

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e recepimento istruttoria /	Rivoltini	09.10.2014
10	Endabgabe / Consegna definitiva	Rivoltini	31.07.2014
00	Erstversion / Consegna preliminare	Rivoltini	15.05.2014

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	6
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	7
2.1	SPRITZBETON	
2.1	BETONCINO PROIETTATO	7
2.2	ANKER	
2.2	ANCORAGGI	7
2.3	BETON	
2.3	CALCESTRUZZO.....	7
2.4	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.4	ACCIAIO DA ARMATURA.....	8
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	9
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	9
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ	10
3.2.1	Trennflächenparameter	
3.2.1	Parametri sulle discontinuità.....	10
4	GEBIRGSVERHALTEN	
4	COMPORAMENTO DELLA ROCCIA	11
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	11
5	AUSSENSCHALE	
5	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	14
5.1	BRUCHKÖRPERANALYSE	
5.1	ANALISI DEI BLOCCHI.....	14
5.1.1	Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	
5.1.1	Carichi dell'ammasso altamente fratturato	14
5.1.2	Nachweisverfahren	
5.1.2	Procedura di verifica.....	14
5.1.3	Analysierte Fälle und Ergebnisse	
5.1.3	Casi analizzati e risultati	15
5.2	ANALYSE DER AUSHEBUNGSPHASEN	
5.2	ANALISI DELLE FASI DI SCAVO	16
5.2.1	Der Berechnungskodex	
5.2.1	Il codice di calcolo	17
5.2.2	Analysierte Ausbruchquerschnitte	
5.2.2	Sezioni analizzate	18
5.2.3	Bildendes Gebirgsmodell	
5.2.3	Modello costitutivo dell'ammasso	18
5.2.4	Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage	
5.2.4	Geometria del modello e stato tensionale iniziale	18
5.2.5	Eigenschaften der Außenschale	
5.2.5	Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase	19
5.2.6	Laststufe	
5.2.6	Step di carico.....	21

5.2.7	Nachweisverfahren	
5.2.7	Procedura di verifica.....	22
5.2.8	Ergebnisse	
5.2.8	Risultati.....	23
5.3	ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT	
5.3	ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE	23
5.3.1	Nachweisverfahren	
5.3.1	Procedura di verifica.....	23
5.3.2	Ergebnisse	
5.3.2	Risultati.....	23
6	INNENSCHALE	
6	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	24
6.1	STABWERKSMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE	24
6.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	24
6.2.1	Modellierung der Bettung	
6.2.1	Rigidità radiale.....	25
6.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo	25
6.3	LASTENANALYSE	
6.3	ANALISI DEI CARICHI	26
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1	26
6.3.2	Oberleitung G2	
6.3.2	Catenaria G2	26
6.3.3	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
6.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3	27
6.3.4	Wasserdruck G4	
6.3.4	Pressione idraulica G4	27
6.3.5	Gebirgslast G5	
6.3.5	Carico dell'ammasso G5	27
6.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	27
6.3.7	Temperatur Q1	
6.3.7	Temperatura Q1	28
6.3.8	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.8	Azione sismica E1	28
6.3.9	Aerodynamischer Druck A1	
6.3.9	Pressione aerodinamica A1.....	28
6.3.10	Aufprall A2	
6.3.10	Urto A2	29
6.3.11	Brand A3	
6.3.11	Incendio A3	29
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE	30
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	30

6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	30
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	31
6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	31
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	31
6.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	31
6.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.5.1.6	Verifica a taglio.....	32
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	33
6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	33
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	33
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	33
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	33
6.5.2.5	Berechnung der Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni	33
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure	34
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA	34
6.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	34
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatura minima	34
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI.....	35
7	VERZEICHNISSE	
7	ELENCHI.....	36
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	36
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	36
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI	37
7.4	REFERENZDOKUMENTE	
7.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	37
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso.....	37
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normative e linee guida.....	37
7.4.3	Bibliografie	
7.4.3	Bibliografia.....	38

ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO 40

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht zeigt die Bemessung der Außen- und Innenschalen der Haupttunnels in den konventionell vorgetriebenen Strecken, deren Ausdehnungen (bzgl. der Oströhre) in Tabella 1 aufgezeigt sind.

Canna	Tratta	pk sud	pk nord	L approx
	n°	[km]	[km]	[m]
Est	1	49.1+17.867	49.0+82.867	35
Ovest	2	49.2+41.000	49.0+56.779	185

Tabella 1: Anwendungsstrecke des Ausbruchquerschnitts Typ GL-MAT

Diese Strecken entwickeln sich zur Gänze im Inneren der in [4] beschriebenen homogenen geomechanische Zone GB-G-GA1, mit variablen Überdeckungen, die von 1090 m bis 1265 m reichen.

Der geplante Ausbruchquerschnitt für den Aushub in Klasse III (GL-MAT3), mit einem Kappenradius (inkl. 5 cm Extraaushub) von 5.17 m, sieht eine Außenschale vor, welche aus Verankerungen des Typs Superwellex Pm24, 4.5 m Länge, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m, und eine Spritzbetonschicht, mit nominale Stärke von 5+10 cm, besteht. Außerdem, um die Versetzung der TBM zu ermöglichen wird die Außenschale am Gegengewölbe von einem Sattel aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 abgeschlossen, auf dem ein Tübbing aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 vor Ausführung der Innenschale Vorort eingesetzt wird.

Dieser Tübbing besteht aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37, mit variable Stärke von 67 cm an der Kappe bis zu 60 cm an der Grundplatte. Diese Stärken sind Nominalstärken, welche abzüglich der Bau- und Trassierungstoleranzen sich auf 61 und 54 cm Mindestens, jeweils an Kappe und Grundplatte, umsetzen.

In den Strecken in Klasse II mit Überdeckungen über 1000m wie diese, ist ein Ausbruchquerschnitt vorgesehen (GL-MATRb), welcher mit Verankerungen des Typs Dywidag SN28, 5.5 m Länge, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m, sowie mit eine Spritzbetonschicht von 5+10 cm verstärkt wird. Auch hier wird, um die Versetzung der TBM zu ermöglichen, die Außenschale am Gegengewölbe durch einen Sattel aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 abgeschlossen, auf dem ein Tübbing aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 vor Ausführung der Innenschale Vorort eingesetzt wird. Dieser Ausbruchquerschnitt ermöglicht eine Begrenzung der möglichen Rockburst-Phänomene. Die Schalen Geometrien ändern sich nicht im Vergleich zu denen der GL-MAT3.

Gegenstand dieses Berichts ist die Bemessung der Schalen des Ausbruchquerschnitts GL-MAT.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi delle Gallerie di Linea, nelle tratte scavate in tradizionale le cui estensioni (riferimento canna est) sono riportate nella Tabella 1.

Tabella 1: Tratte di applicazione della sezione tipo GL-MAT

Tali tratte si sviluppano per la sua totalità all'interno della zona geomeccanica omogena GB-G-GA1 definita in [4], con coperture variabili da 1090 m a 1265 m.

La sezione prevista per affrontare lo scavo in classe III (GL-MAT3), avente raggio in calotta (compreso 5 cm di extrascavo) di 5.17 m, prevede un rivestimento di prima fase costituito da ancoraggi di tipo Superwellex Pm24, lunghezza 4.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m e uno strato di betoncino proiettato di spessore nominale pari a 5+10 cm. Inoltre il rivestimento di prima fase sarà chiuso in arco rovescio mediante una sella in calcestruzzo C30/37 per permettere la movimentazione della TBM, sopra il quale verrà posto in opera un concio prefabbricato in calcestruzzo C30/37 prima della realizzazione del rivestimento definitivo.

Quest'ultimo è costituito da calcestruzzo C30/37 con spessore variabile da 67 cm in corrispondenza della calotta fino a 60 cm in platea. Tali spessori sono da intendersi come spessori nominali che, al netto delle tolleranze di costruzione e di tracciamento, si traducono in 61 e 54 cm minimi, rispettivamente in calotta e platea.

Nelle tratte in classe II con coperture maggiori di 1000m, come quelle in oggetto, è prevista una sezione di scavo (GL-MATRb), rinforzata con ancoraggi di tipo Dywidag SN28, lunghezza 5.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m e uno strato di betoncino proiettato pari a 5+10 cm. Anche in questa circostanza il rivestimento di prima fase sarà chiuso in arco rovescio mediante una sella in calcestruzzo C30/37 per permettere la movimentazione della TBM, sopra il quale verrà posto in opera un concio prefabbricato in calcestruzzo C30/37 prima della realizzazione del rivestimento definitivo. Tale sezione consente di limitare i possibili fenomeni di rockburst. Le geometrie dei rivestimenti non variano rispetto alla GL-MAT3.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento dei rivestimenti della sezione GL-MAT.

2 MATERIALIEN

2.1 SPRITZBETON

Für die Bemessung der Außenschale wird ein Spritzeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften angenommen:

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$$

Wobei:

- E_{cm} = Mittelwert Sekantenmodul
- f_{ck} = charakteristische Druckfestigkeit des Spritzbetons nach 28 Tagen

2.2 ANKER

Es werden Anker vorgesehen des Typs:

- Superswellex Pm24
- Dywidag SN28

Mit folgenden Eigenschaften:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$N_y = 200 \text{ kN (Pm24)}$$

$$N_y = 413-200 \text{ kN (SN28)}$$

Wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- N_y = Ermüdungslast

2.3 BETON

Für die Bemessung der Innenschale wird ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften berücksichtigt:

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$$

Wobei:

- E_{cm} = Mittelwert Sekanten Modul
- f_{ck} = charakteristische Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

2 MATERIALI

2.1 BETONCINO PROIETTATO

Per il dimensionamento del rivestimento di prima fase in betoncino proiettato si considera un calcestruzzo classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_{cm} è il valore medio del modulo elastico secante
- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del betoncino proiettato a 28 giorni

2.2 ANCORAGGI

Si prevede l'utilizzo di ancoraggi tipo:

- Superswellex Pm24
- Dywidag SN28

Aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_s è il modulo elastico
- N_y è il carico di snervamento (del chiodo e della testa nel caso di chiodi da roccia tipo SN28)

2.3 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo si considera un calcestruzzo con classe di resistenza 30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_{cm} è il valore medio del modulo elastico
- f_{ck} è la resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo dopo 28 giorni

2.4 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Bemessung der Außenschale ist Stahl des Typs B450C heranzuziehen:

2.4 ACCIAIO DA ARMATURA

Per il dimensionamento dell'anello si utilizza l'acciaio tipo B450C:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MN/m}^2$$

wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- f_{yk} = charakteristische Spannung der Stahlermüdung von Stahlbeton

dove:

- E_s è il modulo elastico
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento acciaio per cemento armato

3 GEOTECHNISCHES MODELL

3.1 GEOLOGIE UND GEOMECHANIK

Die Strecken der Haupttunnels von Tabella 1 durchqueren, gemäß den geomechanischen und Detailplanungsprofilen [3] [4], die geomechanisch homogene Zone 26 (GB-G-GA-1), mit variablen Überdeckungen, die von 1090 m bis 1265 m reichen.

Zone number	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden	Rock mass name
	[km]	[km]	[m]	[m]	[m]	
26	49.0	50.3	1255	1265	1090	GB-G-GA-1

Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen

Folgende Tabellen zeigen die geomechanischen Grundparameter für die Definition jeder geomechanischen homogenen Zone und die Wahrscheinlichkeitsverteilung nach Bieniawskis der unterschiedlichen Klassen.

Zone number	26
Rock mass name	GB-G-GA-1
$\gamma(m)$ [kN/m ³]	26.7
$\gamma(\sigma)$ [kN/m ³]	0.15
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	115
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	19
$m_i(m)$	24
$m_i(\sigma)$	4
$E_i(m)$ [GPa]	34
$E_i(\sigma)$ [GPa]	6.1
RMR(m)	73
RMR(σ)	11
GSI(m)	77
GSI(σ)	13
Zone number	26
Rock mass name	GB-G-GA-1
p(class I)	25%
p(class II)	60%
p(class III)	15%
p(class IV)	-
p(class V)	-

Tabelle 3: Gebirgscharakterisierung in der homogene Zone GB-G-GA-1 und probabilistische Verteilung der verschiedenen Klassen

Wobei:

- γ = spezifisches Gewicht des Gebirges
- σ_{ci} = einaxiale Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix
- m_i = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- E_i = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- RMR = *Rock Mass Rating 1989*
- GSI = *Geological Strength Index*

3 MODELLO GEOTECNICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

In accordo con i profili geomeccanici e progettuali di dettaglio [3] [4] le tratte delle Gallerie di Linea riportate in Tabella 1, attraversano la zona di caratteristiche geomeccaniche omogenee 26 (GB-G-GA-1), con coperture variabili da 1090 m a 1265 m.

Tabella 2: Zona geomeccanica omogenea

Le seguenti tabelle riportano i parametri geomeccanici di base che caratterizzano la zona geomeccanicamente omogenea e la distribuzione probabilistica delle diverse classi secondo la classificazione di Bieniawski.

Tabella 3: Caratterizzazione dell'ammasso nella zona omogenea GB-G-GA-1 e distribuzione probabilistica delle diverse classi

Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.
- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale di matrice.
- m_i è un parametro di curvatura dell'involuppo di rottura triassiale del materiale roccia.
- E_i è il modulo di deformazione di matrice.
- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [23] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

I parametri di deformabilità e di resistenza caratteristici di ciascuna tratta sono stati calcolati in accordo al principio di linearizzazione dell'involuppo di rottura proposto da Hoek & Brown [23] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm}	ψ
		[-]	[m]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
26	GB-G-GA-1	I	1265	26.7	51.0	34.8	9.3	3.2	28678	12.7
		II		26.7	46.0	34.8	5.9	3.2	19552	10.1
		III		26.7	40.3	33.9	4.3	3.0	6922	5.0

Tabelle 4: typische Parameter der Gebirges

Tabella 4: Parametri caratteristici dell'ammasso

Wobei:

- Φ_{picco} = Reibungswinkel am Peak
- Φ_{res} = Restreibungswinkel
- c_{picco} = Kohäsion am Peak
- c_{res} = Restkohäsion
- E_{rm} = Gebirgsmodul
- ψ = Dilatanz

Dove:

- Φ_{picco} è la resistenza al taglio di picco.
- Φ_{res} è la resistenza al taglio residua.
- c_{picco} è la coesione di picco.
- c_{res} è la coesione residua.
- E_{rm} è il modulo d'ammasso.
- ψ è la dilatanza.

3.2 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

Auf Grund der verfügbaren Daten der Regelplanung, die im geologischen Profil zusammengefasst werden, sind Trennflächenfamilien ermittelt worden für den geomechanisch homogenen Bereich, Gegenstand der Studie.

3.2 ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ

Sulla base dei dati disponibili dalla progettazioni di sistema e riassunti nel profilo geologico sono state individuate delle famiglie di discontinuità per la zona geomeccanicamente omogenea oggetto di studio

Famiglie di discontinuità	Immersione	Inclinazione	Persistenza max
	[°]	[°]	[m]
K1	141	76	10
K2	243	88	10
K3	163	11	10
K4	332	44	3

Tabelle 5: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1

Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1

3.2.1 Trennflächenparameter

Auf Grund der im geomechanischem Bericht der Regelplanung aufgezeigten Charakterisierung, sind den Trennflächen folgende typische Festigkeitswerte zugeordnet worden:

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $c_k = 0.15\text{MPa}$

3.2.1 Parametri sulle discontinuità

Alle discontinuità, sulla base della caratterizzazione riportata nella relazione geomeccanica della progettazione di sistema, sono stati assegnati i seguenti valori caratteristici di resistenza:

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $c_k = 0.15\text{MPa}$

4 GEBIRGSVERHALTEN

Die Ermittlung der Gebirgslast, sowie die Ermittlung der Lastableitung von der Außen- auf die Innenschale erfolgt in Abhängigkeit des Gebirgsverhaltens:

- Bei druckhaftem Gebirgsverhalten werden die Gebirgslasten durch numerische Modellierung der Interaktion zwischen Gebirge und Schale ermittelt
- Bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten ermitteln sich die Gebirgslasten in erster Linie aus der Bruchkörperanalyse.

Zur Einschätzung des Gebirgsverhaltens und zur Differenzierung zwischen den beiden Gebirgsverhalten ist das Kennlinienverfahren anzuwenden.

4.1 ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN

Zur Abschätzung des Gebirgsverhalten ist das Kennlinienverfahren eingesetzt worden.

Beim Kennlinienverfahren wird das wechselseitige Verhältnis bestimmt, zwischen radialen Druck auf den Umriss des Hohlraums p und radiale Verschiebung u_r (späterhin Konvergenz) auf den Umriss selbst.

Diese Linien sind hier trassiert worden durch eine elastisch-plastisch bildendes Models, mit softening und nicht-assoziiertem Gebirgsmaterialfluss, nach Mohr-Coulomb, in ihrer von Ribacchi vorgeschlagenen Formulierung [19].

Die analysierten Kurven, zur Ermittlung des Verhaltens Gebirge-Ausbruch, sind:

- Radialer Druck - Konvergenz
- Konvergenz - Ortsbrustabstand
- Radialer Druck - Ausdehnung der Plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - Ausdehnung der Plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - fiktive Ausbruchkräfte (die fiktiven Ausbruchkräfte sind die radialen Drucke, welche prozentuell zum ursprünglichen lithostatischen Druck ausgedrückt werden; durch Anwendung dieser auf die Wände eines zylinderförmigen Hohlraums von unendlicher Länge, werden dieselben radialen Konvergenzen u_r erreicht, die man in einem realen Hohlraum hat).

Die Kurve "Konvergenz- Ortsbrustabstand" ist durch eine vereinfachte analytische Prozedur ermittelt worden die folgende Relationen benutzt (siehe Nguyen, Minh et al. und [20]):

4 COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il calcolo del carico dell'ammasso e il calcolo del trasferimento del carico dal rivestimento esterno al rivestimento definitivo dipendono dal comportamento dell'ammasso:

- In caso di comportamenti dell'ammasso di tipo spingente, i carichi si calcolano tramite modellazione numerica dell'interazione fra ammasso e rivestimento;
- In caso di ammasso altamente fratturato, i carichi si calcolano mediante l'analisi dei blocchi potenzialmente instabili.

Per la valutazione del comportamento dell'ammasso e per la differenziazione tra i due comportamenti si utilizza il metodo delle curve caratteristiche.

4.1 VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il metodo utilizzato per la valutazione del comportamento dell'ammasso è il metodo delle Linee Caratteristiche.

Nelle Linee Caratteristiche viene definito il legame reciproco tra pressione radiale sul contorno del cavo p e spostamento radiale u_r (detto nel seguito convergenza) sul contorno stesso.

In questa sede tali linee sono state tracciate assumendo un modello costitutivo elasto-plastico con softening e flusso non associato del materiale roccia secondo Mohr-Coulomb, nella loro formulazione proposta da Ribacchi [19].

Le curve analizzate per la determinazione del comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo sono:

- Pressione Radiale – Convergenza.
- Convergenza – Distanza dal Fronte.
- Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo (le forze fittizie di scavo sono le pressioni radiali, espresse in percentuale sulla pressione litostatica originaria, che, applicate alle pareti di una cavità cilindrica di lunghezza infinita, consentono di ottenere le stesse convergenze radiali u_r che si hanno nella cavità reale).

La curva "Convergenza – Distanza dal fronte" è stata ricavata attraverso un procedimento analitico semplificato che sfrutta le seguenti relazioni (si vedano Nguyen, Minh et al. e [20]):

$$u_f = 0.3 \cdot u_{inf}$$

$$\frac{c(x)}{c_{inf}} = 1 - \left[\frac{1}{1 + x / (0.84 \cdot R_{inf})} \right]^2$$

wobei:

- u_f = Ortsbrustkonvergenz
- u_{inf} = absolute Konvergenz ins Unendliche
- $c(x) = c_r$ = relative Konvergenz
- c_{inf} = relative Konvergenz ins Unendliche
- x = Ortsbrustabstand
- R_{inf} = plastischer Gesamtradius (ins unendliche)

dove:

- u_f è la convergenza al fronte
- u_{inf} è la convergenza assoluta all'infinito
- $c(x) = c_r$ è la convergenza relativa
- c_{inf} è la convergenza relativa all'infinito
- x è la distanza dal fronte
- R_{inf} è il raggio plastico totale (all'infinito)

Die Kurven " Ortsbrustabstand - fiktive Aushebungskräfte" und "Ortsbrustabstand - plastischer Streifen" sind per Herausarbeitung von den andren dreien entnommen worden.

Per quanto riguarda le curve "Distanza dal fronte – Forze Fittizie di scavo" e "Distanza dal fronte - Fascia Plastica", esse sono derivate dalle altre tre per estrapolazione.

In Tabelle 6 ist ein Maßstab [21] [22] aufgezeigt zur Abschätzung der Ortsbrust abhängig von den Berechnungsergebnissen mit dem Kennlinienverfahren ((Ortsbrustkonvergenz und Ausdehnung der plastischen Zone an der Ortsbrust).

In Tabella 6 si riporta un criterio [21] [22] per stimare il comportamento del fronte di scavo in funzione dei risultati delle analisi con le Linee Caratteristiche (convergenza al fronte e estensione della fascia plastica al fronte).

Fronte stabile Stabile Ortsbrust	Fronte stabile a breve termine Kurzfristige stabile Ortsbrust	Tendenza all'instabilità del fronte Instabilitätsneigung der Ortsbrust	Fronte instabile Instabile Ortsbrust
$c_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < c_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < c_f < 3\% R_{scavo}$	$c_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{pl f} \ll R_{scavo}$	$F_{pl f} < R_{scavo}$	$F_{pl f} \geq R_{scavo}$	$F_{pl f} \gg R_{scavo}$

Tabelle 6: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [21] [22]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; $F_{pl f}$ = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchradius

Tabella 6: Criteri di stabilità proposti in [21] [22]; c_f = convergenza al fronte; $F_{pl f}$ = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo

Die ausgeführten Berechnungen mit dem Kennlinienverfahren berücksichtigen einen Ausbruchradius von 4.86 m.

Le analisi con le Linee Caratteristiche sono state eseguite, considerando un raggio di scavo di 4.86 m.

In Folge ist eine Tabelle mit den Hauptergebnissen der Berechnungen aufgezeigt. Zum Vergleich werden auch die Ergebnisse des Kennlinienverfahrens der gesamten mit offener TBM vorgetriebenen Strecke (Kilometrierung Km 49+117 und 52+622 der Oströhre) aufgerufen, dessen Inputparameter im spezifischen Bericht [6] aufgezeigt sind.

Di seguito è riportata una tabella con i principali risultati delle analisi. Per confronto sono richiamati anche i risultati delle Linee Caratteristiche di tutta la tratta scavata con la TBM aperta (progr. Km 49+117 e 52+622 della canna est) i cui parametri di input sono riportati nella relazione specifica [6].

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	c_f	c_a	c_r	F_{plf}	F_{pla}	c_f/R	F_{plf}/R	c_r/R	F_{pla}/R
		[-]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]
26	GB-G-GA-1	I	1265	0.31	1.03	0.72	0.00	0.61	0.06%	0.00	0.15%	0.13
		II		0.63	2.10	1.47	0.00	1.65	0.13%	0.00	0.30%	0.34
		III		2.03	6.77	4.74	0.00	2.59	0.42%	0.00	0.98%	0.53
27	GB-G-GA-2	III	1290	1.79	5.96	4.17	0.19	3.19	0.37%	0.04	0.86%	0.66
28	GB-G-GA-3	I	1355	0.36	1.19	0.83	0.00	0.46	0.07%	0.00	0.17%	0.09
		II		0.74	2.46	1.72	0.00	1.53	0.15%	0.00	0.35%	0.32
		III		2.30	7.67	5.37	0.00	2.44	0.47%	0.00	1.11%	0.50
29	GB-G-GA-4	II	1150	1.06	3.52	2.47	0.00	2.54	0.22%	0.00	0.51%	0.52
		III		4.22	14.05	9.84	0.50	3.82	0.87%	0.10	2.02%	0.79
30	GB-G-GA-5	I	1145	0.26	0.86	0.60	0.00	0.21	0.05%	0.00	0.12%	0.04
		II		0.56	1.86	1.30	0.00	1.34	0.11%	0.00	0.27%	0.28
		III		1.68	5.60	3.92	0.00	2.20	0.35%	0.00	0.81%	0.45
31	GB-G-GA-6	II	970	0.44	1.48	1.04	0.00	1.11	0.09%	0.00	0.21%	0.23
		III		1.40	4.65	3.26	0.00	1.90	0.29%	0.00	0.67%	0.39

Tabelle 7: Zusammenfassung der Ergebnisse der Kennlinienverfahren
Die durchgeführten Berechnungen heben keine Verformungs- und Stabilitätsproblematik hervor; das erwartete Verhalten des Ausbruchs ist substantiell des elastischen Typs, und die Ortsbrust erweist sich als stabil, bei substantieller Erhaltung der maximalen Festigkeitsmerkmale des durchdrungenen Materials.

Nur bei Zone 29 in Klasse III, welche von diesem Ausbruchquerschnitt GL-MAT nicht betroffen ist, heben die durchgeführten Überprüfungen ein Zuwachs der plastischen Zone hervor, die jedenfalls unter dem Ausbruchradius liegt, und eine Erhöhung der Konvergenzen; die relative Konvergenz ist in Höhe von 10 cm.

Zur Überprüfung des sich im Inneren der Zone 26 entwickelnden Ausbruchquerschnitts GL-MAT wurden vorsichtshalber die Parameter der Zone 28 in Klasse III benutzt, welche zur Berechnung des Ausbruchquerschnitts GL-MA3 [6] angewandt wurden. Die Berechnungsergebnisse mit den Kennlinienverfahren zeigen, dass diese Wahl vorsichtig ist.

Die Innenschalenüberprüfung des Ausbruchquerschnitts GL-MAT wurde sowohl auf die Lockerungslast des Gebirges als auch auf die Last eines abbrechenden möglich instabilen Felsens durchgeführt.

Tabella 7: Sintesi dei risultati delle Linee Caratteristiche

Le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità; il comportamento del cavo atteso è di tipo sostanzialmente elastico, e il fronte si presenta stabile, conservando sostanzialmente le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Solo in corrispondenza della zona 29 in classe III, non interessata dallo scavo della sezione in oggetto GL-MAT, le verifiche condotte evidenziano un incremento della fascia plastica, comunque inferiore del raggio di scavo, ed un incremento delle convergenze; la convergenza relativa è dell'ordine dei 10cm.

Per la verifica della sezione GL-MAT, che si sviluppa all'interno della zona 26 sono stati cautelativamente utilizzati i parametri della zona 28 in classe III, adottati per il calcolo della sezione GL-MA3 [6]. I risultati delle analisi con le Linee Caratteristiche mostrano che tale scelta è cautelativa.

La verifica del rivestimento definitivo della sezione GL-MAT, è stata effettuata, oltre che nei confronti del carico di allentamento dell'ammasso, anche nei confronti del carico dovuto al distacco di un blocco di roccia potenzialmente instabile.

5 AUSSENSCHALE

5.1 BRUCHKÖRPERANALYSE

5.1.1 Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

Aus der Analyse des Kennlinienverfahrens entnimmt man, dass das Gebirgsverhalten in Klasse II und III sich schier im elastischen Feld hält mit sehr reduzierten relativen Konvergenzen. Folglich wird die Gebirgslast in diesen Klassen auch durch die Bruchkörperanalyse geschätzt.

Die Maße der Blöcke bestimmt die zu berücksichtigenden Lasten auch für die darauffolgende Dimensionierung der Innenschale. Folgende Abbildung zeigt das Beispiel einer Transposition der zu applizierenden Last auf einem statischen Modell der auf ein Federbett aufgelegten Innenschale.

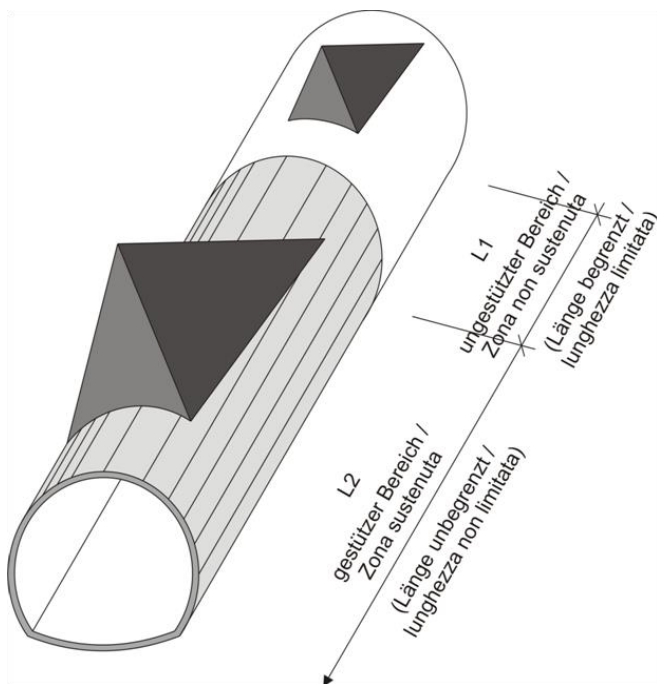


Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgsbelastung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

5.1.2 Nachweisverfahren

Gemäß NTC 2008 [7] wurden die Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Demnach werden die Einwirkungen um $\gamma_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände um $\gamma_C = 1,50$ bzw. $\gamma_s = 1,15$ reduziert. Der typische Reibungswert zwischen Einlage und Gebirge wurde um den Koeffizienten 1.3 faktorisiert.

Die Trennflächen Parameter c' und $\tan\phi'$ werden, laut §6.2.3.1.2 der N.T.C.2008, um den Beiwert 1.25 reduziert.

5 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

5.1 ANALISI DEI BLOCCHI

5.1.1 Carichi dell'ammasso altamente fratturato

Dall'analisi delle Linee Caratteristiche si evince che il comportamento dell'ammasso in classe II e III si mantiene pressoché in campo elastico con convergenze relative molto ridotte. Conseguentemente, il carico dell'ammasso in queste classi è valutato anche attraverso l'analisi a blocchi.

Le dimensioni dei blocchi definiscono i carichi da considerare anche per il successivo dimensionamento del rivestimento definitivo. La seguente figura illustra l'esempio di una trasposizione del carico da applicare al modello statico del rivestimento definitivo appoggiato su un letto di molle.

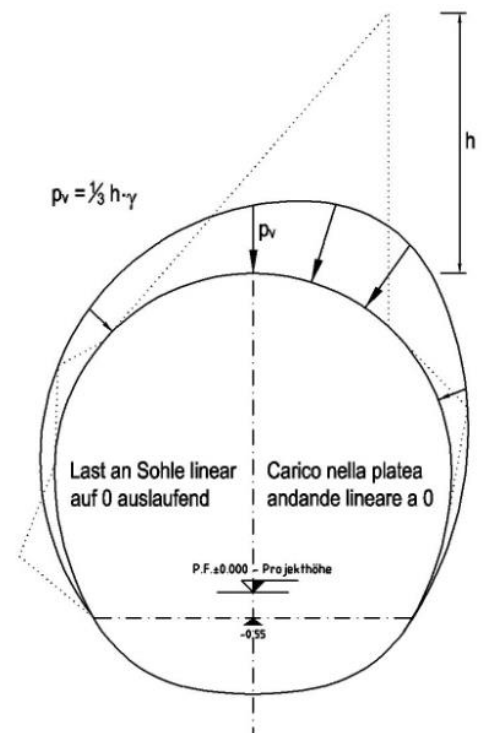


Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato

5.1.2 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 [7] sono stati considerati i fattori parziali di sicurezza secondo i quali le azioni vengono aumentate di $\gamma_G = 1,30$ e le resistenze ridotte di $\gamma_C = 1,50$ ovvero $\gamma_s = 1,15$. Il valore caratteristico di aderenza tra incluso e ammasso è stato fattorizzato per il coefficiente 1.3.

I parametri di discontinuità c' e $\tan\phi'$ vengono ridotti del coefficiente 1.25 in accordo con il §6.2.3.1.2 delle N.T.C.2008.

Für die Überprüfung mittels Bruchkörperanalyse wird folgendes Sicherheitskonzept berücksichtigt.

Per la verifica basata sull'analisi dei blocchi deve essere considerato il seguente criterio di sicurezza.

$$E_d \leq R_d$$

Wobei:

- R_d = Bemessungswiderstandwert
- E_d = Bemessungswert der Einwirkungen

Dove:

- R_d = Valore della resistenza di progetto
- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni

5.1.3 Analysierte Fälle und Ergebnisse

Für die vom Abbruch eines möglich instabilen Felsens erzeugte Last wurden vorsichtshalber die Planungswerte gewählt, welche zur Bemessung des Ausbruchquerschnitts Typ GL-MA3 benutzt wurden und im Berechnungsbericht [6] aufgezeigt sind.

Der Nachweis wurde mit dem Berechnungsprogramm UNWEDGE 3.0 durchgeführt. Dabei wird die Wirksamkeit der Anker in Abhängigkeit von deren Neigung Rutschrichtung der Felsblöcke und in Hinblick auf die Scherfestigkeit der Kluffüllungen.

Alle Überprüfungen haben gezeigt, dass die Nietungen in der Lage sind immer ein Sicherheitsfaktor über 1.3, gleich Y_G , zu sichern.

Die maximale Höhe eines gravitatischen Abbrechens zeigt sich in der Zone GB-G-GA2, welche in [3], [4] festgelegt ist, und beträgt 3.63 m. Der Blockabbruch entspricht einer Last auf der Spritzbetonschale von

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 32.3kPa$$

5.1.3 Casi analizzati e risultati

Per il carico dovuto al distacco di un blocco di roccia potenzialmente instabile sono stati cautelativamente scelti i valori di progetto utilizzati per il dimensionamento della sezione tipo GL-MA3 riportati nella relazione di calcolo [6].

Tali analisi sono state effettuate con il programma di calcolo UNWEDGE 3.0 considerando l'efficacia dei chiodi in funzione della loro inclinazione rispetto al direzione di scivolamento del blocco e considerando la resistenza a taglio degli inclusi.

Tutte le verifiche hanno dimostrato che le chiodature sono in grado di garantire sempre un fattore di sicurezza maggiore di 1.3, uguale a Y_G .

L'altezza massima di un distacco gravitativo si presenta nella zona GB-G-GA2, definita in [3], [4], ed è pari a 3.63 m. Il distacco del blocco si traduce in un carico sul rivestimento di entità pari a

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 32.3kPa$$

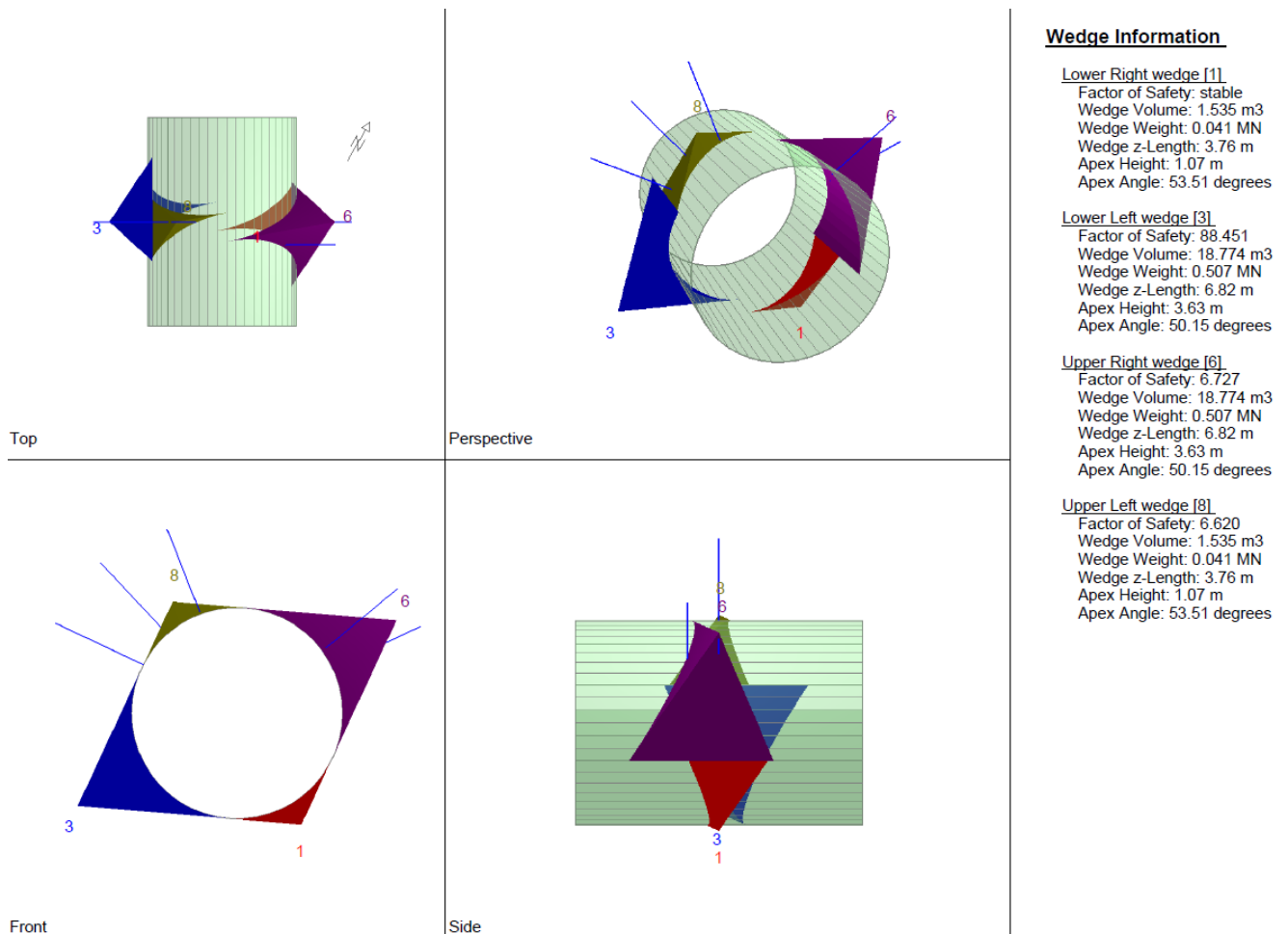


Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2)

Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA2)

5.2 ANALYSE DER AUSHEBUNGSPHASEN

Wie vorhergehend angedeutet, entnimmt man aus der Analyse des Kennlinienverfahrens, mit Ausnahme der Berechnung in Klasse III der Zone 29, dass in Klasse III das Gebirgsverhalten durch reduzierte Konvergenzen in Zentimeter Größenordnung, charakterisiert ist, sowie durch Bildung einer plastischen Zone, welcher immer unter dem Ausbruchradius liegt gekennzeichnet ist.

Um abzuschätzen welcher Lastfall, der Gebirgsdruck oder das Loslösen eines Bruchkörpers (Absatz 5.1), maßgebend ist, wurde auf die Innenschale des GL-MAT auch die Gebirgslast aus der Finite-Differenzen-Analyse, welche mit dem FLAC-Programm für den entsprechenden Ausbruchquerschnitt GL-MA3 [6] durchgeführt und in Folge kurz aufgerufen wurde, angewandt. Laut den Ergebnissen des Kennlinienverfahrens von Kapitel 4.1 erweist sich diese Wahl als vorsichtig.

Das FLAC-Programm der Finite-Differenzen ermöglicht den Verlauf einer Last und das spannungs-verformende Verhalten

5.2 ANALISI DELLE FASI DI SCAVO

Come precedentemente accennato, dall'analisi delle Linee Caratteristiche, esclusa l'analisi in classe III della zona 29, si evince che in classe III il comportamento dell'ammasso è caratterizzato da convergenze ridotte, dell'ordine centimetrico, e dalla formazione di una fascia plastica sempre inferiore al raggio di scavo.

Al fine di valutare se il carico d'ammasso è più o meno gravoso del carico dovuto al distacco di un blocco (paragrafo 5.1), sul rivestimento definitivo della GL-MAT è stato applicato anche il carico dell'ammasso ricavato dalla analisi alle differenze finite, condotta con il programma di calcolo FLAC, per la corrispondente sezione GL-MA3 [6], di seguito brevemente richiamata. Secondo i risultati dell'analisi con le Linee Caratteristiche riportati al paragrafo 4.1, tale scelta risulta cautelativa.

Il programma alle differenze finite FLAC consente di seguire la storia di carico e il comportamento tensio-deformativo

des Gebirges durch alle Schritte der Baurealisierung zu verfolgen.

Modellierung im ebenen Verformungszustand, d.h.:

- Das geotechnische Bezugsmodell stellt einen Querschnitt orthogonal zur Tunnelachse dar;
- Die Definition des Spannungs-Verformungs-Verhaltens und der Festigkeit des Gebirges ist vom Ausbruch abhängig;
- Die Definition des Spannungszustands im Gebirge, vor dem Tunnelvortrieb ist erforderlich;
- Die einzelnen Ausbruchphasen sowie die entsprechende Ausbruchsicherung werden modelliert.

5.2.1 Der Berechnungskodex

Die Zahlenanalysen wurden mit Hilfe des Berechnungsprogramms FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) durchgeführt, ein Berechnungskodex zur Analyse der Ebenen Probleme, die das mechanische Verhalten von kontinuierlichen Media (Böden, Gebirge) und interagierende Strukturen betrifft. Die Berechnungen wurden entwickelt um das Verhalten des Hohlrums zu analysieren und die Angemessenheit der vorgesehenen Schalen zu kontrollieren.

Die Analysenmethode zu den Finite-Differenzen besteht in der Diskretisierung der Differentialgleichungen, die das zu überprüfende physische Problem regieren, indem man den Ableitungen ein Verhältnis innerhalb Finite-Werten substituiert. So gehen Differentialgleichungen in algebraische Gleichungen über, die dann in weiteren Berechnungsschritten zu lösen sind. Der Berechnungsalgorithmus folgt einem ausdrücklichen Lagrange-Schema zur direkten Zeitintegration, welches eine leichte (und sehr schnelle) Bearbeitung der nichtlinearen Systeme, mit hohen Verformungen, mit sehr fortgeschrittenen Einsturz- und Instabilitätslagen zulässt. Die Diskretisierung wird durchgeführt indem ein Teil des berücksichtigten Kontinuums mit einem Raster, aus quadratischen Maschen bei denen die Spielgrößen an den Knoten festgelegt sind, überlagert wird. Jeder Zone werden die physischen und mechanischen Eigenschaften zugeordnet die dessen Verhalten bei der Berechnung charakterisieren. Die Scheitel jeder Zone bilden die Rasterknoten, an dessen Koordinaten die Lagrange-Formulierung, zur Analyse des Kontinuums, ausgerichtet ist. Die erste Ableitung einer Funktion, hinsichtlich einer unabhängigen Variablen, kann mit einem Verhältnis zwischen der von der Funktion erlittenen Differenz beim Wechsel von einem Knoten zum angrenzenden, und der entsprechenden Differenz der unabhängigen Variablen ersetzt werden. Für jeden Rasterknoten schätzt man die Masse m , die Resultante

dell'ammasso roccioso durante tutte gli step per la realizzazione dell'opera.

Le analisi, condotte nell'ipotesi di deformazioni piane, comportano:

- La definizione del modello geotecnico di riferimento che rappresenta una sezione trasversale all'asse della galleria;
- La definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi;
- La definizione dello stato tensionale presente nell'ammasso prima dello scavo della galleria;
- La simulazione delle fasi di scavo e di messa in opera dei sostegni.

5.2.1 Il codice di calcolo

Le analisi numeriche sono svolte utilizzando il programma di calcolo numerico FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), codice di calcolo per l'analisi di problemi piani riguardanti il comportamento meccanico di mezzi continui (terreni, rocce) e di strutture interagenti. Le analisi sono sviluppate per analizzare il comportamento del cavo e verificare l'adeguatezza dei rivestimenti previsti.

Il metodo di analisi alle differenze finite consiste nella discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame sostituendo alle derivate un rapporto tra termini finiti. In tal modo le equazioni differenziali si trasformano in equazioni algebriche da risolversi in passi successivi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano "esplicito" per integrazione diretta nel tempo, in grado di lavorare agevolmente (e molto velocemente) per sistemi non lineari, con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità. La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata una griglia, a maglie quadrilatera, in cui in corrispondenza dei nodi sono definite le grandezze in gioco. A ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzeranno il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia, alle cui coordinate è riferita la formulazione Lagrangiana adottata per l'analisi del continuo. La derivata prima di una funzione, rispetto ad una variabile indipendente, si può sostituire con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione nel passare da un nodo ad uno contiguo e la corrispondente variazione della variabile indipendente. Per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni, ecc.), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate da uno stesso nodo, e la forza sbilanciata agente sul nodo F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$);

der externen Kräfte F_e (Gravitation, externe Lasten, usw.), die Resultante der internen Kräfte F_i , welche per Integrierung der Kräfte in den vom selben Knoten verbundenen Zonen berechnet werden, und die aus dem Gleichgewicht gebrachten Kraft, die auf den Knoten wirkt F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$). Um das System im Gleichgewicht zu halten muss die nichtbalancierte Kraft gleich null sein. Im Allgemeinen endet der iterative Prozess wenn die nichtbalancierte Kraft an einen niedrigeren Wert als den der festgelegten Toleranz gelangt.

5.2.2 Analysierte Ausbruchquerschnitte

Wie bereits angedeutet, wurden zur Bemessung des Ausbruchquerschnitts GL-MAT3 die Lasten benutzt, welche aus den Span-Verformung Gebirgsanalysen des Ausbruchquerschnitts GL-MA3, in [6] aufgezeigt, entnommen wurden.

5.2.3 Bildendes Gebirgsmodell

Das Gebirge ist als ein kontinuierlich elastisch-plastisches Medium modelliert worden mit einem Festigkeitskriterium des Typs Mohr-Coulomb mit softening und nicht assoziiertem Fließgesetz. Insbesondere sind die elastischen (Verformungsmodul und Poisson-Beiwert), elastisch-plastischen (Reibungswinkel und Peak- und Restkohäsion) und physischen (Dichte) Eigencharakteristika der vom Ausbruch betroffenen Felsen festgelegt worden.

5.2.4 Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage

Aufgrund der Symmetrie der zu untersuchenden Problemstellung, erstreckt sich das Berechnungsmodell über eine Breite von 100 m ab den Grenzen der Hohlräume und über eine Höhe von 200 m, von denen 100 m unter und 100 m über der Schienenoberkante liegen. Durch die gewählten Modellabmessungen kann davon ausgegangen werden, dass eventuelle Randeinflüsse vernachlässigbar werden. Das Gebirge wurde mittels zweidimensionaler, quadratischer Elemente mit Abmessungen von ca. 200x200 cm diskretisiert. In der Nähe des Tunnels wird die Mesh verdichtet und die Elemente erreichen Abmessungen von ca. 50x50 cm.

Die gewählten Auflagerbedingungen verhindern Verschiebung in beide Richtungen am unteren Modellrand und blockieren Verschiebungen in horizontaler Richtung an den vertikalen Modellrändern. Am oberen Modellrand wurde ein Druck aufgebracht, welcher der vorhandenen Bodenauflast (von Tunnel bis Geländeoberkante) entspricht.

Der Tunnel hat einen Berechnungsradius, inkl. des Extraausbruchs, von 4.86 m.

Die Kraftlage vor Ort ist gemäß folgenden Verhältnissen ausgewertet worden:

affinché il sistema sia in equilibrio la forza sbilanciata deve essere nulla. In genere, il processo iterativo termina quando la forza sbilanciata arriva ad un valore minore di una tolleranza prestabilita.

5.2.2 Sezioni analizzate

Come già accennato, per il dimensionamento della sezione GL-MAT3 sono stati utilizzati i carichi ricavati dalle analisi tenso-deformative dell'ammasso per la sezione tipo GL-MA3, riportati in [6].

5.2.3 Modello costitutivo dell'ammasso

L'ammasso è stato modellato come un mezzo continuo elasto-plastico avente criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb con softening e legge di flusso non associata. In particolare sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione e coefficiente di Poisson), elasto-plastiche (angolo di resistenza al taglio e coesione, di picco e residui) e fisiche (densità) proprie delle rocce interessate dallo scavo.

5.2.4 Geometria del modello e stato tensionale iniziale

Il modello di calcolo, in virtù della simmetria del problema, si estende per 100 m in larghezza e 200 m in altezza, di cui 100 m al di sotto del piano del ferro e 100 m al di sopra di quest'ultimo. Tali limiti sono sufficienti per ritenere trascurabili gli effetti di bordo. L'ammasso è stato discretizzato mediante elementi bidimensionali quadrati di dimensioni pari a circa 200x200 cm, infitti in prossimità della galleria, dove assumono dimensioni pari a circa 50x50 cm.

Le condizioni di vincolo al contorno del modello prevedono spostamenti impediti in entrambe le direzioni lungo il boundary inferiore e spostamenti impediti in direzione orizzontale lungo i boundary verticali. Sul boundary superiore è applicata una pressione pari al peso del terreno presente in sito fino alla quota del piano campagna.

La galleria ha un raggio di calcolo, considerando l'extrascavo, di 4.86 m.

Lo stato di sforzo in sito è stato valutato secondo le seguenti relazioni:

$$\sigma_y = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_z$$

Wobei:

- Z = Abstand des allgemeinen Elements von der Geländeoberkante
- K_0 = Beiwert des waagrechten Schubs das gleich 0.75 angenommen ist.

Dove

- Z rappresenta la distanza del generico elemento dal piano campagna
- K_0 è il coefficiente di spinta orizzontale, assunto pari ad 0.75.

5.2.5 Eigenschaften der Außenschale

Folgende Tabelle stellt die Eigenschaften der Außenschale des analysierten Ausbruchquerschnitts dar:

	Chiodature						Betoncino		
	Tipo	N_y	L	Passo long.	Passo trasv.	n°	Classe	Sp. nominale	Sp. Minimo
		[kN]	[m]	[m]	[m]	[-]		[cm]	[cm]
GL-MA3	Pm24	200	4.5	1.5	1.8	6+7	C30/37	10	7.5

Tabelle 8: Eigenschaften der Außenschale des Berechnungsausbruchquerschnitts (GL-MA3)

5.2.5 Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase

La seguente tabella riporta le caratteristiche dei rivestimenti di prima fase della sezione analizzata:

Tabella 8: Caratteristiche rivestimenti di prima fase della sezione di calcolo (GL-MA3)

Die ins Modell eingesteckten Nieten werden mit einem entsprechenden Grenzwiderstand ihrer Ermüdungsfestigkeit um den mit BBT SE vereinbarten Widerstandsbeiwert faktorisiert ($Y_R = 1.3$ auf den Verbund Zementmörtel-Gebirge und $Y_R = 1.15$ auf Stahl). Die Nietungen werden als verformungsbegrenzend berücksichtigt und deshalb nicht geprüft, wobei die aus der FDM-Analyse entnommenen Belastungen verstärkt werden, aber, bei Zuordnung der Programmeingangsparameter, erweist sich deren Überprüfung implizit als zufriedenstellend.

I chiodi vengono inseriti nel modello con una resistenza limite pari alla loro resistenza a snervamento fattorizzata per il coefficiente sulle resistenze concordato con BBT SE ($Y_R = 1.3$ sull'aderenza malta cementizia-ammasso e $Y_R = 1.15$ sull'acciaio). Le chiodature vengono considerate come limitatrici di deformabilità e pertanto non vengono verificate amplificando le sollecitazioni ricavate dall'analisi FDM, ma la loro verifica, una volta assegnati i parametri in ingresso al programma, risulta implicitamente soddisfatta.

Die Anker sind mit spezifischen eindimensionalen Elementen (Cables) reproduziert worden, mit perfekt plastischem elastischen Verhalten (Abbildung 3) und an den Rasterknoten über eine Schnittstelle verbunden. Fläche, Verformungsmodul und Zugfestigkeit sind die am Ausbruchquerschnitt eines jeden Elements zugeordneten Parameter. Hinsichtlich der Schnittstelle dagegen, wird grundsätzlich das Schubverhalten des Mörtelrings rundum der Niete als ein Feder- und Schiebersystem in den Knoten der Elemente dargestellt (Abbildung 4). Das Schubverhalten des Mörtels, während der relativen Verschiebung zwischen Schnittstellenverstärkung und Mörtel und zwischen Mörtel und Felsen, ist von der Schubsteifigkeit des Mörtels numerisch beschrieben (k_{bond} in Figura 5). Die maximale Schubkraft die im Mörtel per Längeneinheit entwickelt werden kann ist dagegen eine Funktion der Reibungskraft zwischen Mörtel und Anker und Mörtel und Erde (S_{bond}); in den Berechnungen wurde die Reibungsfestigkeit ($S_{friction}=0$) nicht berücksichtigt.

Gli ancoraggi sono stati riprodotti con specifici elementi monodimensionali (Cables) aventi comportamento elastico perfettamente plastico (Figura 3) collegati ai nodi della griglia mediante un'interfaccia. I parametri assegnati alla sezione di ogni elemento sono l'area, il modulo di deformazione e la resistenza a trazione. Per quanto riguarda invece l'interfaccia, in linea di principio, il comportamento a taglio dell'anello di malta intorno al chiodo è rappresentato come un sistema di molle e slider situati nei nodi dell'elemento (Figura 4). Il comportamento al taglio della malta, durante lo spostamento relativo tra l'interfaccia del rinforzo e la malta e tra la malta e la roccia, è descritto numericamente dalla rigidità al taglio della malta (k_{bond} in Figura 5). La forza di taglio massima che si può sviluppare nella malta per unità di lunghezza è invece una funzione della forza di aderenza tra malta e ancoraggio e tra malta e terreno (S_{bond}); nelle analisi non si è tenuta in considerazione la resistenza per attrito ($S_{friction}=0$).

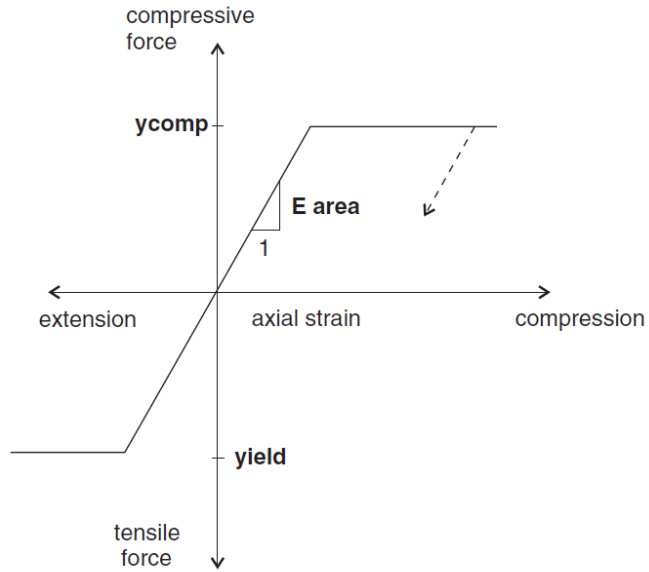


Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente

Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable

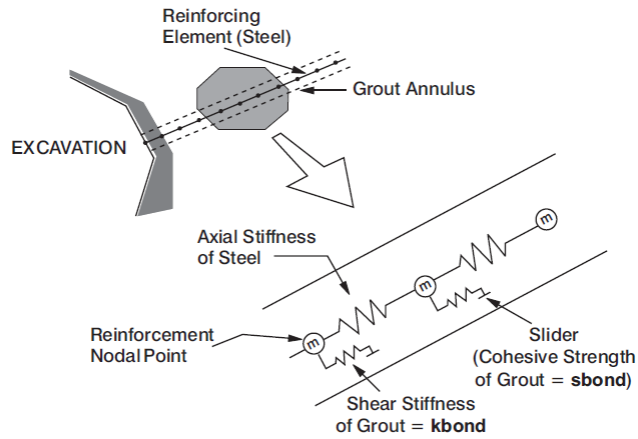
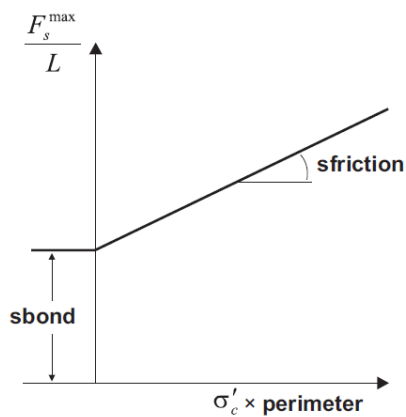
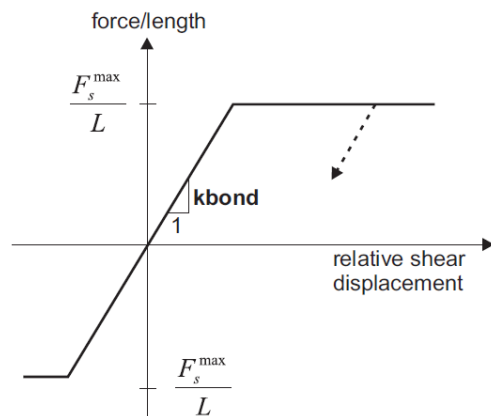


Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rundum des Ankers

Figura 4: Rappresentazione concettuale del comportamento a taglio dell'anello malta intorno all'ancoraggio.



a) Grout shear strength criterion



b) Grout shear force versus displacement

Abbildung 5: Schnittstellenverhalten

Figura 5: Comportamento dell'interfaccia

Die in FLAC anzuwendende Schubsteifigkeit des Mörtels k_{bond} wird grundsätzlich mittels folgendem Verhältnis geschätzt:

La rigidezza al taglio della malta k_{bond} da utilizzare in FLAC, in linea di principio, è stimata mediante la seguente relazione:

$$k_{bond} = \frac{2 \cdot \pi \cdot G}{10 \cdot \ln(1 + 2 \cdot t/D)}$$

Wobei:

- G = Schubmodul des Zementmörtels
- t = Stärke des Mörtels rundum der Niete
- D = Nietendurchmesser

Dove:

- G è il modulo di taglio della malta cementizia
- t è lo spessore della malta attorno al chiodo
- D è il diametro del chiodo

Die Höchstreibungskraft zwischen Mörtel und Erde S_{bond} kann mit folgendem Verhältnis berechnet werden:

La massima forza di aderenza tra malta e terreno S_{bond} può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_{bond} = \pi \cdot (D + 2 \cdot t) \cdot \tau_{peak}$$

$$\tau_{bond} = \tau_1 \cdot Q_b$$

Wobei:

- T_1 = seitliche Reibung Mörtel Erde
- Q_b = Beiwert der die Zementierungsqualität berücksichtigt (0.7)

Dove:

- T_1 è l'aderenza laterale malta terreno
- Q_b è un coefficiente che tiene conto della qualità della cementazione (0.7)

Im vorliegenden Fall, da kein Zementierungsmörtel zwischen Einlage und Gebirge vorhanden ist, sind den Reibungs- und Steifigkeitswerten der Schnittstelle Sicherheitswerte zugeordnet worden. Abschließend, sind die geplanten radial Nietungen mit folgenden Charakteristika modelliert worden:

Nel caso in oggetto, non essendo presente una malta di cementazione tra l'incluso e l'ammasso, i valori di aderenza e di rigidezza dell'interfaccia sono stati assegnati assumendo valori cautelativi. Concludendo, le chiodature radiali in progetto sono state modellate con le seguenti caratteristiche

	N_{yk}	E	A	D_{orig}	S_{orig}	D_{perf}	$\tau_{chiodo-roccia}$	Q_b	N_{yd}	S_{bond}	K_{bond}
	[kN]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN/m]	[kN/m/m]
Superswellex Pm24	200	210000	481	54	3	48	950	0.7	174	100	1.0E+07

Tabelle 9: Nietungen-Input

Wobei:

- N_{yk} = Ermüdungslast
- E = Elastizitätsmodul des Stahls
- A = Ausbruchquerschnittsfläche
- D_{orig} = ursprünglicher Einlagedurchmesser
- S_{orig} = ursprüngliche Einlagestärke
- D_{perf} = Bohrungsdurchmesser
- $T_{chiodo-roccia}$ = Reibung zwischen Niete und Gebirge
- N_{yd} = Planungslast

Tabella 9: Input delle chiodature

Dove:

- N_{yk} è il carico di snervamento
- E è il modulo elastico dell'acciaio
- A è l'area della sezione
- D_{orig} è il diametro originale dell'incluso
- S_{orig} è lo spessore originale dell'incluso
- D_{perf} è il diametro di perforazione
- $T_{chiodo-roccia}$ è l'aderenza tra il chiodo e l'ammasso
- N_{yd} è il carico di progetto

5.2.6 Laststufe

Nach einer ersten Phase der Modellinitialisierung, zur Berechnung des Ausgangsgleichgewichts, wird die Tunnelausbruch mittels Trägheits-Kräften des Ausbruchs simuliert (späterhin TKA). Der Prozentsatz dieser Kräfte an der Ortsbrust (36%) und vor Einsatz der Nietungen (9%) wurde aufgrund der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens bestimmt.

5.2.6 Step di carico

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo, di seguito denominate FFS. La percentuale di tali forze al fronte (36%) e prima dell'installazione delle chiodature (9%) è definita sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche.

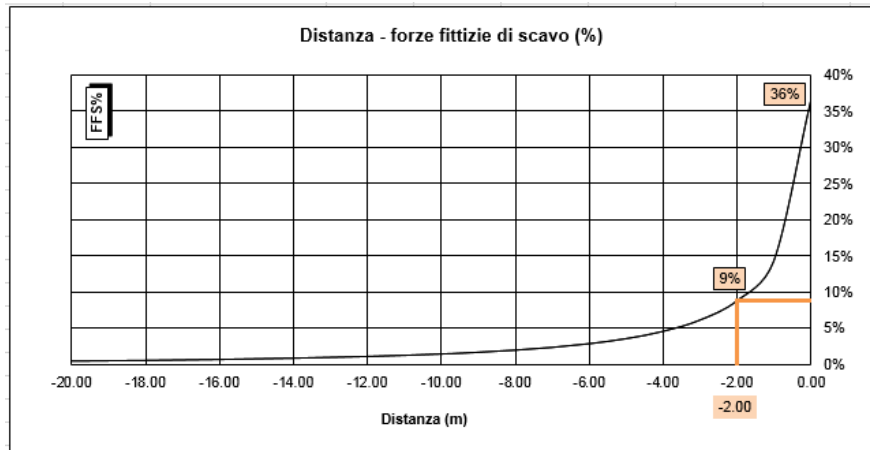


Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen

Figura 6: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature

Nachfolgend sind die Berechnungsstufen zusammengefasst:

Di seguito sono riassunti gli step di calcolo:

- 1) Geostatische Ausgangslage mit Bestimmung der Geometrie, der Umgebungslagen, der Stratigraphie und der geostatischen Ausgangsspannungen;
- 2) Annullierung der Zonen innerhalb der Ausbruchs und Reduktion der TKA bis zum Wert den sie an der Ortsbrust einnehmen (TKA =36%);
- 3) Reduktion der TKA bis zum Wert den sie bei der Einsetzung der Außenschale einnehmen (auf 2 m von der Ortsbrust) (TKA =9%);
- 4) Einführung des numerischen Außenstützenmodells und Annullierung der TKA (TKA =0%);
- 5) Entfernung der Außenschale und Simulation der Langzeitkonfiguration mit der Einsetzung der Innenschale. Diese ist mit der Bewehrungsmatte verbunden mittels ein Schnittstellenelement, mit normaler dem Gebirge entsprechende Steifigkeit, und tangentielle Steifigkeit gleich Null. Dieses Schnittstellenelement ermöglicht die Wirkung der Abdichtungsschicht zwischen den zwei Schalen zu berücksichtigen, indem es die tangentialen Spannungen annulliert, darüber hinaus erlaubt es die Drucke, welche auf der Innenschale wirken, zu schätzen.

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali;
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=36%);
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (2 m dal fronte) (FFS=9%);
- 4) Introduzione nel modello numerico dei sostegni di I fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 5) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo. Quest'ultimo è collegato alla mesh mediante un elemento interfaccia avente rigidità normale pari a quella dell'ammasso e rigidità tangenziale nulla. Quest'ultimo elemento, oltre a consentire di valutare le pressioni che agiscono sul rivestimento definitivo, consente di considerare l'effetto del pacchetto di impermeabilizzazione presente tra i due rivestimenti, annullando le tensioni tangenziali.

5.2.7 Nachweisverfahren

Gemäß den NTC 2000 wurden die vom FDM Modell entnommenen Wirkungen auf die Außenschale um $Y_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände des strukturellen Querschnitts um $Y_c = 1,50$ reduziert, das heißt $Y_s = 1,15$.

5.2.7 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 le azioni ricavate dal modello FDM sul rivestimento di prima fase sono aumentate di $Y_G = 1,30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $Y_c = 1,50$ ovvero $Y_s = 1,15$.

Die Nachweise ergeben sich als zufriedenstellend wenn folgende Ungleichung verifiziert ist:

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Wobei:

- R_d = Bemessungswert Widerstand
- E_d = Bemessungswert Einwirkung

Dove:

- R_d = Valore della resistenza di progetto
- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni

5.2.8 Ergebnisse

Die im [6] aufgezeigten Berechnungen bestätigen tatsächlich die in der Tabella 7 dargestellten Ergebnisse des Kennlinienverfahrens. Die relative Konvergenz bei der Kappe wird reduziert, dank der Nietungswirkung, von 5.37 cm auf 3.6 cm, während die absolute Konvergenz von 7.67 cm auf 6.2 cm reduziert wird.

Die Plastizität ist in Höhe von 2-2.5 m.

Der vom Gebirge ausgeübter Druck auf die Innenschale, bei Verfall der Nietungen, ist in Höhe von 40 kPa.

5.3 ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT

5.3.1 Nachweisverfahren

Zur Durchführung der Stabilitätsberechnungen der Ortsbrust werden die charakteristischen Werte der geotechnischen Parameter angewandt und mit folgenden Faktoren reduziert:

5.2.8 Risultati

Le analisi riportate in [6] confermano di fatto i risultati delle Linee Caratteristiche esposti in Tabella 7. La convergenza relativa in calotta, grazie all'effetto delle chiodature si riduce da 5.37 cm a 3.6 cm mentre la convergenza assoluta si riduce da 7.67 cm a 6.2 cm.

Le plasticizzazioni sono dell'ordine dei 2-2.5 m.

La pressione esercitata dall'ammasso sul rivestimento definitivo, al decadimento delle chiodature, è dell'ordine dei 40 kPa.

5.3 ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE

5.3.1 Procedura di verifica

Per l'esecuzione dei calcoli di stabilità del fronte vengono applicati i valori caratteristici dei parametri geotecnici ridotti con i seguenti fattori:

Parameter / Parametri	Symbol / Simbolo	Faktor / Fattore
Effektiver Reibungswinkel / Angolo di attrito effettivo ^a	$\gamma_{\phi'}$	1.25
effektive Kohäsion / Coesione effettiva	γ_c'	1.25
undrainierte Scherfestigkeit / Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu}	1.4
einaxiale Druckfestigkeit / Resistenza a compressione monoassiale	γ_{qu}	1.6
Wichte / Peso specifico	γ_{γ}	1
^a Dieser Faktor wird auf $\tan \phi'$ angewendet / valore applicato alla tangente dell'angolo		

Tabelle 10: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust

Tabella 10: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo

5.3.2 Ergebnisse

Für die Stabilitätsberechnung der Ortsbrust der Ausbruchquerschnitte GL-MAT3 und GL-MATRb wird auf den Berechnungsbericht [6] verwiesen. Die Ergebnisse des Kennlinienverfahrens und der mit der Software durchgeführten Stabilitätsanalysen der Blöcke, schließen Instabilitätsphänomene der Ortsbrust für die Gebirge in Klasse II und III aus.

5.3.2 Risultati

Per il calcolo della stabilità del fronte delle sezioni di scavo GL-MAT3 e GL-MATRb si fa riferimento alla relazione di calcolo [6]. I risultati delle Linee Caratteristiche e delle analisi di stabilità dei blocchi, effettuate con il software, escludono fenomeni di instabilità del fronte di scavo per gli ammassi in classe II e III.

6 INNENSCHALE

6.1 STABWERKSMODELLE

Die Beanspruchungen der Innenschale sind mit dem Berechnungsprogramm MIDAS Gen2013, welches auf die Finite-Elementen-Methode (FEM) stützt, berechnet worden.

Die FEM Berechnung wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

Es wird ein Tunnelquader mit einheitliche Tiefe (1m) berücksichtigt und es wird, mittels ebenen Finite-Elemente des Typs Träger (beam), ein Strukturmodell festgelegt. Die Tunnelschale ist durch Elemente mit einer Länge unter 0.5 m schematisiert, welche die reellen Stärken des erfassten strukturellen Elements erweisen (Kappe, Widerlager, Gegenbogen/Grundplatte).

Die strukturelle Steifigkeit der Trägerelemente wird mit $E'_c \times I_g$ des nicht gerissenen Querschnitts berechnet. Das Trägheitsmoment I_g wird angesichts der Ausbruchquerschnittachse aus Beton berechnet, indem das Vorkommen des Stahls, wo dieser vorhanden ist, übergangen wird. Das elastische Modul E'_c bei ebene Verformungslage ist:

$$E'_c = \frac{E_c}{1 - \nu^2}$$

wobei:

- E_c = Modul der Betonelastizität;
- ν = Poisson Verhältnis (0.2);

Zur Berechnung des unbewehrten Betons wird ein formendes Modell des elastisch-linearen Materials verwendet. Infolge des Verlusts an Querschnittssteifigkeit, welche durch die Öffnung von Spalten verursacht ist, dort wo die Betonzugfestigkeit überwunden wird (Ausformung von plastischen Scharnieren), wird, laut Kapitel 12.5 des EC2, die Neuverteilung der Belastungen berechnet. Die Modellierung der plastischen Scharniere erfolgt durch den Einsatz von Torsionsfedern dessen Steifigkeit mit der Pöttler-Methode [27][28] iterativ berechnet wird.

6.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG

Die Zusammenwirkung Boden-Struktur wird mittels Einsatz von Link Elementen simuliert, die in Höhe der Modellknoten gesetzt werden und die, nur bei Komprimierung, in der Lage sind der Struktur eine Reaktion zu übertragen die dem Annäherungsdruck Boden-Struktur entspricht.

6 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

6.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo sono state calcolate tramite il codice SAP2000© (basato sul Metodo degli Elementi Finiti) con il metodo delle reazioni iperstatiche.

L'analisi FEM è svolta secondo i seguenti criteri.

Si considera un concio di galleria di profondità unitaria (1m) e si definisce un modello della struttura mediante elementi finiti piani di tipo trave (beam). Il rivestimento della galleria è schematizzato con elementi di lunghezza inferiore a 0.5 m aventi gli spessori reali dell'elemento strutturale considerato (calotta, piedritto, arco rovescio/platea).

La rigidezza strutturale degli elementi trave è calcolata come $E'_c \times I_g$. Il momento d'inerzia I_g è calcolato rispetto all'asse della sezione in calcestruzzo trascurando la presenza dell'acciaio ove presente. Il modulo elastico E'_c , in condizioni di deformazioni piane, vale:

dove:

- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo;
- ν = rapporto di Poisson (0.2);

Per la modellazione del calcestruzzo non armato si utilizza un modello costitutivo del materiale elastico-lineare. Viene presa in considerazione la redistribuzione delle sollecitazioni in seguito alla perdita di rigidezza sezionale causata dall'apertura di fessure laddove venga superata la resistenza a trazione del calcestruzzo (formazione di cerniere plastiche), in accordo con il paragrafo 12.5 dell'EC2. La modellazione delle cerniere plastiche avviene mediante l'inserimento di molle torsionali la cui rigidezza è calcolata iterativamente mediante il metodo di Pöttler [27][28].

6.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'interazione terreno-struttura viene simulata mediante l'utilizzo di elementi link, posti in corrispondenza dei nodi del modello, e in grado di trasmettere alla struttura, solo se compressi, una reazione pari alla pressione di contatto terreno-struttura.

Die Steifigkeit der Pleuel wird angesichts des Reaktionsmoduls des Bodens k und der Schnittstelle bestimmt.

Die erste wird gemäß den späterhin beschriebenen Verhältnissen bestimmt, respektive für gekrümmte und gradlinige Oberflächen. Die zweite ist, den Eigenschaften des Abdichtungsstreifens zufolge, mit $60'000 \text{ kN/m}^3$ angenommen worden. Letztere hat eine Verschiebungswertigkeit unter 0.5 cm . Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

La rigidezza delle bielle è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno k e dell'interfaccia.

La prima è definita secondo le relazioni di seguito descritte, rispettivamente per superfici curve e rettilinee. La seconda è stata assunta pari a $60'000 \text{ kN/m}^3$ in virtù delle caratteristiche del pacchetto di impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per spostamenti inferiori a 0.5 cm . Superati tali spostamenti, la rigidezza dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

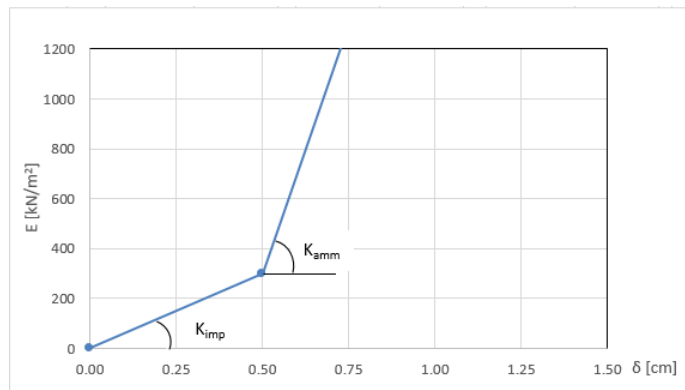


Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 7: Schematizzazione dell'interfaccia

6.2.1 Modellierung der Bettung

Zur Bestimmung der radialen Bettung der Innenschale im Gebirge/Boden wird das Elastizitätsmoduls E , der Poisson Koeffizient ν des Gebirges, sowie der entsprechende Innenschalenradius R des Tunnels berücksichtigt:

6.2.1 Rigidezza radiale

Per la definizione della rigidezza del letto di molle radiali in materiale sciolto, si tiene conto del modulo elastico E , del coefficiente di Poisson ν dell'ammasso roccioso e del raggio interno R della galleria.

$$K_R = E \times \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2 \times \nu) \times R} = \frac{E_S}{R}$$

Wobei:

- K_R = Steifigkeit der radialen Bettung Innenschale – Gebirge [MN/m^3]
- E = Elastizitätsmodul des Gebirges
- E_S = Steife-modul des Gebirges
- ν = Poisson Beiwert des Gebirges
- R = Tunnelradius - Systemlinie

Dove:

- K_R = rigidezza del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m^3]
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- E_S = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- ν = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- R = raggio della galleria – linea di riferimento

6.2.2 Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle

Die Stütze der Konstruktion mit Sohlplatte bzw. offener Sohle wird durch Federn mit zugehöriger Steifigkeit abhängig von der Einflussbreite „ b “ der einzelnen Feder modelliert. Die Federkonstanten werden wie folgt berechnet:

6.2.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

L'appoggio della costruzione con platea oppure con fondo aperto viene modellato con molla con rigidezza relativa all'area di influenza della singola molla „ b “. La costante della molla si calcola come segue:

Federkonstante c_v – vertikal

- $c_v = E_{Geb.} \cdot 0,5 \cdot b$

Federkonstante c_h – horizontal

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

- G = ständige Einwirkungen
- Q = vorübergehende Einwirkungen
- A = außergewöhnliche Einwirkungen (z.B. Brand, Anprall, Explosion)
- E = Erdbeben

6.3.1 Eigengewicht G1

Das für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Eigengewicht des Betons ist mit $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

6.3.2 Oberleitung G2

Die Oberleitungslasten werden, laut Abbildung, aus Sicherheitsgründen auf eine maximale Spannweite von 50 m angesetzt. Aus diesen Lasten ergeben sich die am Aufhängepunkt anzusetzenden Lasten:

- Moment von 3,80 kNm
- Horizontallast von 0,70 kN
- Vertikallast von 2,50 kN

Costante della molla c_v – verticale

- $c_v = E_{Geb.} \cdot 0,5 \cdot b$

Costante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

- G = Azioni permanenti
- Q = Azioni variabili
- A = Azioni eccezionali (per es. incendio, urto, esplosione)
- E = Azioni sismiche

6.3.1 Peso proprio G1

Il volume utilizzato per il calcolo del peso proprio si basa sulle dimensioni effettive della struttura.

Il peso specifico del calcestruzzo viene assunto pari $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.3.2 Catenaria G2

Le catenarie vengono applicate per sicurezza su una distanza massima di 50 m, come nella seguente illustrazione. Da questi carichi derivano quelli da applicare al punto di sospensione:

- Momento di 3,80 kNm
- Carico orizzontale di 0,70 kN
- Carico verticale di 2,50 kN

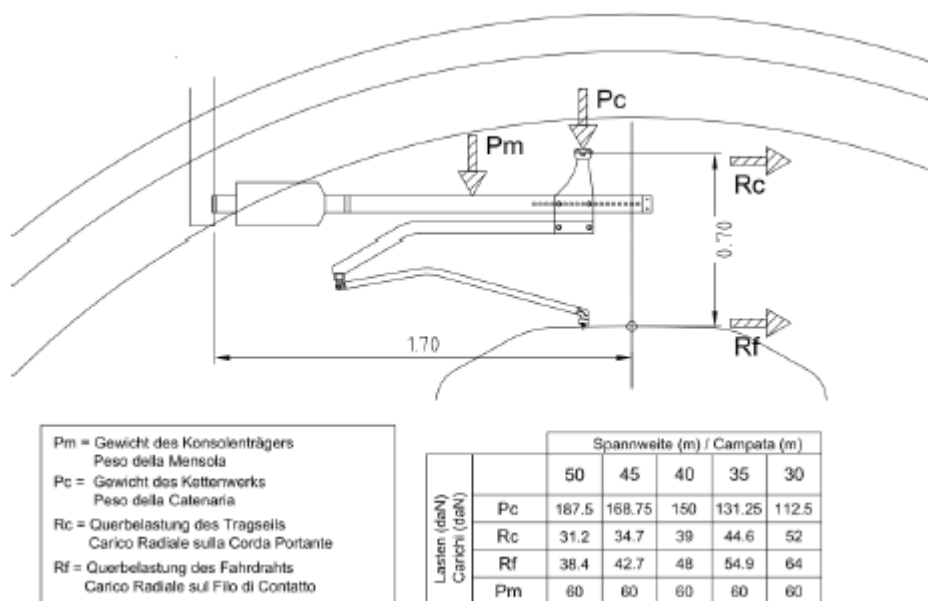


Abbildung 8: Lasten der Oberleitung

Figura 8: Carichi della catenaria

6.3.3 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3

Das für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Gewicht des unbewehrten Betons wird mit $\gamma_{c,na} = 24 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

Das spezifische Gewicht des Stahlbetons wird mit $\gamma_{c,ar} = 25 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

Im behandelten Ausbruchquerschnitt ist keine Betonauffüllung vorhanden.

6.3.4 Wasserdruck G4

Der Wasserdruck ist nicht berücksichtigt worden da der Ausbruchquerschnitt dräniert ist.

6.3.5 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast entspricht der höheren Last unter denen die aus der Bruchkörperanalyse hervorgegangen ist und aus der Last, welche in der Finite-Elemente-Analyse auf die Inneschale, nach kompletten Verfall der fiktiven Aushubs Kräfte (letzte Stufe der FDM-Analyse), wirkt. Da die gravierendste Last nicht Apriori bestimmt werden kann, sind die Analysen mit beiden Lastenverteilungen durchgeführt worden.

6.3.6 Kriechen und Schwinden des Betons G6

Das Schwindmaß des Betons wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.6 ermittelt.

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß NTC 2008, Kap. 11.2.10.7, ermittelt.

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß dem NTC 2008, Kap. 11.2.10.7, unter Berücksichtigung des Spannungszustandes aus einer Einwirkungskombination ständiger Lasten (G1 (Eigengewicht) + G2 (Oberleitung) + G5 (Gebirge)) ermittelt.

Kriechen und Schwinden des Betons bewirkt eine Längenänderung Δl . Diese Längenänderung (Endschwindmaß) liegt, in Form einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung, der Rechnung zu Grunde.

Für alle Querschnitte die höher als 25 cm und aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 sind, ergibt sich eine Durchschnittsverformung per autogenes zeitlich unendliches Schwinden von 0.27%. Bei der Dimensionierung wurde das von der Norm vorgeschriebene 50% des Schwindens übernommen, was durch eine gleichmäßige Temperaturabkühlung von -13.4 C° simulierbar ist. Diese Abkühlung muss, z.B., mittels Einsatz eines funktionstüchtigen Superverflüssigungsmittels (Typ MasterGlenium von BASF), nicht-kalkhaltigen Zuschlagstoffen und Zugabe eines Expansionsmittels (Typ MasterLife SRA100

6.3.3 Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3

Il volume utilizzato per il calcolo del peso proprio si basa sulle dimensioni effettive della struttura.

Il peso specifico del calcestruzzo non armato viene assunto pari a $\gamma_{c,na} = 24 \text{ kN/m}^3$.

Il peso specifico del calcestruzzo armato viene assunto pari a $\gamma_{c,ar} = 25 \text{ kN/m}^3$

Nella sezione in oggetto non è presente un riempimento in cls.

6.3.4 Pressione idraulica G4

Il carico idraulico non è stato considerato in quanto la sezione è drenata.

6.3.5 Carico dell'ammasso G5

Il carico d'ammasso è pari al maggiore tra il carico scaturito dall'analisi a blocchi ed il carico che agisce sul rivestimento definitivo nelle analisi alle differenze finite, al completo decadimento delle FFS (ultimo step delle analisi FDM). Non potendo definire a priori il carico più gravoso le analisi sono state effettuate con entrambe le distribuzioni di carico.

6.3.6 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

La deformazione dovuta al ritiro del calcestruzzo si calcola in base al paragrafo 11.2.10.6 delle NTC 2008.

Il valore di viscosità ϕ si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

Il coefficiente di viscosità ϕ si calcola ai sensi delle NTC 2008 par. 11.2.10.7, considerando la condizione tensionale derivante dalla combinazione di azioni permanenti (G1 (peso proprio) + G2 (catenaria) + G5 (Carico dell'ammasso)).

Viscosità e ritiro del calcestruzzo comportano un cambiamento in lunghezza Δl (valore finale del ritiro), su cui deve essere basato il calcolo, in forma di diminuzione uniforme della temperatura.

Per tutte le sezioni con altezza maggiore di 25 cm e calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 risulta una deformazione media per ritiro autogeno a tempo infinito pari a 0.27%. Nel dimensionamento si è assunto il 50% del ritiro imposto dalla Normativa, simulabile mediante l'applicazione di un abbassamento uniforme della temperatura di -13.4 C°. Tale riduzione dovrà essere ottenuta, ad esempio, mediante l'utilizzo di un superfluidificante performante (tipo MasterGlenium della BASF), di inerti non calcarei e tramite l'aggiunta di un espansivo (tipo MasterLife SRA100 della

von BASF) bewirkt werden. Das angewendete System muss auf der Baustelle zuvor mit Proben geprüft werden.

Bei der Modellierung der Innenschale, insbesondere bezüglich NTC08 Kapitel 4.1.1.1, verfährt man mit einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung von -6.7° C an den GZT und von -8.9°C an den GZG.

6.3.7 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Innenschalen berücksichtigt man Temperatureinwirkungen, die sich aus den Linearisierungen der von der Regelplanung am Eingang und 3 km davon entfernten vorgeschlagenen Temperatureinwirkungen ergeben.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0		3,0 - 10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura ΔT [°C]	5		2	
ΔT_{eff} [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
	-16	16	-10	10

Tabelle 11: Temperatureinwirkung

In einer Entfernung von 1,7 km vom Eingang entnimmt man:

- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von $\pm 12,6^\circ\text{C}$
- ein Gradient der Temperatur ΔT , Temperaturunterschied zwischen interne und externe Schalenoberfläche von $3,3^\circ\text{C}$.

Die aufgrund der Temperatur entstehenden Belastungen beim Bau der Innenschalen werden übergangen.

Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 6.3.11.

6.3.8 Erdbebeneinwirkung E1

Im Gegensatz zu den anderen Lastkombinationen stellt die Erdbebenlast ein wenig beeinflussenden Zustand da und wird deshalb nicht berücksichtigt.

6.3.9 Aerodynamischer Druck A1

Die Verdichtungs- und Druckentlastungsvorgänge in Folge der Zugsdurchfahrt sind in Dokument D0118-064 „Aerodynamik – Klima – Lüftung“ festgelegt. Dem Dokument kann man entnehmen, dass im Extremfall (außergewöhnliche Einwirkung) im Tunnel aerodynamische Einwirkungen von $\Delta p_{Druck} = + 11 \text{ kN/m}^2$ und $\Delta p_{Sog} = - 9 \text{ kN/m}^2$ vorkommen. Da diese Einwirkungen, auch angesichts der entsprechend angepassten Teilsicherheitsfaktoren, die maßgebende Einwirkung darstellen, werden die aerodynamischen Einwirkungen nur in Kombination mit den Einwirkungen bei außergewöhnlicher Bemessungssituation erfasst.

BASF). Il sistema adottato dovrà essere verificato con prove preventive in cantiere.

Nella modellazione del rivestimento definitivo, con particolare riferimento al paragrafo 4.1.1.1 dell'NTC08, si procede applicando un abbassamento uniforme della temperatura di -6.7° C agli SLU e di -8.9°C agli SLE.

6.3.7 Temperatura Q1

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche ricavate dalle linearizzazione delle azioni termiche proposte dalla progettazioni di sistema all'imbocco e a 3 km da quest'ultimo.

Tabella 11: Variazione termica

A 1,7 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di $\pm 12,6^\circ\text{C}$
- un gradiente della temperatura ΔT , differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento, pari a $3,3^\circ\text{C}$.

Le sollecitazioni derivanti dalla temperatura durante la costruzione dell'anello vengono trascurate.

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 6.3.11.

6.3.8 Azione sismica E1

Il carico sismico rappresenta una condizione poco influente rispetto alle altre combinazioni di carico e pertanto non viene considerata.

6.3.9 Pressione aerodinamica A1

I processi di carico e scarico tensionale a seguito del passaggio dei treni sono definiti nel documento D0118-00064 „Aerodinamica – clima – ventilazione “. Dal documento si deduce che in casi estremi (azioni eccezionali) si presentano in galleria azioni aerodinamiche di $\Delta p_{Druck} = + 11 \text{ kN/m}^2$ e $\Delta p_{Sog} = - 9 \text{ kN/m}^2$. Poiché si tratta di azioni rilevanti, anche in considerazione dei relativi coefficienti parziali di sicurezza adottati, le azioni aerodinamiche si considerano solo associate in combinazione con le azioni derivanti dalla situazione di dimensionamento eccezionale.

6.3.10 Aufprall A2

Die Last des Aufpralls wird nur in den Verzweigungskavernen und den Portalen berücksichtigt. Im vorliegenden Bereich wird sie daher nicht berücksichtigt.

6.3.11 Brand A3

Die Dimensionierung im Brandfall wird gemäß den Vorschriften der EN 1992-1-2 ausgeführt.

Gemäß den Vorschriften des MD 28/10/2005 Sicherheit der Eisenbahntunnels, wird die Stabilität aller Bauwerke in Hinblick auf der Temperatur-Zeit Kurve laut UNI 11076 gemäß D0118-04326 "Sicherheit gegen die Brandexplosionen" gewährleistet.

Die bewehrten und unbewehrten Ausbruchquerschnitte wurden hinsichtlich eines Brandes gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts [5] geprüft. Die Ergebnisse sind im Anhang 4 aufgezeigt. Hier begrenzt man sich mit der Beobachtung, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des M.D. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

- Stärke 's' der Strukturelemente größer als 160mm;
- Betondeckung 'a' (Achsenabstand der Bewehrung von der ausgesetzten Oberfläche) größer als 35mm.

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

6.3.10 Urto A2

Il carico da urto è da considerare solo nelle caverne di diramazione e ai portali. Nella zona in oggetto non è pertanto considerato.

6.3.11 Incendio A3

Il dimensionamento in caso di incendio si esegue in conformità alle prescrizioni della EN 1992-1-2.

In accordo con le prescrizioni del DM 28/10/2005 Sicurezza gallerie ferroviarie viene garantita la stabilità di tutte le opere in considerazione della curva temperatura-tempo secondo la UNI 11076 in conformità a D0118-04326 "Sicurezza contro le esplosioni di incendio".

Le sezioni, armate e non, sono state verificate nei confronti dell'incendio secondo i criteri esposti nella relazione specifica [5]. I risultati sono riportati nell'Appendice 4. In questa sede ci si limita ad osservare che in accordo alla tabella D.6.3 del D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" condizioni sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

- spessore 's' degli elementi strutturali maggiore di 160mm;
- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35mm.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

6.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ berücksichtigt werden.

Die maßgebenden Einwirkungskombinationen für die Dimensionierung der Innenschale sind nachfolgend aufgezeigt:

Lastfall / Caso di carico	ständig / permanenti							vorübergehend / variabili			außergewöhnlich / eccezionali						
	Eigengewicht	Oberleitung	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Anprall	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt		
	Peso proprio	Catenaria	Carichi permanenti sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling-Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (inverno)	Carico ferroviario	Sisma	Impatto	Fuoco	Carico aereodinamico (pressione)	Carico aereodinamico (aspirazione)		
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	A1	A1		
druckentlastet / sistema drenato	1	1.35						1.50									
		1.00							1.00								
	2	1.35					1.00			1.50							
		1.00					1.00			1.00							
	3	1.35	1.35	1.00					1.50								
		1.00	1.00	1.00					1.00								
	4	1.35	1.35	1.00			1.00		1.50								
		1.00	1.00	1.00			1.00		1.00								
	5	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35			1.50								
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00								
	6	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00		1.50								
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00								
	11	1.00	1.00	1.00					0.60						1.00		
	12	1.00	1.00	1.00			1.00			0.60							1.00
	13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60			1.00					
	14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60		1.00					
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60					1.00				
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00							1.00				

Tabelle 12: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dell'anello sono di seguito riportate:

Tabella 12: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)

6.5 NACHWEISE

Für den Nachweis des Grenzzustandes und der Grenzgebrauchstauglichkeit der Innenschale wurden die Wirkungskombinationen gemäß Vorgaben des NTC2008, Kap. 2.5.3 berücksichtigt.

6.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

6.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Die zu berücksichtigenden Teilsicherheitsfaktoren variieren abhängig von Kombinationen und Art der Einwirkungen. Gemäß NTC2008 werden folgende Teilsicherheitsfaktoren für ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen berücksichtigt:

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,inf} \text{ günstig/favorevole} &= 1,00 / 1,00 / 1,00 \\ \gamma_{Gj,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,35 / 1,20 / 1,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ günstig/favorevole} &= 0,00 / 0,00 / 0,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,50 / 1,30 / 1,00 \end{aligned}$$

Angesichts der Einwirkungen aus dem Schwinden für die Überprüfung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wurde gemäß EC2, Teil 1, Kap. 2.4.2.1, der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{SH} = 1,0$ berücksichtigt.

6.5 VERIFICHE

Per la verifica allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio dell'anello sono state considerate le combinazioni delle azioni in conformità delle prescrizioni del paragrafo 2.5.3 delle NTC2008.

6.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

6.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

I coefficienti parziali di sicurezza da considerare variano in funzione delle combinazioni e del tipo di azioni. In conformità alle NTC2008, per le situazioni di dimensionamento standard, temporanee ed eccezionali sono da considerarsi i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Considerando le azioni derivanti dal ritiro, per la verifica allo stato limite ultimo, si è considerato, in conformità all'EC2, parte 1, paragrafo 2.4.2.1 il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{SH} = 1,0$.

6.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

Gemäß EN 1990 bzw. NTC2008 müssen folgende Kombinationsbeiwerte benutzt werden:

Einwirkung /	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Druck / Sog infolge Zugfahrt A1 / Pressione aerodinamica A1	0,8	0,5	0,0
Temperatur Q1 / Forze termiche Q1	0,6	0,6	0,5

Tabelle 13: Kombinationsbeiwerte

6.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigt werden.

Die für die Dimensionierung der Innenschale entsprechenden maßgebenden Einwirkungskombinationen sind abhängig von den in-situ vorherrschenden Randbedingungen auszuwählen.

6.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation werden, wie mit BBT SE vereinbart, wie folgt betrachtet, unter Berücksichtigung einer Bauwerklebensdauer von 200 Jahren:

Stahlbeton

- Teilsicherheitsbeiwert für den Betonwiderstand $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruckfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Teilsicherheitsbeiwert für Stahlwiderstand $Y_s = 1,20$

Unbewehrter Beton

- Teilsicherheitsbeiwert für den Betonwiderstand $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruck- bzw. Zugfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,80$

Für die Überprüfungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation müssen die Teilsicherheitsfaktoren mit $Y_c = 1,20$ und $Y_s = 1,00$ berücksichtigt werden. Der Minderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit α bleibt unverändert.

6.5.1.5 Überprüfung auf Beulspannung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Abs. 4.1.2.1.2.

6.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In conformità alla EN 1990 ovvero alla NTC2008 devono essere utilizzati i seguenti coefficienti di combinazione:

Tabella 13: Coefficienti di combinazione

6.5.1.3 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dell'anello devono essere scelte in funzione delle effettive condizioni al contorno in situ.

6.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze in fase permanente e temporanea vanno considerati, come concordato con BBT SE, come segue tenendo conto della vita utile dell'opera di 200 anni:

Calcestruzzo armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Coefficiente parziale di sicurezza Y_s per la resistenza dell'acciaio $Y_s = 1,20$

Calcestruzzo non armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,80$

Per le verifiche nella situazione di dimensionamento eccezionale i fattori parziali di sicurezza devono essere considerati con $Y_c = 1,20$ e $Y_s = 1,00$. Il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo α resta invariato.

6.5.1.5 Verifica a pressoflessione

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.2.

Bei den unbewehrten überwiegend komprimierten Ausbruchquerschnitten erfolgt die Überprüfung auf Beulspannung, gemäß dem N.T.C. 2008, durch Überprüfung folgender Ungleichung:

Nelle sezioni non armate prevalentemente compresse, la verifica a pressoflessione è condotta, in accordo con le N.T.C. 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x$$

$$\text{Con } x = h - 2 \cdot e = h - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

- | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> • Wobei: • N_{Ed}, M_{Ed} = Planungsbelastungen; • b = Breite des Bezugausbruchquerschnitts (1m); • h = Höhe des Ausbruchquerschnitts; • x = Höhe des reagierenden Ausbruchquerschnitts. | <ul style="list-style-type: none"> Dove: • N_{Ed}, M_{Ed} sono le sollecitazioni di progetto; • b è la larghezza della sezione di riferimento (1m); • h è l'altezza della sezione; • x è l'altezza della sezione reagente. |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

Bei den unbewehrten Ausbruchquerschnitten mit hoher Exzentrizität, bei denen die oben ausgeführte Prüfung offenbar nicht befriedigt ist, berücksichtigt man, gemäß EC2 (§12.3.1), die Betonzugfestigkeit bis zum Planungswert f_{ctd} . Die Prüfung ergibt sich als zufriedenstellend wenn:

Nelle sezioni non armate con un'elevata eccentricità, in cui la verifica sopra esposta non è ovviamente soddisfatta, in accordo con l'EC2 (§12.3.1) si considera la resistenza a trazione del calcestruzzo fino al valore di progetto f_{ctd} . La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{J} \cdot (h/2) \leq \begin{cases} f_{cd} \\ f_{ctd} \end{cases}$$

- | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Wobei:</p> <ul style="list-style-type: none"> • J = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts. | <p>Dove:</p> <ul style="list-style-type: none"> • J è il momento d'inerzia della sezione |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

6.5.1.6 Querkraftüberprüfung

6.5.1.6 Verifica a taglio

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.3.

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.3.

Die Bemessung bei der unbewehrten Innenschale erfolgt gemäß des NTC2008, bei Prüfung folgender Ungleichung:

Per il rivestimento interno non armato si seguono le NTC 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} \cdot \frac{b \cdot x}{1.5}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd} - \delta^2/4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{c\lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + f_{cd} \cdot f_{ctd}}$$

Bei den überwiegend komprimierten Ausbruchquerschnitten wird die Durchschnittsbelastung der Komprimierung σ_c als Durchschnitt der Komprimierungen im reagierenden Ausbruchquerschnittsteil 'x' berechnet:

Nelle sezioni prevalentemente compresse, lo sforzo medio di compressione σ_c è calcolato come media delle compressioni nella porzione di sezione reagente 'x':

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{x} = \frac{N_{Ed}}{h - 2 \cdot e}$$

In den Ausbruchquerschnitten mit hoher Exzentrizität, konsequenterweise zur Annahme die Betonzugfestigkeit bis auf den Wert f_{ctd} zu erfassen, wird der Querkraftwiderstand des Ausbruchquerschnitts ausgewertet, indem der ganze Ausbruchquerschnitt als reagierend ($x=h$) betrachtet wird, und die Spannung σ_c als Durchschnittsspannung des ganzen Querschnitts, sowohl komprimiert als auch gespannt, gewertet wird.

Nelle sezioni con un'elevata eccentricità, coerentemente con l'assunzione di considerare la resistenza a trazione del calcestruzzo fino al valore di f_{ctd} , la resistenza a taglio della sezione viene valutata considerando reagente l'intera sezione ($x=h$) e valutando la tensione σ_c come tensione media nell'intera sezione, sia compressa che tesa.

$$\sigma_c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

6.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

6.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Bei der Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit müssen die charakteristischen Einwirkungen mit deren Kombinationen berücksichtigt werden.

6.5.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

In Tabelle 13 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 13 berücksichtigt.

6.5.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen, gemäß NTC 2008, mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ berücksichtigt werden.

6.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Für die Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit werden die charakteristischen Werte der Widerstände berücksichtigt.

6.5.2.5 Berechnung der Verformungen

Die Ermittlung der Systemverformung erfolgt im GZG unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln mit den

6.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

6.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Nella verifica agli stati limite di esercizio devono essere considerate le azioni caratteristiche con le loro combinazioni.

6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 12 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 13.

6.5.2.3 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

6.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

Per la verifica agli stati limite di esercizio si devono considerare i valori caratteristici delle resistenze.

6.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

Il calcolo delle deformazioni del sistema si esegue allo SLE in considerazione delle regole di combinazione con i carichi caratteristici e dei relativi coefficienti di combinazione.

charakteristischen Einwirkungen sowie den entsprechenden Kombinationsbeiwerten.

6.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Unter Berücksichtigung der NTC2008, wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Rissweite w_{kal} für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren ψ laut Tabelle 12 nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf $w_{kal} \leq 0,3$ mm begrenzt.

Bei besonderer Anforderung an Stärke der Betoninnenschale oder bei aggressiven oder sehr aggressiven Umgebungsbedingungen wird die maximale Rissweite auf $w_{kal} \leq 0,2$ mm begrenzt.

6.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

6.6.1 Expositionsklasse und Mindestbetondeckung

Gemäß UNI 11104 und UNI EN 206-1:2006, wird bei Expositionsklasse XC3/XA1 die Anwendung von Beton der Festigkeitsklasse C30/37, hingegen bei Expositionsklasse XC4/XA2 Beton der Festigkeitsklasse C32/40 vorgesehen.

Die Berechnung der Mindestbetondeckung zur Gewährleistung der Bauwerklebensdauer >100 Jahren ist gemäß N.T.C. 2008 durchgeführt:

	XC3	XC4
Festigkeitsklasse	30/37	32/40
Umweltbedingungen	Normal	Aggressiv
C_{min} [mm]	20	30
Nutzbare Lebenszeit > 100 Jahre [mm]	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10

C_{nom} [mm]	40	50
----------------	----	----

Tabelle 14: Mindestbetondeckung

Zur Einheitlichkeit ist eine Betondeckung von 5 cm entlang der ganzen Entwicklung der Tunnels vorgesehen.

6.6.2 Mindestbewehrung

Im Fall einer bewehrten Innenschale, wird die Mindestbewehrung im NTC 2008, Punkt 4.1.6.1.1 bestimmt.

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

6.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure w_{kal} per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione ψ secondo Tabella 12. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a $w_{kal} \leq 0,3$ mm.

In caso di particolari requisiti di spessore del rivestimento interno o di condizioni ambientali aggressive o molto aggressive la larghezza massima è limitata a $w_{kal} \leq 0,2$ mm.

6.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

6.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo alle UNI 11104 e alle UNI EN 206-1:2006, in classe di esposizione XC3/XA1 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C30/37 mentre in classe di esposizione XC4/XA2 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C32/40.

Il calcolo del copriferro minimo al fine di garantire una vita utile dell'opera >100anni è condotto in accordo alle N.T.C. 2008:

	XC3	XC4
Classe di resistenza	30/37	32/40
Cond. ambientali	Normali	Aggressive
C_{min} [mm]	20	30
Vita utile > 100anni [mm]	+10	+10
Tolleranza costruttiva [mm]	+10	+10

C_{nom} [mm]	40	50
----------------	----	----

Tabella 14: Copriferro minimo.

Per omogeneità si prevede un copriferro netto di 5 cm lungo tutto lo sviluppo delle gallerie.

6.6.2 Armatura minima

In caso il rivestimento necessiti di armatura il quantitativo minimo di armatura da inserire viene definito al punto 4.1.6.1.1 delle NTC 2008.

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{S,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d$$

und jedenfalls nicht geringer als $0,0013 \times b \times d$,

e comunque non minore di $0,0013 \times b \times d$,

wobei:

dove:

- b = mittlere Breite der Zugzone;
- d = Nutzhöhe des Querschnitts;
- f_{ctm} = Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
- f_{yk} = charakteristische Wert der Streckengrenze des Betonstahls.

- b rappresenta la larghezza media della zona tesa;
- d è l'altezza utile della sezione;
- f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

6.7 ERGEBNISSE

6.7 RISULTATI

Das Berechnungsmodell mit der Gebirgslast aus den Bruchkörperanalysen konvergiert unbewehrt in der Kappe, zeigt aber die Bildung 2 plastische Scharniere auf: eine auf Höhe des Druckpeaks des Blocks und eine auf dem rechten Widerlager. Diese plastischen Scharniere ermöglichen auf jeden Fall die Gewährleistung der Strukturstatik und ihre langzeitliche Funktionsfähigkeit.

Il modello di calcolo con il carico dell'ammasso derivante dall'analisi a blocchi converge senza armatura in calotta, ma mostra la formazione di 2 cerniere plastiche: una in corrispondenza del picco di pressione del blocco ed una sul piedritto destro. Tali cerniere plastiche consentono comunque di garantire la statica della struttura e la sua funzionalità nel tempo.

Das Modell mit der Gebirgslast aus der FDM konvergiert mit der Bildung eines plastischen Scharniers in der Kappe.

Il modello con il carico dell'ammasso derivante dall'analisi FDM converge con la formazione di una cerniera plastica in calotta.

Die Berechnungen in Anhang 1 zeigen, dass die Schalen der Ausbruchquerschnitte GL-MAT3 und GL-MATRb keine Bewehrung an der Kappe benötigen, hingegen sie die an den Tunnelbogenaufsätzen, an der Fundamentplatte sowie an den Widerlagern bis auf einen Abstand von ca. 1,2 m unter der Mittelpunkteebene erfordern.

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che i rivestimenti delle sezioni GL-MAT3 e GL-MATRb non necessitano di armatura in calotta mentre richiedono armatura in corrispondenza delle murette, della platea di fondazione e nei piedritti fino ad una distanza pari a circa 1,2 m sotto il piano dei centri.

An den Widerlagern wird die Längsbewehrung mit ϕ 16mm Abstand 15cm, mit ϕ 10mm, Verteilungsabstand 25cm nur am Rücken angebracht.

Nei piedritti l'armatura longitudinale verrà disposta solamente in estradosso e sarà costituita da ϕ 16mm a passo 15cm, con ϕ 10mm a passo 25cm di ripartizione.

An der Grundplatte wird die symmetrische Längsbewehrung aus ϕ 16mm Abstand 15cm, mit ϕ 10mm, Verteilungsabstand 25cm bestehen.

Nella platea l'armatura longitudinale simmetrica sarà costituita da ϕ 16mm a passo 15cm, con ϕ 10mm a passo 25cm di ripartizione.

An den Tunnelbogenaufsätzen wird die symmetrische Längsbewehrung aus ϕ 16mm Abstand 15cm bestehen.

Nelle murette l'armatura longitudinale simmetrica sarà costituita da ϕ 16mm a passo 15cm.

Im Ausbruchquerschnitt GL-MAT ist keine Schubbewehrung nötig.

Nella sezione GL-MAT non è richiesta armatura a taglio.

7 VERZEICHNISSE

7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Anwendungsstrecke des Ausbruchquerschnitts Typ GL-MAT	6
Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen	9
Tabelle 3: Gebirgscharakterisierung in der homogene Zone GB-G-GA-1 und probabilistische Verteilung der verschiedenen Klassen	9
Tabelle 4: typische Parameter der Gebirges	10
Tabelle 5: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1	10
Tabelle 6: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [21] [22]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{pf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchsradius	12
Tabelle 7: Zusammenfassung der Ergebnisse der Kennlinienverfahren	13
Tabelle 8: Eigenschaften der Außenschale des Berechnungsausbruchquerschnitts (GL-MA3)	19
Tabelle 9: Nietungen-Input	21
Tabelle 10: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust	23
Tabelle 11: Temperatureinwirkung	28
Tabelle 12: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)	30
Tabelle 13: Kombinationsbeiwerte	31
Tabelle 14: Mindestbetondeckung	34

7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgseinwirkung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	14
Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2)	16
Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente	20
Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rundum des Ankers	20
Abbildung 5: Schnittstellenverhalten	20
Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen	22
Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle	25

7 ELENCHI

7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Tratte di applicazione della sezione tipo GL-MAT6	
Tabella 2: Zona geomeccanica omogenea	9
Tabella 3: Caratterizzazione dell'ammasso nella zona omogenea GB-G-GA-1 e distribuzione probabilistica delle diverse classi	9
Tabella 4: Parametri caratteristici dell'ammasso	10
Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1	10
Tabella 6: Criteri di stabilità proposti in[21] [22]; c_f = convergenza al fronte; F_{pf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo	12
Tabella 7: Sintesi dei risultati delle Linee Caratteristiche	13
Tabella 8: Caratteristiche rivestimenti di prima fase della sezione di calcolo (GL-MA3)	19
Tabella 9: Input delle chiodature	21
Tabella 10: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo	23
Tabella 11: Variazione termica	28
Tabella 12: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)	30
Tabella 13: Coefficienti di combinazione	31
Tabella 14: Copriferro minimo	34

7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato	14
Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA2)	16
Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable	20
Figura 4: Rappresentazione concettuale del comportamento a taglio dell'anello malta intorno all'ancoraggio	20
Figura 5: Comportamento dell'interfaccia	20
Figura 6: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature	22
Figura 7: Schematizzazione dell'interfaccia	25

7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

7.4 REFERENZDOKUMENTE**7.4.1 Eingangsdokumente**

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 2/7)
- [4] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21007 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 2/7)
- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung
- [6] 02_H61_OP_250_KST_D0700_21022 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Statische Berechnung GL-MA2/MARb/MA3.

7.4.2 Normen und Richtlinien

- [7] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [8] Leitfaden N.617, Anordnung zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", des MD 14. Januar 2008
- [9] DM 28/10/2005 Sicherheit in Bahntunnels
- [10] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;

7.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

7.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**7.4.1 Documenti in ingresso**

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 2/7)
- [4] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21007 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 2/7)
- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi di esposizione al fuoco
- [6] 02_H61_OP_250_KST_D0700_21022 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Calcolo statico - Relazione di calcolo GL-MA2/MARb/MA3.

7.4.2 Normative e linee guida

- [7] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [8] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [9] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [10] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3

- [11] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [12] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [13] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [14] UNI EN 1992-1-2:2005 " Planung von Betonstrukturen Teil 1-2: Allgemeinregeln - Strukturelle Planung Brandschutz"
- [15] UNI 11076: des 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [16] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"
- [17] UNI 11104:2004
- [18] UNI EN 206-1:2006

7.4.3 Bibliografie

- [19] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [20] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [21] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [22] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [23] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [24] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [25] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [26] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [27] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993

- [11] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [12] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [13] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [14] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [15] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".
- [16] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"
- [17] UNI 11104:2004
- [18] UNI EN 206-1:2006

7.4.3 Bibliografia

- [19] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [20] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [21] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [22] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [23] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [24] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [25] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [26] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [27] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993

[28] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter
Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

[28] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter
Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

Anhang 1 beinhaltet die graphischen Darstellungen der wichtigsten In- und Outputs der Innenschalenanalyse, die mit dem Programm SAP2000 durchgeführt wurden.

APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'appendice 1 contiene le rappresentazioni grafiche dei principali input e output dell'analisi del rivestimento definitivo condotte con il programma SAP2000.

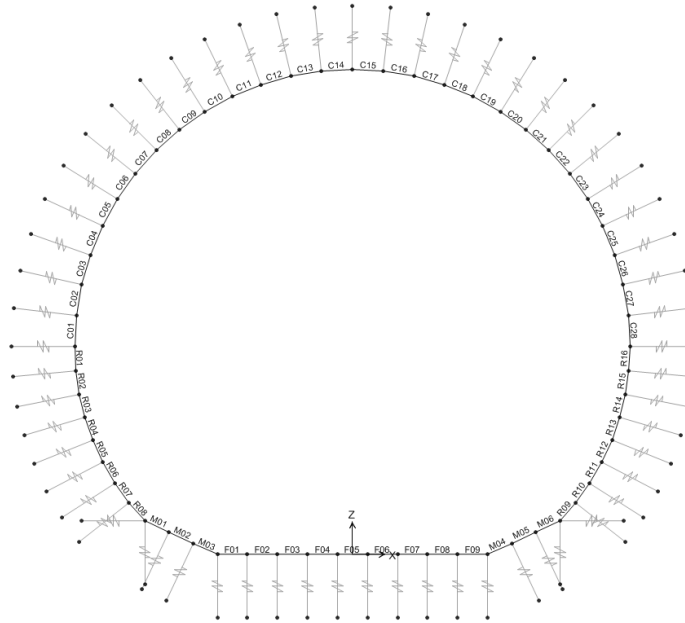


Abbildung 1: Modell GL-MAT

Illustrazione 1: Modello GL-MAT

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.61
C02	C30/37	Rectangular	0.61
C03	C30/37	Rectangular	0.61
C04	C30/37	Rectangular	0.61
C05	C30/37	Rectangular	0.61
C06	C30/37	Rectangular	0.61
C07	C30/37	Rectangular	0.61
C08	C30/37	Rectangular	0.61
C09	C30/37	Rectangular	0.61
C10	C30/37	Rectangular	0.61
C11	C30/37	Rectangular	0.61
C12	C30/37	Rectangular	0.61
C13	C30/37	Rectangular	0.61
C14	C30/37	Rectangular	0.61
C15	C30/37	Rectangular	0.61
C16	C30/37	Rectangular	0.61
C17	C30/37	Rectangular	0.61
C18	C30/37	Rectangular	0.61
C19	C30/37	Rectangular	0.61
C20	C30/37	Rectangular	0.61
C21	C30/37	Rectangular	0.61
C22	C30/37	Rectangular	0.61
C23	C30/37	Rectangular	0.61
C24	C30/37	Rectangular	0.61
C25	C30/37	Rectangular	0.61
C26	C30/37	Rectangular	0.61
C27	C30/37	Rectangular	0.61
C28	C30/37	Rectangular	0.61

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
F01	C30/37	Rectangular	0.54
F02	C30/37	Rectangular	0.54
F03	C30/37	Rectangular	0.54
F04	C30/37	Rectangular	0.54
F05	C30/37	Rectangular	0.54
F06	C30/37	Rectangular	0.54
F07	C30/37	Rectangular	0.54
F08	C30/37	Rectangular	0.54
F09	C30/37	Rectangular	0.54
M01	C30/37	Rectangular	0.85
M02	C30/37	Rectangular	1
M03	C30/37	Rectangular	0.56
M04	C30/37	Rectangular	0.56
M05	C30/37	Rectangular	1
M06	C30/37	Rectangular	0.85
R01	C30/37	Rectangular	0.61
R02	C30/37	Rectangular	0.62
R03	C30/37	Rectangular	0.65
R04	C30/37	Rectangular	0.7
R05	C30/37	Rectangular	0.77
R06	C30/37	Rectangular	0.84
R07	C30/37	Rectangular	0.96
R08	C30/37	Rectangular	1.09
R09	C30/37	Rectangular	1.09
R10	C30/37	Rectangular	0.96
R11	C30/37	Rectangular	0.84
R12	C30/37	Rectangular	0.77
R13	C30/37	Rectangular	0.7
R14	C30/37	Rectangular	0.65
R15	C30/37	Rectangular	0.62
R16	C30/37	Rectangular	0.61

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

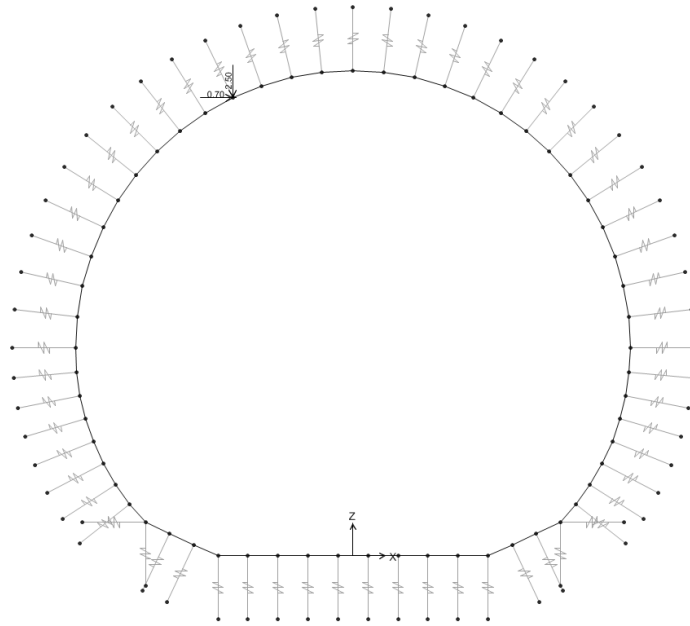


Abbildung 3: Oberleitung Last G2

Illustrazione 3: Carico catenaria G2

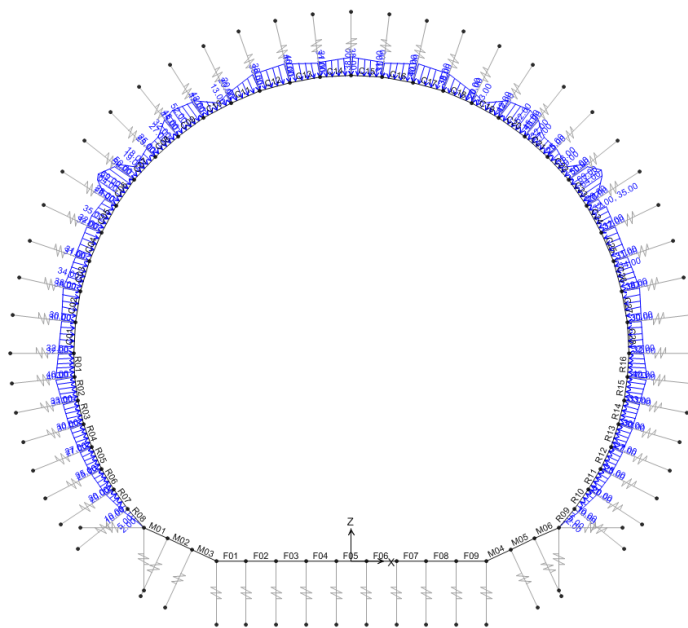


Abbildung 4: Gebirgslast (G5) aus FDM-Analyse

Illustrazione 4: Carico dell'ammasso (G5) da analisi FDM

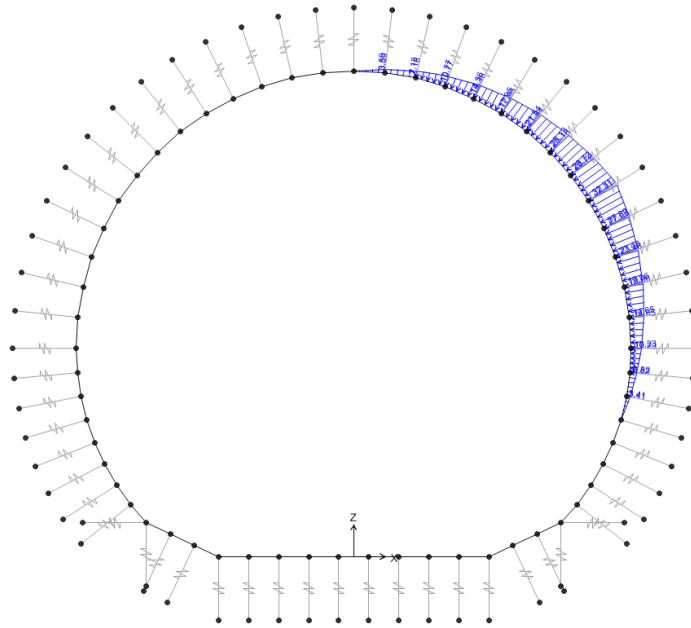


Abbildung 5: Gebirgslast (G5) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 5: Carico dell'ammasso (G5) da analisi a blocchi

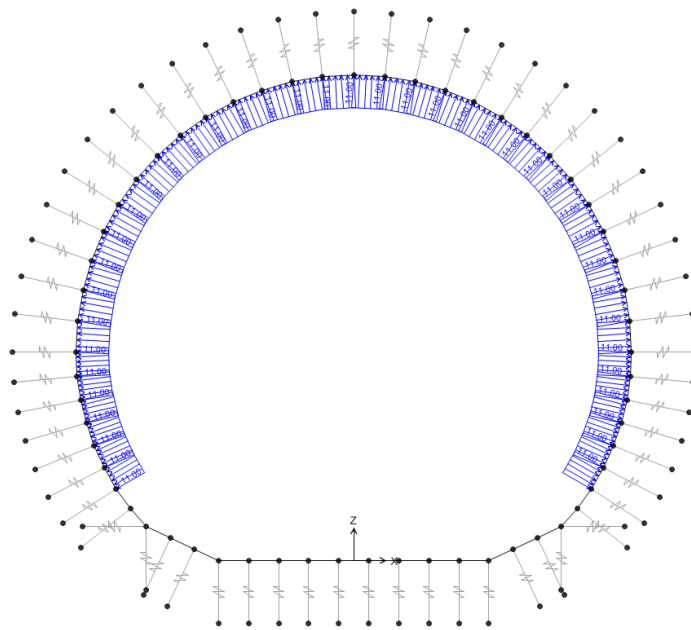


Abbildung 6: Aerodynamischer Druck (A1)

Illustrazione 6: Pressione aerodinamica (A1)

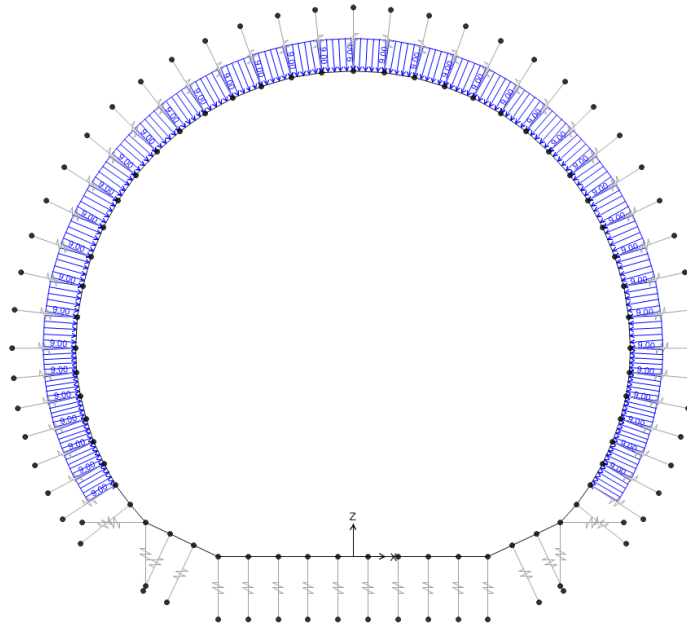


Abbildung 7: Sog (A1)

Illustrazione 7: Aspirazione (A1)

Im Folgenden wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendste Kombination aufgezeigt: GZT06 mit Last G5 aus der Bruchkörperanalyse

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nella combinazione più gravosa: SLU06 con il carico G5 derivante dall'analisi a blocchi

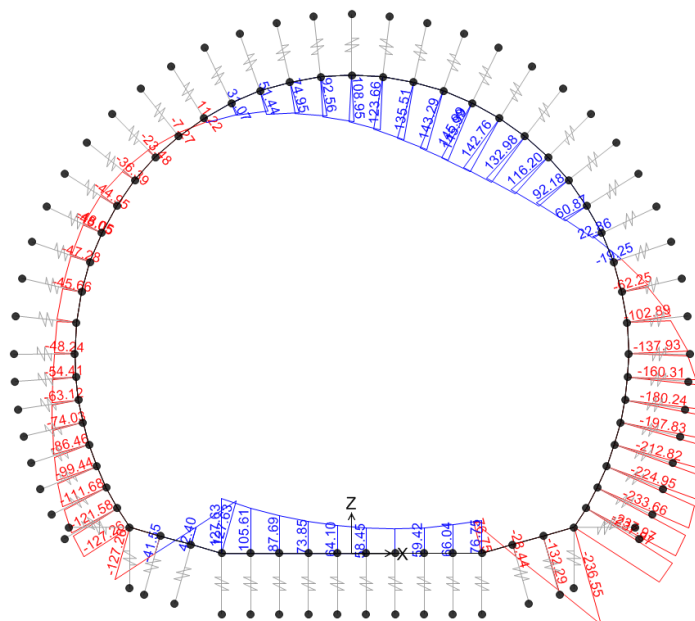


Abbildung 8: GZT06 - Biegemoment (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 8: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi a blocchi)

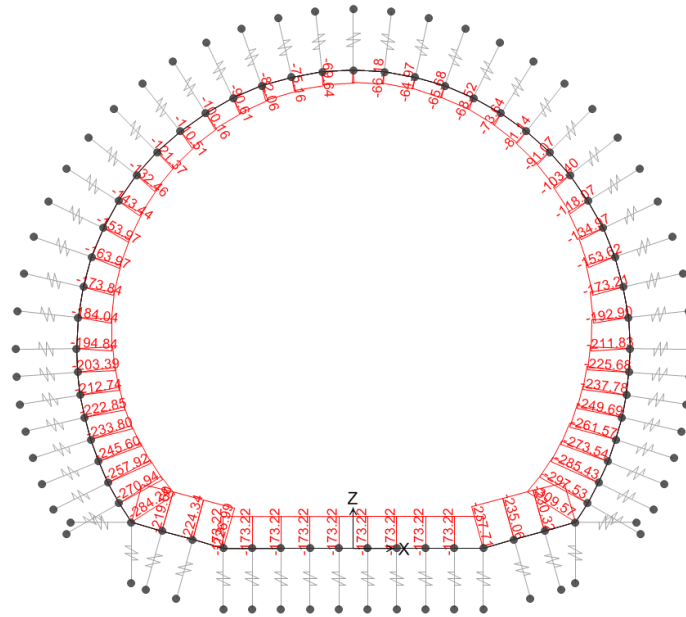


Abbildung 9: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus der Bruchkörperanalyse) Illustrazione 9: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi a blocchi)

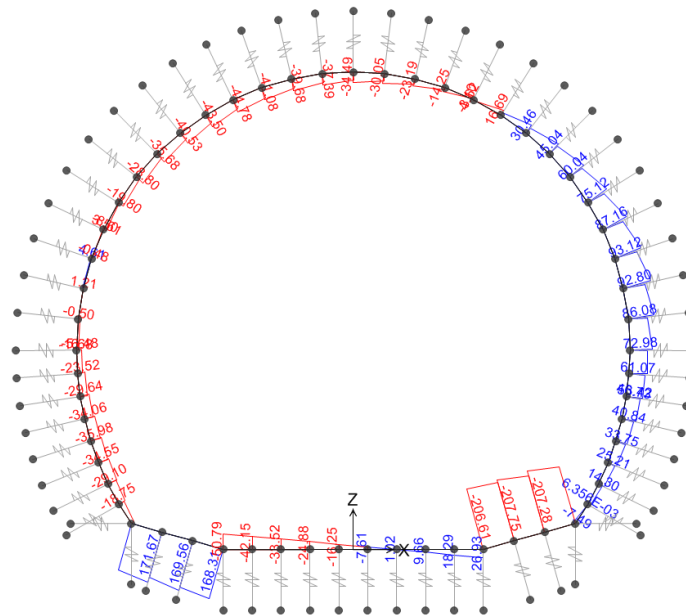


Abbildung 10: GZT06 - Schub (G5 aus der Bruchkörperanalyse) Illustrazione 10: SLU06 - Taglio (G5 da analisi a blocchi)

In folgenden Tabellen sind GZG und GZT Spannungsüberprüfungen der unbewehrten Ausbruchquerschnitte gezeigt sowohl mit Blocklastmodell als auch mit FDM-Analyse.

Insbesondere:

Nelle seguenti tabelle sono riportate le verifiche tensionali agli SLE e agli SLU delle sezioni non armate, sia per il modello con carico da analisi a blocchi che da analisi FDM.

In particolare:

Illustrazione 11 - Verifiche tensionali agli SLE con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco.

Illustrazione 11 - Spannungsüberprüfung auf GZG mit Belastungen aus dem Modell mit Blocklast.

Illustrazione 11 - Spannungsüberprüfung auf GZT mit Belastungen aus dem Modell mit FLAC Last. Die einzigen Lastkombinationen welche vom vorherigen Modell abweichen, daher aufgezeigt, sind GZG05 und GZG06.

Illustrazione 11 - Spannungsüberprüfung auf GZT mit Belastungen aus dem Modell mit Blocklast. In dieser Tabelle sind die überprüften Kombinationen ohne Bildung von plastischen Scharniere aufgezeigt (GZT11).

Illustrazione 11 - Spannungsüberprüfung auf GZT mit Belastungen aus dem Modell mit Blocklast. In dieser Tabelle sind die überprüften Kombinationen mit Bildung von 2 plastischen Scharniere aufgezeigt (GZT02 - GZT04 - GZT06 - GZT12 - GZT14 - GZT13 - GZT21 - GZT22).

Illustrazione 11 - Spannungsüberprüfung auf GZT mit Belastungen aus dem Modell mit Blocklast. In dieser Tabelle sind die überprüften Kombinationen mit Bildung von 2 plastischen Scharniere aufgezeigt (GZT01 - GZT05 - GZT03).

Illustrazione 11 - Spannungsüberprüfung auf GZT mit Belastungen aus dem Modell mit FLAC Last. In dieser Tabelle sind die überprüften Kombinationen mit Bildung eines plastischen Scharniers an der Kappe aufgezeigt.

Illustrazione 12 - Verifiche tensionali agli SLE con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da FLAC. Le uniche combinazioni di carico che differiscono dal modello precedente, quindi riportate, sono la SLE05 e la SLE06.

Illustrazione 13 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco. In questa tabella sono riportate le combinazioni che sono verificate senza la formazione di cerniere plastiche (SLU11)

Illustrazione 14 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco. In questa tabella sono riportate le combinazioni che sono verificate con la formazione di 2 cerniere plastiche (SLU02-SLU04 - SLU06 - SLU12 - SLU14 - SLU13 - SLU21 - SLU22).

Illustrazione 15 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco. In questa tabella sono riportate le combinazioni che sono state verificate con la formazione di 2 cerniere plastiche (SLU01 - SLU05 - SLU03).

Illustrazione 16 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da FLAC. In questa tabella sono riportate le combinazione che sono state verificate con la formazione di una cerniera plastica in calotta.

Frame	OutputCase	Type	P	V3				M3				M2		h		e		A _{net}	N _{u3}	N _{u2}	Verifica N _{u3} < N _{uR}		Verifica della sezione non armata considerando il calcestruzzo resistente a trazione f _{ct,d}				Verifica della sezione non armata considerando il calcestruzzo resistente a trazione f _{ct,d}		Verifica a Pressione		Verifica a Taglio		Verifica a Taglio (s.d.s.)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
				V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	e ₁	e ₂	σ ₁	σ ₂				σ ₃	σ ₄	σ ₅	σ ₆	σ ₇	σ ₈	σ ₉	σ ₁₀	σ ₁₁	σ ₁₂	σ ₁₃	σ ₁₄	σ ₁₅	σ ₁₆	σ ₁₇	σ ₁₈	σ ₁₉	σ ₂₀	σ ₂₁	σ ₂₂	σ ₂₃	σ ₂₄	σ ₂₅	σ ₂₆	σ ₂₇	σ ₂₈	σ ₂₉	σ ₃₀	σ ₃₁	σ ₃₂	σ ₃₃	σ ₃₄	σ ₃₅	σ ₃₆	σ ₃₇	σ ₃₈	σ ₃₉	σ ₄₀	σ ₄₁	σ ₄₂	σ ₄₃	σ ₄₄	σ ₄₅	σ ₄₆	σ ₄₇	σ ₄₈	σ ₄₉	σ ₅₀	σ ₅₁	σ ₅₂	σ ₅₃	σ ₅₄	σ ₅₅	σ ₅₆	σ ₅₇	σ ₅₈	σ ₅₉	σ ₆₀	σ ₆₁	σ ₆₂	σ ₆₃	σ ₆₄	σ ₆₅	σ ₆₆	σ ₆₇	σ ₆₈	σ ₆₉	σ ₇₀	σ ₇₁	σ ₇₂	σ ₇₃	σ ₇₄	σ ₇₅	σ ₇₆	σ ₇₇	σ ₇₈	σ ₇₉	σ ₈₀	σ ₈₁	σ ₈₂	σ ₈₃	σ ₈₄	σ ₈₅	σ ₈₆	σ ₈₇	σ ₈₈	σ ₈₉	σ ₉₀	σ ₉₁	σ ₉₂	σ ₉₃	σ ₉₄	σ ₉₅	σ ₉₆	σ ₉₇	σ ₉₈	σ ₉₉	σ ₁₀₀	σ ₁₀₁	σ ₁₀₂	σ ₁₀₃	σ ₁₀₄	σ ₁₀₅	σ ₁₀₆	σ ₁₀₇	σ ₁₀₈	σ ₁₀₉	σ ₁₁₀	σ ₁₁₁	σ ₁₁₂	σ ₁₁₃	σ ₁₁₄	σ ₁₁₅	σ ₁₁₆	σ ₁₁₇	σ ₁₁₈	σ ₁₁₉	σ ₁₂₀	σ ₁₂₁	σ ₁₂₂	σ ₁₂₃	σ ₁₂₄	σ ₁₂₅	σ ₁₂₆	σ ₁₂₇	σ ₁₂₈	σ ₁₂₉	σ ₁₃₀	σ ₁₃₁	σ ₁₃₂	σ ₁₃₃	σ ₁₃₄	σ ₁₃₅	σ ₁₃₆	σ ₁₃₇	σ ₁₃₈	σ ₁₃₉	σ ₁₄₀	σ ₁₄₁	σ ₁₄₂	σ ₁₄₃	σ ₁₄₄	σ ₁₄₅	σ ₁₄₆	σ ₁₄₇	σ ₁₄₈	σ ₁₄₉	σ ₁₅₀	σ ₁₅₁	σ ₁₅₂	σ ₁₅₃	σ ₁₅₄	σ ₁₅₅	σ ₁₅₆	σ ₁₅₇	σ ₁₅₈	σ ₁₅₉	σ ₁₆₀	σ ₁₆₁	σ ₁₆₂	σ ₁₆₃	σ ₁₆₄	σ ₁₆₅	σ ₁₆₆	σ ₁₆₇	σ ₁₆₈	σ ₁₆₉	σ ₁₇₀	σ ₁₇₁	σ ₁₇₂	σ ₁₇₃	σ ₁₇₄	σ ₁₇₅	σ ₁₇₆	σ ₁₇₇	σ ₁₇₈	σ ₁₇₉	σ ₁₈₀	σ ₁₈₁	σ ₁₈₂	σ ₁₈₃	σ ₁₈₄	σ ₁₈₅	σ ₁₈₆	σ ₁₈₇	σ ₁₈₈	σ ₁₈₉	σ ₁₉₀	σ ₁₉₁	σ ₁₉₂	σ ₁₉₃	σ ₁₉₄	σ ₁₉₅	σ ₁₉₆	σ ₁₉₇	σ ₁₉₈	σ ₁₉₉	σ ₂₀₀	σ ₂₀₁	σ ₂₀₂	σ ₂₀₃	σ ₂₀₄	σ ₂₀₅	σ ₂₀₆	σ ₂₀₇	σ ₂₀₈	σ ₂₀₉	σ ₂₁₀	σ ₂₁₁	σ ₂₁₂	σ ₂₁₃	σ ₂₁₄	σ ₂₁₅	σ ₂₁₆	σ ₂₁₇	σ ₂₁₈	σ ₂₁₉	σ ₂₂₀	σ ₂₂₁	σ ₂₂₂	σ ₂₂₃	σ ₂₂₄	σ ₂₂₅	σ ₂₂₆	σ ₂₂₇	σ ₂₂₈	σ ₂₂₉	σ ₂₃₀	σ ₂₃₁	σ ₂₃₂	σ ₂₃₃	σ ₂₃₄	σ ₂₃₅	σ ₂₃₆	σ ₂₃₇	σ ₂₃₈	σ ₂₃₉	σ ₂₄₀	σ ₂₄₁	σ ₂₄₂	σ ₂₄₃	σ ₂₄₄	σ ₂₄₅	σ ₂₄₆	σ ₂₄₇	σ ₂₄₈	σ ₂₄₉	σ ₂₅₀	σ ₂₅₁	σ ₂₅₂	σ ₂₅₃	σ ₂₅₄	σ ₂₅₅	σ ₂₅₆	σ ₂₅₇	σ ₂₅₈	σ ₂₅₉	σ ₂₆₀	σ ₂₆₁	σ ₂₆₂	σ ₂₆₃	σ ₂₆₄	σ ₂₆₅	σ ₂₆₆	σ ₂₆₇	σ ₂₆₈	σ ₂₆₉	σ ₂₇₀	σ ₂₇₁	σ ₂₇₂	σ ₂₇₃	σ ₂₇₄	σ ₂₇₅	σ ₂₇₆	σ ₂₇₇	σ ₂₇₈	σ ₂₇₉	σ ₂₈₀	σ ₂₈₁	σ ₂₈₂	σ ₂₈₃	σ ₂₈₄	σ ₂₈₅	σ ₂₈₆	σ ₂₈₇	σ ₂₈₈	σ ₂₈₉	σ ₂₉₀	σ ₂₉₁	σ ₂₉₂	σ ₂₉₃	σ ₂₉₄	σ ₂₉₅	σ ₂₉₆	σ ₂₉₇	σ ₂₉₈	σ ₂₉₉	σ ₃₀₀	σ ₃₀₁	σ ₃₀₂	σ ₃₀₃	σ ₃₀₄	σ ₃₀₅	σ ₃₀₆	σ ₃₀₇	σ ₃₀₈	σ ₃₀₉	σ ₃₁₀	σ ₃₁₁	σ ₃₁₂	σ ₃₁₃	σ ₃₁₄	σ ₃₁₅	σ ₃₁₆	σ ₃₁₇	σ ₃₁₈	σ ₃₁₉	σ ₃₂₀	σ ₃₂₁	σ ₃₂₂	σ ₃₂₃	σ ₃₂₄	σ ₃₂₅	σ ₃₂₆	σ ₃₂₇	σ ₃₂₈	σ ₃₂₉	σ ₃₃₀	σ ₃₃₁	σ ₃₃₂	σ ₃₃₃	σ ₃₃₄	σ ₃₃₅	σ ₃₃₆	σ ₃₃₇	σ ₃₃₈	σ ₃₃₉	σ ₃₄₀	σ ₃₄₁	σ ₃₄₂	σ ₃₄₃	σ ₃₄₄	σ ₃₄₅	σ ₃₄₆	σ ₃₄₇	σ ₃₄₈	σ ₃₄₉	σ ₃₅₀	σ ₃₅₁	σ ₃₅₂	σ ₃₅₃	σ ₃₅₄	σ ₃₅₅	σ ₃₅₆	σ ₃₅₇	σ ₃₅₈	σ ₃₅₉	σ ₃₆₀	σ ₃₆₁	σ ₃₆₂	σ ₃₆₃	σ ₃₆₄	σ ₃₆₅	σ ₃₆₆	σ ₃₆₇	σ ₃₆₈	σ ₃₆₉	σ ₃₇₀	σ ₃₇₁	σ ₃₇₂	σ ₃₇₃	σ ₃₇₄	σ ₃₇₅	σ ₃₇₆	σ ₃₇₇	σ ₃₇₈	σ ₃₇₉	σ ₃₈₀	σ ₃₈₁	σ ₃₈₂	σ ₃₈₃	σ ₃₈₄	σ ₃₈₅	σ ₃₈₆	σ ₃₈₇	σ ₃₈₈	σ ₃₈₉	σ ₃₉₀	σ ₃₉₁	σ ₃₉₂	σ ₃₉₃	σ ₃₉₄	σ ₃₉₅	σ ₃₉₆	σ ₃₉₇	σ ₃₉₈	σ ₃₉₉	σ ₄₀₀	σ ₄₀₁	σ ₄₀₂	σ ₄₀₃	σ ₄₀₄	σ ₄₀₅	σ ₄₀₆	σ ₄₀₇	σ ₄₀₈	σ ₄₀₉	σ ₄₁₀	σ ₄₁₁	σ ₄₁₂	σ ₄₁₃	σ ₄₁₄	σ ₄₁₅	σ ₄₁₆	σ ₄₁₇	σ ₄₁₈	σ ₄₁₉	σ ₄₂₀	σ ₄₂₁	σ ₄₂₂	σ ₄₂₃	σ ₄₂₄	σ ₄₂₅	σ ₄₂₆	σ ₄₂₇	σ ₄₂₈	σ ₄₂₉	σ ₄₃₀	σ ₄₃₁	σ ₄₃₂	σ ₄₃₃	σ ₄₃₄	σ ₄₃₅	σ ₄₃₆	σ ₄₃₇	σ ₄₃₈	σ ₄₃₉	σ ₄₄₀	σ ₄₄₁	σ ₄₄₂	σ ₄₄₃	σ ₄₄₄	σ ₄₄₅	σ ₄₄₆	σ ₄₄₇	σ ₄₄₈	σ ₄₄₉	σ ₄₅₀	σ ₄₅₁	σ ₄₅₂	σ ₄₅₃	σ ₄₅₄	σ ₄₅₅	σ ₄₅₆	σ ₄₅₇	σ ₄₅₈	σ ₄₅₉	σ ₄₆₀	σ ₄₆₁	σ ₄₆₂	σ ₄₆₃	σ ₄₆₄	σ ₄₆₅	σ ₄₆₆	σ ₄₆₇	σ ₄₆₈	σ ₄₆₉	σ ₄₇₀	σ ₄₇₁	σ ₄₇₂	σ ₄₇₃	σ ₄₇₄	σ ₄₇₅	σ ₄₇₆	σ ₄₇₇	σ ₄₇₈	σ ₄₇₉	σ ₄₈₀	σ ₄₈₁	σ ₄₈₂	σ ₄₈₃	σ ₄₈₄	σ ₄₈₅	σ ₄₈₆	σ ₄₈₇	σ ₄₈₈	σ ₄₈₉	σ ₄₉₀	σ ₄₉₁	σ ₄₉₂	σ ₄₉₃	σ ₄₉₄	σ ₄₉₅	σ ₄₉₆	σ ₄₉₇	σ ₄₉₈	σ ₄₉₉	σ ₅₀₀	σ ₅₀₁	σ ₅₀₂	σ ₅₀₃	σ ₅₀₄	σ ₅₀₅	σ ₅₀₆	σ ₅₀₇	σ ₅₀₈	σ ₅₀₉	σ ₅₁₀	σ ₅₁₁	σ ₅₁₂	σ ₅₁₃	σ ₅₁₄	σ ₅₁₅	σ ₅₁₆	σ ₅₁₇	σ ₅₁₈	σ ₅₁₉	σ ₅₂₀	σ ₅₂₁	σ ₅₂₂	σ ₅₂₃	σ ₅₂₄	σ ₅₂₅	σ ₅₂₆	σ ₅₂₇	σ ₅₂₈	σ ₅₂₉	σ ₅₃₀	σ ₅₃₁	σ ₅₃₂	σ ₅₃₃	σ ₅₃₄	σ ₅₃₅	σ ₅₃₆	σ ₅₃₇	σ ₅₃₈	σ ₅₃₉	σ ₅₄₀	σ ₅₄₁	σ ₅₄₂	σ ₅₄₃	σ ₅₄₄	σ ₅₄₅	σ ₅₄₆	σ ₅₄₇	σ ₅₄₈	σ ₅₄₉	σ ₅₅₀	σ ₅₅₁	σ ₅₅₂	σ ₅₅₃	σ ₅₅₄	σ ₅₅₅	σ ₅₅₆	σ ₅₅₇	σ ₅₅₈	σ ₅₅₉	σ ₅₆₀	σ ₅₆₁	σ ₅₆₂	σ ₅₆₃	σ ₅₆₄	σ ₅₆₅	σ ₅₆₆	σ ₅₆₇	σ ₅₆₈	σ ₅₆₉	σ ₅₇₀	σ ₅₇₁	σ ₅₇₂	σ ₅₇₃	σ ₅₇₄	σ ₅₇₅	σ ₅₇₆	σ ₅₇₇	σ ₅₇₈	σ ₅₇₉	σ ₅₈₀	σ ₅₈₁	σ ₅₈₂	σ ₅₈₃	σ ₅₈₄	σ ₅₈₅	σ ₅₈₆	σ ₅₈₇	σ ₅₈₈	σ ₅₈₉	σ ₅₉₀	σ ₅₉₁	σ ₅₉₂	σ ₅₉₃	σ ₅₉₄	σ ₅₉₅	σ ₅₉₆	σ ₅₉₇	σ ₅₉₈	σ ₅₉₉	σ ₆₀₀	σ ₆₀₁	σ ₆₀₂	σ ₆₀₃	σ ₆₀₄	σ ₆₀₅	σ ₆₀₆	σ ₆₀₇	σ ₆₀₈	σ ₆₀₉	σ ₆₁₀	σ ₆₁₁	σ ₆₁₂	σ ₆₁₃	σ ₆₁₄	σ ₆₁₅	σ ₆₁₆	σ ₆₁₇	σ ₆₁₈	σ ₆₁₉	σ ₆₂₀	σ ₆₂₁	σ ₆₂₂	σ ₆₂₃	σ ₆₂₄	σ ₆₂₅	σ ₆₂₆	σ ₆₂₇	σ ₆₂₈	σ ₆₂₉	σ ₆₃₀	σ ₆₃₁	σ ₆₃₂	σ ₆₃₃	σ ₆₃₄	σ ₆₃₅	σ ₆₃₆	σ ₆₃₇	σ ₆₃₈	σ ₆₃₉	σ ₆₄₀	σ ₆₄₁	σ ₆₄₂	σ ₆₄₃	σ ₆₄₄	σ ₆₄₅	σ ₆₄₆	σ ₆₄₇	σ ₆₄₈	σ ₆₄₉	σ ₆₅₀	σ ₆₅₁	σ ₆₅₂	σ ₆₅₃	σ ₆₅₄	σ ₆₅₅	σ ₆₅₆	σ ₆₅₇	σ ₆₅₈	σ ₆₅₉	σ ₆₆₀	σ ₆₆₁	σ ₆₆₂	σ ₆₆₃	σ ₆₆₄	σ ₆₆₅	σ ₆₆₆	σ ₆₆₇	σ ₆₆₈	σ ₆₆₉	σ ₆₇₀	σ ₆₇₁	σ ₆₇₂	σ ₆₇₃	σ ₆₇₄	σ ₆₇₅	σ ₆₇₆	σ ₆₇₇	σ ₆₇₈	σ ₆₇₉	σ ₆₈₀	σ ₆₈₁	σ ₆₈₂	σ ₆₈₃	σ ₆₈₄	σ ₆₈₅	σ ₆₈₆	σ ₆₈₇	σ ₆₈₈	σ ₆₈₉	σ ₆₉₀	σ ₆₉₁	σ ₆₉₂	σ ₆₉₃	σ ₆₉₄	σ ₆₉₅	σ ₆₉₆	σ ₆₉₇	σ ₆₉₈	σ ₆₉₉	σ ₇₀₀	σ ₇₀₁	σ ₇₀₂	σ ₇₀₃	σ ₇₀₄	σ ₇₀₅	σ ₇₀₆	σ ₇₀₇	σ ₇₀₈	σ ₇₀₉	σ ₇₁₀	σ ₇₁₁	σ ₇₁₂	σ ₇₁₃	σ ₇₁₄	σ ₇₁₅	σ ₇₁₆	σ ₇₁₇	σ ₇₁₈	σ ₇₁₉	σ ₇₂₀	σ ₇₂₁	σ ₇₂₂	σ ₇₂₃	σ ₇₂₄	σ ₇₂₅	σ ₇₂₆	σ ₇₂₇	σ ₇₂₈	σ ₇₂₉	σ ₇₃₀	σ ₇₃₁	σ ₇₃₂	σ ₇₃₃	σ ₇₃₄	σ ₇₃₅	σ ₇₃₆	σ ₇₃₇	σ ₇₃₈	σ ₇₃₉	σ ₇₄₀	σ ₇₄₁	σ ₇₄₂	σ ₇₄₃	σ ₇₄₄	σ ₇₄₅	σ ₇₄₆	σ ₇₄₇	σ ₇₄₈	σ ₇₄₉	σ ₇₅₀	σ ₇₅₁	σ ₇₅₂	σ ₇₅₃	σ ₇₅₄	σ ₇₅₅	σ ₇₅₆	σ ₇₅₇	σ ₇₅₈	σ ₇₅₉	σ ₇₆₀	σ ₇₆₁	σ ₇₆₂	σ ₇₆₃	σ ₇₆₄	σ ₇₆₅	σ ₇₆₆	σ ₇₆₇	σ ₇₆₈	σ ₇₆₉	σ ₇₇₀	σ ₇₇₁	σ ₇₇₂	σ ₇₇₃	σ ₇₇₄	σ ₇₇₅	σ ₇₇₆	σ ₇₇₇	σ ₇₇₈	σ ₇₇₉	σ ₇₈₀	σ ₇₈₁	σ ₇₈₂	σ ₇₈₃	σ ₇₈₄	σ ₇₈₅	σ ₇₈₆	σ ₇₈₇	σ ₇₈₈	σ ₇₈₉	σ ₇₉₀	σ ₇₉₁	σ ₇₉₂	σ ₇₉₃	σ ₇₉₄	σ ₇₉₅	σ ₇₉₆	σ ₇₉₇	σ ₇₉₈	σ ₇₉₉	σ ₈₀₀	σ ₈₀₁	σ ₈₀₂	σ ₈₀₃	σ ₈₀₄	σ ₈₀₅	σ ₈₀₆	σ ₈₀₇	σ ₈₀₈	σ ₈₀₉	σ ₈₁₀	σ ₈₁₁	σ ₈₁₂	σ ₈₁₃	σ ₈₁₄	σ ₈₁₅	σ ₈₁₆	σ ₈₁₇	σ ₈₁₈	σ ₈₁₉	σ ₈₂₀	σ ₈₂₁	σ ₈₂₂	σ ₈₂₃	σ ₈₂₄	σ ₈₂₅	σ ₈₂₆	σ ₈₂₇	σ ₈₂₈	σ ₈₂₉	σ ₈₃₀	σ ₈₃₁	σ ₈₃₂	σ ₈₃₃	σ ₈₃₄	σ ₈₃₅	σ ₈₃₆	σ ₈₃₇	σ ₈₃₈	σ ₈₃₉	σ ₈₄₀	σ ₈₄₁	σ ₈₄₂	σ ₈₄₃	σ ₈₄₄	σ ₈₄₅	σ ₈₄₆	σ ₈₄₇	σ ₈₄₈	σ ₈₄₉	σ ₈₅₀	σ ₈₅₁	σ ₈₅₂

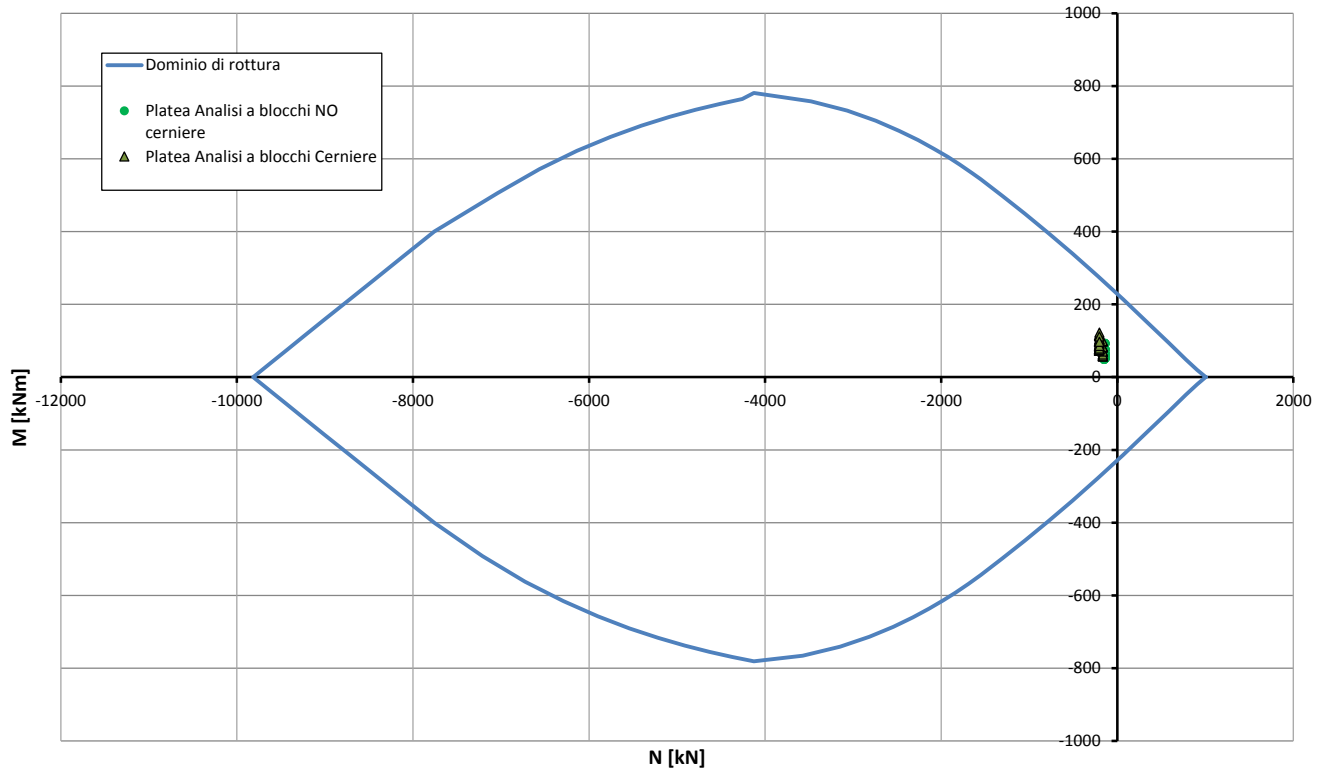


Abbildung 17: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (GZT) Last aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 17: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU) carico da Analisi a Blocchi

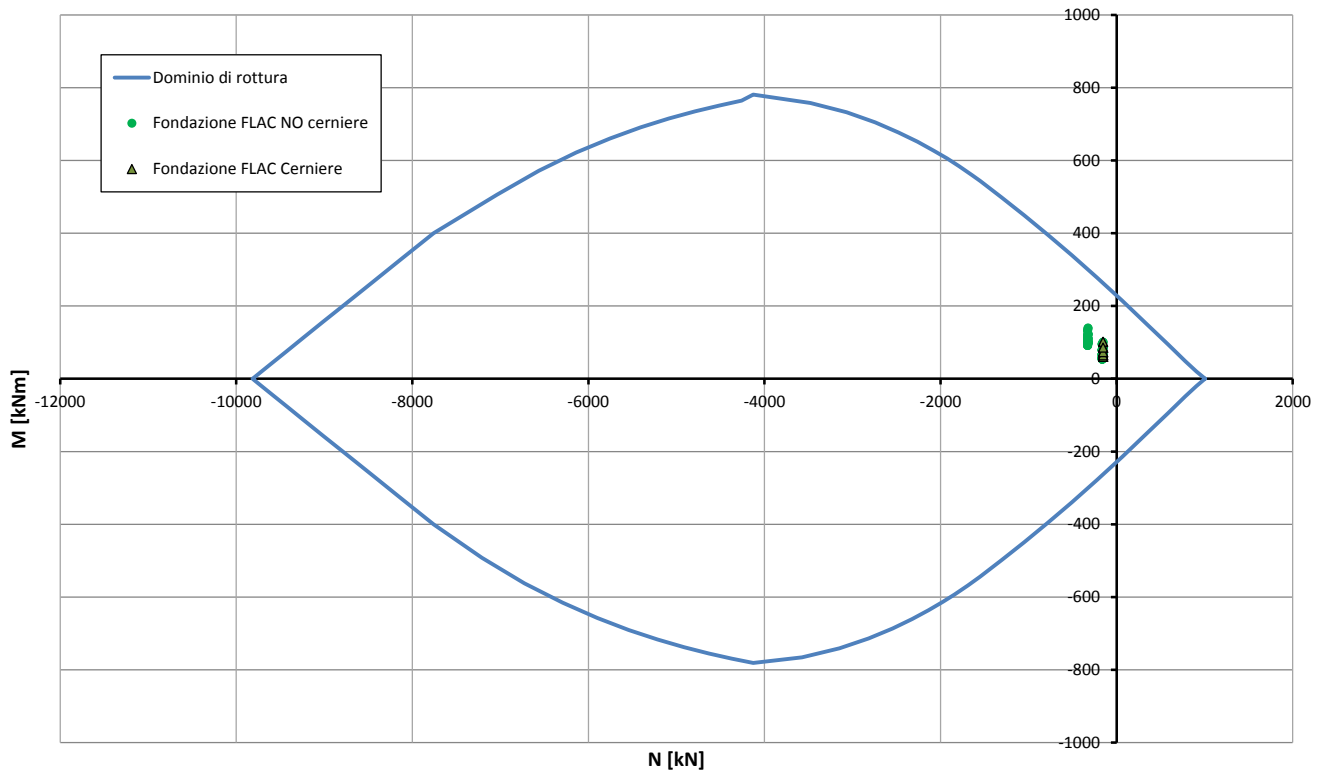


Abbildung 18: Beul Spannungsüberprüfung der Fundamentplatte (GZT) Last aus der FLAC Analyse

Illustrazione 18: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU) carico da Analisi FLAC

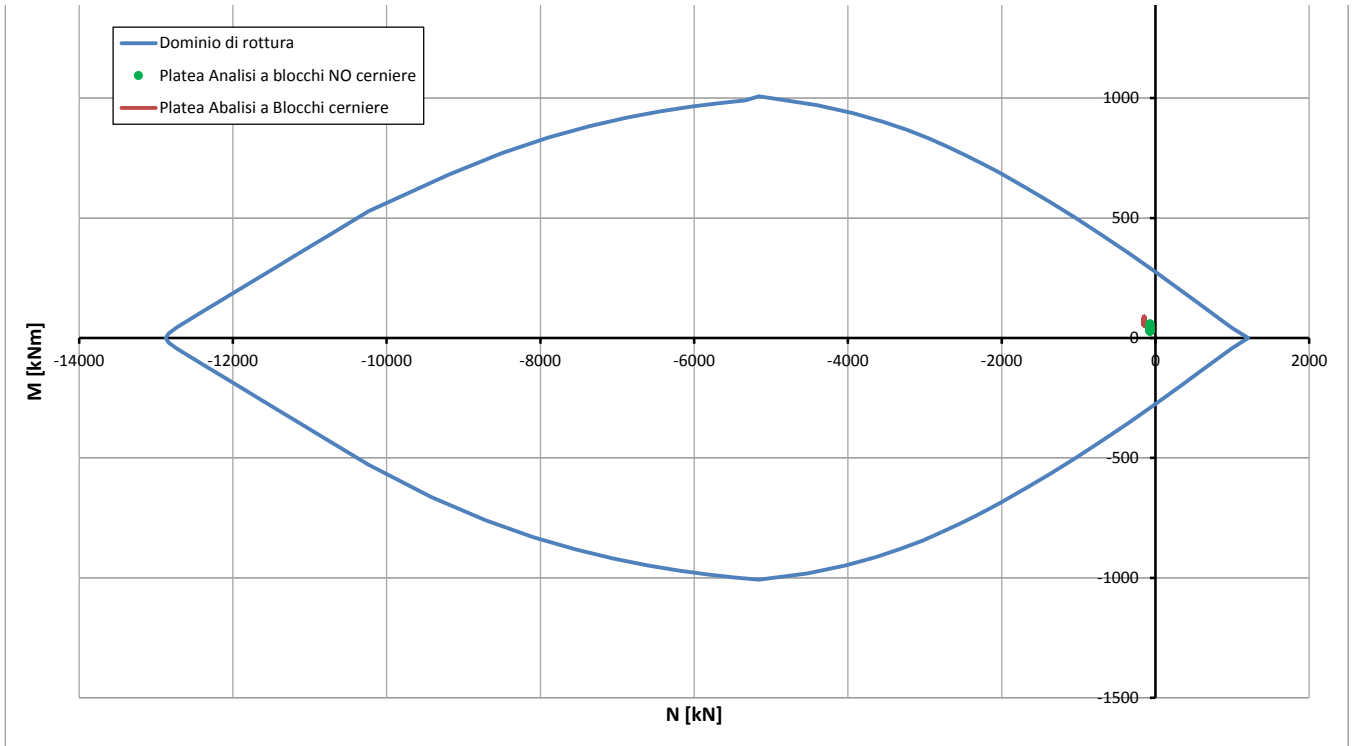


Abbildung 19: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT) Last aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 19: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale) carico da anlisi a Blocchi

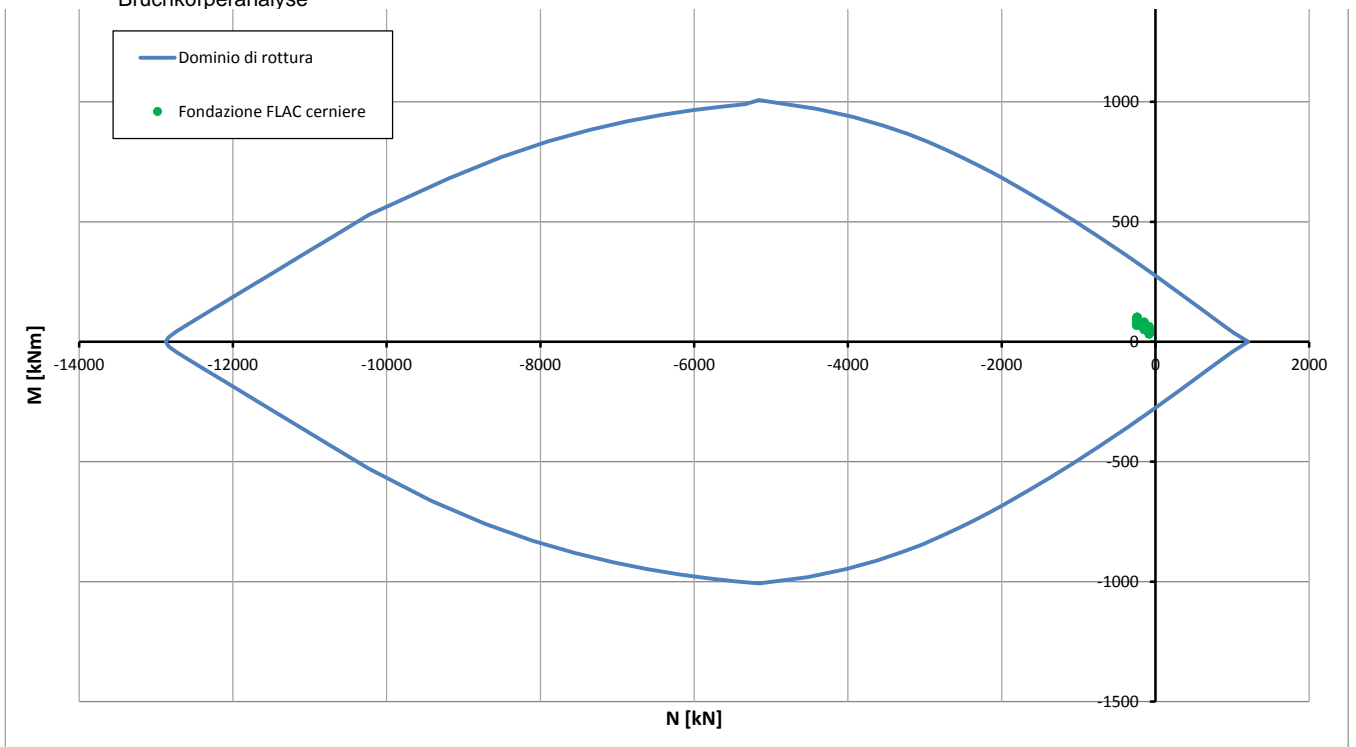


Abbildung 20: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT) Last aus der FLAC Analyse

Illustrazione 20: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale) carico da Anlisi FLAC

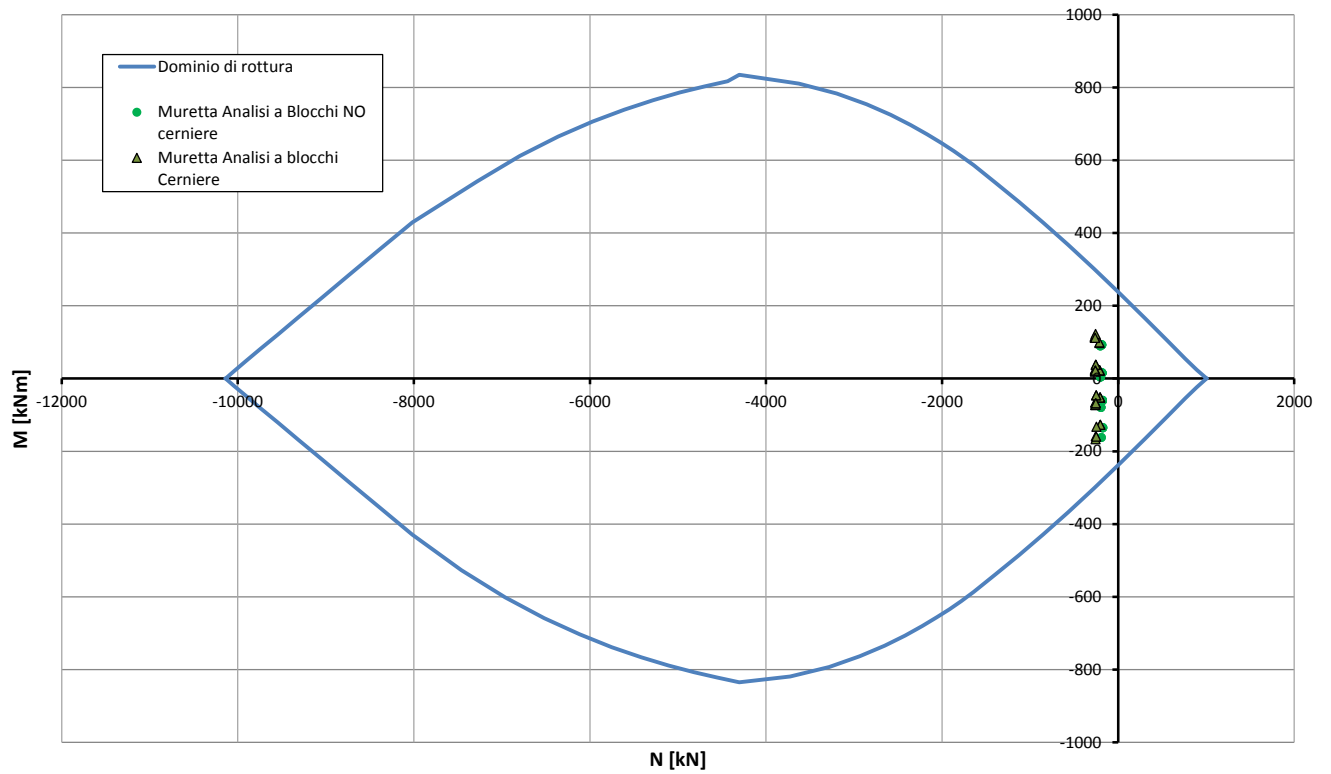


Abbildung 21: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 21: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU) Da analisi a Blocchi

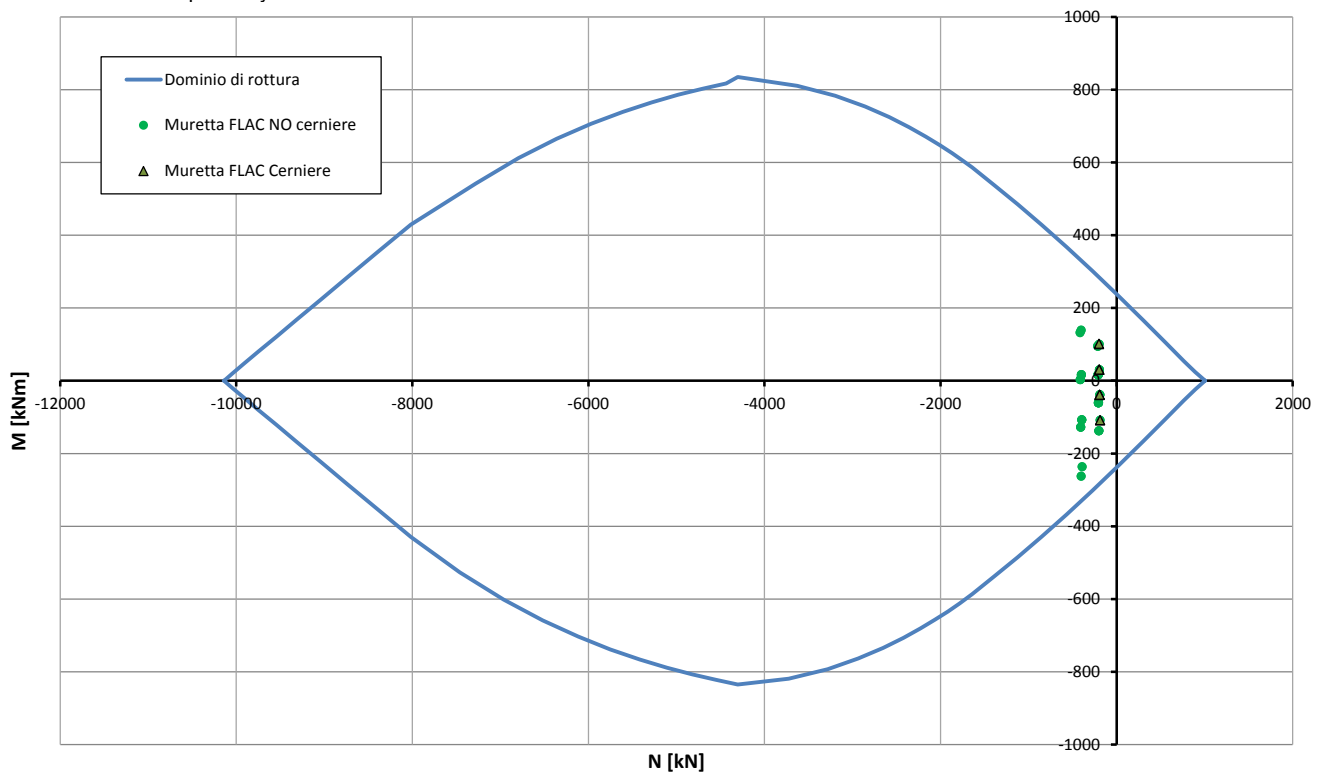


Abbildung 22: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) aus der FLAC Analyse

Illustrazione 22: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU) Da analisi FLAC

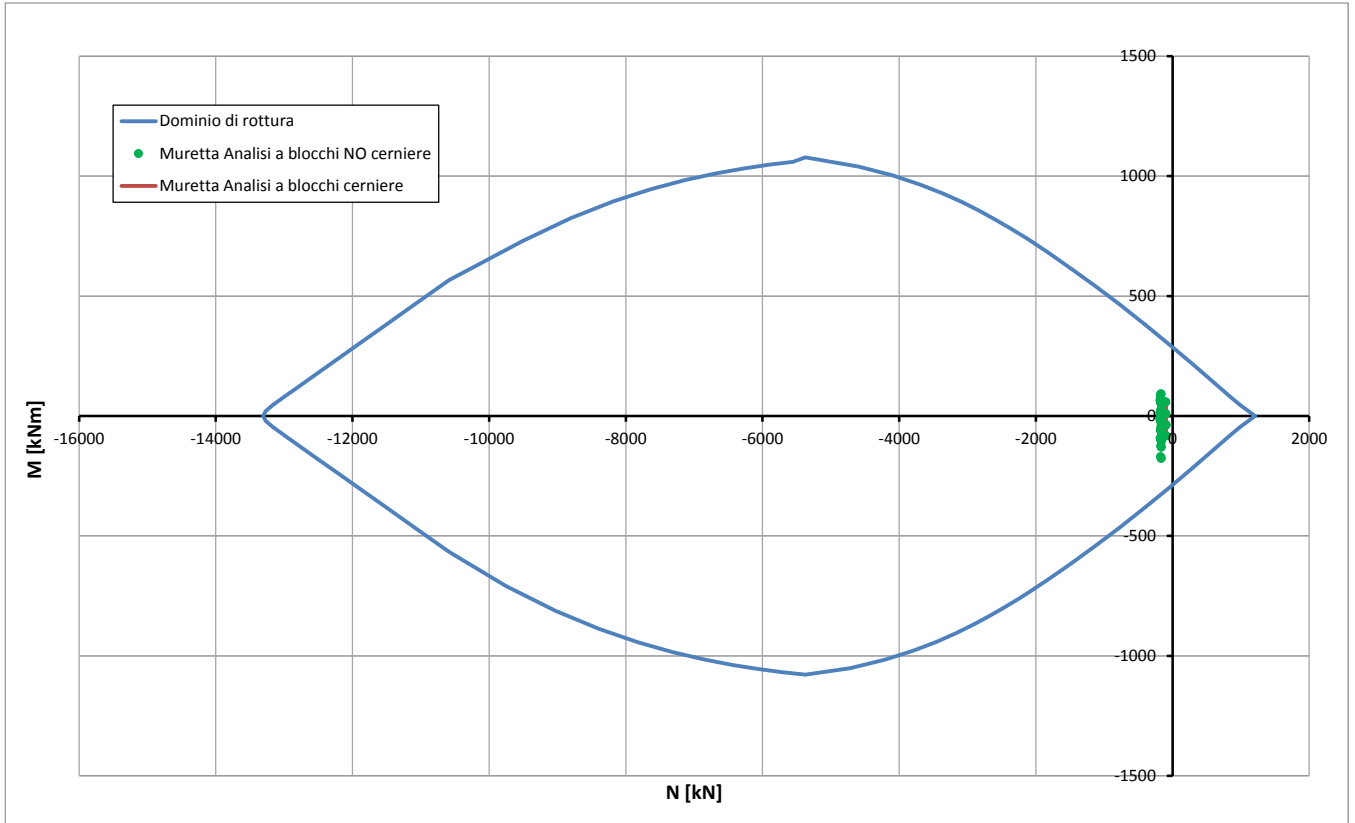


Abbildung 23: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 23: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale) da Analisi a Blocchi

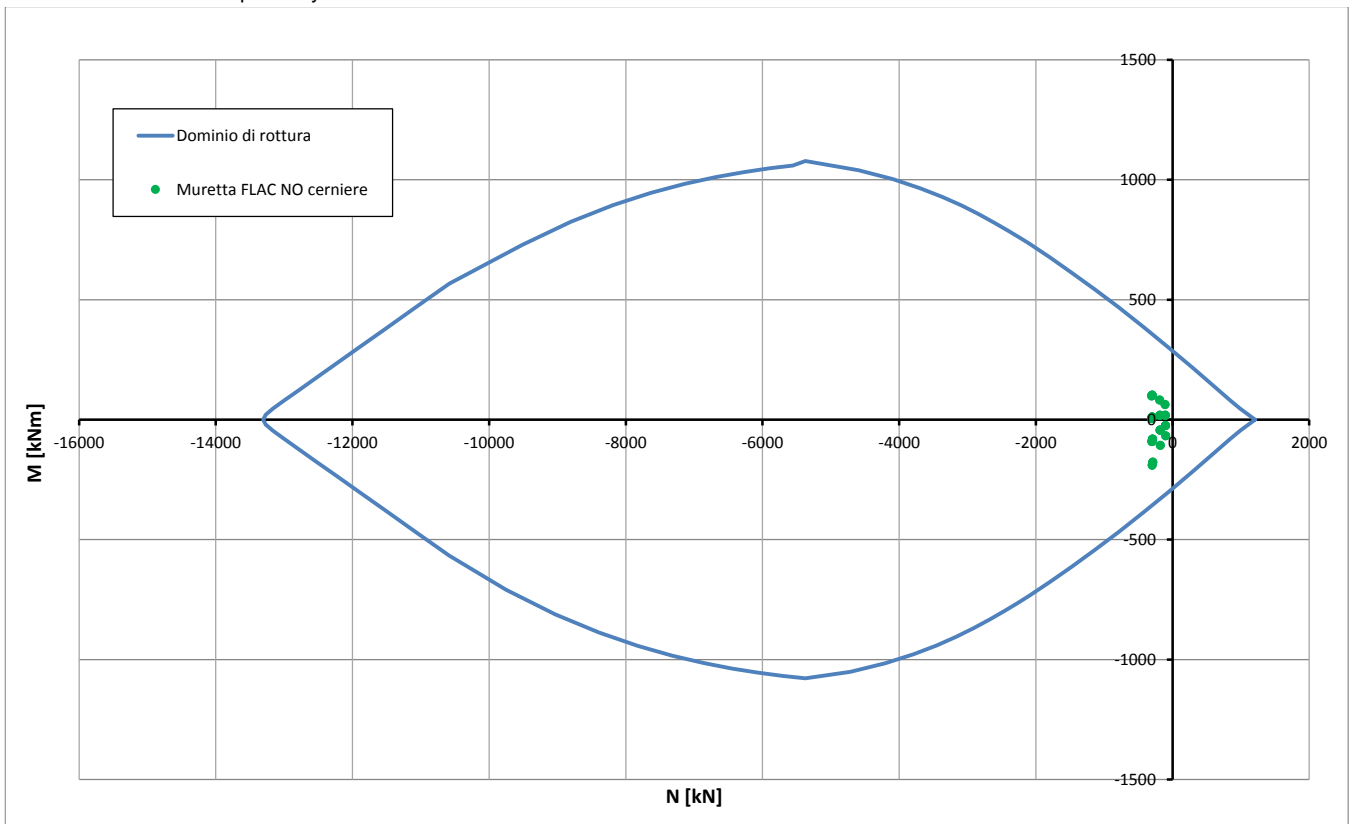


Abbildung 24: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT) aus der FLAC Analyse

Illustrazione 24: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale) da Analisi FLAC

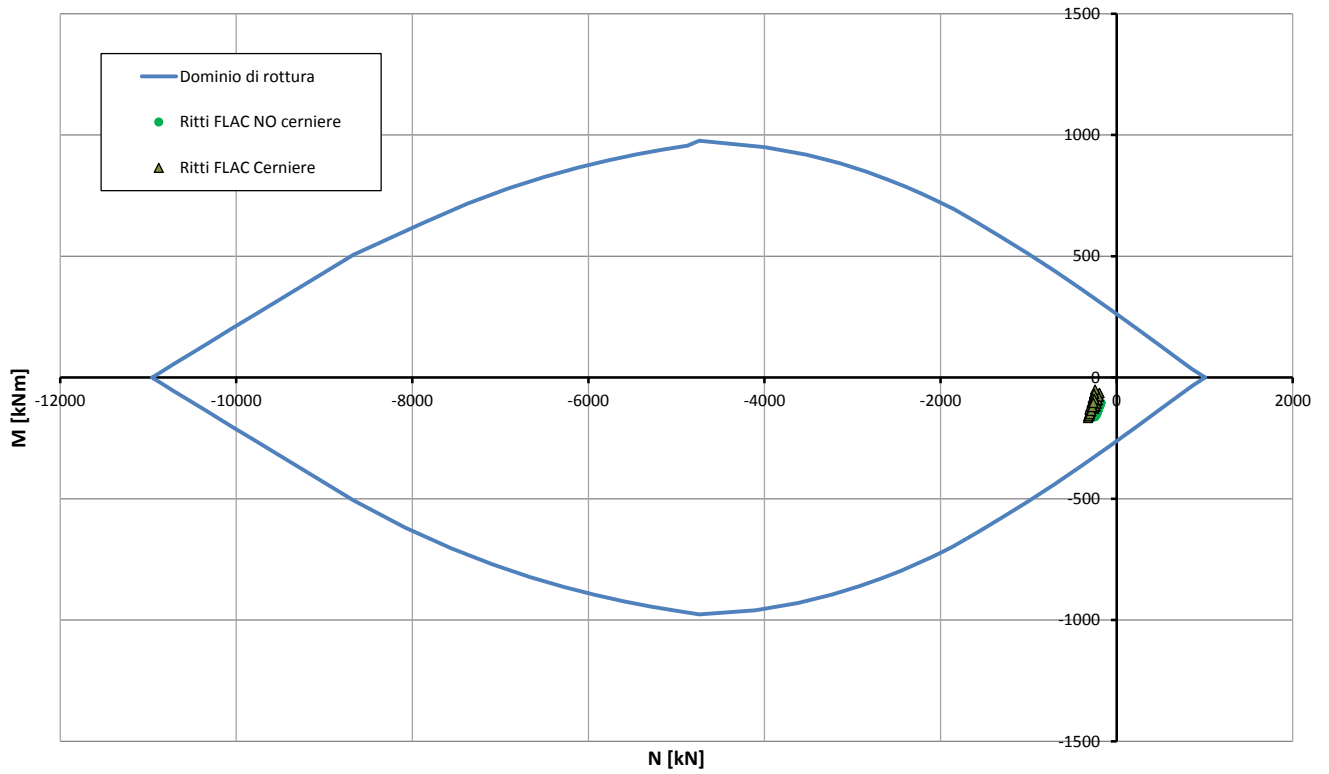


Abbildung 25: Beul Spannungsüberprüfung der Widerlager (GZT) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 25: Verifica a pressoflessione dei Ritti (SLU) da Analisi a Blocchi

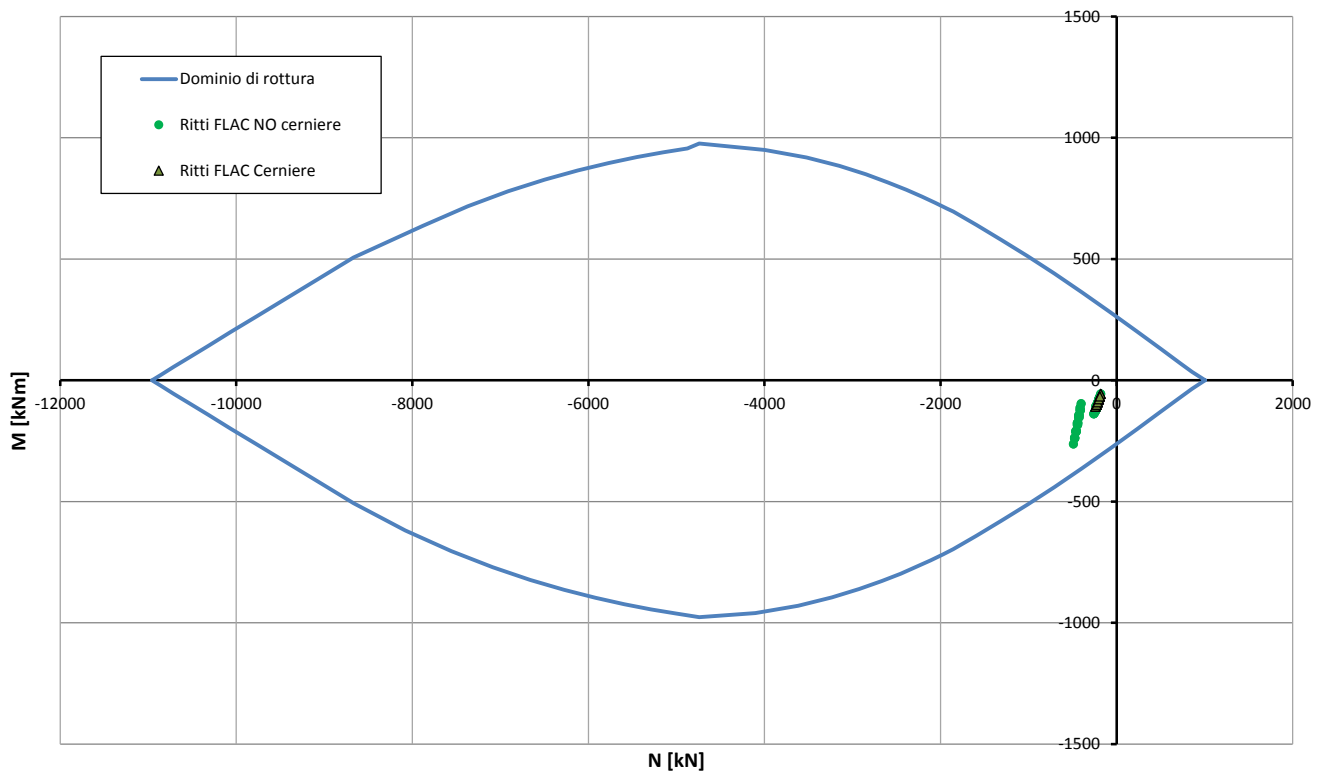


Abbildung 26: Beul Spannungsüberprüfung der Widerlager (GZT) aus der FLAC Analyse

Illustrazione 26: Verifica a pressoflessione dei Ritti (SLU) da Analisi FLAC

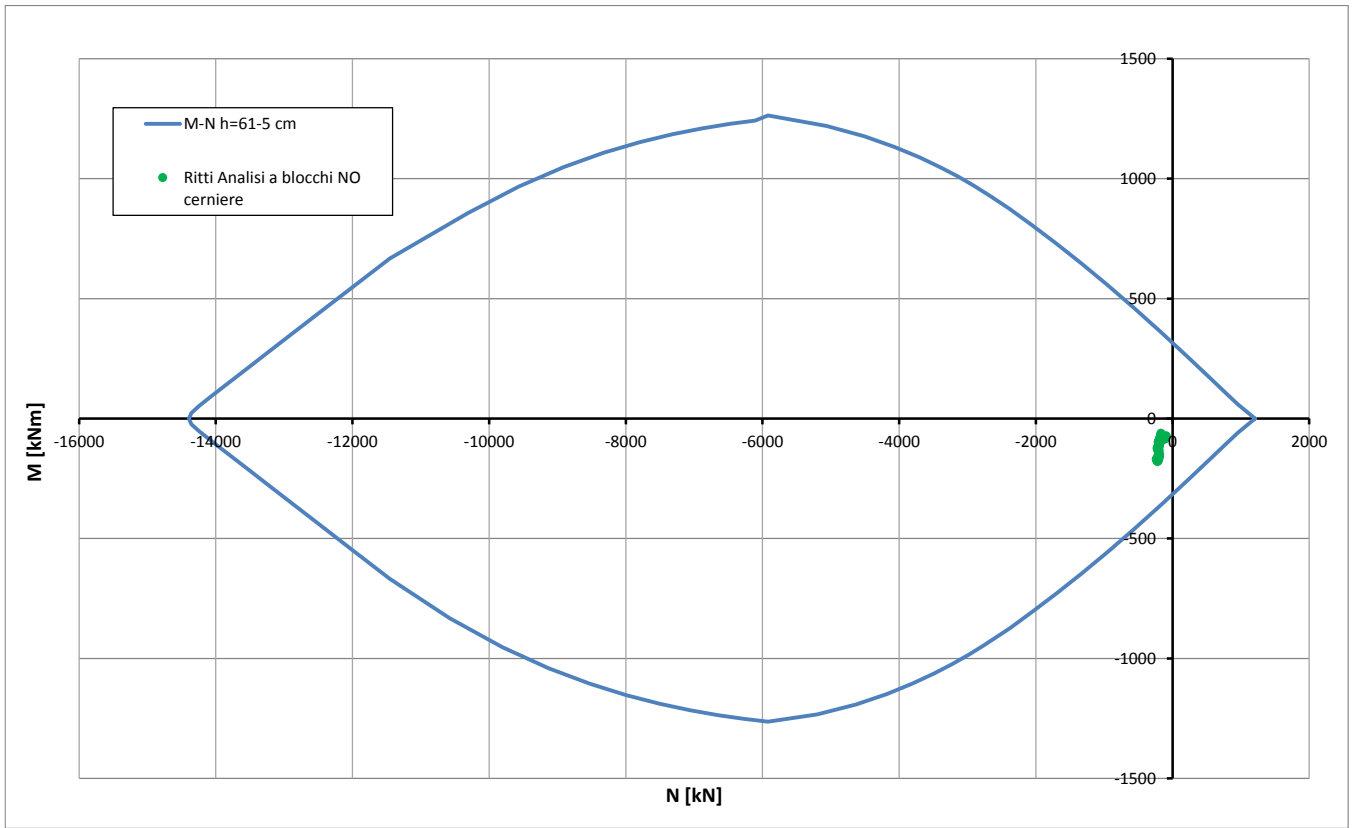


Abbildung 27: Beul Spannungsüberprüfung der Widerlager (außergewöhnliches GZT) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 27: Verifica a pressoflessione dei Ritti (SLU Eccezionali) da Analisi a Blocchi

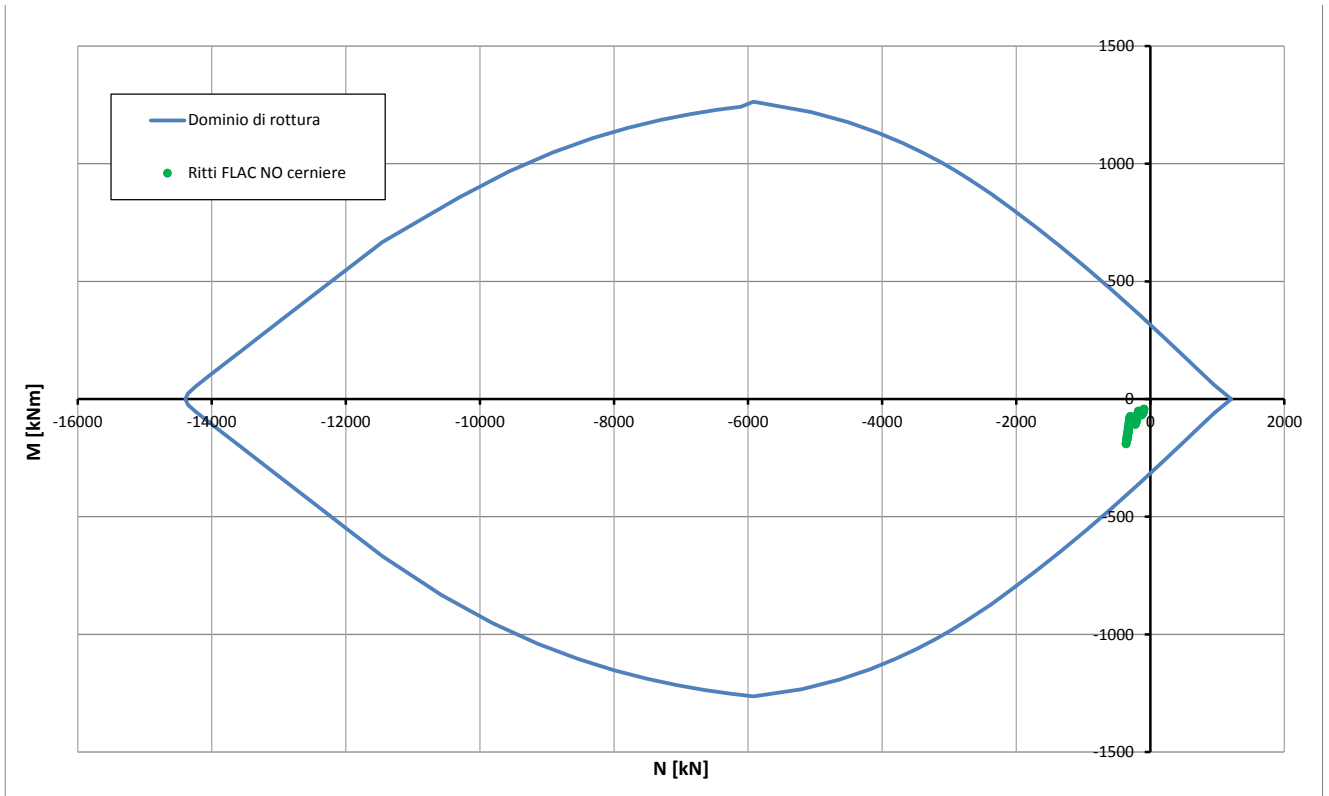


Abbildung 28: Beul Spannungsüberprüfung der Widerlager (außergewöhnliches GZT) aus der FLAC Analyse

Illustrazione 28: Verifica a pressoflessione dei Ritti (SLU Eccezionali) da Analisi FLAC

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 31 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 16.31 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 375.00 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 46.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 194.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 129.00 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 472 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Numero tendini longitudinali utilizzati	$n = 6.7 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{s1} = 1340 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_1 = 0.0028 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.65 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.41 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 223.30 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 223.30 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

Abbildung 29: Schubüberprüfung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 29: Verifica a taglio della platea di fondazione (SLU)

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 31 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 16.31 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 375.00 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 267.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 406.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = -127.00 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 782 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Numero tendini longitudinali utilizzati	$n = 6.7 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{s1} = 1340 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_1 = 0.0017 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.51 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.36 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.52 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 341.14 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 341.14 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

Abbildung 30: Schubüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 30: Verifica a taglio della muretta (SLU)

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	375.00	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	91.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	440.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	176.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	542	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{s1}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0025	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.61	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.40	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.81	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	280.25	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	280.25	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 31: Schubüberprüfung der Widerlager (GZT)

Illustrazione 31: Verifica a taglio dei Ritti (SLU)

			SLE06 - F09	SLE06 - M04	SLE06 - M06	SLE06 - R04	SLE06 - R08
STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	-220	-281	-287	-315	-362
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	96	96	-220	-150	-220
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	29.00	190.00	-198.00	-58.00	-30.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT
Overall depth of the cross section	h	[mm]	540	560	850	700	1090
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	472.0	492.0	782.0	632.0	632.0
Neutral axis depth	x	[mm]	17.3	20.7	23.1	24.1	21.3
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-3.45	-3.14	-3.53	-3.60	-5.38
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	89.46	64.69	126.50	87.85	158.30
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43	-18.43	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT	GL-MAT
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C<C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.942	2.942	2.942	2.942	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000	1.000	2.000	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.059	2.059	1.030	2.059	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ($f_{ct,eff}$)	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942	2.942	2.942	2.942	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete $= E_s/E_{cm}$	E_{cm}	[N/mm ²]	32000	32000	32000	32000	32000
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	α_e	[-]	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	170000	170000	170000	170000	356220
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	16	16	16	16	16
Cross section area of reinforcement in A_c,eff $= A_s/A_{c,eff}$	A_{s1}	[mm ²]	1340	1340	1340	1340	1340
Main strain	ρ_p,eff	[-]	0.0079	0.0079	0.0079	0.0079	0.0038
Rebar cover	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.256	0.185	0.361	0.251	0.452
Rebar spacing	c	[mm]	60	60	60	60	60
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	s	[mm]	150	150	150	150	150
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k_1	[-]	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Coefficient for $S_{r,max}$	k_2	[-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	3.40	3.40	3.40	3.40
Maximum crack spacing	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425
Crack width	$S_{r,max}$	[mm]	548.97	548.97	548.97	548.97	926.85
Crack width limit	w_k	[mm]	0.140	0.101	0.198	0.138	0.419
	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	1.300	0.300	1.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK	OK

Abbildung 32: Überprüfung des Tunnelbogenaufsatzes, der Sohlplatte und der Widerlager (GZG)

Illustrazione 32: Verifica della muretta della platea di fondazione e dei ritzi (SLE)

In folgenden Abbildungen sind die strukturellen Überprüfungen der Ausbruchquerschnitte auf Feuerwiderstand aufgezeigt. In den unbewehrten Ausbruchquerschnitten wurden die Überprüfungen mit einer herabgesetzten Vorsichtsausbruchquerschnittsstärke von 7 cm durchgeführt. Die Überprüfungen an Stützen und Sohlplatte wurden, durch Vergleichung der Belastungen mit dem Bereich der auf 5 cm reduzierten Ausbruchquerschnitten (Stampfbeton an der Laibung) oder mit dem Bereich der durch 20% herabgesetzten Bewehrungswiderstand erreicht wurde (Spannbeton an der Laibung), durchgeführt.

Nelle seguenti illustrazioni sono riportate le verifiche strutturali delle sezioni nei confronti dell'esposizione al fuoco. Nelle sezioni non armate le verifiche sono state condotte riducendo lo spessore della sezione, cautelativamente, di 7cm; Nei ritzi e nella platea di fondazione le verifiche sono state condotte confrontando le sollecitazioni con il dominio delle sezioni ridotte di 5cm, nel caso di cls compresso in intradosso, o con il dominio ottenuto riducendo la resistenza dell'armatura del 20%, nel caso di cls teso in intradosso.

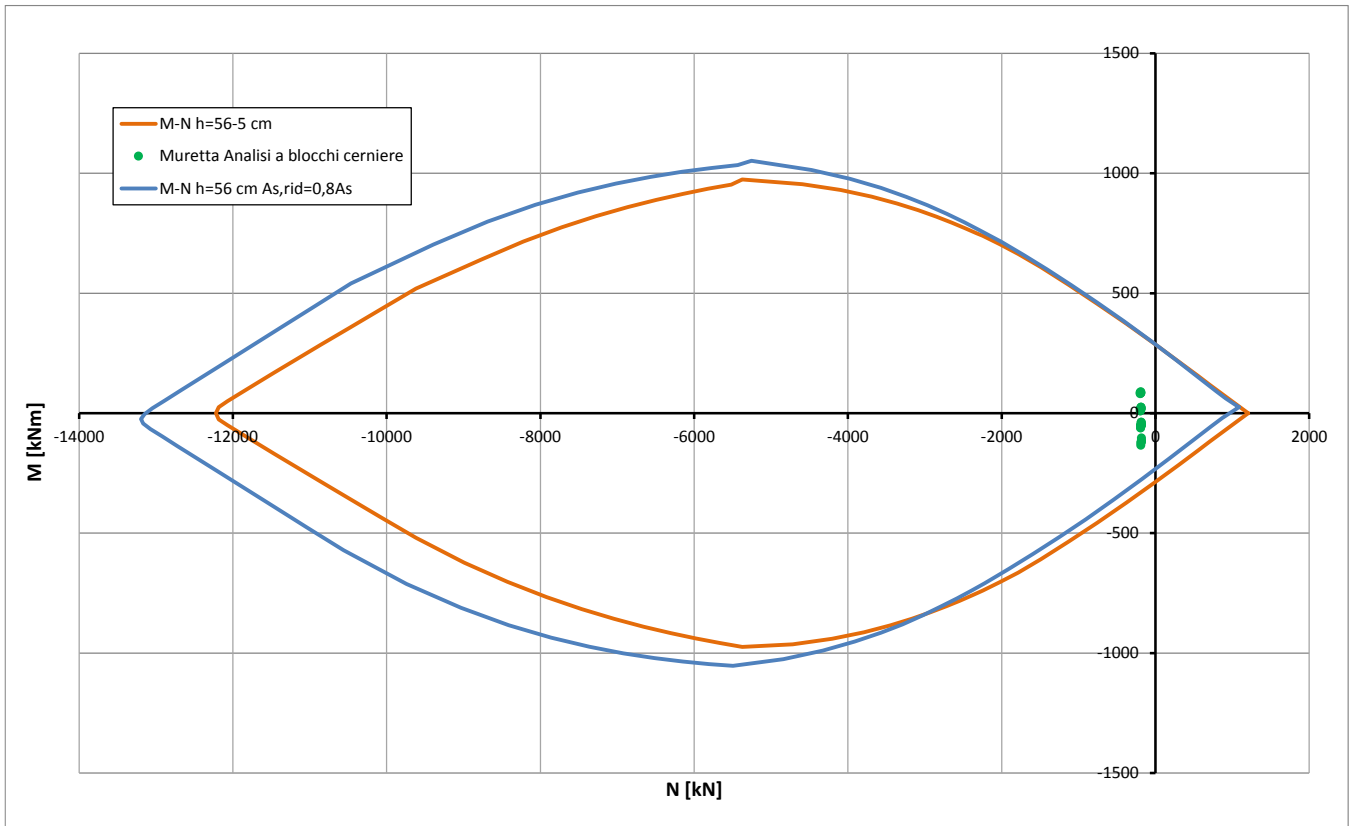


Abbildung 35: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand, Last aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 35: Verifica a pressoflessione delle murette (SLU) nei confronti del fuoco, carico da Analisi a Blocchi

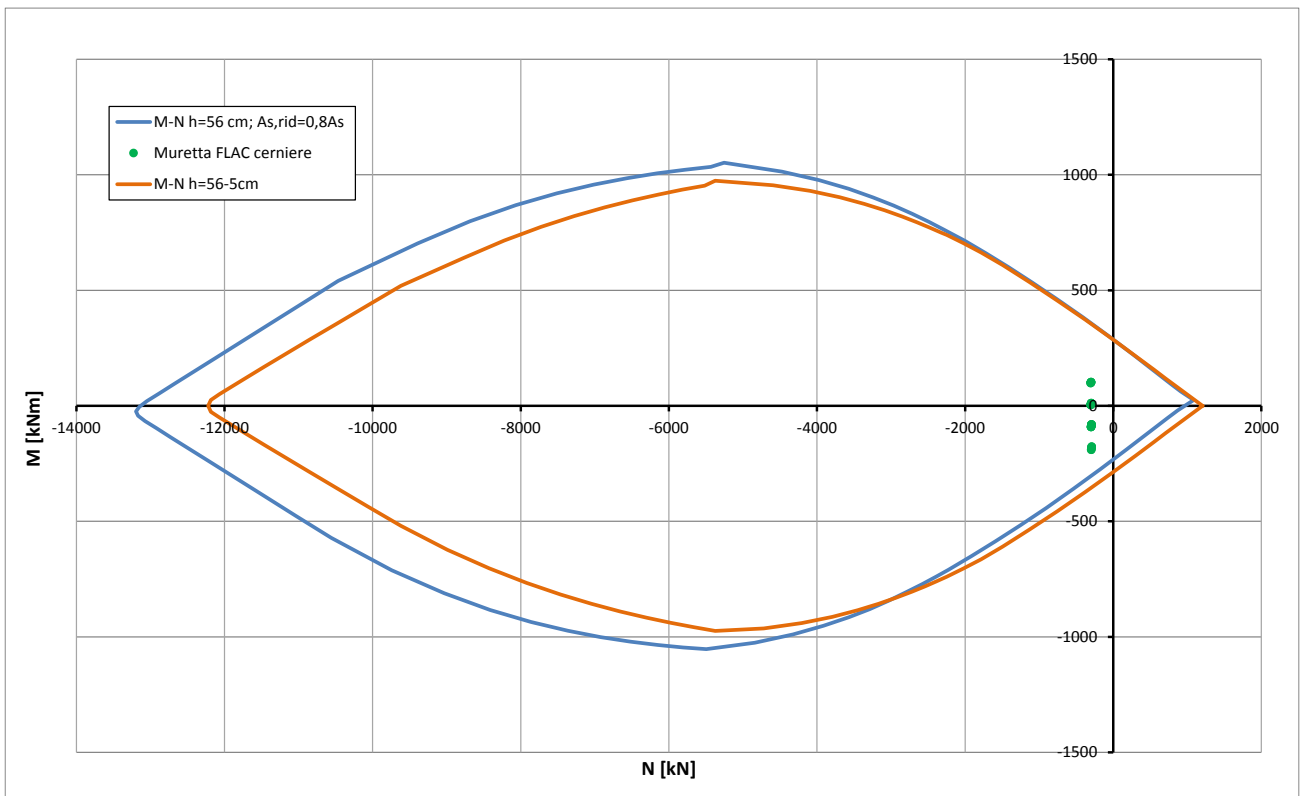


Abbildung 36: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand, Last aus der FLAC Analyse

Illustrazione 36: Verifica a pressoflessione delle murette (SLU) nei confronti del fuoco, carico da Analisi FLAC

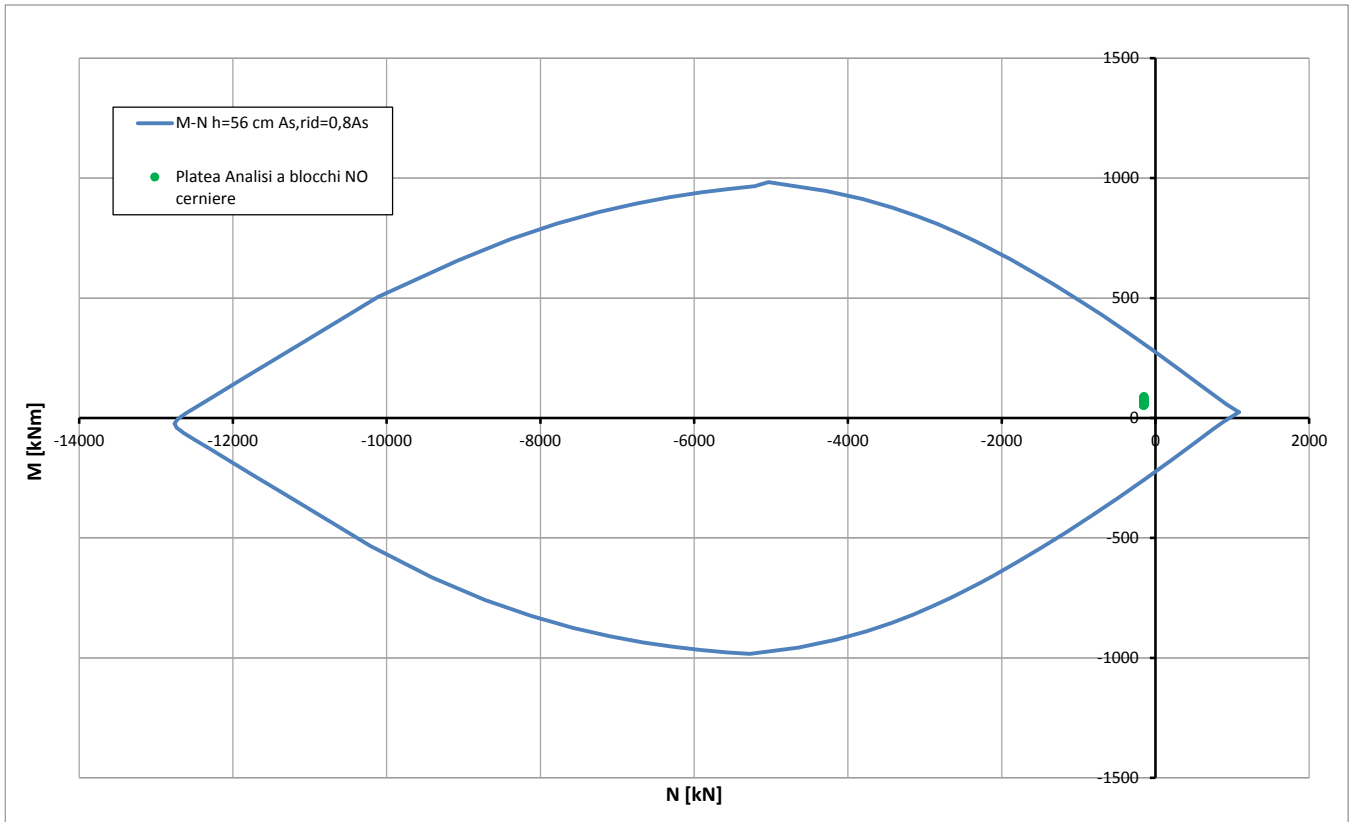


Abbildung 37: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand, Last aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 37: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU) nei confronti del fuoco, carico da Analisi a Blocchi

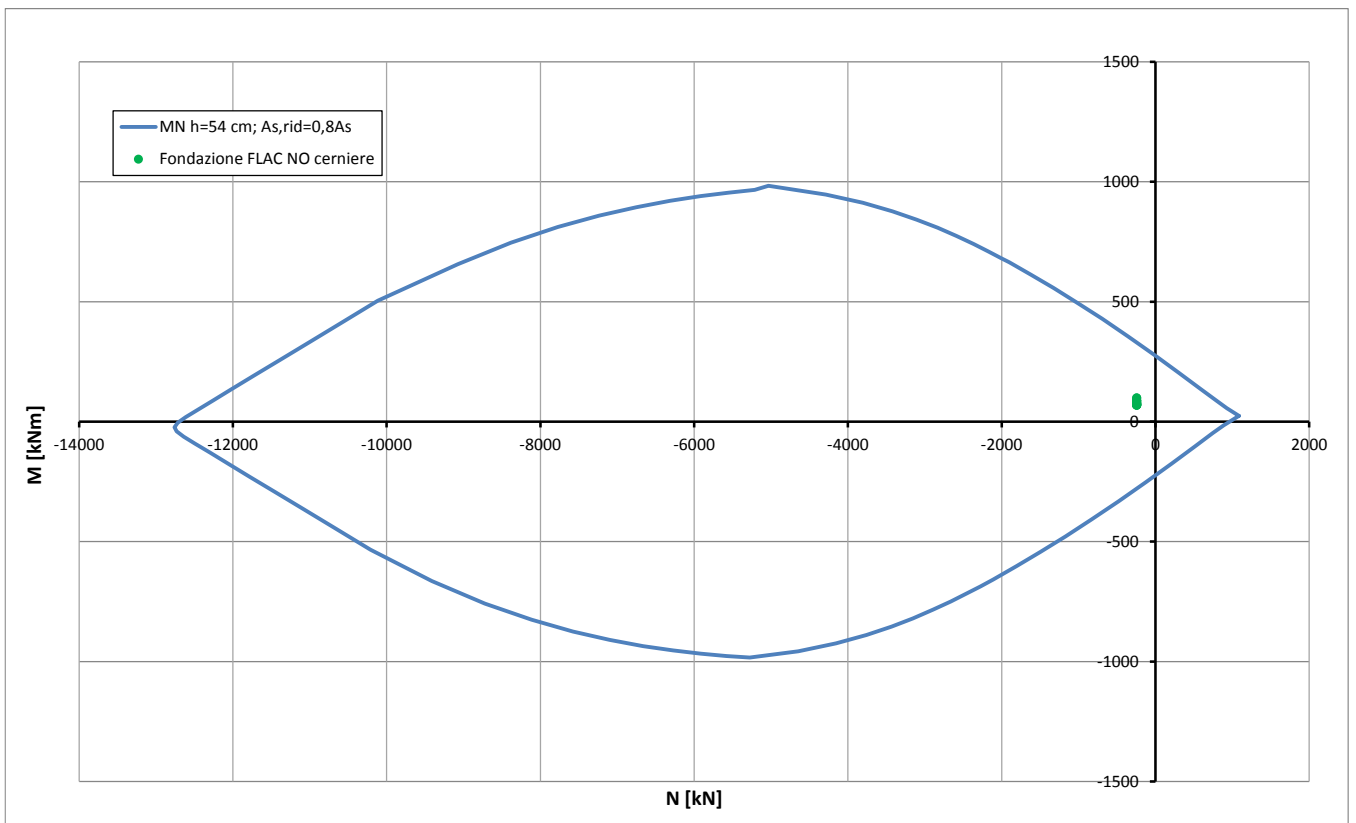


Abbildung 38: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand, Last aus der FLAC Analyse

Illustrazione 38: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU) nei confronti del fuoco, carico da Analisi FLAC

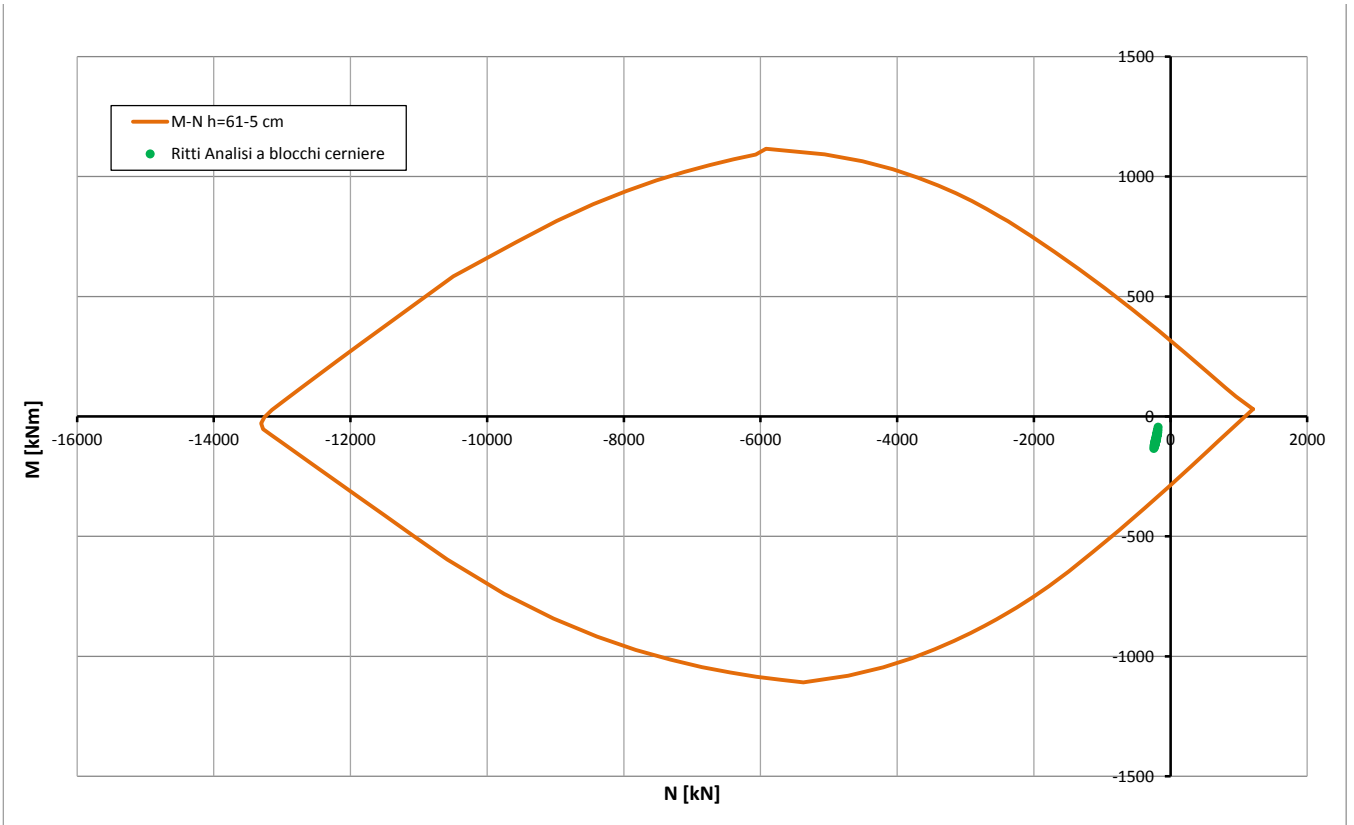


Abbildung 39: Beul Spannungsüberprüfung der Widerlager (GZT) bzgl. Brand, Last aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 39: Verifica a pressoflessione dei ritti (SLU) nei confronti del fuoco, carico da Analisi a Blocchi

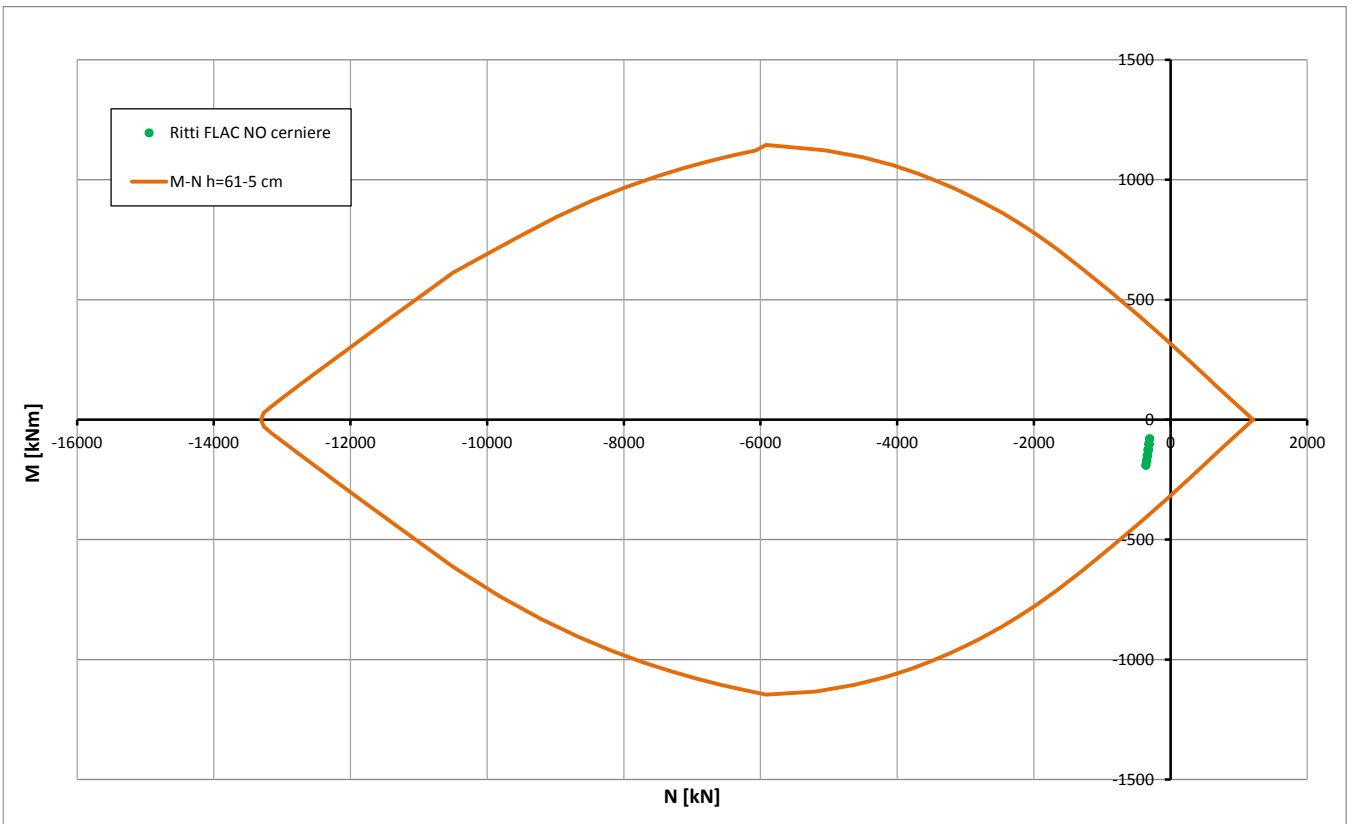


Abbildung 40: Beul Spannungsüberprüfung der Widerlager (GZT) bzgl. Brand, Last aus der FLAC Analyse

Illustrazione 40: Verifica a pressoflessione dei ritti (SLU) nei confronti del fuoco, carico da Analisi FLAC