



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

aceq
 acqua
 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

aceq
 Ingegneria
 e servizi



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 5/6

INDICE

1	PREMESSA	9
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	10
	2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA.....	10
	2.2 ARTICOLI E LETTERATURA SCIENTIFICA.....	15
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	19
	3.1 IL NUOVO TRONCO SUPERIORE DELL’ACQUEDOTTO DEL PESCHIERA	21
	3.1.1 GALLERIA PONZANO.....	21
	3.1.2 GALLERIA COGNOLO	21
	3.1.3 GALLERIA ZOCCANI	22
	3.1.4 GALLERIA MONTE VECCHIO	22
	3.2 NODO DI SALISANO E SORPASSO DELLA CENTRALE.....	23
	3.2.1 GALLERIA SALISANO	26
	3.2.2 GALLERIA DI SORPASSO DA POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2 A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ1 .	26
	3.2.3 GALLERIA DI SORPASSO DA NUOVO BIPARTITORE BIP A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2	27
4	MATERIALI	28
	4.1 GALLERIE NATURALI - SCAVO MECCANIZZATO.....	28
	4.1.1 CALCESTRUZZO PER CONCI PREFABBRICATI ANELLO DI RIVESTIMENTO	28
	4.1.2 BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	28
	4.1.3 GUARNIZIONI DI TENUTA IDRAULICA.....	29

4.1.4	SISTEMI DI CONNESSIONE DEI GIUNTI IN DIREZIONE CIRCONFERENZIALE	31
4.2	GALLERIE NATURALI - SCAVO TRADIZIONALE	31
4.2.1	CALCESTRUZZO PROIETTATO (SPRITZ-BETON)	31
4.2.2	CALCESTRUZZO ARMATO STRUTTURALE PER CALOTTA E PIEDRITTI	31
4.2.3	BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C E RETE ELETTRORISALDATA B450A.	32
4.2.4	CHIODI IN VTR.....	32
4.2.5	ACCIAIO PER CENTINE, PIASTRE, CATENE E COLLEGAMENTI.....	33
4.2.6	DRENAGGI.....	33
4.2.7	IMPERMEABILIZZAZIONE IN PVC	33
4.2.8	MISCELE PER CEMENTAZIONI A BASSA PRESSIONE	34
4.2.9	INIEZIONE DI CONSOLIDAMENTO	34
4.2.10	PARAMETRI MINIMI TERRENO CONSOLIDATO	35
4.3	PROCESSO DI SALDATURA	36
5	GALLERIE NATURALI - SCAVO MECCANIZZATO.....	38
5.1	IL NUOVO ACQUEDOTTO TRA LE SORGENTI DEL PESCHIERA E IL NODO DI SALISANO..	38
5.2	METODOLOGIE DI SCAVO MECCANIZZATO.....	40
5.2.1	TBM-EPB.....	47
5.2.2	ROCK-TBM APERTA – DOUBLE SHIELD.....	51
5.3	RISCHI POTENZIALI NELLA FASE DI REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA.....	56
5.3.1	GENERALI.....	56
5.3.1.1	Presenza di strati o blocchi lapidei	57

5.3.1.2	Venute d’acqua	57
5.3.1.3	Temperature all’interno della galleria	57
5.3.1.4	Illuminazione	58
5.3.1.5	Inquinamento dell’aria	59
5.3.1.6	Polveri	59
5.3.1.7	Gas tossici	60
5.3.1.8	Atmosfere esplosive.....	61
5.3.2	SCAVO MECCANIZZATO	63
5.3.2.1	Trasporto materiale scavato con nastri trasportatori	63
5.3.2.2	Installazione dei conci prefabbricati	63
5.3.2.3	Abbattimento e rimozione con macchine a piena sezione. Operazioni di manutenzione	63
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLO GEOTECNICO E SUDDIVISIONE IN CLASSI		
OMOGENEE DI SCAVO PER IL DIMENSIONAMENTO DEI CONCI.....		64
5.4.1	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE B, C ED E.....	66
5.4.2	CARATTERIZZAZIONE DELL’UNITÀ GEOTECNICA D	70
5.4.2.1	Basse coperture $H=15$ m.....	71
5.4.2.2	Alte coperture_ $H=420$ m.....	76
5.4.3	NUOVO TRONCO SUPERIORE: SUDDIVISIONE IN TRATTE OMOGENEE	80
5.5 DEFINIZIONE DELLE SEZIONI TIPO DEI CONCI.....		82
5.6 DIMENSIONAMENTO DEL RIVESTIMENTO IN CONCI.....		82
5.6.1	METODO DI CALCOLO E DESCRIZIONE DEI MODELLI NUMERICI	83
5.6.2	ANALISI SVOLTE E RISULTATI	86

5.6.2.1	Tratta omogenea 2	87
5.6.2.2	Tratta omogenea 4	92
5.6.2.3	Tratta omogenea 1	97
5.6.2.4	Tratta omogenea 3	102
5.7	VERIFICHE STRUTTURALI	108
5.7.1	CRITERI DI VERIFICA	108
5.7.1.1	Criteri di verifica agli SLU	108
5.7.2	CRITERI DI VERIFICA AGLI SLE.....	112
5.7.3	VERIFICHE SLU.....	115
5.7.3.1	Sezione tipo C1	115
5.7.3.2	Sezione tipo C2	117
5.7.3.3	Sezione tipo C3	119
5.7.4	VERIFICHE SLE.....	121
5.7.4.1	Sezione tipo C1	122
5.7.4.2	Sezione tipo C2	123
5.7.4.3	Sezione tipo C3	124
5.7.5	VERIFICHE IN CONDIZIONI PROVVISORIE.....	126
5.7.5.1	Sezione tipo C1 e C2.....	126
5.7.5.2	Scasseratura.....	126
5.7.5.3	Movimentazione	127
5.7.5.4	Stoccaggio.....	128
5.7.5.5	Erezione del concio	128
5.7.5.6	Spinta dei martentti.....	131

5.7.5.7	Sezione tipo C3	136
5.7.5.8	Scasseratura.....	136
5.7.5.9	Movimentazione	136
5.7.5.10	Stoccaggio	137
5.7.5.11	Erezione del concio.....	137
	Spinta dei martenti	140
6	ANALISI DELLE GALLERIE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	143
6.1	PREMESSA.....	143
6.2	DESCRIZIONE DELLE METODOLOGIE DI CALCOLO ADOTTATE.....	149
6.2.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI IN ASSENZA DI SISMA	149
6.2.1.1	Determinazione del carico verticale ed orizzontale	151
6.2.2	ANALISI SISMICHE PSEUDO-STATICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE	156
6.2.3	ANALISI SISMICHE PSEUDO-STATICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	160
6.2.4	CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI PER EFFETTO DEL SISMA.....	167
6.3	DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA.....	171
6.3.1	GALLERIA MONTEVECCHIO	171
6.3.2	GALLERIE COGNOLO, PONZANO, ZOCCANI	179
6.3.3	MICROTUNNEL PIANA DI SAN VITTORINO, VALLE DEL SALTO, VALLE DEL TURANO	183
6.4	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI ANALISI.....	186
6.4.1	GALLERIA MONTEVECCHIO	187
6.4.1.1	Sezione 2	190
6.4.1.1.1	Sez_sx.....	191

6.4.1.1.2	Sez_dx.....	191
6.4.1.2	Sezione 3	192
6.4.1.2.1	Sez_sx.....	192
6.4.1.2.2	Sez_c.....	193
6.4.1.2.3	Sez_dx.....	193
6.4.2	GALLERIE COGNOLO, ZOCCANI, PONZANO	194
6.4.2.1	Sezione P_1.....	194
6.4.2.2	Sezione Z_1.....	195
6.4.2.3	Sezione C_1.....	197
6.4.3	MICROTUNNELING PIANA DI SAN VITTORINO, VALLE DEL SALTO, VALLE DEL TURANO	198
6.4.3.1	Sezione PSV_1	198
6.5	VERIFICHE DI RESISTENZA NELLE TRATTE OMOGENEE	199
6.5.1	VERIFICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DEI CONCI	199
6.5.1.1	Verifiche a presso-flessione:	199
6.5.1.2	Verifiche a taglio:	201
6.5.2	VERIFICHE DELLA SEZIONE IN CORRISPONDENZA DELLE CONNESSIONI LONGITUDINALI TRA I CONCI	201
6.5.2.1	Verifiche a presso-flessione:	203
6.5.3	VERIFICHE ALLO SLV – GALLERIA MONTEVECCHIO.....	204
6.5.3.1	Sezione 2 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale	204
6.5.3.2	Sezione 3 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale	205
6.5.3.3	Sezione 2-Dx – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale.....	207
6.5.3.4	Sezione 2-Dx – Verifica a taglio in direzione trasversale	208

6.5.3.5	Sezione 2 - Dx – Verifiche in direzione longitudinale	211
6.5.3.6	Sezione 3-Sx – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale	213
6.5.3.7	Sezione 3-Sx – Verifica a taglio in direzione trasversale.....	214
6.5.3.8	Sezione 3 - Sx – Verifiche in direzione longitudinale.....	218
6.5.3.9	Sezione 3-Dx – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale.....	220
6.5.3.10	Sezione 3-Dx – Verifica a taglio in direzione trasversale.....	221
6.5.3.11	Sezione 3 - Dx – Verifiche in direzione longitudinale	225
6.5.4	VERIFICHE ALLO SLV – GALLERIE COGNOLO, ZOCCANI, PONZANO	226
6.5.4.1	Sezione P_1 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale	227
6.5.4.2	Sezione Z_1 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale.....	228
6.5.4.3	Sezione C_1 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale.....	229
6.5.4.4	Sezione P_1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale	230
6.5.4.5	Sezione C_1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale	232
6.5.4.6	Sezione Z_1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale	234
6.5.4.7	Sezione C_1, P_1, Z_1 – Verifica a taglio in direzione trasversale	235
6.5.4.8	Sezione C_1, P_1, Z_1 – Verifica a flessione in direzione longitudinale	236
6.5.5	VERIFICHE ALLO SLV – MICROTUNNELING PIANA DI SAN VITTORINO, VALLE DEL SALTO, VALLE DEL TURANO.....	239
6.5.5.1	Sezione PSV_1 – Sollecitazioni in direzione trasversale.....	239
6.5.5.2	Sezione PSV_1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale	240
6.5.5.3	Sezione PSV_1 – Verifica a taglio in direzione trasversale	241
6.5.6	VERIFICHE ALLO SLD	242
6.6	VERIFICHE IN TERMINI DI SPOSTAMENTI IN PROSSIMITÀ DELLE DISCONTINUITÀ	243

6.6.1	VERIFICHE ALLO SLC E ALLO SLO	252
6.6.1.1	Sezione 2	252
6.6.1.2	Sezione 3	252
6.6.2	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE MASSIMA DEL CALCESTRUZZO.....	256
6.6.2.1	Sezione 2-Dx	256
6.6.2.2	Sezione 3-Sx	256
6.6.2.3	Sezione 3-Dx	256

1 PREMESSA

Il presente allegato, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano).

La presente Relazione è tesa ad approfondire e sviluppare gli aspetti geotecnici inerenti le opere previste in galleria naturale con scavo meccanizzato e scavo tradizionale.

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. Geoenviron. 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 interrato, 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.

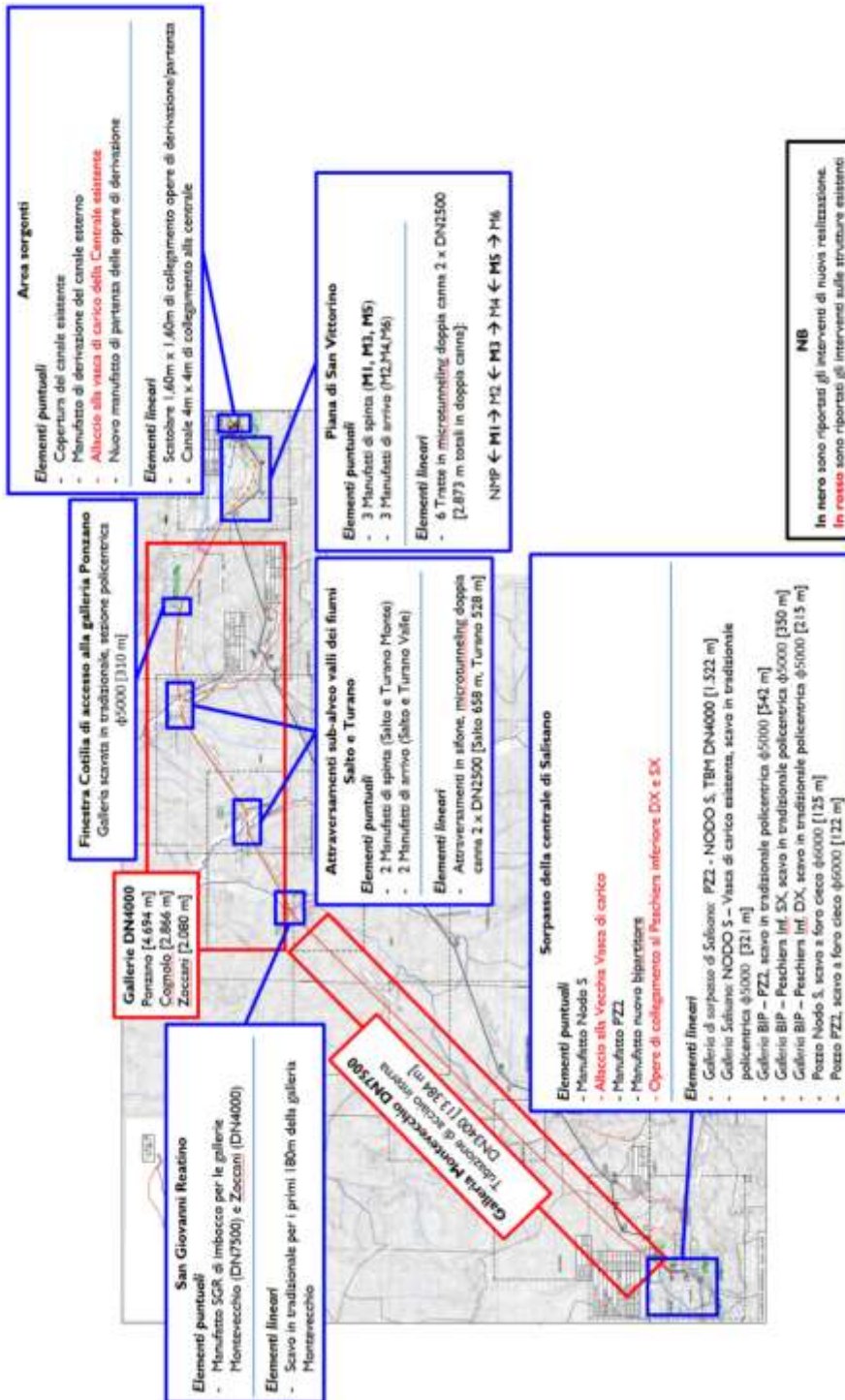


Figura 3.1 – Quadro sinottico delle opere previste nel progetto.

3.1 Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera

3.1.1 Galleria Ponzano

Il Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto, che ha funzione di disconnessione tra il microtunneling di attraversamento della Piana di San Vittorino e il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto, costituisce anche la zona di sbocco della galleria Ponzano, scavata con TBM EPB partendo dal manufatto di monte della Valle del Salto. Il diametro interno sarà $\Phi 4000$, spessore dei conci in calcestruzzo armato di 30 cm e la lunghezza del tratto di 4700 m circa. Il funzionamento idraulico prevede una portata fluente a superficie libera; la sezione trasversale interna è circolare a fondo piatto e savanella atta sia favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata, sia a consentire ad un mezzo elettrico di servizio di avere un piano viabile nel caso di manutenzione straordinaria dell’infrastruttura.

3.1.2 Galleria Cognolo

La galleria Cognolo sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2870 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione circolare a fondo

piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunneling Salto 2 al pozzo di spinta del Microtunneling Turano 1.

3.1.3 Galleria Zoccani

La galleria Zoccani sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2.100 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunneling Turano 3 all’imbocco della Piana delle Molette.

3.1.4 Galleria Monte Vecchio

La galleria Monte Vecchio sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM con Doppio scudo, avrà diametro interno DN7500 e lunghezza 13.350 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 40 cm. Il funzionamento è in pressione, in una condotta DN3400 in acciaio da alloggiare all’interno della galleria DN7500 carrabile. All’interno della galleria sarà realizzata una soletta di c.a. atta al sostegno della tubazione di acciaio.

La collettrice verrà realizzata con acciaio strutturale S355JR, avrà uno spessore pari a 20 mm e verrà posata in opera in conci successivi uniti da saldature testa-testa. Un rivestimento interno in vernice epossidica garantirà l’abbattimento dei valori di scabrezza e la protezione della sezione idraulica; esternamente l’applicazione di uno strato di poliuretano di spessore pari ad almeno 1500 μ proteggerà la tubazione da eventuali agenti aggressivi provenienti dall’esterno. In fase di realizzazione dei carrelli

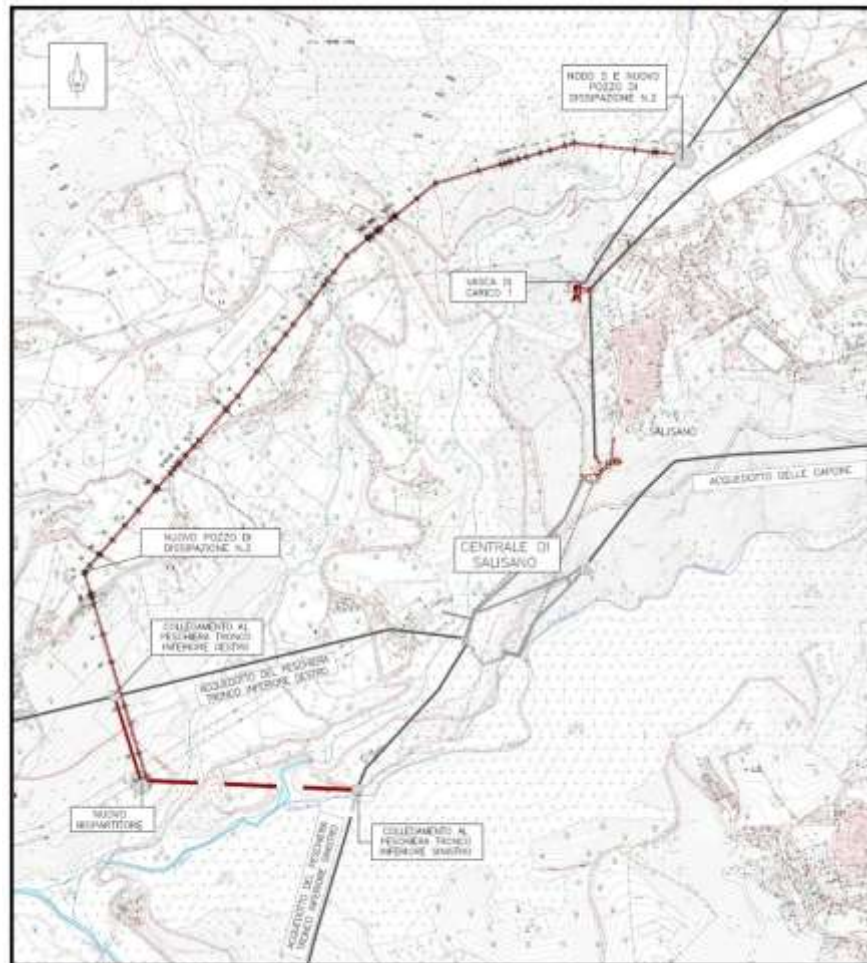
dotati di martinetti idraulici opportunamente progettati consentiranno il trasporto e la posa in opera dei conci di tubazione DN3400 all’interno della galleria principale DN7500, il sostegno e la connessione della condotta alla soletta di calcestruzzo armato sarà garantito da appoggi discreti posti ad un interasse longitudinale pari a 6 metri.

La Galleria collegherà la Piana delle Molette con il Manufatto Nodo S.

3.2 Nodo di Salisano e sorpasso della centrale

Il Nuovo Acquedotto del Peschiera termina nel Manufatto Nodo S dove è previsto un collegamento alla Vasca di Carico esistente che consente l’alimentazione della Centrale idroelettrica con l’intera portata di $10 \text{ m}^3/\text{s}$, e l’esecuzione di infrastrutture per il completo by-pass dell’area della centrale, con le relative opere di dissipazione dell’eccesso di carico disponibile, che consentano di veicolare tutta la portata addotta dalle Sorgenti del Peschiera direttamente negli acquedotti Peschiera Destro e Peschiera Sinistro, escludendo completamente l’esistente manufatto bi-partitore.

Di seguito si riporta, in pianta, l’ubicazione del sistema di sorpasso della Centrale di Salisano.



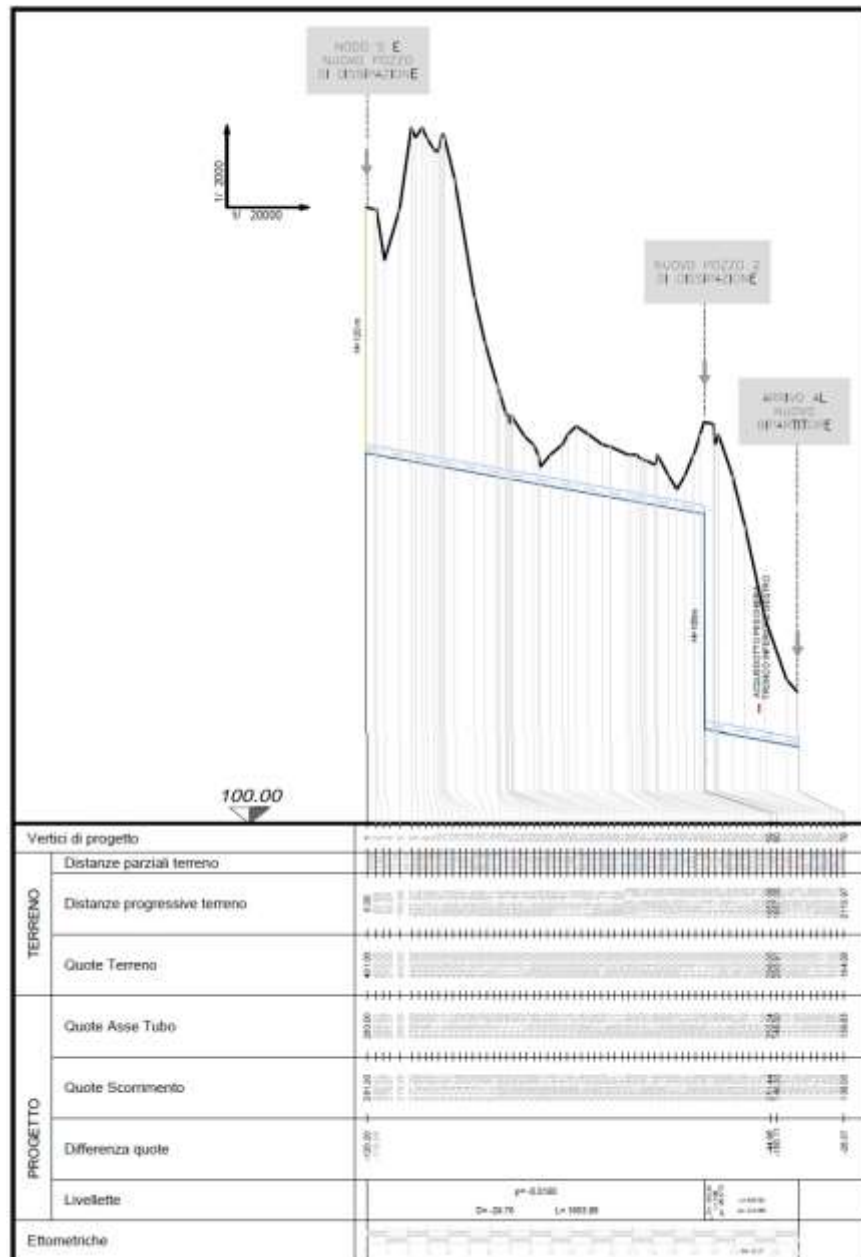


Figura 3.2 - Planimetria e sezione di dettaglio del by-pass della centrale di Salisano

3.2.1 Galleria Salisano

Collegherà il Manufatto Nodo S alla vasca di carico esistente della centrale; il funzionamento idraulico sarà in pressione e verrà scavata in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di circa 320 m.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento del fronte da scavare, con il quale si conferisce all’ammasso migliori caratteristiche di omogeneità e di tenuta, in modo da garantire la sicurezza delle fasi successive. Nella seconda fase si provvede all’asportazione del fronte e all’avanzamento. Nella terza fase, le zone retrostanti rispetto al fronte vengono dapprima sostenute con un rivestimento preliminare, costituito da centine in acciaio poste ad interassi regolari e ricoperte da calcestruzzo proiettato (spritz-beton). Nella quarta ed ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato. Laddove invece risulti possibile si procederà allo scavo con tecnica Drill & Blast, per velocizzare l’avanzamento dello scavo.

3.2.2 Galleria di sorpasso da pozzo di dissipazione PZ2 a Pozzo di dissipazione PZ1

Sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 1520 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatto, all’interno del quale sarà posizionata una condotta Φ 600 in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di dissipazione PZ2 (imbocco TBM) e il pozzo di dissipazione PZ1. Analogamente a quanto avviene per la TBM DN7500, si considera che la fresa venga recuperata dal

pozzo di ingresso, vista l’impossibilità di poter organizzare un’adeguata logistica di trasporto dei pezzi delle macchine sia in ingresso sia in uscita nei pressi di Salisano.

3.2.3 Galleria di sorpasso da Nuovo Bipartitore BIP a Pozzo di dissipazione PZ2

Sarà realizzata con scavo in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di 540 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatta, all’interno del quale sarà posizionata una condotta Φ 600 in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il Nuovo Bipartitore BIP e il pozzo di dissipazione PZ2.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento del fronte da scavare, con il quale si conferisce all’ammasso migliori caratteristiche di omogeneità e di tenuta, in modo da garantire la sicurezza delle fasi successive. Nella seconda fase si provvede all’asportazione del fronte e all’avanzamento. Nella terza fase, le zone retrostanti rispetto al fronte vengono dapprima sostenute con un rivestimento preliminare, costituito da centine in acciaio poste ad interassi regolari e ricoperte da calcestruzzo proiettato (spritz-beton). Nella quarta ed ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato. Laddove invece risulti possibile si procederà allo scavo con tecnica Drill & Blast, per velocizzare l’avanzamento dello scavo.

4 MATERIALI

4.1 Gallerie Naturali - scavo meccanizzato

4.1.1 Calcestruzzo per conci prefabbricati anello di rivestimento

La classe minima dovrà essere C50/60.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 37278 \text{ N/mm}^2$

Peso dell’unità di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 49.80 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 28.22 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 4.06 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.84 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 4.87 \text{ N/mm}^2$

classe di esposizione XC2, XA2

classe di consistenza S4

4.1.2 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Nella Figura 4.2 seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi dell’acciaio sono stati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018. Tali diagrammi sono definiti in base al valore di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (Agt)_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd}

ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.

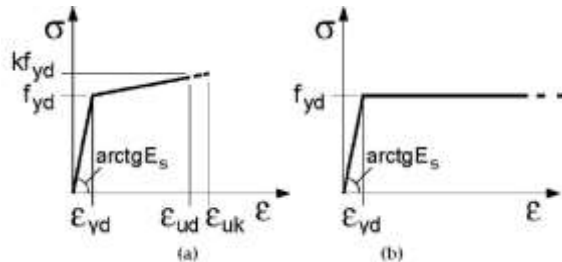


Figura 4.1 – Legame costitutivo acciaio (a) Bilineare finito con incrudimento (b) Elasto-Plastico indefinito

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico (secondo EC2)	$E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$
Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1,13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di Snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
Deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd} = 1.96 \%$
Deformazione limite allo SLU	$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_u$

4.1.3 Guarnizioni di tenuta idraulica

Al fine di garantire l’impermeabilizzazione delle gallerie, sarà predisposta lungo l’intero perimetro dei singoli conci costituenti l’anello una guarnizione a nastro ad espansione meccanica in EPDM su due livelli per la galleria DN4000 e su un livello

esterno per la galleria DN7500. Le caratteristiche prestazionali minime sono le seguenti:

- Guarnizione di tipo ancorata, in EPDM con predisposizione cordolino idrofilico tipo FIP 3316GV1-A (o equivalente) per i conci della galleria DN7500 e tipo FIP GK26x16AH (o equivalente) per i conci delle gallerie DN 4000;
- tenuta idraulica ≥ 20 bar (requisiti di installazione: offset ≤ 10 mm e joint gap =5mm);
- tenuta idraulica in esercizio minima durante la vita utile dell’opera ≥ 5 bar;

Le guarnizioni devono rispettare le raccomandazioni STUVA in termini di durabilità e rilassamento del materiale nei confronti dei fenomeni di invecchiamento.

Di seguito si riportano le caratteristiche tecniche minime richieste dalle linee guida STUVA per le guarnizioni elastomeriche EPDM relativamente alle diverse prove di laboratorio.

TEST	STANDARD	UNIT	REQUEST VALUE STUVA
Hardness	ISO 48	Shore A	70±5
Density	DIN 53749	g/cm3	
Tensile strength	ISO 37	Mpa	≥ 9
Ultimate elongation	ISO 37	%	≥ 200
Compression set 22h @ 70 °C	ISO 815	%	$\leq 25 / \leq 30$
Ozone resistance	ISO 1431	-	No Cracks

AGEIN IN	STANDARD	HARDNESS [Sh/A]	TENS. STRENGTH [%]	ELONGATION BET. [%]
Air	ASTM D573	min -5 / max +8	min -20 / max +10	min -30 / max +10

Tabella 4.1 – Caratteristiche tecniche minime richieste dalle linee guida STUVA

4.1.4 Sistemi di connessione dei giunti in direzione circonferenziale

- tipo FIP BIBLOCK 84-46-274 M (o equivalenti)
- Resistenza a taglio $\geq 150\text{kN}$
- Forza di estrazione (pull out) $\geq 90\text{kN}$

4.2 Gallerie Naturali - scavo tradizionale

4.2.1 Calcestruzzo proiettato (spritz-beton)

È previsto l’utilizzo per consolidamenti e rivestimenti provvisori l’utilizzo di Spritz-Beton con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza media su carote $h/\Phi = 1$ a 48 ore $R_m \geq 13\text{MPa}$, a 28 giorni $R_m \geq 25\text{MPa}$.

4.2.2 Calcestruzzo armato strutturale per calotta e piedritti

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

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$$

classe di esposizione XC2, XA2

4.2.3 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C e rete elettrosaldata B450A

Si considerino le stesse caratteristiche riportate al 4.1.2.

4.2.4 Chiodi in VTR

Tubi in vetroresina 60/40 ad aderenza migliorata. Le caratteristiche del composito sono le seguenti:

- diametro interno: 40mm;
- diametro esterno: 60mm;
- area resistente: 1570mm²;
- contenuto di vetro: ≥60%
- resistenza a trazione f_{yk} : ≥ 450MPa
- resistenza a flessione: ≥ 500 MPa
- resistenza a taglio τ : ≥100MPa;
- allungamento a rottura: ≤2%
- diametro di perforazione, Φ_{perf} : ≥120mm
- Diametro esterno $D_e=60$ mm ad aderenza migliorata;
- Diametro di perforazione $D_p=100-120$ mm;

- Spessore medio $s = 10\text{mm}$;
- Densità $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$;

4.2.5 Acciaio per centine, piastre, catene e collegamenti

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 JR

- Densità $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40\text{mm}$) $f_u \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$) $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale (E_{C3}) $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6}/\text{C}^\circ$

4.2.6 Drenaggi

Tubi microfessurati in PVC. Le caratteristiche funzionali minime sono:

- $\Phi_{\text{est}} > 60 \text{ mm}$, sp. 5 mm ;
- Resistenza alla trazione 4.5 MPa , rivestiti con TNT;
- I primi 10 m da boccaforo devono essere ciechi;
- Diametro di perforazione $D_p = 100\text{-}120\text{mm}$.

4.2.7 Impermeabilizzazione in PVC

- Teli sp. $\geq 2\text{mm} \pm 5\%$;

- Resistenza a trazione $R_t \geq 15$ MPa;
- Allungamento a rottura $\epsilon \geq 250\%$;
- Resistenza alla lacerazione ≥ 100 N/mm;
- Resistenza alla giunzione ≥ 10.5 MPa;
- Stabilità al calore = 70°C ;
- Flessibilità a freddo = -30°C ;
- Resistenza alle soluzioni acide alcaline = $\pm 20\%$ max allungamento;
- Comportamento al fuoco B2
- Resistenza alla pressione dell’acqua a 1MPa per 10 ore: impermeabile.

4.2.8 Miscele per cementazioni a bassa pressione

Cemento 42.5 R

- Rapporto a/c = 0.5-0.7
- Fluidificante = 4% di peso sul cemento
- Resistenza a compressione a 48 ore > 5 MPa.

4.2.9 Iniezione di consolidamento

Cemento 42.5 R

- Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine;
- Rapporto A/C $\approx 0.4-0.7$;
- Bentonite $< 2\%$;

- Additivo fluidificante (Flowcable o simili) \approx 4% di peso del cemento
- Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec.
- Densità $\rho \approx 1800 \text{ kg/m}^3$;
- Rendimento volumetrico $\geq 95\%$

4.2.10 Parametri minimi terreno consolidato

- Resistenza a compressione 48 h $> 1 \text{ MPa}$;
- Resistenza a compressione 7 gg $> 1.5 \text{ MPa}$;
- RQD 48 h $> 50\%$;
- RQD 7 gg $> 70\%$;

4.3 Processo di saldatura

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all’arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063. È ammesso l’uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l’Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI

EN ISO 9692-1.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN 12062.

5 GALLERIE NATURALI - SCAVO MECCANIZZATO

5.1 Il Nuovo Acquedotto tra le Sorgenti del Peschiera e il Nodo di Salisano

Le gallerie scavate in TBM sono le seguenti:

- **Galleria Ponzano** di lunghezza pari a 4747 m dalla Piana dei Micciani fino alla valle del Salto, da realizzare attraverso scavo meccanizzato con TBM-EPB (diametro interno $\Phi 4000$, spessore dei conci 25 cm), il funzionamento idraulico è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatto e savanella;
- **Galleria Cognolo** di lunghezza pari a 2875 m dalla valle del Salto alla valle del Turano, da realizzare attraverso scavo meccanizzato con TBM-EPB (diametro interno $\Phi 4000$, spessore dei conci 25 cm), il funzionamento idraulico è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatto e savanella;
- **Galleria Zoccani** di lunghezza pari a 2483 m dalla valle del Turano alla piana delle Molette, San Giovanni Reatino, da realizzare attraverso scavo meccanizzato con TBM-EPB (diametro interno $\Phi 4000$, spessore dei conci 25 cm), il funzionamento idraulico è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatto e savanella;
- **Galleria Montevecchio** di lunghezza pari a 12976 m dalla piana delle Molette al Nodo S, Salisano, da realizzare attraverso scavo meccanizzato con Rock-TBM double shield (diametro interno $\Phi 7500$, spessore dei conci 40 cm), il funzionamento idraulico è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatto e savanella;

- **Galleria di sorpasso 2 da Nuovo Bipartitore BIP a Pozzo di dissipazione PZ2**, realizzata con scavo in tradizionale con sezione policentrica, avente diametro massimo interno di $\Phi 4800$ e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con $\Phi 3400$ per una lunghezza di 541 m. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatta, all’interno del quale sarà posizionata una condotta $\Phi 600$ in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata.

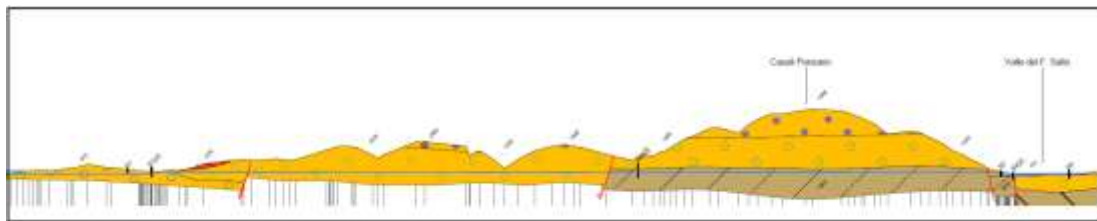


Figura 5.1 – Galleria Ponzano

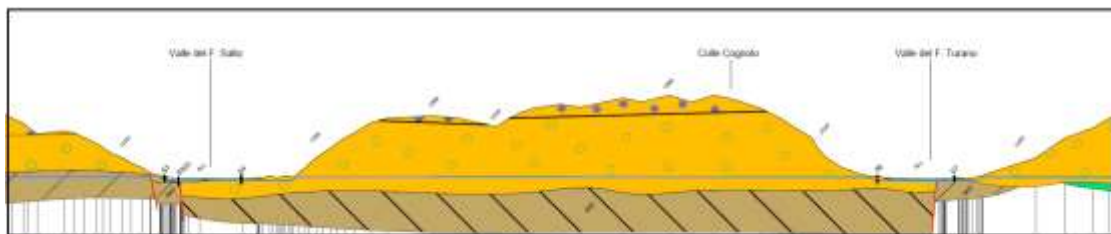


Figura 5.2 – Galleria Cognolo

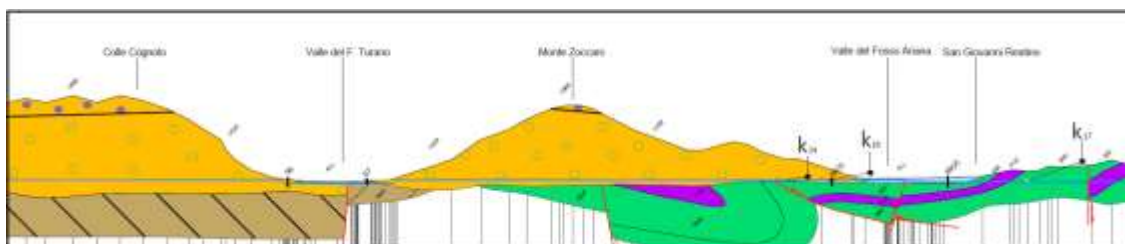


Figura 5.3 – Galleria Zocconi

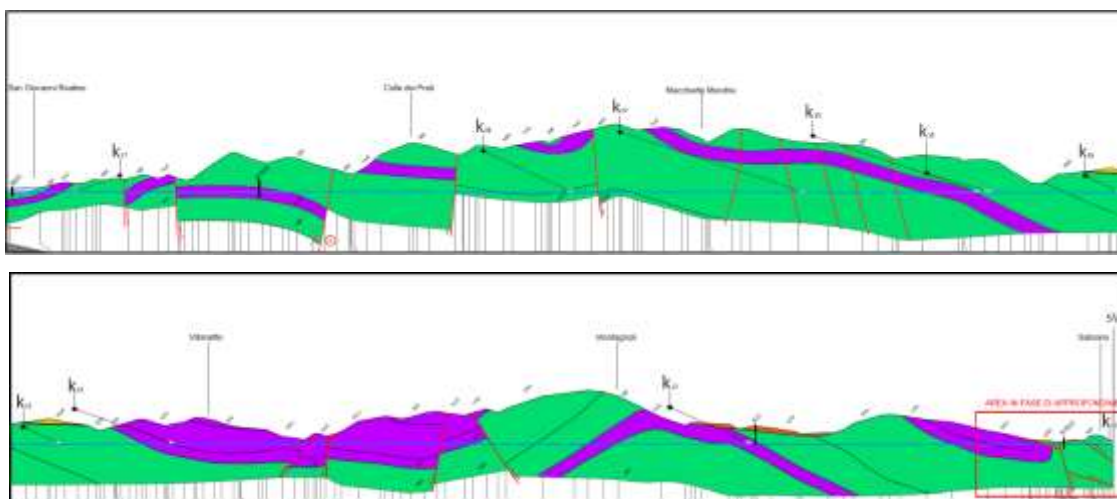


Figura 5.4 – Galleria Montevocchio

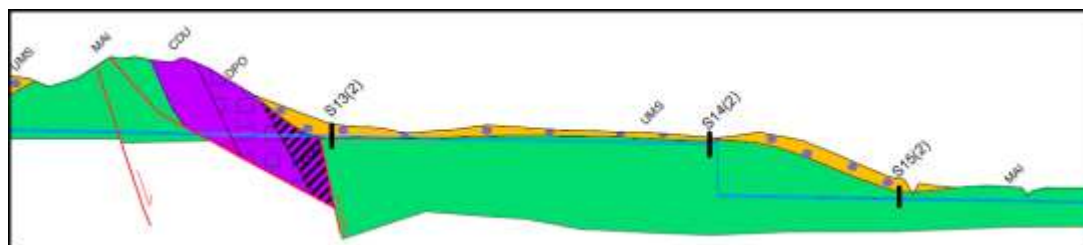


Figura 5.5 – Sorpasso Salisano

5.2 Metodologie di scavo meccanizzato

La scelta della tecnologia di scavo in meccanizzato mediante l'utilizzo di Tunnel Boring Machines fornisce ampie garanzie sulla possibilità di controllare e minimizzare gli effetti sulla falda e costituisce, di fatto, la soluzione più efficace ed avanzata per la riduzione degli effetti indesiderati di interazione delle attività di scavo con l'ambiente. Questo sia per la presenza di scudo e testa di scavo che permettono di evitare crolli in fase di avanzamento dello scavo, sia per le velocità di scavo decisamente superiori

a quelle ottenibili mediante scavo in tradizionale che permettono di ridurre i tempi di lavoro in modo estremamente efficace, sia per la presenza in continuo di iniezioni di miscele bicomponenti (backfilling) a tergo del rivestimento definitivo, garanzia del completo ripristino della continuità tra ammasso e opera. Nel caso dell'utilizzo di TBM con tecnologia Earth Pressure Balance (EPB), inoltre, la possibilità di applicare e regolare la contropressione al fronte fornisce ulteriori importanti garanzie sulla possibilità di controllare e ridurre a valori pressoché nulli gli impatti sulla falda.

Si è optato conseguentemente ad una attenta analisi dei rischi, correlati ai costi e benefici per l'impiego di metodologie di scavo meccanizzato rispetto alle comuni tecniche di scavo in tradizionale per la maggior parte delle gallerie da realizzarsi.

La tecnologia di scavo meccanizzato con TBM è attualmente il modo più efficiente e sicuro di eseguire lo scavo di gallerie in grado di:

- eseguire lo scavo a piena sezione mediante il movimento rotatorio della testa di scavo, opportunamente equipaggiata mediante utensili di scavo predisposti in base alla litologia da scavare;
- rimuovere il terreno dal fronte e trasportarlo automaticamente in continuo verso l'esterno della galleria mediante l'ausilio di un nastro di trasporto;
- mettere in opera il rivestimento definitivo della galleria realizzato attraverso conci di cls prefabbricati.

L'utilizzo di TBM fornisce una serie di vantaggi brevemente riassumibili in:

- elevati standard in termini di sicurezza delle maestranze le quali si trovano ad operare a distanza dal fronte, non venendo praticamente mai a contatto con la roccia e rimanendo al riparo da eventuali crolli o distacchi anche parziali o da improvvise venute d'acqua;

- elevate performance in termini di produzione, garantendo velocità di avanzamento di gran lunga superiori a quelle raggiungibili attraverso lo scavo in modalità “tradizionale”;
- elevata rapidità e precisione nell’installazione del rivestimento definitivo, realizzato mediante conci in cls prefabbricato, trasportati all’interno della galleria e automaticamente posti in opera mediante l’apposito erettore;
- elevati standard per la qualità del monitoraggio e possibilità di controllare costantemente, anche in remoto, ogni fase di scavo e installazione del rivestimento oltre che lo stato di funzionamento della TBM e i valori di ogni singolo parametro.

Ulteriori vantaggi sono costituiti dai minori impatti e disturbi dello scavo rispetto all’ammasso in cui la galleria deve essere realizzata, maggiore durabilità delle opere e maggiore capacità di adattare lo scavo alle mutevoli caratteristiche del terreno o della roccia da scavare.

Il numero delle gallerie da realizzare nell’ambito del Progetto in oggetto, la variabilità delle formazioni interessate dallo scavo e le differenti combinazioni di diametri di scavo richiesti ha portato alla necessità di pensare a modalità di scavo differenti.

Il rivestimento definitivo è posto in opera direttamente dalla TBM mediante l’erettore posto all’interno dello scudo. Tale rivestimento, costituito dall’assemblaggio di conci prefabbricati svolge le seguenti funzioni:

- contenimento dei carichi a lungo termine durante la vita dell’opera;
- contrasto delle azioni in fase di spinta della macchina;
- tenuta idraulica;
- rispetto dell’andamento teorico del tracciato.

La tecnologia generalmente utilizzata detta ad anello universale ha la caratteristica forma dell’anello troncato obliquamente che, non prevedendo pezzi speciali con posizioni prefissate, consente una notevole flessibilità nell’andamento delle differenti condizioni plano-altimetriche del tracciato. Il concetto base sta nella conicità del singolo anello (costituito da più conci) il quale consente, con la scelta di un’opportuna rotazione rispetto a quello già precedentemente installato, di seguire l’andamento del tracciato per successive approssimazioni semplicemente assemblando i diversi anelli nella sequenza di volta in volta più appropriata.

Grazie ai vantaggi offerti dalla meccanizzazione spinta di questi processi costruttivi, è oggi possibile realizzare scavi a piena sezione con TBM-EPB avanzando in condizioni geologico-geotecniche difficili e in presenza di falda conseguendo produzioni in termini di avanzamento eccellenti.

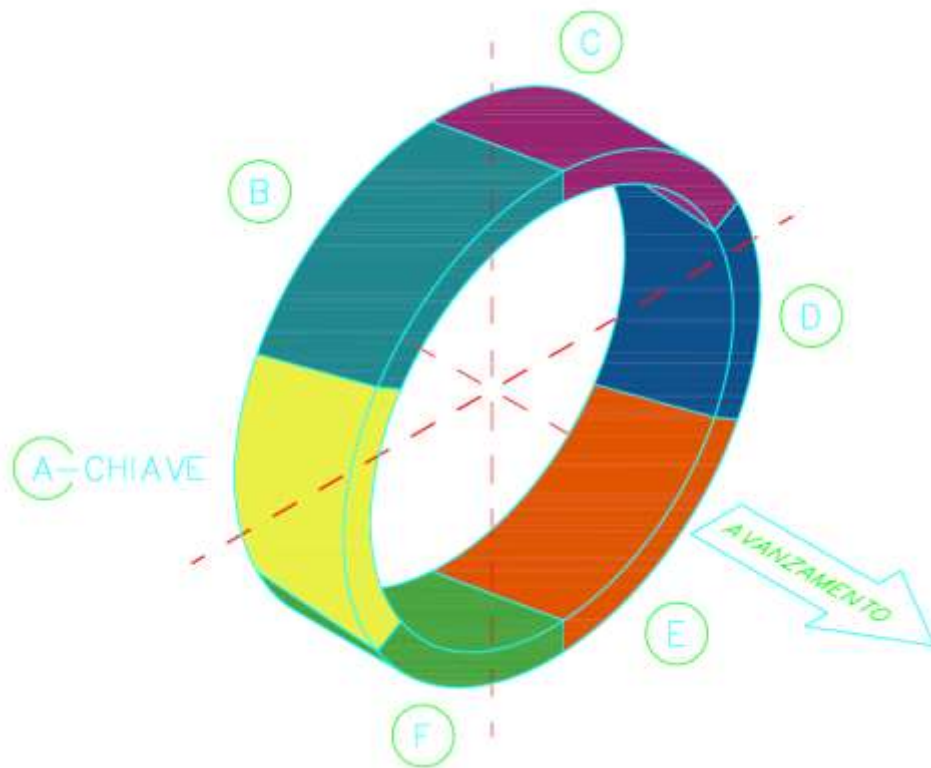


Figura 5.6 – Schema concettuale del rivestimento di una galleria in conci di cls prefabbricati.

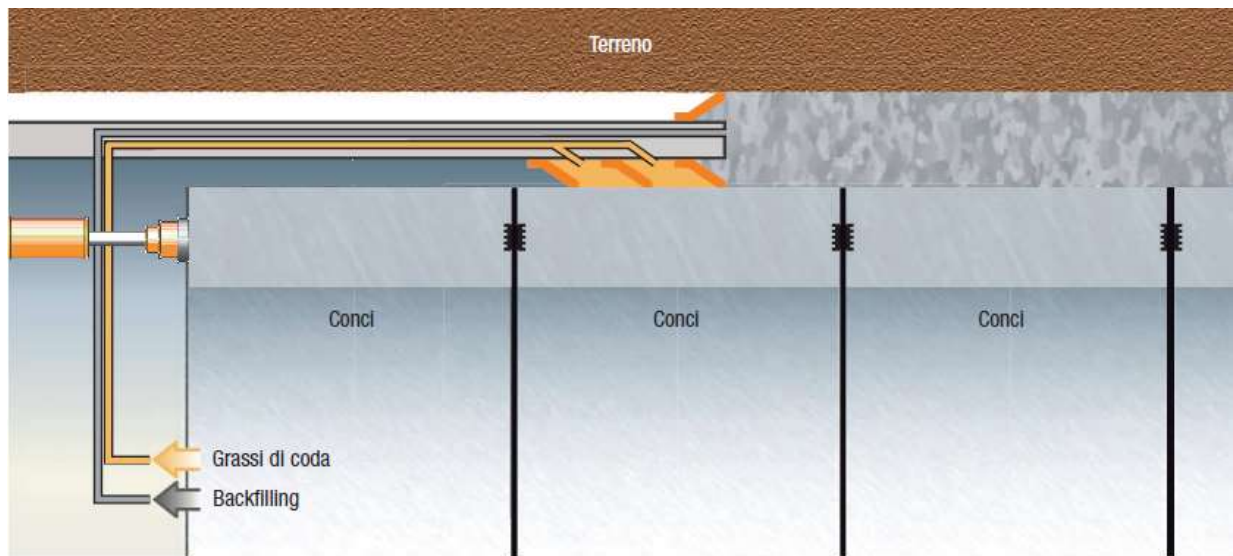


Figura 5.7 – Schema concettuale del rivestimento di una galleria in conci di cls prefabbricato.

Durante l’avanzamento della TBM e la progressiva installazione del rivestimento in conci prefabbricati si viene a creare un gap tra il profilo di scavo della TBM e l’estradosso del rivestimento; tale gap deve essere riempito per evitare errori di allineamento della TBM o nel posizionamento dei futuri conci di rivestimento, per evitare che l’anello di rivestimento possa muoversi per effetto del proprio peso, del peso della TBM e del back-up o per effetto delle sollecitazioni trasmesse dall’ammasso all’esterno della galleria.

L’iniezione ha peraltro l’effetto di rendere la galleria impermeabile e di aumentare la durabilità del rivestimento della galleria e dell’opera intera costituendo un ulteriore strato protettivo di diversi cm di spessore posto all’esterno dei conci di rivestimento prefabbricato.

L’iniezione di intasamento può avvenire durante l’intera fase di scavo mediante augelli poso nella fase terminale dello scudo della TBM o a posteriori da fori appositamente predisposti al centro di ciascun concio del rivestimento. I materiali utilizzati vanno dal pea-gravel (da iniettarsi solamente a posteriori attraverso i conchi e non in grado di rendere lo stato impermeabile), fino a varie forme di miscele bentonitiche e cementizie.

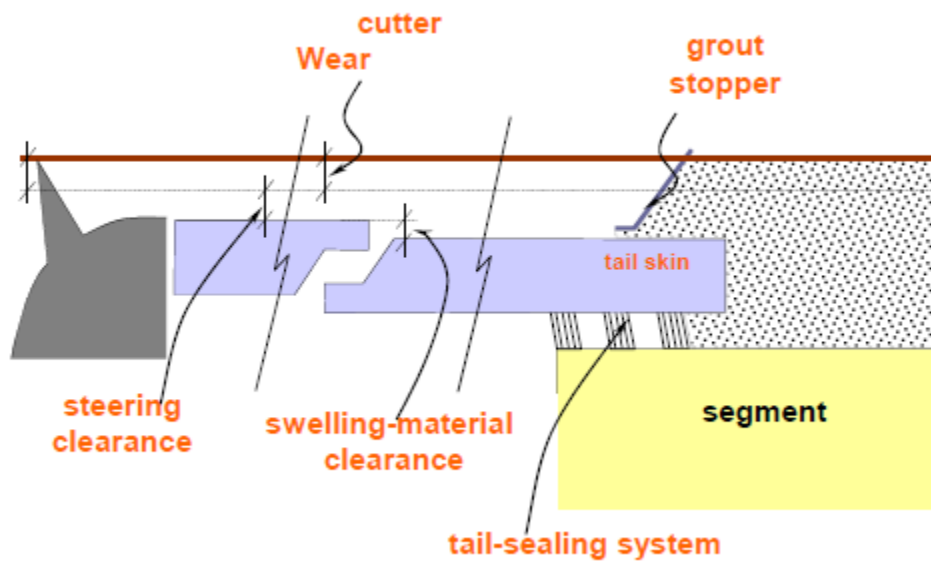


Figura 5.8 – Schema concettuale del rivestimento di una galleria in conchi di cls prefabbricato.

Nel caso delle iniezioni con miscele bicomponenti, tramite le pompe di iniezione l’iniezione avviene in corrispondenza dell’estremità dello scudo, direttamente sulla superficie esterna del rivestimento definitivo della galleria. Il controllo dei volumi di malta iniettata a tergo dei conchi è fondamentale per il controllo degli assestamenti del terreno in superficie.

Il quantitativo di malta iniettata varia in funzione della lunghezza realmente scavata, del tracciato rettilineo o curvilineo, delle caratteristiche e del comportamento del materiale scavato, del consumo degli utensili perimetrali montati sulla testa fresante.

I valori di pressione di iniezione minimi e massimi, stabiliti in fase progettuale ed affinati in fase esecutiva, sono disponibili per tratta omogenea e forniti insieme ai valori di pressione di sostegno al fronte. Per l’iniezione della malta di intasamento vengono calcolati e resi disponibili valori di pressione differenziati in funzione della posizione dei punti di iniezione e, quindi, in funzione del carico litostatico ed idraulico.

5.2.1 TBM-EPB

Esistono dei modelli di TBM studiati principalmente per lo scavo di gallerie in terreno sciolti nei quali, oltre alla necessità di contenere eventuali fenomeni di instabilità del fronte mediante la testa fresante, è necessario applicare una pressione al fronte necessaria a ridurre la variazione dello stato tensionale indotto dallo scavo della galleria al fronte e nelle zone intorno alla galleria durante tutte le operazioni di scavo e di installazione del rivestimento definitivo in conci. Queste tipologie di tunnel boring machine, oggi abitualmente utilizzate in ambiente urbano, sono le EPB (Earth Pressure Balance) per le quali la pressione al fronte è applicata dallo stesso materiale di scavo miscelato con tensioattivi e mantenuto in pressione all’interno della camera di scavo, o in alternativa le SS (Slurry Shield) nelle quali la pressione al fronte è quella idrostatica del fango bentonitico mischiato al materiale scavato e mantenuto in pressione all’interno della camera di scavo. Per completezza si citano anche le CA con funzionamento ad aria compressa le quali sono le più antiche e ormai in disuso per questioni legate alla sicurezza delle maestranze e delle operazioni di scavo e per problemi di affidabilità.

La realizzazione di gallerie mediante TBM-EPB si basa, quindi, sul principio del sostegno del fronte di scavo con il medesimo materiale scavato, transitante nella “camera di scavo”, mantenuto in pressione mediante la spinta della macchina ed un sistema controllato di rimozione del terreno (coclea) dalla stessa camera di scavo. La pressione alla quale il terreno è mantenuto in pressione è definita sulla base della profondità di scavo, delle caratteristiche geotecniche dei terreni, della quota della falda rispetto alla quota dell’asse del tunnel, dei gradienti idraulici di filtrazione dell’acqua, della permeabilità del terreno e della interazione con strutture potenzialmente interferenti in superficie).

Sotto l’impulso applicato allo scudo della TBM e, quindi, alla testa di scavo in rotazione, il terreno viene asportato dal fronte fluendo nella camera di scavo da cui viene estratto mediante la coclea nei volumi voluti. In questo processo, il materiale riceve costantemente una compressione tale che la pressione esercitata sia proprio quella necessaria a sostenere il fronte di scavo.

Contemporaneamente allo scavo, lo scudo della TBM si sfilava dall’anello formato da elementi prefabbricati in calcestruzzo (conci) costituente il rivestimento definitivo, precedentemente montato, ed il vuoto anulare tra la superficie di estradosso dell’anello di rivestimento e il profilo naturale del terreno vengono riempiti con iniezioni di malta a pressione fino alla completa saturazione del vuoto anulare anzidetto. Gli ugelli di iniezione della malta sono montati alla fine dello scudo il quale è protetto verso l’interno dal potenziale ingresso della malta, mediante diverse file di spazzole tra le quali è iniettato in continuo grasso con specifiche caratteristiche.

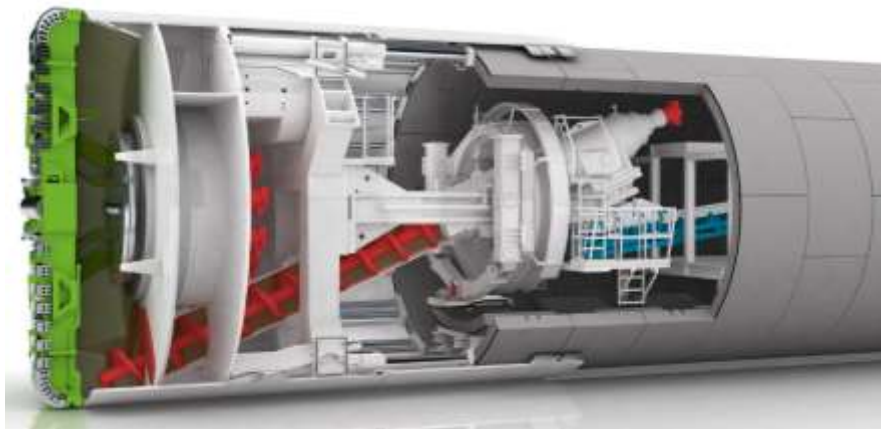


Figura 5.9 –TBM Earth Pressure Balance (EPB).

Vengono di seguito riportate le caratteristiche della TBM-EPB che verrà usata per lo scavo delle gallerie il cui diametro nominale interno corrisponde a 4000 mm (galleria Ponzano, Cognolo, Zoccani, Sorpasso di Salisano).

Tabella 5.1 - Caratteristiche della TBM-EPB DN4000

Assembly group / Item	Specification
Segment design	OD 4,000mm / ID 4,600mm / length 1,200mm ring design to be defined
Shield type	EPB Shield ø 4,900mm with shield steering articulation
Design pressure	3.0bar (please provide further details about geological conditions)
Advance speed (design of functions)	80 mm/min
Logistics in tunnel	Rolling Stock (1-ring supply) / muck car
Applied standard & directives	EN 16191 (tunnelling machines) EN 12110 (man locks) 97/23/EG pressure equipment directive
Cutter head type	Soft ground type ø 4,940mm
Tool configuration	approx. 4x double disc cutters gauge / center cone & approx. 60x scrapers (tool configuration to be defined)
Direction of rotation/excavation	two direction (left/right)
Thrust cylinders	number of cylinders is subject to final segment design
Nominal thrust force	approx. 40,000kN @ 420bar
Stroke	approx. 1,800mm (subject to segment design)
Main drive	Variable Speed Electric (VFD) fix installed type
Main bearing diameter / Lh10 life time	2,300mm / 10,000 hr
Installed power	800 kW
Rotation speed	0-5 rpm
Main drive torque	approx. 3,100 kNm max. torque approx. 3,400 kNm break out torque
Screw conveyor	
Diameter screw conveyor	600 mm
Screw conveyor closing gate	1x rear closing gate
Erector	Center free ring erector
Segment gripping	mechanical
Man lock	1x DN1600mm, 3bar (3 pers. main- & +2 pers. entrance-chamber)
Closed type water cooling circuit	closed type cooling circuit on TBM
Total flow	approx. 40 m³/h @ min. 25°C
Grouting	Bi-component grouting
Grout pump number & capacity	4x A/B pumps / approx. 15m³/h in (in sum)
Grout tank capacity	A-Component 4m³ / B-Component 0,5m³
Foam	4x foam generator
Bentonite	4m³ storage tank and pump (bentonite supply by customer)
Dewatering	30m³/h (subject to final design)
Ventilation	blowing type ventilation
Diameter primary / secondary ventilation	subject to design
TBM electrics	IP67 main drive motors / IP55 IP for boards
Primary voltage	to be defined by end user
Installed power	approx. 2,100kVA (subject to final design)
Gantry concept	open type gantries running on auxiliary rails
Personal facilities	personal container 6 person / space for toilet
Safety equipment	Fire detection/suppression system, gas measuring and refuge container (12 person capacity) according EN16191

D-scavo (mm) 4940

sovrascavo sul raggio (mm) 20

conicità sul raggio (mm)	20
D-ext fine scudo (mm)	4860
D-interno tubazione (mm)	4000
Spessore conci (mm)	300
D esterno conci (mm)	4600
Spessore malta di riempimento (mm)	130

5.2.2 ROCK-TBM Aperta – Double Shield

Le TBM aperte o Gripper TBM si utilizzano per lo scavo in ammassi rocciosi con buone caratteristiche meccaniche, dove si permette agli operatori di lavorare in sicurezza senza una installazione di opere di sostegno di prima fase.

In presenza di rocce instabili ed altamente fratturate, in seguito al franamento delle pareti laterali/fronte sotto l’azione dei gripper/testa fresante, le produzioni si riducono o addirittura si annullano, ed occorre intervenire realizzando dei by-pass con metodi tradizionali. I problemi d’avanzamento in rocce instabili si esaltano all’aumentare dei diametri di scavo, per cui l’impiego di tali macchine è sconsigliato per gallerie con diametro superiore agli 8 - 9 m.

Quando lo scavo interessa formazioni che possono presentare durante lo scavo fenomeni di instabilità, le frese aperte, quale che sia la loro tipologia costruttiva, possono essere equipaggiate con attrezzature per la messa in opera di sostegni di prima fase immediatamente a tergo del supporto della testa fresante. Tali supporti dovranno peraltro essere messi in opera secondo un opportuno interesse, in modo da non interferire con le scarpe del dispositivo di ancoraggio. Le principali componenti di una TBM aperta sono i seguenti:

- testa fresante;
- trave principale;
- sistema di ancoraggio;
- cilindri idraulici di spinta;
- motori elettrici;
- nastro di smarino.

Nella fase di avanzamento della macchina le piastre dei gripper sono spinte contro le pareti della galleria in modo da fornire il contrasto necessario a consentire ai martinetti di spinta di accostare la testa fresante al fronte di scavo e completare l’abbattimento della roccia per un tratto pari al fine corsa dei cilindri; terminata la fase di avanzamento, il sistema di stabilizzatori viene abbassato, in modo da impedire l’inclinazione della testa rispetto all’asse della galleria, i gripper vengono ritratti e i martinetti di spinta richiamano a sé il back-up della macchina sfruttando come contrasto il peso della cutterhead.

In realtà anche le TBM aperte sono frequentemente equipaggiate da un piccolo scudo e da piccole appendici o lamelle, chiamate finger shield, per prevenire l’eventuale distacco di blocchi e proteggere la zona di erezione dei supporti. Nella fase di avanzamento, i chip di roccia distaccate vengono raccolte da tasche poste in posizione periferica rispetto alla cutter head, e convogliate nella parte centrale dove, attraverso un nastro trasportatore, vengono allontanate dal fronte.

Le TBM doppio-scudate o frese a doppio scudo telescopico, sono una combinazione di una TBM aperta e di una TBM monoscudata. Sono composte da uno scudo anteriore, che protegge la testa fresante e il cuscinetto reggispinta, da uno scudo telescopico e da uno scudo posteriore, dal quale si estrudono i gripper, e nella cui coda vengono messi in opera, quando richiesto o necessario, i sostegni temporanei o i conci

prefabbricati per mezzo di un erettore. La differenza sostanziale con una TBM mono-scudata è che la fase di avanzamento e quella di erezione del sostegno possono essere svolte contemporaneamente aumentando notevolmente la velocità di avanzamento e conseguentemente le produzioni attese. Lo scudo di coda, grazie alla presenza dei gripper, funge da contrasto nella fase di abbattimento della roccia e la testa viene spinta grazie ai martinetti contro il fronte; nel frattempo dietro lo scudo di coda vengono montati i conci che saranno utilizzati come contrasto, esaurita la corsa dei martinetti, nella fase di richiamo.

Inoltre la possibilità di usare questa macchina sia con il principio di una TBM aperta che di una mono-scudata la rende molto versatile e adattabile ad una grande varietà di litotipi.

Questo tipo di fresa rappresenta un notevole passo avanti nel campo dello scavo meccanizzato a piena sezione in ammassi rocciosi, in quanto permette di affrontare lo scavo di gallerie in un’ampia gamma di condizioni geo-meccaniche, mantenendo un elevato standard di sicurezza per il personale; una TBM a doppio scudo consente infatti le seguenti opzioni:

- in ammassi rocciosi caratterizzati da un elevato tempo di autosostentamento e con elevati valori delle caratteristiche meccaniche del materiale roccioso, avanzare utilizzando i gripper di ancoraggio per il contrasto alla spinta di avanzamento;
- qualora progettualmente richiesto, o quando le condizioni geo-meccaniche dell’ammasso lo rendano necessario, mettere in opera conci prefabbricati di rivestimento o sostegni provvisori in contemporaneità con lo scavo;
- in ammassi rocciosi caratterizzati da condizioni geo-meccaniche “avverse”, avanzare sfruttando l’azione dei cilindri ausiliari che, per il contrasto alla spinta

di avanzamento, usufruiscono di opportuni sostegni provvisori o dell’anello di conci prefabbricati posti in opera all’interno dello scudo di coda; tale operazione, però, non può avvenire in contemporanea rispetto alle operazioni di scavo e comporta la riduzione delle velocità di scavo a quelle tipiche di una TBM mono scudo.

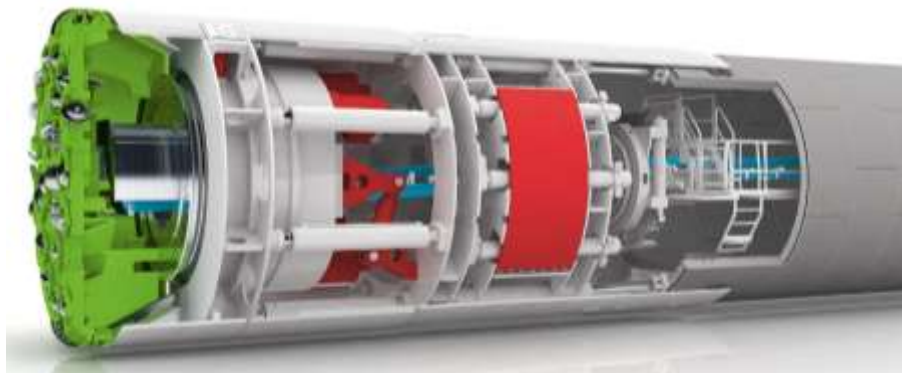


Figura 5.10 – Rock TBM doppio scudo.

Vengono di seguito riportate le caratteristiche della ROCK-TBM che verrà usata per lo scavo della galleria il cui diametro nominale interno corrisponde a 7500 mm (galleria Montevercchio).

Tabella 5.2 - Caratteristiche della ROCK-TBM DN7500

Assembly group / Item	Specification
Segment design	OD 8,300mm / ID 7,500mm / length 1,800mm ring design to be defined
Shield type	Double Shield TBM ø8,700mm
Advance speed (design of functions)	100 mm/min
Logistics material / muck	Rolling Stock (2-ring supply) / tunnel belt conveyor
Applied standard & directives	EN 16191 (tunnelling machines)
Cutter head type	Hard rock cutter head ø 8,700mm
Tool configuration	approx. 50 disc cutters / (tool configuration spacing and size to be defined)
Direction of rotation/excavation	one direction (right)
Thrust & gripper system	number of cylinders is subject to final segment design
Thrust cylinder maximum force	located between front and gripper shield approx. 40,000KN @ 420bar
Auxiliary thrust cylinder maximum force	located in gripper shield approx. 60,000KN @ 420bar
Gripper cylinder / maximum force	located in gripper shield approx. 50,000KN @ 350bar
Main drive	Variable Speed Electric (VFD) fix installed type
Main bearing diameter / Lh10 life time	5,000mm / 10,000 hr
Installed power	3,500 kW
Rotation speed	0-8 rpm
Main drive torque	approx. 9,750 kNm max. torque approx. 10,400 kNm break out torque
Muck discharge	muck-ring/ conveyor belt system
Diameter belt conveyor	1,000mm machine belt/transfer belt
Capacity conveyor belt	approx. 1200 to/h
Erector	center free ring erector
Segment gripping	vacuum
Segment backfill system	Sandy grout in invert 90° through segment & Pea gravel in upper 270° through segment
Grout pump/tank number & capacity	Approx. 30 m³/h approx. 6,5m³ exchangeable tank (customer supply)
Pea gravel pump/tank capacity	approx. 30m³/h (nominal) / approx. 20m³ exchangeable tank (customer supply)
Cooling water system	closed type cooling circuit on TBM
Required amount	approx. 70m³/h @ min. 25°C
Industrial water	taken from cooling water backflow
Dewatering	100m³/h (subject to final design)
Ventilation	blowing type ventilation
Diameter primary / secondary ventilation	subject to design
Dust scrubber system	approx. 800m³/min with 0,5mg/m³ filter accuracy
TBM electrics	IP67 main drive motors / IP55 IP for boards
Primary voltage	to be defined by customer
Installed power	approx. 5,500kVA (subject to final design)
Gantry concept	open type gantries running on auxiliary rails
Personal facilities	personal container 10 person / space for toilet
Safety equipment	Fire detection/suppression system, gas measuring and refuge container (16 person capacity) according EN16191

D-scavo (mm)	8700
sovrascavo sul raggio (mm)	20
conicità sul raggio (mm)	20
D-ext fine scudo (mm)	8620

D-interno tubazione (mm)	7500
Spessore conci (mm)	400
D esterno conci (mm)	8300
Spessore malta di riempimento (mm)	160

5.3 Rischi potenziali nella fase di realizzazione della galleria

5.3.1 Generali

Le operazioni di scavo in tradizionale ed in meccanizzato, comportano l’utilizzo di mezzi meccanici (TBM, escavatori, martelli pneumatici, pompe ecc..) in un ambiente di limitate dimensioni. Questo comporta un ingombro elevato delle aree di lavoro, con conseguente rischio elevato per la salute del personale impiegato all’interno del cantiere della galleria.

In particolare risultano frequenti incidenti come investimento del personale di scavo causato da movimentazione dei macchinari come escavatori e benne, collisione di escavatori con altre macchine o con ostacoli fissi; polvere; gas di scarico; rumore ecc.

Risulta dunque fondamentale la scelta degli specifici dispositivi di protezione individuale ed il pedissequo rispetto della normativa sulla sicurezza d.lgs. 81/2008

Vengono di seguito elencati i principali fattori di rischio in cui si incorre nelle lavorazioni in galleria

5.3.1.1 Presenza di strati o blocchi lapidei

La formazione dei conglomerati (UCR-UGR-UMS) può presentare strati e blocchi lapidei di dimensioni variabili immersi nella matrice dei terreni a grana grossa; tali inclusioni sono comunque sporadiche e di potenza generalmente inferiore al metro.

5.3.1.2 Venute d’acqua

Il potenziale rischio di venute d’acqua in galleria in fase di scavo è stato definito in funzione dei principali caratteri idrogeologici delle formazioni di interesse. Tale rischio dipende dalla conducibilità idraulica dei materiali attraversati, dal carico idraulico e dall’eventuale presenza di zone di faglia e di discontinuità. In particolare, le formazioni a permeabilità maggiore, ($10^{-2} \text{ m/s} < k < 10^{-3} \text{ m/s}$) risultano essere quelle dei conglomerati. Considerati i valori di permeabilità le venute d’acqua potrebbero causare problematiche di dilavamento e asportazione della frazione fina, e allagamento dello scavo. Questi fenomeni risultano essere sporadici in quanto dalle prove in situ si è verificato che il tracciato delle gallerie si svilupperà sostanzialmente sopra falda, eccetto in alcune zone puntuali dove si ipotizza la presenza di falde idriche locali. A questo proposito è stato previsto l’utilizzo della macchina EPB in modo tale da evitare problematiche connesse alle venute d’acqua.

5.3.1.3 Temperature all’interno della galleria

Nello studio e nelle esecuzioni delle grandi gallerie, occorre tener presente che la temperatura della roccia, e di riflesso quella dell’aria nel cavo, aumenta via via che ci si allontana dalla superficie esterna, e che quando si superano i 25°C soprattutto se in aria satura di umidità come di norma si riscontra in galleria, occorrono particolari

mezzi di ventilazione perché sia garantito il benessere fisico dei lavoratori e non ne sia ridotta l’efficienza fisica, in particolare per chi esegue lavori pesanti.

L’aumento di temperatura che si riscontra per ogni metro di profondità viene definito gradiente geotermico. Tuttavia spesso si utilizza il gradiente geotermico per definire il valore in gradi centigradi dell’aumento di temperatura per ogni 100 metri di profondità. Il numero di metri che occorre scendendo in profondità per riscontrare l’aumento di 1°C di temperatura viene definito grado geotermico. Dai risultati delle osservazioni, compiute durante la costruzione di gallerie è possibile accertare, in via approssimata, la distribuzione delle temperature nel cavo delle gallerie e, utilizzando le misure di temperature della superficie esterna, ricostruire l’andamento delle superfici isoterme. Occorre aggiungere che la natura delle rocce e la posizione dei piani di stratificazione o di scistosità esercitano una certa influenza sulla distribuzione del calore interno.

5.3.1.4 Illuminazione

Frequente causa d’infortunio nei lavori in sotterraneo è l’illuminazione non funzionale all’ambiente di lavoro. All’interno delle gallerie deve essere garantita una idonea illuminazione artificiale sia quantitativamente che qualitativamente. L’illuminazione artificiale deve essere estesa a tutti i posti di lavoro ed alle vie di transito, usando particolare attenzione per i punti pericolosi indipendentemente dai mezzi di illuminazione individuati. Può essere opportuno utilizzare segnalazioni lampeggianti in prossimità dei punti pericolosi. I corpi illuminanti devono avere un adeguato grado di protezione contro la penetrazione delle polveri e dell’acqua e devono essere resistenti agli urti. Di fondamentale importanza risulta la manutenzione ordinaria

(pulizia, verifica, etc.) dei sistemi d’illuminazione per mantenere il grado di luminosità per i quali sono stati progettati ed installati.

5.3.1.5 Inquinamento dell’aria

Nei lavori in sotterraneo ed in generale negli ambienti confinati senza possibilità di aerazione naturale, si pone con una certa gravità il problema dell’inquinamento dell’aria. Gli inquinanti negli scavi in sotterraneo sono i gas tossici e le polveri. I gas tossici sono emessi dal processo di combustione interno dei motori a scoppio e dai fumi a seguito dell’utilizzo di esplosivi. Le polveri si formano durante i lavori di scavo con l’utilizzo di cariche di esplosivo, le perforazioni con “jumbo”, gli abbattimenti del fronte con mezzi meccanici e durante la movimentazione del materiale abbattuto con le pale meccaniche e successivamente con i dumpers lungo le vie di transito.

5.3.1.6 Polveri

Le polveri sono ovviamente dello stesso tipo litologico dell’ammasso roccioso che si sta attraversando. Le più pericolose sono quelle di silice, in particolare quelle di piccole dimensioni (inferiori a 5 micron). Le precauzioni da prendere per limitare la produzione e il sollevamento delle

polveri sono:

- utilizzare utensili di perforazione muniti di dispositivi per l’iniezione di acqua;
- bagnare di continuo durante le operazioni di carico il materiale abbattuto;
- immettere un’idonea quantità di aria fresca.

5.3.1.7 Gas tossici

I gas tossici più frequenti sono gli ossidi di carbonio e i vapori nitrosi. Un gas che può facilmente essere associato al metano è l’anidride carbonica (CO₂) in quanto è complementare al metano nel suo processo di trasformazione da cellulosa di vegetale in gas. È un gas incolore ed inodore, più pesante dell’aria e molto pericoloso per la salute fino ad essere letale se presente in certe concentrazioni in atmosfera. Per limitare l’emissione di monossido di carbonio (CO) da parte dei motori diesel dei mezzi presenti in galleria è necessario utilizzare macchine equipaggiate con motori in buono stato di manutenzione e perfettamente regolati nel processo di combustione anche in funzione dell’altitudine. Le macchine, tuttavia, devono essere munite dei depuratori dei fumi di scarico. Alcuni termini indicativi per garantire un idoneo ricambio di aria, relativamente ai gas di scarico, è assicurare una portata di aria fresca di almeno 50 l/minuto per cavallo di potenza tenendo conto di tutto il parco macchine presente in sotterraneo. I gas tossici dovuti alla detonazione dell’esplosivo sono contenuti dentro il tappo di fumi creati dallo sparo e sono prevalentemente degli ossidi di azoto (NO, NO₂).

L’azione di prevenzione consiste nell’attendere che i fumi dell’esplosivo siano sufficientemente diluiti per poter riprendere il lavoro. Un criterio quantitativo, di tipo empirico, per un sufficiente lavaggio dello scavo, è di immettere una portata di aria fresca pari a 200 l/s per mq di sezione. In tale modo l’accesso in galleria può essere permesso trascorsi circa 30 minuti dallo sparo. Gas che si possono rinvenire in galleria, ma che differentemente agli altri sopra elencati si avvertono per il loro odore caratteristico, sono l’acido solfidrico (H₂S) e l’anidride solforosa (SO₂).

L’acido solfidrico ha il caratteristico odore di uova marce. Dal punto di vista tossicologico è molto pericoloso non solo per inalazione ma anche per contatto, in

particolare per gli occhi e per le piccole ferite. Fra le caratteristiche chimico-fisiche si ricordano quelle di essere più pesante dell’aria ed essere esplosivo se mescolato con aria in proporzioni superiori al 6%.

L’anidride solforosa è più pesante dell’aria ed ha un odore pungente e soffocante. È estremamente tossica. In questo elenco di gas andrebbe compreso anche il vapore d’acqua che non è un gas e non è certamente tossico, ma che in elevate percentuali nell’aria può rendere estremamente gravoso il lavoro.

5.3.1.8 Atmosfere esplosive

Nei lavori in sotterraneo si può incorrere nel fenomeno delle emanazioni gassose. Questo fenomeno è molto noto nelle miniere di carbon fossile. Tuttavia emissioni di gas idrocarburi si possono verificare anche in attraversamenti di terreni privi di carbon fossile dato che tali gas si rinvencono comunemente nei sedimenti accumulati in ambienti favorevoli alla naftogenesi ed in genere nei sedimenti che possono racchiudere sostanze organiche in decomposizione.

Il gas più comune è il metano che, se raggiunge concentrazioni comprese fra il 4,5 - 16% in termini volumetrici, con l’aria diventa esplosivo. La miscela aria-metano è più nota con il termine “grisou”. Si sottolinea che tale miscela è inodore e quindi non avvertibile direttamente. Il metano e gli altri idrocarburi eventualmente presenti, essendo più leggeri dell’aria si raccolgono nella zona di calotta. Lo scavo di una galleria in terreni geologicamente favorevoli per la presenza di metano va condotto con grande precauzione, vietando l’utilizzo di fiamme libere di qualsiasi tipo, di motori a scoppio o diesel e predisponendo apparecchi rilevatori di gas nonché condotte di acqua in pressione per intervenire contro eventuali principi d’incendio.

Le analisi per la determinazione del rischio gas sono state condotte per fasi di approfondimento successivo e dovranno essere successivamente approfondite. Preliminarmente, è stata condotta un’analisi bibliografica e storica volta a verificare, in relazione alle differenti unità geologiche individuate e direttamente interessate dal progetto, l’eventuale presenza di termini geologici favorevoli alla presenza di gas. Hanno fornito elementi di giudizio orientativi per la valutazione:

- relazione geologica geotecnica e idrogeologica;
- carte geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche;
- planimetria generale con ubicazione dei sondaggi geognostici;
- sezioni geologiche con ubicazione dei sondaggi;

In funzione dei risultati derivanti dall’analisi bibliografica e storica, è stato possibile associare, quindi, ad ogni galleria di linea e uscita di emergenza della tratta la classe di rischio gas 1B come definita nella citata Nota Interregionale: “Gallerie/tratti per le quali l’analisi geologica strutturale porta a prevedere flussi di grisù, ma non ci sono elementi di riscontro desunti dalle indagini preliminari (studi e ricerche, analisi della storicità, sondaggi) effettuate in fase di progetto e dalla porzione d’opera già realizzata. In definitiva le manifestazioni gassose sono possibili ma con portate prevedibilmente modeste o con modalità che si ritiene non portino a condizioni di rischio”

Risultano possibili scelte progettuali per prevenire il danno connesso alla presenza di gas:

- sistema di ricognizione
- perforazione in avanzamento con sensori
- impianto di allarme
- ventilazione potenziata

- piano di sicurezza (evacuazione, intervento di soccorso ecc....)

5.3.2 Scavo meccanizzato

5.3.2.1 Trasporto materiale scavato con nastri trasportatori

- impigliamento e trascinamento causato dalle parti in movimento dei nastri;
- schiacciamento degli arti superiori;
- schiacciamento degli arti inferiori per caduta materiale dai nastri;
- polveri;
- rumore.

5.3.2.2 Installazione dei conci prefabbricati

- investimento del personale causato dai conci sollevati;
- schiacciamenti arti superiori ed inferiori.

5.3.2.3 Abbattimento e rimozione con macchine a piena sezione. Operazioni di manutenzione

- cadute dall’alto;
- investimento di materiale caduto dall’alto;
- schiacciamenti agli arti superiori.

5.4 Caratterizzazione geotecnica, modello geotecnico e suddivisione in classi omogenee di scavo per il dimensionamento dei conci

Lo scavo della galleria *Monte Vecchio* avverrà in diverse formazioni geologiche, sulla base delle informazioni a disposizione, le stesse sono state accorpate in diversi gruppi a parità di comportamento meccanico stimato, fino ad individuare 3 unità geotecniche denominate B, C ed E. inoltre, per tutte le zone interessate da faglie o comunque da intensa fratturazione, è stata considerata la presenza di una unità geotecnica denominata E (Faglia/Cataclasato).

Le formazioni carbonatiche della Maiolica, della Scaglia Bianca e della Scaglia Rossa, che rappresentano le unità interessate dallo scavo che presentano migliori caratteristiche meccaniche, vista la similitudine dei parametri di caratterizzazione, sono state accorpate a formare l’unità geotecnica B.

Analogamente, per le formazioni che presentano stratificazione alternata di materiale a componente prevalentemente arenaceo e materiale a componente prevalentemente marnosa della Scaglia Variegata e delle Marne a Fucoidi, formazioni di caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto alla Maiolica e alle altre Scaglie, è stata definita l’unità geotecnica C.

Nella figura seguente è presente uno stralcio del profilo geomeccanico delle gallerie in questione (riportato per intero in appendice al presente documento).

Nel seguente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica condotta per tali unità, specializzata per le massime coperture con cui si presentano durante lo scavo

in galleria (420 m per l’unità geotecnica B e E, 200 m per la C), dimensionanti ai fini delle verifiche strutturali dei rivestimenti definitivi.

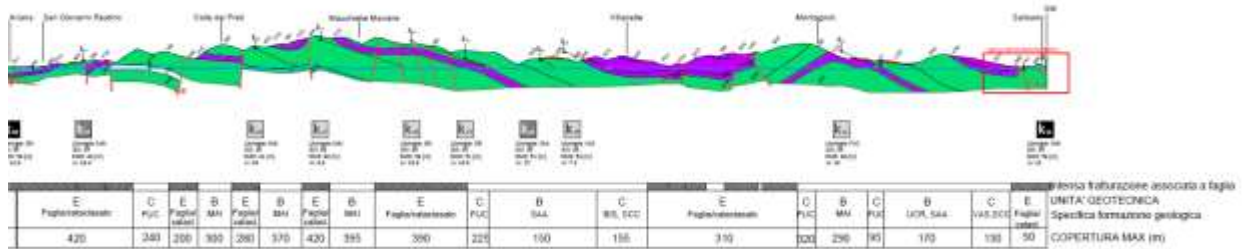


Figura 5.11 - Stralcio del profilo geomeccanico della galleria Monte Vecchio.

Lo scavo delle gallerie *Ponzano, Cognolo e Zoccani* interessa la formazione di Cenciara, denominata unità geotecnica D; le gallerie presentano copertura massima pari a 420 m.

Nella figura seguente è riportato uno stralcio del profilo geomeccanico delle gallerie in questione.

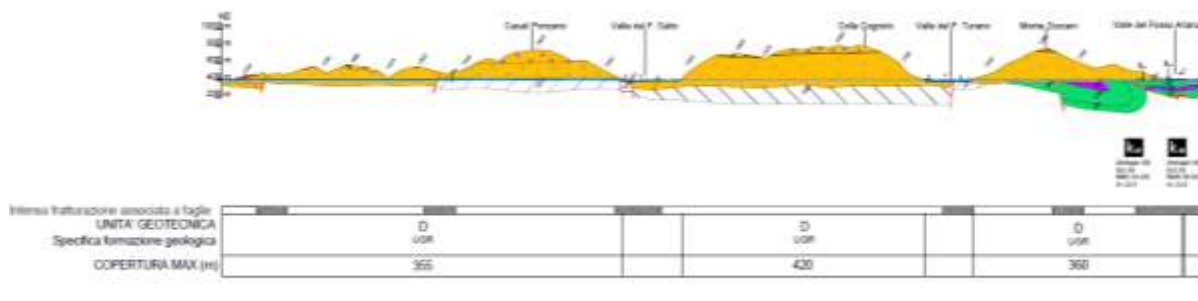


Figura 5.12 - Stralcio del profilo geomeccanico delle gallerie dalle Sorgenti del Peschiera fino a San Giovanni Reatino.

La galleria che costituisce il sorpasso del nodo di Salisano per circa metà dello sviluppo planimetrico presenta un tratto ad alte coperture (H_{max} pari a circa 170 m) e uno a

copertura medio-bassa (H compresa tra 10 e 25 m). Nel tratto ad alta copertura il *tunnel* viene scavato per circa metà nell’unità geotecnica B e per la rimanente metà nell’unità geotecnica C. Nel tratto con media-bassa copertura secondo il profilo geologico lo scavo risulta nell’unità geotecnica B, ma giusto al passaggio con la formazione di Cenciara; visto il livello attuale di approfondimento del modello geologico, in questa sede di progettazione a vantaggio di sicurezza è stato ipotizzato che lo scavo avvenga nell’unità dei conglomerati di Cenciara. La caratterizzazione geotecnica dell’unità D è stata pertanto specializzata sia per coperture modeste ($H=15$ m), sia per le massime coperture ($H=420$ m). Nella figura seguente è riportato uno stralcio del profilo geomeccanico della galleria in questione.

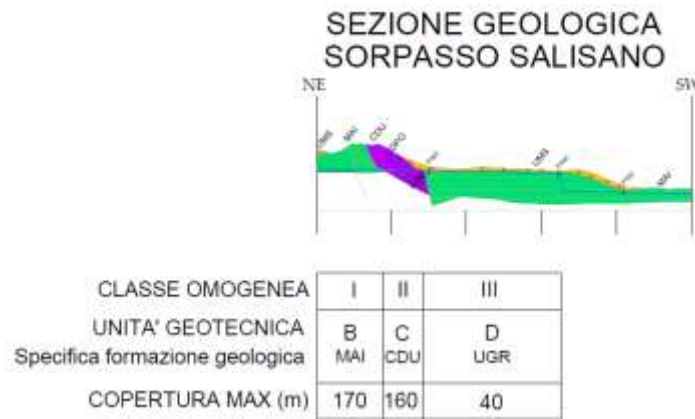


Figura 5.13 - Stralcio del profilo geomeccanico della galleria del sorpasso di Salisano.

5.4.1 Caratterizzazione delle Unità Geotecniche B, C ed E

La caratterizzazione fisica e meccanica delle unità geotecniche B, C ed E, è stata condotta sulla base dei risultati provenienti dalle stazioni geomeccaniche di

riferimento a disposizione. Tale caratterizzazione è stata condotta in termini di *GSI* e σ_c utilizzati per la definizione del criterio proposto da *Hoek-Brown*. In considerazione del livello di affidabilità che in generale si ritiene di aver raggiunto con le indagini a disposizione (vedere gli specifici elaborati di progetto relativi alla geologia), nella stima dei parametri di resistenza e rigidità si è deciso di adottare, per le varie grandezze rilevate, dei valori medio-cautelativi nell’ambito del *range* misurato.

In dettaglio, per il valore di *GSI*, è stata considerata una media dei valori stimati per ogni stazione geomeccanica eseguita; per il valore della resistenza a compressione monoassiale, σ_c , si è scelto, cautelativamente, un valore dell’ordine di 0.5 volte il valore medio rilevato. Per le zone fratturate/cataclamate associate alle faglie, in mancanza di dati diretti si è tenuto conto di una ragionevole diminuzione degli indici parziali che concorrono alla definizione del *GSI*.

Alla costante del materiale, m_i , è stato di volta in volta assegnato un valore in linea con i valori disponibili in letteratura per la tipologia di roccia interessata.

La tabella seguente riepiloga i valori di *GSI* e σ_c attribuiti alle unità geotecniche B, C ed E.

Tabella 5.3 - Caratteristiche geo-meccaniche delle unità geotecniche.

Unità geotecnica	σ_c (MPa)	GSI	m_i
B	40	45	12
C	50	26	10
E	40	20	12

A partire da questi valori, poi, sono stati ricavati il modulo elastico, E' , ed i parametri di resistenza del criterio di Mohr-Coulomb, coesione efficace, c' , e angolo d’attrito efficace, φ' , quest’ultimi due ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* in corrispondenza dello stato tensionale rappresentativo della copertura della galleria.

Il modulo di rigidezza dell’ammasso roccioso è stato valutato con la seguente formula (*Hoek et al., 2002*):

$$E'(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

dove D , fattore di disturbo, è stato considerato pari a 0 coerentemente con la tipologia di scavo prevista (scavo meccanizzato). Sulla base di ciò, sono stati stimati i valori riportati nella tabella seguente.

Tabella 5.4 - Riepilogo valori del modulo di Young.

Unità geotecnica	E (MPa)
B	4740
C	1775
E	1125

A partire dal valore di GSI e dal valore della resistenza a compressione uniassiale, σ_c , è possibile poi ricavare i parametri di resistenza dell’ammasso roccioso attraverso il criterio di resistenza di Hoek & Brown, definito dall’espressione seguente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_f \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_f} + s \right)^a$$

dove:

- σ'_1 e σ'_3 sono le tensioni efficaci principali massima e minima;
- σ_c è la resistenza a compressione uniassiale;
- m_b valore ridotto della costante del materiale m_i , pari a $m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right);$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}).$$

Tabella 5.5 - Riepilogo parametri di Hoek&Brown per le unità geotecniche B, C e D.

Unità geotecnica	a	D=0	
		s	m _b
B	0.508	2.2E-3	1.683
C	0.529	3.0E-4	0.712
E	0.544	1.0E-4	0.689

I parametri di resistenza secondo il criterio di Mohr-Coulomb sono stati ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek & Brown* nel *range* di pressioni specifico per le problematiche geotecniche del progetto in esame, ossia valutando lo stato tensionale alla profondità massima significativa dello specifico caso in esame (H_{max}). I valori specifici dei parametri di resistenza in termini di Mohr-Coulomb sono riportati qui di seguito.

Tabella 5.6 - Riepilogo parametri geotecnici delle unità geotecniche B, C e D che interessano lo scavo della galleria Monte Vecchio.

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	H_{max} (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)
B (MAI, SBI, SAA)	26	420	1235	36	4740
C (FUC, VAS)	26	200	540	36	1775
E (Faglia/Cataclasato)	26	420	720	28	1125

5.4.2 Caratterizzazione dell’Unità geotecnica D

La formazione di Cenciara risulta costituita da conglomerati che si presentano a volte massivi e cementati e a volte destrutturati fino ad assumere la consistenza di un ghiaione/sabbione.

Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica, ai fini del dimensionamento dei conci si è deciso di considerare dappertutto la presenza dei conglomerati nella loro *facies* destrutturata, trascurando quindi la *facies* litoide con cui la stessa formazione si presenta.

5.4.2.1 Basse coperture $H=15$ m

Per la caratterizzazione di questo litotipo sono stati analizzati i dati ottenuti dai sondaggi S1, S1(2), S3, S4, S6, S7 e S9(2) eseguiti nell’ambito della campagna di indagini per la progettazione definitiva. In particolare le prove disponibili utilizzate ai fini della caratterizzazione sono:

- n. 10 prove di taglio diretto;
- n. 11 prove SPT;
- n. 7 prove pressiometriche.

Per la definizione dei parametri di resistenza di tale unità geotecnica, sono stati elaborati i risultati delle prove in sito *SPT* e i risultati delle prove di taglio diretto.

In tabella si riporta una sintesi dei risultati delle prove di taglio diretto TD effettuate sui campioni indisturbati di tali sondaggi.

Tabella 5.7 - Unità geotecnica D, riepilogo dei risultati delle prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	TD	
			c'_p (kPa)	φ'_p (°)
S1 (2)	C2	8.5-9.0	4	29
S1 (2)	C3	12.0-12.5	0	29
S1 (2)	C4	18.5-19.0	8	30
S1 (2)	C6	27.5-28.0	9	29
S1 (2)	C7	32.0-32.5	10	27
S1 (2)	C8	36.5-37.0	9	31

S1 (2)	C9	42.0-42.5	15	28
S1 (2)	C10	46.5-47.0	5	31
S1	C3	12.5-13.0	6	28
S1 (2)	C2	8.5-9.0	4	29

Le risultanze mostrano una coesione efficace, c' , variabile tra 4 e 15 kPa e un angolo di attrito, ϕ' , compreso tra 28 e 31°.

In tabella si riportano i risultati delle prove *SPT* in termini di numero di colpi rilevati in sito, N_{SPT} , e parametri ricavati dall’interpretazione delle stesse (angolo d’attrito, ϕ' , e modulo di Young, E').

Tabella 5.8 - Unità geotecnica D, riepilogo prove SPT.

Sondaggio	Prova	Prof. da p.c. (m)	N_{SPT} *	ϕ' (°)	E' (MPa)
S1	1	6.50	100	-	--
S1	2	7.50	69	45.78	70.9
S1	3	9.50	65	45.13	67.8
S1	4	14.00	61	44.20	64.8
S1	5	18.00	100	-	--
S1	6	20.00	67	43.79	69.4
S3	1	14.00	100	-	--

S6	1	4.00	17	42.68	31.6
S6	2	7.00	73	47.05	73.9
S6	3	14.00	78	46.21	77.7
S6	4	19.00	100	-	--

* il valore $N_{SPT}=100$ indica il raggiungimento del rifiuto strumentale

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto varia mediamente tra 60 e 80 colpi circa. Alcune prove hanno restituito rifiuto ($N_{SPT}=100$) e non sono state pertanto utilizzate nelle elaborazioni. Il valore dell’angolo d’attrito φ' , calcolato mediante la correlazione di *Schmertmann* (1978), utilizzando i coefficienti $a=38$ e $b=0.08$ per ‘sabbie e ghiaie poco limose – ghiaietto uniforme’, è risultato mediamente pari a 45° .

Per ciò che concerne le caratteristiche meccaniche in termini di resistenza, la figura seguente riporta graficamente un confronto tra i risultati delle prove eseguite, rispettivamente prove di taglio diretto e prove *SPT*. Come si può notare, le prove *SPT* restituiscono un valore dell’angolo di resistenza al taglio mediamente più alto rispetto a quello valutato in laboratorio in quanto con questa tipologia di prova non è possibile separare il contributo coesivo alla resistenza (dovuto alla cementazione, seppur a volte debole, del materiale in esame) da quello puramente attritivo. Sulla base dei risultati ottenuti, nel *range* dello stato tensionale interessato dalle opere in progetto si ritiene ragionevole assumere una coppia di parametri meccanici in termini di coesione efficace c' ed angolo di attrito φ' pari rispettivamente a 10 kPa e 35° .

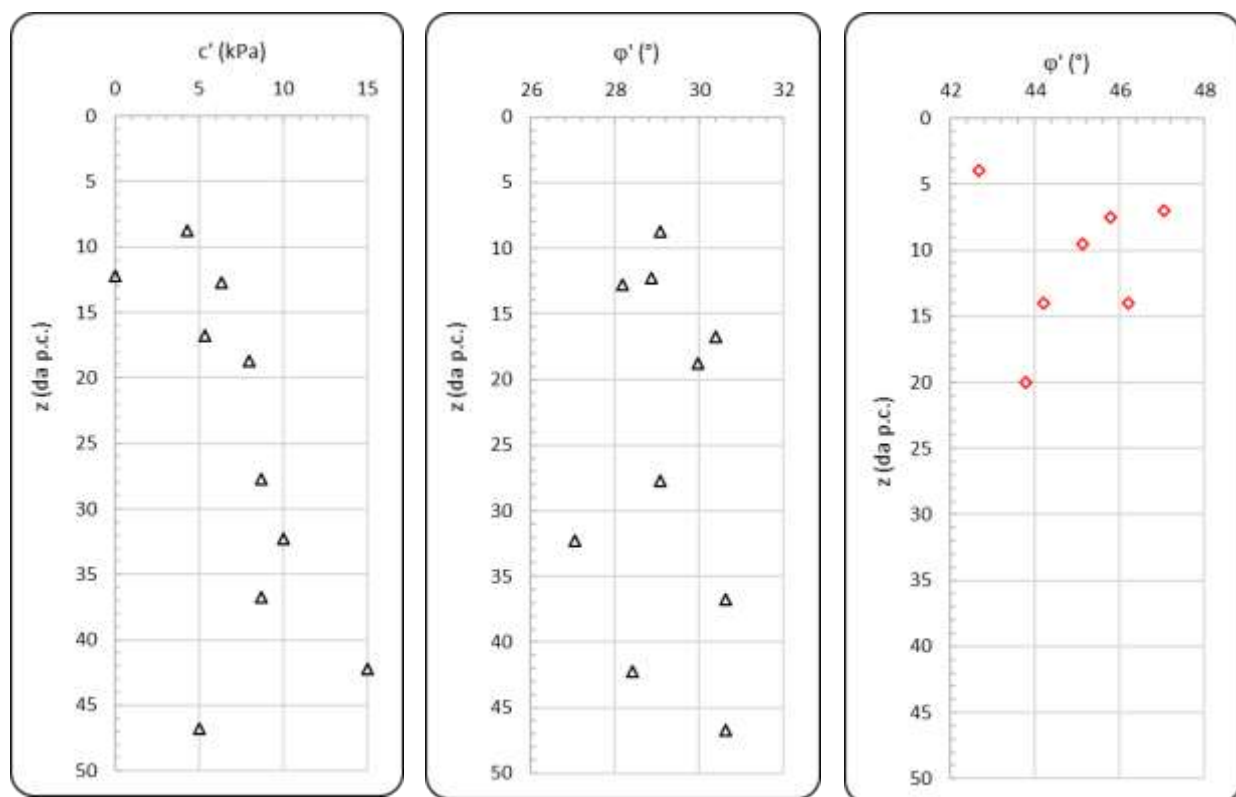


Figura 5.14 - Unità geotecnica D a basse coperture, risultati delle prove di taglio diretto e delle prove SPT.

Per ciò che concerne la caratterizzazione meccanica in termini di deformabilità dell’ammasso, sono state confrontate le risultanze delle prove *SPT* con quelle ottenute mediante elaborazione delle prove pressiometriche. In particolare il modulo di Young E' desunto dalle prove *SPT* risulta mediamente pari a 65 MPa; quest’ultimo è stato calcolato facendo riferimento cautelativamente alla correlazione empirica $E' = s_1 N_{SPT} + s_2$ proposta da *Denver* (1982), utilizzando i coefficienti $s_1 = 0.756$ MPa e $s_2 = 18.75$ MPa relativi alla curva sabbia e ghiaia NC.

Per ciò che concerne le prove pressiometriche, queste ultime sono state elaborate calcolando il modulo di taglio, G , a partire dalla pendenza del tratto pseudoelastico della curva pressione-deformazione volumetrica della cavità; da questo è stato poi valutato il modulo pressiometrico e su quest’ultimo è stato applicato il coefficiente reologico ottenendo così il modulo di Young, E' .

Di seguito si riporta una sintesi dei risultati delle prove pressiometriche disponibili, l’ubicazione e i risultati desunti dalle stesse.

In tabella invece si mostrano graficamente i risultati di tale confronto.

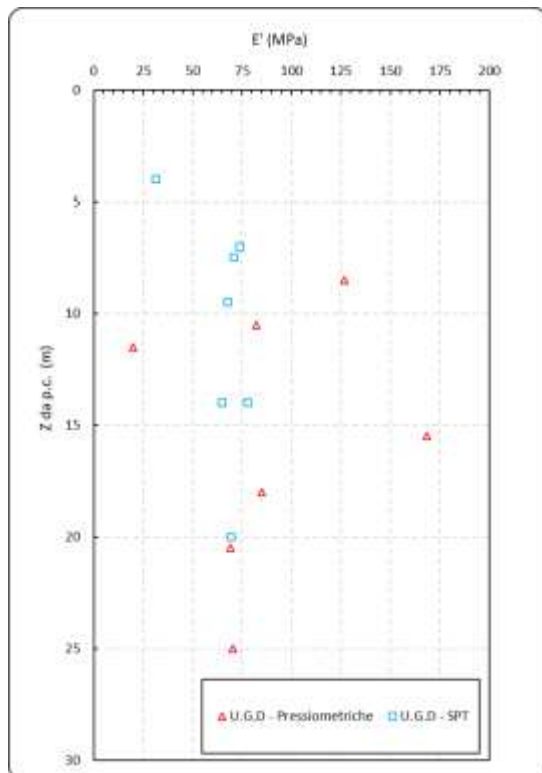


Tabella 5.9 - Prove pressiometriche.

Sondaggio	Prova	Prof. da p.c. (m)	E' (MPa)
S1	1	10.5	82.3
S1	2	15.5	168.5
S1	3	20.5	69.1
S3	2	11.5	20.0
S6	1	8.5	126.7
S6	2	18	84.8
S6	3	25	70.3

Come si evince, i dati risultano abbastanza in linea e mostrano un valore del modulo E' compreso mediamente tra 70 e 90 MPa.

5.4.2.2 Alte coperture $H=420$ m

Per ciò che concerne le gallerie Ponzano, Cognolo, Zoccani, e Sorpasso di Salisano che si attestano in tale unità geotecnica e per le quali si arriva a coperture massime di circa 420 m sono state condotte le seguenti valutazioni geotecniche. Tenendo conto della natura del materiale, della grandezza con cui si possono presentare i clasti, della forma degli stessi e del loro possibile grado di addensamento ed incastro, tale litotipo, per profondità elevate, è stato caratterizzato con una coesione efficace, c' , variabile tra 30-40 kPa e un angolo d’attrito efficace, ϕ' , compreso tra 40-45°.

Il modulo di Young, E' , è stato stimato come $\frac{1}{4}$ del modulo di rigidezza a piccoli livelli di deformazione, E_0 , valutato tenendo conto dello stato tensionale alla profondità della galleria e dello stato di addensamento del deposito. In particolare è stata utilizzata la relazione proposta da *Sadd & Idris* (1970) formulata per terreni granulari, che esprime il modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, G_0 , in funzione della tensione litostatica media secondo la relazione:

$$G_0(\text{lb}/\text{ft}^2) = 1000 \cdot K_2 \cdot (\sigma'_m)^{0.5}$$

dove K_2 dipende a sua volta dallo stato di addensamento del materiale e a piccoli livelli di deformazione varia da 35 a 70 rispettivamente per sabbie sciolte e addensate. Per il calcolo dell’andamento del modulo di rigidezza a taglio, l’equazione è stata

specializzata utilizzando un valore della pressione media σ'_m calcolato mediante un coefficiente di spinta in quiete K_0 variabile alle:

- basse coperture e pari a $K_0=1-\text{sen}(\phi) = 0.43$;
- alte coperture e pari a $K_0= 1$.

In figura si riportano le curve valutate per $K_2=35$ e $K_2=70$ per il caso delle basse coperture, per le quali è possibile confrontare i valori ottenuti con quanto stimato dall’interpretazione delle prove *SPT* e le prove pressiometriche. Da questo caso delle basse coperture è possibile ricavare qual è il valore più adatto di K_2 che meglio approssima i valori medi del modulo ottenuti dalle prove in sito eseguite; tale valore viene poi esteso anche al caso delle coperture maggiori.

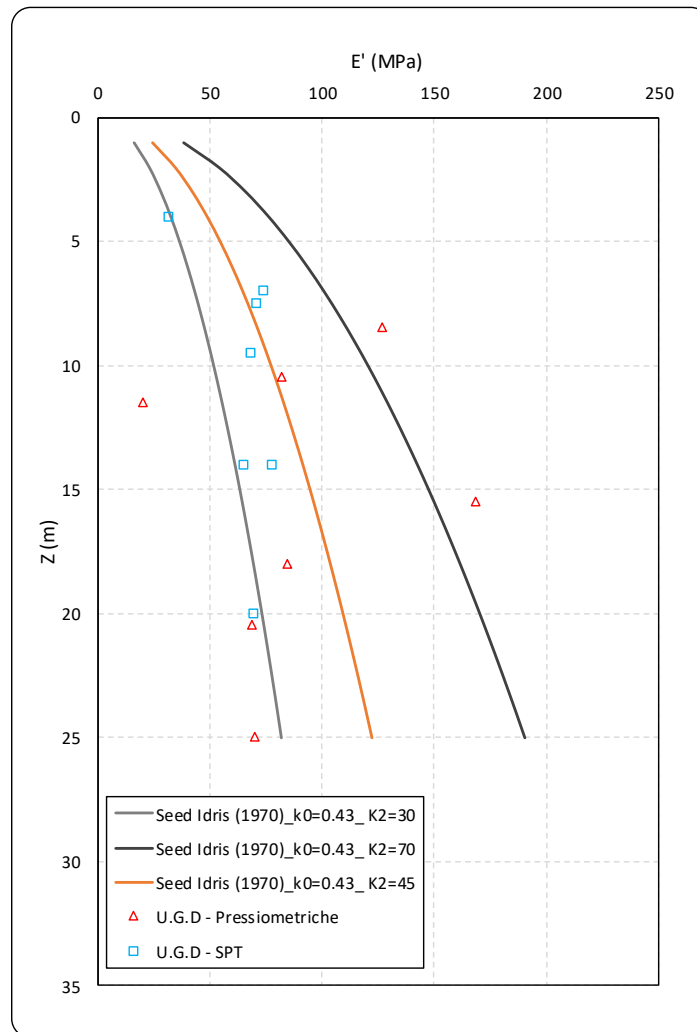


Figura 5.15 - Variazione del modulo E' con la profondità per la bassa copertura.

Il confronto delle curve di letteratura con i dati disponibili dalle prove mostra una buona corrispondenza; in particolare il valore di K_2 che meglio approssima il valore medio di E' è risultato essere pari a 45. Tale valore è stato poi impiegato anche per le massime coperture; se ne riporta l'estrapolazione fino a poco oltre la massima

profondità di interesse, $H=420$ m. Come si può notare, per $H_{max}= 420$ m il modulo E' è compreso tra 400 e 1000 MPa circa; si è deciso di assumere cautelativamente un valore del modulo E' pari a 500 MPa.

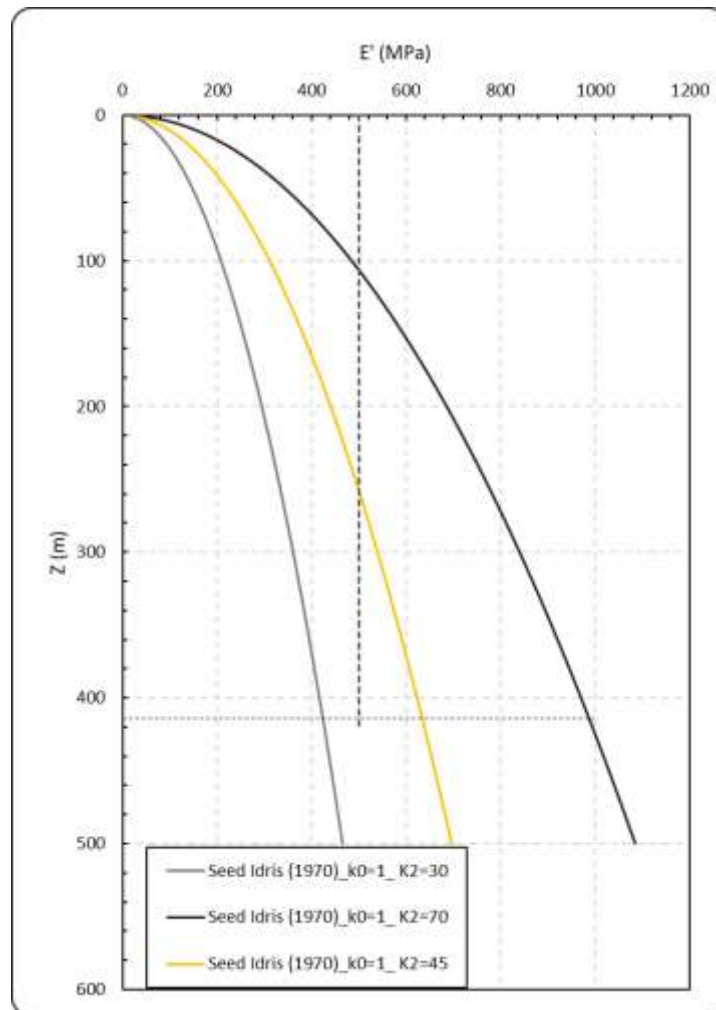


Figura 5.16 - Unità geotecnica D ad alte coperture, modulo E' .

La Tabella seguente riassume i parametri geotecnici che caratterizzano l’unità D presente alla profondità di realizzazione delle gallerie.

Tabella 5.10 - Riepilogo parametri geotecnici dell’unità geotecnica D che interessa lo scavo delle gallerie Ponzano, Cognolo, Zoccani e il sorpasso Salisano

UGC	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)
H=15 m	20	5-10	30-35	70-90
H=420 m	22	30-40	40-45	400-1000

Non sono state esplicitamente considerate le zone a maggiore livello di fratturazione associate a faglie in quanto, avendo preso in considerazione la sola *facies* destrutturata, di fatto nella caratterizzazione si è compreso anche questo materiale.

5.4.3 Nuovo Tronco Superiore: suddivisione in tratte omogenee

Viste le caratteristiche meccaniche delle unità geotecniche sopra definite, in rapporto anche alla copertura della galleria, in questa fase della progettazione si è deciso di suddividere l’intero tracciato principale dell’acquedotto in 4 tratte omogenee, così come riepilogato nella tabella.

Tabella 5.11 - Riepilogo della suddivisione in tratte omogenee di scavo per le gallerie del tracciato principale dell’Acquedotto.

Classe omogenea	Unità geotecnica presente	Copertura massima (m)
1	E	420
2	B	420
3	D	420
4	C	200

In dettaglio, le analisi svolte, hanno mostrato che nella galleria Monte Vecchio il livello di sollecitazione nei rivestimenti in corrispondenza della copertura pari a 420m scavata nell’unità geotecnica B (tratta omogenea 2) è confrontabile con quello ottenuto nella sezione con copertura 200 m scavata nella formazione geotecnica C (tratta omogenea 4). In queste zone è stata pertanto applicata la stessa sezione tipo dei conci. Per quanto riguarda invece le analisi condotte per la sezione di studio corrispondente alla massima copertura di 420 m scavata sempre nella galleria Monte Vecchio ma nelle zone in faglia (classe omogenea 1), i livelli di sollecitazione sono risultati più elevati rispetto a quelli riscontrati per le precedenti classi omogenee e, quindi, è stata impiegata un’altra specifica sezione tipo dei conci.

Nelle tre gallerie con diametro minore (Ponzano, Cognolo, Zoccani e sorpasso di Salisano), tutte scavate nell’unità geotecnica D, è stata impiegata un’unica sezione tipo di conci.

5.5 Definizione delle sezioni tipo dei conci

Nel presente progetto vengono impiegate 3 sezioni tipo di conci, che si differenziano per diametro interno, spessore e armatura presente. La tabella riepiloga le principali informazioni.

Tabella 5.12 - Riepilogo delle sezioni tipo dei conci.

Sezione tipo	Diametro interno (m)	Spessore (cm)	Lunghezza Concio (cm)	Armatura longitudinale lembo esterno	Armatura longitudinale lembo interno	Incidenza armatura (kg/m ³)	Tratta omogenea di applicazione
C1	7.5	40	180	14Ø12	14Ø18	125	1
C2	7.5	40	180	14Ø12	14Ø12	100	2, 4
C3	4.0	30	120	10Ø10	10Ø10	120	3

Per quanto riguarda la sezione tipo C3, ogni segmento presenta una doppia guarnizione, mentre le sezioni tipo C1 e C2, la guarnizione è singola.

5.6 Dimensionamento del rivestimento in conci

I dimensionamenti e le verifiche dei rivestimenti sono state effettuate sia nei confronti delle sollecitazioni dovute all’interazione struttura-terreno, sia nei riguardi delle operazioni di scasseratura, trasporto, stoccaggio e fase di spinta in opera.

Per quanto riguarda le sollecitazioni dovute all’interazione con il terreno, queste sono state valutate per ogni tratta omogenea sulla sezione di massima copertura presente ed estesa, poi, alle zone con copertura minore della medesima tratta omogenea in questione.

Nella valutazione delle pressioni sul rivestimento, e dunque delle caratteristiche delle sollecitazioni sullo stesso, è stata considerata anche la presenza di un battente idraulico di 30 m per le sezioni di studio del tratto di acquedotto principale ricadenti nell’unità geotecnica C dei conglomerati (zona omogenea 4) e nei tratti in faglia (unità geotecnica E, tratta omogenea 1).

Tutte le valutazioni sono state eseguite considerando per il coefficiente di spinta a riposo, K_0 , un valore variabile tra 0.5 e 1.5.

5.6.1 Metodo di calcolo e descrizione dei modelli numerici

L’interazione struttura-terreno è stata valutata con il metodo convergenza-confinamento. Tale metodo di analisi è basato sulla verifica delle condizioni di equilibrio degli sforzi e congruenza degli spostamenti radiali al contatto rivestimento-terreno. Nel metodo, lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione della pressione “ q ” applicata alle pareti della galleria (a partire dallo stato tensionale *ante-operam*), tramite cui si simula il progressivo rilascio tensionale legato al sopraggiungere del fronte di scavo nella sezione di calcolo e al suo consecutivo avanzamento. Sono state determinate:

- la curva caratteristica del cavo (curva convergenza-confinamento);
- la “*LDP (Longitudinal Displacement Profile)*”, che esprime la relazione tra la distanza dal fronte e la convergenza radiale delle pareti. Per la definizione di tale curva sono state utilizzate le formulazioni analitiche proposte da *Vlachopoulos & Diederichs (2009)*.

Le curve di cui sopra sono state calibrate in funzione dei parametri meccanici dei terreni attraversati e dei parametri geometrici della macchina di scavo e dei

rivestimenti al fine di ricavare, poi, il carico q , aliquota dello stato tensionale originario effettivamente agente sui rivestimenti. Tale valore q , quindi, è legato allo stato tensionale di partenza S mediante la relazione $q=S(1-\lambda)$, dove λ rappresenta il fattore di rilascio delle forze di scavo corrispondente al valore del carico q . In dettaglio, dall’incrocio delle informazioni tra la curva caratteristica del cavo e la LDP viene ricavato il fattore di rilascio λ da applicare allo stato tensionale *ante-operam* prima di inserire il rivestimento in conci; detto in altri termini, viene ricavato il valore di pressione radiale q agente sul cavo della galleria dopo lo scavo e immediatamente prima di installare il rivestimento. Tale valore è stato stimato sulla curva convergenza-confinamento in corrispondenza di un’ascissa, u^* , pari alla convergenza attesa alla distanza di intasamento del vuoto anulare dal fronte, che coincide con la lunghezza della TBM, L_{TBM} ; questa procedura è stata seguita sia nel caso in cui la chiusura del cavo anche a grande distanza dal fronte assume valori modesti e addirittura minori del *gap* del vuoto anulare, sia nel caso in cui invece il terreno arriva a chiudersi sul mantello prima della coda della macchina. Nella figura seguente si riporta un esempio dell’applicazione del metodo.

Noto il valore del fattore di rilascio tensionale, λ , ottenuto dall’applicazione del metodo convergenza-confinamento, sono state valutate le sollecitazioni agenti sui rivestimenti in conci mediante analisi numeriche trasversali. Le analisi sono state condotte impiegando modelli piani bidimensionali con il codice di calcolo agli elementi finiti *Plaxis 2D v. 9.0*. Il *software* consente di simulare il terreno come mezzo continuo (elementi finiti triangolari a 18 nodi) e, attraverso l’aggiornamento delle porzioni di *mesh* attive, è possibile simulare le fasi costruttive delle opere.

Per quanto riguarda la simulazione delle fasi di scavo si è operato con il metodo dei rilasci parziali adottando dei fattori λ che nel programma sono specificatamente

implementati mediante analisi parziali, definite “*M-Stage*”, con interruzione forzata del calcolo al valore richiesto. La realizzazione della galleria è stata simulata rilasciando di λ le forze di scavo, per poi inserire il rivestimento definitivo.

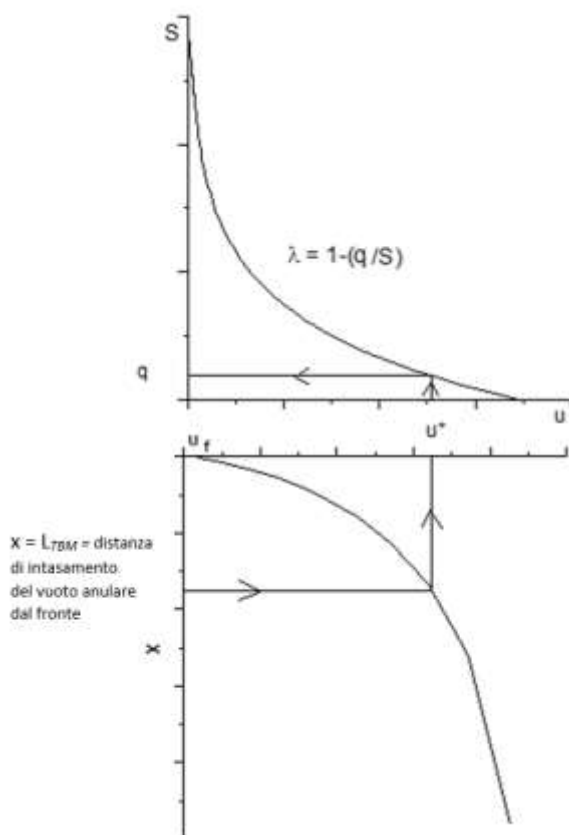


Figura 5.17 - Curva convergenza-confinamento e curva LDP.

Le dimensioni del dominio di calcolo delle analisi numeriche sono state opportunamente calibrate tramite analisi di sensibilità della *mesh*; la larghezza del dominio di calcolo è stata fissata in modo tale che le variazioni del campo tensionale e deformativo nelle zone più periferiche fossero trascurabili.

Le analisi sono state condotte schematizzando il terreno come un mezzo elasto-plastico perfetto, adottando il criterio di rottura di *Mohr Coulomb*. Agli elementi di continuo di sottosuolo sono stati assegnati i parametri geotecnici indicati in tabella.

Il rivestimento definitivo è stato simulato mediante un elemento tipo *plate* avente proprietà elastico-lineari. Nella tabella seguente si riportano nel dettaglio, i valori delle rigidezze assiali e flessionali adottate per i rivestimenti definitivi, al variare dello spessore dei rivestimenti previsti.

Tabella 5.13 - Parametri delle strutture dei rivestimenti.

Spessore rivestimento	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
h=0.30 m	11183400	83875.50	7.5	0.2
h=0.4 m	14911200	198816	10	0.2

5.6.2 Analisi svolte e risultati

Nel presente capitolo, per ogni sezione tipo, verranno mostrate le analisi svolte con il metodo convergenza-confinamento per la valutazione delle convergenze radiali e della rispettiva aliquota dello stato tensionale iniziale λ da applicare sui rivestimenti; saranno poi mostrate le rispettive analisi trasversali mediante le quali sono state calcolate le sollecitazioni agenti sui rivestimenti stessi, mostrate, a valle delle calcolazioni condotte, in termini di sforzo assiale N , taglio T e momento flettente M .

Per la valutazione delle preconvergenze e degli spostamenti radiali sono state utilizzate le caratteristiche macchina riportate nella tabella di seguito riportata.

Tabella 5.14 - Caratteristiche macchina considerata nelle analisi numeriche.

Diametro esterno di scavo (m)	Conicità* (cm)	Sovrascavo* (cm)	Lunghezza scudo (m)
8.7	2	2	12
4.9	2	2	10

* Valori sul raggio

In associazione alla rappresentazione grafica delle curve *LDP* è stata sovrapposta una retta che rappresenta lo scudo della macchina con la sua effettiva lunghezza a partire dal fronte di scavo; tale curva è stata posizionata traslata del valore del sovrascavo rispetto al valore di preconvergenza, ed è stata utilizzata per valutare graficamente l’interazione o meno del terreno con lo scudo.

Per semplicità di esposizione, per ogni sezione tipo vengono mostrate graficamente solo la curva caratteristica e la *LDP* valutata per il caso di K_0 pari ad 1, mentre in forma tabellare sono riportati i risultati relativi a tutti i valori di K_0 considerati (0.5, 1 e 1.5).

5.6.2.1 Tratta omogenea 2

unità geotecnica B, copertura pari a 420 m, diametro interno galleria pari a 7.5 m
In figura si riportano la curva caratteristica e la curva *LDP*.

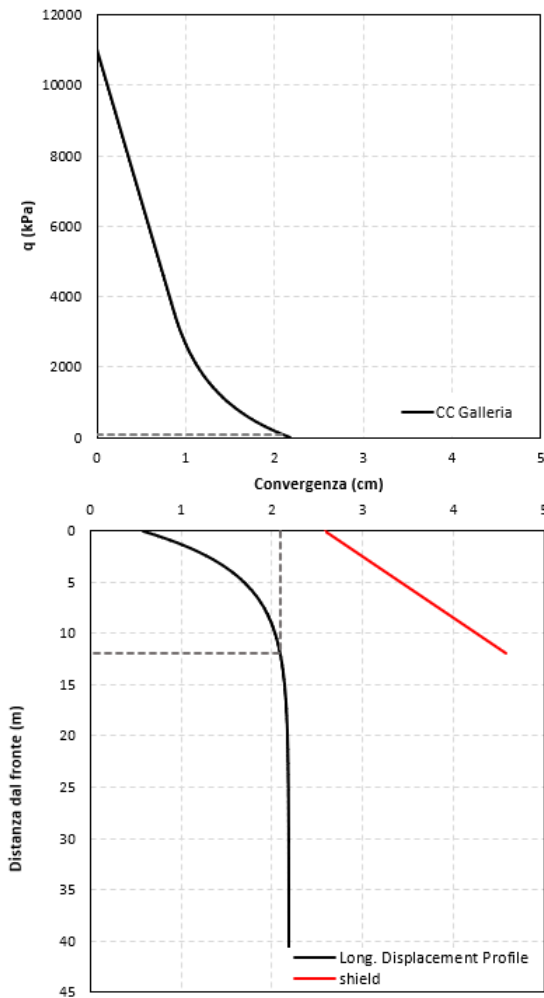


Figura 5.18 - Curva convergenza-confinamento_LDP-Tratta omogenea 2.

Il modello adottato per descrivere la curva *LDP* registra in corrispondenza del fronte di scavo un valore della preconvergenza u_f pari a 0.56 cm. La curva procede fino a raggiungere un valore asintotico di 2.18 cm. Come si osserva graficamente, non sussiste interazione tra la posizione dello scudo e gli spostamenti radiali del cavo.

Il valore della convergenza radiale u^* ad una distanza dal fronte corrispondente alla lunghezza dello scudo è pari a 2.086 cm. A partire da tale valore della convergenza, è stato individuato sulla curva caratteristica della galleria il valore del carico q agente sul rivestimento definitivo, che è risultato pari a 90.7 kPa; essendo, quindi, lo stato tensionale medio di partenza, valutato nel baricentro della galleria, pari a 11030.5 kPa, al suddetto valore di convergenza corrisponde uno scarico tensionale λ del 99.2%.

In tabella si riportano al variare di K_0 i valori dello stato tensionale *ante operam* S , il valore di preconvergenza, u_f , stimato dal modello, il valore della convergenza radiale alla distanza di intasamento del vuoto anulare, u^* , il valore della pressione q che agisce sul rivestimento e il corrispondente rilascio delle forze di scavo λ . Si precisa che il valore dello stato tensionale *ante operam* è pari al valore medio delle tensioni principali agenti: $S = (S_v + 2 S_h)/3$.

Tabella 5.15 - Sintesi dei risultati del metodo convergenza-confinamento-Tratta omogenea 2.

K_0	u_f	u^*	S	q	λ
(-)	(cm)	(cm)	(kPa)	(kPa)	(%)
0.5	0.38	1.346	8272.9	68.42	99.2
1.0	0.56	2.086	11030.5	90.7	99.2
1.5	0.82	2.995	13788.1	112.74	99.2

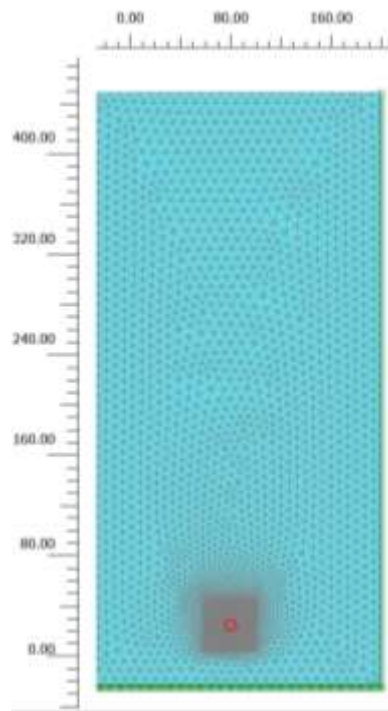


Figura 5.19 - Mesh di calcolo-Tratta omogenea 2.

In figura si riportano gli andamenti dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente in funzione dell’ascissa angolare θ stimati dalle analisi numeriche svolte, i cui valori minimi e massimi sono riepilogati nella tabella.

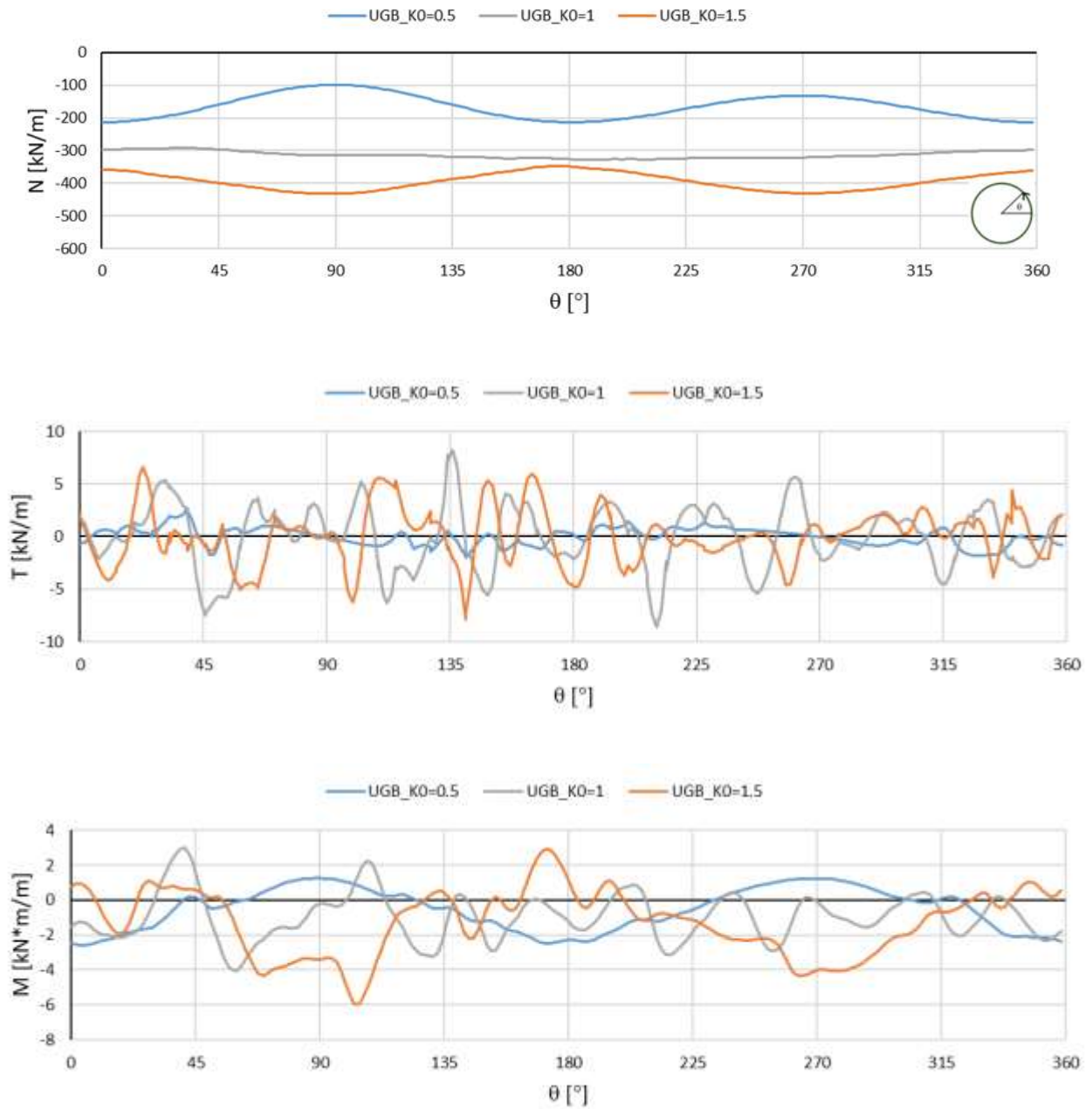


Figura 5.20 - Sforzo normale, Taglio e Momento flettente-Tratta omogenea 2.

Sintesi valori massimi e minimi delle sollecitazioni-Tratta omogenea 2.

K_0	N_{min}	N_{max}	T_{min}	T_{max}	M_{min}	M_{max}
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm/m)
0.5	99.39	213.80	-1.96	2.67	-2.60	1.24
1.0	292.49	327.57	-8.57	8.20	-4.03	3.00
1.5	347.30	431.27	-7.83	6.58	-5.94	2.92

5.6.2.2 Tratta omogenea 4

unità geotecnica C, copertura pari a 200 m e diametro interno galleria pari a 7.5 m
 In figura si riportano la curva caratteristica e la curva LDP.

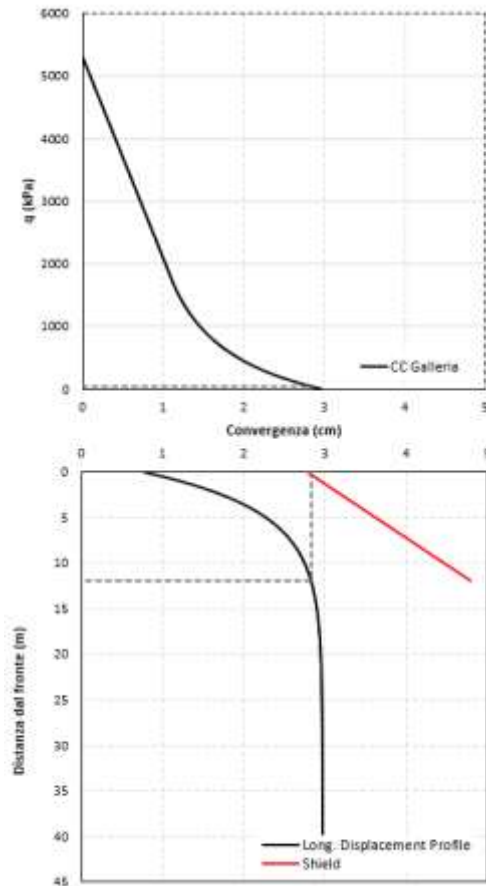


Figura 5.21 - Curva convergenza-confinamento_LDP-Tratta omogenea 4.

Il modello adottato per descrivere la curva *LDP* registra in corrispondenza del fronte di scavo un valore della preconvergenza u_f pari a 0.79 cm. La curva procede fino a raggiungere un valore asintotico di 2.96 cm. Come si osserva graficamente, non sussiste interazione tra la posizione dello scudo e gli spostamenti radiali del cavo.

Il valore della convergenza radiale u^* ad una distanza dal fronte corrispondente alla lunghezza dello scudo è pari a 2.828 cm. A partire da tale valore della convergenza,

è stato individuato sulla curva caratteristica della galleria il valore del carico q agente sul rivestimento definitivo, che è risultato pari a 43.58 kPa; essendo, quindi, lo stato tensionale medio di partenza, valutato nel baricentro della galleria, pari a 5310.5 kPa, al suddetto valore di convergenza u corrisponde uno scarico tensionale λ del 99.2 %.

In tabella si riportano al variare di K_0 i valori dello stato tensionale *ante operam* S , il valore di preconvergenza, u_f , stimato dal modello, il valore della convergenza radiale alla distanza di intasamento del vuoto anulare, u^* , il valore della pressione q che agisce sul rivestimento e il corrispondente rilascio delle forze di scavo λ . Si precisa che il valore dello stato tensionale *ante operam* è pari al valore medio delle tensioni principali agenti: $S = (S_v + 2 S_h)/3$.

Tabella 5.16 - Sintesi dei risultati del metodo convergenza-confinamento-Tratta omogenea 4.

K_0	u_f	u^*	S	q	λ
(-)	(cm)	(cm)	(kPa)	(kPa)	(%)
0.5	0.51	1.817	3982.88	32.87	99.2
1.0	0.79	2.828	5310.5	43.58	99.2
1.5	1.11	4.017	6638.13	54.08	99.2

Nella figura si riporta il dominio di calcolo utilizzato per l’analisi numerica relativa a tale sezione tipo.

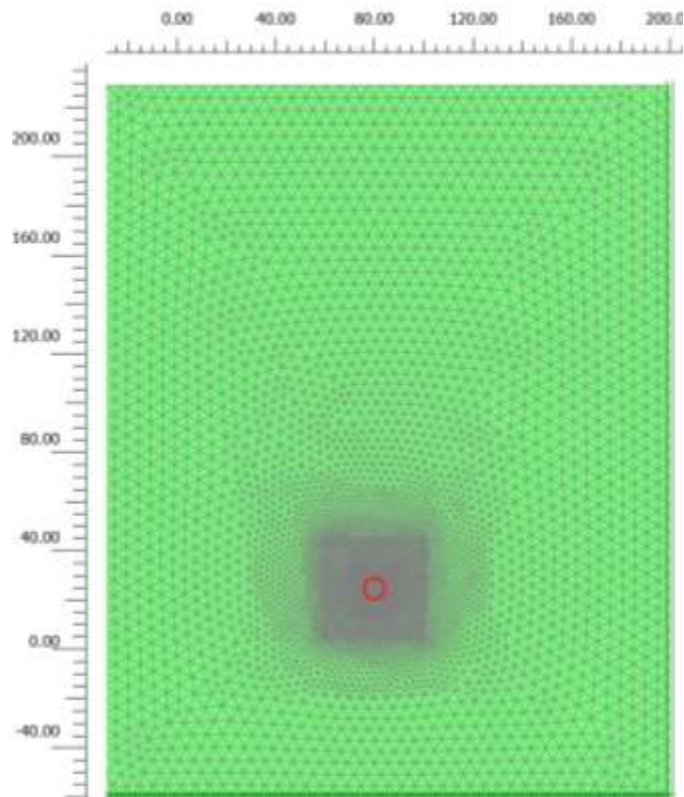


Figura 5.22 - Mesh di calcolo-Tratta omogenea 4.

In figura si riportano gli andamenti dello sforzo assiale, taglio e momento flettente e in tabella si riporta una sintesi delle sollecitazioni minime e massime agenti, al variare di K_0 .

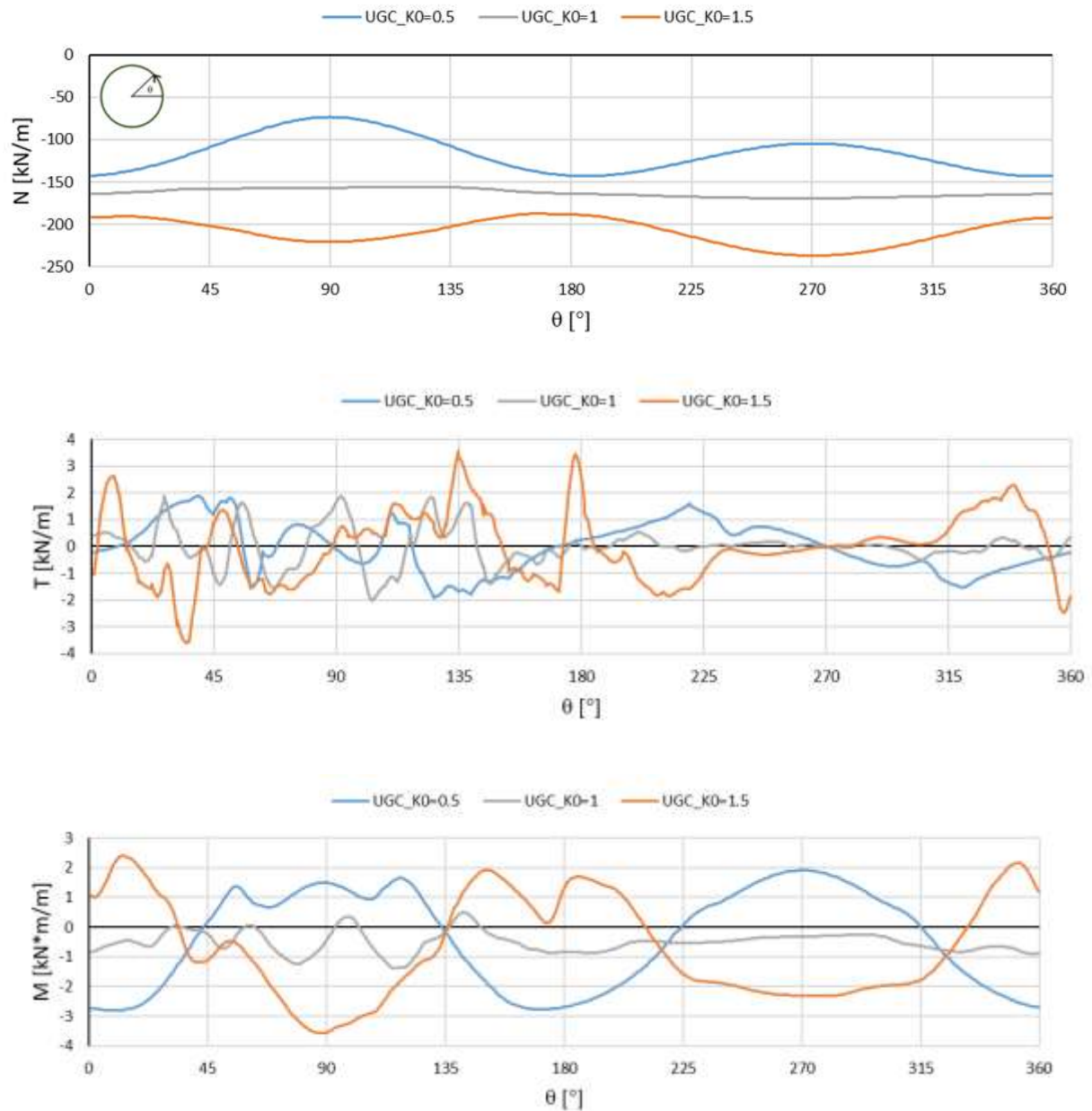


Figura 5.23 - Sforzo normale, Taglio e Momento flettente-Tratta omogenea 4.

**Tabella 5.17 - Sintesi valori massimi e minimi delle sollecitazioni-Tratta omogenea
4.**

K0	N _{min} (kN/m)	N _{max} (kN/m)	T _{min} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	M _{min} (kNm/m)	M _{max} (kNm/m)
0.5	73.58	142.97	-1.92	1.88	-2.80	1.68
1.0	155.92	169.04	-2.03	1.88	-1.38	0.50
1.5	187.33	232.24	-3.61	3.56	-3.58	2.40

5.6.2.3 Tratta omogenea 1

unità geotecnica E, copertura pari a 420 m e diametro interno galleria pari a 7.5 m

In figura si riportano la curva caratteristica e la curva LDP.

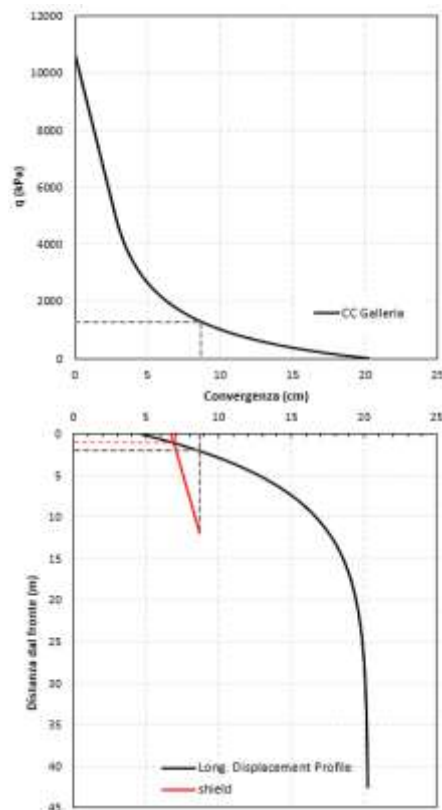


Figura 5.24 - Curva convergenza-confinamento_LDP-Tratta omogenea 1.

Il modello adottato per descrivere la curva *LDP* registra in corrispondenza del fronte di scavo un valore della preconvergenza u_f pari a 4.71 cm.

Come si osserva graficamente, in questo caso c'è interazione tra lo scudo e gli spostamenti radiali della galleria, infatti la curva *LDP* interseca la retta che rappresenta la posizione dello scudo ad una distanza dal fronte pari a 1.02 m. Il valore della convergenza radiale u^* ad una distanza dal fronte corrispondente alla lunghezza dello scudo è pari a 8.71 cm. A partire da tale valore della convergenza, è stato individuato sulla curva caratteristica della galleria il valore del carico q agente sul

rivestimento definitivo, che è risultato pari a 1280.75 kPa; essendo, quindi, lo stato tensionale efficace medio di partenza, valutato nel baricentro della galleria, pari a 10688 kPa, al suddetto valore di convergenza u^* , corrisponde uno scarico tensionale λ dell’88 %.

In figura si riportano al variare di K_0 i valori dello stato tensionale *ante operam* S , il valore di preconvergenza, u_f , stimato dal modello, il valore della convergenza radiale alla distanza di intasamento del vuoto anulare, u^* , il valore della pressione q che agisce sul rivestimento e il corrispondente rilascio delle forze di scavo λ . Si precisa che il valore dello stato tensionale *ante operam* è pari al valore medio delle tensioni principali agenti: $S = (S_v + 2 S_h)/3$.

Tabella 5.18 - Sintesi dei risultati del metodo convergenza-confinamento-Tratta omogenea 1.

K_0	u_f	u^*	S	q	λ
(-)	(cm)	(cm)	(kPa)	(kPa)	(%)
0.5	2.81	6.8	8016	687.59	91.4
1	4.71	8.71	10688	1280.75	88
1.5	7.05	11.05	13360	1776.07	86.7

Nella figura si riporta il dominio di calcolo utilizzato per l’analisi numerica relativa a tale sezione tipo.

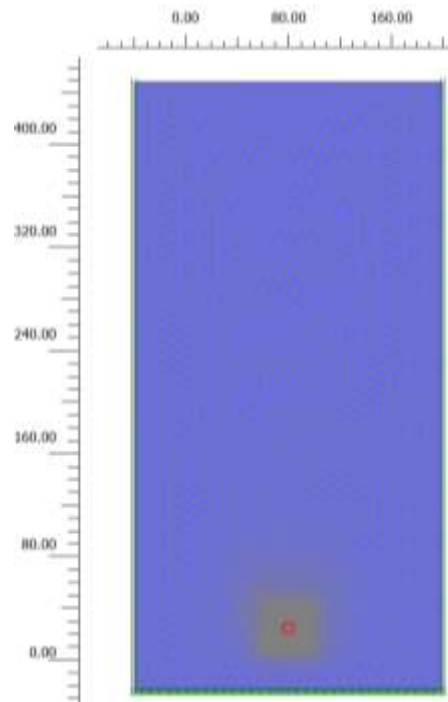
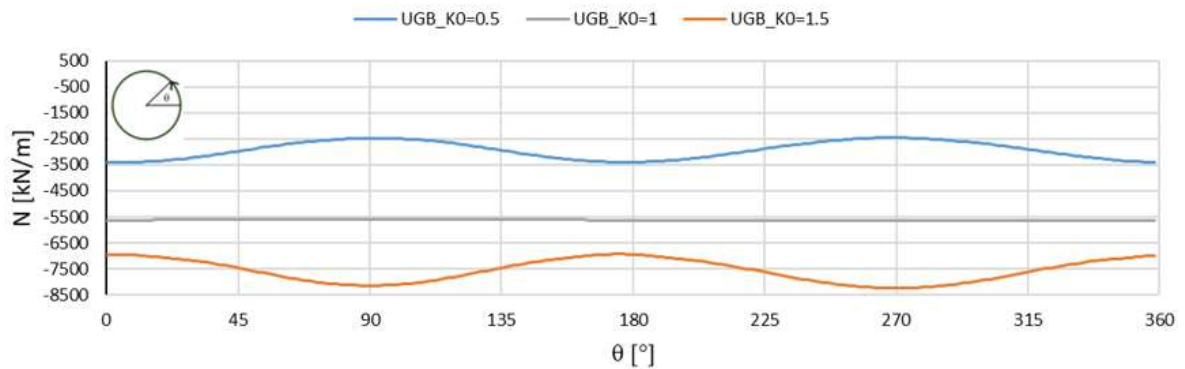


Figura 5.25 - Mesh di calcolo-Tratta omogenea 1.

In figura si riportano gli andamenti dello sforzo assiale, taglio e momento flettente e in tabella si riporta una sintesi delle sollecitazioni minime e massime agenti, al variare di K_0 .



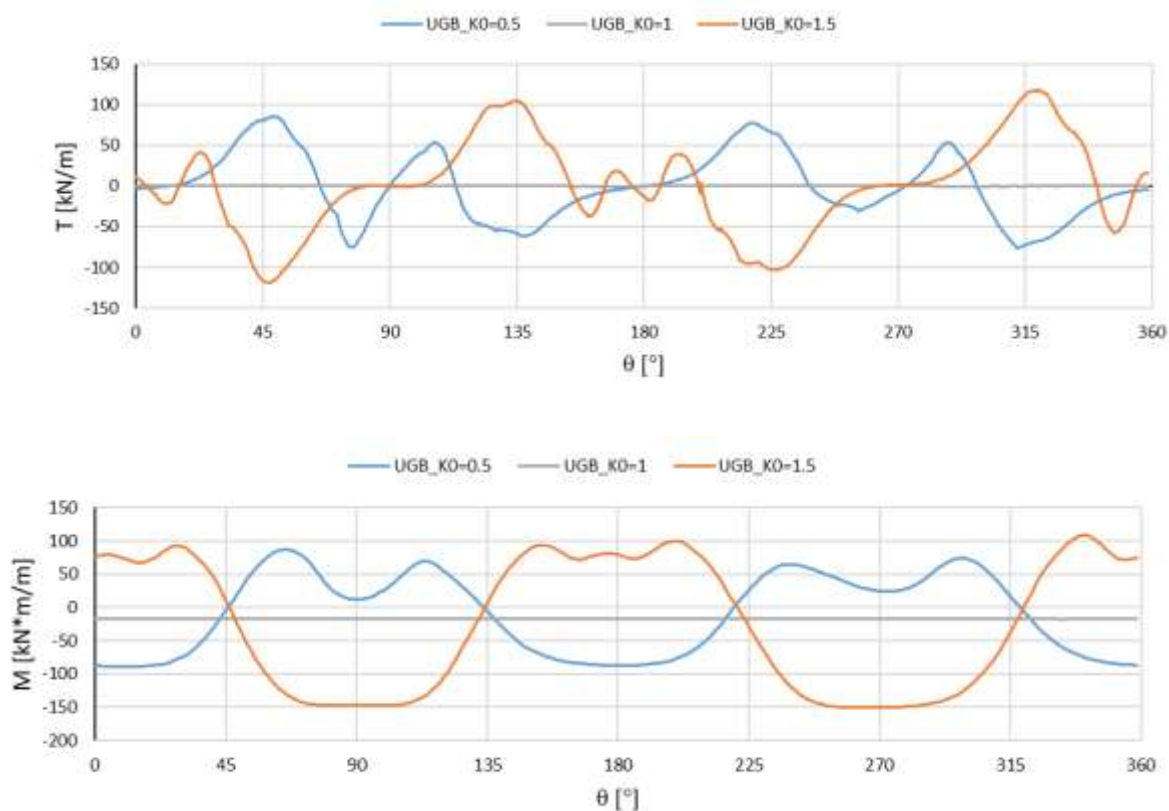


Figura 5.26 - Sforzo normale, Taglio e Momento flettente-Tratta omogenea 1.

Tabella 5.19 - Sintesi valori massimi e minimi delle sollecitazioni-Tratta omogenea 1.

K0	N_{min}	N_{max}	T_{min}	T_{max}	M_{min}	M_{max}
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm/m)
0.5	2455.64	3412.92	-76.47	85.30	-89.12	87.58

1.00	5595.97	5655.64	-0.23	0.23	-17.86	-17.40
1.5	6932.19	8231.32	-118.75	118.94	-150.95	109.10

5.6.2.4 Tratta omogenea 3

unità geotecnica D, copertura pari a 420 m e diametro interno galleria pari a 4.0 m
 In figura si riportano la curva caratteristica e la curva LDP. In questo caso, poiché lo scavo avverrà nell’unità geotecnica dei conglomerati, della quale si è tenuto conto nella sua *facies* destrutturata (condizione più gravosa e cautelativa ai fini del dimensionamento), è stato ipotizzato lo scavo applicando una pressione al fronte pari a 2 bar. Per tale motivo per stimare le preconvergenze al fronte, sono state condotte delle analisi assialsimmetriche confrontandole con il modello di V.& D. (2009).

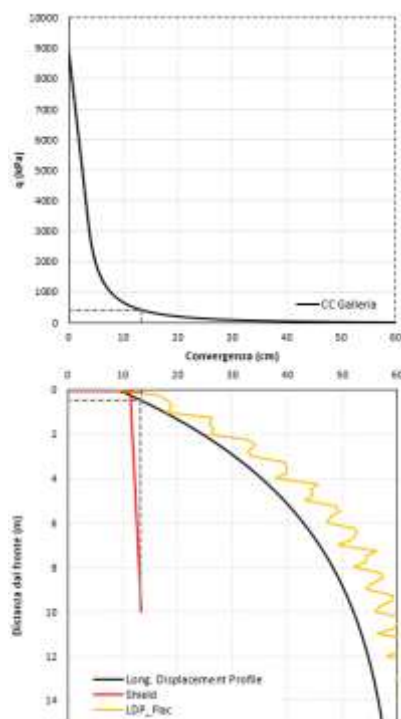


Figura 5.27 - Curva convergenza-confinamento_LDP-Tratta omogenea 3.

Il valore di preconvergenza u_f al fronte risulta pari a 9.4 cm.

Come si osserva graficamente, c'è interazione tra lo scudo e gli spostamenti radiali della galleria, infatti la curva *LDP* interseca la retta che rappresenta la posizione dello scudo ad una distanza dal fronte di 0.2 m. Il valore della convergenza radiale u^* ad una distanza dal fronte corrispondente alla lunghezza dello scudo è pari a 13.4 cm. A partire da tale valore della convergenza, è stato individuato sulla curva caratteristica della galleria il valore del carico q agente sul rivestimento definitivo che è risultato pari a 407.95 kPa; essendo, quindi, lo stato tensionale medio di partenza, valutato nel baricentro della galleria, pari a 8992.8 kPa, al suddetto valore di convergenza u^* , corrisponde uno scarico tensionale λ del 95.5 %.

In tabella si riportano al variare di K_0 i valori dello stato tensionale *ante operam* S , il valore di preconvergenza, u_f , stimato dal modello, il valore della convergenza radiale alla distanza di intasamento del vuoto anulare, u^* , il valore della pressione q che agisce sul rivestimento e il corrispondente rilascio delle forze di scavo λ . Si precisa che il valore dello stato tensionale *ante operam* è pari al valore medio delle tensioni principali agenti: $S = (S_v + 2 S_h)/3$.

Sintesi dei risultati del metodo convergenza-confinamento-Tratta omogenea 1.

K_0	u_f	u^*	S	q	λ
(-)	(cm)	(cm)	(kPa)	(kPa)	(%)
0.5	5.2	9.2	6745.43	347.52	94.8
1.0	9.4	13.4	8992.8	407.95	95.5
1.5	13.4	17.4	11242.38	485.62	95.7

Nella figura si riporta il dominio di calcolo utilizzato per l’analisi numerica relativa a tale sezione tipo.

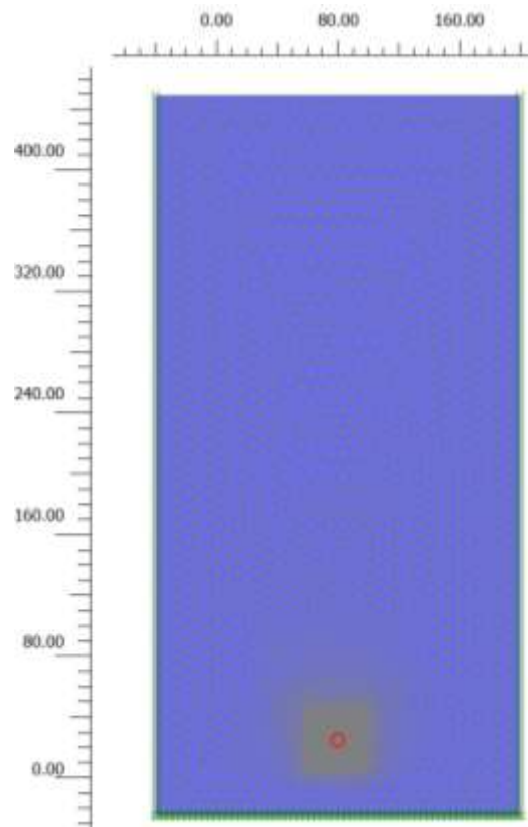


Figura 5.28 - Mesh di calcolo-Tratta omogenea 1.

In figura si riportano gli andamenti dello sforzo assiale, taglio e momento flettente e in tabella si riporta una sintesi delle sollecitazioni minime e massime agenti, al variare di K_0 .

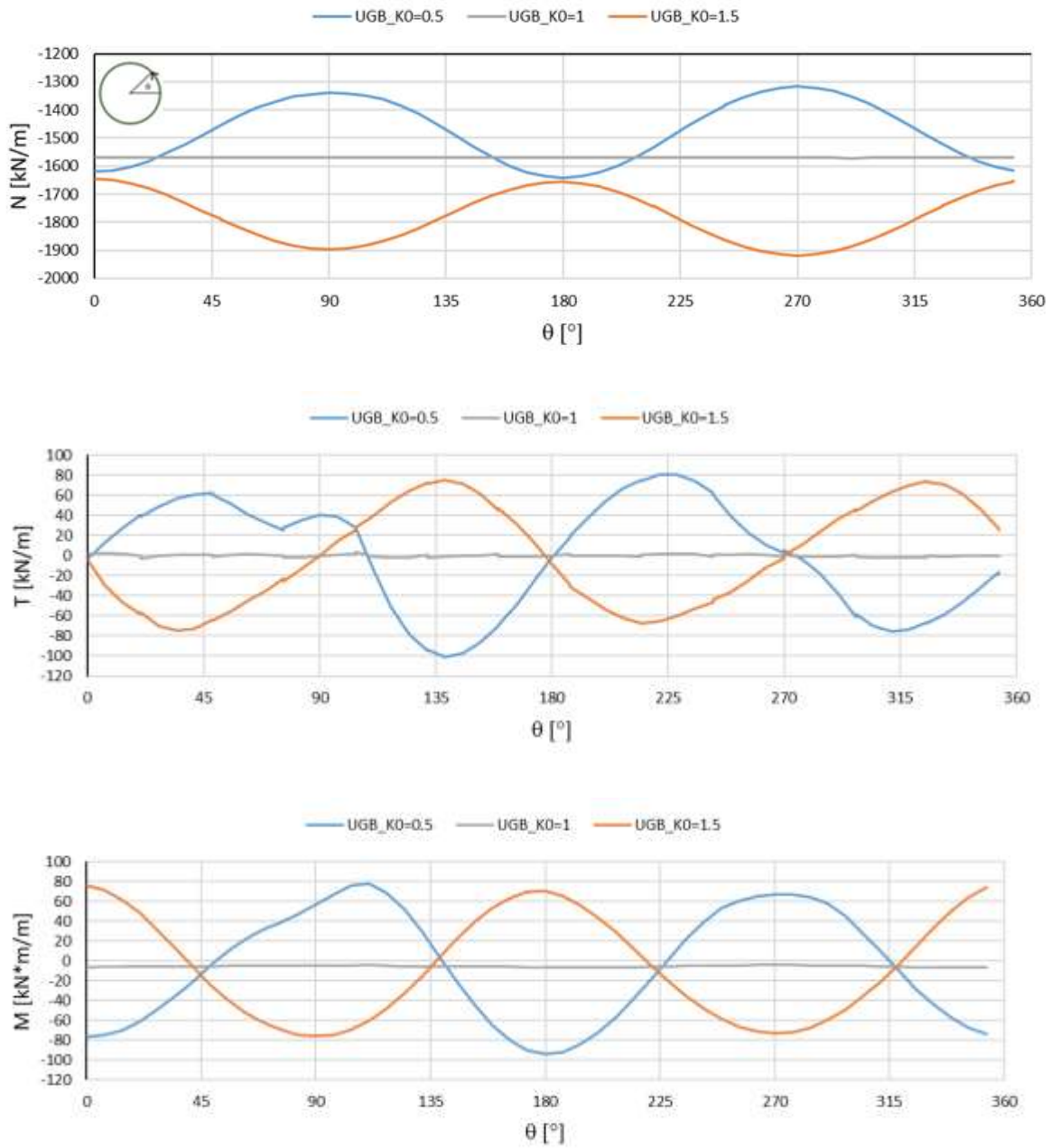


Figura 5.29 - Sforzo normale, Taglio e Momento flettente-Tratta omogenea 1.

**Tabella 5.20 - Sintesi valori massimi e minimi delle sollecitazioni-Tratta omogenea
 1.**

K ₀	N _{min} (kN/m)	N _{max} (kN/m)	T _{min} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	M _{min} (kNm/m)	M _{max} (kNm/m)
0.5	1315.57	1641.54	-100.59	80.55	-93.73	77.39
1.00	1568.83	1570.46	-2.58	3.58	-6.91	-4.07
1.5	1646.07	1918.22	-74.26	74.96	-76.14	76.40

5.7 Verifiche strutturali

5.7.1 Criteri di verifica

5.7.1.1 Criteri di verifica agli SLU

Le verifiche *SLU* sono state eseguite verificando che fosse soddisfatta la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base alle resistenze di progetto dei materiali, ed E_d è l’effetto dell’azione di calcolo.

È stata impiegata la combinazione 1 di coefficienti parziali di sicurezza (A1+M1).

Le azioni di progetto E_d sono state ricavate moltiplicando i valori caratteristici delle azioni per il coefficiente $\gamma_{G1}=1.3$ (cfr. Tabella 6.2.I NTC 2018).

Tabella 5.21 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Carichi	Effetto	Coefficiente		(A1) STR	(A2) GEO
		Parziale γ_F (o γ_E)	EQU		
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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

Per quanto concerne la valutazione della resistenza di progetto R_d , in maniera analoga a quanto previsto per elementi monodimensionali, si è distinto il comportamento per sforzi assiali-flessionali e sforzi taglianti.

Verifiche a presso-flessione:

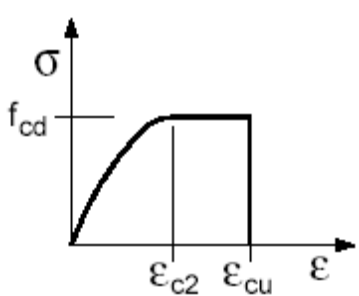
Di seguito sono richiamati i principali criteri di verifica agli SLU.

- Criterio di verifica: $M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

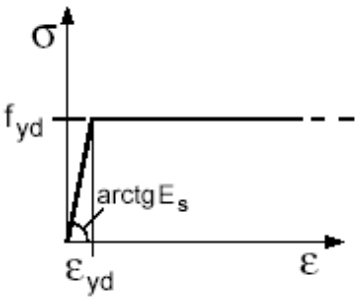
Ipotesi di calcolo:

- conservazione delle sezioni piane;
 - perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
 - resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
 - rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
 - rottura dell’armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.
- Caratteristiche di calcolo dei materiali:

1. Calcestruzzo:

<p>- Riv. Definitivo – C50/60:</p> <p>$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck,cyl} / \gamma_c = 28.33 \text{ N/mm}^2$</p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_c = 1.5$ (fattore di sicurezza) - $\alpha_{cc} = 0.85$ (coefficiente riduttivo per gli effetti di lunga durata) 	
<p>$\epsilon_{c2} = 0.20 \%$</p>	
<p>$\epsilon_{cu} = 0.35 \%$</p>	

2. Acciaio:

<p>- B450C:</p> <p>$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_s = 1.15$ (fattore di sicurezza) 	
<p>$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_{sd} = 0.19 \%$</p>	
<p>$\epsilon_{ud} = 1.0 \%$</p>	

Operativamente le verifiche sono state effettuate controllando che i punti di coordinate $M_d-N_{d,r}$ rappresentativi dei valori di progetto degli effetti delle azioni di

calcolo, ricadessero tutti all’interno del dominio resistente ultimo della sezione, determinato con il *software VCA SLU*.

Verifiche a taglio

La verifica allo SLU per taglio dei rivestimenti definitivi è stata condotta nel caso di sezioni armate a taglio sulla base dei criteri e delle ipotesi seguenti:

- Criterio di verifica: $V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{Ed}$
- Ipotesi di calcolo: la resistenza viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale traliccio sono:
 - le armature trasversali (inclinate di un angolo “ θ ”)
 - le armature longitudinali
 - il corrente compresso di calcestruzzo
 - i puntoni d’anima inclinati di un angolo “ θ ”.

La valutazione della capacità allo *SLU* per sforzi di taglio è eseguita, per queste sezioni, mediante espressioni che analizzano il meccanismo di rottura dell’armatura trasversale “ V_{Rsd} ” e quello dei puntoni compressi in calcestruzzo “ V_{Rcd} ”; il valore di resistenza è pari al valore minore tra:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin a / s$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_{cd} \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

dove:

- d = altezza utile della sezione;
- b_w = larghezza minima della sezione;
- A_{sw} è l’area dell’armatura trasversale;
- $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima;

- a_{cd} è il fattore maggiorativo dipendente dallo sforzo di compressione medio agente nella sezione di verifica.

Nel caso di sezioni non armate a taglio, invece, la sollecitazione di taglio V_{Ed} è stata confrontata con la resistenza a taglio V_{Rd} valutata tramite la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2}$.

5.7.2 Criteri di verifica agli SLE

Le verifiche agli SLE effettuate sui rivestimenti definitivi riguardano la tensione massima di compressione nel calcestruzzo σ_c (cfr. p.to 4.1.2.2.5 delle NTC 2018) e la fessurazione nelle condizioni di lungo termine.

La verifica riguardante la tensione massima di compressione nel calcestruzzo, come previsto al punto 4.1.2.2.5.1 delle NTC2018, è stata effettuata controllando la seguente condizione:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 22.5 \text{ MPa}$$

Lo stato limite di fessurazione è stato scelto seguendo le indicazioni riportate in tabella (cfr. Tab. 4.1.IV, NTC 2018) e facendo riferimento alle condizioni ambientali ordinarie (classe di esposizione XC3). Tenuto conto che nel caso in oggetto di studio prevalgono

le condizioni permanenti, si è fatto riferimento al limite di apertura delle fessure pari a: $w \leq w_2 = 0.30$ mm (armature poco sensibili).

Tabella 5.22 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione.

<i>Gruppi di esigenze</i>	<i>Condizioni ambientali</i>	<i>Combinazione di azioni</i>	<i>Armatura</i>			
			<i>Sensibile</i>		<i>Poco sensibile</i>	
			<i>Stato limite</i>	w_d	<i>Stato limite</i>	w_d
A	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Le verifiche a fessurazione sono state condotte utilizzando la procedura semplificata illustrata al punto C4 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, la quale consente di effettuare le verifiche calcolando la tensione massima nella fibra di acciaio più sollecitata σ_s e controllando che siano rispettati i limiti indicati nella figura e nella tabella (cfr. Tab. C4.1.II e C4.1.III, Circ. 02/02/09 n. 617), riguardanti rispettivamente il diametro massimo e la distanza massima delle barre di armature in funzione del tasso di lavoro.

Tabella 5.23 - Diametri massimi delle barre per il controllo della fessurazione.

<i>Tensione nell'acciaio</i>	<i>Diametro massimo ϕ delle barre (mm)</i>		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm

σ_s (MPa)			
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella 5.24 - Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione.

Tensione nell'acciaio σ_s (MPa)	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo e la massima tensione di trazione nell'acciaio sono state determinate utilizzando il *software VCA SLU*.

5.7.3 Verifiche SLU

5.7.3.1 Sezione tipo C1

Le verifiche sono svolte considerando la sezione rettangolare di larghezza $B=180$ cm e altezza $H=40$ cm. L'armatura longitudinale è costituita da 14 \varnothing 18 internamente e 14 \varnothing 12 esternamente; l'elemento non prevede specifica armatura a taglio.

Verifica a pressoflessione

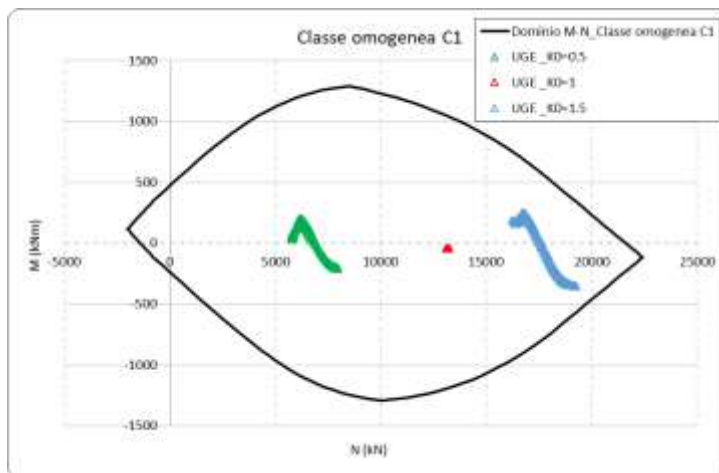


Figura 5.30 - Sezione tipo 1 - Verifica M-N.

Verifica a taglio

Azioni di taglio		γ	
Gk	0.00	1.30	0.00
Pk	0.00	1.00	0.00
Qk	0.00	1.00	0.00
Aed	277.88	1.00	277.88
V_{Ed} = 277.88			
Nsd=	13554.00	KN	sforzo normale
bw =	1.80	m	larghezza (6.16)
h=	0.40	m	altezza totale
c=	0.05	m	copriferro
d =	0.35	m	altezza utile
Ac=	0.72	m ²	area

elementi CA e CAP senza armature trasversali resistenti a taglio

			Armatura longitudinale tesa		
			n	ϕ [mm]	area
C_{Rd} =	0.12	MPa = $0.18/\gamma_c$			
k =	1.76	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ with d in mm	14.00	12	15.83
k_1 =	0.15		0.00	0	0.00
ρ_l =	0.003	= $A_{sl}/(b_w d)$			<u>0.00</u>
			Asl=		15.83 cm ²
σ_{cp} =	5.64	= $N_{sd}/Ac < 0.2f_{cd}$ =			5.64 MPa
v_{min} =	0.57	= $0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$			

Resistenza a taglio

$V_{Rd,c}$ =	895.4	kN	con:	$V_{Rd,c}(\min) = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$	=	895.4
				$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$	=	841.6

V_{Ed} = 277.9 minore o uguale di **V_{Rd,c} = 895.4** verifica soddisfatta

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

5.7.3.2 Sezione tipo C2

Le verifiche sono svolte considerando la sezione rettangolare di larghezza $B=180$ cm e altezza $H=40$ cm. L'armatura longitudinale è costituita da $14\varnothing 12$ internamente e $14\varnothing 12$; l'elemento non prevede specifica armatura a taglio.

Verifica a pressoflessione

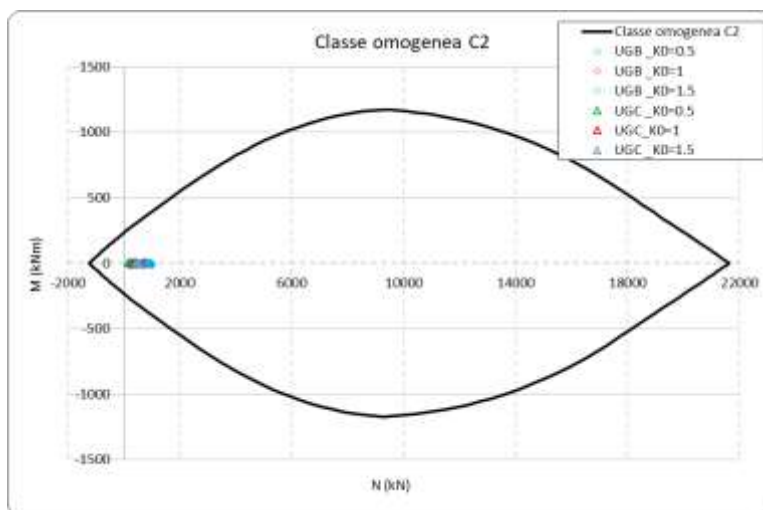


Figura 5.31 - Sezione tipo 2 - Verifica M-N.

Verifica a taglio

Azioni di taglio		γ	
Gk	0.00	1.30	0.00
Pk	0.00	1.00	0.00
Qk	0.00	1.00	0.00
Aed	20.04	1.00	20.04
		V_{Ed} = 20.04	

Nsd= 589.14 KN sforzo normale

bw = 1.80 m larghezza (6.16)
 h = 0.40 m altezza totale
 c = 0.05 m copriferro
 d = 0.35 m altezza utile
 Ac = 0.72 mq area

		Armatura longitudinale tesa			
C_{Rd}	0.12 MPa	$= 0.18/\gamma_c$	n	ϕ [mm]	area
k =	1.76	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ with d in mm	14.00	12	15.83
k_1 =	0.15		0.00	0	0.00
ρ_l =	0.003	$= A_{sl}/(b_w d)$	<u>0.00</u>		
			Asl =		15.83 cmq

σ_{cp} = 0.82 = Nsd/Ac < 0.2fcd = 5.64 MPa
 v_{min} = 0.57 = 0.035*k^{3/2}*fck^{1/2}

Resistenza a taglio

$V_{Rd,c}$ = 439.4 kN	con:	$V_{Rd,c}(\min) = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$	=	439.4
		$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$	=	385.5

$V_{Ed} = 20.0$ minore o uguale di $V_{Rd,c} = 439.4$ verifica soddisfatta

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

5.7.3.3 Sezione tipo C3

Le verifiche sono svolte considerando la sezione rettangolare di larghezza $B=120$ cm e altezza $H=30$ cm. L’armatura longitudinale è costituita da $10\varnothing 10$ internamente e $10\varnothing 10$; l’elemento non prevede specifica armatura a taglio.

Verifica a pressoflessione

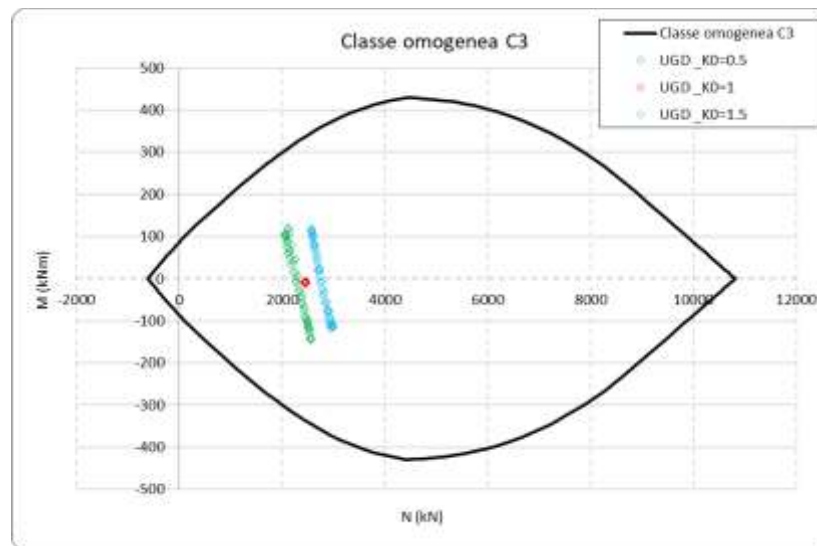


Figura 5.32 - Sezione tipo 3 - Verifica M-N.

Verifica a taglio

Azioni di taglio		γ	
Gk	0.00	1.30	0.00
Pk	0.00	1.00	0.00
Qk	0.00	1.00	0.00
Aed	156.92	1.00	156.92
		V_{Ed} =	156.92
Nsd=	1790.00	KN	sforzo normale
bw =	1.20	m	larghezza (6.16)
h=	0.30	m	altezza totale
c=	0.05	m	copriferro
d =	0.25	m	altezza utile
Ac=	0.36	mq	area

elementi CA e CAP senza armature trasversali resistenti a taglio

C_{Rd} =	0.12	MPa	=0.18/ γ_c	Armatura longitudinale tesa		
k =	1.89		$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ with d in mm	n	ϕ [mm]	area
k_1 =	0.15			10.00	10	7.85
ρ_l =	0.003	=As/(bw d)		0.00	0	0.00
				Asl =	$\frac{0.00}{7.85}$	cmq
σ_{cp} =	4.97	=Nsd/Ac < 0.2fcd =		5.64	MPa	
v_{min} =	0.64	=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}				

Resistenza a taglio

$V_{Rd,c}$ =	417.0	KN	con:	$V_{Rd,c}(\min) = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$	=	417.0
				$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] bw d$	=	384.3

V_{Ed} = 156.9 minore o uguale di V_{Rd,c} = 417.0 verifica soddisfatta

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda il dimensionamento del concio per le gallerie DN4000 (denominato C3), in seguito al calcolo degli incrementi di sollecitazione per effetto del sisma nelle zone a copertura maggiore, si rende necessaria l’adozione di una armatura superiore rispetto a quanto stimato per le sole azioni statiche (per un maggior dettaglio si faccia riferimento al capitolo relativo alle analisi in zona sismica delle gallerie), al fine di ottemperare a tutte le verifiche proposte dalle NTC2018. Pertanto si adotteranno in progetto e per tutta la lunghezza delle gallerie DN4000 le armature di seguito riportate; ovviamente le verifiche condotte con l’armatura minima in fase statica continuano a rimanere comunque soddisfatte con la nuova disposizione delle armature e quindi non si procede ad un nuovo ricalcolo. La disposizione, l’incidenza delle armature saranno le seguenti saranno i seguenti:

Tabella 5.25 – Ridefinizione delle armature per la sezione tipo C3 relative alle gallerie DN4000.

Sezione tipo	Diametro interno (m)	Spessore (cm)	Lunghezza Concio (cm)	Armatura longitudinale lembo esterno	Armatura longitudinale lembo interno	Incidenza armatura (kg/m ³)	Tratta omogenea di applicazione
C3	4.0	30	120	Ø18/10	Ø18/10	140	3

5.7.4 Verifiche SLE

Le verifiche sono di seguito esplicitate in forma tabellare facendo riferimento alle sollecitazioni nelle tabelle.

5.7.4.1 Sezione tipo C1

<i>K₀</i>	<i>Comb. di carico</i>	<i>N</i>	<i>σ_c (MPa)</i>	<i>σ_s (MPa)</i>
0.5	<i>N_{min}</i>	-6143.25	11.20	-
	<i>M</i>	-158.96		
	<i>N_{max}</i>	-4420.16	6.83	-
	<i>M</i>	45.76		
	<i>N</i>	-6108.12	11.20	-
	<i>M_{min}</i>	-160.41		
1.0	<i>N</i>	-4823.99	9.41	-
	<i>M_{max}</i>	157.64		
	<i>N_{min}</i>	-10180.14	14.37	-
	<i>M</i>	-31.31		
	<i>N_{max}</i>	-10072.75	14.23	-
	<i>M</i>	-31.67		
1.5	<i>N</i>	-10152.19	14.35	-
	<i>M_{min}</i>	-32.15		
	<i>N</i>	-10180.06	14.37	-
	<i>M_{max}</i>	-31.31		
	<i>N_{min}</i>	-14816.38	21.82	-
	<i>M</i>	-270.70		

N_{max}	-12477.95		
		19.56	-
M	145.63		
N	-14765.77		
		21.77	-
M_{min}	-271.71		
N	-12893.64		
		21.05	-
M_{max}	196.38		

5.7.4.2 Sezione tipo C2

K_0	Comb. di carico	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
0.5	N_{min}	-384.85	
			0.58
	M	-4.29	
	N_{max}	-178.91	
			0.28
	M	2.24	
1.0	N	-383.14	
			0.59
	M_{min}	-4.68	
	N	-179.05	
			0.28
	M_{max}	2.24	
1.0	N_{min}	-589.63	
			0.85
	M	-4.29	
	N_{max}	-526.47	
		0.73	-
	M	2.24	

	<i>N</i>	-549.53	0.85	-
	<i>M_{min}</i>	-7.26		
	<i>N</i>	-554.09	0.82	-
	<i>M_{max}</i>	5.40		
	<i>N_{min}</i>	-776.29	1.13	-
	<i>M</i>	-6.05		
	<i>N_{max}</i>	-625.15	0.90	-
	<i>M</i>	4.71		
1.5	<i>N</i>	-766.77	1.20	-
	<i>M_{min}</i>	-10.68		
	<i>N</i>	-626.31	0.91	-
	<i>M_{max}</i>	5.26		

5.7.4.3 Sezione tipo C3

<i>K₀</i>	Comb. di carico	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
	<i>N_{min}</i>	-1969.85	18.74
	<i>M</i>	-112.48	10.92
0.5	<i>N_{max}</i>	-1578.68	-
	<i>M</i>	80.19	8.22
	<i>N</i>	-1969.85	18.74

	M_{min}	-112.48		
	N	-1632.75	9.04	15.70
	M_{max}	92.86		
	N_{min}	-1884.56	5.21	-
	M	-5.79		
	N_{max}	-1882.59	5.19	-
	M	-5.53		
1.0	N	-1884.21	5.34	-
	M_{min}	-8.29		
	N	-1884.36	5.16	-
	M_{max}	-4.89		
	N_{min}	-2301.86	10.50	-
	M	-87.78		
	N_{max}	-1975.29	9.84	-
	M	91.68		
1.5	N	-2276.12	10.60	-
	M_{min}	-91.36		
	N	-1975.29	9.84	-
	M_{max}	91.68		

5.7.5 Verifiche in condizioni provvisorie

5.7.5.1 Sezione tipo C1 e C2

Si riportano di seguito le verifiche nelle condizioni provvisorie per l’anello di spessore 0.40 m; ci si riferisce in particolare al concio tipo C2 caratterizzato da un quantitativo di armatura inferiore rispetto al concio tipo C1; per quest’ultimo le verifiche si ritengono pertanto soddisfatte. Nell’ambito del progetto esecutivo si potrà valutare se effettuare alcuni adattamenti costruttivi in merito ai rinforzi localizzati distinguendo, anche per tali aspetti, le due tipologie.

Realizzazione e posa in opera

5.7.5.2 Scasseratura

Nella fase di scasseratura i conci sono soggetti all’azione del peso proprio (PP) ed alla forza di adesione del cassero (S) che può essere considerata circa pari a 5 KN/m². Ipotizzando che il concio venga sollevato ai lati, si fa riferimento allo schema in.

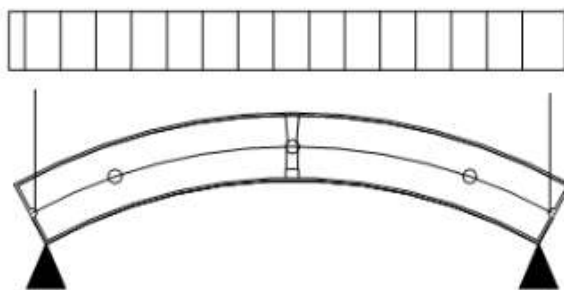


Figura 5.33 - Schema statico alla scasseratura.

Le azioni coinvolte risultano:

$$PP = 25.0 \cdot 0.4 \cdot 1.8 = 18.0 \text{ KN/m}$$

$$S = 5.0 \cdot 1.8 = 9.0 \text{ KN/m}$$

$$p = PP + S = 27.0 \text{ KN/m}$$

considerando la lunghezza media del concio $l = 3.90 \text{ m}$, si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 51.3 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{p \cdot l}{2} = 52.7 \text{ kN}$$

5.7.5.3 Movimentazione

Come per la scasseratura, anche per la fase di movimentazione si fa riferimento allo schema della figura riportata.

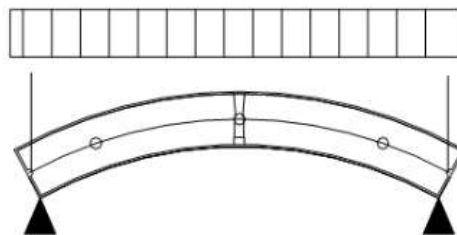


Figura 5.34 - Schema statico durante la movimentazione.

Cautelativamente si considera l’azione del peso proprio con un incremento dovuto agli effetti dinamici pari al 70%:

$$p = PP+70\% = 30.6 \text{ KN/m}$$

Le sollecitazioni agenti in tale fase risultano:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 58.2 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{p \cdot l}{2} = 59.7 \text{ kN}$$

5.7.5.4 Stoccaggio

Lo schema di calcolo assunto nella fase di stoccaggio (elemento appoggiato agli estremi) ipotizza le medesime condizioni di calcolo e di vincolo utilizzate nella precedente verifica in fase di scasseratura.

Tuttavia occorre precisare come lo schema di calcolo adottato risulta essere cautelativo rispetto allo schema usuale di stoccaggio dei conci in cantiere, dove questi vengono impilati ed appoggiati ai quarti medi con interposti degli spessori posizionati in modo da riportare a terra il carico agente.

L’allineamento degli spessori di appoggio, anche con una modesta tolleranza di posizionamento inferiore allo spessore del concio, impedisce di fatto che il peso dei conci portati determini una risposta flessionale del concio di base. Verranno ad ogni modo previste eventuali specifiche prescrizioni in proposito alle modalità di stoccaggio.

5.7.5.5 Erezione del concio

Si esamina la situazione con erettori verticali con riferimento allo schema statico di della figura di seguito riportata.

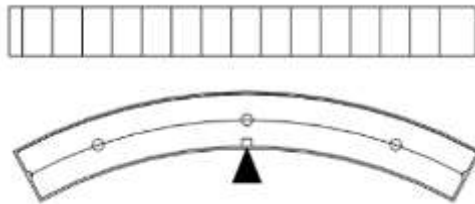


Figura 5.35 - Schema statico durante l’erezione del concio.

Come nel caso di movimentazione, cautelativamente si considera l’azione del peso proprio con un incremento dovuto agli effetti dinamici pari al 70%:

$$p = PP+70\% = 30.6 \text{ KN/m}$$

Le sollecitazioni agenti in tale fase risultano:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 58.2 \text{ kNm}$$

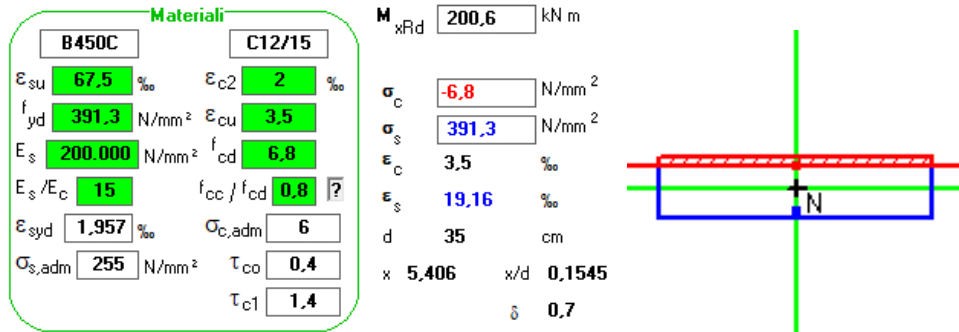
$$V = \frac{p \cdot l}{2} = 58.7 \text{ kN}$$

Nell’ipotesi cautelativa che in tutte le fasi illustrate il concio non abbia raggiunto la resistenza finale di progetto, si riportano nel seguito le verifiche statiche assumendo una resistenza minima di 15 MPa. Le azioni massime, amplificate per il fattore $\gamma_f = 1.30$, conducono ai seguenti valori di progetto delle azioni sollecitanti nelle condizioni provvisorie:

$$M_d = 58.2 \text{ kNm}$$

$$V_d = 77.5 \text{ kNm}$$

Le verifiche sono svolte considerando la sezione rettangolare di larghezza $B=180 \text{ cm}$ e altezza $H=40 \text{ cm}$. Nel seguito si riporta la verifiche a flessione considerando l’armatura longitudinale costituita da $14\varnothing 12$ internamente e $14 \varnothing 12$ esternamente.



$$M_{rd} = 200.6 \text{ kNm} > M_d = 58.2 \text{ kNm}$$

Nel seguito si riporta la verifica a taglio per elementi non specificatamente armati a taglio.

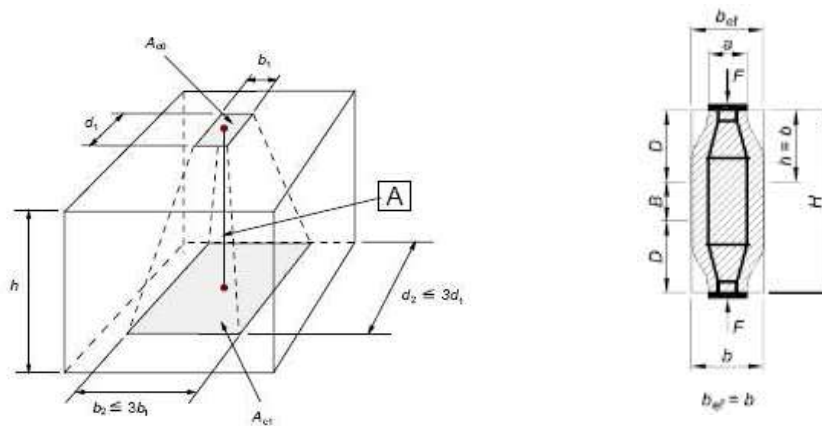
Azioni di taglio		γ	
Gk	0,00	1,30	0,00
Pk	0,00	1,00	0,00
Qk	0,00	1,00	0,00
Aed	77,57	1,00	77,57
			$V_{Ed} = 77,57$
Nsd=	0,00	KN	sforzo normale
bw =	1,80	m	larghezza (6.16)
h=	0,40	m	altezza totale
c=	0,05	m	copriferro
d =	0,35	m	altezza utile
Ac=	0,72	mq	area

			Armatura longitudinale tesa		
			n	φ [mm]	area
C_{Rd}	0,12	MPa = 0.18/γc			
k	1,76	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ with d in mm	14,00	12	15,83
k_1	0,15		0,00	0	0,00
ρ_l	0,003	=Asl/(bw d)			<u>0,00</u>
			Asl=		15,83 cmq
σ_{cp}	0,00	=Nsd/Ac < 0.2fcd =	1,41 MPa		
v_{min}	0,29	=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}			
Resistenza a taglio					
$V_{Rd,c}$	194,2	kN	con:	$V_{Rd,c}(min) = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$	= 181,0
				$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$	= 194,2
	$V_{Ed} = 77,6$		minore o uguale di	$V_{Rd,c} = 194,2$	verifica soddisfatta

Le verifiche sono soddisfatte.

5.7.5.6 Spinta dei martentti

I rivestimenti sono stati verificati nei riguardi delle pressioni localizzate e delle azioni di frettaggio che si generano al contatto delle piastre dei martinetti di spinta. La figura mostra lo schema per valutare la resistenza del calcestruzzo sooggetto a compressione localizzata e lo schema statico per il dimensionamento dell’armatura di frettaggio indotta dagli sforzi localizzati desunto dalla normativa EC2.



per regioni di parziale discontinuità $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F$$

Figura 5.36 - Schema statico pressioni localizzate - (dx) distribuzione delle pressioni localizzate (EC2); (sx) determinazione delle azioni di trazione (EC2).

Nel caso specifico si considera un’azione massima pari a 100'000 kN ripartita su 19 piastre di spinta aventi dimensione pari 250 mm, nella direzione radiale, e 750 mm, in quella circonferenziale. L’azione massima agente su ciascun elemento risulta pari a $F_{Ed} = 5263$ kN.

Verifica pressioni localizzate sul calcestruzzo

Dimensioni Piastra di spinta

- altezza di carico d1 250 mm
- larghezza di carico b1 750 mm

Dimensione proiezione elemento

- altezza diffusione d2 400 mm
- larghezza diffusione b2 1350 mm

L’azione resistente del calcestruzzo alla pressione localizzata risulta

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} (A_{c1}/A_{c0})^{0.50} = 8980 \text{ kN} \leq F_{Rdu,lim} = 3.0 f_{cd} A_{c0} = 15874 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta: $F_{Rdu} = 8980 \text{ kN} > F_{Ed} = 5263 \text{ kN}$.

Per quanto riguarda la valutazione del comportamento delle zone di frettaggio, oltre alla valutazione dello sforzo T_{Ed} , si può fare utile riferimento agli schemi noti in letteratura illustrati proposti da Leonhardt&Monnig e richiamati di seguito.

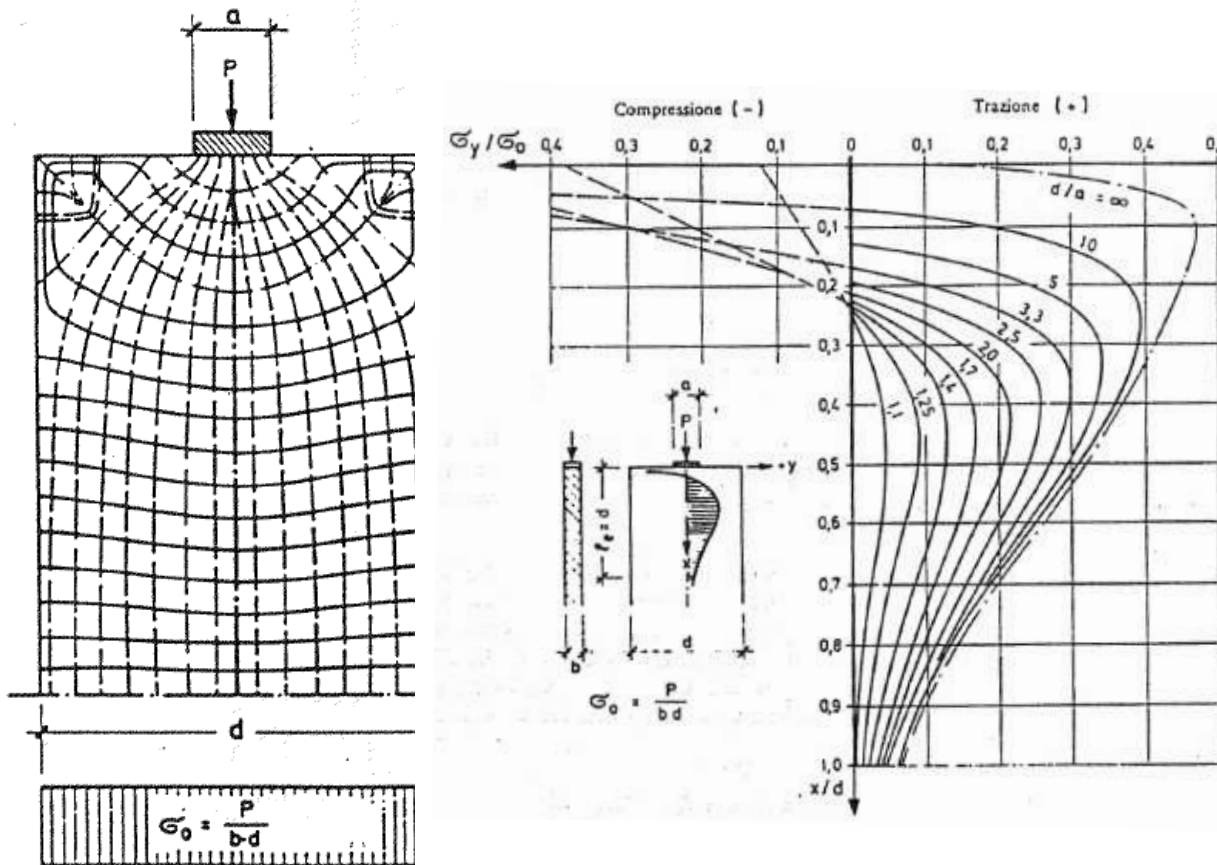


Figura 5.37 - Curve delle tensioni trasversali σ_y , riferite alla tensione media di contatto $\sigma_0 = P/(bd)$, lungo l'asse x ortogonale all'area di carico per diverse condizioni d / a (Leonhardt&Monnig, Vol. II).

Le verifiche delle azioni di frettaggio sono eseguite considerando cautelativamente piani separati ovvero distinguendo il comportamento radiale e circonferenziale.

Azione di frettaggio - Armatura radiale

$a = d_1 = 250 \text{ mm}$

$$b_{ef} = d_2 = 400 \text{ mm}$$

$$T_{Ed} = 493.4 \text{ kN}$$

L’area di frettaggio minima risulta pertanto pari a:

$$A_{st,min} = T_{Ed} / f_{yd} = 9.5 \text{ cm}^2$$

Tale armatura sarà costituita da legature o spilli radiali posizionati ad una distanza dal bordo di circa $x \cong 0.45 \cdot d_2 = 180 \text{ mm}$ ($d/a = d_2/d_1 \cong 1.6 \rightarrow x/d = x/d_2 \cong 0.45$). Considerando una larghezza di influenza del carico, valutato nel punto di tensione massima, pari a circa $L_i = b_1 + 2x \cong 1110 \text{ mm}$, si ottiene un’armatura media pari a: $a_{st,min} \cong 8.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ che andrà opportunamente distribuita;

Azione di frettaggio - Armatura circonferenziale

$$a = b_1 = 750 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = b_2 = 1350 \text{ mm}$$

$$T_{Ed} = 584.8 \text{ kN}$$

L’area di frettaggio minima risulta pertanto pari a:

$$A_{st,min} = T_{Ed} / f_{yd} = 11.3 \text{ cm}^2$$

Tale armatura sarà costituita da barre circonferenziali posizionate ad una distanza dal bordo di circa $x \cong 0.43 \cdot b_2 = 580 \text{ mm}$ ($d/a = b_2/b_1 \cong 1.8 \rightarrow x/d = x/d_b \cong 0.43$). Si suggerisce di inserire solamente una parte delle barre in prossimità della mezzeria del concio poiché, rispetto ai meccanismi di diffusione, potranno considerarsi collaboranti anche le barre principali circonferenziali.

5.7.5.7 Sezione tipo C3

Realizzazione e posa in opera

5.7.5.8 Scasseratura

Nella fase di scasseratura i conci sono soggetti all’azione del peso proprio (*PP*) ed alla forza di

adesione del cassero (*S*) che può essere considerata circa pari a 5 KN/m². Le valutazioni fanno riferimento allo schema indicato precedentemente.

Le azioni coinvolte risultano:

$$PP = 25.0 \cdot 0.3 \cdot 1.2 = 9.0 \text{ KN/m}$$

$$S = 5.0 \cdot 1.2 = 6.0 \text{ KN/m}$$

$$p = PP + S = 15.0 \text{ KN/m}$$

considerando la lunghezza media del concio $l = 2.25 \text{ m}$, si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 9.5 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{p \cdot l}{2} = 16.9 \text{ kN}$$

5.7.5.9 Movimentazione

Come per la scasseratura, anche per la fase di movimentazione si fa riferimento allo schema indicato precedentemente.

Cautelativamente si considera l’azione del peso proprio con un incremento dovuto agli effetti dinamici pari al 70%:

$$p = PP+70\% = 15.3 \text{ KN/m}$$

Le sollecitazioni agenti in tale fase risultano:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 9.7 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{p \cdot l}{2} = 17.2 \text{ kN}$$

5.7.5.10 Stoccaggio

Si rimanda a quanto specificato per i conci tipo C1 e C2.

5.7.5.11 Erezione del concio

Si esamina la situazione con erettori verticali con riferimento allo schema statico indicato precedentemente.

Come nel caso di movimentazione, cautelativamente si considera l’azione del peso proprio con un incremento dovuto agli effetti dinamici pari al 70%:

$$p = PP+70\% = 15.3 \text{ KN/m}$$

Le sollecitazioni agenti in tale fase risultano:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 9.7 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{p \cdot l}{2} = 17.2 \text{ kN}$$

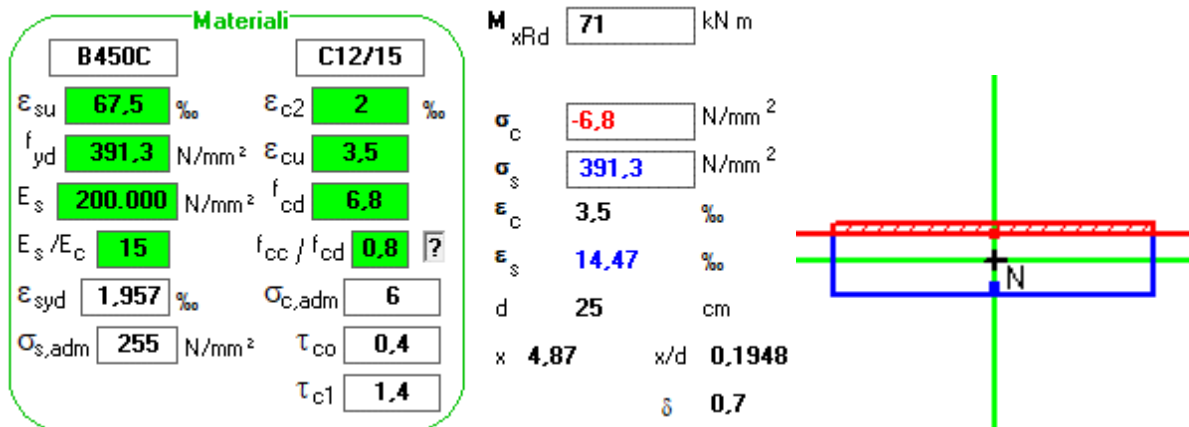
Nell’ipotesi cautelativa che in tutte le fasi illustrate il concio non abbia raggiunto la resistenza finale di progetto, si riportano nel seguito le verifiche statiche assumendo

una resistenza minima di 15 MPa. Le azioni massime, amplificate per il fattore $\gamma_f = 1.30$, conducono ai seguenti valori di progetto delle azioni sollecitanti nelle condizioni provvisorie:

$$M_d = 12.6 \text{ kNm}$$

$$V_d = 22.4 \text{ kNm}$$

Le verifiche sono svolte considerando la sezione rettangolare di larghezza $B=120 \text{ cm}$ e altezza $H=30 \text{ cm}$. Nel seguito si riporta la verifiche a flessione considerando l’armatura longitudinale costituita da $10\varnothing 10$ internamente e $10\varnothing 10$ esternamente.



$$M_{rd} = 71 \text{ kNm} > M_d = 12.6 \text{ kNm}$$

Nel seguito si riporta la verifica a taglio per elementi non specificatamente armati a taglio.

Azioni di taglio

		γ	
Gk	0,00	1,30	0,00
Pk	0,00	1,00	0,00
Qk	0,00	1,00	0,00
Aed	22,38	1,00	22,38
		V_{Ed} = 22,38	

Nsd= 0,00 KN sforzo normale

bw = 1,20 m larghezza (6.16)

h = 0,30 m altezza totale

c = 0,05 m copriferro

d = 0,25 m altezza utile

Ac = 0,36 mq area

Armatura longitudinale tesa

			n	ϕ [mm]	area
C_{Rd}	0,12 MPa	$=0.18/\gamma_c$			
k	1,89	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ with d in mm	10,00	10	7,85
k_1	0,15		0,00	0	0,00
ρ_l	0,003	$=A_{sl}/(b_w d)$			<u>0,00</u>
			Asl =		<u>7,85</u> cmq

σ_{cp} = 0,00 = $N_{sd}/A_c < 0.2f_{cd}$ = 1,41 MPa

v_{min} = 0,32 = $0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Resistenza a taglio

$V_{Rd,c} = 101,1$ KN con:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,c}(\min) = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 96,6 \\ V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = 101,1 \end{array} \right.$$

V_{Ed} = 22,4 minore o uguale di **V_{Rd,c} = 101,1** verifica soddisfatta

Le verifiche sono soddisfatte.

Spinta dei martentti

I rivestimenti sono stati verificati nei riguardi delle pressioni localizzate e delle azioni di frettaggio che si generano al contatto delle piastre dei martinetti di spinta. Le verifiche sono svolte in riferimento agli schemi illustrati in precedenza. Nel caso specifico si considera un’azione massima pari a 40'000 kN ripartita su 12 piastre di spinta aventi dimensione pari 200 mm, nella direzione radiale, e 500 mm, in quella circonferenziale. L’azione massima agente su ciascun elemento risulta pari a $F_{Ed} = 3333$ kN.

Verifica pressioni localizzate sul calcestruzzo

Dimensioni Piastra di spinta

altezza di carico d1 200 mm

larghezza di carico b1 500 mm

Dimensione proiezione elemento

altezza diffusione d2 100 mm

larghezza diffusione b2 1100 mm

L’azione resistente del calcestruzzo alla pressione localizzata risulta

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} (A_{c1}/A_{c0})^{0.50} = 5126 \text{ kN} \leq F_{Rdu,lim} = 3.0 f_{cd} A_{c0} = 8466 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta: $F_{Rdu} = 5126 \text{ kN} > F_{Ed} = 3333 \text{ kN}$.

Per quanto riguarda la valutazione del comportamento delle zone di frettaggio, oltre alla valutazione dello sforzo T_{Ed} , si può fare utile riferimento agli schemi noti in letteratura illustrati proposti da Leonhardt&Monnig e richiamati in precedenza.

Le verifiche delle azioni di frettaggio sono eseguite considerando cautelativamente piani separati ovvero distinguendo il comportamento radiale e circonferenziale.

Azione di frettaggio - Armatura radiale

$$a = d1 = 200 \text{ mm}$$

$$b \text{ ef} = d2 = 300 \text{ mm}$$

$$T_{Ed} = 277.8 \text{ kN}$$

L’area di frettaggio minima risulta pertanto pari a:

$$A_{st,min} = T_{Ed} / f_{yd} = 5.4 \text{ cm}^2$$

Tale armatura sarà costituita da legature o spilli radiali posizionati ad una distanza dal bordo di circa $x \cong 0.45 \cdot d2 = 135 \text{ mm}$ ($d/a = d2/d1 \cong 1.5 \rightarrow x/d = x/d2 \cong 0.45$).

Considerando una larghezza di influenza del carico, valutato nel punto di tensione massima, pari a circa $L_i = b1 + 2x \cong 770 \text{ mm}$, si ottiene un’armatura media pari a: $a_{st,min} \cong 7.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ che andrà opportunamente distribuita;

Azione di frettaggio - Armatura circonferenziale

$$a = b1 = 500 \text{ mm}$$

$$b \text{ ef} = b2 = 1100 \text{ mm}$$

$$T_{Ed} = 454.5 \text{ kN}$$

L’area di frettaggio minima risulta pertanto pari a:

$$A_{st,min} = T_{Ed} / f_{yd} = 8.8 \text{ cm}^2$$

Tale armatura sarà costituita da barre circolari posizionate ad una distanza dal bordo di circa $x \cong 0.43 \cdot b_2 = 460 \text{ mm}$ ($d/a = b_2/b_1 \cong 2.2 \rightarrow x/d = x/db \cong 0.42$). Si suggerisce di inserire solamente una parte delle barre in prossimità della mezzera del concio poiché, rispetto ai meccanismi di diffusione, potranno considerarsi collaboranti anche le barre principali circolari.

6 ANALISI DELLE GALLERIE IN CONDIZIONI SISMICHE

6.1 Premessa

Le opere in sotterraneo sono intrinsecamente caratterizzate da una minore vulnerabilità sismica rispetto alle altre opere civili fondate nei pressi del piano di campagna e che si sviluppano in elevazione fuori terra. Come ampiamente testimoniato dalla casistica di gallerie che hanno riportato danni in conseguenza di terremoti [cfr. Barton, 1984, Ates et al., 1995], la minore esposizione a questi eventi è dovuta a diversi fattori, tra cui ad esempio l’assenza delle onde di Rayleigh che si sviluppano in prossimità della frontiera del mezzo attraversato e non oltre certe profondità, la trascurabile massa complessiva della struttura se confrontata con la massa del terreno circostante e lo smorzamento garantito dal confinamento del terreno al contorno col rivestimento definitivo del cavo. Per questi ed altri motivi, la corretta previsione della risposta di una galleria sottoposta ad una eccitazione sismica è un problema complesso che richiede il coinvolgimento di diverse discipline come la dinamica delle strutture, dei terreni e delle rocce, la geologia strutturale, la sismotettonica e la sismologia applicata.

Un aspetto critico nella valutazione della risposta sismica di una galleria è costituito dalla quasi totale mancanza di norme e prescrizioni sia a livello nazionale che internazionale. Le Normative tecniche delle Costruzioni vigenti (DM 17/01/2018) non forniscono alcuna indicazione rispetto sia alla necessità e sia alle modalità di verifica delle opere in sotterraneo soggette ad azioni sismiche. Attualmente gli unici documenti che trattano specificatamente di opere in sotterraneo in condizioni sismiche sono la norma ISO 23469 "*Bases for design of structures – Seismic actions for*

designing geotechnical works” del 2005 e le linee guida redatte dall’AFPS/AFTES Association Francaise des Tunnels et de l’Espace Souterrain *“Earthquake design and protection of underground structures”* del 2001.

Tuttavia, in contesti caratterizzati da elevate probabilità di accadimento di eventi sismici di magnitudo elevata o in prossimità di sorgenti simiche, è opportuno che la progettazione delle opere in sotterraneo preveda anche la valutazione degli effetti indotti dal sisma, per verificarne le prestazioni in termini di sicurezza e funzionalità.

In assenza di indicazioni normative specifiche, si ritiene ragionevole estendere i principi fondamentali stabiliti dal DM 17/01/2018 alle opere geotecniche soggette ad azioni sismiche (cfr. §7.11), che riguardano i requisiti richiesti nei confronti degli stati limite (stato limite di salvaguardia della vita SLV, stato limite di danno SLD, stato limite di operatività SLO e stato limite di collasso SLC), la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici, la risposta simica locale, le metodologie di analisi.

In particolare, per le metodologie di analisi di sistemi geotecnici la normativa tecnica consente l’utilizzo di metodi pseudo-statici, nei quali l’azione sismica è definita mediante un’azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio.

Anche per questo, nella letteratura tecnica esistono diverse soluzioni analitiche per la verifica con approccio pseudo-statico; numerosi confronti eseguiti negli ultimi anni [Hashash et al., 2005, Bilotta, 2007, Barla, 2008, Kontoe et al., 2014] mostrano come i risultati delle soluzioni analitiche risultino in accordo con quelli forniti dalle analisi numeriche. Pertanto, per il dimensionamento delle opere in progetto, si è fatto riferimento all’approccio pseudo-statico mediante utilizzo di soluzioni analitiche.

I danni da sisma sulle costruzioni in sotterraneo sono causati dalla deformazione alternata (“scuotimento”) del sottosuolo o da fenomeni di rottura del terreno come la liquefazione di depositi granulari saturi o l’instabilità di pendii. In particolare, la risposta della galleria all’evento sismico si manifesta secondo tre meccanismi deformativi: compressione ed estensione assiale, inflessione longitudinale e ovalizzazione/distorsione [Owen & Scholl, 1981]. La deformazione assiale e l’inflessione sono generate dalle componenti dell’onda sismica che producono moto delle particelle in direzione rispettivamente parallela o perpendicolare all’asse longitudinale della galleria. Ovalizzazione e distorsione, invece, sono prevalentemente dovute alle onde di taglio che si propagano perpendicolarmente all’asse della galleria, deformandone la sezione trasversale. Generalmente queste tre forme di deformazione sono analizzate separatamente e danno luogo a considerazioni progettuali distinte lungo l’asse della galleria, per le deformazioni assiali e flettenti, e in sezione trasversale, per le deformazioni di ovalizzazione.

Le sollecitazioni indotte dai terremoti in un’opera in sotterraneo possono, convenzionalmente, essere suddivise in due aliquote: una definita “inerziale” e un’altra definita “cinematica”.

In generale, le sollecitazioni inerziali nascono in ragione delle masse che costituiscono l’opera soggette alle accelerazioni sismiche. Le sollecitazioni di tipo cinematico si sviluppano invece perché la struttura, che ha una rigidità diversa dal terreno circostante, tende a opporsi al moto oscillatorio di questo ultimo. Le osservazioni sul comportamento delle gallerie interrate in occasione di terremoti [Okamoto et al., 1973] hanno mostrato che gli effetti delle forze d’inerzia possono essere trascurate ai fini della valutazione della risposta sismica di un’opera in sotterraneo. L’interazione cinematica, invece, dovrebbe essere debitamente portata in conto nelle analisi. Di

conseguenza, l’attenzione va concentrata sulla valutazione delle deformazioni indotte dal moto sismico nel terreno e della sua interazione con la struttura. In relazione ai danni prodotti dalle vibrazioni del terreno al passaggio delle onde sismiche, gli stati deformativi che può subire una galleria in seguito ad esso possono essere sintetizzati secondo gli schemi riportati da Owen e Scholl, [1981], dove si assimila la struttura in sotterraneo ad una trave elastica sottoposta alle deformazioni imposte dal terreno circostante. Con riferimento all’asse della galleria risulta quindi necessario analizzare il comportamento dell’opera secondo due direzioni:

- direzione longitudinale: la galleria è sollecitata secondo la sua direzione longitudinale dalle deformazioni di compressione ed estensione che si sviluppano secondo il suo asse e dalle deformazioni flessionali che si originano dalle vibrazioni delle particelle di terreno in direzione perpendicolare al suo asse;
- direzione trasversale: la galleria è sollecitata nel piano trasversale dall’azione di onde di taglio con direzione di propagazione pressoché perpendicolare al suo asse che portano all’ovalizzazione della sezione strutturale [Wang, 1993].

Il comportamento di una galleria in presenza di sisma è analizzato ricorrendo a soluzioni in forma chiusa basate su approcci di tipo analitico. Gli effetti locali sono tenuti in conto attraverso specifiche analisi di propagazione locale, finalizzate alla definizione delle caratteristiche del sisma alla quota della galleria (approccio disaccoppiato).

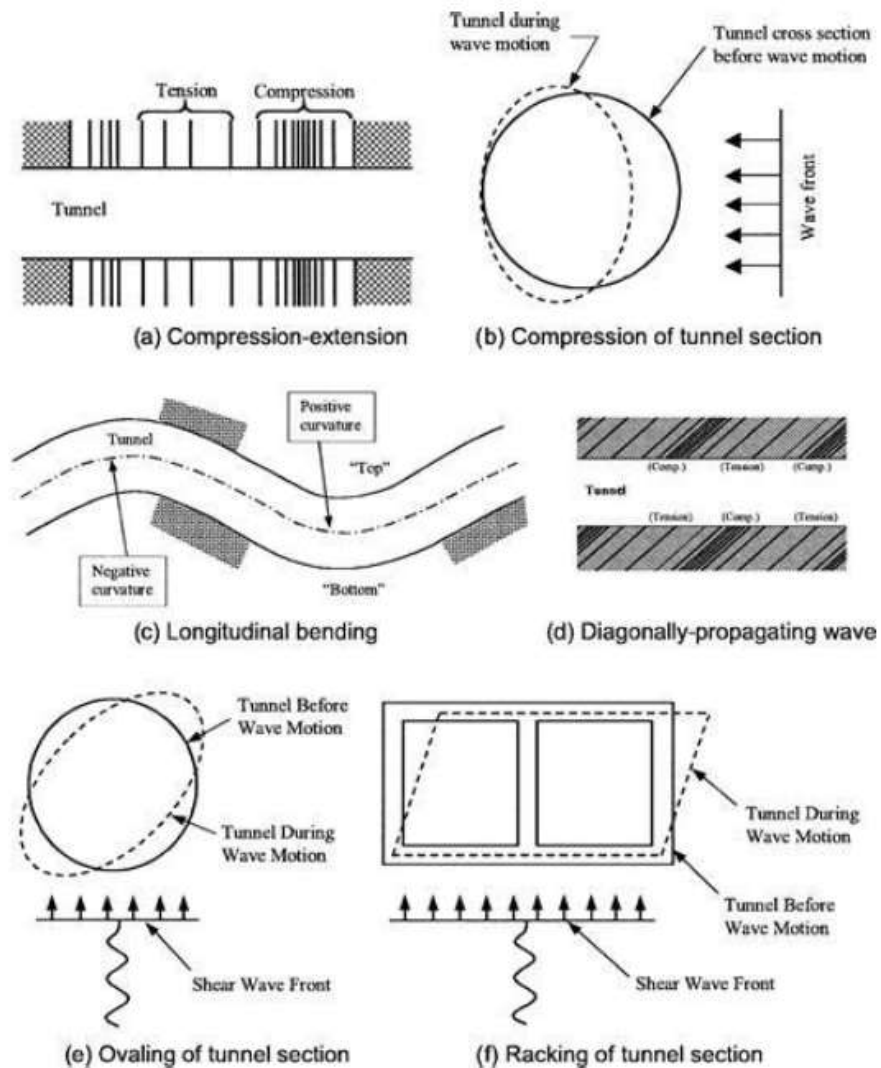


Figura 7.1 - Tipi di deformazione della galleria dovuti a onde sismiche [Owen e Scholl, 1981].

Il rivestimento sarà soggetto oltre che alle sollecitazioni in direzione trasversale (N_x e M_y), anche ad uno sforzo normale lungo l'asse della galleria (N_y), un momento

flettente nel piano orizzontale (M_z) e ad uno sforzo di taglio perpendicolare all’asse della galleria (Q_x).

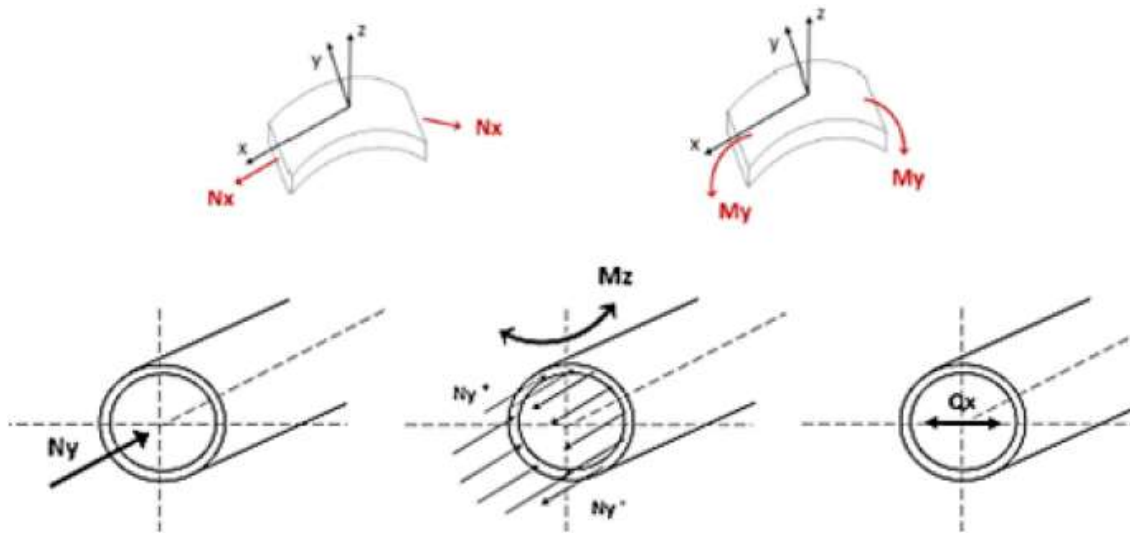


Figura 7.2 - Caratteristiche di sollecitazione lungo la direzione longitudinale del tunnel.

Nel caso in cui si è in una zona ad elevata pericolosità sismica è necessario condurre l’analisi lungo la direzione longitudinale, valutare gli incrementi di sollecitazione, dimensionare le sezioni ed effettuare le verifiche.

Le analisi sismiche della struttura in direzione longitudinale sono state condotte tramite la soluzione approssimata proposta da Fu et al. [2004], che modella la galleria come una trave elastica lineare.

Il metodo richiede come dato di partenza un campo di spostamenti alla profondità dell’asse della galleria in condizioni di free-field.

6.2 Descrizione delle metodologie di calcolo adottate

6.2.1 Calcolo delle sollecitazioni in assenza di sisma

Per il calcolo preliminare delle sollecitazioni attese sul rivestimento delle gallerie ci si avvale in prima approssimazione delle soluzioni proposte nella letteratura tecnica, in particolare si farà riferimento alla trattazione di Einstein e Schwartz [1979]. Tali valori saranno poi comparati con i risultati derivanti da analisi FEM effettuate per sezioni “caratteristiche” lungo il tracciato.

Einstein e Schwartz [1979] considerano il rivestimento come una piastra immersa in un continuo elastico. Le principali ipotesi del modello sono:

- stato piano di deformazione;
- terreno a comportamento deformativo elastico;
- rivestimento sul quale agisce lo stato tensionale di spessore costante;
- non viene fissata alcuna ipotesi circa la deformata del rivestimento.

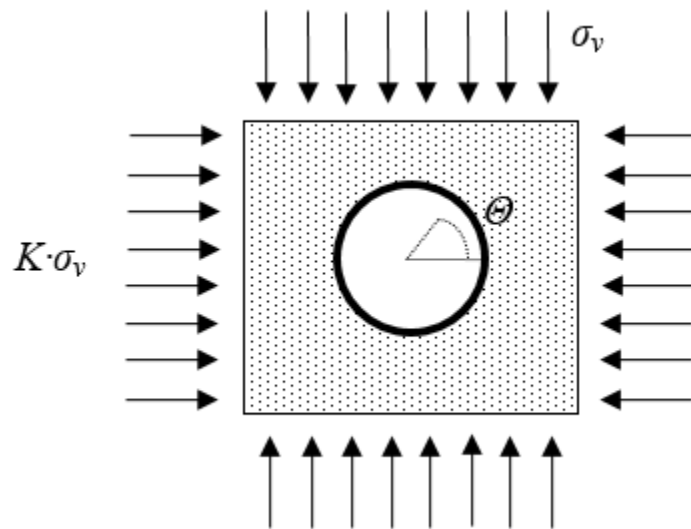


Figura 7.3 - Modello di Einstein e Schwartz [1979]: stato tensionale nel terreno.

Definiti i coefficienti di rigidezza relativa flessionale ed estensionale, rispettivamente come:

$$F^* = \frac{ER^3 \cdot (1 - \nu_s^2)}{E_s I_s \cdot (1 - \nu^2)}$$

$$C^* = \frac{ER \cdot (1 - \nu_s^2)}{E_s A_s \cdot (1 - \nu^2)}$$

in cui i parametri con il pedice s riguardano le proprietà del rivestimento; gli Autori forniscono, le espressioni dello sforzo normale e del momento flettente nel rivestimento nelle due condizioni limite di perfetta aderenza del rivestimento al terreno e di assenza di attrito all’interfaccia terreno - struttura. Posti:

$$a_o^* = \frac{C^* F^* (1 - \nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1 - \nu)}$$

$$b_2^* = \frac{C^*(1 - \nu)}{2[C^*(1 - \nu) + 4\nu - 6\beta - 3\beta C^*(1 - \nu)]}$$

$$a_2^* = \beta \cdot b_2^*$$

$$\beta = \frac{(6 + F^*)C^*(1 - \nu) + 2F^*\nu}{3F^* + 3C^* + 2C^*F^*(1 - \nu)}$$

Nel caso di assenza di attrito all’interfaccia si ottiene:

$$\frac{N}{\sigma_v R} = \frac{1}{2}(1 + K)(1 - a_0^*) + \frac{1}{2}(1 + K)(1 - 2a_2^*) \cdot \cos(2\theta)$$

$$\frac{M}{\sigma_v R^2} = \frac{1}{2}(1 - K)(1 - 2a_2^*) \cdot \cos(2\theta)$$

Nel caso di perfetta aderenza:

$$\frac{N}{\sigma_v R} = \frac{1}{2}(1 + K)(1 - a_0^*) + \frac{1}{2}(1 - K)(1 + 2a_2^*) \cdot \cos(2\theta)$$

$$\frac{M}{\sigma_v R^2} = \frac{1}{4}(1 - K)(1 - 2a_2^* + 2b_2^*) \cdot \cos(2\theta)$$

La sollecitazione tagliante è direttamente ricavabile derivando la funzione che descrive la sollecitazione flettente. θ rappresenta l’anomalia in verso antiorario che assume valori tra 0 e 2π .

6.2.1.1 Determinazione del carico verticale ed orizzontale

Nella letteratura tecnica esistono svariati approcci per la valutazione del carico verticale agente a quota galleria, in funzione delle condizioni geotecniche dei terreni, delle dimensioni della cavità e della profondità della galleria.

Per i terreni sciolti caratterizzati da un comportamento coesivo-attritivo il più noto di questi metodi è quello di Terzaghi, secondo cui il carico attivo verticale per unità di superficie risente di un “effetto arco naturale”, è dato da:

$$\sigma_v = B \cdot \frac{\gamma - 2c/B}{2 \cdot \tan(\varphi')} \cdot \left[1 - e^{\left(-\frac{2H}{B} \tan(\varphi')\right)} \right]$$

con:

- γ peso dell’unità di volume;
- c' coesione;
- φ' angolo di resistenza al taglio;
- H_{tot} copertura;
- B larghezza a quota galleria del volume di ammasso contenuto dalle superfici di scorrimento; per sezione circolare risulta:

$$B = \left[2 \cdot R \cdot \tan\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) \right]$$

Per ammassi rocciosi la teoria di Terzaghi utilizzata per i terreni risulta di difficile applicazione poiché il valore della coesione e dell’angolo di attrito possono essere interpretati diversamente a seconda che si consideri la matrice rocciosa, la discontinuità con gli eventuali riempimenti o le deformazioni della roccia elastiche o plastiche. Inoltre la spaziatura e l’apertura dei giunti, anche in relazione alle dimensioni del cavo, a volte non consentono di poter adottare un modello al continuo equivalente, come spesso adottato nella pratica progettuale.

Quindi per ammassi rocciosi si farà sempre riferimento a quanto proposto da Terzaghi [1946], che definì un “rock load” in funzione della tipologia di ammasso roccioso attraversato dall’opera. Per la determinazione dell’altezza equivalente che

contribuisce al carico verticale agente in calotta: si farà riferimento alle due tabelle riportate in seguito.

Le grandezze B e H_t rappresentano rispettivamente l’altezza della galleria e la larghezza. Le relazioni sono valide con le unità di misura americane (ft).

TABLE 2-2

Rock load H_R in feet of rock on roof of support in tunnel with width B (ft) and height H_t (ft) at depth of more than $1.5 (B + H_t)$.

Rock condition	Rock load H_R in feet	Remarks
1. Hard and intact	zero	Light lining, required only if spalling or popping occurs.
2. Hard stratified or schistose	0 to 0.5 B	Light support. Load may change erratically from point to point.
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	Light support. Load may change erratically from point to point.
*4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 $(B + H_t)$	No side pressure.
*5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) $(B + H_t)$	Little or no side pressure.
*6. Completely crushed but chemically intact	1.10 $(B + H_t)$	Considerable side pressure. Softening effect of seepage toward bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs.
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) $(B + H_t)$	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) $(B + H_t)$	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of $(B + H_t)$	Circular ribs required. In extreme cases use yielding support.

The roof of the tunnel is assumed to be located below the water table. If it is located permanently above the water table, the values given by () can be reduced by 50 percent.

NOTE: Some of the most common rock formations contain layers of shale. In an unweathered state, real shales are no worse than other stratified rocks.

TABLE 2-3
Definitions of rock types.

Type of rock	Definition
1. Hard and intact	The rock is unweathered. The unconfined compressive strength is equal or above 30,000 lb/in ² (200 MPa). It has long standup time. After the excavation, the rock may have some popping and spalling failures.
2. Hard stratified or schistose	The rock is hard but is layered. The layers are usually widely separated. The rock may or may not have planes of weakness.
3. Massive, moderately jointed	This is a jointed rock. The joints are widely separated. The joints may or may not be cemented. The rock mass between joints is huge.
4. Moderately blocky and seamy	The joints are less separated. Blocks are about 3 feet (1 m) in size. The rock may or may not be hard. The joints may or may not be healed but the interlocking is so intimate that there is no side pressure exerted.
5. Very blocky and seamy	The joints are pretty close. Sizes of blocks are less than 3 feet (1 m). The interlocking is not as good as type 4 rock. Some side pressure of low magnitude is expected.
6. Completely crushed but chemically intact	The rock is almost like a crusher run aggregate. There is no interlocking. Considerable side pressure is expected. The rock size could be few inches (several mm) to up to 1 foot (30 mm).
7. Squeezing rock, moderate depth	Squeezing is a mechanical process in which the rock advances toward the opening but no volume change occurs. Moderate depth is a relative term and could be up to 150 feet (50 m).
8. Squeezing rock, great depth	The depth may be more than 150 feet (50 m) to thousands of feet.
9. Swelling rock	Swelling is associated with volume change and is due to chemical change of the rock, usually in presence of water. Some shales absorb moisture from air and swell. Rocks containing swelling minerals such as montmorillonite, illite, and others can swell and exert heavy pressures on the rock support.

Per quale che concerne il carico orizzontale, invece, questo è assunto proporzionale al carico verticale mediante il coefficiente di spinta a riposo. Per terreni normalconsolidati si adotta tipicamente la formula di Jaky:

$$k_o = 1 - \sin(\varphi)$$

Per terreni sovraconsolidati:

$$k_{o,OCR} = k_o \cdot OCR^\alpha$$

Con OCR, gradi di sovraconsolidazione e α coefficiente assunto tipicamente pari a $\sin(\varphi)$. Nel caso di ammassi rocciosi, il coefficiente di spinta a riposo (K) è determinato sulla base del coefficiente di Poisson:

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Riferendosi quindi ad un comportamento elastico.

6.2.2 Analisi sismiche pseudo-statiche in direzione trasversale

Si considera una galleria circolare avente diametro D, posta in un banco omogeneo di spessore H, sovrastante un strato di bedrock.

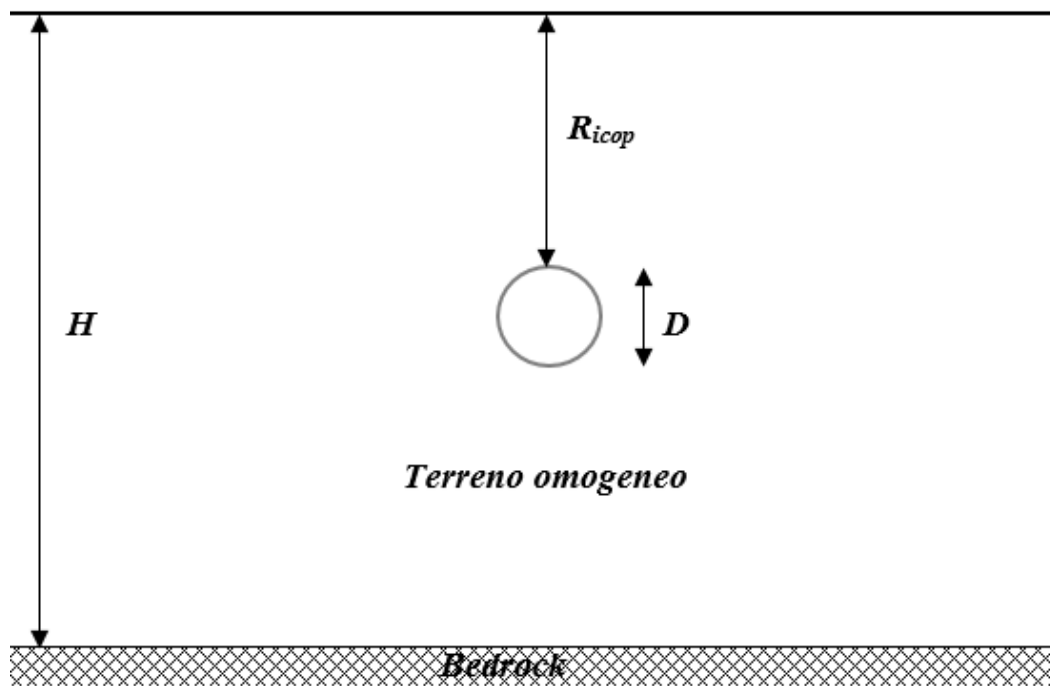


Figura 7.4 - Schema di riferimento per le soluzioni analitiche in forma chiusa.

Per il calcolo delle azioni sismiche viene sviluppata un'analisi pseudostatica in cui gli incrementi di sollecitazione indotti nel rivestimento da un sisma sono ottenuti trascurando l'interazione cinematica terreno-struttura e disaccoppiando l'analisi: al contorno della galleria è applicato un campo di spostamenti, ottenuto da un'analisi monodimensionale di risposta sismica locale, in cui sono trascurati gli effetti dovuti alla forma e alla rigidità della galleria sul comportamento sismico del terreno. Inoltre, anche gli effetti delle onde di compressione vengono trascurati, mentre vengono considerate esclusivamente le onde S, che si propagano nei piani verticali inducendo deformazioni tangenziali γ .

L'accelerazione massima alla base del banco ($a_{max,b}$) è fissata al valore sitospecifico per la roccia affiorante (a favore di sicurezza), a_g , mentre l'accelerazione in superficie (*free-field*, $a_{max,s}$) può essere valutata seguendo le indicazioni normative come:

$$a_{max,s} = S \cdot a_g$$

in cui S è il fattore di amplificazione sitospecifico.

L'andamento delle accelerazioni nel banco è calcolato secondo i due metodi PS1 e PS2 proposti da [E. Bilotta, G. Lanzano e G. Russo, «Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche»]:

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \sin\left(\frac{2\pi(H_{tot}-z)}{H_{tot}}\right) (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS1}$$

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \frac{H_{tot}-z}{H_{tot}} (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS2}$$

Che rappresentano, rispettivamente, un andamento sinusoidale e lineare dell'accelerazione lungo l'altezza del banco H_{tot} .

La massima tensione tangenziale è calcolata integrando il profilo delle accelerazioni massime:

$$\tau_{max}(z) = \int_0^z \rho \cdot a_{max}(z) dz$$

in cui ρ è la densità del terreno.

La deformazione tangenziale massima del terreno alla profondità z è calcolata dividendo la tensione massima, $\tau_{max}(z)$, per la rigidezza a taglio, $G(z)$, alla stessa profondità:

$$\gamma_{max}(z) = \frac{\tau_{max}(z)}{G(z)}$$

nelle analisi lineari il modulo di taglio $G(z)$ è costante e coincide con la rigidezza a piccole deformazioni G_0 .

G_0 è determinato nota la velocità delle onde di taglio (V_s) attraverso la relazione:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho$$

con ρ densità specifica del mezzo attraversato.

Si assume, quindi, che le sollecitazioni sul rivestimento possano essere calcolate usando la distorsione massima mediata alla profondità della galleria (γ_m):

$$\gamma_m = \frac{1}{(R + D) - R} \int_R^{R+D} \gamma_{max}(z) dz$$

e ignorando l'interazione cinematica tra il rivestimento e il mezzo.

Successivamente, le deformazioni sono usate per calcolare gli incrementi sismici delle sollecitazioni sul rivestimento della galleria, tramite soluzioni elastiche in forma chiusa.

Per valutare le sollecitazioni sono usate le espressioni analitiche di *Penzien & Wu*, che si riferiscono a una galleria di diametro d , con un rivestimento definito da un momento d'inerzia pari a I_t , e da parametri elastici E_t e ν_t . La galleria è immersa in un semispazio omogeneo e isotropo, con parametri elastici lineari E e ν . In ipotesi di perfetta aderenza e con γ_m distorsione massima mediata alla profondità della galleria:

$$\Delta N(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)}$$

$$\Delta T(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)} \tan\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

$$\Delta M(\theta) = \frac{6E_t I_t \Delta(\theta)}{d^2(1 - \nu_t^2)}$$

con:

$$\Delta(\theta) = \frac{2d\gamma_m(1 - \nu_t)}{1 + \alpha_{st}} \cos\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

$$\alpha_{st} = \frac{48E_t I_t (1 + \nu)(3 - 4\nu)}{d^3 E (1 - \nu_t)}$$

Le sollecitazioni in condizioni sismiche sono ottenute sommando quelle in condizioni statiche con gli incrementi sismici:

$$N_t(\theta) = N(\theta) + \Delta N(\theta)$$

$$M_t(\theta) = M(\theta) + \Delta M(\theta)$$

$$T_t(\theta) = T(\theta) + \Delta T(\theta)$$

Si osserva la dipendenza delle soluzioni dall’anomalia θ , definita come in Figura

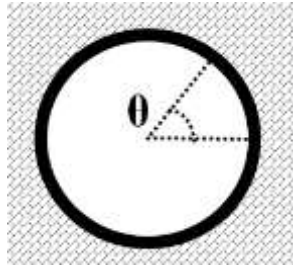


Figura 7.5 - Definizione dell’anomalia θ

Note le sollecitazioni si verifica la sezione unitaria sia a pressoflessione sia a taglio secondo le NTC 18.

6.2.3 Analisi sismiche pseudo-statiche in direzione longitudinale

Il metodo richiede come dato di partenza un campo di spostamenti alla profondità dell’asse della galleria in condizioni di free-field. A tale scopo, è considerato un profilo

di spostamenti associato al primo modo di vibrare di un banco elastico, omogeneo e isotropo, di spessore H , sovrastante un *bedrock* rigido [Kawashima, 2000].

Una volta noto il *massimo spostamento orizzontale, trasversale alla galleria* e alla superficie del banco, u_s , si può ricavare lo spostamento a una generica quota z , $u_g(z)$, come:

$$u_g(z) = \cos\left(\frac{\pi z}{2 \cdot H}\right) \cdot u_s \quad [1]$$

La variazione dello spostamento free-field lungo l’asse della galleria y , $u_{ff}(y, z)$, sarà fornito dall’espressione:

$$u_{ff}(y, z) = u_g(z) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} + \frac{2\pi y}{\lambda_s} \cos(\vartheta)\right) \quad [2]$$

in cui λ_s è la lunghezza d’onda S e ϑ l’angolo che definisce la *direzione di propagazione* rispetto all’asse y . Tale equazione tiene conto, in maniera semplificata, sia dell’inclinazione dell’onda che dell’asincronismo del segnale lungo l’asse longitudinale.

Per calcolare λ_s può essere usata la seguente espressione:

$$\lambda_s = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2}$$

in cui le due lunghezze d’onda L_1 e L_2 sono:

$$L_1 = T_s \cdot \bar{V}_s \quad L_2 = T_s \cdot V_r$$

essendo il periodo T_s espresso dalla seguente formula:

$$T_s = 1.25 \sum_{i=1,n} \frac{4h_i}{V_{si}} \quad [3]$$

Nelle equazioni sopra riportate \bar{v}_s è il valore medio della velocità delle onde di taglio lungo il banco, v_r è la velocità delle onde di taglio nel *bedrock*, n è il numero dei strati in cui il deposito è suddiviso, h_i e v_{si} sono lo spessore e la velocità delle onde di taglio dell’ i -esimo strato del terreno attraversato.

Lo spostamento superficiale u_s , presente nell’equazione [1] e che rappresenta un parametro di input per l’analisi sviluppata, è stato calcolato avvalendosi di due diverse formulazioni:

- Una prima, che definisce il valore di spostamento relativo del banco rispetto al *bedrock* della colonna di terreno alla quota di piano campagna calcolato a partire dallo spettro elastico in spostamento in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione del banco T_s (l’ipotesi è cautelativa, in quanto, l’ordinata spettrale dello spettro in accelerazione di categoria A, associata al periodo di vibrazione del banco, è riportata al *bedrock* senza considerare la deconvoluzione del segnale che è riferito su roccia affiorante);
- Una seconda, che definisce lo spostamento massimo in superficie con la seguente equazione riportata nelle NTC2018 al §3.2.3.3 che definisce lo spostamento del terreno in funzione della caratterizzazione:

$$u_s = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_{go}$$

in cui T_C e T_D sono i valori dei periodi definiti dallo spettro di progetto.

Le sollecitazioni sul rivestimento devono essere calcolate modellando la galleria come una trave elastica su un letto di molle alla Winkler e pertanto derivano dalla definizione del campo di spostamenti. Trascurando gli effetti inerziali (*Okamoto et al.*, 1973), l’equazione differenziale che governa il comportamento flessionale pseudo-statico della trave è [*Kawashima*, 2000]:

$$E_s I_s \frac{\partial^4 u(y)}{\partial y^4} = K_t \cdot [u_{ff}(y) - u(y)] \quad [4]$$

Tale equazione deve essere risolta insieme alle condizioni al contorno, espresse in termini di spostamento e delle sue derivate, che corrispondono a fissare un valore nullo del taglio, T , e del momento flettente, M , all’estremità della trave. Nell’equazione $u(y)$ è lo spostamento della struttura, $u_{ff}(y)$ è lo spostamento in condizioni *free-field* del terreno calcolato dall’Eq. [3], $E_s I_s$ è la rigidezza flessionale della trave, e K_t è la rigidezza delle molle rappresentative del mezzo.

Quest’ultima grandezza può essere valutata dall’espressione [St. John & Zahrah, 1987]:

$$K_t = \frac{16\pi \cdot G_m \cdot (1 - \nu)}{(3 - 4\nu)} \cdot \left(\frac{D}{\lambda_s}\right)$$

in cui G_m è un valore medio del modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, e ν è il coefficiente di Poisson del mezzo.

La procedura proposta da *Fu et al.* [2004] consente di determinare la deformazione della galleria senza risolvere l’Eq. [5]. Infatti le deformazioni della struttura $u(y)$ sono calcolate moltiplicando lo spostamento in condizioni *free-field* alla profondità della galleria per un coefficiente riduttivo R , definito dall’espressione:

$$R = \frac{u(y)}{u_{ff}(y)} = \frac{1}{1 + \frac{EI_{eq,s}}{K_t} \cdot \left(\frac{2\pi}{\lambda_s}\right)^4}$$

in $EI_{eq,s}$ è la rigidezza *flessionale della trave con una sezione circolare cava pari alla dimensione della galleria*. Ciò implica che una sovrastima della rigidezza del rivestimento in quanto nella realtà quest’ultimo è formato da una serie di conci prefabbricati connessi da giunti in direzione longitudinale e trasversale; tuttavia i

valori di R sono comunque nella maggior parte dei casi molto prossimi all’unità (di fatto definendo delle deformazioni imposte dall’ammasso alla struttura). Questo significa che la galleria è molto flessibile rispetto al mezzo circostante e che gli effetti dell’interazione cinematica terreno-struttura possano essere considerati trascurabili. È possibile quindi ricavare il valore degli spostamenti

$$u(y) = \frac{u_{ff}(y)}{1 + \frac{EI_{eq,s}}{K_t} \cdot \left(\frac{2\pi}{\lambda_s}\right)^4}$$

Bisogna osservare che la soluzione proposta da *Fu et al.* [2004] non tiene conto delle condizioni al contorno, che invece sono contemplate nella soluzione alle differenze finite dell’equazione differenziale proposta.

I diagrammi del taglio e del momento flettente si determinano dalle equazioni della linea elastica:

$$M = EI u''$$

$$T = -EI u'''$$

La metodologia di calcolo finora esposta rappresenta una soluzione particolare ($\theta=0$, con θ angolo di incidenza dell’onda rispetto all’asse longitudinale della galleria) del metodo di deformazione in campo libero proposto da *St. John e Zahrah*, [1987]. È possibile infatti determinare il campo di spostamenti e delle caratteristiche della sollecitazione anche al variare dell’angolo di incidenza dell’onda rispetto all’asse della galleria.

Supponendo che il tunnel si comporti come una trave elastica su suolo elastico, i due Autori hanno sviluppato una soluzione quasi-statica per valutare gli spostamenti in

direzione assiale e in direzione trasversale causati da un'onda armonica che impatta il tunnel con un generico angolo di incidenza, come mostrato in Figura:

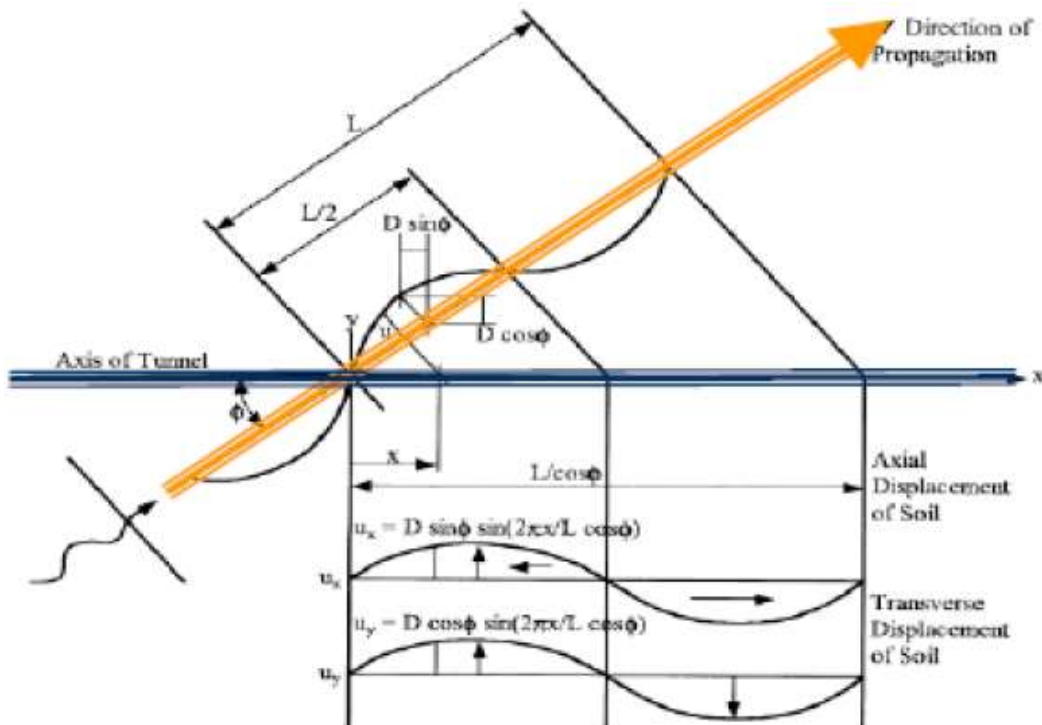


Figura 7.6 - Soluzione in condizione free-field.

Oltre agli spostamenti, sono stati forniti anche le soluzioni in forma chiusa riguardanti le sollecitazioni di sforzo normale N , taglio T e momento flettente M che il passaggio dell'onda armonica genera sul rivestimento strutturale:

$$N = \left(\frac{2 \cdot \pi}{L}\right) \cdot \sin \Phi \cdot \cos \Phi \cdot E_t \cdot A \cdot D \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L/\cos \Phi}\right)$$

$$T = \left(\frac{2 \cdot \pi}{L}\right)^3 \cdot \cos^4 \Phi \cdot E_t \cdot I \cdot A \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L/\cos \Phi}\right)$$

$$M = \left(\frac{2 \cdot \pi}{L}\right)^2 \cdot \cos^3 \Phi \cdot E_t \cdot I \cdot A \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L/\cos \Phi}\right)$$

dove E_t è il modulo di Young del rivestimento, A e I sono rispettivamente l’area e il momento di inerzia della sezione trasversale, Φ è l’angolo di incidenza dell’onda mentre D ed L sono l’ampiezza e la lunghezza d’onda dell’onda sinusoidale.

Tali formulazioni sono state valutate però senza tenere in conto l’interazione dinamica terreno-struttura che porterebbe a dei valori di curvatura minori rispetto al caso precedente. Se infatti la struttura fosse più rigida del terreno, essa si deformerebbe di meno, come conseguenza della loro interazione e per prendere in considerazione questa differenza, i due Autori hanno allora introdotto due parametri di riduzione, che moltiplicati per le equazioni precedenti, portano ad una soluzione corretta delle sollecitazioni. In particolare essi hanno definito un fattore R1 per quanto riguarda il taglio ed il momento flettente ed un fattore R2 per lo sforzo normale:

$$R_1 = \frac{1}{1 + \frac{E_t \cdot I}{K_t} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{L}\right)^4 \cdot \cos^4 \Phi}$$

$$R_2 = \frac{1}{1 + \frac{E_t \cdot A}{K_a} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{L}\right)^2 \cdot \cos^2 \Phi}$$

Dalle espressioni dei due coefficienti, possiamo quindi notare che per i terreni teneri è importante tenere conto dell’interazione suolo-struttura in quanto va a modificare la deformazione del terreno circostante. Viceversa in caso di una roccia o di terreni più rigidi, la soluzione *free-field* è abbastanza accurata, grazie all’elevato contrasto di rigidità tra il tunnel ed il terreno. Nelle formulazioni di R_1 ed R_2 compaiono due termini K_t e K_a , che rappresentano le costanti delle molle con cui viene schematizzata l’interfaccia tra il terreno e la struttura. In particolare il valore di questi termini è

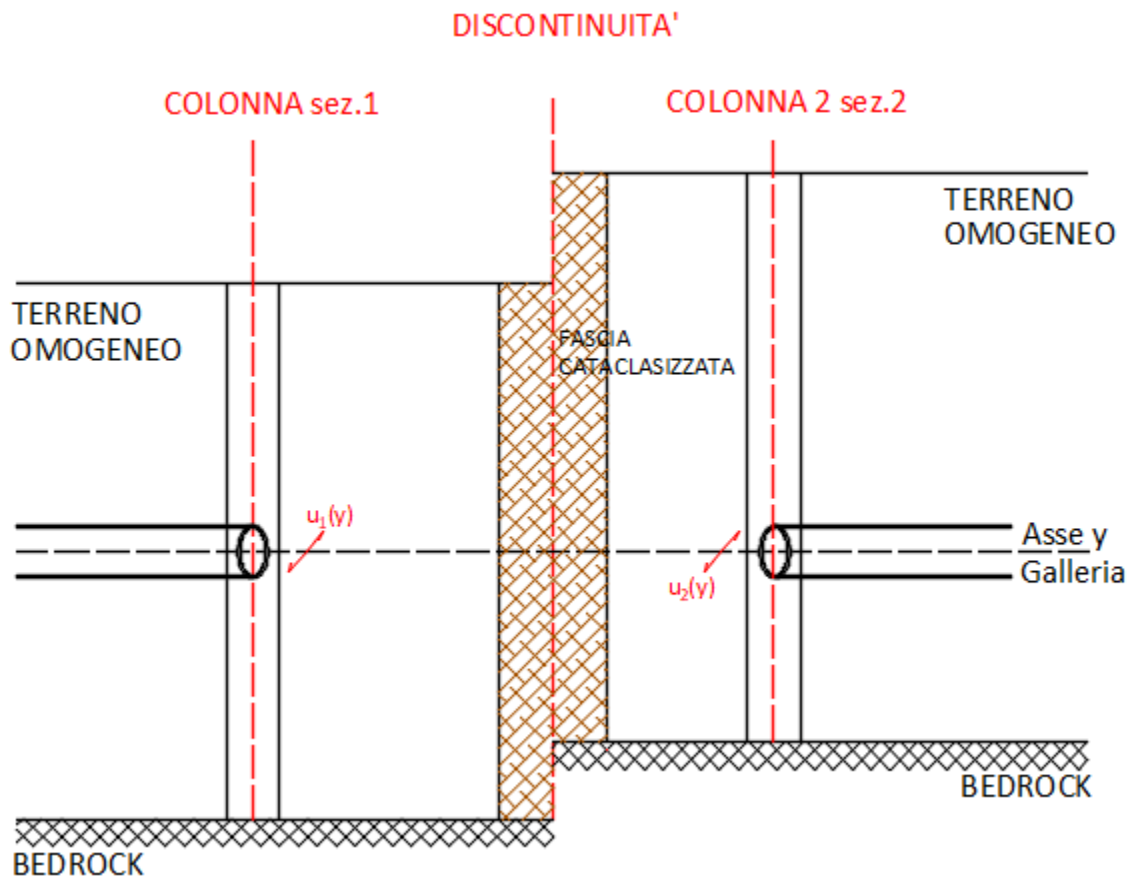
funzione della lunghezza d’onda dell’onda incidente e può essere ricavato attraverso delle formulazioni presenti in letteratura come indicato nell’espressione seguente:

$$K_t = K_a = \frac{16 \cdot \pi \cdot G_s \cdot (1 - \nu_s) \cdot d}{(3 - 4 \cdot \nu_s) \cdot L}$$

6.2.4 Calcolo degli spostamenti per effetto del sisma

Dalle teorie sopra riportate è possibile valutare in maniera semplificata gli spostamenti che subisce l’infrastruttura per effetto del moto sismico. Tale aspetto assume particolare importanza nelle zone di discontinuità e/o di faglia.

Per la valutazione degli spostamenti relativi in prossimità di una discontinuità, si sono calcolati gli spostamenti alla profondità della galleria prima e dopo la discontinuità stessa definendo due sezioni distinte.



Per il calcolo degli spostamenti si sono seguiti i seguenti passi:

1. Valutazione dello spostamento assoluto massimo al p.c. u_s secondo le metodologie definite al par. 6.2.3.
2. Valutazione dello spostamento massimo di Free-Field alla profondità della galleria:

$$u_g(z) = \cos\left(\frac{\pi z}{2 \cdot H}\right) \cdot u_s$$

In cui H è l’altezza del banco deformabile di terreno e z è la profondità del baricentro della galleria.

3. Valutazione degli spostamenti di Free-Field lungo l’asse della galleria secondo la formula:

$$u_{ff}(y, z) = u_g(z) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} + \frac{2\pi y}{\lambda_s} \cos(\vartheta)\right)$$

In cui θ è l’angolo formato tra la direzione di propagazione dell’onda S e l’asse della galleria (per $\theta=0$ le due direzioni coincidono producendo di fatto solo spostamenti trasversali all’asse della galleria). Mentre λ_s rappresenta la lunghezza d’onda del sisma.

4. Calcolo degli spostamenti lungo l’asse della galleria considerando l’interazione galleria-terreno secondo la formula semplificata:

$$u(y) = \frac{u_{ff}(y)}{1 + \frac{EI_{eq,s}}{K_t} \cdot \left(\frac{2\pi}{\lambda_s}\right)^4}$$

In cui $EI_{eq,s}/K_t$ rappresenta un fattore adimensionale che tiene conto della rigidità relativa tra rivestimento della galleria e terreno adiacente.

5. Calcolo dello spostamento massimo $u_{max}(y)$ lungo l’asse della galleria.
6. Valutazione dello spostamento differenziale massimo all’interfaccia della discontinuità secondo 4 tipi di ipotesi:

- a. Onde in fase: $u_{rel} = |u_{max,1}(y)| - |u_{max,2}(y)|$
- b. Onde in opposizione di fase: $u_{rel} = |u_{max,1}(y)| + |u_{max,2}(y)|$
- c. Metodo SRSS: $u_{rel} = [u_{max,1}(y)^2 + u_{max,2}(y)^2]^{0.5}$
- d. Onde sfasate di $\pi/4$:

i. $u_{rel} = |u_{max,1}(y)| + \sqrt{2}/2 \cdot |u_{max,2}(y)|$

ii. $u_{rel} = \sqrt{2}/2 \cdot |u_{max,1}(y)| + |u_{max,2}(y)|$

Per le sezioni in cui la galleria transita all’interno di una litologia assimilabile al comportamento di un bedrock ai fini sismici ($V_s > 800\text{m/s}$), lo spostamento del terreno u_s è stato ricavato utilizzando solamente il secondo metodo proposto al par. 6.2.3, ipotizzando che il valore calcolato secondo la formulazione di normativa sia lo stesso lungo tutta la verticale presa in esame (al limite mezzo infinitamente rigido) da poter considerare sincrono il moto sismico.

Nelle zone prossime alle discontinuità e/o alle faglie si è determinata una lunghezza di riferimento di 20 m come fascia cataclaszata, con caratteristiche geomeccaniche degradate. Nello sviluppo del modello di analisi le caratteristiche fisico-meccaniche di tali fasce sono state ricavate dalla letteratura tecnica e vengono riportate brevemente nella tabella seguente.

	γ_n (g/cm ³)	σ_c (MPa)	J_v (J/m ³)	RMR	GSI	Mi	c' (MPa)	ϕ' (degrees)	E_m (MPa)
FASCE CATACLASTICHE	2.51	61.15	≈50	41 (III)	25	7 (Chalk)	1.67	20.34	1050.38

La trattazione considerata e finora esposta, basata su una semplificazione del problema che risulta nel suo insieme particolarmente complesso, può considerarsi ampiamente conservativa almeno per le seguenti motivazioni:

- I valori dell’azione sismica di riferimento considerati per la base del bedrock sismico nei modelli derivano da quelli definiti dalla pericolosità di base dalle NTC2018 per ciascun stato limite, senza effettuare la deconvoluzione del segnale per riportare l’input sismico alla profondità di riferimento;

- Il valore delle Vs che caratterizzano ciascuno strato del modello sono assunte costanti e pari al loro valore medio, anche se le coperture sono elevate e quindi è ragionevole attendersi dei valori crescenti con la profondità di quest’ultime;
- Nel calcolo degli spostamenti differenziali all’interfaccia delle discontinuità si ipotizza che gli ammassi adiacenti si comportino in modo indipendente per effetto dell’azione sismica;
- Le fasce cataclizzate di discontinuità non oppongono nessuna resistenza al moto sismico relativo tra le due facce, trascurando quindi attriti ed inerzie che esistono e si oppongono all’eccitazione sismica;
- Le sollecitazioni statiche calcolate fanno riferimento a teorie in forma chiusa che prevedono la perfetta aderenza tra il rivestimento definitivo e il terreno.

6.3 Definizione dell’azione sismica

6.3.1 Galleria Montevocchio

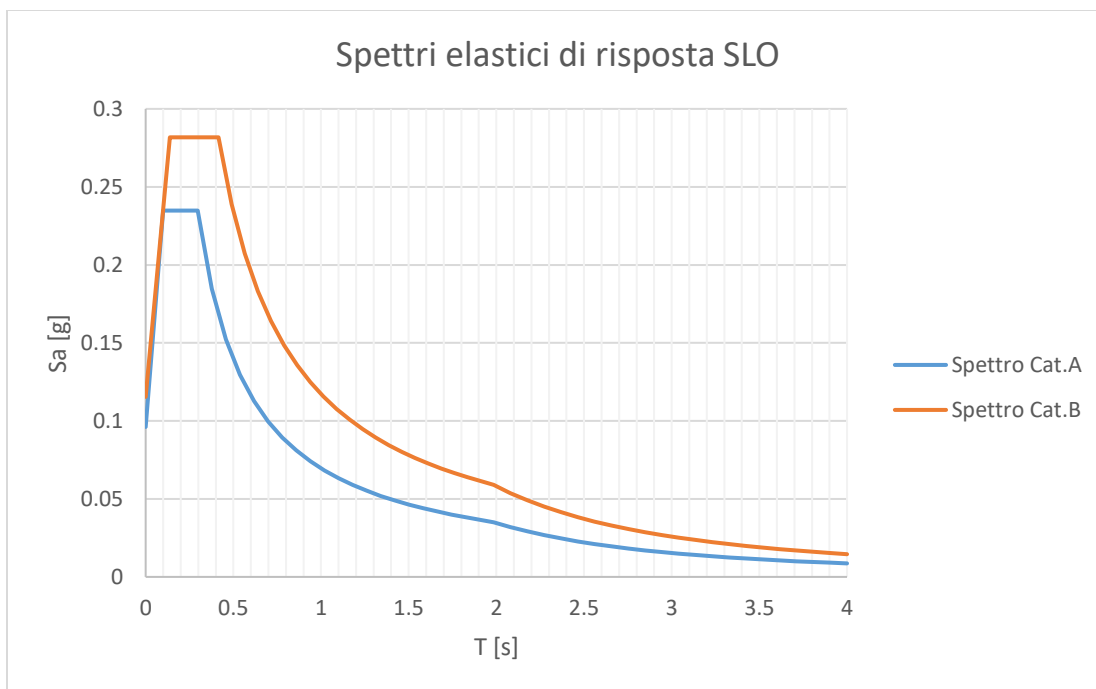
Per determinare le azioni sismiche di progetto per l’infrastruttura, sono stati considerati i seguenti parametri sismici, riferiti ad una posizione intermedia allo sviluppo dell’infrastruttura:

- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d’uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84;
 - Long. Est - 12.751025;
 - Lat Est: 42.30711388;
- Categoria di sottosuolo A per le sezioni ricadenti nel *bedrock*
- Categoria di sottosuolo B per le altre sezioni analizzate ($360 \text{ m/s} < V_s < 800 \text{ m/s}$)

- Parametri indipendenti di pericolosità sismica

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.096	2.442	0.297
SLD	201	0.119	2.408	0.308
SLV	1898	0.240	2.503	0.340
SLC	2475	0.258	2.516	0.345

Di seguito sono riportati gli spettri di risposta secondo quanto indicato nelle NTC2018 ed i relativi parametri indipendenti.

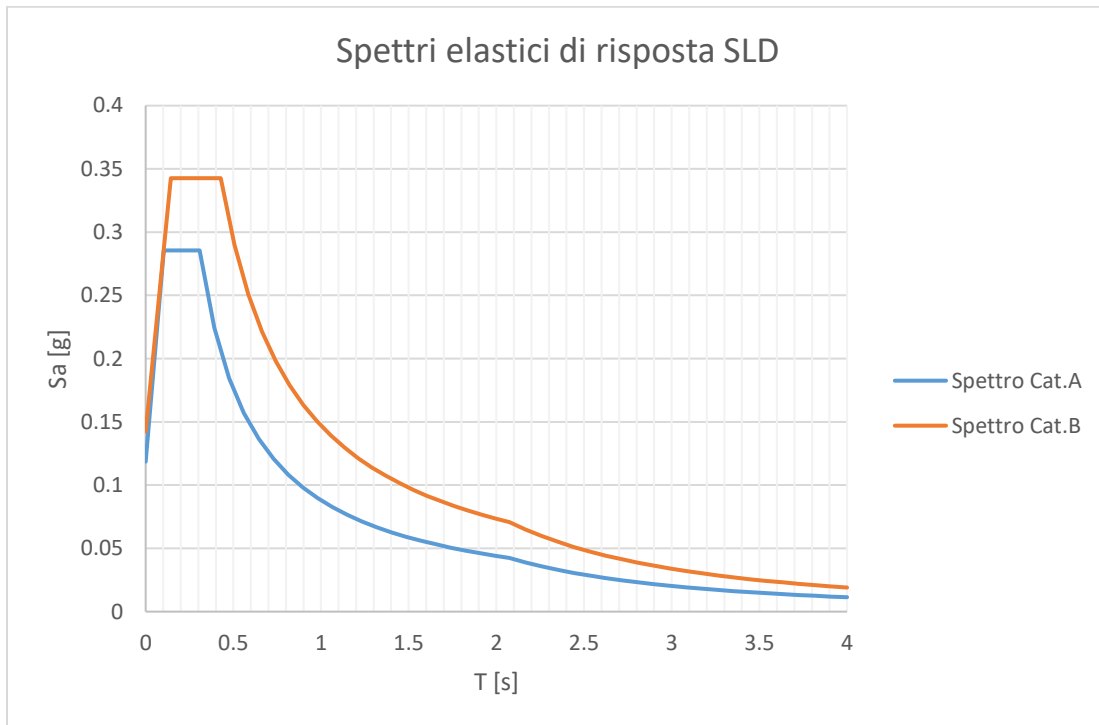


Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_q	0.096 g
F_o	2.442
T_C^*	0.297 s
S_S	1.200
C_C	1.403
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.139 s
T_C	0.416 s
T_D	1.985 s

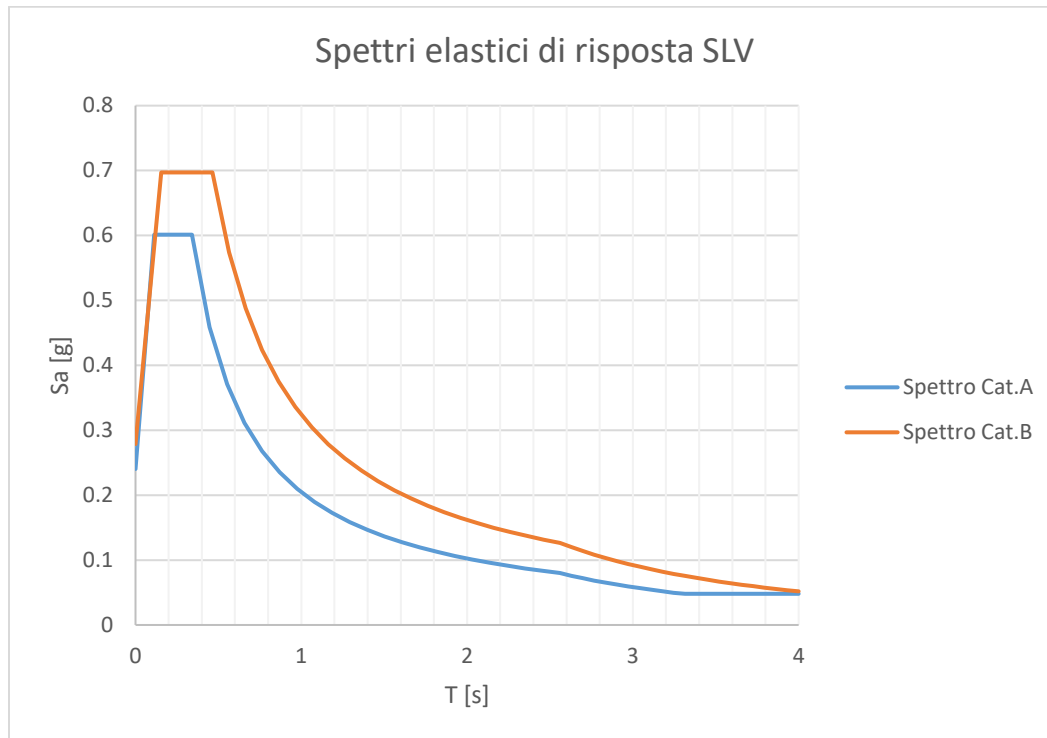


Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_q	0.119 g
F_o	2.408
T_C^*	0.308 s
S_s	1.200
C_C	1.392
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.143 s
T_C	0.429 s
T_D	2.074 s

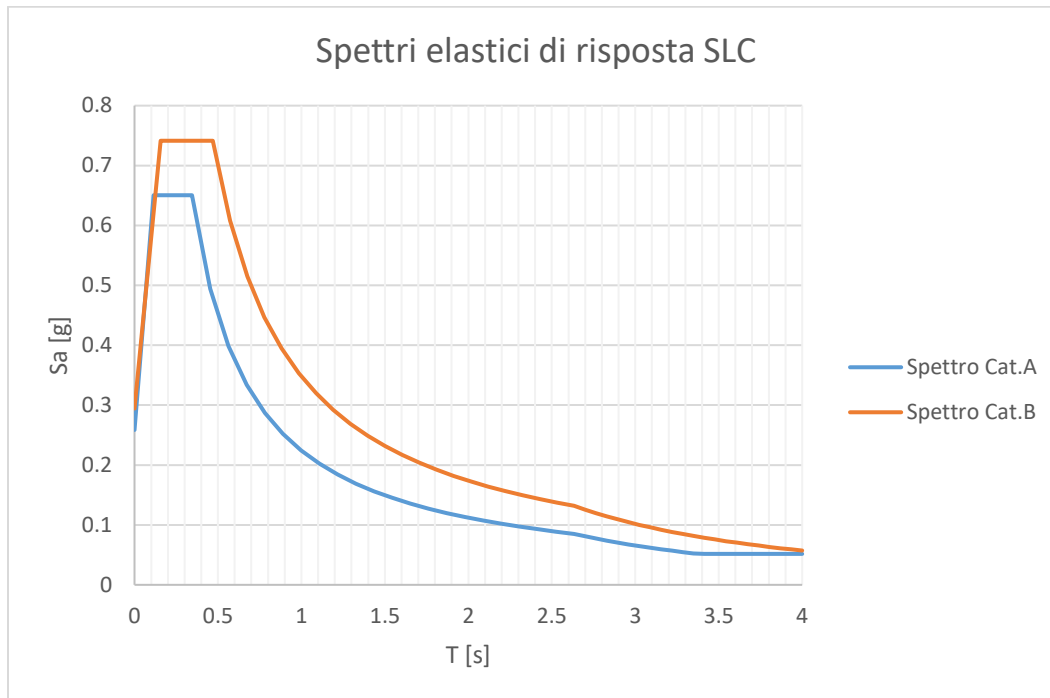


Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.240 g
F_0	2.503
T_C^*	0.340 s
S_S	1.160
C_C	1.365
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.160
η	1.000
T_B	0.155 s
T_C	0.464 s
T_D	2.561 s



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.258 g
F_o	2.516
T_C^*	0.345 s
S_S	1.140
C_C	1.361
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.140
η	1.000
T_B	0.156 s
T_C	0.469 s
T_D	2.634 s

6.3.2 Gallerie Cognolo, Ponzano, Zoccani

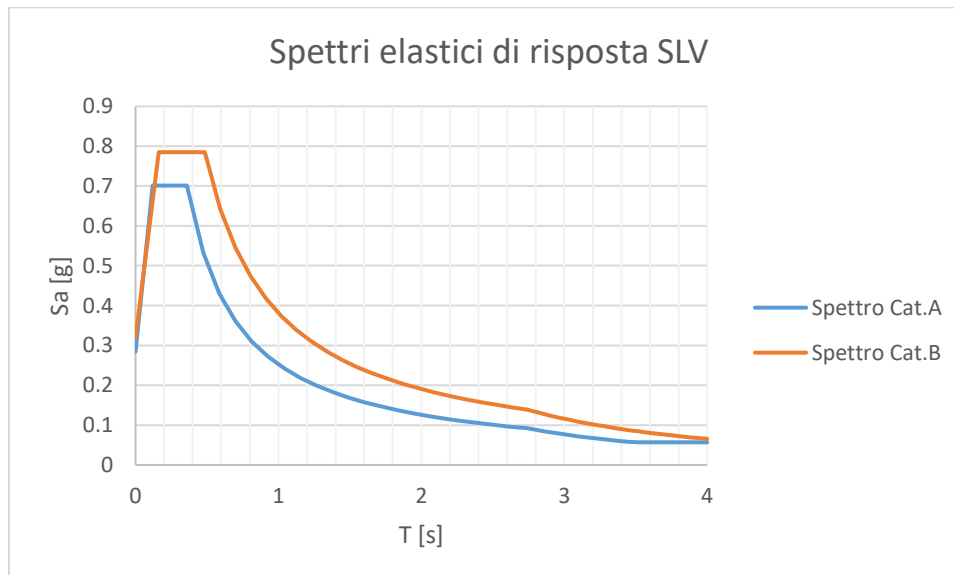
Per determinare le azioni sismiche di progetto per l’infrastruttura, sono stati considerati i seguenti parametri sismici, riferiti ad una posizione intermedia allo sviluppo dell’infrastruttura:

- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d’uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84;
 - Long. Est - 12.900672222;

- Lat Est: 42.3683889;
- Categoria di sottosuolo A per le sezioni ricadenti nel *bedrock*
- Categoria di sottosuolo B per le altre sezioni analizzate ($360 \text{ m/s} < V_s < 800 \text{ m/s}$)
- Parametri indipendenti di pericolosità sismica

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.096	2.442	0.297
SLD	201	0.119	2.408	0.308
SLV	1898	0.240	2.503	0.340
SLC	2475	0.258	2.516	0.345

Di seguito sono riportati gli spettri di risposta secondo quanto indicato nelle NTC2018 ed i relativi parametri indipendenti.

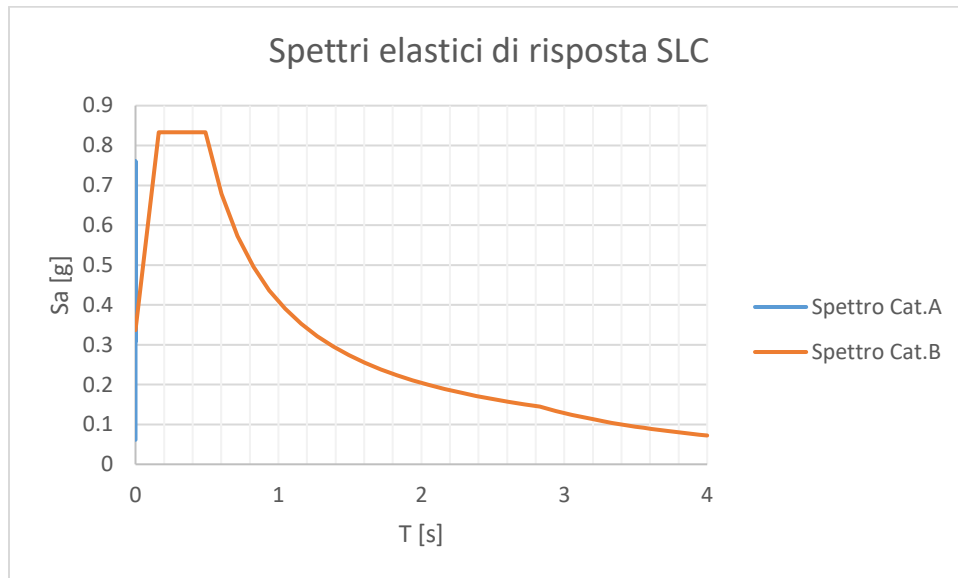


Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.285 g
F_o	2.463
T_C^*	0.360 s
S_S	1.120
C_C	1.349
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.120
η	1.000
T_B	0.162 s
T_C	0.486 s
T_D	2.738 s



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.308 g
F_0	2.472
T_C^*	0.364 s
S_S	1.096
C_C	1.346
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.096
η	1.000
T_B	0.164 s
T_C	0.491 s
T_D	2.830 s

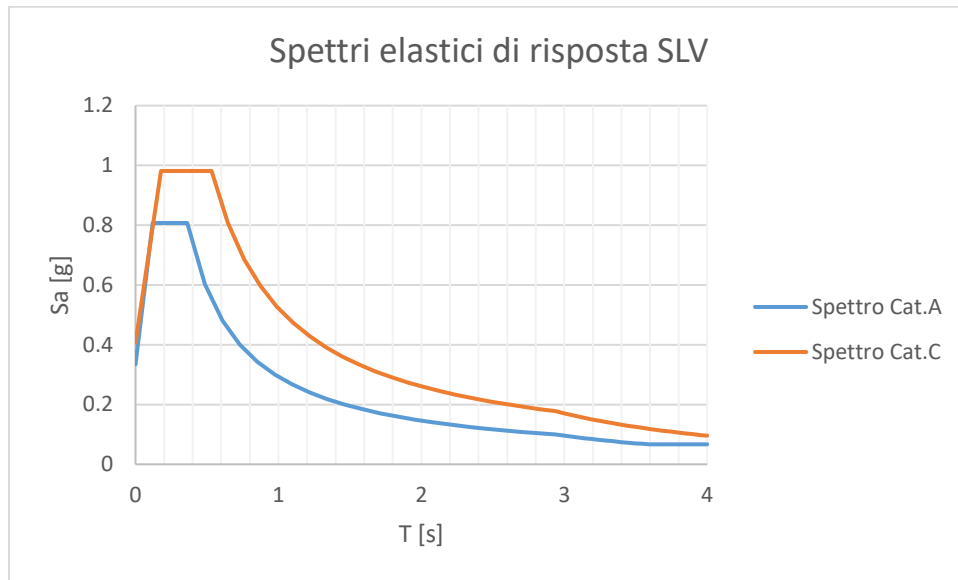
6.3.3 Microtunnel Piana di San Vittorino, Valle del Salto, Valle del Turano

Per determinare le azioni sismiche di progetto per l’infrastruttura, sono stati considerati i seguenti parametri sismici, riferiti ad una posizione intermedia allo sviluppo dell’infrastruttura:

- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d’uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84;
 - Long. Est - 12.900672222;
 - Lat Est: 42.3683889;
- Categoria di sottosuolo A per le sezioni ricadenti nel *bedrock*
- Categoria di sottosuolo B per le altre sezioni analizzate ($360 \text{ m/s} < V_s < 800 \text{ m/s}$)
- Parametri indipendenti di pericolosità sismica

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.096	2.442	0.297
SLD	201	0.119	2.408	0.308
SLV	1898	0.240	2.503	0.340
SLC	2475	0.258	2.516	0.345

Di seguito sono riportati gli spettri di risposta secondo quanto indicato nelle NTC2018 ed i relativi parametri indipendenti.

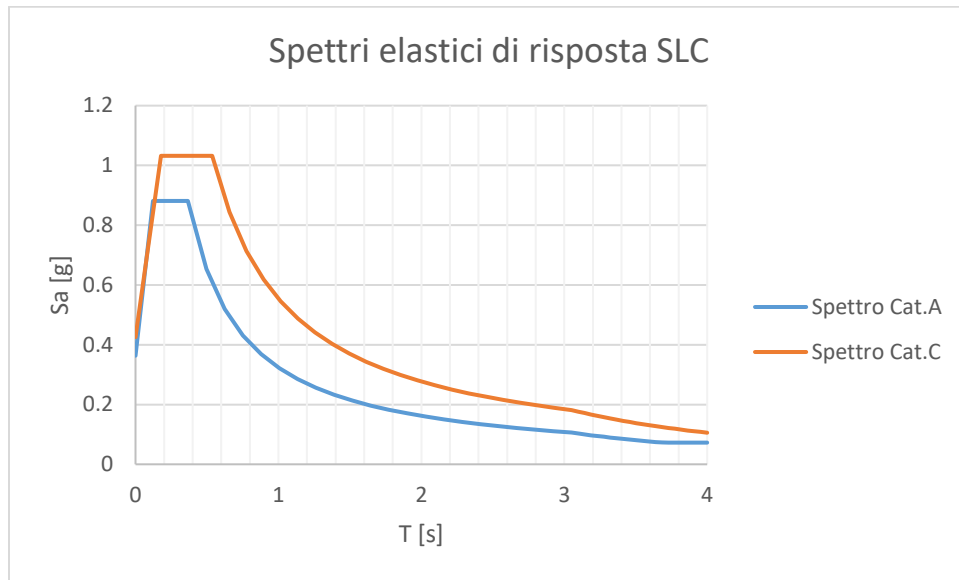


Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.334 g
F_0	2.416
T_C^*	0.362 s
S_S	1.216
C_C	1.468
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.216
η	1.000
T_B	0.177 s
T_C	0.532 s
T_D	2.937 s



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.363 g
F_0	2.428
T_C^*	0.367 s
S_S	1.171
C_C	1.461
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.171
η	1.000
T_B	0.179 s
T_C	0.537 s
T_D	3.052 s

6.4 Definizione delle sezioni di analisi

Secondo quanto riportato al cap.8 della relazione geologica per tutto lo sviluppo delle gallerie scavate con metodo meccanizzato non risultano segnalate faglie attive e/o capaci.

Pertanto per la valutazione degli effetti indotti sull’infrastruttura da eventuali eventi sismici sono state individuate alcune sezioni in prossimità delle zone di transizione litostratigrafiche e/o di faglia che potrebbero portare a spostamenti differenziali non trascurabili. Inoltre per i tratti omogenei sono state individuate delle sezioni

caratteristiche e sono stati valutati gli incrementi di sollecitazione indotta dall’evento sismico.

Per quanto riguarda la presenza di faglie, e come più dettagliatamente descritto nell’elaborato “A194PD R002 Relazione geologica”, occorre evidenziare che la discontinuità NNO-SSE alla quale è associata la Faglia di Fiamignano- Micciani costituisce un elemento tettonico che è stato smembrato, interrotto e dislocato dalle successive fasi compressive e di sovrascorrimento. Nella zona Micciani questa Faglia rappresenta oggi un “relictto strutturale”, inattivo dal punto di vista sismogenetico, che non subisce deformazioni o spostamenti in occasione di eventi sismici esterni, di provenienza appenninica (A. Prestininzi).

Per le gallerie DN4000 e per i microtunneling, vista la continuità degli ammassi attraversati dal punto di vista geologico, sono stati valutati solamente gli incrementi di sollecitazione sismica per le tratte omogenee.

6.4.1 Galleria Montavecchio

Le sezioni individuate secondo il criterio proposto, risultano ricadenti nel tratto della galleria Montavecchio; in particolare si è fatto riferimento alla *Sezione 2* (pk. 6+360.00 m) e alla *Sezione 3* (pk. 9+785.00 m), riportate nelle figure seguenti. La scelta delle sezioni di riferimento è giustificata dal fatto che non si sono riscontrate evidenti disomogeneità delle unità litologiche lungo la restante parte del tracciato delle gallerie con scavo meccanizzato, pertanto non è da attendersi una variabilità della risposta deformativa dell’ammasso e di conseguenza dell’infrastruttura.

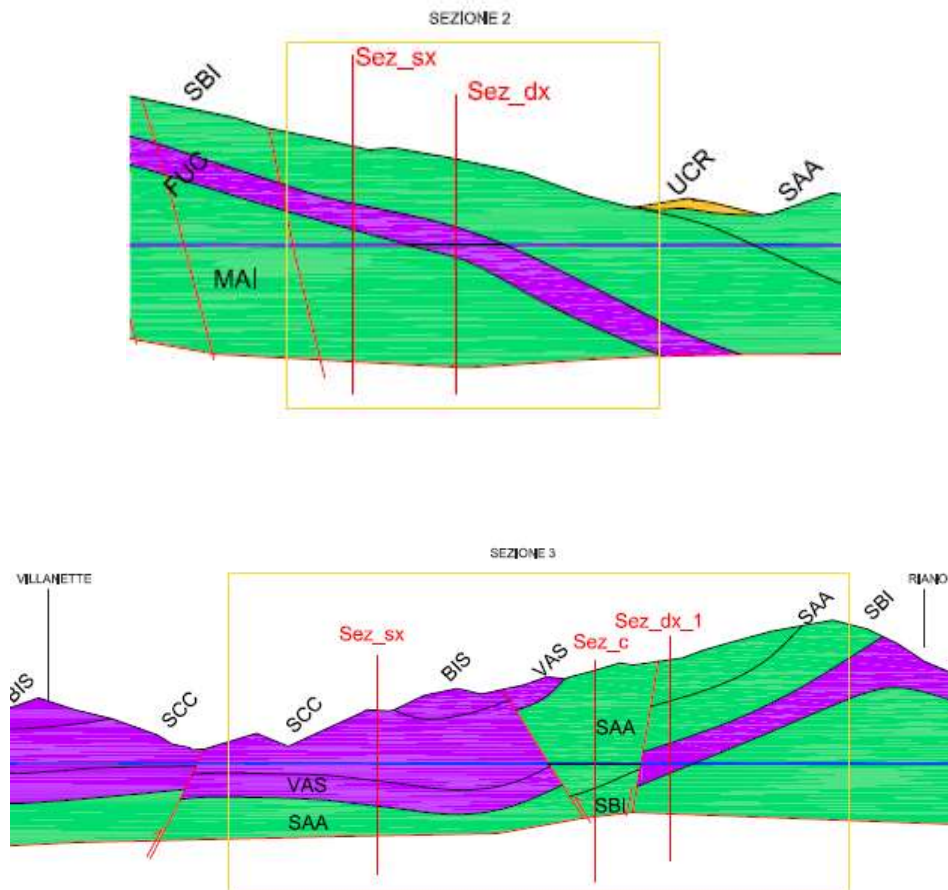


Figura 6.7 – Sezioni prese in esame per il calcolo degli spostamenti relativi all’interfaccia delle discontinuità

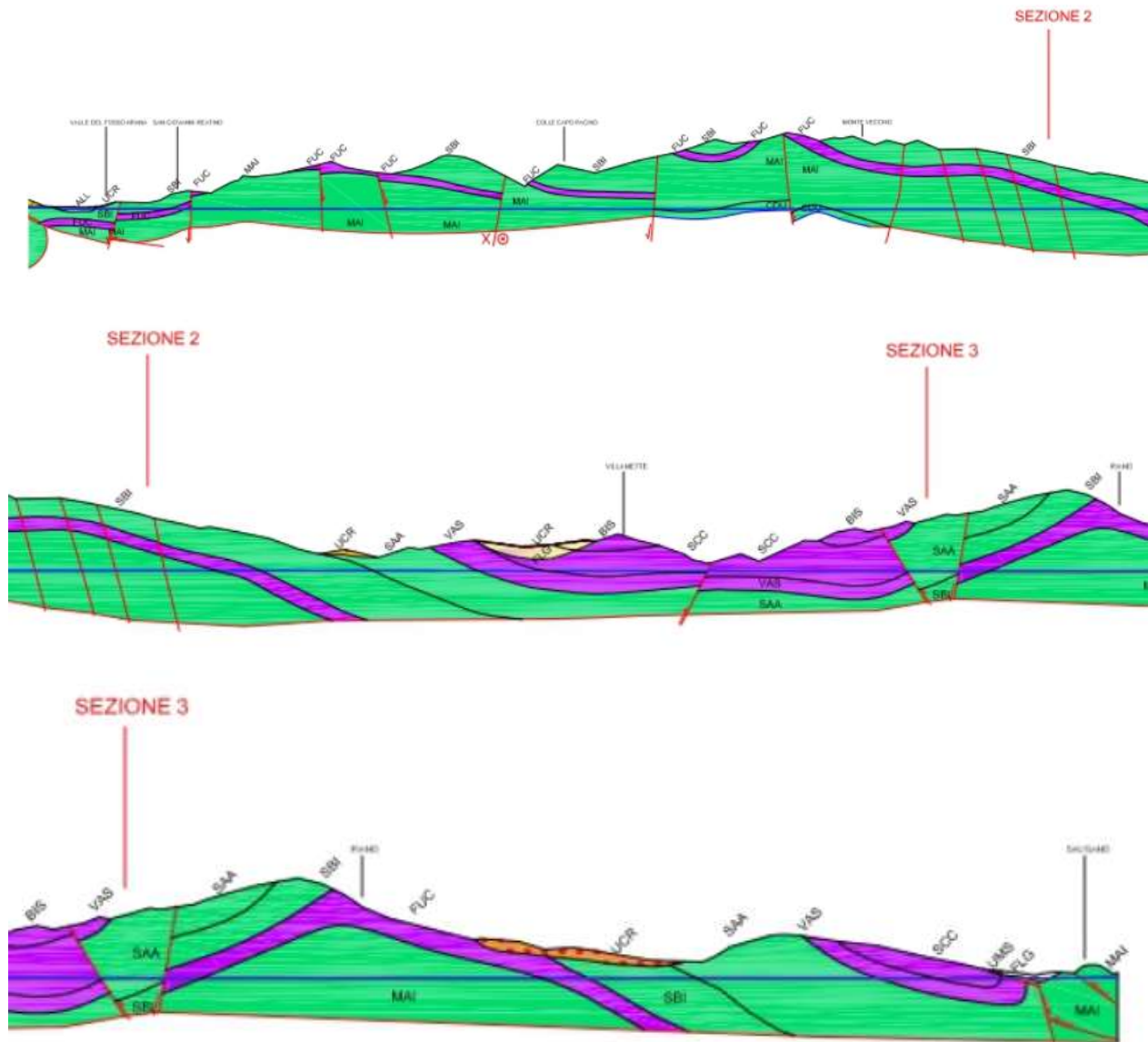


Figura 6.8 – Profilo geologico galleria Montevecchio

In particolare la sezione 2 è stata scelta per analizzare la zona di transizione tra le maioliche MAI e le Fucoidi FUC; la sezione 3 invece risulta più complessa, in quanto dopo un primo tratto di attraversamento nelle unità litologiche VAS e SCC, l’infrastruttura avanza tra una doppia faglia tra le unità SAA e SBI e infine percorre un tratto nelle Fucoidi FUC per poi reimmergersi nelle Maioliche MAI.

Scomponendo la complessità geologica degli ammassi attraversati, per ciascuna “situazione omogenea” è stata individuata una sezione tipologica, rappresentata dalle sezioni verticali riportate di seguito in rosso. Questa semplificazione verso una configurazione monodimensionale per ciascun tratto è resa necessaria dalle ipotesi intrinseche di base delle trattazioni analitiche semplificate utilizzate.

Il bedrock è rappresentato, per ciascuna sezione, dagli strati più consistenti indicati nelle figure precedenti e successive dal colore verde (MAI, SAA; SBI) con valori delle velocità delle onde di taglio maggiori di 800 m/s così come specificato nelle NTC 2018.

6.4.1.1 Sezione 2

La sezione 2 è stata analizzata facendo riferimento alla *Sez_sx* e alla *Sez_dx* rappresentate in rosso nella figura seguente.

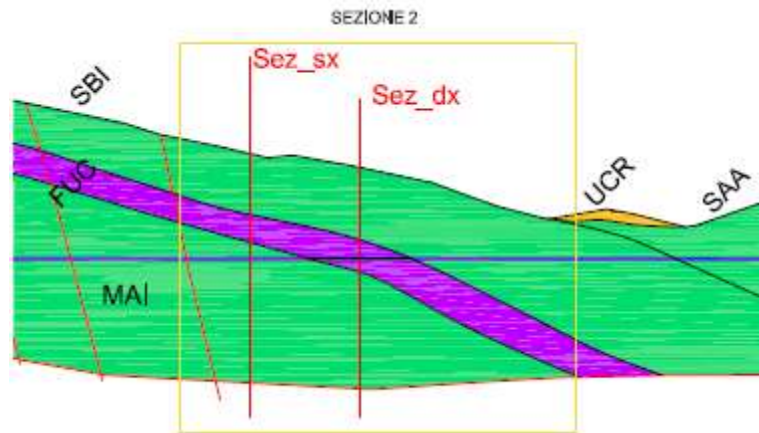


Figura 6.9 – Sezione 2: individuazione delle 2 sezioni Sez_dx e Sez_sx per individuare le “aree omogenee” nell’intorno del contatto stratigrafico

6.4.1.1.1 Sez_sx

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE SX										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V_s [m/s]	ϕ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	V_{sm} [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
BEDROCK		MAI	1200	28	3590					250

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco le cui caratteristiche in termini di V_s sono assimilabili al bedrock sismico.

La lunghezza di galleria considerata è quella compresa tra due discontinuità successive ed è pari a 250 m.

6.4.1.1.2 Sez_dx

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE DX										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V_s [m/s]	ϕ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	$V_{s,m}$ [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
1	150	SBI	800	28	3910	190	220	784	1.40	220
2	70	FUC	750	20	2780					
BEDROCK		MAI	1200	28	3590					

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco di Fucoidi.

La lunghezza di galleria considerata è quella compresa tra due discontinuità successive, quindi il tratto compreso all’interno delle fucoidi FUC è pari a 220 m.

6.4.1.2 Sezione 3

La sezione 3 è stata analizzata facendo riferimento alle *Sez_sx*, alla *Sez_c* e alla *Sez_dx* rappresentate in rosso nella figura seguente.

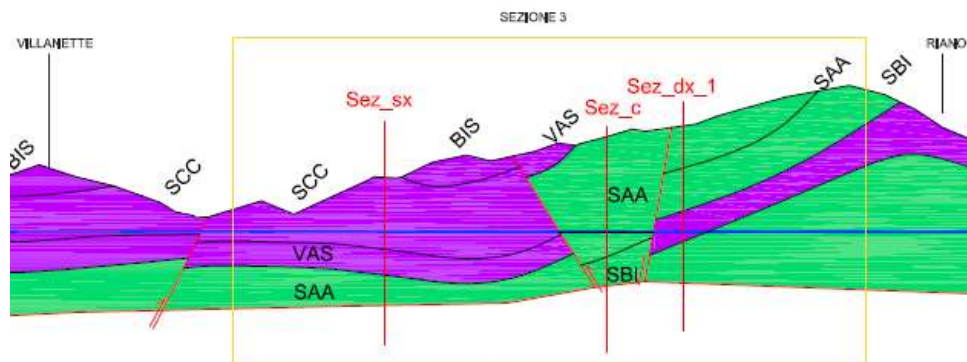


Figura 6.10 – Sezioni 3: individuazione delle 3 verticali *Sez_sx*, *Sez_c* e *Sez_dx_1* per individuare le “aree omogenee” nell’intorno dei contatti stratigrafici/faglie

6.4.1.2.1 *Sez_sx*

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE SX										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V _s [m/s]	φ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	V _{sm} [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
1	195	SCC	550	27	3070	145	265	550	2.41	980
2	70	VAS	550	27	3070					
BEDROCK		SAA	800							

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco di SCC.

La lunghezza di galleria considerata è quella compresa tra due discontinuità successive, quindi il tratto compreso all’interno della stessa litologia è 980 m.

6.4.1.2.2 Sez_c

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE C										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V _s [m/s]	φ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	V _{sm} [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
BEDROCK		SAA	800	27	3140					260

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco le cui caratteristiche in termini di Vs sono assimilabili al bedrock sismico.

La lunghezza di galleria considerata è quella compresa tra due discontinuità successive, quindi il tratto compreso all’interno della stessa litologia è 260 m.

6.4.1.2.3 Sez_dx

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE DX										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V _s [m/s]	φ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	V _{sm} [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
1	235	CATACLASITE	400	20	1670	290	320	493	3.25	150
2	85	FUC	750	20	2780					
BEDROCK		MAI	1200	28	3590					

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco di Fucoidi FUC.

La lunghezza di galleria considerata è quella compresa tra due discontinuità successive, quindi il tratto compreso all’interno della stessa litologia è 150 m.

Vista la vicinanza della sezione considerata con la faglia si è deciso di caratterizzare tutto l’ammasso posto al di sopra delle fucoidi FUC con le caratteristiche fisico-meccaniche delle fasce cataclastiche per la definizione degli spostamenti relativi all’interfaccia della faglia. Le verifiche di resistenza sono invece condotte con la stratigrafia rappresentata in tabella in quanto rappresentativa dell’intero banco omogeneo di ammasso.

6.4.2 Gallerie Cognolo, Zoccani, Ponzano

6.4.2.1 Sezione P_1

La sezione P_1 è stata considerata rappresentativa per i tratti a copertura intermedia.

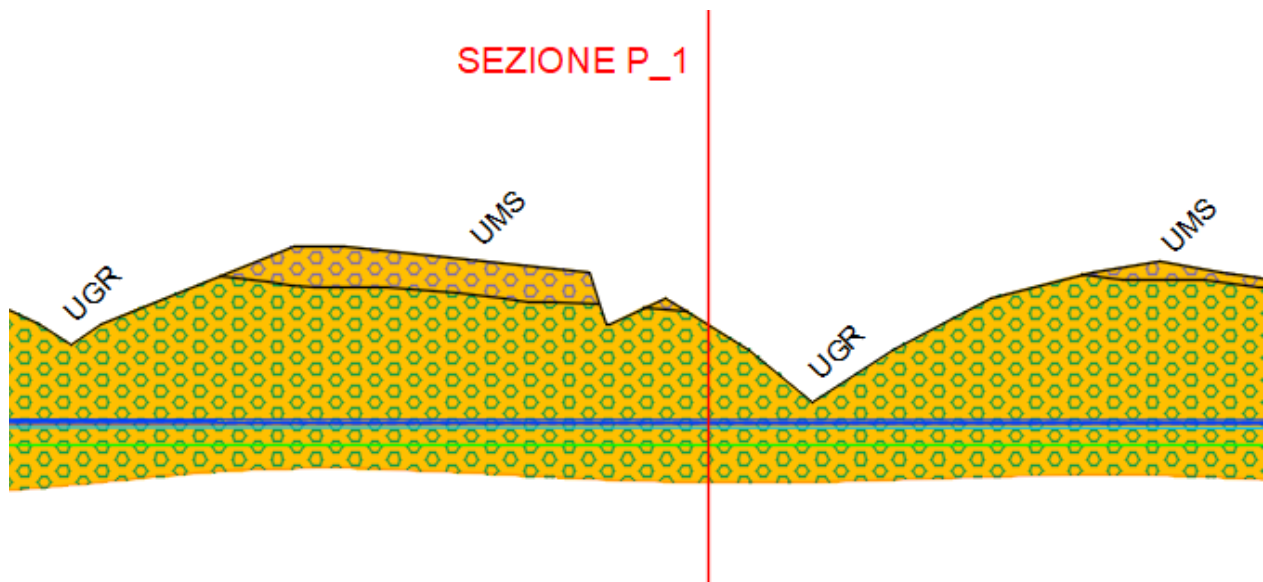


Figura 6.11 – Sezione P_1 rappresentativa dei tratti di galleria DN4000 a copertura intermedia

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE PI										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V_s [m/s]	ϕ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	$V_{s,m}$ [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
I	200	UGR	618	33	30	90	200	618	1.62	2050
BEDROCK			800							

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco di UGR, conglomerati fortemente cementati.

La lunghezza di galleria considerata è pari a 2050 m.

6.4.2.2 Sezione Z_1

La sezione Z_1 è stata considerata rappresentativa per i tratti a copertura minima.

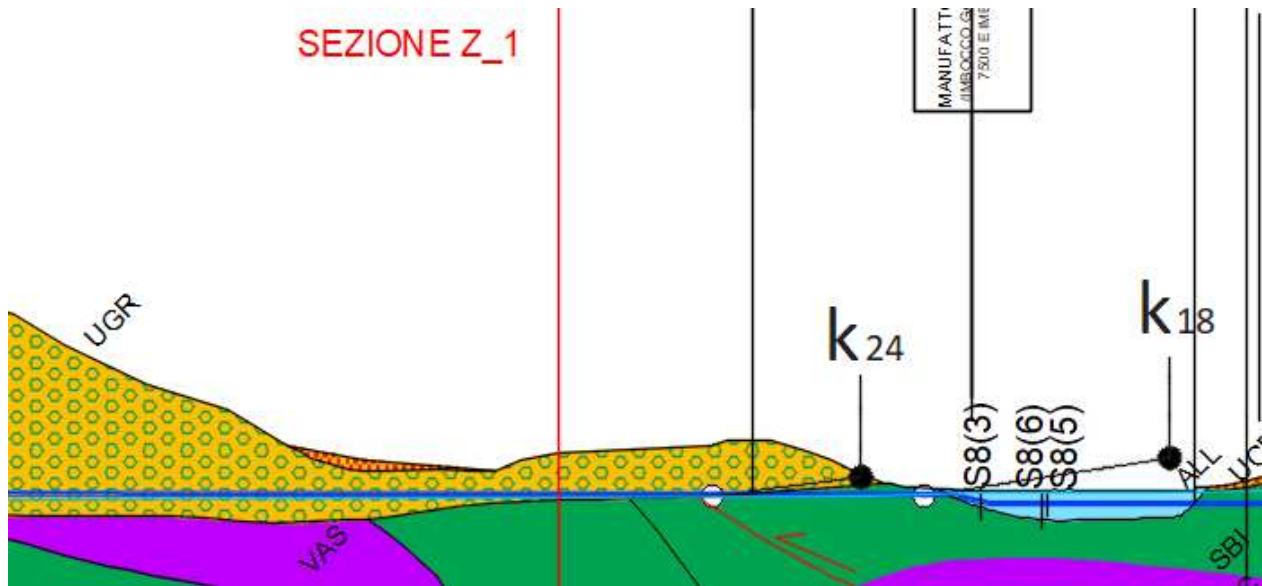


Figura 6.12 – Sezione C_1 rappresentativa dei tratti di galleria DN4000 a copertura minima

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE ZI										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V_s [m/s]	ϕ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	$V_{s,m}$ [m/s]	T_s [s]	Lgalleria [m]
I	50	UGR	618	33	30	40	50	618	0.40	550
BEDROCK		SAA	800							

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco di UGR, conglomerati fortemente cementati.

La lunghezza di galleria considerata è pari a 550 m.

6.4.2.3 Sezione C_1

La sezione C_1 è stata considerata rappresentativa per i tratti a copertura massima.

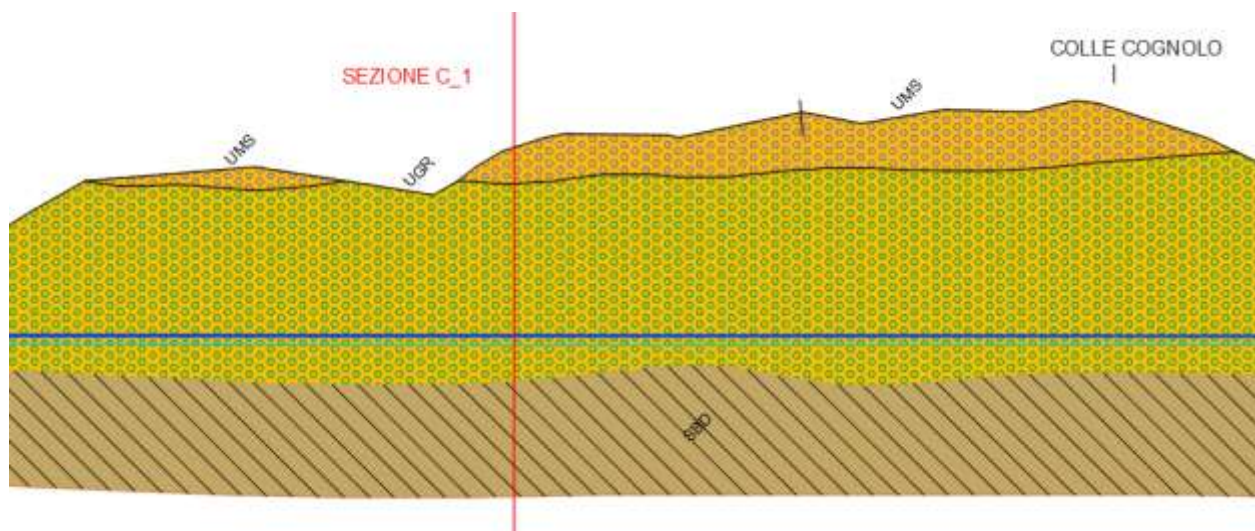


Figura 3.13 – Sezione C_1 rappresentativa dei tratti di galleria DN4000 a copertura massima

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE CI										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V_s [m/s]	ϕ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	$V_{s,m}$ [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
1	60	UMS	425	33	30	325	405	589	3.44	2900
2	345	UGR	618	33	30					
BEDROCK		405	800							

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco di UGR, conglomerati fortemente cementati.

La lunghezza di galleria considerata è pari a 2900 m.

6.4.3 Microtunneling Piana di San Vittorino, Valle del Salto, Valle del Turano

6.4.3.1 Sezione PSV_1

La sezione PSV_1 è stata considerata rappresentativa per i tratti scavati in microtunneling lungo le piane.

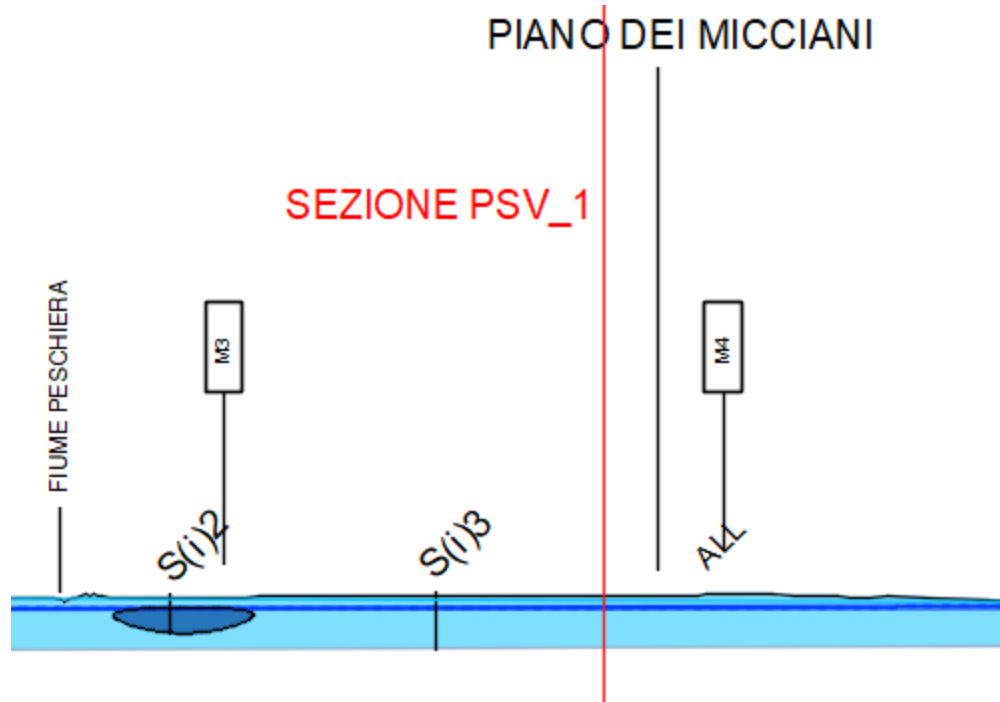


Figura 6.14 – Sezione PSV_1 per i microtunneling lungo le piane

Le caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, nonché di deformabilità sono riportate nelle tabelle riepilogative seguenti.

SEZIONE PSV I										
STRATO	Spessore [m]	Geologia	V _s [m/s]	φ [°]	c' [kPa]	Ric [m]	Htot [m]	V _{s,m} [m/s]	Ts [s]	Lgalleria [m]
I	22	ALL	230	32	10	11	22	230	0.48	
BEDROCK			800							

La galleria nella sezione considerata attraversa un banco di Alluvioni.

6.5 Verifiche di resistenza nelle tratte omogenee

Le verifiche SLU sono state eseguite verificando che fosse soddisfatta la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base alle resistenze di progetto dei materiali, ed E_d è l’effetto dell’azione di calcolo.

Per quanto concerne la valutazione della resistenza di progetto R_d, in maniera analoga a quanto previsto per elementi monodimensionali, si è distinto il comportamento per sforzi assiali-flessionali e sforzi taglianti.

6.5.1 Verifiche della sezione trasversale in corrispondenza dei conci

6.5.1.1 Verifiche a presso-flessione:

Di seguito sono richiamati i principali criteri di verifica agli SLU.

- Criterio di verifica: $M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

Ipotesi di calcolo:

- conservazione delle sezioni piane;
 - perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
 - resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
 - rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
 - rottura dell’armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.
- Caratteristiche di calcolo dei materiali:
 - Calcestruzzo

- Riv. Definitivo – C50/60: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck,cyl} / \gamma_c = 28.33 \text{ N/mm}^2$ ove: - $\gamma_c = 1.5$ (fattore di sicurezza) - $\alpha_{cc} = 0.85$ (coefficiente riduttivo per gli effetti di lunga durata)	
$\epsilon_{c2} = 0.20 \%$	
$\epsilon_{cu} = 0.35 \%$	

- Acciaio

- B450C: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$ ove: - $\gamma_s = 1.15$ (fattore di sicurezza)	
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_{sd} = 0.19 \%$	
$\epsilon_{ud} = 1.0 \%$	

Operativamente le verifiche sono state effettuate controllando che i punti di coordinate M_d-N_d , rappresentativi dei valori di progetto degli effetti delle azioni di calcolo, ricadessero tutti all’interno del dominio resistente ultimo della sezione.

6.5.1.2 Verifiche a taglio:

La verifica allo SLU per taglio dei rivestimenti definitivi è stata condotta nel caso di sezioni non armate a taglio:

- Criterio di verifica: $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Dove:

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d$$

Con:

- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione
- $k = 1 + (200/d)^{1/2}$

6.5.2 *Verifiche della sezione in corrispondenza delle connessioni longitudinali tra i conci*

Nelle sezioni ricadenti all’interfaccia tra due conci consecutivi lungo l’asse della galleria, la verifica di resistenza in direzione longitudinale è stata condotta utilizzando

le caratteristiche meccaniche a taglio dei connettori, considerati come armatura longitudinale.

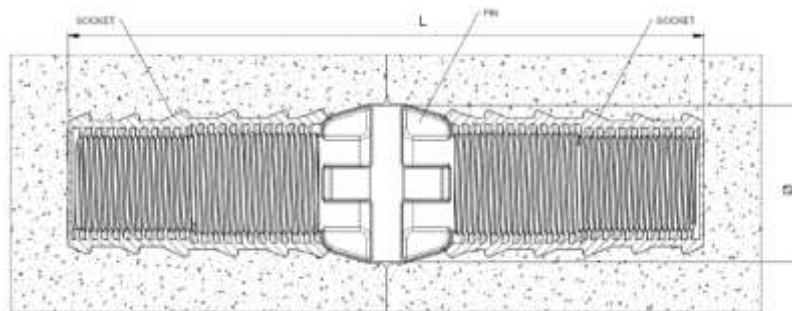


Figura 6.15 – Connettore longitudinale tipo

I connettori longitudinali presenti sul giunto circonferenziale dell'anello devono essere verificati sia a taglio che ad estrazione (pull-out). Per le verifiche si utilizza un connettore tipo FIP Biblock 84-46-274 M Dowel Pin o equivalente costituito da una cuffia in nylon p.a. con fibra di vetro ed un’anima rinforzata da una barra in acciaio di diametro $\Phi 16$.

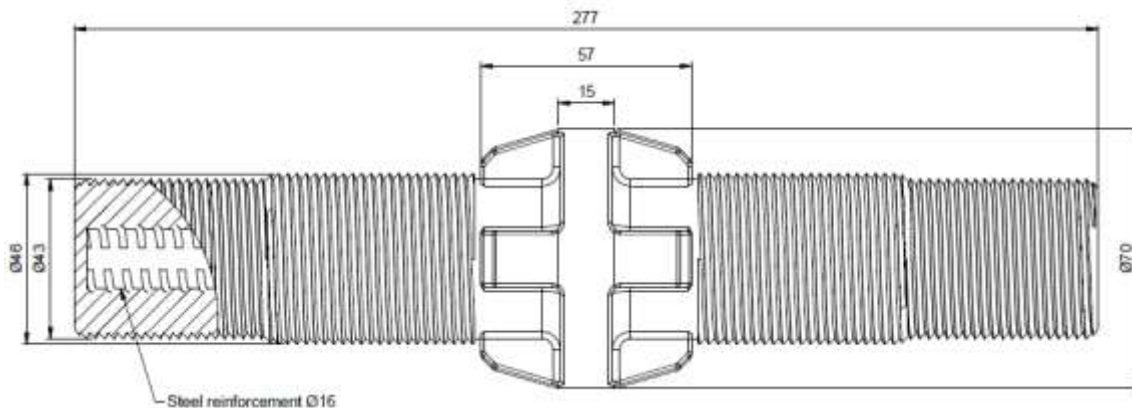


Figura 6.16 – Connettore tipo FIP Biblock 84-46-274 M Dowel pin

6.5.2.1 Verifiche a presso-flessione:

Le caratteristiche meccaniche minime di resistenza del connettore scelto sono definite dalla seguente curva carico-spostamento, relativa ad una prova di pull-out di laboratorio.

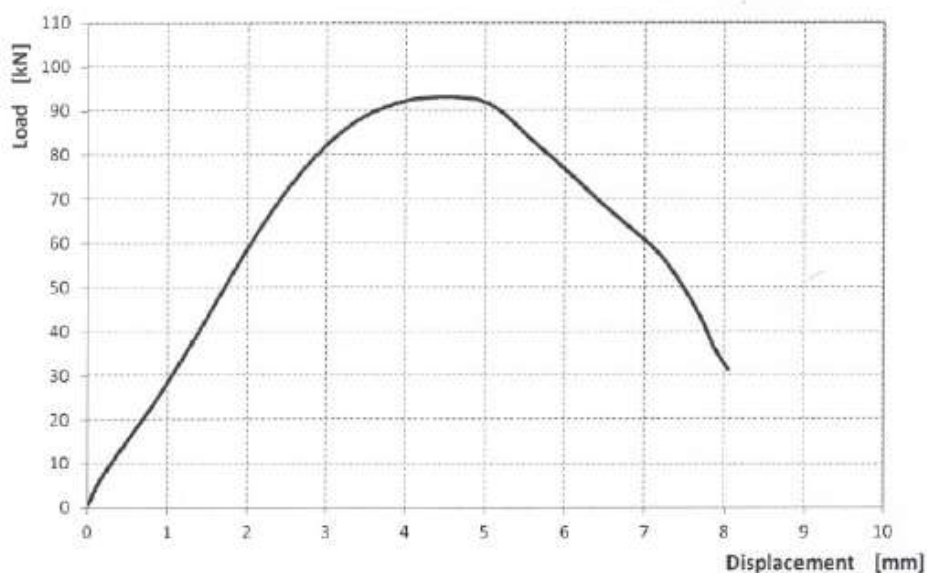


Figura 6.17 – Output test di laboratorio connettore longitudinale – prova a trazione

Le verifiche di resistenza in direzione longitudinale della galleria sono effettuate costruendo un dominio di resistenza M-N considerando l’intera sezione trasversale della galleria ipotizzando che l’armatura longitudinale reagente sia quella costituita dalle barre presenti all’interno della cuffia dei connettori. Per effetto delle sollecitazioni indotte dal sisma si verifica poi che il valore della tensione di trazione agente sui connettori sia tale da non eccedere il valore limite di pull-out, in modo da scongiurare rotture localizzate.

Verifica a taglio:

La verifica a taglio dei connettori è stata condotta confrontando il taglio agente derivante dall’analisi longitudinale con la sommatoria della resistenza a taglio dei singoli connettori.

Di seguito, si riporta l’output tipico della prova a taglio dei connettori.

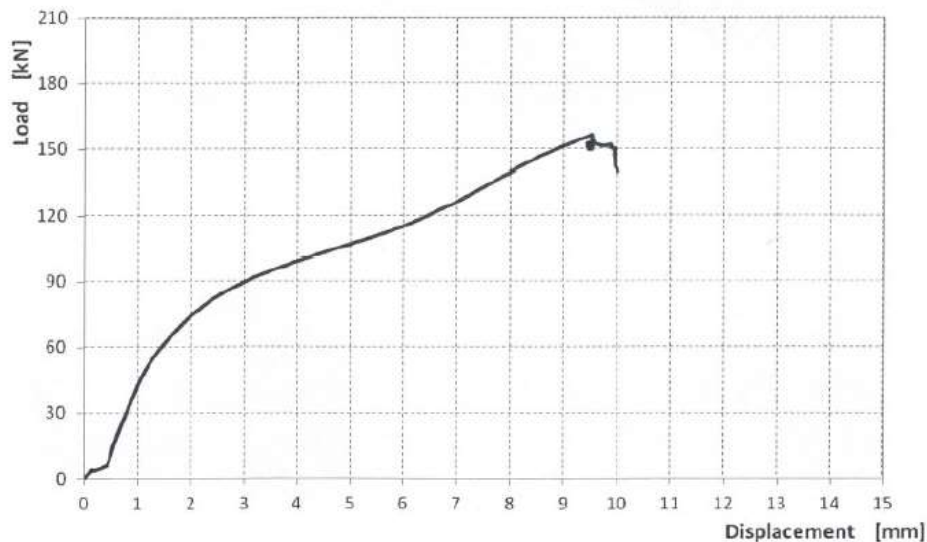


Figura 6.18 – Output test di laboratorio connettore longitudinale – prova a taglio

6.5.3 Verifiche allo SLV – Galleria Montevocchio

Si riportano in formato tabellare le azioni sollecitanti relative alle sezioni considerate.

6.5.3.1 Sezione 2 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale

Caratt. Sollecitazione - Dir. Trasversale				
Sezione	Comb.	N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Sez. 2_DX	N _{max}	1234	76	-
	N _{min}	430	-76	-
	M _{max}	975	213	-
	M _{min}	688	-213	-
	T _{max}	-	-	103
	T _{min}	-	-	-103

Caratt. Sollecitazione - Dir. Longitudinale			
Sezione	Calcolo u_s	M	T
		[kNm/m]	[kN/m]
Sez. 2_DX	Met. 1 - M _{max}	1524	-
	Met. 1 - T _{max}	-	8.72
	Met. 2 - M _{max}	1251	-
	Met. 2 - T _{max}	-	7.07

6.5.3.2 Sezione 3 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale

Caratt. Sollecitazione - Dir. Trasversale				
Sezione	Comb.	N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Sez. 3_SX	N _{max}	3720	146	-
	N _{min}	1557	-146	-
	M _{max}	3101	346	-
	M _{min}	2177	-346	-
	T _{max}	-	-	167
	T _{min}	-	-	-167
Sez. 3_DX	N _{max}	3572	118	-
	N _{min}	543	-118	-
	M _{max}	2566	350	-
	M _{min}	1549	-350	-
	T _{max}	-	-	170
	T _{min}	-	-	170

Caratt. Sollecitazione - Dir. Longitudinale			
Sezione	Calcolo u_s	M	T
		[kNm/m]	[kN/m]
Sez. 3_SX	Met. 1 - M _{max}	4015	-
	Met. 1 - T _{max}	-	16.1
	Met. 2 - M _{max}	1924	-
	Met. 2 - T _{max}	-	7.7
Sez. 3_DX	Met. 1 - M _{max}	365	-
	Met. 1 - T _{max}	-	1.38
	Met. 2 - M _{max}	383	-
	Met. 2 - T _{max}	-	1.44

6.5.3.3 Sezione 2-Dx – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.79	5
2	8.79	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

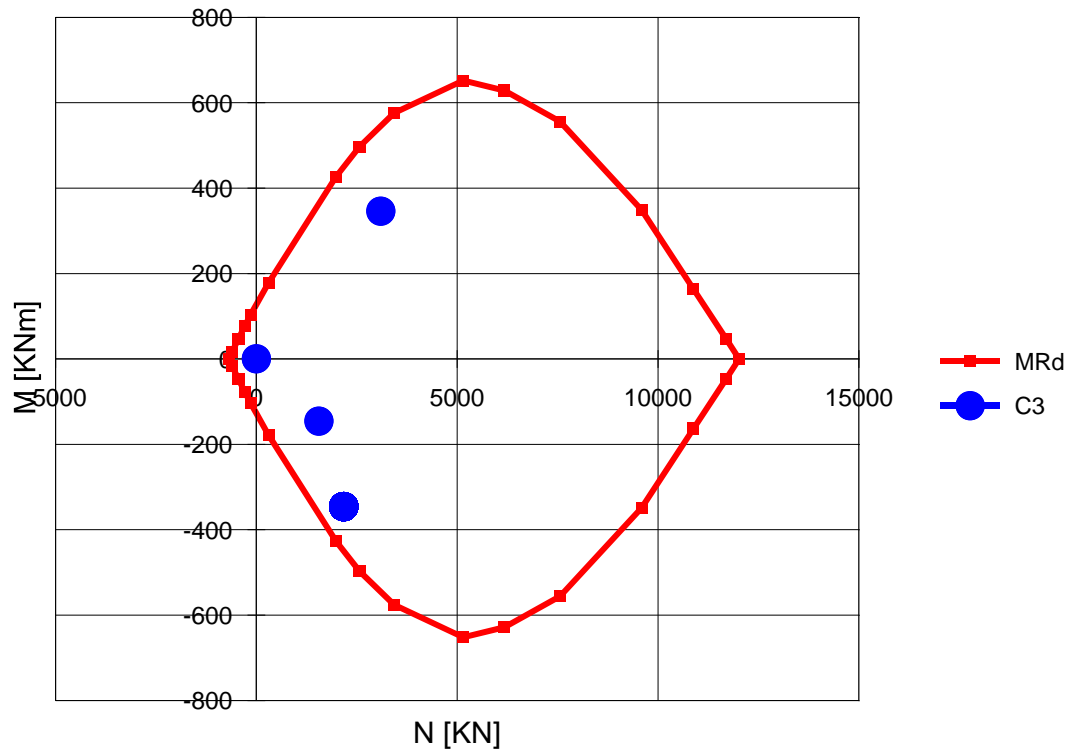
Precompresso

Materiali
B450C C50/60

ϵ_{cu} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 28.33 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 17.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 1
 τ_{c1} 2.686

M_{MRd} 129 kNm

σ_c -20.33 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 37.47 ‰
 λ 2.99 λ/d 0.08544
 δ 0.7



La verifica risulta soddisfatta.

6.5.3.4 Sezione 2-Dx – Verifica a taglio in direzione trasversale

Si considera per la verifica una sezione non armata a taglio.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	60	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	50	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	58	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	4.1	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	2.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	5.3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	37278	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	28.33	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.90	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	30	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	22.5	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

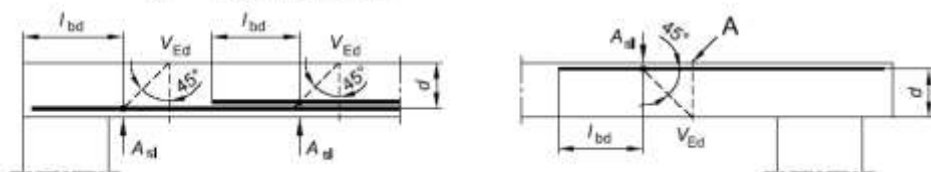
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	792	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	792	[mm ²]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V _{Ed}	167	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente C _{Rd,c}	C _{Rd,c}	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.76	[-]
		1.76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l _{bd} + d	ρ_l	0.0022619	[-]
		0.0022619	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{tr} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V _{Rd,c}	165.54	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	V _{Rd,min}	201.55	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	201.55	[kN]

La verifica risulta soddisfatta.

6.5.3.5 Sezione 2 - Dx – Verifiche in direzione longitudinale

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 415 [cm]
- Raggio interno: 375 [cm]
- N° barre uguali: 19
- Diámetro barre: 1.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 20 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali

B450C		C50/60	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
I _{yd}	391.3 N/mm ²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200000 N/mm ²	f _{cd}	28.33
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	17.25
σ _{c,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	1
		τ _{c1}	2.686

P lo applicazione N

Centro Baicentro cls
Coord.[cm]

xN: 0
yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Tipi rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd}: 6121 kNm

σ_c: -20.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 0.9238 ‰
ε_s: 67.5 ‰
d: 804.6 cm
x: 10.86 x/d: 0.0135
δ: 0.7

La verifica allo SLU risulta soddisfatta. Per evitare rotture localizzate in prossimità del connettore, si verifica che la tensione nella barra risulti minore del valore a rottura durante la prova di pull-out.

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 415 [cm]
Raggio interno: 375 [cm]
N° barre uguali: 19
Diametro barre: 1,6 [cm]
Coprireno [banc.]: 20 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
M_{xEd}: 1524 kNm
M_{yEd}: 0 0

Materiali

B450C **C50/60**

E_{cu}: 67,5 % E_{c2}: 2 %
f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 %
E_s: 200000 N/mm² f_{cd}: 28,33
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8 [?]
E_{syd}: 1,957 % C_{c,adm}: 17,25
C_{c,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 1
τ_{c1}: 2,686

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo Sezione

Rettan. re Trapezi
a T Circolare
Rettangolo Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. S.L.D.
Metodo n

σ_c: 0,5473 N/mm²
σ_s: 135,2 N/mm²

Verfici: 52
Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

σ_s: 0,6761 %
d: 804,6 cm
x: 46,06 x/d: 0,05724
β: 0,7

La tensione di 135.2 MPa per una barra di diametro $\Phi 16$ fornisce una forza concentrata di 27.17 kN < 90 kN. La verifica di pull-out risulta soddisfatta.

6.5.3.6 Sezione 3-Sx – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,79	5
2	8,79	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="349"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="156"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="14.17"/> ‰
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

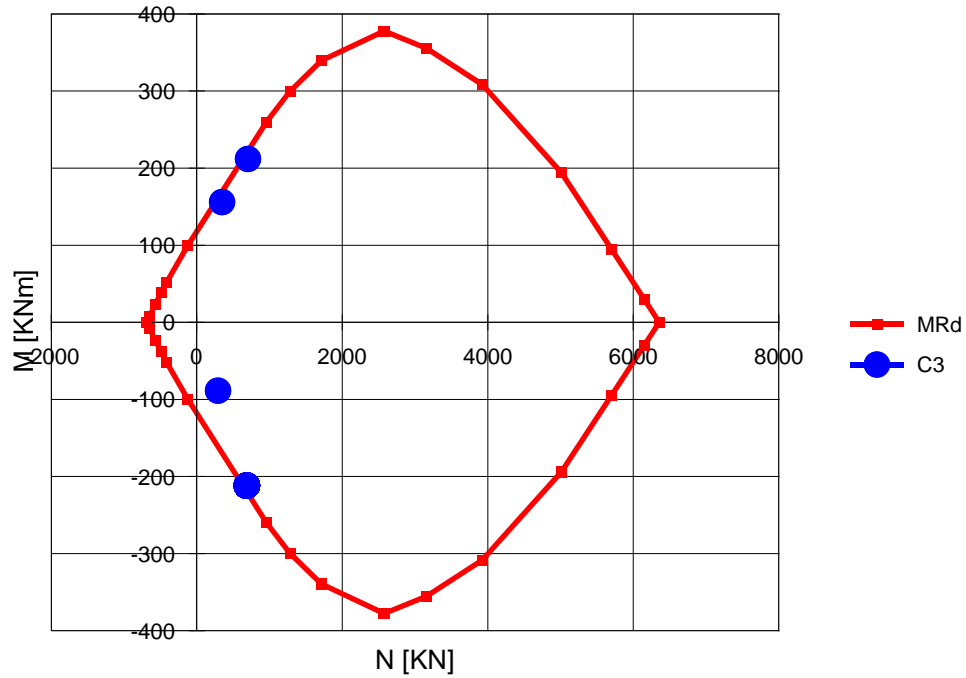
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

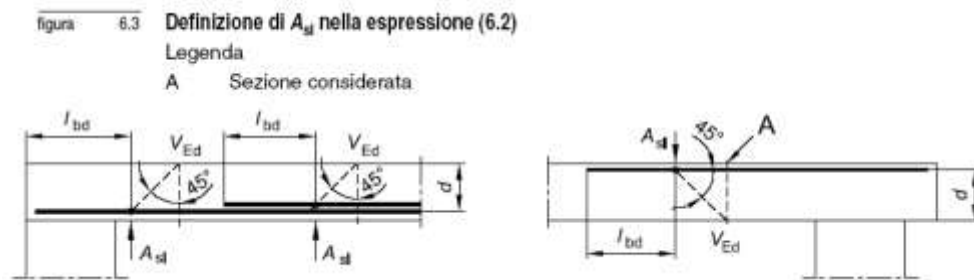
6.5.3.7 Sezione 3-Sx – Verifica a taglio in direzione trasversale

Si considera per la verifica una sezione non armata a taglio.

<u>DEFINIZIONE DEI MATERIALI</u>		
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	60 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	50 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	58 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	4.1 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	2.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	5.3 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	37278 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	28.33 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.90 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	30 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	22.5 [MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{y,d}$	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	792	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	792	[mm ²]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	103 [kN]
Considerare o meno il contributo dell’armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.76 [-]
		1.76 [-]
Rapporto geometrico d’armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0022619 [-]
		0.0022619 [-]



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	165.54 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	201.55 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	201.55 [kN]

La verifica risulta soddisfatta.

6.5.3.8 Sezione 3 - Sx – Verifiche in direzione longitudinale

The screenshot displays a software interface for structural analysis. It includes several panels:

- Sezione circolare cava:**
 - Raggio esterno: 415 [cm]
 - Raggio interno: 375 [cm]
 - N° barre uguali: 19
 - Diametro barre: 1,6 [cm]
 - Copifreno (baic.): 20 [cm]
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. (Selected)
 - Metodo n
 - N_{Ed}: 0, M_{Ed}: 0, M_{yEd}: 0
 - N: 0, M: 0, M_y: 0
- Materiali:**
 - B450C and C50/60
 - ε_{su}: 67,5 ‰, ε_{c2}: 2 ‰, ε_{cu}: 3,5 ‰
 - f_{yd}: 391,3 N/mm², f_{cd}: 28,33
 - E_s: 200000 N/mm², f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 - E_s/E_c: 15, f_{cc,adm}: 17,25
 - ε_{syf}: 1,957 ‰, σ_{c,adm}: 255 N/mm², T_{co}: 1
 - σ_{c,adm}: 255 N/mm², T_{c1}: 2,686
- P.to applicazione N:**
 - Centro (Selected), Basicentro cls, Coord [cm]
 - xN: 0, yN: 0
- Tipi rottura:** Lato acciaio - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U., Metodo n
- Tipi flessione:** Retta (Selected), Deviate
- Vertici: 52, N° rett: 100
- Calcola MfId, Dominio M-N
- L₀: 0 cm, Col. modello
- Precompresso (checkbox)

La verifica allo SLU risulta soddisfatta. Per evitare rotture localizzate in prossimità del connettore, si verifica che la tensione nella barra risulti minore del valore a rottura durante la prova di pull-out.

Sezione circolare cava

Raggio esterno	415 [cm]
Raggio interno	375 [cm]
N° barre uguali	19
Diametro barre	1.6 [cm]
Copertura [smic.]	20 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	4015	4015	kNm
M _{yEd}	0	0	

Materiali

B450C		C50/60	
E _{cu}	57.5 %	E _{c2}	2 %
f _{yk}	391.3 N/mm ²	E _{cu}	3.5
E _s	200700 N/mm ²	f _{cd}	28.33
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 %	σ _{c,adm}	17.25
σ _{c,adm}	255 N/mm ²	T _{cp}	1
		T _{c1}	2.686

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord [cm]

xN 0
yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.

Metodo n

Verifica 52

N° iterazioni: 6

Precompresso

Parametri di calcolo:

α_c -1.442 N/mm²
α_s 356.2 N/mm²
ε_s 1.701 ‰
d 804.6 cm
x 46.06 s/d 0.05724
Δ 0.7

La tensione di 356.2 MPa per una barra di diametro $\Phi 16$ fornisce una forza concentrata di 71.58 kN < 90 kN. La verifica di pull-out risulta soddisfatta

6.5.3.9 Sezione 3-Dx – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,79	5
2	8,79	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

M_{xRd} kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="14,17"/> ‰
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="9,75"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	T _{co}	<input type="text" value="0,6"/>
		T _{c1}	<input type="text" value="1,829"/>

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

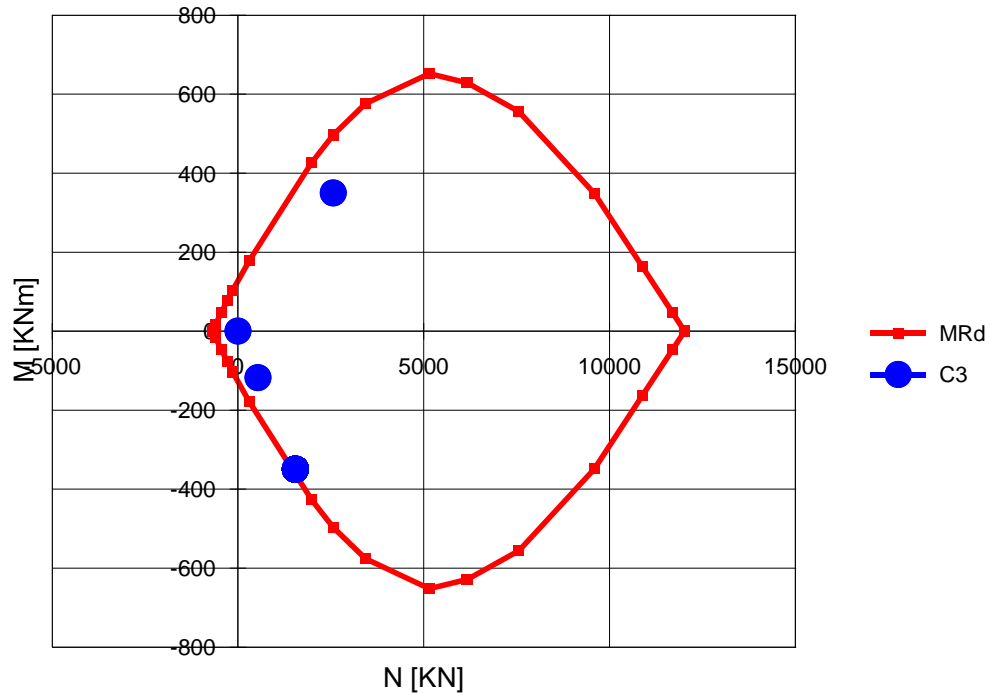
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

6.5.3.10 Sezione 3-Dx – Verifica a taglio in direzione trasversale

Si considera per la verifica una sezione non armata a taglio.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	60	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	50	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	58	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	4.1	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	2.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	5.3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	37278	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	28.33	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.90	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	30	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	22.5	[MPa]

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

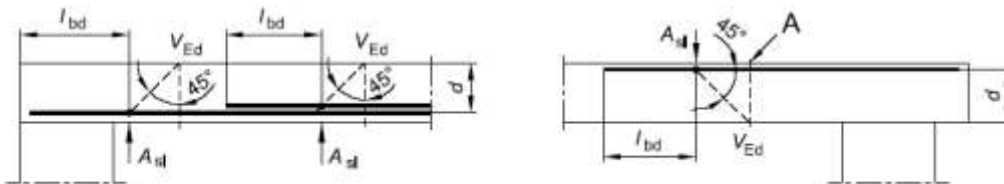
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{y,d}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	170	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.76	[-]
		1.76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0022619	[-]
		0.0022619	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{d1} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	165.54	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	201.55	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	201.55	[kN]

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	792	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	792	[mm ²]

La verifica risulta soddisfatta.

6.5.3.11 Sezione 3 - Dx – Verifiche in direzione longitudinale

The screenshot displays a software interface for structural analysis. It includes several panels:

- Sezione circolare cava:**
 - Raggio esterno: 415 [cm]
 - Raggio interno: 375 [cm]
 - N° barre uguali: 19
 - Diámetro barre: 1,6 [cm]
 - Coprileno (basic.): 20 [cm]
- Sollecitazioni:**
 - Metodo n
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- Materiali:**
 - B450C
 - E_{cu}: 67,5 ‰
 - I_{yd}: 391,3 N/mm²
 - E_s: 200000 N/mm²
 - E_s/E_c: 15
 - σ_{s,adm}: 255 N/mm²
 - E_{c2}: 2 ‰
 - σ_{cu}: 3,5
 - I_{cd}: 28,33
 - f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 - σ_{c,adm}: 17,25
 - T_{co}: 1
 - T_{c1}: 2,686
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Tipo rotura:** Lato acciaio - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:** S.L.U., Metodo n
- Tipo flessione:** Retta, Deviata
- Verfici:** 52, N° sett.: 100
- Calcolo MEd:** Dominio M-N
- L₀:** 0 cm, Col. modello
- Precompresso:**

La verifica allo SLU risulta soddisfatta. Per evitare rotture localizzate in prossimità del connettore, si verifica che la tensione nella barra risulti minore del valore a rottura durante la prova di pull-out.

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 415 [cm]
Raggio interno: 375 [cm]
N° barre uguali: 19
Diametro barre: 1.6 [cm]
Copertura (barra.): 20 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali

B450C C50/60

E_{cu}: 47.5 % E_{c2}: 2 %
f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5
E_s: 200000 N/mm² f_{cd}: 29.33
E_s/E_c: 16 f_{cc}/f_{cd}: 8.8 [7]
E_{yd}: 1.957 % C_{c,adm}: 17.25
C_{c,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 1
τ_{c1}: 2.606

σ_c: -0.1375 N/mm²
σ_s: 33.98 N/mm²
ε_s: 0.1699 %
d: 904.6 cm
x: 46.06 w/d: 0.05724
δ: 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 6
Precompresso

La tensione di 33.98 MPa per una barra di diametro $\Phi 16$ fornisce una forza concentrata di 6.83 kN < 90 kN. La verifica di pull-out risulta soddisfatta

6.5.4 Verifiche allo SLV – Gallerie Cognolo, Zoccani, Ponzano

Si riportano in formato tabellare le azioni sollecitanti relative alle sezioni considerate.

6.5.4.1 Sezione P 1 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale

Caratt. Sollecitazione - Dir. Trasversale				
Sezione	Comb.	N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Sez.PI	N_{max}	1087	75	-
	N_{min}	237	-75	-
	M_{max}	901	133	-
	M_{min}	423	-133	-
	T_{max}	-	-	116
	T_{min}	-	-	-116

Caratt. Sollecitazione - Dir.Longitudinale			
Sezione	Calcolo u_s	M	T
		[kNm/m]	[kN/m]
Sez.PI	Met. 1 - M_{max}	847	-
	Met. 1 - T_{max}	-	4.7
	Met. 2 - M_{max}	641	-
	Met. 2 - T_{max}	-	3.6

6.5.4.2 Sezione Z 1 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale

Caratt. Sollecitazione - Dir. Trasversale				
Sezione	Comb.	N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Sez.ZI	N _{max}	1054	50	-
	N _{min}	245	-50	-
	M _{max}	933	72	-
	M _{min}	365	-72	-
	T _{max}	-	-	62
	T _{min}	-	-	-62

Caratt. Sollecitazione - Dir.Longitudinale			
Sezione	Calcolo u_s	M	T
		[kNm/m]	[kN/m]
Sez.ZI	Met. 1 - M _{max}	519	-
	Met. 1 - T _{max}	-	12.8
	Met. 2 - M _{max}	1738	-
	Met. 2 - T _{max}	-	43

6.5.4.3 Sezione C 1 – Sollecitazioni in direzione trasversale e longitudinale

Caratt. Sollecitazione - Dir. Trasversale				
Sezione	Comb.	N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Sez.CI	N _{max}	2260	368	-
	N _{min}	1619	-368	-
	M _{max}	2260	368	-
	M _{min}	1619	-368	-
	T _{max}	-	-	320
	T _{min}	-	-	-320

Caratt. Sollecitazione - Dir.Longitudinale			
Sezione	Calcolo u_s	M	T
		[kNm/m]	[kN/m]
Sez.CI	Met. 1 - M _{max}	153	-
	Met. 1 - T _{max}	-	0.4
	Met. 2 - M _{max}	70	-
	Met. 2 - T _{max}	-	0.2

6.5.4.4 Sezione P 1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,85	4
2	7,85	26

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

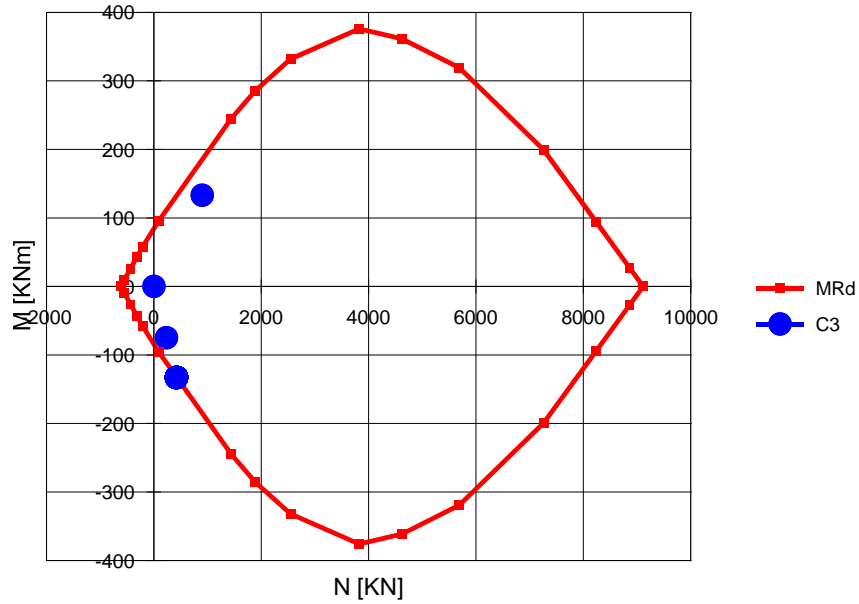
Materiali
 B450C C50/60

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 28,33
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 17,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 1
	τ_{c1} 2,686

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 85,03 kNm
 σ_c -28,33 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 31,37 ‰
 d 26 cm
 x 2,61 x/d 0,1004
 δ 0,7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

N° rett.



La verifica risulta soddisfatta

6.5.4.5 Sezione C 1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,45	4
2	25,45	26

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

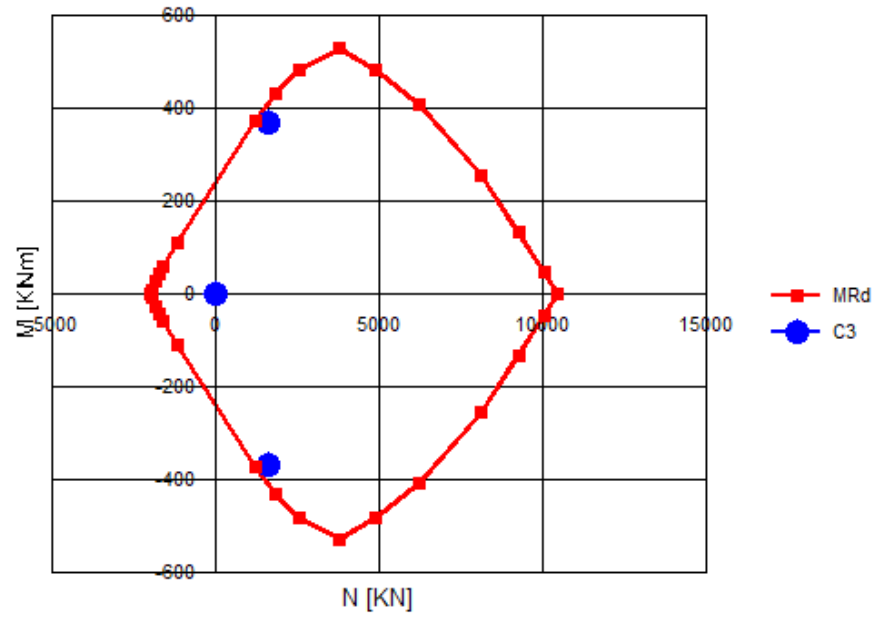
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

Materiali
 B450C C50/60
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{cl} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

6.5.4.6 Sezione Z 1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	7,85	4
			2	7,85	26

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C50/60

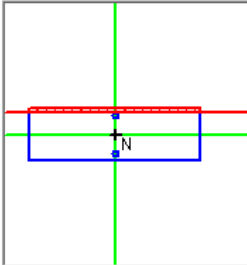
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200'000 N/mm ²	f_{cd} 28,33
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 17,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 1
	τ_{c1} 2,686

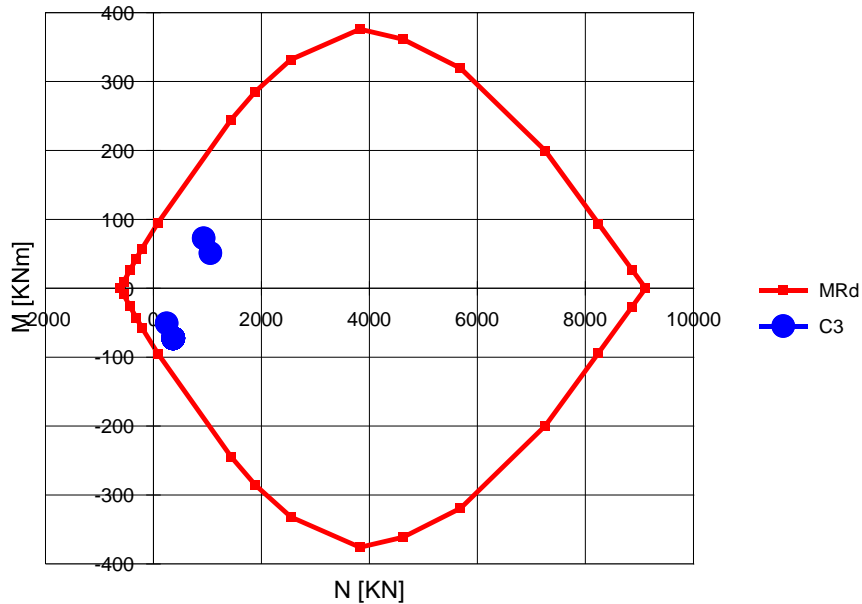
M_{xRd} kN m

σ_c -28,33 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 31,37 ‰
 d 26 cm
 x 2,61 x/d 0,1004
 δ 0,7

N° rett.

 L₀ cm
 Precompresso





La verifica risulta soddisfatta.

6.5.4.7 Sezione C 1, P 1, Z 1 – Verifica a taglio in direzione trasversale

La verifica a taglio è condotta per la sezione più sollecitata a taglio, che corrisponde al tratto con maggiore copertura, in cui lo sforzo normale minimo è pari a 1619 kN.

<i>Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"</i>			
Oggetto : SEZIONE 100x30			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	4	cm	copriferro
d =	26	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	18	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	25.4	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0085		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	1619	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	6.23	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	447 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{ctk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/3} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}			

La verifica risulta soddisfatta.

6.5.4.8 Sezione C 1, P 1, Z 1 – Verifica a flessione in direzione longitudinale

Vista l’analogia della sezione longitudinale lungo lo sviluppo delle gallerie DN4000, quest’ultima è stata verificata nella sezione dei connettori per effetto della sollecitazione massima agente per tutte e 3 le sezioni.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N* barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N* barre **Zoom**

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="519"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N* rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C	C50/60
ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/>
E_s <input type="text" value="200'000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="28,33"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="17,25"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="1"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2,686"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

La verifica allo SLU risulta soddisfatta. Per evitare rotture localizzate in prossimità del connettore, si verifica che la tensione nella barra risulti minore del valore a rottura durante la prova di pull-out.

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]
 Raggio interno [cm]
 N° barre uguali
 Diametro barre [cm]
 Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

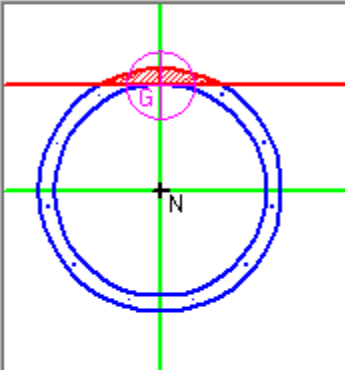
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C50/60	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	28,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	17,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	1
		τ_{c1}	2,686

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Vertici:
 Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso



La tensione di 144 MPa per una barra di diametro $\Phi 16$ fornisce una forza concentrata di 28.94 kN < 90 kN. La verifica di pull-out risulta soddisfatta

*6.5.5 Verifiche allo SLV – Microtunneling Piana di San Vittorino, Valle del Salto,
Valle del Turano*

6.5.5.1 Sezione PSV 1 – Sollecitazioni in direzione trasversale

I valori di sollecitazione sono ricavati a partire dai valori ricavati in fase statica secondo le procedure riportate dalla DWA 161E, cui sono stati sommati i valori di incremento dinamico.

Caratt. Sollecitazione - Dir. Trasversale				
Sezione	Comb.	N [kN/m]	M [kNm/m]	Tmax [kN/m]
Sez.PSVI	$\theta=0^\circ$	304.7	23.2	60.2
	$\theta=45^\circ$	383.2	-67.1	
	$\theta=90^\circ$	322.1	-22.8	

6.5.5.2 Sezione PSV 1 – Verifica a pressoflessione in direzione trasversale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	4
2	3,93	21

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

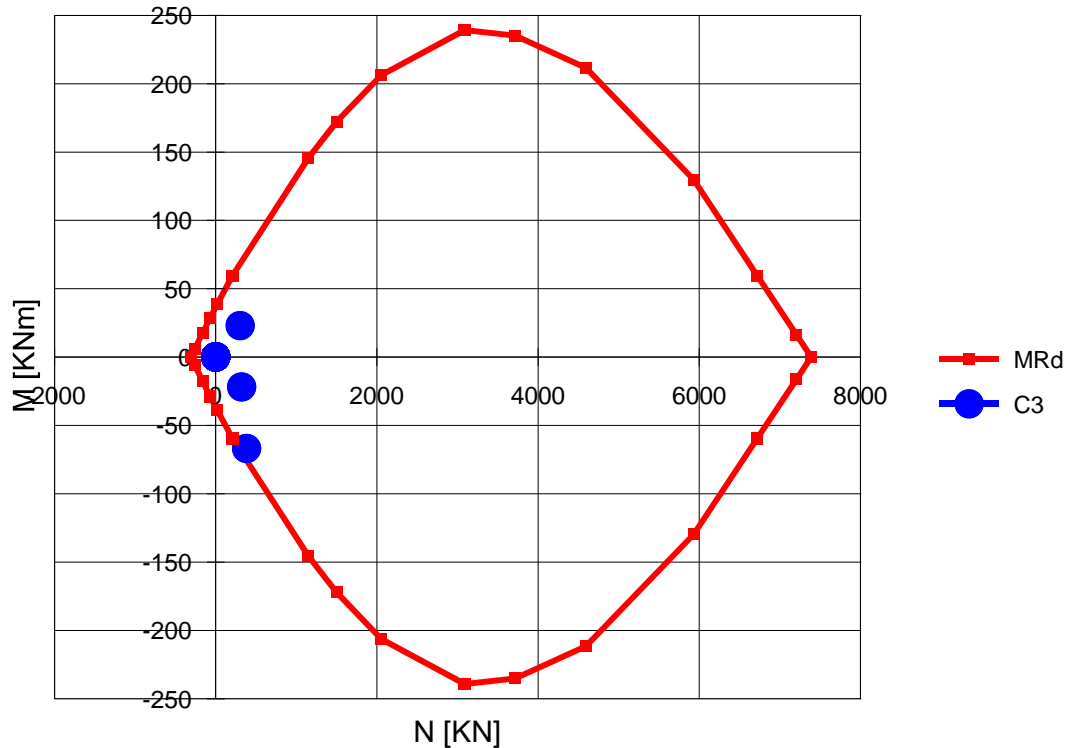
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C50/60	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	28,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	17,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	1
		τ_{c1}	2,686



La verifica risulta soddisfatta.

La verifica in direzione longitudinale non è da considerarsi pertinente in quanto i singoli tratti di tubo hanno possibilità di compiere rotazioni relative ed accomodare gli spostamenti imposti dal terreno alla struttura.

6.5.5.3 Sezione PSV 1 – Verifica a taglio in direzione trasversale

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Oggetto : SEZIONE 100x30			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	25	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	4	cm	copriferro
d =	21	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	10	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	7.9	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0031		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	305	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	1.45	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	190 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c = 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} = 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/3} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			

6.5.6 Verifiche allo SLD

Le verifiche di resistenza allo stato limite di danno risultano omesse in quanto nei valori di definizione dell’azione sismica si è sempre fatto riferimento a spettri elastici di progetto (q=1). Pertanto l’azione sismica se le verifiche allo SLV risultano soddisfatte, implicitamente lo saranno anche quelle allo SLD.

6.6 Verifiche in termini di spostamenti in prossimità delle discontinuità

Le verifiche in termini di spostamento sono volte alla determinazione della tenuta idraulica e alla valutazione della funzionalità statica della galleria anche dopo un evento che possa provocare uno scorrimento relativo tra un concio e l’altro.

Le discontinuità ritenute rilevanti ai fini del dimensionamento sono state individuate nelle zone di transizione e le faglie (non attive e non capaci)

La performance della tenuta idraulica è legata a quella delle guarnizioni elastomeriche che sono a loro volta dipendenti dalla loro durabilità nel tempo per effetto dei comportamenti reologici dei materiali; le linee guida STUVA ne disciplinano i test da eseguire in laboratorio per certificarne la durata di progetto. In particolare vengono condotte specifiche prove di invecchiamento accelerato e di tenuta idraulica.

I test prevedono che ogni provino sia costituito da due porzioni di guarnizioni a contatto tra loro inserite all’interno di una pressa meccanica a controllo di spostamento.

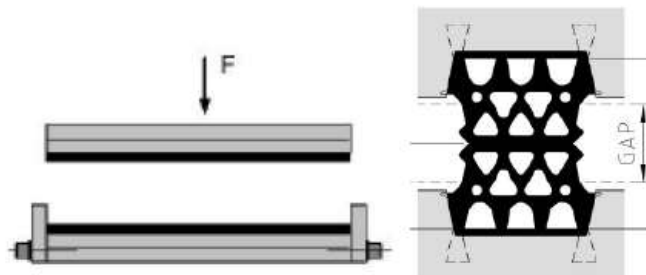


Figura 6.19 – Layout test di durabilità

La macchina imprime un GAP prefissato al provino e misura periodicamente la reazione che questo esplica sulle barre metalliche di confinamento, di seguito si riporta un tipico diagramma GAP [mm] – Reazione esplicata [kN/m] risultante da una prova eseguita in laboratorio.

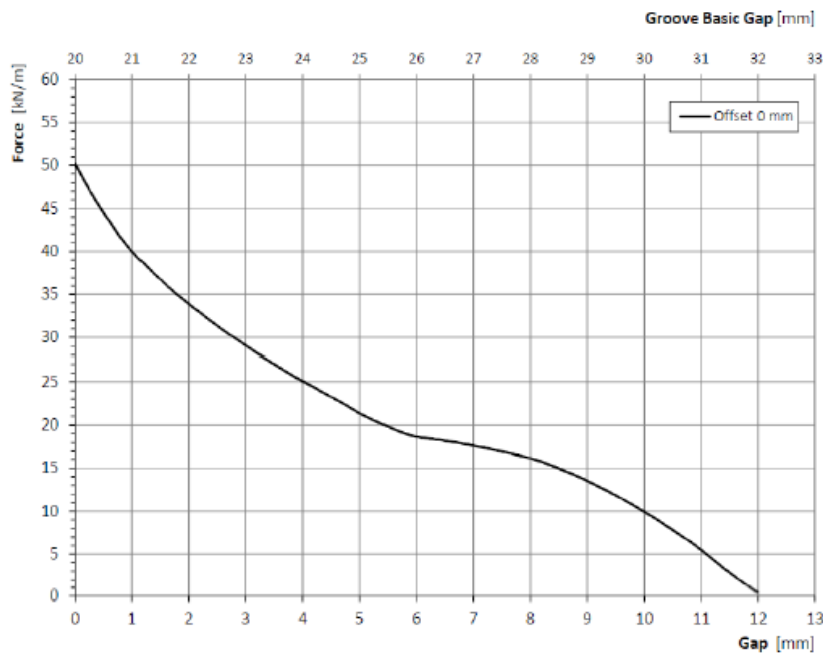


Figura 6.10 – Output test di laboratorio guarnizione EPDM

Nei vari test di laboratorio, per simulare l’invecchiamento reologico dei materiali, le guarnizioni sono ciclicamente scaldate a temperature ben più alte di quelle di esercizio. Il risultato finale del test è una curva tempo [s] – carico [kN/m].

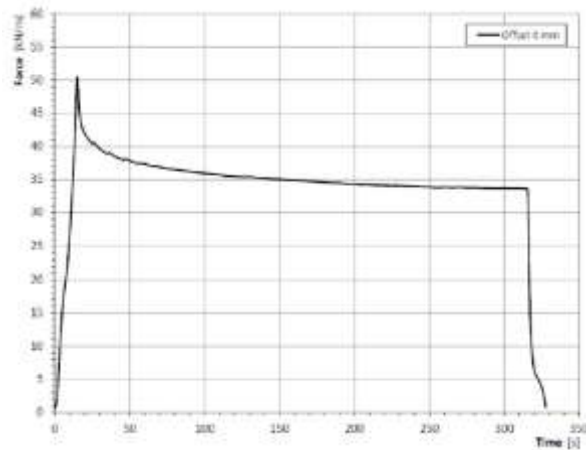


Figura 6.11 - Output test di laboratorio guarnizione EPDM – rilassamento

I processi di invecchiamento accelerato equivalgono a circa 120 anni di esercizio del giunto; attraverso l’impiego di relazioni empiriche si possono correlare i risultati ottenuti nelle prove di laboratorio (della durata complessiva di circa 5 minuti) con le condizioni normali di esercizio, ciò che ne risulta è una curva di rilassamento che mostra la riduzione della reazione esplicata dal giunto elastomerico nel tempo.

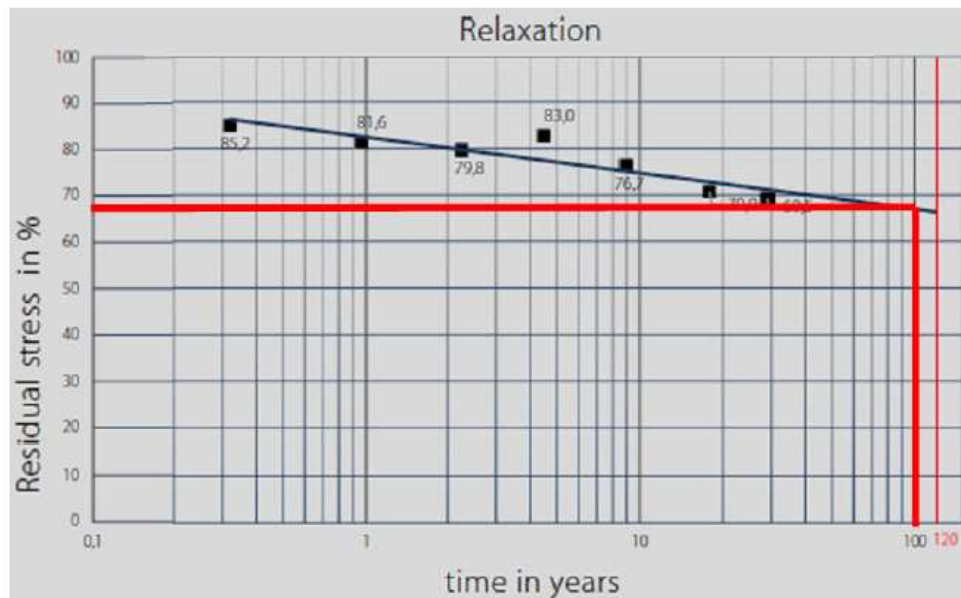


Figura 6.12 - Curva di rilassamento reale (invecchiamento 120 anni)

La guarnizione da utilizzare per la costruzione delle gallerie dovrà, per tutta la vita nominale della struttura (100 anni), garantire una reazione residua almeno pari a quella di progetto.

I test sulla durabilità dovranno essere svolti seguendo le metodologie STUVA previste nel paragrafo 5.7. Per le prove di laboratorio vengono utilizzati speciali giunti metallici a “T” all’interno dei quali vengono inserite le guarnizioni da testare.

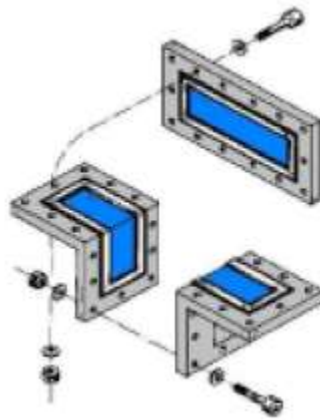


Figura 6.13 - Layout test di tenuta idraulica

In questo modo si riesce a valutare la pressione idraulica che i giunti riescono a sopportare per un prestabilito valore di offset al variare del GAP impresso.

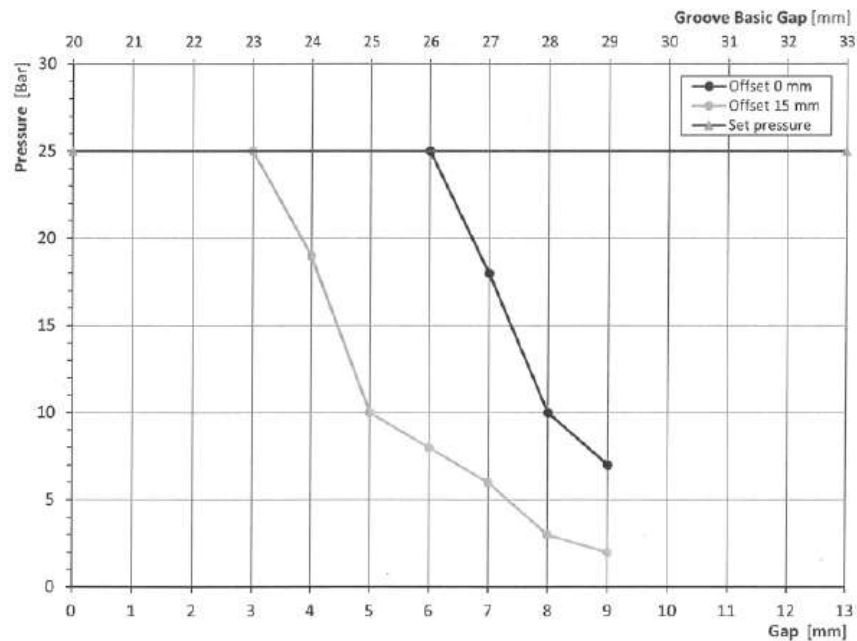


Figura 6.14 - Output test di laboratorio guarnizione EPDM – tenuta idraulica

Verifiche di tenuta idraulica:

Per la struttura in esame, considerando che l’opera da realizzare appartiene alla classe d’uso 4 ($Cu=2$) con una vita nominale (Vn) di 100 anni, si sono svolte le verifiche utilizzando una guarnizione tipo FIP3316GV1-A o equivalenti dei quali si riporta la geometria e la tenuta idraulica al variare del GAP e dell’OFF-SET.

Così come riportato nelle specifiche tecniche, il valore limite massimo tollerabile del GAP e dell’OFF-SET, durante la posa in opera dei conci prefabbricati, risultano essere rispettivamente pari a 5mm e 10mm.

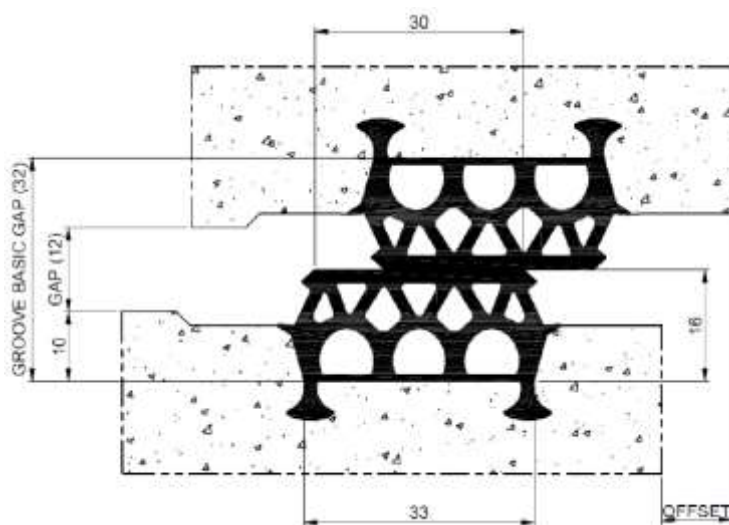


Figura 6.15 – Geometria FIP3316GV1-A

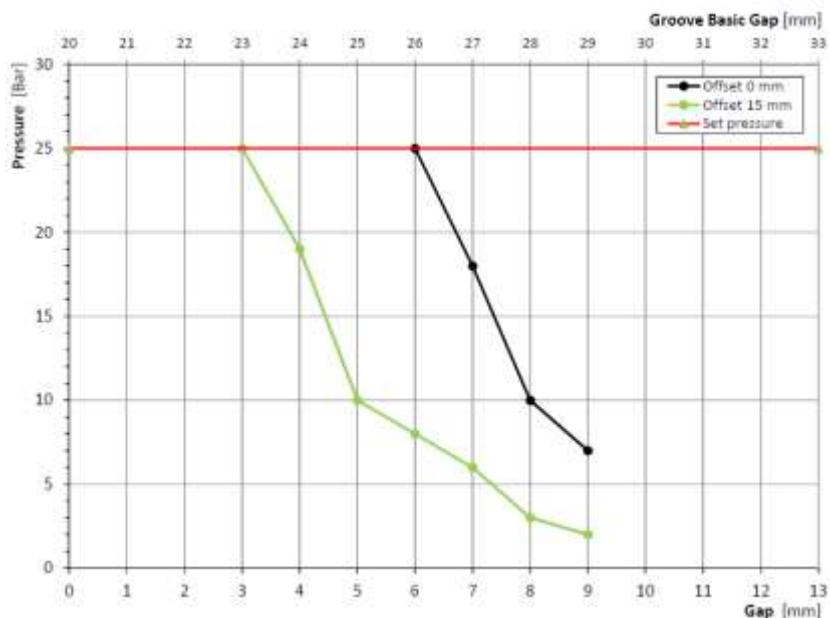


Figura 6.26 – Output test di laboratorio guarnizione FIP3316GV1-A – tenuta idraulica

La verifica viene condotta considerando i risultati degli spostamenti indotti a seguito di un evento sismico, determinati come descritto al par.6.2.4 per gli stati limite di riferimento SLO e SLC.

Sono state poi commentati i risultati facendo riferimento a diversi scenari che contemplino oltre agli spostamenti calcolati anche le eventuali imperfezioni durante la posa in opera dei conci prefabbricati.

I valori dell’off-set e del gap (considerando la condizione più sfavorevole di GAP pari al limite di 5mm) permettono di valutare la tenuta idraulica espressa in Bar dal grafico di Figura 6.26.: tale risultato sarà confrontato con la pressione idraulica di progetto definita come:

$$P_{ed} = P_k \cdot I_v$$

In cui:

- P_k è la pressione idraulica dovuta alla presenza della falda nell’intorno della galleria;
- I_v è l’indice di invecchiamento (posto pari a 2, secondo *normativa AFTES*).

Verifiche di deformazione massima del calcestruzzo in direzione longitudinale:

La valutazione degli effetti del sisma sulla galleria in direzione longitudinale è condotta in termini deformativi ipotizzando che le deformazioni indotte sul rivestimento definitivo coincidano esattamente con quelle del terreno circostante, determinate in condizioni di free-field.

Pur trascurando l’interazione terreno-struttura, l’ipotesi che la galleria si adatti completamente al terreno fornisce valori di deformazioni sui rivestimenti che risultano comunque ragionevoli (ITA-AITES – Seismic design and analysis of underground structures) e, nella maggior parte dei casi, conservativi visto che la rigidità del rivestimento della galleria in direzione longitudinale risulta generalmente inferiore rispetto a quella dell’ammasso al contorno (*U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration – Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels*).

Le deformazioni indotte nel terreno in condizioni di free-field sono determinate mediante soluzioni analitiche in forma chiusa relative alla propagazione, secondo un angolo di incidenza θ rispetto all’asse della galleria, di un’onda sismica (armonica) piana in un mezzo elastico, isotropo ed omogeneo. Nell’ambito di tali soluzioni si fa riferimento alle sole onde di taglio, essendo queste ultime causa delle maggiori

deformazioni ed essendo il tipo di onda governante, e, in via cautelativa, all’angolo di incidenza critico, al quale corrisponde il valore massimo della deformazione (*U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration – Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels*).

Le formulazioni di letteratura prese a riferimento [*Newmark, 1968 e Kuesel, 1969, St. John e Zahrah, 1987*] stimano la deformazione assiale ε_a e la deformazione flessionale in direzione longitudinale ε_b assimilando la galleria ad una trave elastica:

$$\varepsilon^a = \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cos\phi$$

$$\varepsilon^b = r \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3\phi$$

La deformazione totale in direzione longitudinale è data dalla somma delle due componenti assiale e flessionale. Cautelativamente, altri autori [*Power et al., 1996*] propongono di calcolare la deformazione totale in direzione longitudinale come somma della massima deformazione assiale e della massima deformazione flessionale

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b = \frac{V_s}{2C_s} + r \frac{a_s}{C_s^2}$$

In cui:

- V_s è la velocità delle particelle del terreno espressa in m/s e calcolata secondo la formulazione riportata al cap. 3.2.3.3. delle NTC2018;
- C_s è la velocità delle onde di taglio del mezzo attraversato in m/s;
- a_s è l’accelerazione delle particelle a quota galleria espressa in m/s²;

- r è il raggio della galleria.

6.6.1 Verifiche allo SLC e allo SLO

6.6.1.1 Sezione 2

Si riportano i risultati in termini di spostamento calcolati con le formulazioni riportate ai paragrafi precedenti.

	Calcolo u_s	$S_{\text{assoluto SLO}}$ [cm]	$S_{\text{assoluto SLC}}$ [cm]
SEZIONE DX	Metodo 1	0.51	1.56
	Metodo 2	0.35	1.89
SEZIONE SX	Metodo 1	Non Applicabile	Non Applicabile
	Metodo 2	0.17	0.67

Faglia	Calcolo u_s	Composizione spost.	$\Delta s_{\text{disc SLO}}$ [cm]	$\Delta s_{\text{disc SLC}}$ [cm]
Sez. DX/ Sez. SX	Met.1/Met.2	Onde in fase	0.34	0.89
		Opposizione fase	0.68	2.23
		SRSS	0.54	1.70
		Sfasamento $\pi/4$	0.63	2.03
	Met.2/Met.2	Onde in fase	0.18	1.22
		Opposizione fase	0.52	2.56
		SRSS	0.39	2.01
		Sfasamento $\pi/4$	0.47	2.36

6.6.1.2 Sezione 3

Si riportano i risultati in termini di spostamento calcolati con le formulazioni riportate ai paragrafi precedenti.

	Calcolo u_s	S_{assoluto} SLO [cm]	S_{assoluto} SLC [cm]
SEZIONE DX	Metodo 1	0.53	2.19
	Metodo 2	0.24	1.31
SEZIONE C	Metodo 1	Non Applicabile	Non Applicabile
	Metodo 2	0.17	5.74
SEZIONE SX	Metodo 1	2.16	8.66
	Metodo 2	1.09	5.81

Faglia	Calcolo u_s	Composizione spost.	Δs_{faglia} SLO [cm]	Δs_{faglia} SLC [cm]
Sez. SX/ Sez. C	Met.1/Met.2	Onde in fase	1.99	2.92
		Opposizione fase	2.33	14.40
		SRSS	2.17	10.39
		Sfasamento $\pi/4$	2.28	12.68
	Met.2/Met.2	Onde in fase	0.92	0.07
		Opposizione fase	1.26	11.55
		SRSS	1.10	8.17
		Sfasamento $\pi/4$	1.21	9.83
Sez. C/ Sez. DX I	Met.1/Met.2	Onde in fase	-0.36	3.55
		Opposizione fase	0.70	7.93
		SRSS	0.56	6.14
		Sfasamento $\pi/4$	0.65	7.27
	Met.2/Met.2	Onde in fase	-0.07	4.43
		Opposizione fase	0.41	7.05
		SRSS	0.29	5.89
		Sfasamento $\pi/4$	0.36	5.33

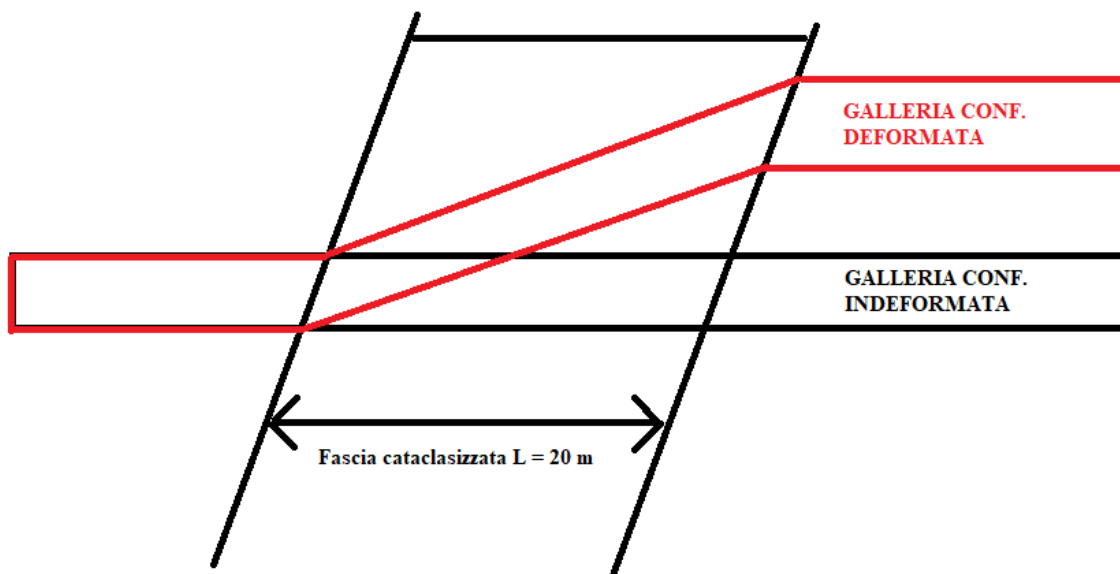
Per quanto riguarda lo SLC, considerati i rapporti di rigidezza tra ammasso roccioso e galleria (vedi anche allegati di calcolo) che assumono valori differenti di molti ordini di grandezza tra loro, eventuali spostamenti differenziali degli ammassi posti in adiacenza alle zone cataclasizzate comportano di fatto una deformazione della galleria che si sviluppa lungo le fasce degradate, che assumono una lunghezza stimabile in circa 20m.

Qualora si ipotizzasse che la deformazione all’interno della fascia cataclaszata abbia un andamento lineare e considerando che nei 20 m vi è la presenza di 11 anelli prefabbricati di cls armato e quindi 12 giunti longitudinali, qualora considerassimo la peggiore ipotesi (sez. 3 SX – sez. 3 C in opposizione di fase) la galleria si troverebbe nelle condizioni di dover assecondare uno spostamento differenziale tra le due facce della faglia pari a 14.40cm.

Pertanto ciascun anello subirebbe uno scorrimento lungo il piano ortogonale allo sviluppo del tunnel di

$$\Delta s = 14.40 \text{ cm} / 12 = 12 \text{ mm}$$

Viste le rigidzze relative tra ammasso roccioso e galleria, si ritiene trascurabile l’interazione terreno-galleria, come si evince dagli allegati di calcolo.



Per assicurare la tenuta idraulica della galleria Montevecchio anche in seguito ad eventi che possono comportare spostamenti differenziali tra due conci consecutivi in prossimità delle zone di faglia, è stato individuato un limite massimo di offset pari a 15mm.

Così come riportato nella relazione di calcolo geotecnica, il valore massimo di gap e offset durante la fase di posizionamento dei conci è posto pari rispettivamente a 5mm e 10mm.

Inoltre, come riportato nel profilo geologico-tecnico, il livello massimo di falda in corrispondenza della sezione 3 è pari a 30-40m (4 bar) al di sopra del baricentro della galleria.

Pertanto, a rigore, per il solo effetto degli spostamenti differenziali imposti a cavallo della discontinuità, le guarnizioni sarebbero in grado di garantire una tenuta idraulica idonea (>10 bar), anche considerando gli eventuali effetti di rilassamento nel tempo (che possono essere tenuti in conto adottando un $FS = 2$ [da *Raccomandazioni Aftes*]).

Tuttavia, qualora si considerasse anche un valore di offset di 10mm durante la posa, da aggiungere al valore di 12mm calcolato dall’analisi sismica proposta, allora il valore di spostamento differenziale totale, sarà di 22mm. Appare tuttavia improbabile che possa verificarsi uno scenario in cui si consideri gli spostamenti degli ammassi in opposizione di fase in prossimità della discontinuità, a cui aggiungere eventualmente lo spostamento dovuto ad un posizionamento non perfetto dell’offset; tuttavia anche in questo caso la funzionalità statica della galleria risulterebbe soddisfatta.

Per quanto riguarda lo SLO le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

6.6.2 Verifiche di deformazione massima del calcestruzzo

I valori di deformazione calcolata sono i seguenti (Formulazione di Power et al. 1996):

6.6.2.1 Sezione 2-Dx

$$\varepsilon_{\max} = 0.013\% < 0.35\% \varepsilon_{cu}$$

6.6.2.2 Sezione 3-Sx

$$\varepsilon_{\max} = 0.024\% < 0.35\% \varepsilon_{cu}$$

6.6.2.3 Sezione 3-Dx

$$\varepsilon_{\max} = 0.014\% < 0.35\% \varepsilon_{cu}$$

Per maggiori approfondimenti si rimanda agli allegati di calcolo.