

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**

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE DI CALCOLO**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due	
Data: _____	Data: _____

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

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	F.MONACHELLO	19/07/19	C.BELTRAMI	19/07/19	Liani	19/07/19	Dott. Ing. Carlo M.A. BELTRAMI Ordine Ingegneri Milano n. A21004 Data: 09/07/2020
B	Revisione Interna	F.MONACHELLO	09/07/20	C.BELTRAMI	09/07/20	Liani	09/07/20	
C								

CIG. 751447334A

File: IN0R12EE2CLGA2700001B\_05.docx



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

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.	GALLERIA GA27 .....	10
5.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	14
5.1.	STRATIGRAFIA.....	14
5.2.	FALDA .....	14
5.3.	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....	15
6.	MATERIALI .....	16
6.1.	CALCESTRUZZO .....	16
6.2.	ACCIAIO.....	16
6.3.	DURABILITÀ.....	17
6.3.1.	<i>Ambiente di riferimento.....</i>	<i>17</i>
6.3.2.	<i>Copriferro di progetto.....</i>	<i>17</i>
6.3.3.	<i>Limiti fessurativi.....</i>	<i>17</i>
7.	ASSUNZIONI DI CALCOLO.....	18
8.	SEZIONE TIPO GA27.....	19
8.1.	MODELAZIONE DELLA STRUTTURA.....	19
8.2.	ANALISI DEI CARICHI .....	25
8.2.1.	<i>Peso proprio.....</i>	<i>26</i>



8.2.2.	<i>Carichi permanenti portati</i> .....	26
8.2.3.	<i>Spinta del terreno</i> .....	27
8.2.4.	<i>Azione termica</i> .....	28
8.2.5.	<i>Azione di ritiro</i> .....	29
8.2.6.	<i>Carico accidentale per passo del treno</i> .....	31
8.2.7.	<i>Carico accidentale di serpeggio</i> .....	33
8.2.8.	<i>Sovraccarico in copertura</i> .....	33
8.2.9.	<i>Spinta dovuta a sovraccarico</i> .....	34
8.2.10.	<i>Carico accidentale sui marciapiedi</i> .....	35
8.2.11.	<i>Azione sismica inerziale</i> .....	36
8.2.12.	<i>Spinta sismica del terreno</i> .....	39
8.3.	<b>COMBINAZIONI DEI CARICHI</b> .....	40
8.3.1.	<i>Combinazioni statiche dei carichi</i> .....	41
8.3.2.	<i>Combinazioni sismiche dei carichi</i> .....	52
8.4.	<b>SINTESI AZIONI DI PROGETTI</b> .....	55
8.4.1.	<i>Diagrammi allo Stato Limite Ultimo (SLU)</i> .....	55
8.4.2.	<i>Diagrammi allo Stato Limite di Esercizio (SLE)</i> .....	61
8.5.	<b>VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)</b> .....	63
8.5.1.	<i>Premessa</i> .....	63
8.5.2.	<i>Verifiche SLU a presso flessione sezione tipo GA27</i> .....	65
8.5.3.	<i>Verifiche SLU a taglio galleria GA27</i> .....	69
8.6.	<b>VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)</b> .....	71
8.6.1.	<i>Premessa</i> .....	71
8.6.2.	<i>Verifiche SLE galleria GA27</i> .....	71
8.7.	<b>VERIFICHE ARMATURA MINIMA A PRESSOFLESSIONE</b> .....	79
8.7.1.	<i>Premessa</i> .....	79
8.7.2.	<i>Verifiche armatura minima galleria GA27</i> .....	79
8.8.	<b>VERIFICHE ARMATURA MINIMA ORIZZONTALE</b> .....	81

8.8.1. Premessa.....	81
8.8.2. Verifiche armatura minima orizzontale galleria GA27.....	81
8.9. VERIFICHE DENTE.....	82
8.9.1. Verifiche a taglio del dente.....	82
8.9.2. Verifiche col metodo tirante-puntone.....	83
8.9.3. Minimi di armatura trasversale.....	84
8.10. VERIFICHE ECCEZIONALE AL DERAGLIAMENTO.....	85
8.10.1. Premessa.....	85
8.10.2. Analisi e verifica a urto, muro a valle.....	85
8.10.3. Verifiche SLU a presso-flessione del muro a valle.....	87
8.10.4. Verifiche SLU a taglio.....	88
8.11. VERIFICHE DI STABILITA.....	90
8.11.1. Generalità.....	90
8.11.2. Inquadramento normativo.....	90
8.11.3. Coefficienti di combinazioni di carico.....	91
8.11.4. Parametri geotecnici.....	92
8.11.5. Parametri sismici.....	93
8.11.6. Dimensioni geometriche e pesi specifici.....	95
8.11.7. Azioni verticali e orizzontali.....	96
8.11.8. Carichi nelle combinazioni.....	102
8.11.9. Verifiche a ribaltamento e a scorrimento.....	104
9. ANALISI LONGITUDINALE.....	106
9.1. PREMESSA.....	106
9.2. EFFETTO IPERSTATICITA INDOTTA DAI VINCOLI.....	106
9.2.1. Modellazione della struttura.....	106
9.2.2. Modellazione dei materiali.....	108
9.2.3. Fasi realizzative.....	114
9.2.4. Carico termico uniforme.....	115

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

Foglio  
5 di 122

9.2.5.	<i>Risultati analisi agli elementi finiti</i> .....	115
9.3.	EFFETTO IPERSTATICITA A LIVELLO SEZIONALE .....	120
9.4.	TENSIONI COMPLESSIVE E CONCLUSIONI .....	122

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1. OGGETTO

Oggetto specifico del documento è la relazione di calcolo della Galleria Artificiale Brescia Est (GA27) dalla pk 105+984.00 alla pk 106+234.00 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 170m;
- da pk 105+984.000 a pk 106+100.000: galleria artificiale a singola canna di lunghezza 116m;
- pk 106+100.000: cavalcaferrovia IV40;
- da pk 106+100.000 a pk 106+234.000: galleria artificiale a singola canna di lunghezza 134m;
- da pk 106+234.000 a pk 106+304.000: muro di controripa di lunghezza 70m.

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 001Rev.  
BFoglio  
8 di 122

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

- **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
- IN0500D11ISGA000X101A\_IN05-RV-0000000570

## 4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 4.1. INQUADRAMENTO GENERALE

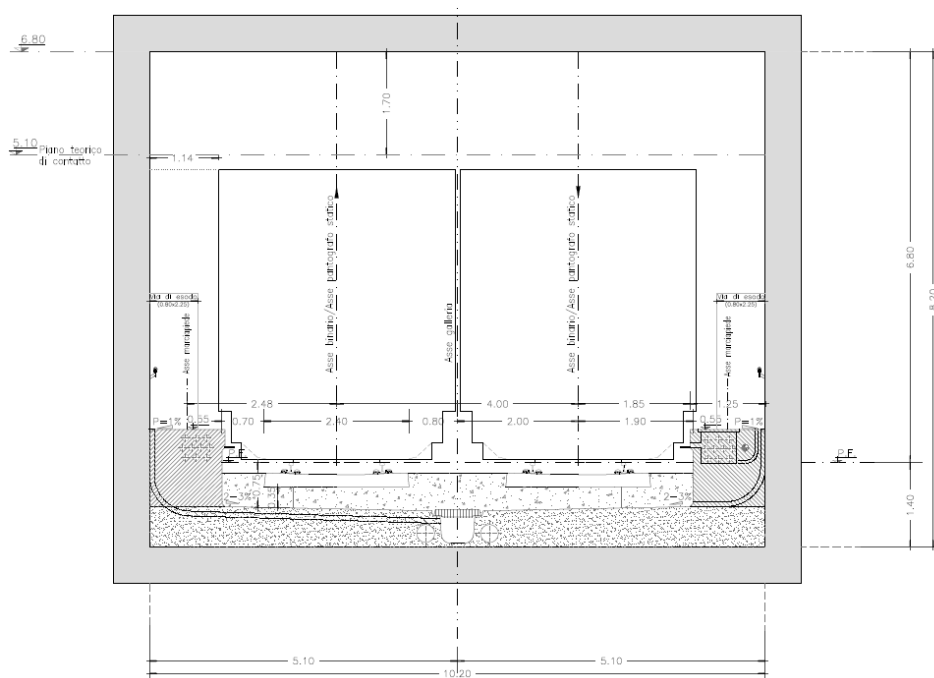
L'opera in progetto, posta tra le progressive 105+814.000 e 106+304.000, attraversa la collina di Ciliverghe, incidendola a Sud della ferrovia esistente che le corre in affiancamento.

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 provvisoria. Alla luce del profilo geotecnico, al fine di migliorare le prestazioni meccaniche del terreno, si prevede una bonifica di spessore pari a circa 2,50 m 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. GALLERIA GA27

La galleria artificiale è a sezione scatolare a singola canna, di larghezza 10.20 e altezza 8.35. La distanza tra P.F. e soletta superiore è 6.80m, mentre la distanza tra P.F. e fondazione è pari a 1.55m: tale distanza è superiore a quella prevista dal Manuale di Progettazione (scheda n°88 dell'Allegato 2 RFI DTC SI GA MA IFS 001 A), pari a 1.40m, per consentire l'approfondimento della quota della canaletta idraulica centrale e garantire lo smaltimento delle acque meteoriche, dal momento che la livelletta ha quota costante ed ha pendenza pressoché nulla; il piano del ferro è pari a 144.27m s.l.m.



**Figura 1.** Sezione in rettifilo da Manuale di Progettazione (scheda n°88 dell'Allegato 2 RFI DTC SI GA MA IFS 001 A)

I piedritti e la copertura hanno spessore pari a 1.20 m, mentre la fondazione ha spessore pari a 1.60 m e appoggia su uno strato di magrone di 15 cm, necessario per la regolarizzazione del fondo scavo e la protezione dell'impermeabilizzazione.

Per garantire la stabilità dell'opera è presente un taglione in c.a. lato monte, di dimensioni  $b \times h = 1.60\text{m} \times 1.60\text{m}$ .

La galleria è suddivisa in dodici conci, di cui dieci di lunghezza pari a 22,5m, uno di lunghezza pari a 7m in corrispondenza dell'IV40 e uno da 18m, in adiacenza ad esso; inoltre, il primo concio ospita la nicchia per il remotizzatore.

I conci sono separati da giunti di 2cm con waterstop lungo tutto il perimetro, mentre in corrispondenza delle riprese di getto si prevedono cordoni bentonitici.

Alla base della fondazione e lungo il piedritto lato terra, l'impermeabilizzazione è realizzata con singolo strato di guaina bituminosa con spessore pari a 4mm, mentre in copertura sono presenti due strati da 3+4mm di spessore.

Il terreno di ricoprimento corrente ha un'altezza minima di un metro e risulta rettilineo per una larghezza di circa 13.10m, per poi raccordarsi con il terreno naturale con scarpate di pendenza di 30°.

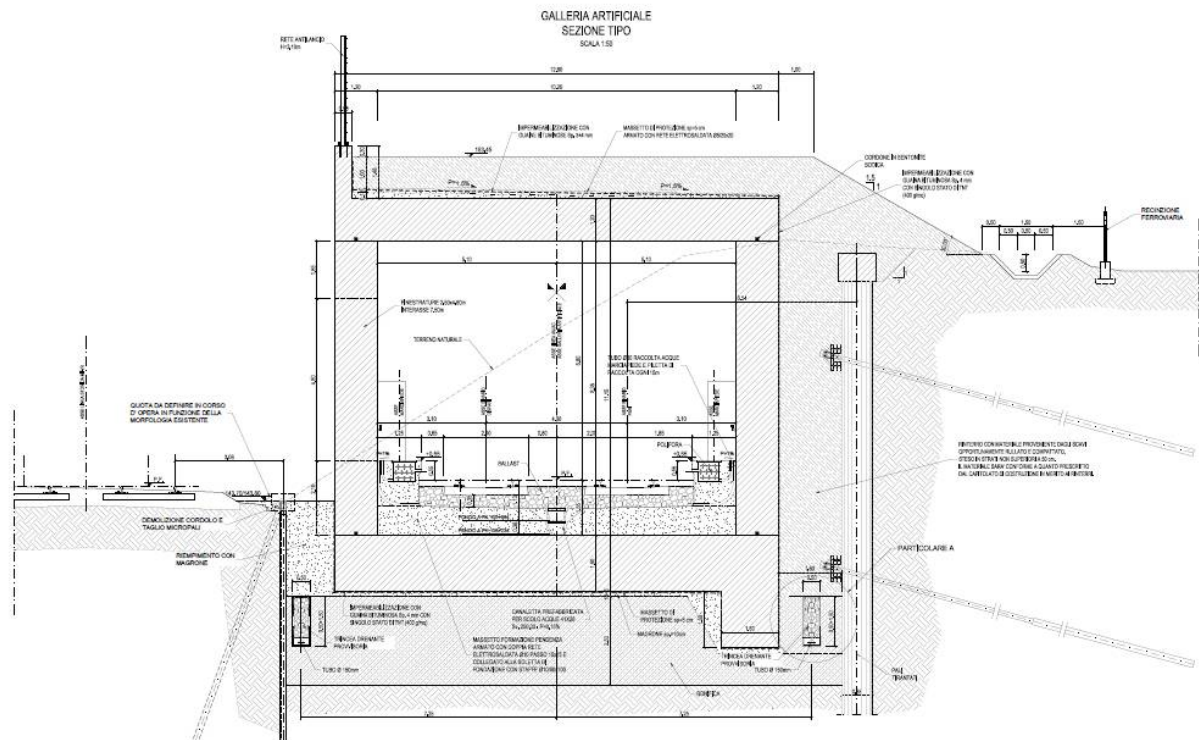


Figura 2. GA27-sezione tipo

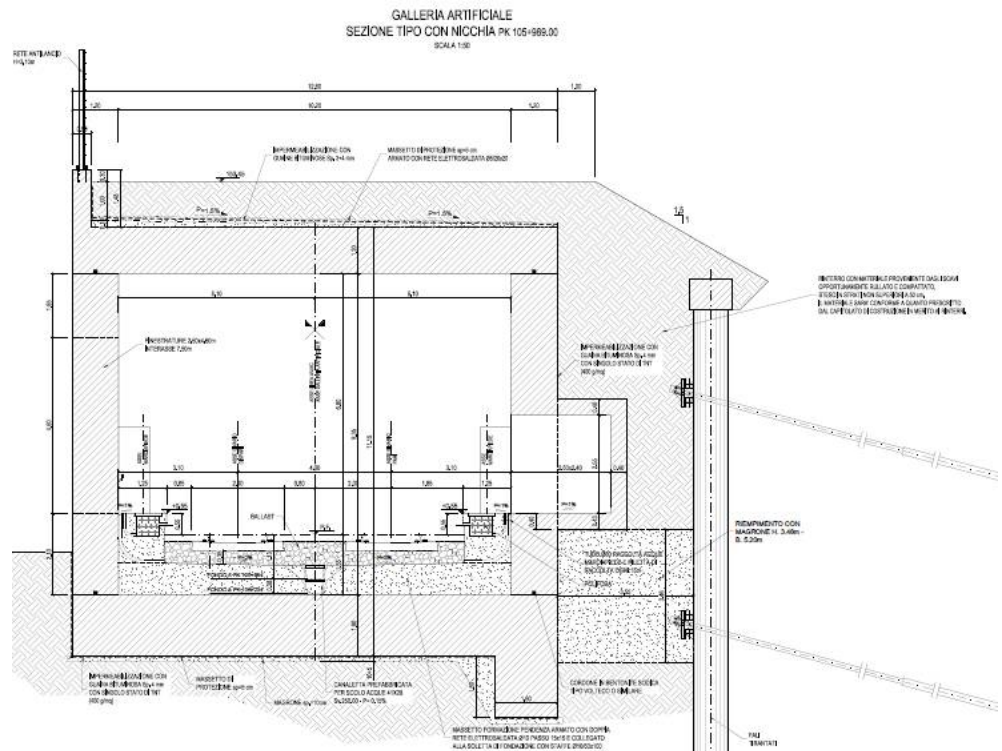


Figura 3. GA27-sezione tipo in corrispondenza della nicchia

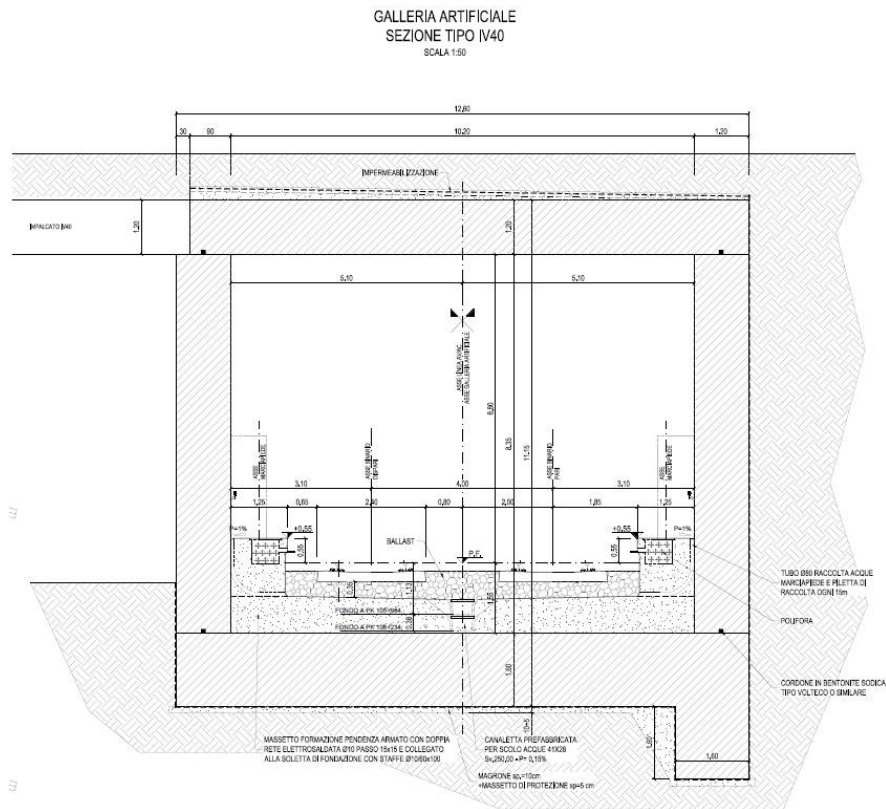


Figura 4. GA27-sezione tipo in corrispondenza del cavalcaferrovia IV40

**Tabella 1.** Dimensioni sezione trasversale tipo – Galleria GA27.

<b>Larghezza totale scatolare</b>	L	[m]	12.60
<b>Larghezza utile scatolare</b>	l	[m]	10.20
<b>Altezza totale scatolare</b>	H	[m]	11.15
<b>Altezza utile scatolare</b>	h	[m]	8.35
<b>Spessori soletta, piedritti e fondazione</b>	$S_s, S_p, S_i$	[m]	1.2; 1.2; 1.6
<b>Profondità del modello a striscia</b>	t	[m]	1.00
<b>Altezza ricoprimento superiore</b>	$H_{ric,sup}$	[m]	1.18
<b>Altezza al piano ferro</b>	$H_{r,int}$	[m]	1.55
<b>Altezza massetto</b>	$H_{mass}$	[m]	0.75
<b>Altezza ballast</b>	$H_{ballast}$	[m]	0.80
<b>Altezza marciapiede</b>	$H_{marciap}$	[m]	2.10
<b>Profondità dente</b>	$H_{dente}$	[m]	1.60
<b>Larghezza dente</b>	$B_{dente}$	[m]	1.60

**Tabella 2.** Dimensioni concio tipo – Galleria GA27.

			<b>Piedritto SX</b>	<b>Piedritto DX</b>
<b>Sviluppo</b>	$L_{concio}$	[m]	22.5	22.5
<b>Altezza finestra</b>	$H_{fin.}$	[m]	-	4.6
<b>Lunghezza finestra</b>	$L_{fin.}$	[m]	-	2.5

## 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.

<b>Terreno in fondazione (misto cementato primi 2.5 m)</b>			
$\varphi'$	[°]	43	Angolo di attrito del terreno.
$\tan(\varphi')$	[-]	0.933	Tangente dell'angolo di attrito del terreno.
$ct'$	[kPa]	0	Coesione drenata del terreno.
E	[kPa]	96371.27	Modulo in compressione vergine.
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso specifico del terreno
<b>Terreno di fondazione (da 2.5 m in giù)</b>			
$\varphi'$	[°]	35	Angolo di attrito del terreno.
$\tan(\varphi')$	[-]	0.700	Tangente dell'angolo di attrito del terreno.
$ct'$	[kPa]	35	Coesione drenata del terreno.
E	[kPa]	70000	Modulo in compressione vergine.
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso specifico del terreno
<b>Terreno a ridosso dei paramenti.</b>			
$\varphi'$	[°]	29	Angolo di attrito del terreno.
$\tan(\varphi')$	[-]	0.554	Tangente dell'angolo di attrito del terreno.
$K_0 = 1 - \sin(\varphi')$	[-]	0.515	Coefficiente di spinta a riposo.
$ct'$	[kPa]	0	Coesione drenata del terreno.
E	[kPa]	30000	Modulo in compressione vergine.
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	Peso specifico del terreno

## 6. MATERIALI

### 6.1. CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per elevazione:

Classe di resistenza		C30/37	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	37.0	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	38.7	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.94	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.RARA)	$\sigma_c$	16.89	N/mm <sup>2</sup>

Calcestruzzo per fondazione:

Classe di resistenza		C30/37	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	37.0	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	38.7	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.94	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.RARA)	$\sigma_c$	16.89	N/mm <sup>2</sup>

### 6.2. ACCIAIO

Acciaio d'armatura:

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





### 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 (Piedritti e copertura) **XC2**
- 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 spiegativa. In particolare, i valori minimi di copriferro ( $c_{min}$ ) previsti da tale norma sono:

- Elevazione (Piedritti e copertura)  **$c_{min}$  20 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 (Piedritti e copertura)  **$c_d$  20+10+10 = 40 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

La galleria GA27 presenta una condizione asimmetrica di carico, quindi è suscettibile a grandi spostamenti propri dei problemi di instabilità. Quindi nell'analisi vengono considerate verifiche di tipo geotecniche e strutturali in base alla normativa vigente.

I risultati ottenuti sono stati considerati attendibili dagli scriventi a fronte di verifiche condotte con metodi semplificati o con altri codici di calcolo nonché, in prima battuta, dal confronto critico con i risultati presentati dai documenti di progettazione definitiva.

Per il dimensionamento strutturale viene impiegato il software MIDAS CIVIL 2019 (V2.2) della MIDAS Information Technology Co. Ltd. Si analizza e valuta la resistenza della sezione tipo mediante un modello 2D a travi e si studia l'effetto longitudinale del ritiro e la temperatura nel tempo mediante un modello 3D a piastre del concio tipo.

Per le verifiche di stabilità invece si usa un foglio di calcolo in Excel previamente impostato con le condizioni di progetto. Le verifiche geotecniche di capacità portante, di stabilità globale del terreno e gli spostamenti della struttura sono escluse del presente documento. Per eventuali approfondimenti di questi argomenti si rimanda alla relazione geotecnica INOR12EE2RBGA2700001.

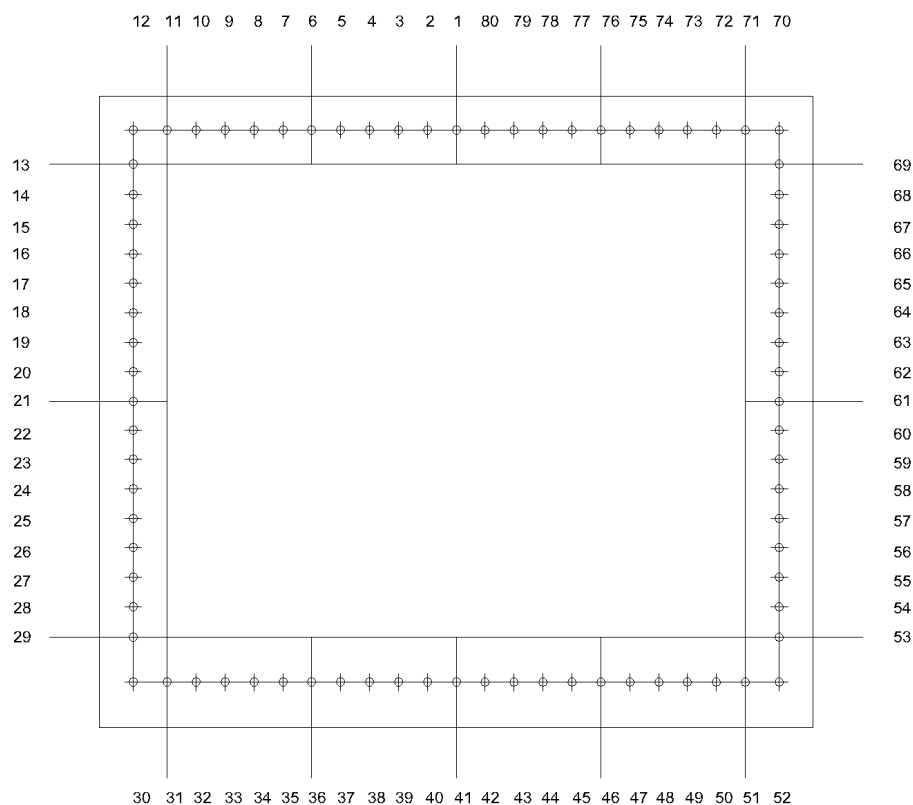
In più data la vicinanza della ferrovia esistente con la galleria tutte le verifiche vengono condotte usando il coefficiente di spinta a riposo, prevenendo l'attivazione di meccanismi di rottura passivi aventi grandi spostamenti capaci di disturbare la ferrovia.

## 8. SEZIONE TIPO GA27

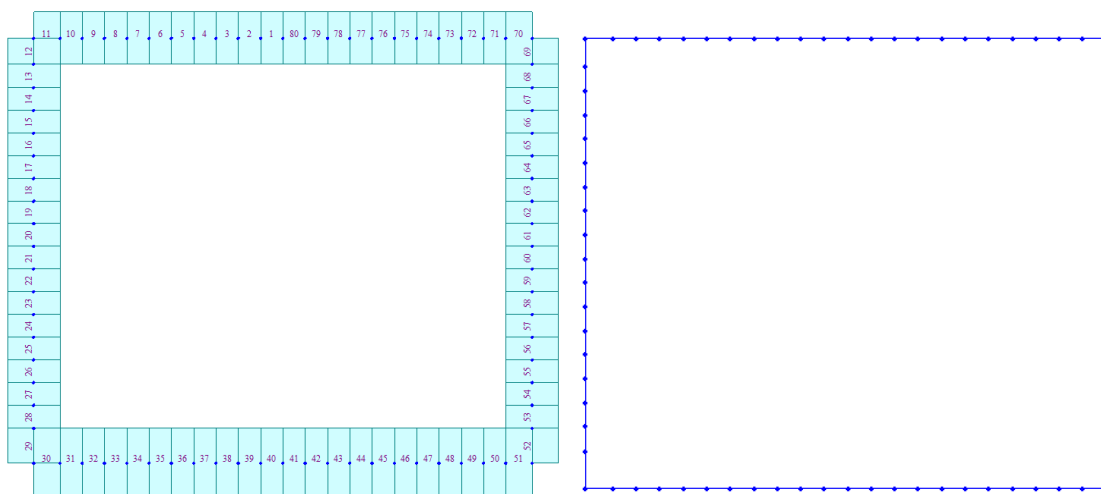
### 8.1. MODELAZIONE DELLA STRUTTURA

Le analisi numeriche relative alla galleria GA27 sono condotte mediante il programma MIDAS CIVIL 2019 (V2.2) della MIDAS Information Technology Co. Ltd. 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:

- si usano elementi monodimensionali tipo "beam", i cui assi coincidono coll'asse baricentrico del manufatto. La dimensione media di questi elementi è circa 0.5 m. Quindi il modello ha 80 elementi tipo "beam" e 80 nodi nel piano XZ.



**Figura 5.** Numerazione dei nodi presenti nel modello– Galleria GA27.



**Figura 6.** Elementi tipo “Beam” – Galleria GA27.

- il modello corrisponde a una striscia di lunghezza unitaria avente le dimensioni geometriche di sezione coerenti con quelle del manufatto. La presenza delle finestre nel muro a valle riduce la rigidezza del modello, quindi per gli elementi presenti in questo muro si modifica la lunghezza per avere una rigidezza equivalente.

$$J_{\text{equiv.}} = (I \cdot h'^3)/12 = 2 \cdot J_1 + 2 \cdot J_2$$

dove,

$l$	lunghezza concio,
$h'$	spessore del momento d'inerzia equivalente,
$J_1 = (b_1 \cdot h^3)/12$	momento d'inerzia pilastro di dimensione minore,
$J_2 = (b_2 \cdot h^3)/12$	momento d'inerzia pilastro di dimensione maggiore,
$b_1$	lunghezza pilastro di dimensione minore,
$b_2$	lunghezza pilastro di dimensione maggiore,
$h$	spessore del muro esistente,

quindi,

$$(I \cdot h'^3)/12 = 2 \cdot (b_1 \cdot h^3)/12 + 2 \cdot (b_2 \cdot h^3)/12$$

$$h' = [(2 \cdot b_1 + 2 \cdot b_2)/l]^{1/3} \cdot h$$

usando questo spessore equivalente,

$$J_{\text{equiv.}} = (I \cdot h'^3)/12 = [I \cdot [(2 \cdot b_1 + 2 \cdot b_2)/l]^{1/3} \cdot h]^3/12 = [(I \cdot h^3)/12] \cdot [(2 \cdot b_1 + 2 \cdot b_2)/l]$$

$$J_{\text{equiv.}} = [(\alpha \cdot I) \cdot h^3]/12$$

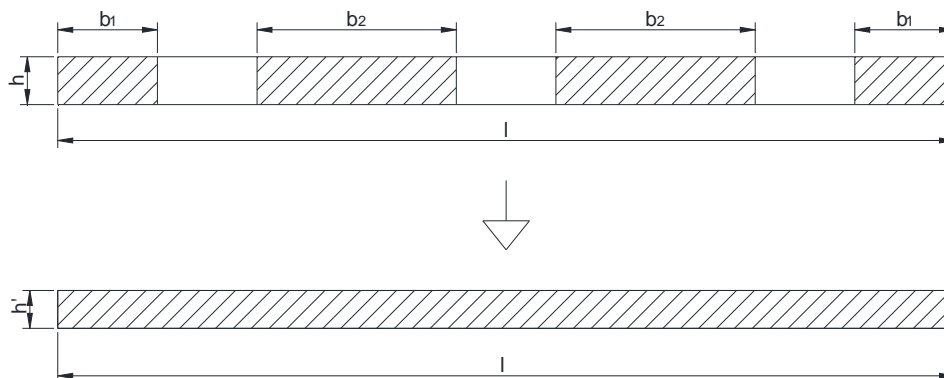
dove,

$$\alpha = [(2 \cdot b_1 + 2 \cdot b_2)/l] \quad \text{fattore di correzione d'inerzia.}$$

il valore di fattore corrisponde in questo caso:

$$\alpha = [(2 \cdot 2.5 + 2 \cdot 5.0)/22.5] = 0.67$$

in un modello 2D a striscia unitaria questo fattore esprime che gli elementi appartenenti al muro finestrato hanno una lunghezza di 0.67 m anziché 1.0 m.



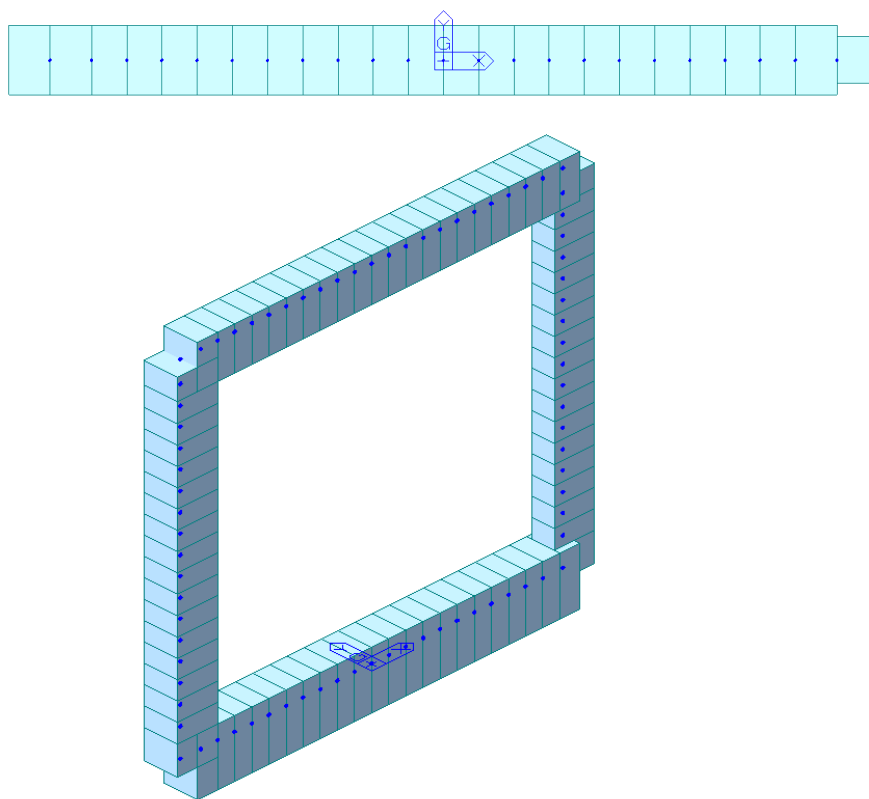
**Figura 7.** Rigidezza equivalente del muro a valle – Galleria GA27.

**Tabella 4.** Sezioni dei diversi elementi.

Elemento	Larghezza	Altezza	Elemento	Larghezza	Altezza
[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]
1	1.00	1.20	21	1.00	1.20
2	1.00	1.20	22	1.00	1.20
3	1.00	1.20	23	1.00	1.20
4	1.00	1.20	24	1.00	1.20
5	1.00	1.20	25	1.00	1.20
6	1.00	1.20	26	1.00	1.20
7	1.00	1.20	27	1.00	1.20
8	1.00	1.20	28	1.00	1.20
9	1.00	1.20	29	1.00	1.20
10	1.00	1.20	30	1.00	1.60
11	1.00	1.20	31	1.00	1.60
12	1.00	1.20	32	1.00	1.60
13	1.00	1.20	33	1.00	1.60
14	1.00	1.20	34	1.00	1.60
15	1.00	1.20	35	1.00	1.60
16	1.00	1.20	36	1.00	1.60
17	1.00	1.20	37	1.00	1.60
18	1.00	1.20	38	1.00	1.60
19	1.00	1.20	39	1.00	1.60
20	1.00	1.20	40	1.00	1.60

Elemento	Larghezza	Altezza	Elemento	Larghezza	Altezza
[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]
41	1.00	1.60	61	0.67	1.20
42	1.00	1.60	62	0.67	1.20
43	1.00	1.60	63	0.67	1.20
44	1.00	1.60	64	0.67	1.20
45	1.00	1.60	65	0.67	1.20
46	1.00	1.60	66	0.67	1.20
47	1.00	1.60	67	0.67	1.20
48	1.00	1.60	68	0.67	1.20
49	1.00	1.60	69	0.67	1.20

50	1.00	1.60	70	1.00	1.20
51	1.00	1.60	71	1.00	1.20
52	0.67	1.20	72	1.00	1.20
53	0.67	1.20	73	1.00	1.20
54	0.67	1.20	74	1.00	1.20
55	0.67	1.20	75	1.00	1.20
56	0.67	1.20	76	1.00	1.20
57	0.67	1.20	77	1.00	1.20
58	0.67	1.20	78	1.00	1.20
59	0.67	1.20	79	1.00	1.20
60	0.67	1.20	80	1.00	1.20



**Figura 8.** Modello a striscia di lunghezza unitaria – Galleria GA27.

- l'interazione suolo-struttura si considera attraverso molle tipo Winkler sui nodi appartenenti alla fondazione. Il valore di queste molle viene calcolato in base alla teoria di Bowles e considerando a modo cautelativo le proprietà dello strato più profondo in sottofondo.

$$k_{w,vert} = E/[B*(1-\nu^2)*c_t]$$

$$k_{w,orizz} = 0.5*k_{w,vert}$$

dove,

$$c_t = 0.853 + 0.534 * \ln(L/B) \quad \text{se} \quad (L/B) < 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 * \ln(L/B) \quad \text{se} \quad (L/B) > 10$$

**Tabella 5.** Sezioni dei diversi elementi.

v	[-]	0.30	Poisson del terreno sottofondo
---	-----	------	--------------------------------

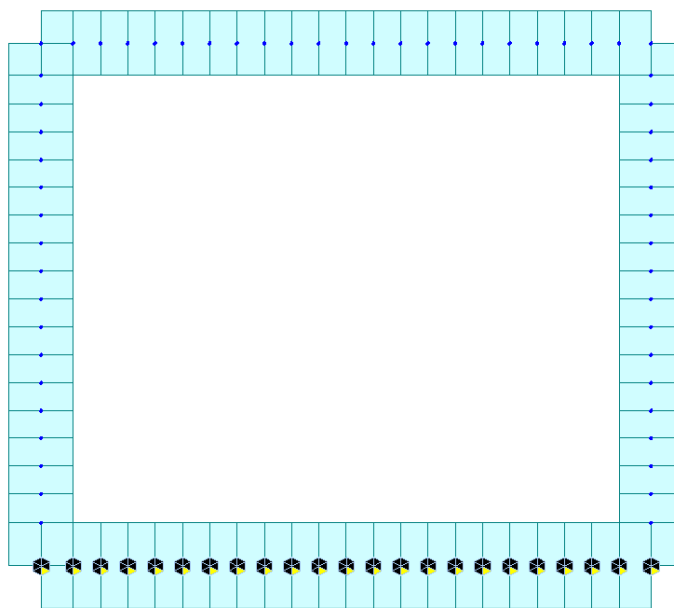
E	[MPa]	70.00	Modulo elastico del terreno
L	[m]	22.50	Lunghezza concio
B	[m]	13.00	Larghezza fondazione + Larghezza magrone
L/B	[-]	1.73	Ratio lunghezza - larghezza
C <sub>t</sub>	[-]	1.15	Coefficiente adimensionale di forma
<b>k<sub>w,vert</sub></b>	<b>[kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>5163.61</b>	<b>Costante di sottofondo di progetto verticale</b>
<b>k<sub>w,orizz</sub></b>	<b>[kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>2581.81</b>	<b>Costante di sottofondo di progetto orizzontale</b>

quindi cautelativamente si considera,

$$k_{w,vert} = 5000 \text{ kN/m}^3$$

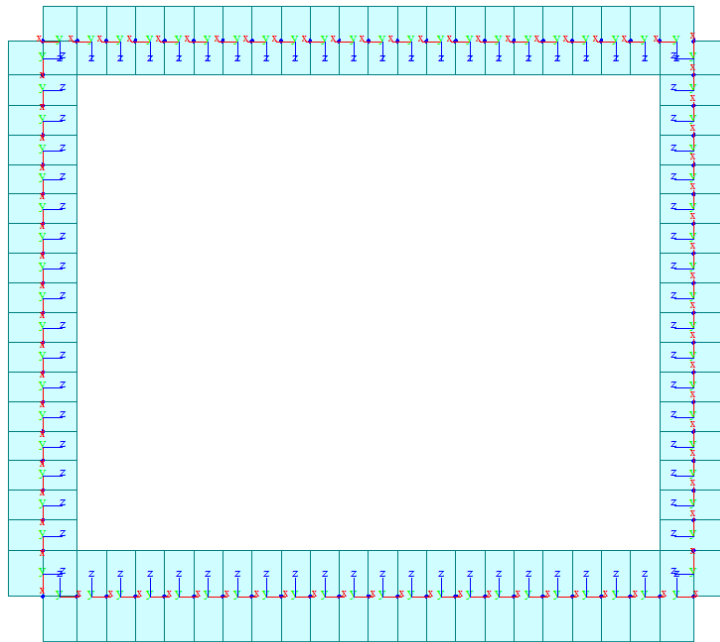
$$k_{w,orizz} = 2500 \text{ kN/m}^3$$

Le molle verticali reagiscono solo a compressione mentre quelle orizzontali reagiscono in entrambi le direzioni. Questa scelta introduce non linearità al modello.



**Figura 9.** Vincoli tipo “Winkler” sul modello – Galleria GA27.

- gli elementi vengono orientati coll'asse locale “z” verso l'interno dello scatolare con il proposito di rendere più semplice la interpretazione delle sollecitazioni.



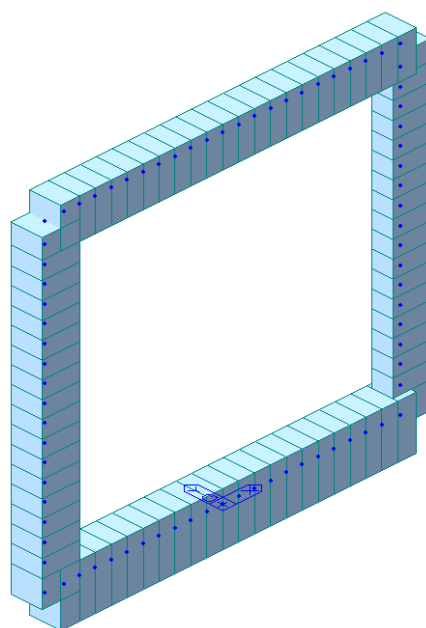
**Figura 10.** Orientamento locale dei diversi elementi – Galleria GA27.



## 8.2. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano tutti i carichi di progetto considerati per il dimensionamento e la verifica del manufatto in esame, dando evidenza tanto dei valori unitari (p.e. carico lineare, di superficie, di volume) che delle risultanti. A tal proposito, convenzionalmente si assume quanto segue:

asse X	=	asse orizzontale diretto in senso trasversale
asse Y	=	asse orizzontale diretto in senso longitudinale
asse Z	=	asse verticale



**Figura 11.** Orientamento globale del modello – Galleria GA27.

Salvo diversa indicazione, il sistema di riferimento è posizionato nel nodo centrale della fondazione. La galleria è dimensionata per i seguenti carichi:

- il peso proprio dei diversi elementi strutturali
- il peso degli elementi non strutturali posti all'interno della galleria e possibili carichi variabili
- il peso del terreno di ricoprimento e possibili carichi variabili
- la spinta laterale del terreno di riempimento a tergo dei piedritti e possibili sovraccarichi
- le spinte dovute alla presenza di falda
- gli effetti indotti dalle variazioni termiche ed il ritiro differenziale
- le azioni indotte dal passo del treno
- le azioni sismiche di riferimento per il sito in esame

I diversi pesi specifici considerati nei calcoli si riportano in tabella.

**Tabella 6.** Peso specifici – Galleria GA27.

<b>Calcestruzzo (Rivestimento)</b>	$\gamma_{c.a.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25
<b>Calcestruzzo (Massetto)</b>	$\gamma_{mass}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	24
<b>Terreno rilevato</b>	$\gamma_{ril.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19
<b>Terreno ricoprimento</b>	$\gamma_{ric.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20
<b>Massicciata + armamento</b>	$\gamma_{ballast}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18

### 8.2.1. Peso proprio

Il peso proprio del manufatto è valutato assumendo il seguente peso specifico di riferimento:

$$S_s * \gamma_{c.a.} * t = 1.20 * 25 * 1.00 = 30 \quad [\text{kN/m}] \text{ Soletta superiore}$$

$$S_i * \gamma_{c.a.} * t = 1.60 * 25 * 1.00 = 40 \quad [\text{kN/m}] \text{ Soletta inferiore}$$

$$S_p * \gamma_{c.a.} * t = 1.20 * 25 * 1.00 = 30 \quad [\text{kN/m}] \text{ Piedritti}$$

Il peso è computato automaticamente nel modello di calcolo come un "Volume Force" usando le stesse proprietà dei materiali e le geometrie specificate.

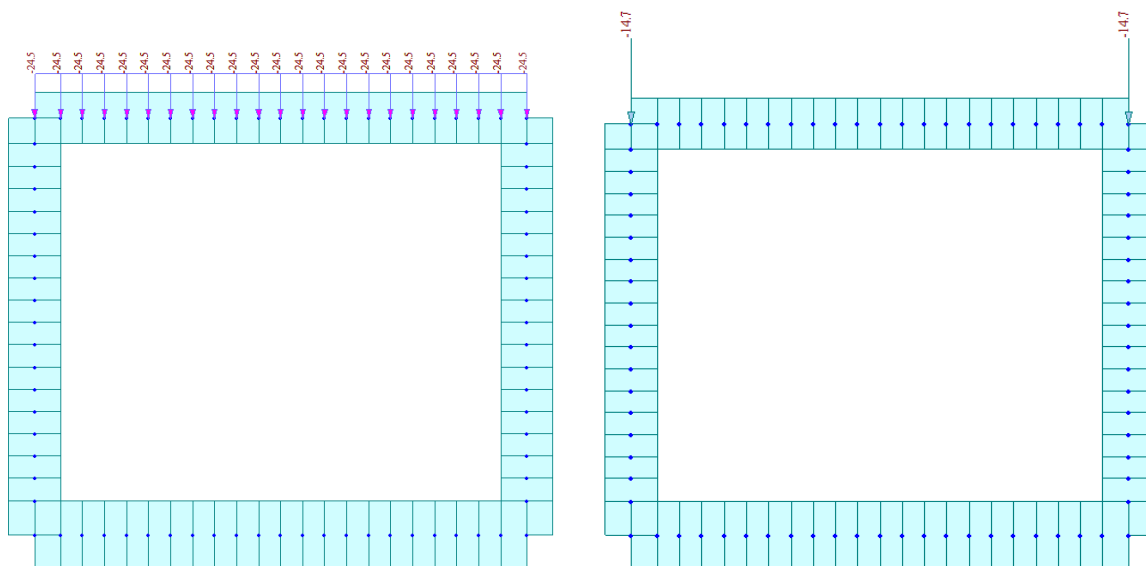
### 8.2.2. Carichi permanenti portati

Tenuto in conto dei differenti pesi specifici dei materiali e della sezione tipica che prevede un ricoprimento totale di 1.00 m di spessore, si procede considerando il peso equivalente associato alla sezione con massima altezza di massetti ( $H_{\text{mass,sup}} = 0.05 + 0.18 = 0.23\text{m}$ ) e minima altezza di rinterro ( $H_{\text{ric.}} = 0.95\text{ m}$ ), il carico che viene considerato in copertura ha il seguente valore.

$$H_{\text{ric.}} * \gamma_{\text{ric.}} * t + H_{\text{mass,sup.}} * \gamma_{\text{mass}} * t = 0.95 * 20 * 1.00 + 0.23 * 24 * 1.00 = 24.5 \text{ kN/m}$$

In più si considerano due carichi puntuali in corrispondenza ai piedritti che hanno in conto il peso del ricoprimento a metà spessore dei piedritti.

$$(H_{\text{ric.}} * \gamma_{\text{ric.}} * t + H_{\text{mass,sup.}} * \gamma_{\text{mass}} * t) * S_p / 2 = 24.5 * 1.0 * 1.20 / 2 = 14.7 \text{ kN}$$



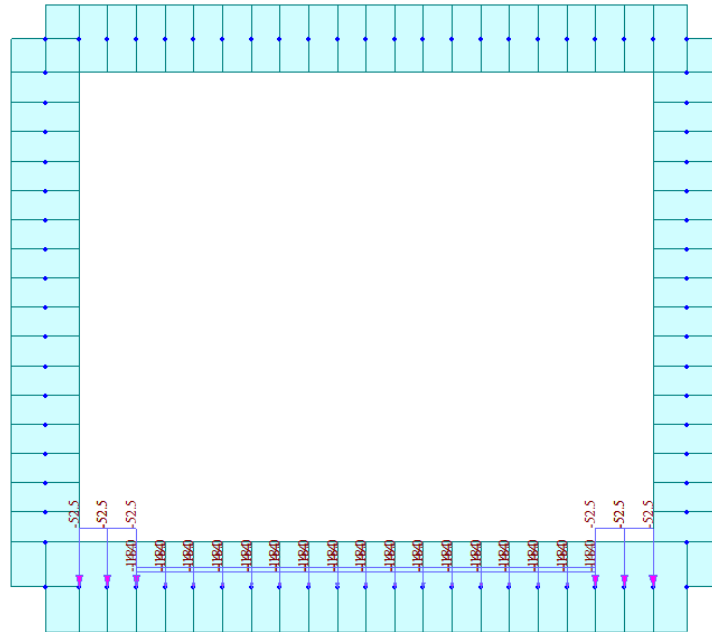
**Figura 12.** Carichi permanenti in copertura – Galleria GA27.

Invece in fondazione vengono considerati i seguenti carichi

$$H_{\text{ballast}} * \gamma_{\text{ballast}} * t = 0.80 * 18 * 1.00 = 14.40 \quad [\text{kN/m}] \text{ Peso ballast + armamento}$$

$$H_{\text{mass}} * \gamma_{\text{mass}} * t = 0.75 * 24 * 1.00 = 18.00 \quad [\text{kN/m}] \text{ Peso massetto}$$

$$H_{\text{marciap}} \cdot \gamma_{\text{c.a.}} \cdot t = 2.10 \cdot 25 \cdot 1.00 = 52.50 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Peso marciapiedi}$$



**Figura 13.** Carichi permanenti in fondazione – Galleria GA27.

### 8.2.3. Spinta del terreno

La spinta del terreno viene applicata unicamente sul piedritto sinistro considerando il coefficiente di spinta a riposo.

$$P_1 (h_1 = 1.00 \text{ m}) = k_0 \cdot h_1 \cdot \gamma_t \cdot t = 0.515 \cdot 1.00 \cdot 19 \cdot 1.00 = 9.785 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Pressione estradosso soletta superiore}$$

$$P_2 (h_2 = 1.60 \text{ m}) = P_1 + k_0 \cdot (h_2 - h_1) \cdot \gamma_t \cdot t = 9.785 + 0.515 \cdot 0.60 \cdot 19 \cdot 1.00 = 15.66 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Pressione in asse soletta superiore}$$

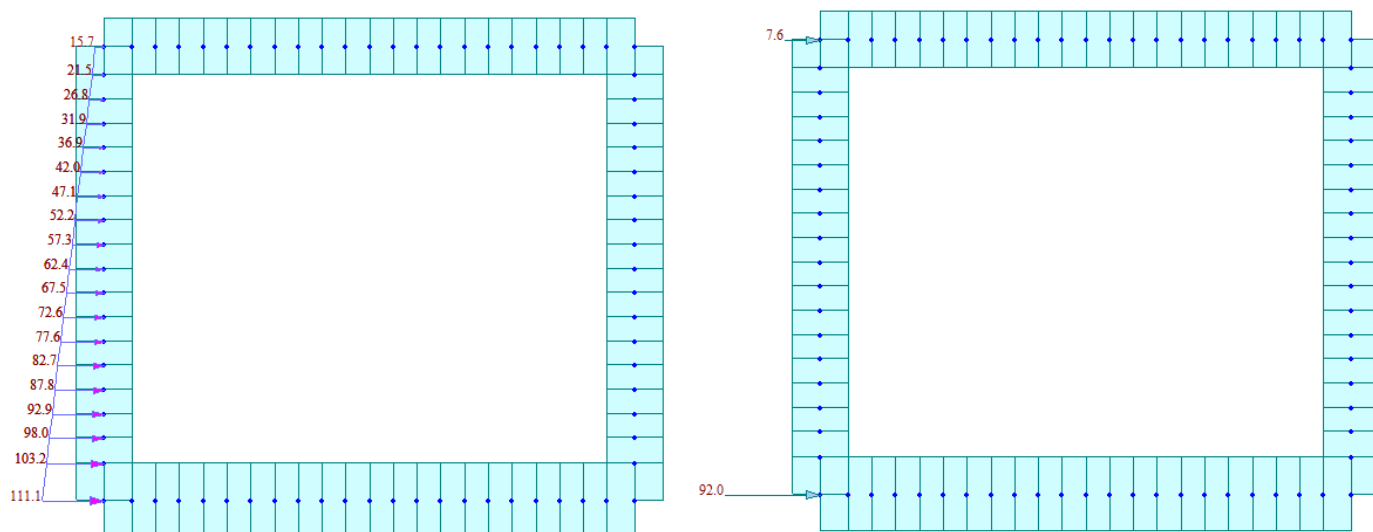
$$P_3 (h_3 = 11.35 \text{ m}) = P_2 + k_0 \cdot (h_3 - h_2) \cdot \gamma_t \cdot t = 15.66 + 0.515 \cdot 9.75 \cdot 19 \cdot 1.00 = 111.06 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Pressione in asse soletta inferiore}$$

$$P_4 (h_4 = 12.15 \text{ m}) = P_3 + k_0 \cdot (h_4 - h_3) \cdot \gamma_t \cdot t = 111.06 + 0.515 \cdot 0.80 \cdot 19 \cdot 1.00 = 118.89 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Pressione intradosso soletta inferiore}$$

Carichi  $P_2$  e  $P_3$  vengono distribuiti sul piedritto sinistro. In più viene considerata l'azione sul semi spessore della soletta di fondazione e quella in copertura:

$$P_5 = 0.5 \cdot (P_1 + P_2) \cdot S_s / 2 = 0.5 \cdot (9.785 + 15.66) \cdot 1.2 / 2 = 7.63 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Carico puntuale in asse soletta superiore}$$

$$P_6 = 0.5 \cdot (P_3 + P_4) \cdot S_i / 2 = 0.5 \cdot (111.06 + 118.89) \cdot 1.6 / 2 = 91.98 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Carico puntuale in asse soletta inferiore}$$



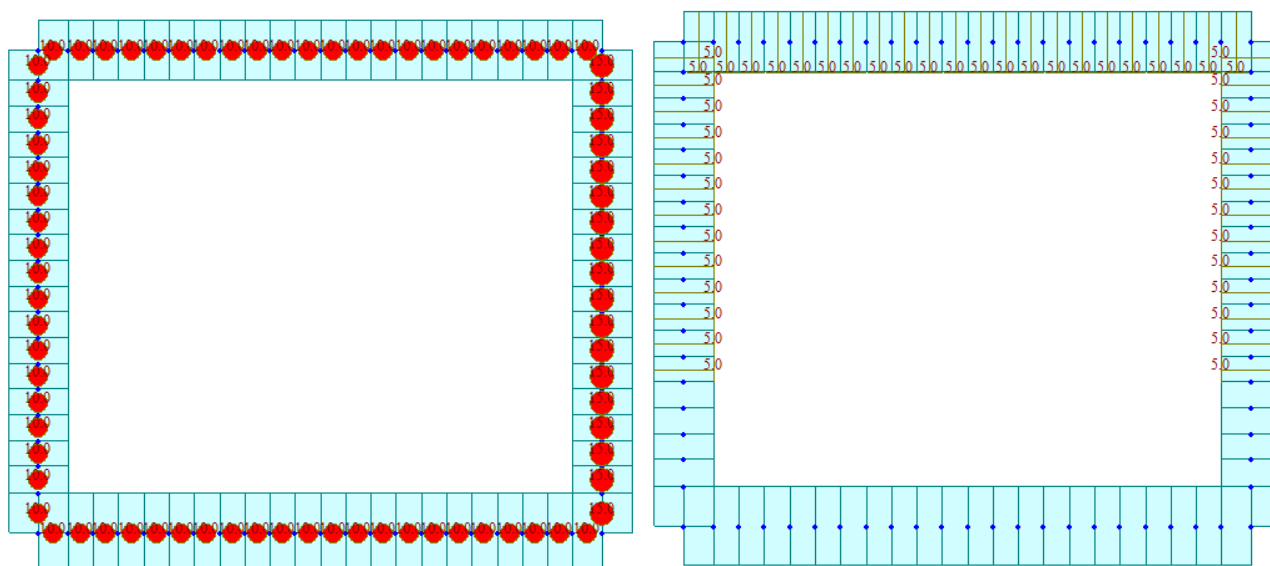
**Figura 14.** Spinta del terreno – Galleria GA27.

#### 8.2.4. Azione termica

L'azione termica corrisponde a una variazione uniforme ed a gradiente. Il carico a gradiente solo si applica dove c'è il contatto con l'aria.

**Tabella 7.** Carico termico – Galleria GA27.

Elementi	$\Delta T_u$	$\Delta T_v$
[-]	[°]	[°]
Copertura	$\pm 10$	$\pm 5$
Fondazione	$\pm 10$	-
Piedritto SX	$\pm 10$	$\pm 5$
Piedritto DX	$\pm 15$	$\pm 5$



**Figura 15.** Carico termico uniforme a destra e a gradiente a sinistra – Galleria GA27.

### 8.2.5. Azione di ritiro

L'azione di ritiro viene calcolata come un carico termico equivalente in base ai valori riportati per la viscosità ed il ritiro della struttura secondo il paragrafo 3.1.4 del EC2. Per semplificare si considera che il getto della soletta superiore avvenga in un momento dopo che la deformazione per ritiro dei piedritti e la fondazione venga esaurito in totalità. Quindi il ritiro differenziale coincide con la deformazione per ritiro a lungo termine totale della soletta superiore.

Si calcola il coefficiente di viscosità:

$$A_c = L_{\text{concio}} * S_{\text{soletta}}$$

$$u = L_{\text{concio}}$$

$$h_0 = 2 * A_c / u$$

$$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7}$$

$$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2}$$

$$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5}$$

$$\beta(f_{cm}) = 16.8/f_{cm}^{0.5}$$

$$\beta(t_0) = 1/(0.1 + t_0^{0.2})$$

$$\varphi_{RH} = 1 + (1 - RH/100)/(0.1 * h_0^{1/3})$$

$$\text{se } f_{cm} < 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = [1 + (1 - RH/100) \alpha_1 / (0.1 * h_0^{1/3})] \alpha_2$$

$$\text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 * RH) 18] h_0 + 250 < 1500$$

$$\text{se } f_{cm} < 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 * RH) 18] h_0 + 250 \alpha_3 < 1500 \alpha_3$$

$$\text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_c(t, t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3}$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

RH	[%]	75	Umidità relativa dell'ambiente
f <sub>ck</sub>	[MPa]	30.71	Resistenza a compressione cilindrica
f <sub>cm</sub>	[MPa]	38.71	Resistenza media a compressione
t <sub>0</sub>	[giorni]	7	Tempo iniziale di carico
t	[giorni]	1.00E+08	Tempo di interesse
A <sub>c</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	27000000	Area della sezione trasversale
u	[mm]	22500	Perimetro della sez. trasv. In contatto coll'aria
h <sub>0</sub>	[mm]	2400	Misura nominale
α <sub>1</sub>	[-]	0.93	Vedi EC2 3.1.4
α <sub>2</sub>	[-]	0.98	Vedi EC2 3.1.4
α <sub>3</sub>	[-]	0.95	Vedi EC2 3.1.4
β(f <sub>cm</sub> )	[-]	2.70	Vedi EC2 3.1.4
β(t <sub>0</sub> )	[-]	0.63	Vedi EC2 3.1.4
φ <sub>RH</sub>	[-]	1.15	Vedi EC2 3.1.4
φ <sub>0</sub>	[-]	1.97	Coefficiente di viscosità nominale
β <sub>H</sub>	[-]	1426.31	Vedi EC2 3.1.4
β <sub>c</sub> (t, t <sub>0</sub> )	[-]	1.00	Vedi EC2 3.1.4
φ(t, t <sub>0</sub> )	[-]	1.97	Coefficiente di viscosità

Poi le deformazioni di ritiro,

$$h_0 = 2 * A_c / u$$

$$\beta_{RH} = 1.55 * [1 - (RH / RH_0)^3]$$

$$\epsilon_{cd,0} = 0.85 * [(220 + 110 \alpha_{ds1}) * \text{Exp}(-\alpha_{ds2} f_{cm} / f_{cm0})] 10^{-6} \beta_{RH}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0.04 h_0^{1/3}]$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \text{Exp}(-0.2 t^{0.5})$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t) * k_h * \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \epsilon_{ca}(\infty)$$

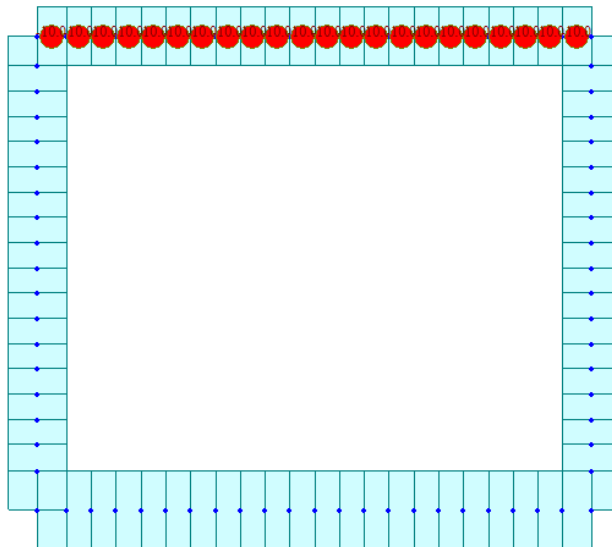
$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{cd}(t)$$

RH	[%]	75	Umidità relativa dell'ambiente
$f_{ck}$	[MPa]	30.71	Resistenza a compressione cilindrica
$f_{cm}$	[MPa]	38.71	Resistenza media a compressione
$t_s$	[giorni]	7	Tempo di cura del calcestruzzo
$t$	[giorni]	1.00E+08	Tempo di interesse
$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	27000000	Area della sezione trasversale in copertura
$u$	[mm]	22500	Perimetro della sez. trasv. In contatto coll'aria
Type cem.	[-]	N	Tipo di cemento
$h_0$	[mm]	2400	Misura nominale
$k_h$	[-]	0.7	Vedi EC2 3.1.4
$f_{cm0}$	[MPa]	10.00	Vedi EC2 3.1.4
$RH_0$	[%]	100.00	Vedi EC2 3.1.4
$\alpha_{ds1}$	[-]	4.00	Vedi EC2 3.1.4
$\alpha_{ds2}$	[-]	0.12	Vedi EC2 3.1.4
$\beta_{RH}$	[-]	0.90	Vedi EC2 3.1.4
$\epsilon_{cd,0}$	[-]	0.00032	Vedi EC2 3.1.4
$\beta_{ds}(t, t_s)$	[-]	1.00	Vedi EC2 3.1.4
$\beta_{as}(t)$	[-]	1.00	Vedi EC2 3.1.4
$\epsilon_{ca}(\infty)$	[-]	0.00005	Vedi EC2 3.1.4
$\epsilon_{cd}(t)$	[-]	0.00022	Ritiro idraulico
$\epsilon_{ca}(t)$	[-]	0.00005	Ritiro autogeno
$\epsilon_{cs}(t)$	[‰]	0.2729	Ritiro totale

quindi,

$\epsilon_{cd}(t)$	[‰]	0.221	Ritiro idraulico
$\epsilon_{ca}(t)$	[‰]	0.052	Ritiro autogeno
$\epsilon_{cs}(t)$	[‰]	0.273	Ritiro totale
$\varphi(t, t_0)$	[-]	2	Coefficiente di viscosità
$\alpha_{term}$	[°C <sup>-1</sup> ]	0.00001	Coefficiente di dilatazione termica
$\Delta T_{ritiro} = \epsilon_{cs}(t) / [\alpha_{term}(1 + \varphi(t, t_0))]$	[°C]	<b>9.09731</b>	<b>Temperatura equivalente di ritiro</b>

si applica un carico termico uniforme equivalente in copertura pari a -10 °C.



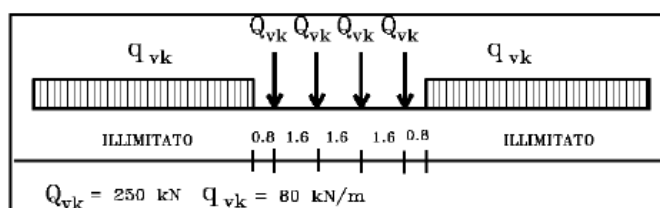
**Figura 16.** Carico termico di ritiro in soletta di copertura – Galleria GA27.

### 8.2.6. Carico accidentale per passo del treno

La larghezza di diffusione trasversale viene calcolata considerando una pendenza di diffusione 1:4 nel ballast e 1:1 nel calcestruzzo presente nel massetto e la fondazione:

$$L_d = 2.40 + 2 \cdot (H_{\text{ballast}} - 0.45) / 4 + 2 \cdot (H_{\text{mass}}) + 2 \cdot (S_i) / 2 = 2.40 + 2 \cdot (0.35) / 4 + 2 \cdot 0.75 + 1.6 = 5.68 \text{ m}$$

Considerando il carico LM71:



$b_t = 0.25 \text{ m}$       lunghezza della travetta  
 $s_Q = 1.60 \text{ m}$       spazio fra i carichi puntuali nel carico LM71  
 $\alpha_{LM71} = 1.1$       coefficiente di adattamento

si calcola la lunghezza di diffusione come:

$$b_1 = b_t + 2 \cdot [(H_{\text{ballast}} - 0.45) / 4 + H_{\text{mass}} + S_i / 2] = 0.25 + 2 \cdot [(0.35) / 4 + 0.75 + 1.6 / 2] = 3.53 \text{ m}$$

$b_1$  risulta maggiore allo spazio fra i carichi puntuali  $s_Q$  quindi c'è la sovrapposizione dei carichi in diffusione. Si calcola allora la lunghezza complessiva di diffusione come:

$$b_2 = s_Q \cdot 3 + b_t + 2 \cdot [(H_{\text{ballast}} - 0.45) / 4 + H_{\text{mass}} + S_i / 2] = 1.6 \cdot 3 + 0.25 + 2 \cdot [(0.35) / 4 + 0.75 + 1.6 / 2] = 8.33 \text{ m}$$

i carichi puntuali e distribuiti vengono diffusi:

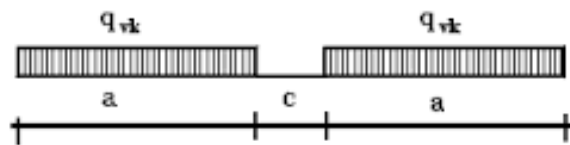
$$q_Q = [\alpha_{LM71} * (Q_k * 4) / (L_d * b_2)] * t = [1.1 * (250 * 4) / (5.68 * 8.33)] * 1.0 = 23.25 \text{ kN/m}$$

$$q_q = [\alpha_{LM71} * (q_k) / (L_d)] * t = [1.1 * 80 / (5.68)] * 1.0 = 15.50 \text{ kN/m}$$

il carico di progetto per il treno LM71 è quindi,

$$q_{LM71} = q_Q + q_q = 23.25 + 15.50 = 38.75 \text{ kN/m}$$

Considerando il carico SW/2:



$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}^2$$

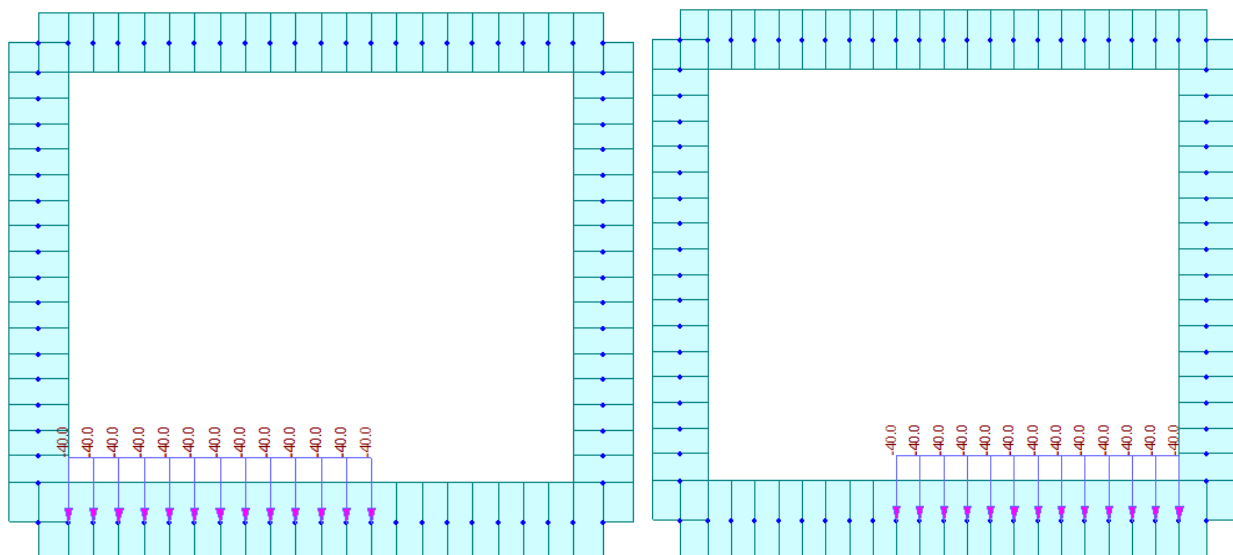
$$\alpha_{sw/2} = 1.0$$

coefficiente di adattamento

il carico viene diffuso nella stessa larghezza:

$$q_{sw/2} = (\alpha_{sw/2} * q_{vk} / L_d) * t = (1.0 * 150 / 5.68) * 1.0 = 26.41 \text{ kN/m}$$

quindi a modo semplificato e cautelativo si considera un carico distribuito di 40 kN/m sulla larghezza  $L_d$  nel modello di calcolo. Due condizioni di carico vengono individuati per avere in conto anche della contemporaneità dei mezzi.



**Figura 17.** Carichi accidentali dovuti al passo del treno – Galleria GA27.



### 8.2.7. Carico accidentale di serpeggio

Si applica una forza orizzontale di 100 kN al livello del piano ferro secondo quanto specificato nella NTC08. Questo carico viene diffuso fino all'asse baricentrico e applicato come un carico distribuito S. Anche questo carico genera un momento M sulla stessa area di diffusione. Come nel caso del carico accidentale dovuto al passo dei mezzi anche in questo caso vengono individuati due casi di carico per avere in conto la sua contemporaneità.

$$Q_k = 100$$

$$\alpha_{LM71} = 1.1$$

$$L_{trav} = L_d = 5.685$$

$$L_{long} = b_1 = 3.53$$

$$S = Q_k \cdot \alpha_{LM71} = 100 \cdot 1.1 = 110$$

$$H = [S / (L_{trav} \cdot L_{long})] \cdot t = [110 / (5.685 \cdot 3.53)] \cdot 1.0 = 5.50$$

$$W = (L_{long} \cdot L_{trav}^2) / 6 = 19.0$$

$$M = S \cdot (H_{r,int} + S_i / 2) = 110 \cdot (1.55 + 1.6 / 2) = 258.5$$

$$P_{max} = [M / W] \cdot t = [258.5 / 19.0] \cdot 1.0 = 13.6$$

[kN] Forza orizzontale caratteristica di serpeggio

[-] Coefficiente di adattamento

[m] Larghezza di diffusione

[m] Lunghezza di diffusione

[kN] Forza orizzontale di progetto

[kN/m] Carico orizzontale diffuso

[m<sup>3</sup>] Modulo di sezione a metà soletta

[kN.m] Momento dovuto al carico orizzontale

[kN/m] Carico massimo del triangolare distribuito

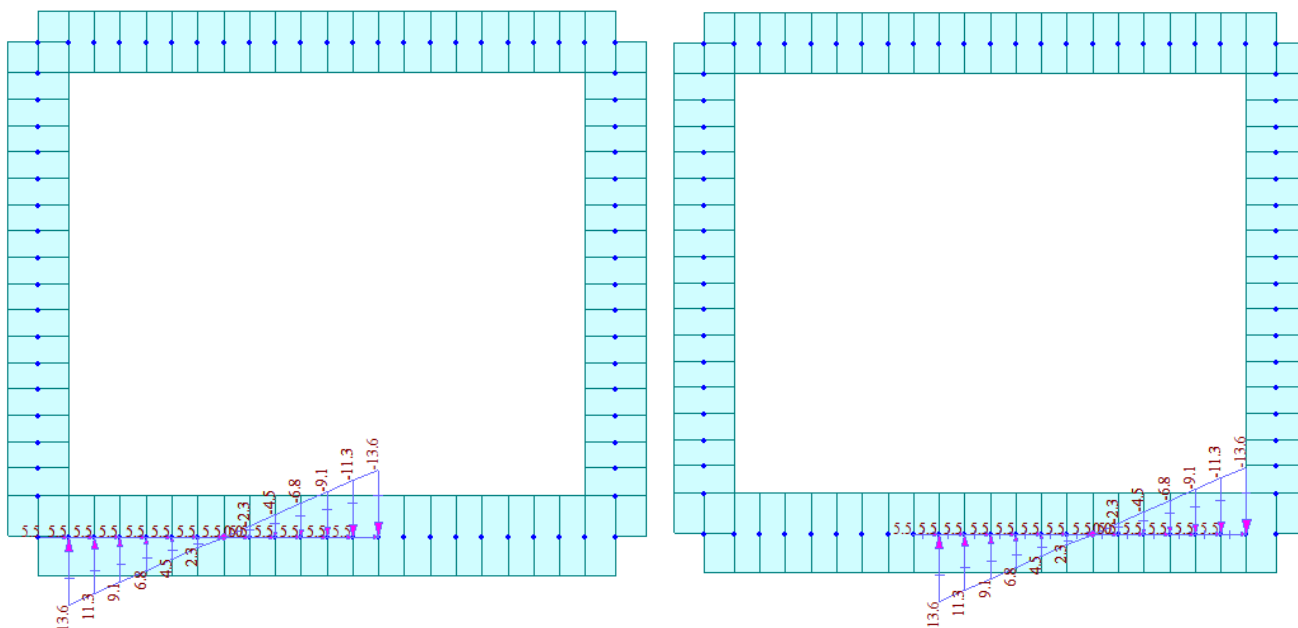


Figura 18. Carichi accidentali di serpeggio– Galleria GA27.

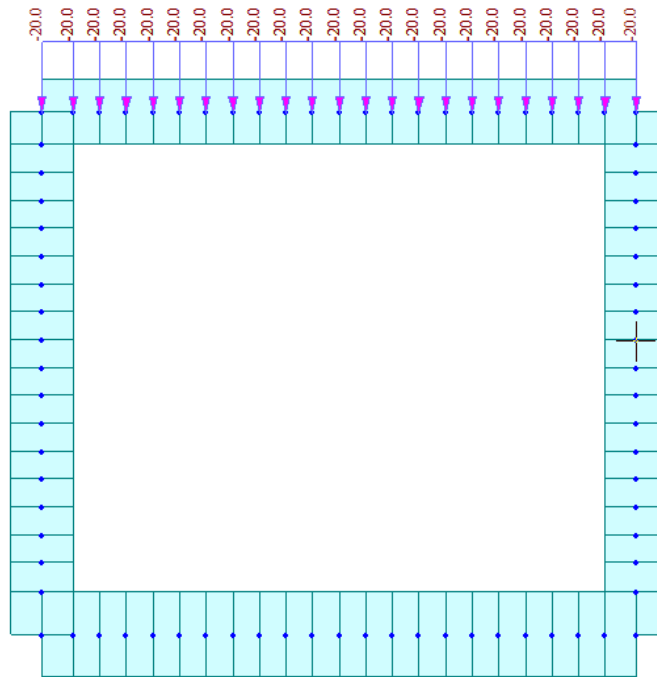
### 8.2.8. Sovraccarico in copertura

Si considera un sovraccarico in copertura pari a 20 kN/m<sup>2</sup> secondo quanto prescritto nel manuale “criteri per dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008”.

$$p = 20 \cdot t = 20 \cdot 1.00 = 20.00$$

[kN/m]

Sovraccarico sulla soletta superiore



**Figura 19.** Sovraccarico in copertura – Galleria GA27.

### 8.2.9. Spinta dovuta a sovraccarico

Il sovraccarico sul terreno genera degli incrementi di spinta orizzontale sul piedritto a monte.

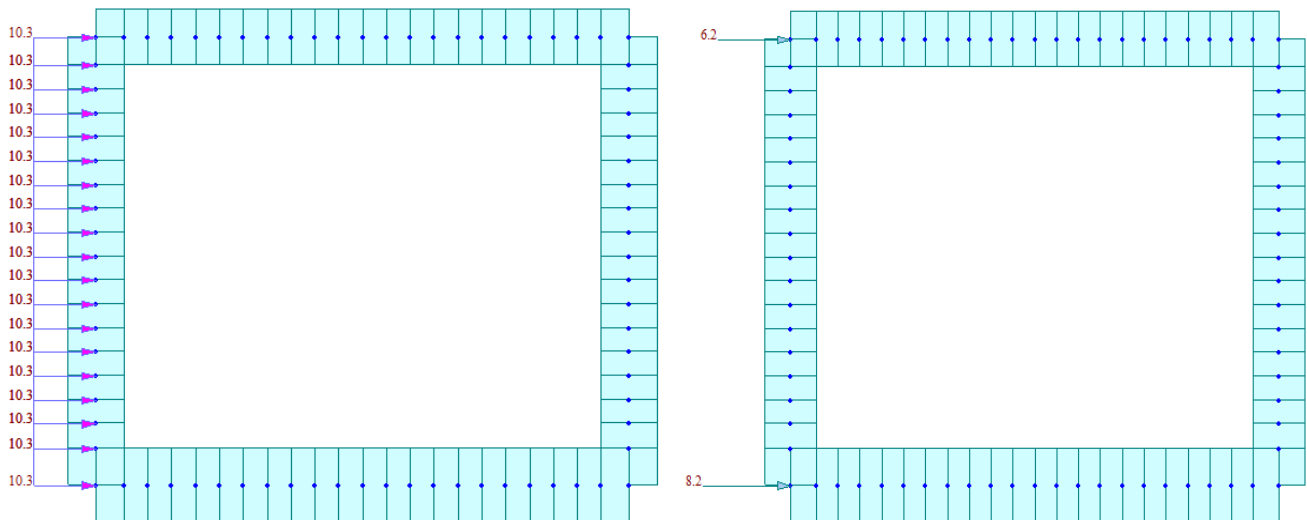
$$k_0 = 0.515 \quad [-] \quad \text{Coefficiente di spinta a riposo}$$

$$p = (k_0 \cdot q) \cdot t = (0.515 \cdot 20) \cdot 1 = 10.3 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Carico distribuito sul piedritto SX}$$

Nei nodi inferiore e superiore dello stesso piedritto viene aggiunto un carico puntuale per considerare l'azione sul semi spessore delle solette.

$$P_1 = p \cdot S_s / 2 = 10.3 \cdot 0.6 = 6.18 \quad [\text{kN}] \quad \text{Carico puntuale in asse soletta superiore}$$

$$P_2 = p \cdot S_i / 2 = 10.3 \cdot 0.8 = 8.24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Carico puntuale in asse soletta inferiore}$$

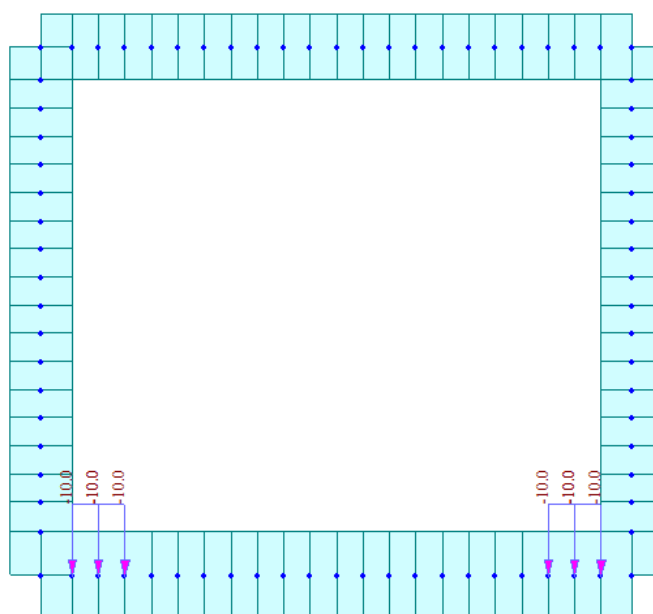


**Figura 20.** Spinta dovuta al sovraccarico in piedritto – Galleria GA27.

### 8.2.10. Carico accidentale sui marciapiedi

Secondo il paragrafo 5.2.2.3.2 del manuale di progettazione si applica un carico accidentale di  $10 \text{ kN/m}^2$  sui marciapiedi. Questo carico non è mai considerato in contemporaneità con il carico accidentale prodotto dal passo dei mezzi.

$$p = 10 \cdot t = 10 \cdot 1.00 = 10.00 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Sovraccarico in marciapiedi}$$



**Figura 21.** Carico accidentale sui marciapiedi – Galleria GA27.

### 8.2.11. Azione sismica inerziale

Viene usato il metodo pseudo-statico per il calcolo delle azioni sismiche. Si considerano i seguenti parametri sismici:

**Tabella 8.** Parametri sismici – Galleria GA27.

Classe d'uso	[-]	3
Vita nominale	[anni]	100
Coefficiente d'uso	[-]	1.5
Categoria sismica	[-]	B
Categoria topograf.	[-]	T1
Fattore di struttura q	[-]	1
Longitudine	[°]	10.3518
Latitudine	[°]	45.4853
Stato limite	[-]	SLV
$a_{g,o}$	[g]	0.232
$S_s$	[-]	1.172
$S_t$	[-]	1
$S = S_s * S_t$	[-]	1.172
$a_{max,o}$	[g]	0.272
$k_h = a_{max,o}/g$	[-]	0.272
$k_v = k_h/2$	[-]	0.136

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

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 10.35177      LATITUDINE: 45.48530

Ricerca per comune

REGIONE: Lombardia      PROVINCIA: Brescia      COMUNE: Magasa

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

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 22.** Pericolosità sismica del sito.

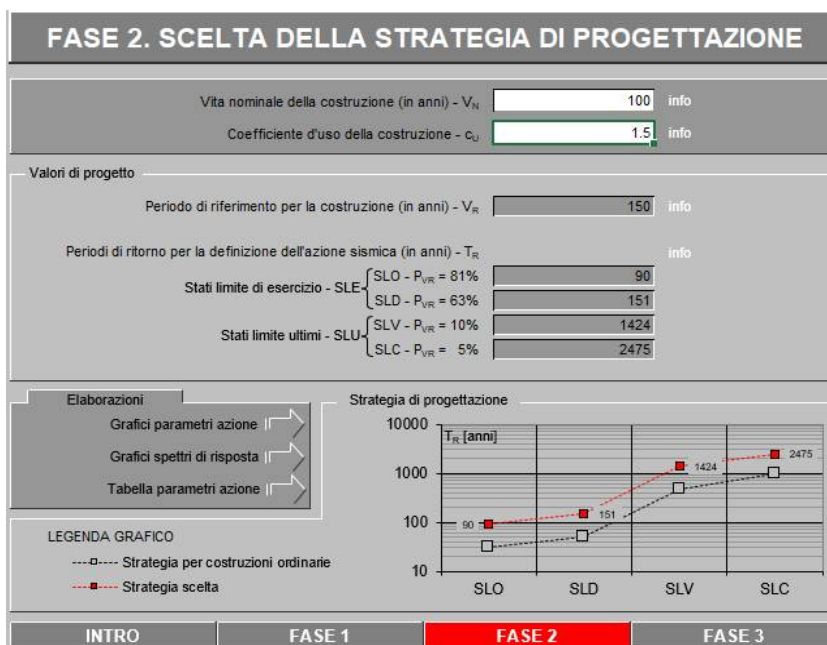


Figura 23. Vita di progetto della costruzione.

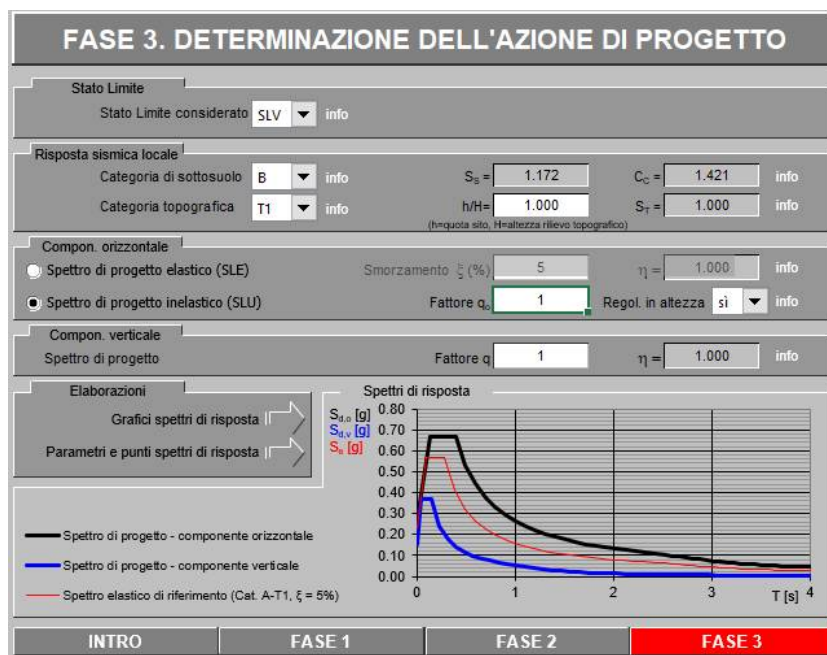


Figura 24. Azioni di progetto sismico.

**Tabella 9.** 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
$\eta$	1.000
$T_B$	0.132 s
$T_C$	0.395 s
$T_D$	2.529 s

I coefficienti impiegati nel metodo pseudo-statico sono:

$$k_h = S_S S_T a_g$$

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

dove,

$$k_h$$

$$k_v$$

coefficiente inerziale orizzontale;  
coefficiente inerziale verticale;

In SLV:

$$k_h = \beta S_S S_T a_{max} = (1.00)(1.172)(1.00)(0.232) \approx 0.272$$

$$k_v = \frac{k_h}{2} = 0.136$$

Le forze orizzontali dovute ai carichi permanenti,

$$P_{ss,h} = (\gamma_{c.a.} \cdot S_s + q_{ricop}) \cdot t \cdot k_h =$$

$$(25 \cdot 1.20 + 24.5) \cdot 1.00 \cdot 0.272 = 14.82$$

[kN/m]

Forza inerziale nella soletta superiore, dovuto ai carichi permanenti

$$P_{p,h} = (\gamma_{c.a.} \cdot S_p) \cdot t \cdot k_h = (25 \cdot 1.20) \cdot 1.00 \cdot 0.272 = 8.16$$

[kN/m]

Forza inerziale nei piedritti, dovuta ai carichi permanenti

$$P_{si,h} = (\gamma_{c.a.} \cdot S_i + \gamma_{ballast} \cdot H_{ballast} + \gamma_{mass} \cdot H_{mass}) \cdot t \cdot k_h =$$

$$(25 \cdot 1.60 + 18 \cdot 0.80 + 24 \cdot 0.75) \cdot 1.00 \cdot 0.272 = 19.6$$

[kN/m]

Forza inerziale nella soletta inferiore, dovuta ai carichi permanenti

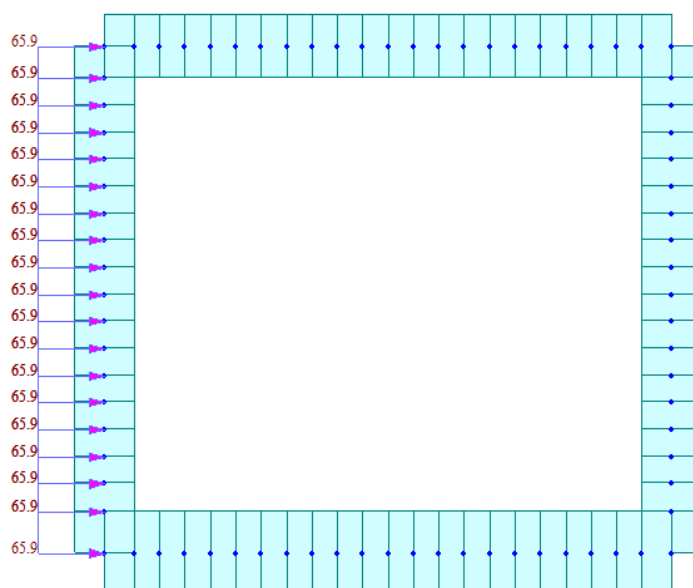
La presenza dei mezzi e altri carichi accidentali aggiunge inerzia al modello, il suo contributo viene considerato attraverso opportune combinazioni di carico. Per le azioni sismiche verticali invece, si usa la metà del valore orizzontale su ogni elemento dato che  $k_v = 0.5 \cdot k_h$ . Tutte queste forze inerziali vengono applicate nel modello automaticamente mediante un "Volume Force" con il quale viene moltiplicato il peso dei diversi elementi per un coefficiente inerziale.

### 8.2.12. Spinta sismica del terreno

La spinta sismica viene considerata attraverso il metodo di Wood. La spinta viene applicata sul modello mediante una distribuzione costante in altezza sul piedritto a monte.

$$S_{\text{Wood}} = k_h \cdot \gamma_{\text{fil.}} \cdot H^2 \cdot t = 0.272 \cdot 19 \cdot 11.15^2 \cdot 1.00 = 642.49 \quad [\text{kN}] \quad \text{Forza inerziale puntuale di spinta del terreno}$$

$$P_{\text{Wood}} = S_{\text{Wood}} / (h + S_{s,i}) = 642.49 / (9.75) = 65.89 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{Forza inerziale distribuita di spinta del terreno}$$



**Figura 25.** Carico di spinta sismica.

### 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;
$\gamma$	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 condizioni di carico considerate e le combinazioni statiche e sismiche di calcolo. In base a queste combinazioni "lineari" vengono generati condizioni di carichi con i quali si fanno gli involuppi. Di questo modo si rispetta la non linearità del modello.



Tabella 10. Condizioni di carico – Galleria GA27.

Num.	ID	Condizione
[-]	[-]	[-]
1	PROPRIO	Peso Proprio
2	PERM SUP	Permanente superiore
3	PERM INF	Permanente inferiore
4	SPTSX	Spinta terra da sinistra
5	T_U	Carico termico Uniforme
6	T_VAR	Carico termico variabile
7	RITIRO	Carico di ritiro
8	TRENO SX	Carico treno verticale binario 1
9	TRENO DX	Carico treno verticale binario 2
10	SERPEGGIO SX	Carico serpeggio orizzontale B1
11	SERPEGGIO DX	Carico serpeggio orizzontale B2
12	QRICOP	Sovraccarico in ricoprimento
13	QSPTSX	Spinta dovuta a sovraccarico
14	QMARCIA	Sovraccarico in marciapiede
15	ESX	Inerzia da sinistra dovuta a sisma
16	EVERT	Inerzia verso il baso dovuta a sisma
17	EWOOD	Inerzia di Wood da sinistra

### 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.

	STR1	STR2	STR3	STR4	STR5	STR6	STR7	STR8	STR9	STR10	STR11	STR12	STR13	STR14
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
PERM INF	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35
RITIRO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
T_U	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50
T_VAR	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50
TRENO SX	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TRENO DX	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. DX	-1.16	-1.16	-1.45	-1.16	-1.16	-1.45	-1.16	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20
QSPTSX	1.20	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR15	STR16	STR17	STR18	STR19	STR20	STR21	STR22	STR23	STR24	STR25	STR26	STR27
PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM SUP	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
RITIRO	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
T_U	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
42 di 122

T_VAR	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00
TRENO SX	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16
TRENO DX	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16
SERPEG. DX	0.00	0.00	0.00	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	1.50	1.20	1.20	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50
QSPTSX	1.20	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20
QMARCIA	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR28	STR29	STR30	STR31	STR32	STR33	STR34	STR35	STR36	STR37	STR38	STR39	STR40
PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
RITIRO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
T_U	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50
T_VAR	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50
TRENO SX	1.16	1.45	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	0.00
TRENO DX	0.00	0.00	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	1.16	1.45	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	0.00
SERPEG. DX	0.00	0.00	-1.16	-1.16	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	1.20
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR41	STR42	STR43	STR44	STR45	STR46	STR47	STR48	STR49	STR50	STR51	STR52	STR53
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
RITIRO	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
T_U	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50
T_VAR	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50
TRENO SX	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00
TRENO DX	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16
SERPEG. SX	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00
SERPEG. DX	0.00	0.00	-1.16	-1.45	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.16	-1.45	-1.16
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR54	STR55	STR56	STR57	STR58	STR59	STR60	STR61	STR62	STR63	STR64	STR65	STR66
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T_U	1.00	1.50	1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
43 di 122

T_VAR	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50
TRENO SX	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
TRENO DX	1.45	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	0.00
SERPEG. SX	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. DX	-1.45	0.00	0.00	-1.16	-1.16	-1.45	-1.16	-1.16	-1.45	-1.16	-1.16	-1.45	0.00
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
QMARCIA	0.00	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR67	STR68	STR69	STR70	STR71	STR72	STR73	STR74	STR75	STR76	STR77	STR78	STR79
PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM SUP	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00
T_U	-1.00	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50
T_VAR	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50
TRENO SX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
TRENO DX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. DX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	1.20
QSPTSX	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR80	STR81	STR82	STR83	STR84	STR85	STR86	STR87	STR88	STR89	STR90	STR91	STR92
PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
RITIRO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20
T_U	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00
T_VAR	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00
TRENO SX	0.00	0.00	1.16	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00
TRENO DX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	0.00	0.00	1.16	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00
SERPEG. DX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.16	-1.16	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00
QRICOP	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20
QMARCIA	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR93	STR94	STR95	STR96	STR97	STR98	STR99	STR100	STR101	STR102	STR103	STR104
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
44 di 122

RITIRO	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T_U	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00
T_VAR	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00
TRENO SX	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00
TRENO DX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00
SERPEG. SX	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00
SERPEG. DX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.16	-1.45	-1.16	-1.45	0.00	0.00
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50
QSPTSX	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR105	STR106	STR107	STR108	STR109	STR110	STR111	STR112	STR113	STR114	STR115	STR116
PROPRIO	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35
PERM SUP	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50
PERM INF	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00
RITIRO	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
T_U	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00	1.50	1.00	1.00	1.50
T_VAR	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50
TRENO SX	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	1.16
TRENO DX	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	1.16
SERPEG. SX	0.00	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	1.16
SERPEG. DX	0.00	0.00	-1.16	-1.45	-1.16	-1.45	0.00	0.00	-1.16	-1.16	-1.45	-1.16
QRICOP	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
QSPTSX	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	0.00
QMARCIA	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR117	STR118	STR119	STR120	STR121	STR122	STR123	STR124	STR125	STR126	STR127	STR128
PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM SUP	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
PERM INF	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35
RITIRO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20
T_U	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00
T_VAR	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00
TRENO SX	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TRENO DX	1.16	1.45	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. DX	-1.16	-1.45	-1.16	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20	1.50
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.20
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR129	STR130	STR131	STR132	STR133	STR134	STR135	STR136	STR137	STR138	STR139	STR140
PROPRIO	1.35	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM SUP	1.50	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
45 di 122

RITIRO	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T_U	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00
T_VAR	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00
TRENO SX	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.16
TRENO DX	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	0.00	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.16
SERPEG. DX	0.00	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	1.20	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20
QSPTSX	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50
QMARCIA	1.50	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR141	STR142	STR143	STR144	STR145	STR146	STR147	STR148	STR149	STR150	STR151	STR152
PROPRIO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
RITIRO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
T_U	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50
T_VAR	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.50
TRENO SX	1.45	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	0.00
TRENO DX	0.00	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	1.45	1.16	1.16	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.45	0.00
SERPEG. DX	0.00	-1.16	-1.16	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	1.20	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20	1.50	1.20	1.20
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	1.20
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR153	STR154	STR155	STR156	STR157	STR158	STR159	STR160	STR161	STR162	STR163	STR164
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
RITIRO	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T_U	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00
T_VAR	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00
TRENO SX	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45
TRENO DX	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45
SERPEG. SX	0.00	0.00	1.16	1.45	1.16	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	1.45
SERPEG. DX	0.00	0.00	-1.16	-1.45	-1.16	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.16	-1.45
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.50	1.20	1.20	0.00	0.00
QSPTSX	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.50	1.20	0.00	0.00
QMARCIA	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	1.20	1.50	0.00	0.00
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	STR165	STR166	STR167	STR168	STR169	STR170	STR171	STR172	STR173	STR174	STR175	STR176
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00















Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
52 di 122

RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	-0.50	-0.50	-1.00	-0.50	-1.00	-0.50	-1.00	-0.50	-0.50
T_VAR	-0.50	-0.50	-1.00	-0.50	-1.00	-0.50	-1.00	-0.50	-0.50
TRENO SX	0.80	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TRENO DX	0.00	0.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. SX	0.80	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SERPEG. DX	0.00	0.00	-0.80	-1.00	-0.80	-1.00	0.00	0.00	0.00
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	1.00	0.00
ESX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EVERT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### 8.3.2. Combinazioni sismiche dei carichi

Di seguito si riportano le combinazioni sismiche SLV

	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8	SLV9	SLV10	SLV11	SLV12	SLV13	SLV14
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
T_VAR	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
TRENO SX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
TRENO DX	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00
SERPEG. SX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
SERPEG. DX	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30
EVERT	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00
EWOOD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30

	SLV15	SLV16	SLV17	SLV18	SLV19	SLV20	SLV21	SLV22	SLV23	SLV24	SLV25	SLV26	SLV27
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	-0.50	-0.50	-0.50
T_VAR	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
TRENO SX	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00
TRENO DX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20
SERPEG. SX	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00
SERPEG. DX	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00
EVERT	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	0.30
EWOOD	0.30	0.30	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

	SLV28	SLV29	SLV30	SLV31	SLV32	SLV33	SLV34	SLV35	SLV36	SLV37	SLV38	SLV39	SLV40
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
T_VAR	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
TRENO SX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20
TRENO DX	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
SERPEG. SX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20
SERPEG. DX	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	0.30	0.30
EVERT	-0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	-1.00
EWOOD	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.30	0.30

	SLV41	SLV42	SLV43	SLV44	SLV45	SLV46	SLV47	SLV48	SLV49	SLV50	SLV51	SLV52	SLV53
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
T_VAR	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
TRENO SX	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
TRENO DX	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00
SERPEG. SX	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
SERPEG. DX	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EVERT	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
EWOOD	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	SLV54	SLV55	SLV56	SLV57	SLV58	SLV59	SLV60	SLV61	SLV62	SLV63	SLV64	SLV65	SLV66
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
T_VAR	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
TRENO SX	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00
TRENO DX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20
SERPEG. SX	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00
SERPEG. DX	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
EVERT	-0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00
EWOOD	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
54 di 122

	SLV67	SLV68	SLV69	SLV70	SLV71	SLV72	SLV73	SLV74	SLV75	SLV76	SLV77	SLV78	SLV79
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
T_VAR	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
TRENO SX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20
TRENO DX	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
SERPEG. SX	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20
SERPEG. DX	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00
EVERT	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.30
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00

	SLV80	SLV81	SLV82	SLV83	SLV84	SLV85	SLV86	SLV87	SLV88	SLV89	SLV90	SLV91	SLV92
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
T_VAR	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
TRENO SX	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
TRENO DX	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00
SERPEG. SX	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	0.20
SERPEG. DX	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00	-0.20	-0.20	0.00
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
EVERT	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.00	0.00

	SLV93	SLV94	SLV95	SLV96
PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM SUP	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM INF	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00
RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00
T_U	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
T_VAR	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
TRENO SX	0.00	0.20	0.20	0.00
TRENO DX	0.20	0.20	0.00	0.20
SERPEG. SX	0.00	0.20	0.20	0.00
SERPEG. DX	-0.20	-0.20	0.00	-0.20
QRICOP	0.00	0.00	0.00	0.00
QSPTSX	0.00	0.00	0.00	0.00
QMARCIA	0.00	0.00	0.00	0.00
ESX	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30
EVERT	1.00	-1.00	-1.00	-1.00
EWOOD	0.00	0.00	0.00	0.00



Doc. N.

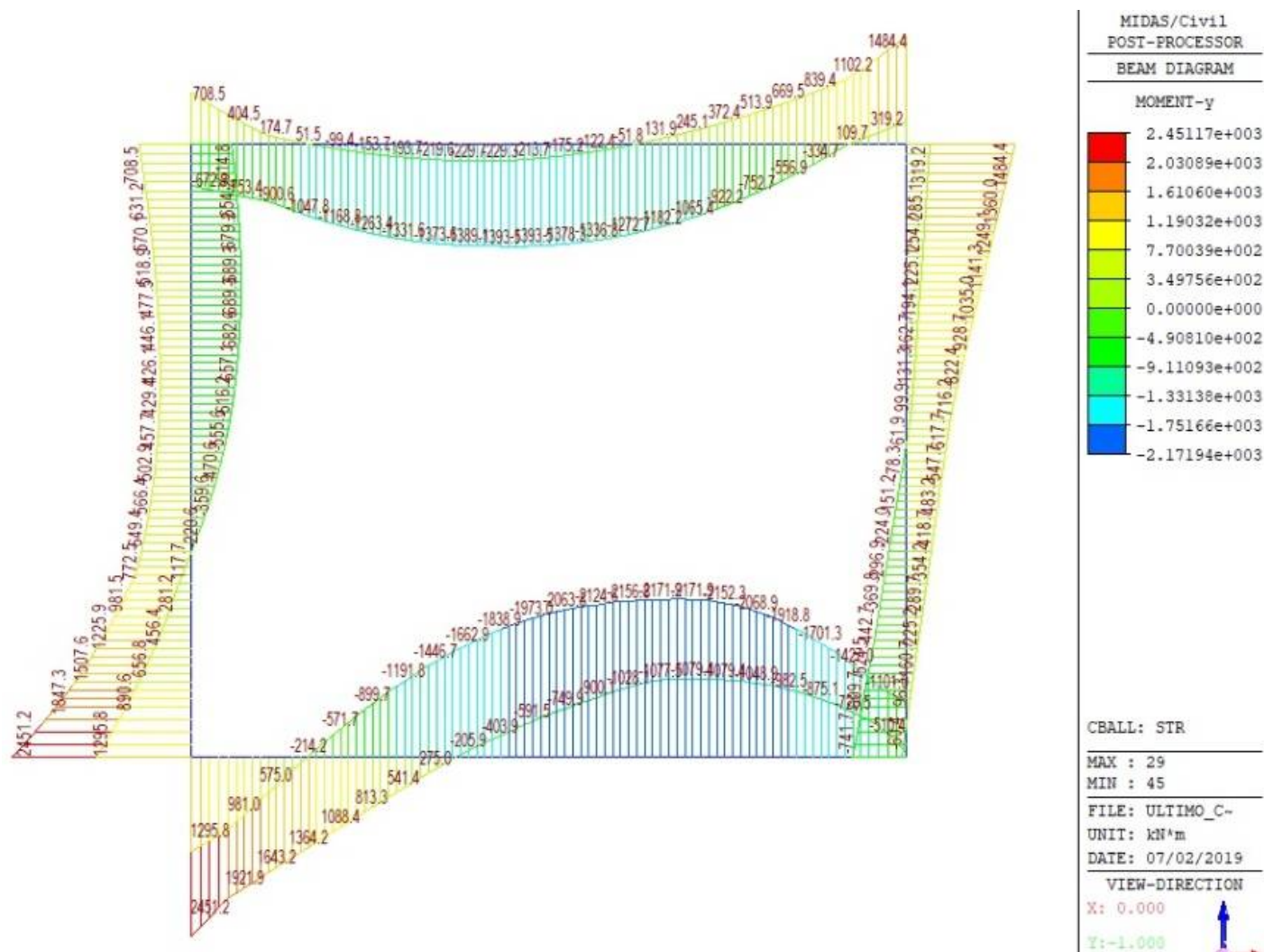
Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
55 di 122

## 8.4. SINTESI AZIONI DI PROGETTI

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

- momento flettente, taglio e sforzo assiale.
- i momenti sono presentati in [kN.m/m] mentre che il taglio e lo sforzo assiale in [kN/m]

### 8.4.1. Diagrammi allo Stato Limite Ultimo (SLU)



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

Foglio  
56 di 122

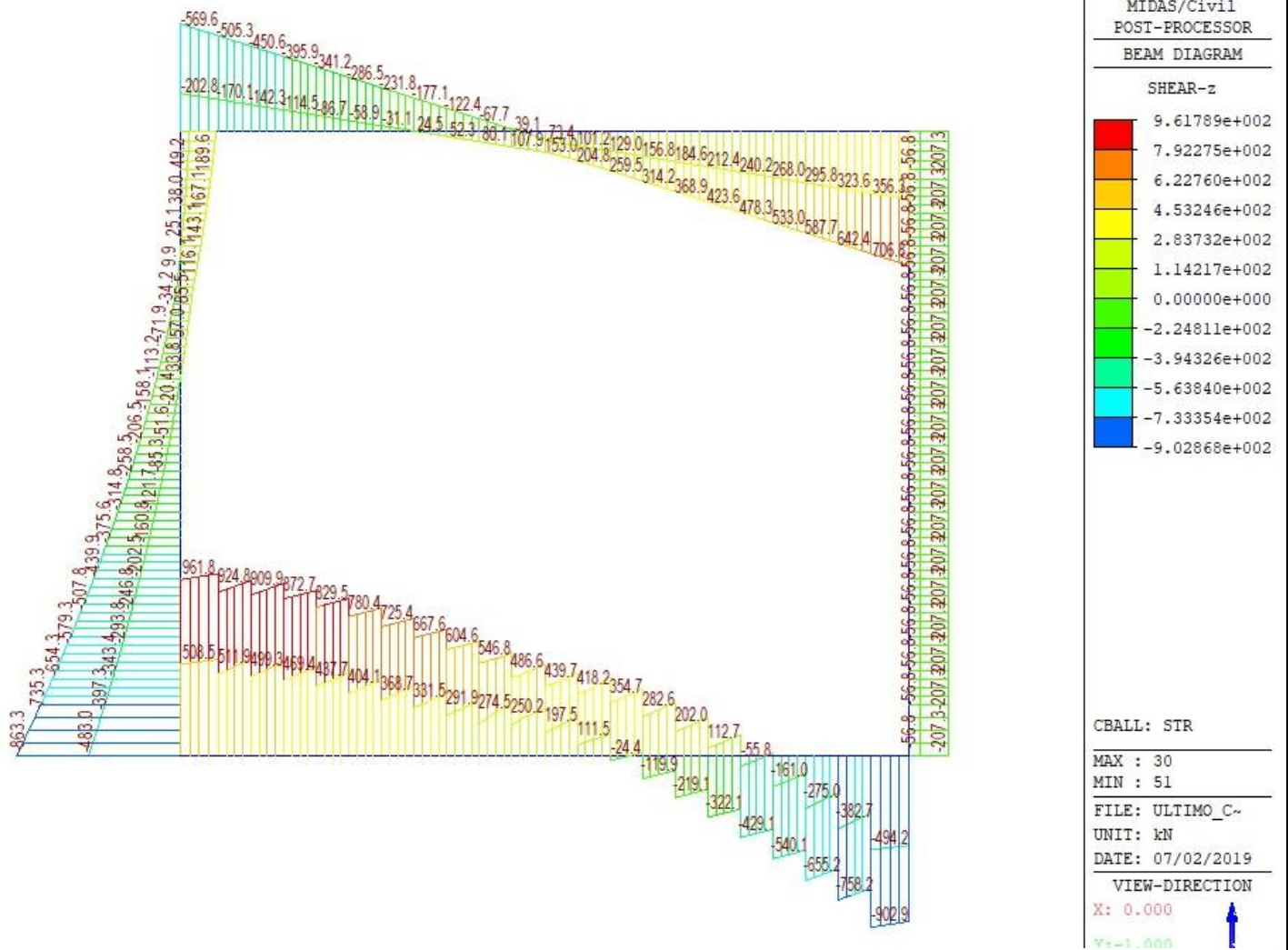


Figura 27. STR – Involuppo delle sollecitazioni – Taglio – Galleria GA27.





Doc. N.

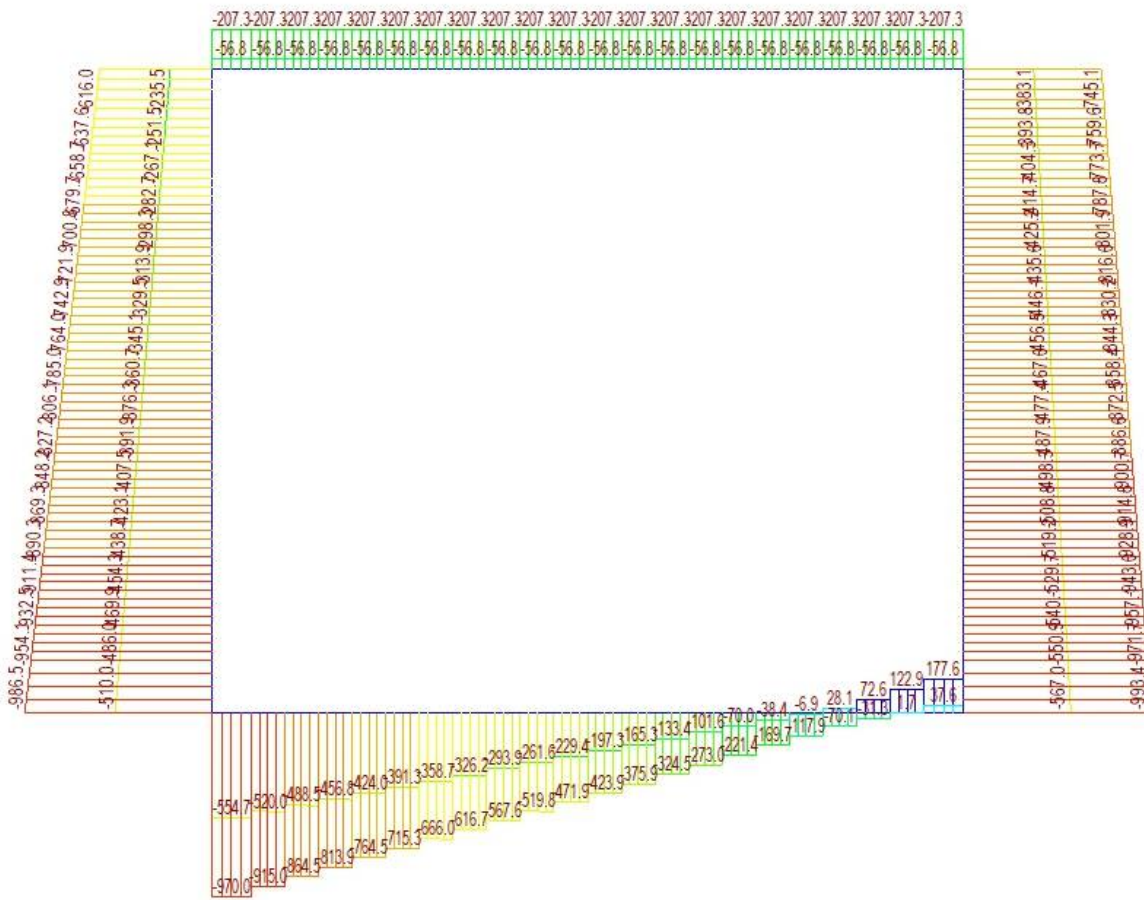
Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

Foglio  
57 di 122



MIDAS/Civil  
POSTI-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

AXIAL

1.77558e+002
7.11100e+001
0.00000e+000
-1.41786e+002
-2.48234e+002
-3.54682e+002
-4.61130e+002
-5.67578e+002
-6.74026e+002
-7.80474e+002
-8.86922e+002
-9.93370e+002

CBALL: STR

MAX : 51  
MIN : 52

FILE: ULTIMO\_C-  
UNIT: kN  
DATE: 07/02/2019

VIEW-DIRECTION  
X: 0.000

Figura 28. STR – Involuppo delle sollecitazioni – Sforzo assiale – Galleria GA27.



Doc. N.

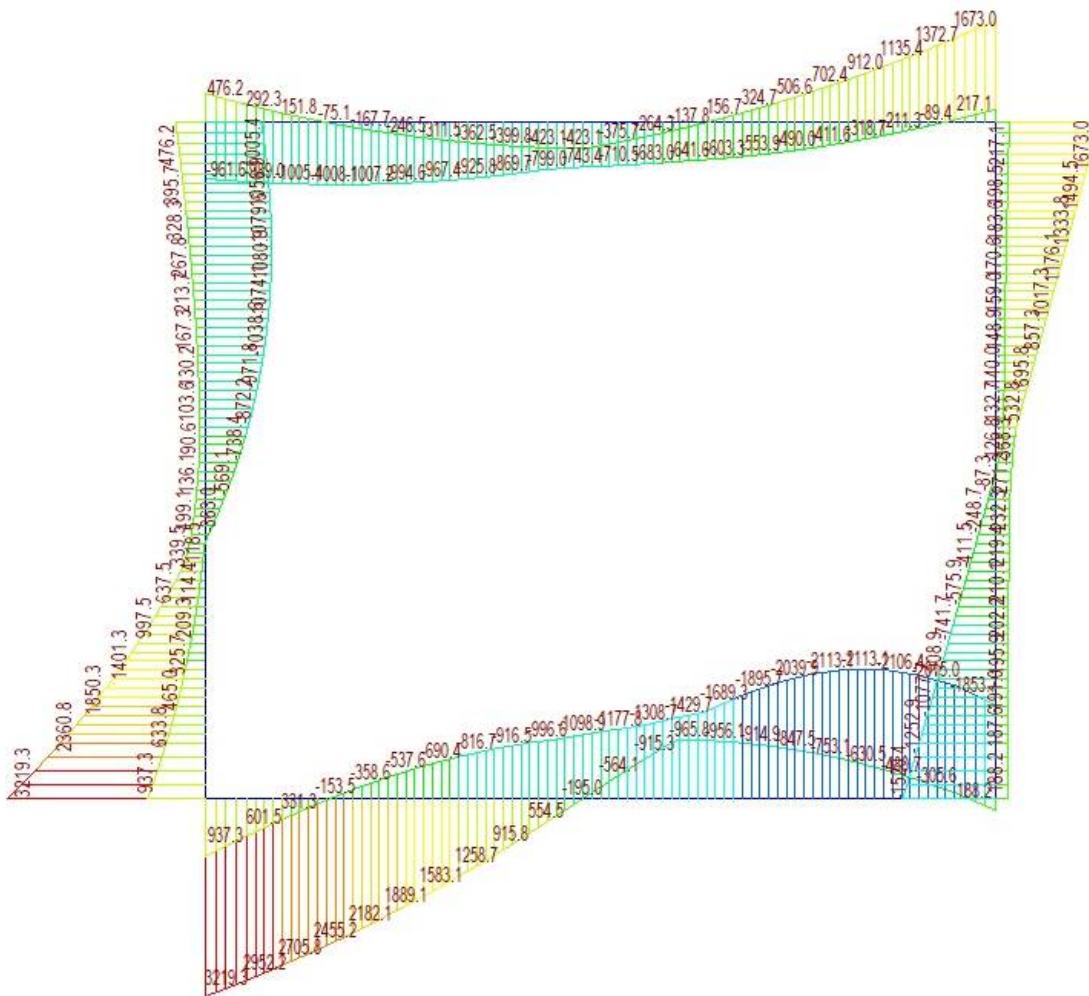
Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

Foglio  
58 di 122



MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

3.21933e+003
2.73456e+003
2.24979e+003
1.76502e+003
1.28025e+003
7.95485e+002
3.10717e+002
0.00000e+000
-6.58819e+002
-1.14359e+003
-1.62836e+003
-2.11312e+003

CBALL: SLV

MAX : 29  
MIN : 47

FILE: ULTIMO\_C-  
UNIT: kN\*m  
DATE: 07/02/2019

VIEW-DIRECTION  
X: 0.000  
Y: -1.000

**Figura 29.** SLV– Involuppo delle sollecitazioni – Momento flettente – Galleria GA27.

Doc. N.

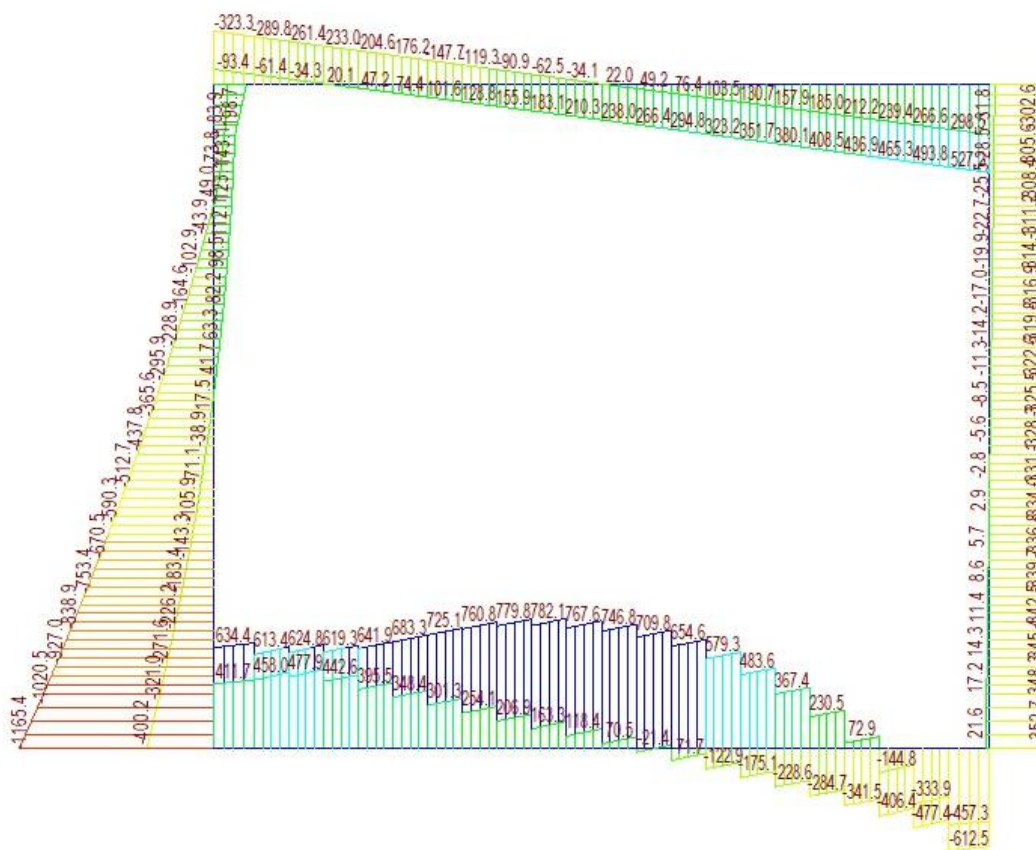
Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

Foglio  
59 di 122



MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

7.82074e+002
6.05028e+002
4.27982e+002
2.50935e+002
0.00000e+000
-1.03157e+002
-2.80203e+002
-4.57250e+002
-6.34296e+002
-8.11342e+002
-9.88388e+002
-1.16543e+003

CBALL: SLV

MAX : 39  
MIN : 29

FILE: ULTIMO\_C~  
UNIT: kN  
DATE: 07/02/2019

Figura 30. SLV – Involuppo delle sollecitazioni – Taglio – Galleria GA27.

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

Foglio  
60 di 122

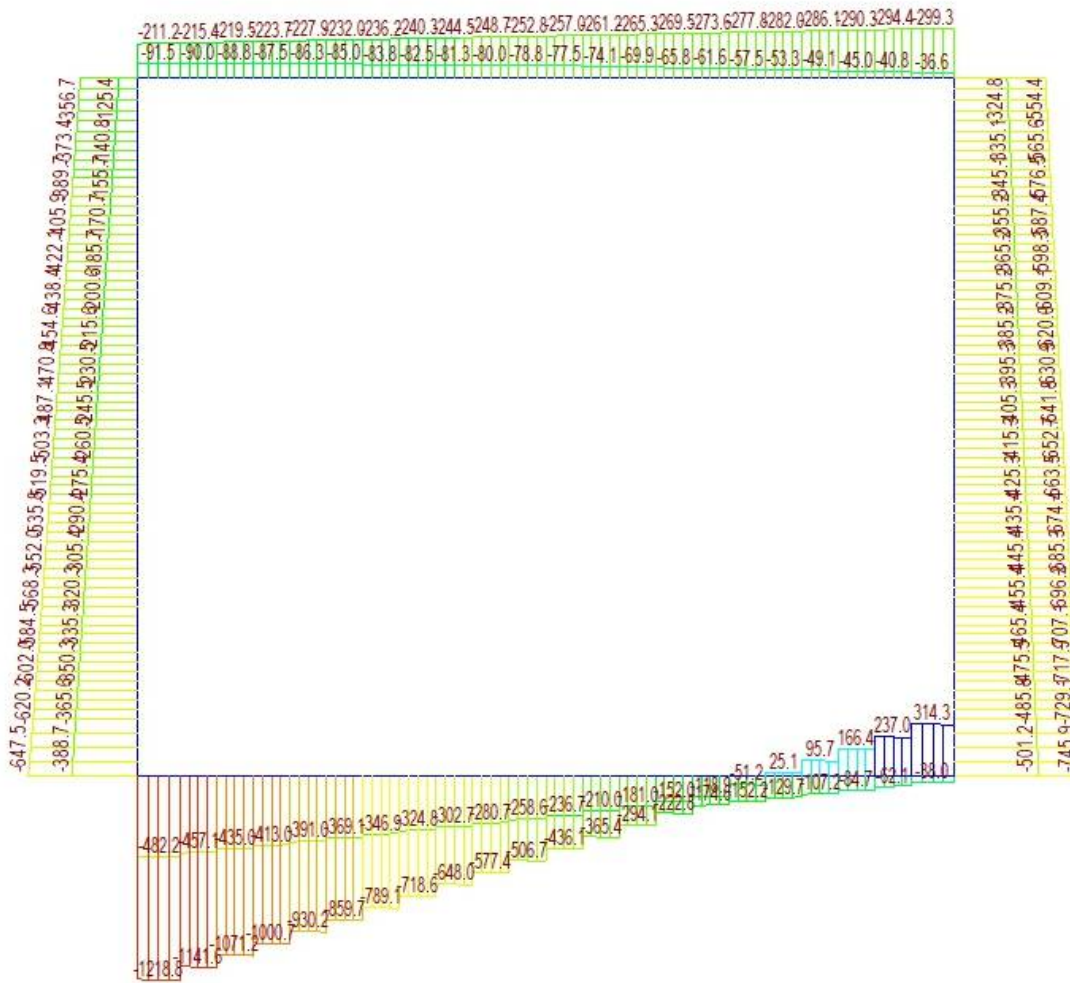


Figura 31. SLV – Involuppo delle sollecitazioni – Sforzo assiale – Galleria GA27.

8.4.2. Diagrammi allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

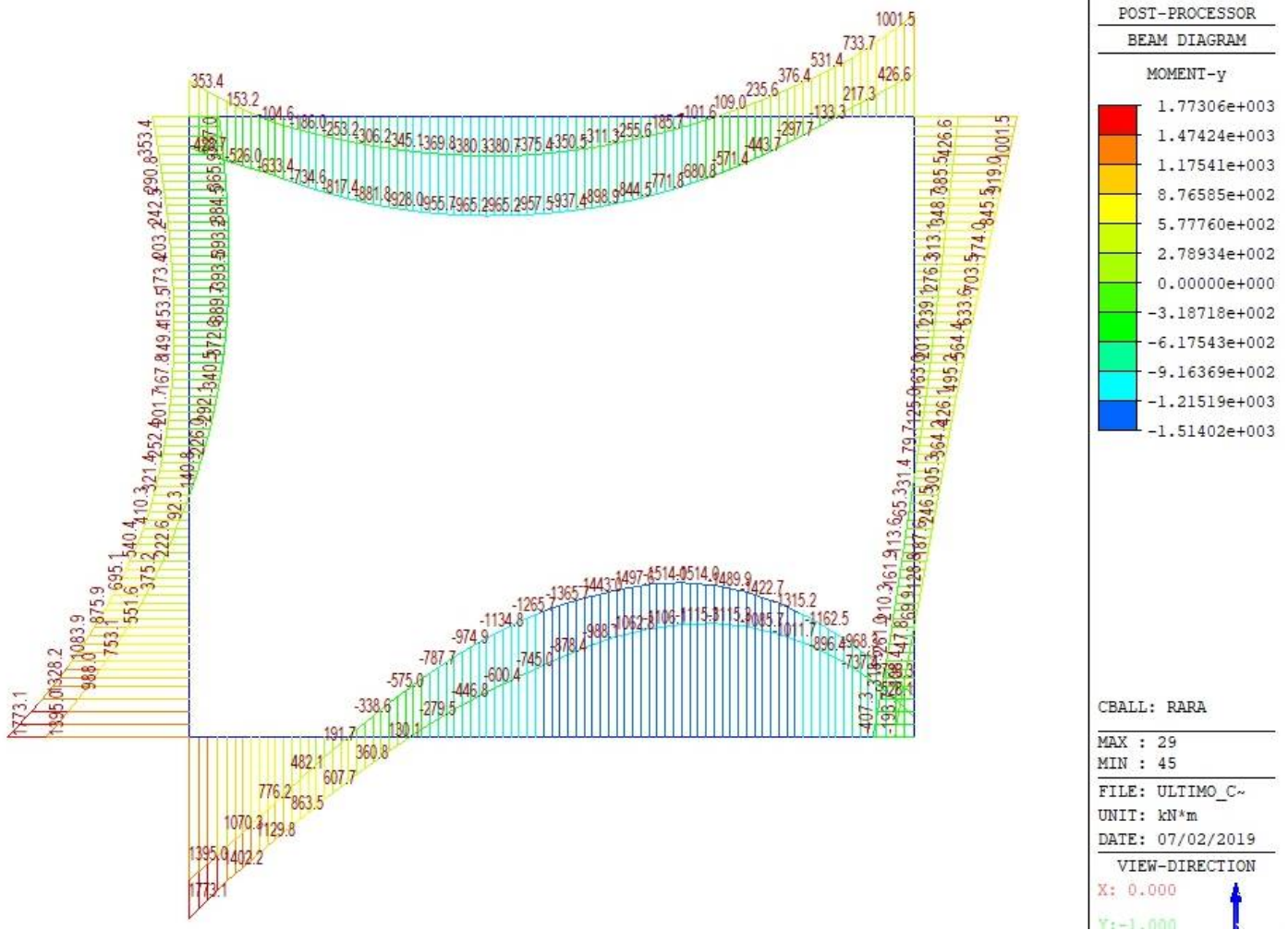


Figura 32. RARA- Involuppo delle sollecitazioni – Momento flettente -Galleria GA27.

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

Foglio  
62 di 122

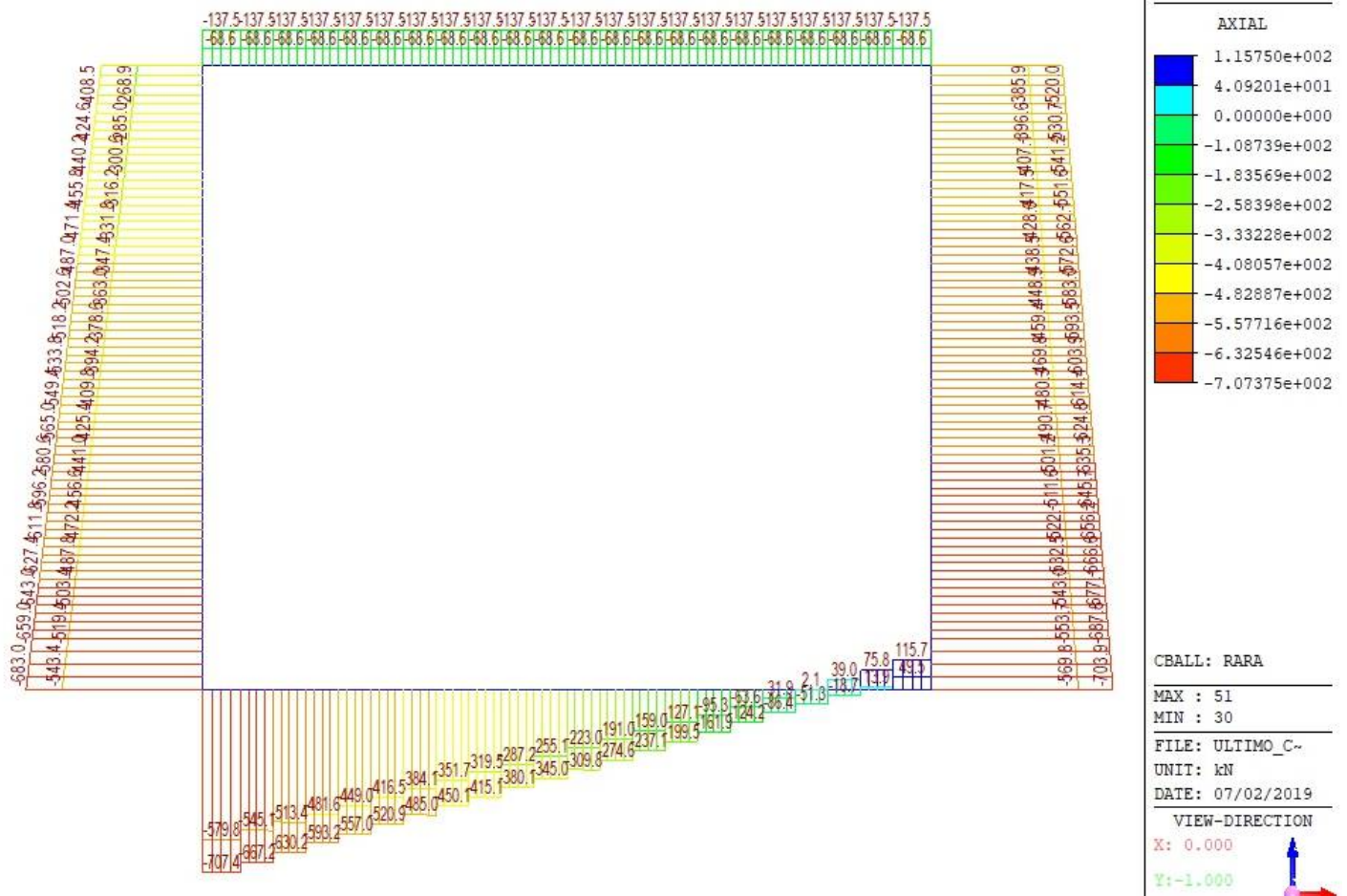


Figura 33. RARA – Involuppo delle sollecitazioni –Sforzo assiale -Galleria GA27.

## 8.5. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

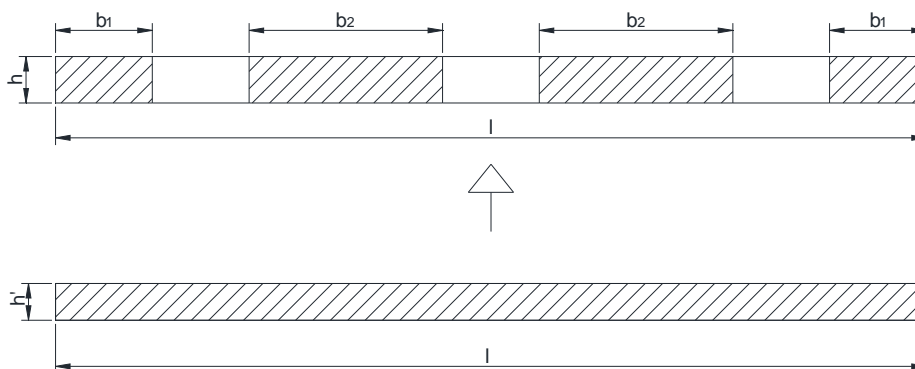
### 8.5.1. Premessa

Sulla base degli involucri 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 la fibra inferiore della sezione.

Le azioni sollecitanti del muro a valle vengono amplificati con il fattore  $1/\alpha$  ( $1/0.67$ ) secondo quanto illustrato di seguito.



**Figura 34.** Ripartizione delle azioni sollecitanti - Galleria GA27.

$$M_t = M_{soll} * l$$

$$J_1 = (b_1 * h^3) / 12$$

$$J_2 = (b_2 * h^3) / 12$$

$$J_t = 2 * J_1 + 2 * J_2$$

dove,

$M_t$	momento totale attuante sul muro,
$M_{soll}$	momento sollecitante dal modello agli elementi finiti,
$J_1$	momento d'inerzia pilastro di dimensione minore,
$J_2$	momento d'inerzia pilastro di dimensione maggiore,
$J_t$	momento d'inerzia totale,
$l$	lunghezza concio,
$h'$	spessore del momento d'inerzia equivalente,
$b_1$	lunghezza pilastro di dimensione minore,
$b_2$	lunghezza pilastro di dimensione maggiore,
$h$	spessore del muro esistente,

quindi i momenti attuanti su questi pilastri dipendono del rapporto fra la sua inerzia e l'inerzia complessiva del muro.

$$M_1 = M_t * J_1 / J_t = M_{soll} * \beta_1$$

$$M_2 = M_t * J_2 / J_t = M_{soll} * \beta_2$$

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
64 di 122

dove,

$$\beta_1 = 0.5 \cdot l \cdot [b_1 / (b_1 + b_2)]$$

$$\beta_2 = 0.5 \cdot l \cdot [b_2 / (b_1 + b_2)]$$

i rispettivi momenti a metro,

$$m_1 = M_1 / b_1 = (M_{soll} \cdot \beta_1) / b_1 = M_{soll} \cdot l \cdot 0.5 \cdot (1 / (b_1 + b_2))$$

$$m_2 = M_2 / b_2 = (M_{soll} \cdot \beta_2) / b_2 = M_{soll} \cdot l \cdot 0.5 \cdot (1 / (b_1 + b_2))$$

$$m_1 = m_2$$

il fattore  $l \cdot 0.5 \cdot (1 / (b_1 + b_2))$  equivale a  $1/\alpha$  dove

$$\alpha = [(2 \cdot b_1 + 2 \cdot b_2) / l] = [(2 \cdot 2.5 + 2 \cdot 5.0) / 22.5] = 0.67$$

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:

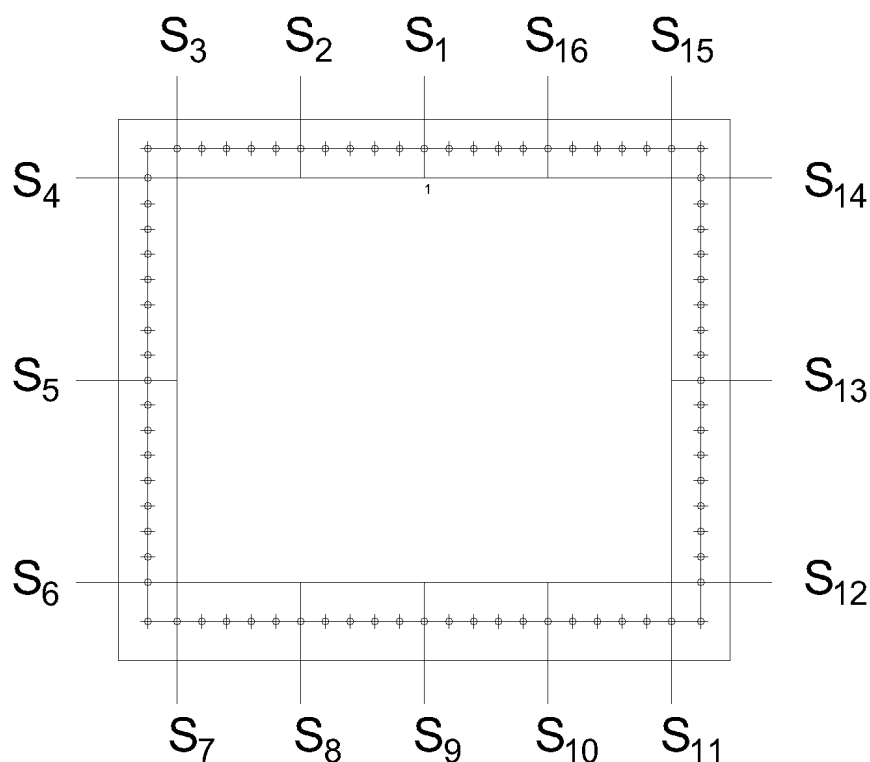
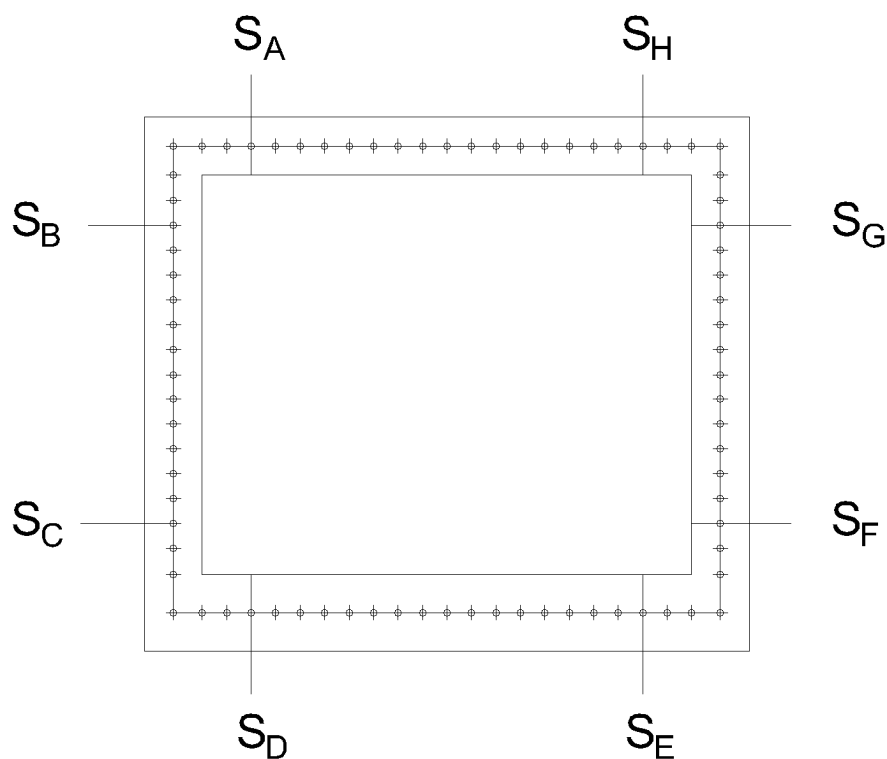


Figura 35. Sezioni di analisi a flessione – Galleria GA27.





**Figura 36.** Sezioni di analisi a taglio – Galleria GA27.

### 8.5.2. Verifiche SLU a presso flessione sezione tipo GA27

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

**Tabella 11.** Caratteristiche geometriche delle sezioni – Galleria GA27

Elemento	Sezione	h	b	c <sub>d</sub>
		[cm]	[cm]	[cm]
Copertura	S1	120	100	4
	S2	120	100	4
	S3	120	100	4
	S15	120	100	4
	S16	120	100	4
Piedritto a monte	S4	120	100	4
	S5	120	100	4
	S6	120	100	4
Fondazione	S7	160	100	4
	S8	160	100	4
	S9	160	100	4
	S10	160	100	4
	S11	160	100	4
Piedritto a valle	S12	120	100	4
	S13	120	100	4
	S14	120	100	4

Tabella 12. Verifiche allo SLU a flessione – Galleria GA27.

Elemento	Sezione	Lembo	M	Ncon	Comb	As	C.S M=cte	C.S N=cte
			[kN.m/m]	[kN/m]	[-]	[-]	[-]	[-]
Copertura	S1	top	-	-	-	5φ26	-	-
		bottom	1393.50	0.00	NLSTR132	10φ26 + 10φ26	3.02	3.02
	S2	top	-	-	-	5φ26	-	-
		bottom	-1263.36	0.00	NLSTR126	10φ26 + 10φ26	3.33	3.33
	S3	top	404.46	0.00	NLSTR60	10φ26	5.60	5.60
		bottom	-961.58	0.00	NLSLV53	10φ26 + 10φ26	4.46	4.46
Piedritto a Monte	S4	esterno	631.15	-583.96	NLSTR63	10φ26	4.01	3.53
		interno	-1005.36	-125.40	NLSLV53	5φ26	1.20	1.13
	S5	esterno	457.74	-753.42	NLSTR76	10φ26	5.72	4.87
		interno	-569.13	-245.51	NLSLV54	5φ26	2.23	2.00
	S6	esterno	2360.82	-407.73	NLSLV26	10φ26 + 5φ20	1.29	1.21
		interno	-	-	-	5φ26	-	-
Fondazione	S7	bottom	2952.21	0.00	NLSLV26	10φ26 + 5φ20	1.33	1.33
		top	-	-	-	5φ26	-	-
	S8	bottom	1583.10	0.00	NLSLV30	10φ26	1.94	1.94
		top	-899.68	0.00	NLSTR136	5φ26	1.73	1.73
	S9	bottom	-	-	-	5φ26	-	-
		top	-1973.04	0.00	NLSTR136	10φ26 + 5φ20	1.99	1.99
	S10	bottom	-	-	-	5φ26	-	-
		top	-2152.31	0.00	NLSTR195	10φ26 + 5φ20	1.83	1.83
	S11	bottom	-	-	-	5φ26	-	-
		top	-1853.65	0.00	NLSLV30	10φ26 + 5φ20	2.12	2.12
Piedritto a Valle	S12	esterno	277.00	-770.76	NLSLV8	5φ26	5.58	4.11
		interno	-1869.93	-1042.97	NLSLV78	10φ26	1.48	1.19
	S13	esterno	817.40	-1156.91	NLSTR20	5φ26	2.13	1.39
		interno	-	-	-	5φ26	-	-
	S14	esterno	2230.67	-822.96	NLSLV3	10φ26 + 5φ20	1.45	1.28
		interno	-	-	-	5φ26	-	-
Copertura	S15	top	1372.74	0.00	NLSLV6	10φ26	1.63	1.63
		bottom	-	-	-	10φ26	-	-
	S16	top	324.71	0.00	NLSLV6	5φ26	3.50	3.50
		bottom	-922.21	0.00	NLSTR188	10φ26	2.42	2.42

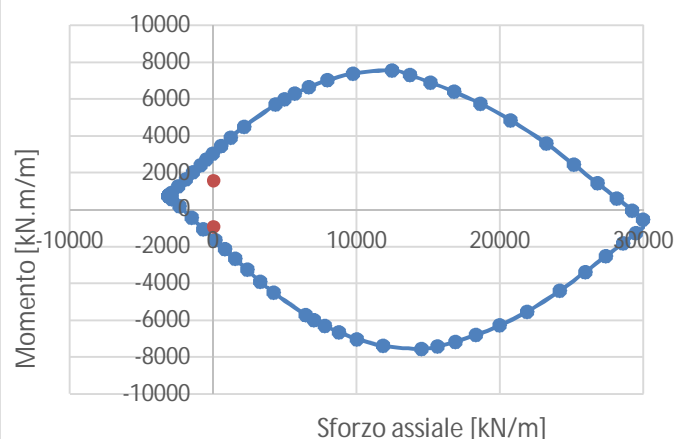
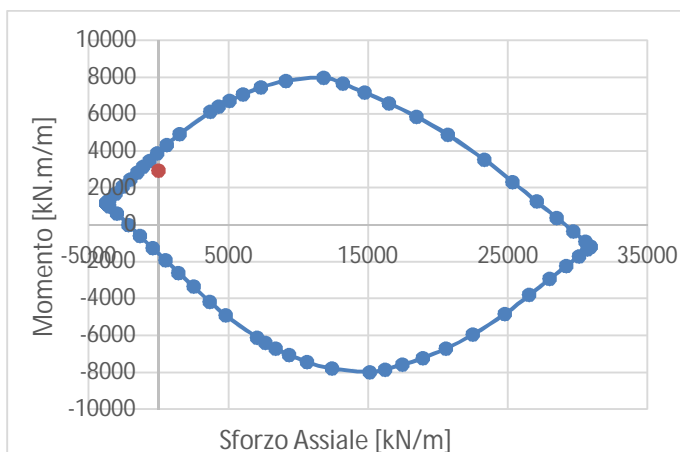


Figura 37. Dominio M, N – Sezione S7 e S8 - Galleria GA27.

Doc. N.

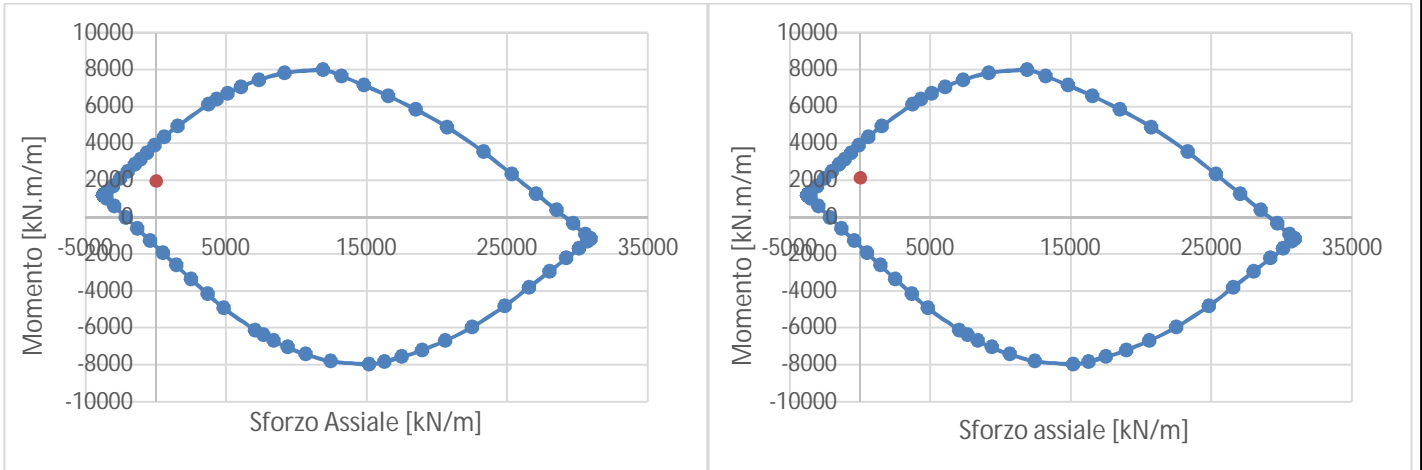
Progetto  
INOR

Lotto  
12

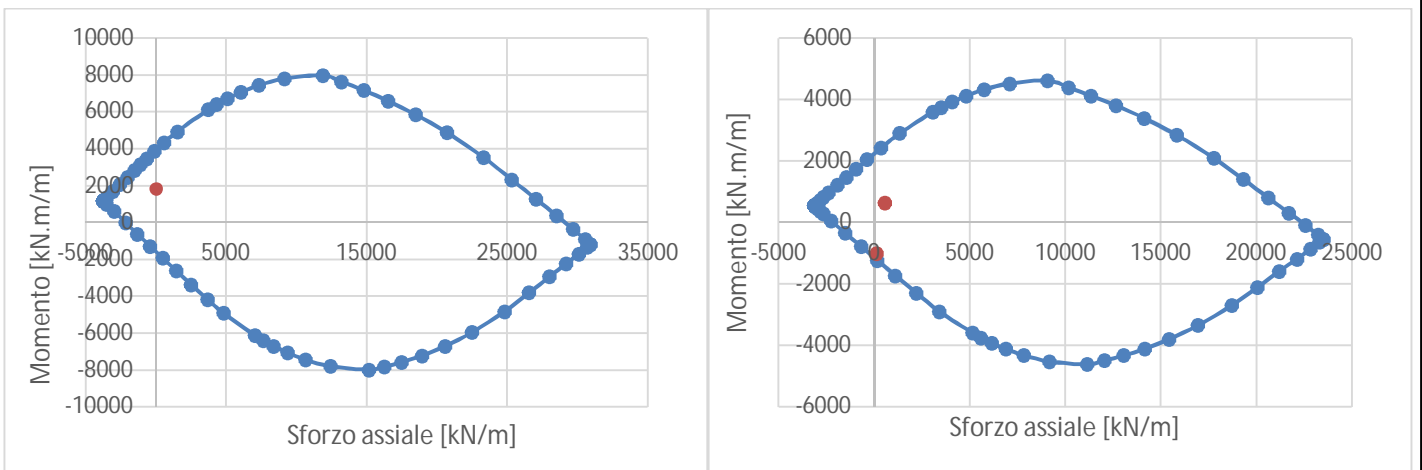
Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

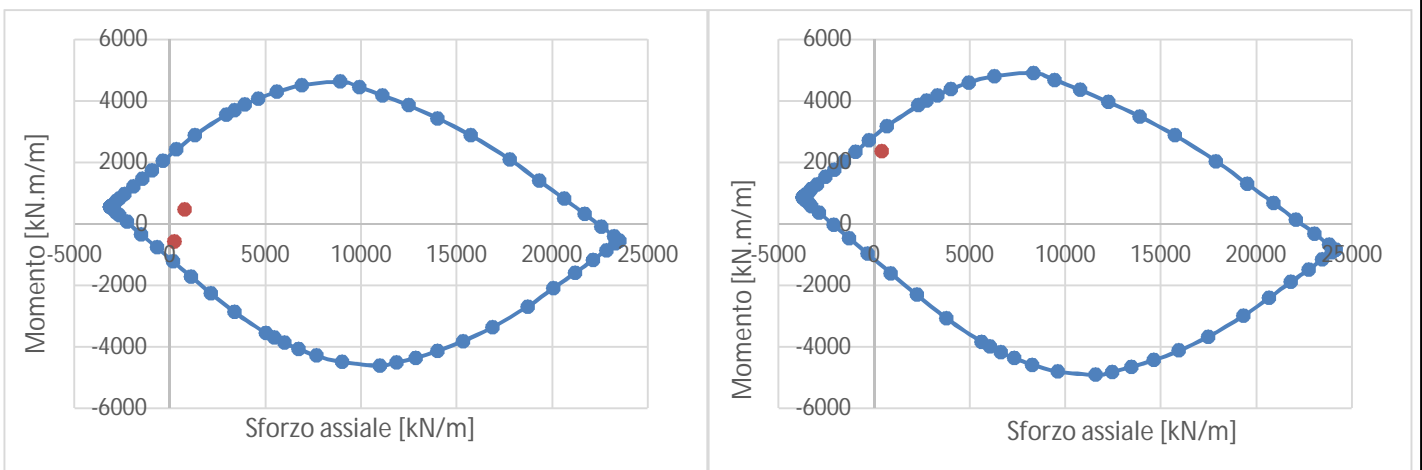
Foglio  
67 di 122



**Figura 38.** Dominio M, N – Sezione S9 e S10 - Galleria GA27.



**Figura 39.** Dominio M, N – Sezione S11 e S4 - Galleria GA27.



**Figura 40.** Dominio M, N – Sezione S5 e S6 - Galleria GA27.

Doc. N.

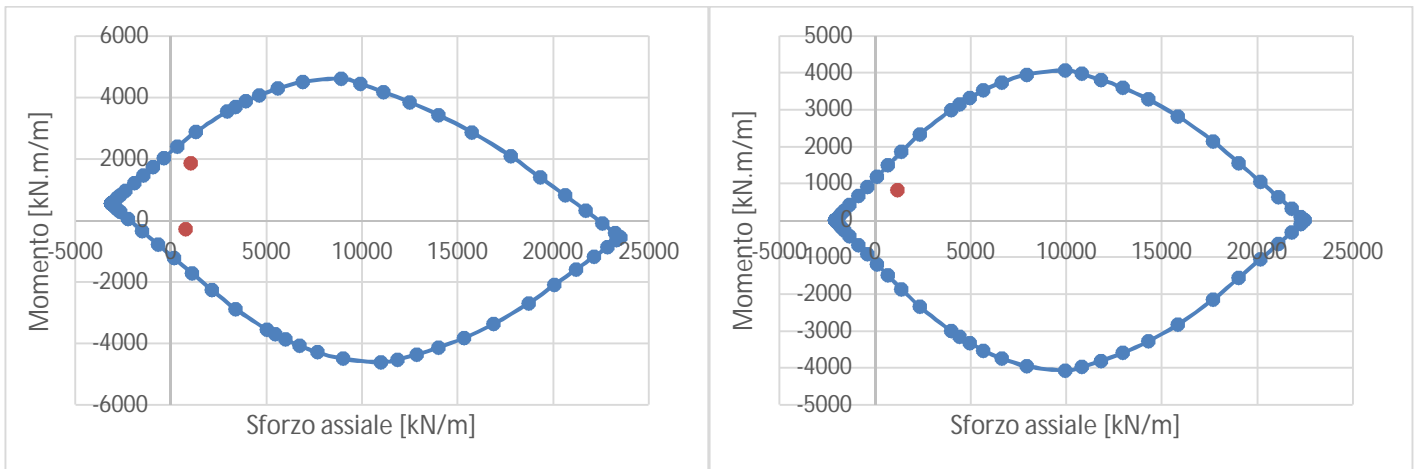
Progetto  
INOR

Lotto  
12

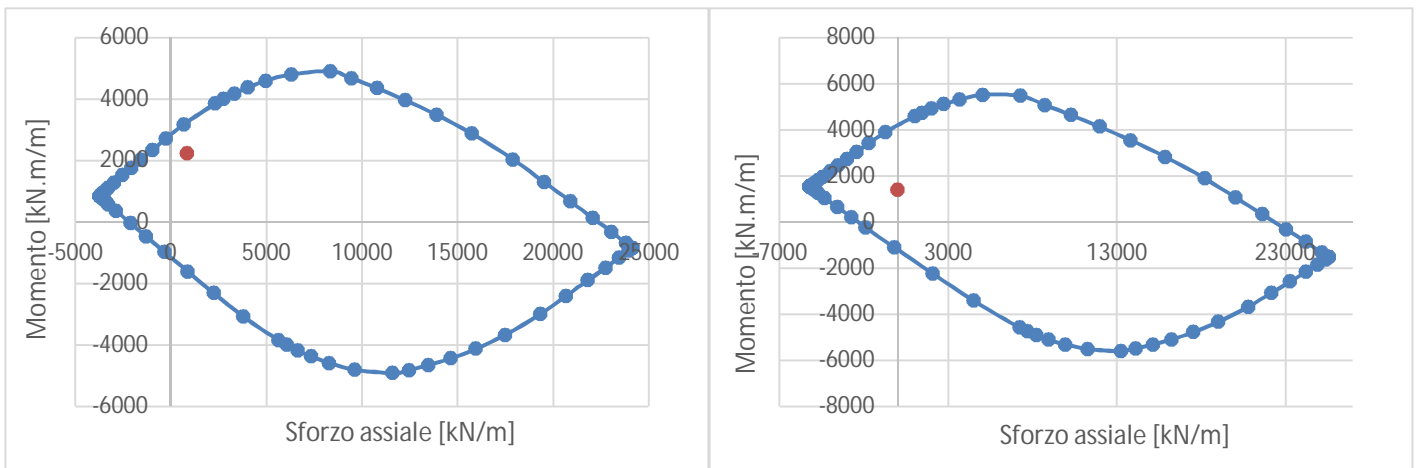
Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001

Rev.  
B

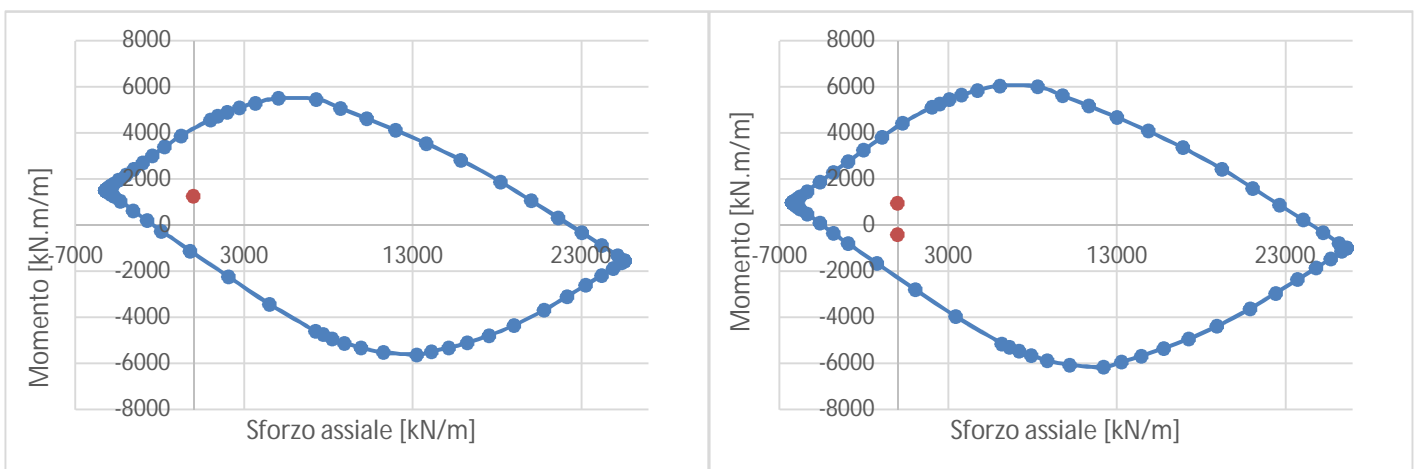
Foglio  
68 di 122



**Figura 41.** Dominio M, N – Sezione S12 e S13 - Galleria GA27.



**Figura 42.** Dominio M, N – Sezione S14 e S1 - Galleria GA27.



**Figura 43.** Dominio M, N – Sezione S2 e S3 - Galleria GA27.

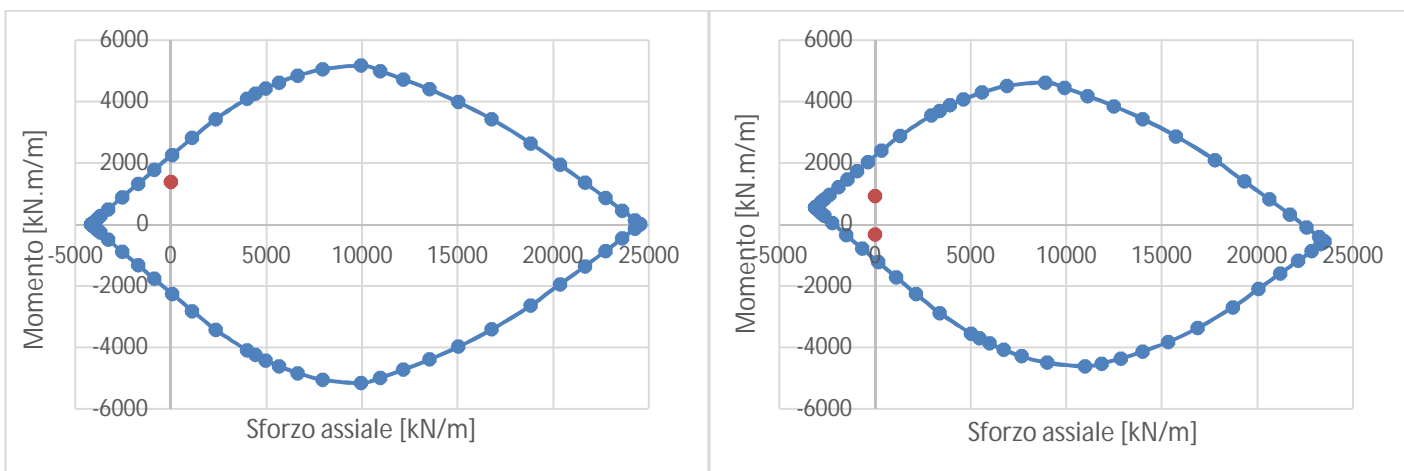


Figura 44. Dominio M, N – Sezione S15 e S16 - Galleria GA27.

In merito al secondo strato di armatura inferiore della soletta di copertura, si precisa che è determinante il dimensionamento per soddisfare la verifica di resistenza al fuoco in presenza di spalling, per cui si rimanda alla relazione specifica.

### 8.5.3. Verifiche SLU a taglio galleria GA27

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 13. Verifiche allo SLU a taglio – Sezioni non armate – Galleria GA27.

Sezione		S <sub>A</sub>	S <sub>B</sub>	S <sub>C</sub>	S <sub>D</sub>	
H	[mm]	1200	1200	1200	1600	Altezza della sezione
d	[mm]	1127	1127	1127	1527	Altezza utile della sezione
b <sub>w</sub>	[mm]	1000	1000	1000	1000	Larghezza della sezione
k	[-]	1.42	1.42	1.42	1.36	Vedi NTC08
v <sub>min</sub>	[-]	0.33	0.33	0.33	0.31	VEDI NTC08
A <sub>sl</sub>	[-]	10φ26	10φ26	5φ26	10φ26 + 5φ20	Armatura di flessione a trazione
	[mm <sup>2</sup> ]	5309.29	5309.29	2654.65	6880.09	
ρ	[-]	0.0047	0.0047	0.0024	0.0045	Rapporto di armatura
σ <sub>cp</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	Sforzo normale a compressione
V <sub>Rdmin</sub>	[kN/m]	370.38	370.38	370.38	470.73	Resistenza minima della sezione a taglio
V <sub>RdMax</sub>	[kN/m]	468.36	468.36	371.74	599.12	Resistenza massima della sezione a taglio
V <sub>Rd</sub>	[kN/m]	468.36	468.36	371.74	599.12	Resistenza di progetto a Taglio
V <sub>SLU, SOLL</sub>	[kN/m]	395.86	116.10	838.87	909.93	Sollecitazione a Taglio
C.S	[-]	<b>1.18</b>	<b>4.03</b>	<b>0.44</b>	<b>0.66</b>	Coefficiente di sicurezza

Sezione		S <sub>E</sub>	S <sub>F</sub>	S <sub>G</sub>	S <sub>H</sub>	
H	[mm]	1600	1200	1200	1200	Altezza della sezione
d	[mm]	1501	1127	1127	1127	Altezza utile della sezione
b <sub>w</sub>	[mm]	1000	1000	1000	1000	Larghezza della sezione
k	[-]	1.37	1.42	1.42	1.42	Vedi NTC08
v <sub>min</sub>	[-]	0.31	0.33	0.33	0.33	VEDI NTC08
A <sub>sl</sub>	[-]	10φ26 + 5φ20	10φ26	5φ26	10φ26	Armatura di flessione a trazione
	[mm <sup>2</sup> ]	6880.09	5309.29	2654.65	2654.65	
ρ	[-]	0.0046	0.0047	0.0024	0.0024	Rapporto di armatura
σ <sub>cp</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	Sforzo normale a compressione
V <sub>Rdmin</sub>	[kN/m]	464.30	370.38	370.38	370.38	Resistenza minima della sezione a taglio

$V_{RdMax}$	[kN/m]	593.65	468.36	371.74	371.74	Resistenza massima della sezione a taglio
$V_{Rd}$	[kN/m]	593.65	468.36	371.74	371.74	Resistenza di progetto a Taglio
$V_{SLU, SOLL}$	[kN/m]	655.21	511.21	460.28	533.01	Sollecitazione a Taglio
C.S	[-]	<b>0.91</b>	<b>0.92</b>	<b>0.81</b>	<b>0.70</b>	Coefficiente di sicurezza

La verifica a taglio viene soddisfatta nella sezione  $S_A$  e  $S_B$ . Non ostante in queste sezioni viene disposta una opportuna armatura a spilli  $\Phi 12@20x40$ . Le altre sezioni vengono armate a taglio e verificate. Nei piedritti viene disposta un'armatura  $\Phi 12@20x40$  rispettando quanto descritto al paragrafo 7.4.6.2.4 della NTC08.

**Tabella 14.** Verifiche allo SLU a taglio – Sezioni armate – Galleria GA27.

		$S_A$	$S_B$	$S_C$	$S_D$	
H	[mm]	1200	1200	1200	1600	Altezza di sezione
d	[mm]	1127	1101	1127	1501	Altezza utile di sezione
z	[mm]	1014.3	990.9	1014.3	1350.9	Leva
$b_w$	[mm]	1000	1000	1000	1000	Larghezza sezione
$\Phi$	[-]	12	12	12	16	Diametro spilli
Bracci	[-]	2.5	2.5	2.5	2.5	Numero di bracci
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	282.74	282.74	282.74	502.65	Area dello spillo
s	[mm]	200	200	200	400	Spazio fra spilli
$\sin^2(\theta)$	[rad]	0.064	0.0636	0.0636	0.0565	Vedi NTC08
$\cot(\theta)$	[rad]	2.50	2.50	2.50	2.50	Vedi NTC08
$V_{Rsd}$	[kN/m]	1402.76	1370.40	1402.76	1660.69	Resistenza taglio lato acciaio
$V_{Rcd}$	[kN/m]	3043.31	2973.10	3043.31	4053.24	Resistenza taglio lato calcestruzzo
$\rho_{min,EC2}$	[-]	-	-	0.000985	0.000985	Rapporto armatura minimo da EC2
$A_{sw,min,EC2}$	[mm <sup>2</sup> /m]	-	-	985.18	985.18	Armatura minima da EC2
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> /m]	-	-	1413.72	1256.64	Armatura proposta
$A_{sw} > A_{sw,min,EC2}$	[-]	-	-	OK	OK	Check minimo armatura
$V_{Rd}$	[kN/m]	1402.76	1370.40	1402.76	1660.69	Resistenza a taglio sezione
$V_{SLU}$	[kN/m]	395.86	116.09	838.87	909.93	Taglio Sollecitante
C.S	[-]	3.54	11.80	1.67	1.83	Coefficiente di sicurezza

		$S_E$	$S_F$	$S_G$	$S_H$	
H	[mm]	1600	1200	1200	1200	Altezza di sezione
d	[mm]	1501	1127	1127	1127	Altezza utile di sezione
z	[mm]	1350.9	1014.3	1014.3	1014.3	Leva
$b_w$	[mm]	1000	1000	1000	1000	Larghezza sezione
$\Phi$	[-]	16	12	12	12	Diametro spilli
Bracci	[-]	2.5	2.5	2.5	2.5	Numero di bracci
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	502.65	282.74	282.74	282.74	Area dello spillo
s	[mm]	400	200	200	200	Spazio fra spilli
$\sin^2(\theta)$	[rad]	0.0565	0.0636	0.0636	0.0636	Vedi NTC08
$\cot(\theta)$	[rad]	2.50	2.50	2.50	2.50	Vedi NTC08
$V_{Rsd}$	[kN/m]	1660.69	1402.76	1402.76	1402.76	Resistenza taglio lato acciaio
$V_{Rcd}$	[kN/m]	4053.24	3043.31	3043.31	3043.31	Resistenza taglio lato calcestruzzo
$\rho_{min,EC2}$	[-]	0.000985	0.000985	0.000985	0.000985	Rapporto armatura minimo da EC2
$A_{sw,min,EC2}$	[mm <sup>2</sup> /m]	985.18	985.18	985.18	985.18	Armatura minima da EC2
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> /m]	1256.64	1413.72	1413.72	1413.72	Armatura proposta
$A_{sw} > A_{sw,min,EC2}$	[-]	OK	OK	OK	OK	Check minimo armatura
$V_{Rd}$	[kN/m]	1660.69	1402.76	1402.76	1402.76	Resistenza a taglio sezione
$V_{SLU}$	[kN/m]	655.21	511.209	460.2836	533.01	Taglio Sollecitante
C.S	[-]	2.53	2.74	3.05	2.63	Coefficiente di sicurezza

**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:

In fondazione, piedritti e soletta di copertura:

- per combinazione di carico caratteristica (RARA)  $\sigma_{c,max} = 16.89 \text{ MPa};$
- 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 15.** Limiti di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	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>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	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 galleria GA27**

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.

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
72 di 122

Elemento	Sezione	h	b	c <sub>d</sub>
		[cm]	[cm]	[cm]
Copertura	S1	120	100	4
	S2	120	100	4
	S3	120	100	4
	S15	120	100	4
	S16	120	100	4
Piedritto a monte	S4	120	100	4
	S5	120	100	4
	S6	120	100	4
Fondazione	S7	160	100	4
	S8	160	100	4
	S9	160	100	4
	S10	160	100	4
	S11	160	100	4
Piedritto a valle	S12	120	100	4
	S13	120	100	4
	S14	120	100	4

Tabella 17. Verifiche allo SLE – Combinazione RARA – Galleria GA27.

Elemento	Sezione	Lembo	M	Ncon	Comb	As	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	x	w	w <sub>lim</sub>
			[kN.m/m]	[kN/m]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]
Copertura	S1	top	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
		bottom	-965.20	0.00	NLRARA90	10φ26+10φ26	-4.017	97.55	430.3	0.099	0.20
	S2	top	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
		bottom	-881.83	0.00	NLRARA84	10φ26+10φ26	-3.67	89.12	430.3	0.091	0.20
	S3	top	153.22	0.00	NLRARA41	10φ26	-0.6123	27.93	278.9	0.028	0.20
		bottom	-428.67	0.00	NLRARA101	10φ26+10φ26	-1.62	42.7	408.7	0.043	0.20
Piedritto a monte	S4	Esterno	290.82	-387.92	NLRARA44	10φ26	-1.65	24.89	561.70	0.03	0.20
		interno	-337.03	-270.11	NLRARA101	5φ26	-2.05	74.08	330.80	0.11	0.20
	S5	Esterno	201.67	-513.22	NLRARA53	10φ26	-1.20	6.23	837.40	0.01	0.20
		interno	-225.98	-394.94	NLRARA75	5φ26	-1.31	20.56	550.00	0.03	0.20
	S6	Esterno	1328.17	-618.41	NLRARA49	10φ26 + 5φ20	-6.64	156.10	439.10	0.18	0.20
		interno	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
Fondazione	S7	bottom	1402.20	0.00	NLRARA65	10φ26 + 5φ20	-4.01	148.60	439.60	0.17	0.20
		top	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
	S8	bottom	130.13	0.00	NLRARA39	10φ26	0.40	17.45	393.40	0.03	0.20
		top	-338.64	0.00	NLRARA91	5φ26	-1.23	88.18	264.90	0.11	0.20
	S9	bottom	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
		top	-1265.73	0.00	NLRARA91	10φ26 + 5φ20	-3.62	134.10	439.60	0.15	0.20
	S10	bottom	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
		top	-1489.91	0.00	NLRARA122	10φ26 + 5φ20	-4.26	157.90	439.60	0.19	0.20
S11	bottom	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-	
	top	-736.28	0.00	NLRARA62	10φ26 + 5φ20	-2.10	78.02	439.60	0.08	0.20	
Piedritto a valle	S12	Esterno	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
		interno	-475.54	-861.57	NLRARA113	10φ26	-2.74	28.27	667.60	0.03	0.20
	S13	Esterno	543.58	-841.66	NLRARA16	5φ26	-3.56	66.11	503.50	0.10	0.20
		interno	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
	S14	Esterno	1371.70	-737.75	NLRARA23	10φ26 + 5φ20	-6.92	155.40	451.40	0.18	0.20
		interno	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
Copertura	S15	top	733.72	0.00	NLRARA23	10φ26	-3.32	133.80	306.00	0.15	0.20
		bottom	-	-	-	10φ26	-	-	-	-	-
	S16	top	-	-	-	5φ26	-	-	-	-	-
		bottom	-571.42	0.00	NLRARA127	10φ26	-2.87	105.10	327.30	0.11	0.20

Tabella 18. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S7 Bottom e S8 Bottom – Galleria GA27.





El. Comb.	[-]	S7 Bott. RARA	S8 Bott. RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	148.6	24.2	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	100	100	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1600	1600	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1527	1527	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	439.6	393.4	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm <sup>2</sup> ]	182500	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0291	0.0291	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000479	0.000069	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	356	356	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.171	0.025	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

**Tabella 19.** Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S8 Top e S9 Top - Galleria GA27.

El. Comb.	[-]	S8 Top RARA	S9 Top RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	75.3	134.1	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	2655	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	200	100	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1600	1600	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1527	1527	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	264.9	439.6	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm <sup>2</sup> ]	182500	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0145	0.0291	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione

$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000215	0.000410	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$S_{r,max}$	[mm]	508	356	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.109	0.146	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

**Tabella 20.** Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S10 Top e S11 Top - Galleria GA27.

El.	[-]	S10 TOP	S11 TOP	
Comb.	[-]	RARA	RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	157.9	78.0	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	100	100	Passi medio tra le barre di armatura
$S_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1600	1600	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1527	1527	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	439.6	439.6	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,eff}$	[mm]	182500	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0291	0.0291	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000524	0.000223	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$S_{r,max}$	[mm]	356	356	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.186	0.079	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

**Tabella 21.** Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S4 Est. e S4 Int - Galleria GA27.

El.	[-]	S4 Est.	S4 Int.	
Comb.	[-]	RARA	RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24.9	74.1	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	2655	Armatura dell'armatura tesa



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
75 di 122

$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	100	200	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1200	1200	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1127	1127	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	561.7	330.8	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	182500	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0291	0.0145	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000059	0.000211	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	356	508	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.025	0.107	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

Tabella 22. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S5 Est. e S5 Int - Galleria GA27.

El.	[-]	S5 EST.	S5 Int.	
Comb.	[-]	RARA	RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	6.2	20.6	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	2655	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	10	200	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1200	1200	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1127	1127	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	837.4	550	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	121	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	120867	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0439	0.0145	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000018	0.000059	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	305	508	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.005	0.030	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

**Tabella 23.** Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S6 Est. e S12 Int. - Galleria GA27.

El. Comb.	[-] [-]	S6 Est. RARA	S12 Int. RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	156.1	28.3	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	100	100	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1200	1200	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1127	1127	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	439.1	667.6	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	177	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	182500	177467	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0291	0.0299	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000515	0.000081	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	356	352	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.183	0.028	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

**Tabella 24.** Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S13 Est. e S14 Est. - Galleria GA27.

El. Comb.	[-] [-]	S13 Est. RARA	S14 Est. RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	66.1	155.4	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	2655	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	200	100	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1200	1200	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1127	1127	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	503.5	451.4	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	182500	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0145	0.0291	Rapporto geometrico di armatura



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
77 di 122

$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000189	0.000512	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	508	356	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.096	0.182	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

Tabella 25. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S1 Bottom e S2 Bottom - Galleria GA27.

El.	[-]	S1 Bott.	S2 Bott.	
Comb.	[-]	RARA	RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	97.6	89.1	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	100	100	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1200	1200	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1127	1127	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	430.3	430.3	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	182500	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0291	0.0291	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000279	0.000255	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	356	356	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.099	0.091	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

Tabella 26. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S3 Top e S3 Bottom - Galleria GA27.

El.	[-]	S3 Top	S3 Bott.	
Comb.	[-]	RARA	RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
78 di 122

$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	27.9	42.7	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	10	100	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1200	1200	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1127	1127	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	278.9	408.7	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm <sup>2</sup> ]	182500	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0291	0.0291	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000080	0.000122	Deformazione media di progetto
$k_1$	[-]	0.800	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
$k_2$	[-]	0.500	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
$k_3$	[-]	3.400	3.400	Coeff. Circ. n°618
$k_4$	[-]	0.425	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	356	356	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.028	0.043	Apertura delle fessure
$w_{max}$	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
		OK	OK	Verifica

Tabella 27. Verifiche a fessurazione – Combinazione RARA – S15 Top - Galleria GA27.

El.	[-]	S15 Top	
Comb.	[-]	RARA	
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	Resistenza a trazione
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	Modulo elastico CLS
$N_{sd}$	[kN]	-	Azione assiale di progetto (SLE)
$M_{sd}$	[kNm]	-	Momento flettente di progetto (SLE)
$\phi$	[mm]	26	Diametro barre di armatura tesa
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	133.8	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5309	Armatura dell'armatura tesa
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
$s$	[mm]	100	Passi medio tra le barre di armatura
$s_{max}$	[mm]	365	Spaziatura massima barre di armatura
$c$	[mm]	60	Copriferro delle barre di armatura
$b$	[mm]	1000	Larghezza sezione
$h$	[mm]	1200	Altezza della sezione reagente
$d$	[mm]	1127	Altezza utile della sezione reagente
$x$	[mm]	306	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm <sup>2</sup> ]	182500	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0291	Rapporto geometrico di armatura
$\alpha_e$	[-]	6.36	Coefficiente di omogeneizzazione
$k_t$	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000409	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]	356	Distanza massima tra le fessure
$w_k$	[mm]	0.146	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 galleria GA27

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 28.** Verifica minimi armatura a pressoflessione. Galleria GA27.

Elem.	Piano	Sezione	B [mm]	H [mm]	d [mm]	A <sub>f</sub> [-]	A <sub>f</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min1</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min2</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Check
Copertura	S1	top	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
		bottom	1000	1200	1101	10φ26 + 10φ26	10618.58	1871.50	1431.30	1871.50	si
	S2	top	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
		bottom	1000	1200	1127	10φ26 + 10φ26	10618.58	1915.69	1465.10	1915.69	si
	S3	top	1000	1200	1127	10φ26	5309.29	1915.69	1465.10	1915.69	si
		bottom	1000	1200	1127	10φ26 + 10φ26	10618.58	1915.69	1465.10	1915.69	si
P. Sinistro	S4	esterno	1000	1200	1101	10φ26	5309.29	1871.50	1431.30	1871.50	si
		interno	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
	S5	esterno	1000	1200	1127	10φ26	5309.29	1915.69	1465.10	1915.69	si
		interno	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
	S6	esterno	1000	1200	1101	10φ26 + 5φ20	6880.09	1871.50	1431.30	1871.50	si
		interno	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
Fondazione	S7	bottom	1000	1600	1501	10φ26 + 5φ20	6880.09	2551.42	1951.30	2551.42	si

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto IN0R	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 001	Rev. B	Foglio 80 di 122
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

		top	1000	1600	1527	5φ26	2654.65	2595.62	1985.10	2595.62	si
	S8	bottom	1000	1600	1527	10φ26	5309.29	2595.62	1985.10	2595.62	si
		top	1000	1600	1527	5φ26	2654.65	2595.62	1985.10	2595.62	si
	S9	bottom	1000	1600	1527	5φ26	2654.65	2595.62	1985.10	2595.62	si
		top	1000	1600	1501	10φ26 + 5φ20	6880.09	2551.42	1951.30	2551.42	si
	S10	bottom	1000	1600	1527	5φ26	2654.65	2595.62	1985.10	2595.62	si
		top	1000	1600	1501	10φ26 + 5φ20	6880.09	2551.42	1951.30	2551.42	si
	S11	bottom	1000	1600	1527	5φ26	2654.65	2595.62	1985.10	2595.62	si
		top	1000	1600	1501	10φ26 + 5φ20	6880.09	2551.42	1951.30	2551.42	si
	S12	esterno	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
		interno	1000	1200	1127	10φ26	5309.29	1915.69	1465.10	1915.69	si
P. Destro	S13	esterno	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
		interno	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
	S14	esterno	1000	1200	1101	10φ26 + 5φ20	6880.09	1871.50	1431.30	1871.50	si
		interno	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
	S15	top	1000	1200	1127	10φ26	5309.29	1915.69	1465.10	1915.69	si
Coperuta		bottom	1000	1200	1127	10φ26	5309.29	1915.69	1465.10	1915.69	si
	S16	top	1000	1200	1127	5φ26	2654.65	1915.69	1465.10	1915.69	si
		bottom	1000	1200	1127	10φ26	5309.29	1915.69	1465.10	1915.69	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 i paragrafi 9.3.1.1 e 9.6.3 che specificano i seguenti minimi di armatura. Per i muri:

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

dove,

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

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

$$A_{so,2} = 0.001 bh$$

h

altezza sezione;

b

larghezza media sezione;

$A_f$

armatura di forza trasversale a trazione;

$A_f'$

armatura di forza trasversale a compressione.

Per le solette di copertura e fondazione:

$$A_{so} \geq 0.2 A_f$$

**8.8.2. Verifiche armatura minima orizzontale galleria GA27**

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 29.** Verifica minimi di armatura orizzontale. Galleria GA27.

Elem.	Piano	Sezione	B [mm]	H [mm]	$A_f$ [-]	$A_{somin}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{so}$ [mm <sup>2</sup> ]	Check $A_{shmin}$	
Copertura	S1	top bottom	1000	1200	5φ26 10φ26 + 10φ26	13273.2 3	2654.6 5	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S2	top bottom	1000	1200	5φ26 10φ26 + 10φ26	13273.2 3	2654.6 5	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S3	top bottom	1000	1200	10φ26 10φ26 + 10φ26	15927.8 7	3185.5 7	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
P. Sinistro	S4	esterno interno	1000	1200	10φ26 5φ26	7963.94	1990.9 8	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S5	esterno interno	1000	1200	10φ26 5φ26	7963.94	1990.9 8	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S6	esterno interno	1000	1200	10φ26 + 5φ20 5φ26	9534.73	2383.6 8	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
Fondazione	S7	bottom top	1000	1600	10φ26 + 5φ20 5φ26	9534.73	1906.9 5	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S8	bottom top	1000	1600	10φ26 5φ26	7963.94	1592.7 9	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S9	bottom top	1000	1600	5φ26 10φ26 + 5φ20	9534.73	1906.9 5	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S10	bottom top	1000	1600	5φ26 10φ26 + 5φ20	9534.73	1906.9 5	(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si
	S11	bottom	1000	1600	5φ26	9534.73		(5+5)φ20 + 2.5φ16 3644.25	si

				10φ26 + 5φ20	1906.9				
		top		5					
P. Destro	S12	esterno	1000 1200	5φ26	7963.94	1990.9	(5+5)φ20 + 2.5φ16	3644.25	si
		interno		10φ26		8			
	S13	esterno	1000 1200	5φ26	5309.29	1327.3	(5+5)φ20 + 2.5φ16	3644.25	si
		interno		5φ26		2			
Copertura	S14	esterno	1000 1200	10φ26 + 5φ20	9534.73	2383.6	(5+5)φ20 + 2.5φ16	3644.25	si
		interno		5φ26		8			
	S15	top	1000 1200	10φ26	10618.5	2123.7	(5+5)φ20 + 2.5φ16	3644.25	si
		bottom		10φ26	8	2			
	S16	top	1000 1200	5φ26	7963.94	1592.7	(5+5)φ20 + 2.5φ16	3644.25	si
		bottom		10φ26		9			

## 8.9. VERIFICHE DENTE

A monte in fondazione si aggiunge un dente aventi 1.6 m di profondità e 1.6 m di larghezza. Questo elemento previene lo scorrimento della galleria dovuto alla spinta del terreno a fianco. La verifica di questo elemento viene fatta attraverso il metodo tirante-puntone e le specificazioni trovate nel EC2. La condizione più gravosa risulta quella sismica dove la forza tagliante nella interfaccia dente-fondazione è massima. In particolare:

**Tabella 30.** Taglio sollecitante sul dente. Galleria GA27.

Comb	Taglio $V_{Ed}$	Sforzo Ass. $N_{Ed}$
[-]	[kN/m]	[kN/m]
NLSLV1	-1716.59	-315.77

### 8.9.1. Verifiche a taglio del dente

Secondo il paragrafo 6.2.5 del EC2 si verifica la resistenza a taglio nella interfaccia fra il dente e l'intradosso della fondazione data la condizione di getto a tempi diversi. A modo cautelativo viene trascurato lo sforzo assiale presente nella interfaccia.

**Tabella 31.** Verifica a taglio a tempi diversi di getto. Galleria GA27.

$\gamma_c$	[-]	1.5	Coefficiente di progetto del C.A.
$\gamma_s$	[-]	1.15	Coefficiente di progetto dell'acciaio
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	Resistenza cubica a compressione del calcestruzzo
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71	Resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	Resistenza media a trazione del calcestruzzo
$f_{ctk,0.05}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.06	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.37	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	17.40	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450.00	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391.30	Resistenza a trazione di progetto dell'acciaio
$\phi_{long}$	[mm]	26	Diametro armatura a flessione a tensione del traliccio
$b_i$	[mm]	1000	Larghezza sezione
$h_i$	[mm]	1600	Altezza sezione
$d_i$	[mm]	1527	Altezza utile sezione
$z_i$	[mm]	1374.3	Braccio di azione
$\beta$	[-]	1.00	Rapporto fra forze di compressione longitudinale
$c$	[-]	0.45	Coefficiente di rugosità
$\mu$	[-]	0.7	Coefficiente di rugosità
$v$	[-]	0.5	Vedi National annex
$\alpha$	[°]	90	Angolo fra l'interfaccia e l'armatura
$A_{si,f}$	[-]	3 x φ 26/20	Armatura totale longitudinale in interfaccia

	[mm <sup>2</sup> ]	7963.94	
$A_{sist}$	[-]	3 x $\phi$ 22 @ 40	Armatura totale a taglio in interfaccia
	[mm <sup>2</sup> ]	2851.00	
$A_i$	[mm <sup>2</sup> ]	1600000	Area della unione
$\rho$	[-]	0.0068	Rapporto $A_s/A_i$
$N_{Ed}$	[kN/m]	0	Sollecitazione sforzo assiale
$\sigma_n$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	Sforzo assiale in interfaccia
$v_{rdi,1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.47	Vedi EC2 6.2.5
$v_{rdi,2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4.35	Vedi EC2 6.2.5
$v_{rdi}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.47	sforzo a taglio resistente di progetto
$V_{Ed}$	[kN/m]	1716.59	Sollecitazione a taglio
$v_{Edi}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.25	Sforzo a taglio di progetto
C.S	[-]	1.98	Coefficiente di sicurezza

### 8.9.2. Verifiche col metodo tirante-puntone

Di seguito si illustra il traliccio considerato. A modo cautelativo la forza di taglio attuale si ha considerato sotto la metà della profondità del dente per avere una maggior sollecitazione sul tirante proposto. A continuazione, si verifica l'armatura del tirante e la resistenza del nodo a compressione.

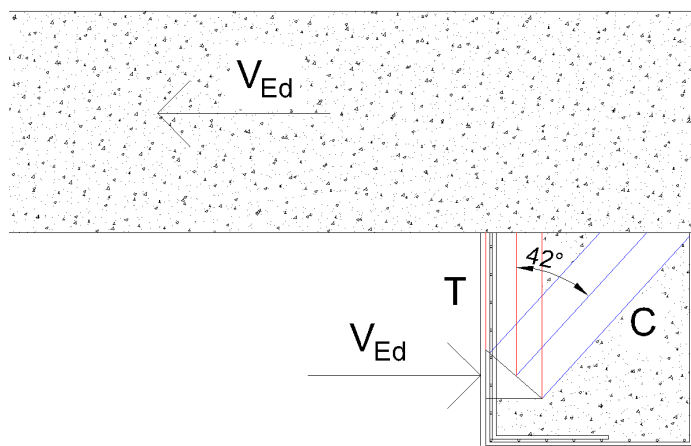


Figura 45. Modello tirante, puntone - Galleria GA27.

Tabella 32. Verifica dei tiranti e del nodo. Galleria GA27.

$\gamma_c$	[-]	1.5	Coefficiente di progetto del C.A.
$\gamma_s$	[-]	1.15	Coefficiente di progetto dell'acciaio
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	Resistenza cubica a compressione del calcestruzzo
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71	Resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	Resistenza media a trazione del calcestruzzo
$f_{ctk,0.05}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.06	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.37	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	17.40	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450.00	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391.30	Resistenza a trazione di progetto dell'acciaio
$\nu$	[-]	0.5	Vedi National annex
$k_2$	[-]	0.85	Vedi National annex
$\nu'$	[-]	0.83	Vedi National annex
$h$	[mm]	1000	Lunghezza sezione

$\theta$	[°]	42	Angolo della biella con rispetto al tirante
$A_{s,l}$	[mm <sup>2</sup> ]	$\phi 26/20 + \phi 26/20$ 5309.29	Armatura totale longitudinale nel tirante
$A_{s,t}$	[mm <sup>2</sup> ]	0 0.00	Armatura totale a taglio nel tirante
$V_{Ed}$	[kN/m]	1716.59	Sollecitazione a taglio
T	[kN/m]	1906.47	Trazione sollecitante nel tirante
C	[kN/m]	2565.40	Compressione sollecitante nel puntone
b	[mm]	491.39	Larghezza puntone
$T_{Rd}$	[kN]	2077.55	Resistenza armatura a trazione
C.S	[-]	1.10	Coefficiente sicurezza Tirante
$\sigma_{rd1,2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	5.22	Tensione a compressione nel nodo
$\sigma_{rd,MAX}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	12.28	Tensione massima ammissibile d
C.S	[-]	2.35	Coefficiente sicurezza Nodo

### 8.9.3. Minimi di armatura trasversale

Il dente può modellarsi come un elemento tipo “Corbel”, quindi vengono applicate le regole di armatura minima richiesta nell’annesso J.3 del EC2. Questo precisa un minimo di armatura extra:

$$A_{s,link} > k_2 * A_{tirante}$$

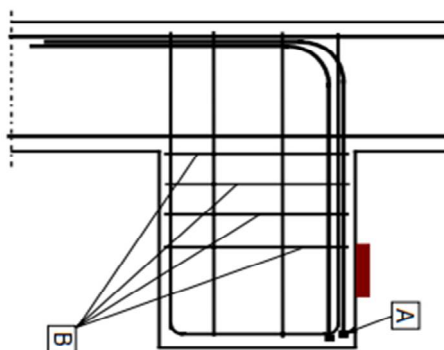


Figura 46. Armatura extra in dente - Galleria GA27.

Tabella 33. Verifica minimo armatura trasversale. Galleria GA27.

$k_2$	[-]	0.5	Coefficiente Nodo National Annex
$A_{s,main}$	[mm <sup>2</sup> ]	$\phi 26/20 + \phi 26/20$ 5309.29	Armatura del tirante a trazione
$A_{s,link}$	[mm <sup>2</sup> ]	$4 \times \phi 16/20$ 4021.24	Armatura extra richiesta
$A_{s,link} > A_{s,main}$	[-]	si	Check armatura

## 8.10. VERIFICHE ECCEZIONALE AL DERAGLIAMENTO

### 8.10.1. Premessa

Nel seguito si studia l'effetto del deragliamento del treno sul muro a valle nella galleria GA27. Questo muro risulta d'interesse poiché lungo il suo sviluppo presenta delle discontinuità in forma di finestre e non risulta bilanciato di terreno laterale capace di opporsi alla spinta prodotta del deragliamento.

### 8.10.2. Analisi e verifica a urto, muro a valle

La NTC08 al paragrafo 5.2.2.9.3 indica che al paragrafo 3.6.3.4 si prescrivono le azioni a considerare sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la ferrovia in caso di deragliamento. In particolare, si deve considerare una forza orizzontale perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari attuante a un'altezza di 1.80 m dal piano ferro. Il valore di quest'azione dipende di due fattori, la distanza "d" degli elementi verticali esposti dall'asse del binario e di una adeguata valutazione del rischio di accadimento dell'evento. In questo caso la distanza d risulta pari a 3.10 m quindi minore a 5 m, perciò la forza orizzontale attuante nel muro è di 1500 kN. A modo cautelativo questa forza viene applicata a metà altura piedritto.

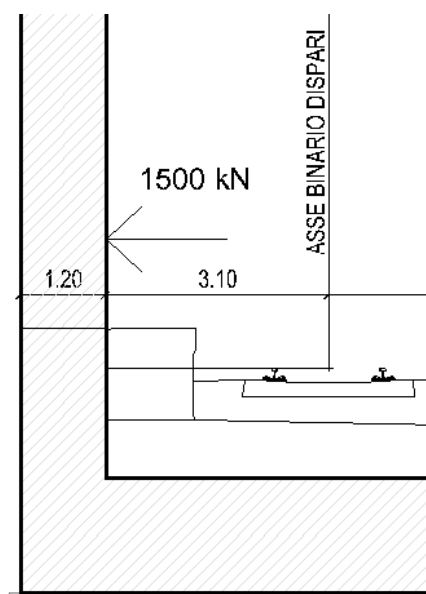


Figura 47. Forza eccezionale di deragliamento - Galleria GA27.

Come azione eccezionale l'urto per deragliamento viene combinato con le azioni permanenti attuari nel muro, secondo quanto indicato nel paragrafo 2.5.3:

- Combinazione eccezionale:

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

dove,

$G_1$   
 $G_2$

carico permanente strutturale;  
carico permanente non strutturale;

$Q_k$   
 $A_d$   
 $\gamma$   
 $\psi_{0,1,2}$ 

carico accidentale;  
 carico eccezionale di progetto;  
 coefficiente parziale;  
 fattori di combinazioni;

quindi, l'effetto del deragliamento viene verificato considerando un'unica combinazione eccezionale che ha in conto le condizioni di carico più sfavorevole per il muro a valle:

	ECC
PROPRIO	1
PERM SUP	1
SPTSX	1
RITIRO	1
URTO	1

Le azioni interne dovute alle condizioni PROPRIO, PERM SUP, SPTSX e RITIRO vengono prese dal modello di calcolo amplificandole per il rispettivo coefficiente di correzione (1/0.67) con il proposito di verificare con sezioni omogenee di larghezze unitarie. L'azione dell'urto viene modellata a modo cautelativo considerando i vincoli a incastro nel muro a valle in corrispondenza del filo in copertura e in fondazione. Il carico puntuale si considera attuante in una impronta di 0.5 m x 0.5 m diffusa fino all'asse baricentrico del muro, quindi il carico si considera attuante su un'area complessiva di 1.7 m x 1.7 m.

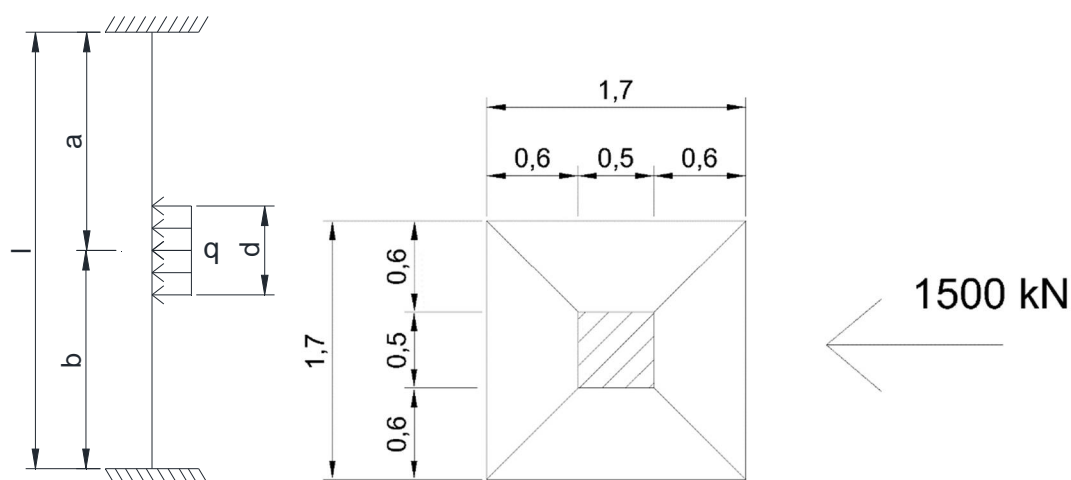


Figura 48. Modello per il carico di deragliamento - Galleria GA27.

Tabella 34. Valori input modello carico per deragliamento. Galleria GA27.

	Unità	Valore	
p	[kN]	1500.00	Carico di deragliamento
a	[m]	4.18	Applicazione carico di urto
b	[m]	4.18	Applicazione carico di urto
d	[m]	1.70	Lunghezza di diffusione
l	[m]	8.35	Lunghezza totale muro

$A_{forza}$	[m <sup>2</sup> ]	2.89	Area di diffusione
$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	519.03	Carico distribuito

I valori di progetto si presentano di seguito.

**Tabella 35.** Azioni ricavate dei modelli. Galleria GA27.

Azione [-]	Sezione [-]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	N [kN/m]
P. PROPRIO	S14	170.90	16.42	264.03
	S13	239.76	16.42	389.40
	S12	308.66	16.42	514.63
P. SUP	S14	180.51	11.64	225.82
	S13	131.85	11.64	225.82
	S12	83.19	11.64	225.82
RITIRO	S14	-51.28	0.00	0.00
	S13	8.28	0.00	0.00
	S12	67.99	0.00	0.00
SPTSX	S14	-201.75	0.00	0.00
	S13	-30.57	18.34	0.00
	S12	140.61	30.57	0.00
URTO	S14	-908.23	441.18	0.00
	S13	746.18	0.00	0.00
	S12	-908.23	441.18	0.00

**Tabella 36.** Azioni di progetto condizione eccezionale. Galleria GA27.

Comb. [-]	Sezione [-]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	N [kN/m]
ECC	S14	-809.86	469.24	489.85
	S13	1095.51	46.40	615.22
	S12	-307.78	499.80	740.45

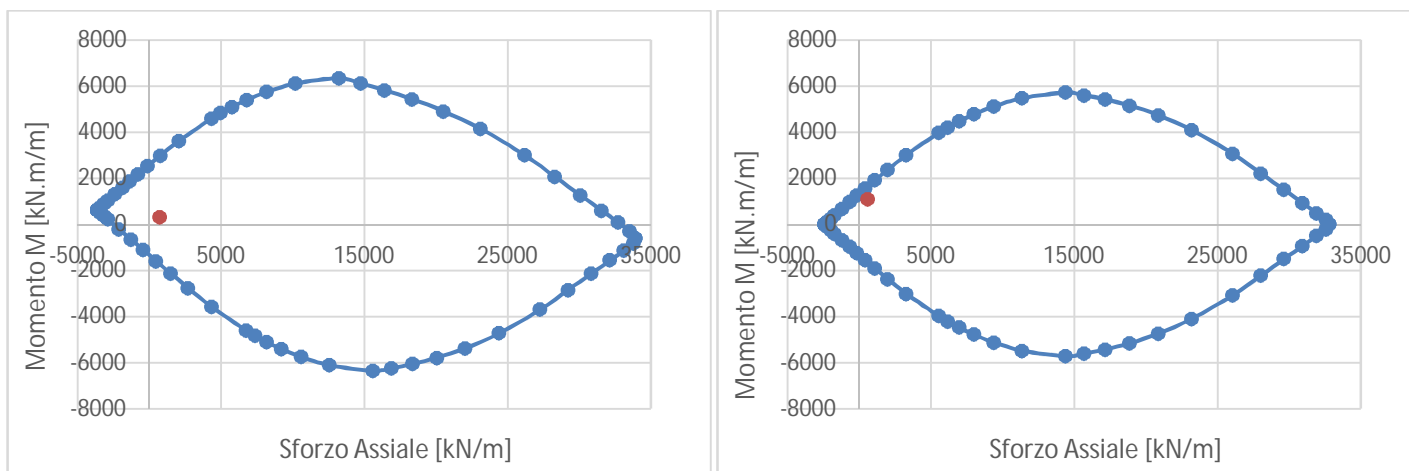
### 8.10.3. Verifiche SLU a presso-flessione del muro a valle

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche a presso-flessione.

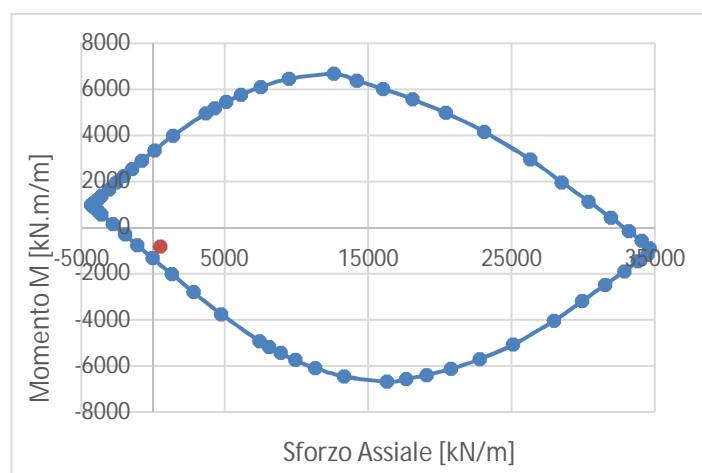
**Tabella 37.** Verifica a presso-flessione eccezionale. Galleria GA27.

Elemento	Sezione	Lembo	M	N	Comb. [-]	$A_s$	C.S M=cte	C.S N=cte
			[kN.m/m]	[kN/m]		[-]	[-]	[-]
Piedritto a Valle	S12	esterno	-	-	-	5 $\phi$ 26	-	-
		interno	307.78	740.45	ECC	10 $\phi$ 26	9.64	8.40
	S13	esterno	1096	615.22	ECC	5 $\phi$ 26	1.51	1.21
		interno	-	-	-	5 $\phi$ 26	-	-
	S14	esterno	-	-	-	10 $\phi$ 26 + 5 $\phi$ 20	-	-
		interno	809.86	489.85	ECC	5 $\phi$ 26	1.97	1.66

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
88 di 122

**Figura 49.** Dominio M, N – Sezione S12 e S13 - Galleria GA27.



**Figura 50.** Dominio M, N – Sezione S14- Galleria GA27.

#### 8.10.4. Verifiche SLU a taglio

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. Si conclude che l'armatura proposta risulta sufficiente per resistere le sollecitazioni a taglio per deragliamenti.

**Tabella 38.** Verifiche allo SLU a taglio – Sezioni armate – Galleria GA27.

		$S_E$	$S_F$	
H	[mm]	1200	1200	Altezza di sezione
d	[mm]	1127	1127	Altezza utile di sezione
z	[mm]	1014.3	1014.3	Leva
$b_w$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$\Phi$	[-]	12	12	Diametro spilli
Bracci	[-]	2.5	2.5	Numero di bracci
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	282.74	282.74	Area dello spillo
s	[mm]	200	200	Spazio fra armatura
$\sin^2(\theta)$	[rad]	0.0636	0.0636	Vedi NTC08



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
89 di 122

$\cot(\theta)$	[rad]	2.50	2.50	Vedi NTC08
$V_{Rsd}$	[kN/m]	1402.76	1402.7604	Resistenza taglio lato acciaio
$V_{Rcd}$	[kN/m]	3043.31	3043.31	Resistenza taglio lato calcestruzzo
$\rho_{min,EC2}$	[-]	0.000985	0.0009852	Rapporto armatura minimo da EC2
$A_{sw,min,EC2}$	[mm <sup>2</sup> /m]	985.18	985.18	Armatura minima da EC2
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> /m]	1413.72	1413.72	Armatura proposta
$A_{sw} > A_{sw,min,EC2}$	[-]	OK	OK	Check minimo armatura
$V_{Rd}$	[kN/m]	1402.76	1402.76	Resistenza a taglio sezione
$V_{SLU}$	[kN/m]	500	470	Taglio Sollecitante
C.S	[-]	2.81	2.98	Coefficiente di sicurezza

## 8.11. VERIFICHE DI STABILITÀ

### 8.11.1. Generalità

La galleria artificiale GA27 è caratterizzata da una configurazione sbilanciata in termini di spinte del terreno e di sovraccarichi; tale aspetto ha condotto ad affrontare, in prima fase, le verifiche a ribaltamento e a scorrimento, per assicurare che:

- fosse garantito l'equilibrio della struttura;
- la resistenza a taglio del terreno fosse sufficiente ad assorbire le forze orizzontali agenti.

Si precisa che le ipotesi di calcolo in condizione sismica sono coerenti con quanto previsto da Progetto Definitivo, ovvero si presuppone che:

- le deformazioni della parete su cui agisce la sovraspinta sismica siano contenute
- non è prevista la mobilitazione della spinta attiva
- il coefficiente  $\beta$  della formulazione del metodo pseudostatico è posto uguale a 1.

### 8.11.2. Inquadramento normativo

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa contenente i riferimenti normativi e le combinazioni di carico adottate per verificare:

- l'equilibrio del manufatto in oggetto (verifica a ribaltamento)
- il soddisfacimento dello stato limite a scorrimento, che prevede la mobilitazione della resistenza a taglio del terreno.

**Tabella 39.** Riferimenti normativi e combinazioni adottate nelle verifiche a ribaltamento e scorrimento. Galleria GA27.

Verifica	Normativa / Paragrafo	Combinazione
Ribaltamento	SLU NTC08 / 6.5.3.1.1	EQU + M2 - $\gamma_R=1$
	SLV NTC2018* / 7.11.6.2.2	Coefficienti unitari sulle azioni e sui parametri del terreno - $\gamma_R=1$
Scorrimento	SLU NTC08 / 6.5.3.1.1	(A1 + M1 + R1) e (A2 + M2 + R2) - $\gamma_{R2}=1$
	SLV C.E 2009_02_26 / 7.11.6.2	Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2), con coefficienti sulle azioni A2=1 - $\gamma_{R2}=1$

\*Si è fatto ricorso alle NTC2018 per le verifiche in cui le NTC2008 non forniscono indicazioni esaurienti.

Le combinazioni SLU e SLV adottate sono riportate nel paragrafo 2.5.3 delle NTC08:

- 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 sismica:

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

I rispettivi coefficienti moltiplicativi e fattori di sicurezza sono ricavati dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, e 6.5.I dai paragrafi 6.2.3.1.1, 6.2.3.1.2 e 6.5.3.1.1 della NTC08 rispettivamente.

**Tabella 40.** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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

**Tabella 41.** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

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

Il coefficiente  $R_1$  e  $R_2$  assume i seguenti valori:

**Tabella 42.** Coefficienti parziali di resistenza.

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1,0
Scorrimento	1,0
Ribaltamento	1,0

### 8.11.3. Coefficienti di combinazioni di carico

Di seguito si riportano i carichi considerati e le combinazioni usati per le verifiche a ribaltamento e scorrimento.

**Tabella 43.** Carichi attuanti nella struttura.

1	P_PROPRIO	Peso proprio elementi strutturali
2	PERM	Peso degli elementi non strutturali
3	SPTSX M1	Spinta del terreno a monte M1
4	SPTSX M2	Spinta del terreno a monte M2
5	SPTDX M1	Spinta del terreno a valle M1
6	SPTDX M2	Spinta del terreno a valle M2
7	QSX M1	Spinta dovuta a sovraccarico M1
8	QSX M2	Spinta dovuta a sovraccarico M2
9	$E_h$	Inerzia orizzontale
10	$E_v$	Inerzia verticale

11	WOOD	Inerzia del terreno, spinta di Wood
----	------	-------------------------------------

**Tabella 44.** Combinazioni di carico considerati nel controllo della stabilità.

Carichi	Ribaltamento		Scorrimento		
	SLU-EQU	SLV	SLU Approccio 1 comb. 1	SLU Approccio 1 comb. 2	SLV
	Comb_1	Comb_2	Comb_3	Comb_4	Comb_5
P_PROPRIO	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0
PERM	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0
SPTSX M1	0.0	1.0	1.3	0.0	0.0
SPTSX M2	1.5	0.0	0.0	1.0	1.0
SPTDX M1	0.0	1.0	1.3	0.0	0.0
SPTDX M2	1.5	0.0	0.0	1.0	1.0
QSX M1	0.0	0.2	1.5	0.0	0.0
QSX M2	1.5	0.0	0.0	1.3	0.2
E <sub>h</sub>	0.0	1.0	0.0	0.0	1.0
E <sub>v</sub>	0.0	-0.3	0.0	0.0	-0.3
WOOD	0.0	1.0	0.0	0.0	1.0

#### 8.11.4. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici di progetto dipendono dei coefficienti M1 e M2:

**Tabella 45.** Combinazioni di carico considerati nel controllo della stabilità.

Strato	Parametro	Unità	Valore	
<b>1 (Terreno in rilevato)</b>	$\varphi'$	[°]	29.0	Angolo d'attrito M1
	$(\varphi')_{\text{modif}}$	[°]	23.9	Angolo d'attrito M2
	$\tan(\varphi')$	[-]	0.554	Tangente angolo attrito M1
	$[\tan(\varphi')]_{\text{modif}}$	[-]	0.443	Tangente angolo attrito M2
	$k_0 = 1 - \sin(\varphi')$	[-]	0.515	Coeff. Spinta a riposso M1
	$k_{0,\text{modif}} = 1 - \sin[(\varphi')_{\text{modif}}]$	[-]	0.595	Coeff. Spinta a riposso M2
	E	[MPa]	30000.00	Modulo elastico
	$c_t$	[MPa]	0.00	Coesione
<b>2 (Misto cementato)</b>	$\varphi'$	[°]	43.0	Angolo d'attrito M1
	$(\varphi')_{\text{modif}}$	[°]	36.7	Angolo d'attrito M2
	$\tan(\varphi')$	[-]	0.933	Tangente angolo attrito M1
	$[\tan(\varphi')]_{\text{modif}}$	[-]	0.746	Tangente angolo attrito M2
	$k_0 = 1 - \sin(\varphi')$	[-]	0.318	Coeff. Spinta a riposso M1
	$k_{0,\text{modif}} = 1 - \sin[(\varphi')_{\text{modif}}]$	[-]	0.402	Coeff. Spinta a riposso M2
	E	[MPa]	30000.00	Modulo elastico
	$c_t$	[MPa]	0	Coesione

### 8.11.5. Parametri sismici

**Tabella 46.** Parametri sismici – Galleria GA27.

Classe d'uso	[-]	3
Vita nominale	[anni]	100
Coefficiente d'uso	[-]	1.5
Categoria sismica	[-]	B
Categoria topograf.	[-]	T1
Fattore di struttura q	[-]	1
Longitudine	[°]	10.3518
Latitudine	[°]	45.4853
Stato limite	[-]	SLV
$a_{g,0}$	[g]	0.232
$S_s$	[-]	1.172
$S_t$	[-]	1
$S = S_s * S_t$	[-]	1.172
$a_{max,0}$	[g]	0.272
$k_h = a_{max,0}/g$	[-]	0.272
$k_v = k_h/2$	[-]	0.136

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

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 10.35177      LATTITUDINE: 45.48530

Ricerca per comune

REGIONE: Lombardia      PROVINCIA: Brescia      COMUNE: Magasa

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

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 51.** Pericolosità sismica del sito.



Figura 52. Vita di progetto della costruzione.

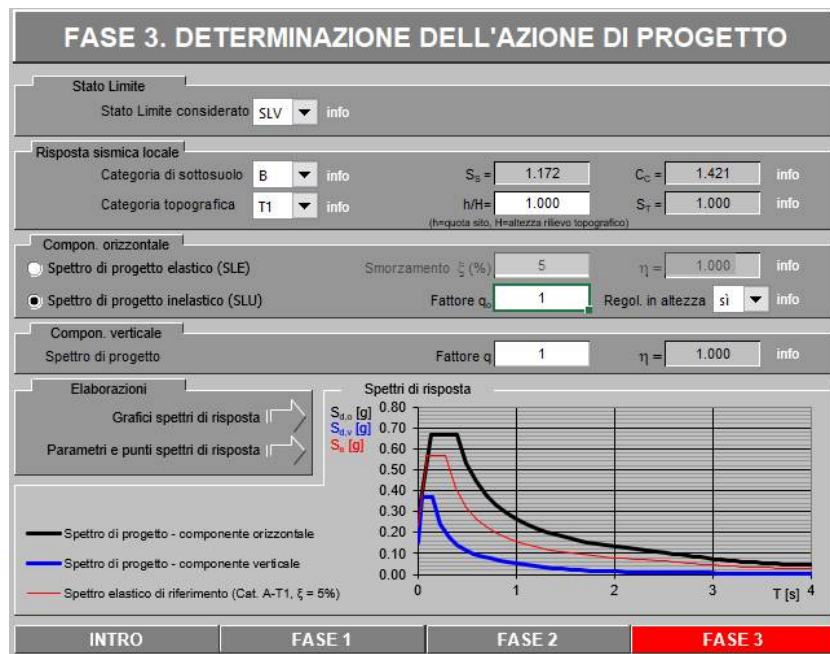


Figura 53. Azioni di progetto sismico.

**Tabella 47.** 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
$\eta$	1.000
$T_B$	0.132 s
$T_C$	0.395 s
$T_D$	2.529 s

I coefficienti impiegati nel metodo pseudo-statico sono:

$$k_h = S_S S_T a_g$$

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

dove,

$k_h$   
 $k_v$

coefficiente inerziale orizzontale;  
coefficiente inerziale verticale;

In SLV:

$$k_h = \beta S_S S_T a_{max} = (1.00)(1.172)(1.00)(0.232) \approx 0.272$$

$$k_v = \frac{k_h}{2} = 0.136$$

**8.11.6. Dimensioni geometriche e pesi specifici**

In tabelle si riportano le dimensioni geometriche ed i pesi specifici d'interesse per il computo dei carichi attuanti.

**Tabella 48.** Peso specifici – Galleria GA27.

Peso	Unità	Valore	
$\gamma_{c.a.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25.0	Peso calcestruzzo armato
$\gamma_{mass}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	24.0	Peso massetto
$\gamma_{ril.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	Peso terreno rilevato
$\gamma_{ric.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	Peso terreno ricoprimento
$\gamma_{ballast}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.0	Peso ballast
$\gamma_{misto}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	Peso misto cementato

**Tabella 49.** Dimensioni geometriche – Galleria GA27.

Dimensione	Unità	Valore	
L	[m]	12.60	Larghezza totale scatolare
l	[m]	10.20	Larghezza utile scatolare

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 001Rev.  
BFoglio  
96 di 122

$l_{\text{marc}}$	[m]	1.25	Larghezza marciapiede
$B_{\text{dente}}$	[m]	1.60	Larghezza dente
$H$	[m]	11.15	Altezza totale scatolare
$h$	[m]	8.35	Altezza utile scatolare
$h_w$	[m]	4.60	Altezza finestra
$H_{\text{ric,sup}}$	[m]	0.95	Altezza ricoprimento superiore
$H_{r,int}$	[m]	1.55	Altezza al piano ferro
$H_{\text{mass,inf}}$	[m]	0.75	Altezza massetto in fondazione
$H_{\text{mass,sup}}$	[m]	0.23	Altezza massetto in copertura
$H_{\text{ballast}}$	[m]	0.80	Altezza ballast
$H_{\text{marciap}}$	[m]	2.10	Altezza marciapiede
$H_{\text{dente}}$	[m]	1.60	Altezza dente
$H_{\text{valle}}$	[m]	2.15	Altezza terreno a valle
$S_s, S_p, S_i$	[m]	1.2, 1.2, 1.6	Spessori soletta, piedritti e fondazione
$t$	[m]	22.50	Lunghezza concio
$t_w$	[m]	2.50	Lunghezza finestra

**8.11.7. Azioni verticali e orizzontali****Peso proprio (P\_PROPRIO)**

$$S_s \cdot \gamma_{c.a} \cdot L \cdot t = 1.20 \cdot 25 \cdot 12.60 \cdot 22.50 = 8505$$

[kN] Soletta superiore

$$(S_i \cdot \gamma_{c.a} \cdot L + H_{\text{dente}} \cdot B_{\text{dente}} \cdot \gamma_{c.a} + 0.5 \cdot H_{\text{dente}} \cdot (L - B_{\text{dente}}) \cdot \gamma_{\text{misto}}) \cdot t =$$

$$(504 + 64 + 176) \cdot 22.50 = 16740$$

[kN] Soletta inferiore + Dente + Concio terreno

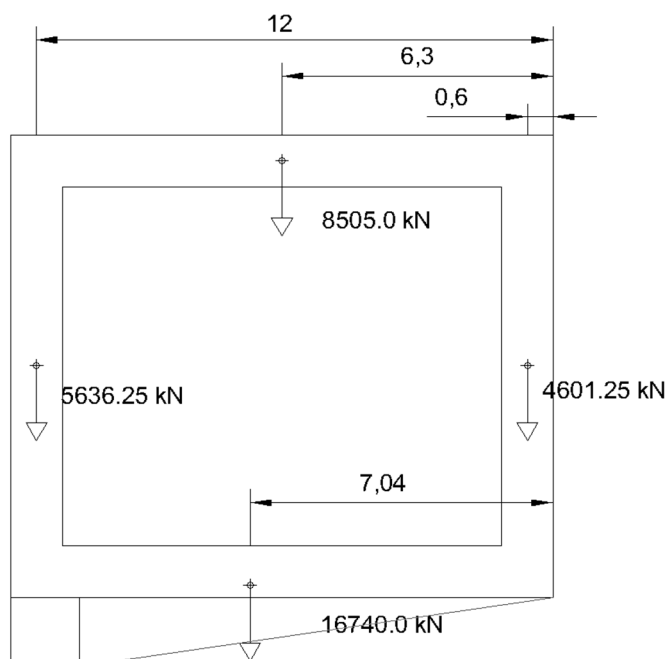
$$S_p \cdot \gamma_{c.a} \cdot h \cdot t = 1.20 \cdot 25 \cdot 8.35 \cdot 22.50 = 5636.25$$

[kN] Muro a monte

$$S_p \cdot \gamma_{c.a} \cdot h \cdot (t - 3 \cdot t_w) + S_p \cdot \gamma_{c.a} \cdot (h - h_w) \cdot t = 1.20 \cdot 25 \cdot 8.35 \cdot 15.00 +$$

$$1.20 \cdot 25 \cdot 3.75 \cdot 7.50 = 4601.25$$

[kN] Muro a valle

**Figura 54.** Peso proprio – Galleria GA27.



Peso permanente (PERM)

$$(H_{ric} \cdot \gamma_{ric} + H_{mass, sup} \cdot \gamma_{mass}) \cdot L \cdot t = (0.95 \cdot 20 + 0.23 \cdot 24) \cdot 12.6 \cdot 22.50 = 6951.42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Peso sulla soletta di copertura}$$

$$H_{ballast} \cdot I \cdot \gamma_{ballast} \cdot t = 0.80 \cdot 10.20 \cdot 18 \cdot 22.50 = 3304.8 \quad [\text{kN}] \quad \text{Peso ballast + armamento}$$

$$H_{mass} \cdot (1 - 2 \cdot I_{marc}) \cdot \gamma_{mass} \cdot t = 0.75 \cdot 7.70 \cdot 24 \cdot 22.50 = 3118.5 \quad [\text{kN}] \quad \text{Peso massetto}$$

$$H_{marciap} \cdot 2 \cdot I_{marc} \cdot \gamma_{c.a.} \cdot t = 2.10 \cdot 2.50 \cdot 25 \cdot 22.50 = 2953.13 \quad [\text{kN}] \quad \text{Peso marciapiedi}$$

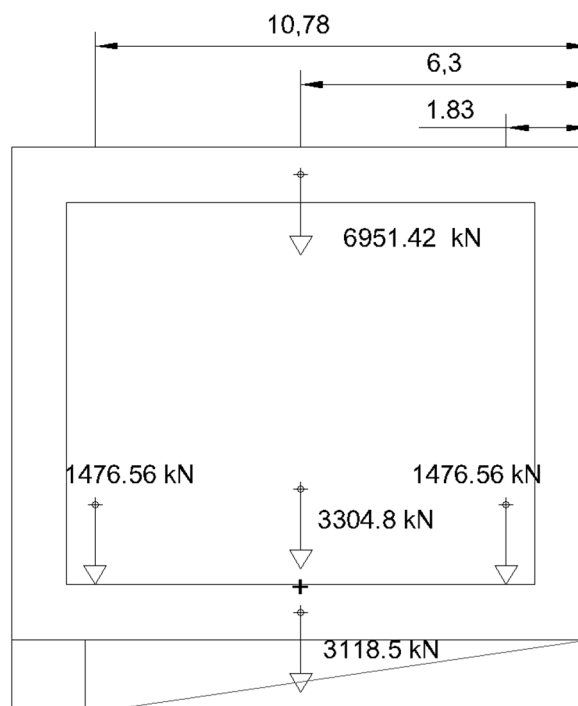


Figura 55. Peso permanente – Galleria GA27.

Spinta del terreno a monte (SPTSX)**Approccio 1 – Combinazione 1 – A1+M1+R1**

$$\sigma_1(h_1 = H) = h_1 \cdot \gamma_{ril} = 11.15 \cdot 19 = 211.85$$

$$\sigma_2(h_2 = H + H_{dente}) = \sigma_1 + h_{dente} \cdot \gamma_{misto} = 211.85 + 1.60 \cdot 20 = 243.85$$

$$F_{1,A}(h_1 = H) = k_{0, ril} \cdot \sigma_1 = 0.515 \cdot 211.85 = 109.102$$

$$F_{1,B}(h_1 = H) = k_{0, misto} \cdot \sigma_1 = 0.318 \cdot 211.85 = 67.3683$$

$$F_{2,B}(h_2 = H + H_{dente}) = k_{0, misto} \cdot \sigma_2 = 0.318 \cdot 243.85 = 77.5443$$

$$F_{tot} = 0.5 \cdot F_{1,A} \cdot H \cdot t + (F_{1,B} + F_{2,B}) \cdot H_{dente} \cdot 0.5 \cdot t = 13685.5 + 2608.2 = 16293.91$$

[kN/m<sup>2</sup>] Pressione verticale intrad. fondazione.[kN/m<sup>2</sup>] Pressione verticale intrad. dente.[kN/m<sup>2</sup>] Pressione orizz. intrad. fondazione.[kN/m<sup>2</sup>] Pressione orizz. estrad. dente[kN/m<sup>2</sup>] Pressione orizz. intrad. dente

[kN] Forza totale di spinta M1

**Approccio 1 – Combinazione 2 – A2+M2+R2**

$$\sigma_1(h_1 = H) = h_1 \cdot \gamma_{ril} = 11.15 \cdot 19 = 211.85$$

$$\sigma_2(h_2 = H + H_{dente}) = \sigma_1 + h_{dente} \cdot \gamma_{misto} = 211.85 + 1.60 \cdot 20 = 243.85$$

$$F_{1,A}(h_1 = H) = k_{0, modif, ril} \cdot \sigma_1 = 0.595 \cdot 211.85 = 126.05$$

$$F_{1,B}(h_1 = H) = k_{0, modif, misto} \cdot \sigma_1 = 0.402 \cdot 211.85 = 85.1637$$

$$F_{2,B}(h_2 = H + H_{dente}) = k_{0, modif, misto} \cdot \sigma_2 = 0.402 \cdot 243.85 = 98.0277$$

$$F_{tot} = 0.5 \cdot F_{1,A} \cdot H \cdot t + (F_{1,B} + F_{2,B}) \cdot H_{dente} \cdot 0.5 \cdot t = 15811.39 + 3297.44 = 19108.8421$$

[kN/m<sup>2</sup>] Pressione verticale intrad. fondazione.[kN/m<sup>2</sup>] Pressione verticale intrad. dente[kN/m<sup>2</sup>] Pressione orizz. intrad. fondazione[kN/m<sup>2</sup>] Pressione orizz. estrad. dente[kN/m<sup>2</sup>] Pressione orizz. intrad. dente

[kN] Forza totale di spinta M2

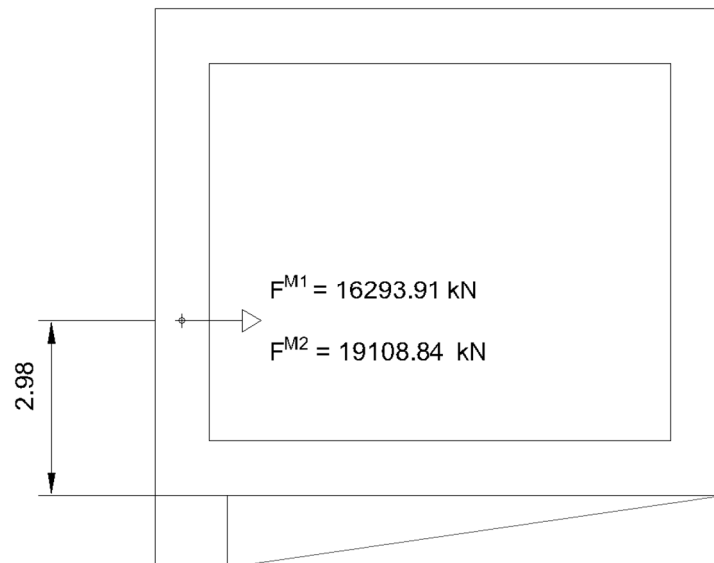


Figura 56. Spinta del terreno a monte – Galleria GA27.

### Spinta del terreno a valle (SPTDX)

#### Approccio 1 – Combinazione 1 – A1+M1+R1

$$\sigma_1(h_1 = H_{\text{valle}}) = h_1 * \gamma_{\text{ril}} = 2.15 * 19 = 40.85$$

[kN/m<sup>2</sup>]

Pressione verticale intrad. fondazione

$$F_{1,A}(h_1 = H_{\text{valle}}) = k_{0,\text{ril}} * \sigma_1 = 0.515 * 40.85 = 21.0377$$

[kN/m<sup>2</sup>]

Pressione orizzontale intrad. fondazione

$$F_{\text{tot}} = 0.5 * F_{1,A} * H * t = 0.5 * 21.0377 * 2.15 * 22.50 = 508.85$$

[kN]

Forza totale di spinta M1

#### Approccio 1 – Combinazione 2 – A2+M2+R2

$$\sigma_1(h_1 = H_{\text{valle}}) = h_1 * \gamma_{\text{ril}} = 2.15 * 19 = 40.85$$

[kN/m<sup>2</sup>]

Pressione verticale intrad. fondazione

$$F_{1,A}(h_1 = H_{\text{valle}}) = k_{0,\text{ril}} * \sigma_1 = 0.595 * 40.85 = 24.30575$$

[kN/m<sup>2</sup>]

Pressione orizzontale intrad. fondazione

$$F_{\text{tot}} = 0.5 * F_{1,A} * H * t = 0.5 * 24.30575 * 2.15 * 22.50 = 587.895$$

[kN]

Forza totale di spinta M2

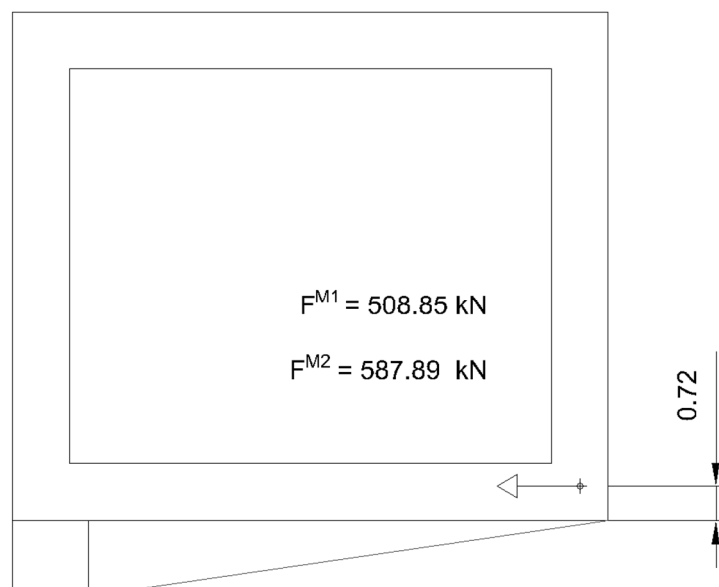


Figura 57. Spinta del terreno a valle – Galleria GA27.

Spinta per sovraccarico (QSX)**Approccio 1 – Combinazione 1 – A1+M1+R1**

$k_{0,ril}$	0.515	[-]	Coeff. Spinta a riposo del rilevato
$k_{0,misto}$	0.318	[-]	Coeff. Spinta a riposo del misto
$F_1 = (k_{0,ril} * 20) * H * t = (0.515 * 20) * 11.15 * 22.50 = 2584.013$		[kN]	Spinta sul muro a monte
$F_2 = (k_{0,misto} * 20) * H_{dente} * t = (0.318 * 20) * 1.6 * 22.50 = 228.96$		[kN]	Spinta sul dente
$F_{tot} = F_1 + F_2 = 2584.013 + 228.96 = 2812.973$		[kN]	Spinta totale M1

**Approccio 1 – Combinazione 2 – A2+M2+R2**

$k_{0,modif,ril}$	0.595	[-]	Coeff. Spinta a riposo del rilevato
$k_{0,modif,misto}$	0.402	[-]	Coeff. Spinta a riposo del misto
$F_1 = (k_{0,modif,ril} * 20) * H * t = (0.595 * 20) * 11.15 * 22.50 = 2985.4$		[kN]	Spinta sul muro a monte
$F_2 = (k_{0,modif,misto} * 20) * H_{dente} * t = (0.402 * 20) * 1.6 * 22.50 = 289.44$		[kN]	Spinta sul dente
$F_{tot} = F_1 + F_2 = 2985.4 + 289.44 = 3274.84$		[kN]	Spinta totale M2

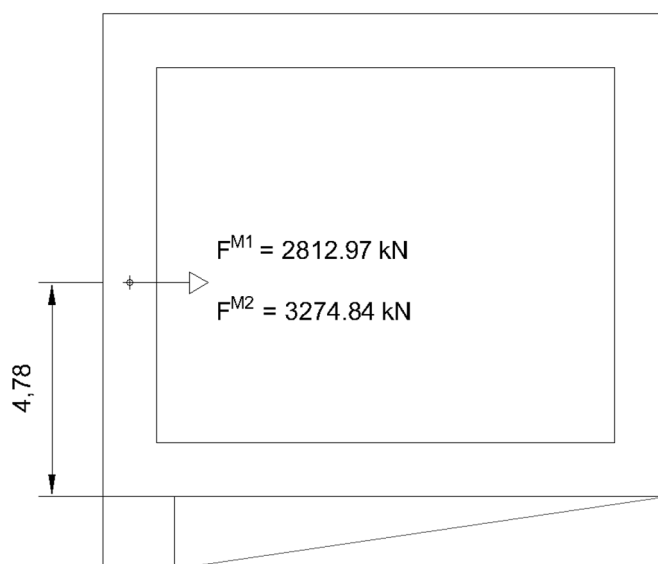


Figura 58. Spinta per sovraccarico – Galleria GA27.

Azione sismica orizzontale ( $E_h$ )

$P_{ss,h,1} = \gamma_{c.a.} * S_s * L * t * k_h = 25 * 1.20 * 12.60 * 22.50 * 0.272 = 2313.36$	[kN]	Inerzia soletta superiore
$P_{ss,h,2} = (H_{ric} * \gamma_{ric} + H_{mass,sup} * \gamma_{mass}) * L * t * k_h = (0.95 * 20 + 0.23 * 24) * 12.6 * 22.50 * 0.272 = 1890.79$	[kN]	Inerzia ricoprimento
$P_{Si,h,1} = (S_i * \gamma_{c.a.} * L + H_{dente} * B_{dente} * \gamma_{c.a.} + 0.5 * H_{dente} * (L - B_{dente}) * \gamma_{misto}) * t * k_h = (504 + 64 + 176) * 22.50 * 0.272 = 4553.28$	[kN]	Inerzia soletta inferiore
$P_{Si,h,2} = [H_{ballast} * I * \gamma_{ballast} + H_{mass} * (I - 2 * I_{marc}) * \gamma_{mass} * t + H_{marciap} * 2 * I_{marc} * \gamma_{c.a.} * t] * t * k_h = (0.80 * 10.20 * 18 + 0.75 * 7.70 * 24 + 2.10 * 2.50 * 25) * 22.5 * 0.272 = 2550.39$	[kN]	Inerzia soletta inferiore
$P_{psx,h} = S_p * \gamma_{c.a.} * h * t * k_h = 1.20 * 25 * 8.35 * 22.50 * 0.272 = 1533.06$	[kN]	Inerzia muro a monte
$P_{pDx,h} = (S_p * \gamma_{c.a.} * h * (t - 3 * t_w) + S_p * \gamma_{c.a.} * (h - h_w) * t) * k_h = (1.20 * 25 * 8.35 * 15.00 + 1.20 * 25 * 3.75 * 7.50) * 0.272 = 1251.54$	[kN]	Inerzia muro a valle
$\Delta P_{Si,h,LM71,SW/2} = (0.20 * q_{1,LM71}) * I * t * k_h = (0.20 * 40.00) * 10.20 * 25.22 * 0.272 = 559.76$	[kN]	Inerzia carichi mobili

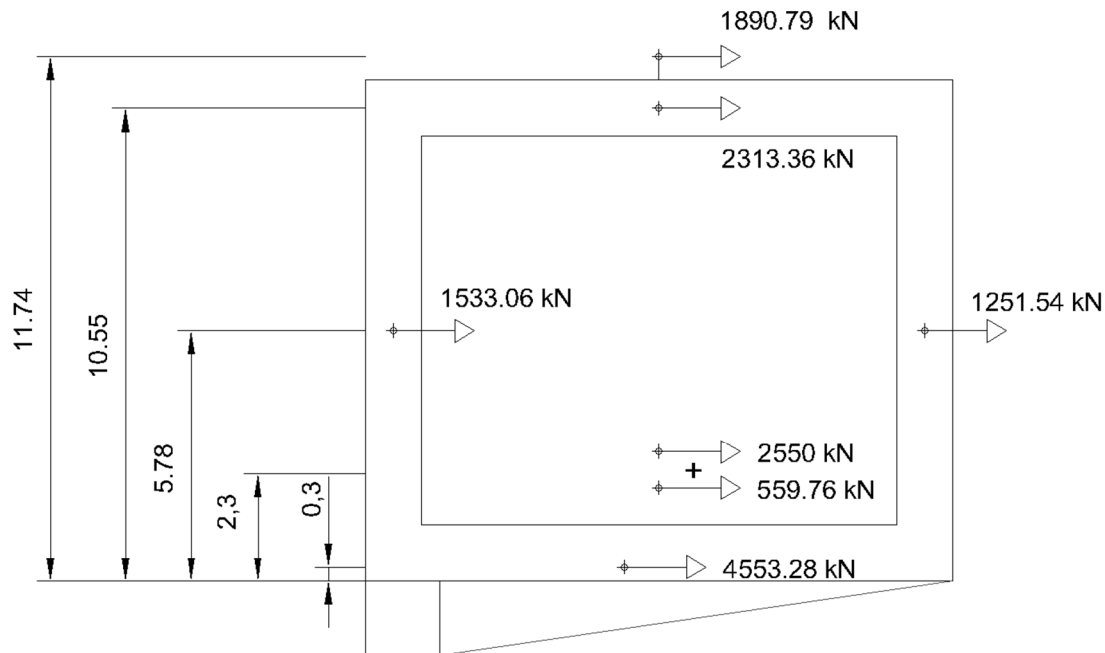
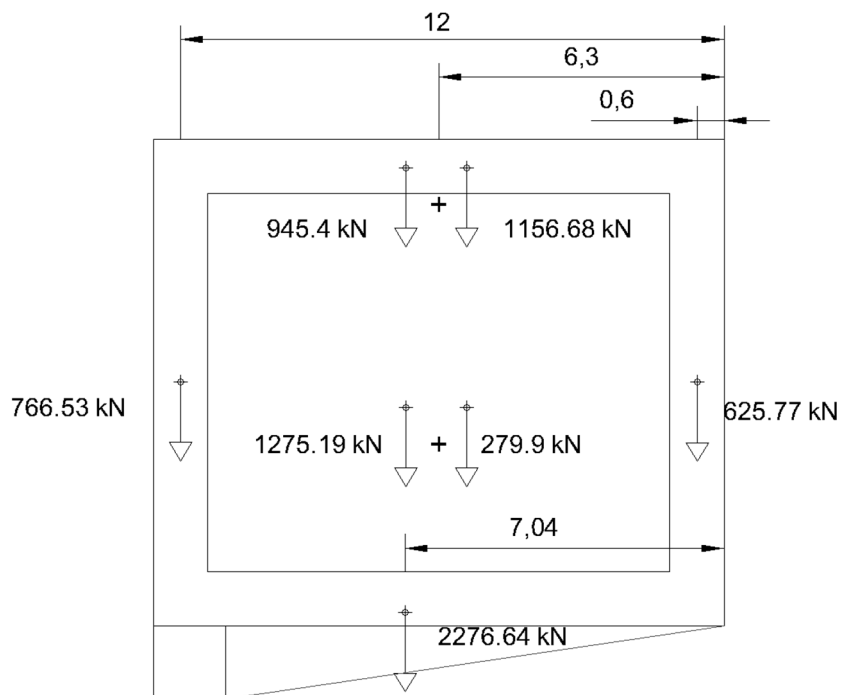


Figura 59. Forza inerziale orizzontale – Galleria GA27.

### Azione sismica verticale ( $E_v$ )

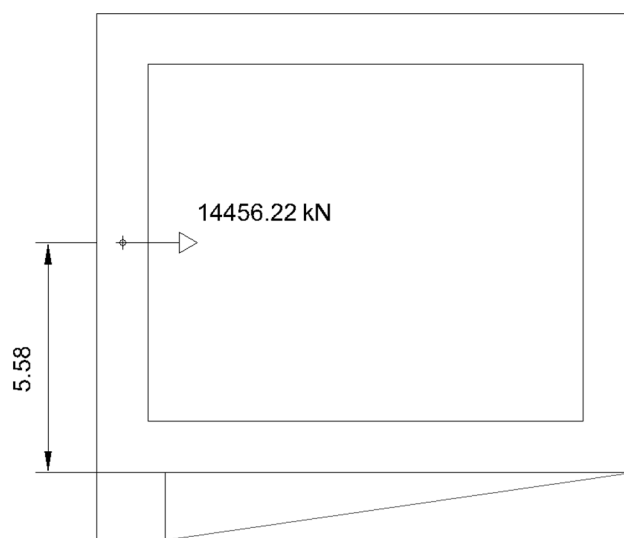
$P_{ss,v,1} = \gamma_{c.a.} * S_s * L * t * k_v = 25 * 1.20 * 12.60 * 22.50 * 0.136 = 1156.68$	[kN]	Inerzia soletta superiore
$P_{ss,v,2} = (H_{ric} * \gamma_{ric} + H_{mass,sup} * \gamma_{mass}) * L * t * k_v = (0.95 * 20 + 0.23 * 24) * 12.6 * 22.50 * 0.136 = 945.395$	[kN]	Inerzia ricoprimento
$P_{Si,v,1} = (S_i * \gamma_{c.a.} * L + H_{dente} * B_{dente} * \gamma_{c.a.} + 0.5 * H_{dente} * (L - B_{dente}) * \gamma_{misto}) * t * k_v = (504 + 64 + 176) * 22.50 * 0.136 = 2276.64$	[kN]	Inerzia soletta inferiore
$P_{Si,v,2} = [H_{ballast} * I * \gamma_{ballast} + H_{mass} * (1 - 2 * I_{marc}) * \gamma_{mass} * t + H_{marciap} * 2 * I_{marc} * \gamma_{c.a.} * t] * t * k_v = (0.80 * 10.20 * 18 + 0.75 * 7.70 * 24 + 2.10 * 2.50 * 25) * 22.5 * 0.136 = 1275.195$	[kN]	Inerzia sopra soletta inferiore
$P_{psx,v} = S_p * \gamma_{c.a.} * h * t * k_v = 1.20 * 25 * 8.35 * 22.50 * 0.136 = 766.53$	[kN]	Inerzia muro a monte
$P_{pDx,v} = (S_p * \gamma_{c.a.} * h * (t - 3 * t_w) + S_p * \gamma_{c.a.} * (h - h_w) * t) * k_v = (1.20 * 25 * 8.35 * 15.00 + 1.20 * 25 * 3.75 * 7.50) * 0.136 = 625.77$	[kN]	Inerzia muro a valle
$\Delta P_{Si,v,LM71,SW/2} = (0.20 * q_{1,LM71}) * I * t * k_v = (0.20 * 40.00) * 10.20 * 25.22 * 0.136 = 279.87$	[kN]	Inerzia carichi mobili



**Figura 60.** Forza inerziale verticale – Galleria GA27.

Spinta di Wood (Wood)

$$S_{Wood} = k_h \cdot \gamma_{ril} \cdot H^2 \cdot t = 0.272 \cdot 19 \cdot 11.15^2 \cdot 22.5 = 14456.22 \text{ [kN]} \text{ Forza inerziale puntuale di spinta del terreno}$$



**Figura 61.** Forza inerziale del terreno – Galleria GA27.

### 8.11.8. Carichi nelle combinazioni

Di seguito si riportano in tabelle le azioni moltiplicati per i differenti coefficienti appartenenti alle diverse combinazioni di carico in studio.

Carichi nella combinazione Comb\_1:

**Tabella 50. Valori di progetto in Comb\_1.**

Elemento [-]	Carico [-]	F <sub>vert</sub> [kN]	F <sub>orizz</sub> [kN]	b <sub>x</sub> [m]	b <sub>y</sub> [m]	M <sub>rib</sub> [kNm]	M <sub>Rd</sub> [kNm]
SOLETTA	PESO PROPRIO	7654.50	0.00	6.30	-	-	48223.35
PSX	PESO PROPRIO	5072.63	0.00	12.00	-	-	60871.50
PDX	PESO PROPRIO	4141.13	0.00	0.60	-	-	2484.68
FONDAZIONE	PESO PROPRIO	15066.00	0.00	7.04	-	-	106064.64
RICOPRIMENTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6256.28	0.00	6.30	-	-	39414.55
PSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00	0.00	-	-	-
PDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00	0.00	-	-	-
MarcSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1328.90	0.00	10.78	-	-	14318.94
MarcDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1328.90	0.00	1.83	-	-	2425.25
BALLAST + MASSETTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	5780.97	0.00	6.30	-	-	36420.11
M2	SPINTA DEL TERRENO A MONTE	0.00	28663.26	-	2.98	85416.51	-
M2	SPINTA DEL TERRENO A VALLE	0.00	881.84	-	0.72	-	634.93
M2	SPINTA DAL SOVRACCARICO	0.00	4912.26	-	4.78	23480.60	-

Carichi nella combinazione Comb\_2:

**Tabella 51. Valori di progetto in Comb\_2.**

Elemento [-]	Carico [-]	F <sub>vert</sub> [kN]	F <sub>orizz</sub> [kN]	b <sub>x</sub> [m]	b <sub>y</sub> [m]	M <sub>rib</sub> [kNm]	M <sub>Rd</sub> [kNm]
SOLETTA	PESO PROPRIO	8505.00	0.00	6.30	-	-	53581.50
PSX	PESO PROPRIO	5636.25	0.00	12.00	-	-	67635.00
PDX	PESO PROPRIO	4601.25	0.00	0.60	-	-	2760.75
FONDAZIONE	PESO PROPRIO	16740.00	0.00	7.04	-	-	117765.90
RICOPRIMENTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6951.42	0.00	6.30	-	-	43793.95
PSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00	0.00	-	-	0.00
PDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00	0.00	-	-	0.00
MARCSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00	10.78	-	-	15909.93
MARCDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00	1.83	-	-	2694.72
FONDAZIONE	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6423.30	0.00	6.30	-	-	40466.79
M1	SPINTA DEL TERRENO A MONTE	0.00	16293.91	-	2.98	48555.85	-
M1	SPINTA DEL TERRENO A VALLE	0.00	19108.84	-	0.72	-	13758.36
M1	SPINTA DAL SOVRACCARICO	0.00	562.59	-	4.78	2689.20	-
RICOPRIMENTO	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	1890.79	-	11.74	22197.87	-
SOLETTA	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	2313.36	-	10.55	24405.95	-
PSX	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	1533.06	-	5.78	8853.42	-
PDX	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	1251.54	-	5.78	7227.64	-
NON PERM INTERNO	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	3110.15	-	2.30	7153.35	-
FONDAZIONE	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	4553.28	-	0.30	1365.98	-
RICOPRIMENTO	AZIONE SISMICA INERZIALE V	283.62	0.00	6.30	-	1786.80	-
SOLETTA	AZIONE SISMICA INERZIALE V	347.00	0.00	6.30	-	2186.13	-
PSX	AZIONE SISMICA INERZIALE V	229.96	0.00	12.00	-	2759.51	-
PDX	AZIONE SISMICA INERZIALE V	187.73	0.00	0.60	-	112.64	-
NON PERM INTERNO	AZIONE SISMICA INERZIALE V	466.52	0	6.3	-	2939.09	-
FONDAZIONE	AZIONE SISMICA INERZIALE V	682.99	0	7.04	-	4808.26	-
PSX	AZIONE SISMICA SPINTA DI WOOD	0	14456.2203	-	5.575	80593.43	-

Carichi nella combinazione Comb\_3:

Tabella 52. Valori di progetto in Comb\_3.

Elemento [-]	Carico [-]	F <sub>vert</sub> [kN]	F <sub>orizz</sub> [kN]
SOLETTA	PESO PROPRIO	8505.00	0.00
PSX	PESO PROPRIO	5636.25	0.00
PDX	PESO PROPRIO	4601.25	0.00
FONDAZIONE	PESO PROPRIO	16740.00	0.00
RICOPRIMENTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6951.42	0.00
PSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00
PDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00
MARCSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00
MARCDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00
BALLAST + MASSETTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6423.30	0.00
M1	SPINTA DEL TERRENO A MONTE	0.00	21182.08
M1	SPINTA DEL TERRENO A VALLE	0.00	-661.51
M1	SPINTA DAL SOVRACCARICO	0.00	4219.46

Carichi nella combinazione Comb\_4:

Tabella 53. Valori di progetto in Comb\_4.

Elemento [-]	Carico [-]	F <sub>vert</sub> [kN]	F <sub>orizz</sub> [kN]
SOLETTA	PESO PROPRIO	8505.00	0.00
PSX	PESO PROPRIO	5636.25	0.00
PDX	PESO PROPRIO	4601.25	0.00
FONDAZIONE	PESO PROPRIO	16740.00	0.00
RICOPRIMENTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6951.42	0.00
PSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00
PDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00
MARCSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00
MARCDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00
BALLAST + MASSETTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6423.30	0.00
M2	SPINTA DEL TERRENO A MONTE	0.00	19108.84
M2	SPINTA DEL TERRENO A VALLE	0.00	-587.90
M2	SPINTA DAL SOVRACCARICO	0.00	4257.29

Carichi nella combinazione Comb\_5:

Tabella 54. Valori di progetto in Comb\_5.

Elemento [-]	Carico [-]	F <sub>vert</sub> [kN]	F <sub>orizz</sub> [kN]
SOLETTA	PESO PROPRIO	8505.00	0.00
PSX	PESO PROPRIO	5636.25	0.00
PDX	PESO PROPRIO	4601.25	0.00
FONDAZIONE	PESO PROPRIO	16740.00	0.00
RICOPRIMENTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6951.42	0.00
PSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00
PDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	0.00	0.00
MARCSX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00
MARCDX	CARICHI PERMANENTI PORTATI	1476.56	0.00
BALLAST + MASSETTO	CARICHI PERMANENTI PORTATI	6423.30	0.00

M2	SPINTA DEL TERRENO A MONTE	0.00	19108.84
M2	SPINTA DEL TERRENO A VALLE	0.00	-587.90
M2	SPINTA DAL SOVRACCARICO	0.00	654.97
RICOPRIMENTO	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	1890.79
SOLETTA	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	2313.36
PSX	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	1533.06
PDX	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	1251.54
NON PERM INTERNO	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	3110.15
FONDAZIONE	AZIONE SISMICA INERZIALE H	0.00	4553.28
RICOPRIMENTO	AZIONE SISMICA INERZIALE V	-283.62	0.00
SOLETTA	AZIONE SISMICA INERZIALE V	-347.00	0.00
PSX	AZIONE SISMICA INERZIALE V	-229.96	0.00
PDX	AZIONE SISMICA INERZIALE V	-187.73	0.00
NON PERM INTERNO	AZIONE SISMICA INERZIALE V	-466.52	0.00
FONDAZIONE	AZIONE SISMICA INERZIALE V	-682.99	0.00
PSX	AZIONE SISMICA SPINTA DI WOOD	0.00	14456.22

### 8.11.9. Verifiche a ribaltamento e a scorrimento

La verifica a ribaltamento risulta soddisfatta se:

$$\Sigma M_{rib} < \Sigma M_{Rd}$$

dove,

$\Sigma M_{rib}$             sommatoria dei momenti ribaltanti sulla struttura,  
 $\Sigma M_{Rd}$             sommatoria dei momenti resistenti sulla struttura.

La presenza del dente e l'ipotesi di spinta a riposo sono coerenti con un piano di scorrimento aventi una pendenza di  $8.3^\circ$  ( $\theta$ ) con rispetto l'intradosso della fondazione. Quindi il concio di terreno fra la fondazione sotto la fondazione si considera attaccato e tutti i carichi vengono orientati secondo questo piano di scorrimento. La presenza del concio di terra è stata già considerata dentro il computo delle azioni nella voce "Fondazione" del peso proprio. I carichi vengono scomposti del seguente modo

$$W' = \text{Cos}(\theta) * \Sigma F_{vert} + \text{Sin}(\theta) * \Sigma F_{orizz.}$$

$$F' = -\text{Sin}(\theta) * \Sigma F_{vert} + \text{Cos}(\theta) * \Sigma F_{orizz.}$$

dove,

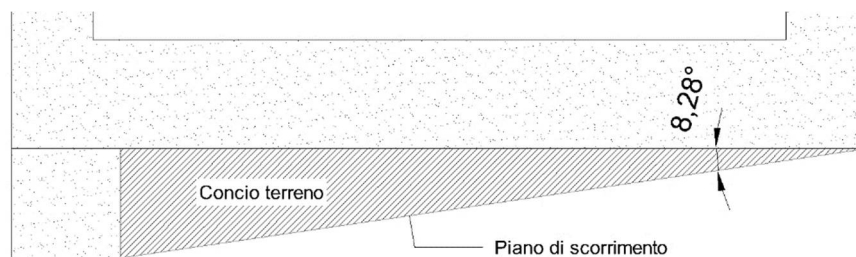
$\theta$                     angolo del piano di scorrimento,  
 $\Sigma F_{orizz.}$         sommatoria di azione orizzontali sulla struttura,  
 $\Sigma F_{vert}$         sommatoria di azione verticali sulla struttura orientati verso il basso,  
 $F'$                 forza risultanti di scorrimento sul piano inclinato di scorrimento,  
 $W'$                 forza normale sul piano inclinato di scorrimento.

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se:

$$F' < [(W') * \tan(\varphi) / \gamma_{M1/M2}] / \gamma_{R1/R2}$$

Di seguito si riportano le verifiche a ribaltamento e a scorrimento per ogni combinazione di carico.





**Figura 62.** Piano di scorrimento e concio di terreno – Galleria GA27.

**Tabella 55.** Valori risultanti nella verifica a ribaltamento.

RIBALTAMENTO			
Momenti	Unità	EQU	A1+M1+R1
			SLV
$\Sigma M_{rib}$	[kN.m]	108897.1	217635.1
$\Sigma M_{Rd}$	[kN.m]	310857.9	358366.9
C.S	[-]	2.9	1.6

La verifica a ribaltamento viene soddisfatta.

**Tabella 56.** Valori risultanti nella verifica a scorrimento.

SCORRIMENTO				
Forze	Unità	A1+M1+R1	A2+M2+R2	A2+M2+R2
		STR	GEO	SLV
$\Sigma F_{orizz}$	[kN]	24740.03	22778.24	48284.31
$\Sigma F_{vert}$	[kN]	51810.34	51810.34	49612.51
F'	[kN]	17020.90	15079.55	40636.27
W'	[kN]	54833.11	54550.59	56048.82
$\Sigma F_{vert} \cdot \tan(\varphi)$	[kN]	51132.70	40695.40	41813.10
C.S	[-]	3.00	2.70	1.03

La verifica a scorrimento viene soddisfatta.



## 9. ANALISI LONGITUDINALE

### 9.1. PREMESSA

In questo capitolo viene condotta un'analisi longitudinale con lo scopo di calcolare le tensioni di trazione rilevanti che dominano l'armatura longitudinale della galleria. Queste tensioni sono dominate dalle variazioni termiche, dalle proprietà dipendenti dal tempo del calcestruzzo, dai vincoli, dal rapporto di armatura e dalle fasi di realizzazione.

L'analisi si basa sull'identificazione delle fonti di iperstaticità che danno origine alle tensioni. Vengono considerate due fonti rilevanti, le restrizioni globali nell'intera struttura e le restrizioni interne della sezione a cemento armato. Queste due situazioni sono prima considerate disaccoppiate, poi analizzate in modo indipendente e finalmente ricostruite sommando i risultati di entrambi. Il primo problema viene affrontato usando il metodo degli elementi finiti mentre il secondo viene affrontato usando il metodo di flessibilità.

### 9.2. EFFETTO IPERSTATICITA INDOTTA DAI VINCOLI

L'analisi condotta con il metodo degli elementi finiti che cerca valutare l'effetto dei vincoli sulla struttura ha in considerazione i seguenti aspetti:

- un'analisi lineare delle fasi di realizzazione per controllare le tensioni di trazione nella struttura. Soprattutto quelle sviluppati nel muro a valle dove si presentano delle discontinuità data la presenza delle finestre.
- i materiali impiegati vengono modellati considerando i suoi parametri reologici dipendenti del tempo, in particolare la sua resistenza caratteristica a compressione, il Creep ed il ritiro.
- a causa del suo effetto nel comportamento longitudinale della struttura, solo le variazioni termiche uniformi sono considerate come carico ambientale esterno.
- si ipotizza che l'attrito sotto la fondazione non influisce a modo rilevante nella distribuzione delle tensioni. Questa scelta sembra coerente non solo con le fasi realizzative studiate ma anche con un regime a piccole deformazioni tipico delle analisi lineari.

#### 9.2.1. Modellazione della struttura

Le analisi numeriche relative al concio di galleria GA27 sono condotte mediante il programma MIDAS CIVIL 2019 (V2.2) della MIDAS Information Technology Co. Ltd. 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:

- elementi bidimensionali tipo "plate", i cui piani medie coincidono coll'asse baricentrico del manufatto. La dimensione media di questi elementi è circa 0.5 m x 1.25 m. Quindi è composto di 1386 elementi tipo "plate" e 1496 nodi nel piano XZ.

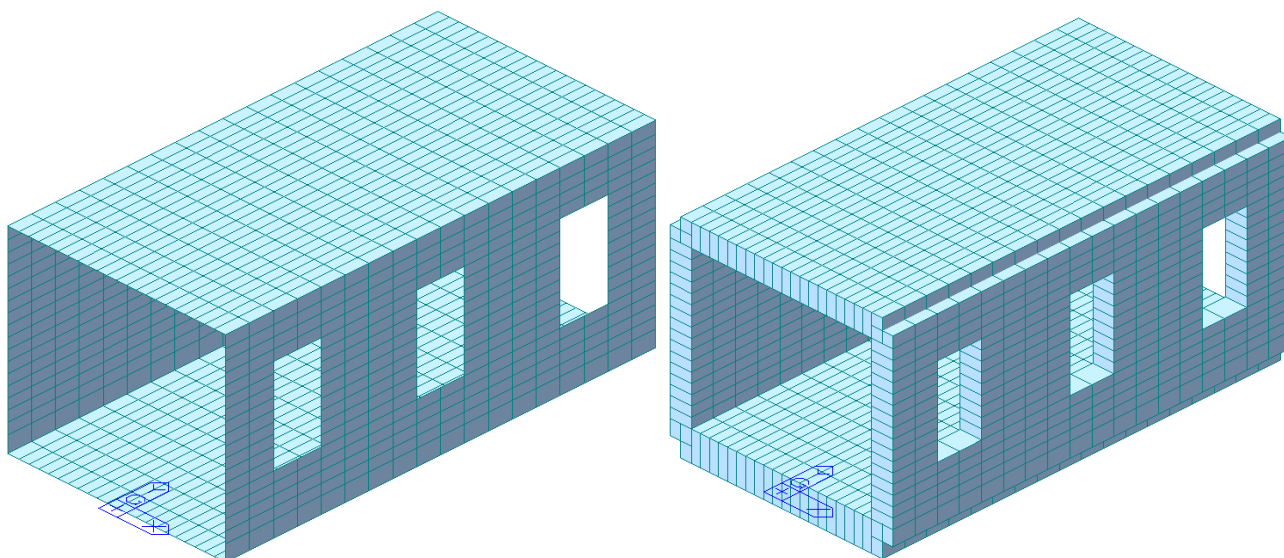


Figura 63. Modello 3D concio tipo - Galleria GA27.

- il modello corrisponde a un concio tipo della galleria GA27 avente una lunghezza di 22.5 m e sezione trasversale coerente con quella del manufatto. In estremità del concio ci sono dei giunti strutturali con i rispettivi water stop perciò si trascura la presenza dei conci accanto dentro del modello. Il piedritto a monte risulta continuo e solido mentre quello a valle presenta delle discontinuità con tre finestre aventi 2.5 m di larghezza e 4.6 m di altezza.
- l'interazione suolo-struttura si considera attraverso molle tipo Winkler sui nodi appartenenti alla fondazione. Il valore di queste molle viene calcolato in base alla teoria di Bowles. In direzione "Z" globale vengono considerate vincoli rigidi mentre che in direzioni "X" e "Y" si applicano le molle con il suo valore orizzontale.

$$k_{w,vert} = E/[B*(1-\nu^2)*c_t]$$

$$k_{w,orizz} = 0.5*k_{w,vert}$$

dove,

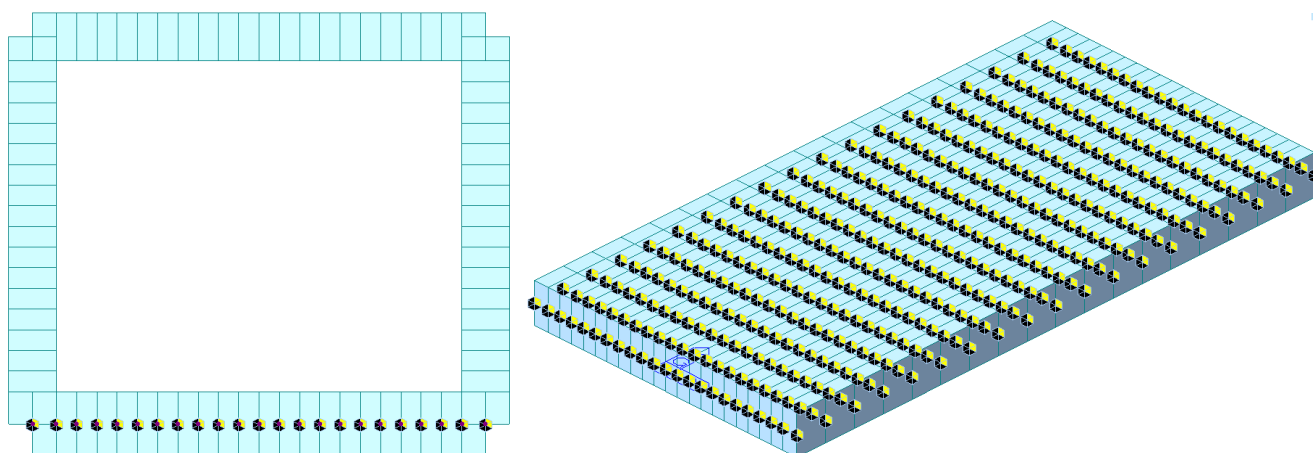
$$c_t = 0.853 + 0.534 * \ln(L/B) \quad \text{se} \quad (L/B) < 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 * \ln(L/B) \quad \text{se} \quad (L/B) > 10$$

Tabella 57. Sezioni dei diversi elementi.

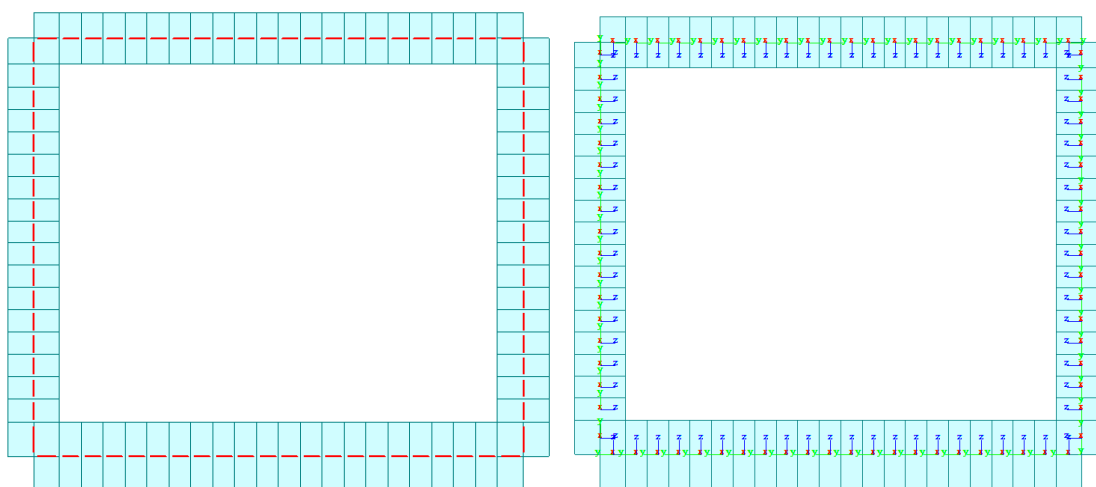
$\nu$	[-]	0.30	Poisson del terreno sottofondo
E	[MPa]	70.00	Modulo elastico del terreno
L	[m]	22.50	Lunghezza concio
B	[m]	13.00	Larghezza fondazione + Larghezza magrone
L/B	[-]	1.73	Ratio lunghezza - larghezza
$c_t$	[-]	1.15	Coefficiente adimensionale di forma
$k_{w,vert}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	5163.61	Costante di sottofondo di progetto verticale
$k_{w,orizz}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	2581.81	Costante di sottofondo di progetto orizzontale

quindi cautelativamente si considera  $k_{w,orizz} = 2500 \text{ kN/m}^3$ , le molle reagiscono in entrambi direzioni a modo lineare.



**Figura 64.** Vincoli sul concio in fondazione - Galleria GA27.

- nuovamente gli elementi vengono orientati coll'asse locale "z" verso l'interno dello scatolare e l'asse locale "x" verso lo sviluppo longitudinale del concio, questo con il proposito di rendere più semplice la interpretazione delle sollecitazioni.



**Figura 65.** Orientamento degli elementi tipo "plate" Galleria GA27.

### 9.2.2. Modellazione dei materiali

Innanzitutto, il valore corretto di  $h_0$  (lunghezza nominale) viene calcolato in base alla geometria proposta del modello a piastra. Come misura dell'esposizione all'aria delle diverse superfici nella galleria, questo parametro è importante per calcolare la deformazione indotta dal ritiro. Per calcolarlo la galleria è suddivisa in quattro parti: fondazioni, piedritto a monte, piedritto a valle e calotta.

- l'area di ogni sezione è calcolata come:

$$A = 22.5 \cdot h$$

dove,

22.5 è la lunghezza del concio,  
h è l'altezza di ogni sezione.

- il perimetro della sezione a contatto con l'aria è:

$$P = 22.5 \cdot i$$

dove,

$i$  è il numero di facce longitudinali a contatto con l'aria.

- la lunghezza nominale viene calcolata come:

$$h_0 = \frac{2A}{P}$$

I dati rilevanti per calcolare la lunghezza nominale si mostrano in tabella, questi dati vengono ottenuti dal modello. Nelle figure si mostrano le corrispondenti curve di ritiro delle diverse lunghezze nominali per le diverse parti della struttura considerando un'umidità relativa del 70%. Questi andamenti sono calcolati automaticamente dal software in base alle prescrizioni indicate nel EC2.

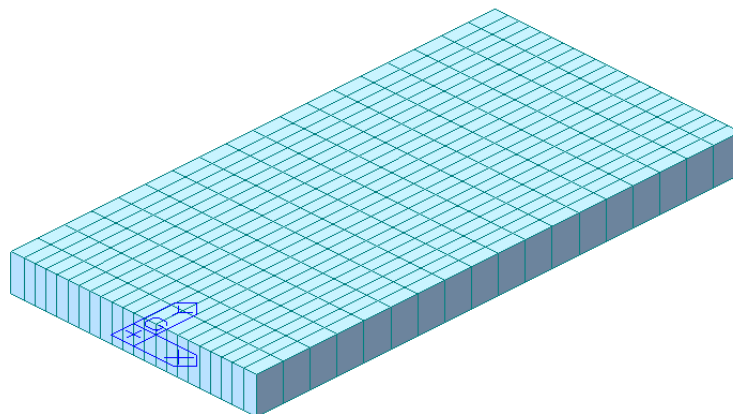
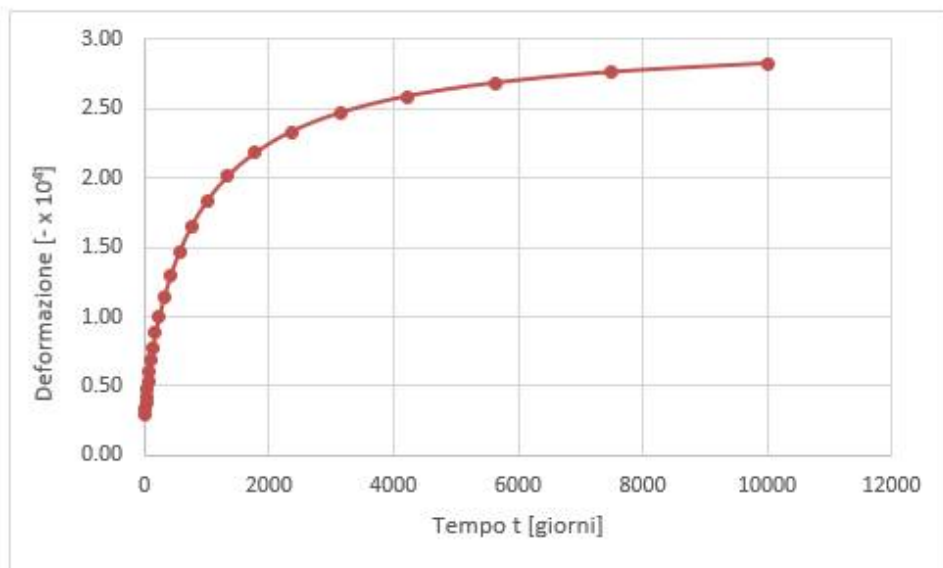
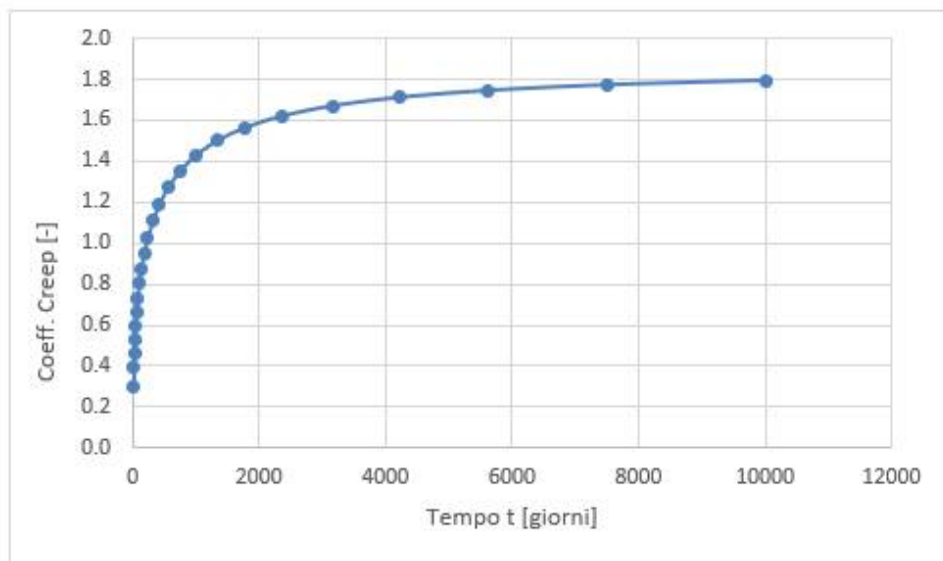
**Tabella 58.** Parametri per il calcolo della lunghezza nominale.

		Calotta	Piedritto Monte	Piedritto Valle	Fondazione	
h	[mm]	1200	1200	1200	1600	Altezza sezione
A	[mm <sup>2</sup> ]	27000000	27000000	27000000	36000000	Area sezione
P	[mm]	22500	45000	45000	22500	Perimetro contatto aria
$h_0$	[mm]	2400	1200	804	3200	Lunghezza nominale

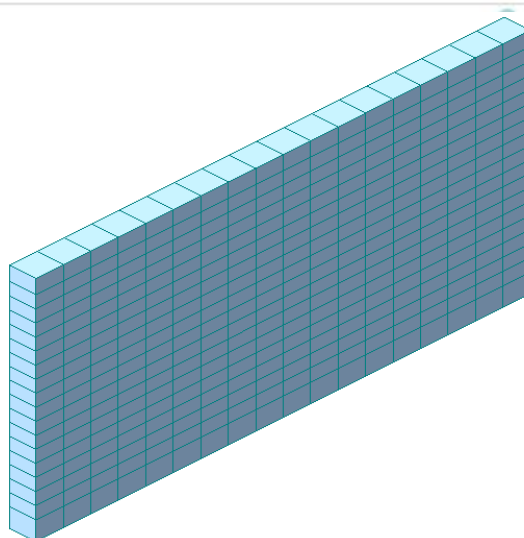
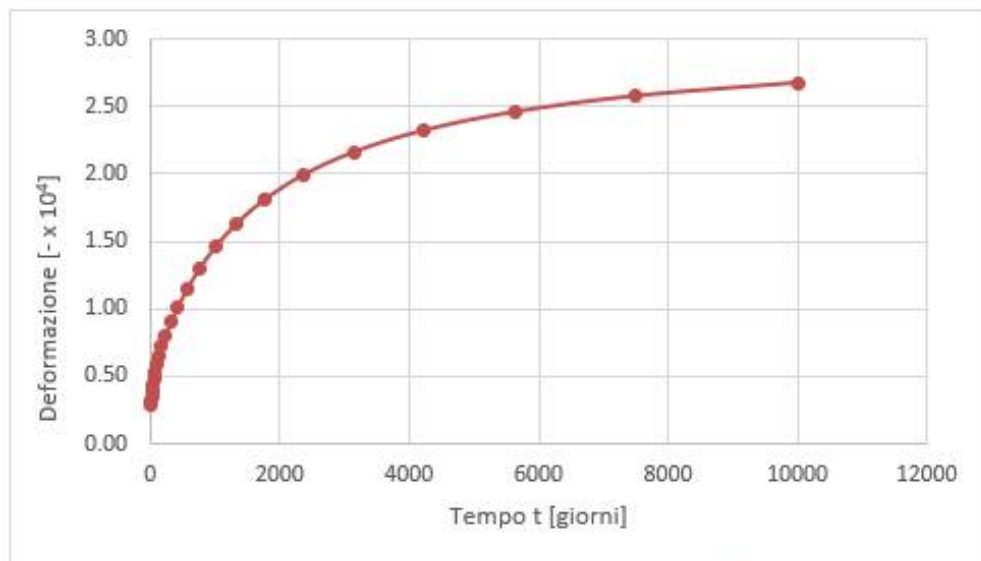
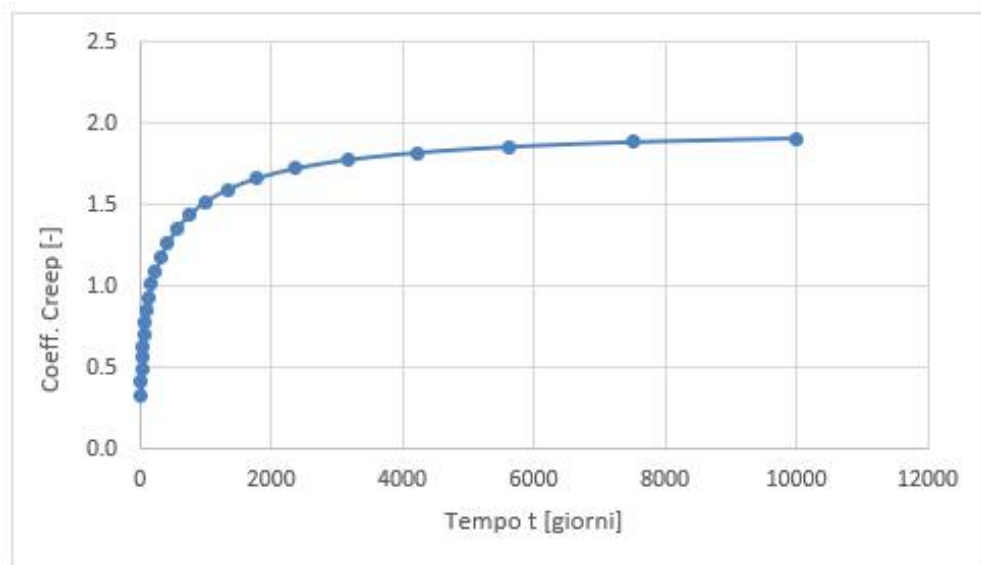
Si mostra anche l'evoluzione nel tempo del coefficiente di Creep e la resistenza media  $f_{cm}$ . Le proprietà del calcestruzzo utilizzato in tutti questi diagrammi sono richiamate in tabella.

**Tabella 59.** Caratteristiche del calcestruzzo C30/37.

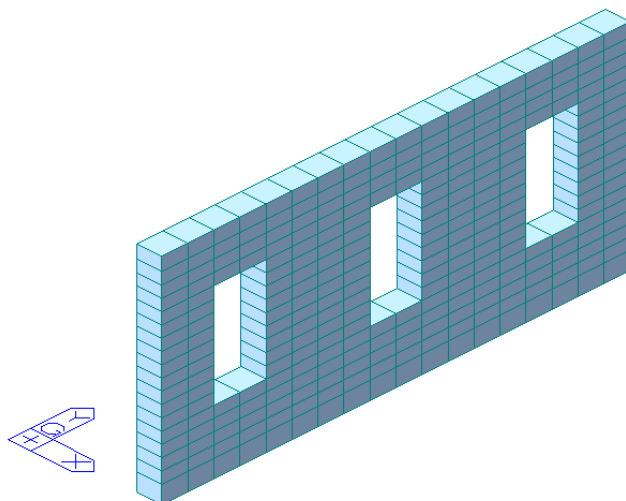
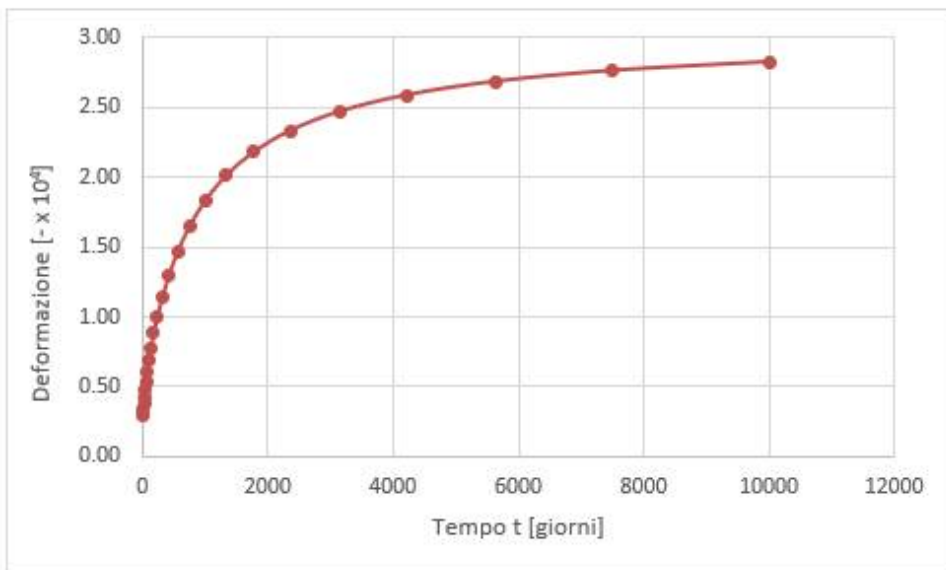
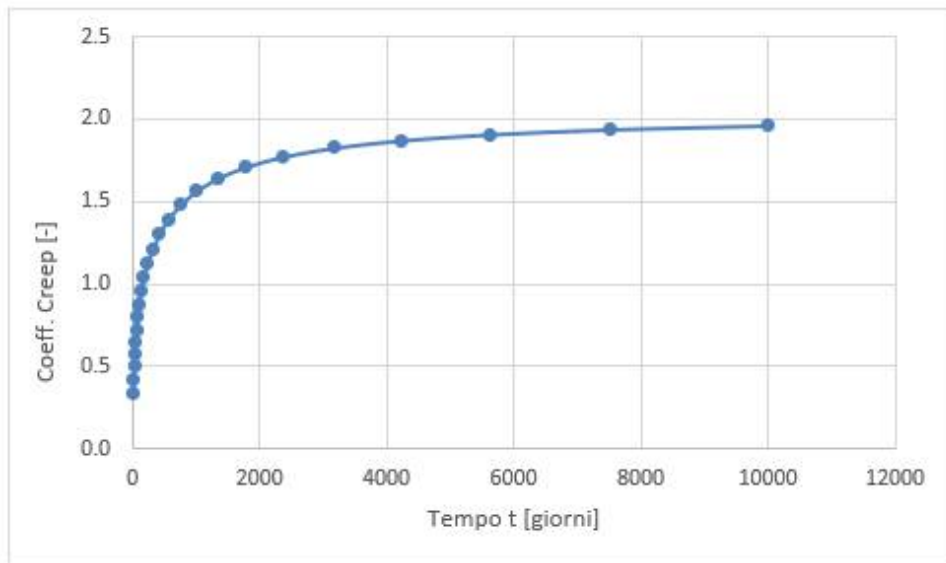
Proprietà	Unità		
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	Resistenza a compressione cubica
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.7	Resistenza a compressione cilindrica
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	38.7	Resistenza a compressione media
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	Resistenza a trazione media
$f_{ctk5\%}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.06	Resistenza a trazione al 5%



**Figura 66.** Diagramma Creep e ritiro - Fondazione - Galleria GA27.

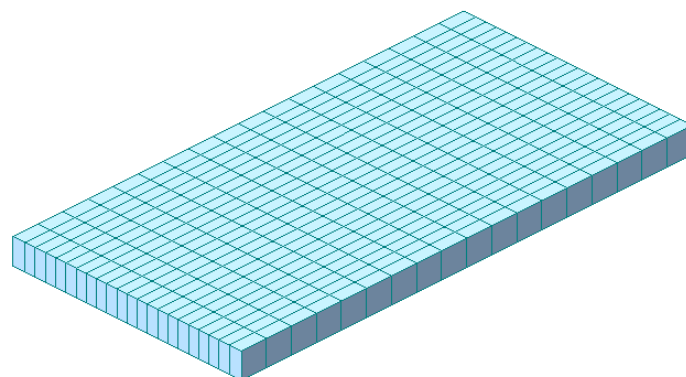
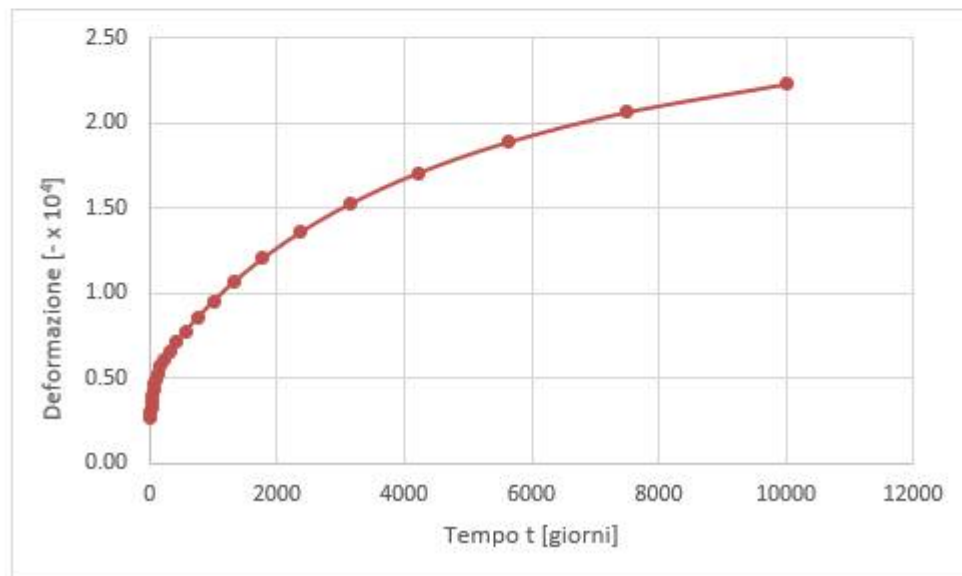
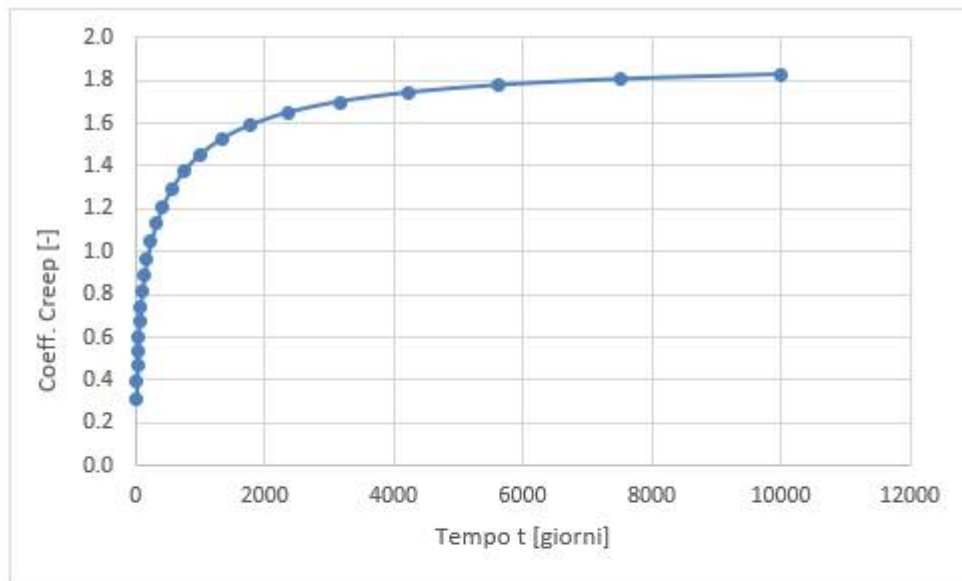


**Figura 67.** Diagramma Creep e ritiro – Piedritto a Monte - Galleria GA27.

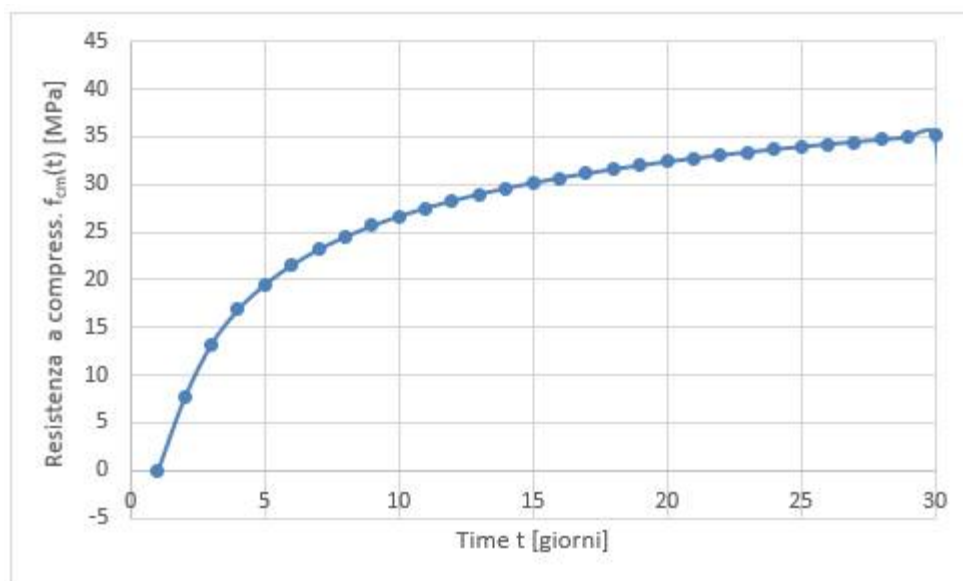


**Figura 68.** Diagramma Creep e ritiro – Piedritto a Valle - Galleria GA27.





**Figura 69.** Diagramma Creep e ritiro – Copertura - Galleria GA27.



**Figura 70.** Diagramma resistenza  $f_{cm}(t)$  – C30/37 - Galleria GA27.

$$f_{cm}(t) = f_{cm} * [s[1 - (28/t)]^{0.5}]$$

dove,

$$s = 0.25 \quad \text{per cemento classe N.}$$

### 9.2.3. Fasi realizzative

Per semplificare il problema, vengono considerate due fasi. La prima considera solo la presenza della fondazione fino a quando diventa abbastanza rigida da sostenere il peso degli elementi sopra. La seconda fase considera non solo i nuovi elementi sopra la fondazione, ma anche la variazione termica uniforme.

La divisione nelle fasi costruttive sommata al comportamento reologico dei materiali e alle variazioni termiche consente di catturare la deformazione differenziale longitudinale rilevante per il dimensionamento dell'armatura longitudinale.

Fase 1:

- lunga 30 giorni
- input non lineare di ritiro e Creep.
- vincoli verticali rigidi.
- molle lineari nella direzione longitudinale.
- solo la fondazione è gettata, quindi viene attivata solo la fondazione del modello.

Fase 2:

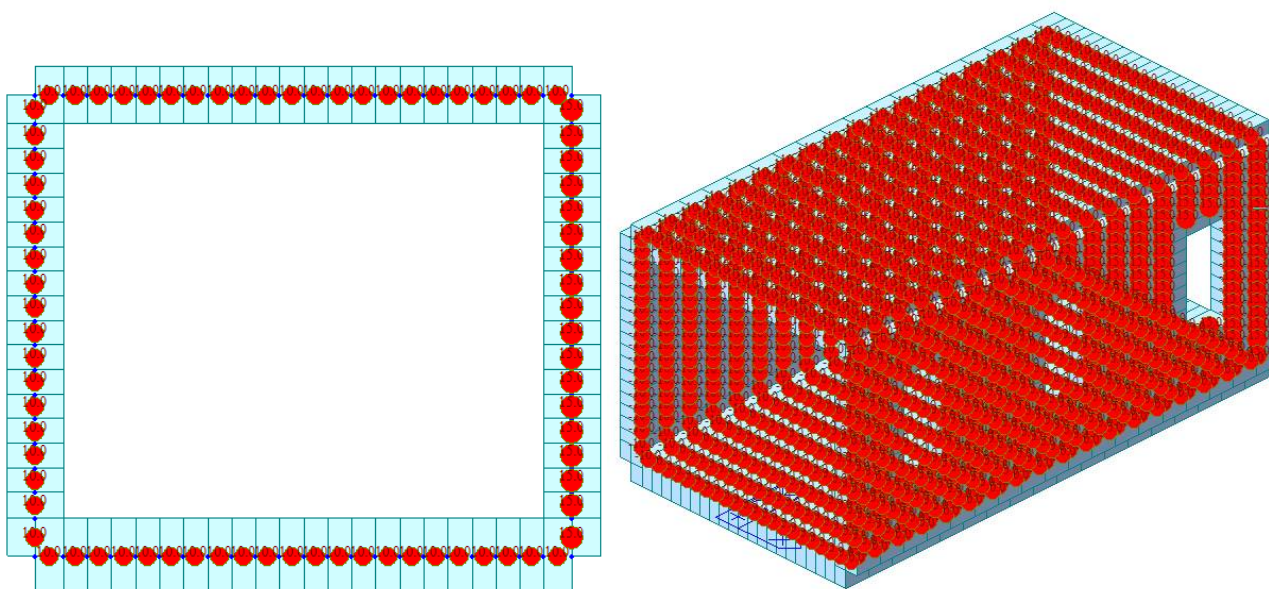
- lunga 20000 giorni (infinito).
- input non lineare di ritiro e Creep.
- viene applicato un carico termico uniforme.
- molle lineari nella direzione longitudinale e trasversale in fondazione sono tenute dalla fase 1
- l'intera galleria viene gettata, quindi per il modello vengono attivati i piedritti e la copertura.

#### 9.2.4. Carico termico uniforme

Si impone un carico termico uniforme in ogni singolo elemento durante la fase 2.

**Tabella 60.** Carico termico – Galleria GA27.

Elementi	$\Delta T_U$
[-]	[°]
Copertura	-10
Fondazione	-10
Piedritto a monte	-10
Piedritto a valle	-15



**Figura 71.** Carico termico uniforme – Galleria GA27.

#### 9.2.5. Risultati analisi agli elementi finiti

In tabelle si riportano le tensioni a trazione massime trovate in ogni elemento del concio analizzato. Nelle figure si riportano le mappature delle tensioni per ogni fase.

**Tabella 61.** Tensioni in fondazione – Galleria GA27.

Direzione		Unità	Fase 1	Fase 2	
Longitudinale	$\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.004	0.287	Tensione a trazione
[YY]	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-1.044	Tensione a compress.
Trasversale	$\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.001	1.035	Tensione a trazione
[XX]	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-0.166	Tensione a compress.

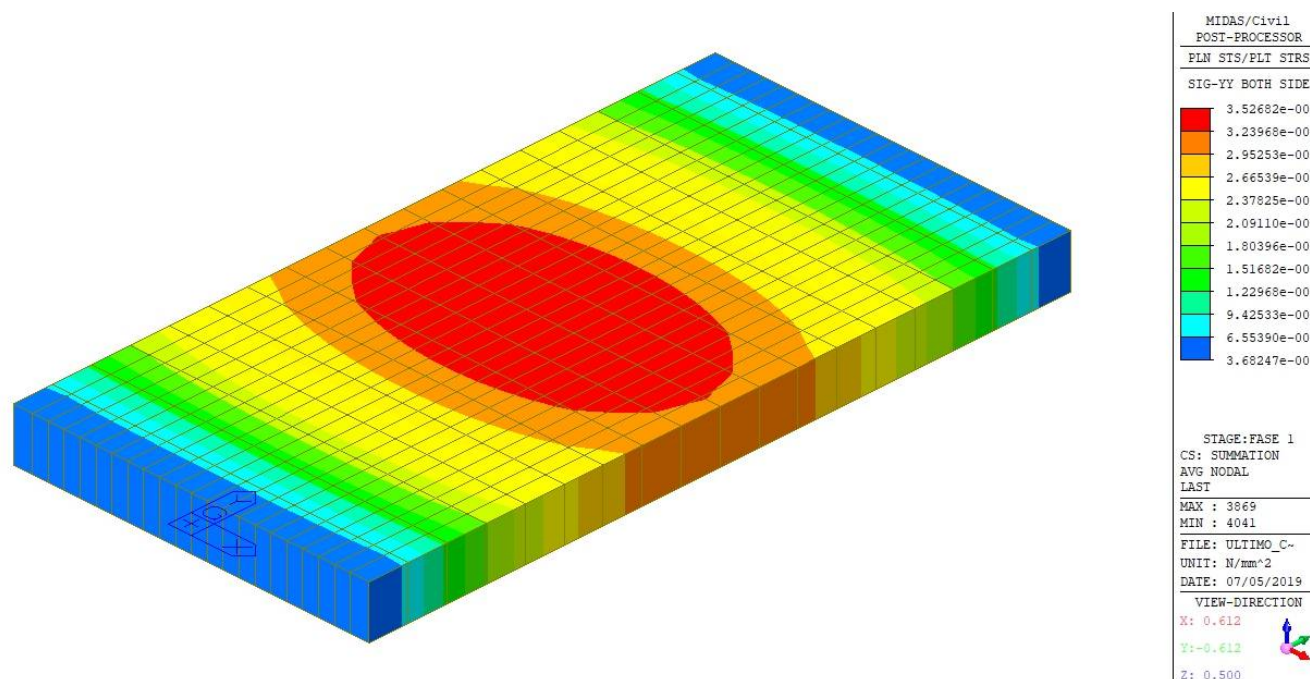
**Tabella 62.** Tensioni nei muri– Galleria GA27.

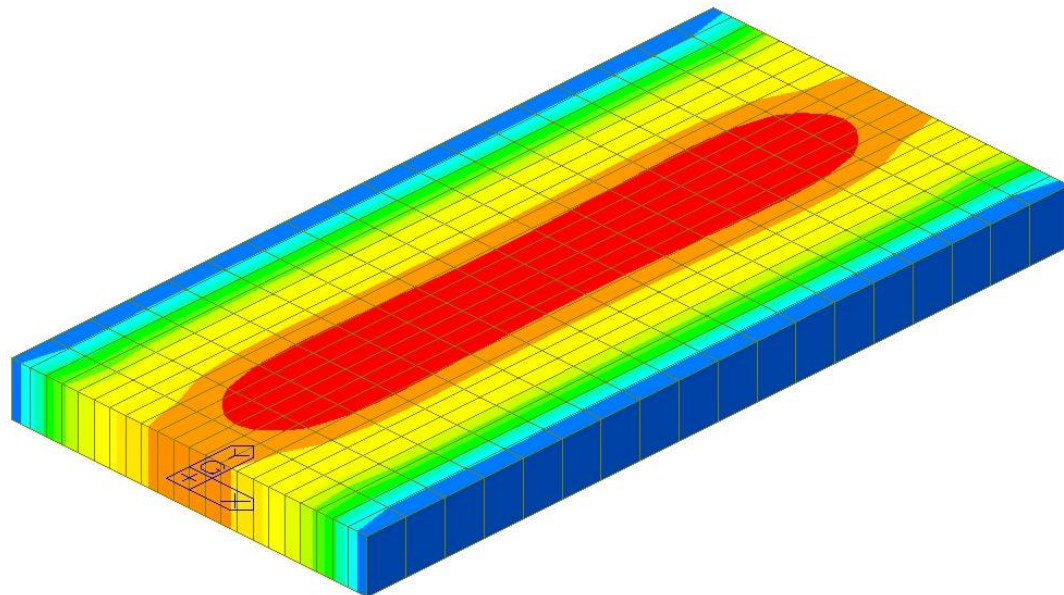
Direzione		Unità	Fase 1	Fase 2	
Longitudinale	$\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	2.233	Tensione a trazione
[YY]	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-0.064	Tensione a compress.
Trasversale	$\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	Tensione a trazione
[XX]	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	Tensione a compress.


**Tabella 63.** Tensioni in copertura – Galleria GA27.

Direzione		Unità	Fase 1	Fase 2	
Longitudinale	$\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	0.020	Tensione a trazione
[YY]	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-1.018	Tensione a compress.
Trasversale	$\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	0.796	Tensione a trazione
[XX]	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-0.171	Tensione a compress.

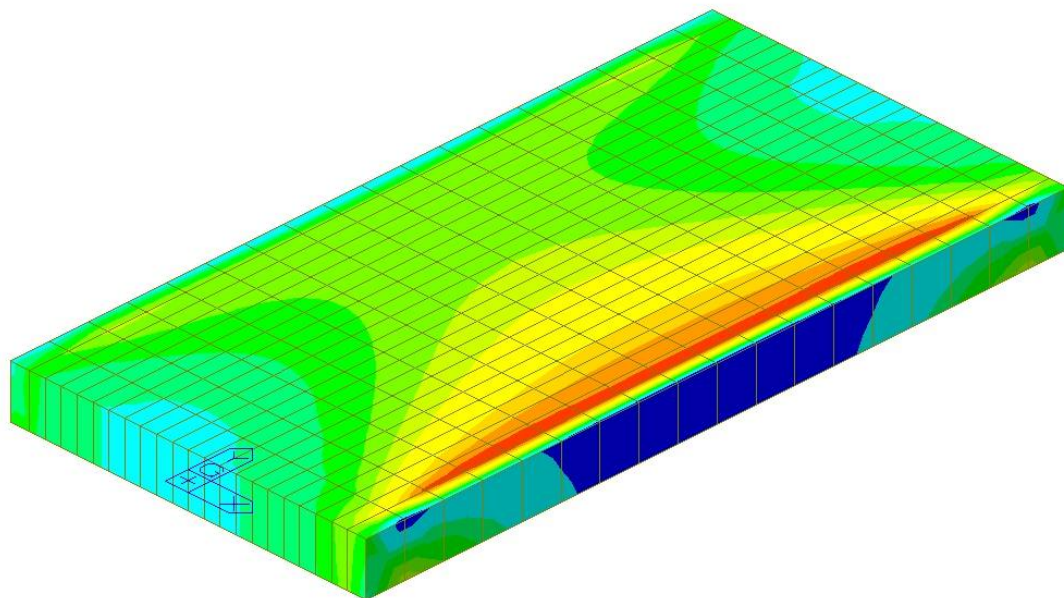
La massima tensione a trazione è presente nel piedritto a valle in corrispondenza con la finestra centrale (2.23 MPa). A questo valore deve essere aggiunto il valore di tensione ricavato dall'analisi di iperstaticità sezionale.


**Figura 72.** Tensioni in direzione longitudinale – Fase 1 - Galleria GA27.



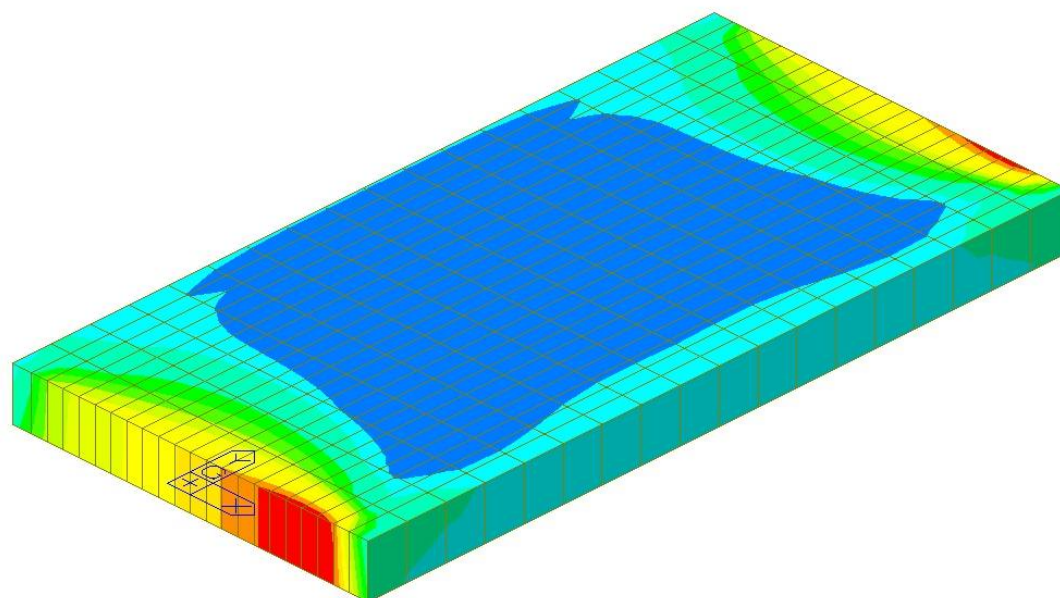
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
PLM STS/PLT STRS	
SIG-XX BOTH SIDE	
9.03273e-004	
8.29242e-004	
7.55211e-004	
6.81180e-004	
6.07149e-004	
5.33118e-004	
4.59087e-004	
3.85056e-004	
3.11025e-004	
2.36994e-004	
1.62963e-004	
8.89317e-005	
STAGE:FASE 1	
CS: SUMMATION	
AVG NODAL	
LAST	
MAX : 3874	
MIN : 3696	
FILE: ULTIMO_C-	
UNIT: N/mm <sup>2</sup>	
DATE: 07/05/2019	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.612	
Y:-0.612	
Z: 0.500	

**Figura 73.** Tensioni in direzione trasversale – Fase 1 - Galleria GA27.



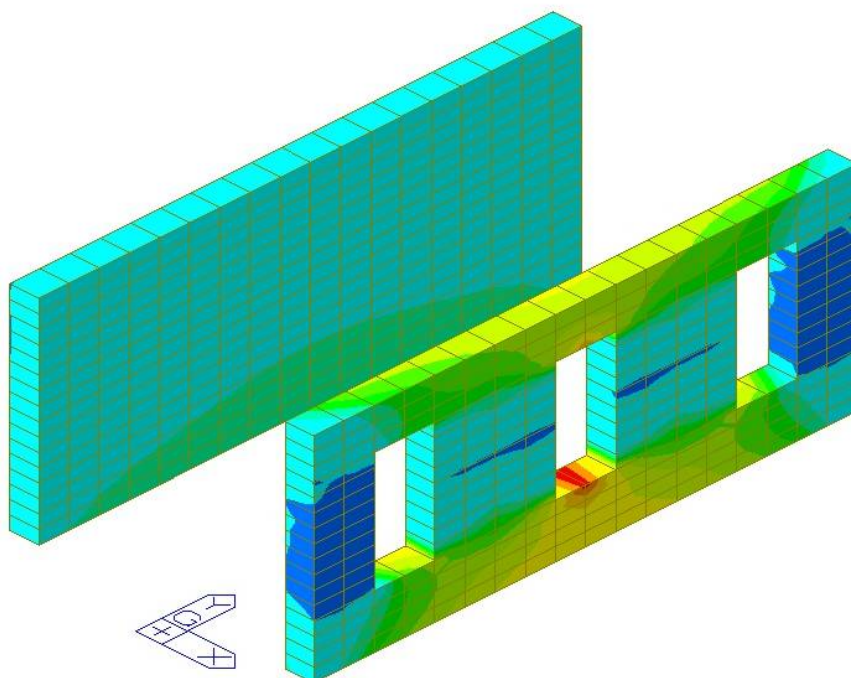
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
PLM STS/PLT STRS	
SIG-YY BOTH SIDE	
2.86673e-001	
1.65741e-001	
0.00000e+000	
-7.61241e-002	
-1.97056e-001	
-3.17989e-001	
-4.38921e-001	
-5.59853e-001	
-6.80786e-001	
-8.01718e-001	
-9.22650e-001	
-1.04358e+000	
STAGE:FASE 2	
CS: SUMMATION	
AVG NODAL	
LAST	
MAX : 3690	
MIN : 3694	
FILE: ULTIMO_C-	
UNIT: N/mm <sup>2</sup>	
DATE: 07/05/2019	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.612	
Y:-0.612	
Z: 0.500	

**Figura 74.** Tensioni in direzione longitudinale - Fondazione – Fase 2 - Galleria GA27.



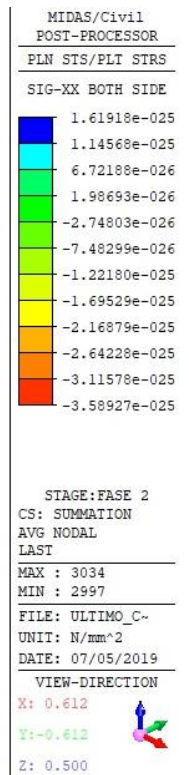
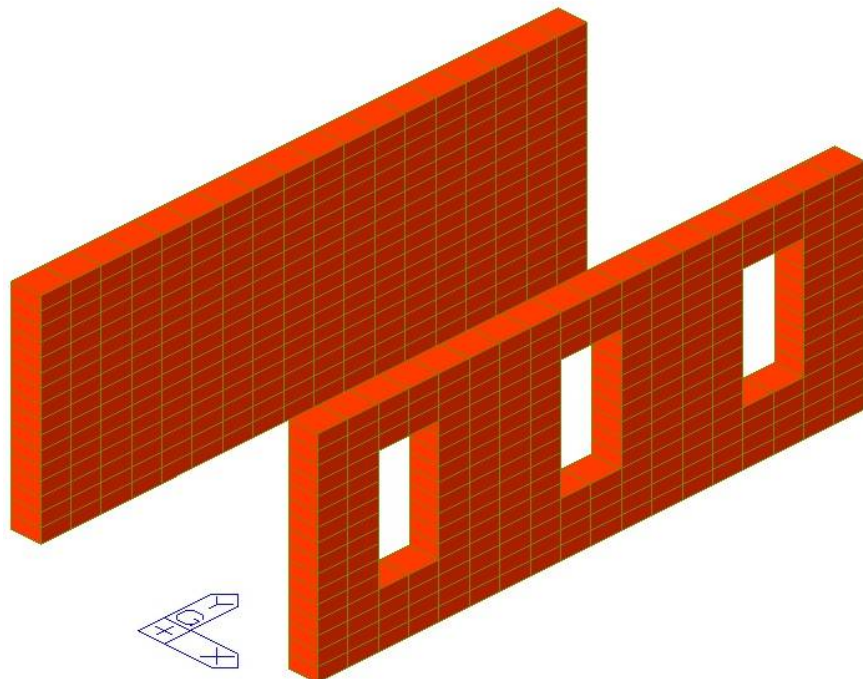
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
PLN	SIS/PLT STRS
SIG-XX BOTH SIDE	
1.03460e+000	
9.25461e-001	
8.16323e-001	
7.07184e-001	
5.98045e-001	
4.88907e-001	
3.79768e-001	
2.70629e-001	
1.61491e-001	
0.00000e+000	
-5.67864e-002	
-1.65925e-001	
STAGE:FASE 2	
CS: SUMMATION	
AVG NODAL	
LAST	
MAX : 3735	
MIN : 3848	
FILE: ULTIMO_C~	
UNIT: N/mm^2	
DATE: 07/05/2019	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Figura 75. Tensioni in direzione trasversale - Fondazione – Fase 2 - Galleria GA27.

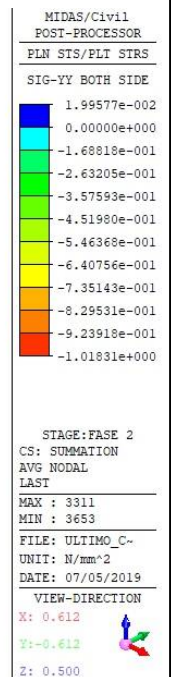
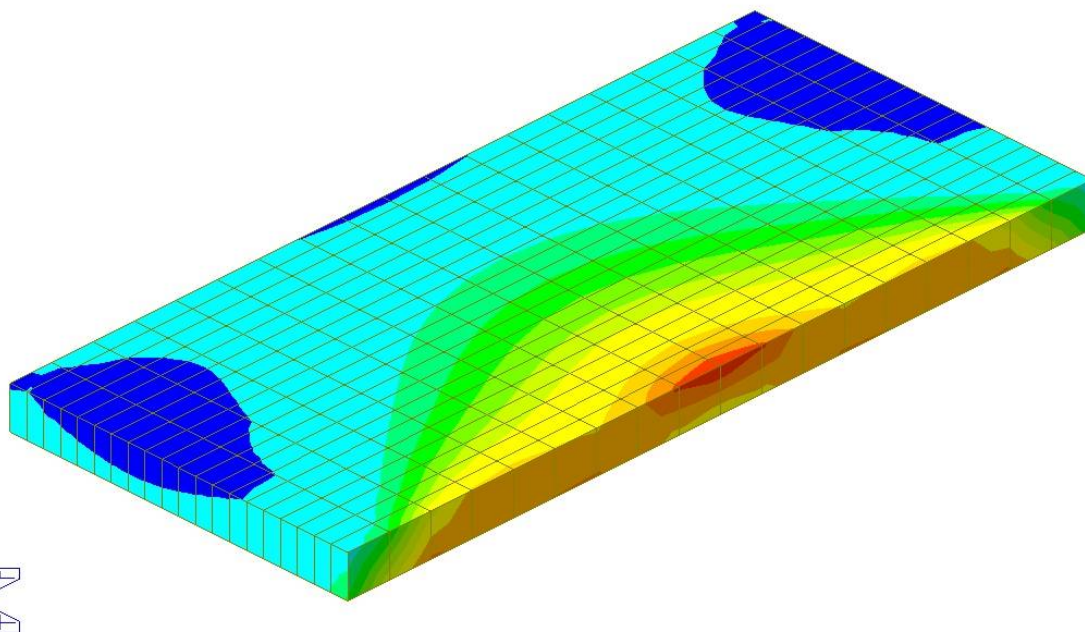


MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
PLN	SIS/PLT STRS
SIG-YY BOTH SIDE	
2.23267e+000	
2.02388e+000	
1.81510e+000	
1.60631e+000	
1.39753e+000	
1.18874e+000	
9.79956e-001	
7.71170e-001	
5.62385e-001	
3.53599e-001	
0.00000e+000	
-6.39719e-002	
STAGE:FASE 2	
CS: SUMMATION	
AVG NODAL	
LAST	
MAX : 3203	
MIN : 3159	
FILE: ULTIMO_C~	
UNIT: N/mm^2	
DATE: 07/05/2019	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Figura 76. Tensioni in direzione longitudinale - Muri – Fase 2 - Galleria GA27.



**Figura 77.** Tensioni in direzione trasversale - Muri – Fase 2 - Galleria GA27.



**Figura 78.** Tensioni in direzione longitudinale - Copertura – Fase 2 - Galleria GA27.

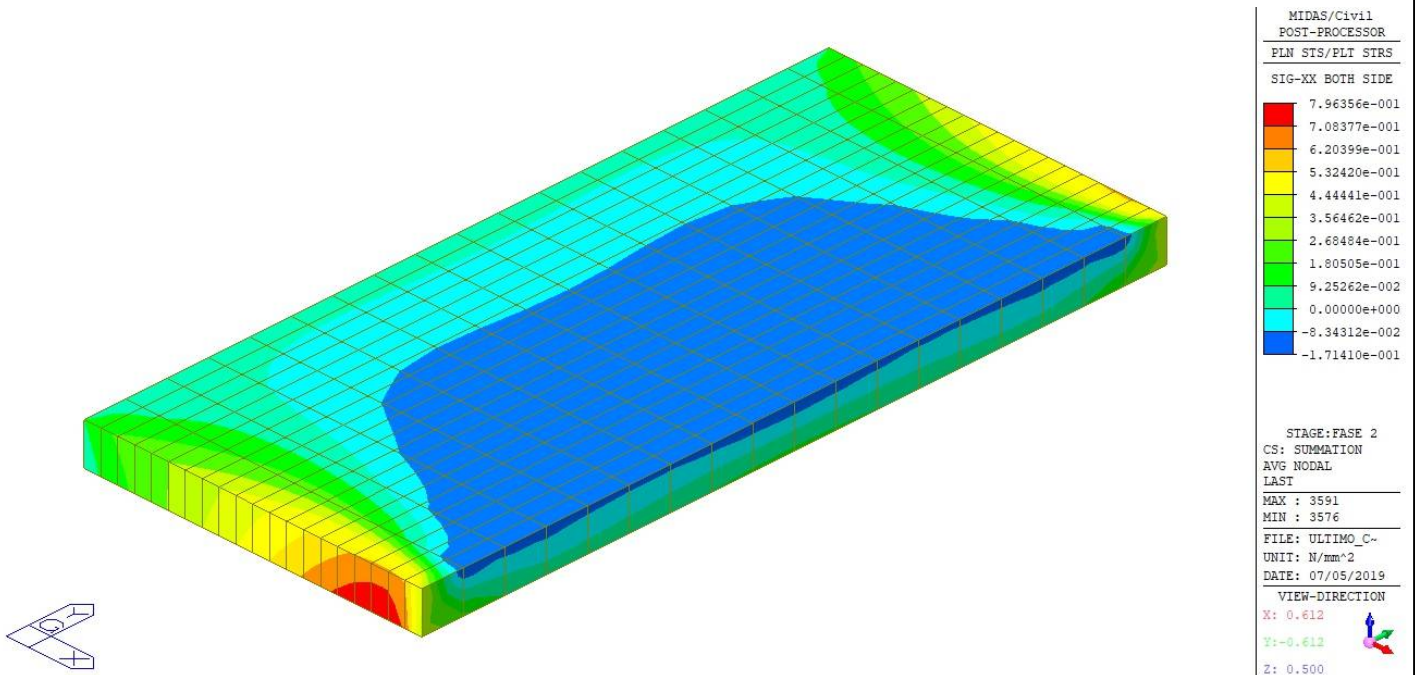


Figura 79. Tensioni in direzione trasversale - Copertura – Fase 2 - Galleria GA27.

### 9.3. EFFETTO IPERSTATICITA A LIVELLO SEZIONALE

Si valuta l'effetto del rapporto di armatura longitudinale proposto a livello sezione, quando a questa viene imposta una deformazione per ritiro. La presenza di acciaio all'interno della sezione può essere intesa come una molla aggiunta.

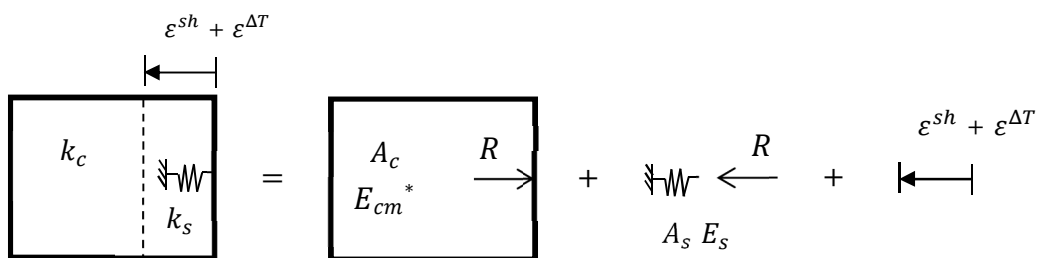


Figura 80. Iperstaticità in sezione - Galleria GA27.

Il comportamento viene governato dalla seguente espressione

$$R = (\epsilon^{sh} + \epsilon^{\Delta T}) * [(A_c E_{cm} * A_s E_s) / (A_c E_{cm} - A_s E_s)]$$

$$\sigma_c = R / A_c$$

$$\sigma_s = R / A_s$$

dove,

- $\epsilon^{sh}$  deformazione imposta dal ritiro,
- $\epsilon^{\Delta T} = \alpha_c * \Delta T$  deformazione imposta dalla temperatura,
- $\alpha_c$  coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo,
- $\Delta T$  variazione termica uniforme ambientale,



$E_{cm}'$	modulo elastico aggiustato del calcestruzzo,
$A_c$	area della sezione in calcestruzzo,
$E_s$	modulo elastico dell'acciaio;
$A_s$	area dell'armatura

La variazione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo,

$$E_{cm}(t) = E_{cm}(t = t_0) * [f_{cm}(t) / f_{cm}]^{0.3}$$

dove,

$$f_{cm}(t) = f_{cm} * \beta(t) = (f_{ck} + 8) * \exp[0.25 * (1 - (28/t)^{0.5})]$$

con  $E_{cm}$  a  $t = 20028$  giorni i seguenti parametri sono calcolati,

$$E_{cm}' = E_{cm}(t = 20028) / (1 + \varphi)$$

Il coefficiente di Creep  $\varphi$  viene considerato in un tempo infinito a modo cautelativo e la deformazione da ritiro è considerata pari a 0.27 ‰ coerente con quanto detto in altri capitoli. Viene considerata una sezione del piedritto a valle 120 x 100 cm con l'armatura minima longitudinale di (5+5)Φ20. L'effetto della temperatura è incluso come una deformazione imposta considerando un cambiamento uniforme della temperatura di -15 ° C.

**Tabella 64.** Parametri di calcolo – Galleria GA27.

$\Delta T$	[°C]	15	Cambio di temperatura uniforme
$\alpha_c$	[1/°C]	1.00E-05	Coefficiente di dilatazione termica
$\epsilon^{\Delta T}$	[-]	1.50E-04	Deformazione totale per cambio termico
$\epsilon_{sh}$	[-]	2.70E-04	Deformazione totale per ritiro
$\varphi$	[-]	2.50	Coefficiente di Creep
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37.0	Resistenza a compressione cubica
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.7	Resistenza a compressione cilindrica
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	38.7	Resistenza media iniziale
$f_{cm}(t=20028)$	[N/mm <sup>2</sup> ]	49.2	Resistenza media a t = 5000 giorni
$E_{cm}(t=t_0)$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33019	Modulo Elastico C.A. iniziale
$E_{cm}(t=20028)$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35490.99	Modulo Elastico C.A. a t = 5000 giorni
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	Modulo elastico acciaio
$E_{cm}'$	[N/mm <sup>2</sup> ]	10140.28297	Modulo elastico aggiustato del C.A.
$n^*$	[-]	20.71	Rapporto dei moduli
$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1200000	Area di calcestruzzo
$A_s$	[-]	(5+5) φ 20 + φ 16/40	Armatura longitudinale
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	3644.25	Area di armatura tesa

**Tabella 65.** Azioni sul calcestruzzo e l'acciaio di armatura – Galleria GA27.

R	[kN]	342.99	Forza di trazione sul calcestruzzo
$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.29	Tensione di trazione sul calcestruzzo
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	94.12	Compressione sull'acciaio

#### 9.4. TENSIONI COMPLESSIVE E CONCLUSIONI

La tensione massima del muro a valle corrisponde a la somma dei valori trovati per l'effetto dei vincoli ( $\sigma_t^{\text{VINCOLI}}$ ) e la presenza di armatura ( $\sigma_t^{\text{SEZIONE}}$ ) a livello sezionale.

$$\sigma_t^{\text{TOTALE}} = \sigma_t^{\text{VINCOLI}} + \sigma_t^{\text{SEZIONE}} = 2.23 + 0.29 = 2.52 \text{ N/mm}^2$$

Confrontando con la resistenza a trazione del calcestruzzo  $f_{ctm}$  si osserva che l'armatura minima proposta in senso longitudinale risulta sufficiente per prevenire la formazione di fessuri in tutto il manufatto.

**Tabella 66.** Risultato analisi longitudinale – Galleria GA27.

$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37.00	Resistenza a compressione cubica
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71	Resistenza a compressione cilindrica
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.94	Resistenza a trazione
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.52	Tensione a trazione massima sollecitante
C.S	[-]	1.17	Coefficiente di sicurezza