



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO



ACEA ATO 2 SPA





IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site

SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO
A194PD R005 7

COD. ATO2 APE10116

DATA **OTTOBRE 2019** SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento
 dell'approvvigionamento della città
 metropolitana di Roma
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema
 idrico del Peschiera",
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO
 DEL PESCHIERA
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

PROGETTO DEFINITIVO

TEAM DI PROGETTAZIONE

CAPO PROGETTO
 Ing. Angelo Marchetti

IDRAULICA
 Ing. Eugenio Benedini

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA
 Geol. Stefano Tosti

GEOTECNICA E STRUTTURE
 Ing. Angelo Marchetti

ASPETTI AMBIENTALI
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO
 Geom. Stefano Francisci

ATTIVITA' PATRIMONIALI
 Geom. Fabio Pompei

Hanno collaborato:
 Ing. Roberto Biagi
 Ing. Claudio Lorusso
 Ing. Marco Iannucci
 Ing. Eleonora Accorsi

Consulenti:
 Prof. Ing. Francesco Federico
 Prof. Ing. Quintilio Napoleoni
 GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group
 IAAT - Italian Association For Trenchless Technology



RELAZIONE GEOTECNICA
 Allegato 3/6

INDICE

1	PREMESSA	7
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
	2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA.....	8
	2.2 ARTICOLI E LETTERATURA SCIENTIFICA.....	13
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	17
	3.1 NUOVO BIPARTITORE BIP	19
	3.2 CANALE DI SCARICO BIPARTITORE	22
	3.3 MANUFATTI DI COLLEGAMENTO AL PESCHIERA DESTRO	25
4	MATERIALI	30
	4.1 CALCESTRUZZO ARMATO PER PARATIE DI PALI E OPERE DI CONTENIMENTO DELLO SCAVO 30	
	4.2 CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI PULIZIA O RIEMPIMENTI.....	30
	4.3 ACCIAIO	30
	4.3.1 BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	30
	4.3.2 TUBOLARI PER MICROPALI PER LE OPERE MINORI DEL BIPARTITORE	31
	4.3.3 TUBOLARI PER MICROPALI PER L’ATTACCO AL PESCHIERA INFERIORE DESTRO	31
	4.3.4 TREFOLI.....	31
	4.4 VRT	31
5	NUOVO MANUFATTO BIPARTITORE	33
	5.1 SOFTWARE DI CALCOLO	34
	5.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	35

5.3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	36
5.4	VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE.....	41
5.5	ANALISI DEI CARICHI PARATIE	43
5.5.1	PESO PROPRIO	43
5.5.2	CARICHI ACCIDENTALI	43
5.5.3	AZIONE SISMICA.....	43
5.5.4	SPINTA DEL TERRENO	46
5.6	VERIFICHE PARATIE	48
5.6.1	VERIFICHE SLU.....	48
5.6.2	VERIFICHE SLE	48
5.6.3	COMBINAZIONI DI CARICO	48
5.7	ANALISI NUMERICHE	50
5.8	RISULTATI	62
5.8.1	SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU + SLV)	62
5.8.2	CONFIGURAZIONI DEFORMATE	65
5.8.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	70
5.8.4	VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI.....	71
5.8.4.1	Gabbia 1 (da 0.0 m a -10.0 m dalla testa palo); L = 10m	71
5.8.4.2	Gabbia 2 (da -10.0 m a -18.0 m dalla testa palo); L = 8m	76
5.8.5	VERIFICA TIRANTI	81
5.8.6	VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE.....	85
5.8.7	ARMATURE IN VTR	87

5.8.7.1	Verifica strutturale dei pali armati con VTR.....	89
5.8.8	CARATTERISTICHE DELL’OPERA	95
6	OPERE MINORI DEL NUOVO MANUFATTO BIPARTITORE	97
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO	98
6.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	99
6.3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	105
6.4	VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE.....	108
6.5	PARATIA DI MICROPALI.....	115
6.5.1	ANALISI DEI CARICHI	115
6.5.1.1	Peso proprio.....	115
6.5.1.2	Carichi accidentali	115
6.5.1.3	Azione sismica.....	115
6.5.1.4	Spinta del terreno	119
6.5.2	VERIFICHE.....	120
6.5.2.1	Verifiche SLU.....	120
6.5.2.2	Verifiche SLE	120
6.5.2.3	Combinazioni di carico	121
6.5.3	ANALISI NUMERICHE.....	122
6.5.4	RISULTATI	132
6.5.4.1	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)	132
6.5.4.2	Configurazioni deformate	135
6.5.4.3	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)	140
6.5.4.3.1	Verifica nei confronti delle deformazioni.....	140

6.5.4.4	Verifica strutturale dei micropali	141
6.5.4.5	Verifica tiranti.....	143
6.5.4.6	Verifica trave di ripartizione.....	147
6.6	MURI DI SOSTEGNO	148
6.6.1	ANALISI DEI CARICHI	148
6.6.1.1	Peso proprio.....	148
6.6.1.2	Terreno di riempimento	148
6.6.1.3	Carichi accidentali	149
6.6.1.4	Azione sismica.....	151
6.6.1.5	Calcolo dei coefficienti sismici.....	154
6.6.2	SPINTA DEL TERRENO	155
6.6.2.1	Calcolo della spinta attiva in condizioni statiche	155
6.6.2.2	Calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche	156
6.6.2.3	Carico uniforme sul terrapieno.....	157
6.6.3	VERIFICHE.....	157
6.6.3.1	Verifiche SLU.....	157
6.6.3.2	Combinazioni di carico	158
6.6.4	ANALISI NUMERICHE	160
6.6.4.1	Muro TIPO 1 e 3	161
6.6.4.2	Muro TIPO 2.....	168
6.6.4.3	Muro TIPO 4.....	182
6.6.5	RISULTATI TIPO 1 E 3	191
6.6.5.1	Verifiche geotecniche.....	191

6.6.5.2	Verifiche strutturali	197
6.6.5.3	Verifiche a fessurazione	203
6.6.5.4	Verifiche di stabilità globale.....	206
6.6.6	RISULTATI TIPO 2	209
6.6.6.1	Verifiche geotecniche.....	209
6.6.6.2	Verifiche strutturali	221
6.6.6.3	Verifiche a fessurazione	233
6.6.7	RISULTATI TIPO 4	238
6.6.7.1	Verifiche geotecniche.....	239
6.6.7.2	Verifiche strutturali	246
6.6.7.3	Verifiche a fessurazione	252
6.6.7.4	Verifiche di stabilità globale.....	255
6.6.8	CARATTERISTICHE DELL’OPERA	259
7	MANUFATTO DI COLLEGAMENTO AL PESCHIERA DESTRO	261
7.1	SOFTWARE DI CALCOLO	262
7.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	263
7.3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	265
7.4	VERIFICHE PLATEE DI FONDAZIONE	269
7.4.1	PLATEA MANUFATTO 1	269
7.4.2	PLATEA MANUFATTO 2	271
7.5	PARATIA DI MICROPALI.....	273
7.5.1	ANALISI DEI CARICHI	273
7.5.1.1	Peso proprio.....	273

7.5.1.2	Carichi accidentali	273
7.5.1.3	Azione sismica	273
7.5.1.4	Spinta del terreno	276
7.5.2	VERIFICHE	278
7.5.2.1	Verifiche SLU	278
7.5.2.2	Verifiche SLE	278
7.5.2.3	Combinazioni di carico	278
7.5.3	ANALISI NUMERICHE	281
7.5.4	RISULTATI	302
7.5.4.1	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)	302
7.5.4.2	Configurazioni deformate	305
7.5.4.3	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)	310
7.5.4.4	Verifica strutturale dei micropali	311
7.5.4.5	Verifica tiranti.....	313
7.5.4.6	Verifica trave di ripartizione.....	320
7.5.5	DIMENSIONAMENTO PUNTONI SEZ. B-B	324
7.5.6	CARATTERISTICHE DELL’OPERA	330

1 PREMESSA

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), fa riferimento al calcolo delle opere provvisionali relativamente ai manufatti in corrispondenza del sorpasso alla centrale idroelettrica di Salisano. Il tratto è riportato nella figura sottostante:

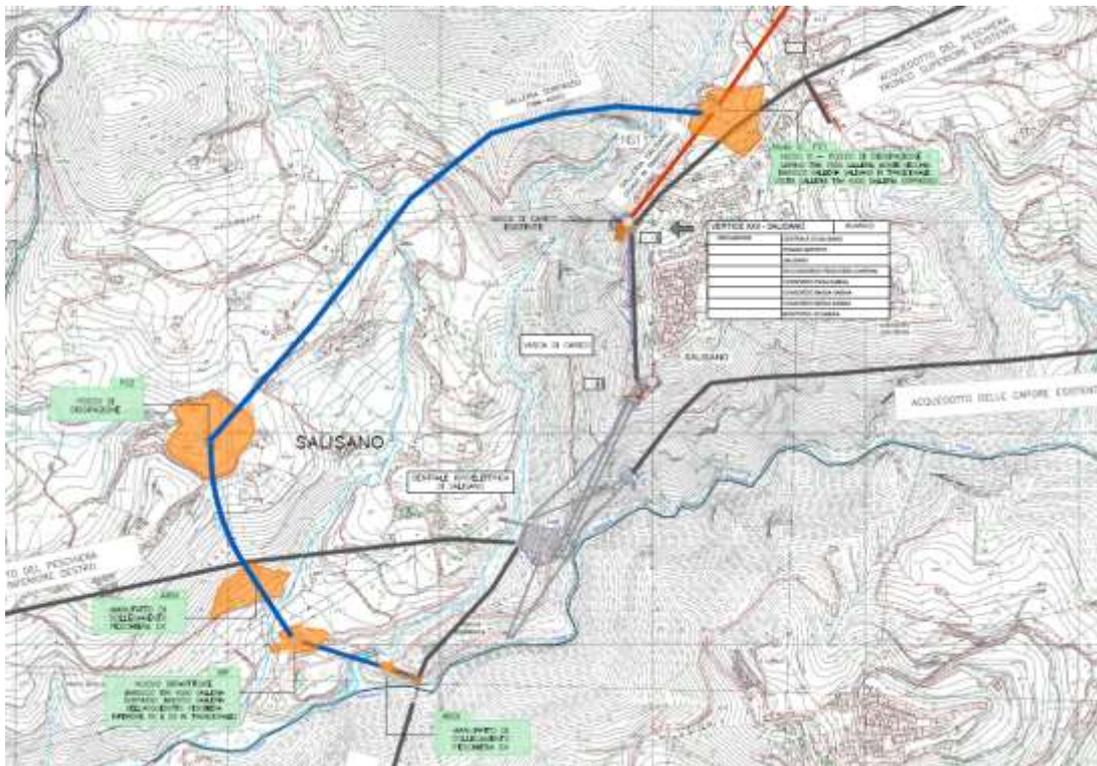


Figura 1-1 – Planimetria di dettaglio

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative, raccomandazioni e linee guida

Le valutazioni geotecniche relative alle opere dell’intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/74 n. 64 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”.
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. del 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.

- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’allegato 1 della D.G.R. 387/09”.
- “Steel Pipe – A Guide for Design and Installation”, AWWA American Water Works Association
- “Condotte forzate” Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019
- “Seismic Guidelines for Water Pipelines” ALA American Lifelines Alliance, 2005
- “Specification for Line Pipe” API American Petroleum Institute
- UNI EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”
- DWA-A-125E:2008 “Pipe Jacking and Related Techniques”
- DWA-A 161E “Static Calculation of Jacking Pipes”

- UNI/PdR 26.2:2017 “Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrato a basso impatto ambientale”
- UNI EN 12111:2010 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza”
- UNI EN 12336:2009 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza”.
- AICAP-AGI “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni” (2012).
- AGI “Jet Grouting. Raccomandazioni” (2012).
- SIG “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo” (1997).
- AGI “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” (1994).
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method.
- ITA Guidelines for the design of tunnels (1988).
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling».
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM (5/1997).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines (10/2010).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines (6/2000).

- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines (5/1997).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings (2/2006).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings (8/2005).
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n. 36 "Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti".

2.2 Articoli e letteratura scientifica

- Anagnostou, G., Kovári, K. – “Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology”, 11 (2), 165-173, 1996.
- Tamez e L. Cornejo “Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology” Tunnels & Tunnelling, Aprile 1989
- Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290;
- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel Tunnelling '82, Brighton, 197-204;
- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at vertical openings. J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 93: 71-94;
- Lombardi G., Amberg W. A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974;
- Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels & Tunnelling International, May 2000.
- Boscardin M.D., Cording E.J. (1989) – Buildings response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, n.1, pp. 1-21;
- Burland J.B. (1995) – Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1189-1201;
- Burland J.B., Wroth C.P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, UK, pp. 611-654;

- Atterwell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie 1986.
- Boscardin, M.D. & Cording, E.G. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Jnl Geo Engrg, ASCE*, 115;1;1-21.
- Building Research Establishment (1981, revised 1990). Assessment of damage in low rise buildings with particular reference to progressive foundation movements. Digest 251, BRE, Garston, UK.
- Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. Conf Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611- 654.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 2; 495-546.
- Burland, J.B., Simpson, B. & St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Invited National Paper. Proc. 7th European Conf on SM&FE, Brighton, 1;13-29.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. ASCE Geotechnical Special Publication No. 25 - Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp439-470.
- Karlsrud, K. and Myrvoll, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick clay. Proc. 6th European Conf SM&FE, Vienna, 1;157-164.
- Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. *The Civ. Engr. in Sth Africa*, 5;5;122.
- MacLeod, I.A. & Littlejohn, G.S. (1974). Discussion on Session 5. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 792-795.

- Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in lay. *Géotechnique* 43; 2; 315-320.
- National Coal Board (1975). *Subsidence Engineers Handbook*. National Coal Board Production Dept., U.K.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. *Tunnelling '82*, London, 173-181.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, SOA Report. 7th Int Conf SM&FE, Mexico City, State of the Art Volume, pp225-290.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. (1957). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proc 4th Int Conf SM&FE*, London, 1;402.
- Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects. *Engineering Geology of Underground Movement*, Geological Society, Engineering Geology Special Publication No. 5, 79-92.
- The Institution of Structural Engineers (1978). *State of the Art Report - Structure-Soil Interaction*. Revised and extended in 1989.
- The Institution of Structural Engineers (1994). *Subsidence of low rise buildings*.
- Timoshenko, S. (1957). *Strength of materials - Part I*, D van Nostrand Co, Inc. London.
- R.M. Koerner, *Designing with Geosynthetics*, fifth edition, Prentice Hall
- S.J. Drushel, E.R. Underwood, *Design of Lining and Cover System Sideslopes*
- H.I.Ling, D. Leschinsky, *Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover System*, *J. Geotech. Geoeviron. Eng.* 1997
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines".
- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", *Geotechnical Fabrics Report*, March, pp. 20-23, 2000.

- St.John C.M., Zahrah T.F., 1987, Aseismic design of underground structures, Tunneling and Underground Space Techn Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci ology, 2 (2), 165-197.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F., 2006, Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari interraste, Atti del VI IARG, Pisa.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche.
- Wang J., 1993, Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of- the-art Design Approach, Monograph 7, Parsons, Brincker-hoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- Fu P.C., Wang G., Zhang J.M., 2004, Analytical approaches for underground structures subjected to longitudinally propagating shear waves, Proc. V ICSDEE & III ICEGE, Berkeley, USA.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996, Vol.III Strawman: screening, valuation and retrofit design of tunnels, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Re-search, Buffalo, New York.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La figura seguente illustra un quadro sinottico di tutte le opere previste per il progetto in esame, individuando sia i manufatti e gli interventi puntuali che gli elementi lineari che li collegano garantendone la continuità.

Nei paragrafi seguenti viene fornita una descrizione dettagliata di tutte le lavorazioni previste.

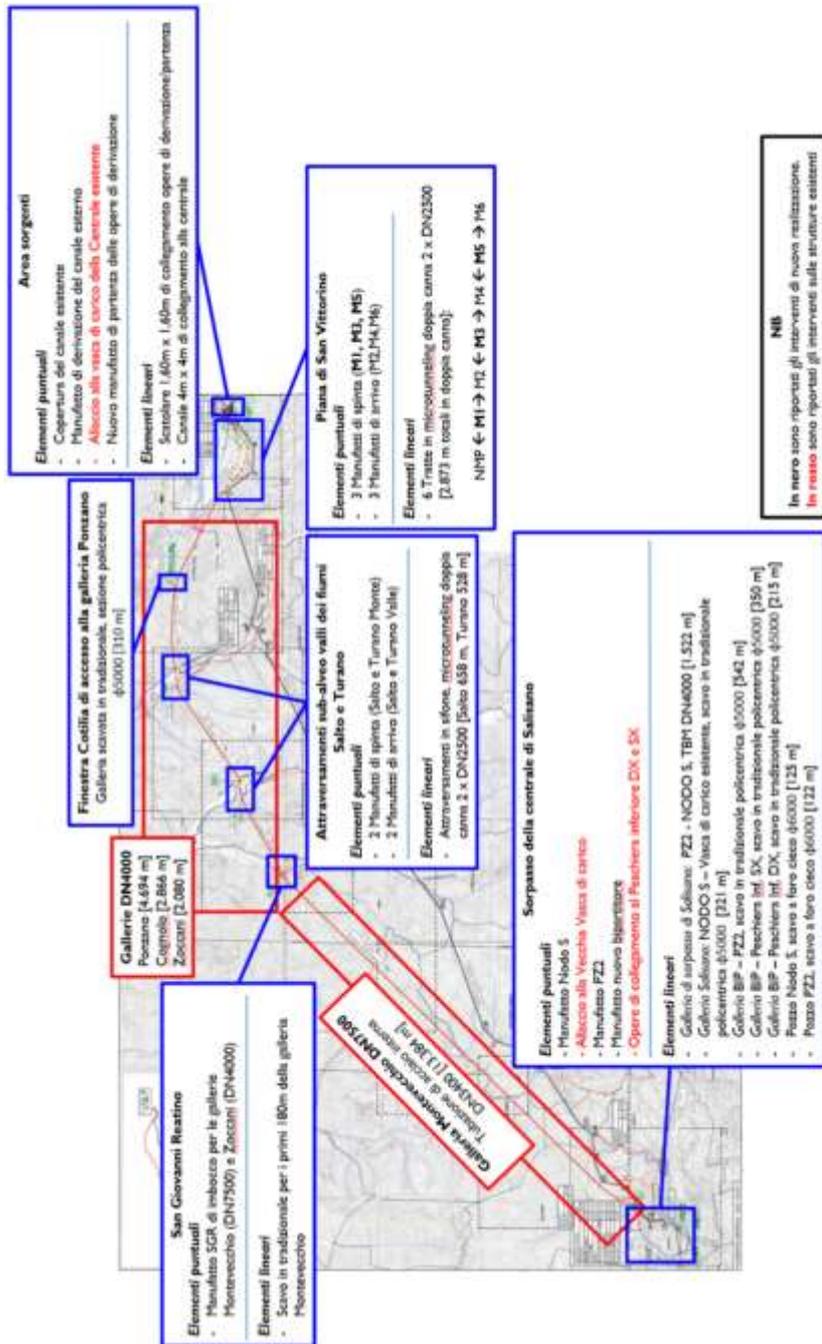


Figura 3.1 – Quadro sinottico delle opere previste nel progetto.

3.1 Nuovo Bipartitore BIP

Il progetto prevede il dimensionamento strutturale del manufatto BIPARTITORE, il quale è composto da un unico volume interrato sino al piano di calpestio a quota +162.20m slm. di dimensioni esterne pari a 34.20×27.90m, di altezza massima pari a 21.80m, di cui circa 13.50m risultano completamente interrati mentre la restante parte è fuori terra per circa 8m. La struttura ha quindi forma pressochè quadrata ed è composta da pareti esterne di spessore pari ad 1m per il tratto interrato e 60cm per il tratto fuori terra, pareti interne dello spessore di 1m per il tratto interrato e 60cm per il tratto fuori terra e piastre in c.a dello spessore di 50cm; la platea disposta a quota +150.00m slm, di spessore pari ad 1m, si trova su un unico piano di posa e ospita una zona destinata all’alloggiamento degli organi di manovra delle condotte ø800, e la restante parte dedicata alla gestione dei volumi idraulici di ingresso, uscita e scarico. Sulla parte N-O e S-E della platea sono previsti quattro fori del diametro 3.40 m.

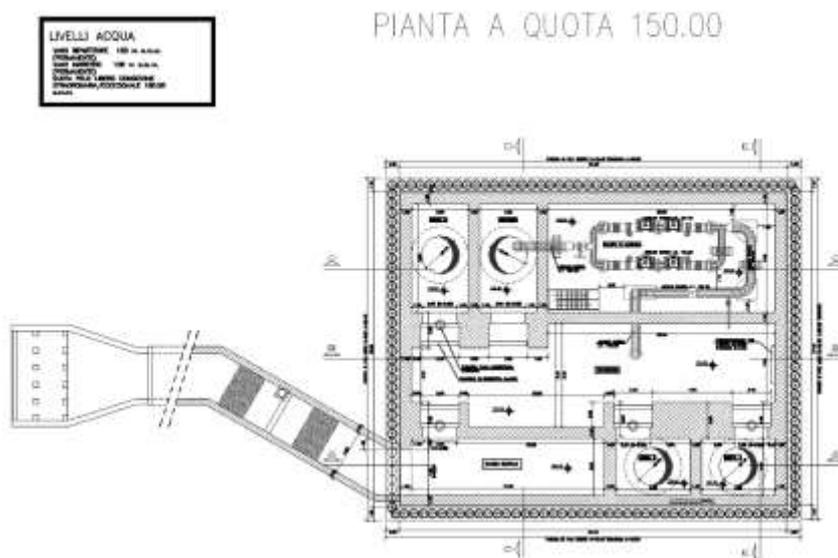


Figura 3-2 – Pianta Bipartitore

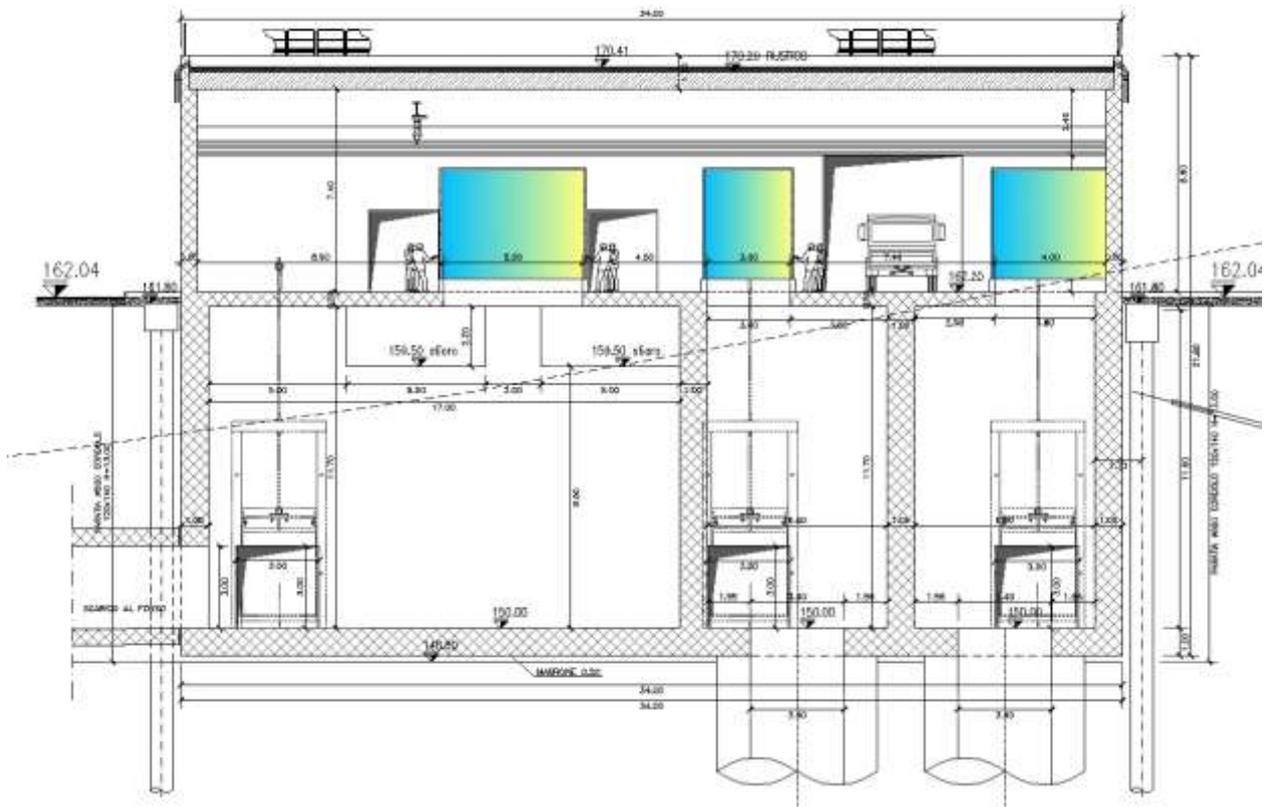


Figura 3-3 – Sezione Bipartitore

La struttura presenta un interramento massimo sul di circa 13.50m. L’ingresso dal manufatto avviene dal lato S-E, ed è prevista una zona interna al manufatto atta al transito di mezzi pesanti, dai quali possono essere scaricate gli organi meccanici in manutenzione o sostituzione direttamente con i carroponete previsti. Questi ultimi permettono di spostare, posizionare e recuperare gli organi di manovra previsti per la gestione delle portate, in quanto per mezzo di apposite asole sul piano di calpestio, gli argani dei carroponete possono raggiungere il fondo del manufatto a quota 150m slm. Ulteriori asole permettono la vista ed il controllo dei sottostanti volumi di invaso. Il manufatto prevede un volume di scarico nel quale, per mezzo di uno sfioro posto

a quota +160.50m, permette lo scarico delle acque direttamente all’opera di restituzione prevista esternamente al bipartitore a sua volta in collegamento idraulico con il recettore più a valle.

Internamente sono quindi previsti dei tiranti idrici perenni le cui quote sono state tenute in considerazione per l’applicazione delle pressioni idrauliche in fase statica e sismica per la cui lettura si si rimanda ai paragrafi specifici.

Lo scavo per la costruzione dell’opera è previsto a quota pari a circa +148.80m slm, e come anticipato anche a circa 13.50 m dal piano campagna, ai fini del sostegno delle pareti dello scavo sono previste paratie in pali trivellati affiancati $\varnothing 800$.

La copertura del manufatto, quota 170,41m slm è realizzata con una soletta in c.a. di spessore 50 cm, così come gli elementi di solaio al piano a quota +162.20.

Come anticipato, Sul lato S-O del manufatto è prevista un’opera di scarico che convoglia le acque verso il vicino recapito. L’opera è composta da un collettore scatolare interrato, con un tratto finale a cielo aperto, con geometria adeguata alla necessaria dissipazione energetica della corrente effluente prima del rilascio nel recettore.

3.2 Canale di scarico bipartitore

La presente relazione è redatta con l’obiettivo di dimensionare strutturalmente il canale di scarico relativo al manufatto BIPARTITORE, il quale è composto da un unico volume interrato sino al piano di calpestio a quota +162.20m slm. di dimensioni esterne pari a 34.20×27.90m, di altezza massima pari a 21.80m, di cui circa 13.50m risultano completamente interrati mentre la restante parte è fuori terra per circa 8m.

Il manufatto prevede un volume di scarico nel quale, per mezzo di uno sfioro posto a quota +160.50m, permette lo scarico delle acque direttamente all’opera di

restituzione prevista esternamente al bipartitore a sua volta in collegamento idraulico con il recettore più a valle. Per tale motivo sul lato S-O del manufatto BIPARTITORE, è prevista un CANALE DI SCARICO che convoglia le acque verso il vicino recapito. L’opera è composta da un collettore scatolare interrato, con un tratto finale a cielo aperto, con geometria adeguata alla necessaria dissipazione energetica della corrente effluente prima del rilascio nel recettore.

La sezione trasversale del CANALE DI SCARICO ha forma pressochè quadrata ed è composta da pareti esterne di spessore pari ad 0.6 m per il tratto interrato e 0.5m per il tratto a cielo aperto, da una platea di spessore costante e pari ad 0.6m.

La copertura del manufatto per il tratto interrato è posta a quota 154.3m slm è realizzata con una soletta in c.a. di spessore 50 cm.

Lo scavo per la costruzione dell’opera è previsto a quota pari a circa +148.80m slm, a circa 8.00 m dal piano campagna. Al fine del sostegno delle pareti dello scavo sono previste paratie in micropali affiancati $\varnothing 300$.

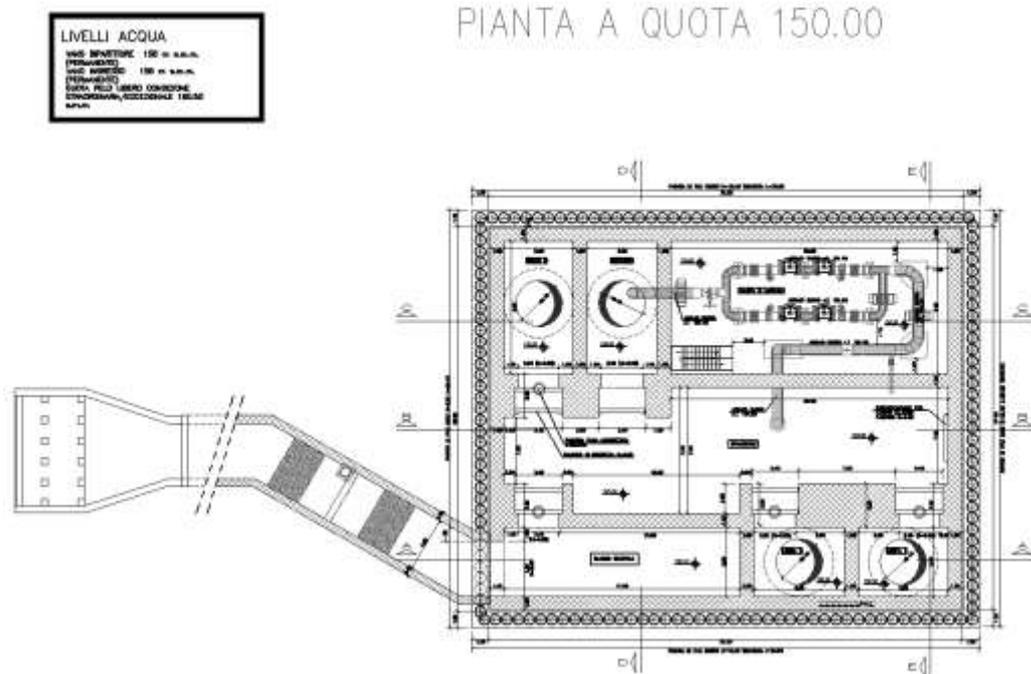


Figura 3-4 – Pianta del Bipartitore e del Canale di scarico

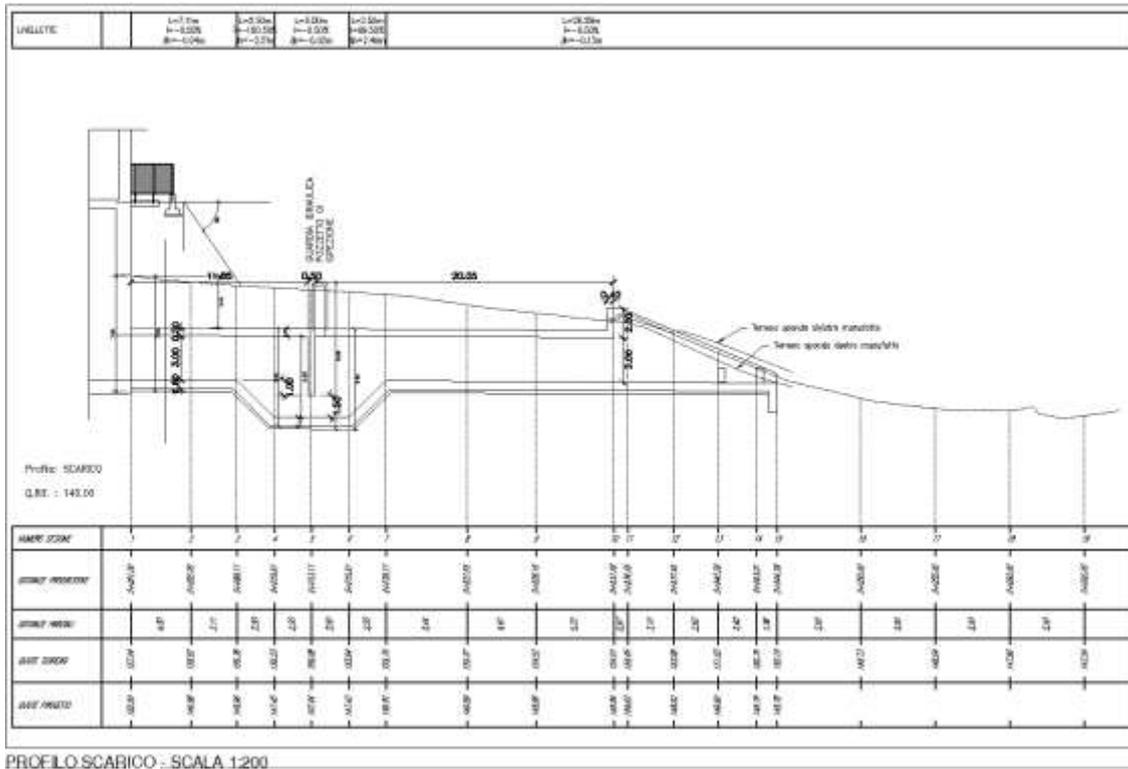


Figura 3-5 – Sezione longitudinale del Canale di Scarico

3.3 Manufatti di collegamento al Peschiera destro

Il progetto prevede il dimensionamento strutturale dei MANUFATTI DI COLLEGAMENTO AL PESCHIERA DESTRO, il quale è composto da n° 2 manufatti indipendenti.

Il MANUFATTO 1 è composto da tre volumi interrati sino al piano di calpestio a quota +179 m slm. di dimensioni esterne pari a 42.9×14.4m, di altezza massima pari a 34.10m, di cui circa 25.30m risultano completamente interrati mentre la restante parte è fuori terra per circa 8.80m. La struttura ha quindi forma pressochè rettangolare ed è composta da pareti esterne di spessore pari ad 1.2 m per il tratto

interrato più profondo, da pareti esterne di spessore pari ad 1 m per i restanti 2 livelli interrati e 30cm per il tratto fuori terra, pareti interne dello spessore di 0.60m per il tratto interrato e orizzontamenti composti da piastre in c.a dello spessore di 60cm per i livelli interrati e dello spessore di 100 cm per l’orizzontamento posto a quota p.c.; la platea disposta a quota +152.50m slm, di spessore pari ad 1.50m, si trova su un unico piano di posa e ospita una zona destinata all’alloggiamento delle condotte $\varnothing 250$, e la restante parte dedicata alla gestione dei volumi idraulici di ingresso e uscita. Sulla parte S-E della platea è previsto un foro del diametro 5.00 m.

Il MANUFATTO 2 è composto da tre volumi interrati sino all’orizzontamento più alto a quota +178 m slm. di dimensioni esterne pari a 18.8×15.6m, di altezza massima pari a 27.9m; tutti i volumi risultano completamente interrati. La struttura ha quindi forma pressochè quadrata ed è composta da pareti esterne di spessore pari ad 1.2 m per il tratto interrato più profondo e da pareti esterne di spessore pari ad 1 m per i restanti 2 livelli interrati e orizzontamenti composti da piastre in c.a dello spessore di 60cm per i livelli interrati e dello spessore di 100 cm per l’orizzontamento posto a quota p.c.; la platea disposta a quota +150.00 slm, di spessore pari ad 1.50m, si trova su un unico piano di posa e ospita una zona destinata all’alloggiamento delle condotte $\varnothing 250$.

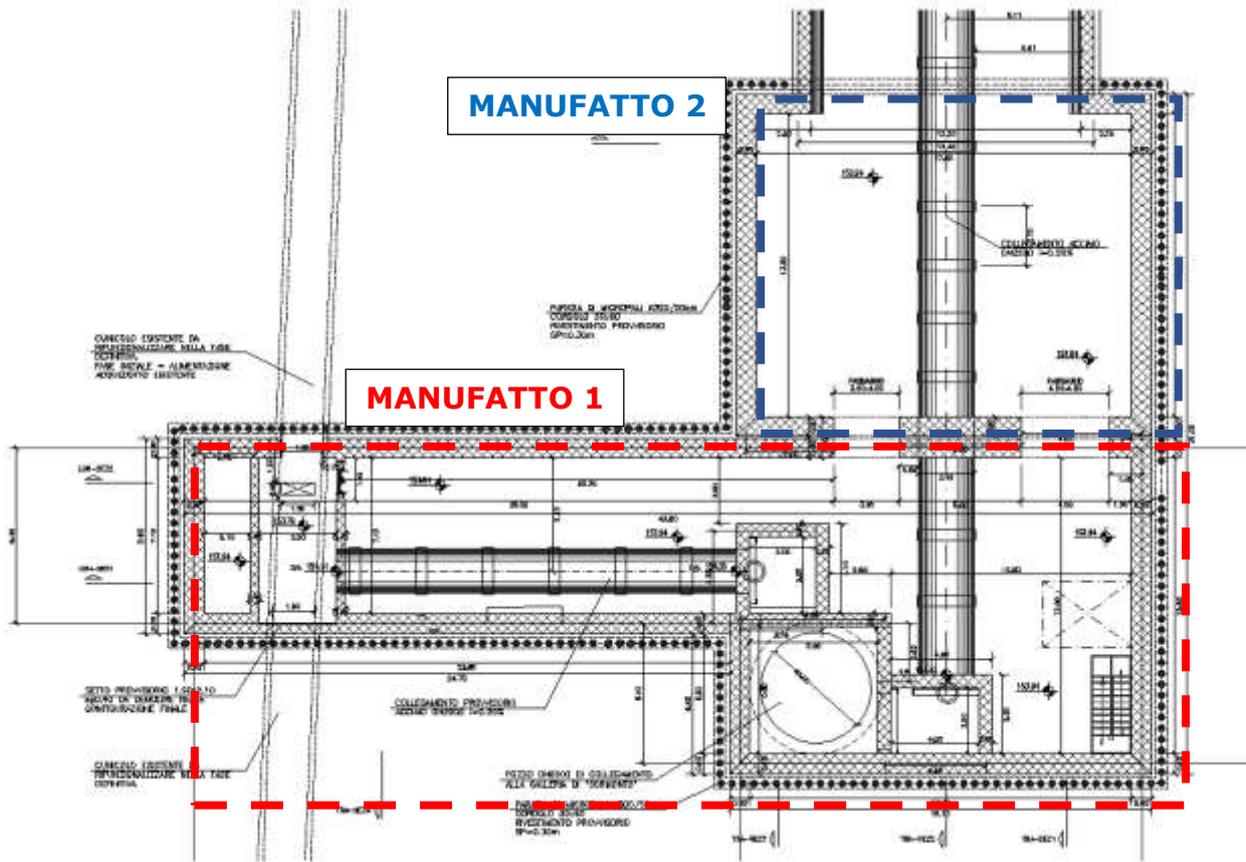


Figura 3-6 – Pianta MANUFATTO 1 e MANUFATTO 2

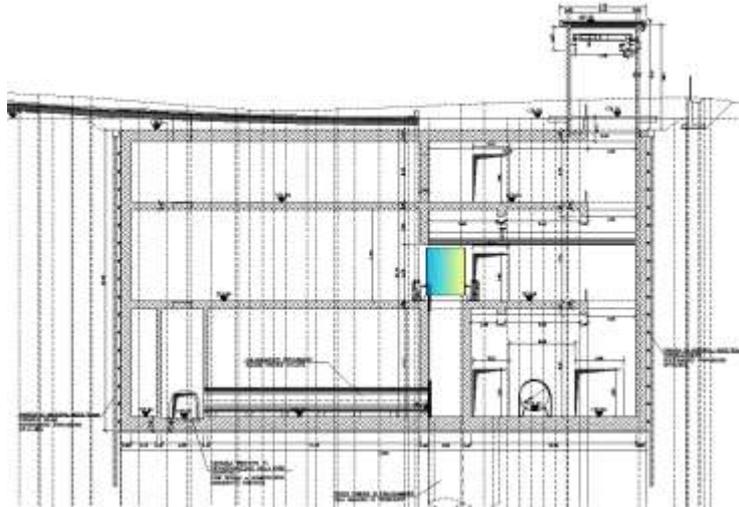


Figura 3-7 – Sezione MANUFATTO 1

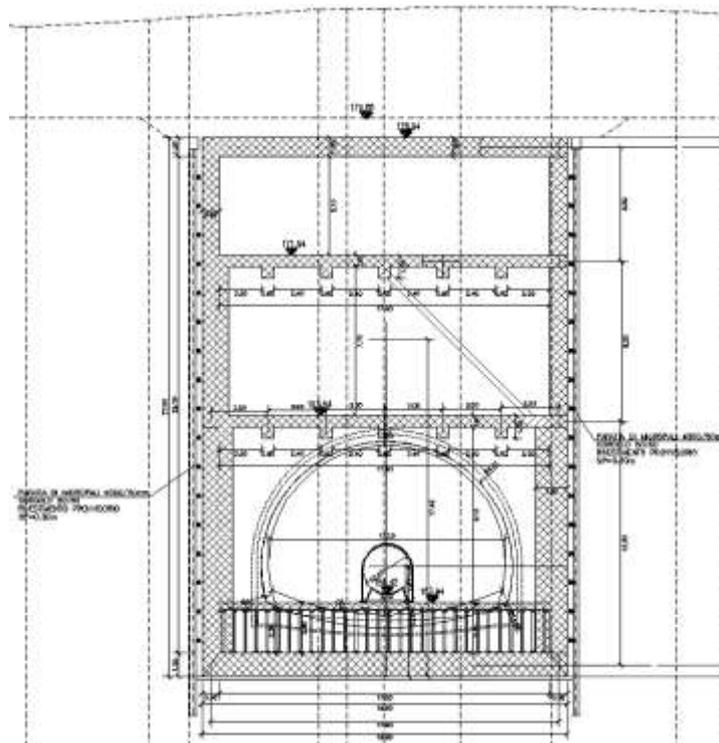


Figura 3-8 – Sezione MANUFATTO 2

Le due strutture nel complesso presentano un interrimento massimo sul di circa 28m. L’ingresso alle strutture avviene dal MANUFATTO 1, per il quale è prevista una zona pari all’intero orizzontamento posto a quota p.c. atta al transito di mezzi pesanti, dai quali possono essere scaricate gli organi meccanici in manutenzione o sostituzione direttamente con i carro ponte previsti. Questi ultimi permettono di spostare, posizionare e recuperare gli organi di manovra previsti per la gestione delle portate, in quanto per mezzo di apposite asole sul piano di calpestio, gli argani dei carro ponte possono raggiungere il fondo del manufatto. Ulteriori asole permettono la vista ed il controllo dei sottostanti volumi di invaso. Il collegamento tra i livelli posti alla stessa quota dei due manufatti è assicurato da apposite aperture posizionate sulle pareti NORD del MANUFATTO1 e SUD del MANUFATTO2.

Relativamente al MANUFATTO 1 per il VANO POZZO sono previsti dei tiranti idrici perenni le cui quote sono state tenute in considerazione per l’applicazione delle pressioni idrauliche in fase statica e sismica per la cui lettura si si rimanda ai paragrafi specifici.

Lo scavo per la costruzione dell’opera è previsto a quota pari a circa +149.90m s.l.m., ai fini del sostegno delle pareti dello scavo sono previste paratie in micropali trivellati $\varnothing 300$ con più ordini di tiranti.

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo armato per paratie di pali e opere di contenimento dello scavo

La classe minima dovrà essere C25/30.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Peso dell'unità di volume $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$

classe di esposizione XC2

4.2 Calcestruzzo magro per getti di pulizia o riempimenti

Si prevede un calcestruzzo di classe C 12/15.

4.3 Acciaio

4.3.1 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

4.3.2 Tubolari per micropali per le opere minori del Bipartitore

Si adotta un acciaio tipo S275 con:

snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

4.3.3 Tubolari per micropali per l’attacco al Peschiera Inferiore Destro

Si adotta un acciaio tipo S355 con:

snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

rottura $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

4.3.4 Trefoli

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$

4.4 VRT

Armature VTR in barre da 25mm:

Resistenza a trazione $f_{fk} = 750 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E_{vtr} = 46000 \text{ N/mm}^2$

Contenuto di fibre $>65\%$

Armature VTR in barre da 12mm (per staffe):

Resistenza a trazione $f_{fk} = 379 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E_{vtr} = 46000 \text{ N/mm}^2$

Contenuto di fibre $>65\%$

5 NUOVO MANUFATTO BIPARTITORE

Il presente capitolo, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), ha come oggetto il calcolo delle opere geotecniche del Nuovo Manufatto BIPARTITORE. L’area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Salisano.

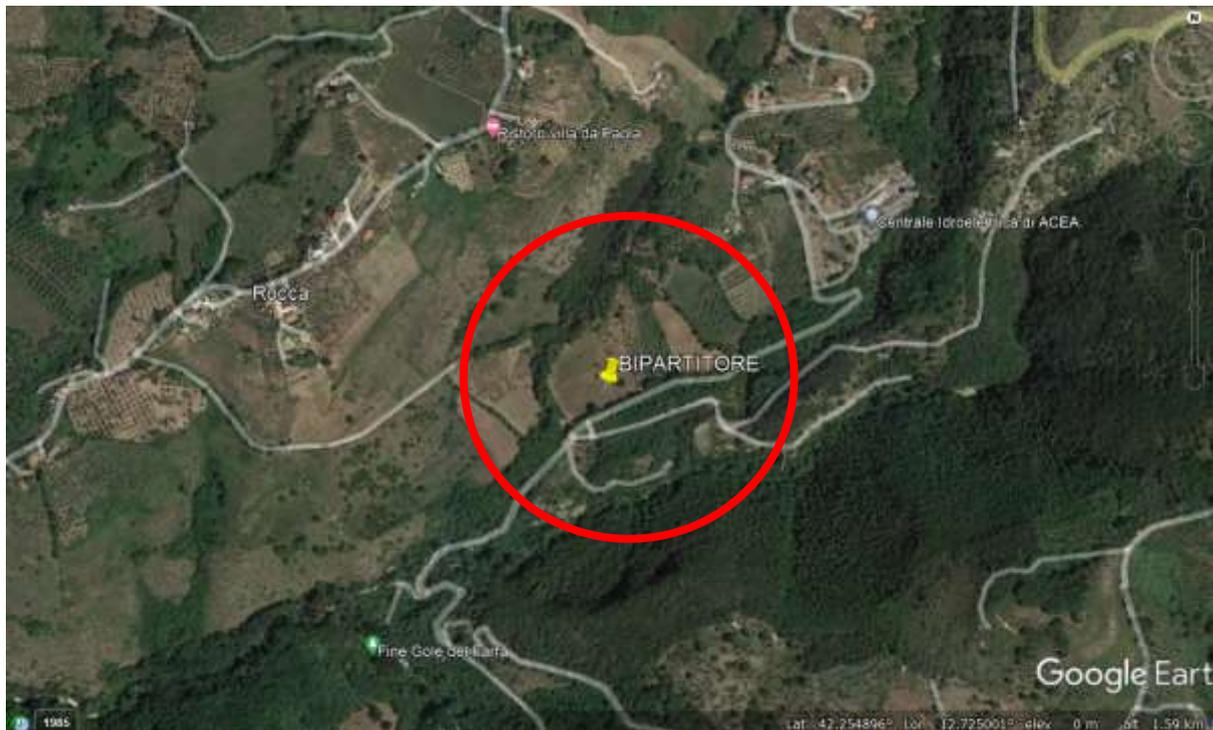


Figura 5-1 – Ubicazione del Manufatto BIPARTITORE

5.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche delle opere geotecniche relative al manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 1- Midas Civil 2021 versione 1.2 della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale;
- 2- ParatiePlus ver. 20 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;



Figura 5-2 – Licenza Midas Civil 2021

5.2 Descrizione degli interventi

La fondazione del manufatto BIPARTITORE è del tipo “superficiale” ed è costituita da una platea di dimensioni 28x35 m, disposta a quota +150.00m s.l.m., di spessore pari ad 1m. La platea si trova su un unico piano di posa e ospita una zona destinata all’alloggiamento degli organi di manovra delle condotte $\varnothing 800$, e la restante parte dedicata alla gestione dei volumi idraulici di ingresso, uscita e scarico. Sulla parte N-O e S-E della platea sono previsti quattro fori del diametro 3.40 m.

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il manufatto BIPARTITORE si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da paratie di pali accostati di diametro $\varnothing 800$ e lunghezza totale 18m.

Per il calcolo ed il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento alla sezione rappresentativa di monte, Sezione A-A in

Figura 5-3, che presenta l’altezza di scavo maggiore. L’opera provvisoria prevede l’installazione di n°3 ordine di tiranti di diametro nominale $\varnothing 150$ mm posti rispettivamente alle quote a -3.00m, -6.00m e -9.00m dal piano campagna.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente vengono riassunte le altezze di scavo considerate nei modelli di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo max di modello
	m	m	m	m
A-A	12.8	0.20	0.50	13.50

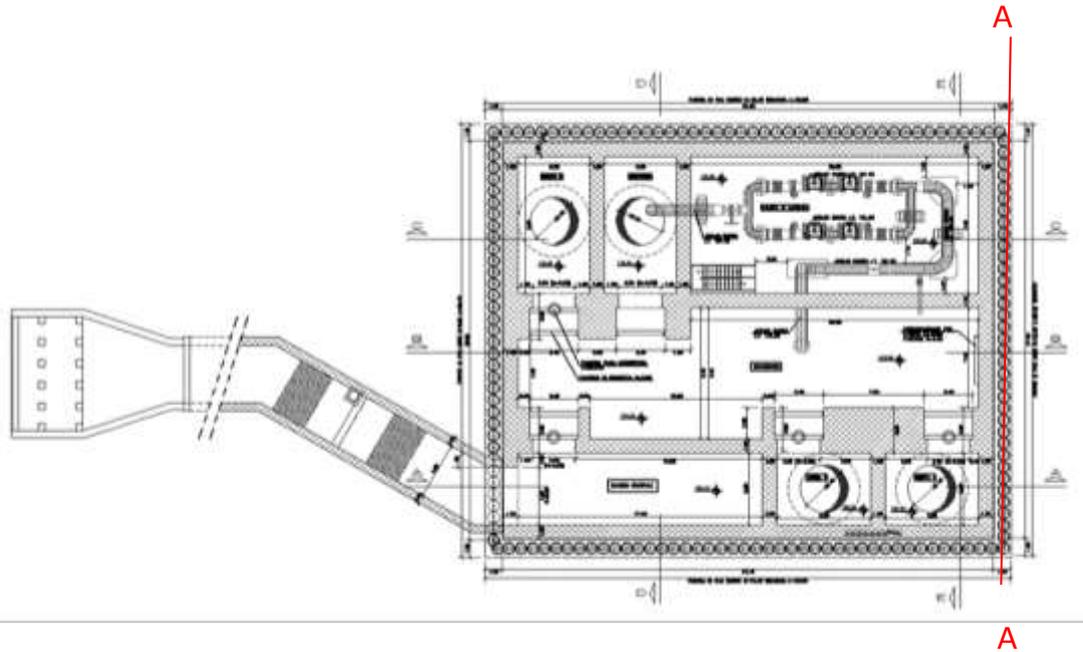


Figura 5-3 – Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisionali

5.3 Inquadramento geotecnico

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, unitamente ai rilievi geomeccanici e geostrutturali di campo, alle prove di laboratorio ed ai dati geologici pregressi e disponibili circa l’assetto litostratigrafico delle aree di indagine, hanno consentito la definizione dei parametri geotecnici delle unità litotecniche incontrate, ciascuna delle quali è costituita da terreni con un simile comportamento geotecnico, geomeccanico e sismico.

Ciascuna unità litotecnica è stata definita analizzando in maniera congiunta inoltre i risultati delle prove geofisiche effettuate, definendo differenti range di valori di

velocità delle onde S (derivate da prospezioni MASW e Down-Hole), ciascuna associata ad un’unità litotecnica.

Infine, per tutta la lunghezza del tracciato di progetto è stato definito il modello geologico-tecnico e sismo-stratigrafico di riferimento, attribuendo ad ogni unità litotecnica i parametri medi. Nel caso in cui alle profondità di interesse fossero disponibili risultati ottenuti da prove di laboratorio geotecnico o in situ e dalle prospezioni sismiche (MASW, HVSR e Down-Hole), si sono utilizzati tali valori puntuali per la parametrizzazione geotecnica e sismo-stratigrafica dell’unità litotecnica.

Di seguito la parametrizzazione fisico-meccanica e sismica caratteristica delle unità litotecniche riconosciute:

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_b (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	E_t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
SCZ	Calcarei marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcarei micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcarei e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.75	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcarei micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcarei marnosi, marne e marne argillose dal rosa al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	21	1348
PUC	Calcarei, calcari marnosi, marne e marne argillose gullerama	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotta sulle formazioni che presentano alterazioni, in quanto riferiti alla sola componente arenacea

K₁₁ Litologia: MAI GSI: 55 RMR: 56 (III) Jv: 12	K₁₆ Litologia: SAA GSI: 50 RMR: 51 (III) Jv: 15	K₁₉ Litologia: VAS GSI: 40 RMR: 53 (III) Jv: 7.2	K₂₇ Litologia: MAI GSI: 60 RMR: 60 (III) Jv: 8.8	K₁₃ Litologia: PUC GSI: 30 RMR: 48 (III) Jv: 18	K₁₇ Litologia: MAI GSI: 35 RMR: 43 (III) Jv: 18.4	K₂₄ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 41 (III) Jv: 22.9	K₂₈ Litologia: MAI GSI: 25 RMR: 41 (III) Jv: 24	K₁₅ Litologia: SBI GSI: 45 RMR: 51 (III) Jv: 24.9	K₁₈ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 56 (III) Jv: 12.6	K₂₅ Litologia: SBI GSI: 60 RMR: 56 (III) Jv: 10.8
---	---	--	--	---	---	---	---	---	---	---

DEPOSITI e COPERTURE QUATERNARE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove penetrometriche			Modello E _s statico da geotecnico		Range valori da prove di laboratorio						
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C _u (kPa)	ϕ' (°)	E_t (MPa)	n° prove	E_t (MPa)	ϕ'_{max} (°)	E_t (MPa)	n° prove	γ_b (kN/m ³)	prova di taglio diretto τ' (kPa)	ϕ' (°)	prova allungamento ϵ_{max} (%)	prova compressione ϵ_{max} (%)	prova scivolo	
AI1 (Piana San Vito/No)	Argille bruno-rossastre con ghiaie e ciottoli (Piana San Vito/No)	9	51	-	4	-	-	-	-	9	18-20	6-40	22-28	3.6	4.8	7.5	-
AI1 (Vale del Salto)	Sabbie e ghiaie medio-fine con ghiaie stereodimensionali (Vale del Salto)	11	-	11	-	-	-	-	-	7	18-21	7-11	27-38	4.1	8.1	10.4	-
AI1 (Vale del Salto)	Ghiaie in matrice sabbioso-argillose	12	-	11	11	-	-	-	-	12	17-21	7-9	28-36	4.4	4.7	6.5	-
AI1 (Vale del Tuzano)	Sabbie fini/medie con ciottoli arenacei	6	-	11	10	-	-	-	-	8	18-21	10-12	24-28	5.5	4.3	7.0	-
AI1 (Piano di Arona)	Argille ghiaiose in matrice sabbioso-argillose con ghiaie medio-fine	17	-	11	11	-	-	-	-	5	17-19	8-10	24-30	5.2	4.7	4.6	-
FI1	Argille bruno con intercalari calcaree fini	11	-	11	15	-	-	-	-	4	17-19	15-15	18-19	4.0	4.7	7.1	150-300
IR1	Complesso di argille arenacee e sabbie arenacee a matrice arenacea	/	/	/	/	8	108	42	207	7	18-19						
IR1	Complesso di argille arenacee, con ciottoli arenacei, silice e calcare	/	/	/	/	1	113	41	102	1	-20						
UR1	Complesso di argille arenacee a matrice arenacea	12	-	11	15	7	102	40	127	8	17.5-20						

Nuovo manufatto Bipartitore (Salisano)

Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	Vs (m/s)
0.0 – 3.0	Terreno di riporto antropico costituito da clasti calcarei eterodimensionali	17.5	150
3.0 – 8.0	Brecce calcaree eterodimensionali con spigoli vivi, con scarsa matrice limosa	20.0	323
8.0 – 17.5	Alternanza di calcari da compatti a fratturati con tracce di ossidazione e livelli travertinosi	24.0	602
17.5 – 25.0		26.0	713
> 25.0		26.0	800

Figura 5-4 – Relazione geologica – caratteristiche sismostratigrafiche del sito

Si riporta di seguito la sezione stratigrafica utilizzata e successivamente i parametri geomeccanici di riferimento per il calcolo delle azioni del terreno sul manufatto e sulle paratie perimetrali.

Unità UMS

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove pressiometriche			Modulo E_y statico da geosismica	
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	E_v (MPa)	$\phi'_{critica}$ (°)	E_v (MPa)	γ_n (kN/m ³)
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	1	113	41	102	20

Unità MAI

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_n (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	f_c (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361

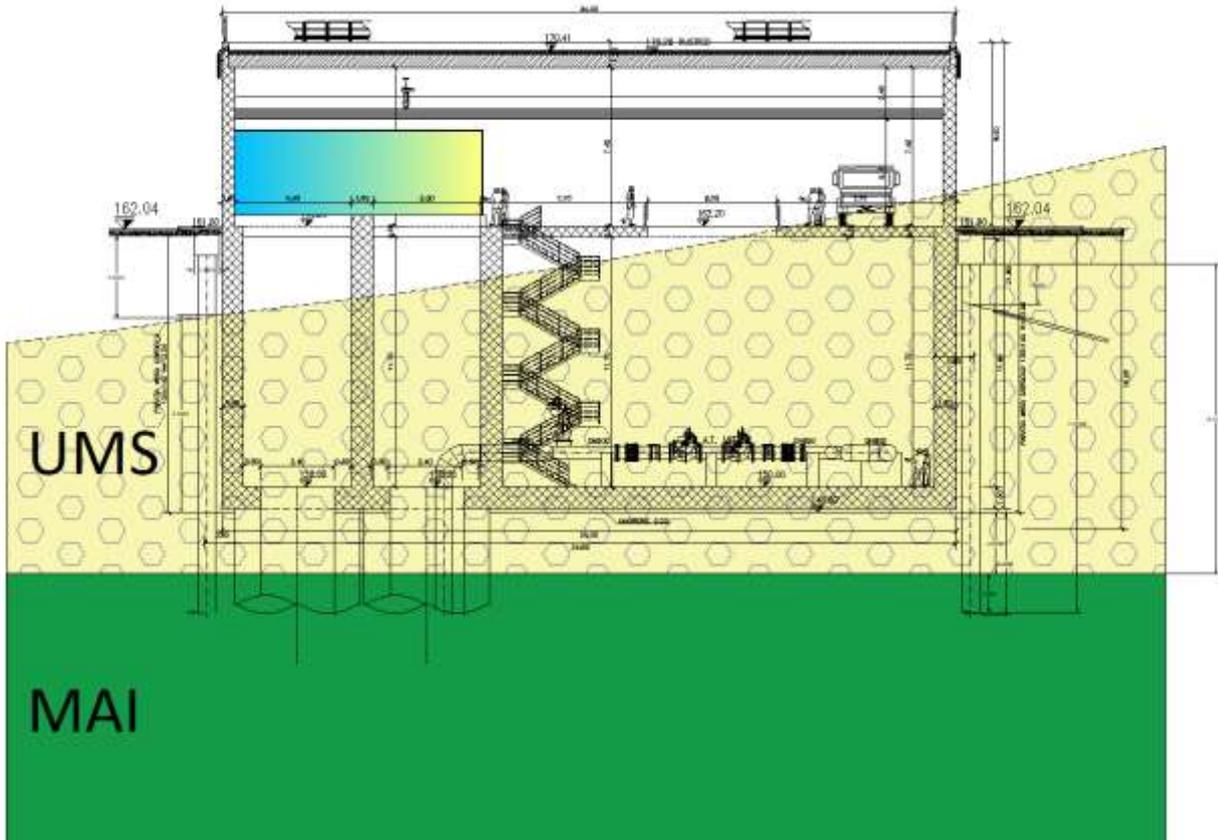


Figura 5-5 – Inserimento opera nella stratigrafia geologica di riferimento

In merito alla falda, come evidenziato nella relazione geologica non è stata rilevata alle quote di interferenza con le opere.

5.4 Verifiche platea di fondazione

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l’incremento di carico dato dall’edificio e il peso del terreno asportato.

TERRENO RIMOSSO		
h=	12	m
B=	28	m
L=	35	m
γ =	20	kN/m ³
Peso=	235200	kN

ORIZZONTAMENTI G1					
	sp.	B	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
PLATEA	1	28	35	25	24500
LIVELLO 0.00	0.5	28	35	25	12250
COPERTURA	0.5	28	35	25	12250
				Σ	49000

ORIZZONTAMENTI G2					
	B	L	A	g _{2k}	Peso
-	m	m	m ²	kN/m ²	kN
PLATEA	28	35	980	3	2940
IMPIANTI	12	20	240	4	960
LIVELLO 0.01	28	35	980	3	2940
COPERTURA	28	35	980	1.8	1764
				Σ	8604

PARETI ESTERNE					
	sp.	H	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
INTERRATE	1	13	120	25	39000
FUORI TERRA	0.6	8	120	25	14400
				Σ	53400

PARETI INTERNE					
	sp.	H	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
INTERRATE_X	1	13	70	25	22750
INTERRATE_Y	1	13	45	25	14625
FUORI TERRA_X	0.6	8	70	25	8400
FUORI TERRA_Y	0.6	8	0	25	0
				Σ	45775

ACQUA DI INVASO GW					
	H _w	B	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
INGRESSO	8	10	6	10	4800
BIPARTITORE	8	10	35	10	28000
				Σ	32800

Peso totale G1+G2+GW	189579	kN
Peso totale terreno rimosso	235200	kN

Si parla in questo caso di fondazione compensata poiché si compensa l’incremento di carico dato dall’edificio con il peso del terreno rimosso.

5.5 Analisi dei carichi paratie

5.5.1 Peso proprio

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

5.5.2 Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

5.5.3 Azione sismica

L’azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 “Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame, si considera una **vita nominale di 10 anni**, a cui corrisponde un **periodo di riferimento pari a 35 anni**.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it).

Per la valutazione dell’azione sismica sono stati utilizzati i seguenti parametri progettuali:

- Classe d’uso IV – CU=2.0
- Vita Nominale (Vn) = 10 anni
- Categoria di suolo: B
- Categoria topografica: T1



Figura 5-7 - Individuazione del sito



Figura 5-8 - Vita nominale e classe d'uso



Figura 5-9 – Definizione parametri dell’azione di progetto

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.137 g
F_o	2.431
T_c^*	0.309 s
S_s	1.200
C_c	1.391
S_T	1.000
q	1.000

Tabella 1 - Parametri indipendenti

Con riferimento allo stato limite SLV (10% della probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR), per l’area di studio il valore massimo della accelerazione su suolo rigido pianeggiante è $a_g = \mathbf{0.137g}$. Considerando il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.2$ e topografica $S_T = 1.0$, si ottiene la accelerazione massima in sito $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = \mathbf{0.164g}$.

5.5.4 Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito ϕ' tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

5.6 Verifiche paratie

5.6.1 Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

5.6.2 Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l’altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

5.6.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{Gk}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

5.7 Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisori in corrispondenza del manufatto BIPARTITORE. E' stato realizzato un modello di calcolo, per la paratia di pali $\square 800$ con altezza di scavo maggiore, con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche e sismiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU ed SLV.

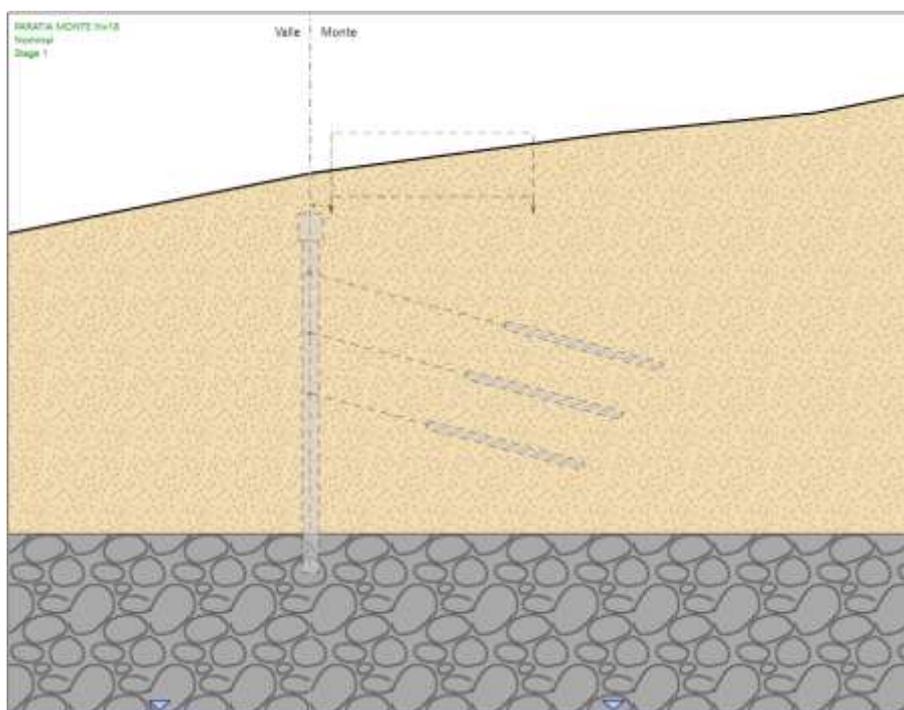
Nella seguente tabella si riassumono stratigrafia e parametri considerati:

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UMS Sabbia / Ghiaia	20	0	41	$E_{vc} = 113000$ $E_{ur} = 180800$
	MAI Roccia	26	3500	28	$E_{vc} = 10361000$ $E_{ur} = 16577800$

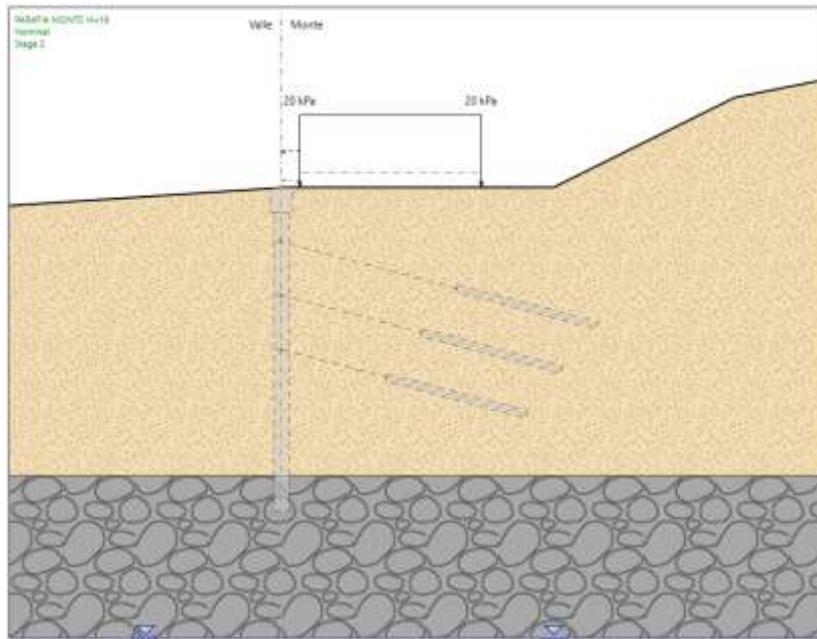
Tabella 2 – Modello geotecnico – Sezione A-A

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

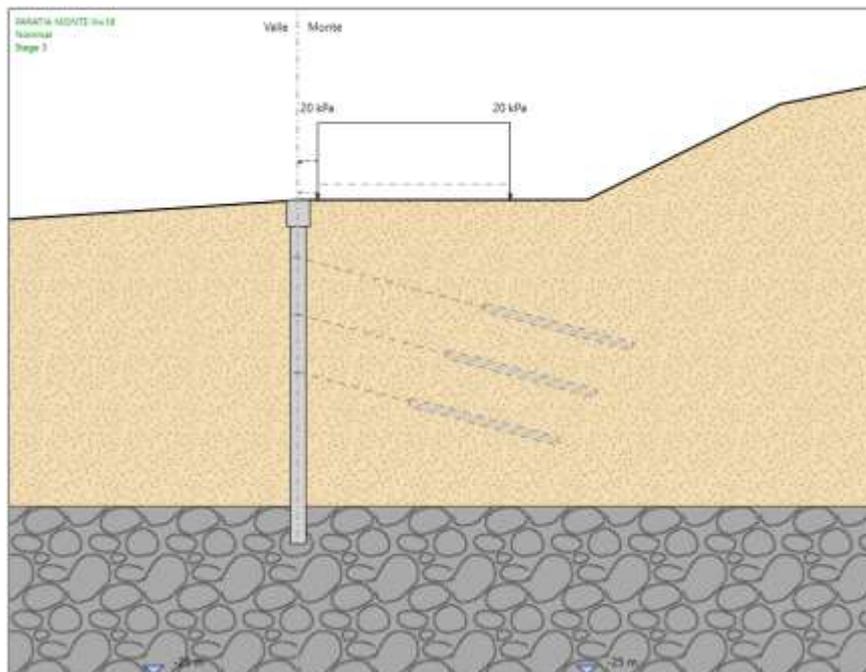
Stage 1 - Generazione delle tensioni litostatiche nel terreno



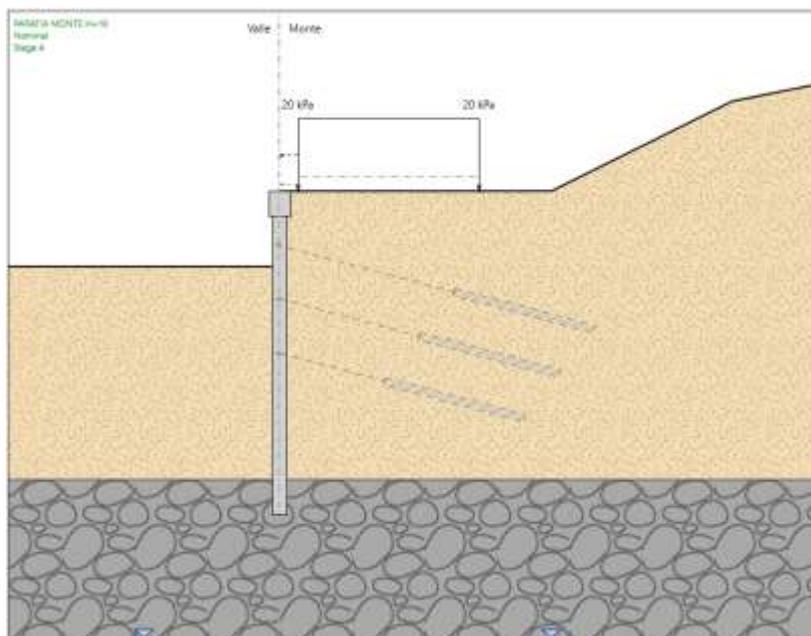
Stage 2 – Prescavo e applicazione del sovraccarico accidentale



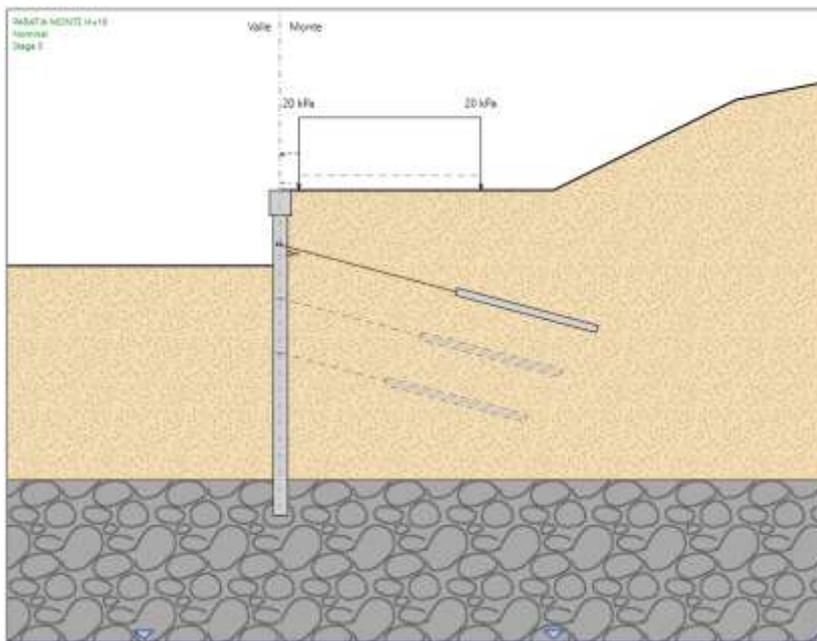
Stage 3 – Realizzazione opera di sostegno



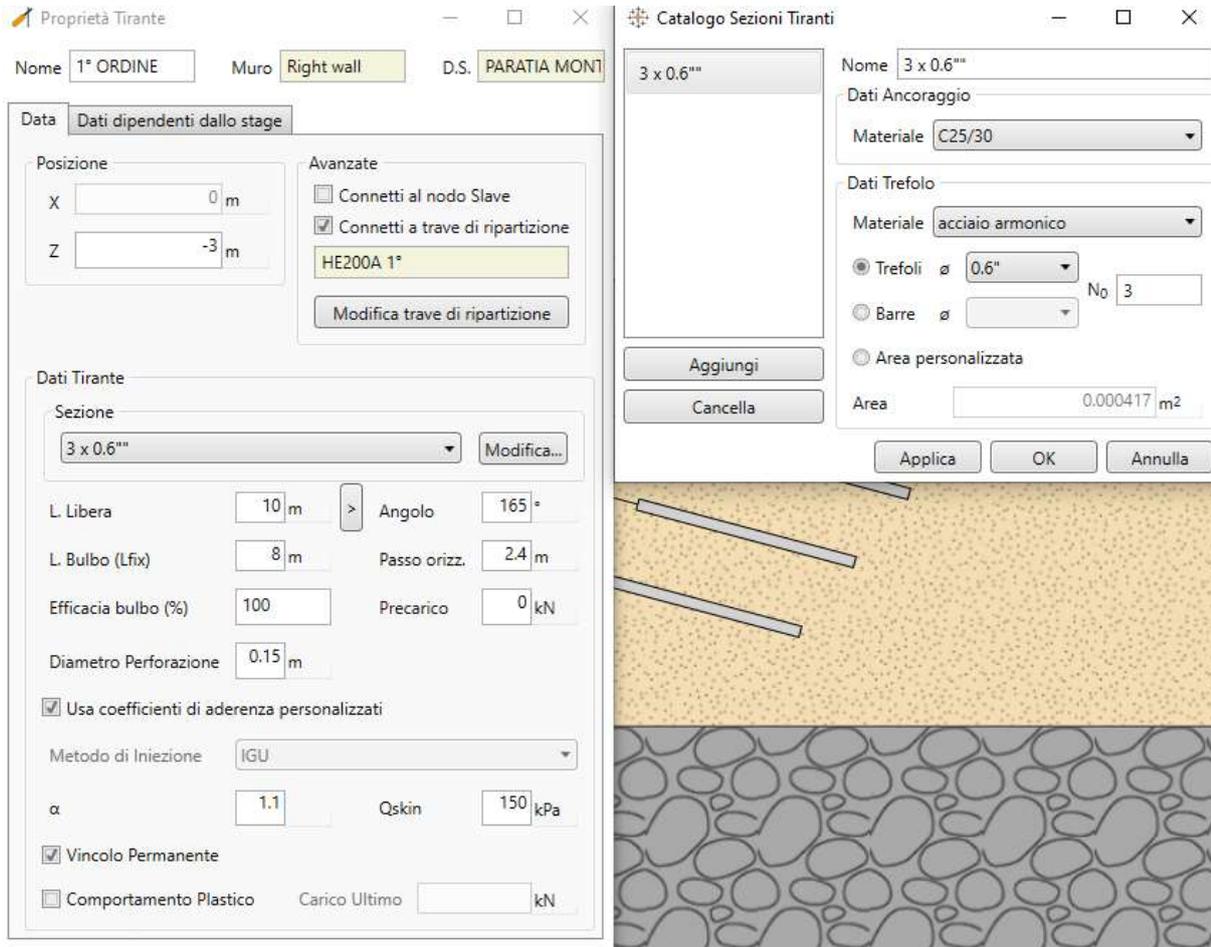
Stage 4 – Scavo a -4m da piano campagna



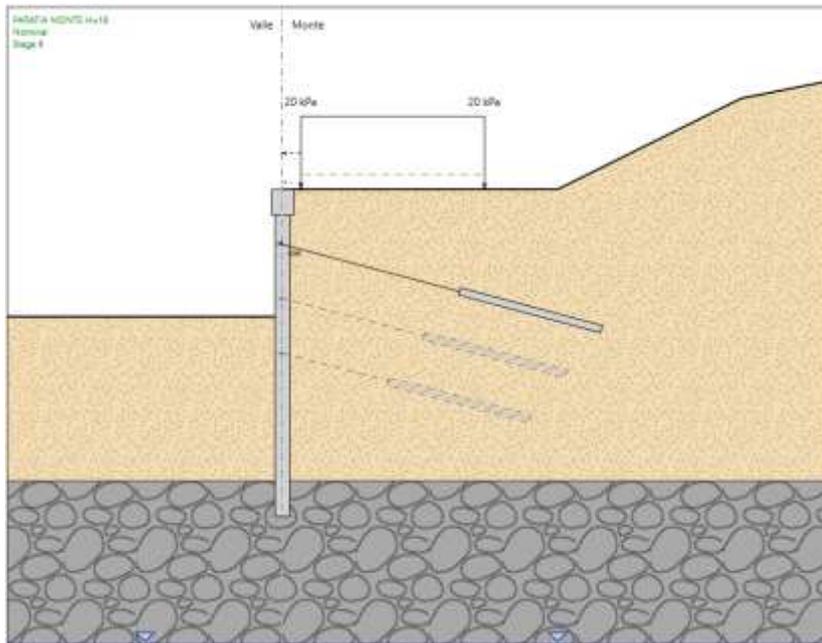
Stage 5 – Installazione primo ordine di tiranti a -3m da piano campagna



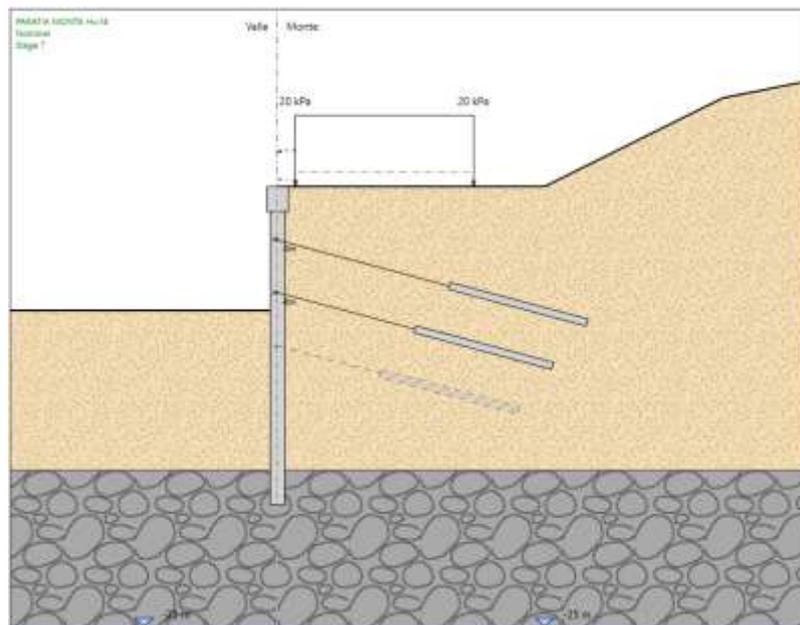
Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un primo ordine di tiranti passivi a tre trefoli da 0.3” a 3 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. La lunghezza totale dei tiranti è di 18 m, di cui 8 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:



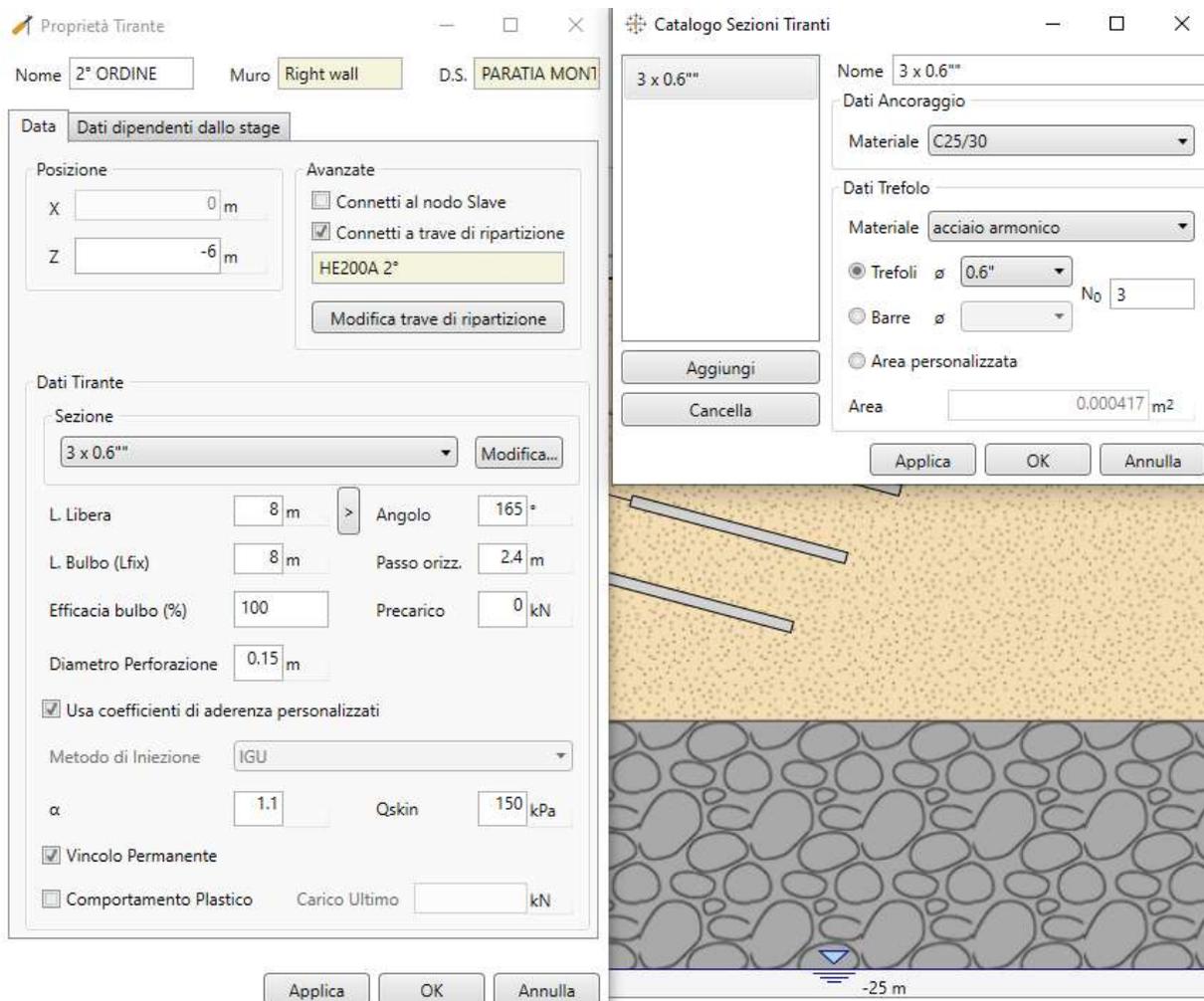
Stage 6 – Scavo a -7m da piano campagna



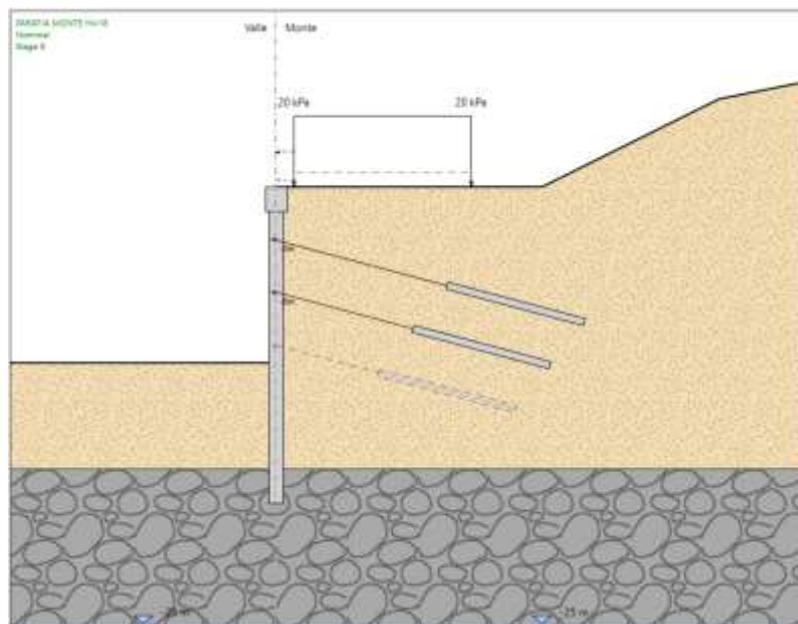
Stage 7 – Installazione secondo ordine di tiranti a -6m da piano campagna



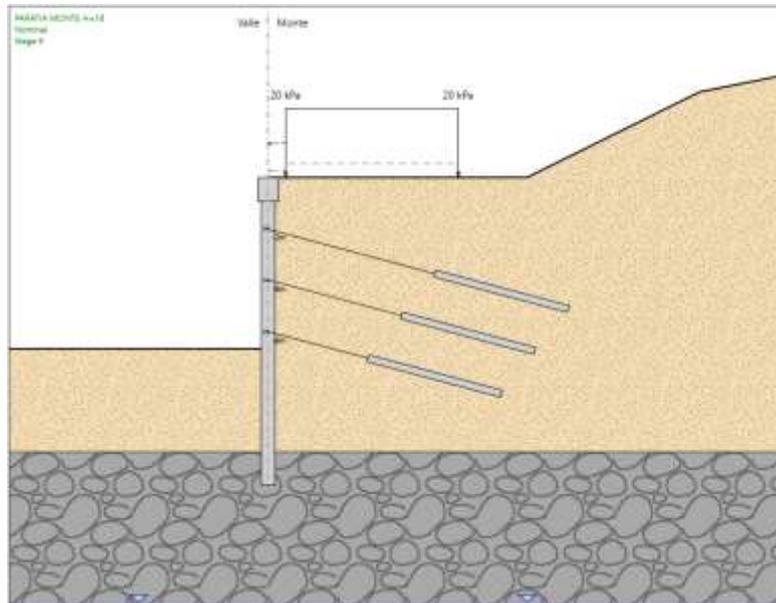
Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un secondo ordine di tiranti passivi a tre trefoli da 0.3” a 6 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. La lunghezza totale dei tiranti è di 16m, di cui 8 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:



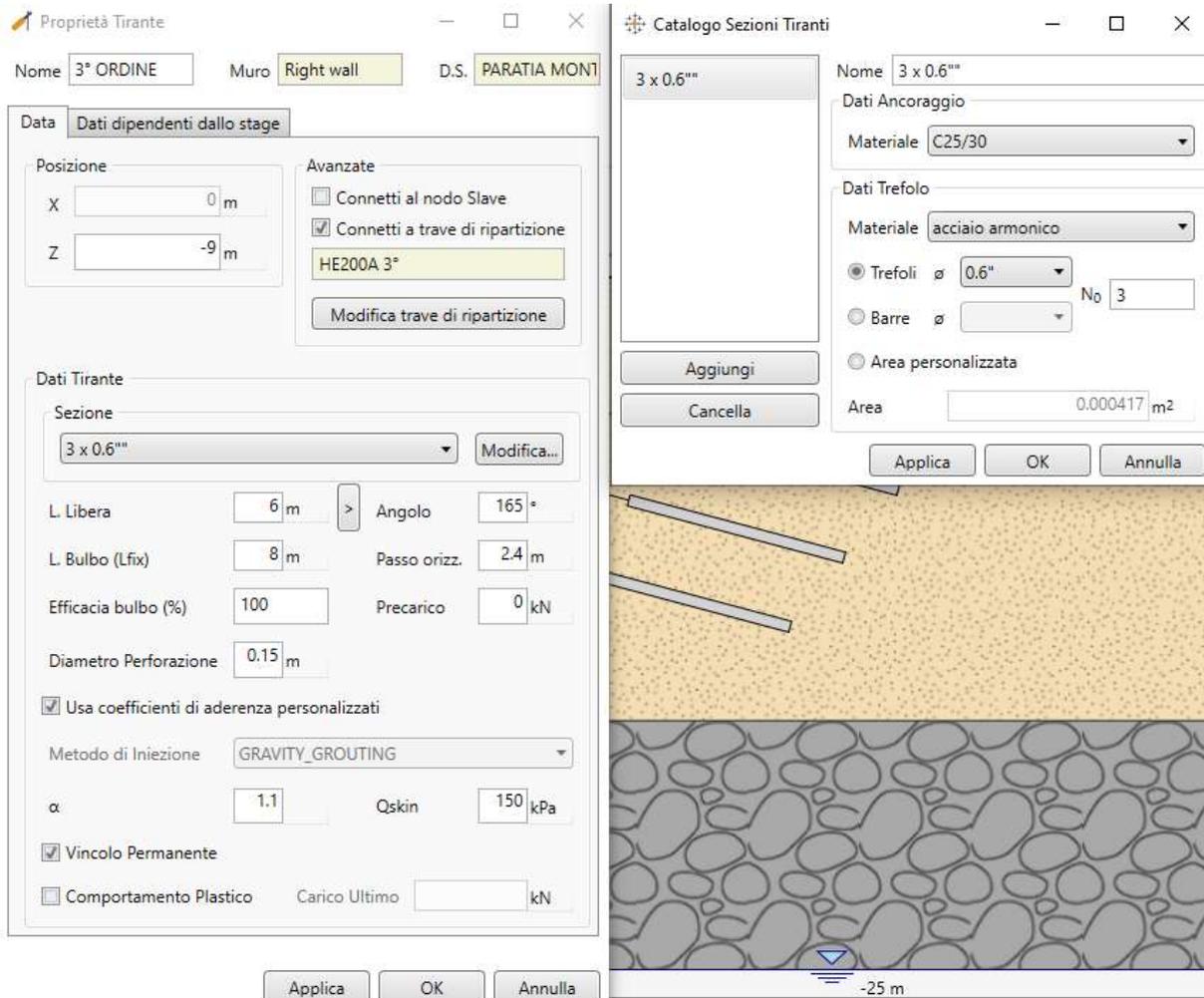
Stage 8 – Scavo a -10m da piano campagna



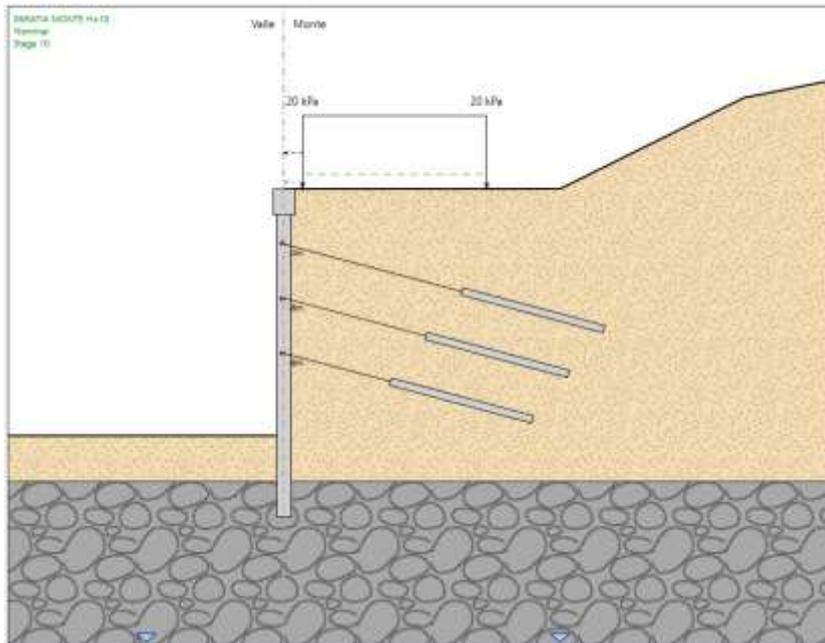
Stage 9 – Installazione terzo ordine di tiranti a -9m da piano campagna



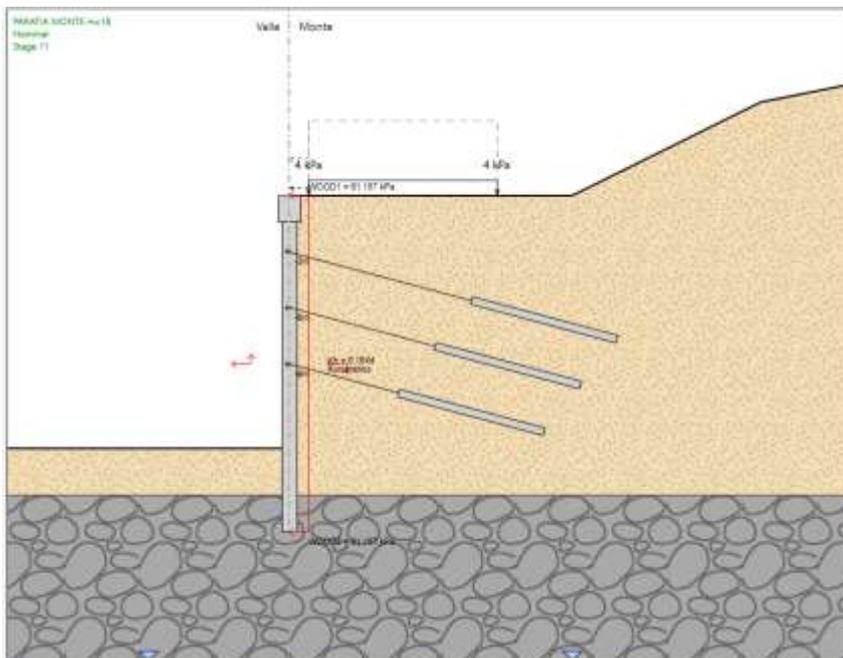
Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un terzo ordine di tiranti passivi a tre trefoli da 0.3” a 9 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. La lunghezza totale dei tiranti è di 14 m, di cui 8 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:



Stage 10 – Fondo scavo (+50cm NTC 6.5.2.2)



Stage 11 – Applicazione del sisma



5.8 Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

5.8.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) e SLV.

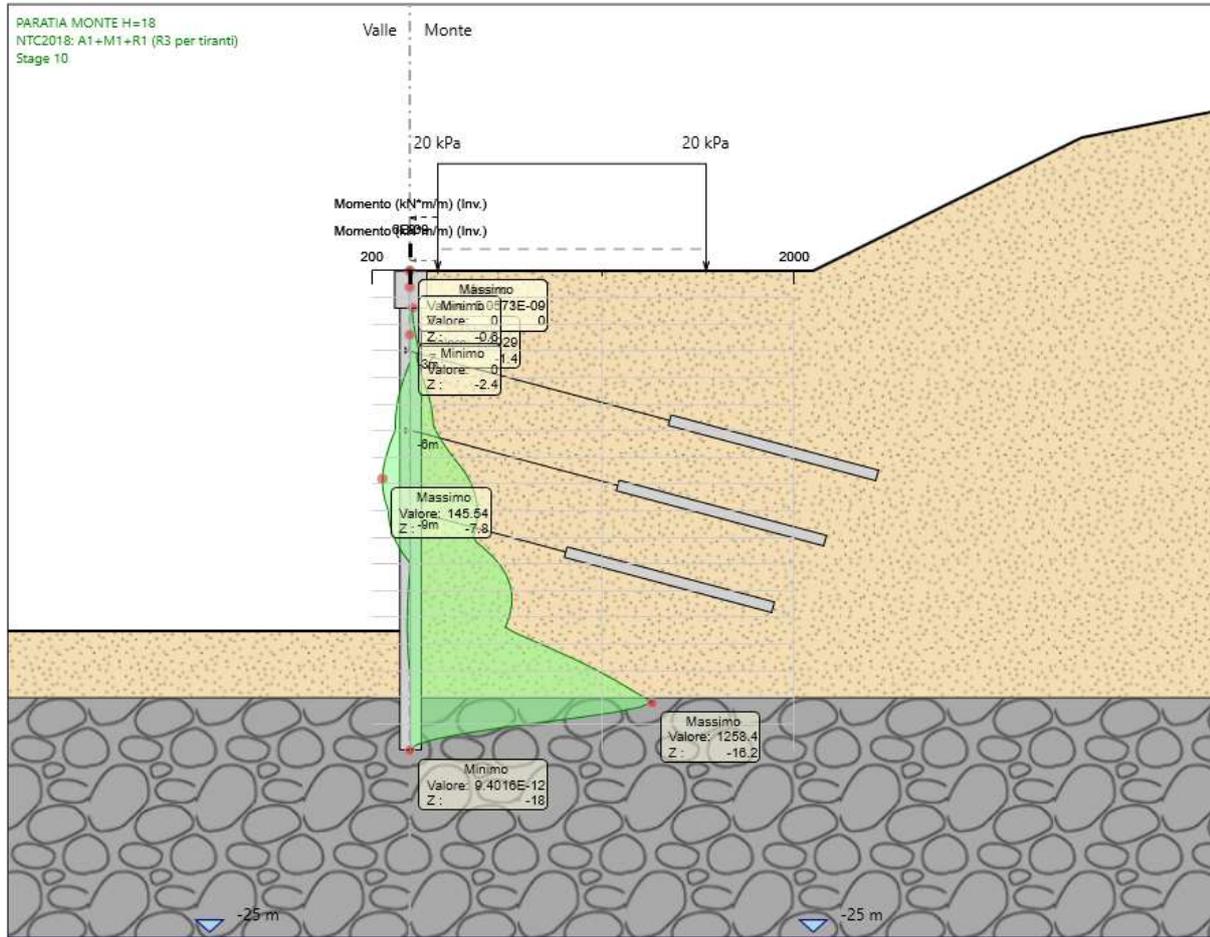


Figura 5-10 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

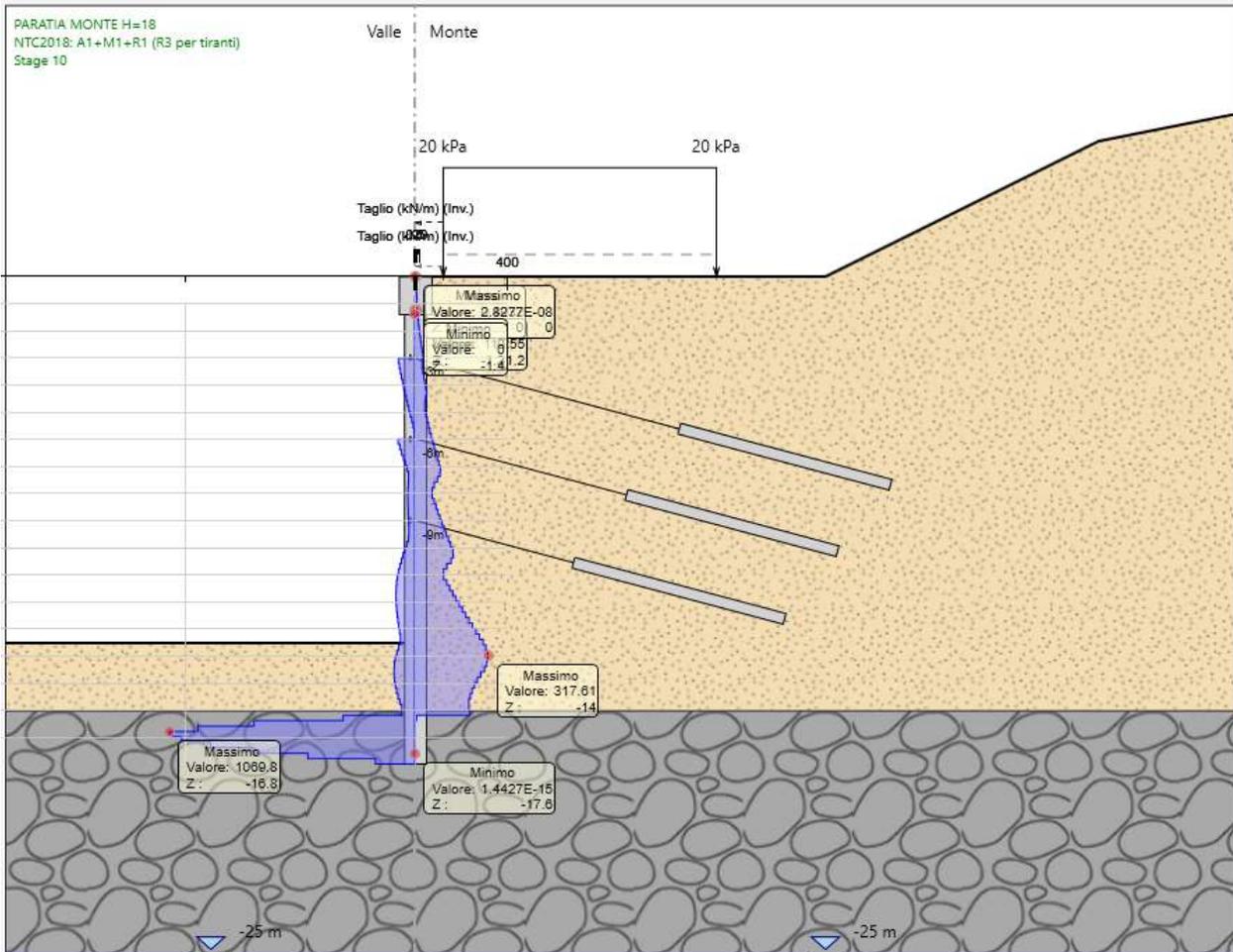


Figura 5-11 – Diagramma del taglio – sezione A-A

5.8.2 Configurazioni deformate

Si riportano di seguito gli spostamenti esibiti dalla struttura per le combinazioni di carico analizzate.

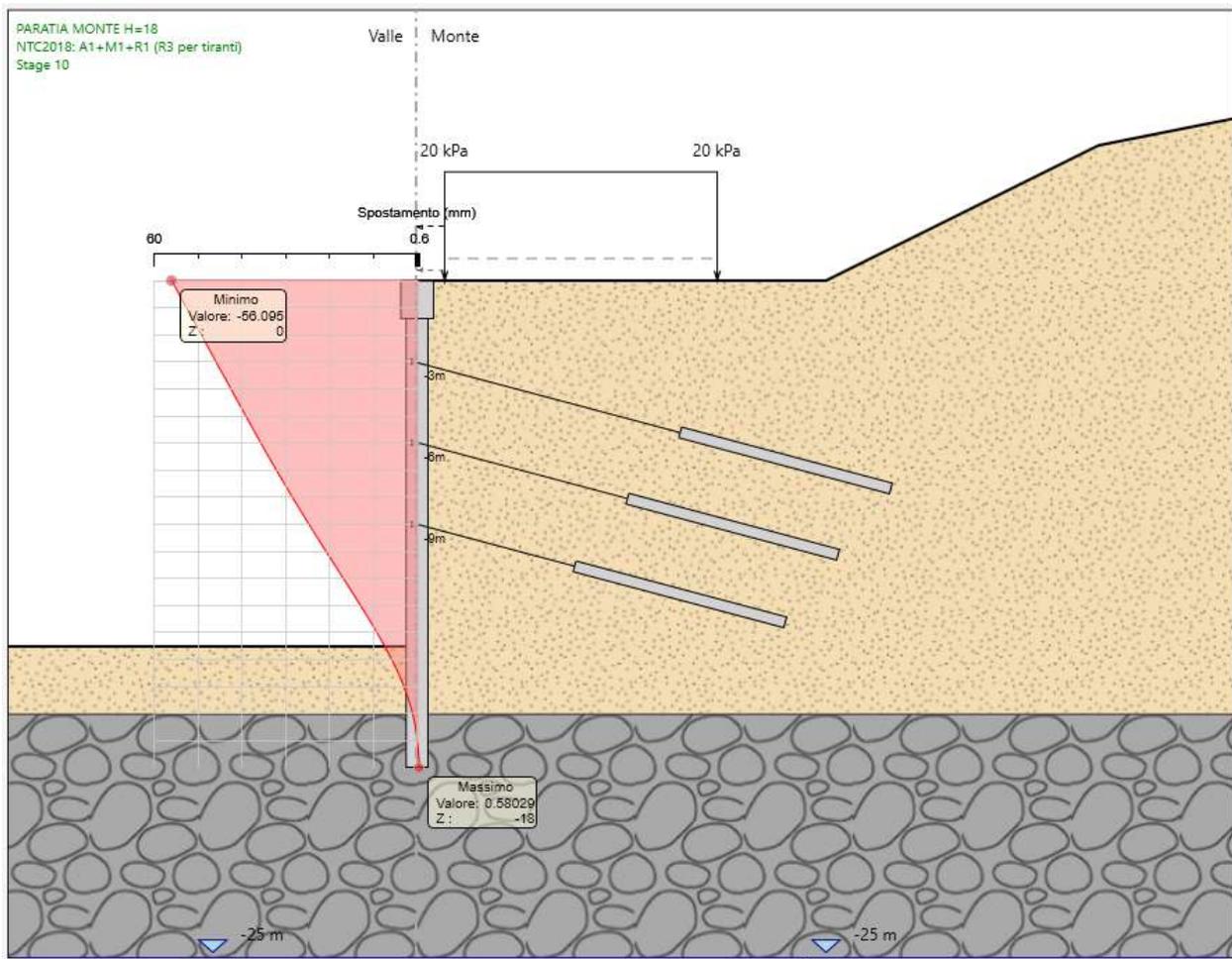


Figura 5-12 – Diagramma spostamenti orizz. – comb. A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

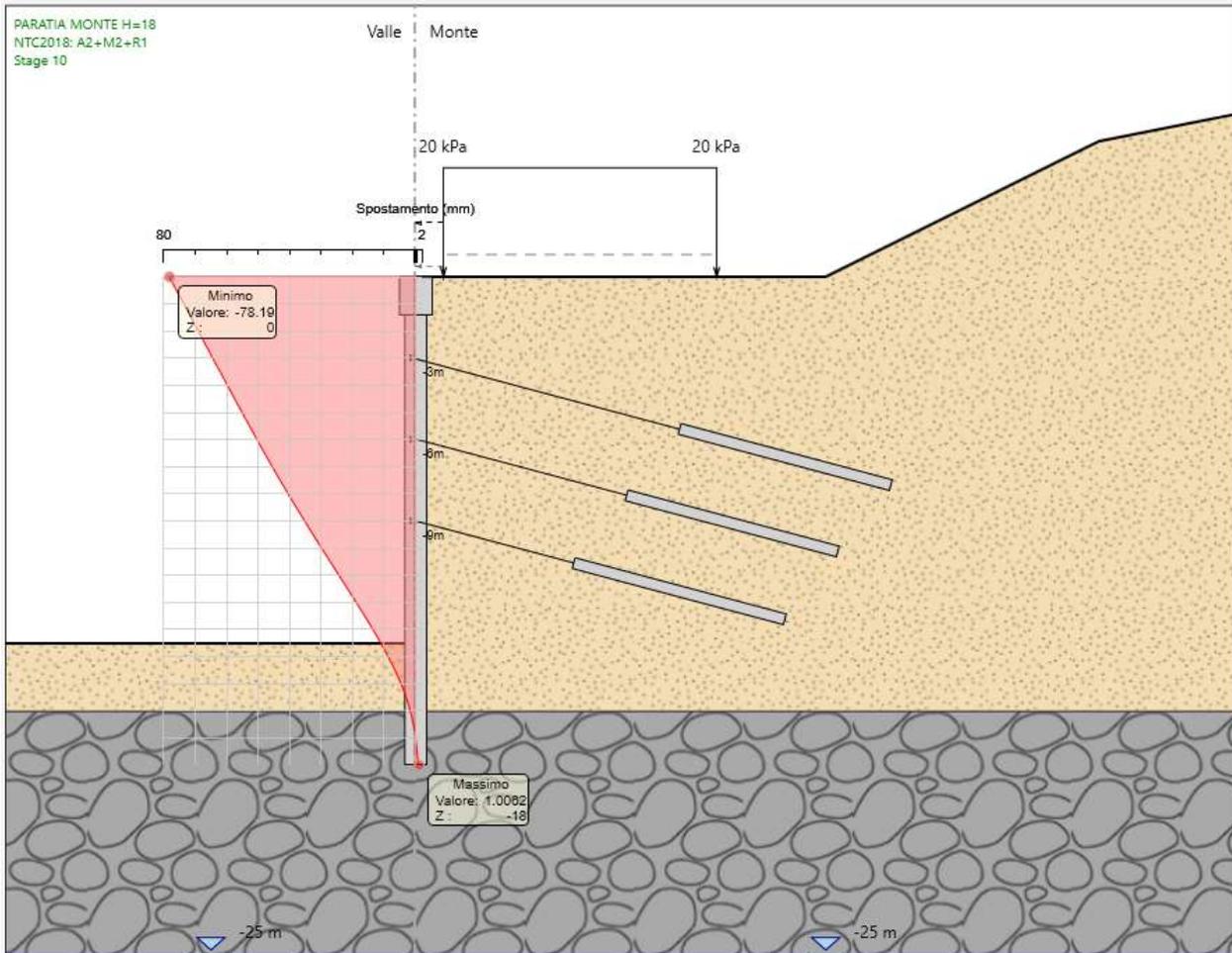


Figura 5-13 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. A2+M2+R1

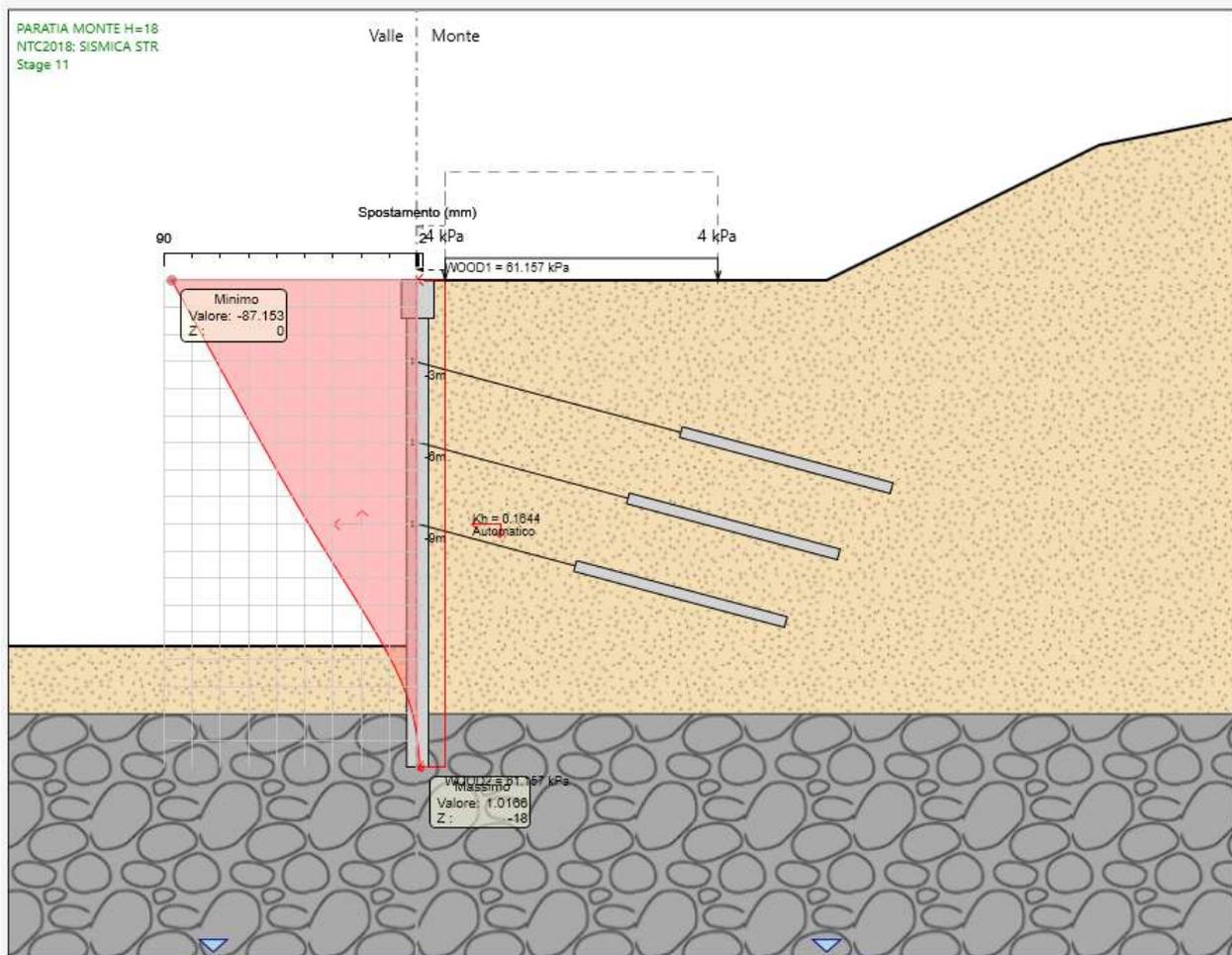


Figura 5-14 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SISMICA STR

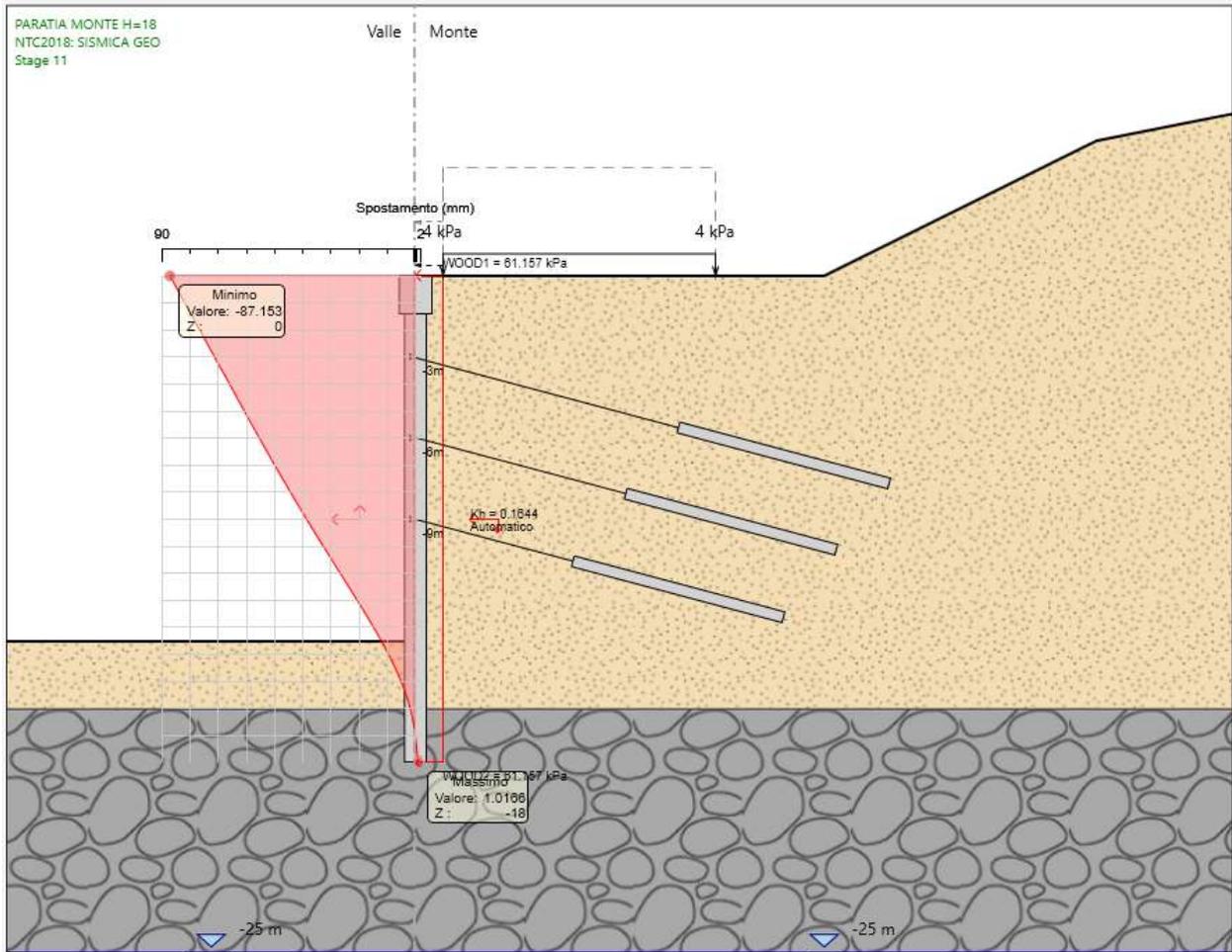


Figura 5-15 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SISMICA GEO

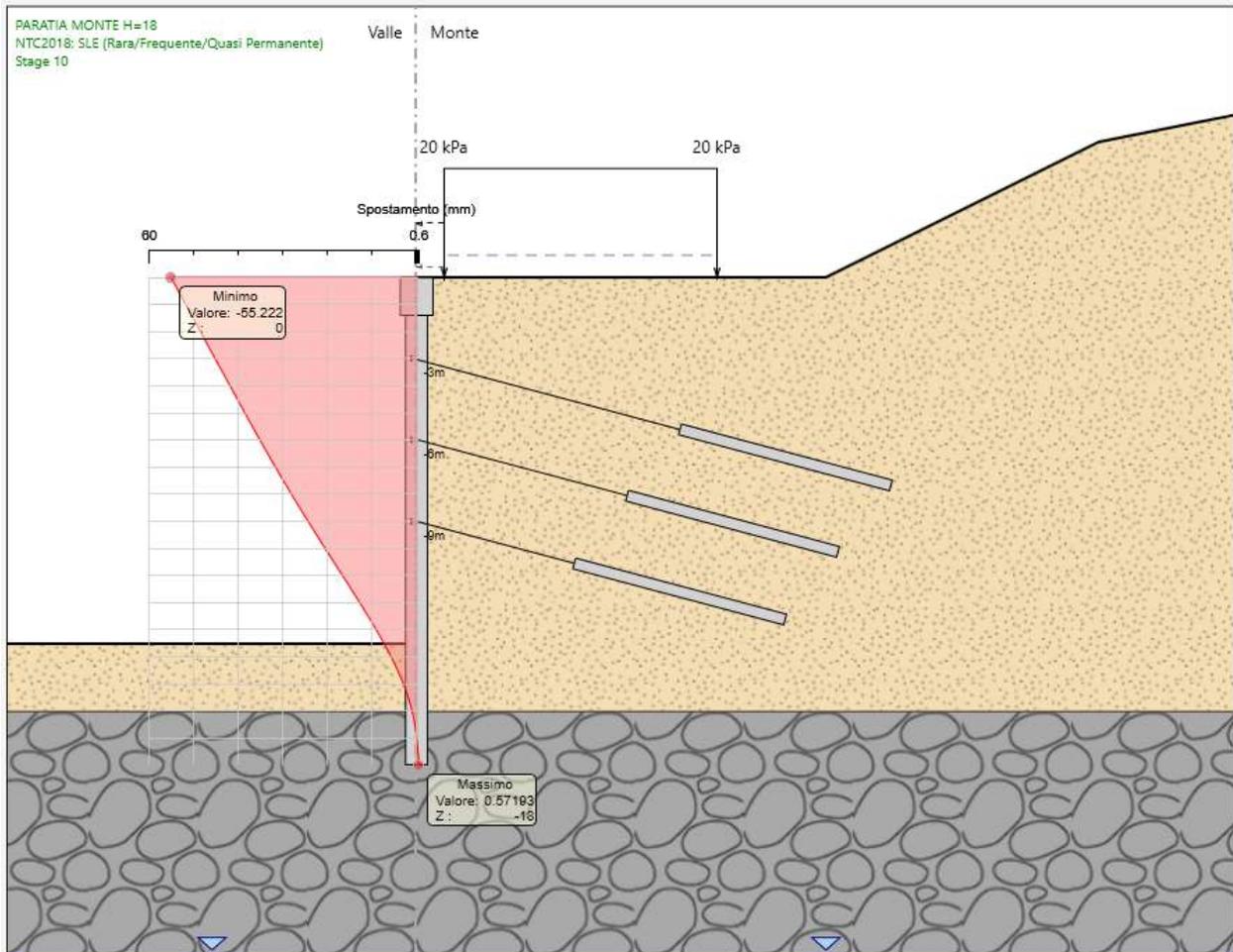


Figura 5-16 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SLE

5.8.3 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 5.52 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 1300/200 = 6.5$ cm, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

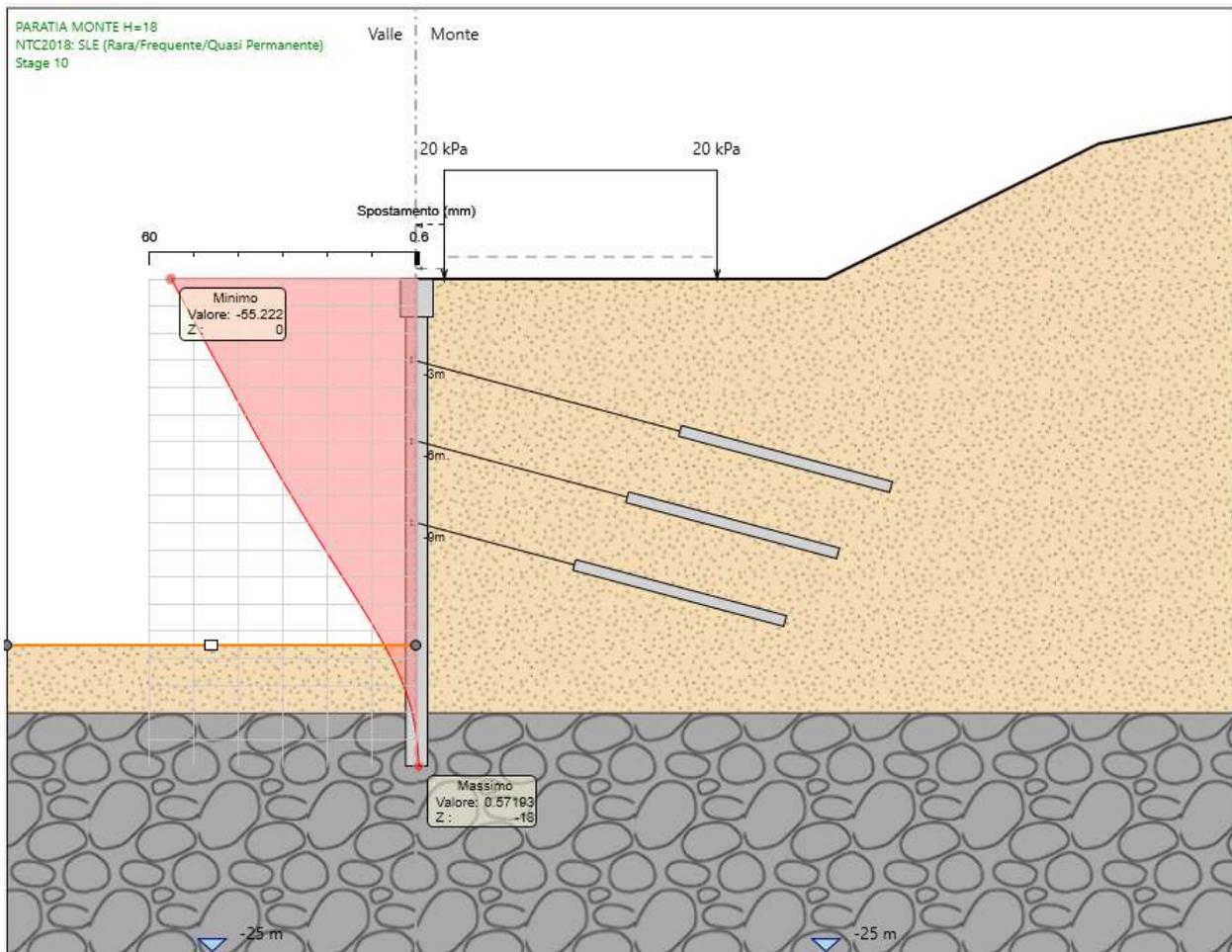


Figura 5-17 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

5.8.4 Verifica strutturale dei pali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per due gabbie di armatura. La prima gabbia (gabbia 1), di lunghezza 10m, è stata progettata per la parte superiore. La seconda gabbia (gabbia 2) di lunghezza 8 m per la parte inferiore e più sollecitata.

	Mmax (kNm)	Tmax (kN)	z (m)
Gabbia 1	290	135	0
			-10
Gabbia 2	1005	855	-10
			-18

Tabella 3 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

5.8.4.1 Gabbia 1 (da 0.0 m a -10.0 m dalla testa palo); L = 10m

Armature longitudinali: 16 \varnothing 20

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/passso 20 cm

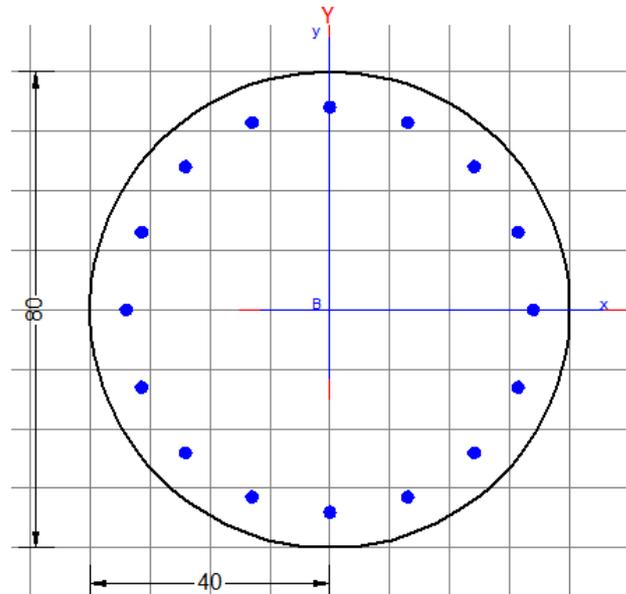


Figura 5-18 – Gabbia 1 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di calcolo f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020		
Def.unit. ultima ϵ_{cu} :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	

ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00	MPa	
Resist. snerv. di calcolo f_{yd} :	391.30	MPa	
Resist. ultima di calcolo f_{td} :	391.30	MPa	
Deform. ultima di calcolo ϵ_{pu} :	0.068		
Modulo Elastico E_f :	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0 0.0	34.016	20		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
---------	---	----	----	----	----

1 0.00290.00 0.00135.00 0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	290.000.00	0.00	0.00	591.52	0.002.040	34.6	(7.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec 3/7	Xc max	Yc maxes min	Xs min	Ys mines max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00309	0.040.0	0.00235	0.0	34.0	-0.01072 0.0-34.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

- a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
- x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
- C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000192195	-0.004187804	0.2460	0.748

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

- Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
- Vsdu Taglio di progetto [kN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
- Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
- Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
- Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
- bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
- Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
- Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
- Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
- A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu/Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	135.00941.70	456.10	64.5	66.4	21.80°	1.000	2.48.0	(0.0)

5.8.4.2 Gabbia 2 (da -10.0 m a -18.0 m dalla testa palo); L = 8m

Armature longitudinali: 18 \varnothing 26

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/passo 10 cm

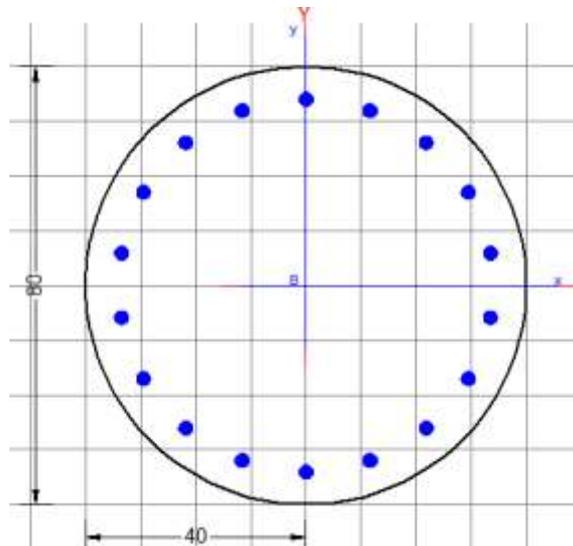


Figura 5-19 - Gabbia 2 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di calcolo f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020		
Def.unit. ultima ϵ_{cu} :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	
ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	

Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa	
Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa	MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa	
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068		
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	34.018	26	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.001005.00	0.00855.00	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm
Copriferro netto minimo staffe: 3.7 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1005.00	0.00	0.00	0.00	1035.110.00	1.03058.4	(7.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00166	0.040.0	0.00260	0.0	34.0	-0.00763	0.0-34.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000150473	-0.0025189140	0.3140	0.833

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-

ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°CombVer	VsduVcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	855.00971.48	901.72	63.5	69.621.80°	1.000	15.316.1	(0.0)

5.8.5 Verifica tiranti

La verifica geotecnica a sfilamento delle barre di ancoraggio è stata condotta secondo quanto previsto per i tiranti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per quanto riguarda azioni e parametri del terreno e di un coefficiente parziale sulle resistenze γ_R pari a 1.1 per tiranti temporanei (tabella 6.6.I delle NTC).

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ viene determinato dalla resistenza di calcolo $R_{a,c}$ (considerando il suo valor medio) attraverso il fattore di correlazione (ξ_{a3} in funzione del numero di verticali di indagine ($\xi_{a3} = 1.8$ nel caso in esame avendo a disposizione 1 verticale di indagine):

$$R_{a,k} = R_{a,c} / \xi_{a3}$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a1}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c} = D \cdot \alpha \cdot p \cdot L \cdot \tau_s$$

Dove:

D = diametro di perforazione

α = coefficiente di maggiorazione del diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno e di iniezione, assunto pari a 1.10 nel caso in esame per le unità geotecniche attraversate dai tiranti. È stata adottata la tecnica di iniezione globale unica (IGU);

L = lunghezza del bulbo di ancoraggio

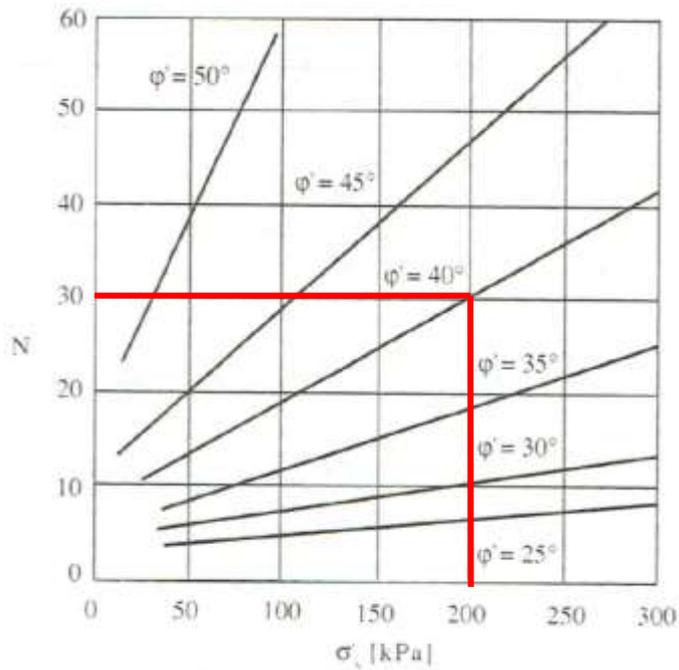
τ_s = tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS*	IGU**
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossolana	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2	1.2
Marna	1.8	1.1 - 1.2
Marna calcarea	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1

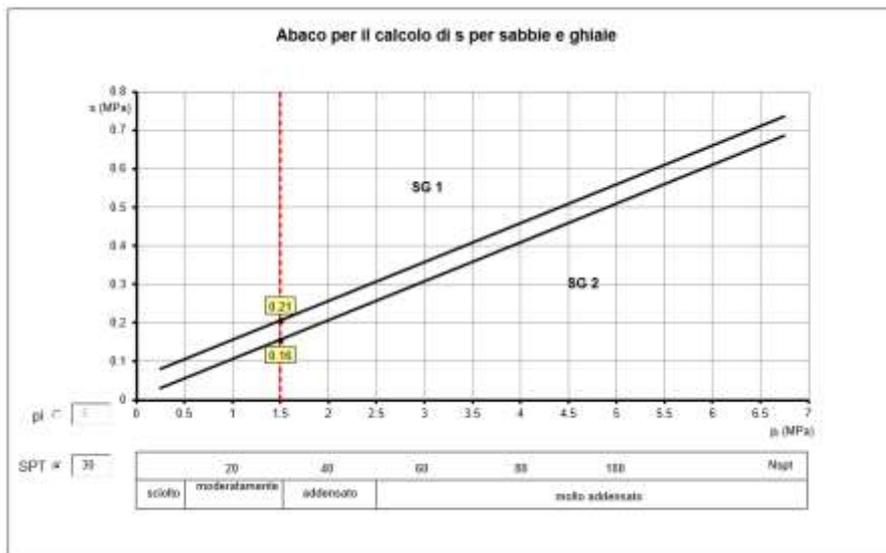
IRS: Iniezione ripetuta selettiva
 IGU: Iniezione globale unica

Per la stima della tensione limite di aderenza tra bulbo e terreno si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) per le iniezioni IGU relative a terreni incoerenti.

Per il calcolo dell’adesione s si è fatto riferimento ai valori N_{spt} , ottenuti associando le caratteristiche meccaniche disponibili dalla stratigrafia di progetto, ovvero l’angolo d’attrito, e lo stato tensionale, secondo il grafico sotto riportato (Fondazioni, Viggiani, 1993).



Si è ottenuto un valore di N_{spt} 30, da cui $\tau_s = 150$ kPa per lo strato in esame "Sabbie e ghiaie".



$$*S = \tau_s$$

$$*SG2 = IGU$$

Il valore della resistenza di progetto allo sfilamento del bulbo $R_{a,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R precedentemente definito:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R = R_{a,c} / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R)$$

La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta quando:

$$R_{a,d} > E_d \text{ (sollecitazione)}$$

La resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio si determina fattorizzando la tensione di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$. La verifica strutturale del tirante risulta soddisfatta quando:

$$R_{t,d} = f_{yk} / \gamma_s \cdot A_{acciaio} > E_d$$

Infine va rispettata la gerarchia delle resistenze ovvero la resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio deve essere maggiore della resistenza a sfilamento:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

Di seguito si riportano le verifiche dei tiranti effettuate internamente al software paratie:

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gierarchia delle Resistenze
1° ORDINE	Stage 5	2,4713E-15	287,98	605,56	0	0	✓	✓
1° ORDINE	Stage 6	61,494	287,98	605,56	0,214	0,102	✓	✓
1° ORDINE	Stage 7	61,494	287,98	605,56	0,214	0,102	✓	✓
1° ORDINE	Stage 8	160,78	287,98	605,56	0,558	0,266	✓	✓
1° ORDINE	Stage 9	160,78	287,98	605,56	0,558	0,266	✓	✓
1° ORDINE	Stage 10	234,8	287,98	605,56	0,815	0,388	✓	✓
1° ORDINE	Stage 11	234,54	287,98	605,56	0,814	0,387	✓	✓
2° ORDINE	Stage 7	2,7896E-12	287,98	605,56	0	0	✓	✓
2° ORDINE	Stage 8	89,565	287,98	605,56	0,311	0,148	✓	✓
2° ORDINE	Stage 9	89,565	287,98	605,56	0,311	0,148	✓	✓
2° ORDINE	Stage 10	171,9	287,98	605,56	0,597	0,284	✓	✓
2° ORDINE	Stage 11	171,54	287,98	605,56	0,596	0,283	✓	✓
3° ORDINE	Stage 9	9,5327E-06	287,98	605,56	0	0	✓	✓
3° ORDINE	Stage 10	86,212	287,98	605,56	0,299	0,142	✓	✓
3° ORDINE	Stage 11	85,847	287,98	605,56	0,298	0,142	✓	✓

Figura 5-20 – Verifiche tiranti

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC 2018.

5.8.6 Verifica trave di ripartizione

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei profili HEA 200 utilizzati come travi di ripartizione delle reazioni dei tiranti.

Per la verifica è stato considerato lo schema strutturale di trave appoggio-appoggio:

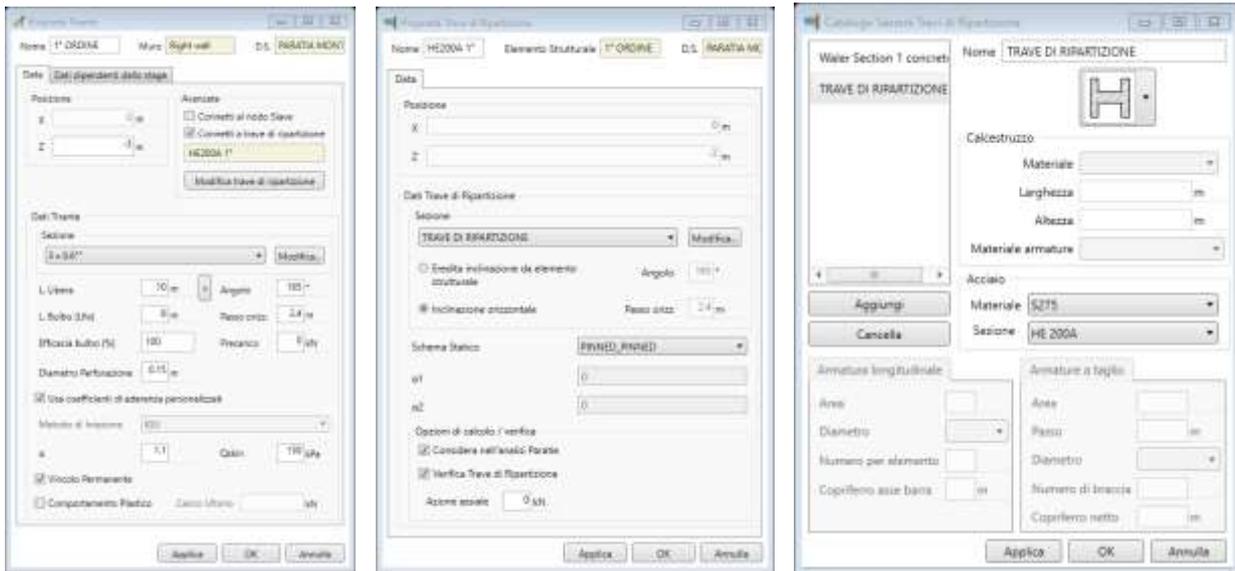


Figura 5-21 – Inserimento trave di ripartizione in Paratie

La verifica è eseguita internamente al software Paratie:

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tranti | Puntanti | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfoltamento Momento	Sfoltamento Taglio	Instabilità
HE200A 1*	1° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 5	9,4956E-16	0	0	0	0
HE200A 1*	1° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 6	24,223	0	0,179	0,135	0
HE200A 1*	1° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 7	24,223	0	0,179	0,135	0
HE200A 2*	2° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 7	6,3333E-14	0	0	0	0
HE200A 1*	1° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 8	64,953	0	0,481	0,361	0
HE200A 2*	2° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 8	36,022	0	0,267	0,2	0
HE200A 1*	1° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 9	64,953	0	0,481	0,361	0
HE200A 2*	2° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 9	36,022	0	0,267	0,2	0
HE200A 3*	3° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 9	3,4783E-06	0	0	0	0
HE200A 1*	1° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 10	96,429	0	0,713	0,536	0
HE200A 2*	2° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 10	69,975	0	0,518	0,389	0
HE200A 3*	3° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 10	34,47	0	0,255	0,192	0
HE200A 1*	1° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 11	96,327	0	0,713	0,535	0
HE200A 2*	2° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 11	69,837	0	0,517	0,388	0
HE200A 3*	3° ORDINE	HE 200A	S275	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 11	34,332	0	0,254	0,191	0

Figura 5-22 – Verifiche trave di ripartizione

Le verifiche risultano soddisfatte.

5.8.7 Armature in VTR

In corrispondenza della parete perimetrale interrata S-O del Manufatto BIPARTITORE è prevista un’apertura di dimensioni 5.20x 3.00m che permette l’accesso al canale di scarico. Successivamente alla realizzazione della paratia quindi, quest’ ultima dovrà essere parzialmente demolita per consentire l’imbocco al canale di scarico.

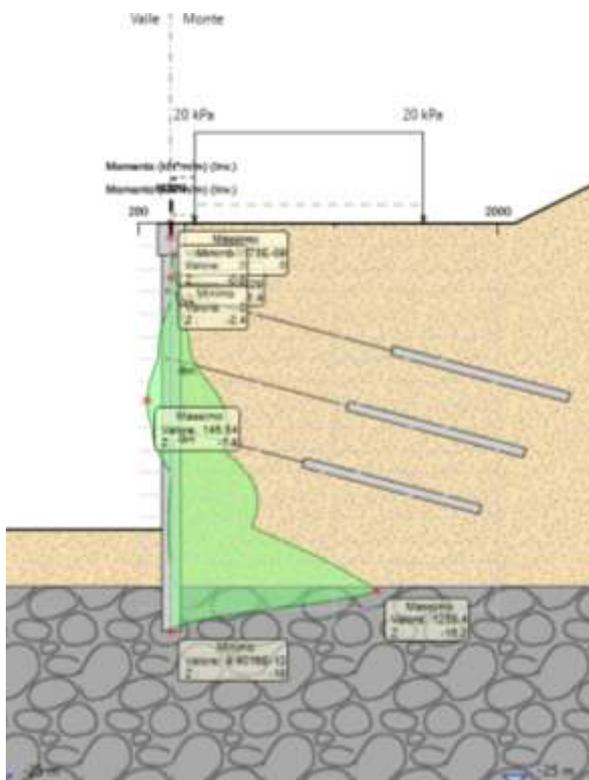
In corrispondenza di tali zone il problema della difficoltà di attraversamento da parte delle macchine utilizzate per la perforazione del terreno può essere risolto sostituendo le gabbie di armatura in acciaio con gabbie di armatura in fibra di vetro, con enormi vantaggi in termini di sicurezza e di risparmio di tempi di realizzazione.

Nell’intervento in oggetto la demolizione coinvolge n° 8 pali per i quali si è previsto l’impiego, nelle sezioni di palo che vanno dalla profondità -7m da p.c. e -13m da p.c., di un’armatura in vetro equivalente realizzata con n°18 barre diametro 25mm (gabbia ferri longitudinali) ed anelli circolari (staffe) realizzati con barre diametro 12mm con passo 10 cm. Le armature in acciaio potranno essere legate alle armature in vetroresina tramite opportuni connettori ad U.



Figura 5-23 – Esempio Gabbia in vetroresina per pali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle sezioni di palo armate con armature VTR rispetto



alle sollecitazioni di interesse.

Risultati:

Tipo risultato: Momento Parete Right wall.

Quota (m)	Valore lato sinistro (kN*m)	Valore lato destro (kN*m)
-7	127.79	221.02 *
-7.2	134.66	243.31
-7.4	140.21	265.18
-7.6	143.78	284.78
-7.8	145.54	301.54
-8	145.43	315.56
-8.2	143.42	326.95
-8.4	139.46	335.81
-8.6	133.5	342.25
-8.8	125.5	346.35
-9	115.43	348.2
-9.2	114.08	347.88
-9.4	110.56	345.54
-9.6	104.82	341.31
-9.8	96.826	335.29
-10	86.529	327.61
-10.2	73.883	343.07
-10.4	58.846	376.23
-10.6	41.372	407.66
-10.8	21.418	435.5
-11	8.8273E-14	459.34
-11.2	1.5463	479.35
-11.4	4.196	495.7
-11.6	6.5829	508.56
-11.8	8.7082	518.1
-12	10.579	524.47
-12.2	12.2	527.83
-12.4	13.572	528.3
-12.6	14.693	526.05
-12.8	15.561	521.27
-13	16.167	514.18 *

Copia negli appunti Chiudi

Figura 5-24 – Valori di involucro Momento flettente tra -7 e -13 m da pc.

5.8.7.1 Verifica strutturale dei pali armati con VTR

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per la gabbia di armatura in VTR.

	Mmax (kNm)	Tmax (kN)	z (m)
Gabbia VTR	529	266	-7
			-13

Tabella 4 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

Armature longitudinali: 18 \varnothing 25

Armature trasversali: staffe \varnothing 12 /passo 10 cm

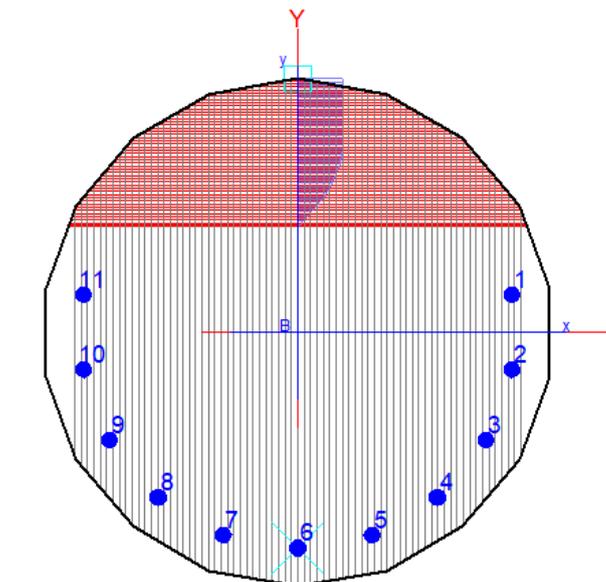


Figura 5-25 – Gabbia VTR – sezione A-A

Il momento resistente della sezione armata con barre in VRT è valutato in accordo al documento CNR-DT 203, sotto le ipotesi di legame costitutivo del composito fibrorinforzato elastico lineare fino a rottura e incapacità delle barre di resistere a sforzi di compressione.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30
Resis. compr. di calcolo f_{cd} :	14.160 MPa
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	5.665 MPa

Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.:Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 31475.0 MPa
 Resis. media a trazione fctm: 2.560 MPa

ACCIAIO - Tipo: VTR
 Resist. caratt. snervam. fyk: 750.00 MPa
 Resist. caratt. rottura ftk: 750.00 MPa
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 500.00 MPa
 Resist. ultima di calcolo ftd: 500.00 MPa
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.011
 Modulo Elastico Ef 460000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	40.0
2	13.9	37.6
3	25.7	30.6
4	34.6	20.0
5	39.4	6.9
6	39.4	-6.9
7	34.6	-20.0
8	25.7	-30.6

Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	529.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.3 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature [cm ²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	529.00	0.00	0.00	635.36	0.00	1.201	54.0(6.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00165	0.0	40.0	-0.00162	33.5	5.9	-0.00761	0.0	-34.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.000000000 0.000150176 -0.002507054 0.315 0.834

Il taglio resistente della sezione armata con staffe in VRT è valutato in accordo al documento CNR-DT 203, considerando, in favore di sicurezza, il solo contributo delle staffe.

Verifica a taglio

$f_{fk} =$	379	N/mm ²	resistenza caratteristica a trazione del rinforzo
$\gamma_f =$	1.5	-	coefficiente parziale
$f_{fr} =$	253	N/mm ²	resistenza di progetto a trazione del rinforzo
$n_b =$	2	-	numero bracci delle staffe
$\phi_{st} =$	12	mm	diametro delle staffe
$A_{fw} =$	226	mm ²	somma delle aree dei bracci di una singola staffa
$d =$	600	mm	altezza utile della sezione
$s =$	100	mm	passo delle staffe
$V_{Rd,f} =$	343	kN	resistenza a taglio lato VRT
$V_{Ed} =$	266	kN	taglio sollecitante

5.8.8 Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Armature Sezione A-A:

gabbia 1 (lunghezza = 10 m): 16 ϕ 20 - staffe ϕ 10/ passo 20 cm

gabbia 2 (lunghezza = 8 m): 18 \varnothing 26 - staffe \varnothing 10/ passo 10 cm

incidenza totale = 150 kg/m³

Armature VRT Sezione A-A:

gabbia VRT (lunghezza = 6 m): 18 \varnothing 25 - staffe \varnothing 12/ passo 10 cm

incidenza totale VRT= 50 kg/m³

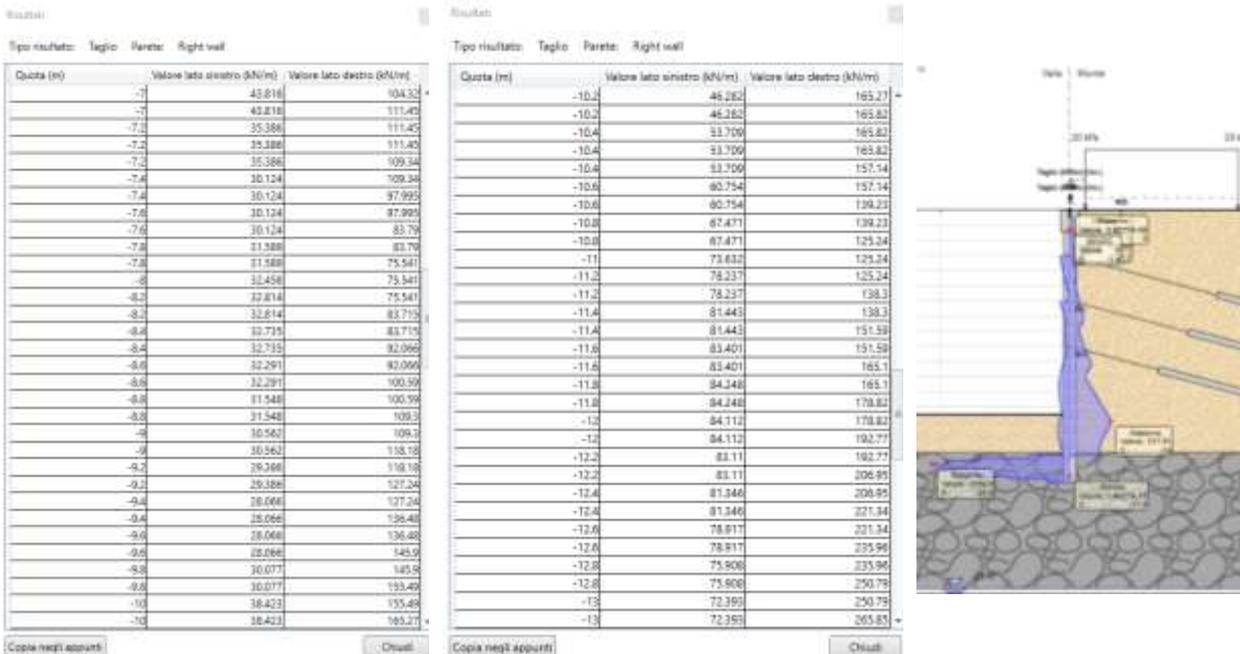


Figura 5-26 – Valori di inviluppo taglio tra -7 e -13 m da pc.

6 OPERE MINORI DEL NUOVO MANUFATTO BIPARTITORE

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), ha come oggetto il calcolo geotecnico relative alle opere minori del Nuovo Manufatto BIPARTITORE. L’area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Salisano.

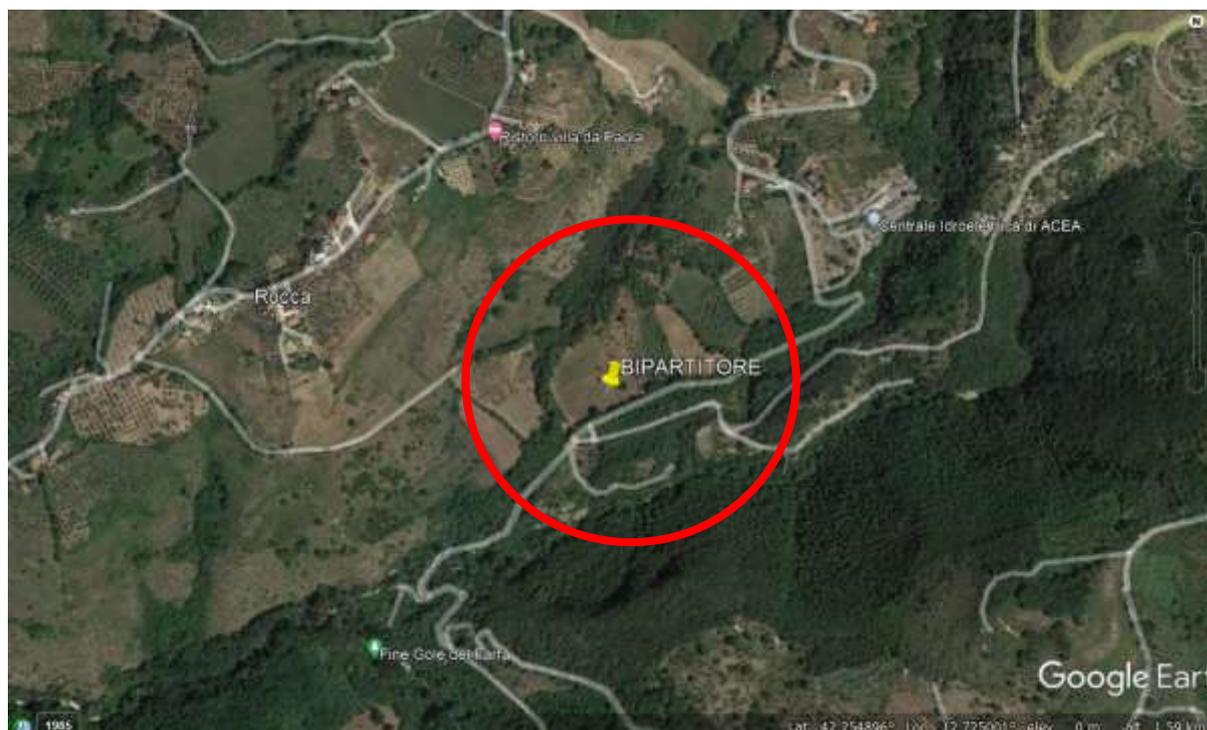


Figura 6-1 – Ubicazione del Manufatto BIPARTITORE

6.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche delle opere geotecniche relative al manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 1- Midas Civil 2021 versione 1.2 della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale;
- 2- ParatiePlus ver. 20 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- 3- MDC ver. 2021.29.7.1024 della Geostru, per il calcolo dei muri di sostegno in c.a.
- 4- Foglio Excel da “Progetti e calcoli di geotecnica con Excel” di Mancina, Nori, Iasiello, DEI editore, per le verifiche di stabilità globale dei fronti di scavo e per la verifica di capacità portante di fondazioni superficiali.

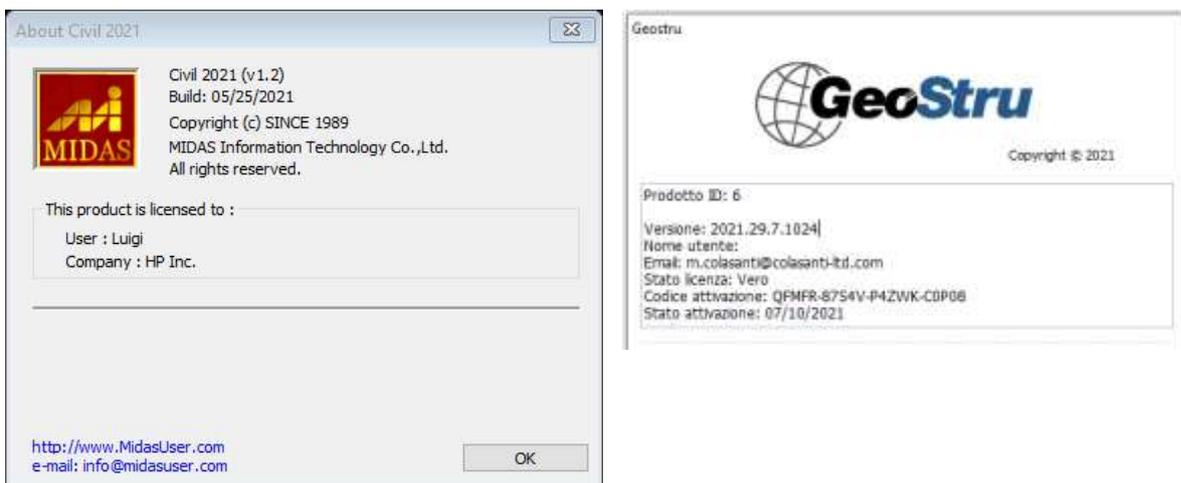


Figura 6-2 – Licenza Midas Civil 2021 e MDC 2021

6.2 Descrizione degli interventi

La fondazione Canale di Scarico del Nuovo Manufatto BIPARTITORE è del tipo “superficiale” ed è costituita da una platea di dimensioni circa 30x5.5 m, disposta a quota +150.00m slm, di spessore pari ad 0.6m.

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il Canale di Scarico del Nuovo Manufatto BIPARTITORE si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da paratie di micropali accostati di diametro $\phi 250$ e lunghezza totale 12m.

Per il calcolo ed il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento alla sezione rappresentativa di monte, Sezione B-B in

Figura 5-3, che presenta l’altezza di scavo maggiore. L’opera provvisoria prevede l’installazione di n°2 ordine di tiranti di diametro nominale $\phi 150$ mm posti rispettivamente alle quote a -2.50m e -5.00m dal piano campagna.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente vengono riassunte le altezze di scavo considerate nei modelli di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo max di modello
	m	m	m	m
B-B	7.80	0.20	0.50	8.50

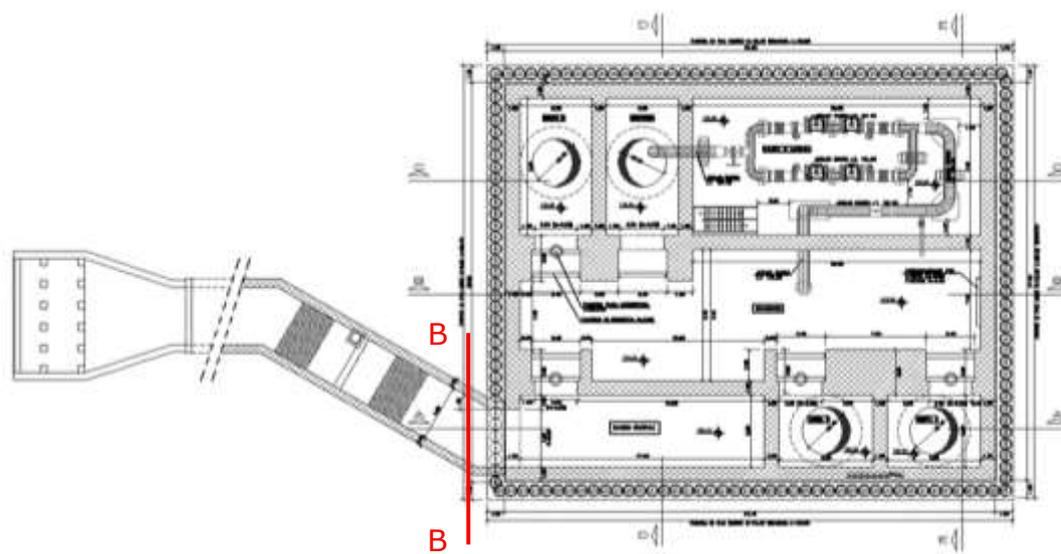


Figura 6-3 – Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisionali

Lungo il perimetro di pertinenza ed in corrispondenza della viabilità di accesso del Nuovo Manufatto BIPARTITORE si prevede la realizzazione di opere di sostegno definitive costituite da muri a mensola in c.a. alla cui sommità è posizionato un grigliato metallico del tipo “keller” di altezza massima pari 2.00m, per i muri di recinzione, o un parapetto metallico di altezza massima pari 1.00m, per i muri relativi alla viabilità di accesso. Per il calcolo ed il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento, per ciascuna tipologia di muro, alla sezione più sfavorevole, che presenta l’altezza di scavo maggiore. Nella tabella seguente vengono riassunte le sezioni di calcolo analizzate con le relative altezze del paramento considerate nei modelli di calcolo:

POSIZIONE MURO	TIPOLOGIA	Sezione di calcolo	B fond.	Sp. fond.	Hmax del paramento	Sp. paramento
----------------	-----------	--------------------	---------	-----------	--------------------	---------------

-	-	-	m	m	m	m
RECINZIONE	TIPO 1e3	SEZ 2	3.3	0.5	4.0	0.4
RECINZIONE	TIPO 2	SEZ 15	1.0	0.3	1.0	0.3
VIABILITA' DI ACCESSO	TIPO 4	SEZ 6	3.3	0.5	4.0	0.4



Figura 6-4 – Posizione delle sezioni di calcolo dei muri

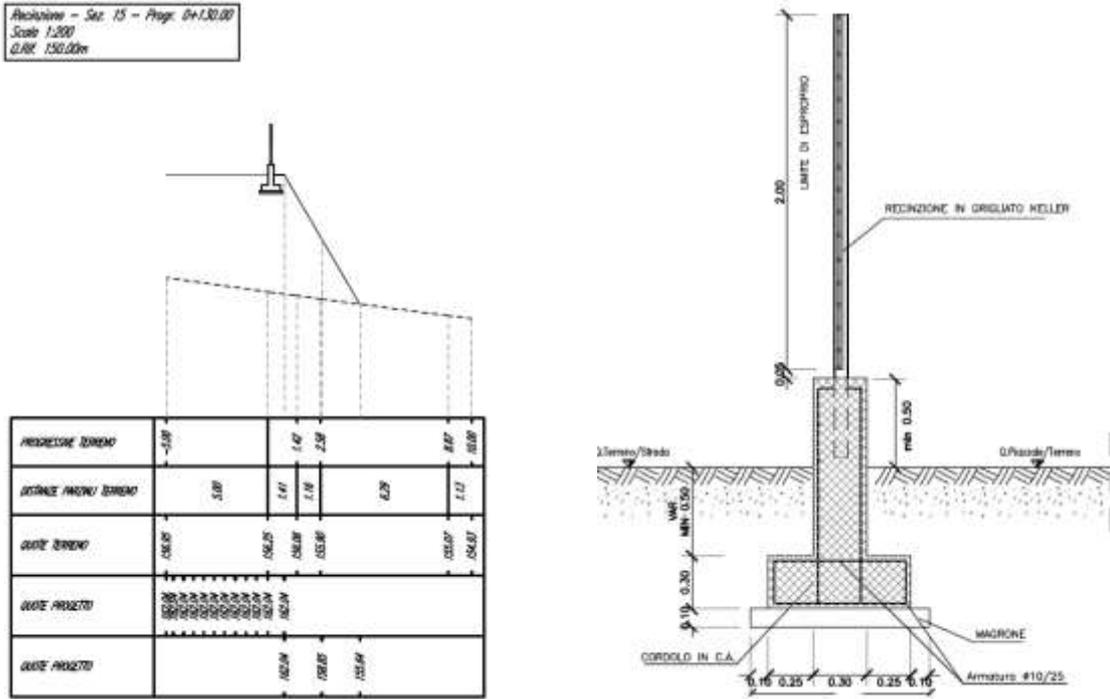


Figura 6-6 – Sezione di calcolo del Muro recinzione TIPO 2 SEZ

6.3 Inquadramento geotecnico

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, unitamente ai rilievi geomeccanici e geostrutturali di campo, alle prove di laboratorio ed ai dati geologici pregressi e disponibili circa l’assetto litostratigrafico delle aree di indagine, hanno consentito la definizione dei parametri geotecnici delle unità litotecniche incontrate, ciascuna delle quali è costituita da terreni con un simile comportamento geotecnico, geomeccanico e sismico.

Ciascuna unità litotecnica è stata definita analizzando in maniera congiunta inoltre i risultati delle prove geofisiche effettuate, definendo differenti range di valori di velocità delle onde S (derivate da prospezioni MASW e Down-Hole), ciascuna associata ad un’unità litotecnica.

Infine, per tutta la lunghezza del tracciato di progetto è stato definito il modello geologico-tecnico e sismo-stratigrafico di riferimento, attribuendo ad ogni unità litotecnica i parametri medi. Nel caso in cui alle profondità di interesse fossero disponibili risultati ottenuti da prove di laboratorio geotecnico o in situ e dalle prospezioni sismiche (MASW, HVSR e Down-Hole), si sono utilizzati tali valori puntuali per la parametrizzazione geotecnica e sismo-stratigrafica dell’unità litotecnica.

Di seguito la parametrizzazione fisico-meccanica e sismica caratteristica delle unità litotecniche riconosciute:

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_n (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	E_t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
SCZ	Calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcari e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcari micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcari marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al grigio e grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	21	1348
SJC	Calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose patinate	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotte sulle formazioni che presentano alteranza, in quanto riferiti alla sola componente arenacea

K₁₁ Litologia: MAI GSI: 55 RMR: 56 (II) Jv: 12	K₁₆ Litologia: SAA GSI: 50 RMR: 51 (II) Jv: 15	K₁₈ Litologia: VAS GSI: 40 RMR: 53 (II) Jv: 7.2	K₂₇ Litologia: MAI GSI: 60 RMR: 60 (II) Jv: 8.8	K₁₃ Litologia: FUC GSI: 30 RMR: 48 (II) Jv: 18	K₁₇ Litologia: MAI GSI: 35 RMR: 45 (II) Jv: 18.4	K₂₄ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 41 (II) Jv: 22.8	K₂₈ Litologia: MAI GSI: 25 RMR: 41 (II) Jv: 24	K₁₅ Litologia: SBI GSI: 45 RMR: 51 (II) Jv: 24.9	K₁₈ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 56 (II) Jv: 12.6	K₂₅ Litologia: SBI GSI: 60 RMR: 56 (II) Jv: 10.8
--	--	---	---	--	--	--	--	--	--	--

DEPOSITI e COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove pressometriche			Modello C _u statico da geotecnico							
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C _u (kPa)	ϕ' (°)	E_t (MPa)	n° prove	E_t (MPa)	ϕ'_{max} (°)	E_t (MPa)	n° prove	γ_n (kN/m ³)	prova a taglio diretta		prova dilatometrica		
												τ (kPa)	ϕ' (°)	σ_{max} (kPa)	σ_{min} (kPa)	σ_{max} (kPa)
All. (Piastra San Vittorino)	terreno sabbioso, eterodimensionale (frutti isolati)	9	51	-	4	-	-	-	-	9	18-20	8-40	22-28	3.6	4.8	7.5
All. (Frattocchio)	sabbie e gravie medio-fine con giacche eterodimensionali (frutti grossolani)	12	-	15	11	-	-	-	-	7	18-21	7-11	27-38	4.1	8.1	36.4
All. (Frattocchio)	frutti in matrice sabbioso-argillosa	12	-	15	11	-	-	-	-	12	17-21	7-9	28-36	4.4	4.7	6.5
All. (Vado del Tusciano)	sabbie fini limose con frutti arenacei	6	-	21	10	-	-	-	-	8	18-21	10-12	24-28	5.5	4.3	7.0
All. (Pozzo di Orsani)	alternanza ghiaiosa in matrice limosa sabbioso-argillosa	17	-	11	12	-	-	-	-	5	17-23	8-10	24-30	5.2	4.7	4.8
FIG	Argille limose con intercalari sabbiose fini	13	-	13	15	-	-	-	-	4	17-19	15-15	18-19	6.0	6.7	7.5
MRP	argille eterodimensionali eterodimensionali da cementati a matrici arenacee	/	/	/	/	8	108	42	207	7	18-19					
MRP	compattamenti eterodimensionali con fratti arenacei, sabbie calcaree	/	/	/	/	1	113	41	102	1	20					
GRG	compattamenti eterodimensionali a matrici arenacee	12	-	11	15	7	102	46	127	8	17.5-20					

Nuovo manufatto Bipartitore (Salisano)

Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	Vs (m/s)
0.0 – 3.0	Terreno di riporto antropico costituito da clasti calcarei eterodimensionali	17.5	150
3.0 – 8.0	Brecce calcaree eterodimensionali con spigoli vivi, con scarsa matrice limosa	20.0	323
8.0 – 17.5	Alternanza di calcari da compatti a fratturati con tracce di ossidazione e livelli travertinosi	24.0	602
17.5 – 25.0		26.0	713
> 25.0		26.0	800

Figura 6-8 – Relazione geologica – caratteristiche sismostratigrafiche del sito

Si riporta di seguito la sezione stratigrafica utilizzata e successivamente i parametri geomeccanici di riferimento per il calcolo delle azioni del terreno sul manufatto e sulle paratie perimetrali.

Unità UMS

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove pressiometriche			Modulo E_y statico da geosismica	
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	E_v (MPa)	$\phi'_{intorno}$ (°)	E_v (MPa)	γ_h (kN/m ³)
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	1	113	41	102	20

Unità MAI

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_h (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	f_t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361

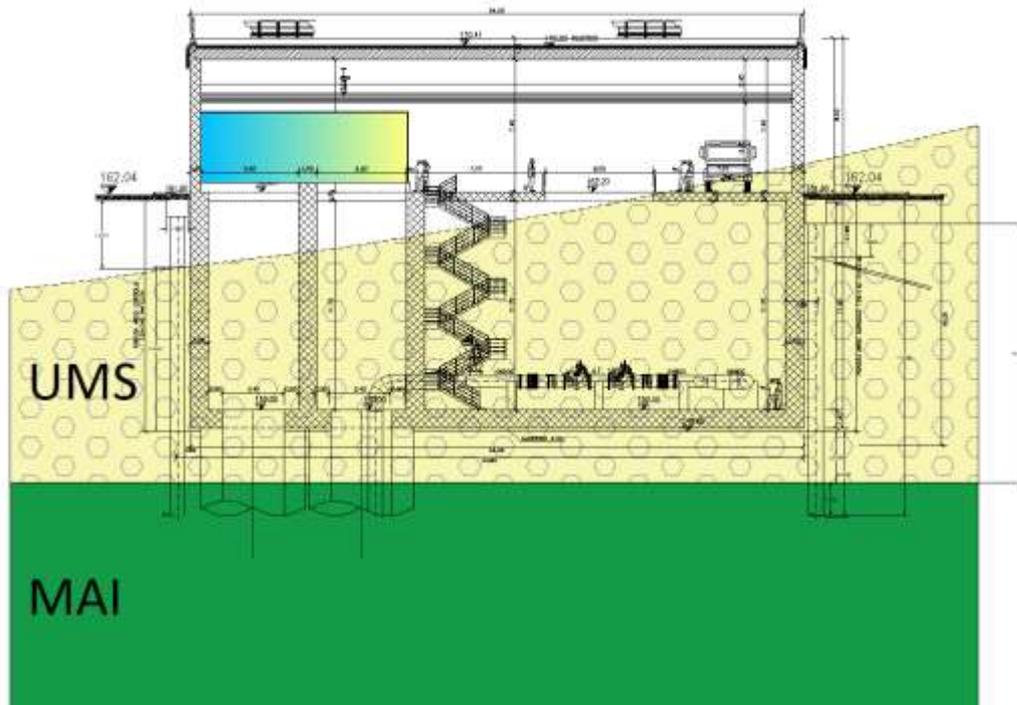


Figura 6-9 – Inserimento opera nella stratigrafia geologica di riferimento

In merito alla falda, come evidenziato nella relazione geologica non è stata rilevata alle quote di interferenza con le opere.

6.4 Verifiche platea di fondazione

Per le verifiche geotecniche a capacità portante della fondazione del CANALE DI SCARICO relativo al manufatto BIPARTITORE si considerano i risultati ottenuti dalle analisi condotte nella "Relazione di calcolo Canale di Scarico", allegata al presente progetto definitivo. In particolare, si riconsidera la struttura senza vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di fondazione ma con platea vincolata esclusivamente mediante un vincolo di incastro posizionato nel suo baricentro (Figura 6-10).

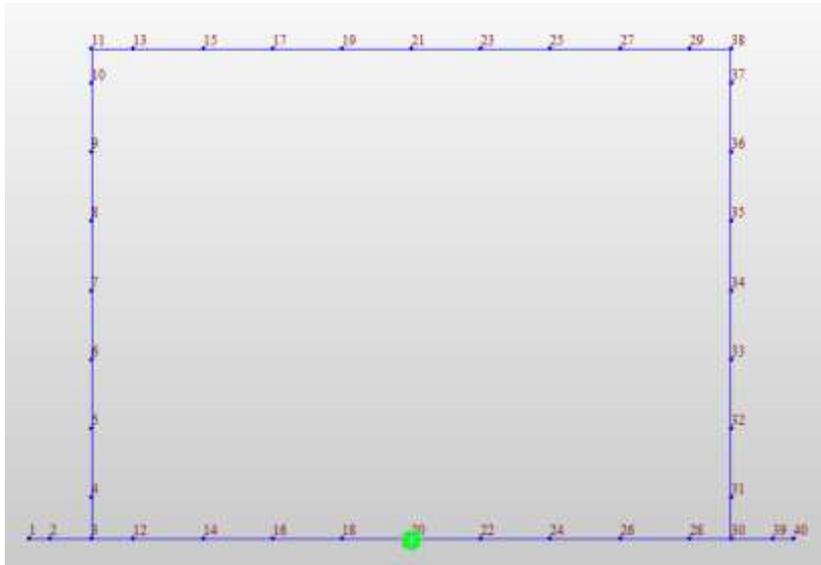


Figura 6-10 – Modello di calcolo (Sez. 1)

Si ottengono le seguenti reazioni vincolari per la sezione più gravosa (S1), riferite alla striscia di un metro nella direzione di sviluppo longitudinale dell’opera:

Reaction(Global)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
	20	SLU1	0	0	1633.81	0	0	0
	20	SLU2	0	0	1493.1	0	0	0
	20	SLU3	0	0	1477.8	0	0	0
	20	SLU4	0	0	1337.1	0	0	0
	20	SLV1	-64.3	0	1148.9	0	-35.37	0
	20	SLV2	-64.3	0	1203.3	0	-35.37	0
	20	SLV3	64.3	0	1148.9	0	35.37	0
	20	SLV4	64.3	0	1203.3	0	35.37	0
	20	SLV5	-53.8	0	1028.9	0	-30.85	0
	20	SLV6	-53.8	0	1083.3	0	-30.85	0
	20	SLV7	53.8	0	1028.9	0	30.85	0
	20	SLV8	53.8	0	1083.3	0	30.85	0

Moltiplicando tali valori per lo sviluppo longitudinale della parte di canale di scarico interrata, pari a 30m, si ottengono le seguenti sollecitazioni di calcolo.

Reaction(Global)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
	20	SLU1	0.0	0	49014.3	0	0.00	0
	20	SLU2	0	0	44791.5	0	0	0
	20	SLU3	0	0	44334.3	0	0	0
	20	SLU4	0	0	40111.5	0	0	0
	20	SLV1	-1929.6	0	34465.9	0	-1060.97	0
	20	SLV2	-1929.6	0	36100.1	0	-1060.97	0
	20	SLV3	1929.6	0	34465.9	0	1060.97	0
	20	SLV4	1929.6	0	36100.1	0	1060.97	0
	20	SLV5	-1613.8	0	30865.9	0	-925.61	0
	20	SLV6	-1613.8	0	32500.1	0	-925.61	0
	20	SLV7	1613.8	0	30865.9	0	925.61	0
	20	SLV8	1613.8	0	32500.1	0	925.61	0

La capacità portante è valutata con riferimento alla formulazione di Brinch Hansen.

In favore di sicurezza, la verifica è condotta ipotizzando una profondità del piano di posa della fondazione pari a $D=4.3+3.6/2=6.10\text{m}$, ovvero pari all’altezza complessiva dell’opera (sezione S1) più la metà della massima distanza estradosso soletta di copertura-piano campagna rilevata lungo lo sviluppo dell’opera considerato.

Di seguito il report di verifica per la combinazione di carico che più gravosa (SLV4).

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

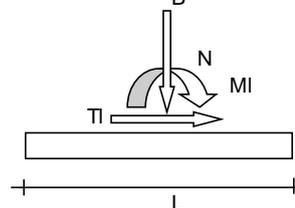
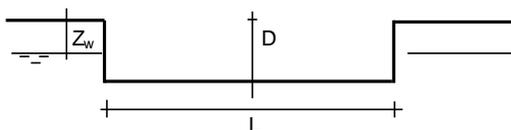
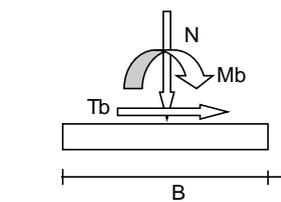
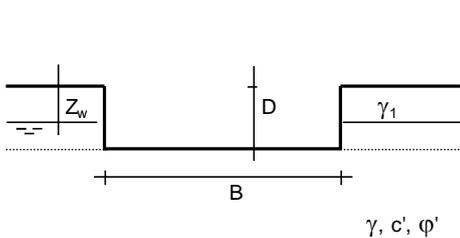
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

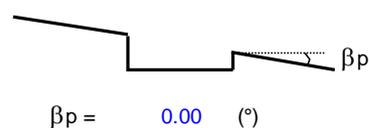
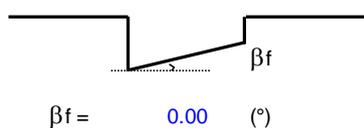
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.50 (m)
L = 30.00 (m)
D = 6.10 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	36100.10		36100.10
Mb [kNm]	1060.97		1060.97
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	1929.60		1929.60
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1929.60	0.00	1929.60

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 41.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 41.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 25.00$ (m)
 $e_B = 0.03$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 5.44$ (m)
 $L^* = 30.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 122.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 73.90$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 83.86$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 130.21$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.16$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.16$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.93$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.85 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.15 \quad m = 1.85 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

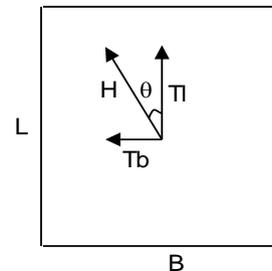
$$i_q = 0.90$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.90$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.86$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.17$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.18$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 16683.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 221.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 7253.89 \geq q = 221.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1929.60 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 31381.34 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 28528.49 \geq H_d = 1929.60 \quad (\text{kN})$$

6.5 Paratia di micropali

6.5.1 Analisi dei carichi

6.5.1.1 Peso proprio

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Peso proprio acciaio $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

6.5.1.2 Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

6.5.1.3 Azione sismica

L’azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 “Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame, si considera una **vita nominale di 10 anni**, a cui corrisponde un **periodo di riferimento pari a 35 anni**.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it).

Per la valutazione dell’azione sismica sono stati utilizzati i seguenti parametri progettuali:

- Classe d’uso IV – CU=2.0
- Vita Nominale (Vn) = 10 anni
- Categoria di suolo: B
- Categoria topografica: T1



Figura 6-11 - Individuazione del sito



Figura 6-12 - Vita nominale e classe d'uso

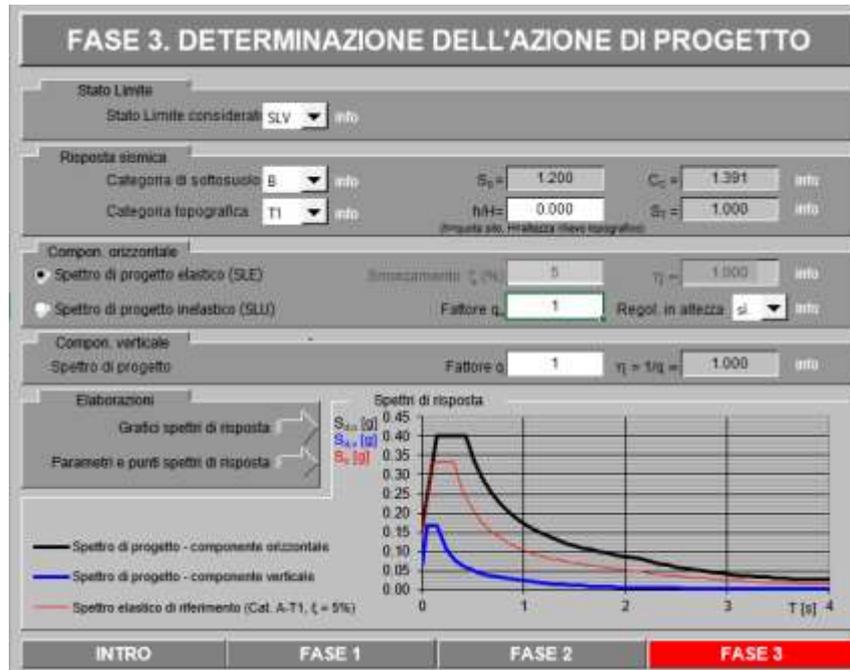


Figura 6-13 – Definizione parametri dell'azione di progetto

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.137 g
F_o	2.431
T_c	0.309 s
S_s	1.200
C_c	1.391
S_T	1.000
q	1.000

Tabella 5 - Parametri indipendenti

Con riferimento allo stato limite SLV (10% della probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR), per l'area di studio il valore massimo della accelerazione su suolo rigido pianeggiante è $a_g = \mathbf{0.137g}$. Considerando il coefficiente di

amplificazione stratigrafica $S_S = 1.2$ e topografica $S_T = 1.0$, si ottiene la accelerazione massima in sito $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = \mathbf{0.164g}$.

6.5.1.4 Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito φ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

6.5.2 Verifiche

6.5.2.1 Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

6.5.2.2 Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l’altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

6.5.2.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{tk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

6.5.3 Analisi Numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali in corrispondenza del manufatto CANALE DI SCARICO. E’ stato realizzato un modello di calcolo, per la paratia di micropali $\square 250$ con altezza di scavo maggiore, con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche e sismiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU ed SLV.

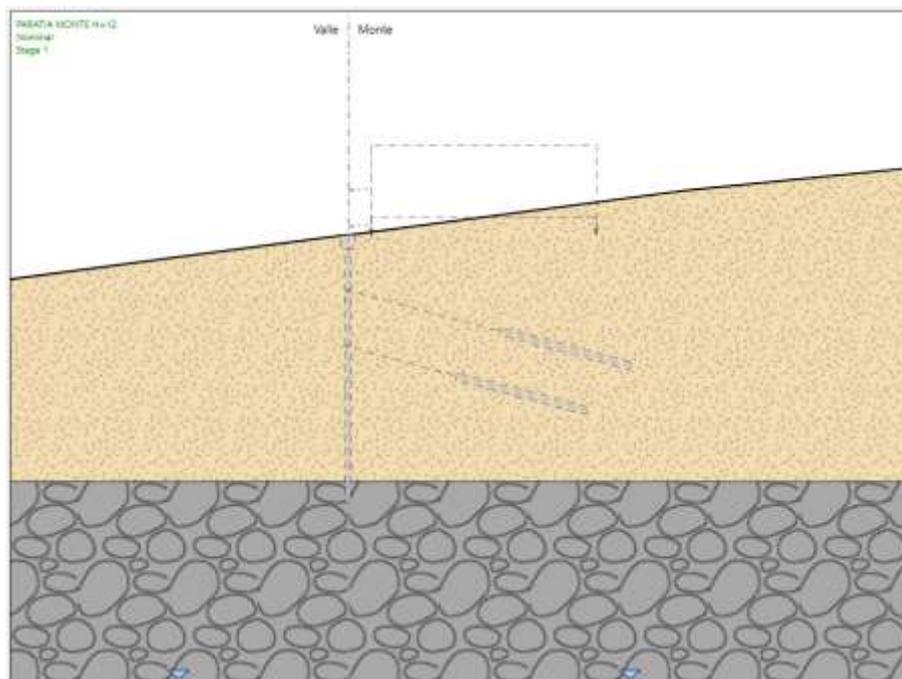
Nella seguente tabella si riassumono stratigrafia e parametri considerati:

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UMS Sabbia / Ghiaia	20	0	41	$E_{vc} = 113000$ $E_{ur} = 180800$
	MAI Roccia	26	3590	28	$E_{vc} = 10361000$ $E_{ur} = 16577800$

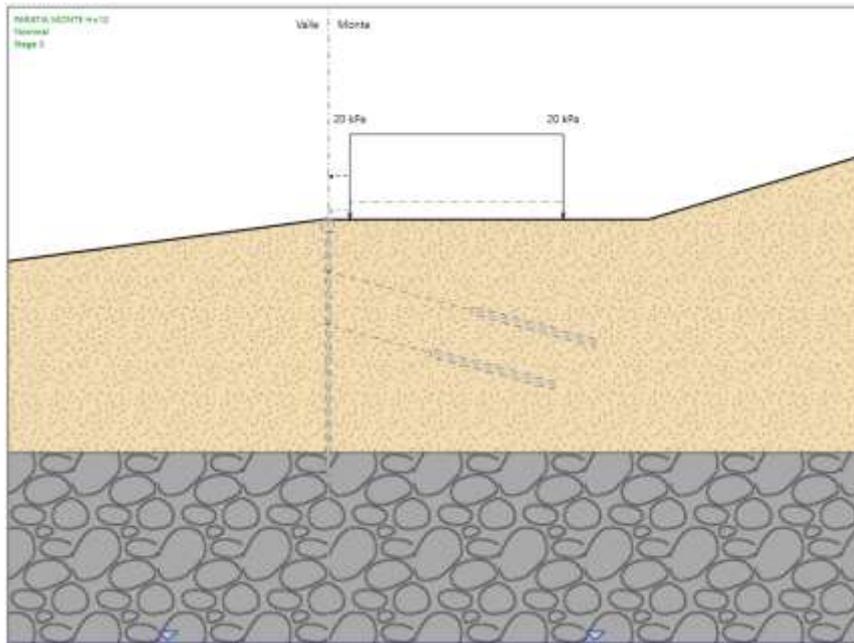
Tabella 6 – Modello geotecnico – Sezione B-B

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

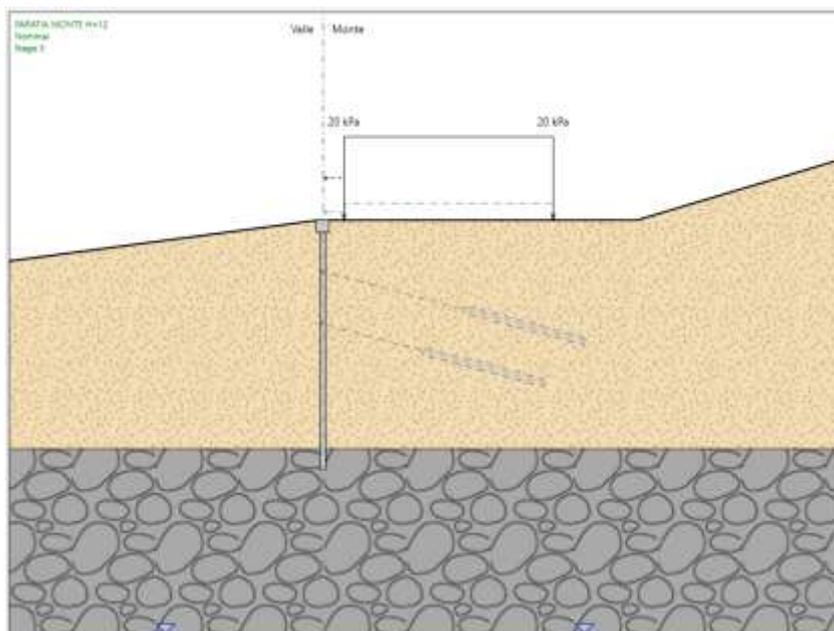
Stage 1 - Generazione delle tensioni litostatiche nel terreno



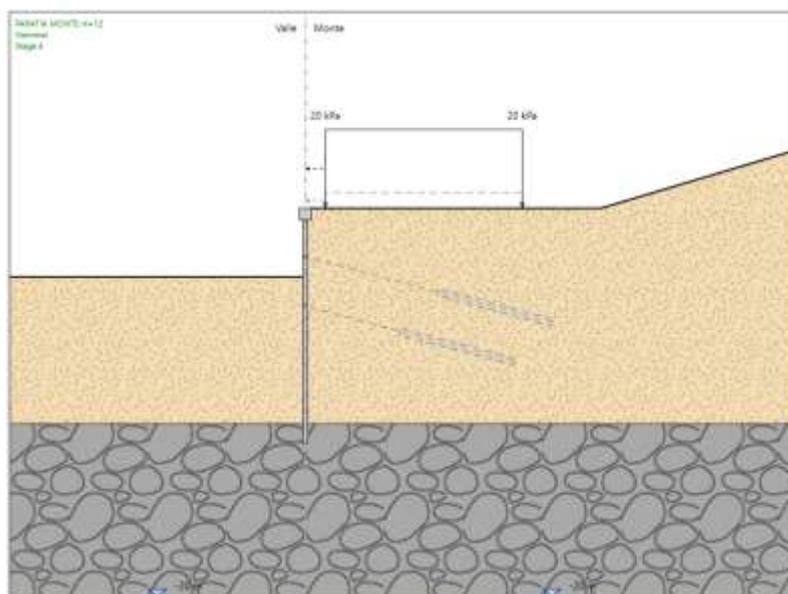
Stage 2 – Prescavo e applicazione del sovraccarico accidentale



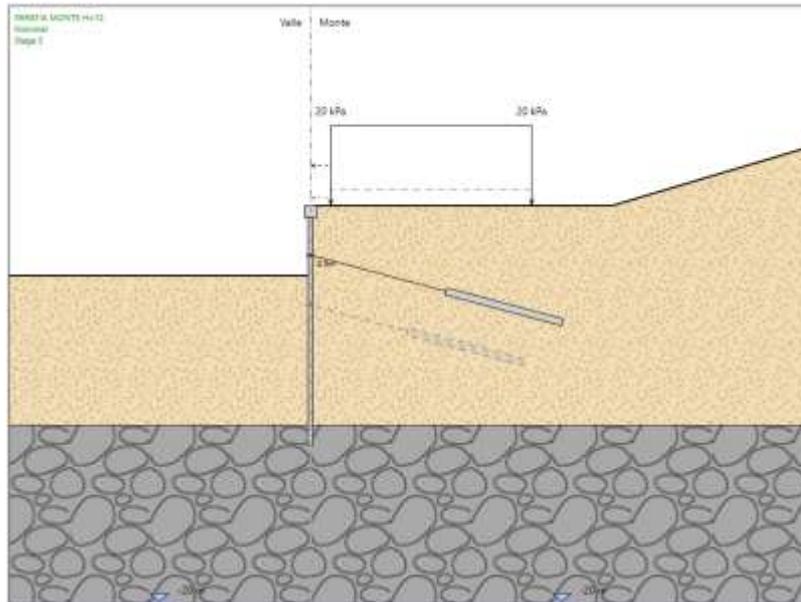
Stage 3 – Realizzazione opera di sostegno



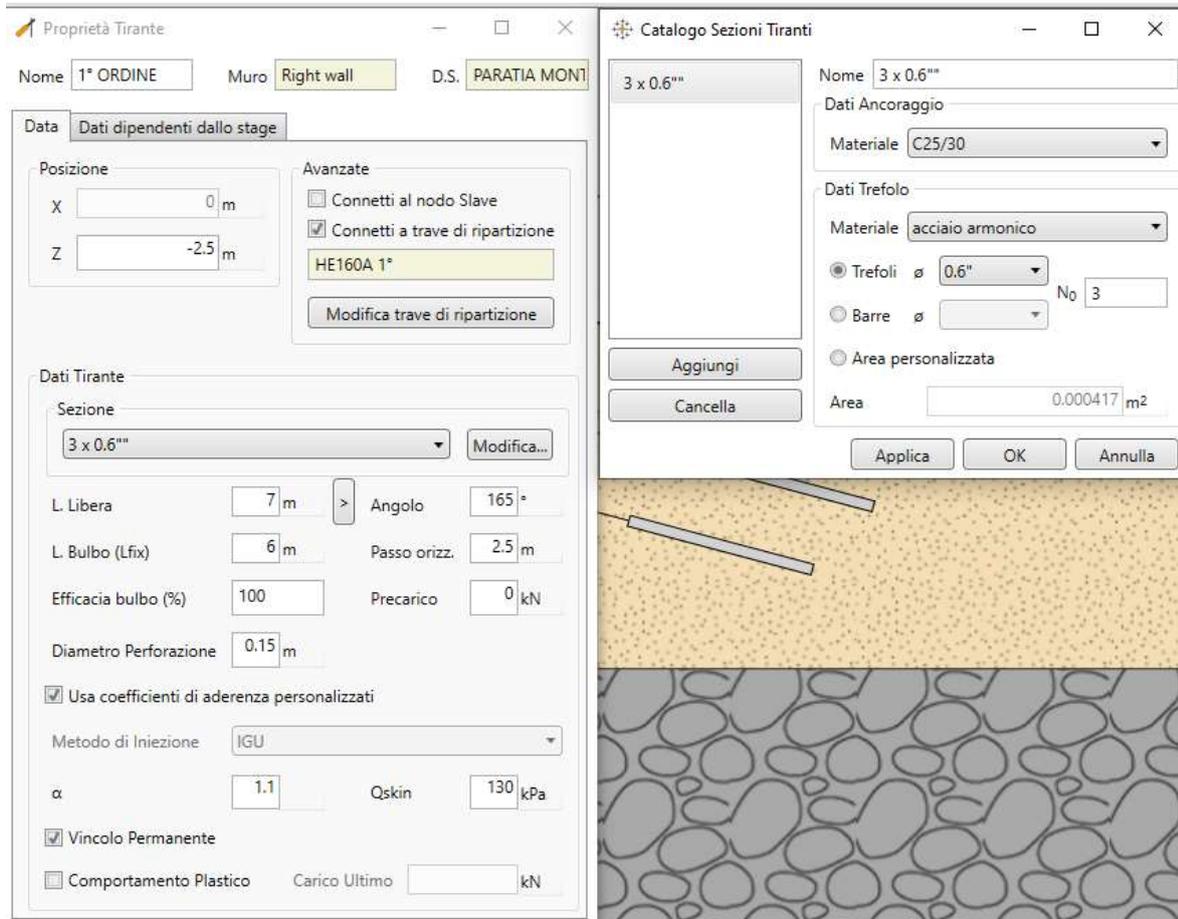
Stage 4 – Scavo a -3.5m da piano campagna



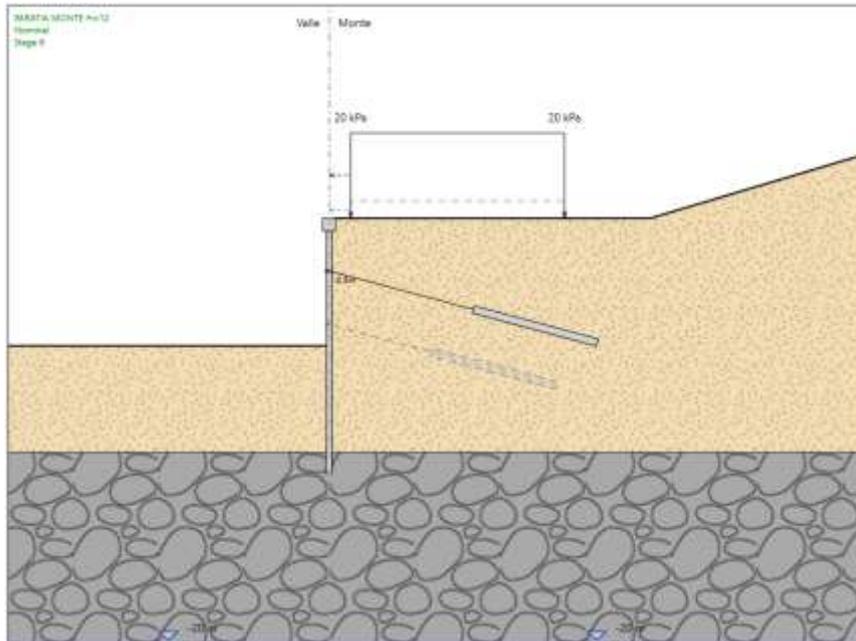
Stage 5 – Installazione primo ordine di tiranti a -2.5m da piano campagna



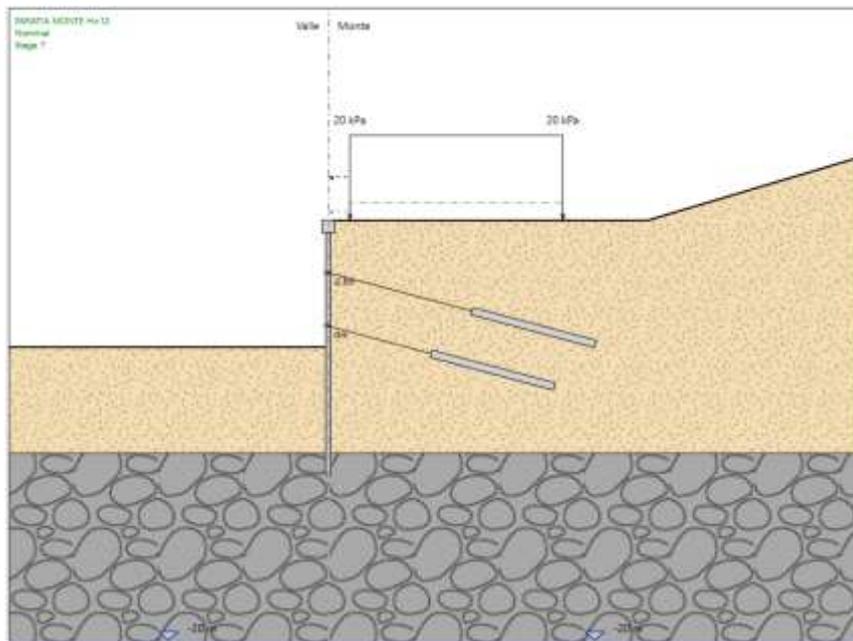
Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un primo ordine di tiranti passivi a tre trefoli da 0.6” a 2.5 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.5 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. La lunghezza totale dei tiranti è di 13 m, di cui 6 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:



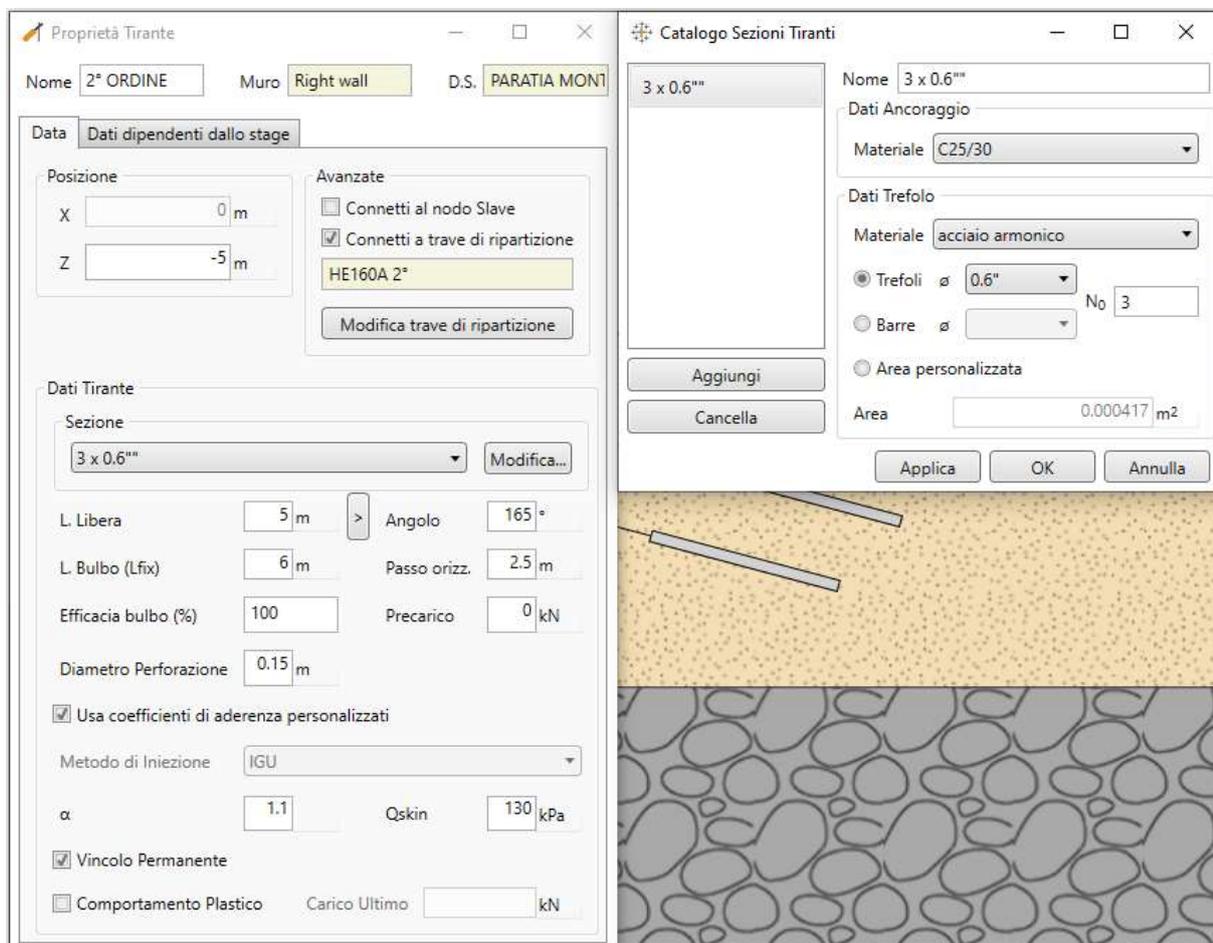
Stage 6 – Scavo a -6m da piano campagna



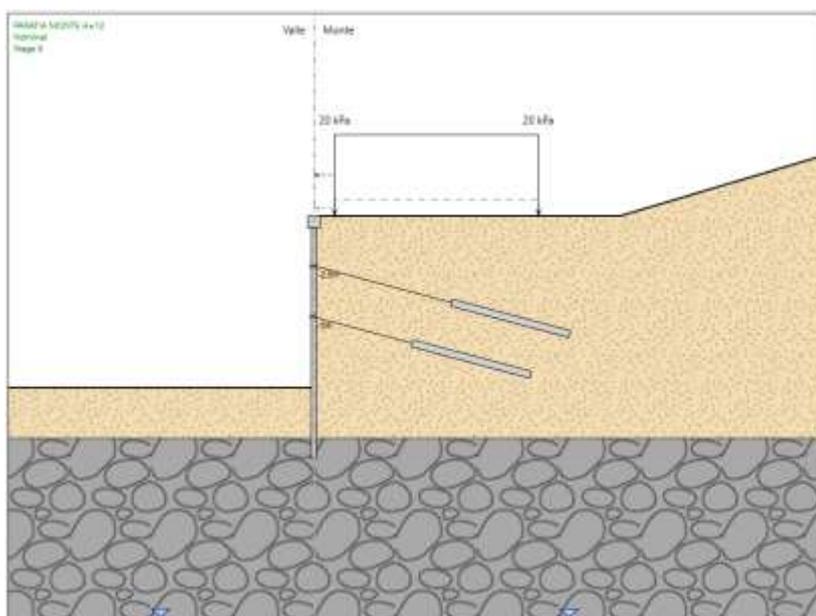
Stage 7 – Installazione secondo ordine di tiranti a -5m da piano campagna



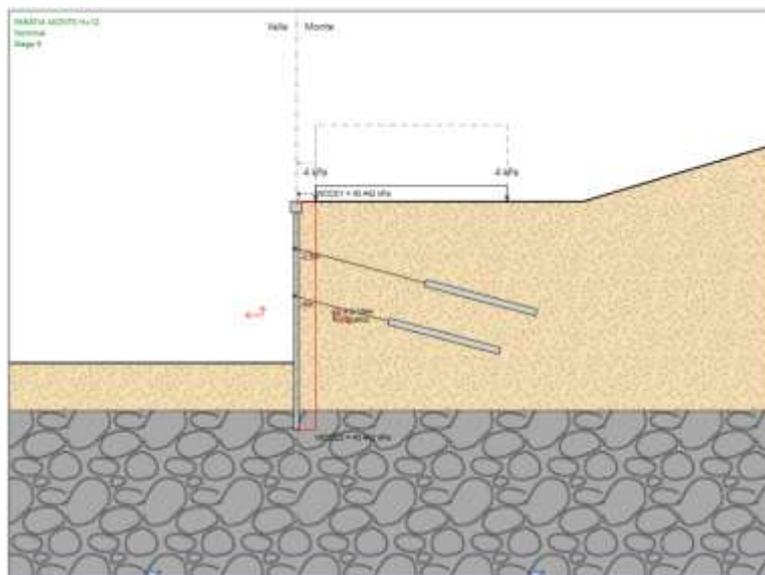
Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un secondo ordine di tiranti passivi a tre trefoli da 0.6” a 5 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.5 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. La lunghezza totale dei tiranti è di 11m, di cui 6 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:



Stage 8 – Fondo scavo (+50cm NTC 6.5.2.2)



Stage 9 – Applicazione del sisma



6.5.4 Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

6.5.4.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) e SLV.

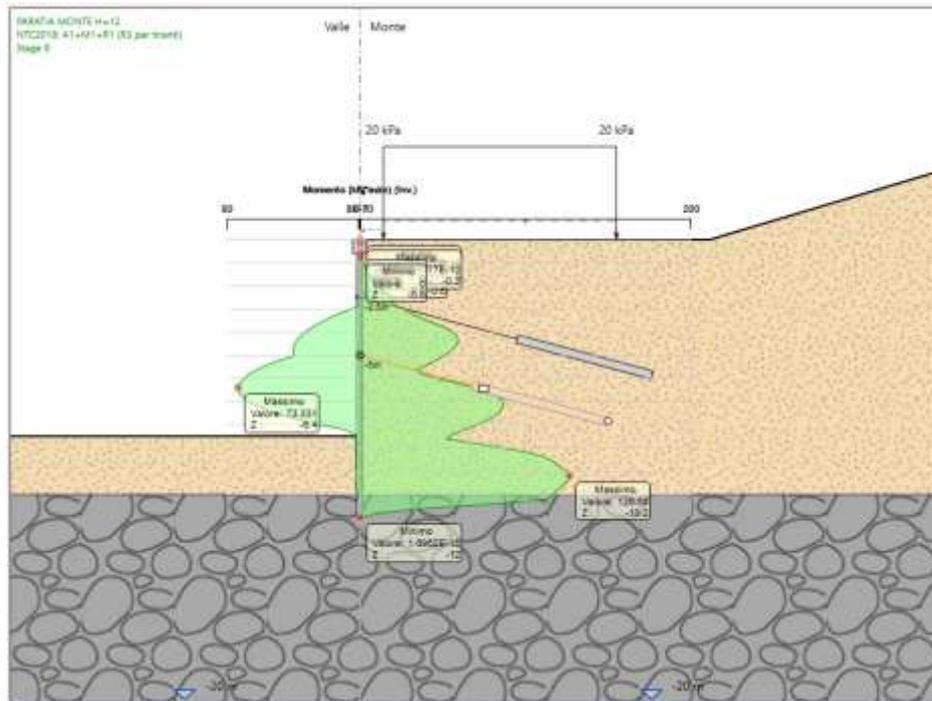


Figura 6-14 – Diagramma del momento flettente – sezione B-B

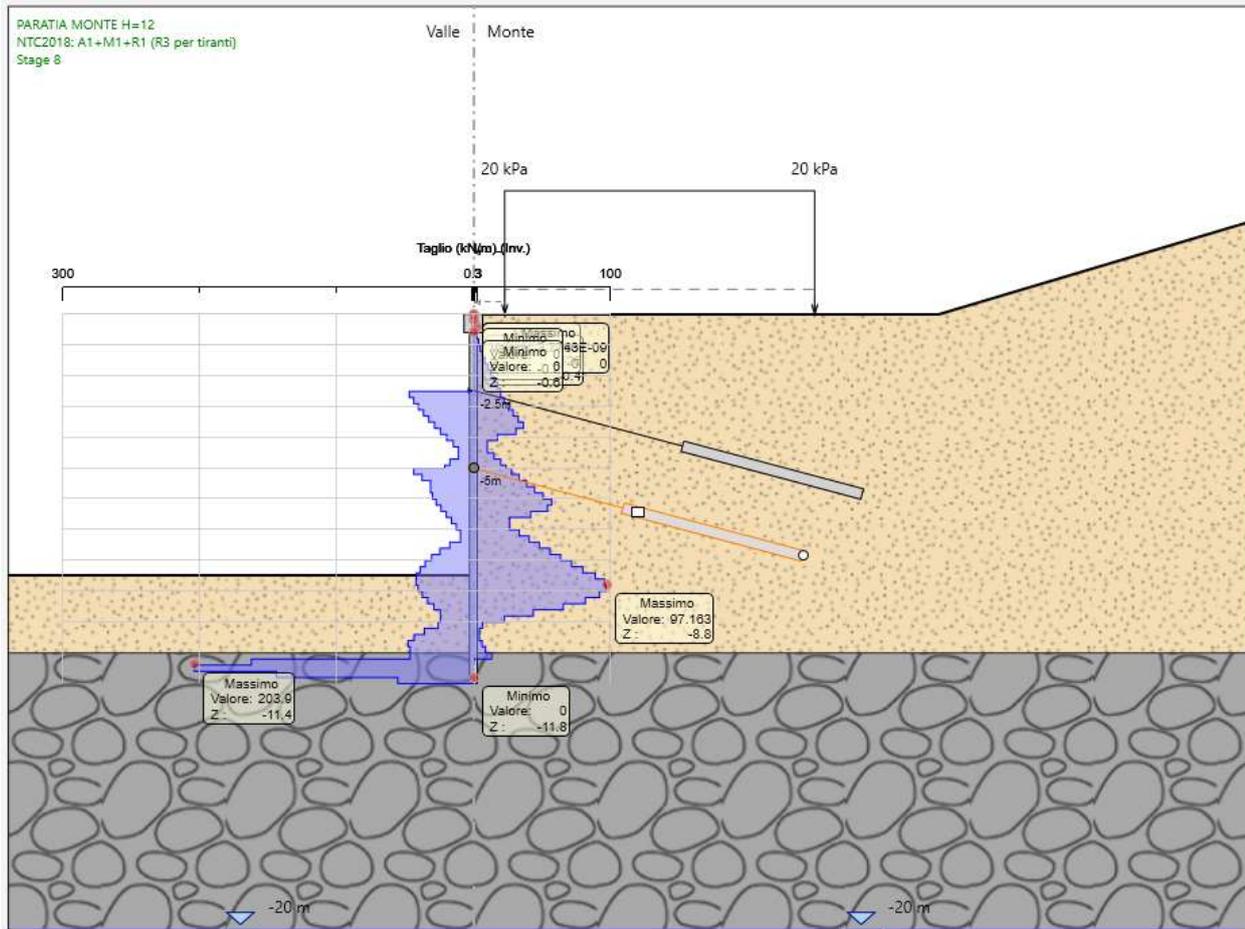


Figura 6-15 – Diagramma del taglio – sezione B-B

6.5.4.2 Configurazioni deformate

Si riportano di seguito gli spostamenti esibiti dalla struttura per le combinazioni di carico analizzate.

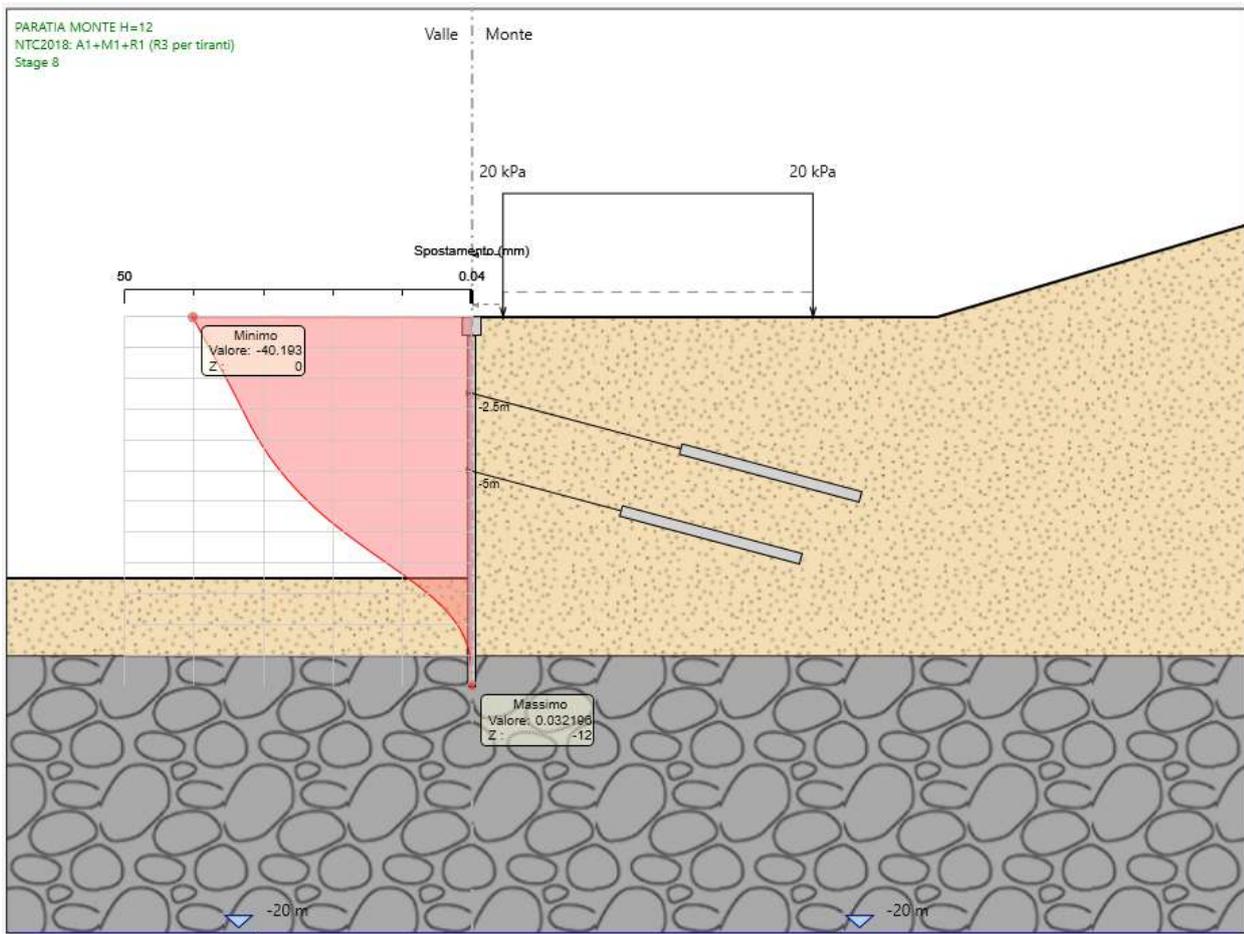


Figura 6-16 – Diagramma spostamenti orizz. – comb. A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

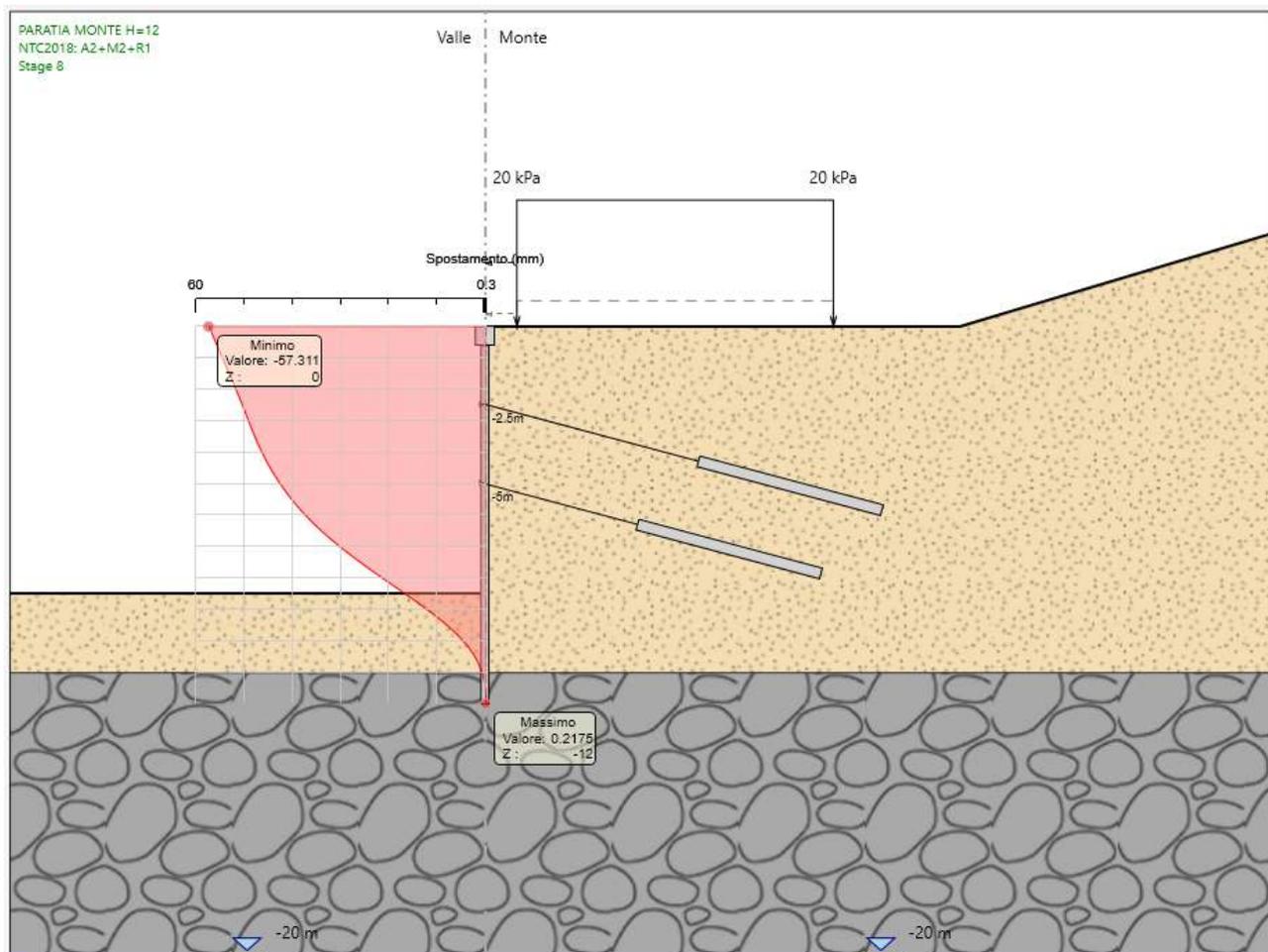


Figura 6-17 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. A2+M2+R1

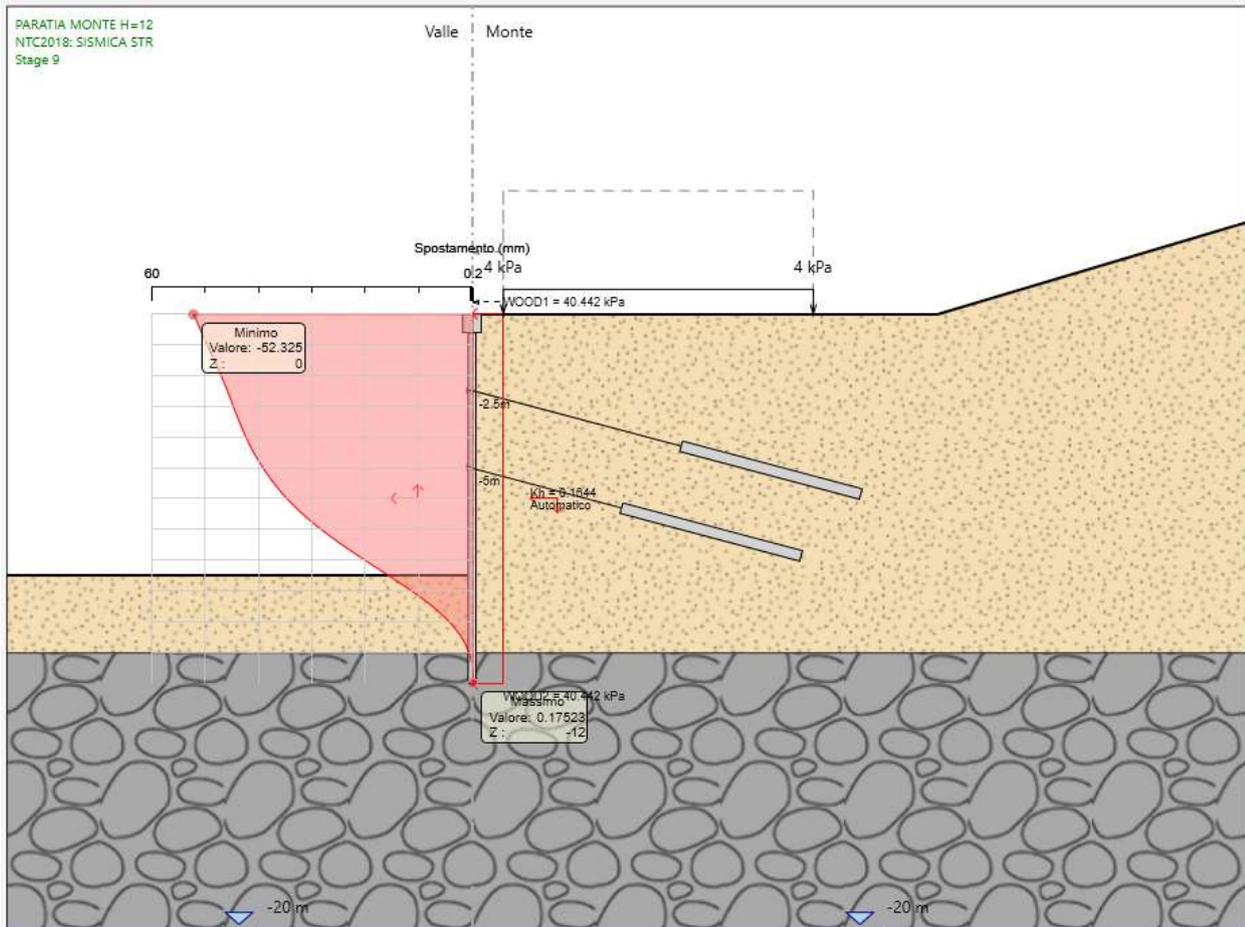


Figura 6-18 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SISMICA STR

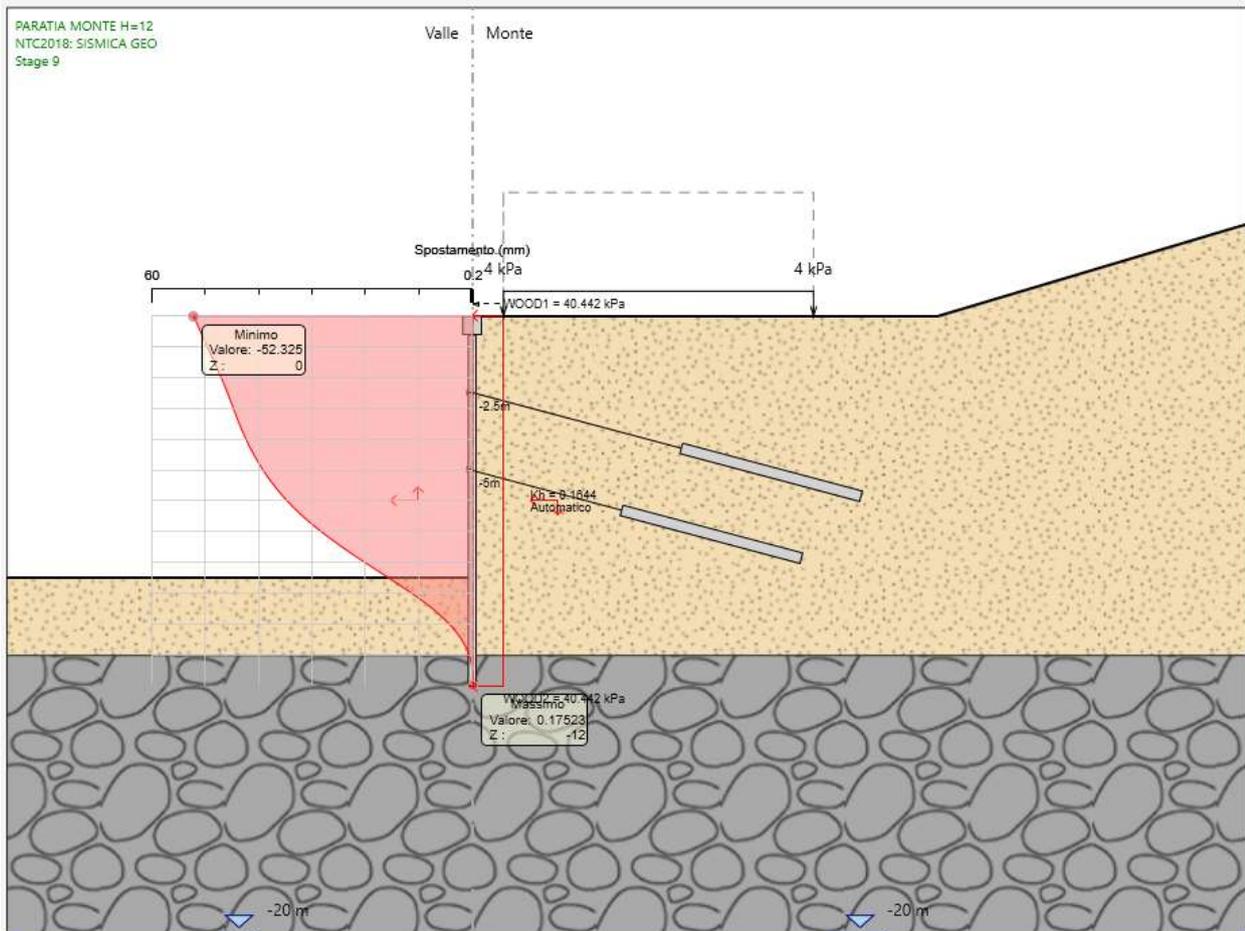


Figura 6-19 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SISMICA GEO

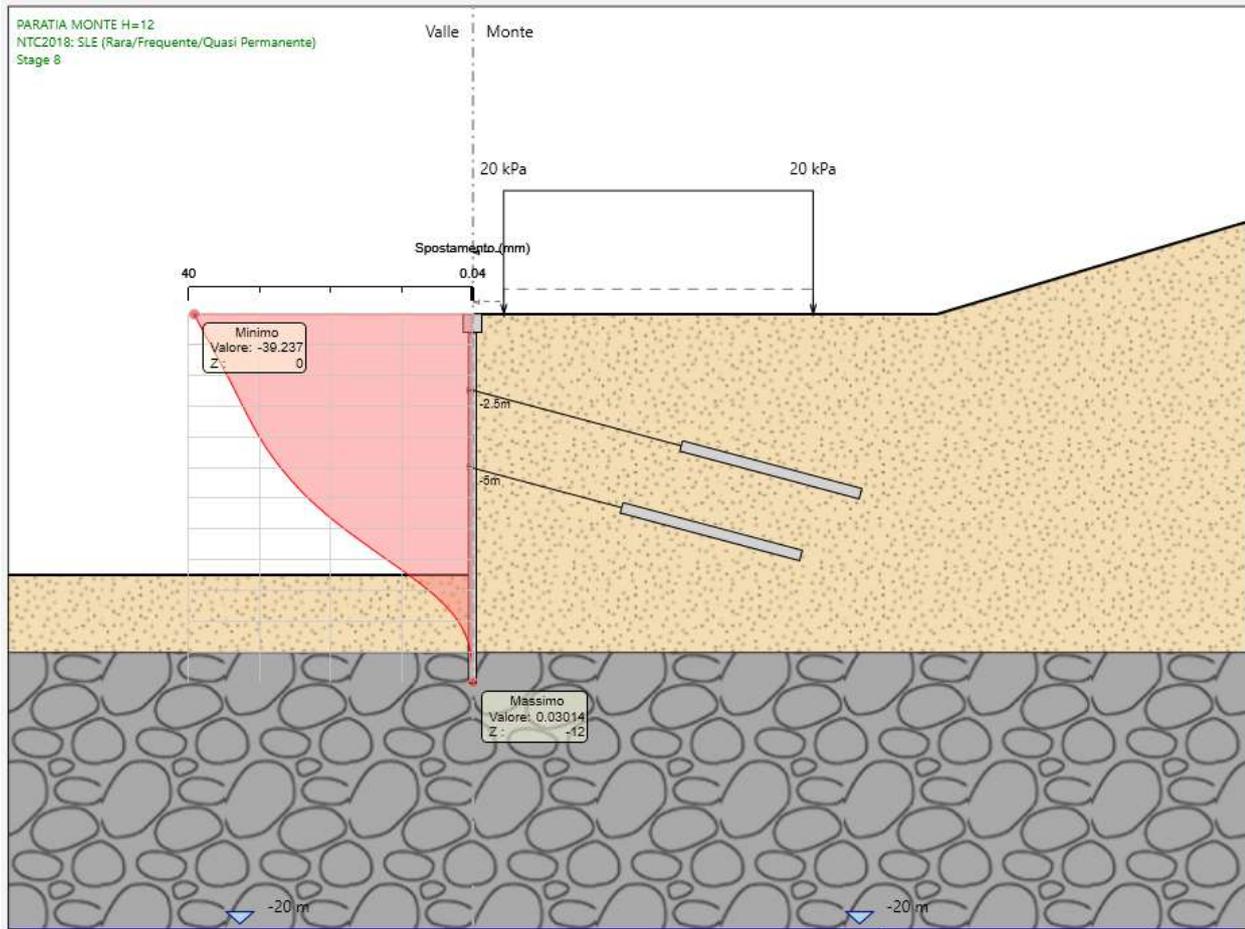


Figura 6-20 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SLE

6.5.4.3 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

6.5.4.3.1 Verifica nei confronti delle deformazioni

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 3.92 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 800/200 = 4.00\text{cm}$, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

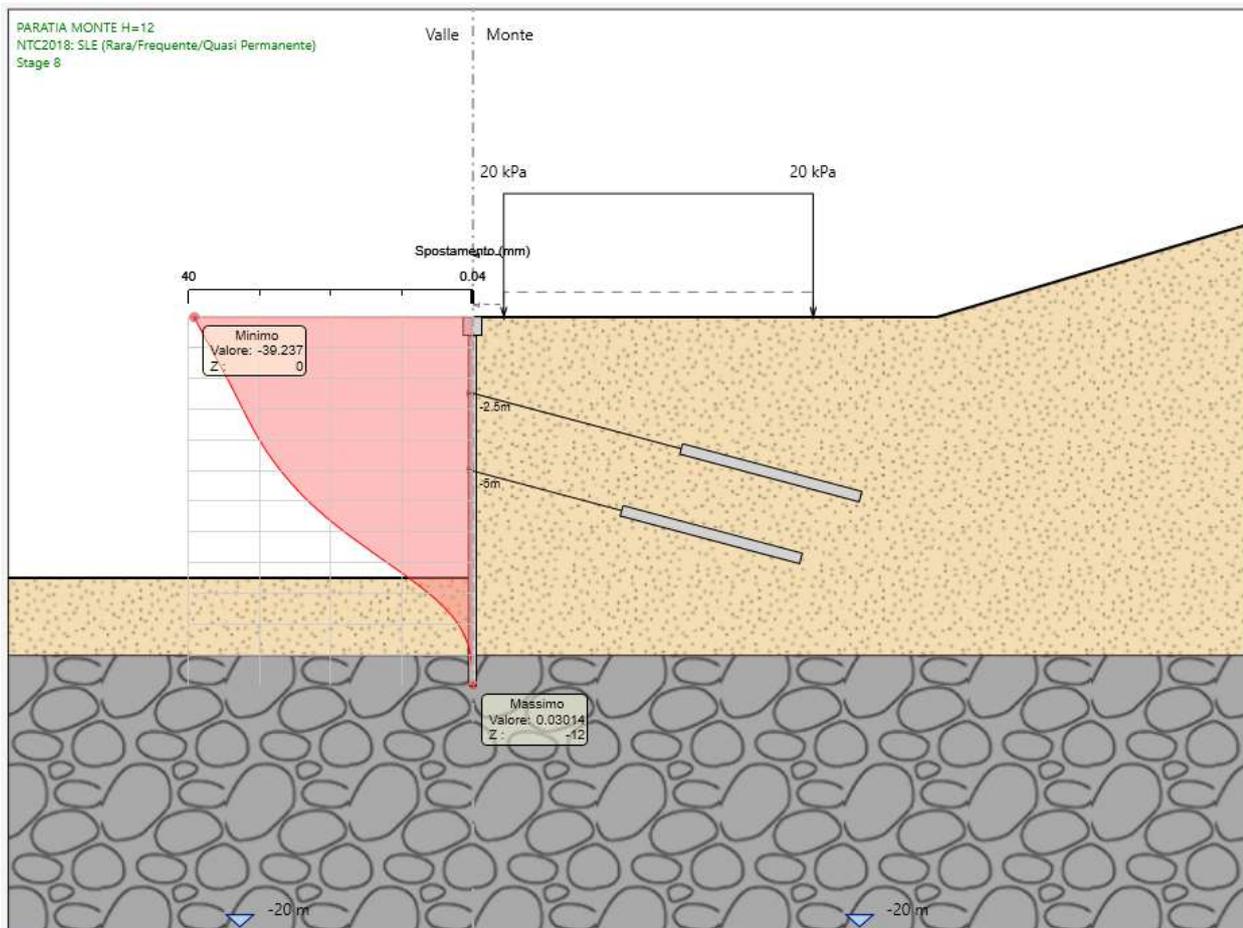


Figura 6-21 – Diagramma spostamenti – sezione B-B

6.5.4.4 Verifica strutturale dei micropali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per l’armatura dei micropali costituita da un tubolare $\phi 168.3 \times 10$ mm in acciaio S275.

	Mmax (kNm)	Tmax (kN)	z (m)
$\phi 168.3 \times 10$ mm	45	70	0
			-12

Tabella 7 – Sollecitazioni massime – sezione B-B

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo NTC2018

Diametro esterno nominale	D	168.30	[mm]
Spessore nominale	t	10.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	148.30	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	49.7	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	1563	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5.61	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	186	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	251	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[Mpa]
Coefficiente ε	ε	0.92	[-]
Classificazione			
Diametro	d	168.30	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16.83	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	70	[kN]	
A _v	31.66	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05		
V _{c,Rd}	478.7	[kN]	Resistenza a taglio
			FS 6.8
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione			

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	45	[kNm]	
M _{c,Rd}	66	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 1.5

6.5.4.5 Verifica tiranti

La verifica geotecnica a sfilamento delle barre di ancoraggio è stata condotta secondo quanto previsto per i tiranti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per quanto riguarda azioni e parametri del terreno e di un coefficiente parziale sulle resistenze γ_R pari a 1.1 per tiranti temporanei (tabella 6.6.I delle NTC).

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ viene determinato dalla resistenza di calcolo $R_{a,c}$ (considerando il suo valor medio) attraverso il fattore di correlazione (ξ_{a3} in funzione del numero di verticali di indagine ($\xi_{a3} = 1.8$ nel caso in esame avendo a disposizione 1 verticale di indagine):

$$R_{a,k} = R_{a,c} / \xi_{a3}$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c} = D \cdot \alpha \cdot p \cdot L \cdot \tau_s$$

D = diametro di perforazione

α = coefficiente di maggiorazione del diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno e di iniezione, assunto pari a 1.10 nel caso in esame per le unità geotecniche attraversate dai tiranti. È stata adottata la tecnica di iniezione globale unica (IGU);

L = lunghezza del bulbo di ancoraggio

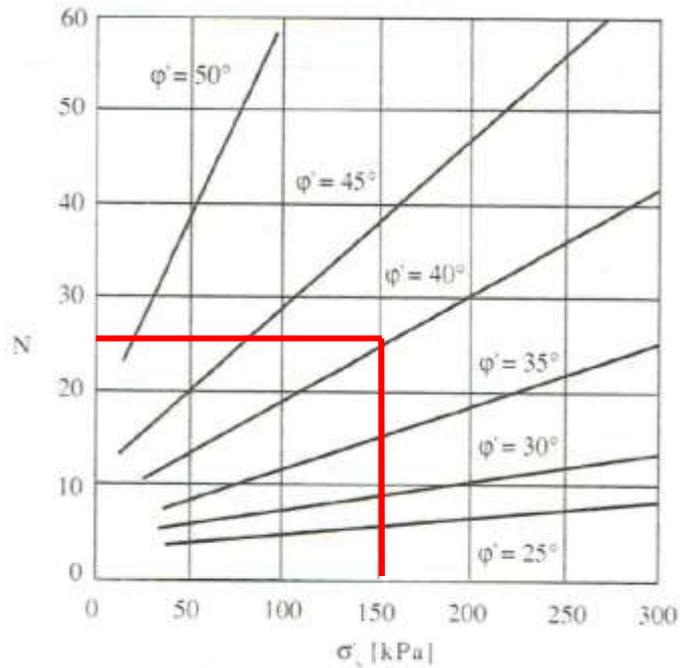
τ_s = tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS*	IGU**
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossolana	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2	1.2
Marna	1.8	1.1 - 1.2
Marna calcarea	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1

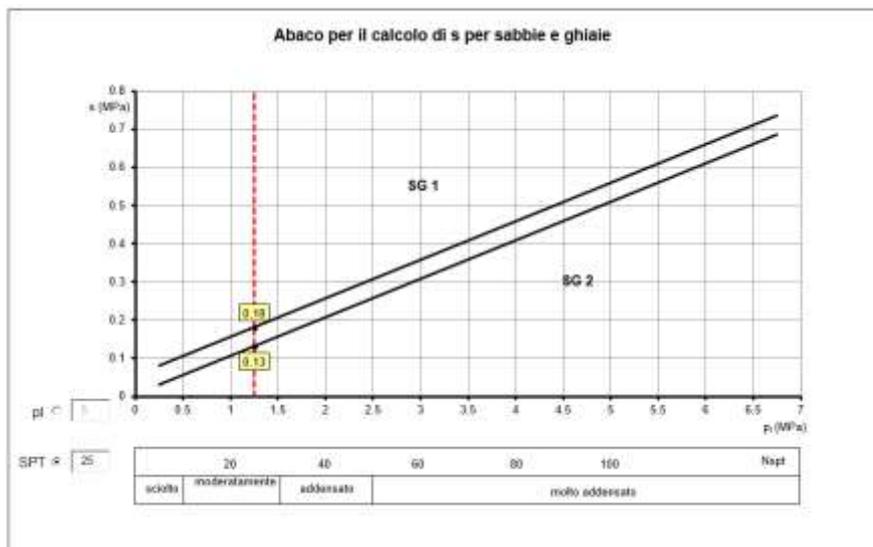
IRS: Iniezione ripetuta selettiva
IGU: Iniezione globale unica

Per la stima della tensione limite di aderenza tra bulbo e terreno si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) per le iniezioni IGU relative a terreni incoerenti.

Per il calcolo della tensione di aderenza τ_s si è fatto riferimento ai valori N_{spt} , ottenuti associando le caratteristiche meccaniche disponibili dalla stratigrafia di progetto, ovvero l’angolo d’attrito, e lo stato tensionale, secondo il grafico sotto riportato (Fondazioni, Viggiani, 1993).



Si è ottenuto un valore di N_{spt} 25, da cui $\tau_s = 130$ kPa per lo strato in esame "Sabbie e ghiaie".



$$*S = \tau_s$$

$$*SG2 = IGU$$

Il valore della resistenza di progetto allo sfilamento del bulbo $R_{a,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R precedentemente definito: $R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R = R_{a,c} / (\xi a_3 \cdot \gamma_R)$

La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta quando:

$$R_{a,d} > E_d \text{ (sollecitazione)}$$

La resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio si determina fattorizzando la tensione di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$. La verifica strutturale del tirante risulta soddisfatta quando:

$$R_{t,d} = f_{yk} / \gamma_s \cdot A_{acciaio} > E_d$$

Infine va rispettata la gerarchia delle resistenze ovvero la resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio deve essere maggiore della resistenza a sfilamento:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

Di seguito si riportano le verifiche dei tiranti effettuate internamente al software paratie:

Design Assumption:

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
1° ORDINE	Stage 5	2.5748E-11	187.19	605.56	0	0	✓	✓
1° ORDINE	Stage 6	112.98	187.19	605.56	0.604	0.187	✓	✓
1° ORDINE	Stage 7	112.98	187.19	605.56	0.604	0.187	✓	✓
1° ORDINE	Stage 8	162.14	187.19	605.56	0.866	0.268	✓	✓
1° ORDINE	Stage 9	161.96	187.19	605.56	0.865	0.267	✓	✓
2° ORDINE	Stage 7	-4.2011E-05	187.19	605.56	0	0	✓	✓
2° ORDINE	Stage 8	99.647	187.19	605.56	0.532	0.165	✓	✓
2° ORDINE	Stage 9	99.382	187.19	605.56	0.531	0.164	✓	✓

Figura 6-22 – Verifiche tiranti

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC 2018.

6.5.4.6 Verifica trave di ripartizione

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei profili HEA 160 utilizzati come travi di ripartizione delle reazioni dei tiranti. Per la verifica è stato considerato lo schema strutturale di trave appoggio-appoggio:

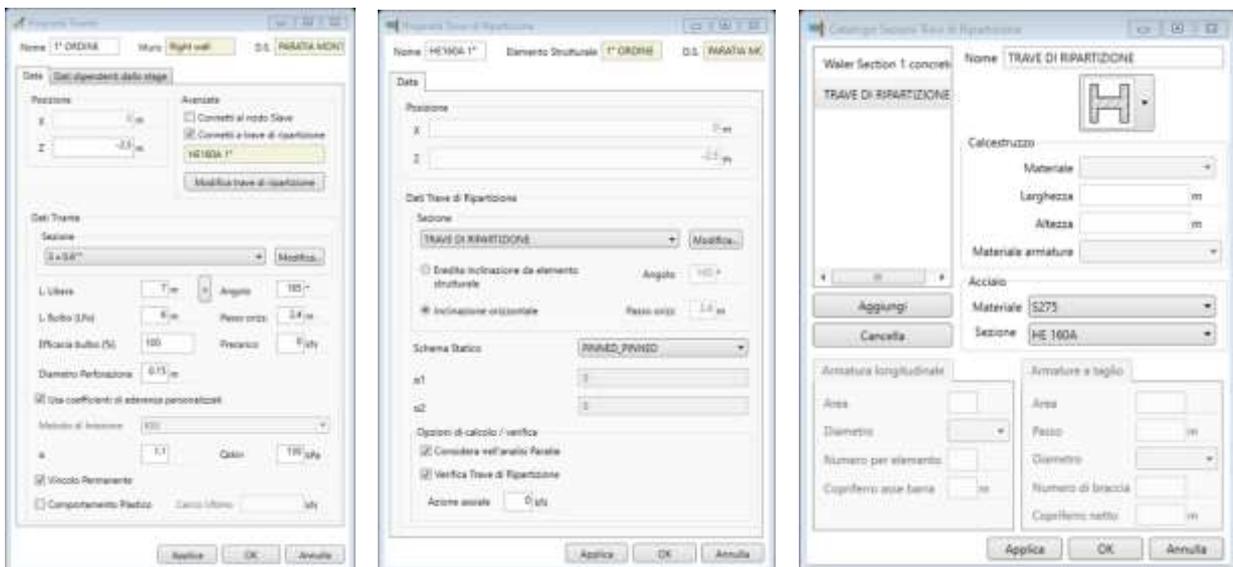


Figura 6-23 – Inserimento trave di ripartizione in Paratie

La verifica è eseguita internamente al software Paratie:

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti	Puntori	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo								
Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
HE160A 1"	1° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 5	1.0299E-11	0	0	0	0
HE160A 1"	1° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 6	45.193	0	0.579	0.387	0
HE160A 1"	1° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 7	45.194	0	0.579	0.387	0
HE160A 2"	2° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 7	-1.6804E-05	0	0	0	0
HE160A 1"	1° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 8	64.858	0	0.831	0.556	0
HE160A 2"	2° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 8	39.859	0	0.511	0.342	0
HE160A 1"	1° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 9	64.784	0	0.83	0.555	0
HE160A 2"	2° ORDINE	HE 160A	S275	2.5	NTC2018: A1+I	Stage 9	39.753	0	0.509	0.341	0

Figura 6-24 – Verifiche trave di ripartizione

Le verifiche risultano soddisfatte.

6.6 Muri di sostegno

6.6.1 Analisi dei carichi

6.6.1.1 Peso proprio

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

6.6.1.2 Terreno di riempimento

Per il terreno di riempimento a tergo dei muri si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso per unità di volume $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito efficace $\phi' = 35^\circ$

Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

Angolo di attrito terra-muro $\alpha = 23.3^\circ$

6.6.1.3 Carichi accidentali

L’azione accidentale principale è rappresentata dalla pressione del vento esercitata sui grigliati metallici. Il calcolo della pressione del vento è eseguito in ottemperanza alla vigente normativa tecnica NTC2018 par. 3.3. Per il calcolo del coefficiente di pressione c_p si fa riferimento alla direttiva CNR-DT 207/2008, potendo considerare una densità di esposizione al vento $\varphi < 0.8$ per le tipologie di grigliati e parapetti in esame.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Per quanto detto la pressione del vento si calcola come:

Azioni dovute al vento (NTC2018 e CNR-DT 207/2008)

zona=	3	luogo di ubicazione dell'opera Tab.3.3.1 NTC2018
rugosità=	D	classe di rugosità del terreno Tab.3.3.III NTC2018
categoria=	II	categoria di esposizione del sito Tab.3.3.II NTC2018
$v_{b,0}$ =	27 m/s	velocità base di riferimento al livello del mare
a_0 =	500 m	parametro funzione della zona di costruzione
k_s =	0.37 1/s	parametro funzione della zona di costruzione

$k_r = 0.190$		parametro funzione della categoria di esposizione del sito
$z_0 = 0.050$		parametro funzione della categoria di esposizione del sito
$z_{min} = 4.0$	m	parametro funzione della categoria di esposizione del sito
$a_s = 460$	m	altezza s.l.m. del sito dove sorge l'opera
$T = 50$	anni	periodo di ritorno
$c_a = 1$		coefficiente di altitudine
$c_r = 1$		coefficiente funzione del periodo di ritorno
$c_t = 1$		coefficiente di topografia
$v_b = 27.0$	m/s	velocità base di riferimento
$v_r = 27.0$	m/s	velocità di riferimento
$\rho = 1.25$	kg/m ³	densità dell'aria
$z = 5.0$	m	altezza dell'opera dal suolo
$q_r = 455.6$	N/m ²	pressione cinetica di riferimento
$c_{e(z)} = 1.929$		coefficiente di esposizione
$c_d = 1$		coefficiente dinamico
$\varphi = 0.8$		densità grigliato
$c_p = 1.2$		coefficiente di pressione
$p = 1.05$	kN/m ²	pressione del vento

Le azioni da applicare alla sommità del paramento verticale, a metro lineare si calcolano come:

Muri di recinzione

$h=$	2	m	altezza del grigliato
$V_w=$	2.11	kN/m	taglio dovuto al vento a base grigliato
$M_w=$	2.11	kNm/m	momento dovuto al vento a base grigliato

Muri viabilità di accesso

$h=$	1	m	altezza del parapetto
$V_w=$	1.05	kN/m	taglio dovuto al vento a base parapetto
$M_w=$	0.53	kNm/m	momento dovuto al vento a base parapetto

6.6.1.4 Azione sismica

L’azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 “Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame, si considera una **vita nominale di 50 anni**, a cui corrisponde un **periodo di riferimento pari a 100 anni**.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it).

Per la valutazione dell’azione sismica sono stati utilizzati i seguenti parametri progettuali:

- Classe d’uso IV – CU=2.0
- Vita Nominale (V_n) = 50 anni
- Categoria di suolo: B
- Categoria topografica: T1



Figura 6-25 - Individuazione del sito



Figura 6-26 - Vita nominale e classe d’uso

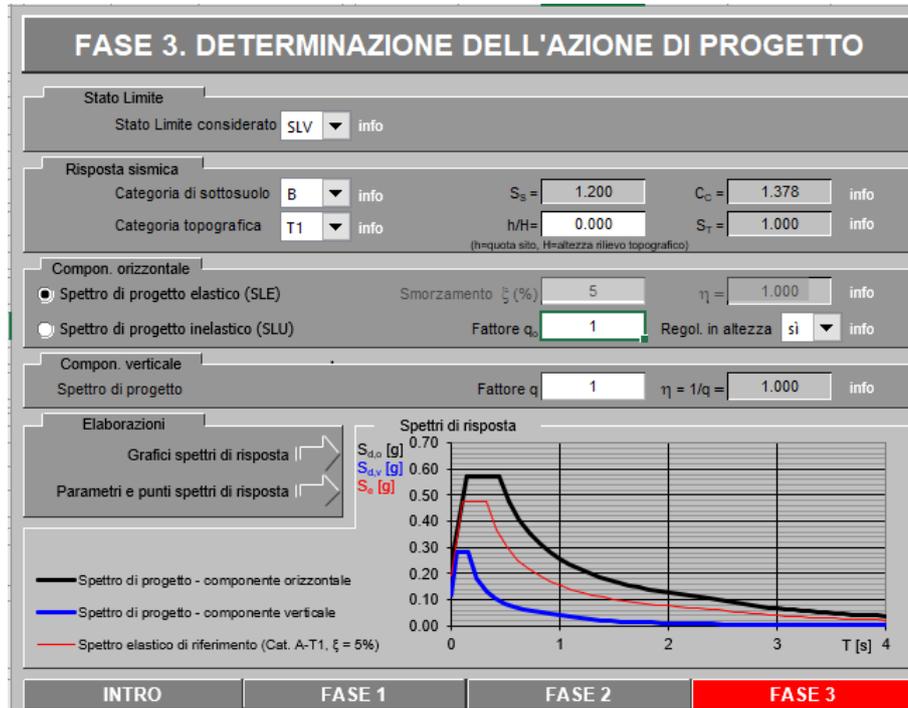


Figura 6-27 – Definizione parametri dell'azione di progetto

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.194 g
F_o	2.462
T_c	0.324 s
S_S	1.200
C_C	1.378
S_T	1.000
q	1.000

Tabella 8 - Parametri indipendenti

Con riferimento allo stato limite SLV (10% della probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR), per l’area di studio il valore massimo della accelerazione su suolo rigido pianeggiante è $a_g = \mathbf{0.194g}$. Considerando il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.2$ e topografica $S_T = 1.0$, si ottiene la accelerazione massima in sito $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = \mathbf{0.233g}$.

6.6.1.5 Calcolo dei coefficienti sismici

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right); \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- β_m = coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito;

Per i muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede il coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito è pari a:

- $\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

Lo stato limite di ribaltamento in condizioni sismiche dei muri di sostegno deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all’unità.

Per quanto chiarito si ottiene:

Coefficienti sismici

	a_g/g	S	a_{MAX}	β_m	kh	kv
muri di sostegno	0.194	1.2	0.233	0.38	0.088	0.044
ribaltamento SLV	0.194	1.2	0.233	0.57	0.133	0.066

6.6.2 Spinta del terreno

Le spinte esercitate dal terreno sul paramento verticale sia in condizioni statiche che sismiche sono valutate in maniera automatica dal software di calcolo utilizzato. Nel seguito vengono esplicitate le modalità di calcolo adottate.

6.6.2.1 Calcolo della spinta attiva in condizioni statiche

Il calcolo della spinta attiva è eseguito utilizzando la formulazione di Coulomb.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

dove:

$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = Altezza della parete.

6.6.2.2 Calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

6.6.2.3 Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

6.6.3 *Verifiche*

6.6.3.1 Verifiche SLU

La condizione di verifica è espressa attraverso la seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di resistenza del sistema geotecnico. In particolare sono condotte le seguenti verifiche:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

Nel caso dei muri di sostegno le verifiche previste dalle NTC 2018 sono:

- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

- Collasso per scorrimento sul piano di posa
- Ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Come prescritto dalla normativa Vigente (NTC2018) la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l’approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2). Le rimanenti verifiche sono effettuate secondo l’approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

6.6.3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{tk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle resistenze sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

6.6.4 Analisi Numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento dei muri di recinzione e quelli relativi alla viabilità di ingresso. Sono stati realizzati n°3 modelli di calcolo per le diverse tipologie prima elencate con il codice di calcolo MDC della Geostru, analizzando condizioni statiche e sismiche, al fine di valutare la stabilità

geotecnica delle opere e le sollecitazioni massime sugli elementi strutturali in condizioni SLU ed SLV.

6.6.4.1 Muro TIPO 1 e 3

Dati di progetto

Si riassumono nel seguito gli input geometrici e di carico utilizzati per la realizzazione del modello di calcolo.

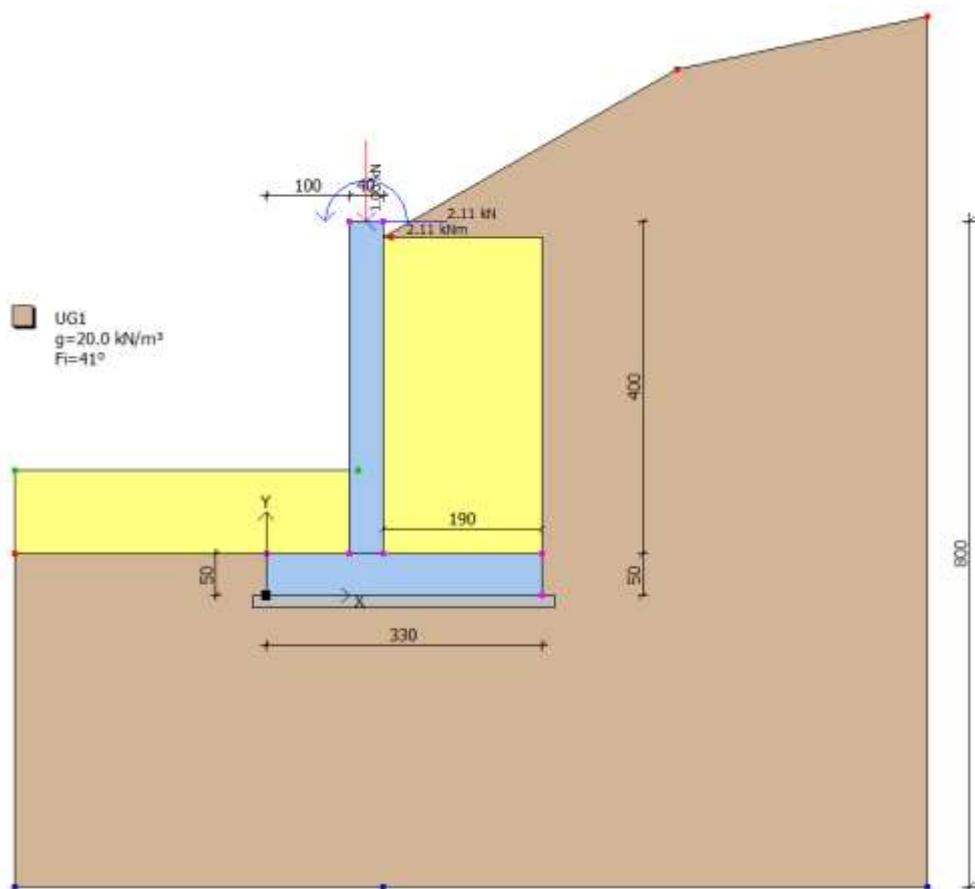


Figura 6-28 – Modello di calcolo in MDC.

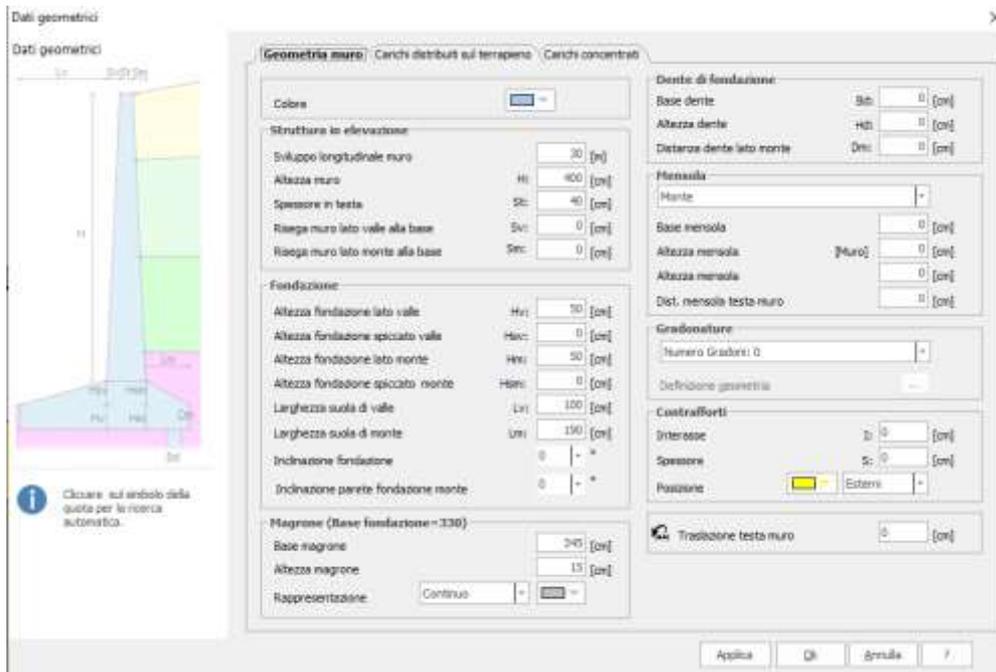


Figura 6-29 – Input geometrico in MDC.

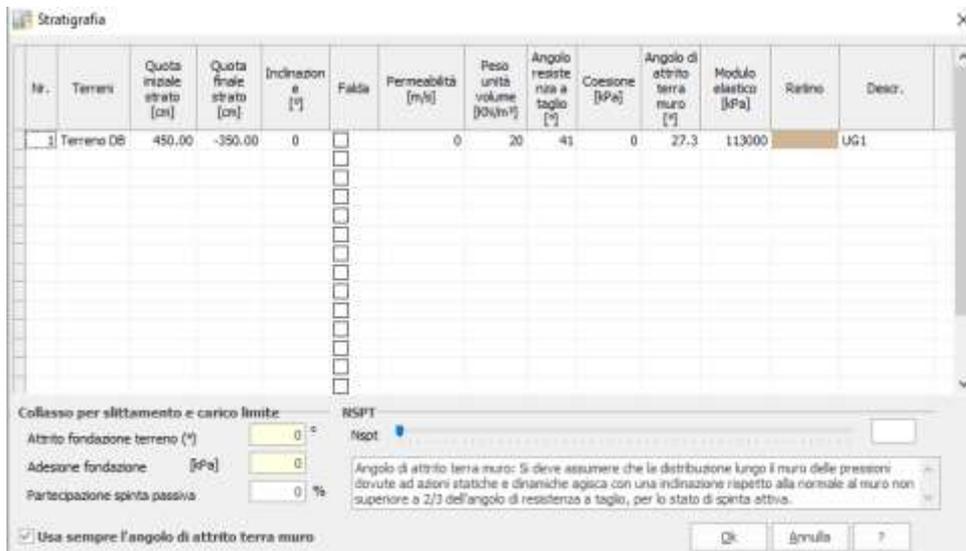


Figura 6-30 – Stratigrafia di progetto in MDC.

Carichi applicati

Si riassumono nel seguito le modalità di applicazione dei carichi di progetto a metro lineare nel modello di calcolo.

Dati geometrici

Dati geometrici

Geometria muro | Carichi distribuiti sul terrapieno | **Carichi concentrati**

Carichi concentrati

Nr.	Descrizione	Punto applicazione X [cm]	Punto applicazione y [cm]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Colore
1	GRIGLIATO	120	450	0	1	0	■
2	VENTO	120	450	2.11	0	2.11	■

i Il sistema di riferimento per l'assegnazione dei carichi ha origine sul vertice del muro in basso a sinistra. Fx: Positiva da destra a sinistra. Fy: Positiva da sopra a sotto. Mz: Coppia positiva antioraria.

Figura 6-31 – Input geometrico in MDC (azioni concentrate).

Combinazioni di carico

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.00

4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	GRIGLIATO	1.00
8	VENTO	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A_Unitari+M1+RSLV

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	GRIGLIATO	1.00
8	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
-----	-----------	-----------------------

1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	GRIGLIATO	1.00
8	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2

2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

RARA

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	GRIGLIATO	1.00
8	VENTO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

FRQUENTE

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00

2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	GRIGLIATO	1.00
8	VENTO	0.20

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

QUASI PERMANENTE

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	GRIGLIATO	1.00
8	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

6.6.4.2 Muro TIPO 2

Dati di progetto

Si riassumono nel seguito gli input geometrici e di carico utilizzati per la realizzazione del modello di calcolo.

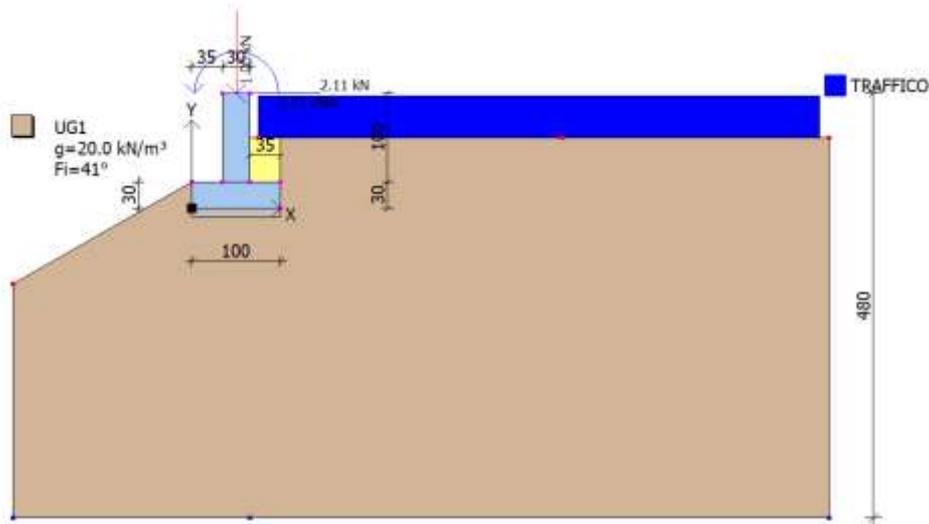


Figura 6-32 – Modello di calcolo in MDC.

Dati geometrici

Dati geometrici

Geometria muro Carichi distribuiti sul terrapieno Carichi concentrati

Colore:

Struttura in elevazione:

- Sviluppo longitudinale muro: [m]
- Altezza muro: [cm]
- Spessore in testa: [cm]
- Risego muro lato valle alla base: [cm]
- Risego muro lato monte alla base: [cm]

Fondazione:

- Altezza fondazione lato valle: [cm]
- Altezza fondazione spiccato valle: [cm]
- Altezza fondazione lato monte: [cm]
- Altezza fondazione spiccato monte: [cm]
- Larghezza soles di valle: [cm]
- Larghezza soles di monte: [cm]
- Inclinazione fondazione: - *
- Inclinazione parete fondazione monte: - *

Magrone (Base fondazione=100):

- Base magrone: [cm]
- Altezza magrone: [cm]
- Rappresentazione:

Dente di fondazione:

- Base dente: [cm]
- Altezza dente: [cm]
- Distanza dente lato monte: [cm]

Mensola:

- Monte:
- Base mensola: [cm]
- Altezza mensola [Muro]: [cm]
- Altezza mensola: [cm]
- Dist. mensola testa muro: [cm]

Gradonature:

- Numero Gradoni:

Definizione geometria:

Contrafforti:

- Interasse: [cm]
- Spessore: [cm]
- Posizione: Esterni

Traduzione testa muro: [cm]

Cliccare sul simbolo della quota per la ricerca automatica.

Figura 6-33 – Input geometrico in MDC.

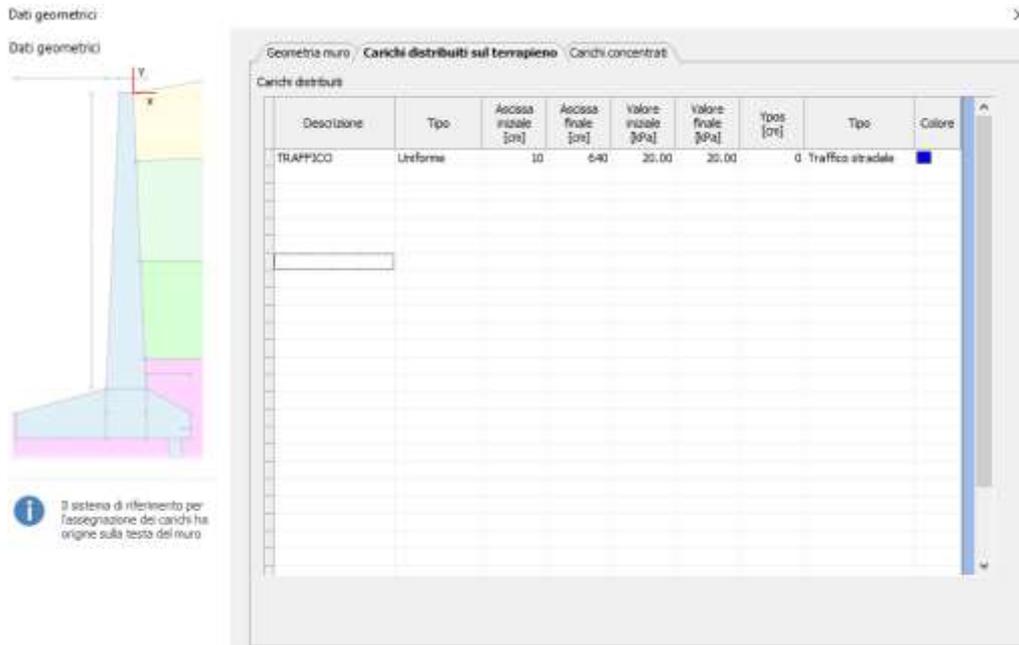


Figura 6-35 – Carichi applicati in MDC (carichi distribuiti).

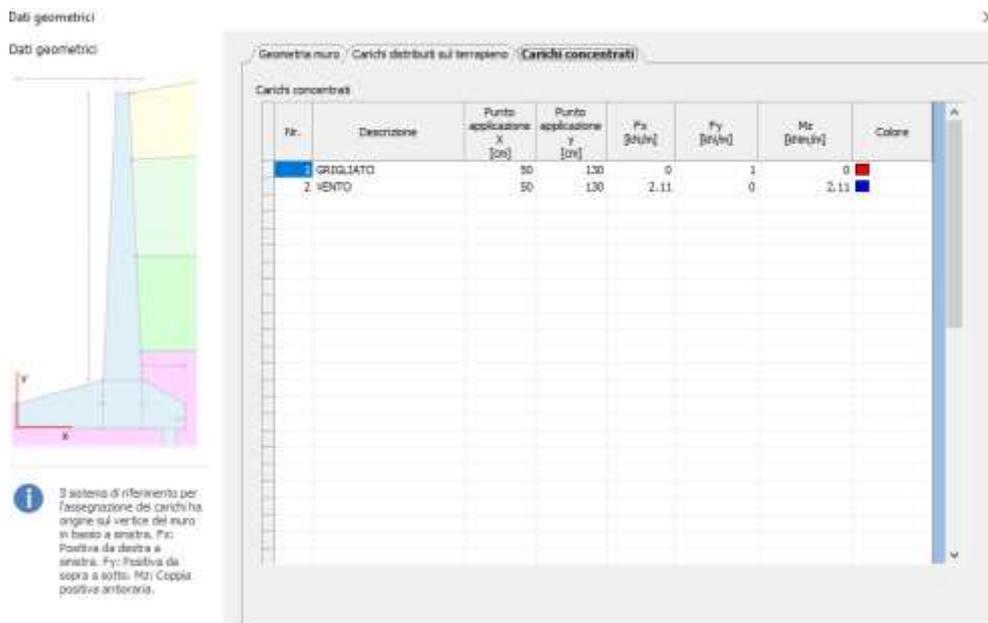


Figura 6-36 – Input geometrico in MDC (azioni concentrate).

Combinazioni di carico

A1+M1+R3_fv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	0.00
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A_Unitari+M1+RSLV_fv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00

2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	TRAFFICO	0.00
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)_fv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	TRAFFICO	0.00

8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

RARA_fv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	0.00
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1

3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

FRQUENTE_fv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	0.00
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.20

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1

3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

QUASI PERMANENTE_fv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	0.00
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A1+M1+R3_sf

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00

2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	1.05
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A_Unitari+M1+RSLV_sf

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	TRAFFICO	0.30

8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)_sf

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	TRAFFICO	0.30
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1

3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

RARA_sf

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	0.70
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1

3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

FREQUENTE_sv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	0.30
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.20

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

QUASI PERMANENTE_sv

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00

2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	TRAFFICO	0.30
8	GRIGLIATO	1.00
9	VENTO	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

6.6.4.3 Muro TIPO 4

Dati di progetto

Si riassumono nel seguito gli input geometrici e di carico utilizzati per la realizzazione del modello di calcolo.

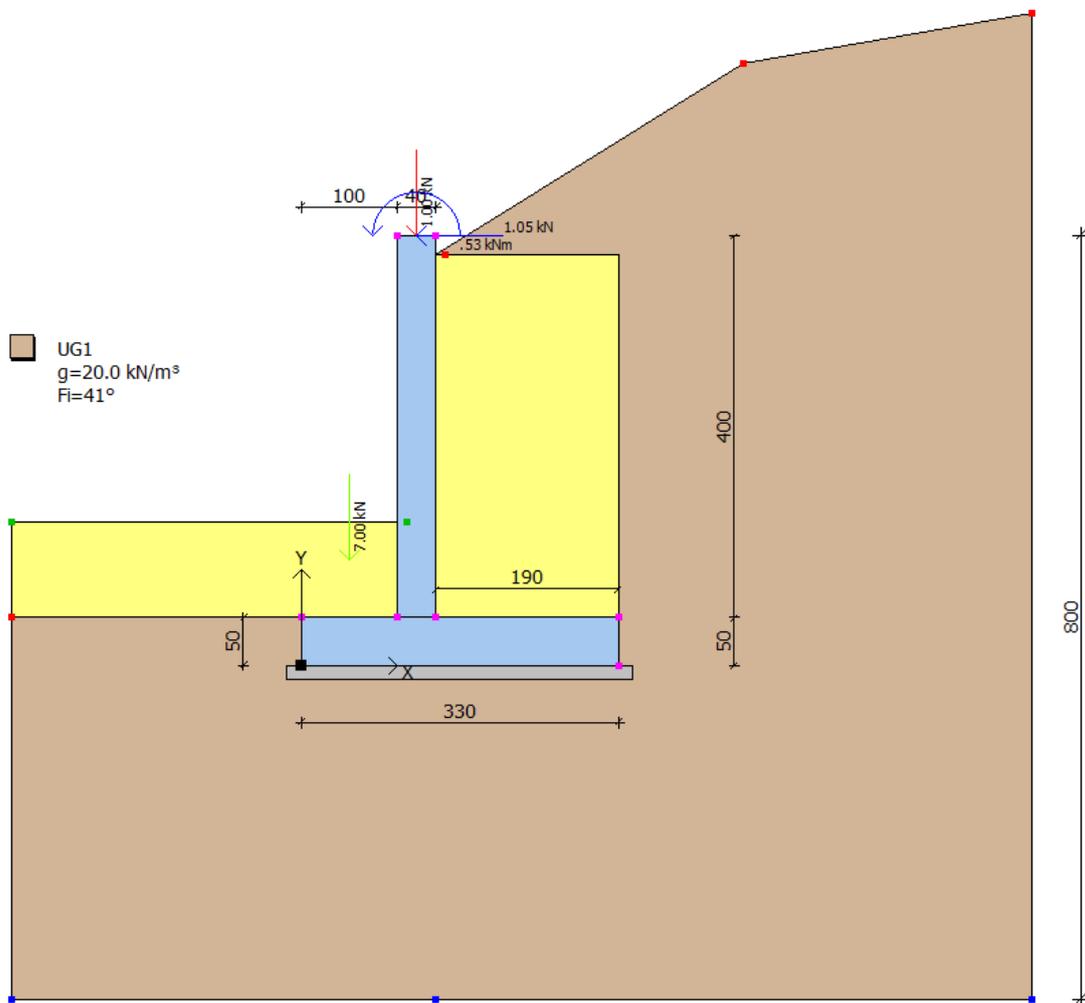
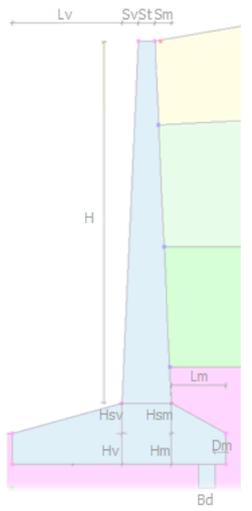


Figura 6-37 – Modello di calcolo in MDC.

Dati geometrici

Dati geometrici



Cliccare sul simbolo della quota per la ricerca automatica.

Geometria muro | Carichi distribuiti sul terrapieno | Carichi concentrati

Colore []

Struttura in elevazione

Sviluppo longitudinale muro [m]

Altezza muro [cm] H:

Spessore in testa [cm] St:

Risega muro lato valle alla base [cm] Sv:

Risega muro lato monte alla base [cm] Sm:

Fondazione

Altezza fondazione lato valle [cm] Hv:

Altezza fondazione spiccato valle [cm] Hsv:

Altezza fondazione lato monte [cm] Hm:

Altezza fondazione spiccato monte [cm] Hsm:

Larghezza suola di valle [cm] Lv:

Larghezza suola di monte [cm] Lm:

Inclinazione fondazione °

Inclinazione parete fondazione monte °

Magrone (Base fondazione=330)

Base magrone [cm]

Altezza magrone [cm]

Rappresentazione Continuo []

Dente di fondazione

Base dente [cm] Bd:

Altezza dente [cm] Hd:

Distanza dente lato monte [cm] Dm:

Mensola

Monte []

Base mensola [cm]

Altezza mensola [cm] [Muro]

Altezza mensola [cm]

Dist. mensola testa muro [cm]

Gradonature

Numero Gradoni: 0

Definizione geometria ...

Contrafforti

Interasse [cm] I:

Spessore [cm] S:

Posizione [] Esterni []

Traslazione testa muro [cm]

Figura 6-38 – Input geometrico in MDC.

7	PARAPETTO	1.00
8	VENTO	1.50
9	CORDOLO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A_Unitari+M1+RSLV

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	PARAPETTO	1.00
8	VENTO	0.00
9	CORDOLO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1

2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	PARAPETTO	1.00
8	VENTO	0.00
9	CORDOLO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2

2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

RARA

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	PARAPETTO	1.00
8	VENTO	1.00
9	CORDOLO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

FRQUENTE

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
-----	--------	----------------------

1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	PARAPETTO	1.00
8	VENTO	0.20
9	CORDOLO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

QUASI PERMANENTE

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	0.00
5	Spinta sismica in x	0.00
6	Spinta sismica in y	0.00

7	PARAPETTO	1.00
8	VENTO	0.00
9	CORDOLO	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

6.6.5 Risultati Tipo 1 e 3

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello relativo al muro TIPO 1 e 3, sia per le verifiche geotecniche che per quelle strutturali, per tutte le combinazioni di carico utilizzate. Ulteriori informazioni sono fornite nei tabulati di calcolo completi in ALLEGATO 2.

6.6.5.1 Verifiche geotecniche

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0.0884
 Coefficiente sismico verticale K_v 0.0442

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	98.47	50.82	9.43
Carichi esterni	3.17	1.0	16.21
Peso muro	0.0	40.0	-48.0
Peso fondazione	0.0	41.25	-68.06
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	137.18	-322.37
	101.63	270.25	-412.8

Momento stabilizzante -607.35 kNm
 Momento ribaltante 194.55 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	101.63 kN
Sommatoria forze verticali	270.25 kN
Coefficiente di attrito	0.87
Adesione	0.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	270.25 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	101.63 kN
Resistenza terreno	234.93 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	2.1
Traslazione verificata Csd > 1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-607.35 kNm
Momento ribaltante	194.55 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2.71
Muro verificato a ribaltamento Csv > 1	

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (Fx)	101.63 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	270.25 kN
Somma momenti	-412.8 kNm
Larghezza fondazione	330.0 cm
Lunghezza	3000.0 cm
Eccentricità su B	12.25 cm
Peso unità di volume	20.0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	41.0 °
Coesione	0.0 kPa
Terreno sulla fondazione	150.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	19.0 kN/m ³
Nq	73.9
Nc	83.86
Ng	95.05
Fattori di forma	

sq	1.07
sc	1.09
sg	0.96
Inclinazione carichi	
iq	0.35
ic	0.34
ig	0.22
Fattori di profondità	
dq	1.1
dc	1.2
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	4514.15 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	11.93

Carico limite verificato Csq>1

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.088
Coefficiente sismico verticale Kv	0.044

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	115.22	59.47	11.8
Carichi esterni	0.0	1.0	-1.2
Peso muro	3.52	40.0	-39.2
Peso fondazione	3.63	41.25	-67.16
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	12.07	137.18	-286.79
	134.44	278.9	-382.54

Momento stabilizzante -635.88 kNm
 Momento ribaltante 253.34 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 134.44 kN
 Sommatoria forze verticali 278.9 kN
 Coefficiente di attrito 0.87
 Adesione 0.0 kPa
 Angolo piano di scorrimento -360.0 °
 Forze normali al piano di scorrimento 278.9 kN
 Forze parall. al piano di scorrimento 134.44 kN
 Resistenza terreno 242.44 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 1.8
Traslazione verificata Csd > 1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -635.88 kNm
 Momento ribaltante 253.34 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 2.51
Muro verificato a ribaltamento Csv > 1

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (Fx) 134.44 kN
 Somma forze in direzione y (Fy) 278.9 kN
 Somma momenti -382.54 kNm
 Larghezza fondazione 330.0 cm
 Lunghezza 3000.0 cm
 Eccentricità su B 27.84 cm
 Peso unità di volume 20.0 KN/m³
 Angolo di resistenza al taglio 41.0 °
 Coesione 0.0 kPa
 Terreno sulla fondazione 150.0 cm

Peso terreno sul piano di posa	19.0 KN/m ³
Nq	73.9
Nc	83.86
Ng	95.05
Fattori di forma	
sq	1.06
sc	1.08
sg	0.96
Inclinazione carichi	
iq	0.25
ic	0.24
ig	0.13
Fattori di profondità	
dq	1.11
dc	1.22
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	2595.83 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	7.76

Carico limite verificato Csq>1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.132
Coefficiente sismico verticale Kv	0.066

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	285.99	147.61	31.48
Carichi esterni	0.0	1.0	-1.2
Peso muro	7.92	40.0	-28.2

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

Peso fondazione	8.17	41.25	-66.02
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	27.16	137.18	-242.3
	329.24	367.04	-306.24

Momento stabilizzante -926.75 kNm
 Momento ribaltante 620.51 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -926.75 kNm
 Momento ribaltante 620.51 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv} 1.49
Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1$

6.6.5.2 Verifiche strutturali

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.0884
Coefficiente sismico verticale Kv 0.0442

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
430.0	3.34	3.0	3.82	40.0
370.0	4.87	9.43	6.09	40.0
290.0	10.01	19.34	11.43	40.0
210.0	18.7	30.78	21.99	40.0
130.0	30.94	43.75	40.62	40.0
50.0	46.73	58.24	70.16	40.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv Area dei ferri lato valle.
Afm Area dei ferri lato monte.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
---	---	---	---	---	---	---	---

5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05) 3.27	128.05	S	143.95	0.0	42.24	
5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05) 9.48	129.02	S	144.47	0.0	29.09	
5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05)19.53	130.57	S	145.8	0.0	14.28	
5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05)31.13	132.36	S	147.33	0.0	7.72	
5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05)44.43	134.41	S	149.06	0.0	4.72	
5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05)59.39	136.71	S	151.0	0.0	3.17	

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100.0	0.0	-82.11	-42.0	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
-----	-----	----	----	------	-----	-----	---------

5Ø20 (15.71) 5Ø20 (15.71) -
0.03 255.8 S 186.5 0.0 2.23

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
140.0	17.4	78.08	-128.87	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71) (15.71)17.59	259.19	5Ø20 S	188.9	0.0	2.37		

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.088
Coefficiente sismico verticale Kv 0.044

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
430.0	0.18	3.0	0.02	40.0
370.0	1.69	9.42	0.42	40.0
290.0	6.78	19.31	3.24	40.0
210.0	15.37	30.71	11.24	40.0
130.0	27.46	43.62	27.21	40.0
50.0	43.07	58.03	53.96	40.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv Area dei ferri lato valle.
 Afr Area dei ferri lato monte.
 Nu Sforzo normale ultimo (kN);
 Mu Momento flettente ultimo (kNm);
 Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afr	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)		5Ø16					
(10.05) 3.27	128.05	S	143.95	0.0	802.11		
5Ø16 (10.05)		5Ø16					
(10.05) 9.48	129.02	S	144.47	0.0	83.83		
5Ø16 (10.05)		5Ø16					
(10.05)19.53	130.57	S	145.79	0.0	21.1		

5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05)31.13	132.36	S	147.32	0.0	9.4	
5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05)44.43	134.41	S	149.05	0.0	5.32	
5Ø16 (10.05)		5Ø16				
(10.05)59.39	136.71	S	150.98	0.0	3.44	

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100.0	0.0	-101.83	-53.09	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)		-				
0.03	255.8	S	186.5	0.0	1.8		

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
140.0	20.36	101.52	-167.88	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71) (15.71)20.47	259.75	5Ø20 S	189.3	0.0	1.83		

6.6.5.3 Verifiche a fessurazione

RARA [Rara]

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.008	--	414.920	1006	Si	1.71	152.96	65.60
Si	0.009	--	398.582	945	Si	2.60	152.96	78.42
Si	0.016	--	394.678	931	Si	4.73	152.96	134.68
Si	0.035	--	402.602	960	Si	9.31	152.96	297.15
Si	0.077	--	410.204	988	Si	17.80	152.96	636.03
Si	0.149	--	415.257	1007	Si	31.62	152.96	1221.51

Fondazione valle

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.065	--	406.563	1250	Si	12.17	152.96	541.60

Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.177	--	406.563	1250	Si	34.46	152.96	1483.37

FRQUENTE [Frequente]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.000	0.300	324.658	672	Si	0.31	152.96	3.55
Si	--	0.300	--	--	Si	5.70	152.96	-18.68
Si	0.001	0.300	294.599	561	Si	1.60	152.96	12.24
Si	0.013	0.300	377.946	869	Si	5.32	152.96	120.65
Si	0.049	0.300	402.440	960	Si	12.98	152.96	413.20
Si	0.116	0.300	412.138	995	Si	25.94	152.96	954.60

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.061	0.300	406.563	1250	Si	11.45	152.96	509.49

Fondazione monte

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.167	0.300	406.563	1250	Si	32.43	152.96	1393.20

QUASI PERMANENTE [Quasi perm.]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0.200	--	--	Si	1.01	114.72	-15.21
Si	--	0.200	--	--	Si	3.42	114.72	-44.37

Si	--	0.200	--	--	Si	11.14	114.72	-41.57
Si	0.008	0.200	362.083	810	Si	4.28	114.72	79.07
Si	0.042	0.200	399.307	948	Si	11.76	114.72	357.89
Si	0.107	0.200	411.104	992	Si	24.52	114.72	887.98

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.060	0.200	406.563	1250	Si	11.27	114.72	501.31

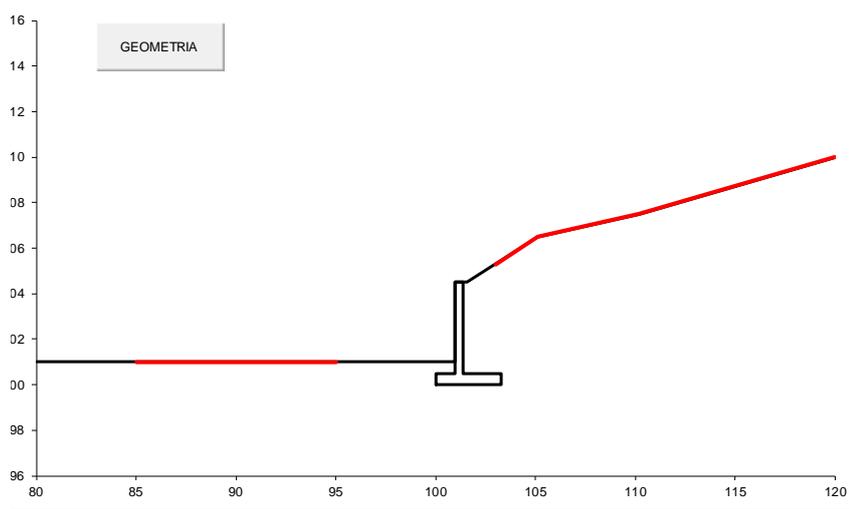
Fondazione monte

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.164	0.200	406.563	1250	Si	31.93	114.72	1370.59

6.6.5.4 Verifiche di stabilità globale

La verifica di stabilità globale è effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell’Approccio 1 NTC2018 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. In condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici vengono posti pari all’unità. L’analisi di stabilità globale sia per la condizione statica che per la condizione sismica viene eseguita con l’approccio dell’equilibrio limite, in particolare il metodo dei conci nella formulazione di Bishop semplificata.

Condizioni statiche



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
	STATICO 1.894
	SISMICO 1.678

CALCOLO

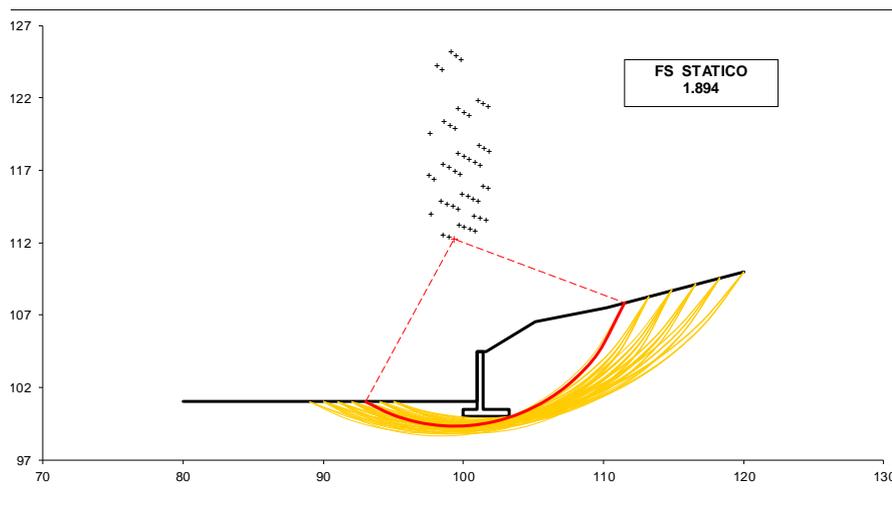
Condizione di Carico

STATICA

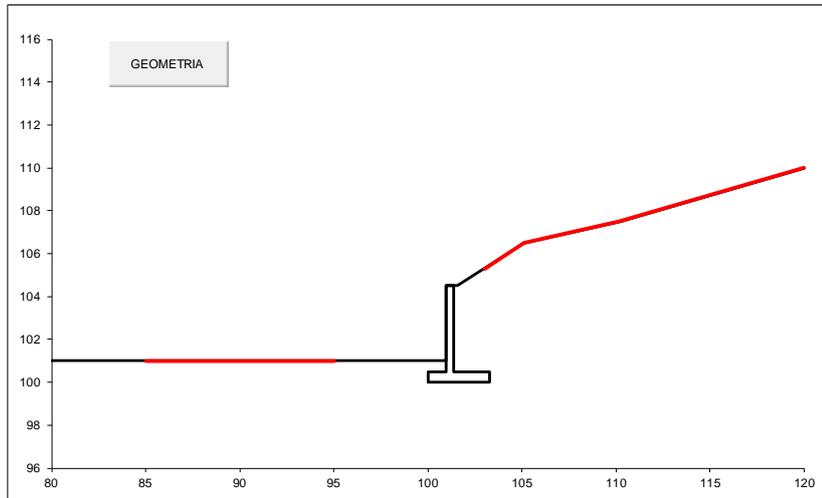
superfici da disegnare

30

DISEGNO



Condizioni sismiche



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	2.369
204	SISMICO	1.959

CALCOLO

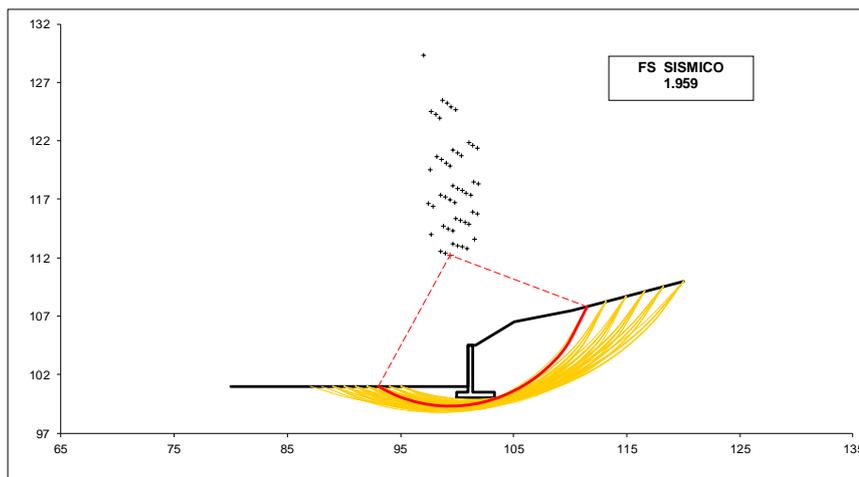
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

50

DISEGNO



6.6.6 Risultati Tipo 2

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello relativo al muro TIPO 1 e 3, sia per le verifiche geotecniche che per quelle strutturali, per tutte le combinazioni di carico utilizzate. Ulteriori informazioni sono fornite nei tabulati di calcolo completi in ALLEGATO 2.

6.6.6.1 Verifiche geotecniche

A1+M1+R3_fv [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.0884
Coefficiente sismico verticale Kv	0.0442

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	1.42	0.73	-0.35
Carichi esterni	3.17	1.0	6.78
Peso muro	0.0	7.5	-3.75
Peso fondazione	0.0	7.5	-3.75
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	3.33	-2.74
	4.58	20.06	-3.82

Momento stabilizzante	-11.47 kNm
Momento ribaltante	7.66 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	4.58 kN
Sommatoria forze verticali	20.06 kN
Coefficiente di attrito	0.87
Adesione	0.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	20.06 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	4.58 kN
Resistenza terreno	17.44 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	3.46

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-11.47 kNm
Momento ribaltante	7.66 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	1.3

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (Fx)	4.58 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	20.06 kN
Somma momenti	-3.82 kNm
Larghezza fondazione	100.0 cm
Lunghezza	3000.0 cm
Eccentricità su B	30.97 cm
Peso unità di volume	20.0 KN/m ³

Angolo di resistenza al taglio	41.0 °
Coesione	0.0 kPa
Terreno sulla fondazione	30.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20.0 KN/m ³
Nq	73.9
Nc	83.86
Ng	95.05
Fattori di forma	
sq	1.01
sc	1.01
sg	0.99
Inclinazione carichi	
iq	0.55
ic	0.54
ig	0.42
Fattori di profondità	
dq	1.16
dc	1.32
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	30.11 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.07

Carico limite verificato Csq>1

A_Unitari+M1+RSLV_fv [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.088
Coefficiente sismico verticale Kv	0.044

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	1.43	0.74	-0.35
Carichi esterni	0.0	1.0	-0.5
Peso muro	0.66	7.5	-3.22
Peso fondazione	0.66	7.5	-3.65
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.29	3.33	-2.58
	3.05	20.07	-10.31

Momento stabilizzante -11.48 kNm
Momento ribaltante 1.17 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	3.05 kN
Sommatoria forze verticali	20.07 kN
Coefficiente di attrito	0.87
Adesione	0.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	20.07 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	3.05 kN
Resistenza terreno	17.44 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	5.72

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-11.48 kNm
Momento ribaltante	1.17 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv}	9.78

Muro verificato a ribaltamento C_{sv}>1

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (F _x)	3.05 kN
Somma forze in direzione y (F _y)	20.07 kN
Somma momenti	-10.31 kNm
Larghezza fondazione	100.0 cm
Lunghezza	3000.0 cm
Eccentricità su B	1.38 cm
Peso unità di volume	20.0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	41.0 °
Coesione	0.0 kPa
Terreno sulla fondazione	30.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20.0 kN/m ³
N _q	73.9
N _c	83.86
N _g	95.05
Fattori di forma	
sq	1.02
sc	1.03
sg	0.99
Inclinazione carichi	
iq	0.67
ic	0.67
ig	0.57
Fattori di profondità	

dq	1.06
dc	1.12
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	149.76 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	6.22
Carico limite verificato Csq>1	

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)_fv [GEO]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.132
Coefficiente sismico verticale Kv	0.066

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	2.07	1.07	-0.5
Carichi esterni	0.0	1.0	-0.5
Peso muro	1.49	7.5	-2.56
Peso fondazione	1.49	7.5	-3.53
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.66	3.33	-2.38
	5.7	20.39	-9.48

Momento stabilizzante -11.81 kNm

Momento ribaltante 2.34 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -11.81 kNm

Momento ribaltante 2.34 kNm

Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv} 5.06

Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1$

A1+M1+R3_ sf [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0.088

Coefficiente sismico verticale K_v 0.044

Sollecitazioni total i

F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	4.28	2.21	-0.69
Carichi esterni	3.17	1.0	6.78
Peso muro	0.0	7.5	-3.75
Peso fondazione	0.0	7.5	-3.75
Sovraccarico	0.0	7.35	-6.06
Terr. fondazione	0.0	3.33	-2.74
	7.45	28.88	-10.21

Momento stabilizzante -19.02 kNm

Momento ribaltante 8.8 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	7.45 kN
Sommatoria forze verticali	28.88 kN
Coefficiente di attrito	0.87
Adesione	0.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	28.88 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	7.45 kN
Resistenza terreno	25.11 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	3.07

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-19.02 kNm
Momento ribaltante	8.8 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	1.88

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (Fx)	7.45 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	28.88 kN
Somma momenti	-10.21 kNm
Larghezza fondazione	100.0 cm
Lunghezza	3000.0 cm
Eccentricità su B	14.64 cm
Peso unità di volume	20.0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	41.0 °

Coesione	0.0 kPa
Terreno sulla fondazione	30.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20.0 KN/m ³
Nq	73.9
Nc	83.86
Ng	95.05
Fattori di forma	
sq	1.02
sc	1.02
sg	0.99
Inclinazione carichi	
iq	0.5
ic	0.49
ig	0.37
Fattori di profondità	
dq	1.09
dc	1.17
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	63.41 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.57
Carico limite verificato Csq>1	

A_Unitari+M1+RSLV_ sf [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.088
Coefficiente sismico verticale Kv	0.044

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);

M	Momento (kNm);		M
	Fx	Fy	
Spinta terreno	2.51	1.3	-0.48
Carichi esterni	0.0	1.0	-0.5
Peso muro	0.66	7.5	-3.22
Peso fondazione	0.66	7.5	-3.65
Sovraccarico	0.18	2.1	-1.58
Terr. fondazione	0.29	3.33	-2.58
	4.31	22.72	-12.02
Momento stabilizzante	-13.77 kNm		
Momento ribaltante	1.75 kNm		

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	4.31 kN
Sommatoria forze verticali	22.72 kN
Coefficiente di attrito	0.87
Adesione	0.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	22.72 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	4.31 kN
Resistenza terreno	19.75 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	4.58

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-13.77 kNm
Momento ribaltante	1.75 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	7.86

Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1$

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (Fx)	4.31 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	22.72 kN
Somma momenti	-12.02 kNm
Larghezza fondazione	100.0 cm
Lunghezza	3000.0 cm
Eccentricità su B	2.9 cm
Peso unità di volume	20.0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	41.0 °
Coesione	0.0 kPa
Terreno sulla fondazione	30.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20.0 KN/m ³
Nq	73.9
Nc	83.86
Ng	95.05
Fattori di forma	
sq	1.02
sc	1.03
sg	0.99
Inclinazione carichi	
iq	0.61
ic	0.6
ig	0.49
Fattori di profondità	
dq	1.07
dc	1.13
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	124.86 kN

Fattore sicurezza ($C_{sq}=Q_{lim}/F_y$) **4.58**

Carico limite verificato $C_{sq}>1$

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)_sf [GEO]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0.132

Coefficiente sismico verticale K_v 0.066

Sollecitazioni total i

F_x Forza in direzione x (kN);

F_y Forza in direzione y (kN);

M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	3.62	1.87	-0.69
Carichi esterni	0.0	1.0	-0.5
Peso muro	1.49	7.5	-2.56
Peso fondazione	1.49	7.5	-3.53
Sovraccarico	0.42	2.1	-1.4
Terr. fondazione	0.66	3.33	-2.38
	7.66	23.29	-11.06

Momento stabilizzante -14.34 kNm

Momento ribaltante 3.29 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -14.34 kNm

Momento ribaltante 3.29 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv} **4.36**

Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1$

6.6.6.2 Verifiche strutturali

A1+M1+R3_fv [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0.0884
Coefficiente sismico verticale K_v 0.0442

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
110.0	3.3	2.5	3.81	30.0
90.0	3.43	4.0	4.48	30.0
80.0	3.5	4.75	4.83	30.0
70.0	3.59	5.51	5.18	30.0
50.0	3.94	7.11	5.92	30.0
30.0	4.52	8.8	6.73	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv Area dei ferri lato valle.

Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	2.37	89.38	S	123.78	0.0	36.81
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.05	89.57	S	123.97	0.0	35.44
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.9	89.66	S	124.06	0.0	34.8
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	5.74	89.76	S	124.16	0.0	33.91
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	7.43	89.94	S	124.37	0.0	30.92
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	9.11	90.13	S	124.58	0.0	27.02

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
35.0	0.0	-14.43	-2.97	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	-0.17	89.1	S	123.46	0.0	8.39

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
65.0	0.86	6.86	-1.34	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);

Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);

Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$

Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	0.68	89.2	S	123.57	0.0	17.67

A_Unitari+M1+RSLV_fv [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.088

Coefficiente sismico verticale Kv 0.044

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).

Fx Forza in direzione x (kN);

Fy Forza in direzione y (kN);

M Momento (kNm);

H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
110.0	0.13	2.5	0.01	30.0
90.0	0.26	4.0	0.05	30.0
80.0	0.33	4.75	0.08	30.0
70.0	0.42	5.51	0.12	30.0
50.0	0.77	7.11	0.22	30.0
30.0	1.34	8.79	0.4	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	2.37	89.38	S	123.78	0.0	919.58
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.05	89.57	S	123.97	0.0	460.5
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.9	89.66	S	124.06	0.0	368.68
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	5.74	89.76	S	124.16	0.0	287.59
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	7.43	89.94	S	124.36	0.0	157.47
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	9.11	90.13	S	124.58	0.0	90.85

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
35.0	0.0	-4.02	-0.69	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	-0.17	89.1	S	123.46	0.0	30.09

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
65.0	0.87	-0.54	-0.03	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
-----	---------------------------

Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	0.68	89.2	S	123.57	0.0	225.0

A1+M1+R3_sf [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.088
Coefficiente sismico verticale Kv	0.044

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
110.0	3.3	2.5	3.81	30.0
90.0	3.43	4.0	4.48	30.0
80.0	3.5	4.75	4.83	30.0
70.0	4.06	5.71	5.18	30.0

50.0	5.36	7.72	6.04	30.0
30.0	6.88	9.81	7.17	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	2.37	89.38	S	123.78	0.0	36.82
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.05	89.57	S	123.97	0.0	35.45
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.9	89.66	S	124.06	0.0	34.81
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	5.74	89.76	S	124.19	0.0	30.0
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	7.85	89.99	S	124.44	0.0	22.78
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	9.95	90.22	S	124.71	0.0	17.79

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
35.0	0.0	-13.26	-2.5	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

- Afi Area dei ferri inferiori.
- Afs Area dei ferri superiori.
- Nu Sforzo normale ultimo (kN);
- Mu Momento flettente ultimo (kNm);
- Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
- Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
- Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
- Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	-0.17	89.1	S	123.46	0.0	9.13

MENSOLA A MONTE

- Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
- Fx Forza in direzione x (kN);
- Fy Forza in direzione y (kN);
- M Momento (kNm);
- H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
65.0	1.94	11.35	-2.56	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	1.94	89.34	S	123.71	0.0	10.69

A_Unitari+M1+RSLV_ sf [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.088
Coefficiente sismico verticale Kv	0.044

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
-------	----	----	---	---

110.0	0.13	2.5	0.01	30.0
90.0	0.26	4.0	0.05	30.0
80.0	0.33	4.75	0.08	30.0
70.0	0.6	5.59	0.12	30.0
50.0	1.29	7.33	0.27	30.0
30.0	2.21	9.17	0.56	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	2.37	89.38	S	123.78	0.0	919.58
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.05	89.57	S	123.97	0.0	460.5
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	4.9	89.66	S	124.06	0.0	368.68
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	5.74	89.76	S	124.17	0.0	204.19
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	7.43	89.94	S	124.39	0.0	94.32
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	9.11	90.13	S	124.63	0.0	55.31

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);

Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
35.0	0.0	-4.43	-0.75	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	-0.17	89.1	S	123.46	0.0	27.35

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
65.0	1.28	0.67	-0.32	30.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

- Afi Area dei ferri inferiori.
- Afs Area dei ferri superiori.
- Nu Sforzo normale ultimo (kN);
- Mu Momento flettente ultimo (kNm);
- Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
- Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
- Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
- Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	1.52	89.29	S	123.62	0.0	182.21

6.6.6.3 Verifiche a fessurazione

RARA_fv [Rara]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.010	--	344.848	747	Si	2.97	152.96	101.91
Si	0.011	--	342.563	738	Si	3.46	152.96	113.43
Si	0.012	--	341.623	735	Si	3.71	152.96	119.20
Si	0.013	--	340.766	732	Si	3.95	152.96	124.91
Si	0.014	--	339.240	726	Si	4.46	152.96	136.46

Si	0.015	--	338.007	721	Si	5.00	152.96	149.49
----	-------	----	---------	-----	----	------	--------	--------

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.009	--	350.568	768	Si	2.14	152.96	83.32

Fondazione monte

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.001	--	339.679	728	Si	0.43	152.96	13.39

FRQUENTE_fv [Frequente]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.001	0.300	313.849	632	Si	0.58	152.96	10.92
Si	0.001	0.300	293.029	555	Si	0.65	152.96	8.49
Si	0.001	0.300	283.375	520	Si	0.68	152.96	7.53
Si	0.001	0.300	274.081	485	Si	0.72	152.96	6.68
Si	0.000	0.300	258.247	427	Si	0.80	152.96	5.47
Si	0.000	0.300	251.089	400	Si	0.94	152.96	5.47

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure	Apertura fessure Limite	Distanza fessure	Area Cls efficace	Verifica tensioni Normali	Sigma C(+compr.)	SigmaC Lim	SigmaF Max
-----------------------	------------------	-------------------------	------------------	-------------------	---------------------------	------------------	------------	------------

	mm	mm	mm	cm2	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
Si	0.003	0.300	350.568	768	Si	0.85	152.96	33.00

Fondazione monte

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0.300	--	--	Si	0.36	152.96	-2.00

QUASI PERMANENTE_fv [Quasi perm.]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0.200	--	--	Si	0.85	114.72	-12.68
Si	--	0.200	--	--	Si	1.35	114.72	-20.29
Si	--	0.200	--	--	Si	1.61	114.72	-24.09
Si	--	0.200	--	--	Si	1.87	114.72	-27.91
Si	--	0.200	--	--	Si	2.43	114.72	-35.58
Si	--	0.200	--	--	Si	3.23	114.72	-41.51

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.002	0.200	350.568	768	Si	0.54	114.72	20.81

Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.001	0.200	332.744	702	Si	0.28	114.72	7.53

RARA_sf [Rara]

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.010	--	344.848	747	Si	2.97	152.96	101.91
Si	0.011	--	342.563	738	Si	3.46	152.96	113.43
Si	0.012	--	341.623	735	Si	3.71	152.96	119.20
Si	0.012	--	340.487	731	Si	3.95	152.96	124.02
Si	0.014	--	338.794	724	Si	4.55	152.96	138.08
Si	0.016	--	337.884	721	Si	5.34	152.96	159.27

Fondazione valle

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.008	--	350.568	768	Si	2.12	152.96	82.36

Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure	Apertura fessure Limite	Distanza fessure	Area Cls efficace	Verifica tensioni Normali	Sigma C(+compr.)	SigmaC Lim	SigmaF Max
-----------------------	------------------	-------------------------	------------------	-------------------	---------------------------	------------------	------------	------------

	mm	mm	mm	cm2	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
Si	0.007	--	345.586	749	Si	1.87	152.96	65.17

FREQUENTE_sv [Frequente]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.001	0.300	313.849	632	Si	0.58	152.96	10.92
Si	0.001	0.300	293.029	555	Si	0.65	152.96	8.49
Si	0.001	0.300	283.375	520	Si	0.68	152.96	7.53
Si	0.001	0.300	272.495	479	Si	0.72	152.96	6.45
Si	0.000	0.300	260.958	437	Si	0.84	152.96	6.06
Si	0.001	0.300	264.625	450	Si	1.08	152.96	8.35

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.003	0.300	350.568	768	Si	0.85	152.96	32.90

Fondazione monte

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.001	0.300	321.190	659	Si	0.27	152.96	5.81

QUASI PERMANENTE_sv [Quasi perm.]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0.200	--	--	Si	0.85	114.72	-12.68
Si	--	0.200	--	--	Si	1.35	114.72	-20.29
Si	--	0.200	--	--	Si	1.61	114.72	-24.09
Si	--	0.200	--	--	Si	1.90	114.72	-28.10
Si	--	0.200	--	--	Si	2.66	114.72	-34.71
Si	--	0.200	--	--	Si	3.96	114.72	-36.65

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.002	0.200	350.568	768	Si	0.52	114.72	20.36

Fondazione monte

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0.200	--	--	Si	0.55	114.72	-2.75

6.6.7 Risultati Tipo 4

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello relativo al muro TIPO 4, sia per le verifiche geotecniche che per quelle strutturali, per tutte le combinazioni di carico utilizzate. Ulteriori informazioni sono fornite nei tabulati di calcolo completi in ALLEGATO 2.

6.6.7.1 Verifiche geotecniche

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0.0884
 Coefficiente sismico verticale K_v 0.0442

Sollecitazioni totali

F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	107.63	55.55	13.53
Carichi esterni	1.58	8.0	3.18
Peso muro	0.0	40.0	-48.0
Peso fondazione	0.0	41.25	-68.06
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	137.18	-322.37
	109.21	281.98	-421.72

Momento stabilizzante -626.46 kNm
 Momento ribaltante 204.74 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	109.21 kN
Sommatoria forze verticali	281.98 kN
Coefficiente di attrito	0.87
Adesione	0.0 kPa

Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	281.98 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	109.21 kN
Resistenza terreno	245.12 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	2.04

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-626.46 kNm
Momento ribaltante	204.74 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2.66

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (Fx)	109.21 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	281.98 kN
Somma momenti	-421.72 kNm
Larghezza fondazione	330.0 cm
Lunghezza	3000.0 cm
Eccentricità su B	15.45 cm
Peso unità di volume	20.0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	41.0 °
Coesione	0.0 kPa
Terreno sulla fondazione	150.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	19.0 KN/m ³
Nq	73.9
Nc	83.86
Ng	95.05

Fattori di forma

sq	1.07
sc	1.09
sg	0.96

Inclinazione carichi

iq	0.34
ic	0.33
ig	0.21

Fattori di profondità

dq	1.1
dc	1.2
dg	1.0

Carico limite verticale (Qlim) 4203.89 kN

Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 10.65

Carico limite verificato Csq>1

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.088

Coefficiente sismico verticale Kv 0.044

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);

Fy Forza in direzione y (kN);

M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	131.5	67.87	17.52
Carichi esterni	0.0	8.0	-4.7

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

Peso muro	3.52	40.0	-39.2
Peso fondazione	3.63	41.25	-67.16
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	12.07	137.18	-286.23
	150.72	294.3	-379.77

Momento stabilizzante	-667.12 kNm
Momento ribaltante	287.35 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	150.72 kN
Sommatoria forze verticali	294.3 kN
Coefficiente di attrito	0.87
Adesione	0.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	294.3 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	150.72 kN
Resistenza terreno	255.83 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1.7

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-667.12 kNm
Momento ribaltante	287.35 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2.32

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite verticale HANSEN

Somma forze in direzione x (Fx)	150.72 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	294.3 kN
Somma momenti	-379.77 kNm
Larghezza fondazione	330.0 cm
Lunghezza	3000.0 cm
Eccentricità su B	35.96 cm
Peso unità di volume	20.0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	41.0 °
Coesione	0.0 kPa
Terreno sulla fondazione	150.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	19.0 KN/m ³
Nq	73.9
Nc	83.86
Ng	95.05
Fattori di forma	
sq	1.06
sc	1.08
sg	0.97
Inclinazione carichi	
iq	0.23
ic	0.22
ig	0.11
Fattori di profondità	
dq	1.12
dc	1.23
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	2128.9 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	6.03

Carico limite verificato Csq>1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.132
 Coefficiente sismico verticale Kv 0.066

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	295.61	152.57	41.47
Carichi esterni	0.0	8.0	-4.7
Peso muro	7.92	40.0	-28.2
Peso fondazione	8.17	41.25	-66.02
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	27.16	137.18	-241.05
	338.86	379.0	-298.51

Momento stabilizzante -946.63 kNm
 Momento ribaltante 648.13 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -946.63 kNm
 Momento ribaltante 648.13 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv} **1.46**

Muro verificato a ribaltamento C_{sv}>1

6.6.7.2 Verifiche strutturali

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.0884
Coefficiente sismico verticale Kv	0.0442

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
430.0	1.75	3.0	1.13	40.0
370.0	3.28	9.43	2.45	40.0
290.0	8.42	19.34	6.51	40.0
210.0	17.11	30.78	15.81	40.0
130.0	29.35	43.75	33.16	40.0
110.0	32.97	47.23	39.1	40.0
50.0	45.14	65.24	66.33	40.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);

Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	3.27	128.05	S	143.95	0.0	80.59
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	9.48	129.02	S	144.47	0.0	43.19
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	19.53	130.57	S	145.8	0.0	16.97
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	31.13	132.36	S	147.33	0.0	8.44
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	44.43	134.41	S	149.06	0.0	4.98
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	48.17	134.99	S	149.53	0.0	4.45
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	66.34	137.77	S	151.94	0.0	3.3

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100.0	0.0	-82.67	-42.56	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.

Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	-0.03	255.8	S	186.5	0.0	2.21

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
140.0	18.72	80.7	-137.81	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsd$
Vsd Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	19.03	259.47	S	189.08	0.0	2.3

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.088
Coefficiente sismico verticale Kv 0.044

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
430.0	0.18	3.0	0.02	40.0
370.0	1.69	9.42	0.42	40.0
290.0	6.78	19.31	3.24	40.0
210.0	15.37	30.71	11.24	40.0
130.0	27.46	43.62	27.21	40.0
110.0	31.04	47.08	32.76	40.0
50.0	43.07	65.03	58.83	40.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	3.27	128.05	S	143.95	0.0	802.11
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	9.48	129.02	S	144.47	0.0	83.83
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	19.53	130.57	S	145.79	0.0	21.1
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	31.13	132.36	S	147.32	0.0	9.4
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	44.43	134.41	S	149.05	0.0	5.32
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	48.17	134.99	S	149.51	0.0	4.72
5Ø16 (10.05)	5Ø16 (10.05)	66.34	137.77	S	151.91	0.0	3.46

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100.0	0.0	-110.32	-58.15	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	-0.03	255.8	S	186.5	0.0	1.66

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
140.0	22.87	113.58	-192.64	50.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.

Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	23.36	260.3	S	189.65	0.0	1.64

6.6.7.3 Verifiche a fessurazione

RARA [Rara]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.001	--	369.574	838	Si	0.48	152.96	9.75
Si	0.001	--	311.432	623	Si	0.88	152.96	8.47
Si	0.004	--	349.737	765	Si	2.39	152.96	37.79
Si	0.019	--	388.682	909	Si	6.46	152.96	169.36
Si	0.057	--	405.389	971	Si	14.43	152.96	479.56
Si	0.071	--	407.884	980	Si	17.20	152.96	593.11
Si	0.141	--	413.116	999	Si	31.01	152.96	1158.58

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
-----------------------	---------------------	-------------------------	---------------------	-----------------------	---------------------------	--------------------------------------	--------------------------------	--------------------------------

		mm			daN/cm ²			
Si	0.066	--	406.563	1250	Si	12.34	152.96	549.14

Fondazione monte

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm ²	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.192	--	406.563	1250	Si	37.23	152.96	1603.00

FRQUENTE [Frequente]

Elevazione

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm ²	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0.300	--	--	Si	1.46	152.96	-10.21
Si	--	0.300	--	--	Si	4.24	152.96	-35.10
Si	--	0.300	--	--	Si	12.47	152.96	-26.63
Si	0.010	0.300	369.881	839	Si	4.72	152.96	96.46
Si	0.045	0.300	400.772	953	Si	12.30	152.96	382.14
Si	0.058	0.300	404.400	967	Si	14.96	152.96	490.07
Si	0.126	0.300	411.622	994	Si	28.46	152.96	1039.03

Fondazione valle

Verifica fessurazioni	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm ²	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.064	0.300	406.563	1250	Si	12.02	152.96	534.83

Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.187	0.300	406.563	1250	Si	36.30	152.96	1561.42

QUASI PERMANENTE [Quasi perm.]

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0.200	--	--	Si	1.01	114.72	-15.21
Si	--	0.200	--	--	Si	3.42	114.72	-44.37
Si	--	0.200	--	--	Si	11.14	114.72	-41.57
Si	0.008	0.200	362.083	810	Si	4.28	114.72	79.07
Si	0.042	0.200	399.307	948	Si	11.76	114.72	357.89
Si	0.055	0.200	403.331	963	Si	14.40	114.72	464.38
Si	0.122	0.200	411.201	992	Si	27.82	114.72	1009.17

Fondazione valle

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.064	0.200	406.563	1250	Si	11.94	114.72	531.54

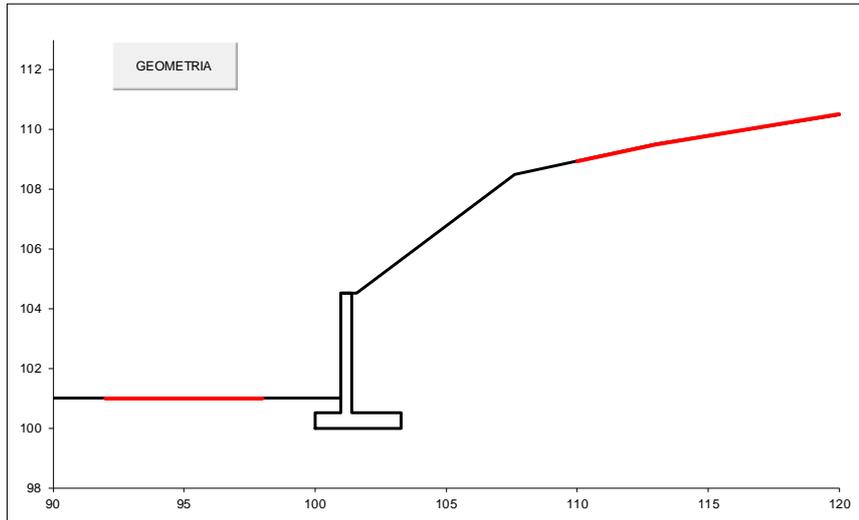
Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0.186	0.200	406.563	1250	Si	36.09	114.72	1552.23

6.6.7.4 Verifiche di stabilità globale

La verifica di stabilità globale è effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell’Approccio 1 NTC2018 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. In condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici vengono posti pari all’unità. L’analisi di stabilità globale sia per la condizione statica che per la condizione sismica viene eseguita con l’approccio dell’equilibrio limite, in particolare il metodo dei conci nella formulazione di Bishop semplificata.

Condizioni statiche



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	208	STATICO
	SISMICO	1.481

CALCOLO

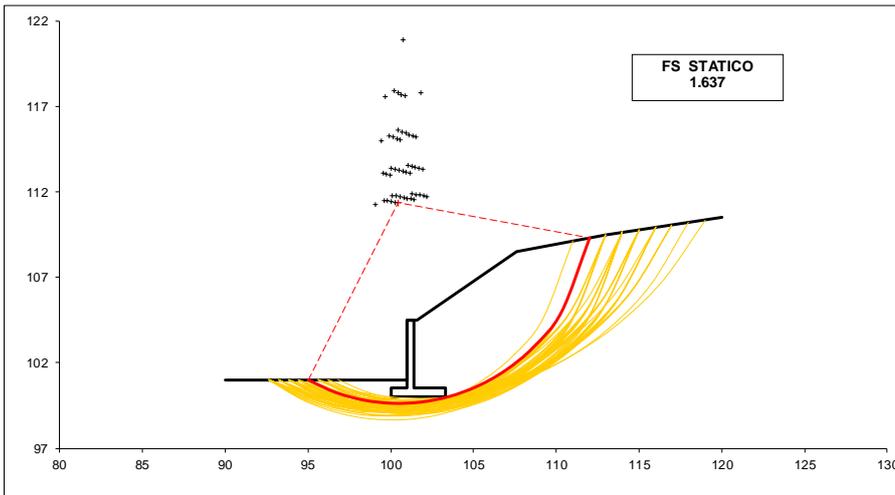
Condizione di Carico

STATICA

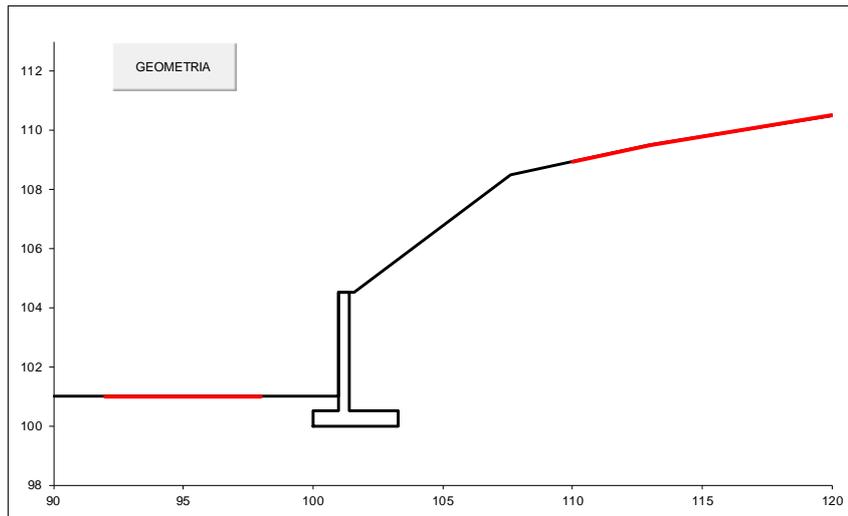
superfici da disegnare

50

DISEGNO



Condizioni sismiche



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	2.048
208	SISMICO	1.748

CALCOLO

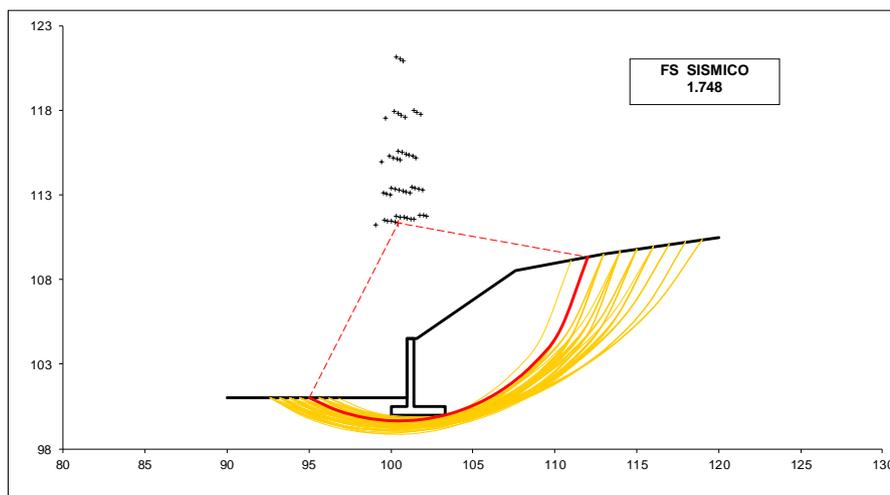
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

30

DISEGNO



6.6.8 Caratteristiche dell'opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che le strutture risultano rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare le strutture in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche delle opere:

Armature Paratia Sezione B-B:

tubolare $\phi 168.3 \times 10 \text{mm}$ (lunghezza = 12 m)

Armature Muri TIPO 1 e 3:

paramento: 1+1 $\phi 16/20 \text{cm}$

fondazione: 1+1 $\phi 20/20 \text{cm}$

ripartizione: $\phi 12/25 \text{cm}$

incidenza: 80 kg/m³

Armature Muri TIPO 2:

paramento: 1+1 $\phi 16/20 \text{cm}$

fondazione: 1+1 $\phi 16/20 \text{cm}$

ripartizione: $\phi 12/25 \text{cm}$

incidenza: 100 kg/m³

Armature Muri TIPO 4:

paramento: 1+1 ϕ 16/20cm

fondazione: 1+1 ϕ 20/20cm

ripartizione: ϕ 12/25cm

incidenza: 80 kg/m³

7 MANUFATTO DI COLLEGAMENTO AL PESCHIERA DESTRO

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), ha come oggetto il calcolo geotecnico delle opere relative ai n°2 Nuovi Manufatti di Collegamento al Peschiera destro. L’area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Salisano.

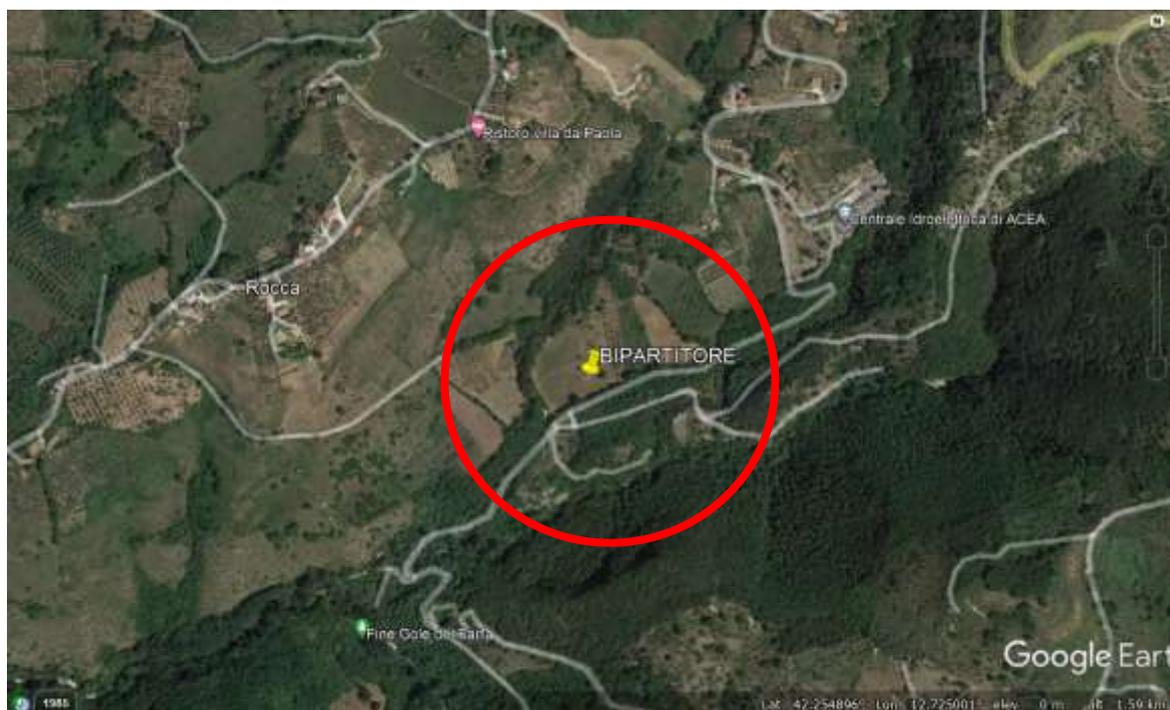


Figura 7-1 – Ubicazione dei Manufatti di Collegamento al Peschiera Destro (PiDX)

7.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche delle opere geotecniche relative al manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 1- Midas Civil 2021 versione 1.2 della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale;
- 2- ParatiePlus ver. 20 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;



Figura 7-2 – Licenza Midas Civil 2021

7.2 Descrizione degli interventi

Le fondazioni dei n°2 MANUFATTI di collegamento al Peschiera destro sono del tipo “superficiale”. La fondazione del MANUFATTO 1 è costituita da una platea di dimensioni circa 42.9×14.4m, disposta a quota +152.30m slm, di spessore pari ad 1.5m. La fondazione del MANUFATTO 2 è costituita da una platea di dimensioni circa 18.8×15.6m, disposta a quota +149.6 m slm, di spessore pari ad 1.5m.

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare i n°2 MANUFATTI di collegamento al Peschiera destro si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da paratie di micropali di diametro ϕ 300 con passo 40cm e lunghezza totale 28m.

Per il calcolo ed il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento alla sezione rappresentativa, Sezione A-A in

Figura 5-3, che presenta l’altezza del cuneo di terreno spingente maggiore. L’opera provvisoria prevede l’installazione di n°7 ordine di tiranti di diametro nominale ϕ 150mm posti rispettivamente alle quote a -3.00m, -6.00m, -9.00m, -12.00m, -15.00m, -18.00m e -21.00m dal piano campagna.

Ulteriori valutazioni saranno condotte per la Sezione B-B in

Figura 5-3, che presenta la stessa geometria ed altezza di scavo della Sez. A-A, ma per la quale l’effetto di contenimento dei tiranti è sostituito dall’installazione di puntoni in porfilati metallici di opportuna rigidità, posti alle stesse quote e con gli stessi interassi.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente vengono riassunte le altezze di scavo considerate nei modelli di calcolo:

quali è costituita da terreni con un simile comportamento geotecnico, geomeccanico e sismico.

Ciascuna unità litotecnica è stata definita analizzando in maniera congiunta inoltre i risultati delle prove geofisiche effettuate, definendo differenti range di valori di velocità delle onde S (derivate da prospezioni MASW e Down-Hole), ciascuna associata ad un’unità litotecnica.

Infine, per tutta la lunghezza del tracciato di progetto è stato definito il modello geologico-tecnico e sismo-stratigrafico di riferimento, attribuendo ad ogni unità litotecnica i parametri medi. Nel caso in cui alle profondità di interesse fossero disponibili risultati ottenuti da prove di laboratorio geotecnico o in situ e dalle prospezioni sismiche (MASW, HVSR e Down-Hole), si sono utilizzati tali valori puntuali per la parametrizzazione geotecnica e sismo-stratigrafica dell’unità litotecnica.

Di seguito la parametrizzazione fisico-meccanica e sismica caratteristica delle unità litotecniche riconosciute:

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_s (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	E_s (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
SCZ	Calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcari e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcari micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcari marnosi, marne e marne argillose dal rosa al rosso di grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	21	1348
RAK	Calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose giallastre	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotte sulle formazioni che presentano alterazioni, in quanto riferiti alla loro componente sana.

k₁₁

Litologia: MAI
GSI: 55
RMR: 56 (III)
Jv: 12

k₁₆

Litologia: SAA
GSI: 50
RMR: 51 (III)
Jv: 15

k₁₉

Litologia: VAS
GSI: 40
RMR: 53 (III)
Jv: 7.2

k₂₇

Litologia: MAI
GSI: 60
RMR: 60 (III)
Jv: 8.8

k₃₃

Litologia: PUC
GSI: 30
RMR: 48 (III)
Jv: 18

k₁₇

Litologia: MAI
GSI: 35
RMR: 43 (III)
Jv: 18.4

k₂₄

Litologia: SBI
GSI: 55
RMR: 41 (III)
Jv: 22.9

k₂₈

Litologia: MAI
GSI: 25
RMR: 41 (III)
Jv: 24

k₁₅

Litologia: SBI
GSI: 45
RMR: 51 (III)
Jv: 34.9

k₁₈

Litologia: SBI
GSI: 55
RMR: 56 (III)
Jv: 12.8

k₂₅

Litologia: SBI
GSI: 60
RMR: 56 (III)
Jv: 10.8

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove pressiometriche			Modulo E _y statico da geosismica		Range valori da prove di laboratorio								
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C _u (MPa)	φ' (°)	E _s (MPa)	n° prove	E _p (MPa)	φ' (°)	E _y (MPa)	n° prove	γ _s (kN/m ³)	prova di taglio diretto σ' (MPa)	φ' (°)	prova edometrica γ _{sat} (kN/m ³)		E _u (MPa)	E _{oc} (MPa)	σ _u (MPa)	σ _{oc} (MPa)
AII (Fosso San Vittorino)	Sabbie sabbiose con ciottoli sabbiosi, limo e argilla di colore rosso-rosastro-olivastro (macrostrutturati, facies grossolana)	9	53	-	4	-	-	-	-	9	18-20	9-40	22-38	3,6	4,8	7,5	-	-	-
		12	-	31	31	-	-	-	-	7	18-21	7-11	17-18	4,1	6,1	10,4	-	-	-
ALI (Valle del Tevere)	Sabbie incoerenti sabbiose-argillose	12	-	31	31	-	-	-	-	12	17-21	7-9	26-36	4,4	4,7	8,5	-	-	-
AL (Valle del Tevere)	Sabbie fini limose con ciottoli arenacei	6	-	35	03	-	-	-	-	8	18-21	10-12	28-29	5,2	4,3	7,0	-	-	-
ALL (Fosso di Arzano)	Argille gessose di natura lacustre calcarea con limo sabbioso limoso	17	-	31	32	-	-	-	-	5	17-19	9-39	24-30	5,2	4,7	9,6	-	-	-
FIG	Argille limose con intercalazioni sabbiose fini	14	-	33	25	-	-	-	-	4	17-19	25-65	18-19	6,0	6,7	7,1	150-300	-	-
LOB	Conglomerati fortemente cementati da carbonati e molto cementati	/	/	/	/	8	304	42	307	7	18-19	-	-	-	-	-	-	-	-
LMI	Conglomerati calcareo-arenacei, con ciottoli arenacei, silicei e calcarei	/	/	/	/	1	113	41	102	1	20	-	-	-	-	-	-	-	-
LPI	Conglomerati da nodulizzazione a cementazione arenacea	12	-	33	25	7	102	41	127	8	17,5-20	-	-	-	-	-	-	-	-

Si riporta di seguito la sezione stratigrafica utilizzata e successivamente i parametri geomeccanici di riferimento per il calcolo delle azioni del terreno sul manufatto e sulle paratie perimetrali.

Unità UMS

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove pressiometriche			Modulo E _y statico da geosismica	
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	E _p (MPa)	φ' (°)	E _y (MPa)	γ _s (kN/m ³)
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	1	113	41	102	20

Unità MAI

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ _s (kN/m ³)	σ _c (MPa)	f _t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	φ' (°)	E _m (MPa)
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26,0	74,92	4,16	III (51,83)	49	3,59	28	10361

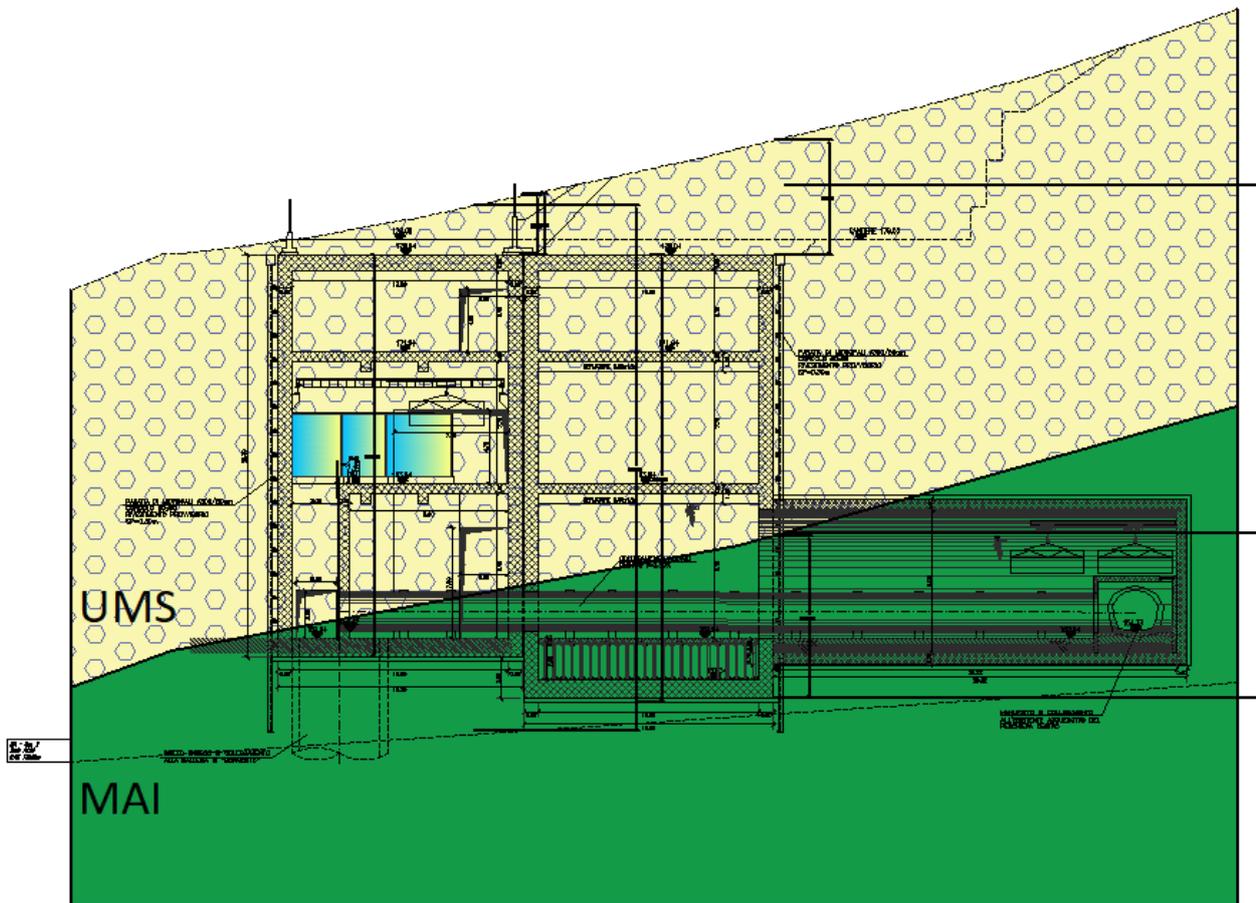


Figura 7-5 – Inserimento opera nella stratigrafia geologica di riferimento

In merito alla falda, come evidenziato nella relazione geologica non è stata rilevata alle quote di interferenza con le opere.

7.4 Verifiche platee di fondazione

7.4.1 Platea MANUFATTO 1

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l’incremento di carico dato dall’edificio e il peso del terreno asportato.

TERRENO RIMOSSO		
H=	25	m
B ₁ =	8	
B ₂ =	14	m
L ₁ =	24	m
L ₂ =	18	m
γ =	20	kN/m ³
Peso=	222000	kN

ORIZZONTAMENTI G1					
	sp.		A	γ	Peso
-	m		m ²	kN/m ³	kN
PLATEA	1.5		444	25	16650
LIVELLO -3	0.6		444	25	6660
LIVELLO -2	0.6		444	25	6660
LIVELLO -1	1		444	25	11100
COPERTURA	0.3		50	25	375
					Σ 41445

ORIZZONTAMENTI G2					
			A	g2k	Peso
-			m ²	kN/m ²	kN
PLATEA			444	10	4440
LIVELLO -3			444	2	888
LIVELLO -2			444	2	888
LIVELLO -1			444	20	8880
COPERTURA			50	1.8	90
					Σ 15186

PARETI ESTERNE					
	sp.	H	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
LIVELLO -3	1.2	10	110	25	33000
LIVELLO -2	1	8.5	110	25	23375
LIVELLO -1	1	6	110	25	16500
FUORI TERRA	0.3	9	30	25	2025
					Σ 74900

PARETI INTERNE					
	sp.	H	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
LIVELLO -3	0.6	10	50	25	7500
LIVELLO -2	0.6	8.5	8	25	1020
LIVELLO -1	0.6	6	8	25	720
FUORI TERRA				25	0
					Σ 9240

ACQUA DI INVASO GW					
	Hw	B	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
VANO POZZO	4	6.5	6.5	10	1690
					Σ 1690

Peso totale G1+G2+GW	142461	kN
Peso totale terreno rimosso	222000	kN

Si parla in questo caso di fondazione compensata poiché si compensa l’incremento di carico dato dall’edificio con il peso del terreno rimosso.

7.4.2 Platea MANUFATTO 2

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l’incremento di carico dato dall’edificio e il peso del terreno asportato.

TERRENO RIMOSSO		
H=	27	m
B ₁ =	15	
B ₂ =		m
L ₁ =	18	m
L ₂ =		m
γ =	20	kN/m ³
Peso=	145800	kN

ORIZZONTAMENTI G1					
	sp.		A	γ	Peso
-	m		m ²	kN/m ³	kN
PLATEA	1.5		270	25	10125
LIVELLO -3	0.6		270	25	4050
LIVELLO -2	0.6		270	25	4050
LIVELLO -1	1		270	25	6750
COPERTURA				25	0
					Σ 24975

ORIZZONTAMENTI G2					
			A	g _{2k}	Peso
-			m ²	kN/m ²	kN
PLATEA			270	10	2700
LIVELLO -3			270	2	540
LIVELLO -2			270	2	540
LIVELLO -1			270	128	34560
COPERTURA					0
					Σ 38340

PARETI ESTERNE					
	sp.	H	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
LIVELLO -3	1.2	13	66	25	25740
LIVELLO -2	1	8.5	66	25	14025
LIVELLO -1	1	6	66	25	9900
FUORI TERRA				25	0
					Σ 49665

PARETI INTERNE					
	sp.	H	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
LIVELLO -3				25	0
LIVELLO -2				25	0
LIVELLO -1				25	0
FUORI TERRA				25	0
					Σ 0

ACQUA DI INVASO GW					
	H _w	B	L	γ	Peso
-	m	m	m	kN/m ³	kN
VANO POZZO				10	0
					Σ 0

Peso totale G1+G2+GW	112980	kN
Peso totale terreno rimosso	145800	kN

Si parla in questo caso di fondazione compensata poiché si compensa l’incremento di carico dato dall’edificio con il peso del terreno rimosso.

7.5 Paratia di micropali

7.5.1 Analisi dei carichi

7.5.1.1 Peso proprio

Peso proprio clc $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Peso proprio acciaio $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

7.5.1.2 Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

7.5.1.3 Azione sismica

L’azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 “Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame, si considera una **vita nominale di 10 anni**, a cui corrisponde un **periodo di riferimento pari a 35 anni**.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it).

Per la valutazione dell’azione sismica sono stati utilizzati i seguenti parametri progettuali:

- Classe d’uso IV – CU=2.0
- Vita Nominale (Vn) = 10 anni
- Categoria di suolo: B
- Categoria topografica: T1



Figura 7-6 - Individuazione del sito



Figura 7-7 - Vita nominale e classe d'uso

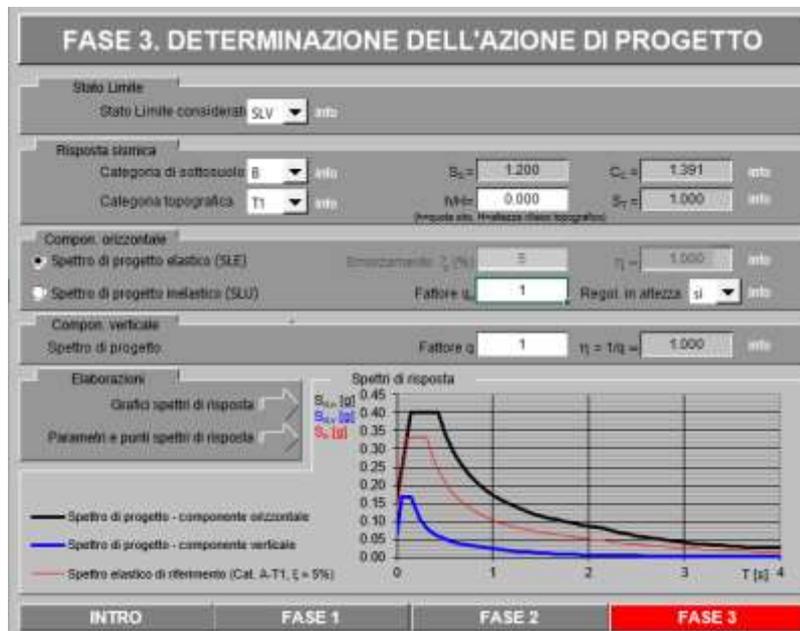


Figura 7-8 – Definizione parametri dell'azione di progetto

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.137 g
F_o	2.431
T_c	0.309 s
S_s	1.200
C_c	1.391
S_T	1.000
q	1.000

Tabella 9 - Parametri indipendenti

Con riferimento allo stato limite SLV (10% della probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR), per l’area di studio il valore massimo della accelerazione su suolo rigido pianeggiante è $a_g = \mathbf{0.137g}$. Considerando il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.2$ e topografica $S_T = 1.0$, si ottiene la accelerazione massima in sito $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = \mathbf{0.164g}$.

7.5.1.4 Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito ϕ' tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

7.5.2 Verifiche

7.5.2.1 Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

7.5.2.2 Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l’altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

7.5.2.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{Gk}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

7.5.3 Analisi Numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali in corrispondenza dei n°2 MANUFATTI di Collegamento al Peschiera destro. E’ stato realizzato un modello di calcolo, per la paratia di micropali $\Phi 300$ con altezza di scavo $H=26$ m, con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche e sismiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU ed SLV.

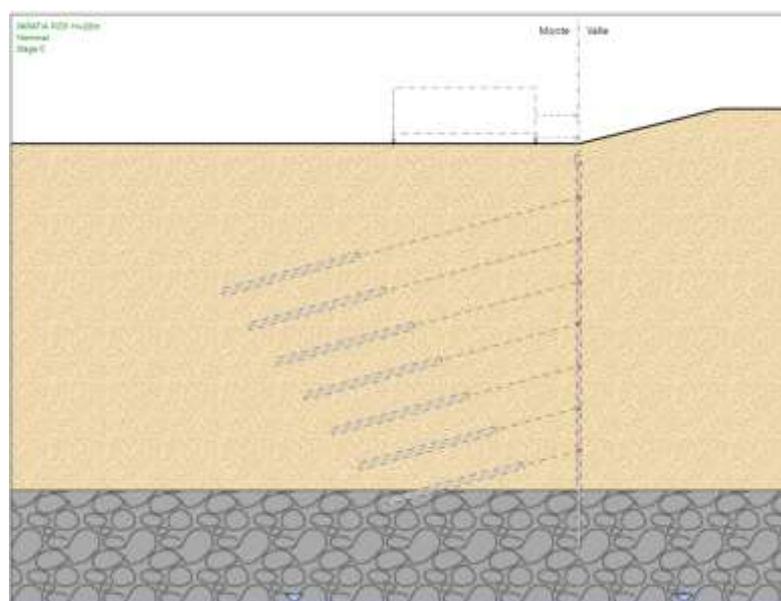
Nella seguente tabella si riassumono stratigrafia e parametri considerati:

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UMS Sabbia / Ghiaia	20	0	41	$E_{vc} = 113000$ $E_{ur} = 180800$
	MAI Roccia	28	3500	28	$E_{vc} = 10361000$ $E_{ur} = 16577800$

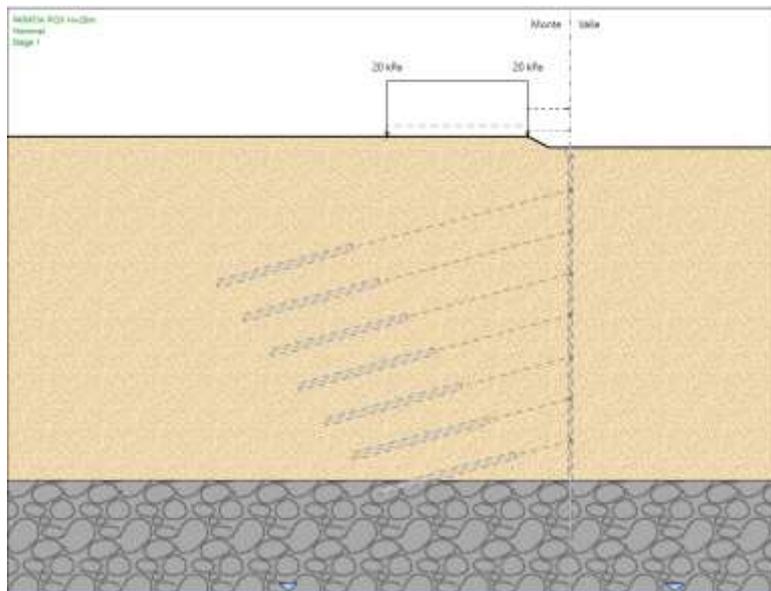
Tabella 10 – Modello geotecnico

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

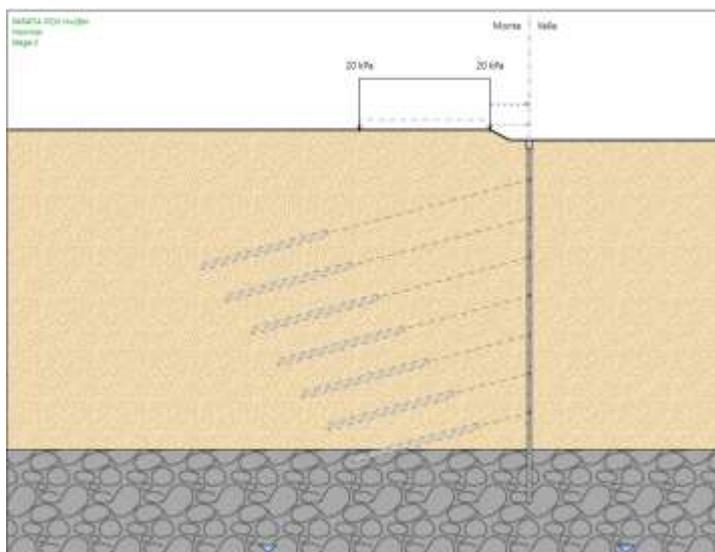
Stage 0 - Generazione delle tensioni litostatiche nel terreno



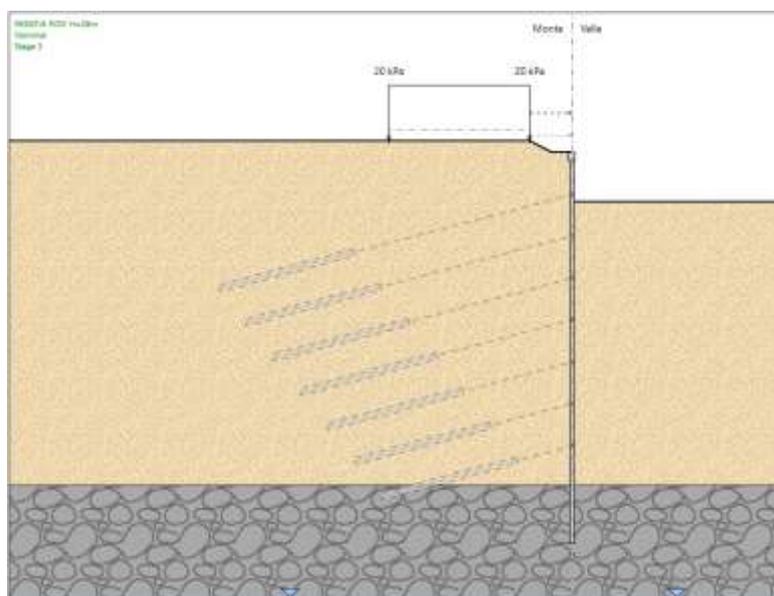
Stage 1 – Prescavo e applicazione del sovraccarico accidentale



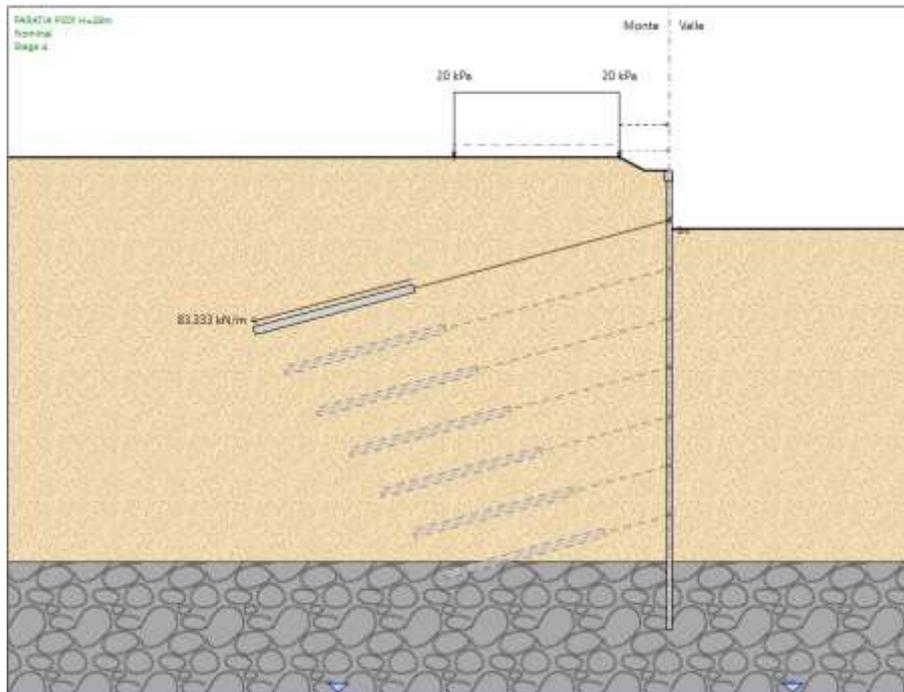
Stage 2 – Realizzazione opera di sostegno



Stage 3 – Scavo a -3.5m da piano campagna



Stage 4 – Installazione 1° ordine di tiranti a -3 m da piano campagna



Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un 1° ordine di tiranti attivi con quattro trefoli da 0.6” a 3 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. E’ previsto un tiro di 200 kN per ciascun tirante. La lunghezza totale dei tiranti è di 26 m, di cui 10 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

The image shows a software interface with two main windows: "Proprietà Tirante" and "Catalogo Sezioni Tiranti".

Proprietà Tirante (Anchor Properties):

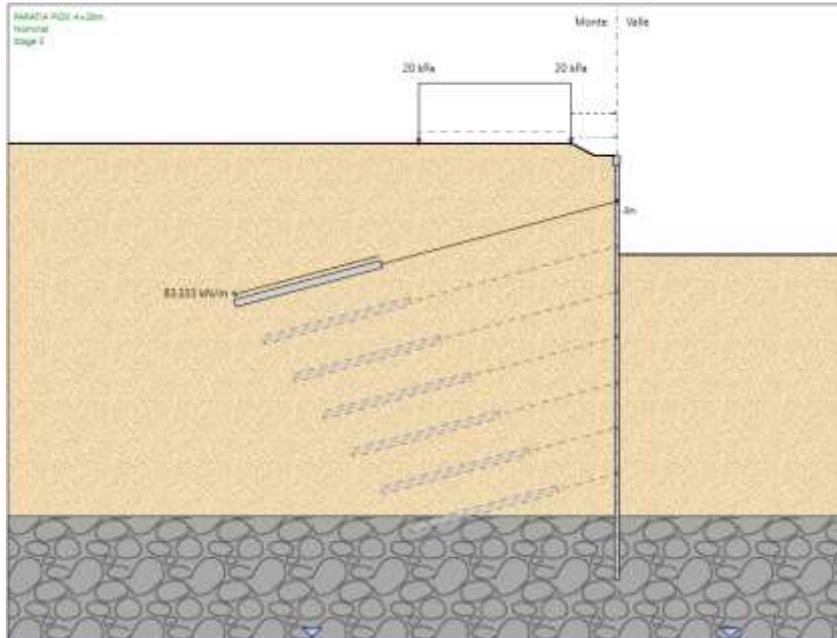
- Nome: 1° ORDINE
- Muro: Left Wall
- D.S.: PARATIA PiDX t
- Data: Dati dipendenti dallo stage
- Posizione: X = 0 m, Z = -3 m
- Avanzate:
 - Connetti al nodo Slave
 - Connetti a trave di ripartizione
 - 2xHEB160 1°
 - Modifica trave di ripartizione
- Dati Tirante:
 - Sezione: 4 x 0.6"
 - L. Libera: 16 m, Angolo: 15°
 - L. Bulbo (Lfix): 10 m, Passo orizz.: 2.4 m
 - Efficacia bulbo (%): 100, Precarico: 200 kN
 - Diametro Perforazione: 0.15 m
 - Usa coefficienti di aderenza personalizzati
 - Metodo di Iniezione: GRAVITY_GROUTING
 - α : 1.1, Qskin: 220 kPa
 - Vincolo Permanente
 - Comportamento Plastico, Carico Ultimo: [] kN

Catalogo Sezioni Tiranti (Anchor Section Catalog):

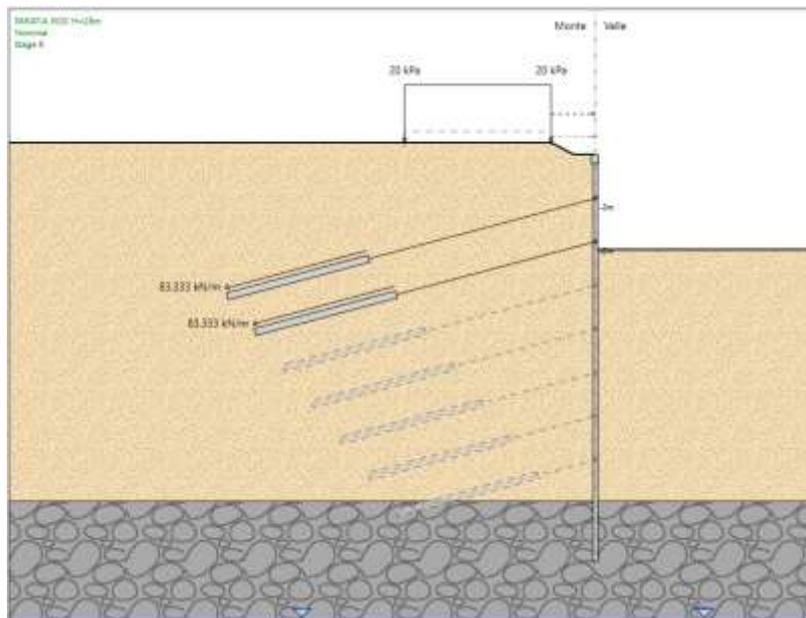
- Nome: 4 x 0.6"
- Dati Ancoraggio: Materiale: C25/30
- Dati Trefolo:
 - Materiale: acciaio armonico
 - Trefoli ϕ : 0.6", No: 4
 - Barre ϕ : []
 - Area personalizzata
 - Area: 0.000556 m²
- Buttons: Aggiungi, Cancella, Applica, OK, Annulla

Diagram: A cross-sectional diagram showing the anchor layout in a wall. The wall is on the left, and the anchors are shown as inclined lines extending into the soil. The soil is represented by a textured yellow area, and the bottom is a grey area representing a foundation or ground level. Vertical depth markers on the right indicate levels at -12m, -15m, -18m, and -21m.

Stage 5 – Scavo a -6.5m da piano campagna



Stage 6 – Installazione 2° ordine di tiranti a -6 m da piano campagna



Al fine di contenere la deformabilità dell'opera è previsto un 2° ordine di tiranti attivi con quattro trefoli da 0.6" a 6 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 15° sull'orizzontale. E' previsto un tiro di 200 kN per ciascun tirante. La lunghezza totale dei tiranti è di 24 m, di cui 10 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

Proprietà Tirante

Nome: 2° ORDINE Muro: Left Wall D.S.: PARATIA PiDX

Data: Dati dipendenti dallo stage

Posizione: X: 0 m, Z: -6 m

Avanzate: Connetti al nodo Slave, Connetti a trave di ripartizione, 2xHEB160 2*, Modifica trave di ripartizione

Dati Tirante

Sezione: 4 x 0.6" (Modifica...)

L. Libera: 14 m > Angolo: 15°

L. Bulbo (Lfix): 10 m Passo orizz.: 2.4 m

Efficacia bulbo (%): 100 Precarico: 200 kN

Diametro Perforazione: 0.15 m

Usa coefficienti di aderenza personalizzati

Metodo di Iniezione: GRAVITY_GROUTING

α: 1.1 Qskin: 220 kPa

Vincolo Permanente

Comportamento Plastico Carico Ultimo: kN

Catalogo Sezioni Tiranti

4 x 0.6" Nome: 4 x 0.6"

5 x 0.6" Dati Ancoraggio: Materiale: C25/30

Dati Trefolo: Materiale: acciaio armonico

Trefoli: ø: 0.6" No: 4

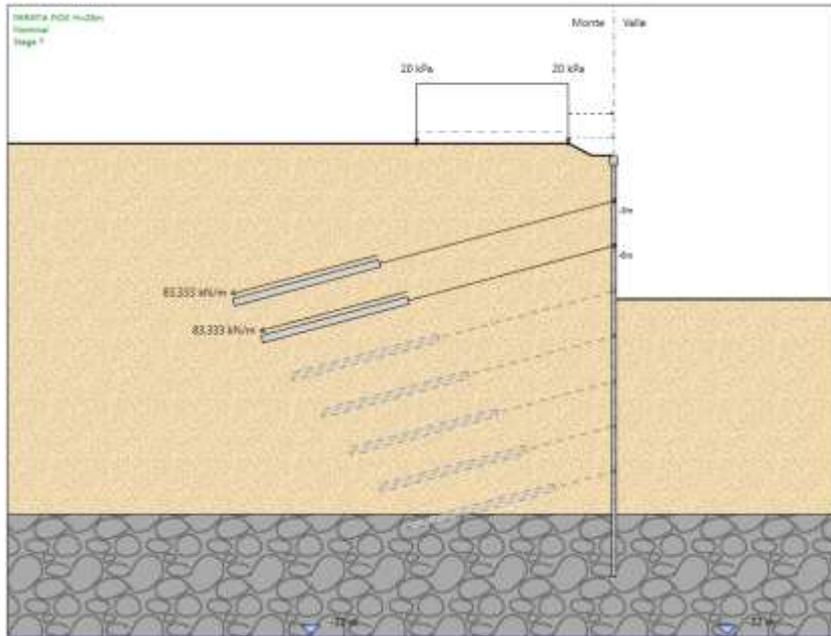
Barre: ø: No: Area personalizzata

Area: 0.000556 m²

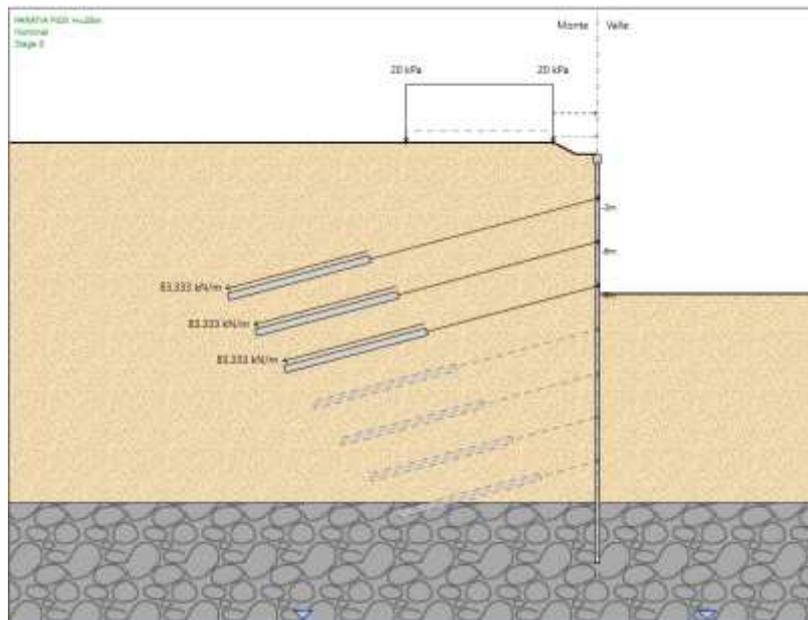
Aggiungi Cancella Applica OK Annulla

Diagramma: Sezione trasversale del muro con tiranti inclinati a 15° in un terreno. Le profondità dei tiranti sono indicate a -12m, -15m, -18m e -21m. La base del muro è in un materiale granulare.

Stage 7 – Scavo a -9.5m da piano campagna



Stage 8 – Installazione 3° ordine di tiranti a -9 m da piano campagna



Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un 3° ordine di tiranti attivi con quattro trefoli da 0.6” a 9 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. E’ previsto un tiro di 200 kN per ciascun tirante. La lunghezza totale dei tiranti è di 22 m, di cui 10 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

Proprietà Tirante

Nome: 3° ORDINE Muro: Left Wall D.S.: PARATIA PIDX I

Data Dati dipendenti dallo stage

Posizione: X: 0 m, Z: -9 m

Avanzate: Connetti al nodo Slave, Connetti a trave di ripartizione, 2xHEB160 3°, Modifica trave di ripartizione

Dati Tirante

Sezione: 4 x 0.6" (Modifica...)

L. Libera: 12 m > Angolo: 15°

L. Bulbo (Lfix): 10 m Passo orizz.: 2.4 m

Efficacia bulbo (%): 100 Precarico: 200 kN

Diametro Perforazione: 0.15 m

Usa coefficienti di aderenza personalizzati

Metodo di Iniezione: GRAVITY_GROUTING

α: 1.1 Qskin: 220 kPa

Vincolo Permanente

Comportamento Plastico Carico Ultimo: kN

Catalogo Sezioni Tiranti

Nome: 4 x 0.6" Dati Ancoraggio: Materiale: C25/30

Dati Trefolo: Materiale: acciaio armonico

Trefoli ø: 0.6" N₀: 4

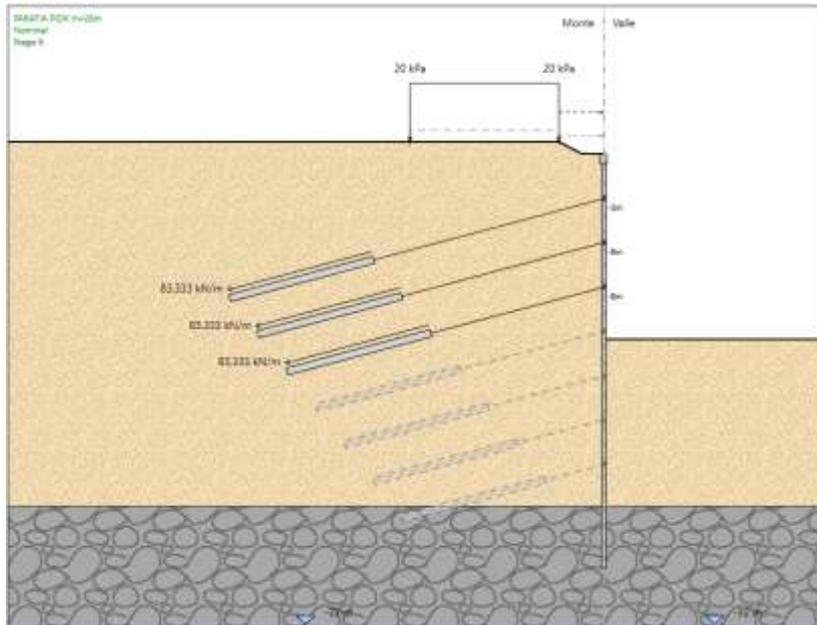
Barre ø: Area personalizzata

Area: 0.000556 m²

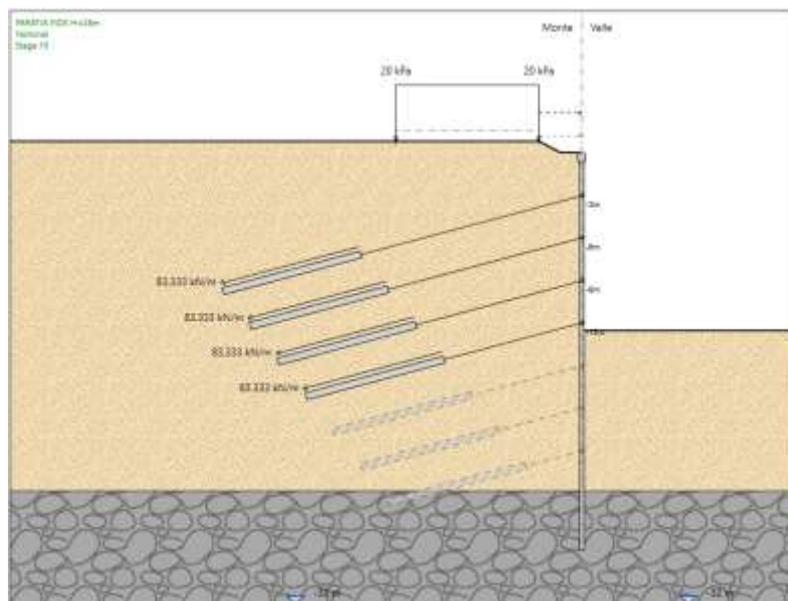
Aggiungi Cancella Applica OK Annulla

Visualizzazione grafica: Diagramma di un muro con tiranti ancorati a profondità di -12m, -15m, -18m e -21m. Il tirante è inclinato a 15° e ancorato in un terreno con grouting.

Stage 9 – Scavo a -12.5m da piano campagna



Stage 10 – Installazione 4° ordine di tiranti a -12 m da piano campagna



Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un 4° ordine di tiranti attivi con quattro trefoli da 0.6” a 12 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. E’ previsto un tiro di 200 kN per ciascun tirante. La lunghezza totale dei tiranti è di 20 m, di cui 10 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

The image shows two overlapping software windows. The left window, titled 'Proprietà Tirante', contains the following settings:

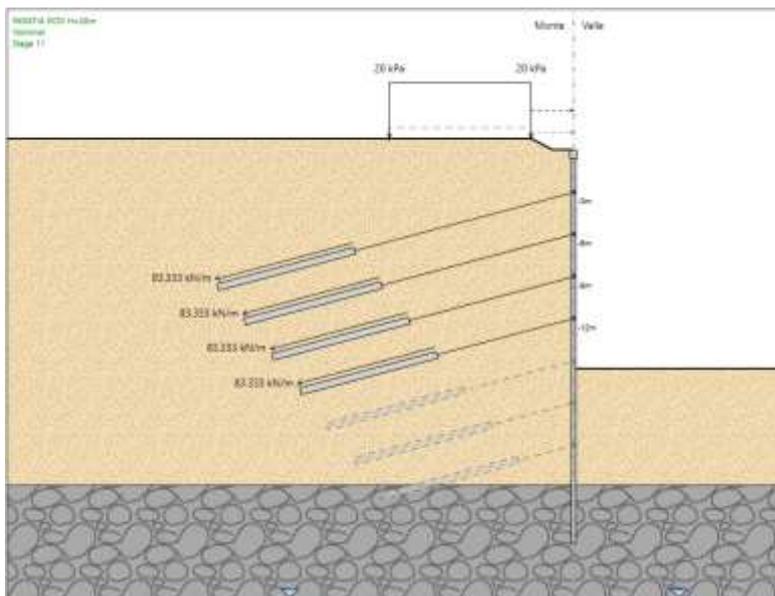
- Nome: 4° ORDINE
- Muro: Left Wall
- D.S.: PARATIA PiDX F
- Data: Dati dipendenti dallo stage
- Posizione: X = 0 m, Z = -12 m
- Avanzate:
 - Connetti al nodo Slave
 - Connetti a trave di ripartizione
 - 2xHEB160 4°
 - Modifica trave di ripartizione
- Dati Tirante:
 - Sezione: 4 x 0.6"
 - L. Libera: 10 m
 - Angolo: 15°
 - L. Bulbo (Lfix): 10 m
 - Passo orizz.: 2.4 m
 - Efficacia bulbo (%): 100
 - Precarico: 200 kN
 - Diametro Perforazione: 0.15 m
 - Usa coefficienti di aderenza personalizzati
 - Metodo di Iniezione: GRAVITY_GROUTING
 - α: 1.1
 - Qskin: 220 kPa
 - Vincolo Permanente
 - Comportamento Plastico
 - Carico Ultimo: [] kN

The right window, titled 'Catalogo Sezioni Tiranti', shows:

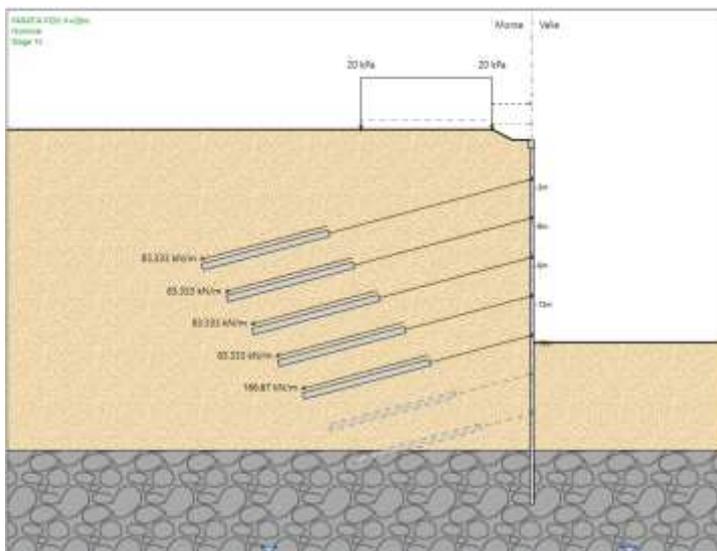
- Nome: 4 x 0.6"
- Dati Ancoraggio: Materiale C25/30
- Dati Trefolo:
 - Materiale: acciaio armonico
 - Trefoli ø 0.6" N₀ 4
 - Barre ø []
 - Area personalizzata
 - Area: 0.000556 m²
- Buttons: Aggiungi, Cancella, Applica, OK, Annulla

At the bottom, a cross-sectional diagram shows a wall with four cables anchored at depths of -12m, -15m, -18m, and -21m. The cables are inclined at 15 degrees. The bottom part of the diagram shows a stone masonry foundation.

Stage 11 – Scavo a -15.5m da piano campagna



Stage 12 – Installazione 5° ordine di tiranti a -15 m da piano campagna



Al fine di contenere la deformabilità dell'opera è previsto un 5° ordine di tiranti attivi con quattro trefoli da 0.6" a 15 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 1.2 m, con inclinazione 15° sull'orizzontale. E' previsto un tiro di 200 kN per ciascun tirante. La lunghezza totale dei tiranti è di 18 m, di cui 10 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

Proprietà Tirante

Nome: 5° ORDINE Muro: Left Wall D.S.: PARATIA PIDX F

Data: **Dati dipendenti dallo stage**

Posizione: X: 0 m, Z: -15 m

Avanzate: Connetti al nodo Slave, Connetti a trave di ripartizione, 2xHEB160 5°, Modifica trave di ripartizione

Dati Tirante

Sezione: 4 x 0.6" (Modifica...)

L. Libera: 8 m, Angolo: 15°

L. Bulbo (Lfix): 10 m, Passo orizz.: 1.2 m

Efficacia bulbo (%): 100, Precarico: 200 kN

Diametro Perforazione: 0.15 m

Usa coefficienti di aderenza personalizzati

Metodo di Iniezione: GRAVITY_GROUTING

α: 1.1, Qskin: 220 kPa

Vincolo Permanente

Comportamento Plastico, Carico Ultimo: [] kN

Catalogo Sezioni Tiranti

Nome: 4 x 0.6"

Dati Ancoraggio: Materiale: C25/30

Dati Trefolo: Materiale: acciaio armonico

Trefoli: ø: 0.6", No: 4

Barre: ø: []

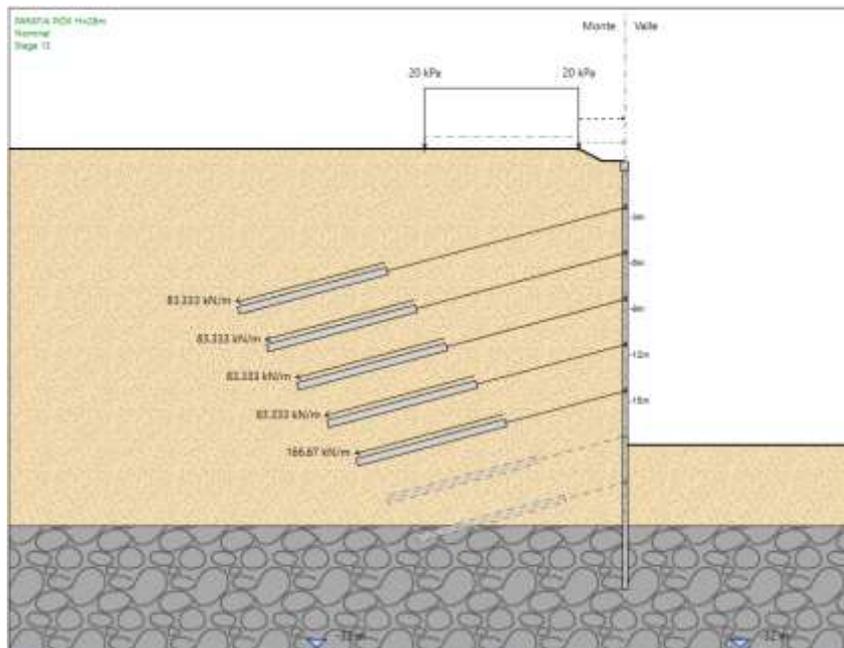
Area personalizzata

Area: 0.000556 m²

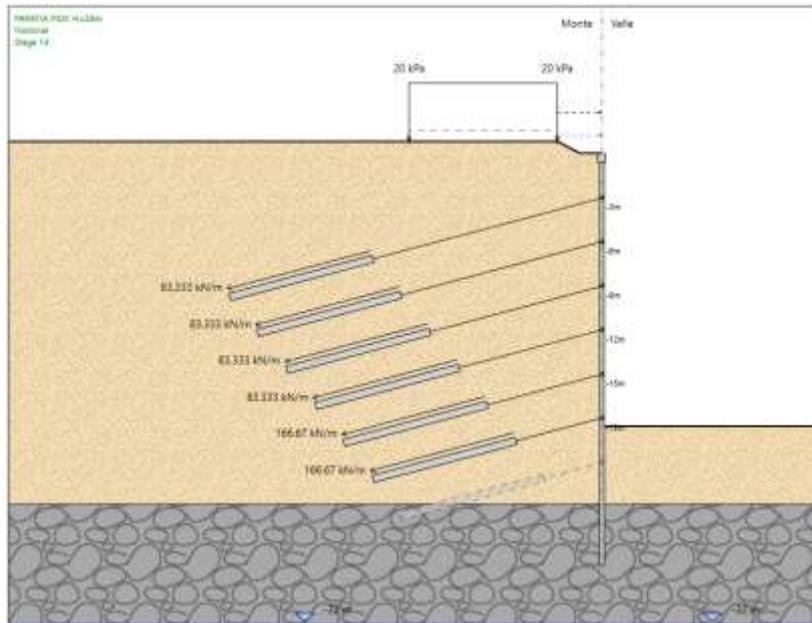
Aggiungi, Cancelli, Applica, OK, Annulla

Visualizzazione grafica: Sezione trasversale con tiranti inclinati a 15° in un terreno granulare. Le profondità dei tiranti sono indicate a -12m, -15m, -18m e -21m. La base è costituita da un materiale a blocchi.

Stage 13 – Scavo a -18.5m da piano campagna



Stage 14 – Installazione 6° ordine di tiranti a -18 m da piano campagna



Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un 6° ordine di tiranti attivi con quattro trefoli da 0.6” a 18 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 1.2 m, con inclinazione 15° sull’orizzontale. E’ previsto un tiro di 200 kN per ciascun tirante. La lunghezza totale dei tiranti è di 16 m, di cui 10 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

Proprietà Tirante

Nome: 6° ORDINE Muro: Left Wall D.S.: PARATIA PiDX

Data: **Dati dipendenti dallo stage**

Posizione

X: 0 m

Z: -18 m

Avanzate

Connetti al nodo Slave

Connetti a trave di ripartizione

2xHEB 160 6°

Modifica trave di ripartizione

Dati Tirante

Sezione: 4 x 0.6" Modifica...

L. Libera: 6 m > Angolo: 15°

L. Bulbo (Lfix): 10 m Passo orizz.: 1.2 m

Efficacia bulbo (%): 100 Precarico: 200 kN

Diametro Perforazione: 0.15 m

Usa coefficienti di aderenza personalizzati

Metodo di Iniezione: GRAVITY_GROUTING

α: 1.1 Qskin: 220 kPa

Vincolo Permanente

Comportamento Plastico Carico Ultimo: kN

Catalogo Sezioni Tiranti

Nome: 4 x 0.6"

Dati Ancoraggio

Materiale: C25/30

Dati Trefolo

Materiale: acciaio armonico

Trefoli ø: 0.6" N₀: 4

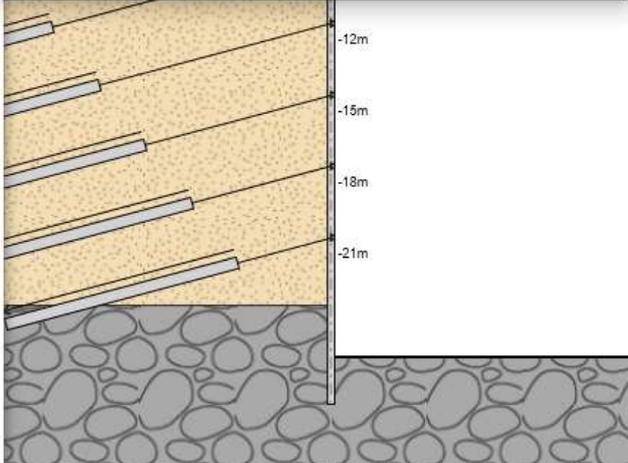
Barre ø: N₀:

Area personalizzata

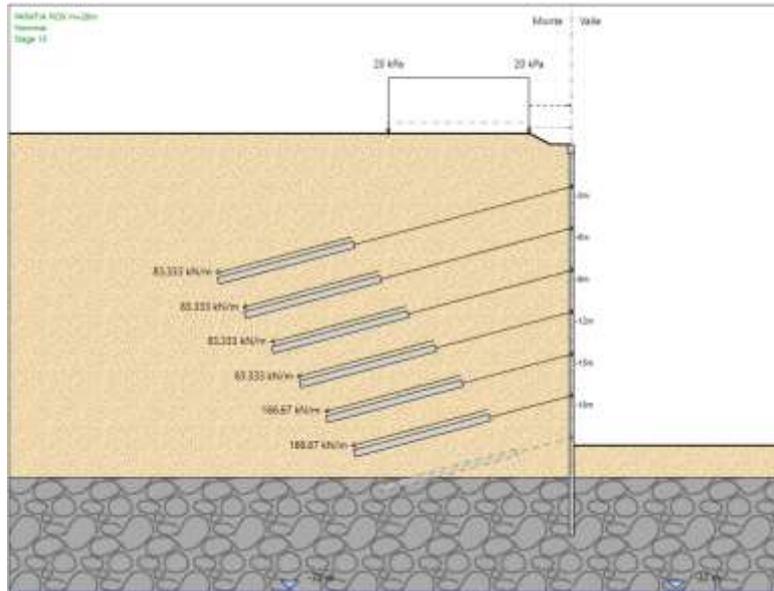
Area: 0.000556 m²

Aggiungi Cancella

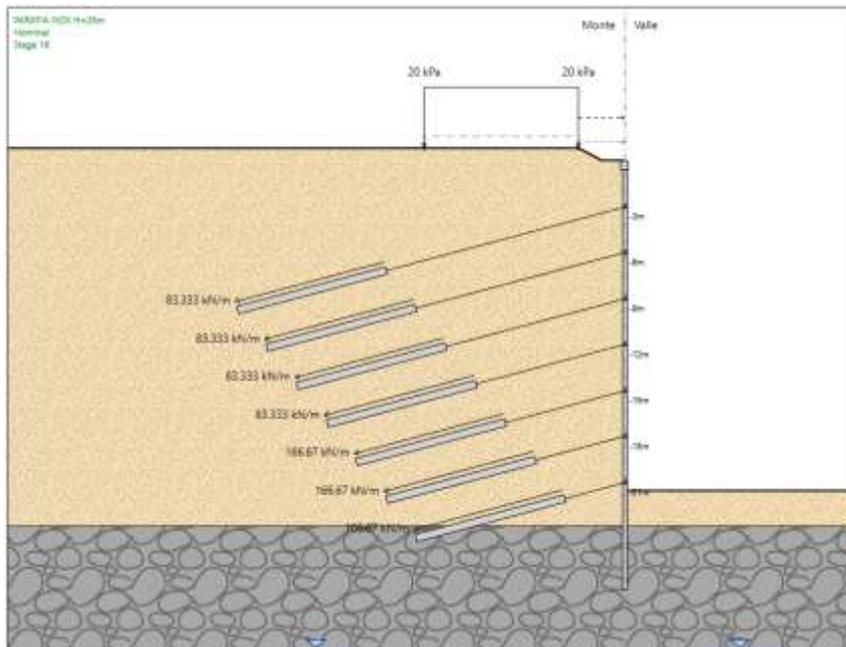
Applica OK Annulla



Stage 15 – Scavo a -21.5m da piano campagna



Stage 16 – Installazione 7° ordine di tiranti a -21 m da piano campagna



Al fine di contenere la deformabilità dell'opera è previsto un 7° ordine di tiranti attivi con quattro trefoli da 0.6" a 21 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 1.2 m, con inclinazione 15° sull'orizzontale. E' previsto un tiro di 200 kN per ciascun tirante. La lunghezza totale dei tiranti è di 14 m, di cui 10 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

Proprietà Tirante

Nome: 7° ORDINE Muro: Left Wall D.S.: PARATIA PIDX P

Data: **Dati dipendenti dallo stage**

Posizione: X: 0 m, Z: -21 m

Avanzate: Connetti al nodo Slave, Connetti a trave di ripartizione, 2x HEB 160 7°, Modifica trave di ripartizione

Dati Tirante: Sezione: 4 x 0.6'' (Modifica...)

L. Libera: 4 m > Angolo: 15°

L. Bulbo (Lfix): 10 m Passo orizz.: 1.2 m

Efficacia bulbo (%): 100 Precarico: 200 kN

Diametro Perforazione: 0.15 m

Usa coefficienti di aderenza personalizzati

Metodo di Iniezione: GRAVITY_GROUTING

α: 1.1 Qskin: 220 kPa

Vincolo Permanente

Comportamento Plastico Carico Ultimo: kN

Catalogo Sezioni Tiranti

Nome: 4 x 0.6''

Dati Ancoraggio: Materiale: C25/30

Dati Trefolo: Materiale: acciaio armonico

Trefoli: ø 0.6'' No: 4

Barre: ø No: 4

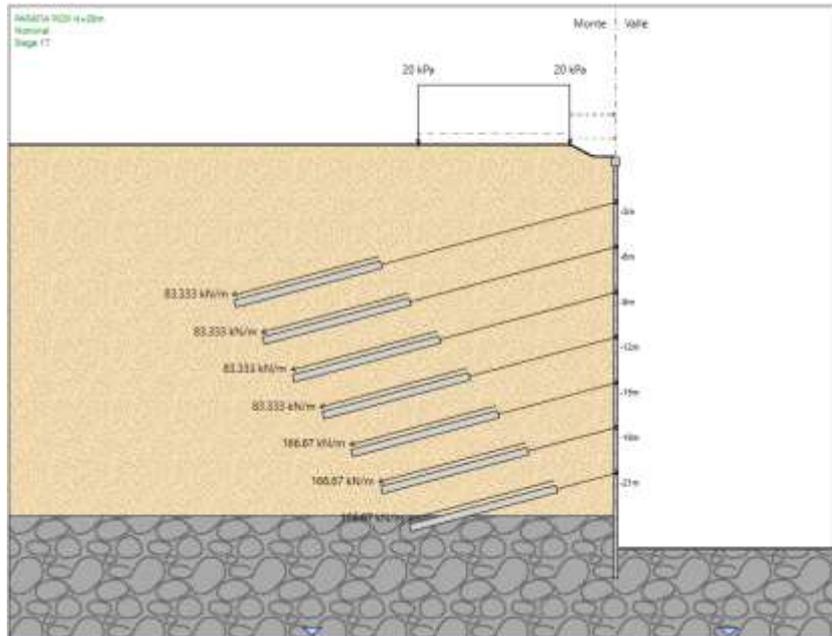
Area personalizzata

Area: 0.000556 m²

Aggiungi, Cancelli, Applica, OK, Annulla

Diagramma: Profondità di ancoraggio (12m, 15m, 18m, 21m)

Stage 17 – Fondo scavo (+50cm NTC 6.5.2.2)



Stage 18 – Applicazione del sisma

7.5.4 Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

7.5.4.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) e SLV.

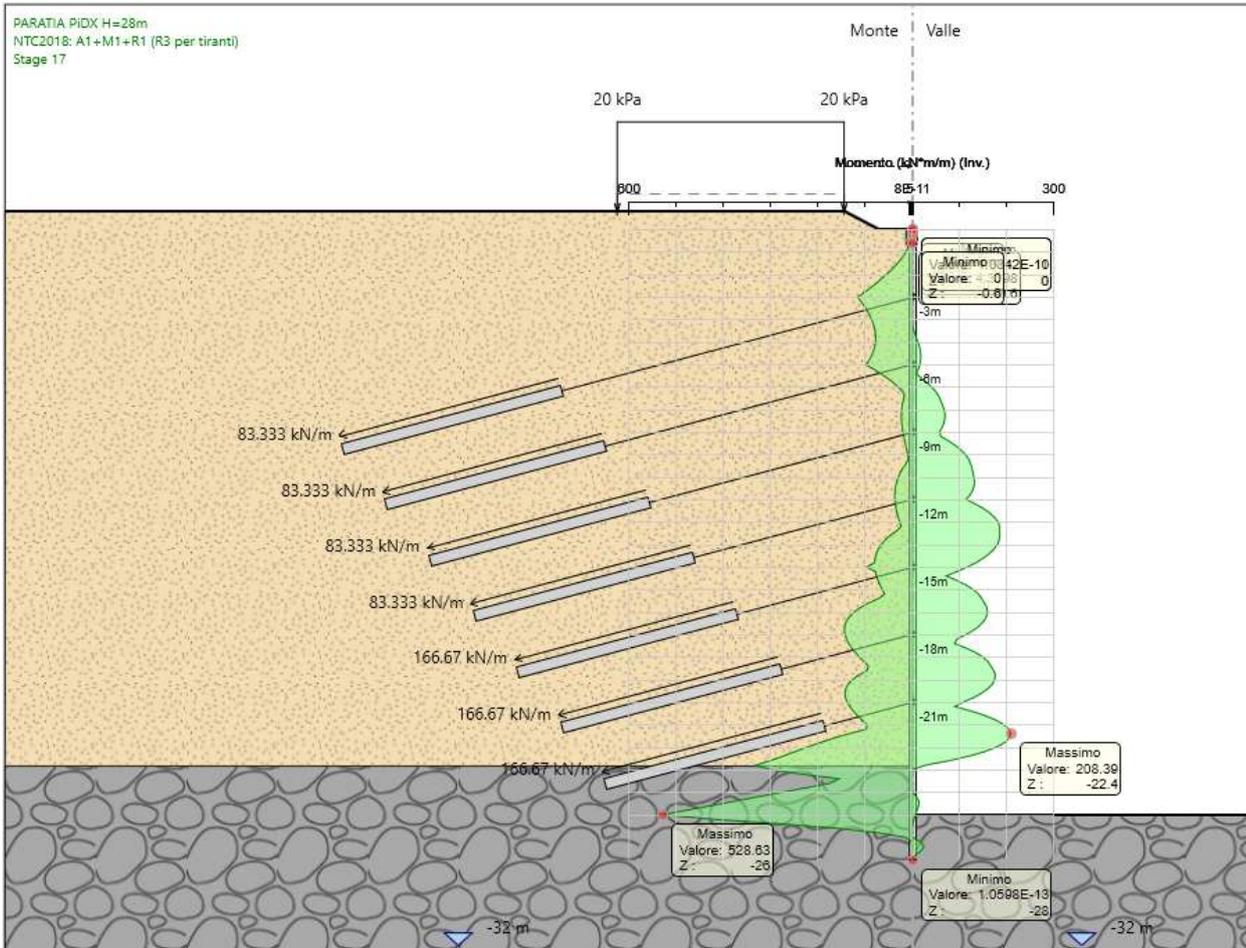


Figura 7-9 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

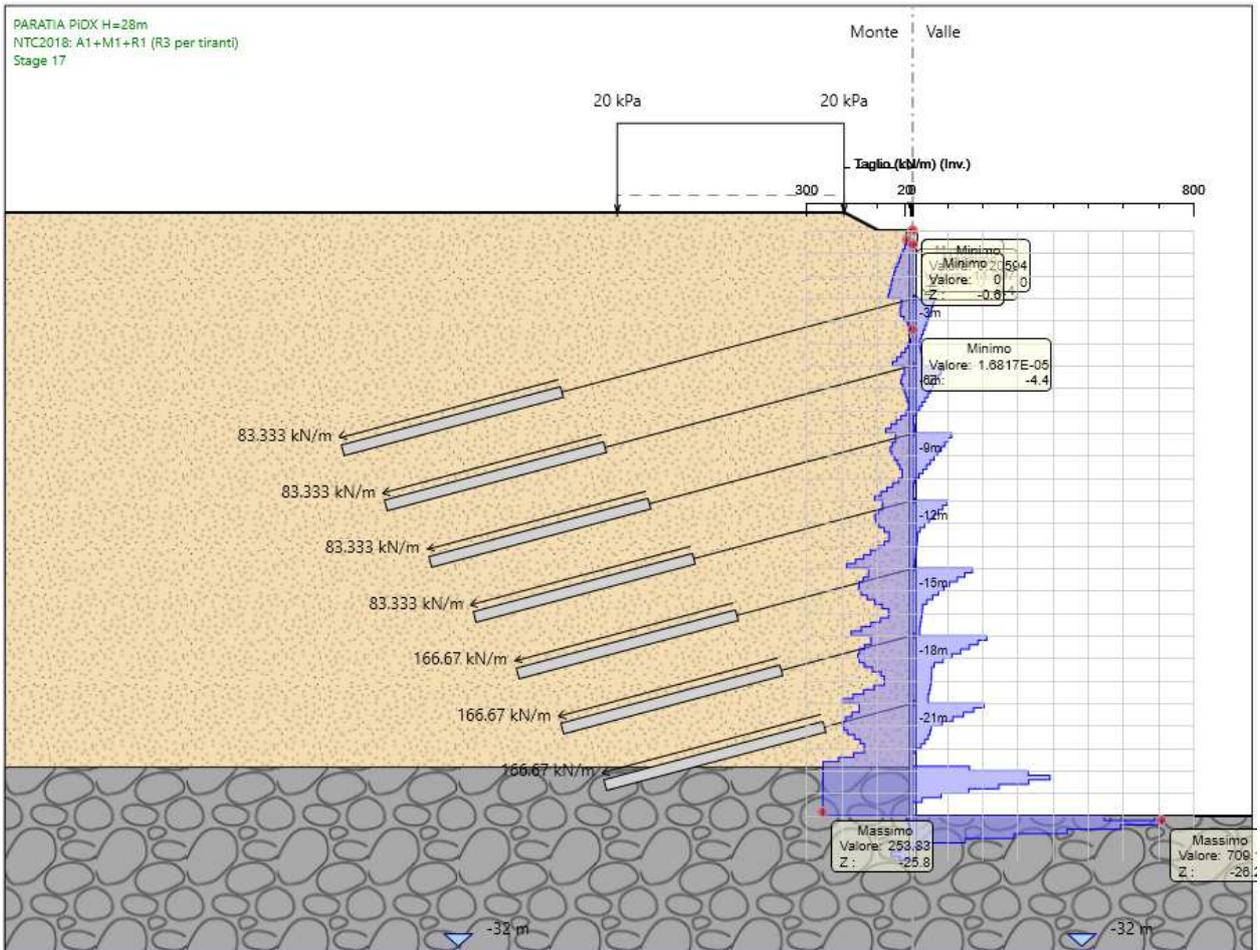


Figura 7-10 – Diagramma del taglio – sezione A-A

7.5.4.2 Configurazioni deformate

Si riportano di seguito gli spostamenti esibiti dalla struttura per le combinazioni di carico analizzate.

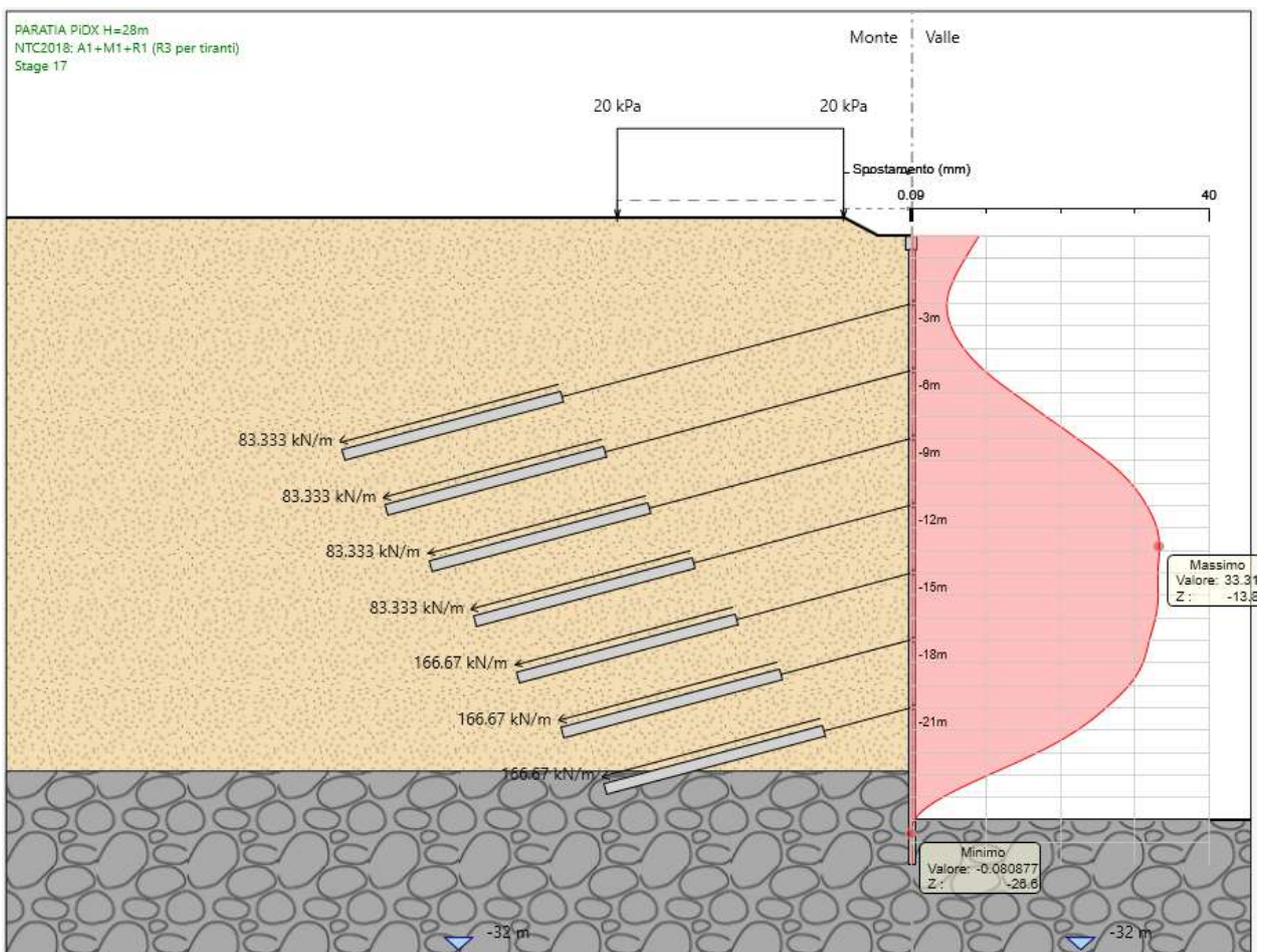


Figura 7-11 – Diagramma spostamenti orizz. – comb. A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

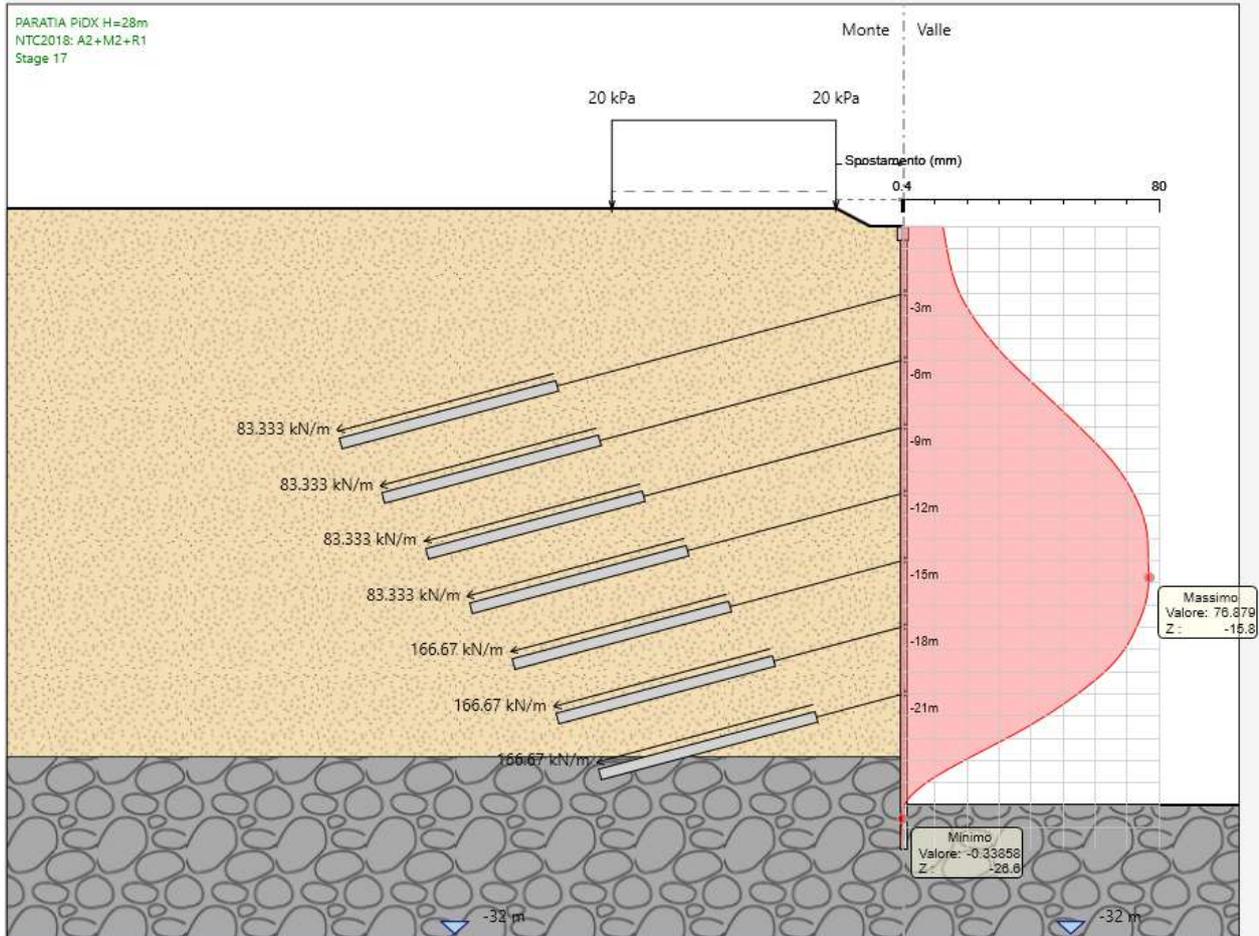


Figura 7-12 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. A2+M2+R1

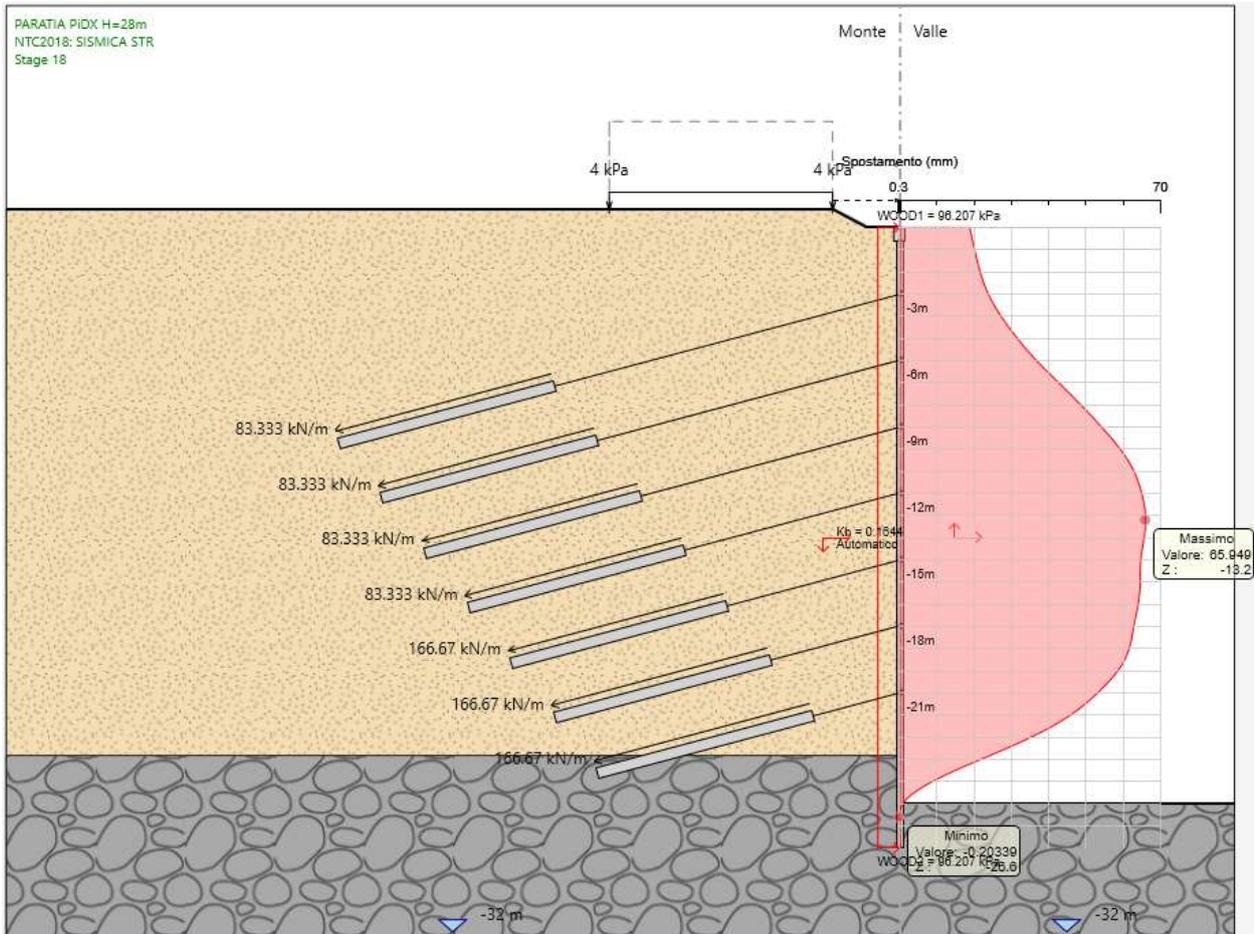


Figura 7-13 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SISMICA STR

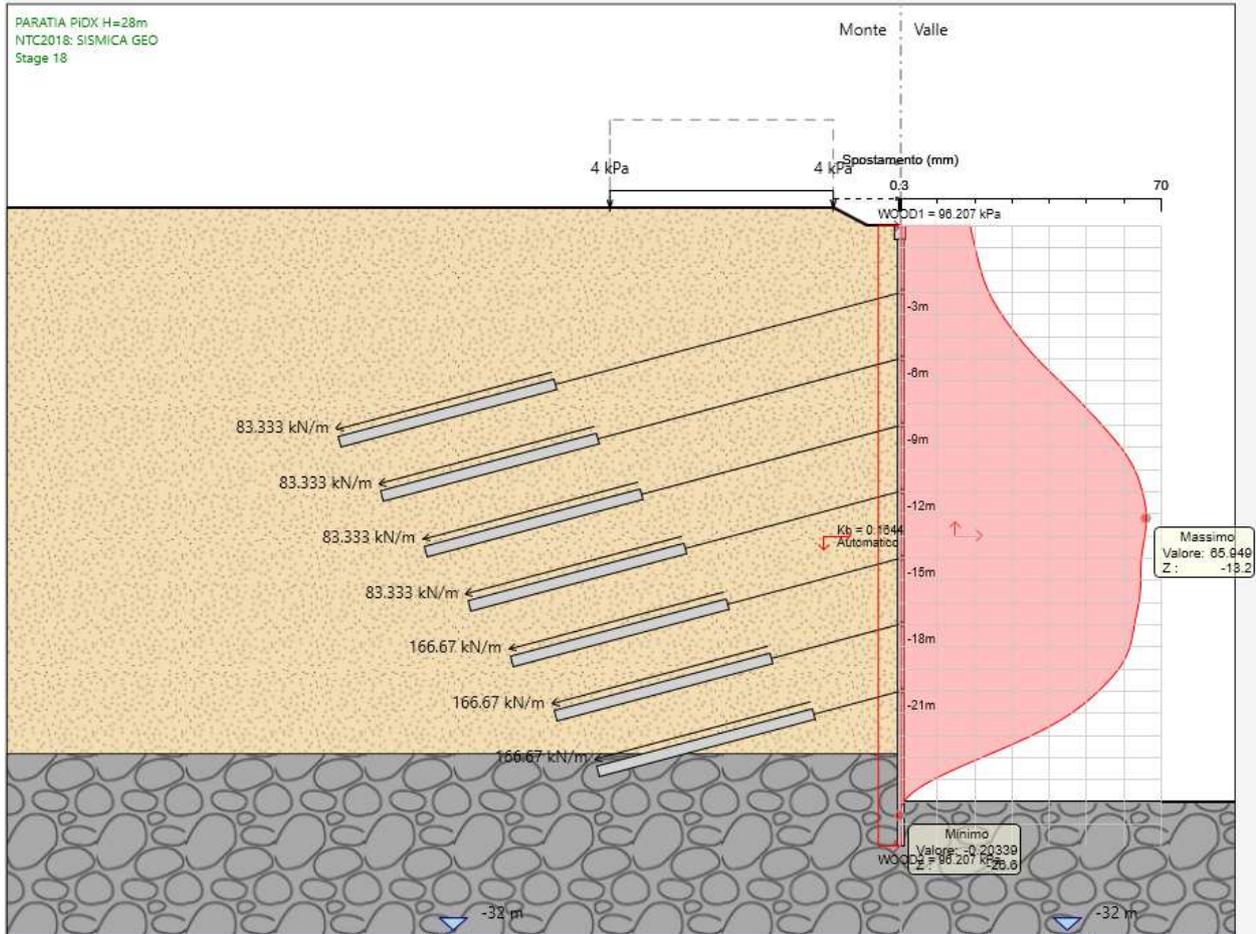


Figura 7-14 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SISMICA GEO

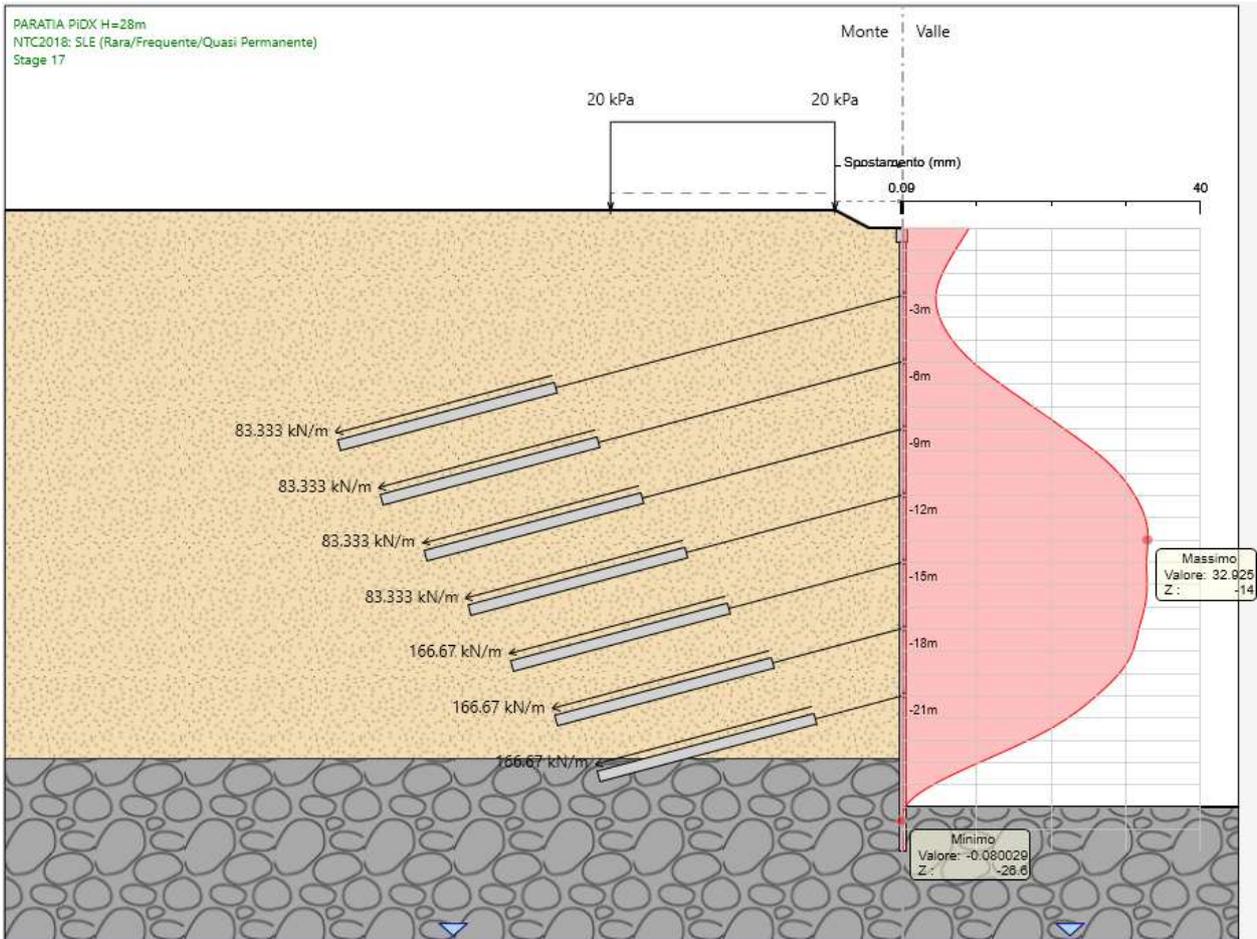


Figura 7-15 – Diagramma spostamenti orizzontali – comb. SLE

7.5.4.3 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 3.30cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 2600/200 = 13.00\text{cm}$, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

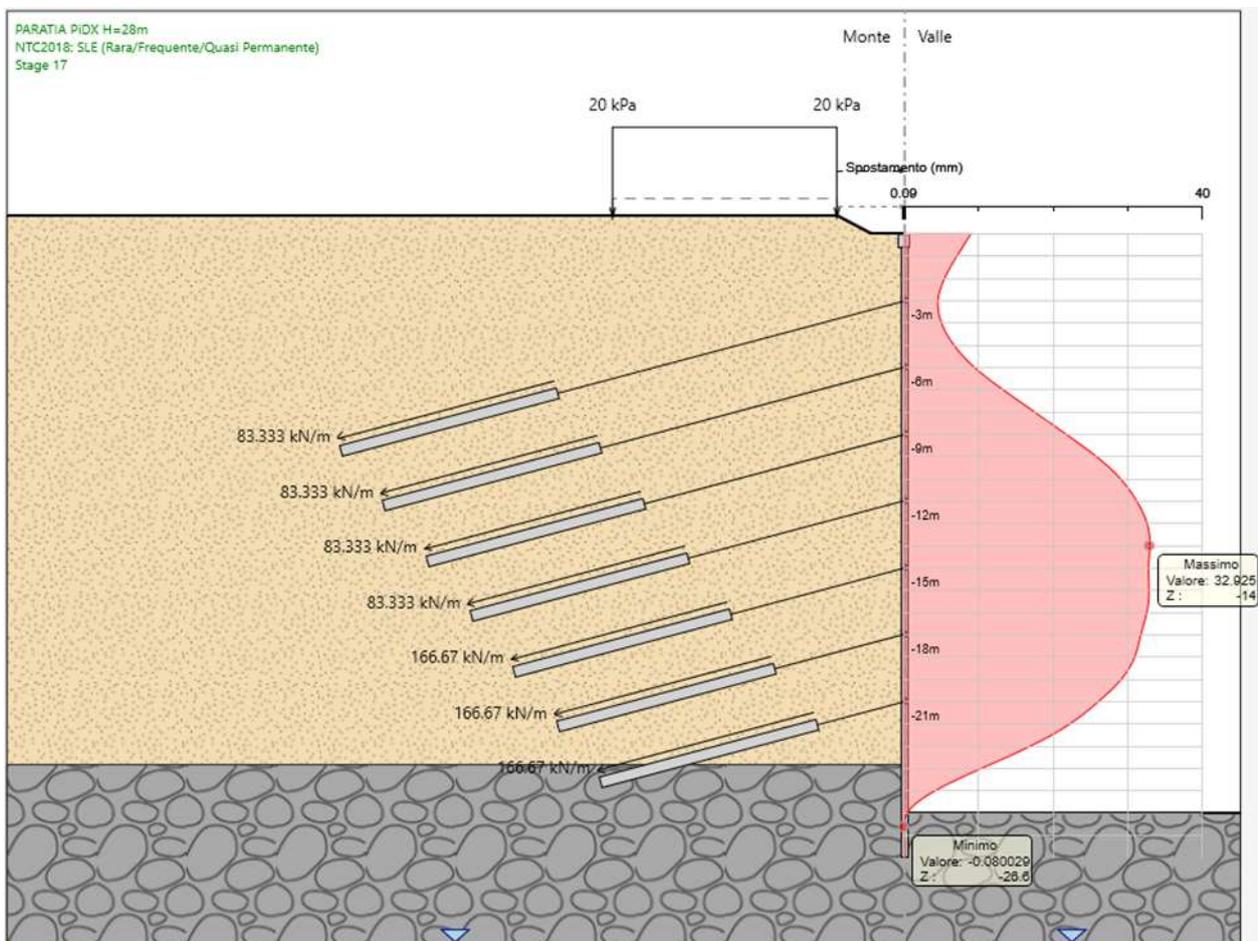


Figura 7-16 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

7.5.4.4 Verifica strutturale dei micropali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per l’armatura dei micropali costituita da un tubolare $\phi 219.1 \times 16$ mm in acciaio S355.

	Mmax (kNm)	Tmax (kN)	z (m)
$\phi 219.1 \times 16$ mm	212	284	0
			-28

Tabella 11 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo NTC2018

Diametro esterno nominale	D	219.10	[mm]
Spessore nominale	t	16.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	187.10	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	102.0	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	5294	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	7.20	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	483	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	661	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355	[Mpa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Classificazione			
Diametro	d	219.10	[mm]
Spessore	t	16.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	13.6938	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	284	[kN]	
A _v	64.992	[cm ²]	Area a taglio
γ _{Mo}	1.05		
V _{c,Rd}	1268.6	[kN]	Resistenza a taglio
			FS 4.5
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione			

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	212	[kNm]	
M _{c,Rd}	224	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 1.1

7.5.4.5 Verifica tiranti

La verifica geotecnica a sfilamento delle barre di ancoraggio è stata condotta secondo quanto previsto per i tiranti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per quanto riguarda azioni e parametri del terreno e di un coefficiente parziale sulle resistenze γ_R pari a 1.1 per tiranti temporanei (tabella 6.6.I delle NTC).

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ viene determinato dalla resistenza di calcolo $R_{a,c}$ (considerando il suo valor medio) attraverso il fattore di correlazione (ξ_{a3} in funzione del numero di verticali di indagine ($\xi_{a3} = 1.8$ nel caso in esame avendo a disposizione 1 verticale di indagine):

$$R_{a,k} = R_{a,c} / \xi_{a3}$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c} = D \cdot \alpha \cdot p \cdot L \cdot \tau_s$$

Dove:

D = diametro di perforazione

α = coefficiente di maggiorazione del diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno e di iniezione, assunto pari a 1.10 nel caso in esame per le unità geotecniche attraversate dai tiranti. È stata adottata la tecnica di iniezione globale unica (IGU);

L = lunghezza del bulbo di ancoraggio

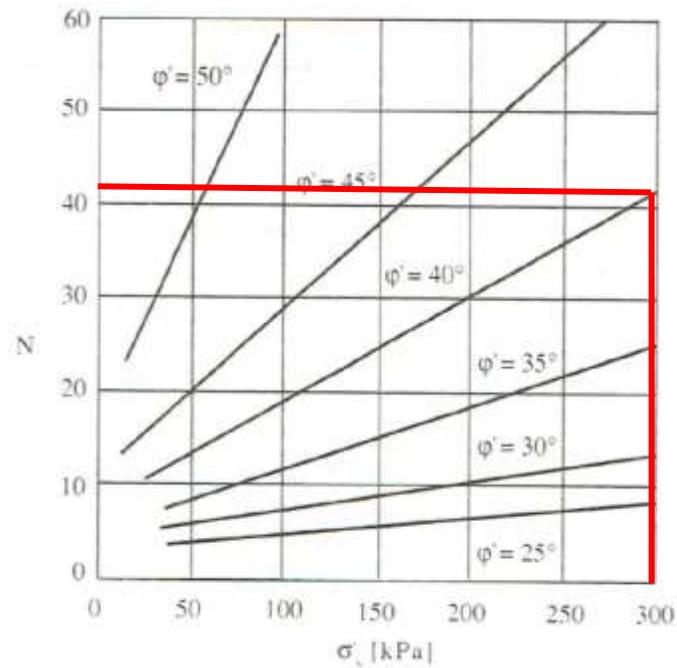
τ_s = tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS*	IGU**
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossolana	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2	1.2
Marna	1.8	1.1 - 1.2
Marna calcarea	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1

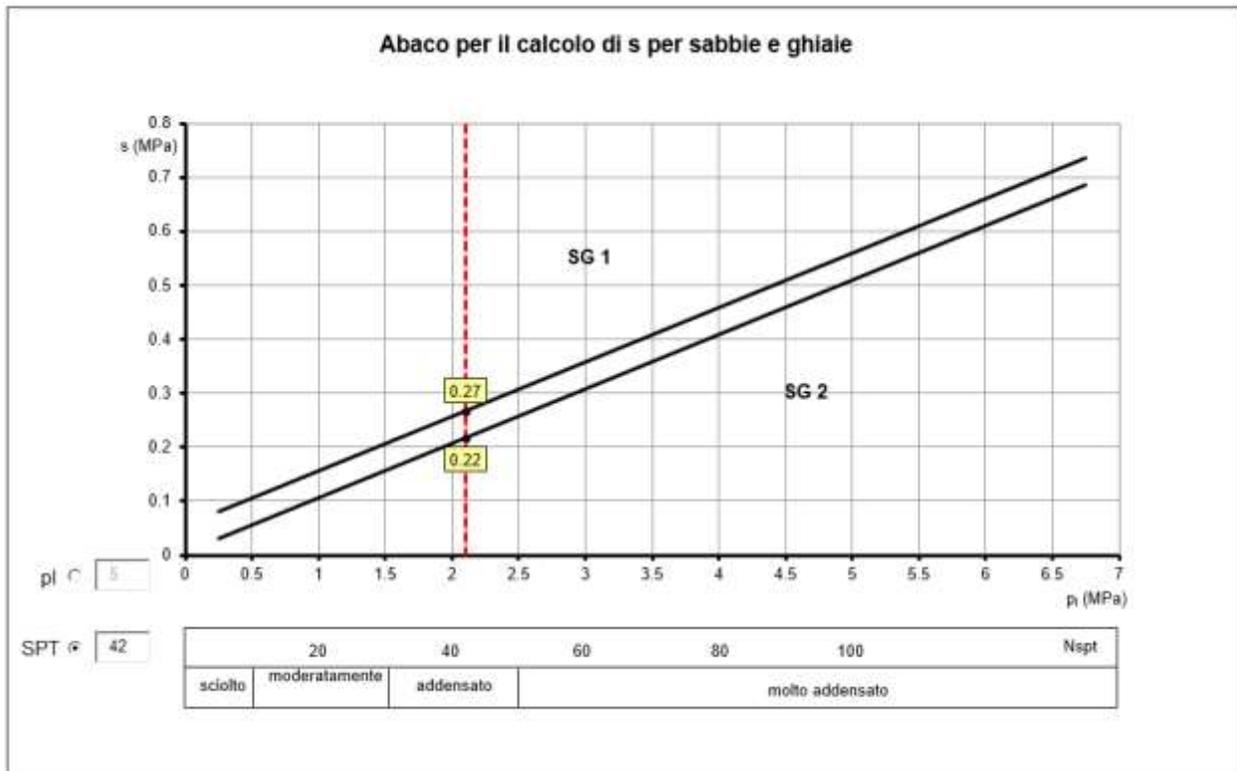
IRS: Iniezione ripetuta selettiva
IGU: Iniezione globale unica

Per la stima della tensione limite di aderenza tra bulbo e terreno si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) per le iniezioni IGU relative a terreni incoerenti.

Per il calcolo della tensione di aderenza τ_s si è fatto riferimento ai valori N_{spt} , ottenuti associando le caratteristiche meccaniche disponibili dalla stratigrafia di progetto, ovvero l'angolo d'attrito, e lo stato tensionale, secondo il grafico sotto riportato (Fondazioni, Viggiani, 1993).



Si è ottenuto un valore di N_{spt} 42, da cui $\tau_s = 220$ kPa per lo strato in esame "Sabbie e ghiaie".



* $s = \tau_s$

*SG2 = IGU

Il valore della resistenza di progetto allo sfilamento del bulbo $R_{a,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R precedentemente definito:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R = R_{a,c} / (\xi a_3 \cdot \gamma_R)$$

La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta quando:

$$R_{a,d} > E_d \text{ (sollecitazione)}$$

La resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio si determina fattorizzando la tensione di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$. La verifica strutturale del tirante risulta soddisfatta quando:

$$R_{t,d} = f_{yk} / \gamma_s \cdot A_{acciaio} > E_d$$

Infine va rispettata la gerarchia delle resistenze ovvero la resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio deve essere maggiore della resistenza a sfilamento:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

Di seguito si riportano le verifiche dei tiranti effettuate internamente al software paratie:

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
1° ORDINE	Stage 4	259.99	527.96	807.41	0.492	0.322	✓	✓
1° ORDINE	Stage 5	266.01	527.96	807.41	0.504	0.329	✓	✓
1° ORDINE	Stage 6	265.83	527.96	807.41	0.504	0.329	✓	✓
1° ORDINE	Stage 7	265.79	527.96	807.41	0.503	0.329	✓	✓
1° ORDINE	Stage 8	266.02	527.96	807.41	0.504	0.329	✓	✓
1° ORDINE	Stage 9	267.28	527.96	807.41	0.506	0.331	✓	✓
1° ORDINE	Stage 10	267.76	527.96	807.41	0.507	0.332	✓	✓
1° ORDINE	Stage 11	267.71	527.96	807.41	0.507	0.332	✓	✓
1° ORDINE	Stage 12	268.24	527.96	807.41	0.508	0.332	✓	✓
1° ORDINE	Stage 13	268.55	527.96	807.41	0.509	0.333	✓	✓
1° ORDINE	Stage 14	268.54	527.96	807.41	0.509	0.333	✓	✓
1° ORDINE	Stage 15	268.54	527.96	807.41	0.509	0.333	✓	✓
1° ORDINE	Stage 16	268.55	527.96	807.41	0.509	0.333	✓	✓
1° ORDINE	Stage 17	268.54	527.96	807.41	0.509	0.333	✓	✓
1° ORDINE	Stage 18	268.29	527.96	807.41	0.508	0.332	✓	✓
2° ORDINE	Stage 6	259.99	527.96	807.41	0.492	0.322	✓	✓
2° ORDINE	Stage 7	273.91	527.96	807.41	0.519	0.339	✓	✓
2° ORDINE	Stage 8	273.51	527.96	807.41	0.518	0.339	✓	✓
2° ORDINE	Stage 9	289.46	527.96	807.41	0.548	0.359	✓	✓
2° ORDINE	Stage 10	290.57	527.96	807.41	0.55	0.36	✓	✓
2° ORDINE	Stage 11	300.64	527.96	807.41	0.569	0.372	✓	✓
2° ORDINE	Stage 12	302.83	527.96	807.41	0.574	0.375	✓	✓
2° ORDINE	Stage 13	302.96	527.96	807.41	0.574	0.375	✓	✓
2° ORDINE	Stage 14	302.91	527.96	807.41	0.574	0.375	✓	✓
2° ORDINE	Stage 15	302.97	527.96	807.41	0.574	0.375	✓	✓
2° ORDINE	Stage 16	302.97	527.96	807.41	0.574	0.375	✓	✓
2° ORDINE	Stage 17	302.97	527.96	807.41	0.574	0.375	✓	✓
2° ORDINE	Stage 18	302.58	527.96	807.41	0.573	0.375	✓	✓
3° ORDINE	Stage 8	259.99	527.96	807.41	0.492	0.322	✓	✓
3° ORDINE	Stage 9	315.39	527.96	807.41	0.597	0.391	✓	✓
3° ORDINE	Stage 10	314.8	527.96	807.41	0.596	0.39	✓	✓
3° ORDINE	Stage 11	362.77	527.96	807.41	0.687	0.449	✓	✓
3° ORDINE	Stage 12	365.75	527.96	807.41	0.693	0.453	✓	✓
3° ORDINE	Stage 13	363.98	527.96	807.41	0.689	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 14	364.2	527.96	807.41	0.69	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 15	364.05	527.96	807.41	0.69	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 16	364.01	527.96	807.41	0.689	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 17	364.06	527.96	807.41	0.69	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 18	363.69	527.96	807.41	0.689	0.45	✓	✓

Figura 7-17 – Verifiche tiranti 1 / 2

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumptions: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti	Puntori	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo					
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
3° ORDINE	Stage 8	259.99	527.96	807.41	0.492	0.322	✓	✓
3° ORDINE	Stage 9	315.39	527.96	807.41	0.597	0.391	✓	✓
3° ORDINE	Stage 10	314.8	527.96	807.41	0.596	0.39	✓	✓
3° ORDINE	Stage 11	362.77	527.96	807.41	0.687	0.449	✓	✓
3° ORDINE	Stage 12	365.75	527.96	807.41	0.693	0.453	✓	✓
3° ORDINE	Stage 13	363.98	527.96	807.41	0.689	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 14	364.2	527.96	807.41	0.69	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 15	364.05	527.96	807.41	0.69	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 16	364.01	527.96	807.41	0.689	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 17	364.06	527.96	807.41	0.69	0.451	✓	✓
3° ORDINE	Stage 18	363.69	527.96	807.41	0.689	0.45	✓	✓
4° ORDINE	Stage 10	259.99	527.96	807.41	0.492	0.322	✓	✓
4° ORDINE	Stage 11	382.41	527.96	807.41	0.724	0.474	✓	✓
4° ORDINE	Stage 12	380.78	527.96	807.41	0.721	0.472	✓	✓
4° ORDINE	Stage 13	389.07	527.96	807.41	0.737	0.482	✓	✓
4° ORDINE	Stage 14	390.49	527.96	807.41	0.74	0.484	✓	✓
4° ORDINE	Stage 15	388.59	527.96	807.41	0.736	0.481	✓	✓
4° ORDINE	Stage 16	388.76	527.96	807.41	0.736	0.481	✓	✓
4° ORDINE	Stage 17	388.63	527.96	807.41	0.736	0.481	✓	✓
4° ORDINE	Stage 18	388.3	527.96	807.41	0.735	0.481	✓	✓
5° ORDINE	Stage 12	260.05	527.96	807.41	0.493	0.322	✓	✓
5° ORDINE	Stage 13	347.09	527.96	807.41	0.657	0.43	✓	✓
5° ORDINE	Stage 14	344.88	527.96	807.41	0.653	0.427	✓	✓
5° ORDINE	Stage 15	353.35	527.96	807.41	0.669	0.438	✓	✓
5° ORDINE	Stage 16	354.73	527.96	807.41	0.672	0.439	✓	✓
5° ORDINE	Stage 17	352.72	527.96	807.41	0.668	0.437	✓	✓
5° ORDINE	Stage 18	352.4	527.96	807.41	0.667	0.436	✓	✓
6° ORDINE	Stage 14	260.05	527.96	807.41	0.493	0.322	✓	✓
6° ORDINE	Stage 15	348.3	527.96	807.41	0.66	0.431	✓	✓
6° ORDINE	Stage 16	345.67	527.96	807.41	0.655	0.428	✓	✓
6° ORDINE	Stage 17	354.19	527.96	807.41	0.671	0.439	✓	✓
6° ORDINE	Stage 18	353.87	527.96	807.41	0.67	0.438	✓	✓
7° ORDINE	Stage 16	260.05	527.96	807.41	0.493	0.322	✓	✓
7° ORDINE	Stage 17	349.55	527.96	807.41	0.662	0.433	✓	✓
7° ORDINE	Stage 18	349.26	527.96	807.41	0.662	0.433	✓	✓

Figura 7-18 – Verifiche tiranti 2/2

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC 2018.

7.5.4.6 Verifica trave di ripartizione

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei profili 2xHEB160 in acciaio S355 utilizzati come travi di ripartizione delle reazioni dei tiranti. Per la verifica è stato considerato lo schema strutturale di trave appoggio-appoggio:

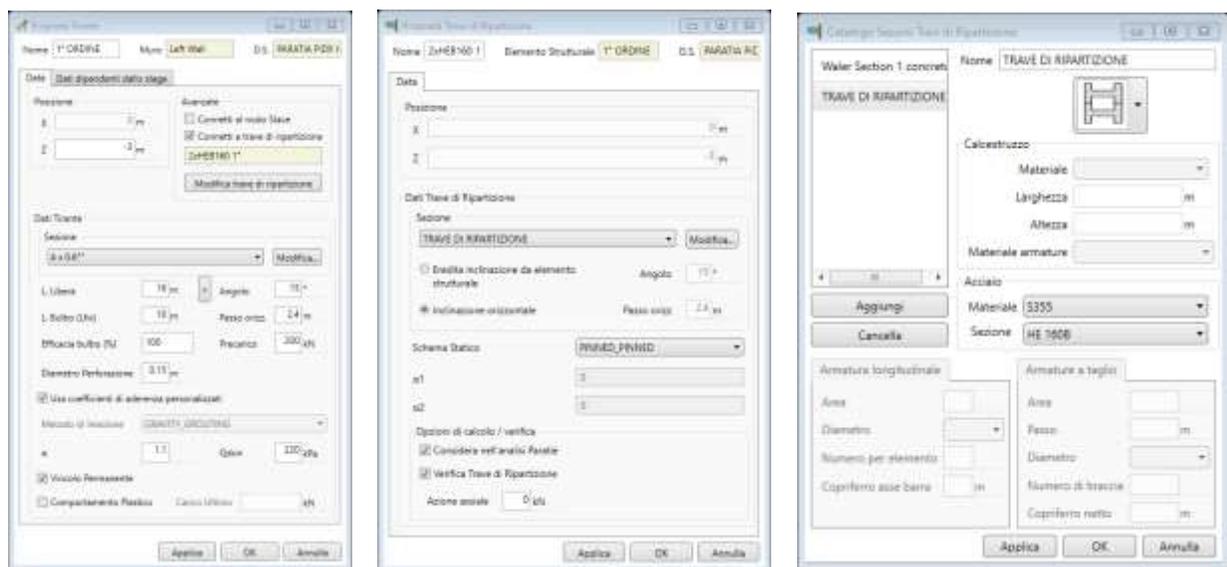


Figura 7-19 – Inserimento trave di ripartizione in Paratie

La verifica è eseguita internamente al software Paratie:

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Travi di Ripartizione in Acciaio											
Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 4	108.33	0	0.388	0.259	0
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 5	110.84	0	0.397	0.265	0
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 6	110.76	0	0.397	0.265	0
2xHEB160 2*	2* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 6	108.33	0	0.388	0.259	0
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 7	110.75	0	0.397	0.265	0
2xHEB160 2*	2* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 7	114.13	0	0.409	0.273	0
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 8	110.84	0	0.397	0.265	0
2xHEB160 2*	2* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 8	113.96	0	0.409	0.272	0
2xHEB160 3*	3* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 8	108.33	0	0.388	0.259	0
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 9	111.37	0	0.399	0.266	0
2xHEB160 2*	2* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 9	120.61	0	0.432	0.288	0
2xHEB160 3*	3* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 9	131.41	0	0.471	0.314	0
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 10	111.57	0	0.4	0.267	0
2xHEB160 2*	2* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 10	121.07	0	0.434	0.289	0
2xHEB160 3*	3* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 10	131.17	0	0.47	0.313	0
2xHEB160 4*	4* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 10	108.33	0	0.388	0.259	0
2xHEB160 1*	1* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 11	111.55	0	0.4	0.267	0
2xHEB160 2*	2* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 11	125.27	0	0.449	0.299	0
2xHEB160 3*	3* ORDINE	HE 160B	S355	2.4	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 11	151.16	0	0.542	0.361	0

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) ▾

Tiranti	Puntoni	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo								
Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 11	159,34	0	0,571	0,381	0
2xHEB160 1"	1° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 12	111,77	0	0,401	0,267	0
2xHEB160 2"	2° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 12	126,18	0	0,452	0,302	0
2xHEB160 3"	3° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 12	152,4	0	0,546	0,364	0
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 12	158,66	0	0,569	0,379	0
2xHEB160 5"	5° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 12	216,71	0	0,194	0,259	0
2xHEB160 1"	1° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 13	111,89	0	0,401	0,267	0
2xHEB160 2"	2° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 13	126,23	0	0,453	0,302	0
2xHEB160 3"	3° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 13	151,66	0	0,544	0,362	0
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 13	162,11	0	0,581	0,387	0
2xHEB160 5"	5° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 13	289,24	0	0,259	0,346	0
2xHEB160 1"	1° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 14	111,89	0	0,401	0,267	0
2xHEB160 2"	2° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 14	126,21	0	0,453	0,302	0
2xHEB160 3"	3° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 14	151,75	0	0,544	0,363	0
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 14	162,71	0	0,583	0,389	0
2xHEB160 5"	5° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 14	287,4	0	0,258	0,343	0
2xHEB 160 6"	6° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 14	216,71	0	0,194	0,259	0
2xHEB160 1"	1° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 15	111,89	0	0,401	0,267	0
2xHEB160 2"	2° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 15	126,24	0	0,453	0,302	0
2xHEB160 3"	3° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 15	151,69	0	0,544	0,362	0
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 15	161,91	0	0,581	0,387	0
2xHEB160 5"	5° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 15	294,46	0	0,264	0,352	0
2xHEB 160 6"	6° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 15	290,25	0	0,26	0,347	0
2xHEB160 1"	1° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 16	111,89	0	0,401	0,267	0
2xHEB160 2"	2° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 16	126,24	0	0,453	0,302	0
2xHEB160 3"	3° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 16	151,67	0	0,544	0,362	0
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 16	161,98	0	0,581	0,387	0
2xHEB160 5"	5° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 16	295,61	0	0,265	0,353	0
2xHEB 160 6"	6° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 16	288,06	0	0,258	0,344	0
2x HEB 160 7"	7° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 16	216,71	0	0,194	0,259	0
2xHEB160 1"	1° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 17	111,89	0	0,401	0,267	0
2xHEB160 2"	2° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 17	126,24	0	0,453	0,302	0
2xHEB160 3"	3° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 17	151,69	0	0,544	0,362	0
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 17	161,93	0	0,581	0,387	0
2xHEB160 5"	5° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 17	293,93	0	0,263	0,351	0
2xHEB 160 6"	6° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 17	295,16	0	0,265	0,353	0
2x HEB 160 7"	7° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 17	291,29	0	0,261	0,348	0
2xHEB160 1"	1° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 18	111,79	0	0,401	0,267	0
2xHEB160 2"	2° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 18	126,08	0	0,452	0,301	0
2xHEB160 3"	3° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 18	151,54	0	0,543	0,362	0
2xHEB160 4"	4° ORDINE	HE 160B	S355	2,4	NTC2018: A1+I	Stage 18	161,79	0	0,58	0,387	0
2xHEB160 5"	5° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 18	293,67	0	0,263	0,351	0
2xHEB 160 6"	6° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 18	294,89	0	0,264	0,352	0
2x HEB 160 7"	7° ORDINE	HE 160B	S355	1,2	NTC2018: A1+I	Stage 18	291,05	0	0,261	0,348	0

Figura 7-20 – Verifiche travi di ripartizione

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.5.5 Dimensionamento Puntoni Sez. B-B

Per la Sezione B-B in

Figura 5-3, che presenta la stessa geometria ed altezza di scavo della Sez. A-A, l’effetto di contenimento dei tiranti è sostituito dall’installazione di puntoni in porfilati metallici di opportuna rigidità, posti alle stesse quote e con gli stessi interassi.

Nel seguente paragrafo si effettua un predimensionamento del profilo trasversale tipo dei puntoni, con riferimento alla combinazione A1+M1+R1 (R3 per tiranti).

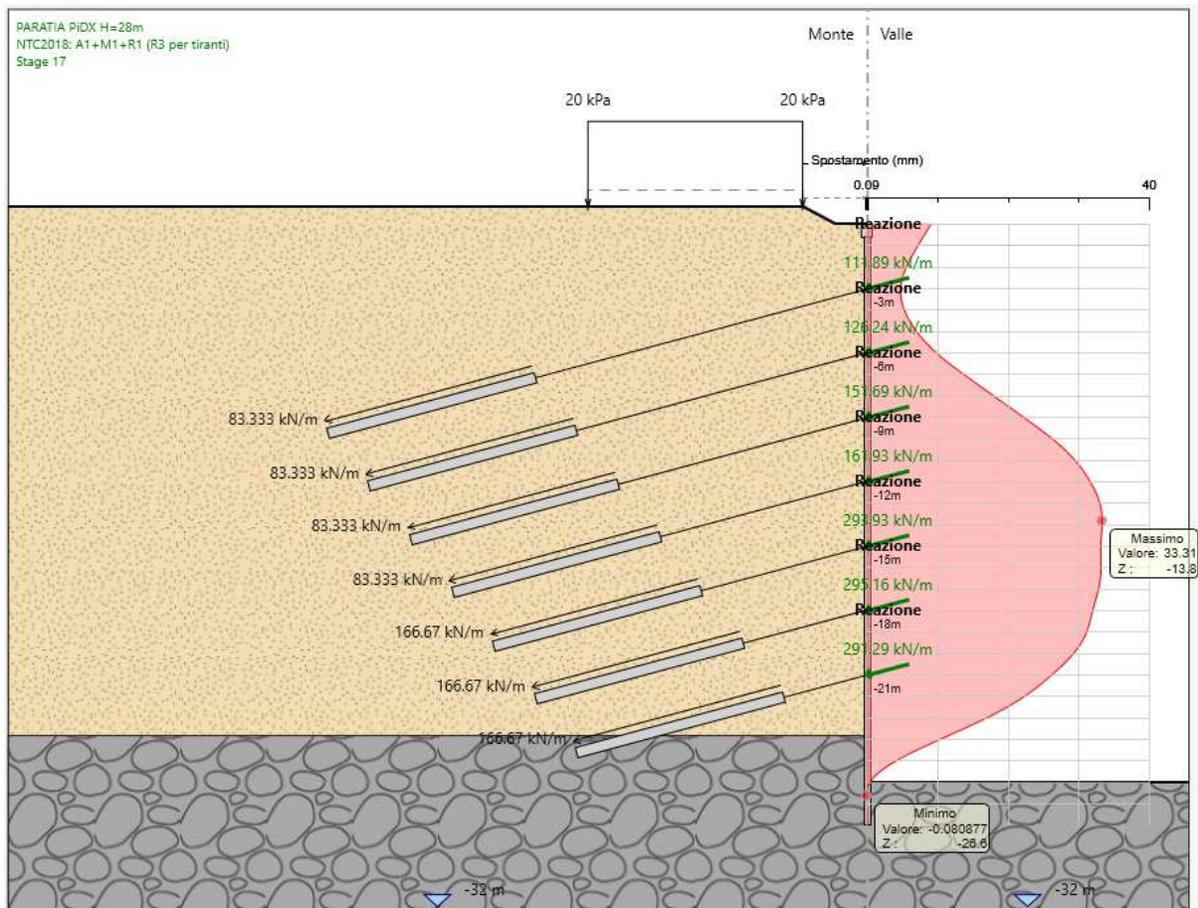


Figura 7-21 – Reazione equivalente a metro dei tiranti comb:A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

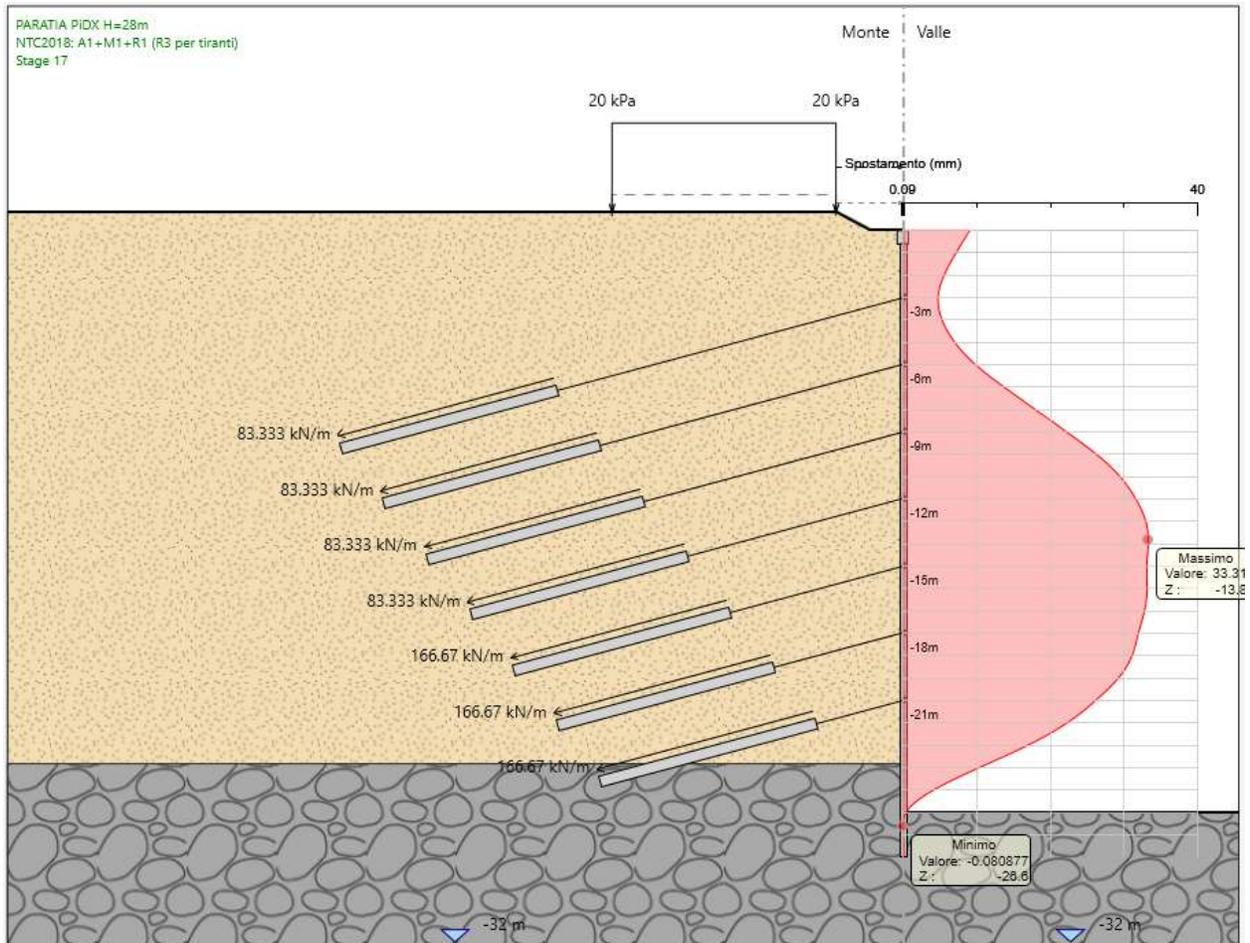


Figura 7-22 – Spostamenti paratia in comb:A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Si calcola la rigidezza equivalente esibita dai tiranti ai vari livelli $K_{x,tot}$, come:

$$K_{x,tot} = \frac{R_{x,tot}}{SPOSTAMENTO}$$

Il valore $R_{x,tot}$ è la componente orizzontale della reazione totale equivalente a metro R_{tot} .

$$R_{x,tot} = R_{tot} \cdot \cos \alpha$$

La rigidezza necessaria per il singolo puntone $K_{x,puntone}$ si ottiene moltiplicando $K_{x,tot}$ per l’interasse dei puntoni.

L’azione assiale relativa al singolo puntone $R_{x,puntone}$ si ottiene moltiplicando $R_{x,tot}$ per l’interasse dei puntoni.

Dall’analisi effettuata risulta:

Design Assumption:	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
--------------------	------------------------------------

N° LIVELLO	INTERASSE	α	QUOTA	SPOSTAMENTO	R, tot	R _{x,tot}	K _{x,tot}	R _{x,puntone}	K _{x,puntone}
(-)	(m)	(°)	(m)	(mm)	kN/m	kN/m	kN/m/m	kN	kN/m
1°	2.4	15	-3	4.7	111.89	108.08	22906	259	54976
2°	2.4	15	-6	9.8	126.24	121.94	12455	293	29892
3°	2.4	15	-9	22.1	151.69	146.52	6630	352	15912
4°	2.4	15	-12	31.6	161.93	156.41	4954	375	11890
5°	1.2	15	-15	33.1	293.93	283.91	8581	341	10298
6°	1.2	15	-18	32.0	295.16	285.10	8919	342	10703
7°	1.2	15	-21	26.2	292.29	282.33	10778	339	12934

Il puntone più caricato risulta essere quello posto al 4° livello con un’azione assiale pari a $R_{x,puntone}=375$ kN ed una rigidezza assiale necessaria di 11890 kN/m.

Utilizzando come profilo un tubolare 168.3/12.5mm in acciaio S355 L=9.3 m si ottiene:

RESISTENZA E STABILITA' DEI PROFILI TUBOLARI - Metodo B - EN 1993 - 1 - 1:2010

Materiali utilizzati

© Dott. Ing. Simone Caffè - 25/02/2013

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	510 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo

Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	168.30 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	12.50 [mm]
Diametro interno	d_{int}	143.30 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	84.15 [mm]
Raggio interno	r_{int}	71.65 [mm]
Area della sezione trasversale	A	6118 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	1.8684E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	2.2203E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	3.0407E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	3895 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	55.26 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	1.8684E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	2.2203E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	3.0407E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	3895 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	55.26 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	3.737E+07 [mm ⁴]

Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	375.00 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	[kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	[kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	[kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	[kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	[kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Coefficiente ε	ε	0.814 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	13.464 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	33.099 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	46.338 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	59.577 [-]

Classificazione della sezione trasversale	CL	1
--	-----------	----------

Verifiche di resistenza della sezione trasversale

Resistenza a trazione pura

Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	2068.55 [kN]
Verifica a trazione pura	ρ_{Nt}	 0.000 [-]

Verifiche di stabilità flessionale		
Lunghezza geometrica della membratura	L	9.30 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	9300.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	9300.00 [mm]
Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale		
Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	6118 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	448 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	448 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	2.2025 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	2.2025 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	13.46 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	143.3 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva _{y-y}	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva _{z-z}	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	3.1358 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	3.1358 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0.186 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0.186 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	385.35 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	385.35 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck,N}$	 0.973 [-]

La rigidezza assiale, ridotta per effetti di instabilità, per un tubolare 168.3/12.5mm in acciaio S355 L=9.3 m vale:

$$\frac{\chi \cdot E \cdot A}{L} = \frac{0.186 \cdot 210000000 \cdot 0.0061}{9.30} = 25684 \frac{kN}{m}$$

7.5.6 Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che le strutture risultano rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare le strutture in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche delle opere:

Armature Paratia:

tubolare $\phi 219.1 \times 16 \text{mm}$ (lunghezza = 28 m)