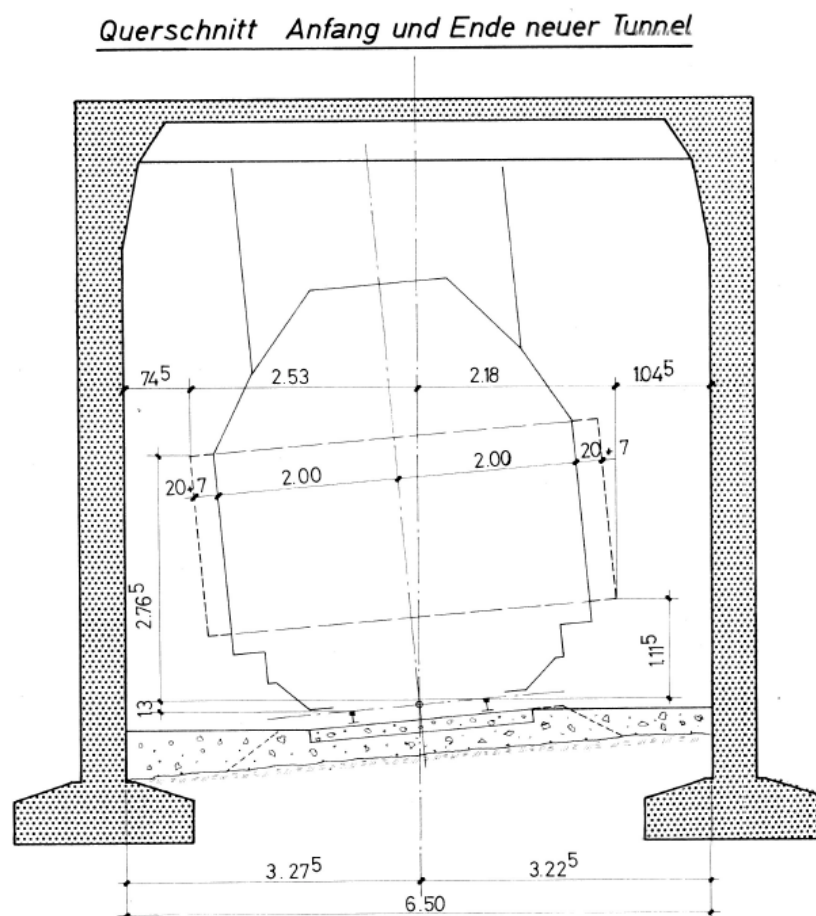


Abbildung 2-1: Normalprofil Tunnelverlängerung GHT I [5]

Die Tunnelverlängerung besteht aus einer Rahmenkonstruktion, die flach auf Streifenfundamenten fundiert ist. Das Tragwerk wurde im Tagbau erstellt, schlaff bewehrten Plattenbalkenelemente für die Decke wurden vorfabriziert, die Paramente und die Foundation wurden in Ortbeton erstellt. Somit besteht der Querschnitt gänzlich aus Stahlbeton. Auf den versetzten Deckenelemente wurde ein Überbeton (Ortbeton) von 15 cm Stärke aufgebracht, welcher mit einer Abdichtung und Schutzschicht versehen wurde. Die Hinterfüllung der Tunnelverlängerung kann dem Kapitel 2.5 entnommen werden.

Der Abschnitt weist eine Länge von 27,3 m auf. Das Lichtraumprofil kann in diesem Bereich ohne bauliche Massnahmen eingehalten werden.

2.1.2 Haupttunnel I

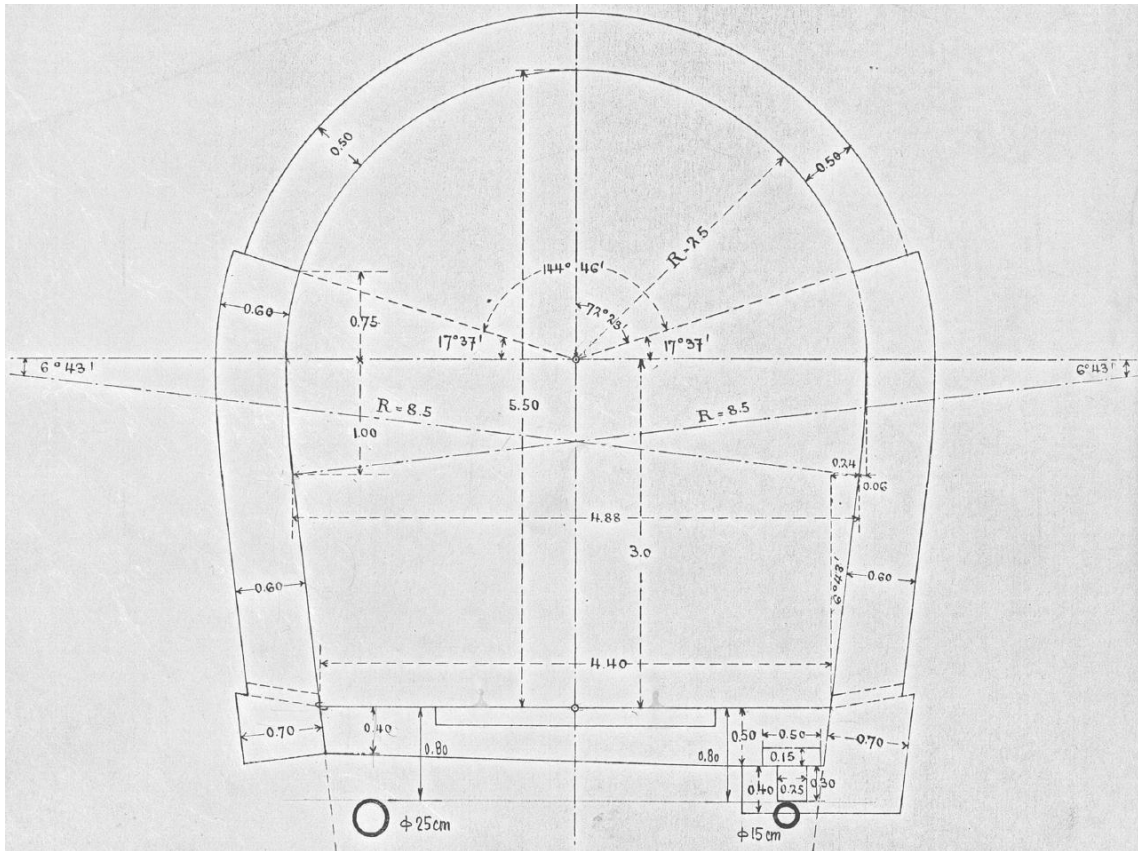


Abbildung 2-2: Normalprofil Haupttunnel GHT I [7]

Das Gewölbe des Tunnels I weist ein Hufeisenprofil ohne Sohlgewölbe auf und besteht aus verschiedenen Materialien. Das Parament wurde aus Ort-/ Stampfbeton und der First- und Kämpferbereich aus Beton-Steinen (50 x 20 x 20 cm) erstellt. Nachträglich wurde verschiedene Spritzbetonschichten aufgetragen. Ein Bestandteil der verschiedenen nachträglich angebrachten Schichten ist die im Jahr 1932 angebrachte Abdichtung mit Torkret-Anwurf im First mit einer mittleren Stärke von 2 bis 3 cm und einer Breite von ca. 2.7 m. Zu Drainagezwecken wurden im Jahr 1991 im vorderen Tunnelabschnitt (Zonen 6 und 8 bis 10) mit Spritzbeton und Noppenmatten Halbschalen geformt, damit drückendes Wasser abgeleitet werden kann. Der Spritzbeton wurde bewehrt. Die Spritzbetonstärken über dem ursprünglichen Tragsystem und deren Zustand variieren je nach Standort stark.

Als bauliche Massnahme zur Einhaltung des Lichtraumprofils ist eine Gleisabsenkung geplant. Das Tragsystem wird durch die Instandsetzungsmassnahmen unverändert bleiben, allfällige Änderungen/Anpassungen am Tragsystem folgen aus der Gleisabsenkung.

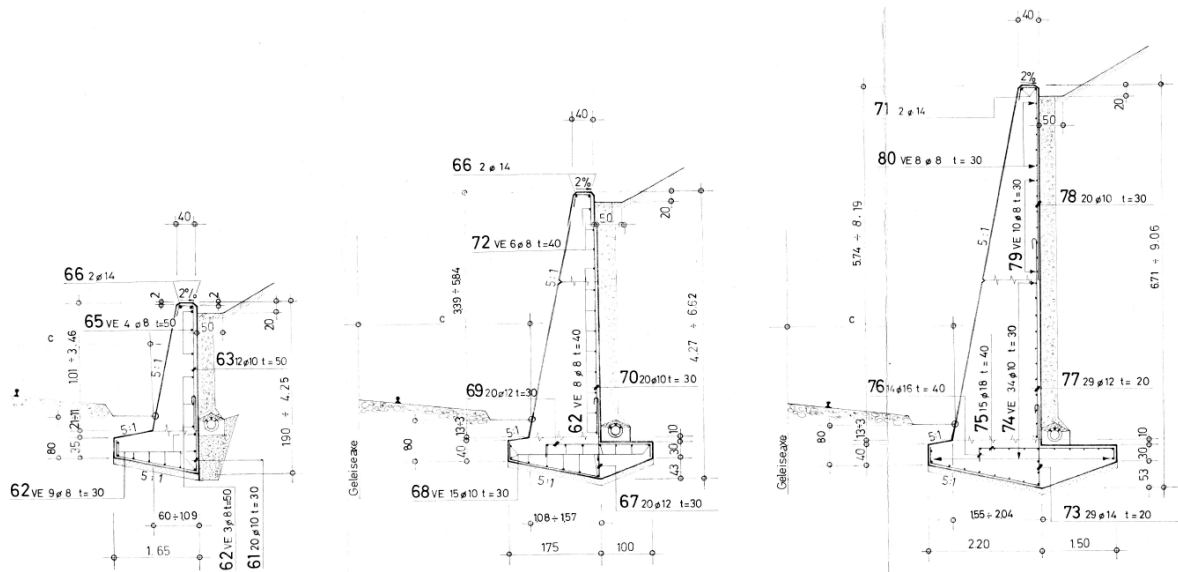
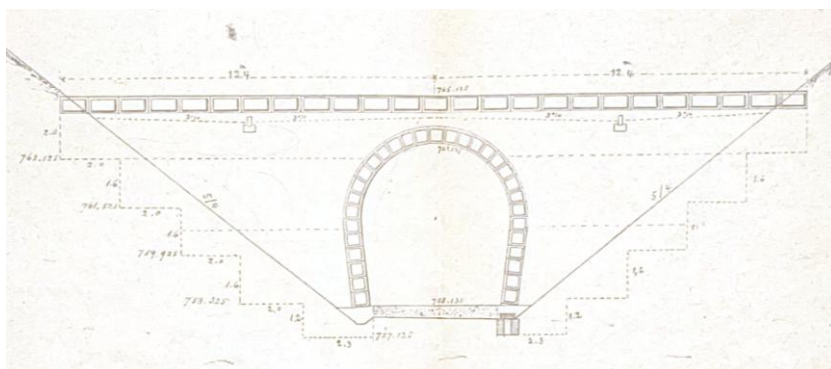


Abbildung 2-5: Querprofile der Stützmauer SM 2 [5]

2.1.4 Tragsystem Stützmauer Portal Grosshöchstetten



2.2 Tragsystem Grosshöchstettentunnel II

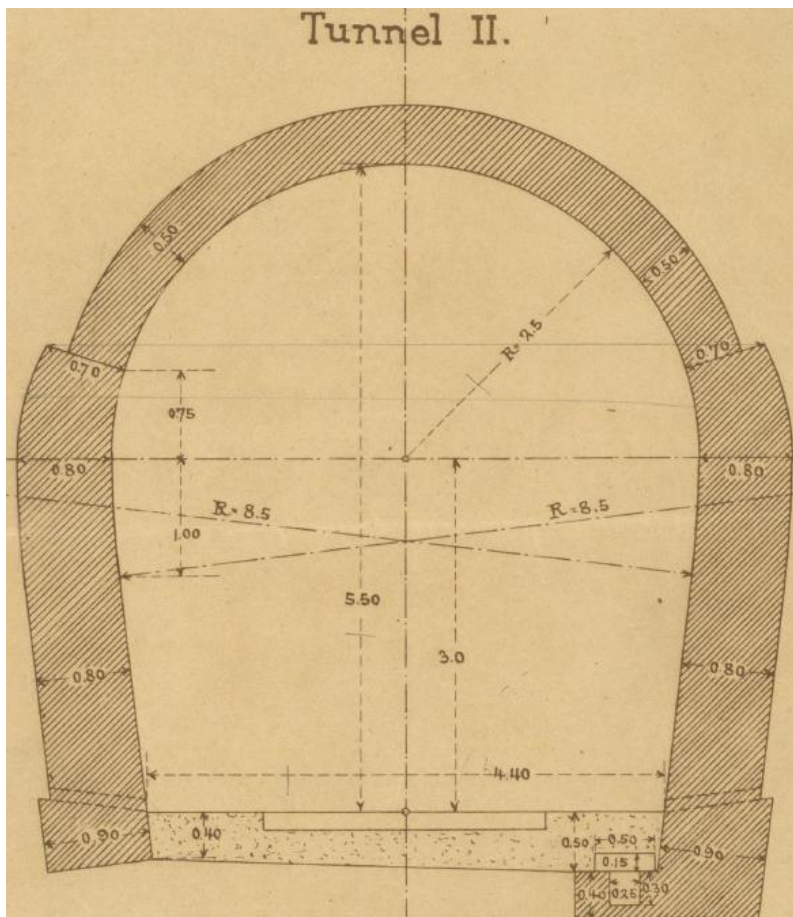


Abbildung 2-8: Normalprofil Grosshöchstettentunnel II [7]

Das Gewölbe des Tunnels weist ein Hufeisenprofil ohne Sohlgewölbe auf und besteht hauptsächlich aus Ort-/ Stampfbeton mit unterschiedlichen Stärken. Im Kämpferbereich wurde das Betontragwerk teilweise mit Natursteinmauerwerk ergänzt. Nachträglich wurde eine Spritzbetonschicht im Parament und im First aufgetragen. Die Spritzbetonstärken über dem ursprünglichen Tragsystem und deren Zustand variieren je nach Standort stark.

Zur Erreichung des Lichtraumprofils sind bauliche Massnahmen (Gleisabsenkung) notwendig. Das Tragsystem wird durch die Instandsetzungsmassnahmen nicht verändert. Im Bauzustand wird jedoch die Einbindung der Gewölbefundation verringert, was zu entsprechenden Sicherungsmassnahmen führt.

2.2.1 Tragsystem Stützmauer Portal Biglen und Grosshöchstetten

Die Querschnitte beider Portale entsprechen denjenigen des Portals Grosshöchstetten des Tunnel I, siehe Kapitel 2.1.4. Auf der Seite Biglen ist die Stützmauer baugleich mit jener im oben erwähnten Kapitel und besteht aus Ortbeton. Auf der Seite Grosshöchstetten wurde die im Plan vorgesehene Verkleidung mit Natursteinen vollständig umgesetzt.

Weitere Angaben können dem Kapitel 2.1.4 entnommen werden.

2.2.2 Tragsystem Zwischeneinschnitt

Zwischen den beiden Grosshöchstettentunnel verläuft die Bahntrasse in einem Zwischeneinschnitt. Die bestehende Böschung des Einschnitts weist eine mittlere Neigung von

Projektbasis

rund 39° sowie eine durchschnittliche Höhe von ca. 9 m auf. Trotz dieser beträchtlichen Böschungshöhe sind weder Bermen noch andere Stützbauwerke vorhanden. Auf der rechten Böschungsseite gab es in der Vergangenheit ein Ereignis, bei welchem Erosionsspuren aufgetreten sind, die oberflächlicher Natur sind und auf ein lokales Abgleiten der Deckschicht über der Moräne hindeuten. Dies ist auf einen Starkregen zurückzuführen. Es bestehen jedoch keine Hinweise auf tieferliegende Gleit- oder Rutscherscheinungen der Böschungen.

Für die Erstellung der neuen Schächte sowie die Verschiebung der Gleisachse sind bauliche Massnahmen erforderlich. Diese dienen der Sicherstellung der Standsicherheit der Böschung während der Bauphase und im Endzustand.

2.3 Baustoffe

2.3.1 bestehende Bauteile

Tabelle 2-1: Baustoffe bestehender Bauteile

Bauteil	Baustoff
Ortbeton (Rahmentragwerk Tunnelverlängerung - GHT I)	<u>Bestand, Prüfungen</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Ortbeton kompakt und intakt Druckfestigkeit $f_c \geq 58.46$ bis 88.17 N/mm^2 , 3 Prüfungen an 2 Bohrkernen Dichte $D = 2'303$ bis $2'462 \text{ kg/m}^3$, 3 Prüfungen an 2 Bohrkernen <u>aktualisierte Bemessungswerte</u> Mittelwert der Prüf-Druckfestigkeit: $f_{cm} = 78.12 \text{ N/mm}^2 \approx 78 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeitsklasse C60/75 gem. SIA 269/2, Tab. 1 ($f_{ck,act} = 60 \text{ N/mm}^2$) Druckfestigkeit $f_{cd,act} = \frac{\eta_{fc} \cdot \eta_t \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.79 \cdot 1 \cdot 60 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 31.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ Zugfestigkeit: $f_{ct,d} = 0.10 \text{ N/mm}^2$ Elastizitätsmodul: Annahme $34'000 \text{ MN/m}^2$
Elementbeton (Rahmentragwerk Tunnelverlängerung - GHT I)	<u>Bestand, Prüfungen</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Ortbeton kompakt und intakt Druckfestigkeit $f_c \geq 57$ bis 109 N/mm^2 , 4 Prüfungen an 4 Bohrkernen Dichte $D = 2'374$ bis $2'390 \text{ kg/m}^3$, 4 Prüfungen an 4 Bohrkernen Mittelwert der Prüf-Druckfestigkeit: $f_{cm} = 92.76 \text{ N/mm}^2 \approx 93 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit: $f_{ct,d} = 0.10 \text{ N/mm}^2$ Für diese Proben können keine aktualisierten Werte angegeben werden, weil der Probendurchmesser nur 5 cm ist. Es würde noch mindestens eine Probe brauchen damit man gemäss SIA 269/2, Tab. 1, eine Angabe dazu machen kann.
Aussenliegende Abdichtungen	GHT I-II: Aus dem Jahr 1932: In beiden Tunneln wurde ein Torkret-Anwurf mit einer mittleren Stärke von 2 bis 3 cm durchgehend im Firstbereich mit einer Breite von 2.7 m aufgebracht. Der Anwurf dient als Schutz für den Fahrdrat und die Schienen vor Wasser. An den Portalen von GHT I und am Portal von GHT II Seite Biglen wurde zusätzlich über dem bestehenden Tunnel eine weitere Abdichtung aus einer Asphaltschicht und einem Schutzbeton aufgebracht. Diese Schicht beginnt ab Hinterkante Portalmauer und hat eine Länge von 5.5 m gemäss den vorhandenen Plänen [6].

	Aus dem Jahr 1991: Abdichtung mit Aliva-Drainagerinne «Typ U» mit Schaumstoffprofil, welche mit Spritzbeton überspritzt wurden. Der Spritzbeton ist mit einem Netz armiert (100/100/5/5 mm). Angaben zu Materialkennwerten sind nicht vorhanden. Tunnelverlängerung: Die Tunnelverlängerung verfügt auf ganzer Länge über eine Abdichtung mit folgendem Aufbau - 2 Schichten Isoliermatten mit Bitumen verklebt. Stäkre ist nicht bekannt - 3 cm Schutzmörtel mit Rabetzeinlage - 10 cm Filterkies Durchmesser 5- 30 mm Über dem angegebenen Aufbau wurde mit Erdreich verfüllt.
Stampfbeton (Parameter GHT I)	<u>Bestand, Prüfungen</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Stampfbeton unregelmässig verdichtet Druckfestigkeit $f_c \geq 33.49$ bis 40.10 N/mm^2, 4 Prüfungen an 4 Bohrkernen Dichte $D = 2'286$ bis $2'339 \text{ kg/m}^3$, 4 Prüfungen an 4 Bohrkernen <u>aktualisierte Bemessungswerte</u> Mittelwert der Prüf-Druckfestigkeit: $f_{cm} = 40.10 \text{ N/mm}^2 \approx 40 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeitsklasse C30/37 gem. SIA 269/2, Tab. 1 ($f_{ck,act} = 30 \text{ N/mm}^2$) Gemäss aber dem Prüfbericht wird empfohlen von einem C16/20 zu reduzieren, wegen der unregelmässigen Verdichtung des Stampfbetons. Druckfestigkeitsklasse C16/20 gem. SIA 262 Tab. 8 ($f_{cd} = 10.5 \text{ N/mm}^2$) Elastizitätsmodul: Annahme $10'000 \text{ MN/m}^2$
Stampfbeton (Parameter GHT II)	<u>Bestand, Prüfungen</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Stampfbeton unregelmässig verdichtet Druckfestigkeit $f_c \geq 26.09$ bis 49.03 N/mm^2, 3 Prüfungen an 2 Bohrkernen Dichte $D = 2'224$ bis $2'384 \text{ kg/m}^3$, 3 Prüfungen an 3 Bohrkernen <u>aktualisierte Bemessungswerte</u> Mittelwert der Prüf-Druckfestigkeit: $f_{cm} = 32.88 \text{ N/mm}^2 \approx 33 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeitsklasse C25/30 gem. SIA 269/2, Tab. 1 ($f_{ck,act} = 25 \text{ N/mm}^2$) Gemäss aber dem Prüfbericht wird empfohlen, von einem C16/20 auszugehen, wegen der unregelmässigen Verdichtung des Stampfbetons. Druckfestigkeitsklasse C16/20 gem. SIA 262 Tab. 8 ($f_{cd} = 10.5 \text{ N/mm}^2$) Zugfestigkeit: $f_{ct,d} = 0.10 \text{ N/mm}^2$ Elastizitätsmodul: Annahme $9'600 \text{ MN/m}^2$
Stampfbeton / Ort beton (First GHT II)	<u>Bestand, Prüfungen</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Stampf-/Ortbeton unregelmässig verdichtet Druckfestigkeit $f_c \geq 18.61$ - 54.75 N/mm^2, 3 Prüfungen an 3 Bohrkernen Dichte $D = 2'169$ bis $2'405 \text{ kg/m}^3$, 3 Prüfungen an 3 Bohrkernen

	<u>Aktualisierte Bemessungswerte</u> Mittelwert der Prüf-Druckfestigkeit: $f_{cm} = 34.57 \text{ N/mm}^2 \approx 35 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeitsklasse C25/30 gem. SIA 269/2, Tab. 1 ($f_{ck,act} = 25 \text{ N/mm}^2$) Gemäss aber dem Prüfbericht wird empfohlen von einem C20/25 zu reduzieren, wegen der unregelmässigen Verdichtung des Stampfbetons. Druckfestigkeitsklasse C20/25 gem. SIA 262 Tab. 8 ($f_{cd} = 13.5 \text{ N/mm}^2$) Zugfestigkeit: $f_{ct,d} = 0.10 \text{ N/mm}^2$ Elastizitätsmodul: Annahme $10'130 \text{ MN/m}^2$
Betonsteinmauerwerk (GHT I)	<u>Bestand</u> Kunststeine aus Beton Format: $50 \times 20 \times 20 \text{ cm} \rightarrow$ Gewölbstärke = 50 cm <u>Prüfresultate</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Steinfestigkeit $f_{bk,act} = f_{bm} = 51.22 \text{ N/mm}^2$ gem. SIA 269/6-2, Kap. 3.2.2.2 Raumlast: 20.31 bis 22.51 kN/m^3 Mörtelfestigkeit geringer als Steinfestigkeit mit $f_m = 28.61 \text{ N/mm}^2$ <u>aktualisierte Bemessungswerte</u> Druckfestigkeit $f_{xk} = K \cdot f_{bk}^{0.7} \cdot f_{mk}^{0.3}$ $= 0.45 \cdot \left(51.22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)^{0.7} \cdot \left(28.61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)^{0.3} = 19.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ gem. Eurocode 6, Kap. 3.6.1.2 für Mauerwerk, Gruppe 1 (ohne Löcher) $f_{xd} = \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = \frac{19.35 \text{ N/mm}^2}{2.5} = 7.74 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_{xk} = k_E \cdot \sqrt{\frac{f_{xk}}{5 \text{ N/mm}^2}} = 3'000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \sqrt{\frac{19.35}{5}} = 5'901.7 \approx 5'900 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ gem. SIA 266-2, Kap. 3.1.8.2 Zugfestigkeit: $f_{ct,d} = 0.10 \text{ N/mm}^2$
Natursteinmauerwerk (GHT II)	<u>Bestand</u> Natursteine aus Gneis Format ist nicht bekannt, es ist aber davon auszugehen, dass es sich um ein Bruchsteinschichtenmauerwerk handelt. <u>Prüfresultate</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Steinfestigkeit $f_{bk,act} = f_{bm} = 216.9 \text{ N/mm}^2$ gem. SIA 269/6-2, Kap. 3.2.2.2 Raumlast: 25.00 bis 26.08 kN/m^3 Mörtelfestigkeit geringer als Steinfestigkeit mit $f_m = 41.1 \text{ N/mm}^2$ <u>Bemessungswerte</u> (Beilage Nr. 10.05.03 und 10.05.04) Mauerwerksdruckfestigkeit: $f_{xk} = 18 \text{ N/mm}^2$ gem. SIA 269/6-2 $f_{xd} = \eta_1 \cdot \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = 1 \cdot \frac{18 \text{ N/mm}^2}{2.5} = 7.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_{xk} = k_E \cdot \sqrt{\frac{f_{xk}}{5 \text{ N/mm}^2}} = 3000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \sqrt{\frac{18}{5}} = 5692.1 \approx 5690 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ gem. SIA 266-2, Kap. 3.1.8.2 Zugfestigkeit: $f_{ct,d} = 0.10 \text{ N/mm}^2$

Spritzbeton (GHT I-II)	Erstellung: 1991 [6] keine statische Funktion
Stahl (1968)	III b (SIA 269-2, Tab. 8) $f_{sk} = 450 \text{ N/mm}^2$ $f_{sy} = 390 \text{ N/mm}^2$

2.3.2 Neue Bauteile

Tabelle 2-2: Baustoffe neuer Bauteile

Bauteil	Baustoff
Spritzbeton	SC 2-8-1, C25/30, X0, CI 1.0, J2, $D_{\max}$ 8 mm
Sohlbeton	C25/30, XC4, XD1, $D_{\max}$ 32 mm, CI 0.2, faserbewehrt
Ungespannte Anker	Sicherung Parament Sohlabsenkung GHT I und II: Selbstbohranker R51-800, $R_{i,k} = 640 \text{ kN}$, Schutzstufe 1 Sicherung Nagelwand Gabionen bei Schächten Zwischeneinschnitt: Selbstbohranker R32/22, $R_{i,k} = 200 \text{ kN}$, Schutzstufe 1
Bewehrung	B500B, $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$
Verankerungen	nichtrostender Stahl, Korrosionswiderstandsklasse 2
Bewehrungsnetz	B500A, $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$

2.4 Baugrund

2.4.1 Übergeordnete Kennwerte

Der detaillierte Beschrieb ist dem geologischen Bericht (siehe Beilage Nr. 10.05.02) zu entnehmen.

Der Projektperimeter befindet sich in der geologischen Schicht der Oberen Meeresmolasse (OMM). Die Tunnel und der Einschnitt befinden sich vollständig in einer quartären Moräneablagerung. Die Felsoberfläche der Oberen Süsswassermolasse (OMM) liegt in einer Tiefe von $> 50 \text{ m}$. Die Tunnel befinden sich ausserhalb von kartierten Grundwasservorkommen. Gemäss den Baugrunduntersuchungen (Beilage Nr. 10.05.02) ist ein schwach siltig sandiger Kies mit Steinen und Blöcken anzutreffen. Es kommt aber auch sauberer bis schwach siltiger Sand mit Kies vor.

Bei beiden Tunneln wurde eine künstliche Hinterfüllung von 0 bis 15 cm hinter dem Gewölber eingebracht. Anhand der geologischen Untersuchungen sind nur Daten zur Hinterfüllung des Grosshöchstettentunnel I bekannt. Es kann angenommen werden, dass beim Grosshöchstettentunnel II eine ähnliche Hinterfüllung eingebracht wurde. Es handelt sich um einen Kies, schwach sandig bis sandig, schwach bis stark siltig, bis Sand, stark kiesig, siltig, mit vereinzelt Steinen und mit hohen Anteilen an mineralischen Bauabfällen (Schwarzelag, Beton, etc.).

Tabelle 2-3: Baugrundkennwerte (Beilage Nr. 10.05.02)

Bauteil	Baustoff
Deckschicht und künstliche Auffüllungen/Hinterfüllung	Geschätzte, bodenmechanische Mittelwerte: $\gamma_m = 19 - 22 \text{ kN/m}^3$ Kohäsion $c'_m = 0 - 5 \text{ kN/m}^2$ Reibungswinkel $\varphi'_m = 25 - 35^\circ$

	Empfohlene charakteristische Kennwerte für Berechnungen: Raumlast $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$ Kohäsion $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$ Reibungswinkel $\varphi'_k = 30^\circ$ Reibungswinkel für Bereich Tunnelverlängerung $\varphi'_k = 34^\circ$ Werte auf Designniveau nach SIA 267 Tab. 1: $\gamma_d = \frac{1}{\gamma_\gamma} \cdot \gamma_k \rightarrow \gamma_d = \frac{1}{1} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $c_d = \frac{1}{\gamma_c} \cdot c_k \rightarrow c_d = \frac{1}{1.5} \cdot 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $\varphi_d = \arctan \left[\frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right] \rightarrow \varphi_d = \arctan \left[\frac{\tan(30^\circ)}{1.2} \right] = 25.7^\circ$ $\varphi_d = \arctan \left[\frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right] \rightarrow \varphi_d = \arctan \left[\frac{\tan(34^\circ)}{1.2} \right] = 29.3^\circ$
Moräne	Geschätzte, bodenmechanische Mittelwerte: Raumlast $\gamma_m = 19 - 22.5 \text{ kN/m}^3$ Kohäsion $c'_m = 0 - 10 \text{ kN/m}^2$ - Werte aus Laborversuchen an gestörten Proben: 3,8 kPa / 8,9 kPa / 8,0 kPa Reibungswinkel $\varphi'_m = 34 - 40^\circ$ - Werte aus Laborversuchen an gestörten Proben: 37,7° / 38,4° / 40,3° Zusammendrückungsmodul $M_E = 20 - 100 \text{ MN/m}^2$ Ent- und Wiederbelastungsmodul / Zusammendrückungsmodul $M'_E / M_E = 1.5 - 3$ Durch den Geologen empfohlene charakteristische Kennwerte für Berechnungen auf Basis der Laborversuche an gestörten Proben. In Situ können höhere Baugrundkennwerte erwartet werden. Diese sind in Abhängigkeit des angesetzten Baugrundmodells / Nachweisverfahren zu beurteilen. Auf Basis von Rückrechnungen können höhere Baugrundkennwerte hergeleitet werden: Raumlast $\gamma_k = 21.5 \text{ kN/m}^3$ Kohäsion $c'_k = 4 \text{ kN/m}^2$ Reibungswinkel $\varphi'_k = 38^\circ$ Zusammendrückungsmodul $M_{E,k} = 40 \text{ MN/m}^2$ Ent- und Wiederbelastungsmodul / Zusammendrückungsmodul $M'_E / M_E = 2$ Werte auf Designniveau nach SIA 267, Tab. 1: $\gamma_d = \frac{1}{\gamma_\gamma} \cdot \gamma_k \rightarrow \gamma_d = \frac{1}{1} \cdot 21.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 21.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $c_d = \frac{1}{\gamma_c} \cdot c_k \rightarrow c_d = \frac{1}{1.5} \cdot 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $\varphi_d = \arctan \left[\frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right] \rightarrow \varphi_d = \arctan \left[\frac{\tan(38^\circ)}{1.2} \right] = 33.1^\circ$

Äussere Ankerwiderstände (Mantelreibung)	Ungespannte Anker künstliche Auffüllung: $\tau_k = 100 \text{ kN/m}^2$ Ungespannte Anker Moräne $\tau_k = 175 \text{ kN/m}^2$ Der Bemessungswert der Mantelreibung in der Moräne wird aufgrund Erfahrungswerte in vergleichbarem Baugrund sowie unter Berücksichtigung der vorherrschenden Verhältnisse abgeschätzt. Die Herleitung des Bemessungswertes ist im Dokument "Einordnung geotechnische Verhältnisse" Beilage Nr. 10.05.06 detailliert dargelegt. Der Bemessungswert der Mantelreibung muss im Rahmen der Ausführung durch Ankerversuche bestätigt werden. Falls die erwarteten Werte nicht erreicht werden, muss die Bemessung korrigiert werden und das Ankerlayout angepasst werden.
--	--

2.4.2 Rückrechnung Bodenkennwerte Zwischeneinschnitt

Die Ermittlung der Baugrundkennwerte der Moräne im Bereich des Einschnitts erfolgt mittels Rückrechnung der Böschungstabilität anhand des dokumentierten Zustandes während der Fahrbahnerneuerung im Jahr 2013. Während dieser Arbeiten wurden keine Instabilitäten beobachtet. Nach PAlng Erdbauwerke [4] kann der Globale Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit der Böschungsbewegungen wie folgt abgeschätzt werden:

Tabelle 2-4: Globale Sicherheitsfaktoren in Abhängigkeit der Böschungsbewegungen [4]

Globaler Sicherheitsfaktor	Zustand / Bewegung
< 1	Bruch
≈ 1.00 – 1.05	Grenzgleichgewicht, grosse Bewegungen
≈ 1.05 – 1.15	kleine Bewegungen
≈ 1.15 – 1.25	Restbewegung
≈ 1.25 – 1.40	substabile, vernachlässigbare Bewegungen
≥ 1.40	reguläre Sicherheit

Obwohl keine Verformungen beobachtet wurden, wird für die Rückrechnung der Baugrundkennwerte im IST-Zustand konservativ ein globaler Sicherheitsfaktor von 1.20 berücksichtigt. Die Rückrechnung wird auf charakteristischem Niveau durchgeführt.

Die Verwendung der rückgerechneten Baugrundkennwerte für die Bemessung ist nur für die gleichen Bemessungssituation mit gleichem Bruch- und Nachweismodell zulässig. Die folgenden Kennwerte dürfen somit nur für den Nachweis der Böschungstabilität im Zwischeneinschnitt berücksichtigt werden.

Da es sich bei den Bodenkennwerten um kalibrierte Werte aus einer Rückrechnung des Grenzgleichgewichts handelt, können die reduzierten geotechnischen Partialfaktoren gemäss SIA 267, Ziffer 5.3.2.3 berücksichtigt werden.

Tabelle 2-5: Rückgerechnete Baugrundkennwerte Zwischeneinschnitt, siehe auch Dokument Einordnung geotechnische Verhältnisse Beilage Nr. 10.05.6

Bauteil	Baustoff
Rückgerechnete Baugrundparameter für die Moräne im Bereich der Böschungen beim Zwischeneinschnitt	Nur die Kohäsion wird durch die Rückrechnung angepasst. Rückgerechnete Kohäsion $c'_k = 6.2 \text{ kN/m}^2$ Werte auf Designniveau nach SIA 267, Tab. 1: $c_d = \frac{1}{\gamma_c} \cdot c_k \rightarrow c_d = \frac{1}{1.3} \cdot 6.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

2.4.3 Interpretation der Baugrundkennwerte im Tunnel

Die Interpretation der Baugrundkennwerte der Moräne im Bereich des Tunnels erfolgt mittels Rückrechnung der Grundbruchstabilität während der Fahrbahnerneuerung im Jahr 2013 sowie mittels einer Rückrechnung der Böschungsstabilität an den erstellten Bagger-schlitzten für die geologische Sondagen. Zur Einschätzung der Bodenkennwerte wird zusätzlich eine Literaturrecherche durchgeführt.

Die Resultate der Rückrechnungen sowie die daraus resultierenden verwendeten Baugrundkennwerte sind im Dokument "Einordnung geotechnische Verhältnisse" Beilage Nr. 10.05.06 dargelegt.

Die Verwendung der rückgerechneten Baugrundkennwerte für die Bemessung ist nur für die gleichen Bemessungssituation mit gleichem Bruch- und Nachweismodell zulässig. Die folgenden Kennwerte dürfen somit nur für den Nachweis der Grundbruchstabilität bei der Sohlabsenkung im Tunnel berücksichtigt werden.

Tabelle 2-6: Rückgerechnete Baugrundkennwerte Tunnel, siehe auch Dokument Einordnung geotechnische Verhältnisse Beilage Nr. 10.05.06

Bauteil	Baustoff
Rückgerechnete Baugrundparameter für die Moräne im Bereich der Tunnel	Nur die Kohäsion wird durch die Rückrechnung angepasst. Rückgerechnete Kohäsion $c'_k = 20 \text{ kN/m}^2$ Werte auf Designniveau nach SIA 267, Tab. 1: $c_d = \frac{1}{\gamma_c} \cdot c_k \rightarrow c_d = \frac{1}{1.5} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

2.5 Konstruktionsdetails

Die Instandsetzung des Tunnels und der Stützmauer erfolgt grundsätzlich nach den Vorgaben des Projektierungsassistenten Ingenieurbau - Tunnelinstandsetzung [3] und der Projektierungsvorgaben Ingenieurbau - Stützbauwerke, Teil 3 – Übrige Mauertypen [1].

2.5.1 Tunnel

Schonende Ausführung: Die Mauerwerksinstandsetzung sowie der Spritzbetonabbruch sind schonend auszuführen, der Beton ist grundsätzlich vorzuschneiden. Es dürfen nur vorgeschchnittene Partien ausgebrochen werden.

Schadhafte Mauerwerksfugen: Offene oder schadhafte Mauerwerksfugen sind zu reinigen, fachgerecht neu zu verfugen und gegebenenfalls im Bauzustand zu sichern (z. B. mit Hartholzkeilen).

Gewölbeentwässerungen: Wassereintritte über der Fahrbahn und den Fahrstromanlagen sind zu fassen. Es ist ein Abdichtungssystem anzubringen, welches die Fahrbahn und Fahrstromanlagen vor anfallendem Wasserzutritten schützt.

2.5.2 Tunnelverlängerung GHT I

Abdichtung auf Tunnelverlängerung: Wasserzutritte in der Tunnelverlängerung (GHT I) sind aufgrund von Fahrstromanlagen und der Fahrbahn zu vermeiden. Die Zustandsuntersuchung zeigt, dass die bestehende Abdichtung weitgehend intakt ist und keine Tropfstellen vorhanden sind. Das Tragwerk weist keine Schäden und keine Hinweise auf Korrosion der Bewehrung auf. Es wurden keine Chloride festgestellt. Dies zeigt, dass die Abdichtung auf der Tunnelverlängerung intakt ist. Allerdings hat die bestehende Abdichtung ihre Lebensdauer. Aus diesem Grund soll die Abdichtung verstärkt / ergänzt werden. Dazu wird im Bereich der Tunnelverlängerung ein höher liegender Abdichtungsschirm (ca. 1.20 m unter Terrain) aus Bentonitmatten erstellt (siehe Beilage Nr. 08.04.02), welcher das anfallende Wasser über dem Tunnel seitlich zu Drainageleitungen ableitet.

2.5.3 Portale

Geländer / Brüstungen bei Portalen: Geländer und Brüstungen sofern ein mangelhafter Zustand oder Rückhaltewirkung vorhanden ist, sind zu ersetzen. Es sind die Standardgeländer der BLS vorgesehen.

2.5.4 Entwässerung

Entwässerung Tunnel: In beiden Tunneln sowie im Einschnitt besteht eine seitliche Entwässerung, die teilweise funktionstüchtig ist. Kameraaufnahmen zeigen, dass die Leitungen lokal blockiert oder in schlechtem Zustand sind. Aus diesem Grund wird die Entwässerung in den beiden Tunneln sowie im Zwischeneinschnitt erneuert. Es wird im Tunnel von einer seitlichen Entwässerung auf eine Mittelentwässerung gewechselt, während die Entwässerung im Zwischeneinschnitt weiterhin seitlich geführt wird. Weitere Informationen zum Entwässerungskonzept sind im Technischen Bericht (Dokument 01.04) unter Kapitel 4.8 zu finden.

Entwässerung hinter Stützmauern: Bei den Stützmauern am Portal der Tunnelverlängerung gibt es eine bestehende Entwässerung, die das anfallende Regenwasser drainiert. Es ist der Zustand der Leitungen zu prüfen. Allenfalls müssen die Leitungen gereinigt werden, damit die Entwässerung gewährleistet werden kann.

2.5.5 Kabelkanal

Der Kabelkanal verläuft im Zwischeneinschnitt am Böschungsfuss. Zwischen dem Kabelkanal und der Böschung wird eine Winkelstellplatte versetzt. Die Winkelstellplatten übernehmen keine statische Funktion. Sie schützen den Kabelkanal vor losen Steinen, welche die steile Böschung herunterfallen können und vor oberflächlich abfließendem Hangwasser bei Starkniederschlag. Es wird kein statischer Nachweis geführt.

3 Einwirkungen

3.1 Ständige Einwirkungen

Tabelle 3-1: Übersicht ständiger Einwirkungen

Einwirkung	Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung
Eigenlasten	Natursteinmauerwerk: $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$ Betonsteinmauerwerk: $g_k = 21 \text{ kN/m}^3$ Ortbeton, unbewehrt: $g_k = 23 \text{ kN/m}^3$ Spritzbeton: $g_k = 24 \text{ kN/m}^3$ Spritzbeton, bewehrt: $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$ Quelle: SIA 261, Tabelle 28
Auflasten	Lockergestein: Raumlast $\gamma'_k = 21.50 \text{ kN/m}^3$ Quelle: Beilage Nr. 10.05.02 <u>Tunnel</u> Voller Überlagerungsdruck für Überlagerungshöhen $h < 1.5 \cdot B_{\text{Tunnel}}$ Silotheorie für Überlagerungshöhen $h > 1.5 \cdot B_{\text{Tunnel}}$ Quelle: SIA 197, Ziffer 7.2.3.7
Erddruck	Raumlast $\gamma'_k = 21.50 \text{ kN/m}^3$ <u>Tunnel</u> Im Rahmen des Baus des Tunnels sind Verformungen aufgetreten (ungestützter Querschnitt). Darum liegt der vorherrschende Erddruck im Bereich des aktiven Erddruckes. Es wird konservativ der aktiv-erhöhte Erddruck $0.5 \cdot (K_a + K_0)$ angesetzt <u>Stützbauwerke</u> Die Stützbauwerke am Böschungsfuss werden bei geringer Höhe ohne im Bauzustand ohne Sicherung der Böschung und bei grösserer Höhe mit einer Nagelwand gesichert. Dadurch können Verformungen auftreten und der vorherrschende Erddruck hinter den Stützbauwerken liegt im Bereich des aktiven Erddruckes. Für die Bemessung der Stützbauwerke wird konservativ der aktiv-erhöhte Erddruck $0.5 \cdot (K_a + K_0)$ angesetzt Aufgrund der grossen Böschungsneigung hinter den lokalen Stützmauern am Böschungsfuss, wird kein Verdichtungsdruck für lokale Stützmauern am Böschungsfuss im Zwischeneinschnitt angesetzt.
Wasserdruck	kein Wasserdruck, Projekt liegt vollständig ausserhalb Grundwasser

3.2 Veränderliche Einwirkungen

Tabelle 3-2: Übersicht veränderlicher Einwirkungen

Einwirkung	Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung
Verkehrslast (GHT I-II)	Lastmodell 1 nach SIA 261 Ziff. 10.2.2.2 ff. Fahrbahnbreite $b = 6 \text{ m}$ Anzahl fiktiver Fahrstreifen $n = \frac{b}{3 \text{ m}} = \frac{6}{3} = 2$ Gemäss SIA 261 Tab. 9 → fiktive Fahrstreifenbreite = 3 m Breite der Restfläche $b_{\text{restF.}} = b - n \cdot 3 \text{ m} = 6 \text{ m} - 2 \cdot 3 \text{ m} = 0 \text{ m}$ Es werden zwei Fahrstreifen für die Bemessung verwendet. <u>Fahrstreifen 1</u> $Q_{k1} = \frac{Q_{ki} \cdot \alpha_{Qi}}{2} = \frac{300 \text{ kN} \cdot 0.9}{2} = 135 \text{ kN}$ $q_{k1} = \frac{Q_{k1}}{0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m}} = \frac{135 \text{ kN}}{0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m}} = 843.75 \text{ kN/m}^2$ <u>Fahrstreifen 2</u> $Q_{k2} = \frac{Q_{ki} \cdot \alpha_{Qi}}{2} = \frac{200 \text{ kN} \cdot 0.9}{2} = 90 \text{ kN}$ $q_{k2} = \frac{Q_{k2}}{0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m}} = \frac{90 \text{ kN}}{0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m}} = 562.5 \text{ kN/m}^2$ Gemäss SIA 269-1 Tab. 1 wird in Absprache mit dem Bauherrn für Spannweiten 5.3 bis 10 von $\alpha=0.90$ auf folgende Werte reduziert: $\alpha_{Q1, \text{act}} = 0.60$ $\alpha_{Q2, \text{act}} = 0.40$ $\alpha_{qi, \text{act}} = 0.40$
Ausnahmetransporte (GHT I, Bernstrasse)	Route für Ausnahmetransporte Typ 2 gemäss [8] Last berechnet nach SIA 261-1 Ziff. 14 ff. und Lastverteilung gemäss Figur 10a Anzahl Achsen pro Normfahrschemel $n = 6$ Gesamtlast $Q_k = 2400 \text{ kN}$ $Q_1 = \frac{0.5 \cdot Q_k}{2 \cdot n} = \frac{0.5 \cdot 2400 \text{ kN}}{2 \cdot 6} = 100 \text{ kN}$ $q_1 = \frac{Q_1}{0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m}} = \frac{100 \text{ kN}}{0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m}} = 625 \text{ kN/m}^2$
Wind	vernachlässigt
Temperatur	vernachlässigt
Nutzlast (Zwischeneinschnitt)	Last nach SIA 261 Tabelle 8 Kategorie A/G $q_N = 5 \text{ kN/m}^2$ ausserhalb der Böschung
Schnee	vernachlässigt
Erdbeben	siehe Nutzungsvereinbarung
Anprall	vernachlässigt

3.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

Tabelle 3-3: Übersicht aussergewöhnliche Einwirkungen

Einwirkung	Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung
Erdbeben	siehe Nutzungsvereinbarung Beilage Nr. 01.92 <u>Tunnel und Zwischeneinschnitt</u> Gemäss BAV Richtlinie Erdbebensicherheit von Eisenbahnanlagen sowie SIA 269/8 ist für bestehende Tunnel und Böschungen kein Erdbebennachweis erforderlich. <u>Gabionen bei Schächten</u> Bauwerksklasse II $\gamma_f = 1.2$ Baugrundklasse B $S = 1.2$ Erdbebenzone Z1b $a_{gd} = 0.8 \text{ m/s}^2$ Seismischer Verhaltensbeiwert $q_a = 2.0$
Anprall	vernachlässigt

3.4 Lastkombinationen

3.4.1 Tunnel

Tabelle 3-4: Lastkombinationen

Lastfall	GZT	Einwirkungen	Lastbeiwerte
Lastfall 1	2	Überlagerung Eigengewicht Aktiv-erh. Erddruck	1.20 1.20 1.20
Lastfall 2	2	Überlagerung Eigengewicht Aktiv-erh. Erddruck	0.90 0.90 0.90
Lastfall 3	2	Überlagerung Eigengewicht Aktiv-erh. Erddruck Strassenverkehr	1.20 1.20 1.20 1.50
Lastfall 4	2	Überlagerung Eigengewicht Aktiv-erh. Erddruck Strassenverkehr	0.90 0.90 0.90 1.50

3.4.2 Zwischeneinschnitt

Tabelle 3-5: Lastkombinationen

Lastfall	GZT	Ständige Einwirkungen Eigengewicht	Veränderliche Einwirkungen Nutzlast
Lastfall 1	3	1.00	1.30

3.4.3 Gabionen bei Schächten

Tabelle 3-6: Lastkombinationen

Lastfall	GZT	Ständige Einwirkungen			Veränderliche Einwirkungen	Aussergewöhnliche Einwirkungen
		Eigengewicht	Erddruck ständig	Erdwiderstand ständig	Nutzlast	Erdbeben
Lastfall 1	1	1.10	1.35	0.70	1.50	-
Lastfall 2	1	1.10	1.35	0.70	-	-
Lastfall 3	1	1.10	0.80	0.70	1.50	-
Lastfall 4	1	1.10	0.80	0.70	-	-
Lastfall 5	1	0.90	1.35	0.70	1.50	-
Lastfall 6	1	0.90	1.35	0.70	-	-
Lastfall 7	1	0.90	0.80	0.70	1.50	-
Lastfall 8	1	0.90	0.80	0.70	-	-
Lastfall 9	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lastfall 10	2	1.35	1.35	0.70	1.50	-
Lastfall 11	2	1.35	1.35	0.70	-	-
Lastfall 12	2	1.35	0.70	0.70	1.50	-
Lastfall 13	2	1.35	0.70	0.70	-	-
Lastfall 14	2	0.80	1.35	0.70	1.50	-
Lastfall 15	2	0.80	1.35	0.70	-	-
Lastfall 16	2	0.80	0.70	0.70	1.50	-
Lastfall 17	2	0.80	0.70	0.70	-	-
Lastfall 18	2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lastfall 19	3	1.00*	-	-	1.30	-
Lastfall 20	3	1.00*	-	-	1.00	1.00
* Im Grenzstand Typ 3 wird im Lastfall Eigengewicht sowohl das Eigengewicht der Gabionen als auch des Erdkörpers innerhalb des Gleitkreises berücksichtigt.						

4 Gefährdungsbilder Grosshöchstetten I-II

4.1 Tragsicherheit

Tabelle 4-1: Übersicht Gefährdungsbilder Tragsicherheit Tunnel

Gefährdungsbild	Massnahmen
T1: Herabfallen von Mauerwerksteilen	Fugeninstandsetzung
T2: Instabilität / Versagen im Widerlagerbereich durch Gleisabsenkung	Statische Bemessung Tunnelquerschnitt
T3: Aufbau von Wasserdruck	Drainagebohrungen falls nötig Drainage durch poröses Ortbetonparament
T4: Risse im Tunnelgewölbe	Rissüberwachung
T5: inneres Tragversagen	Bemessung Tunnelquerschnitt, Instandhaltungs- und Unterhaltsmassnahmen geodätische Überwachung während Bauarbeiten

4.2 Dauerhaftigkeit

Tabelle 4-2: Übersicht Gefährdungsbilder Dauerhaftigkeit GHT I-II

Gefährdungsbild	Massnahmen
D1: Dauerhaftigkeit der verwendeten Materialien	Festlegung Betonfestigkeit, Expositionsclassen, AAR-Beständigkeit, Einsatz geeigneten Fugenmörtels
D2: Dauerhaftigkeit Verbund Ergänzungen - Bestand	Reinigung und Vorbereitung Oberflächen vor Applikation neuer Baustoffe
D3: Dauerhaftigkeit der Abdichtung der Tunnelverlängerung	Sauberes Verlegen und Überlappen Bentonitbahnen. Bestellung Reservemengen Bentonitbahnen für spätere Instandstellung bei lokalen Eingriffen (z.B. für Verlegen neuer Leitungen). Eintrag Dienstbarkeit bei Grundstück: - Kein Baumbewuchs über Abdichtung - Werkleitungen dürfen nur bis in eine maximale Tiefe von 1.0 m verlegt werden - Werkleitungen in einer Tiefe von über 1.0 m müssen durch die BLS bewilligt werden. Die Bentonitabdichtung muss nach dem Verlegen lokal wieder instandgesetzt werden

4.3 Betriebssicherheit

Tabelle 4-3: Übersicht Gefährdungsbilder Betriebssicherheit GHT I-II

Gefährdungsbild	Massnahmen
B1: Nichteinhaltung Dichtigkeitsanforderungen über Gleis	Aufbringen innenliegende Abdichtung im Kalottenbereich
B2: Unterprofil im Bauzustand	Beibehaltung Ist-Gleislage
B3: Schädigung Fahrstromanlagen	Erstellung Wasserableitungen und Abdichtung zur Verhinderung von Wasserzutritten im Kalottenbereich
B4: Beschädigung Speiseleitungen, Kabelanlagen und strahlendes Kabel	Verlegen in Kabelrohrblock mit ausreichend Betonüberdeckung, Kennzeichnung Hochspannung.
B5: Verletzung Lichtraumprofil Betriebsgleis	Arbeit in Totalsperrungen
B6: Gewährleistung Oberleitungs-konstruktionsraum	Projektierung anhand lokaler Gegebenheiten, Gewährleistung der Schutzabstände
B7: Herunterfallen loser Steine und Spritzbetonschalen	Abtrag loser Spritzbetonschalen, Fugeninstandsetzung

4.4 Gebrauchstauglichkeit

Tabelle 4-4: Übersicht Gefährdungsbilder Gebrauchstauglichkeit GHT I-II

Gefährdungsbild	Massnahmen
G1: Gewährleistung Lichtraumprofil	Gleisabsenkung, Ersatz Fahrleitung durch Deckenstromschiene
G2: Setzungen Tunnelgewölbe infolge Sohlabsenkung	Im Rahmen der Trassierung wurde ein Mindestabstand zwischen dem LRP und dem (gescannten) Tunnelgewölbe von 3cm eingerechnet. Dieses Mass entspricht somit einem (impliziten) bautechnischen Nutzraum. Dabei ist eine Hebungsreserve von 10cm mitberücksichtigt. Neben der Sohlabsenkung ist als einzige permanente Baumassnahme, welche den nutzbaren Tunnelraum verkleinert, die Gewölbeabdichtung vorgesehen. Die massgebende Stelle in Bezug auf den bautechnische Nutzraum befindet sich daher im Gewölbe (Oberleitungskonstruktionsraum). An dieser Stelle darf die Summe aus Abdichtungsdicke, Verformungen durch die Sohlabsenkung und Montagetoleranzen 3cm nicht übersteigen.
G3: Sicherstellung Entwässerung	Ersatz Entwässerung in Tunnel und Zwischeneinschnitt Spülen der Entwässerung nach Abschluss der Bauarbeiten
G4: Erdbeben	Zulassen von Verformungen infolge von Erdbeben

5 Gefährdungsbilder Stützmauern Grosshöchstetten I-II

5.1 Tragsicherheit

Tabelle 5-1: Übersicht Gefährdungsbilder Tragsicherheit SM GHT I-II

Gefährdungsbild	Massnahmen
T1: Aufbau Wasserdruck	Inspektion und Spülen Drainageleitungen
T2: Versagen durch offene Mauerfugen	Fugeninstandsetzung
T3: inneres Tragversagen	Instandhaltungs- und Unterhaltsmassnahmen geodätische Überwachung während der Bauzeit
T4: äusseres Tragversagen	Keine Massnahmen

5.2 Dauerhaftigkeit

Tabelle 5-2: Übersicht Gefährdungsbilder Dauerhaftigkeit SM GHT I-II

Gefährdungsbild	Massnahmen
D1: Schädigung Beton durch Wasser und Frost	Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit der Entwässerungsleitung, gegebenenfalls müssen Leitungen gespült werden. Wiederherstellung Mauerkrone falls in schlechtem Zustand (Abdichtung Mauerwerk).
D2: Schädigung Mauerwerk durch Bewuchs	Entfernung / Rückschnitt Bewuchs Fugeninstandsetzung

5.3 Gebrauchstauglichkeit

Tabelle 5-3: Übersicht Gefährdungsbilder Gebrauchstauglichkeit SM GHT I-II

Gefährdungsbild	Massnahmen
G1: Verformungen	Akzeptanz der vorhandenen und begrenzter weiterer Verformungen
G2: Erdbeben	Zulassen von Verformungen infolge von Erdbeben

6 Gefährdungsbilder Böschungen im Einschnitt

Tabelle 6-1: Übersicht Gefährdungsbilder Tragsicherheit Einschnitt

Gefährdungsbild	Massnahmen
T1: Oberflächliche Erosion	Ingenieurbioologische Massnahmen (Bepflanzung der Böschung)
T2: Spontane Rutschung / Hangmure	Ingenieurbioologische Massnahmen (Bepflanzung der Böschung, Verbau, etc.)
T3: Stabilitätsversagen	Stabilitätsnachweis

6.1 Dauerhaftigkeit

Tabelle 6-2: Übersicht Gefährdungsbilder Dauerhaftigkeit Einschnitt

Gefährdungsbild	Massnahmen
D1: Schädigung Böschung durch Erosion	Ingenieurbioologische Massnahmen (Bepflanzung der Böschung, Verbau, etc.)

7 Akzeptierte Risiken

siehe Nutzungsvereinbarung (Dokument 01.92, Kapitel 6.4).

8 Bemessungsmodelle

8.1 Tunnel

Die auf das Tragwerk wirkenden Schnittkräfte des massgebenden Querschnitts werden mittels numerischer Modelle ermittelt. Das Tunneltragwerk wird dabei als Stab-Feder-Modell im massgebenden Bemessungsschnitt abgebildet. Der Nachweis des Bestandes erfolgt nach SIA 262 anhand des M-N-Interaktionsdiagramms sowie über den Querkraftwiderstand. Die Überprüfung des bestehenden Mauerwerks erfolgt nach SIA 266.

Die Bestimmung der erforderlichen Ankerkraft zur Verhinderung eines Grundbruchs unter dem Gewölbefuss erfolgt nach der Tragfähigkeitsformel von Terzaghi. Vor der Ausführungsprojektierung werden Ankerausziehversuche zur Optimierung des Ankerrasters durchgeführt. Die statische Modellierung und Nachweisführung der Stabilität der Gewölbefüsse auf dem Baugrund mit einem Modell geführt wird, welches auf Gewölbedeformationen beruht, welche horizontal durch Anker gehalten und behindert, aber vertikal bis zum Erreichen des Grenz- resp. Bruchzustandes implizit toleriert werden. Im Rahmen der Trassierung wurde ein Mindestabstand zwischen dem LRP und dem (gescannten) Tunnelgewölbe von 3cm eingerechnet. Dieses Mass entspricht somit einem (impliziten) bautechnischen Nutzraum. Dabei ist eine Hebungsreserve von 10cm mitberücksichtigt. Neben der Sohlabsenkung ist als einzige permanente Baumassnahme, welche den nutzbaren Tunnelraum verkleinert, die Gewölbeabdichtung vorgesehen. Die massgebende Stelle in Bezug auf den bautechnische Nutzraum befindet sich daher im Gewölbe (Oberleitungskonstruktionsraum). An dieser Stelle darf die Summe aus Abdichtungsdicke, Verformungen durch die Sohlabsenkung und Montagetoleranzen 3cm nicht übersteigen.

8.2 Zwischeneinschnitt

Für die Überprüfung der Böschungen wird die SIA 267 angewendet. Nachweise für neue Stützbauwerke im Zwischeneinschnitt erfolgt gemäss PVIngS, Teil 1, sowie nach SIA 267.

Der Nachweis der Böschungsstabilität im Zwischeneinschnitt wird nach Krey-Bishop bestimmt, was einem mechanisch konsistenten Verfahren mit konservativen bis realistischen Resultaten entspricht. Die Berechnung wird am geometrisch ungünstigsten Querschnitt (grösste Böschungsneigung) durchgeführt. Der gesamte Einschnitt liegt in der Moräne, es sind weder Schichtgrenzen noch Grundwasser vorhanden. Die geotechnischen Kennwerte basieren auf Laboruntersuchungen (Reibungswinkel) sowie einer Rückrechnung am Bestand (Kohäsion) und liegen auf der sicheren Seite. Somit wird ein konservatives Berechnungsmodell verwendet und der Partialfaktor (Modellbeiwert) wird gem. SIA 267 Zif. 5.3.5.4 für den Nachweis der Böschungsstabilität zu $\gamma_R = 1.0$ festgelegt.

9 Weitere projektrelevante Bedingungen

Im Bereich der Stützmauern bei den Portalen sind keine Anzeichen für eine ungenügende Tragsicherheit bzw. Hanginstabilität erkennbar. Gemäss PVIngS, Teil 3, Kap. 3.1 kann davon ausgegangen werden, dass ohne sichtbare Anzeichen und Hinweise sowohl die innere wie auch die äussere Tragfähigkeit der Stützmauern gewährleistet sind. Die Tragwerke der

Projektbasis

Stützmauern werden im Rahmen des Erneuerungsprojekts nicht verändert, weshalb auf eine statische Überprüfung verzichtet wird.

Für die statischen Berechnungen werden bei allen vorliegenden Überlagerungshöhen maximale Lastannahmen aufgrund der Überdeckung angenommen (keine Abminderung aufgrund Silotheorie). Unter diesen teilweise konservativen Belastungen werden (rechnerische) Risse im Gewölbe akzeptiert, solange die Tragfähigkeit normgemäss erfüllt ist und alle übrigen Nutzungsziele nicht beeinträchtigt werden.

In den beiden Tunnel werden Sohlabsenkungen durchgeführt. Dazu sind temporäre Sicherungsmassnahmen am Gewölbefuss (ungespannte Selbstbohranker) erforderlich. Damit diese Anker ihre Tragwirkung entfalten können, sind Verformungen notwendig. Diese Verformungen werden akzeptiert, solange die Tragfähigkeit normgemäss erfüllt ist und die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit, insbesondere das einzuhaltende Lichtraumprofil, Dichtigkeit und Risse ungeschmälert eingehalten werden.

10 Grundlagen

- [1] SIA-Dokumentation D 0187, Geotechnik, Einführung in die Norm SIA 267, 2003
- [2] Projektierungsvorgaben Ingenieurbau - Stützbauwerke, Teil 3 - Instandsetzung Übrige Mauertypen, SBB / BLS, 01. Februar 2021
- [3] Projektierungsassistent Ingenieurbau - Tunnelinstandsetzung, SBB Infrastruktur, 15. Februar 2018
- [4] Projektierungsassistent Erdbauwerke, SBB Infrastruktur, 22.02.2024
- [5] Projektunterlagen «Tunnelverlängerung EBT bei Anschluss Biglen», Ingenieurbüro Moor, Bern, 29. Februar 1972
- [6] PAW «Abdichtungs- und Rekonstruktionsarbeiten» an GHT I-II, Rothpletz Lienhard, Aarau, März 1933
- [7] Div. Pläne und Dokumente aus der Bauzeit GHT I-II
- [8] Ausnahmetransportrouten, Geoportal-Karte des Kanton Bern, Olten, Aufgerufen: 5. August 2024

11 Projektorganisation

Bauherrschaft

BLS Netz AG

Freiburgstrasse 130
3001 Bern

vertreten durch

Multiprojekte & Ingenieurbau

Leiter Multiprojekte & Ingenieurbau

Yves Zollinger

Tel. 058 / 327 40 83

E-Mail yves.zollinger@bls.ch

Projektleiter

Simon Peter

Tel. 058 / 327 27 22

E-Mail simon.peter@bls.ch

Projektverfasser

Allianz GHT

Vertreten durch Gähler und Partner AG

Gesamtleiter Planung: Rolf Reichmuth

Tel. 056 200 95 60

E-Mail r.reichmuth@gpag.ch

Fragen und Korrespondenz während des Plangenehmigungsverfahrens sind an den zuständigen Projektleiter zu richten.

12 Unterschriften

Bauherrschaft

Balz Friedli
BLS Netz AG
Freiburgstrasse 130
3001 Bern

Datum

1. Juli 2026

Unterschrift



Projektverfasser

Allianz GHT
vertreten durch
Rolf Reichmuth
Gähler und Partner AG
Sonnenbergstrasse 1
5408 Ennetbaden

Datum

1. Juli 2026

Unterschrift

