

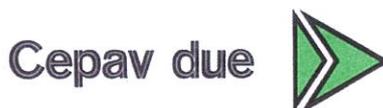
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

**GA27 - GALLERIA ARTIFICIALE BRESCIA EST
DA PK 105+814 A PK 106+304
MURI DI IMBOCCO - RELAZIONE DI CALCOLO**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio Data: <u>29 MAG 2020</u> (Ing. T. Taranta)	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	C L	G A 2 7 0 0	0 0 3	A

PROGETTAZIONE							
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista	Data
A	Emissione	F. MONACHELLO	19/07/19	C. BELFRAMI	19/07/19	ING. ROBERTO LIANI N. 23076	19/07/19
B							
C							

CIG. 751447334A

File: IN0R12EE2CLGA2700003A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA s.r.l.

CUP: F81H91000000008

INDICE

1.	INTRODUZIONE	6
1.1.	OGGETTO.....	6
1.2.	BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	6
2.	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	7
3.	NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO.....	9
3.1.	NORMATIVE.....	9
3.2.	SPECIFICHE TECNICHE.....	9
3.3.	ISTRUTTORIE DI RIFERIMENTO	9
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	10
4.1.	INQUADRAMENTO GENERALE	10
4.2.	MURI DI IMBOCCO.....	10
5.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	17
5.1.	STRATIGRAFIA.....	17
5.2.	FALDA	17
5.3.	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	17
6.	MATERIALI	19
6.1.	CALCESTRUZZO.....	19
6.2.	ACCIAIO.....	19
6.3.	DURABILITÀ.....	20
6.3.1.	<i>Ambiente di riferimento</i>	20
6.3.2.	<i>Copriferro di progetto</i>	20
6.3.3.	<i>Limiti fessurativi</i>	20
7.	ASSUNZIONI DI CALCOLO	21
8.	MURO CONCIO A	21
8.1.	MODELAZIONE DELLA STRUTTURA.....	21
8.2.	ANALISI DEI CARICHI	23
8.2.1.	<i>Peso proprio</i>	23



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 3 di 88
8.2.2.	<i>Carico permanente</i>				23
8.2.3.	<i>Carico accidentale sul terrapieno</i>				24
8.2.4.	<i>Carico accidentale dei treni</i>				24
8.2.5.	<i>Spinte statica e sismica</i>				25
8.3.	COMBINAZIONI DEI CARICHI				31
8.3.1.	<i>Combinazioni statiche dei carichi</i>				32
8.3.2.	<i>Combinazioni sismiche dei carichi</i>				33
8.4.	SINTESI AZIONI DI PROGETTI SEZIONE CONCIO A				35
8.4.1.	<i>Diagrammi allo Stato Limite Ultimo (SLU)</i>				35
8.4.2.	<i>Diagrammi allo Stato Limite di Esercizio (SLE)</i>				37
8.5.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)				38
8.5.1.	<i>Premessa</i>				38
8.5.2.	<i>Verifiche SLU a presso flessione muro concio A</i>				38
8.5.1.	<i>Verifiche SLU a taglio muro concio A</i>				40
8.6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)				41
8.6.1.	<i>Premessa</i>				41
8.6.2.	<i>Verifiche SLE muro concio A</i>				41
8.7.	VERIFICHE ARMATURA MINIMA A PRESSOFLESSIONE				45
8.7.1.	<i>Premessa</i>				45
8.7.2.	<i>Verifiche armatura minima muro concio A</i>				45
8.8.	VERIFICHE ARMATURA MINIMA ORIZZONTALE				46
8.8.1.	<i>Premessa</i>				46
8.8.2.	<i>Verifiche armatura minima muro concio A</i>				46
8.9.	VERIFICHE DI STABILITA				46
8.9.1.	<i>Combinazioni di carico statiche</i>				47
8.9.2.	<i>Combinazioni di carico simiche</i>				48
8.9.3.	<i>Verifica a ribaltamento</i>				50
8.9.4.	<i>Verifica a scorrimento</i>				50

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 4 di 88
8.9.5.	<i>Verifica alla stabilità globale</i>				51
8.9.6.	<i>Risultati delle verifiche di stabilità</i>				52
9.	MURO CONCIO B - G				53
9.1.	MODELAZIONE DELLA STRUTTURA				53
9.2.	ANALISI DEI CARICHI				55
9.2.1.	<i>Peso proprio</i>				55
9.2.2.	<i>Carico permanente</i>				55
9.2.3.	<i>Carico accidentale sul terrapieno</i>				56
9.2.4.	<i>Carico accidentale dei treni</i>				56
9.2.5.	<i>Spinte statica e sismica</i>				57
9.3.	COMBINAZIONI DEI CARICHI				63
9.3.1.	<i>Combinazioni statiche dei carichi</i>				64
9.3.2.	<i>Combinazioni sismiche dei carichi</i>				66
9.4.	SINTESI AZIONI DI PROGETTI SEZIONE CONCIO B-G				67
9.4.1.	<i>Diagrammi allo Stato Limite Ultimo (SLU)</i>				67
9.4.2.	<i>Diagrammi allo Stato Limite di Esercizio (SLE)</i>				69
9.5.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)				70
9.5.1.	<i>Premessa</i>				70
9.5.2.	<i>Verifiche SLU a presso flessione muro concio B-G</i>				70
9.5.3.	<i>Verifiche SLU a taglio muro concio B-G</i>				73
9.6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)				75
9.6.1.	<i>Premessa</i>				75
9.6.2.	<i>Verifiche SLE muro concio B-G</i>				75
9.7.	VERIFICHE ARMATURA MINIMA A PRESSOFLESSIONE				80
9.7.1.	<i>Premessa</i>				80
9.7.2.	<i>Verifiche armatura minima muro concio B-G</i>				80
9.8.	VERIFICHE ARMATURA MINIMA ORIZZONTALE				81
9.8.1.	<i>Premessa</i>				81

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 5 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

9.8.2.	Verifiche armatura minima muro concio B-G.....	81
9.9.	VERIFICHE DI STABILITA	82
9.9.1.	Combinazioni di carico statiche	83
9.9.2.	Combinazioni di carico simiche	84
9.9.3.	Verifica a ribaltamento.....	86
9.9.4.	Verifica a scorrimento	86
9.9.5.	Verifica alla stabilità globale	87
9.9.6.	Risultati delle verifiche di stabilità.....	87

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
6 di 88

1. INTRODUZIONE

1.1. OGGETTO

Oggetto specifico del documento è la relazione di calcolo per i muri posti negli imbocchi est ed ovest della Galleria Artificiale Brescia Est (GA27) dalla pk 135+116.63 alla pk 136+549.63 prevista nel progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona, lotto funzionale Brescia-Verona.

1.2. BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'intervento è complessivamente suddiviso in tre diverse tratte:

- da pk 105+814.000 a pk 105+984.000: muro di controripa di lunghezza 170 m;
- da pk 105+984.000 a pk 106+100.000: galleria artificiale a singola canna di lunghezza 116 m;
- pk 106+100.000: cavalcaferrovia IV40;
- da pk 106+100.000 a pk 106+234.000: galleria artificiale a singola canna di lunghezza 134 m;
- da pk 106+234.000 a pk 106+304.000: muro di controripa di lunghezza 70 m.

L'opera è corrispondente alla WBS GA27. La progettazione del cavalcaferrovia IV40 viene trattata nella relativa WBS. Nel tratto in oggetto corre l'Interconnessione BS Est, con velocità di progetto $160 \text{ Km/h} \leq V < 200 \text{ Km/h}$ e interasse binari di 4.00m.

La galleria artificiale è del tipo finestrata ed è collocata in adiacenza alla ferrovia esistente. È a sezione scatolare a singola canna, di larghezza 10.20 e altezza 8.35, con finestratura lato linea storica.

È prevista una nicchia al km 105+989 per remotizzatore, lato B.P., il cui asse è posto a 5m dall'inizio della GA27.

2. ELABORATI DI RIFERIMENTO

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della WBS GA27 da cui la presente relazione di calcolo costituisce parte integrante.

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	12	E	E2	R	O	GA	27	0	0	001	Relazione generale
INOR	12	E	E2	R	B	GA	27	0	0	001	Relazione geotecnica
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	001	Galleria artificiale - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	002	Galleria artificiale - Tabulati di calcolo
INOR	12	E	E2	R	O	GA	27	0	0	003	Relazione di verifica di resistenza al fuoco Galleria artificiale
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	003	Muri di imbocco - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	004	Muri di imbocco - Tabulati di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	1	001	Opere di sostegno degli scavi - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	1	002	Opere di sostegno degli scavi - Tabulati di calcolo
INOR	12	E	E2	R	I	GA	27	0	6	001	Relazione di smaltimento acque di piattaforma
INOR	12	E	E2	4	T	GA	27	0	0	001	Tabella materiali
INOR	12	E	E2	P	8	GA	27	0	0	001	Planimetria di individuazione dell'opera
INOR	12	E	E2	F	6	GA	27	0	0	001	Profilo longitudinale generale dell'opera
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	001	Pianta e sezione longitudinale tav.1/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	002	Pianta e sezione longitudinale tav.2/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	003	Pianta e sezione longitudinale tav.3/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	004	Pianta e sezione longitudinale tav.4/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	005	Pianta e sezione longitudinale tav.5/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	006	Pianta e sezione longitudinale tav.6/6
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	0	001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche
INOR	12	E	E2	F	6	GA	27	0	0	002	Profilo geotecnico in asse galleria
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	001	Pianta scavi Tav. 1/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	002	Pianta scavi Tav. 2/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	003	Pianta scavi Tav. 3/3
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	005	Sezioni tipo galleria
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	002	Sezioni tipo muri di linea
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	0	002	Planimetria sistemazione definitiva
INOR	12	E	E2	W	A	GA	27	0	0	001	Sistemazione finale - Sezioni trasversali Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	W	A	GA	27	0	0	002	Sistemazione finale - Sezioni trasversali Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	001	Carpenteria - Pianta, profilo e sezioni - Muri lato Ovest Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	002	Carpenteria - Pianta, profilo e sezioni - Muri lato Ovest Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	003	Carpenteria - Pianta, profilo e sezioni - Muri lato Est
INOR	12	E	E2	W	9	GA	27	0	1	001	Opere di sostegno e scavi - Sezioni trasversali Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	W	9	GA	27	0	1	002	Opere di sostegno e scavi - Sezioni trasversali Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	004	Planimetria di tracciamento opere di sostegno 1/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	005	Planimetria di tracciamento opere di sostegno 2/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	006	Planimetria di tracciamento opere di sostegno 3/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	001	Profilo longitudinale opere di sostegno - micropali Tav. 1/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	002	Profilo longitudinale opere di sostegno - micropali Tav. 2/3

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003Rev.
AFoglio
8 di 88

INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	003	Profilo longitudinale opere di sostegno - micropali Tav. 3/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	004	Profilo longitudinale opere di sostegno - paratia di pali 1/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	005	Profilo longitudinale opere di sostegno - paratia di pali 2/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	006	Profilo longitudinale opere di sostegno - paratia di pali 3/3
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	001	Concio 1 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	002	Concio 1 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	003	Conci 2-3-4-5-8-9-10-11 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	004	Conci 2-3-4-5-8-9-10-11 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	001	Concio 6 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	004	Concio 6 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	007	Concio 7 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	008	Concio 7 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	009	Concio 12 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	010	Concio 12 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	001	Palo tipo 1 - Armatura
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	002	Palo tipo 2 - Armatura
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	003	Palo tipo 3 - Armatura
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	004	Paratia di pali e micropali - Sezione tipo e dettagli
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	005	Paratie di pali e micropali - Armatura cordolo sommitale
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	6	001	Pianta drenaggi di piattaforma
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	6	002	Opere di drenaggio di superficie
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	9	001	Dettagli opere di impermeabilizzazione, barriere e recinzioni
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	019	Muri di imbocco lato Ovest - Concio A - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	006	Muri di imbocco lato Ovest - Concio A - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	012	Muri di imbocco lato Ovest - Concio B - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	006	Muri di imbocco lato Ovest - Concio B - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	013	Muri di imbocco lato Ovest - Conci C/D/E/F - Armatura Tav.1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	008	Muri di imbocco lato Ovest - Conci C/D/E/F - Armatura Tav.2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	014	Muri di imbocco lato Ovest - Concio G - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	005	Muri di imbocco lato Ovest - Concio G - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	015	Muri di imbocco lato Est - Concio H - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	007	Muri di imbocco lato Est - Concio H - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	5	001	Muri di imbocco lato Ovest ed Est - Conci G/H - Armatura banchina e magrone
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	016	Muri di imbocco lato Est - Concio I - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	003	Muri di imbocco lato Est - Concio I - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	017	Muri di imbocco lato Est - Concio L - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	018	Muri di imbocco lato Est - Concio L - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	1	001	Schema fasi costruttive
INOR	12	E	E2	P	6	GA	27	0	8	001	Interferenze con i sottoservizi
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	005	Vasca drenante ovest - Muro a L - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	004	Vasca drenante ovest - Muro a L - Pianta scavi e carpenteria muro
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	011	Vasca drenante ovest - Muro a L - Armatura

3. NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO

3.1. NORMATIVE

Il quadro normativo alla base della presente revisione progettuale viene nel seguito riportato:

- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **D.P.R. n. 380/2001** e s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- **UNI EN 1992-1-2 aprile 2005 (EC2 "Progettazione strutturale contro l'incendio")** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio"
- **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (*norma STI*)
- **AICAP-AGI (2012). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.** Raccomandazioni

3.2. SPECIFICHE TECNICHE

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- "Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008" rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie

3.3. ISTRUTTORIE DI RIFERIMENTO

- IN0500D09ISGAXX00001A_IN05-RV-0000000565
- IN0500D11ISGA0000201B_IN05-RV-0000000779
- IN0500D11ISGA2700107B_IN05-RV-0000000773
- IN0500D11ISID0000004A_IN05_RV_0000000626

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 10 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

- IN0500D11ISGA000X101A_IN05-RV-0000000570

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

4.1. INQUADRAMENTO GENERALE

L'opera in progetto, posta tra le progressive 105+814.000 e 106+304.000, attraversa la collina di Ciliverghe, incidendola a Sud della ferrovia esistente che le corre in affiancamento.

La galleria artificiale è stata inserita come opera di mitigazione ambientale richiesta in Conferenza dei Servizi dal Comune di Mazzano (BS): per garantire un miglior inserimento ambientale nei pressi della collina in zona Lazzareto, si prevede un ripristino morfologico in continuità con la collina esistente mediante ritombamento di circa 1m di spessore al di sopra della galleria.

Per ridurre lo sbancamento durante la fase realizzativa, sono state previste opere di sostegno provvisori.

Alla luce del profilo geotecnico, al fine di migliorare le prestazioni meccaniche del terreno, si prevede una bonifica di spessore pari a circa 2,50m dalla base dello strato di magrone su cui appoggiano le fondazioni dei manufatti. La quota di intradosso della bonifica dovrà essere verificata ed eventualmente definita in dettaglio localmente alla luce delle effettive condizioni del terreno riscontrate durante lo scavo. Per eventuali sovrascavi, le opere provvisorie degli scavi andranno riverificate di conseguenza.

4.2. MURI DI IMBOCCO

I muri di controripa hanno un'altezza variabile da 2.40 m a 11.10 m e sono in c.a. gettato in opera. La fondazione è posizionata al di sotto della piattaforma ferroviaria ed ha uno spessore variabile da 90 a 130 cm. Dove la fondazione ha spessore pari a 90 cm, i piedritti hanno spessore pari a 70 cm, mentre dove la fondazione ha spessore pari a 130 cm, i piedritti hanno spessore pari a 130 cm. Negli ultimi 2.30 m, i piedritti hanno spessore inferiore e pari a 50 cm. Sulla loro sommità vengono ancorate le reti antilancio. Entrambe le facce dei piedritti sono verticali.

La distanza fra piano del ferro ed estradosso fondazione è pari a 1.67m ed è impostata in modo tale da consentire l'approfondimento delle quote delle canalette idrauliche e garantire lo smaltimento delle acque meteoriche, dal momento che la livelletta ha quota pressoché costante.

La quota del P.F. è pari a 144.27 m s.l.m. nella tratta di imbocco, mentre è variabile da 144.27 m s.l.m. a 144.20 m s.l.m. nella tratta in uscita in direzione Verona.

Nella tratta di imbocco, lato Ovest, sono presenti sette conci di cui il primo ha lunghezza pari a 20 m (concio A), mentre i rimanenti sei (conci B, C, D, E, F, G) hanno lunghezza pari a 25.0 m.

Nella tratta di sbocco, lato Est, sono presenti tre conci, di cui due da 25 m (conci H e I) e di uno da 20 m (concio L).

Poiché la quota del calpestio della banchina all'interno dei muri è inferiore rispetto alla quota del calpestio all'interno della galleria, sono presenti rampe di raccordo sia in corrispondenza dei muri di imbocco, sia in corrispondenza dei muri di sbocco. Le rampe hanno pendenza pari al 10%.

I vari conci sono separati da giunti strutturali da 2 cm di ampiezza con waterstop.

L'impermeabilizzazione è presente solo in fondazione; a tergo del paramento i barbacani scaricano nella canaletta a lato della piattaforma l'acqua di infiltrazione dal terreno.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
11 di 88

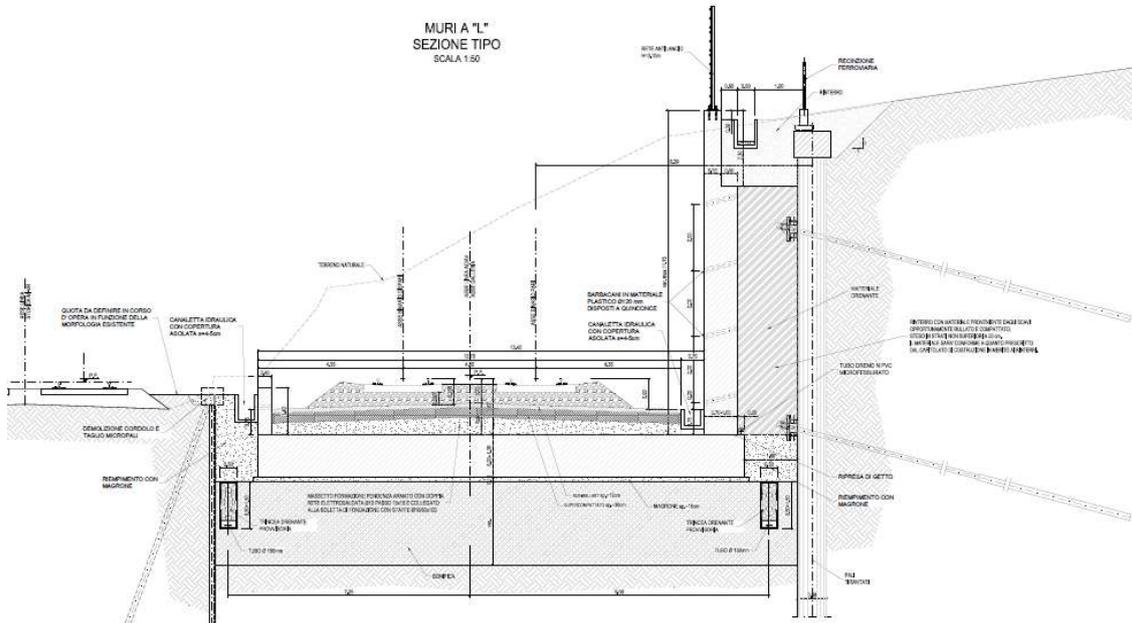


Figura 1. Sezione tipo muro ad L

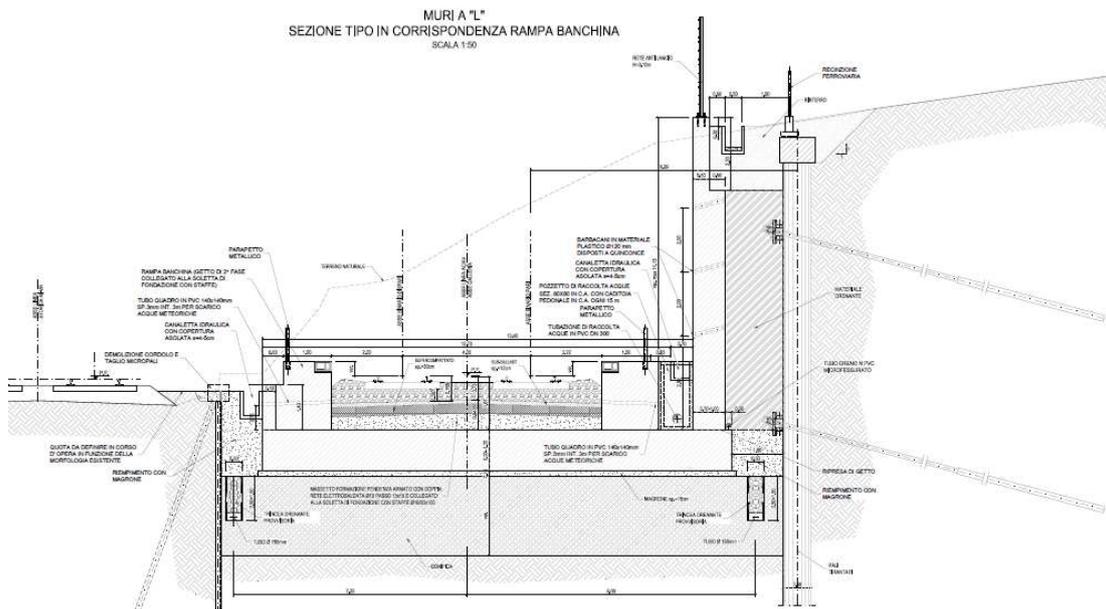


Figura 2. Sezione tipo muro ad L con rampa

Il tratto di muri ad L posti all'imbocco della galleria artificiale "GA27" è composto da 7 conci di altezza variabile; le caratteristiche dei singoli conci sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 1. Dimensioni sezioni dei conci – imbocco ovest.

	Concio A	Concio B- G	Concio H	Concio I	Concio L
Sviluppo [m]	20	25	25	25	20
Altezza parete [m]	3.8 ÷ 9.8	9.8	8.7 ÷ 9.8	6.3 ÷ 8.7	3.1 ÷ 6.3
Spessore parete [m]	0.7	1.0	1.0	1.0	0.7
Spessore fondazione [m]	0.9	1.3	1.3	1.3	0.9

Il tratto di muri ad L posti all'uscita della galleria artificiale "GA27" è composto invece da 2 conci di altezza variabile, aventi le seguenti caratteristiche:

Tabella 2. Dimensioni sezioni dei conci – imbocco est.

	Concio I	Concio L
Sviluppo [m]	25	20
Altezza parete [m]	6.3 ÷ 8.7	3.1 ÷ 6.3
Spessore parete [m]	1	0.7
Spessore fondazione [m]	1.3	0.9

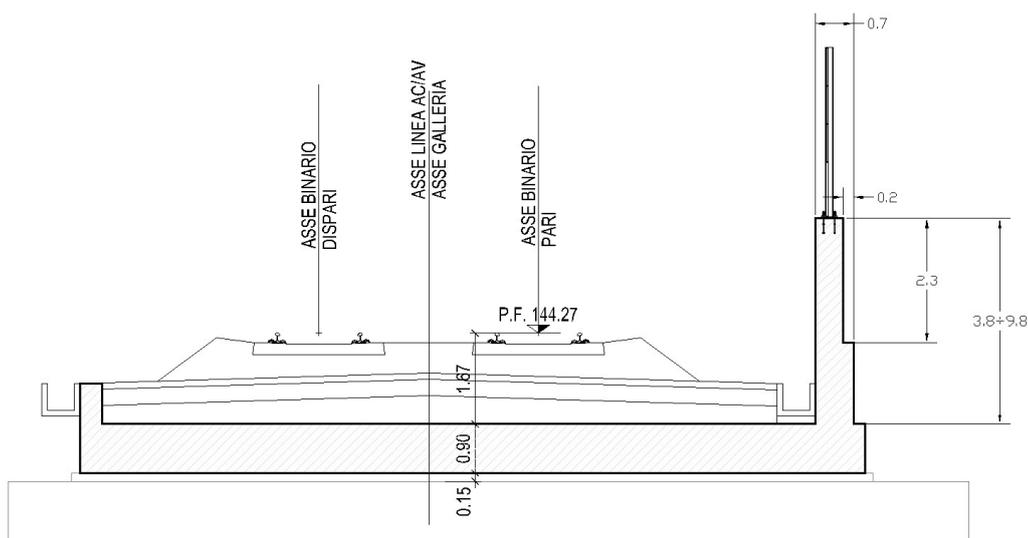


Figura 3. Geometria sezione muro tipo A.

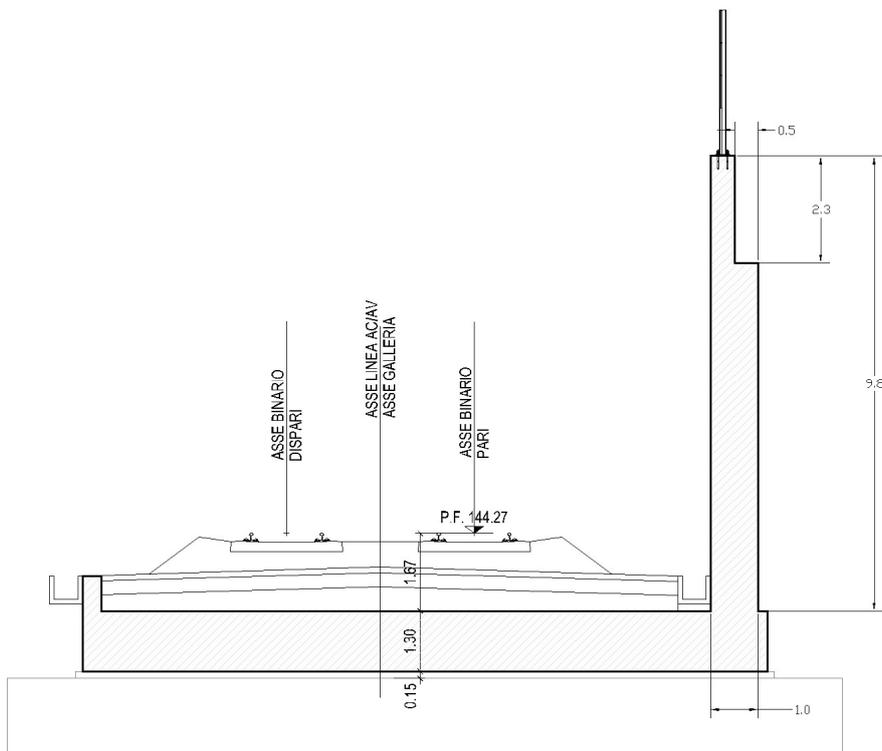


Figura 4. Geometria sezione muro tipo B-G.

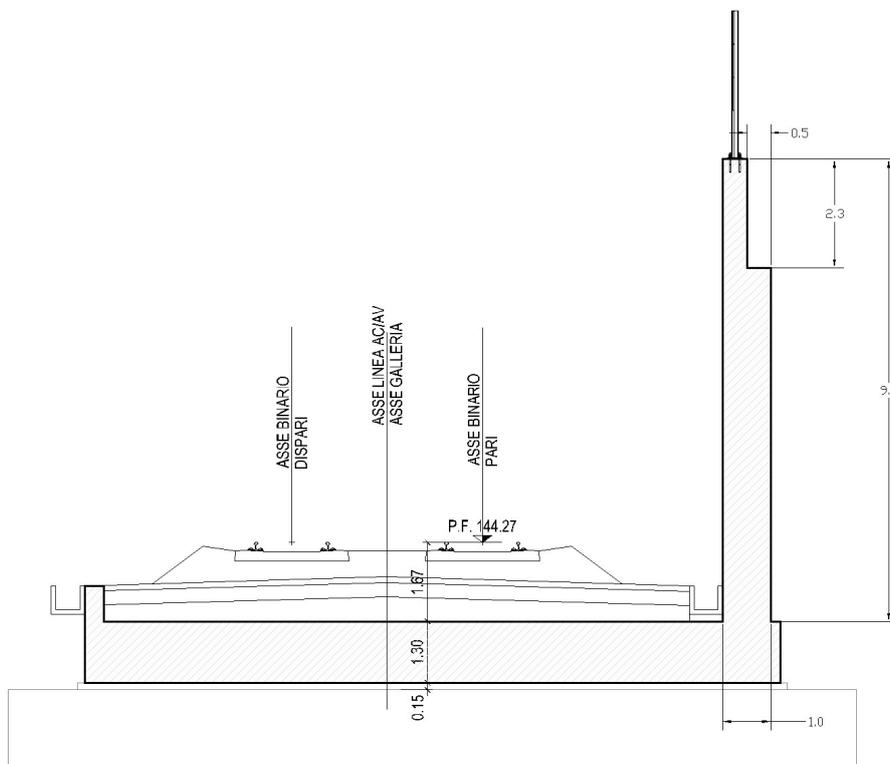


Figura 5. Geometria sezione muro tipo B-G.

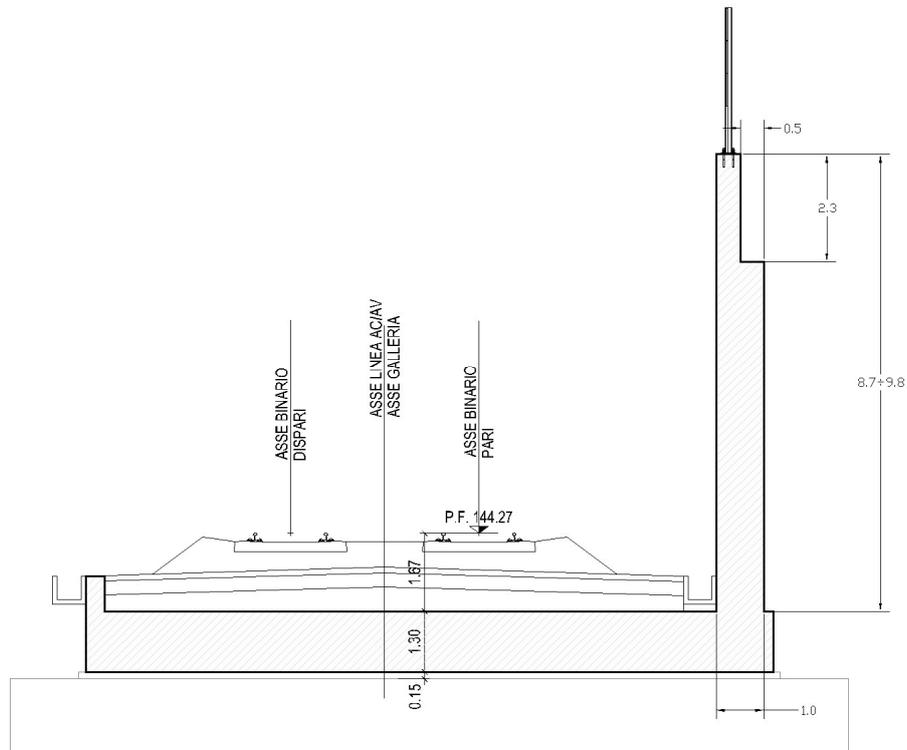


Figura 6. Geometria sezione muro tipo H.

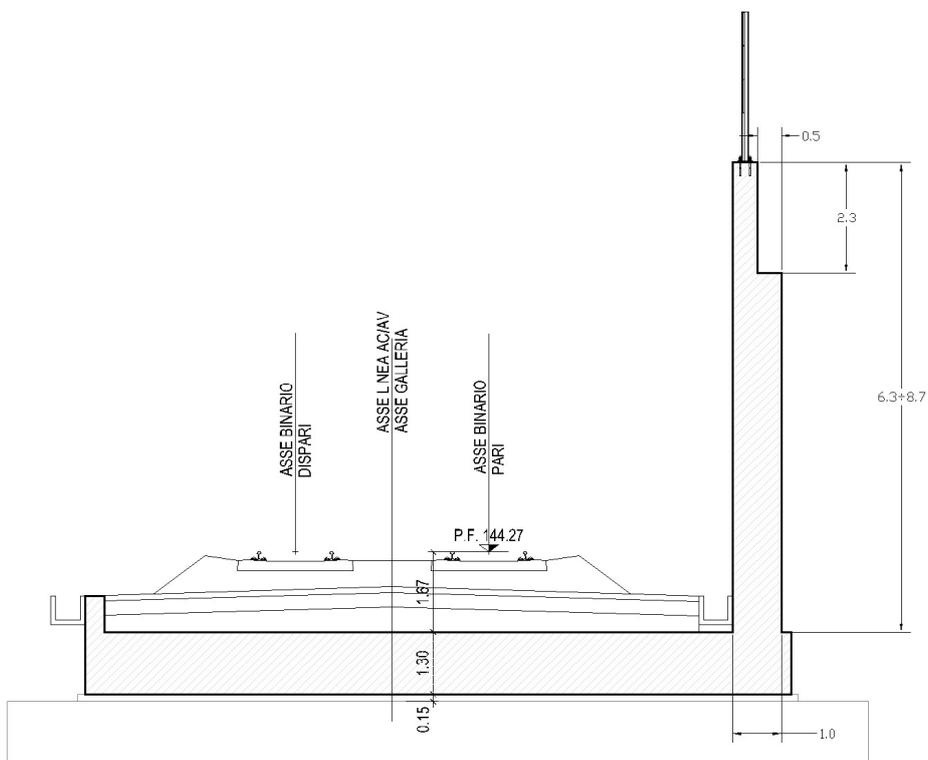


Figura 7. Geometria sezione muro tipo I.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
15 di 88

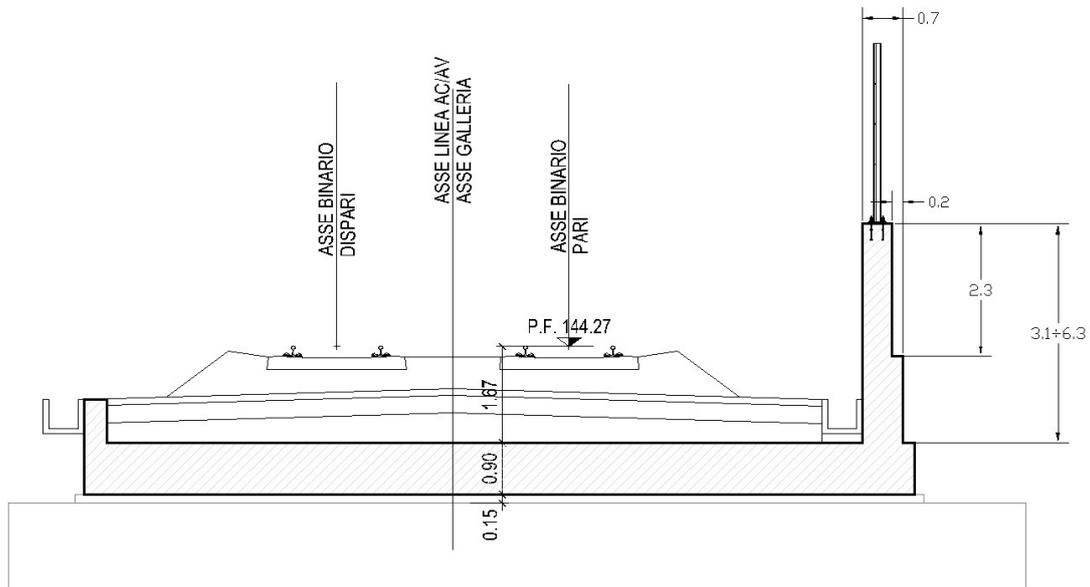


Figura 8. Geometria sezione muro tipo L.

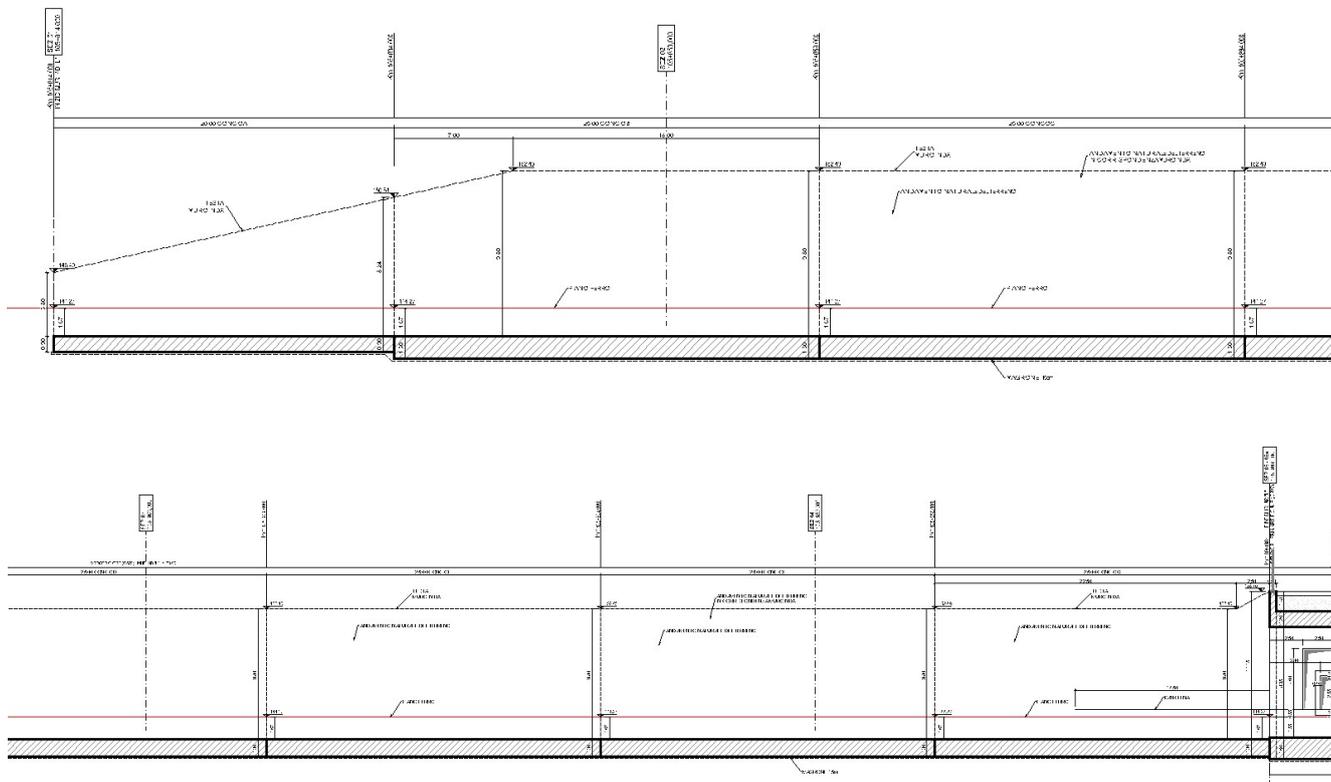


Figura 9. Profilo muri di imbocco ovest.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
16 di 88

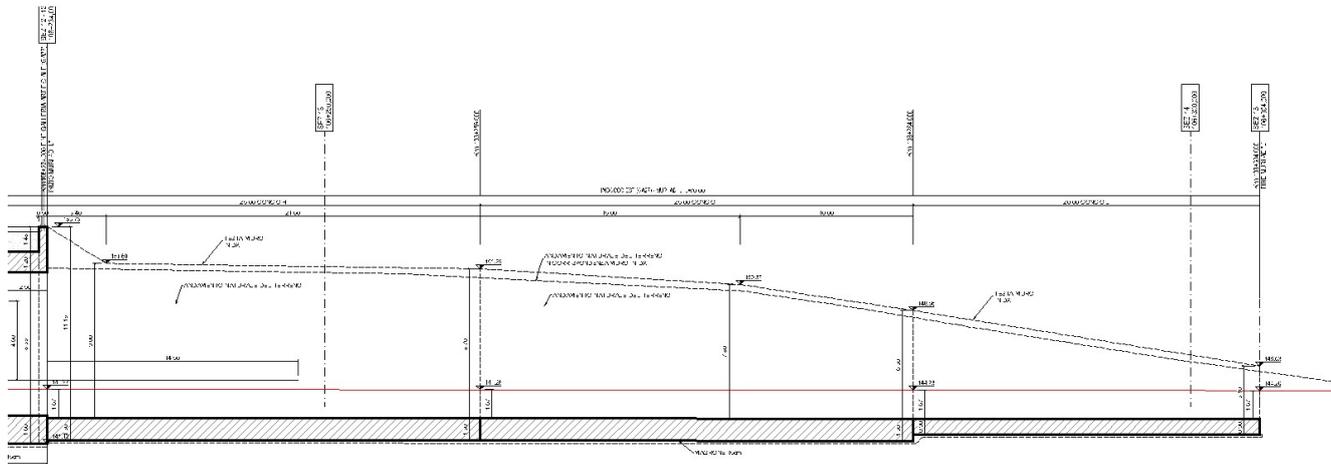


Figura 10. Profilo muri di imbocco est.

5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

5.1. STRATIGRAFIA

I sondaggi disponibili hanno evidenziato come la collina di Ciliverghe, incisa dalla GA27, sia costituita dai seguenti terreni (procedendo dalla sommità in profondità):

- una coltre superficiale di loess, rappresentata da sabbie limose poco addensate e limi sabbiosi, con locale e irregolare prevalenza della frazione più francamente grossolana o di quella più fine, fino ad avere lenti di argilla;
- alla base del loess, depositi glaciali di granulometria eterometrica, da argilla con ghiaia a ciottoli subangolosi e sabbia ghiaiosa;
- alla base, e fino alle profondità di interesse, depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaia eterometrica subangolosa, con livelli conglomeratici a bancate anche plurimetriche e trovanti;
- un'alternanza di sabbie e limi, nei quali tuttavia si ha di rado una frazione nettamente prevalente sulle altre: nei terreni fini è sempre presente una percentuale, anche rilevante, di terreni granulari, e viceversa.

Le unità sopra definite non sono comunque correlabili in modo sempre chiaro e regolare (a luoghi prevale la frazione granulare, a luoghi e con un limite non netto la frazione fine), e soprattutto non presentano una stratificazione regolare e orizzontale, così che risulta difficile definire una successione stratigrafica di riferimento.

Ai fini delle verifiche della galleria artificiale, si potrà considerare la seguente stratigrafia:

- da p.c. a 141 m s.l.m. (\cong quota intradosso GA): loess
- 141 m s.l.m. ÷ 138.5m s.l.m.: ghiaie e sabbie (depositi glaciali)
- 138.5 m s.l.m. ÷ 126.5m s.l.m.: conglomerati (depositi fluvioglaciali)
- <126.5m s.l.m.: sabbie e limi

5.2. FALDA

Le letture piezometriche antecedenti il 2018, condotte nei piezometri installati durante le campagne di indagine realizzate nelle fasi progettuali precedenti, avevano individuato una falda profonda rispetto alle opere in progetto e non interferente con le stesse. In particolare, nel piezometro al foro S06 (2002) era stata registrata una soggiacenza media di 20.43m, corrispondente a una falda nell'intorno di quota 124m s.l.m., con un'escursione di 1.15m, mentre il piezometro stesso era risultato asciutto nelle letture degli anni successivi (cfr. la "Relazione idrogeologica" del Progetto Definitivo IN0500DE2RGGE0002001-1).

A prescindere dall'interpretazione delle letture e delle cause che portano ai segnalati picchi isolati, si osserva che la quota dell'acqua rilevata nei piezometri rimane comunque sempre largamente inferiore alle quote di interesse per le opere in progetto, anche considerando i picchi suddetti, e in genere inferiore (con l'eccezione di una singola lettura in un solo piezometro, senza riscontro in quelli adiacenti) alla quota di falda di progetto assunta nel Progetto Definitivo (127.5m s.l.m.), che risultava cautelativa già in quella fase.

Per quanto osservato si è confermata anche per la presente fase progettuale la medesima assunzione:

quota di falda: 127.5m s.l.m.

La superficie di falda è assunta orizzontale nell'ambito dello sviluppo della GA e delle principali opere adiacenti (muri e all'uscita della GA e cavalcaferrovia IV40).

5.3. PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Ai fini dei calcoli e delle verifiche oggetto del presente documento, di seguito si riportano i dati e i parametri geotecnici di progetto del terreno.

Tabella 3. Parametri geotecniche di calcolo.

Terreno in fondazione (misto cementato primi 2.5 m)			
ϕ'	[°]	43	Angolo di attrito del terreno.
$\tan(\phi')$	[-]	0.933	Tangente dell'angolo di attrito del terreno.
c_t'	[kPa]	0	Coesione drenata del terreno.
E	[kPa]	96371.27	Modulo in compressione vergine.
γ	[kN/m ³]	20	Peso specifico del terreno
Terreno in fondazione (da 2.5 m)			
ϕ'	[°]	35	Angolo di attrito del terreno.
$\tan(\phi')$	[-]	0.700	Tangente dell'angolo di attrito del terreno.
c_t'	[kPa]	35	Coesione drenata del terreno.
E	[kPa]	70000	Modulo in compressione vergine.
γ	[kN/m ³]	20	Peso specifico del terreno
Terreno a ridosso dei paramenti.			
ϕ'	[°]	29	Angolo di attrito del terreno.
$\tan(\phi')$	[-]	0.554	Tangente dell'angolo di attrito del terreno.
$k_a = [1 - \sin(\phi')]/[1 + \sin(\phi')]$	[-]	0.347	Coefficiente di spinta attiva.
c_t'	[kPa]	0	Coesione drenata del terreno.
E	[kPa]	30000	Modulo in compressione vergine.
γ	[kN/m ³]	19	Peso specifico del terreno

6. MATERIALI

6.1. CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per elevazione:

Classe di resistenza		C32/40	
Classe di esposizione		XC4	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.2	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.2	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.RARA)	σ_c	18.26	N/mm ²

Calcestruzzo per fondazione:

Classe di resistenza		C25/30	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.90	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.90	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447.16	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.RARA)	σ_c	13.70	N/mm ²

6.2. ACCIAIO

Acciaio d'armatura:

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²
Tensione massima di trazione in esercizio (comb.SLE)	σ_s	360.00	N/mm ²

6.3. DURABILITÀ

6.3.1. Ambiente di riferimento

In fase progettuale, si ritiene che le condizioni ambientali alle quali la struttura in esame possa essere sottoposta siano diversificate in relazione al fatto che la parte esaminata sia in fondazione oppure sia in elevazione. In particolare, si assume:

- | | |
|--------------------------|------------|
| – Elevazione (Paramenti) | XC4 |
| – Fondazione | XC2 |

6.3.2. Copriferro di progetto

Il valore del copriferro di progetto viene definito in accordo al paragrafo C.4.1.6.1.3 della circolare esplicativa. In particolare, i valori minimi di copriferro (c_{min}) previsti da tale norma sono:

- | | | | |
|--------------------------|-----------------------------|----|----|
| – Elevazione (Paramenti) | c_{min} | 30 | mm |
| – Platea di fondazione | c_{min} | 20 | mm |

A partire da tali valori minimi di copriferro si definiscono i copriferri di progetto, in relazione alle classi ambientali riferite a ciascuna parte esaminata e la vita nominale di progetto. In particolare, si considera ordinaria la classe ambientale per la platea di fondazione e aggressiva la classe ambientale per gli elementi in elevazione e una vita nominale di 100 anni. Si considera anche una tolleranza di posa pari a 10 mm come indicato in normativa. Dunque, i copriferri di progetto (c_d) risultano:

- | | | | |
|--------------------------|-------------------------|-----------------|----|
| – Elevazione (Paramenti) | c_d | $30+10+10 = 50$ | mm |
| – Platea di fondazione | c_d | $20+10+10 = 40$ | mm |

6.3.3. Limiti fessurativi

Allo stato limite di apertura delle fessure, i limiti fessurativi vengono prescritti nel paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2008. In particolare, il valore limite di apertura della fessura calcolato, per la combinazione di azioni prescelta, al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- | | | |
|---------|-----|----|
| – w_1 | 0,2 | mm |
| – w_2 | 0,3 | mm |
| – w_3 | 0,4 | mm |

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto di seguito. L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (RARA) e quasi permanente (QP) per gli SLE, dovrà risultare:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive e zone non ispezionabili

$$\delta_f \leq w_1$$

- per strutture in condizioni ambientali ordinarie e zone ispezionabili

$$\delta_f \leq w_2$$

Non ostante il manuale di progettazione **RFI DTC SI PS MA IFS 001 A** al 4.1.2.2.4.1 impone che le verifiche a fessurazione vengono eseguite con la combinazione caratteristica (RARA) rispettando le seguenti condizioni sull'apertura convenzionale delle fessure.

- $\delta_f < w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f < w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Se adotta quindi un limite di fessura pari a $w_1 = 0.2$ mm in tutta la struttura.

7. ASSUNZIONI DI CALCOLO

I muri situati in entrambi imbocchi sono asimmetrici in geometria e carico, quindi, sono suscettibili a grandi spostamenti propri dei problemi di instabilità. Nell'analisi dei muri vengono considerate verifiche geotecniche e strutturali in base alla normativa vigente.

In conseguenza, il programma di calcolo impiegato per eseguire le rispettive analisi è stato quel che rendessi più semplice e preciso il modellamento del problema. Si ha scelto "Max Muri di sostegno 10.0" per la sua capacità di condurre multipli verifiche geotecniche e computare le sollecitazioni interne.

Inoltre, dai dieci tipi di muri esistenti (A-L) si scelgono due rappresentativi che permettono ottenere risultati sempre cautelativi di tutto il manufatto. Questi sono i muri dei conci A e B-G che hanno le altezze di paramento e rilevato maggiori.

8. MURO CONCIO A

8.1. MODELAZIONE DELLA STRUTTURA

Le analisi numeriche relative ai muri a L sono condotte mediante il programma MAX – Analisi e Calcolo Muri di Sostegno, Versione 10.10, sviluppato da Aztec Informatica srl (Casole Bruzio,CS).

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme della struttura nonché le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione del manufatto coerente con le effettive geometrie di progetto. Per la modellazione si sono considerati i seguenti aspetti:

- i muri presentano un'altezza variabile lungo il profilo. Per la modellazione si considera una sezione avente la seguente altezza rappresentativa:

$$H_{\text{modello}} = H_{\text{min}} + (2/3)(H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) - z_t$$

dove:

$$z_t = \text{quota del terreno, } -1.50 \text{ m da testa muro}$$

quindi,

$$H_{\text{modello}} = 3.80 + (2/3)(8.30 - 3.80) - 1.50 = 5.30 \text{ m}$$

- la presenza di falda viene trascurata in accordo a quanto descritto nel documento IN0500DE2CLOC00000010 del progetto definitivo. Assunzione che risulta cautelativa per i calcoli.

- le caratteristiche geometriche del muri modellato (concio A) è riportato nelle figura a continuazione.

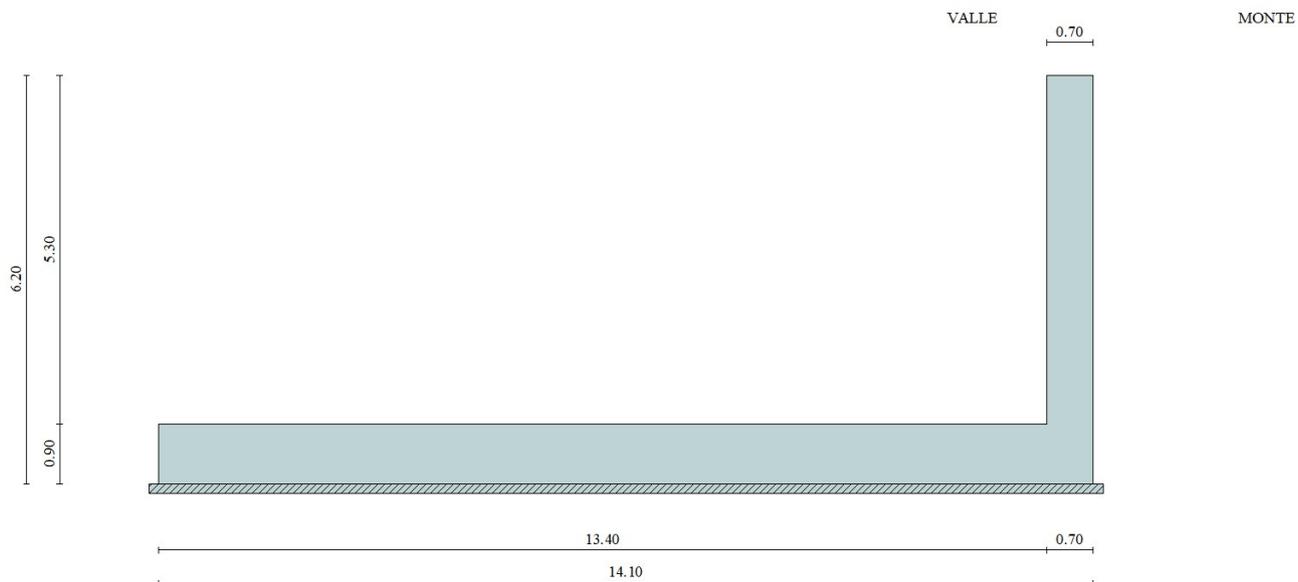


Figura 11. Geometria d'analisi – sezione concio A.

- le caratteristiche geotecniche utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni sono le seguenti:

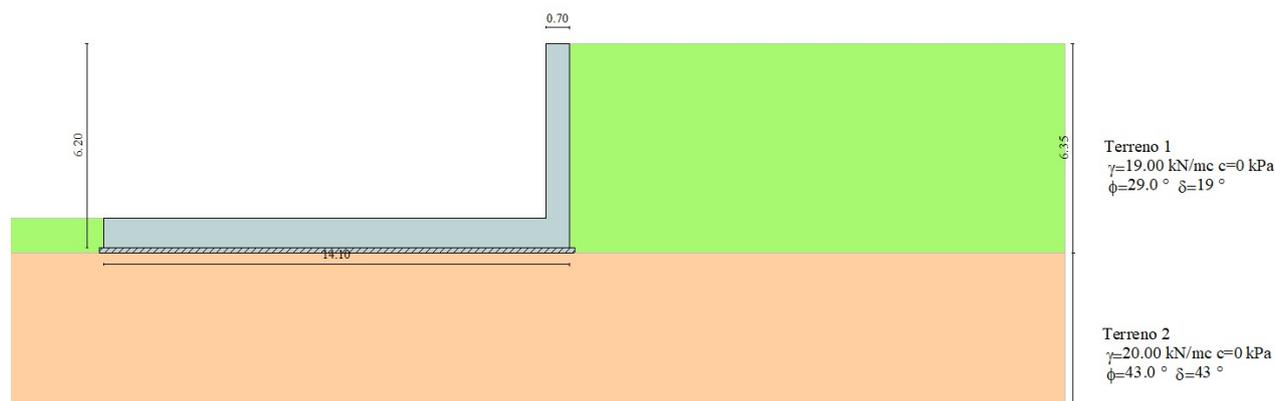


Figura 12: Stratigrafia del terreno utilizzata nel modello di calcolo.

L'angolo d'attrito terra-paramento δ è posto pari a $2/3 \cdot \phi$.

L'angolo d'attrito terra-fondazione δ è posto pari a ϕ .

8.2. ANALISI DEI CARICHI

8.2.1. Peso proprio

Il peso proprio dei muri è valutato assumendo i seguenti pesi specifici di riferimento:

- Calcestruzzo 32/40: 25 kN/m³
- Calcestruzzo 25/30: 25 kN/m³

Il peso è computato internamente nel modello usando le stesse proprietà dei materiali e le geometrie già specificate.

8.2.2. Carico permanente

È stato considerato il carico permanente degli elementi all'interno della galleria, pari a:

$$H_{\text{ballast}} * \gamma_{\text{ballast}} * t = 0.80 * 18 * 1.00 = 14.40 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{massetto}} * \gamma_{\text{Massetto}} * t = 0.87 * 24 * 1.00 = 20.9 \text{ kN/m}$$

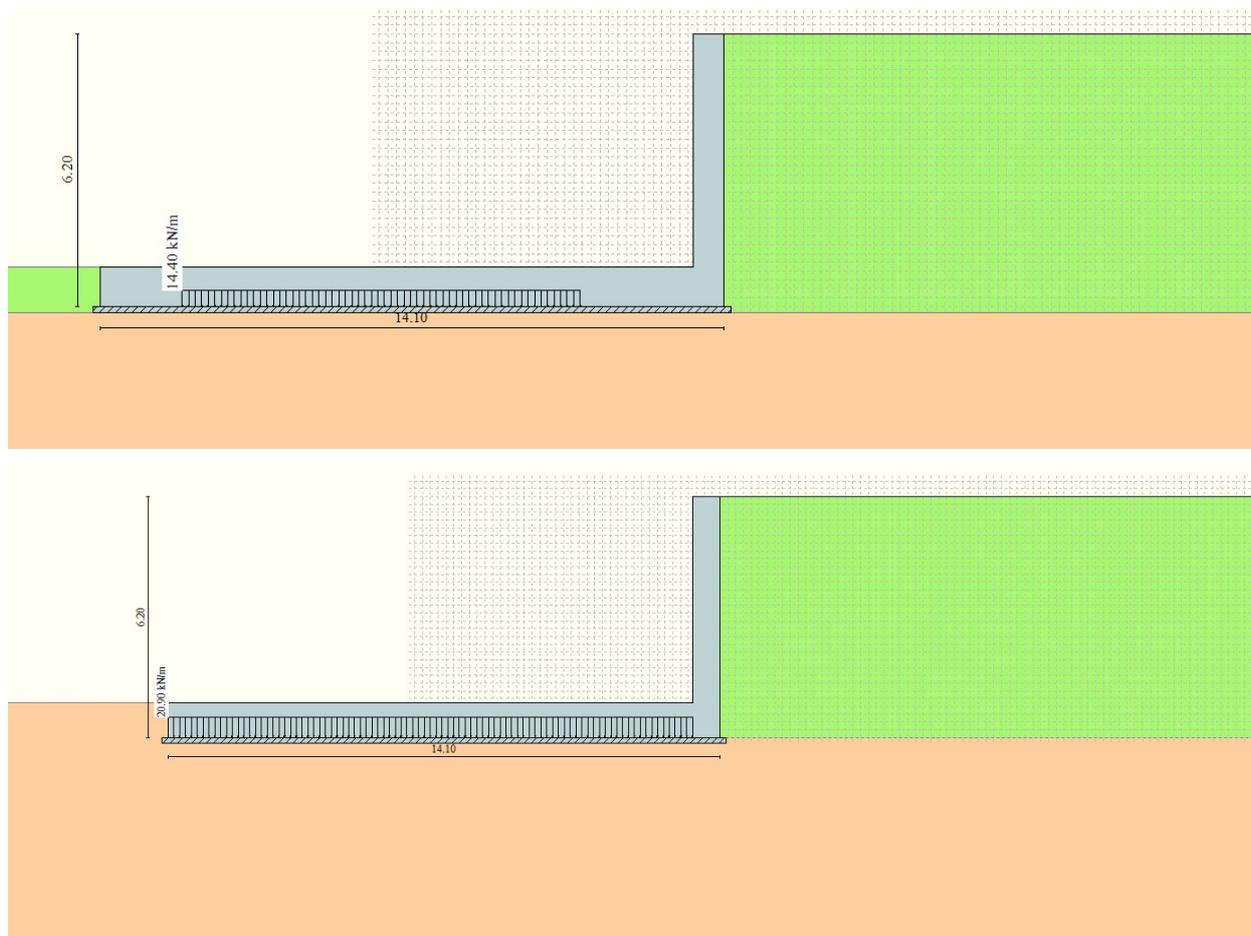


Figura 13: Carico permanente sulla fondazione.

8.2.3. Carico accidentale sul terrapieno

Sul terreno di monte è stato considerato un carico accidentale pari a 20 kN/m^2

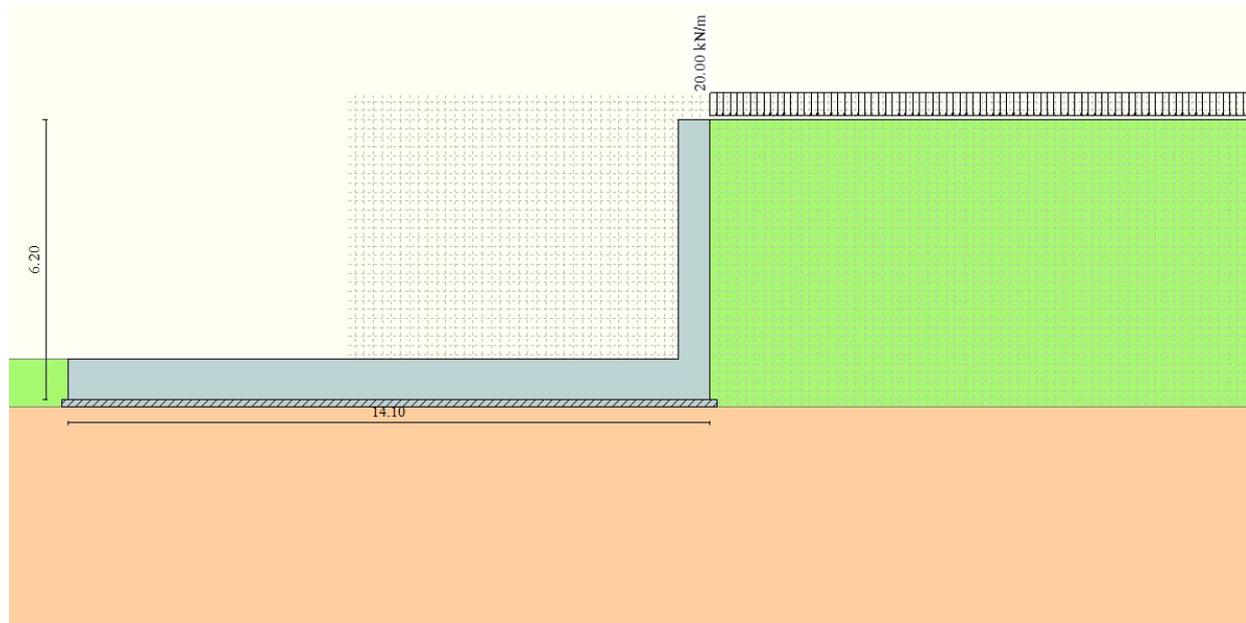


Figura 14: Sovraccarico sul terrapieno.

8.2.4. Carico accidentale dei treni

Sulla fondazione viene anche considerato il passo dei treni, con la condizione di carico LM71 e SW2.

$H_{\text{ballast}} = 0.80 \text{ m}$ Spessore Ballast

$H_{\text{massetto}} = 0.87 \text{ m}$ Spessore Massetto

$S_i = 0.90 \text{ m}$ Spessore fondazione

Si calcola la larghezza di diffusione all'intradosso fondazione:

$$L_d = 2.40 + 2 \cdot (H_{\text{ballast}} - 0.45) / 4 + 2 \cdot (H_{\text{mass}}) + 2 \cdot S_i = 2.40 + 2 \cdot (0.35) / 4 + 2 \cdot 0.87 + 2 \cdot 0.9 = 5.85 \text{ m}$$

$$\alpha_{\text{LM71}} = 1.1$$

$$\alpha_{\text{SW/2}} = 1.0$$

Poi, il carico dei treni LM71 si modella come di seguito:

$$b_t = 0.25$$

$$s_Q = 1.60 \quad \text{Distanza fra carichi puntuali}$$

Tentativamente la lunghezza di diffusione si calcola come:

$$b_1 = b_t + 2 * [(H_{ballast} - 0.40) / 4 + H_{mass}] + 2 * S_i = 3.58 \text{ m}$$

Come b_1 è maggiore a s_Q (distanza fra carichi puntuali) c'è la sovrapposizione dei carichi, quindi si calcola la lunghezza di diffusione come:

$$b_2 = s_Q * 3 + b_t + 2 * [(H_{ballast} - 0.45) / 4 + H_{mass}] + 2 * S_i = 8.76 \text{ m}$$

Ora si calcola il carico distribuito ad applicare nel modello

$$q_1 = [\alpha_{LM71} * Q_k * 4] / (L_d * b_2) * t = [1.1 * (250 * 4) / (5.85 * 8.76)] * 1.0 = 21.47 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = (\alpha_{LM71} * q_k / L_d) * t = [1.1 * 80 / 5.85] * 1.0 = 15.04 \text{ kN/m}$$

Quindi,

$$Q_{LM71} = q_1 + q_2 = 21.47 + 15.04 = 36.51 \text{ kN/m}$$

Poi, il carico dei treni SW2 si modella come di seguito:

$$q_3 = (\alpha_{sw/2} * q_k / L_d) * t = (1.0 * 150 / 5.85) * 1.0 = 25.64 \text{ kN/m}$$

Con il proposito di semplificare i carichi si adotta un unico carico di 40 kN/m distribuito in fondazione del modello, simulando la contemporaneità dei due binari:

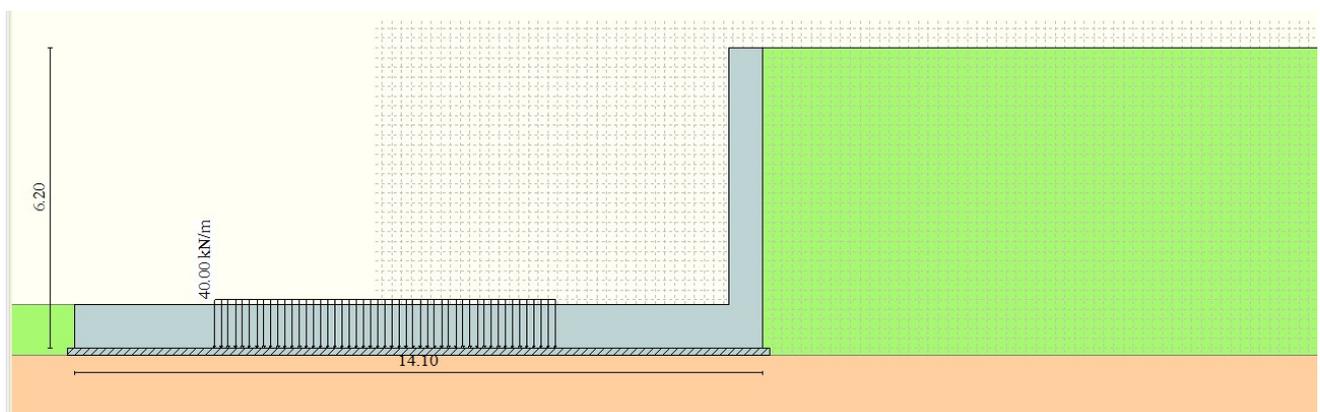


Figura 15: Sovraccarico dovuto ai treni.

8.2.5. Spinte statica e sismica

Valori caratteristici e valori di calcolo:

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze. I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

In particolare, si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Cullman:

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Per questo tipo di manufatto a "L" viene considerata la spinta attiva (K_a) data la grandezza degli spostamenti.

Spinta in presenza di sisma:

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\begin{aligned}\varepsilon' &= \varepsilon + \theta \\ \beta' &= \beta + \theta\end{aligned}$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

- Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

- Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ . Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Nel caso in esame, la pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

- Longitudine: 10.3518°
- Latitudine: 45.4853°

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso C_U : 1.5
- Vita nominale V_N : 100 anni
- Categoria di suolo: B
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura q : 1

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

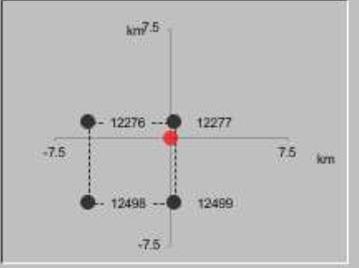
Grafici spettri di risposta 

Variabilità dei parametri 

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri 

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 16. Pericolosità sismica del sito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

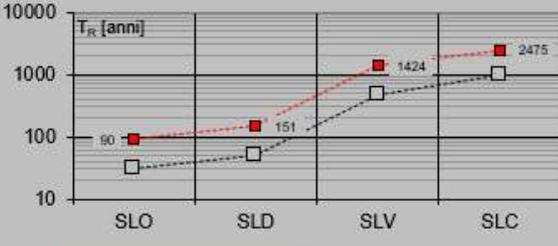
Elaborazioni

Grafici parametri azione 

Grafici spettri di risposta 

Tabella parametri azione 

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 17. Vita di progetto della costruzione.

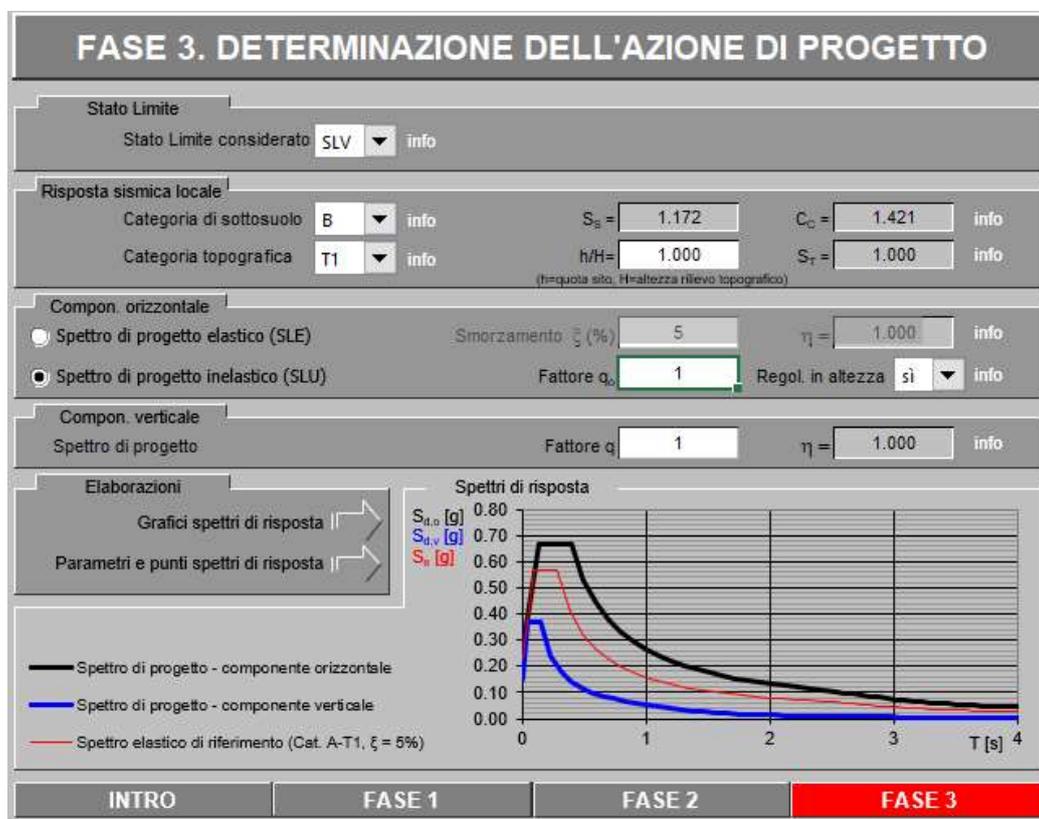


Figura 18. Azioni di progetto sismico.

Tabella 4. Parametri dipendenti e indipendenti sisma orizzontale.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.232 g
F_o	2.456
T_C	0.278 s
S_B	1.172
C_C	1.421
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.172
η	1.000
T_B	0.132 s
T_C	0.395 s
T_D	2.529 s

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
30 di 88

La forza inerziale è applicata nel modello automaticamente mediante un “Volume Force” con il quale viene moltiplicato il peso dei diversi elementi per un coefficiente inerziale come calcolato di seguito.

$$k_h = S_s S_t a_g$$
$$k_v = \frac{k_h}{2}$$

dove,

k_h
 k_v

coefficiente inerziale orizzontale;
coefficiente inerziale verticale;

In SLV:

$$k_h = \beta S_s S_t a_{max} = (0.31)(1.172)(1.00)(0.232) \approx 0.084$$
$$k_v = \frac{k_h}{2} = 0.042$$

8.3. COMBINAZIONI DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12. Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione statica SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione statica rara SLE:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione statica quasi permanente SLE:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove,

G_1	carico permanente strutturale;
G_2	carico permanente non strutturale;
Q_k	carico accidentale;
A_d	carico eccezionale di progetto;
E	carico sismico;
γ	coefficiente parziale;
$\psi_{0,1,2}$	fattori di combinazioni;

E è definito di questo modo ai fini di ottenere la condizione più sfavorevole nella galleria:

$$E = \pm 1.00E_y \pm 0.30E_x \pm 0.30E_z$$

in SLU/SLV si deve garantire

$$E_d \leq R_d$$

dove,

E_d	valore di disegno del carico;
R_d	resistenza di disegno;

Nel seguito si riportano tutte le combinazioni statiche e sismiche di calcolo.

Simbologia adottata:

F/S	effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole);
γ	coefficiente di partecipazione della condizione;
Ψ	coefficiente di combinazione della condizione.

8.3.1. Combinazioni statiche dei carichi

Di seguito si riportano le combinazioni statiche allo stato limite ultimo STR, e quelle allo stato limite di esercizio RARA.

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.2
LM71	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.3	1	1.3
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.3	1	1.3
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	0.8	1.2
LM71	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.3	1	1.3
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.5
LM71	SFAV	1.5	0.8	1.2

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1

Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.5
LM71	SFAV	1.5	0.8	1.2

Combinazione n° 7 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1	1	1
Peso proprio terrapieno	--	1	1	1
Spinta terreno	--	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	1	1	1
LM71	SFAV	1	0.8	0.8

Combinazione n° 8 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1	1	1
Peso proprio terrapieno	--	1	1	1
Spinta terreno	--	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
LM71	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	1	0.8	0.8

8.3.2. Combinazioni sismiche dei carichi

Di seguito si riportano le combinazioni sismiche SLV

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (SLV) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2
LM71	SFAV	0.2	1	0.2

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
34 di 88

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (SLV) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2
LM71	SFAV	0.2	1	0.2

8.4. SINTESI AZIONI DI PROGETTI SEZIONE CONCIO A

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi in termini di:

- momento flettente, taglio e sforzo assiale per il paramento;
- momento flettente, taglio e andamento delle pressioni per la fondazione.

8.4.1. Diagrammi allo Stato Limite Ultimo (SLU)

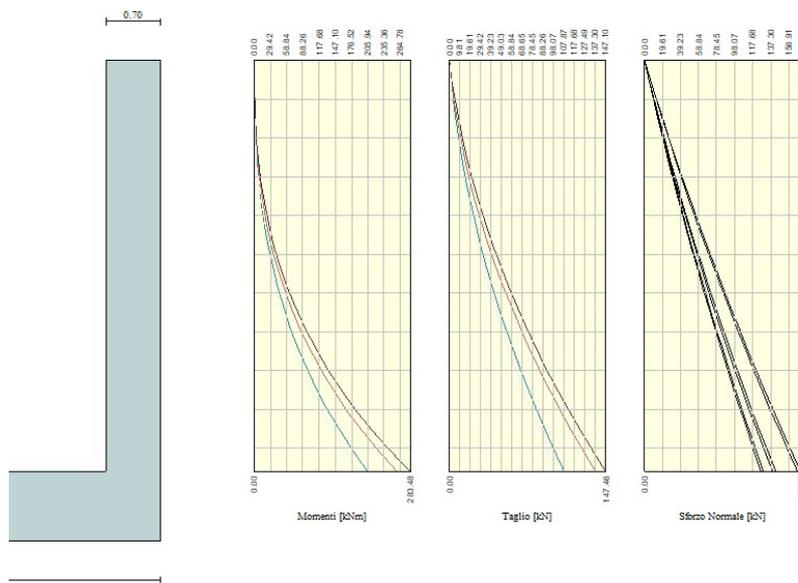


Figura 19. STR– Involuppo delle sollecitazioni – Paramento - Sezione Concio A.

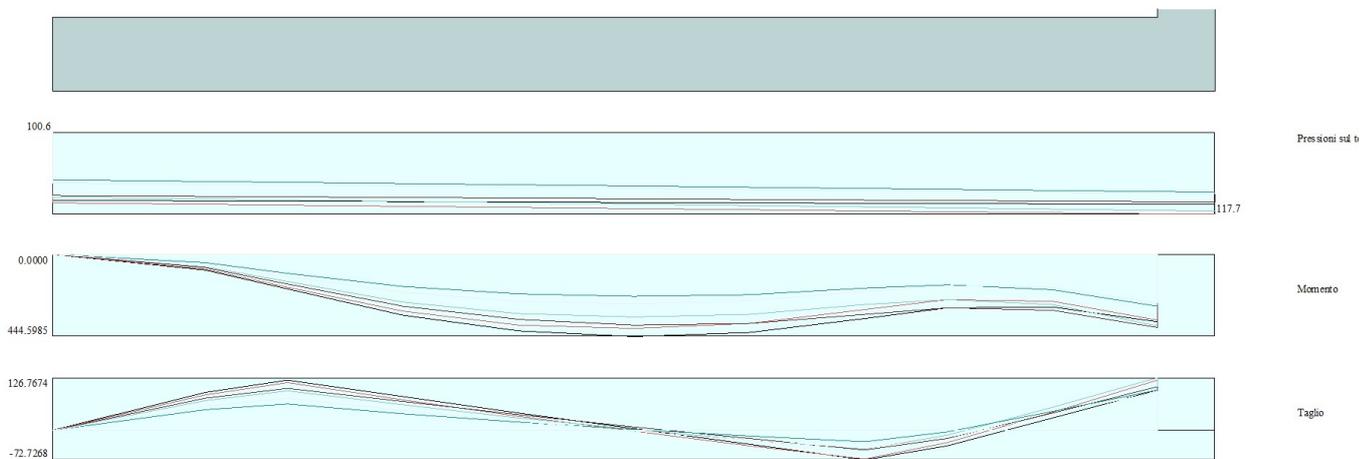


Figura 20. STR – Involuppo delle sollecitazioni – Fondazione - Sezione Concio A.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
36 di 88

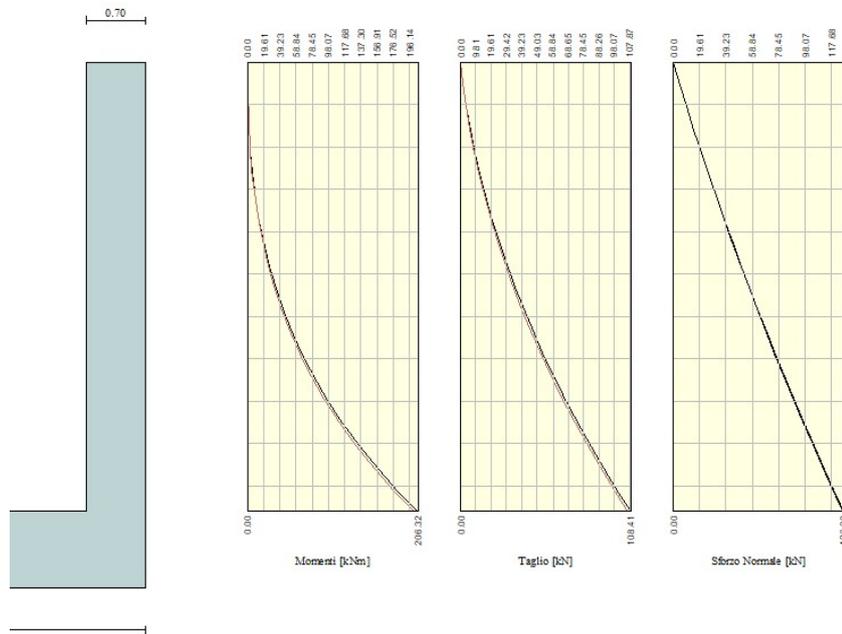


Figura 21. SLV– Involuppo delle sollecitazioni – Paramento -Sezione Concio A.

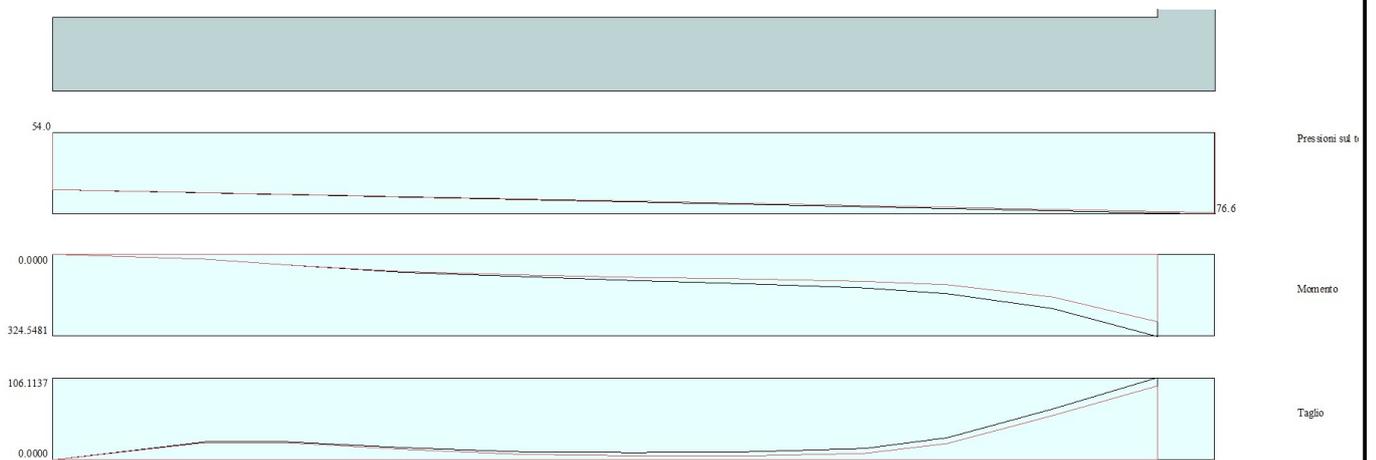


Figura 22. SLV – Involuppo delle sollecitazioni – Fondazione-Sezione Concio A.

8.4.2. Diagrammi allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

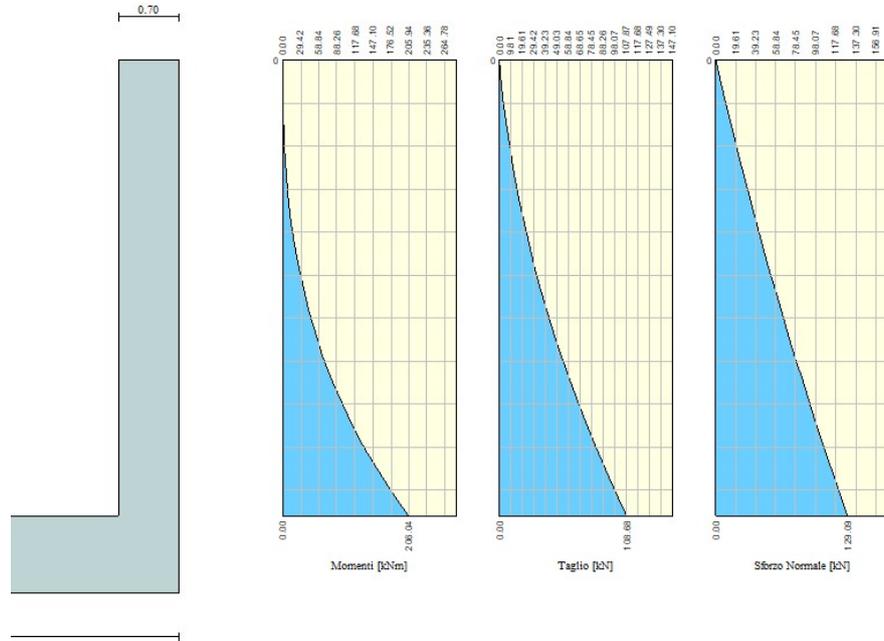


Figura 23. RARA– Inviluppo delle sollecitazioni – Paramento -Sezione Concio A.

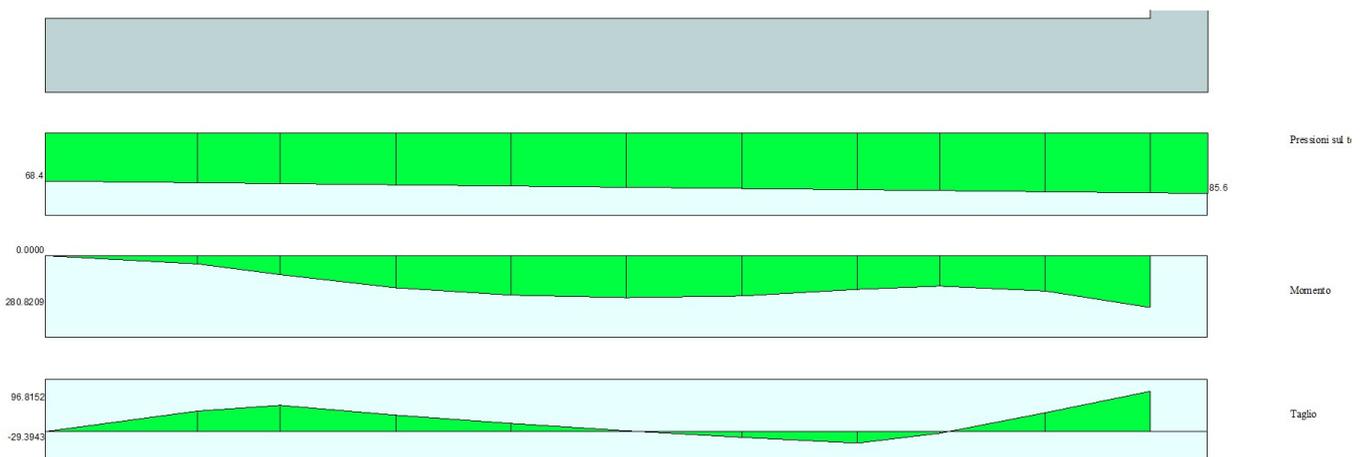


Figura 24. RARA – Inviluppo delle sollecitazioni –Fondazione -Sezione Concio A.

8.5. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

8.5.1. Premessa

Sulla base degli involuppi delle azioni interne riportati nei paragrafi precedenti, si effettua la verifica flessionale e a taglio dei diversi elementi dell'opera.

Per la valutazione dei momenti resistenti di progetto (M_{Rd}) si adopera il software "VcaSLU" sviluppato da Piero Gelfi e di libero uso che permette di definire i diagrammi di interazione M-N. La convenzione utilizzata da tale software è la seguente:

- Sforzo normale: positivo di compressione;
- Momento flettente: positivo se tende le fibre inferiore della sezione.

Per la valutazione del taglio resistente si adopera un foglio di calcolo definito sulla base delle prescrizioni riportate nel paragrafo 4.1.2.1.3 delle NTC 2008. Le verifiche strutturali sono effettuate considerando il momento agente in corrispondenza delle sezioni di seguito.

Per le verifiche, si è considerato il momento massimo ottenuto dagli involuppi SLU e SLV. Le sezioni di verifica sono:

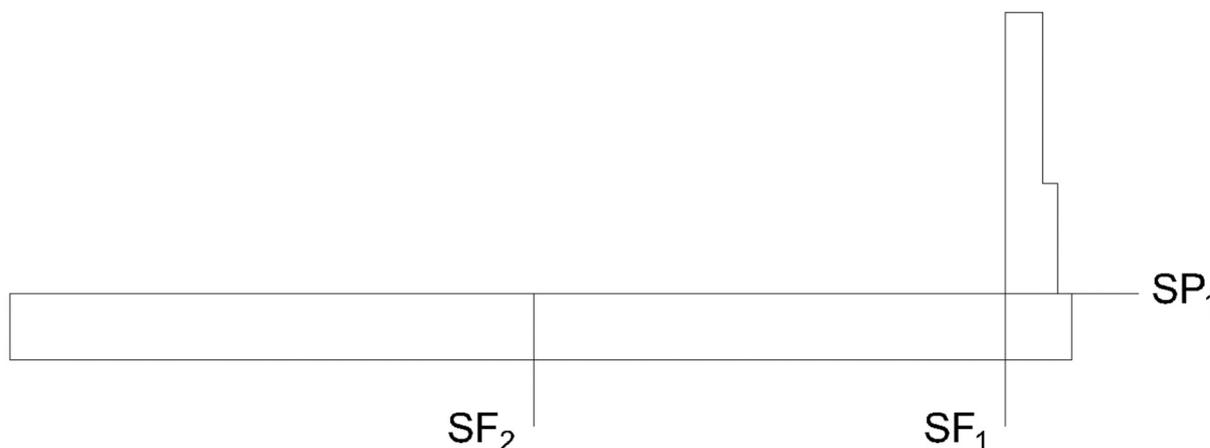


Figura 25. RARA – Sezioni di analisi - Concio A.

8.5.2. Verifiche SLU a presso flessione muro concio A

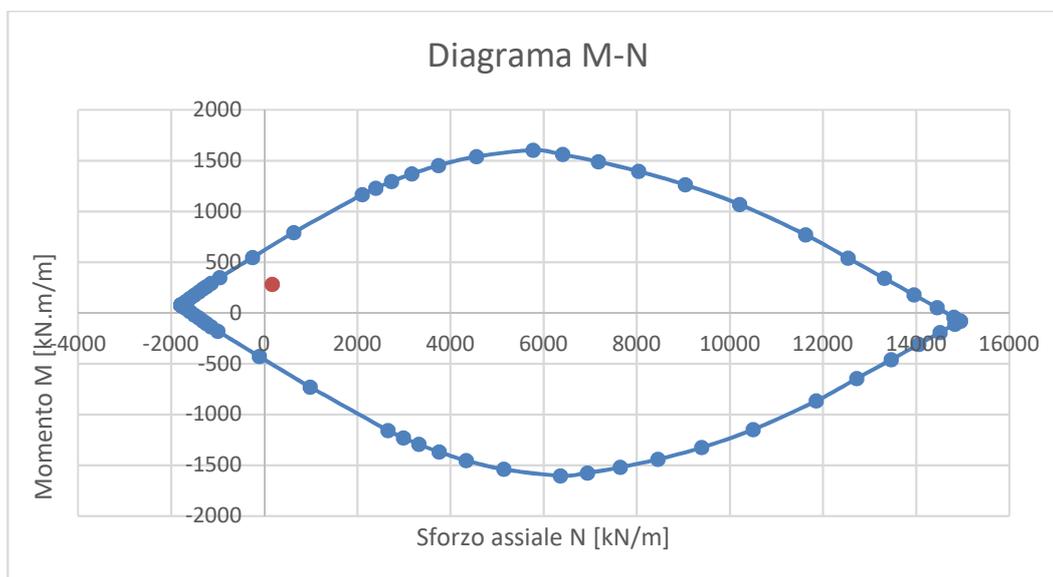
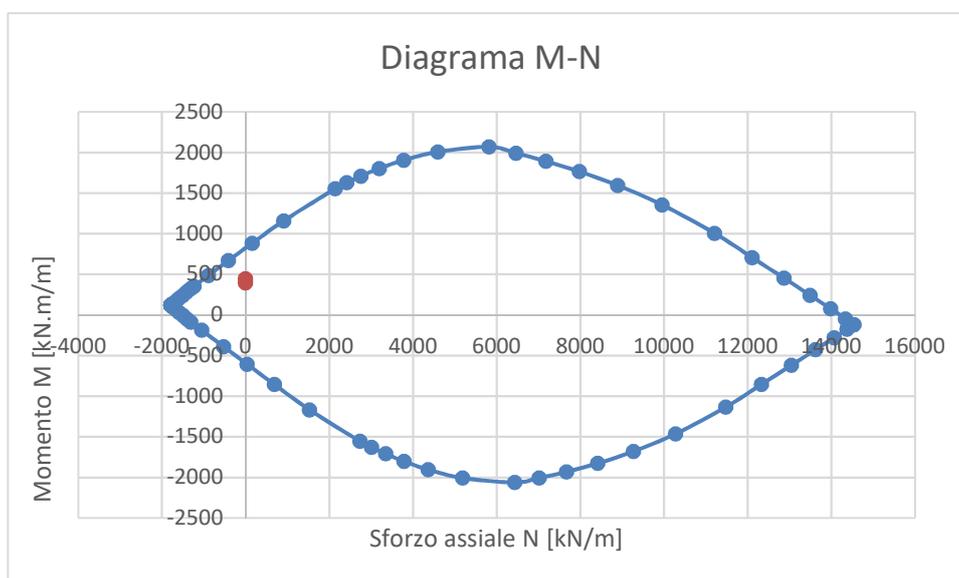
Si riportano di seguito i risultati delle verifiche a presso-flessione. A vantaggio di sicurezza, si trascura lo sforzo normale in fondazione.

Tabella 5. Caratteristiche geometriche delle sezioni. - Concio A.

Elemento	Sezione	h	b	c _d
		[cm]	[cm]	[cm]
Paramento	SP1	70	100	5
Fondazione	SF1	90	100	4
	SF2	90	100	4

Tabella 6. Verifiche allo SLU a flessione. - Concio A.

Elemento	Sezione	Lembo	M	N	Comb	As	C.S	C.S
			[kN.m/m]	[kN/m]	[-]	[-]	M=CTE.	N=CTE.
Paramento	SP1	ESTERNO	283.4754	169.9817	STR3	5Φ26	2.34	2.18
		INTERNO	-	-	-	5Φ22	-	-
Fondazione	SF1	BOTTOM	394.0415	0	STR4	5Φ26	2.09	2.09
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-
	SF2	BOTTOM	444.5985	0	STR1	5Φ26	1.85	1.85
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-

**Figura 26.** SLU – Sezione SP1- Concio A.**Figura 27.** SLU – Sezione SF1, SF2- Concio A.

8.5.1. Verifiche SLU a taglio muro concio A

Si computa la resistenza a taglio senza armatura in accordo alle prescrizioni riportate nel paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC 2008. Di modo cautelativo non si considera nessuna compressione a favore della resistenza al taglio.

Tabella 7. Verifiche allo SLU a taglio. - Concio A.

Sezione		SP1	SF1	SF2	
H	[mm]	700.00	900.00	900.00	Altezza della sezione
d	[mm]	621.00	829.00	829.00	Altezza utile della sezione
b _w	[mm]	1000.00	1000.00	1000.00	Larghezza della sezione
k	[-]	1.57	1.49	1.49	Vedi NTC08
v _{min}	[-]	0.40	0.37	0.37	VEDI NTC08
A _{st}		5Φ26	5Φ22	5Φ22	Armatura di flessione a trazione
	[mm ²]	2654.65	1900.66	1900.66	
ρ	[-]	0.0043	0.0023	0.0023	Rapporto di armatura
σ _{cp}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	Sforzo normale a compressione
V _{Rdmin}	[kN/m]	245.78	304.43	304.43	Resistenza minima della sezione a taglio
V _{RdMax}	[kN/m]	282.81	291.81	291.81	Resistenza massima della sezione a taglio
V _{Rd}	[kN/m]	282.81	304.43	304.43	Resistenza di progetto a Taglio
V _{SLU, SOLL}	[kN/m]	147.46	126.77	120.87	Sollecitazione a Taglio
C.S	[-]	1.92	2.40	2.52	Coefficiente di sicurezza

La verifica a taglio viene soddisfatta per i paramenti e la fondazione. Non ostante in fondazione si dispone una armatura a spilli Φ12@40x40 mentre che in elevazione una armatura Φ12@20x40 rispettando quanto descritto al paragrafo 7.4.6.2.4 della NTC08.

8.6. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

8.6.1. Premessa

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo al manuale “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008”. In dettaglio, tal manuale specifica i seguenti limiti tensionali:

Per i paramenti:

- per combinazione di carico caratteristica (RARA) $\sigma_{c,max} = 18.26 \text{ MPa};$
- per la tensione nell'acciaio $\sigma_{s,max} = 360.0 \text{ MPa};$

Per fondazione:

- per combinazione di carico caratteristica (RARA) $\sigma_{c,max} = 13.75 \text{ MPa};$
- per la tensione nell'acciaio $\sigma_{s,max} = 360.0 \text{ MPa};$

Inoltre, la NTC08, per le verifiche di fessurazione, prescrive che il valore limite di apertura della fessura, per la combinazione di azioni prescelta, calcolato al livello considerato è pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 \leq 0.2\text{mm};$
- $w_2 \leq 0.3\text{mm};$
- $w_3 \leq 0.4\text{mm}.$

Inoltre, nella tabella 4.1.IV delle NTC 2008 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione:

Tabella 8. Limiti di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (RARA) per lo SLE, dovrà risultare, secondo il manuale “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008”:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive e zone non ispezionabili

$$\delta_f \leq w_1$$

- per strutture in condizioni ambientali ordinarie e zone ispezionabili

$$\delta_f \leq w_2$$

8.6.2. Verifiche SLE muro concio A

Di seguito si riportano i risultati in SLE per le peggiori condizioni sollecitanti usando l'armatura proposta in SLU. Si osserva che in nessun caso si superano i valori limiti.

Tabella 9. Caratteristiche geometriche delle sezioni. - Concio A.

Elemento	Sezione	h	b	c _d
		[cm]	[cm]	[cm]
Paramento	SP1	70	100	5
	SF1	90	100	4
Fondazione	SF2	90	100	4

Tabella 10. Verifiche allo SLE – Combinazione RARA - Concio A.

Elemento	Sezione	Lembo	M	N	Comb	As	σ_c	σ_s	x	w	w _{lim}
			[kN.m/m]	[kN/m]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]
Paramento	SP1	ESTERIORE	206.0428	129.0868	RARA7	5Φ26	-3.69	115.70	201.1	0.166	0.2
		INTERIORE	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-
Fondazione	SF1	BOTTOM	280.8209	0	RARA 7	5Φ26	-3.05	139.00	206	0.190	0.2
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-
	SF2	BOTTOM	267.8086	0	RARA8	5Φ26	-2.91	132.50	206	0.181	0.2
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-

Tabella 11. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA - SP1 - Concio A.

El.	[-]	Paramento	
Sez.	[-]	SP1	
Comb.	[-]	RARA	
R _{ck}	[N/mm ²]	40	Resistenza caratteristica cubica CLS
f _{ck}	[N/mm ²]	33	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	3.10	Resistenza a trazione
E _{cm}	[N/mm ²]	33643	Modulo elastico CLS
N _{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M _{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
φ	[mm]	26	Diametro barre di armatura tesa
σ _s	[N/mm ²]	115.7	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A _s	[mm ²]	2655	Armatura dell'armatura tesa
E _s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	200	Passi medio tra le barre di armatura
s _{max}	[mm]	395	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	66	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	700	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	621	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	201.1	Quota asse neutro
h _{c,ef}	[mm]	166	Altezza efficace del calcestruzzo teso
A _{c,ef}	[mm]	166300	Area del calcestruzzo teso
ρ _{p,eff}	[-]	0.0160	Rapporto geometrico di armatura
α _e	[-]	6.24	Coefficiente di omogeneizzazione
k _t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
ε _{sm} - ε _{cm}	[-]	0.000331	Deformazione media di progetto
k ₁	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k ₂	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k ₃	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k ₄	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
s _{r,max}	[mm]	501	Distanza massima tra le fessure
w _k	[mm]	0.166	Apertura delle fessure

w_{max} [mm] **0.200** Apertura limite delle fessure
OK Verifica

Tabella 12. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA - SF1 - Concio A.

El.	[-]	Fondazione	
Sez.	[-]	SF1	
Comb.	[-]	RARA	
R _{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f _{ck}	[N/mm ²]	25	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	2.56	Resistenza a trazione
E _{cm}	[N/mm ²]	31447	Modulo elastico CLS
N _{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M _{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
φ	[mm]	26	Diametro barre di armatura tesa
σ _s	[N/mm ²]	139.0	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A _s	[mm ²]	2655	Armatura dell'armatura tesa
E _s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	200	Passi medio tra le barre di armatura
s _{max}	[mm]	345	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	56	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	900	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	831	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	206	Quota asse neutro
h _{c,ef}	[mm]	173	Altezza efficace del calcestruzzo teso
A _{c,ef}	[mm ²]	172500	Area del calcestruzzo teso
ρ _{p,eff}	[-]	0.0154	Rapporto geometrico di armatura
α _e	[-]	6.68	Coefficiente di omogeneizzazione
k _t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
ε _{sm} - ε _{cm}	[-]	0.000397	Deformazione media di progetto
k ₁	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k ₂	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k ₃	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k ₄	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
s _{r,max}	[mm]	478	Distanza massima tra le fessure
w_k	[mm]	0.190	Apertura delle fessure
w_{max}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	Verifica

Tabella 13. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – SF2 - Concio A.

El.	[-]	Fondazione	
Sez.	[-]	SF2	
Comb.	[-]	RARA	
R _{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f _{ck}	[N/mm ²]	25	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	2.56	Resistenza a trazione
E _{cm}	[N/mm ²]	31447	Modulo elastico CLS
N _{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M _{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
φ	[mm]	26	Diametro barre di armatura tesa
σ _s	[N/mm ²]	132.5	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A _s	[mm ²]	2655	Armatura dell'armatura tesa
E _s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	200	Passi medio tra le barre di armatura
s _{max}	[mm]	345	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	56	Copriferro delle barre di armatura

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003Rev.
AFoglio
44 di 88

b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	900	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	831	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	206	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	173	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	172500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0154	Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6.68	Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	[-]	0.000379	Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	478	Distanza massima tra le fessure
w_k	[mm]	0.181	Apertura delle fessure
w_{max}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	Verifica

8.7. VERIFICHE ARMATURA MINIMA A PRESSOFLESSIONE

8.7.1. Premessa

Avendo dimensionato l'opera per lavorare in campo elastico in condizioni sismiche ovvero adottando un fattore di struttura unitario, per le sezioni resistenti non risultano vincolanti le limitazioni sulle incidenze di armatura necessarie a conferire duttilità sezionale. Tale scelta è generalmente percorsa per questa tipologia di manufatto (massivo) per il quale gli spessori delle sezioni resistenti associati ai minimi di armatura previsti per fenomeni di ritiro/fessurazione consentono adeguati margini di sicurezza per le azioni sismiche "elastiche".

Quindi, si effettuano le verifiche di armatura minima in accordo alla norma NTC08 secondo il paragrafo 4.1.6.1.1 che specifica i seguenti minimi di armatura:

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

$$A_f \geq A_{s,min}$$

dove,

$$A_{s,min} = \max(A_{s,min1}, A_{s,min2})$$

$$A_{s,min1} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd$$

$$A_{s,min2} = 0.0013 bd$$

d

altezza utile sezione;

b

larghezza media sezione.

8.7.2. Verifiche armatura minima muro concio A

Di seguito si verifica la armatura minima dei diversi elementi in accordo a quanto stipulato nella NTC08. Si vede come l'armatura proposta supera il minimo richiesto.

Tabella 14. Verifica minimi armatura a pressoflessione. Muro concio A.

Piano	Sezione	B	H	d	A _f	A _f	A _{s,min1}	A _{s,min2}	A _{s,min}	Check
		[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	
PARAMENTO	SP1	1000	700	621	5Ø26	2654.65	1111.90	807.30	1111.90	si
FONDAZIONE	SF1	1000	900	831	5Ø26	2654.65	1228.24	1080.30	1228.24	si
FONDAZIONE	SF2	1000	900	831	5Ø26	2654.65	1228.24	1080.30	1228.24	si

8.8. VERIFICHE ARMATURA MINIMA ORIZZONTALE

8.8.1. Premessa

Si effettuano le verifiche di armatura minima orizzontale necessaria in accordo al EC2 secondo il paragrafo 9.6.3 che specifica i seguenti minimi di armatura:

$$A_{so} \geq A_{so,min}$$

dove,

$$A_{so,min} = \max(A_{so,1}, A_{so,2})$$

$$A_{so,1} = 0.25(A_f + A_f')$$

$$A_{so,2} = 0.0013 bh$$

h

altezza sezione;

b

larghezza media sezione.

8.8.2. Verifiche armatura minima muro concio A

Di seguito si verifica la armatura minima dei diversi elementi in accordo a quanto stipulato nel EC2. Si vede come l'armatura proposta supera il minimo richiesto.

Tabella 15. Verifica minimi di armatura orizzontale. Muro concio A.

Sezione	b	h	A _c	A _f + A _f '		A _f + A _f '	A _{so,min}	A _{so}		Check
	[mm]	[mm]	[mm ²]			[mm ²]	[mm ²]	-	[mm ²]	A _{shmin}
SP1	1000	700	700000	5Φ22	5Φ26	4555.31	1138.83	(5+5) Φ 16	2010.62	si
SF1	1000	900	900000	5Φ22	5Φ26	4555.31	1138.83	(5+5) Φ 16	2010.62	si
SF2	1000	900	900000	5Φ22	5Φ26	4555.31	1138.83	(5+5) Φ 16	2010.62	si

8.9. VERIFICHE DI STABILITA

In accordo con il D.M. 2008, per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento.

Le verifiche SLU sono state effettuate secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1) e combinazione 2 (A2+M2+R2). In condizioni sismiche, i valori amplificativi delle azioni sono unitari.

Coefficienti parziali per le azioni:

Tabella 16. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o $\gamma_E \gamma_E$)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 17. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M2)
Angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0

Il coefficiente R_2 assume i seguenti valori:

Tabella 18. Coefficienti parziali di resistenza.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1,0
Scorrimento	1,0
Ribaltamento	1,0

Si riportano di seguito le combinazioni considerate per le verifiche geotecniche, in particolare si è adottata la seguente simbologia:

F/S	effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole);
γ	coefficiente di partecipazione della condizione;
Ψ	coefficiente di combinazione della condizione.

8.9.1. Combinazioni di carico statiche

Di seguito si riportano le combinazioni statiche allo stato limite ultimo.

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 48 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	1.3	1	1.3

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.9	1	0.9
Peso proprio terrapieno	FAV	0.9	1	0.9
Spinta terreno	SFAV	1.1	1	1.1
Massetto	SFAV	1.1	1	1.1
Ballast	SFAV	1.1	1	1.1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	1.3	1	1.3

8.9.2. Combinazioni di carico sismiche

Di seguito si riportano le combinazioni sismiche.

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 49 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
-----	----------	--------	-----------------

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 50 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma
Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Sovraccarico sul terrapieno	SFAV	0.2	1	0.2

8.9.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo.

8.9.4. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

In particolare, per la verifica a scorrimento del muro Concio D, in condizioni sismiche, è stata considerata l'aliquota di spinta passiva sul dente di fondazione, pari al 50%, calcolata nel modo seguente:

$$S_{\text{dentepassiva}} = 0.5 \cdot k_p \cdot (h_f \cdot \gamma_{\text{cls}} \cdot h_{\text{dente}} + 0.5 \gamma' h_{\text{dente}}^2) = 106.27 \text{ kN/m}$$

dove:

k_p	coefficiente di spinta passiva, in combinazione GEO, pari a 2.2860;
h_f	spessore della fondazione, pari a 2 m;
h_{dente}	altezza del dente di fondazione, pari a 1.60 m.

8.9.5. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10 x 10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50. Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\text{tg}\phi_i \text{tg}\alpha_i}{n}\right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

8.9.6. Risultati delle verifiche di stabilità

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità, in condizione statica e in condizione sismica. È stata adottata la seguente simbologia:

<i>Comb</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Indica la presenza di sisma
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Tabella 19. Verifiche di stabilità. Muro concio A.

Comb.	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{stab}
1	A1-M1	--	4.85	--	--
2	A2-M2	--	3.38	--	--
3	EQU	--	--	13.55	--
4	STAB	--	--	--	4.33
5	A1-M1	Orizzontale + Verticale negativo	4.75	--	--
6	A1-M1	Orizzontale + Verticale positivo	4.74	--	--
7	A2-M2	Orizzontale + Verticale positivo	3.2	--	--
8	A2-M2	Orizzontale + Verticale negativo	3.21	--	--
9	EQU	Orizzontale + Verticale negativo	--	14.95	--
10	EQU	Orizzontale + Verticale positivo	--	16.25	--
11	STAB	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	3.81
12	STAB	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	3.78

9. MURO CONCIO B - G

9.1. MODELAZIONE DELLA STRUTTURA

Le analisi numeriche relative ai muri a L sono condotte mediante il programma MAX – Analisi e Calcolo Muri di Sostegno, Versione 10.10, sviluppato da Aztec Informatia srl (Casole Bruzio,CS).

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme della struttura nonché le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione del manufatto coerente con le effettive geometrie di progetto. Per la modellazione si sono considerati i seguenti aspetti:

- i muri presentano un'altezza costante lungo il profilo. Per la modellazione si considera una sezione avente la seguente altezza rappresentativa:

$$H_{\text{modello}} = H - z_t$$

dove:

$$z_t = \text{quota del terreno, } -0.45 \text{ m da testa muro}$$

quindi,

$$H_{\text{modello}} = 9.80 - 0.45 = 9.35 \text{ m}$$

- la presenza di falda viene trascurata in accordo a quanto descritto nel documento IN0500DE2CLOC00000010 del progetto definitivo. Assunzione che risulta cautelativa per i calcoli.
- le caratteristiche geometriche del muro modellato (concio B-G) è riportato nella figura a continuazione.

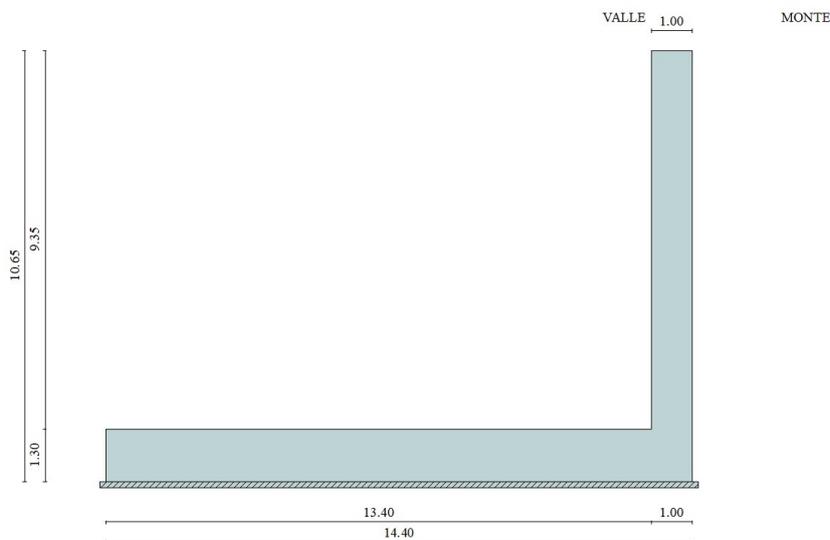


Figura 28. Geometria d'analisi – sezione concio B-G.

- le caratteristiche geotecniche utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni sono le seguenti:

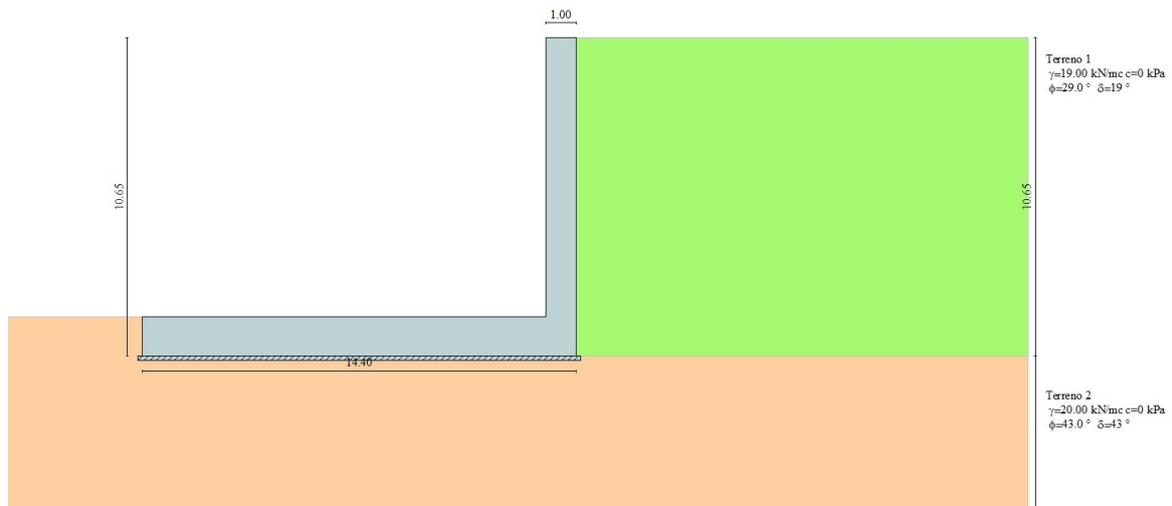


Figura 29: Stratigrafia del terreno utilizzata nel modello di calcolo.

L'angolo d'attrito terra-paramento δ è posto pari a $2/3 \cdot \phi$.

L'angolo d'attrito terra-fondazione δ è posto pari a ϕ .

9.2. ANALISI DEI CARICHI

9.2.1. Peso proprio

Il peso proprio dei muri è valutato assumendo i seguenti pesi specifici di riferimento:

- Calcestruzzo 32/40: 25 kN/m³
- Calcestruzzo 25/30: 25 kN/m³

Il peso è computato internamente nel modello usando le stesse proprietà dei materiali e le geometrie già specificate.

9.2.2. Carico permanente

È stato considerato il carico permanente degli elementi all'interno della galleria, pari a:

$$H_{\text{ballast}} \cdot \gamma_{\text{ballast}} \cdot t = 0.80 \cdot 18 \cdot 1.00 = 14.40 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{massetto}} \cdot \gamma_{\text{Massetto}} \cdot t = 0.87 \cdot 24 \cdot 1.00 = 20.9 \text{ kN/m}$$

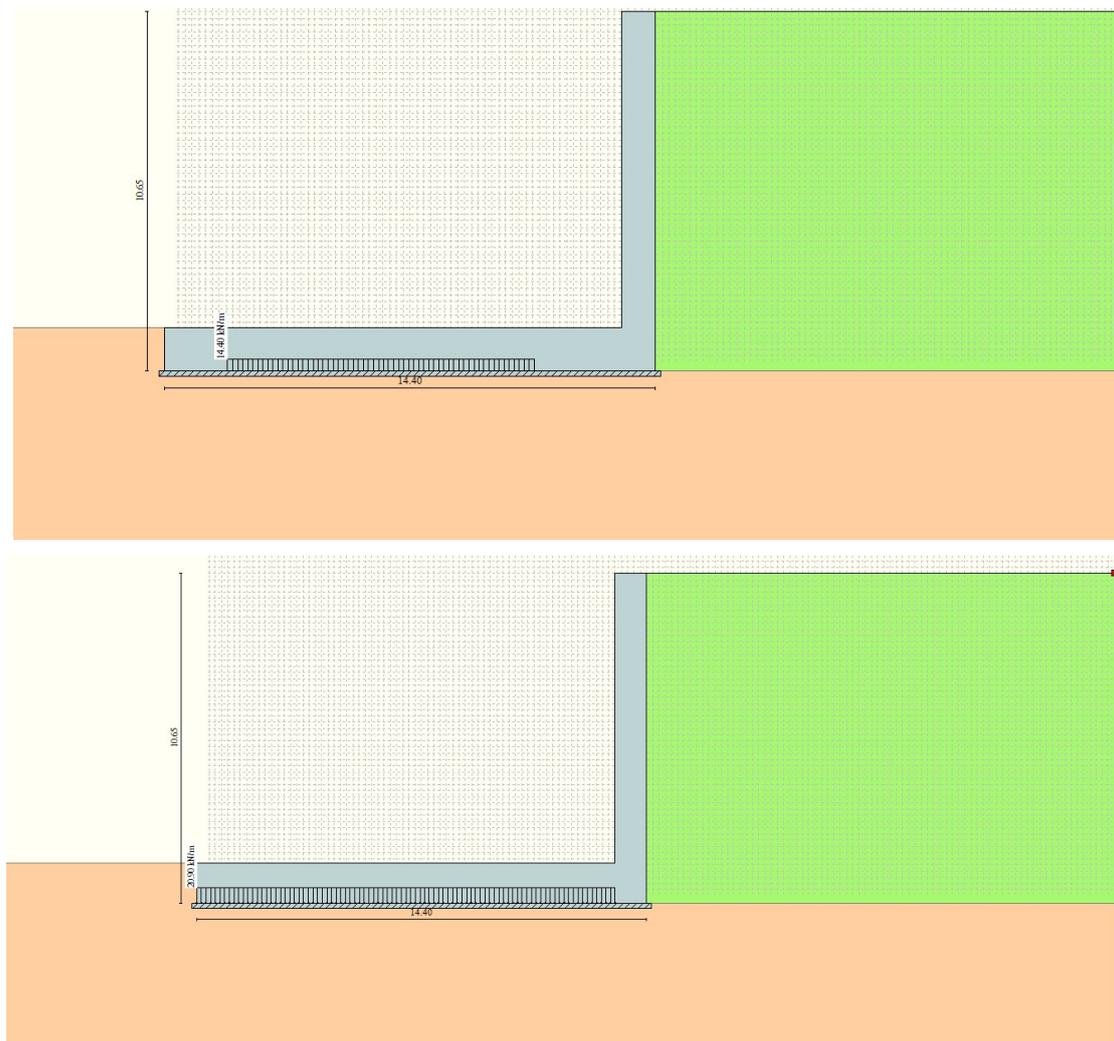


Figura 30: Carico permanente sulla fondazione.

9.2.3. Carico accidentale sul terrapieno

Sul terreno di monte è stato considerato un carico accidentale pari a 20 kN/m^2

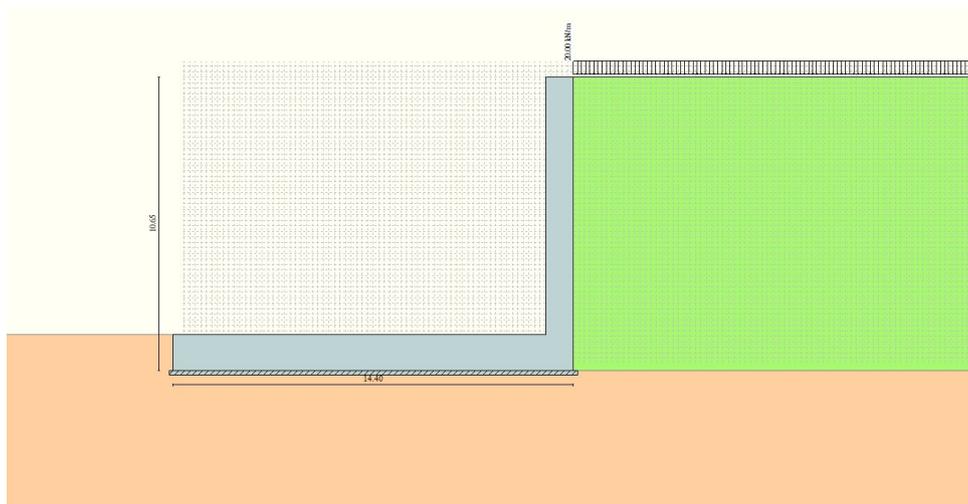


Figura 31: Sovraccarico sul terrapieno.

9.2.4. Carico accidentale dei treni

Sulla fondazione viene anche considerato il passo dei treni, con la condizione di carico LM71 e SW2.

$H_{\text{ballast}} = 0.80 \text{ m}$ Spessore Ballast

$H_{\text{massetto}} = 0.87 \text{ m}$ Spessore Massetto

$S_i = 1.30 \text{ m}$ Spessore fondazione

Si calcola la larghezza di diffusione all'intradosso fondazione:

$$L_d = 2.40 + 2 \cdot (H_{\text{ballast}} - 0.45) / 4 + 2 \cdot (H_{\text{mass}}) + 2 \cdot S_i = 2.40 + 2 \cdot (0.35) / 4 + 2 \cdot 0.87 + 2 \cdot 1.30 = 6.90 \text{ m}$$

$$\alpha_{\text{LM71}} = 1.1$$

$$\alpha_{\text{SW/2}} = 1.0$$

Poi, il carico dei treni LM71 si modella come di seguito:

$$b_t = 0.25$$

$$s_Q = 1.60 \quad \text{Distanza fra carichi puntuali}$$

Tentativamente la lunghezza di diffusione si calcola come:

$$b_1 = b_t + 2 \cdot [(H_{\text{ballast}} - 0.40) / 4 + H_{\text{mass}}] + 2 \cdot S_i = 4.4 \text{ m}$$

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 57 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Come b_1 è maggiore a s_Q (distanza fra carichi puntuali) c'è la sovrapposizione dei carichi, quindi si calcola la lunghezza di diffuse come:

$$b_2 = s_Q * 3 + b_t + 2 * [(H_{ballast} - 0.45) / 4 + H_{mass}] + 2 * S_i = 9.56 \text{ m}$$

Ora si calcola il carico distribuito ad applicare nel modello

$$q_1 = [\alpha_{LM71} * Q_k * 4] / (L_d * b_2) * t = [1.1 * (250 * 4)] / (6.90 * 9.56) * 1.0 = 17.0 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = (\alpha_{LM71} * q_k / L_d) * t = [1.1 * 80 / 6.90] * 1.0 = 13.0 \text{ kN/m}$$

Quindi,

$$Q_{LM71} = q_1 + q_2 = 17 + 13 = 30 \text{ kN/m}$$

Poi, il carico dei treni SW2 si modella come di seguito:

$$q_3 = (\alpha_{sw/2} * q_k / L_d) * t = (1.0 * 150 / 6.90) * 1.0 = 21.73 \text{ kN/m}$$

Con il proposito di semplificare i carichi si adotta lo stesso carico impiegato nel muro del concio A di 40 kN/m distribuito in fondazione del modello, simulando la contemporaneità dei due binari:

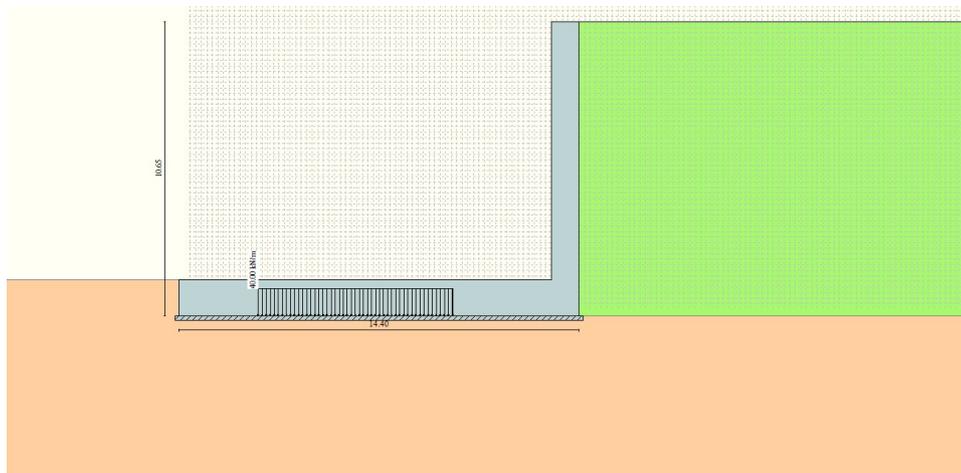


Figura 32: Sovraccarico dovuto ai treni.

9.2.5. Spinte statica e sismica

Valori caratteristici e valori di calcolo:

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze. I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

In particolare, si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Cullman:

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Per questo tipo di manufatto a "L" viene considerata la spinta attiva (K_a) data la grandezza degli spostamenti.

Spinta in presenza di sisma:

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\begin{aligned}\varepsilon' &= \varepsilon + \theta \\ \beta' &= \beta + \theta\end{aligned}$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

- Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

- Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 59 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ . Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Nel caso in esame, la pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

- Longitudine: 10.3518°
- Latitudine: 45.4853°

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso C_U : 1.5
- Vita nominale V_N : 100 anni
- Categoria di suolo: B
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura q : 1

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

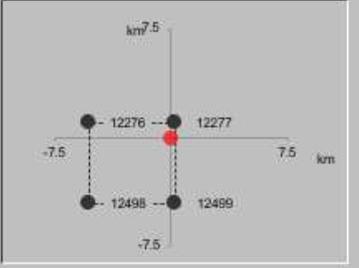
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 33. Pericolosità sismica del sito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

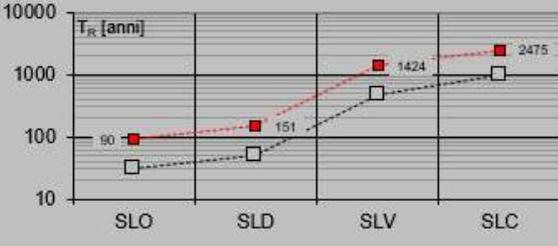
Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 34. Vita di progetto della costruzione.

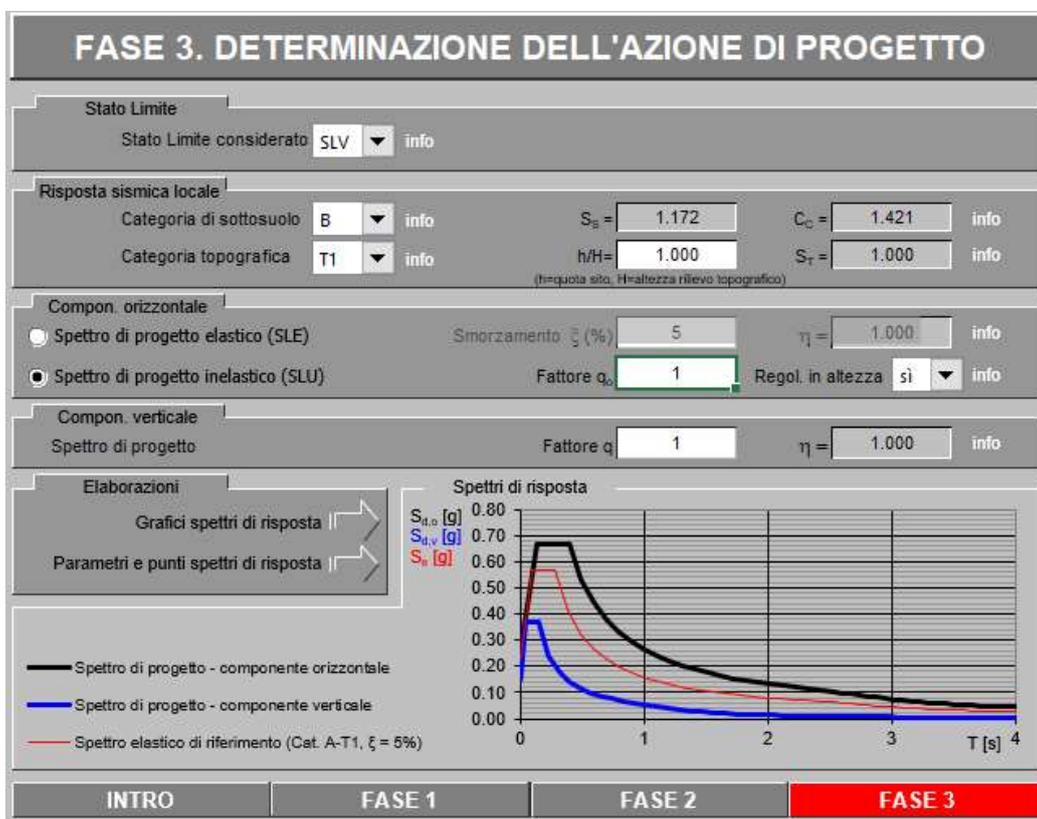


Figura 35. Azioni di progetto sismico.

Tabella 20. Parametri dipendenti e indipendenti sisma orizzontale.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.232 g
F_o	2.456
T_C	0.278 s
S_S	1.172
C_C	1.421
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.172
η	1.000
T_B	0.132 s
T_C	0.395 s
T_D	2.529 s

La forza inerziale è applicata nel modello automaticamente mediante un “Volume Force” con il quale viene moltiplicato il peso dei diversi elementi per un coefficiente inerziale come calcolato di seguito.

$$k_h = S_s S_t a_g$$

$$k_v = \frac{k_h}{2}$$

dove,

k_h
 k_v

coefficiente inerziale orizzontale;
coefficiente inerziale verticale;

In SLV:

$$k_h = \beta S_s S_t a_{max} = (0.31)(1.172)(1.00)(0.232) \approx 0.084$$

$$k_v = \frac{k_h}{2} = 0.042$$

9.3. COMBINAZIONI DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12. Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione statica SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione statica rara SLE:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione statica quasi permanente SLE:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove,

G_1	carico permanente strutturale;
G_2	carico permanente non strutturale;
Q_k	carico accidentale;
A_d	carico eccezionale di progetto;
E	carico sismico;
γ	coefficiente parziale;
$\psi_{0,1,2}$	fattori di combinazioni;

E è definito di questo modo ai fini di ottenere la condizione più sfavorevole nella galleria:

$$E = \pm 1.00E_y \pm 0.30E_x \pm 0.30E_z$$

in SLU/SLV si deve garantire

$$E_d \leq R_d$$

dove,

E_d	valore di disegno del carico;
R_d	resistenza di disegno;

Nel seguito si riportano tutte le combinazioni statiche e sismiche di calcolo.

Simbologia adottata:

F/S	effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole);
γ	coefficiente di partecipazione della condizione;
Ψ	coefficiente di combinazione della condizione.

9.3.1. Combinazioni statiche dei carichi

Di seguito si riportano le combinazioni statiche allo stato limite ultimo STR, e quelle allo stato limite di esercizio RARA.

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	0.8	1.2
LM71	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.3	1	1.3
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.3	1	1.3
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	0.8	1.2
LM71	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.3	1	1.3
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.5
LM71	SFAV	1.5	0.8	1.2

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 65 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.5
LM71	SFAV	1.5	0.8	1.2

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) -
Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2
LM71	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 7 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1	1	1
Peso proprio terrapieno	--	1	1	1
Spinta terreno	--	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	1	1	1
LM71	SFAV	1	0.8	0.8

Combinazione n° 8 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1	1	1
Peso proprio terrapieno	--	1	1	1
Spinta terreno	--	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
LM71	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	1	0.8	0.8

9.3.2. Combinazioni sismiche dei carichi

Di seguito si riportano le combinazioni sismiche SLV

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) -

Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2
LM71	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) -

Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2
LM71	SFAV	0.2	1	0.2

9.4. SINTESI AZIONI DI PROGETTI SEZIONE CONCIO B-G

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi in termini di:

- momento flettente, taglio e sforzo assiale per il paramento;
- momento flettente, taglio e andamento delle pressioni per la fondazione.

9.4.1. Diagrammi allo Stato Limite Ultimo (SLU)

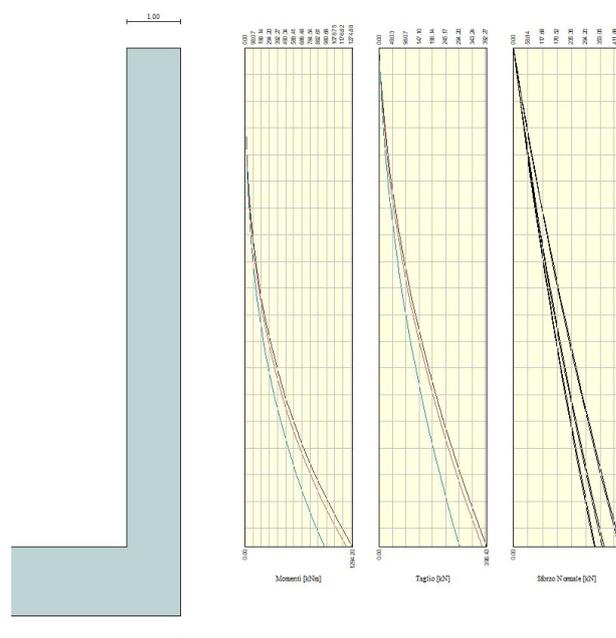


Figura 36. STR- Involuppo delle sollecitazioni – Paramento - Sezione Concio B-G.

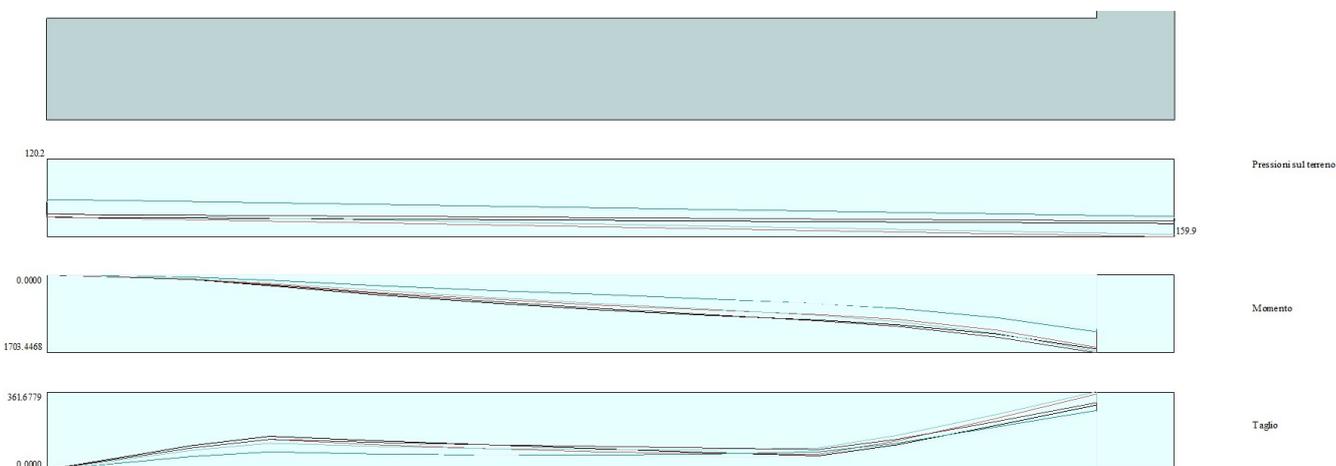


Figura 37. STR – Involuppo delle sollecitazioni – Fondazione - Sezione Concio B-G.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 003

Rev.
A

Foglio
68 di 88

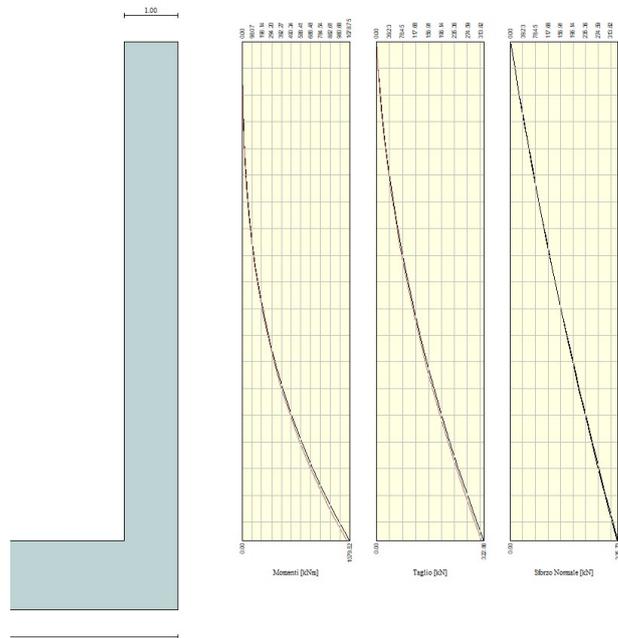


Figura 38. SLV– Inviluppo delle sollecitazioni – Paramento -Sezione Concio B-G.

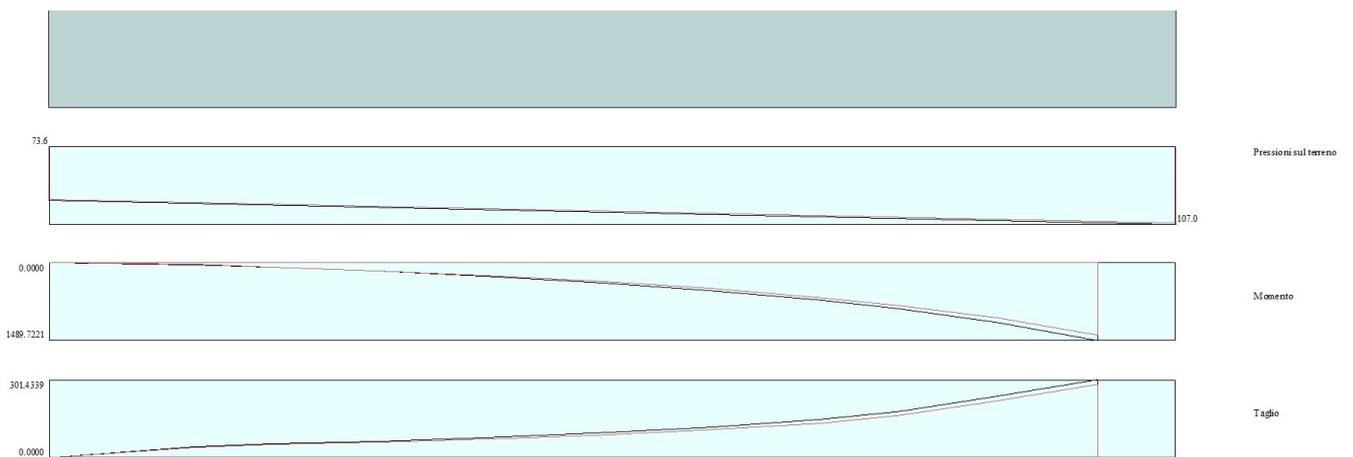


Figura 39. SLV – Inviluppo delle sollecitazioni – Fondazione-Sezione Concio B-G.

9.4.2. Diagrammi allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

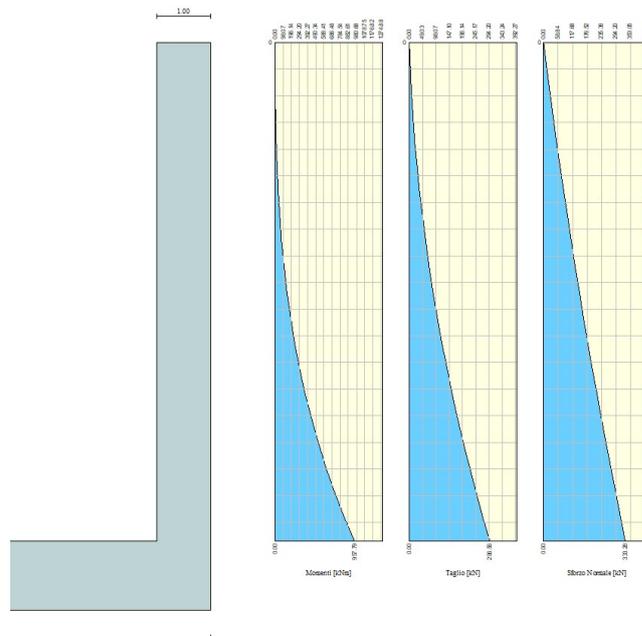


Figura 40. RARA– Involuppo delle sollecitazioni – Paramento -Sezione Concio B-G.

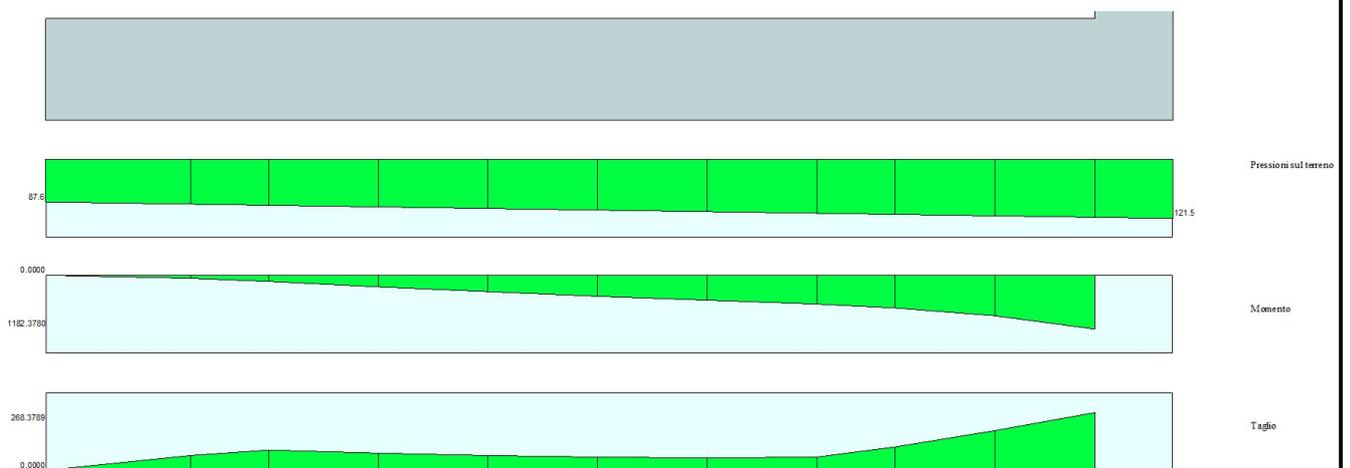


Figura 41. RARA – Involuppo delle sollecitazioni –Fondazione -Sezione Concio B-G.

9.5. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

9.5.1. Premessa

Sulla base degli involuipi delle azioni interne riportati nei paragrafi precedenti, si effettua la verifica flessionale e a taglio dei diversi elementi dell'opera.

Per la valutazione dei momenti resistenti di progetto (M_{Rd}) si adopera il software "VcaSLU" sviluppato da Piero Gelfi e di libero uso che permette di definire i diagrammi di interazione M-N. La convenzione utilizzata da tale software è la seguente:

- Sforzo normale: positivo di compressione;
- Momento flettente: positivo se tende le fibre inferiore della sezione.

Per la valutazione del taglio resistente si adopera un foglio di calcolo definito sulla base delle prescrizioni riportate nel paragrafo 4.1.2.1.3 delle NTC 2008. Le verifiche strutturali sono effettuate considerando il momento agente in corrispondenza delle sezioni di seguito.

Per le verifiche, si è considerato il momento massimo ottenuto dagli involuipi SLU e SLV. Le sezioni di verifica sono:

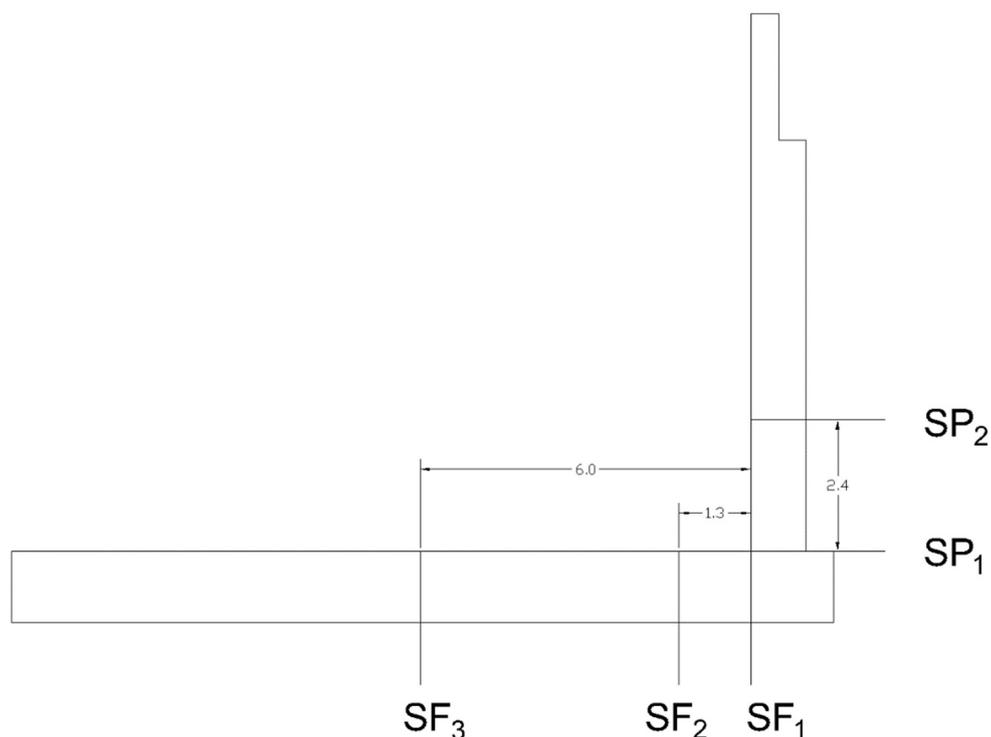


Figura 42. RARA – Sezioni di analisi - Concio B-G.

9.5.2. Verifiche SLU a presso flessione muro concio B-G

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche a presso-flessione. A vantaggio di sicurezza, si trascura lo sforzo normale in fondazione.

Tabella 21. Caratteristiche geometriche delle sezioni. - Concio B-G.

Elemento	Sezione	h	b	c _d
		[cm]	[cm]	[cm]
Paramento	SP1	100	100	5
Fondazione	SF1	130	100	4
	SF2	130	100	4
	SF3	130	100	4

Tabella 22. Verifiche allo SLU a flessione. - Concio B-G.

Elemento	Sezione	Lembo	M	N	Comb	As	C.S	C.S
			[kN.m/m]	[kN/m]	[-]	[-]	M=CTE.	N=CTE.
Paramento	SP1	ESTERIORE	1294.2	437.1	STR3	10Φ28 + 5Φ20	2.09	1.96
		INTERIORE	-	-	-	5Φ22	-	-
	SP2	ESTERIORE	574.4	304.1	STR3	5Φ28	2.09	1.86
		INTERIORE	-	-	-	5Φ22	-	-
Fondazione	SF1	BOTTOM	1703.4	0	STR4	10Φ28 + 5Φ20	2.02	2.02
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-
	SF2	BOTTOM	1362.5	0	STR4	10Φ28	2.06	2.06
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-
	SF3	BOTTOM	796.0	0	STR1	5Φ28	1.79	1.79
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-

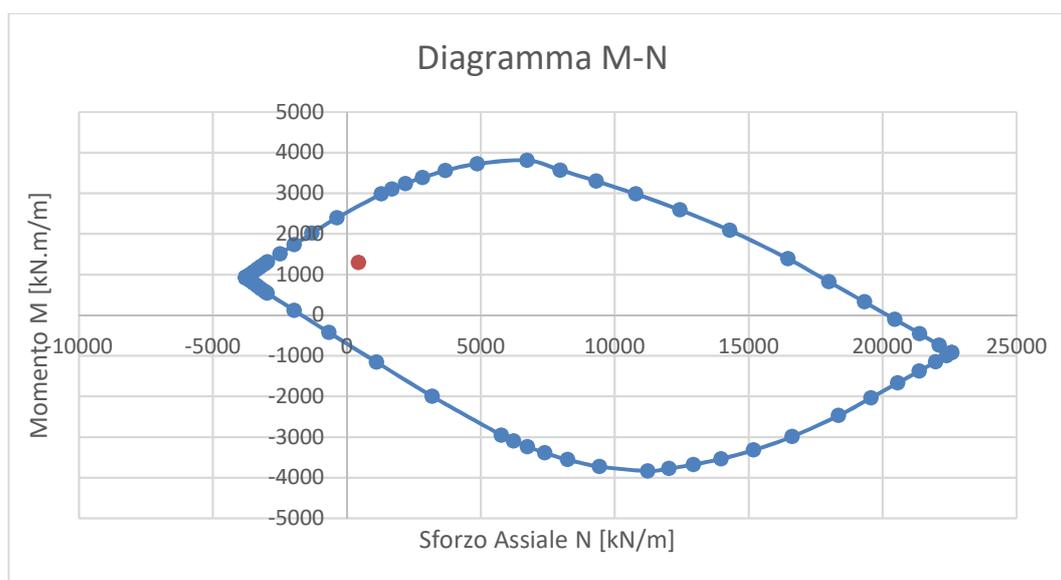


Figura 43. SLU – Sezione SP1- Concio B-G.

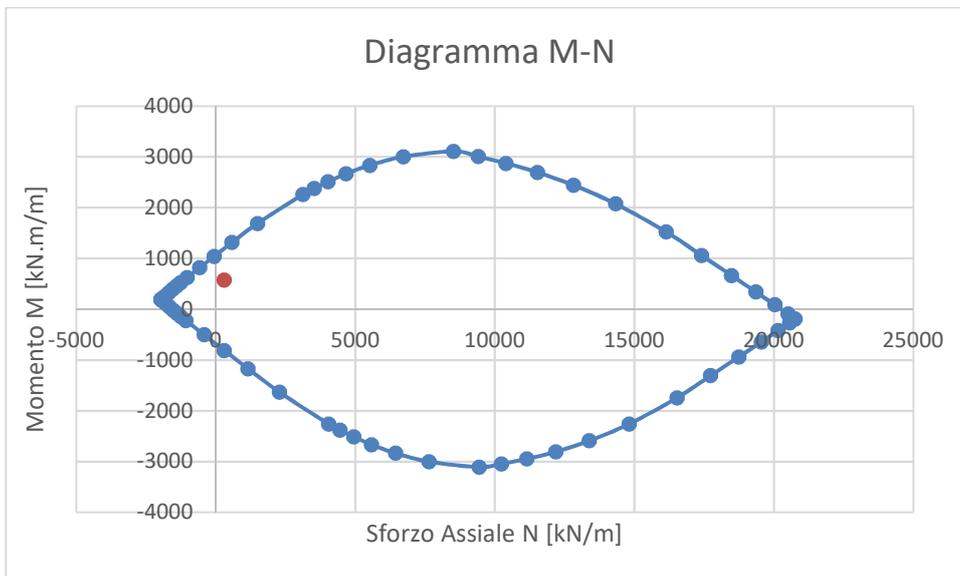


Figura 44. SLU – Sezione SP2 - Concio B-G.

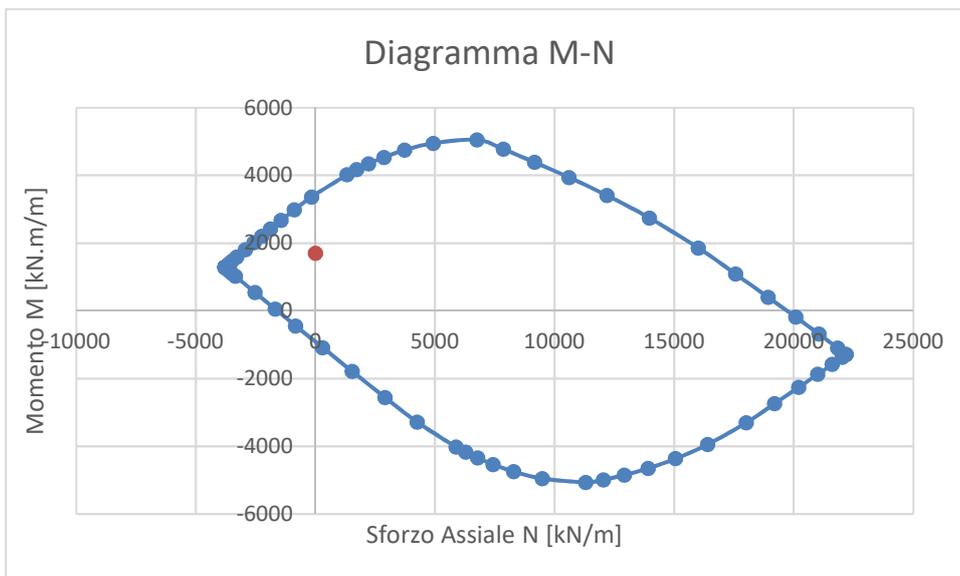
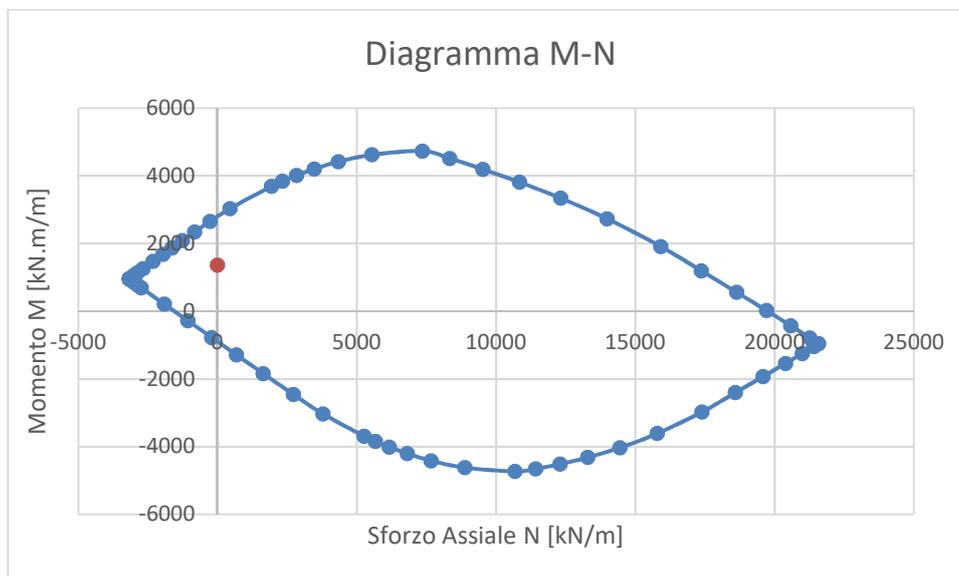
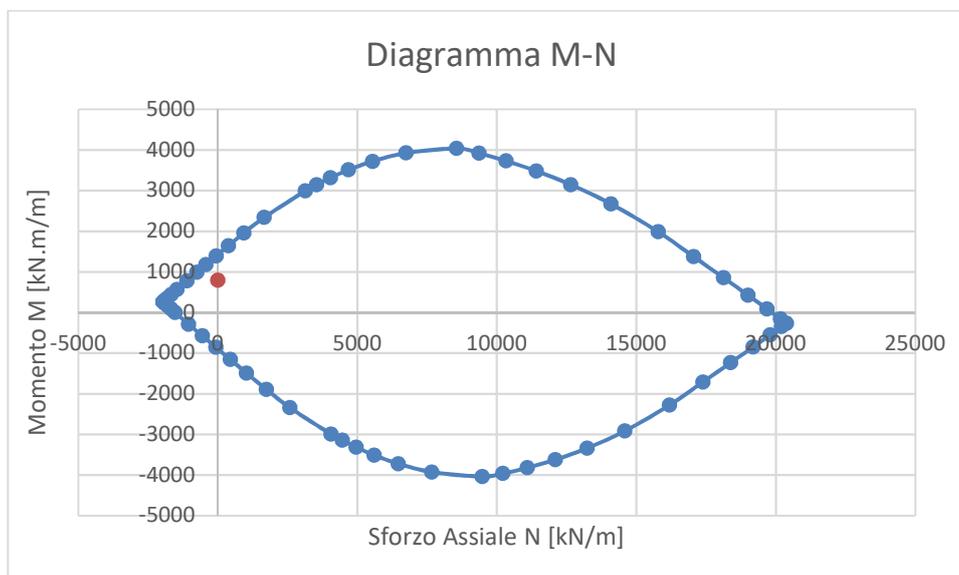


Figura 45. SLU – Sezione SF1 - Concio B-G.

**Figura 46.** SLU – Sezione SF2 - Concio B-G.**Figura 47.** SLU – Sezione SF3 - Concio B-G.

9.5.3. Verifiche SLU a taglio muro concio B-G

Si computa la resistenza a taglio senza armatura in accordo alle prescrizioni riportate nel paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC 2008. Di modo cautelativo non si considera nessuna compressione a favore della resistenza al taglio.

Tabella 23. Verifiche allo SLU a taglio. - Concio B-G.

Sezione		SP1	SP2	SF1	SF2	SF3
H	[mm]	1000	1000	1300	1300	1300
d	[mm]	916	920	1226	1226	1226
b _w	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000
k	[-]	1.47	1.47	1.40	1.40	1.40
v _{min}	[-]	0.36	0.36	0.34	0.34	0.34
A _{sl}	[-]	10Φ28 + 5Φ20	5Φ28	10Φ28 + 5Φ20	10Φ28	5Φ28
	[mm ²]	7728.32	3078.76	7728.32	6157.52	3078.76
ρ	[-]	0.0084	0.0033	0.0063	0.0050	0.0025
σ _{cp}	[N/mm ²]	0	0	0	0	0
V _{Rdmin}	[kN/m]	328.32	329.41	411.27	411.27	411.27
V _{RdMax}	[kN/m]	489.81	361.20	569.18	527.66	418.81
V _{Rd}	[kN/m]	489.81	361.20	569.18	527.66	418.81
V _{SLU, SOLL}	[kN/m]	396.43	238.47	361.68	257.33	118.79
C.S	[-]	1.24	1.51	1.57	2.05	3.53

La verifica a taglio viene soddisfatta per i paramenti e la fondazione. Non ostante in fondazione si dispone una armatura a spilli Φ12@40x40 mentre che in elevazione una armatura Φ12@20x40 rispettando quanto descritto al paragrafo 7.4.6.2.4 della NTC08.

9.6. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

9.6.1. Premessa

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo al manuale “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008”. In dettaglio, tal manuale specifica i seguenti limiti tensionali:

Per i paramenti:

- per combinazione di carico caratteristica (RARA) $\sigma_{c,max} = 18.26 \text{ MPa};$
- per la tensione nell'acciaio $\sigma_{s,max} = 360.0 \text{ MPa};$

Per fondazione:

- per combinazione di carico caratteristica (RARA) $\sigma_{c,max} = 13.75 \text{ MPa};$
- per la tensione nell'acciaio $\sigma_{s,max} = 360.0 \text{ MPa};$

Inoltre, la NTC08, per le verifiche di fessurazione, prescrive che il valore limite di apertura della fessura, per la combinazione di azioni prescelta, calcolato al livello considerato è pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 \leq 0.2\text{mm};$
- $w_2 \leq 0.3\text{mm};$
- $w_3 \leq 0.4\text{mm}.$

Inoltre, nella tabella 4.1.IV delle NTC 2008 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione:

Tabella 24. Limiti di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (RARA) per lo SLE, dovrà risultare, secondo il manuale “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008”:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive e zone non ispezionabili

$$\delta_f \leq w_1$$

- per strutture in condizioni ambientali ordinarie e zone ispezionabili

$$\delta_f \leq w_2$$

9.6.2. Verifiche SLE muro concio B-G

Di seguito si riportano i risultati in SLE per le peggiori condizioni sollecitanti usando l'armatura proposta in SLU. Si osserva che in nessun caso si superano i valori limiti.

Tabella 25. Caratteristiche geometriche delle sezioni. - Concio A.

Elemento	Sezione	h	b	c _d
		[cm]	[cm]	[cm]
Paramento	SP1	100	100	5
	SF1	130	100	4
Fondazione	SF2	130	100	4
	SF3	130	100	4

Tabella 26. Verifiche allo SLE – Combinazione RARA - Concio B-G.

Elemento	Sezione	Lembo	M	N	Comb	As	σ _c	σ _s	x	w	w _{lim}
			[kN.m/m]	[kN/m]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]
Paramento	SP1	ESTERIOR	957.8	333.3	RARA7	10Φ28 + 5Φ20	-6.6	140.5	377.9	0.173	0.2
		INTERIOR	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-
	SP2	ESTERIOR	421.3	231.7	RARA7	5Φ28	-3.8	128.3	284.9	0.196	0.2
		INTERIOR	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-
Fondazione	SF1	BOTTOM	1242.6	0.0	RARA 7	10Φ28 + 5Φ20	-5.0	149	410.1	0.184	0.2
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-
	SF2	BOTTOM	941.1	0.0	RARA7	10Φ28	-4.0	138	374.2	0.166	0.2
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-
	SF3	BOTTOM	476.1	0.0	RARA8	5Φ28	-2.6	136	275.8	0.19	0.2
		TOP	-	-	-	5Φ22	-	-	-	-	-

Tabella 27. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA - SP1 - Concio B-G.

El.	[-]	Paramento	
Sez.	[-]	SP1	
Comb.	[-]	RARA	
R _{ck}	[N/mm ²]	40	Resistenza caratteristica cubica CLS
f _{ck}	[N/mm ²]	33	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	3.10	Resistenza a trazione
E _{cm}	[N/mm ²]	33643	Modulo elastico CLS
N _{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M _{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
φ	[mm]	28	Diametro barre di armatura tesa
σ _s	[N/mm ²]	140.5	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A _s	[mm ²]	6158	Armatura dell'armatura tesa
E _s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	100	Passi medio tra le barre di armatura
s _{max}	[mm]	420	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	70	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	1000	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	916	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	377.9	Quota asse neutro
h _{c,ef}	[mm]	207	Altezza efficace del calcestruzzo teso
A _{c,ef}	[mm ²]	207367	Area del calcestruzzo teso
ρ _{p,eff}	[-]	0.0297	Rapporto geometrico di armatura

α_e	[-]	6.24	Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000433	Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad aderenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	398	Distanza massima tra le fessure
w_k	[mm]	0.173	Apertura delle fessure
w_{max}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure

OK Verifica

Tabella 28. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – SP2 - Concio B-G.

El.	[-]	Paramento	
Sez.	[-]	SP2	
Comb.	[-]	RARA	
R_{ck}	[N/mm ²]	40	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	33	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	3.10	Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	33643	Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	28	Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	128.3	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	3079	Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	200	Passi medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	400	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	66	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	1000	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	920	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	284.9	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	200	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	200000	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0154	Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6.24	Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000367	Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad aderenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	534	Distanza massima tra le fessure
w_k	[mm]	0.196	Apertura delle fessure
w_{max}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure

OK Verifica

Tabella 29. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – SF1 - Concio B-G.

El.	[-]	Fondazione	
Sez.	[-]	SF1	
Comb.	[-]	RARA	
R_{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	25	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	2.56	Resistenza a trazione

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 78 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

E_{cm}	[N/mm ²]	31447	Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	28	Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	149.0	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	6158	Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	100	Passi medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	370	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	60	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	1300	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	1226	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	410.1	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	185	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm ²]	185000	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0333	Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6.68	Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000531	Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	347	Distanza massima tra le fessure
w_k	[mm]	0.184	Apertura delle fessure
w_{max}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	Verifica

Tabella 30. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – SF2 - Concio B-G.

El.	[-]	Fondazione	
Sez.	[-]	SF2	
Comb.	[-]	RARA	
R_{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	25	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	2.56	Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	31447	Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	28	Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	138.0	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	6158	Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	100	Passi medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	370	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	60	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	1300	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	1226	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	374.2	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	185	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm ²]	185000	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0333	Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6.68	Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000478	Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 79 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

k_2	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	347	Distanza massima tra le fessure
w_k	[mm]	0.166	Apertura delle fessure
w_{max}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure
			OK Verifica

Tabella 31. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – SF3 - Concio B-G.

El.	[-]	Fondazione	
Sez.	[-]	SF3	
Comb.	[-]	RARA	
R_{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	25	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	2.56	Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	31447	Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	28	Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	136.0	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	3079	Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	200	Passi medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	370	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	60	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	1300	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	1226	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	275.8	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	185	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm ²]	185000	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0166	Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6.68	Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	[-]	0.000389	Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	490	Distanza massima tra le fessure
w_k	[mm]	0.190	Apertura delle fessure
w_{max}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure
			OK Verifica

9.7. VERIFICHE ARMATURA MINIMA A PRESSOFLESSIONE

9.7.1. Premessa

Avendo dimensionato l'opera per lavorare in campo elastico in condizioni sismiche ovvero adottando un fattore di struttura unitario, per le sezioni resistenti non risultano vincolanti le limitazioni sulle incidenze di armatura necessarie a conferire duttilità sezionale. Tale scelta è generalmente percorsa per questa tipologia di manufatto (massivo) per il quale gli spessori delle sezioni resistenti associati ai minimi di armatura previsti per fenomeni di ritiro/fessurazione consentono adeguati margini di sicurezza per le azioni sismiche "elastiche".

Quindi, si effettuano le verifiche di armatura minima in accordo alla norma NTC08 secondo il paragrafo 4.1.6.1.1 che specifica i seguenti minimi di armatura:

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

$$A_f \geq A_{s,min}$$

dove,

$$A_{s,min} = \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$A_{smin1} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd$$

$$A_{smin2} = 0.0013 bd$$

d

altezza utile sezione;

b

larghezza media sezione.

9.7.2. Verifiche armatura minima muro concio B-G

Di seguito si verifica la armatura minima dei diversi elementi in accordo a quanto stipulato nella NTC08. Si vede come l'armatura proposta supera il minimo richiesto.

Tabella 32. Verifica minimi armatura a pressoflessione. Muro concio B-G.

Piano	Sezione	B [mm]	H [mm]	d [mm]	A _f [-]	A _f [mm ²]	A _{smin1} [mm ²]	A _{smin2} [mm ²]	A _{smin} [mm ²]	Check
PARAMENTO	SP1	1000	1000	916	10Φ28 + 5Φ20	7728.32	1640.10	1190.80	1640.10	si
	SP2	1000	1000	920	5Φ28	3078.76	1647.26	1196.00	1647.26	si
	SF1	1000	1300	1226	10Φ28 + 5Φ20	7728.32	1812.06	1593.80	1812.06	si
FONDAZIONE	SF2	1000	1300	1226	10Φ28	6157.52	1812.06	1593.80	1812.06	si
	SF3	1000	1300	1226	5Φ28	3078.76	1812.06	1593.80	1812.06	si

9.8. VERIFICHE ARMATURA MINIMA ORIZZONTALE

9.8.1. Premessa

Si effettuano le verifiche di armatura minima orizzontale necessaria in accordo al EC2 secondo il paragrafo 9.6.3 che specifica i seguenti minimi di armatura:

$$A_{so} \geq A_{so,min}$$

dove,

$$A_{so,min} = \max (A_{so,1}, A_{so,2})$$

$$A_{so,1} = 0.25(A_f + A_f')$$

$$A_{so,2} = 0.0013 bh$$

h

altezza sezione;

b

larghezza media sezione.

9.8.2. Verifiche armatura minima muro concio B-G

Di seguito si verifica la armatura minima dei diversi elementi in accordo a quanto stipulato nel EC2. Si vede come l'armatura proposta supera il minimo richiesto.

Tabella 33. Verifica minimi di armatura orizzontale. Muro concio B-G.

Sezione	b [mm]	h [mm]	A _c [mm ²]	A _f + A _f '	A _f + A _f ' [mm ²]	A _{somin} [mm ²]	A _{so} [mm ²]	Check A _{shmin}		
SP1	1000	1000	1000000	5Φ22	10Φ28 + 5Φ20	9628.98	2407.25	(5+5) Φ 20	3141.59	si
SP2	1000	1000	1000000	5Φ22	5Φ28	4979.42	1244.86	(5+5) Φ 16	2010.62	si
SF1	1000	1300	1300000	5Φ22	10Φ28 + 5Φ20	9628.98	2407.25	(5+5) Φ 20	3141.59	si
SF2	1000	1300	1300000	5Φ22	10Φ28	8058.19	2014.55	(5+5) Φ 20	3141.59	si
SF3	1000	1300	1300000	5Φ22	5Φ28	4979.42	1300.00	(5+5) Φ 20	3141.59	si

9.9. VERIFICHE DI STABILITÀ

In accordo con il D.M. 2008, per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento.

Le verifiche SLU sono state effettuate secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1) e combinazione 2 (A2+M2+R2). In condizioni sismiche, i valori amplificativi delle azioni sono unitari.

Coefficienti parziali per le azioni:

Tabella 34. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o $\gamma_E \gamma_E$)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 35. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M2)
Angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	γ_ϕ	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0

Il coefficiente R_2 assume i seguenti valori:

Tabella 36. Coefficienti parziali di resistenza.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1,0
Scorrimento	1,0
Ribaltamento	1,0

Si riportano di seguito le combinazioni considerate per le verifiche geotecniche, in particolare si è adottata la seguente simbologia:

F/S effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole);
 γ coefficiente di partecipazione della condizione;
 Ψ coefficiente di combinazione della condizione.

9.9.1. Combinazioni di carico statiche

Di seguito si riportano le combinazioni statiche allo stato limite ultimo.

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.3	1	1.3
Spinta terreno	SFAV	1.3	1	1.3
Ballast	SFAV	1.3	1	1.3
Massetto	SFAV	1.3	1	1.3
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	1.3	1	1.3

Combinazione n° 4 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.9	1	0.9
Peso proprio terrapieno	FAV	0.9	1	0.9
Spinta terreno	SFAV	1.1	1	1.1
Ballast	SFAV	1.1	1	1.1
Massetto	SFAV	1.1	1	1.1
Sovracc	SFAV	1.5	1	1.5

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	1.3	1	1.3

9.9.2. Combinazioni di carico simiche

Di seguito si riportano le combinazioni sismiche.

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 85 di 88
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma
Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU) - Sisma
Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	FAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) -
Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1
Massetto	SFAV	1	1	1
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2

Combinazione n° 13 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) -
Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1	1	1
Peso proprio terrapieno	SFAV	1	1	1
Spinta terreno	SFAV	1	1	1
Ballast	SFAV	1	1	1

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 003	Rev. A	Foglio 86 di 88
Massetto	SFAV	1	1	1	
Sovracc	SFAV	0.2	1	0.2	

9.9.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo.

9.9.4. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

In particolare, per la verifica a scorrimento del muro Concio D, in condizioni sismiche, è stata considerata l'aliquota di spinta passiva sul dente di fondazione, pari al 50%, calcolata nel modo seguente:

$$S_{dentepassiva} = 0.5 \cdot k_p \cdot (h_f \cdot \gamma_{cls} \cdot h_{dente} + 0.5 \gamma' h_{dente}^2) = 106.27 \text{ kN/m}$$

dove:

k_p	coefficiente di spinta passiva, in combinazione GEO, pari a 2.2860;
h_f	spessore della fondazione, pari a 2 m;
h_{dente}	altezza del dente di fondazione, pari a 1.60 m.

9.9.5. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10 x 10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50. Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\text{tg} \phi_i \text{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

9.9.6. Risultati delle verifiche di stabilità

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità, in condizione statica e in condizione sismica. È stata adottata la seguente simbologia:

<i>Comb</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Indica la presenza di sisma
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Tabella 37. Verifiche di stabilità. Muro concio B-G.

Comb	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{stab}
1	A1-M1	--	2.6	--	--
2	A1-M1	--	2.98	--	--
3	A2-M2	--	1.88	--	--
4	EQU	--	--	5.14	--
5	STAB	--	--	--	1.78
6	A1-M1	Orizzontale + Verticale positivo	2.58	--	--
7	A1-M1	Orizzontale + Verticale negativo	2.58	--	--
8	A2-M2	Orizzontale + Verticale positivo	1.72	--	--
9	A2-M2	Orizzontale + Verticale negativo	1.72	--	--
10	EQU	Orizzontale + Verticale negativo	--	5.44	--
11	EQU	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.58	--
12	STAB	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	1.62
13	STAB	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	1.62