



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



aceq
 Ingegneria
 e servizi



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site

SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO
 A194PD R0108

COD. ATO2 APE10116

DATA **APRILE 2023** 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	
8	APR-23	INTEGRAZIONI ED AGGIORNAMENTI IN AMBITO AUTORIZZATIVO	
9			
10			

**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. Elonora Accorsi
 Ing. Onorato D'Atria



CALCOLI PRELIMINARI SULLE STRUTTURE
RELAZIONE GENERALE

INDICE

1	<i>Premessa</i>	6
2	<i>Documenti di riferimento</i>	7
2.1	Normativa, Raccomandazioni e Linee Guida	7
2.2	Articoli e letteratura scientifica	12
3	<i>Considerazioni generali sulla progettazione</i>	17
3.1	Aspetti prestazionali di base del sistema	17
3.2	Rischio sismico	20
4	<i>Descrizione delle opere</i>	22
4.1	Opere di derivazione – Area Sorgenti	24
4.1.1	Copertura canale esistente	24
4.1.2	Manufatto di derivazione del canale a cielo aperto esistente (MD)	27
4.1.3	Nuovo Manufatto di Partenza delle opere di derivazione (NMP).....	30
4.1.4	Scatolare fra opera di derivazione e nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione.....	34
4.1.5	Canale di collegamento e scarico tra la centrale di sollevamento esistente e il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione	35
4.1.6	Connessione del canale alla centrale di pompaggio esistente.....	39
4.2	Piana di San Vittorino	43
4.2.1	Tratte in Microtunneling	43
4.2.2	Pozzi di spinta o di arrivo del Microtunneling.....	51
4.2.2.1	Tecnologia esecutiva delle opere di sostegno provvisori.....	51
4.2.2.2	Stabilità del fondo scavo.....	55
4.2.2.3	Descrizione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi MT.....	56
4.2.2.4	Opere di completamento dei pozzi	58
4.2.2.5	Manufatto M1	59
4.2.2.6	Manufatto M2	61

4.2.2.7	Manufatto M3	63
4.2.2.8	Manufatto M4	65
4.2.2.9	Manufatto M5	67
4.3	Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera	69
4.3.1	Manufatto di partenza dell’acquedotto M6.....	69
4.3.2	Galleria Ponzano	72
4.3.3	Finestra Cotilia di accesso alla Galleria Ponzano.....	74
4.3.4	Attraversamento Valle del Salto	78
4.3.5	Manufatto Salto Monte (Salto 1)	79
4.3.6	Microtunneling sottoattraversamento Valle del Salto.....	82
4.3.7	Manufatto Salto Valle (Salto 2)	82
4.3.8	Galleria Cognolo	87
4.3.9	Attraversamento Valle del Turano	89
4.3.10	Manufatto Turano Monte (Turano 1).....	91
4.3.11	Microtunneling sottoattraversamento Valle del Turano.....	93
4.3.12	Manufatto Turano Valle (Turano 3).....	94
4.3.13	Galleria Zoccani	98
4.3.14	Manufatto di San Giovanni Reatino (SGR).....	100
4.3.15	Galleria Montevecchio	105
4.4	Nodo di Salisano e Sorpasso.....	113
4.4.1	Manufatto Nodo di Salisano (Nodo S) e pozzo di disconnessione PZ1	116
4.4.2	Galleria Salisano	121
4.4.3	Galleria di Sorpasso: da Manufatto Pozzo 2 (PZ2) a Manufatto Pozzo 1 (PZ1).....	125
4.4.4	Manufatto Pozzo 2 e Pozzo di dissipazione 2 (PZ2)	131
4.4.5	Galleria di Sorpasso: da Manufatto Bipartitore (NMB) al Pozzo di dissipazione PZ2.....	133
4.4.6	Nuovo Manufatto Bipartitore (NMB).....	136
4.4.7	Collegamento al Peschiera Inferiore Destro esistente.....	140
4.4.7.1	Descrizione delle opere di connessione	140
4.4.7.2	Fasi di connessione all’infrastruttura esistente	145
4.4.8	Collegamento al Peschiera Inferiore Sinistro esistente.....	151

4.4.8.1	Descrizione delle opere di connessione	151
4.4.8.2	Fasi di connessione all’infrastruttura esistente	155
5	Materiali.....	160
5.1	Pozzi e manufatti	160
5.1.1	Calcestruzzo armato C32/40	160
5.1.2	Calcestruzzo per getti subacquei	161
5.1.3	Calcestruzzo armato per paratie di pali e opere di contenimento dello scavo.....	161
5.1.4	Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C.....	162
5.1.5	Calcestruzzo magro	162
5.1.6	Acciaio per carpenteria metallica S275	163
5.1.7	Acciaio per carpenteria metallica S355	163
5.1.8	Connettori a taglio	164
5.2	Processo di saldatura	165
6	Inquadramento geologico - tecnico	167
6.1	Inquadramento territoriale	167
6.2	Inquadramento geologico	172
6.3	Caratterizzazione idrogeologica	175
6.4	Indagini geotecniche	179
6.5	Caratterizzazione geotecnica generale	181
6.5.1	Caratterizzazione geomeccanica e geostrutturale dei litotipi rocciosi	181
6.5.2	Caratterizzazione geotecnica dei depositi quaternari.....	185
6.5.3	Determinazione dei parametri di deformazione dalle indagini sismiche.....	186
6.5.4	Definizione del modello geologico-tecnico e sismo-stratigrafico	188
7	Azione sismica.....	194
7.1	Valutazione dell’azione sismica	195
8	Criteria di base per le prestazioni da garantire in fase sismica nelle verifiche di dettaglio.....	203

8.1	Stato Limite di Operatività (SLO)	204
8.2	Stato Limite di Danno (SLD)	204
8.3	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)	205
8.4	Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)	206
8.4.1	 Criteri per le ispezioni in caso di eventi eccezionali	206
9	<i>Criteri di base per le prestazioni da garantire in fase sismica nelle verifiche di dettaglio</i>	207
9.1	Stato Limite di Operatività (SLO)	208
9.2	Stato Limite di Danno (SLD)	208
9.3	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)	209
9.4	Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)	210
9.4.1	Criteri per le ispezioni in caso di eventi eccezionali	210
10	<i>Azioni sulle costruzioni</i>	211
10.1	Analisi di calcolo	211
10.1.1	Valutazione della sicurezza.....	211
10.1.2	Legami costitutivi dei materiali	212
10.1.2.1	Diagramma di calcolo tensione-deformazione del conglomerato cementizio	212
10.1.2.2	Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell’acciaio	213
10.2	Azioni sulle costruzioni	214
10.2.1	Azione sismica	214
10.2.1.1	Valutazione dell’azione sismica	215
10.2.2	Analisi allo S.L.U.....	217
10.2.2.1	Condizioni di Stato Limite Ultimo (S.L.U.).....	217
10.2.3	Analisi sismica.....	218
10.2.3.1	Spettro di progetto	218
10.2.3.2	Combinazione dell’azione sismica con le altre azioni	218
10.2.4	Analisi allo S.L.E.	219

10.2.4.1	Stato limite di fessurazione	221
10.2.4.2	Stato limite delle tensioni in esercizio	223
10.2.4.3	Stato limite di deformazione	224
10.3	Analisi dei carichi	225
10.3.1	Azioni verticali sui manufatti	225
10.3.1.1	Peso proprio	225
10.3.1.2	Carico permanente	225
10.3.1.3	Carico accidentale.....	225
10.3.1.4	Carico acqua di invaso	225
10.3.2	Azioni orizzontali sui manufatti interrati.....	226
10.3.2.1	Spinta statica del terreno a riposo.....	226
10.3.2.2	Incremento di spinta del terreno per sovraccarico uniformemente distribuito	227
10.3.2.3	Incremento dinamico della spinta del terreno	228
10.3.2.4	Spinta statica dell’acqua di invaso.....	229
10.3.2.5	Incremento dinamico della spinta dell’acqua di invaso.....	229
10.3.3	Azioni sismiche di massa	230
10.3.3.1	Calcolo dei pesi sismici	230
10.3.3.2	Azione sismica orizzontale.....	230
11	Analisi strutturale sismica	231
12	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	233

1 Premessa

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), è redatta in ottemperanza a quanto disposto dall’articolo 23, commi 1, 5, 5-bis e 6 del Codice dei Contratti (D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii.), nel rispetto dei principi generali di cui all’articolo 6 e 10 dell’emanando Decreto Progettazione, schema approvato dall’Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP) nell’adunanza del 25/05/2018 n. prot. 45/2018 e di quanto già in precedenza indicato all’interno del Quadro Esigenziale (QE) e del successivo Documento di Indirizzo alla Progettazione (DIP), atti di programmazione redatti e ratificati da Acea ATO2 per l’elaborazione del Progetto medesimo.

Il seguente elaborato mira ad approfondire e sviluppare gli aspetti strutturali inerenti le opere previste nella soluzione progettuale, individuata sulla scorta delle analisi effettuate nel Documento di Fattibilità delle Alternative Progettuali (DOCFAP) e del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE).

Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno quindi oggetto delle successive fasi progettuali quali il Progetto Esecutivo (PE).

La relazione *Calcoli preliminari sulle strutture* è articolata secondo uno schema che prevede la suddivisione dell’elaborato in:

- *Calcoli preliminari sulle strutture - Relazione Generale;*
- *Calcoli preliminari sulle strutture "Dalle Sorgenti al Manufatto M6" – Allegato 1;*
- *Calcoli preliminari sulle strutture "Dal Manufatto M6 al Manufatto Nodo S" – Allegato 2;*
- *Calcoli preliminari sulle strutture "Sorpasso del Nodo di Salisano" – Allegato 3.*

2 Documenti di riferimento

2.1 Normativa, Raccomandazioni e Linee Guida

Le valutazioni geotecniche relative alle opere oggetto dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative, Raccomandazioni 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.
- Building Research Establishment (1981, revised 1990). Assessment of damage in low rise buildings with particular reference to progressive foundation movements. Digest 251, BRE, Garston, UK.
- Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. Conf Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611- 654.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 2; 495-546.
- Burland, J.B., Simpson, B. & St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Invited National Paper. Proc. 7th European Conf on SM&FE, Brighton, 1;13-29.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. ASCE Geotechnical Special Publication No. 25 - Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp439-470.
- Karlsrud, K. and Myrvoll, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick clay. Proc. 6th European Conf SM&FE, Vienna, 1;157-164.
- Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. The Civ. Engr. in Sth Africa, 5;5;122.
- MacLeod, I.A. & Littlejohn, G.S. (1974). Discussion on Session 5. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 792-795.

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

- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", Geotechnical Fabrics Report, March, pp. 20-23, 2000.
- St. John C.M., Zahrah T.F., 1987, Aseismic design of underground structures, Tunneling and Underground Space Techn Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci ology, 2 (2), 165-197.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F., 2006, Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari 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, Brinckerhoff, 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 Research, Buffalo, New York.
- K. Kawashima, «Seismic design of underground structures in soft ground: A review,» in Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground, [2000];
- P. Lunardi, Progetto e costruzione di gallerie, Milano: Hoepli, [2006];
- Bustamante e Doix, «Une metode pour le calcul des tirantes et des micropieux injectés,» Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, pp. 75-92, [1985];

- J. Penzien, «Seismically induced racking of tunnel linings,» Earthquake engineering and structural dynamics, n. 29, pp. 683-691, [2000];
- E. Schwartz, «Improved Design of Tunnel Supports,» Simplified Analysis for Groundstructure interaction in Tunneling, vol. 1;
- M. Corigliano, C. Lai e G. Barla, «Approcci semplificati nella progettazione sismica di gallerie profonde»;
- Campbell K.W. et al. [1979], Correlations of seismic velocity with depth in Southern California. UCLA-ENG-7965. University of California, Los Angeles;
- Guglielmetti V., Grasso P. G., Xu S. [2007] Mechanized Tunnelling in Urban Areas. Taylor & Francis.

3 Considerazioni generali sulla progettazione

3.1 Aspetti prestazionali di base del sistema

Per le grandi infrastrutture complesse risulta particolarmente idoneo avvalersi di un approccio alla progettazione di carattere prestazionale (*performance-based design*), che fonda le basi sull’esplicitazione a monte della fase di progetto delle prestazioni e dei requisiti richiesti dal sistema durante tutta la vita nominale, definita convenzionalmente come il numero di anni nel corso dei quali è previsto che l’opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

Tra i requisiti da considerare per una corretta progettazione risultano centrali quelli di affidabilità, durabilità e robustezza.

In particolare, per *affidabilità* si intende la capacità di una struttura o di un elemento strutturale di soddisfare i requisiti specificati, compresa la vita nominale di progetto, per cui è stato realizzato. In senso stretto, essa esprime la probabilità che una struttura non superi specificati stati limite (stati limite ultimi e stati limite di servizio) durante un prefissato periodo di riferimento. Di conseguenza, più piccola è tale probabilità, maggiore è la sua affidabilità.

La *durabilità* rappresenta la capacità che un sistema ha di mantenere invariato, con il trascorrere del tempo, il margine di sicurezza nei confronti degli stati limite verificati in fase di progetto. Negli anni è stato dimostrato, in modo inequivocabile, come il degrado possa determinare la prematura messa fuori servizio delle strutture.

Infine, per *robustezza* si intende la capacità di un sistema di non essere danneggiato da eventi eccezionali in maniera sproporzionata rispetto alla causa di origine. Particolare rilevanza nelle infrastrutture complesse è da porre anche al possibile collasso progressivo delle opere, ossia un meccanismo che scaturisce da una rottura

in maniera localizzata di un elemento del sistema e si estende progressivamente, rendendo non più funzionale l'opera.

Per quanto riguarda il sistema acquedottistico del Tronco Superiore del Peschiera, in ragione della natura dell'opera (infrastruttura prevalentemente a carattere lineare), gli obiettivi di robustezza e affidabilità indicati possono raggiungersi sfruttando fondamentalmente il concetto di ridondanza strutturale; l'affidabilità dell'acquedotto, infatti, cresce al crescere del numero di elementi posti in parallelo, cioè capaci di svolgere la stessa funzione. Pertanto, considerando che l'acquedotto esistente non può essere ispezionato per l'impossibilità di metterlo fuori servizio, in modo da evitare una lunga e non sostenibile interruzione dell'approvvigionamento idrico dell'ATO2, appare fondamentale prevedere e realizzare una nuova opera che assolva lo stesso compito. Inoltre, è opportuno segnalare come l'assunto di opera strategica, e quindi aver l'assegnazione di una classe d'uso pari a IV, conferisce all'infrastruttura acquedottista una classe di affidabilità elevata.

Nella fase di esercizio definitiva, l'incremento dell'affidabilità e in parallelo di robustezza globale di sistema sono garantiti principalmente dalle possibilità di:

derivare la portata di concessione in caso di emergenza attraverso un singolo vettore (dei due vettori che saranno disponibili) del sistema acquedottistico. In particolare, una volta terminata la nuova infrastruttura, si potranno eseguire i lavori necessari al fine di migliorare la capacità di trasporto di quella esistente;

eseguire interventi e operazioni di manutenzione straordinaria sull'acquedotto esistente, al fine d'incrementarne i livelli prestazionali.

Sulla base della definizione della *durabilità* intesa come la capacità dell'opera di resistere ai fenomeni aggressivi ambientali durante la sua vita nominale, mantenendo inalterate le funzionalità per la quale è stata progettata, è necessario prevedere nel progetto non solo i fenomeni meccanici legati ai materiali ma anche i fenomeni di degrado ambientale. Pertanto, particolare attenzione è stata posta oltre alla

progettazione dei materiali costituenti le diverse parti dell’opera anche ai dettagli costruttivi e realizzativi, che preservino la costruzione, dall’azione degli agenti atmosferici, dalle infiltrazioni d’acqua, dall’esposizione a sostanze aggressive, etc.

La progettazione che contempla la prestazione di maggiore durabilità delle opere prevede l’elaborazione di un piano di manutenzione ordinaria che mette in relazione le parti d’opera da mantenere con i rischi a cui la struttura va incontro, le diverse tipologie di interventi da attuare, i tempi in cui agire. In maniera parallela, deve essere previsto e messo in opera un sistema di monitoraggio e controllo delle componenti strutturali e funzionali dell’opera, che ne preservi gli specifici livelli prestazionali per cui sono stati progettati per tutta la vita nominale dell’intera infrastruttura.

3.2 Rischio sismico

Il rischio sismico è definito come la stima dei danni attesi all’interno di un’area geografica per un prestabilito orizzonte temporale a seguito di un evento sismico. Tale valutazione è effettuata in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni presenti e di antropizzazione (densità abitativa, natura, quantità e qualità dei beni esposti a rischio).

Nello specifico, il rischio sismico di un territorio è determinato dalla combinazione di tre principali fattori:

- *pericolosità sismica*: rappresentata dalla frequenza e dall’intensità dei terremoti che interessano il territorio, ovvero dalla sua sismicità. Viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco di interesse;
- *esposizione*: rappresenta la maggiore o minore presenza sul territorio di beni esposti, cioè la possibilità che un sisma comporti danni economici, danni ai beni culturali e perdita di vite umane;
- *vulnerabilità sismica*: è la predisposizione di una costruzione a subire danni in seguito a un evento sismico. Dipende dalla qualità costruttiva delle strutture esaminate (tipologia strutturale, materiali, età del manufatto, stato di degrado e frequenza degli interventi di manutenzione).

Il sistema acquedottistico Peschiera oggetto dell’intervento ricopre un ruolo strategico di primaria importanza nell’approvvigionamento idrico della Città di Roma e di molti Comuni dell’ATO2 Lazio-Centrale ricadenti nell’area metropolitana a Nord e a Est della Capitale. Quindi, un eventuale fuori servizio, seppur di breve durata, comporterebbe disagi e danni economici di grave entità per la comunità.

L’opera in progetto consente in prima analisi la riduzione del rischio sismico dell’intero sistema acquedottistico, intervenendo attraverso un miglioramento delle caratteristiche di esposizione del sito e un decremento della vulnerabilità sismica delle infrastrutture del Peschiera. Precisamente, la realizzazione di un secondo acquedotto fornisce carattere di *ridondanza* all’intero sistema che, in caso di danni o guasti su una delle due infrastrutture, può comunque continuare a soddisfare, in ogni situazione, il fabbisogno idrico delle utenze servite (miglioramento dell’esposizione del sito). Inoltre, è necessario considerare che le nuove opere saranno progettate e realizzate in conformità delle vigenti norme tecniche in materia di costruzioni, garantendo elevati standard di sicurezza nei confronti di tutte le azioni meccaniche, con particolare riguardo all’azione sismica. Allo stesso modo, saranno scelti materiali e tecniche costruttive in modo da assicurare una elevata durabilità e qualità costruttiva di ogni manufatto, elemento costruttivo e componente dell’impianto. Infine, il nuovo acquedotto, una volta messo in esercizio, renderà possibile effettuare il fuori servizio dell’acquedotto esistente e di conseguenza l’opportunità di eseguire tutti gli interventi necessari per migliorarne il funzionamento e quello delle opere ad esso connesse, il tutto senza interrompere l’apporto di acqua potabile verso la Città di Roma. In questo modo si potrà intervenire migliorando anche la vulnerabilità sismica e la qualità costruttiva delle strutture esistenti.

4 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.

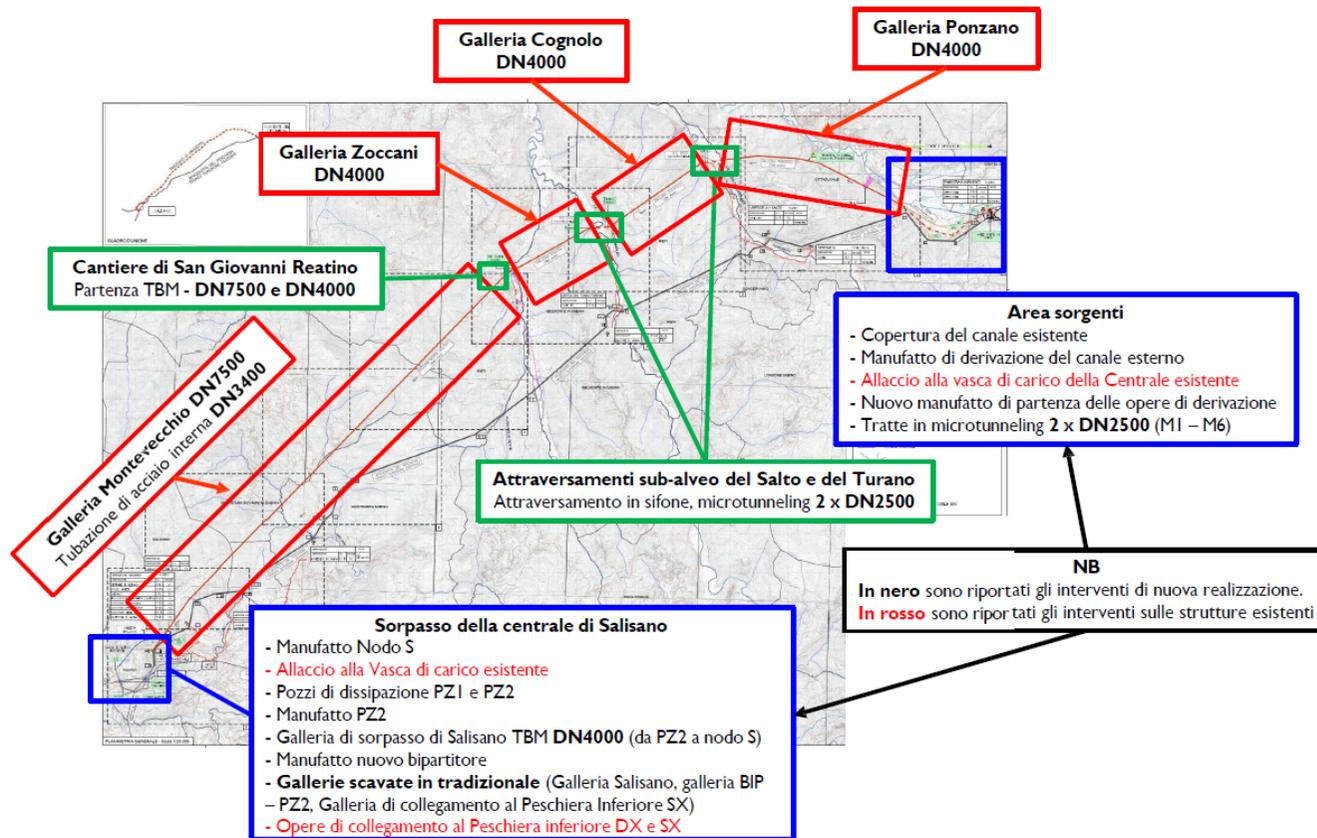


Figura 4.1 – Quadro sinottico delle opere previste nel progetto.

4.1 Opere di derivazione – Area Sorgenti

Le opere di derivazione consistono nell’ottimizzazione del sistema di gestione della captazione a monte del nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione, che poi sarà connesso anche alla centrale esistente.

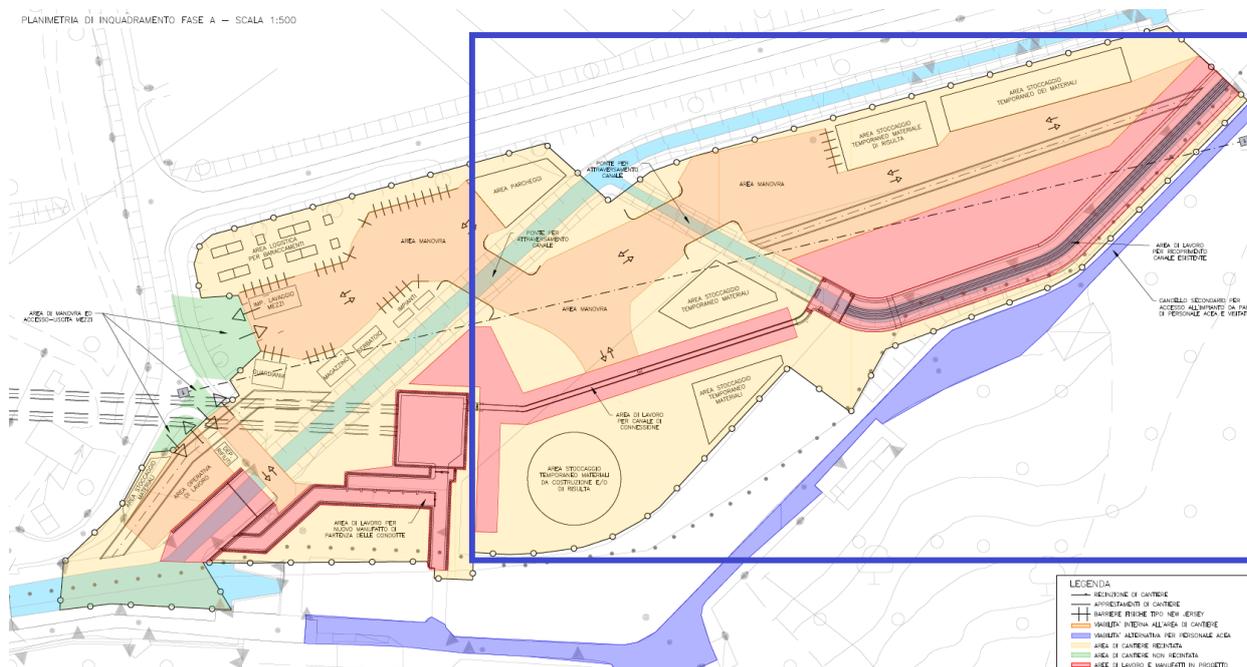


Figura 4.2 – Localizzazione degli interventi a monte del nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione dalle planimetrie di cantiere

4.1.1 Copertura canale esistente

Si prevede la riqualificazione di un tratto (circa 150 metri) del canale esterno al sistema di captazione attraverso la posa in opera, all’interno dell’alveo, di due tubazioni drenanti DN1000 annegate in un riempimento di materiale di grossa pezzatura ad elevata permeabilità.

Il completamento delle opere previste sul canale esterno avverrà con la realizzazione di un rilevato a copertura dell’alveo e la posa in opera di opportuni aeratori; a valle del tratto ricoperto superiormente, è previsto un manufatto di derivazione che

consentirà, attraverso un canale scatolare di dimensioni 1.60m x 1.60m, di far confluire l’acqua al nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione.

Le tubazioni DN1000, che scorrono internamente al canale, saranno posate sul fondo del canale e riscalzate lateralmente con materiale arido grossolano; al di sopra sarà previsto uno strato anticapillare di ghiaia costipata dello spessore di almeno 30 cm, con diametro massimo degli inerti non superiore ai 70mm. La copertura del canale prevede poi l’inserimento di un geosintetico drenante al di sotto del quale sarà posto uno stato di terreno argilloso a bassa permeabilità.

La sistemazione finale prevede uno strato di materiale inerte drenante di almeno 30cm, sul quale è posto del terreno vegetale. Per evitare che il canale entri in pressione durante i periodi di maggior afflusso, saranno posizionati degli aeratori uscenti dal rilevato, posti ad intervalli regolari, di nuova realizzazione e connessi in profondità col materiale drenante di grossa pezzatura.

La configurazione definitiva del canale esistente consentirà in questo modo di favorire il deflusso delle acque all’interno delle vie preferenziali di filtrazione rappresentate dalle tubazioni forate DN1000.

La copertura sarà realizzata con materiale appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3, in strati di spessore non superiore a 50 cm: ogni strato dovrà essere costipato mediante rullatura, in modo da ottenere una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, derivante da prove di costipamento AASHTO.

La sezione tipo dell’intervento in configurazione finale, presenta la seguente stratigrafia dal basso verso l’alto:

- Strato di regolarizzazione;
- Geomembrana bentonitica impermeabile;
- Geodreno;
- Geostuoia tridimensionale con funzionalità antierosiva;

- Terreno di copertura $s=50$ cm lungo la spalla del rilevato e $s=1.00$ in sommità al rilevato.

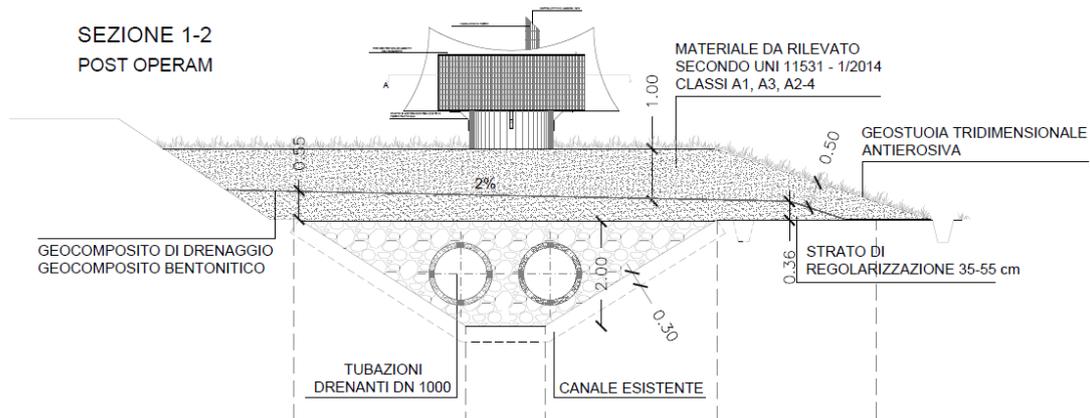


Figura 4.3 – Sezione tipologica della copertura del canale drenante esterno

Per la realizzazione dell’opera è prevista la deviazione provvisoria della portata fluente del canale esistente, attraverso la realizzazione di un bypass (definito negli elaborati grafici come *bypass Nord*) che devierà provvisoriamente il flusso restituendo la portata a valle dell’intervento attraverso il posizionamento di ture di terra propedeutiche alla deviazione. Queste ultime saranno rimosse a valle dei lavori di realizzazione del canale e del manufatto di derivazione e, alla fine, ripristinato il flusso idrico lungo il canale.

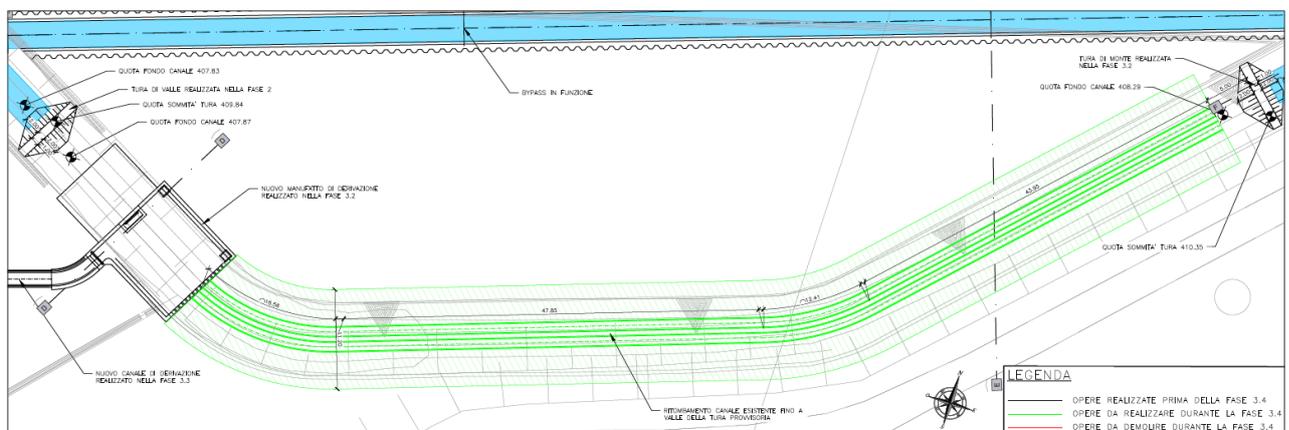


Figura 4.4 – Stralcio della planimetria di cantierizzazione del bypass Nord

4.1.2 Manufatto di derivazione del canale a cielo aperto esistente (MD)

Le portate fluenti nel canale esistente, oggetto di interventi di protezione, saranno convogliate in un manufatto di nuova realizzazione che sorgerà in prossimità dell’impianto di sollevamento esistente e della relativa soglia di sfioro.

L’opera prevista ha pianta rettangolare di dimensioni circa 10.80m x 13.50 m ed un’altezza netta è di 2.90 m, di cui circa 65 cm fuori terra. Al posto della parete di monte del manufatto, trasversale all’asse del canale, sarà alloggiata una rete metallica col compito di sostenere il riempimento del canale e allo stesso tempo di far fluire la portata all’interno (in analogia a quanto già accade nella vasca interrata della centrale di pompaggio esistente).

La portata sarà derivata all’interno di uno scatolare di dimensioni trasversali interne pari a 1.60 m x 1.60 m che collegherà il manufatto di partenza al Nuovo Manufatto di partenza delle opere di derivazione. La quantità di portata captata nel manufatto sarà regolata da una paratoia a ventola, in grado di definire la quota di sfioro, in funzione dei livelli idrici di esercizio; la restante invece, non captata, continuerà a scorrere all’interno del canale già esistente a valle dell’opera di progetto.

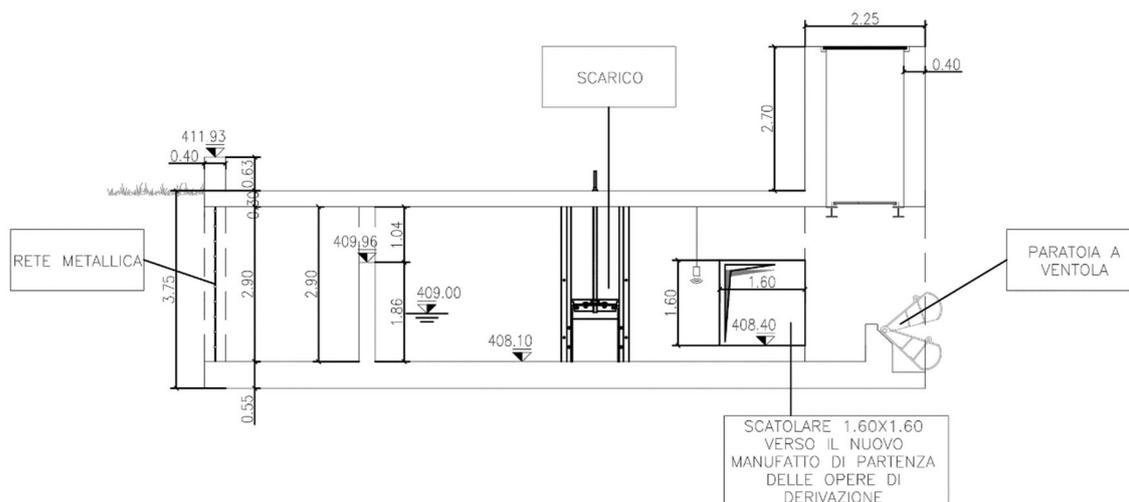


Figura 4.5 – Sezione trasversale del Manufatto di Derivazione (MD)

Alla quota di copertura, coperti da un grigliato in acciaio, saranno realizzati dei vani in cui saranno alloggiati i volantini per consentire le operazioni di manovra degli organi interni al manufatto.

Inoltre, vista la presenza di un impianto di sollevamento destinato alla funzionalità delle fontane esistenti, questo dovrà essere a fine lavori delocalizzato in prossimità del manufatto.

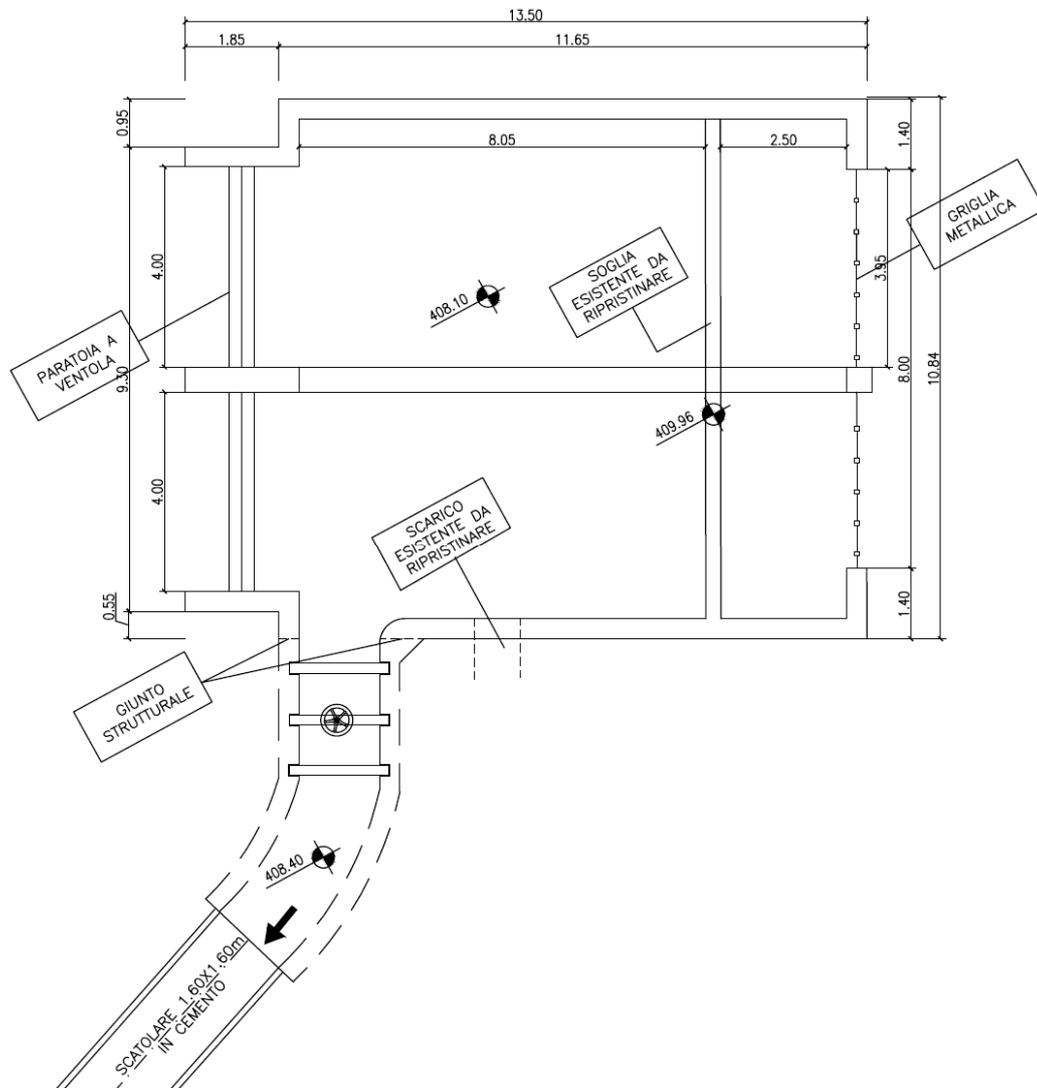


Figura 4.6 – Pianta del Manufatto di Derivazione (MD)

La realizzazione dell’opera è prevista sfruttando l’attività del bypass Nord del canale realizzato per le operazioni di riempimento prima citate, che avrà il compito di recapitare le acque più a valle nella fase transitoria di costruzione.

Lo scavo sarà sostenuto mediante palancole metalliche infisse nel terreno, contrastate con un livello di puntonamento e le venute d’acqua dal fondo scavo saranno gestite convogliandole verso un sistema di pompaggio che emungerà le portate filtranti che saranno allontanate dalle zone di lavoro.

4.1.3 Nuovo Manufatto di Partenza delle opere di derivazione (NMP)

In affiancamento alla centrale di sollevamento esistente, sarà realizzato il manufatto di partenza delle opere di derivazione: in esso saranno convogliate le portate derivanti dal canale esistente (per mezzo di uno scatolare 1.60m x 1.60m) e quelle da canale di connessione alla centrale esistente (scatolare con dimensioni nette 4.00m x 4.00).

La realizzazione del manufatto prevede due fasi. Nella fase iniziale, sarà realizzato uno scavo, sostenuto da paratie di pali secanti CSP, di dimensioni in pianta interne pari a circa 23m x 22m e profondità circa 13.50 m da piano campagna. La quota più profonda dell’opera 398m s.l.m., rappresenta il pozzo di arrivo delle due tubazioni DN2500 del microtunneling provenienti dal pozzo di spinta M1; nella fase finale di esercizio invece la quota di 398 m.s.l.m. rappresenta la quota di scorrimento di partenza della portata captata.

Per la realizzazione della soletta di fondo sarà prevista una lavorazione che prevede lo scavo fino alla quota di progetto senza emungimento dell’acqua presente; in seguito, posizionate le armature e fissati degli ancoraggi ai pali tramite barre filettate avvalendosi di squadre specializzate subacquee, si procede al getto subacqueo di una soletta in calcestruzzo, che risulterà opportunamente ancorata lateralmente ai pali, tramite barre filettate già installate. Una volta impermeabilizzato lo scavo, sarà possibile aggottare l’acqua presente per fasi e posizionare dei telai di contrasto al fine di puntonare l’opera di sostegno.

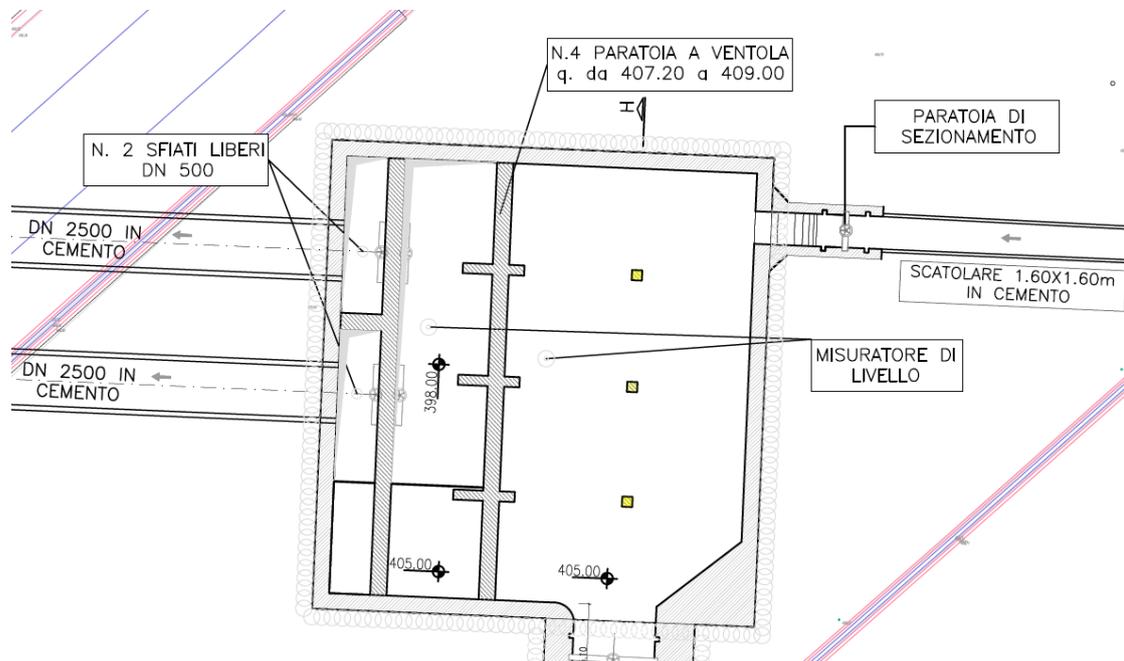


Figura 4.7 – Pianta del Nuovo Manufatto di Partenza delle opere di derivazione (NMP)

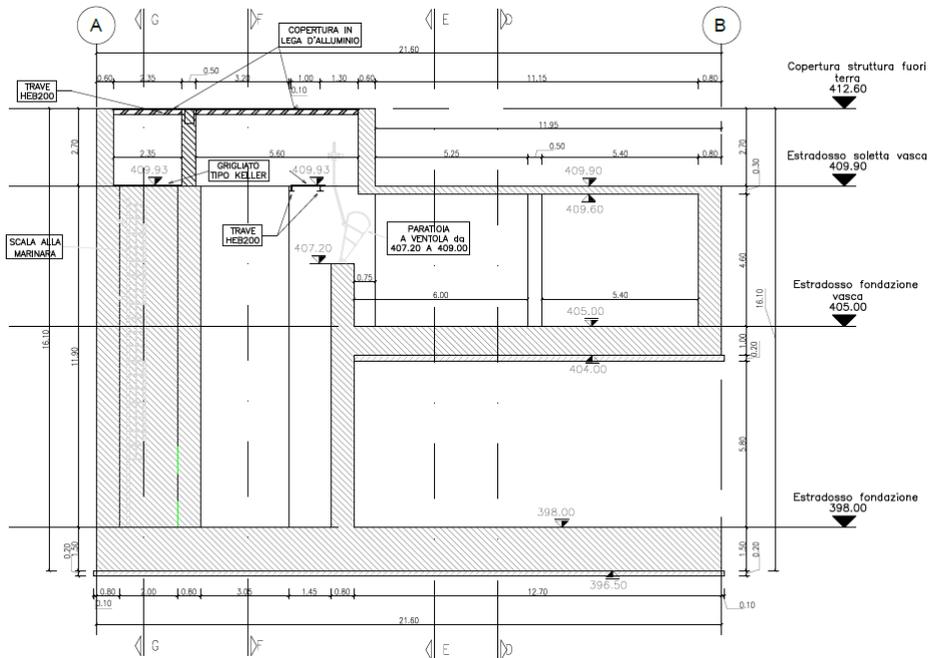


Figura 4.8 – Sezione B-B del Nuovo Manufatto di Partenza delle opere di derivazione (NMP)

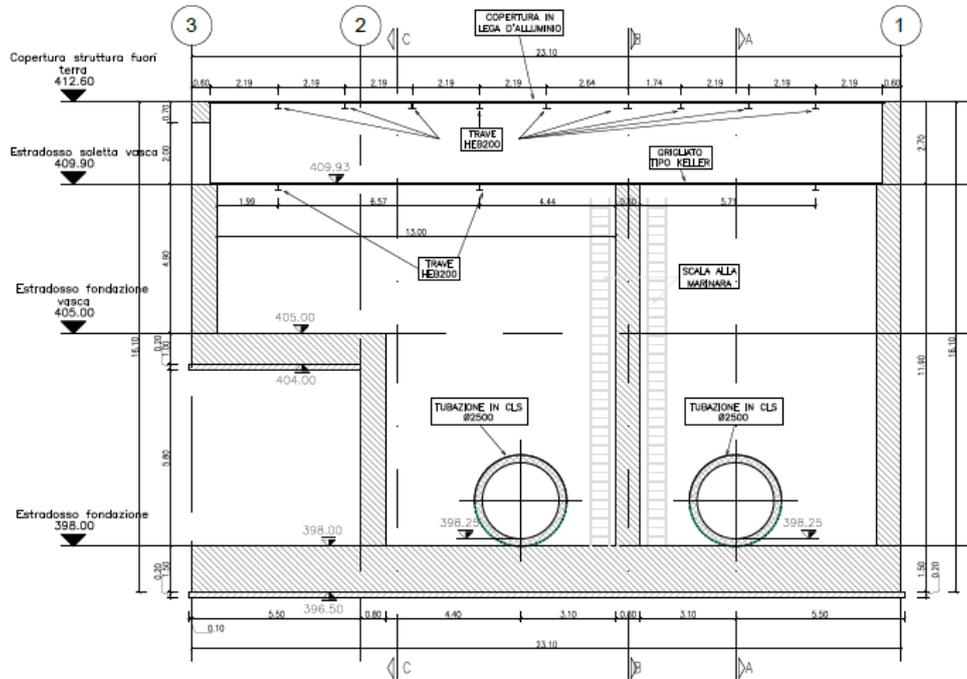


Figura 4.9 – Sezione E-E del Nuovo Manufatto di Partenza delle opere di derivazione (NMP)

A quota 398 m.s.l.m. sarà realizzato un primo piano di fondazione con dimensioni in pianta pari all’intero ingombro dello scavo e spessore della soletta pari a 1.50m. L’installazione avverrà in subacqueo con connessione della piastra all’opera di sostegno come già descritto, per contrastare la spinta idrostatica. In questa configurazione sarà possibile completare tutte le operazioni di posa delle tubazioni DN2500 ed estrazione delle teste fresanti del microtunneling con spazi adeguati alla movimentazione di mezzi e materiali.

Terminate le operazioni di spinta, saranno poi inghisate alla platea le armature dei setti dietro ai quali avverrà il tombamento delle zone non funzionali all’esercizio del manufatto. Alla quota di 405.00 m.s.l.m. sarà poi posto l’estradosso del secondo piano di fondazione della struttura, posizionato a quote compatibili con le infrastrutture in ingresso all’opera (canale di collegamento dalla centrale esistente e dal manufatto di derivazione).

Pertanto, il manufatto nella fase finale sarà composto da una zona di arrivo delle acque captate, poste a quota 405 m.s.l.m. che sfioreranno attraverso una paratoia a ventola in una zona a quota di 398 m.s.l.m. dove saranno convogliate verso le tubazioni DN2500.

La quota idraulica di invaso sarà governata da un sistema di paratoie a ventola, poggiate su un setto con spessore di 80cm, comandate da volantini azionabili direttamente da piano campagna. Nella parte più profonda, invece, posta a quota 398 m.s.l.m. sarà invasata l’acqua necessaria a far fluire in pressione la portata di esercizio lungo due condotte DN2500 verso M1.

I setti verticali, sia della porzione di manufatto più profonda, sia della camera di invaso superficiale, hanno spessore di 80 cm. All’incirca a metà distanza tra le due aperture previste per l’arrivo del MT, è prevista la realizzazione di un setto intermedio perpendicolare al setto esterno perimetrale. La copertura della camera di invaso a piano campagna è realizzata da una soletta in c.a. di spessore pari a 30cm che poggia sui setti perimetrali e su tre pilastri interni di dimensioni 50x50cm ed altezza 4.65m. Lato tubazioni è invece prevista la realizzazione di una struttura fuori terra avente pareti perimetrali con spessore 60cm e copertura costituita da elementi presso piegati in alluminio, che garantiranno la tenuta nei confronti di eventi atmosferici e consentiranno allo stesso tempo le operazioni di ispezione e manutenzione.

4.1.4 Scatolare fra opera di derivazione e nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione

La connessione tra il manufatto di derivazione e il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione è garantita dalla posa in opera di uno scatolare in cemento armato di dimensioni interne trasversali pari a 1.60m x 1.60m e sviluppo lineare di circa 110m. Lo scatolare, previsto come elemento prefabbricato, sarà posto in opera scavando ad una profondità di circa -2.25m da piano campagna; vista la presenza alle profondità di posa, è necessario prevedere un palancolato metallico di sostegno dello scavo e la relativa gestione delle portate filtranti dal fondo tramite emungimento ed allontanamento. Lo scavo sarà svolto per settori, al fine di limitare le portate da emungere.

Nella zona di mezzeria dello sviluppo dello scatolare sarà posto un piccolo manufatto per l'alloggiamento di un misuratore di portata per valutare in tempo reale la portata fluente verso valle.

L'isolamento del tratto durante la fase di esercizio sarà garantito dall'installazione a monte e a valle (cioè in uscita dal manufatto di derivazione del canale a cielo aperto e in ingresso al nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazioni) di un sistema formato da pancone + paratoia + pancone, che permetterà anche la manutenzione degli organi di manovra (paratoie) durante la fase di esercizio. I panconi saranno calati nei gargami annegati nelle pareti e posti a monte e a valle delle paratoie di sezionamento previste in progetto.

4.1.5 Canale di collegamento e scarico tra la centrale di sollevamento esistente e il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione

Per garantire il passaggio della maggior parte della portata verso il nuovo acquedotto, sarà necessario realizzare un collegamento tra la vasca di accumulo interrata della centrale di pompaggio ed il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione. Il collegamento sarà realizzato gettando in opera uno scatolare di dimensioni interne 4.00 m x 4.00 m che risulterà completamente interrato a meno dei vani di alloggiamento dei volantini degli organi di manovra che permetteranno le operazioni di esercizio direttamente dal piazzale antistante la centrale di sollevamento esistente. Vista la presenza di falda posta nei primi metri di profondità rispetto al piano campagna, per le opere di sostegno provvisionali si prevede l’utilizzo di pali secanti $\Phi 800$ posti ad interasse 0.50m da realizzare con tecnologia esecutiva CSP, al fine di evitare l’utilizzo di fanghi bentonitici per il sostegno del foro, data anche la prossimità alla centrale di sollevamento e la vicinanza alle opere di captazione. I pali previsti avranno lunghezza $L=12m$, saranno connessi in testa per mezzo di un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni pari a 1.20 m x 1.00 m.

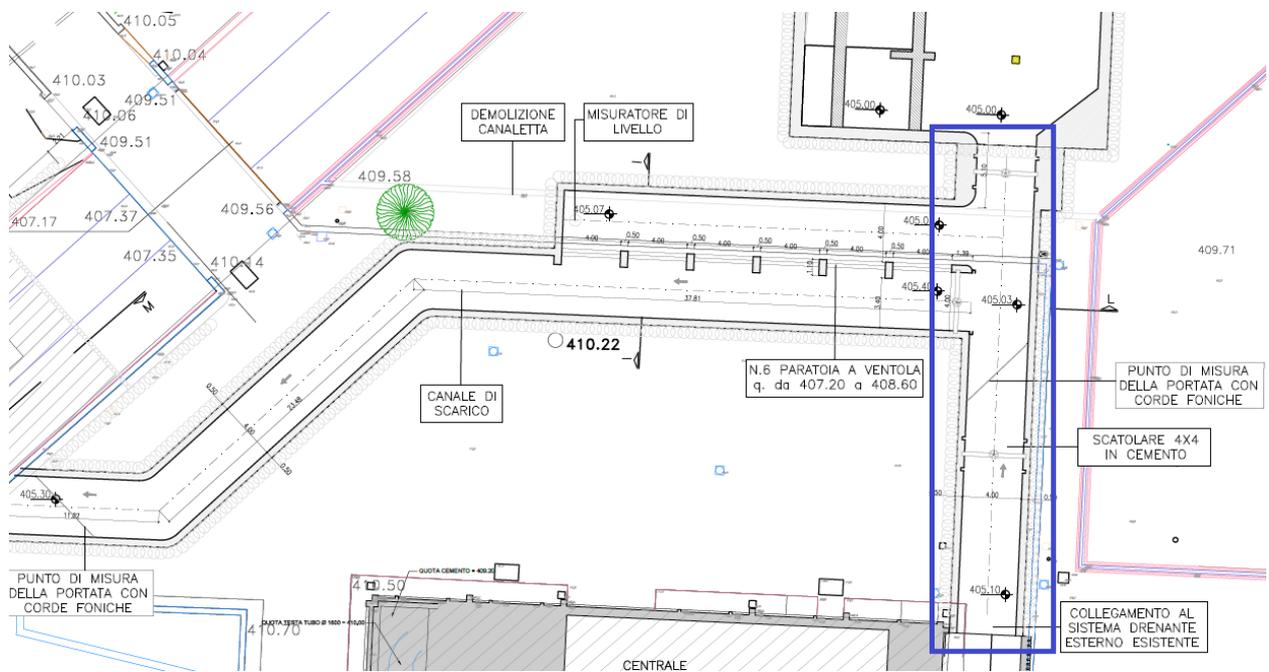
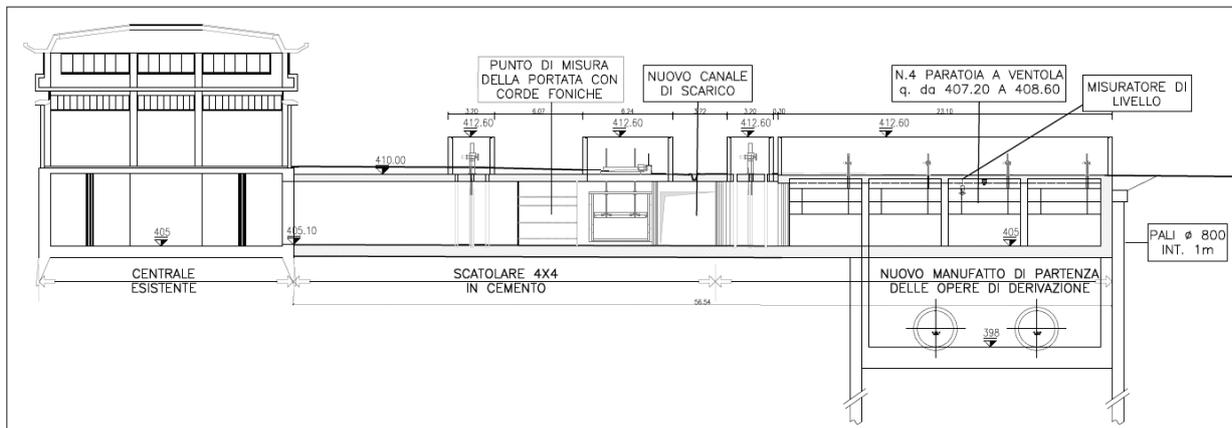


Figura 4.10 – Pianta del canale di collegamento



NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE - SEZIONE H-H SCALA 1:200

Figura 4.11 – Sezione del canale di collegamento

Tra la centrale di pompaggio esistente ed il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione sarà possibile scaricare l'intera portata derivata dalle opere esistenti prima di essere immessa nelle nuove opere, attraverso un canale di connessione

verso il Rio Peschiera che si svilupperà al di sotto del piazzale antistante alla centrale esistente.

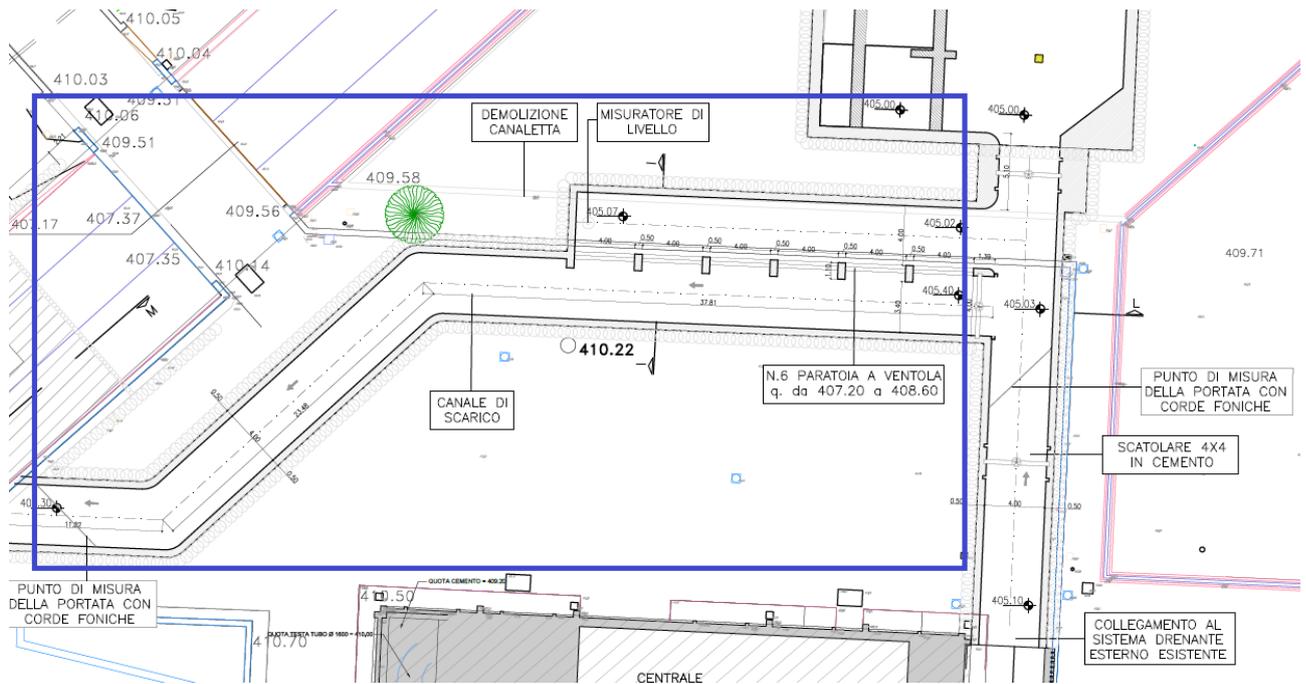
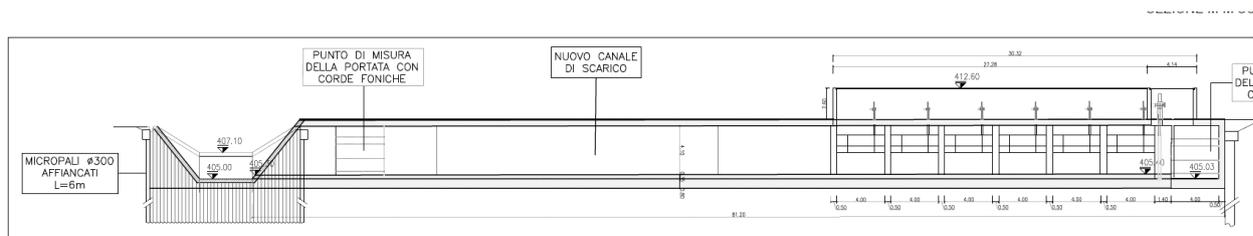


Figura 4.12 – Pianta del canale di scarico



NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE - SEZIONE L-L SCALA 1:200

Figura 4.13 – Sezione del canale di scarico

Per la realizzazione del canale si opererà procedendo con uno scavo in subacqueo dopo la realizzazione delle opere di contenimento. A valle dell’installazione della soletta di fondo e la connessione alla paratia di pali secanti CSP, si procederà allo svuotamento dello scavo e alla realizzazione all’asciutto del canale.

Per ovvi motivi di carattere esecutivo e al fine di limitare le interferenze e le vibrazioni indotte sulle strutture esistenti, nella zona in prossimità della vasca della centrale di collegamento, la paratia di pali secanti CSP sarà connessa ai setti in calcestruzzo armato esistenti interponendo una zona impermeabile per scongiurare le venute d’acqua nello scavo tramite iniezioni di miscela acqua-cemento a bassa pressione.

Al fine di garantire un deflusso a pelo libero del canale sia verso lo scarico, sia verso il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione, la quota di sbocco dello scatolare nel canale deve necessariamente essere posta a quota 405.30 m.s.l.m., che risulta inferiore alla quota attuale di scorrimento del canale esistente (407 m.s.l.m.). Pertanto, sarà necessaria una riprofilatura parziale del fondo del canale per un’estensione di circa 15m fino in prossimità del ponte di ingresso alle sorgenti per mitigarne la differenza di quota.

Per consentire le lavorazioni di riprofilatura del fondo canale, viste anche le portate transitanti, sarà necessaria una deviazione provvisoria dello stesso attraverso la realizzazione di un bypass (denominato *bypass Sud*) che riguarda l’interposizione di una tura di sbarramento e l’aggottamento della portata più a valle dell’intervento; l’operazione di scavo e abbassamento del fondo sarà effettuata inserendo delle paratie di pali in continuità ed analoghe a quelle utilizzate per la posa dello scatolare. Vista l’impossibilità di poter raccordare le quote del canale per l’esiguo sviluppo lineare a valle del ponte di accesso, sarà posizionata una paratia trasversale di micropali $\Phi 300$ di lunghezza 10.00m con la funzione di creare un salto di fondo definitivo, da realizzarsi durante la deviazione provvisoria del flusso idrico nel canale.

4.1.6 Connessione del canale alla centrale di pompaggio esistente

Le operazioni di connessione alla vasca della centrale di sollevamento dovranno essere svolte mantenendo in esercizio la centrale; pertanto, la vasca interrata di recepimento delle portate in ingresso dal sistema drenante e dai cunicoli, non potrà essere svuotata.

Per garantire l’operatività del sistema durante i lavori di connessione, sarà quindi necessario creare preventivamente sul solaio della vasca, posto alla quota del piazzale esterno, un’asola (di dimensioni minime pari ad almeno 3.00 m x 3.00 m), necessaria al fine di calare una struttura modulare in acciaio all’interno.

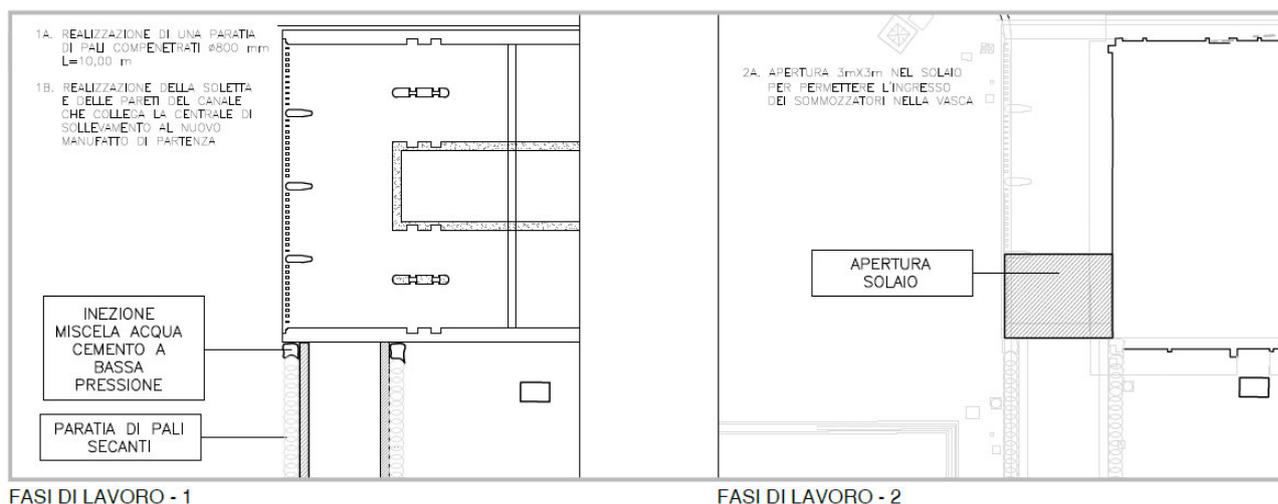


Figura 4.14 – Rappresentazione schematica delle fasi 1 e 2 di lavoro per la connessione alla centrale

Tale struttura sarà movimentata, posizionata, fissata ed assemblata avvalendosi di operatori OTS (operatori tecnici subacquei): la struttura principale, costituita da un sistema di travi in acciaio principali e secondarie ordite ortogonalmente e preassemblata in moduli da 2.00m, sarà movimentata con l’ausilio di palloni ad aria di alleggerimento e connessa al setto in cemento armato per mezzo di giunzioni meccaniche bullonate che ne garantiranno la tenuta per mezzo di guarnizioni in gomma. L’altezza della struttura metallica dovrà avere altezza maggiore a quella del

pelo libero dell’acqua presente all’interno della vasca interrata, quindi superiore ai 4.00m. Tra le travature principali e secondarie sono previste delle pannellature in acciaio, in modo da rendere impermeabile la struttura stessa ed isolare la porzione di setto da demolire.

In seguito, sarà quindi possibile aggettare l’acqua presente all’interno della struttura metallica e procedere alla demolizione dall’esterno del setto perimetrale con dei carotaggi, al fine di congiungere il canale alla vasca di carico. Prima della rimozione della struttura metallica, da effettuare sempre avvalendosi di operatori OTS, sarà necessario bilanciare i livelli idrici da entrambe le parti, allagando una porzione del canale di collegamento e consentire lo smontaggio in sicurezza.

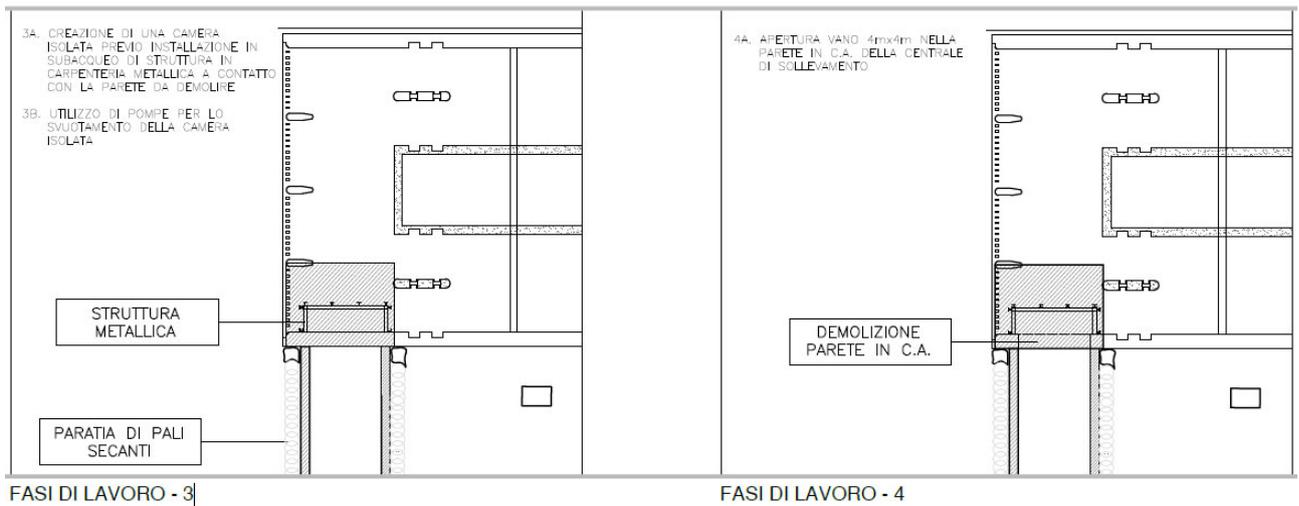
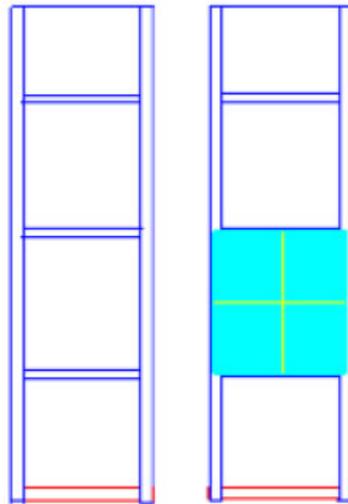


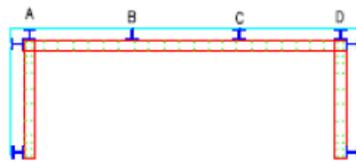
Figura 4.15 – Rappresentazione schematica delle fasi di lavoro 3 e 4 per la connessione alla centrale

PROSPETTO DI FRONTE DI UN MODULO PREASSEMBLATO



PIASTRA DI ACCIAIO PER TENUTA STAGNA
2000x2000x10mm CON COSTOLE
GUARNIZIONE DI GOMMA SUI BORDI
BULLONI E DADI PER FISSAGGIO
ALLA STRUTTURA HEB200

STRUTTURA HEB200 ASSEMBLATA FUORI ACQUA A MODULI DI 2m
MOVIMENTAZIONE TRAMITE PALLONI AD ARIA DI ALLEGGERIMENTO
TUTTE LE TENUTE SONO GARANTITE CON RESINA
EPOSSIDICA SUBACQUEA, E GUARNIZIONI IN GOMMA PER LE PIASTRE



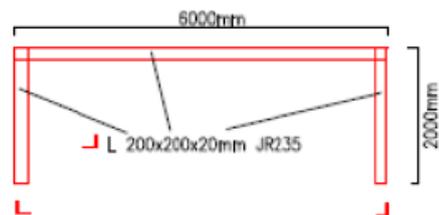
4. INSTALLAZIONE PIASTRE DI ACCIAIO DI TENUTA



AGGIUNTA TRAMITE FORI DA 20mm E PERNI ANCORATI CON CHI



3. INSTALLAZIONE TRAVI HEB 200



INSTALLAZIONE SUL FONDO DI PROFILATI A L IN ACCIAIO

Figura 4.16 – Rappresentazione schematica della struttura modulare in acciaio

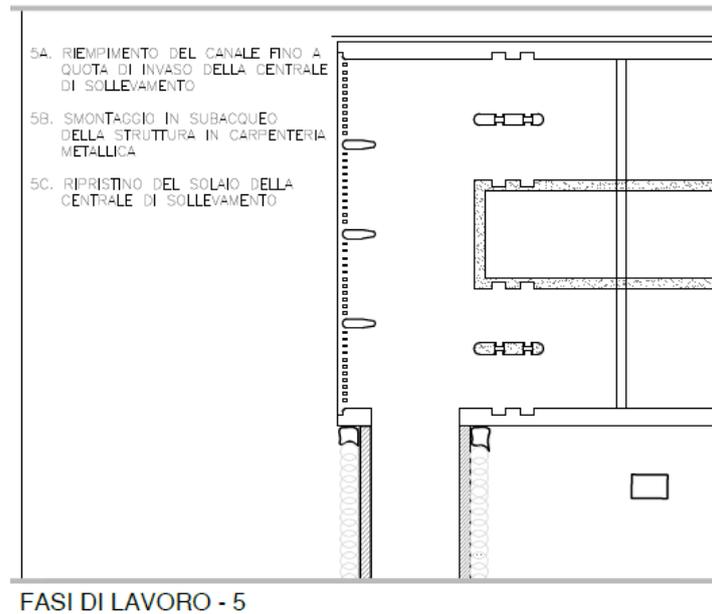


Figura 4.17 – Rappresentazione schematica delle fasi di lavoro 5 per la connessione alla centrale

4.2 Piana di San Vittorino

4.2.1 Tratte in Microtunneling

L'attraversamento delle opere di derivazione lungo Piana di San Vittorino è previsto attraverso la posa di due tubazioni parallele DN2500 in c.a.v. a spinta con tecnologia Microtunnelling e rivestimento interno in polietilene alta densità (HDPE). L'interasse tra le due condotte è di 7.00 m: tale valore è stato individuato cercando di minimizzare la mutua interazione tra le condotte, mantenendo contemporaneamente la dimensioni dei pozzi di spinta/arrivo più ridotta possibile.

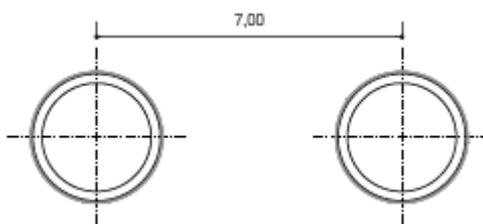


Figura 4.18 – Sezione tipo delle condotte lungo la Piana di San Vittorino

L'attraversamento delle opere di derivazione lungo Piana di San Vittorino è previsto attraverso la posa di due tubazioni parallele DN2500 in c.a.v. a spinta con tecnologia Microtunnelling e rivestimento interno in polietilene alta densità (HDPE). L'interasse tra le due condotte è di 7.00 m: tale valore è stato individuato cercando di minimizzare la mutua interazione tra le condotte, mantenendo contemporaneamente la dimensioni dei pozzi di spinta/arrivo più ridotta possibile.

La lunghezza complessiva delle tratte che collegano i pozzi di spinta e di arrivo è di circa 2870 m; tutti i collegamenti tra i vari pozzi sono sostanzialmente rettilinei.

La copertura media delle tubazioni è dell'ordine dei 10-12m.

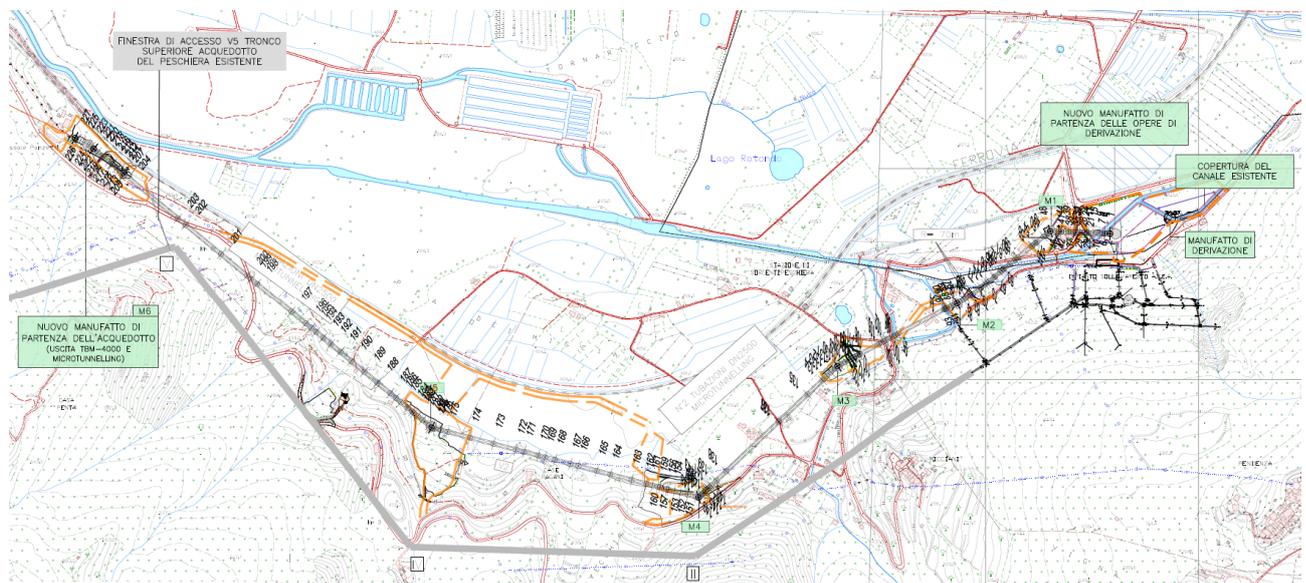
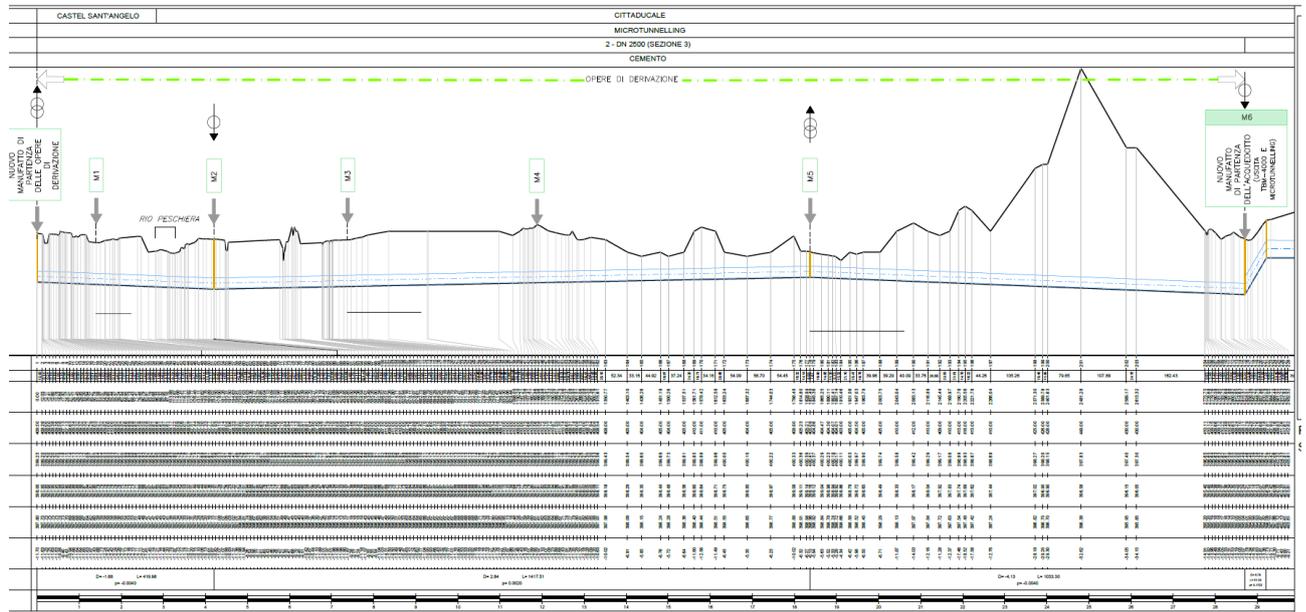


Figura 4.19 – Profilo e planimetria delle opere di attraversamento lungo la Piana di San Vittorino

La posizione planimetrica del tracciato scelta in prossimità del versante e non centrale alla piana, consente di minimizzare le problematiche connesse ai fenomeni storici di sinkhole ed eventuali rischi legati a fenomeni di potenziale liquefazione riducendo sensibilmente la quota del bedrock presente al di sotto delle alluvioni. La profondità

definita per il passaggio dell’infrastruttura consente inoltre di attraversare strati alluvionali addensati, che risentono residualmente di potenziali fenomeni di liquefazione.

Per consentire la posa delle tubazioni di questa lunghezza con la tecnologia del microtunnelling, è necessario individuare lungo l’intero percorso una suddivisione delle tratte di posa. Per tale motivo è necessario individuare dei pozzi di spinta/arrivo. Sono stati definiti quindi cinque pozzi lungo la piana che assolvono a quest’ultima funzione durante l’esecuzione dei lavori e che poi verranno sfruttati come punti di accesso ed ispezione durante la vita utile dell’infrastruttura. I pozzi hanno forma in pianta poligonale, ricavata sulla base degli allineamenti delle perforazioni, e hanno alternativamente la funzione di spinta della MTBM (Micro Tunnel Boring Machines) e dei conci di tubazione, ovvero di arrivo della testa fresante e dello smontaggio: pertanto le dimensioni minime di ingombro planimetrico dipenderanno dalla minimizzazione tra le aree richieste durante le lavorazioni e dagli ingombri necessari durante la fase di esercizio.

Nell’ottica di limitare le dimensioni di ciascun pozzo, il dimensionamento è stato condotto affinché ciascuno scavo possa essere pozzo di arrivo da entrambe i lati oppure di partenza delle tratte incidenti nel pozzo stesso.

Nello specifico:

- M1 è un pozzo di spinta della testa fresante verso MNP e M2;
- M2 è un pozzo di arrivo della testa fresante da M1 e M3;
- M3 è un pozzo di spinta della testa fresante verso M2 e M4;
- M4 è un pozzo di arrivo della testa fresante da M3 e M5;
- M5 è un pozzo di spinta della testa fresante verso M6 e M4.

Il manufatto M6, posizionato alla fine della Piana di San Vittorino, si sviluppa su due livelli principali e non è quindi classificabile precisamente come pozzo, come avviene

invece nel caso degli altri lungo la piana; rappresenta, inoltre, il manufatto di partenza dell’Acquedotto in cui confluiscono le opere di derivazione e da cui il funzionamento avviene a pelo libero attraverso una galleria idraulica DN4000.

Le tratte di progetto hanno le seguenti lunghezze:

- da M1 a MNP L=140.00 m;
- da M1 a M2 L=280.00 m;
- da M3 a M2 L=320.00 m;
- da M3 a M4 L=450.00 m;
- da M5 a M4 L=650.00 m;
- da M5 a M6 L=1035.00 m;

Le tratte in progetto prevedono l’attraversamento di terreni alluvionali sotto falda, ad eccezione dell’ultima da M5 a M6 in cui l’opera attraversa per alcune centinaia di metri (205.00 m) in prossimità di M6 i conglomerati di base del versante. Tuttavia, la variabilità e l’eterogeneità dei terreni alluvionali attraversati, non consente di escludere a priori lenti localizzate di materiale a grana fine lungo il tracciato; pertanto, la testa fresante dovrà essere attrezzata anche per far fronte a questa eventualità.

In relazione alla possibile presenza nella piana di San Vittorino di acque aggressive di falda è stata condotta una indagine idrogeochimica sui diversi punti di prelievo, sulla scorta anche di quanto indicato in relazione geologica.

Gli analiti campionati sono:

- Solfati SO_4^{--} [mg/L];
- Magnesio Mg^{++} [mg/L].

Inoltre, è stato valutato il pH relativo ai vari campionamenti.

Appare evidente, che valori maggiori degli analiti, vengano riscontrati nella zona nord della piana, in corrispondenza delle Terme di Cotilia, mentre nella zona sud, in prossimità delle sorgenti del Peschiera lungo la base del versante, sede del tracciato di progetto, i valori riscontrati non sono correlabili ai precedenti.



Figura 4.20 – Valori delle concentrazioni di solfati SO_4^{2-} [mg/L] nelle acque di falda attraversate lungo la piana di San Vittorino dal tracciato di progetto



Figura 4.21 – Valori delle concentrazioni di magnesio Mg⁺⁺ [mg/L] nelle acque di falda attraversate lungo la piana di San Vittorino dal tracciato di progetto



Figura 4.22 – Valori del pH nelle acque di falda attraversate lungo la piana di San Vittorino dal tracciato di progetto

Dalle indagini condotte nei vari punti nella Piana di San Vittorino, quindi, appare chiaro che nelle zone prossime al tracciato di progetto si riscontrino sempre dei valori degli analiti che definiscono delle condizioni di esposizione delle opere classificabili come “non aggressive”; pertanto, a rigore, non appare necessaria una classe di esposizione dei calcestruzzi nella categoria XA, secondo *UNI EN 206:2021 – Prospetto 2*.

Ad ogni modo, anche per tenere conto delle circostanze ambientali di tutta la piana, e volendo garantire robustezza al sistema anche elevando i valori minimi di normativa al fine di garantire una migliore durabilità negli anni di una infrastruttura con

affidabilità elevata, si prescrivono per tutte le opere nella piana di San Vittorino (tubazioni microtunneling e manufatti finali) delle caratteristiche adeguate alle condizioni aggressive: pertanto sarà utilizzato una miscela di calcestruzzo che sia compatibile con la classe di esposizione XA2 per le tubazioni di c.a.v. Allo stesso modo i manufatti definitivi da realizzare internamente ai pozzi all’interno della piana saranno realizzati in classe d’esposizione XA2 per garantirne la durabilità nel lungo periodo.

prospetto 2 Valori limite per le classi di esposizione per l'attacco chimico nel terreno naturale e nell'acqua del terreno

Caratteristica chimica	Metodo di prova di riferimento	XA1	XA2	XA3
Acqua nel terreno				
SO ₄ ²⁻ mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3 000	>3 000 e ≤6 000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO ₂ mg/l aggressiva	EN 13577	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
Mg ²⁺ mg/l	EN ISO 7980	≥300 e ≤1 000	>1 000 e ≤3 000	>3 000 fino a saturazione
Terreno				
SO ₄ ²⁻ mg/kg ^{a)} totale	EN 196-2 ^{b)}	≥2 000 e ≤3 000 ^{c)}	>3 000 ^{c)} e ≤12 000	>12 000 e ≤24 000
Acidità secondo Baumann Gully ml/kg	prEN 16502	>200	Non incontrato nella pratica	
<p>a) I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10⁻⁵ m/s possono essere classificati in una classe inferiore.</p> <p>b) Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO₄²⁻ mediante acido cloridrico; in alternativa si può utilizzare l'estrazione con acqua, se nel luogo d'impiego del calcestruzzo vi è questa pratica.</p> <p>c) Il limite di 3 000 mg/kg deve essere ridotto a 2 000 mg/kg, nel caso in cui esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccamento/bagnatura o suzione capillare.</p>				

Figura 4.23 – Valori limite per le classi di esposizione all’attacco chimico nel suolo naturale e nell’acqua del terreno.

Lungo l’intero sviluppo delle opere di derivazione non è previsto l’attraversamento di faglie attive e capaci.

4.2.2 Pozzi di spinta o di arrivo del Microtunneling

Sono posizionati lungo i vertici del tracciato e hanno funzione di spinta/ricezione della testa fresante. Sono scavati mediante realizzazione di pali compenetrati CSP e soletta di fondo da realizzare in subacqueo. All’interno dello scavo ed a valle delle operazioni di posa delle condotte, saranno realizzati i manufatti definitivi di ingresso ed ispezione durante la vita utile dell’infrastruttura.

A tergo delle opere di sostegno, in prossimità degli ingressi/uscite delle teste fresanti, saranno realizzati dei tamponi di jet grouting, al fine di limitare al massimo venute di acqua interne allo scavo per effetto della demolizione dei pali effettuata dalle macchine di scavo.

4.2.2.1 Tecnologia esecutiva delle opere di sostegno provvisionali

I pozzi di spinta ed arrivo dei microtunnelling saranno eseguiti con la tecnica di pali secanti ad elica continua che garantiscono un elevato controllo delle verticalità dei pali, una sicura compenetrazione e un getto di ottima qualità.

I pali di contenimento degli scavi saranno di diametro Ø800 mm con interasse fra i pali armati di 1000 mm (pali secondari) e palo intermedio (pali primari) in asse.



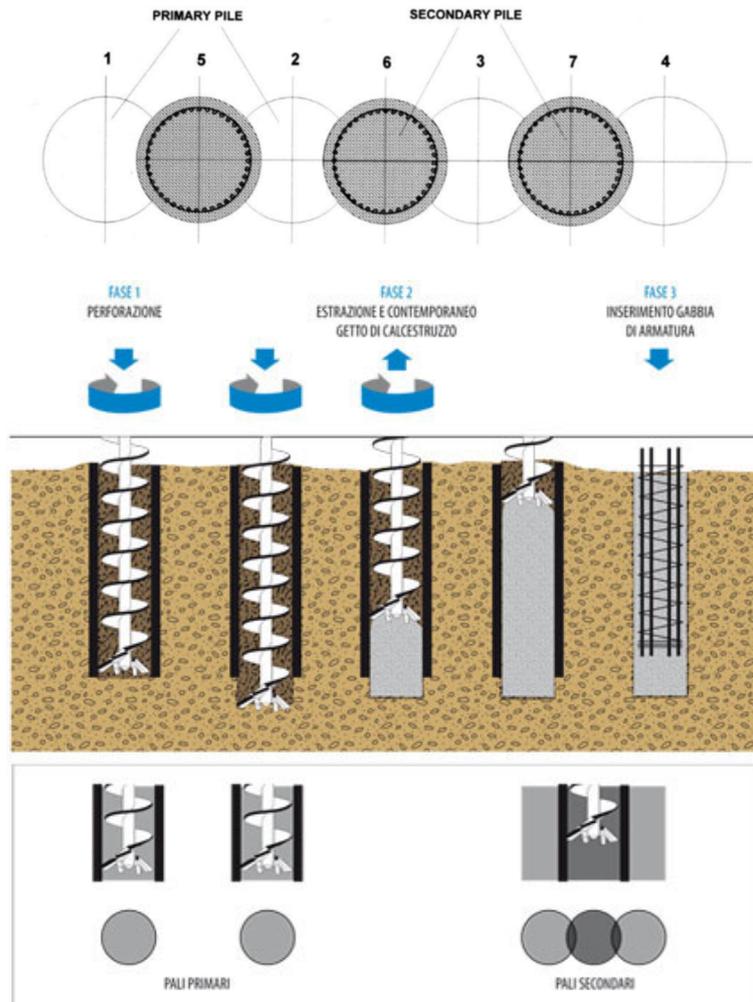


Figura 4.24 – Schema esecutivo pali secanti

La tecnica CSP (Cased Secant Piles) consiste nell'eseguire pali trivellati isolati (palo primario) a distanza inferiore a 2 volte il diametro mediante un'elica continua coassiale ad un rivestimento esterno. La realizzazione di una seconda serie di pali intermedi (Palo secondario) consente di realizzare una paratia continua di pali secanti. Elica e rivestimento sono azionati da due rotary indipendenti e reciprocamente controrotanti, che scorrono lungo l'antenna della perforatrice. Con questa tecnica è possibile eseguire pali aventi diametro nominale da Ø600 a Ø1200 mm.

La massima profondità tecnicamente consentita dall'elica è pari a circa 30 metri (a seconda del diametro e dell'attrezzatura di perforazione, con gli ultimi metri senza rivestimento). Le due rotary possono scorrere in maniera indipendente lungo l'antenna, consentendo quindi l'avanzamento relativo dell'una rispetto all'altra a seconda del tipo di terreno da scavare. In generale, in materiali coesivi ed in presenza di materiali incoerenti fini, la punta dell'elica e del rivestimento sono mantenuti alla stessa quota, mentre in materiali incoerenti grossolani l'elica viene tenuta leggermente in avanzamento rispetto alla scarpa per alleggerire il terreno e facilitare il suo trasporto all'interno del rivestimento.

La punta dell'elica e la corona del rivestimento sono equipaggiati con idonei denti, a seconda del tipo di materiale da scavare. La sequenza operativa prevede l'infissione contemporanea dell'elica e del rivestimento. Una volta raggiunta la profondità massima di infissione del rivestimento, è possibile proseguire la perforazione con la sola elica continua fino alla quota di progetto. Successivamente l'elica carica di terreno viene estratta, mentre contemporaneamente si pompa calcestruzzo attraverso l'asta centrale dell'elica, rimpiazzando in tal modo il volume di terreno scavato fino al piano di lavoro.

Il rivestimento viene solitamente estratto quando l'elica è già risalita al suo interno di alcuni metri. Ultimata la completa estrazione di elica e tubo, si procede alla posa in opera della gabbia di armatura nel calcestruzzo fresco. In ogni caso, al fine di evitare problematiche esecutive relative a problemi di segregazione e/o non completo avvolgimento dei ferri di armatura per le porzioni di palo che presentano gabbie con più livelli di armatura, si utilizzerà per tutti i pali compenetrati un calcestruzzo autocompattante SCC, secondo UNI 11040:2003.

Per garantire il corretto allineamento e la corretta sovrapposizione dei pali, sarà preventivamente costruita una correa in calcestruzzo armato con le sagome delle perforazioni (dima).

Saranno considerate durante la fase di getto dei pali delle opere di sostegno delle zone localizzate armate in vetroresina in cui sarà possibile l’attraversamento della testa fresante.



Figura 4.25 – Esempio di correa con sagoma delle perforazioni

4.2.2.2 Stabilità del fondo scavo

Per realizzare in sicurezza dei pozzi sottofalda, è necessario procedere all’esecuzione di una soletta che renda il fondo del pozzo impermeabile in fase provvisoria prima della realizzazione dei manufatti. Quest’ultima ha il compito di contrastare la sottospinta idraulica dell’acqua di falda indotta dalla differenza di livello piezometrico che si instaura tra l’interno e l’esterno dello scavo impermeabilizzato (lungo le pareti laterali e sul fondo), una volta eseguito il drenaggio dell’acqua all’interno dello stesso. Tuttavia, visti i notevoli battenti idraulici tra monte e valle rispetto alle opere di sostegno che richiederebbero tamponi di fondo di jet grouting di notevole spessore, sono previste lavorazioni speciali in subacqueo per la realizzazione della soletta di fondo scavo.

4.2.2.3 Descrizione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi MT

Durante le fasi di scavo dei pozzi è necessario garantire che le sollecitazioni sugli elementi strutturali siano compatibili con le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Sulla base di valutazioni di carattere strutturale e geotecnico del sistema opera-terreno, per arrivare con lo scavo alle profondità di progetto è necessario prevedere dei sistemi di puntamento che vincolino i pali. La messa in opera del sistema di contrasto sarà schematizzata geometricamente in modo da interferire il meno possibile con lo scavo del pozzo e con le successive operazioni di esecuzione dei MT. Pertanto, la soluzione individuata consiste nella posa in opera di telai di contrasto formata da travi di collegamento in acciaio, con puntoni obliqui posti sugli angoli delle travi con la funzione di irrigidimento e con l'effetto di contrastare le deformate delle opere di sostegno.

In base alle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati ed alla geometria delle opere è stata prevista la seguente sequenza costruttiva dei pozzi:

1. preparazione dell'area con predisposizione di piano di lavoro effettuando un presbanco di circa 1.00 m dal piano di campagna;
2. costruzione delle dime di allineamento;
3. esecuzione dei pali primari (non armati) e dei pali secondari (armati) a distanza di 5 gg massimo;
4. esecuzione dei pali di ancoraggio della platea del tampone di fondo con perforazione a vuoto dalla superficie e messa in opera di una gabbia di armatura interna;
5. esecuzione del cordolo di collegamento in testa della paratia perimetrale previa demolizione delle corree;
6. Messa in opera di puntoni in acciaio sulla testa della paratia;
7. prosecuzione dello scavo fino alla quota fondo scavo;

8. getto di un magrone di pulizia fino a quota di fonda scavo;
9. Posizionamento in opera con operatori OTS di connettori a taglio in corrispondenza dei pali armati alla quota della platea del tampone di fondo;
10. Posizionamento in opera di armatura della platea con porzioni prefabbricate in superficie e calate nel pozzo;
11. Collegamento, tramite interventi con operatori OTS, delle armature alle gabbie dei pali di ancoraggio ed ai connettori a taglio;
12. Getto subacqueo della platea per uno spessore utile di 1.50 m;
13. Messa in opera di puntoni in acciaio;
14. drenaggio completo dell’acqua dal pozzo (pozzo completamente asciutto);

La messa in opera dei connettori a taglio deve essere eseguita da personale subacqueo di comprovata esperienza e in possesso delle dovute certificazioni per le speciali lavorazioni in esame. Infatti, per la corretta esecuzione degli inghisaggi sarà necessario seguire la seguente procedura:

1. esecuzione di foro ($L = 0.30$ m) con perforatrice pneumatica subacquea con punta carotatrice diamantata o a distruzione da 45 mm minimo;
2. pulizia del foro con aria compressa;
3. messa in opera di cartucce di resina con caratteristiche meccaniche superiori a quelle del calcestruzzo di getto dei pali;
4. messa in opera di barre a taglio tipo Dywidag e rottura delle cartucce di resina.

Nelle condizioni operative previste, si ritiene che una squadra di due operatori subacquee assistita da un supervisore a terra, possa realizzare correttamente 16 inghisaggi/g. Gli inghisaggi saranno effettuati sui soli pali armati in numero pari a 3 per ogni palo, disposti verticalmente ad interasse minimo di 40 cm.

4.2.2.4 Opere di completamento dei pozzi

Al termine dell’esecuzione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi, saranno eseguite le perforazioni dei MT con l’installazione delle tubazioni dell’acquedotto.

All’interno dei pozzi, è prevista l’esecuzione degli sfiati e degli scarichi delle tubazioni. In tal senso, ogni pozzo sarà completato con un piccolo edificio di accesso fuori terra che conduce ai piani inferiori e consente l’accesso da piano campagna. Tutta l’opera e la camera ispezionabile interrata, realizzata con pareti di calcestruzzo gettato in opera di dimensioni adeguate ad accogliere una scala in acciaio posta al di sopra delle tubazioni, che consenta di arrivare alla quota delle stesse per le necessarie operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Nella camera di passaggio delle tubazioni sono presenti dei setti verticali dotati di aperture per la comunicazione dei vani, al fine di spezzare le luci delle travi di copertura su cui poggia una soletta in c.a.

In ingresso e in uscita al manufatto, sono presenti dei giunti intermateriale, che consentono il passaggio dalle tubazioni in c.a. provenienti dai pozzi adiacenti alle tubazioni in acciaio, in modo da rendere possibile l’attraversamento del manufatto e inserire pezzi speciali (sfiati, scarichi, curve planimetriche, ecc.).

Al fine di garantire alternativamente alle fasi di spinta un contrasto ortogonale al tracciato e ai martinetti di spinta, saranno realizzati e posti in opera di un telaio di contrasto della spinta della testa fresante assemblato con membrature in acciaio ed inghisati alla platea di fondo.

4.2.2.5 Manufatto M1

Il pozzo M1 è un pozzo di spinta verso due direzioni: MNP e M2. La pianta presenta forma pentagonale con dimensioni massime interne di 17.00 m x 15.00 m e profondità di scavo di 13 m e profondità della paratia di pali compenetrati $\Phi 800$ pari a 23.00 m.

Quota di fondo
1 : 100

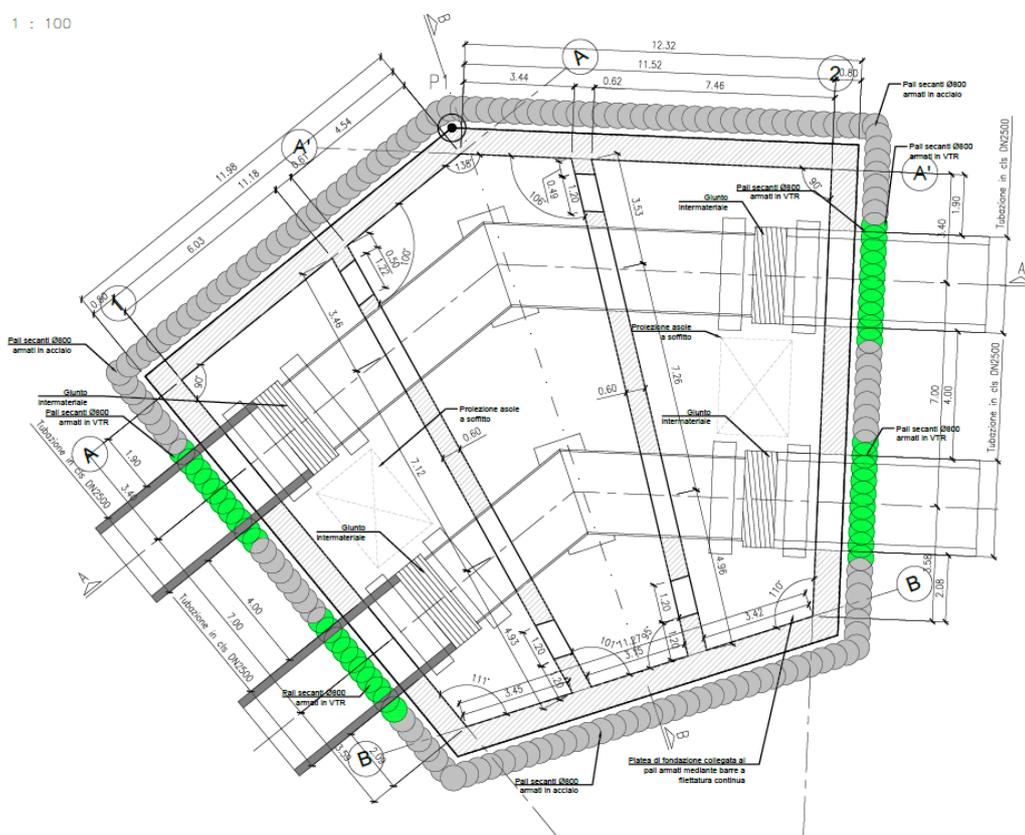


Figura 4.26 – Pianta Manufatto M1

All’interno del manufatto le condotte in c.a.v. in ingresso e in uscita presentano un giunto intermateriale, che consente il passaggio all’ acciaio per rendere possibile il cambio di curvatura ed inserire le apparecchiature necessarie. Il manufatto interrato presenta delle aperture operative che consentiranno l’eventuale manutenzione e movimentazione.

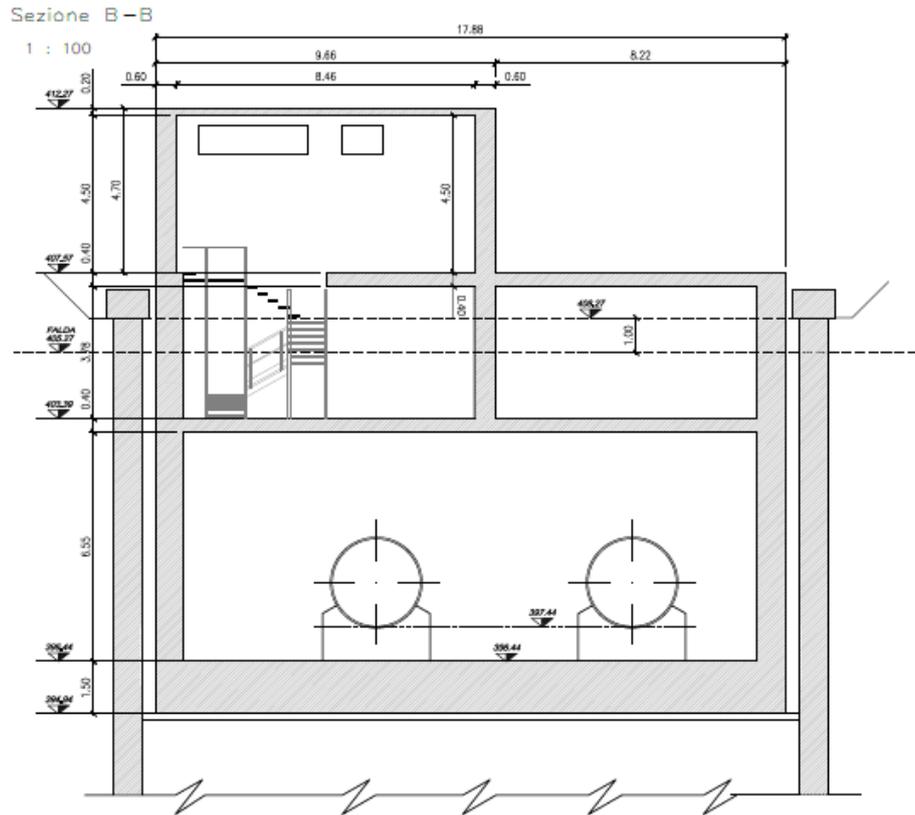


Figura 4.27 – Sezione Manufatto M1

Le modalità realizzative dello scavo e del manufatto sono riportate negli elaborati grafici relativi.

4.2.2.6 Manufatto M2

Il pozzo M2 è un pozzo di arrivo dalle direzioni: M1 e M3. La pianta presenta forma trapezoidale con dimensioni massime interne di 14.00 m x 15.00 m e profondità di scavo di 13 m e profondità della paratia di pali compenetrati $\Phi 800$ pari a 23 m.

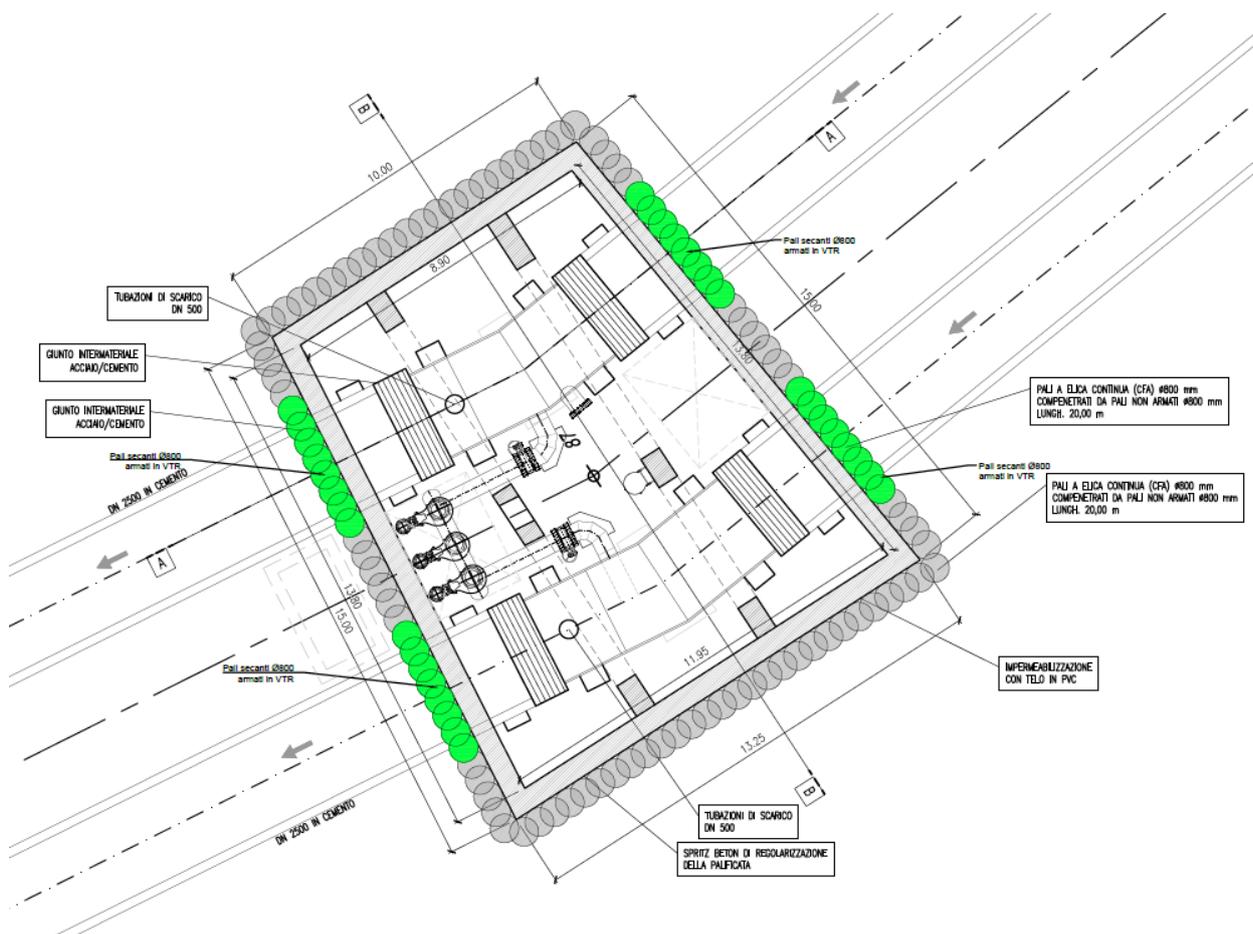


Figura 4.28 – Pianta Manufatto M2

All’interno del manufatto le condotte in c.a.v. in ingresso e in uscita presentano un giunto intermateriale, che consente il passaggio all’acciaio per rendere possibile il cambio di curvatura ed inserire le apparecchiature necessarie. Il manufatto interrato presenta delle aperture operative che consentiranno l’eventuale manutenzione e movimentazione.

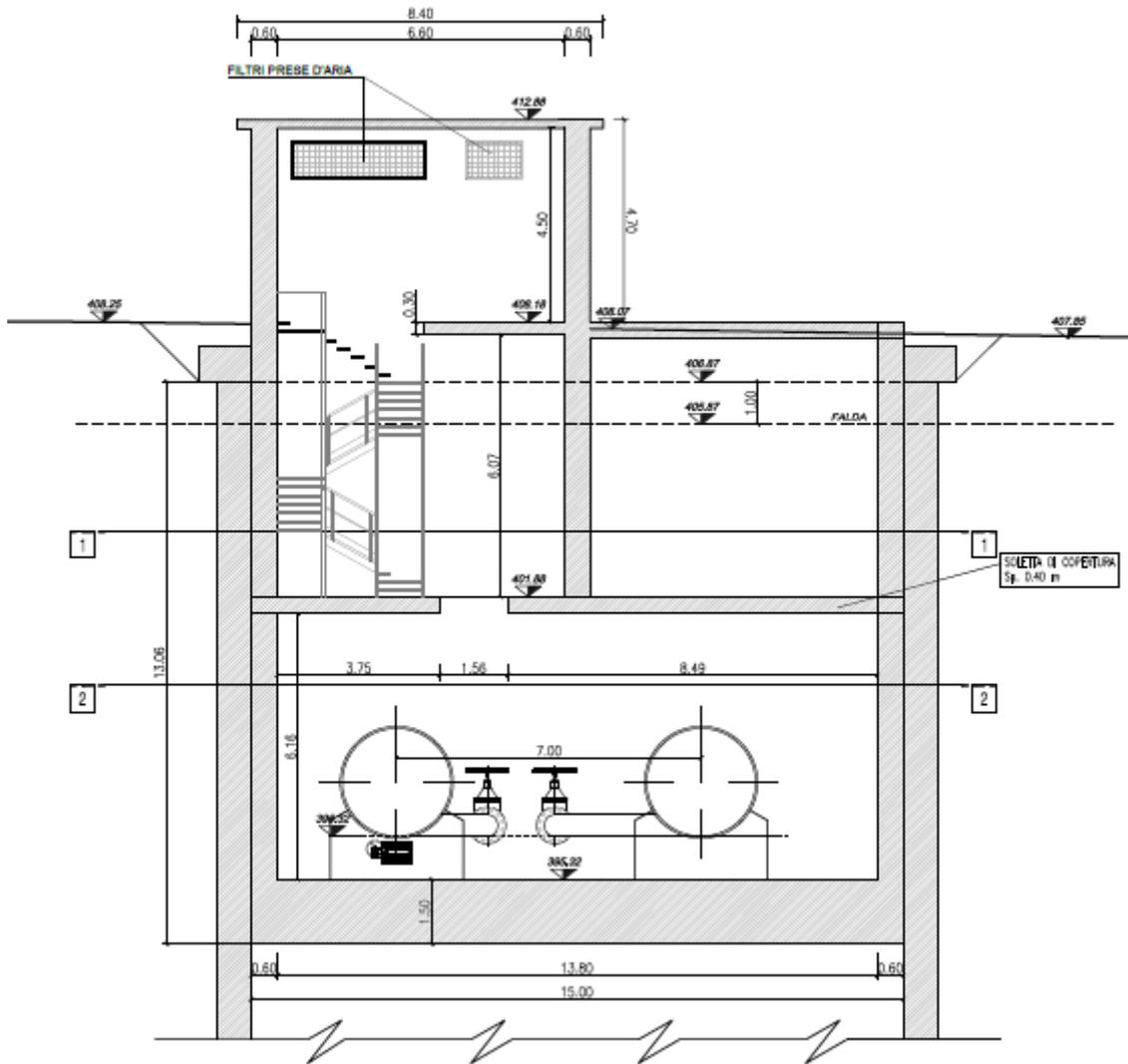


Figura 4.29 – Sezione Manufatto M2

Le modalità realizzative dello scavo e del manufatto sono riportate negli elaborati grafici relativi.

4.2.2.7 Manufatto M3

Il pozzo M3 è un pozzo di spinta verso le direzioni: M2 e M4. La pianta presenta forma pentagonale con dimensioni massime interne di 23.50 m x 19.00 m e profondità di scavo di 13 m e profondità della paratia di pali compenetrati $\Phi 800$ pari a 23 m.

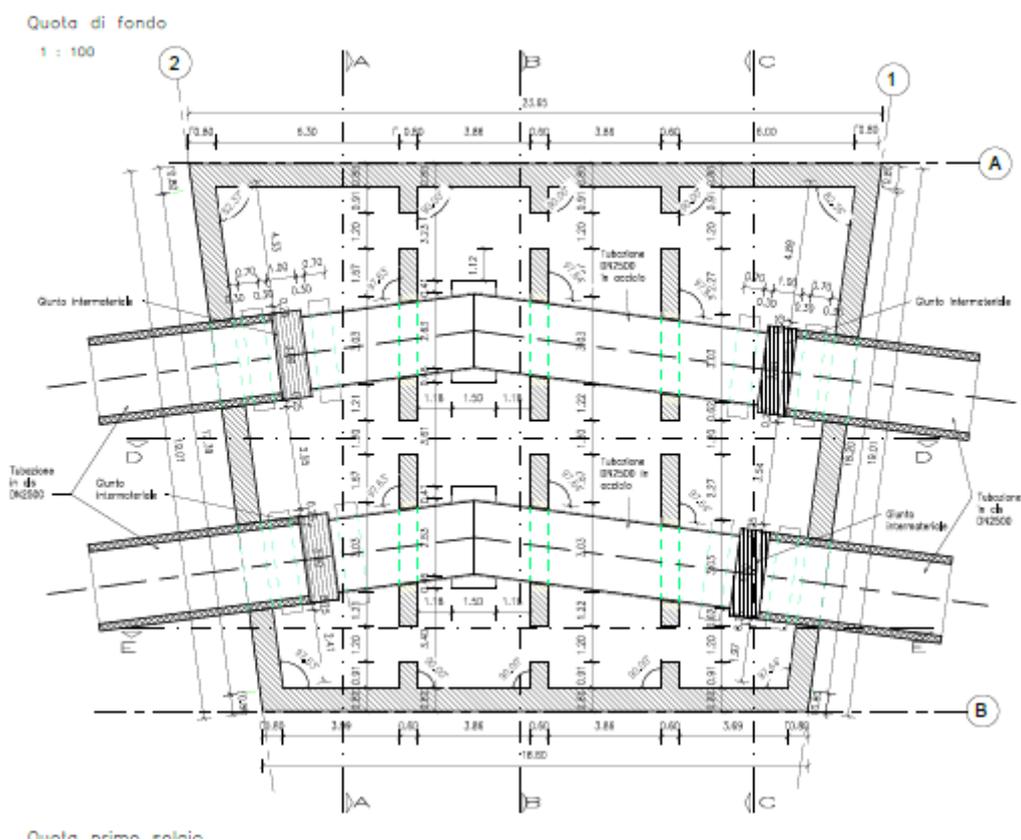


Figura 4.30 – Pianta Manufatto M3

All'interno del manufatto le condotte in c.a.v. in ingresso e in uscita presentano un giunto intermateriale, che consente il passaggio all'acciaio per rendere possibile il cambio di curvatura ed inserire le apparecchiature necessarie. Il manufatto interrato presenta delle aperture operative che consentiranno l'eventuale manutenzione e movimentazione.

Sezione A-A

1 : 100

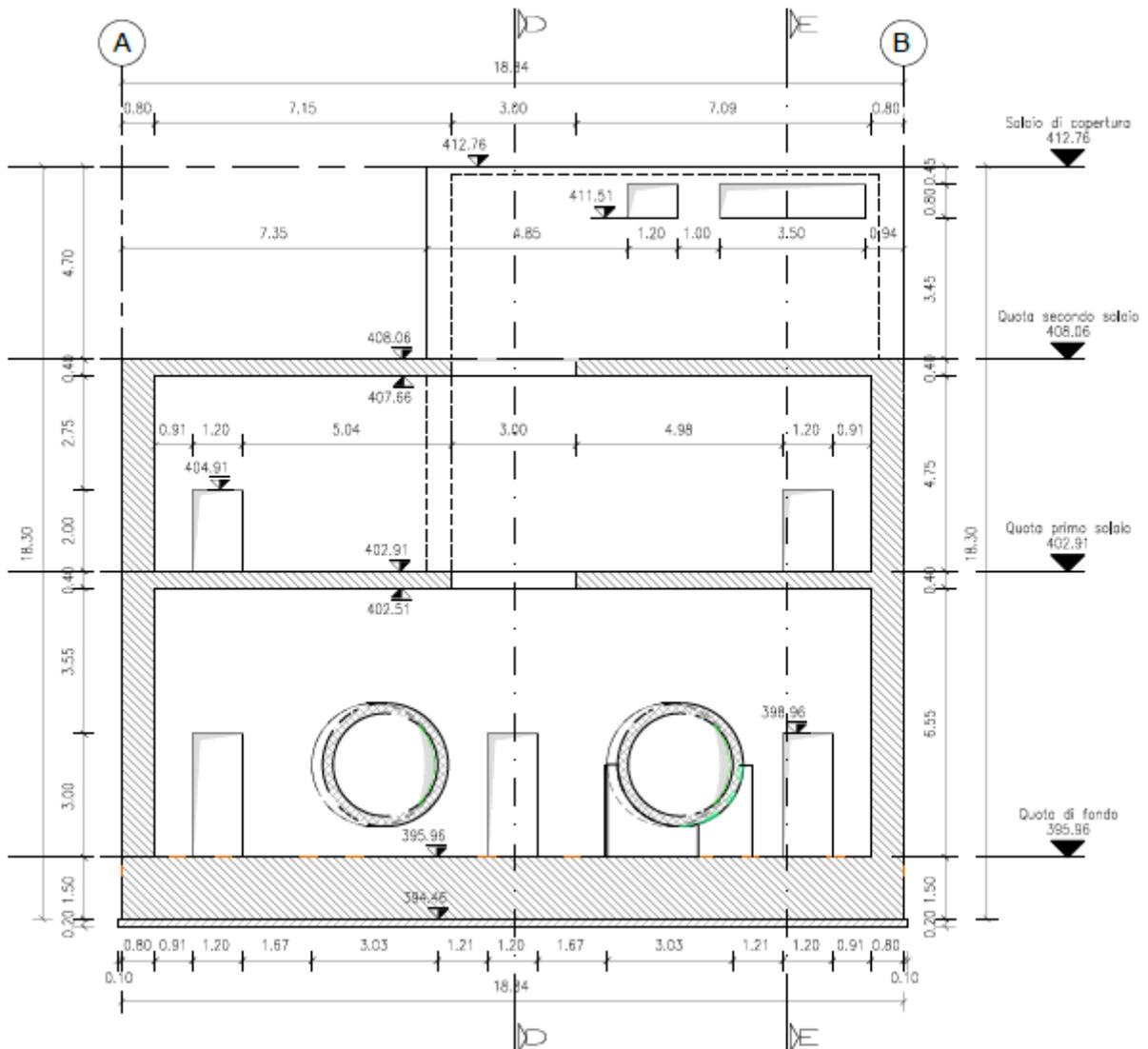


Figura 4.31 – Sezione Manufatto M3

Le modalità realizzative dello scavo e del manufatto sono riportate negli elaborati grafici relativi.

4.2.2.8 Manufatto M4

Il pozzo M4 è un pozzo di arrivo dalle direzioni M3 e M5. La pianta presenta forma pentagonale con dimensioni massime interne di 18.00 m x 15.00 m e profondità di scavo di 13 m e profondità della paratia di pali compenetrati $\Phi 800$ pari a 20 m.

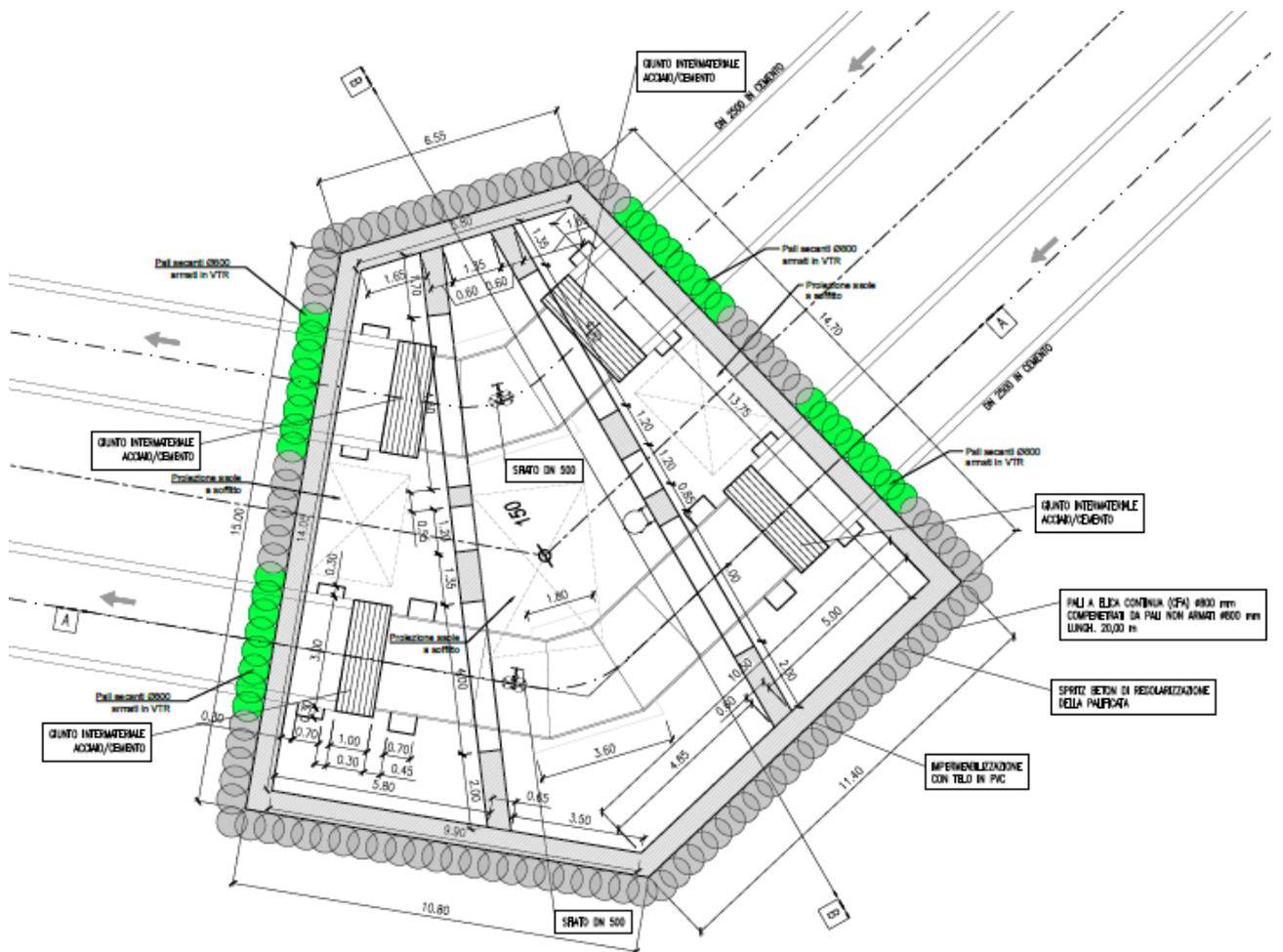


Figura 4.32 – Pianta Manufatto M4

All’interno del manufatto le condotte in c.a.v. in ingresso e in uscita presentano un giunto intermateriale, che consente il passaggio all’acciaio per rendere possibile il cambio di curvatura ed inserire le apparecchiature necessarie. Il manufatto interrato

presenta delle aperture operative che consentiranno l’eventuale manutenzione e movimentazione.

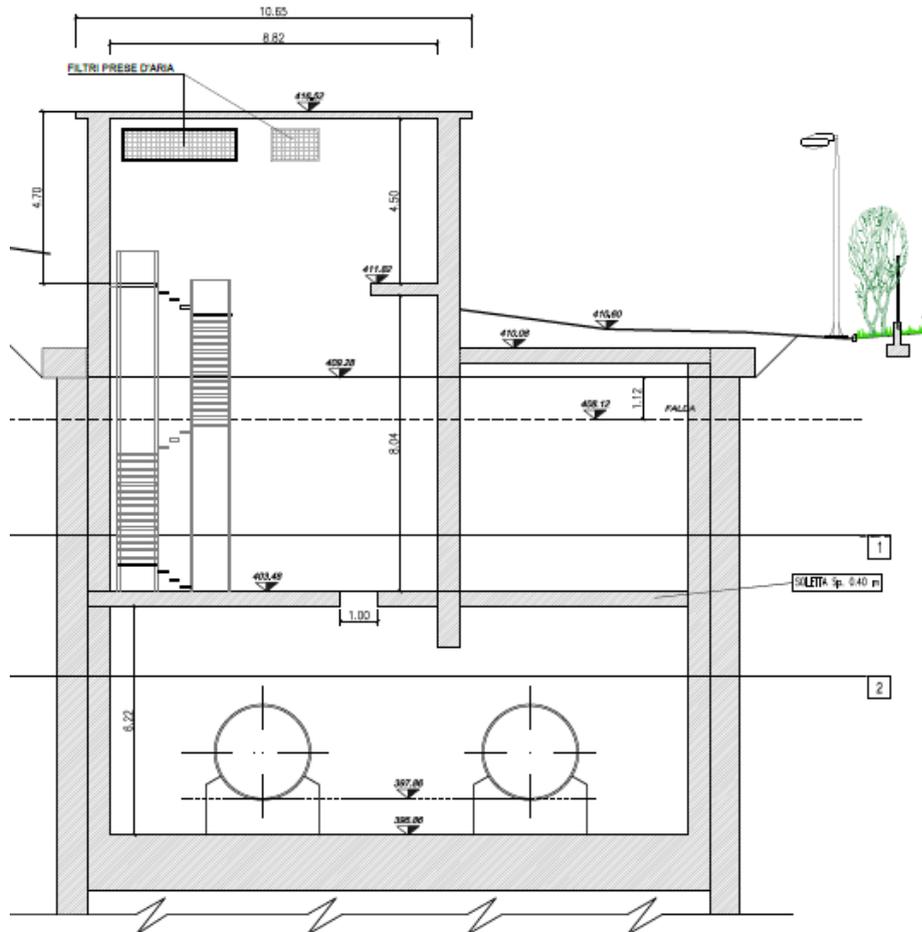


Figura 4.33 – Sezione Manufatto M4

Le modalità realizzative dello scavo e del manufatto sono riportate negli elaborati grafici relativi.

4.2.2.9 Manufatto M5

Il pozzo M5 è un pozzo di spinta verso le direzioni: M6 e M4. La pianta presenta forma pentagonale con dimensioni massime interne di 23.50 m x 19.00 m e profondità di scavo di 13 m e profondità della paratia di pali compenetrati $\Phi 800$ pari a 16 m.

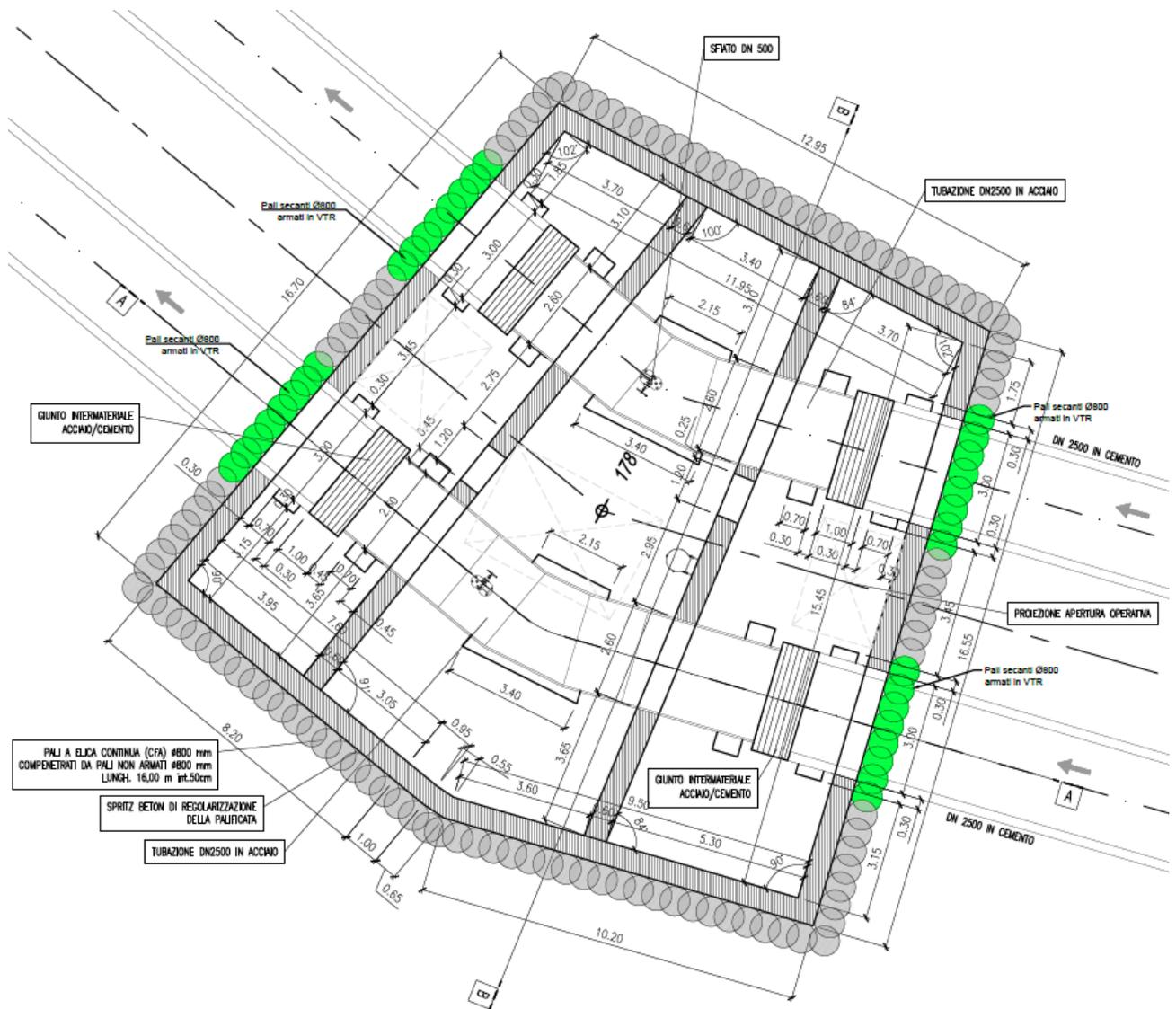


Figura 4.34 – Pianta Manufatto M5

All’interno del manufatto le condotte in c.a.v. in ingresso e in uscita presentano un giunto intermateriale, che consente il passaggio all’ acciaio per rendere possibile il cambio di curvatura ed inserire le apparecchiature necessarie. Il manufatto interrato presenta delle aperture operative che consentiranno l’eventuale manutenzione e movimentazione.

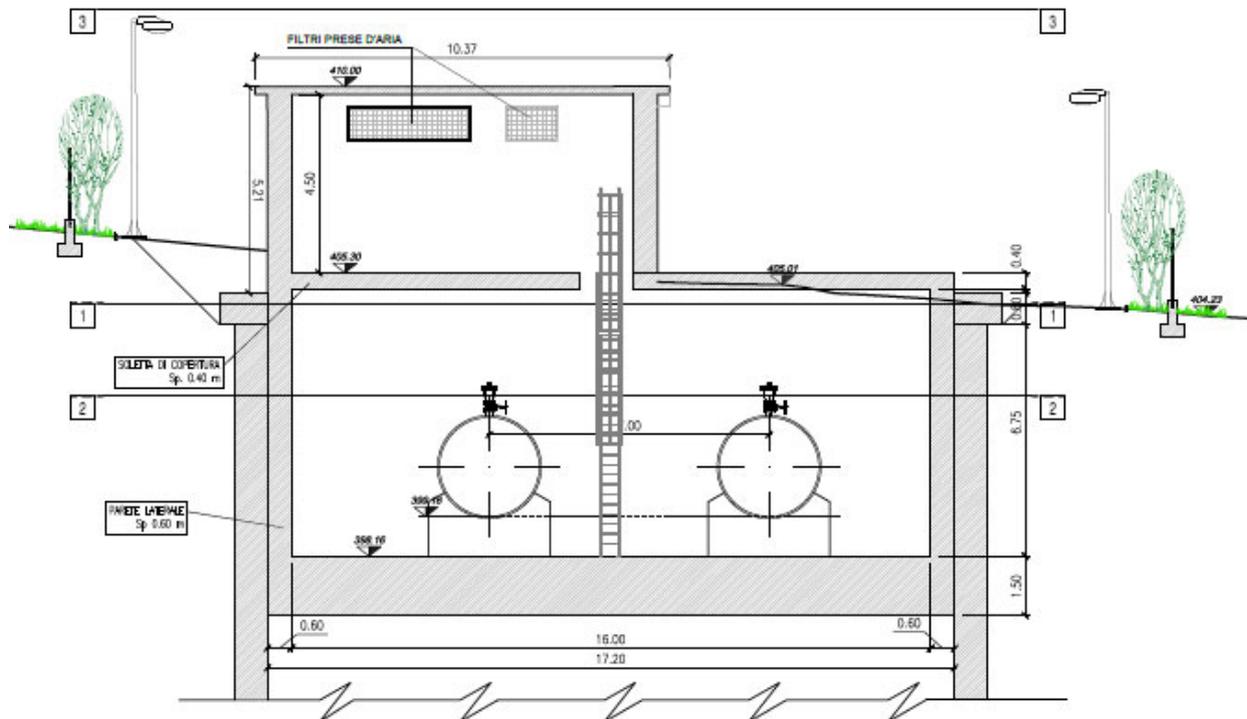


Figura 4.35 – Sezione Manufatto M5

Le modalità realizzative dello scavo e del manufatto sono riportate negli elaborati grafici relativi.

4.3 Il Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto del Peschiera

4.3.1 Manufatto di partenza dell'acquedotto M6

Il Nuovo Manufatto di Partenza dell'Acquedotto, che ha funzione di disconnessione tra le opere di derivazione che attraversano la Piana di San Vittorino e il Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto, che si sviluppa verso valle in galleria all'interno del Monte Ponzano.

Dal punto di vista del funzionamento idraulico, il nodo rappresenta un punto di passaggio tra le due condotte c.a.v. DN2500 con portata in pressione, ad una galleria idraulica di diametro interno di 4.00 m (da qui in avanti indicata con DN4000) con portata fluente a pelo libero.

Dal punto di vista costruttivo l'Acquedotto in questa prima porzione sarà realizzato con una TBM EPB del diametro esterno di 4.90m che dal cantiere principale di San Giovanni Reatino, posto più a valle, risalirà verso la zona delle sorgenti, fino appunto alla zona di sbocco finale posta in prossimità del manufatto M6.

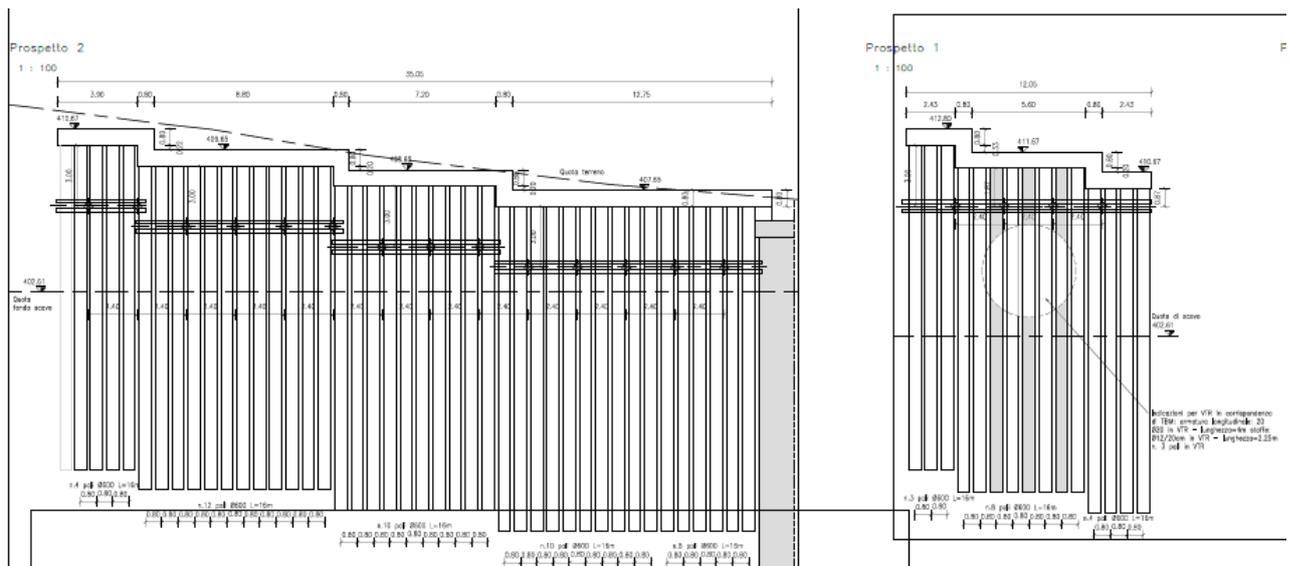


Figura 4.36 – Schema paratie di approccio al versante per arrivo TBM EPB DN4000

La struttura risulta suddivisa sostanzialmente su due livelli: un primo, profondo con fondo manufatto a 394 m.s.l.m., che riceve le due condotte DN2500, ha forma rettangolare. A riempimento della vasca di arrivo la portata fluente sarà convogliata all’interno di un canale interno al manufatto opportunamente sagomato, alla quota 403.80 m.s.l.m. prima di entrare in galleria.

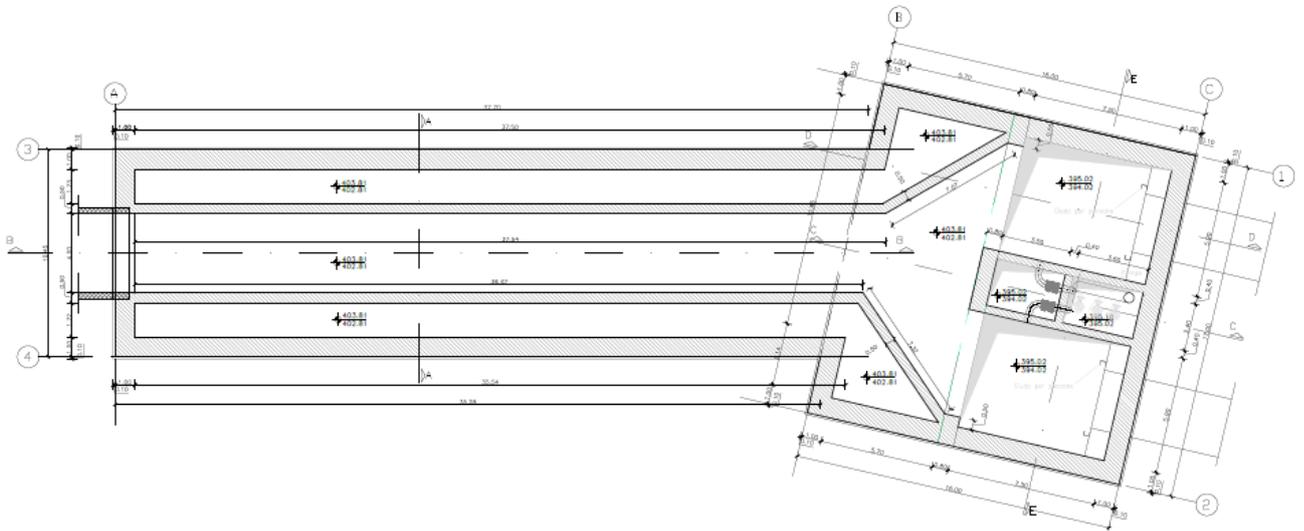


Figura 4.37 – Pianta Manufatto M6

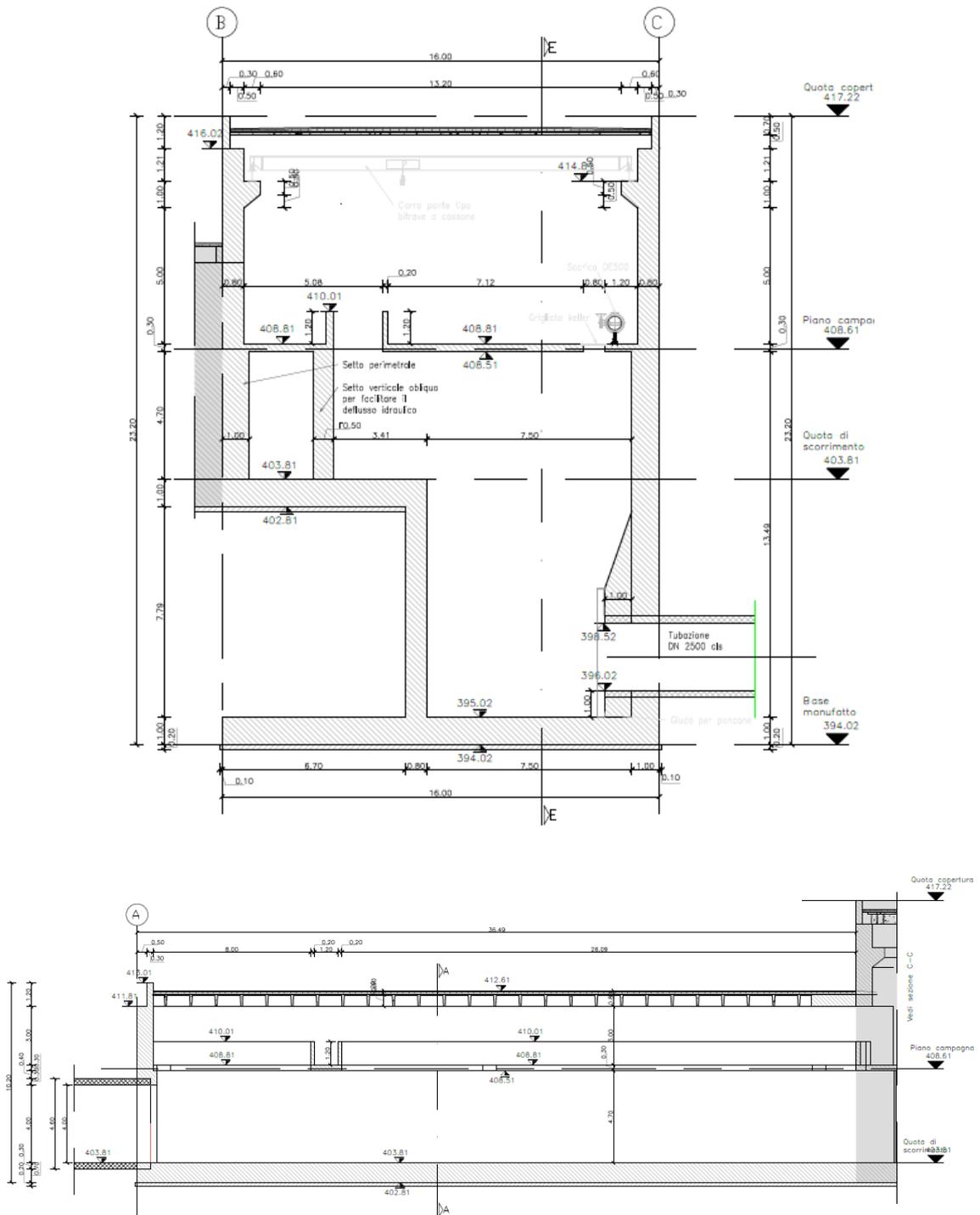


Figura 4.38 – Sezioni Manufatto M6

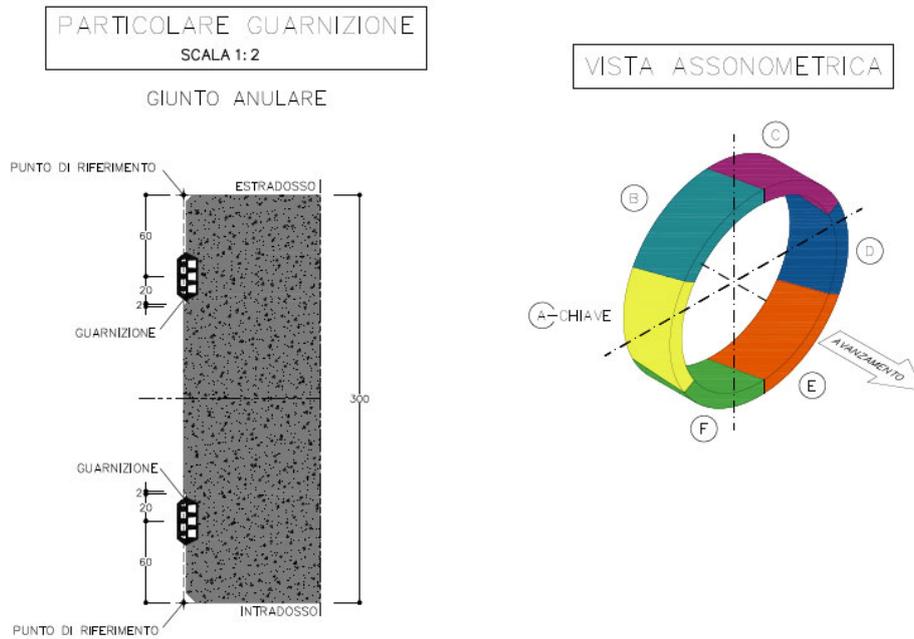


Figura 4.39 – Schema conci prefabbricati gallerie DN4000 Galleria Ponzano

4.3.3 Finestra Cotilia di accesso alla Galleria Ponzano

Per poter garantire l’ispezionabilità dell’infrastruttura garantendo una via d’ingresso al massimo ogni 3 km, si rende necessaria la realizzazione di una finestra di accesso in zona Cotilia di lunghezza pari a 310 m circa, da realizzare con lo scavo a foro cieco in tradizionale di una galleria a sezione policentrica, con diametro massimo interno equivalente di circa 5.00 m.

Per consentire l’approccio al versante, sarà necessario realizzare una trincea protetta da una berlinese di micropali Ø300, puntonati nelle sezioni con i maggiori sbalzi; nei tratti a basse coperture si prevede la realizzazione di un primo tratto in galleria artificiale e poi naturale.

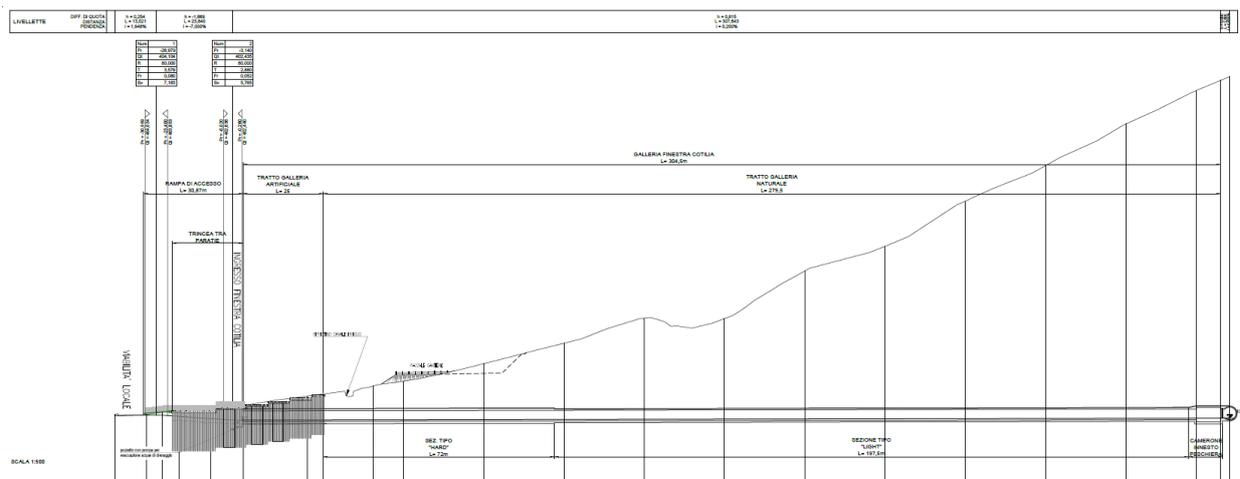


Figura 4.40 – Profilo Finestra di accesso Cotilia

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento e il presostegno del fronte da scavare (con frese ad attacco puntuale per limitare al massimo vibrazioni e livelli sonori, mentre più in profondità si potrà procedere con l’utilizzo di esplosivo), l’installazione di chiodature in vetroresina che conferiscono all’ammasso migliori caratteristiche di tenuta nel breve termine, in modo da garantire la sicurezza delle lavorazioni successive di scavo.

Nella seconda fase si provvede alla predisposizione degli schemi di volata e di asportazione del fronte nonchè all’avanzamento; nella terza ed ultima 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) e, in seguito, con il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato.

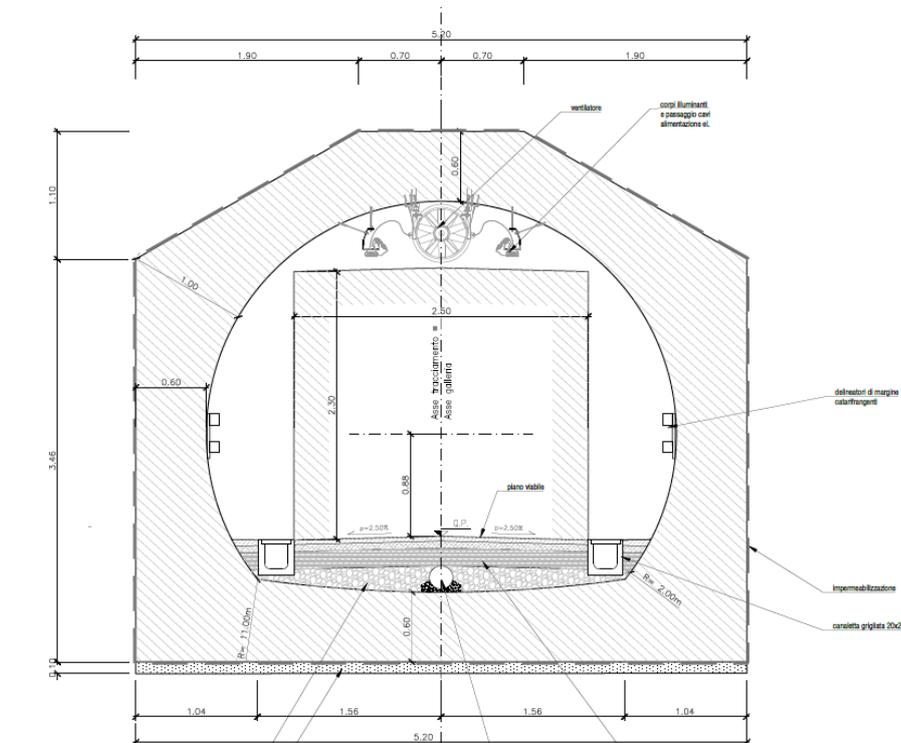
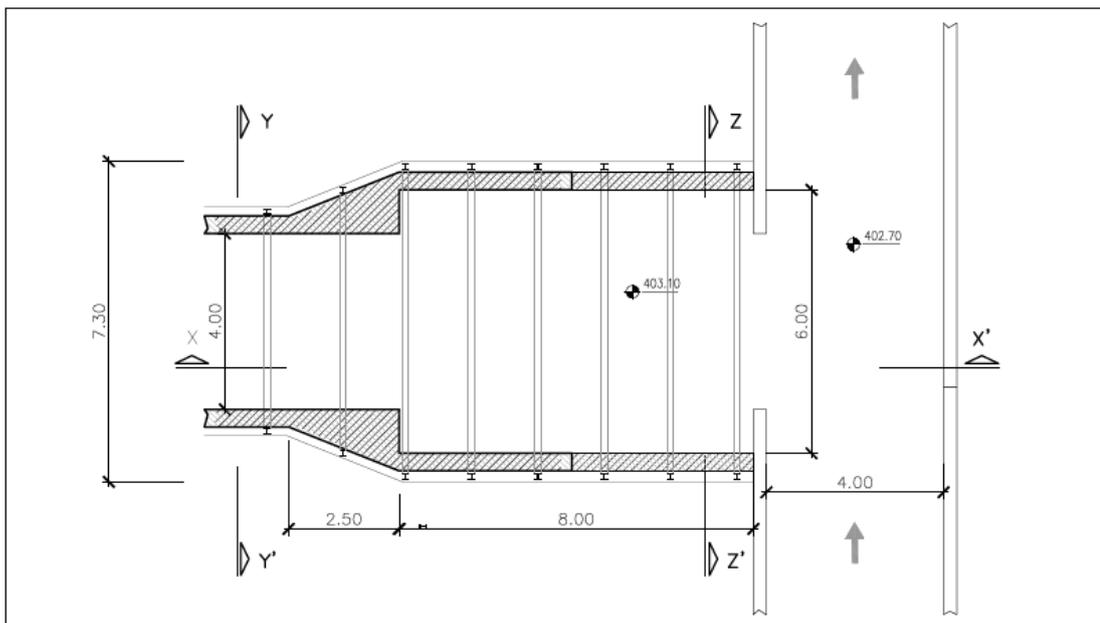


Figura 4.41 – Sezione galleria artificiale

La lunghezza del tratto in galleria artificiale è di 25 m; per il tratto scavato in tradizionale, sono previsti 72m di sezione tipo “Hard” e 280m circa di sezione tipo “Light”.

In prossimità della connessione con l’Acquedotto, è previsto un camerone di innesto al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto per consentire l’installazione della porta stagna e al veicolo elettrico un raggio di curvatura necessario per l’uscita/ingresso in caso di emergenza.



TRATTO INNESTO ALL'ACQUEDOTTO PESCHIERA - SEZIONE X-X' - SCALA 1:100

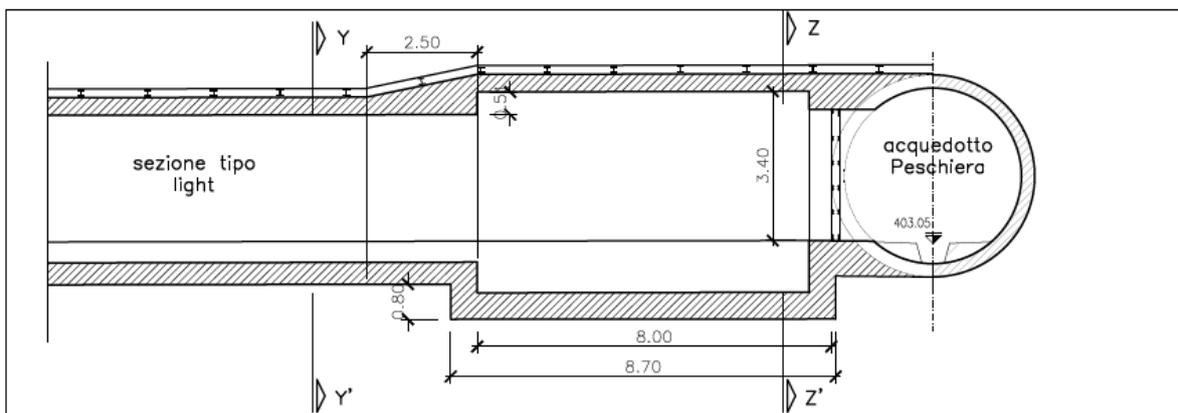


Figura 4.44 – Camerone di accesso al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto

4.3.4 Attraversamento Valle del Salto

L’attraversamento della valle del Salto avverrà in subalveo tramite la posa di due condotte DN2500, parallele, con la tecnologia microtunneling, tra il Manufatto Salto Monte e il Manufatto Salto Valle. Pertanto, i due manufatti che saranno realizzati nelle zone di approccio/uscita delle gallerie scavate con TBM EPB, assumono anche la funzione, durante i lavori, di pozzo di spinta (Manufatto Salto Monte) e di arrivo (Manufatto Salto Valle) delle teste fresanti del microtunnelling.

Il funzionamento dell’attraversamento, dal punto di vista idraulico, è a sifone, con il passaggio da un funzionamento a pelo libero fino ai versanti prospicienti la piana, ad uno in pressione per il sottoattraversamento della stessa.

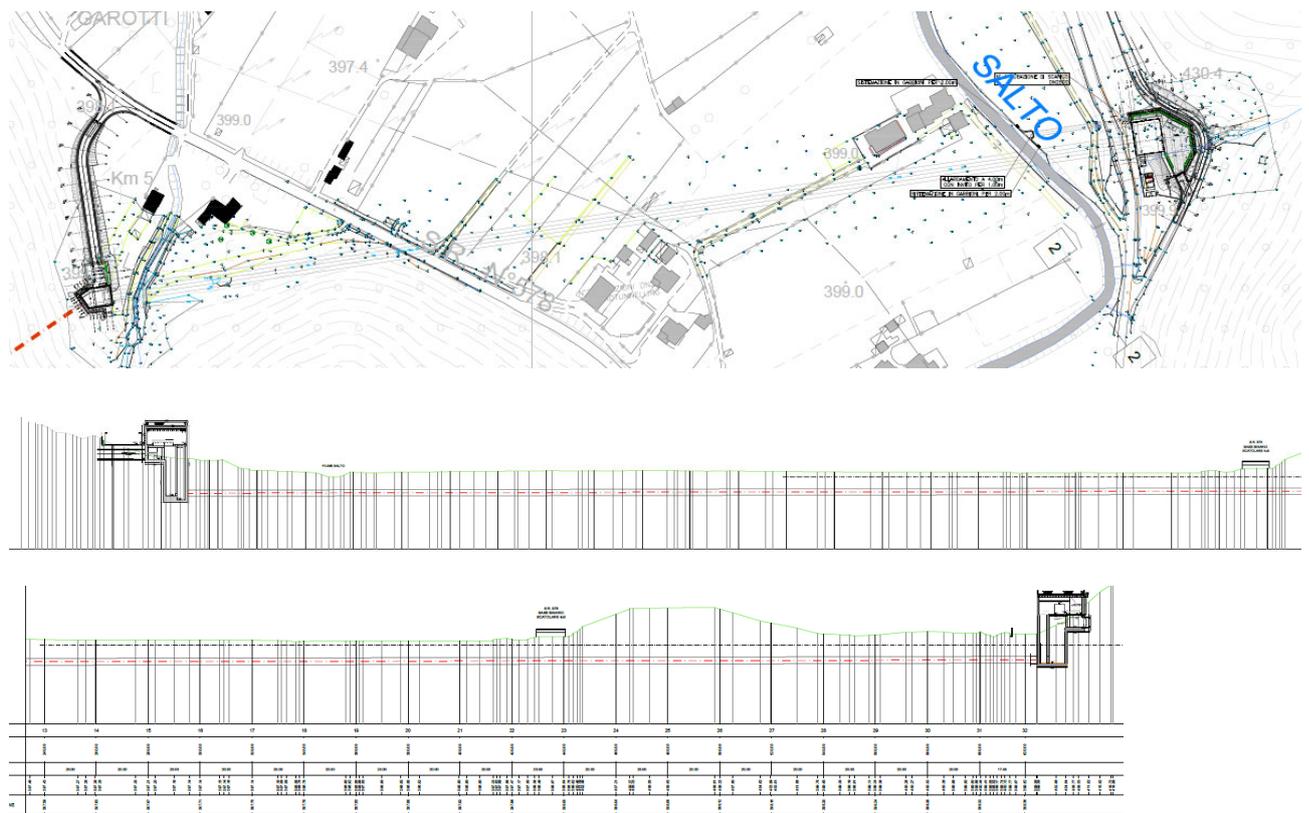


Figura 4.45 – Planimetria e profilo di attraversamento della piana del Salto

4.3.5 Manufatto Salto Monte (Salto 1)

Il Manufatto Salto Monte (anche denominato Salto 1) durante le fasi di scavo rappresenta il pozzo di spinta per le operazioni di posa delle condotte in microtunnelling per l’attraversamento in subalveo della piana del Salto. La struttura ha una funzione inversa rispetto a quanto previsto già nel Manufatto di Partenza dell’Acquedotto (M6), cioè come nodo di variazione del funzionamento idraulico da sistema a pelo libero a sistema in pressione. In prima fase sarà effettuato uno sbancamento del versante attraverso la realizzazione di paratie di pali multiritirate (che avranno anche una funzione definitiva di sostegno nei pressi dell’area di piazzale finale), fino a realizzare il piazzale di lavoro alla quota di 401 m.s.l.m. Questa operazione preliminare consente di ricavare un’area di cantiere idonea al montaggio della TBM DN4000 che sarà direzionata verso la piana di San Vittorino e il Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto (M6), al fine di realizzare la Galleria Ponzano. Sarà necessario deviare leggermente la strada esistente a mont della paratia di approccio, al fine di raggiungere le dimensioni minime dell’area di cantiere di approccio al versante.

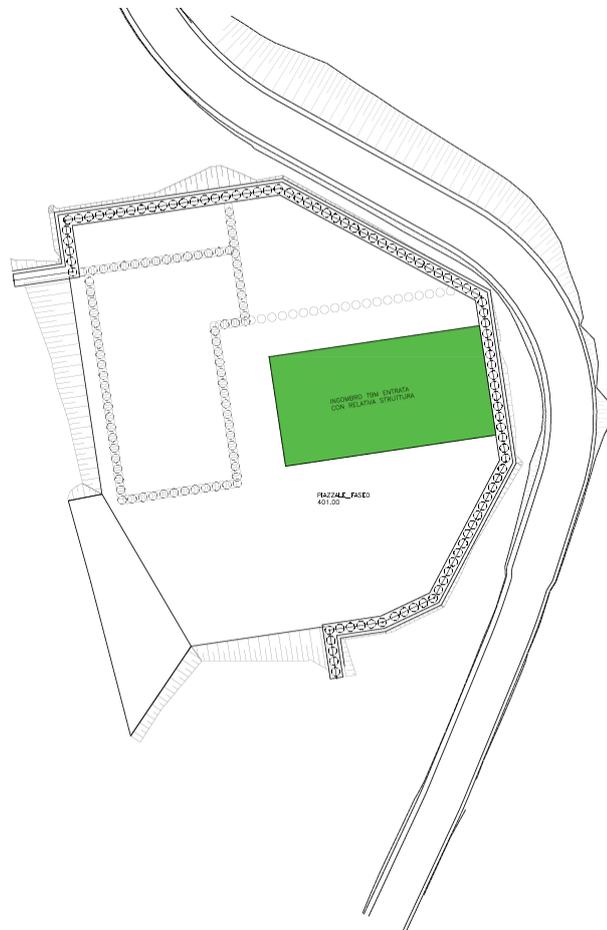


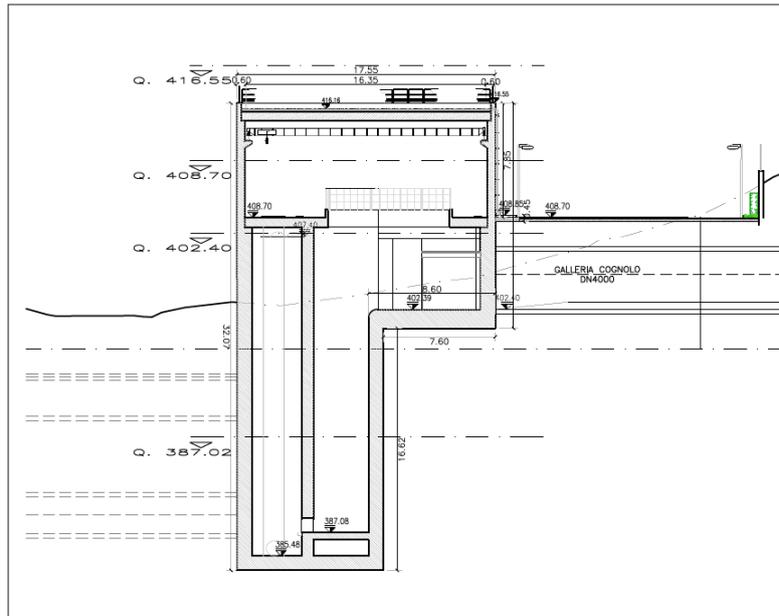
Figura 4.46 – Planimetria fase cantiere e paratia di approccio

A valle dello scavo della Galleria Ponzano, sarà realizzato un approfondimento dalla quota di piazzale, con dei pali compenetrati $\Phi 800$, al fine di consentire la realizzazione del pozzo di spinta propedeutico per la posa in opera del microtunnelling.

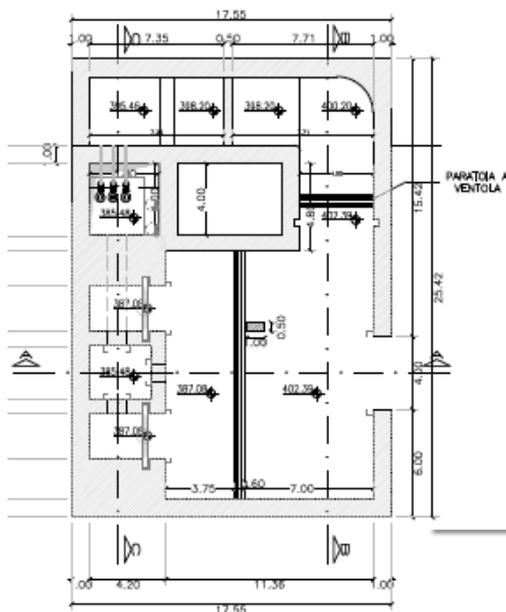
Nella configurazione definitiva il manufatto si svilupperà quindi su due livelli: uno profondo di partenza delle tubazioni DN2500 a circa 387.00 m.s.l.m.; un secondo invece di arrivo della galleria Ponzano a quota 402.40 m.s.l.m.

Il piazzale finale si sviluppa ad una quota posta a 408.70 m.s.l.m., al di sopra quindi dello scorrimento del primo tratto in galleria; pertanto, quest’ultima, al di fuori delle paratie di approccio, dovrà essere prolungata e collegata al manufatto per mezzo di

uno scatolare in c.a. in seguito ritombato e sagomato internamente per continuità idraulica.



PIANTA - QUOTA 402.40



PIANTA - QUOTA 387.02

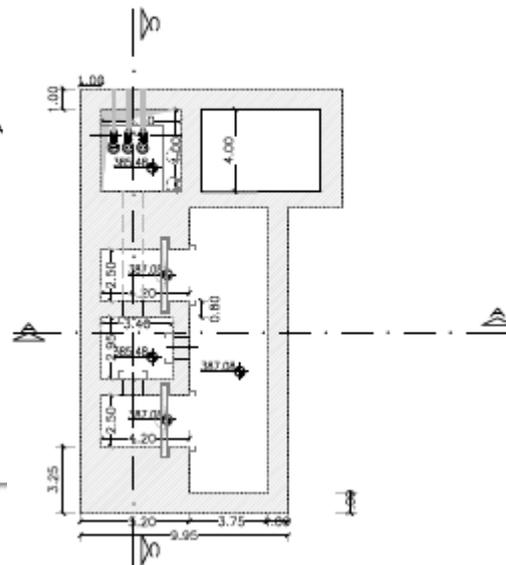


Figura 4.47 – Piante e sezione del Manufatto Salto Monte

4.3.6 Microtunneling sottoattraversamento Valle del Salto

Le operazioni di posa delle condotte saranno effettuate a valle delle operazioni di scavo dell’acquedotto in TBM. Questa cronologia degli eventi risulta necessaria per consentire durante le fasi di scavo della TBM di avere a disposizione le opportune aree di cantiere in prossimità degli imbocchi/sbocchi e per facilitare le operazioni di smarino verso il cantiere di San Giovanni Reatino, attraverso un nastro trasportatore.

Le condotte saranno quindi posate partendo spingendo le tubazioni dal Manufatto di Monte, verso quello di Valle, attraversando l’intera piana.

4.3.7 Manufatto Salto Valle (Salto 2)

Il Manufatto Salto Valle (anche denominato Salto 2) durante le fasi di scavo rappresenta il pozzo di arrivo per le operazioni di posa delle condotte in microtunnelling per l’attraversamento in subalveo della piana del Salto. La struttura ha una funzione analoga rispetto a quanto previsto già nel Manufatto di Partenza dell’Acquedotto (M6), cioè come nodo di variazione del funzionamento idraulico da sistema in pressione a sistema a pelo libero.

Per consentire la possibilità di realizzare le paratie di approccio al versante per creare un piazzale compatibile con lo sbocco della TBM, è necessario realizzare in “fase zero” una viabilità con pendenze compatibili e degli abbancamenti necessari alle macchine per la realizzazione delle opere di sostegno (vedi figura).

Realizzate le paratie, sarà possibile demolire parzialmente alle varie quote i rilevati creati, inserendo gli opportuni livelli di vincolo alle opere di sostegno, fino al raggiungimento della quota definita per il piazzale di cantiere (400.88 m.s.l.m.).

Questa operazione preliminare consente di ricavare un’area di cantiere idonea allo smontaggio della TBM DN4000 che sarà smontata e traslata verso l’area di cantiere di Salto Monte, al fine di realizzare la Galleria Ponzano.

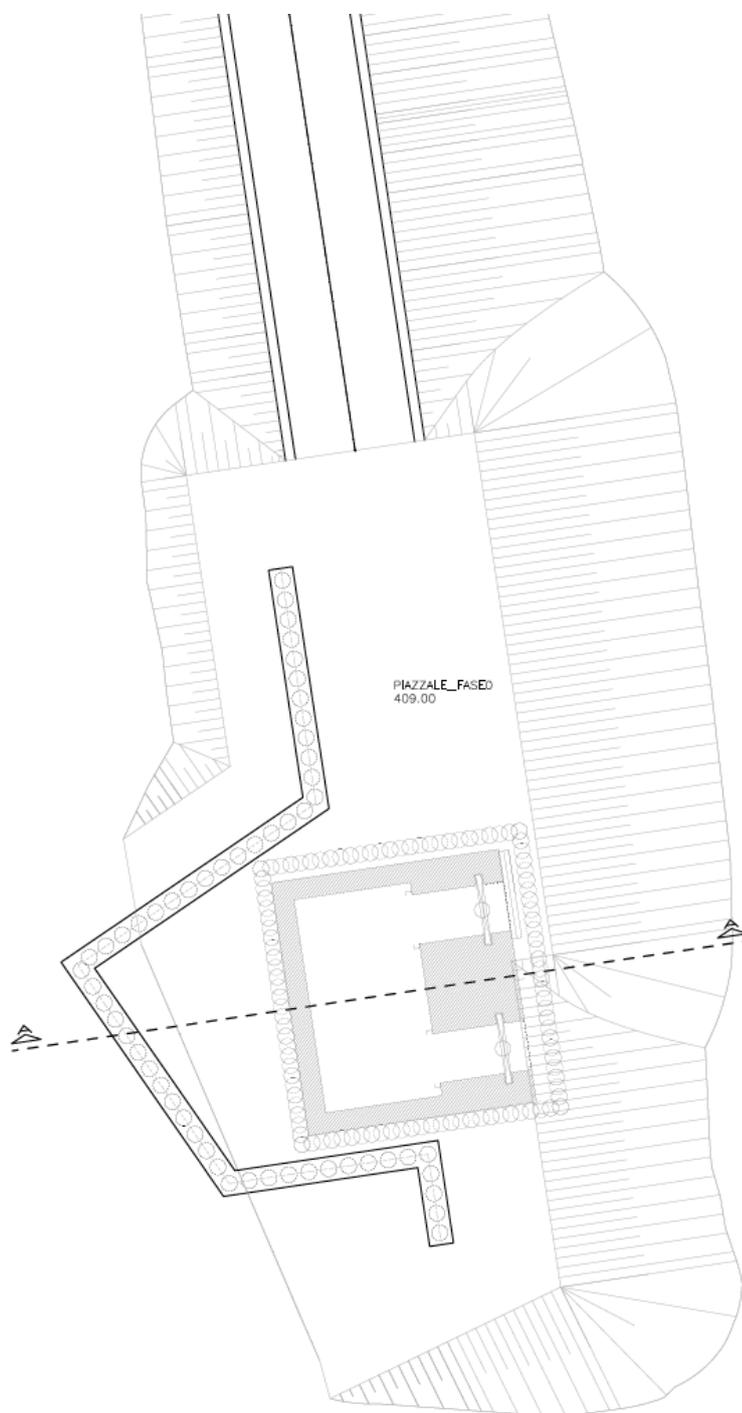


Figura 4.48 – "Fase zero" approccio al versante per realizzazione paratie

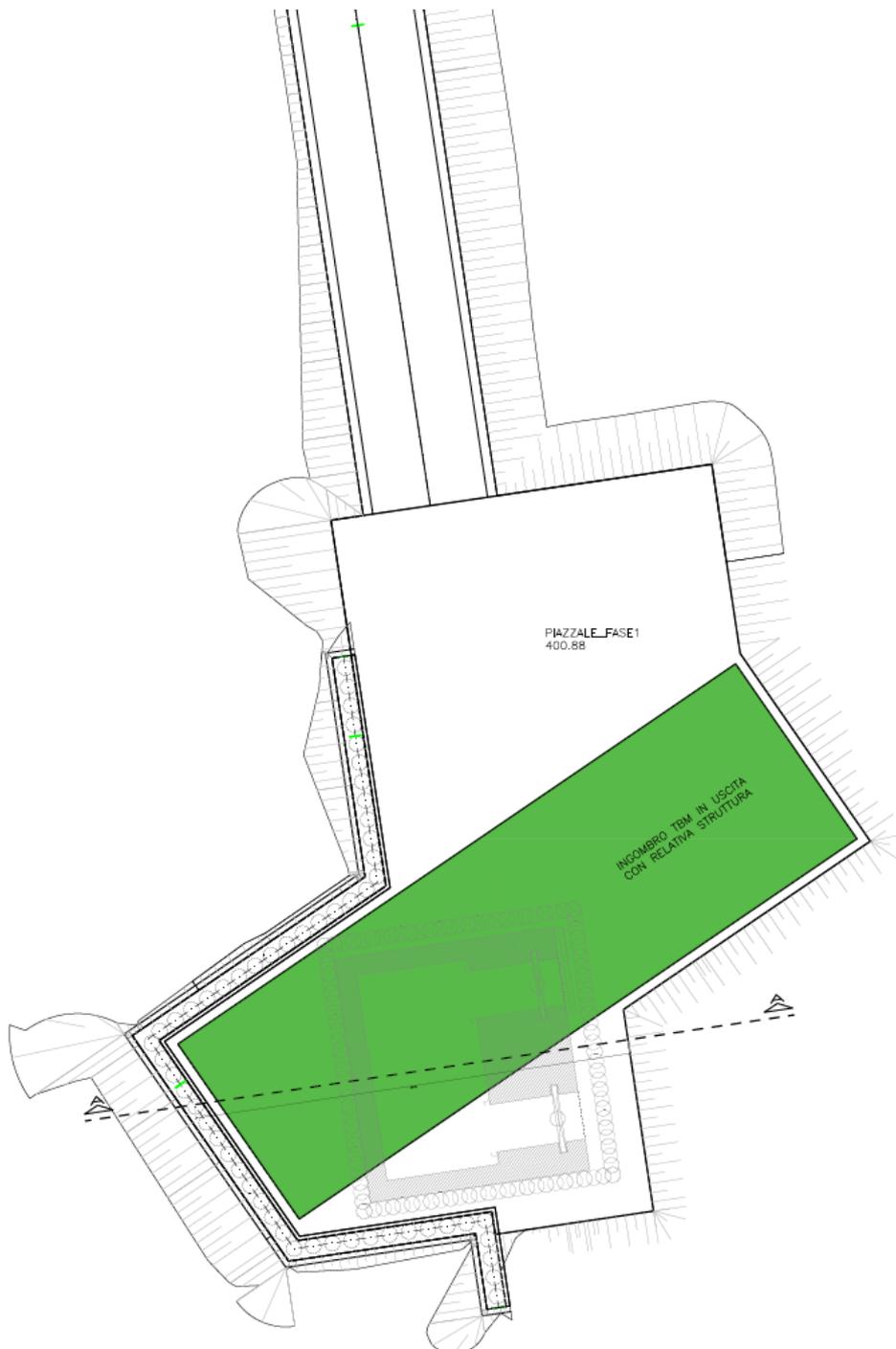
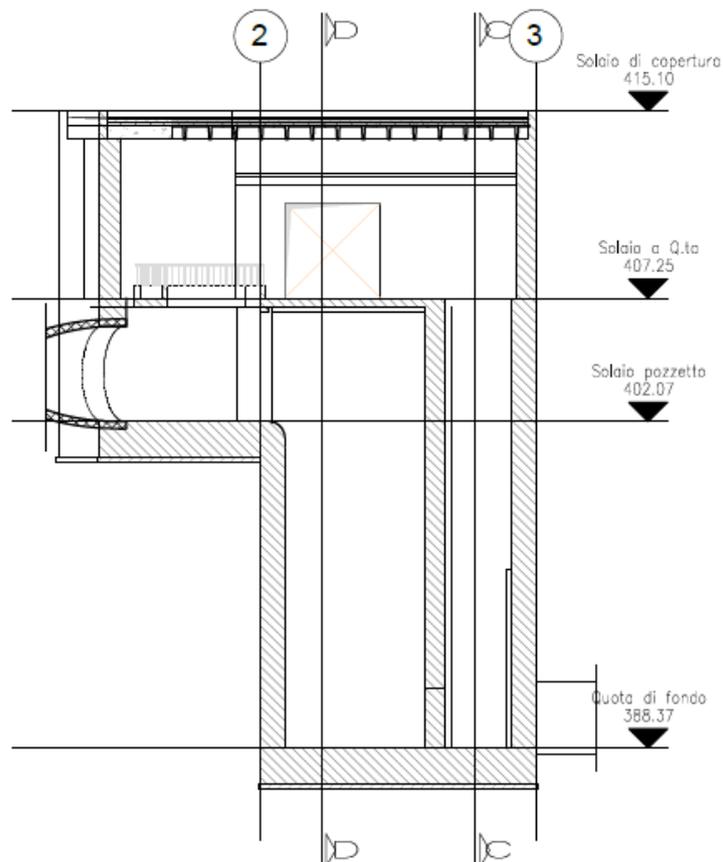


Figura 4.49 – "Fase 1" Raggiungimento quota cantiere

A valle dello scavo della Galleria Ponzano, sarà realizzato un approfondimento dalla quota di piazzale, con dei pali compenetrati $\Phi 800$, al fine di consentire la realizzazione del pozzo di spinta propedeutico per la posa in opera del microtunnelling.

Nella configurazione definitiva il manufatto si svilupperà quindi su due livelli: uno profondo di arrivo delle tubazioni DN2500 a circa 388.00 m.s.l.m.; un secondo invece di partenza della galleria Cognolo a quota 402.00 m.s.l.m.

Il piazzale finale si sviluppa ad una quota posta a 407 m.s.l.m.



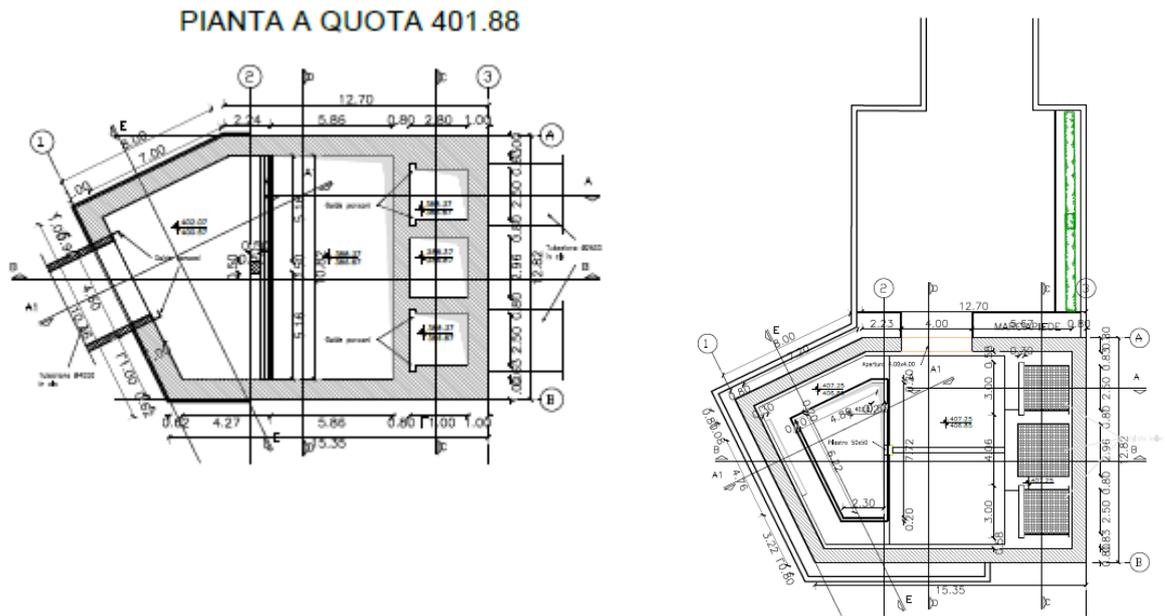


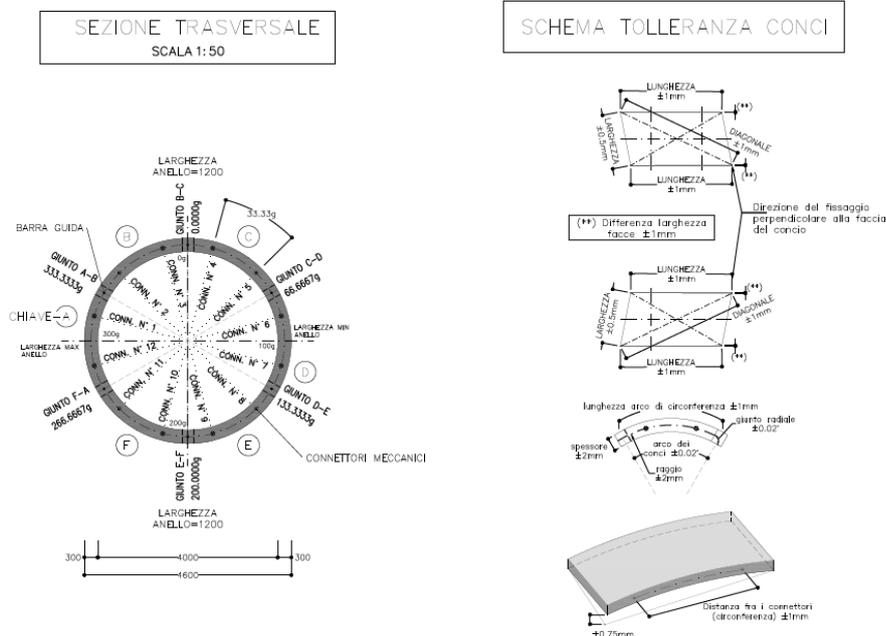
Figura 4.50 – Piante e sezione del Manufatto Salto Valle

4.3.8 Galleria Cognito

La galleria idraulica sarà formata da conci prefabbricati di spessore 30 cm, a formare un anello di diametro interno di 4.00m con fondo sagomato per realizzare una 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 o di ispezione. Per garantire l’impermeabilità idraulica e garantire la tutela igienico-sanitaria della portata fluente, sarà disposto nello spessore dei conci, un doppio livello di guarnizioni.

Lo scavo avverrà con una TBM EPB prevalentemente attraverso l’unità dei conglomerati, partendo dall’area di cantiere della zona di valle della Valle del Salto e sbocco previsto nell’area di cantiere di Turano Monte. Il diametro esterno di scavo sarà di circa 4900 mm e la lunghezza della tratta di 2870 m circa.

Il funzionamento idraulico prevede una portata fluente a superficie libera.



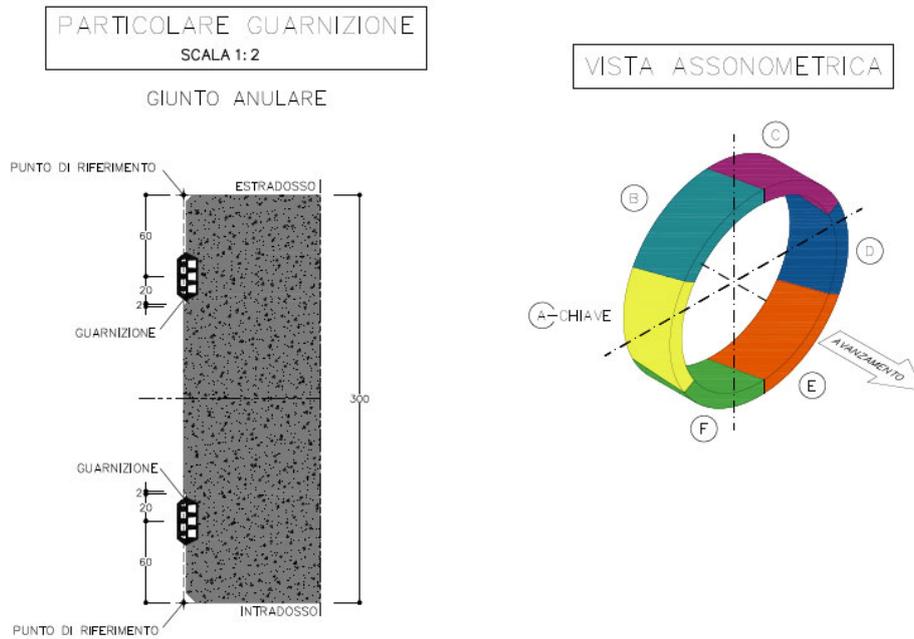
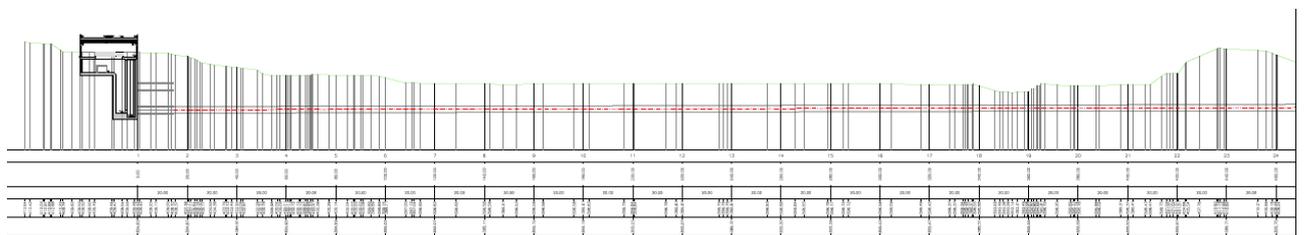
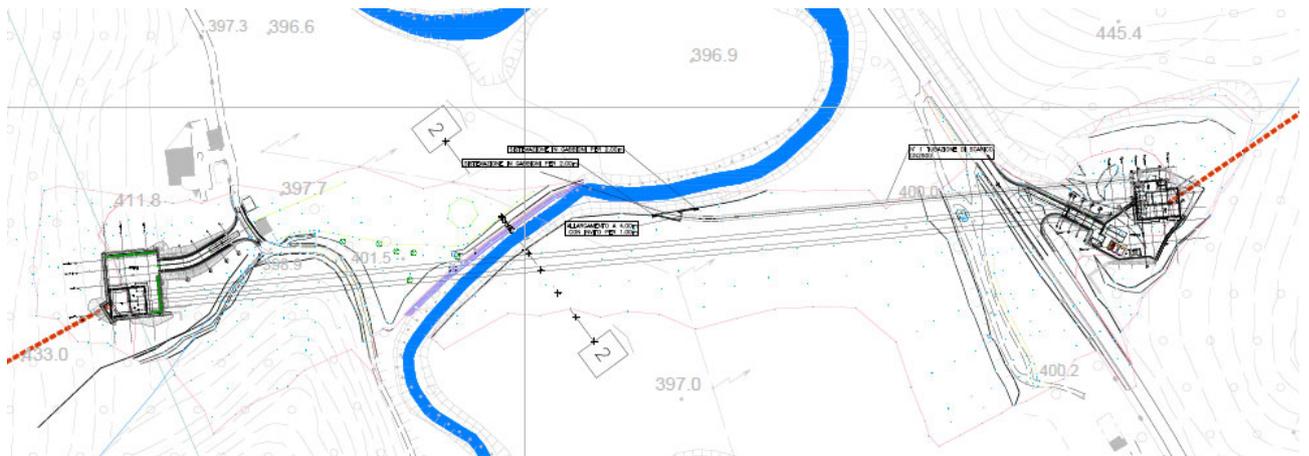


Figura 4.51 – Schema conci prefabbricati gallerie DN4000 Galleria Cognolo

4.3.9 Attraversamento Valle del Turano

L’attraversamento della valle del Turano avverrà in subalveo tramite la posa di due condotte DN2500, parallele, con la tecnologia microtunneling, tra il Manufatto Turano Monte e il Manufatto Turano Valle. Pertanto, i due manufatti che saranno realizzati nelle zone di approccio/uscita delle gallerie scavate con TBM EPB, assumono anche la funzione, durante i lavori, di pozzo di spinta (Manufatto Turano Monte) e di arrivo (Manufatto Turano Valle) delle teste fresanti del microtunnelling.

Il funzionamento dell’attraversamento, dal punto di vista idraulico, è a sifone, con il passaggio da un funzionamento a pelo libero fino ai versanti prospicienti la piana, ad uno in pressione per il sottoattraversamento della stessa.



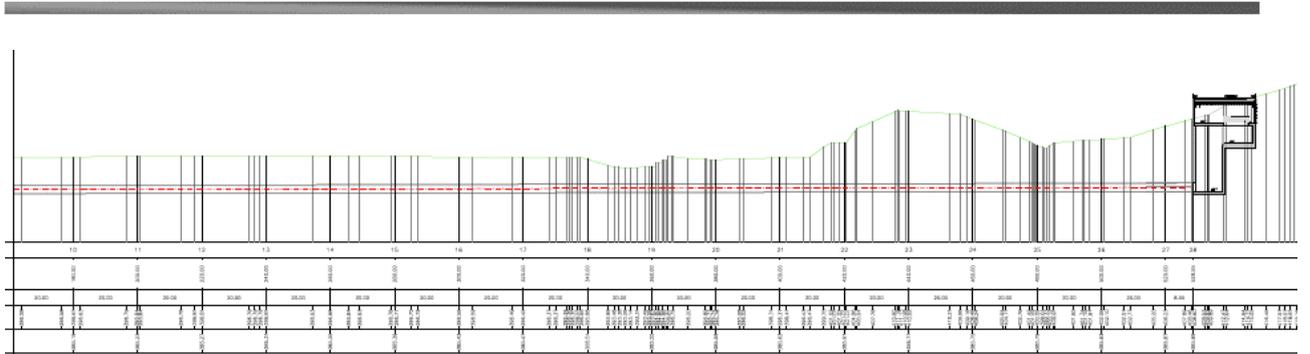


Figura 4.52 – Planimetria e profilo di attraversamento della piana del Turano

4.3.10 Manufatto Turano Monte (Turano 1)

Il Manufatto Turano Monte (anche denominato Turano 1) durante le fasi di scavo rappresenta il pozzo di spinta per le operazioni di posa delle condotte in microtunnelling per l’attraversamento in subalveo della piana del Salto. La struttura ha una funzione inversa rispetto a quanto previsto già nel Manufatto di Partenza dell’Acquedotto (M6), cioè come nodo di variazione del funzionamento idraulico da sistema a pelo libero a sistema in pressione. In prima fase sarà effettuato uno sbancamento del versante attraverso la realizzazione di paratie di pali multiritirate (che avranno anche una funzione definitiva di sostegno nei pressi dell’area di piazzale finale), fino a realizzare il piazzale di lavoro alla quota di 400 m.s.l.m. Questa operazione preliminare consente di ricavare un’area di cantiere idonea al montaggio della TBM DN4000 che sarà direzionata verso la Valle del Salto, al fine di realizzare la Galleria Cognolo. Sarà necessario deviare leggermente la strada esistente a monte della paratia di approccio, al fine di raggiungere le dimensioni minime dell’area di cantiere di approccio al versante.

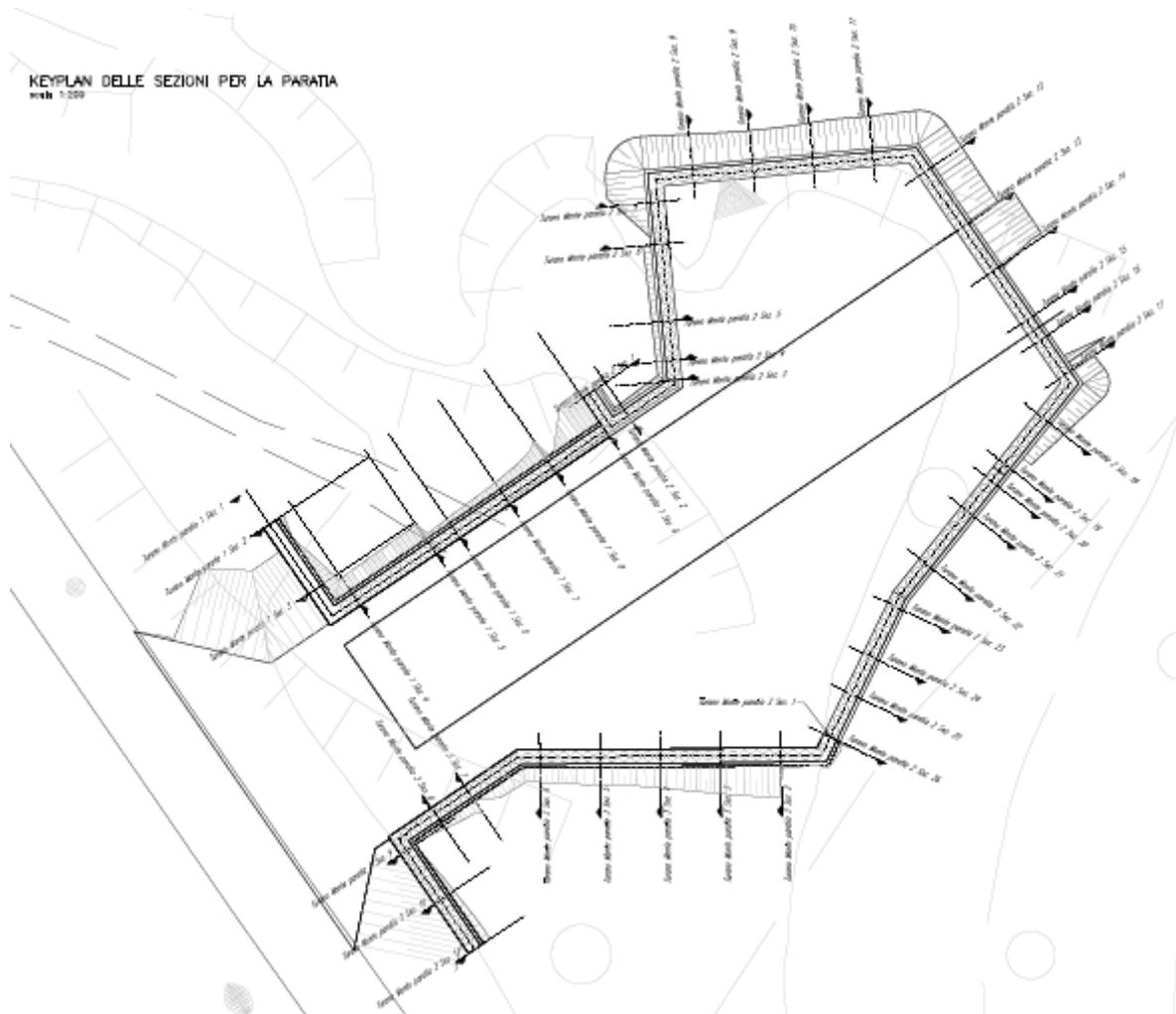


Figura 4.53 – Paratie di approccio per raggiungimento quota cantiere Turano Monte

A valle dello scavo della Galleria Cognolo, sarà realizzato un approfondimento dalla quota di piazzale, con dei pali compenetrati $\Phi 800$, al fine di consentire la realizzazione del pozzo di spinta propedeutico per la posa in opera del microtunnelling.

Nella configurazione definitiva il manufatto si svilupperà quindi su due livelli: uno profondo di partenza delle tubazioni DN2500 a circa 387.00 m.s.l.m.; un secondo invece di arrivo della galleria Ponzano a quota 402.40 m.s.l.m.

4.3.11 Microtunneling sottoattraversamento Valle del Turano

Le operazioni di posa delle condotte saranno effettuate a valle delle operazioni di scavo dell’acquedotto in TBM. Questa cronologia degli eventi risulta necessaria per consentire durante le fasi di scavo della TBM di avere a disposizione le opportune aree di cantiere in prossimità degli imbocchi/sbocchi e per facilitare le operazioni di smarino verso il cantiere di San Giovanni Reatino, attraverso un nastro trasportatore.

Le condotte saranno quindi posate partendo spingendo le tubazioni dal Manufatto di Monte, verso quello di Valle, attraversando l’intera piana.

4.3.12 Manufatto Turano Valle (Turano 3)

Il Manufatto Turano Valle (anche denominato Turano 3) durante le fasi di scavo rappresenta il pozzo di arrivo per le operazioni di posa delle condotte in microtunnelling per l’attraversamento in subalveo della piana del Turano. La struttura ha una funzione analoga rispetto a quanto previsto già nel Manufatto di Partenza dell’Acquedotto (M6), cioè come nodo di variazione del funzionamento idraulico da sistema in pressione a sistema a pelo libero.

Per consentire la possibilità di realizzare un piazzale di cantiere compatibile con lo sbocco della TBM, è necessario realizzare un approccio al versante con una paratia di pali multitirantata, una viabilità con pendenze compatibili e degli abbancamenti necessari alle macchine per la realizzazione delle opere di sostegno (vedi figura).

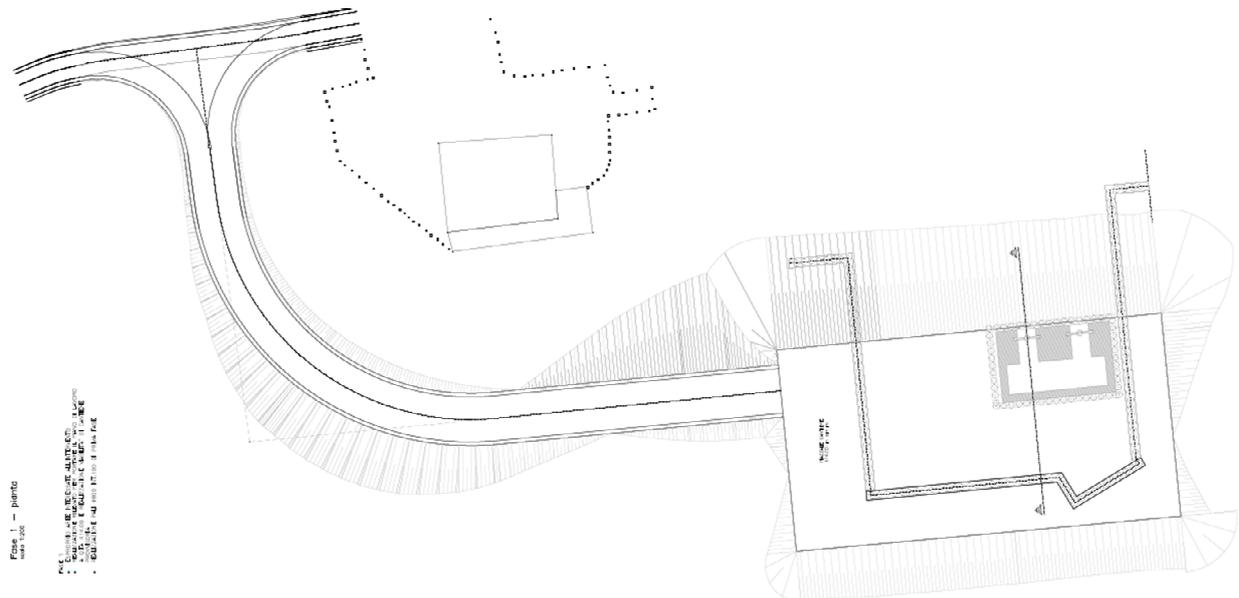


Figura 4.54 – Viabilità di approccio al versante per realizzazione paratie (Fase 1).

Realizzate le paratie, sarà possibile demolire parzialmente alle varie quote i rilevati creati, inserendo gli opportuni livelli di vincolo alle opere di sostegno, fino al raggiungimento della quota definita per il piazzale di cantiere (399.40 m.s.l.m.).

Questa operazione preliminare consente di ricavare un’area di cantiere idonea allo smontaggio della TBM DN4000 che sarà smontata e traslata verso l’area di cantiere di Turano Monte, al fine di realizzare la Galleria Cognolo.

Fase 2 – pianta
 scala 1:200

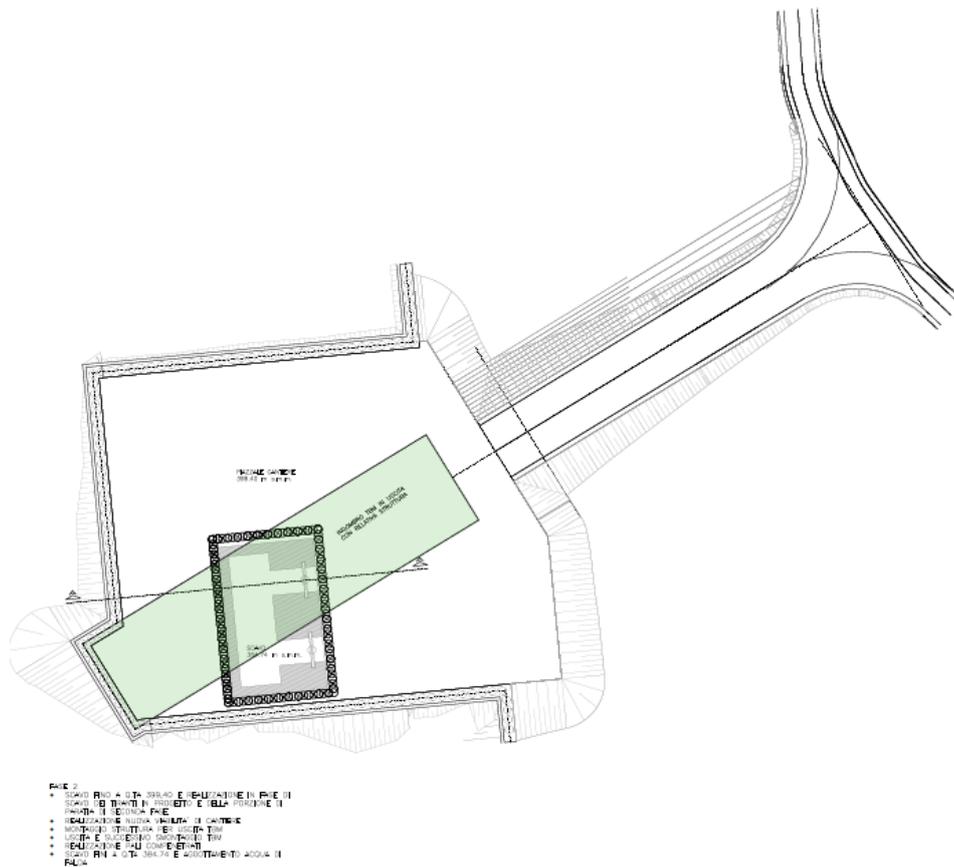


Figura 4.55 – Viabilità di approccio al versante per realizzazione paratie (Fase 2).

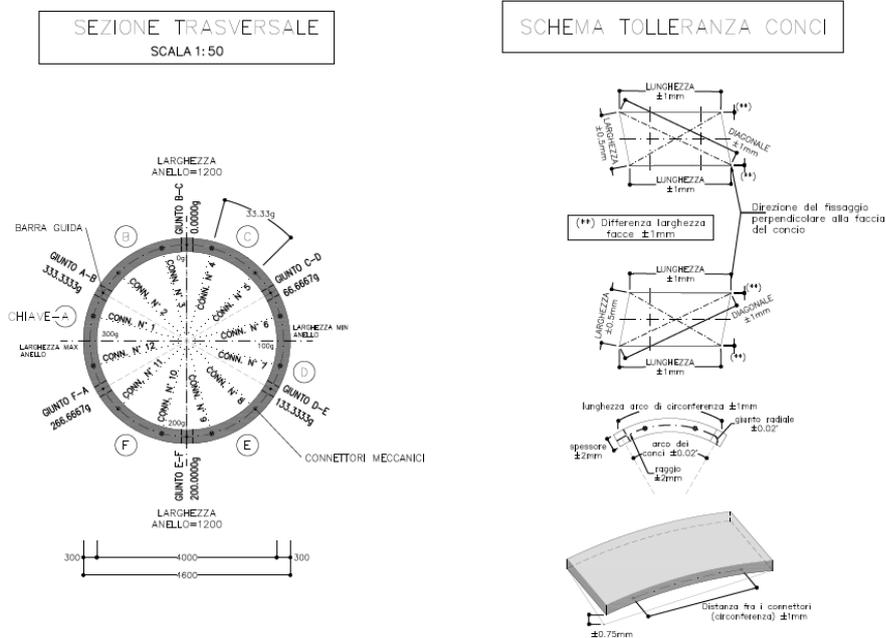
A valle dello scavo della Galleria Cognolo, sarà realizzato un approfondimento dalla quota di piazzale, con dei pali compenetrati $\Phi 800$, al fine di consentire la realizzazione del pozzo di spinta propedeutico per la posa in opera del microtunnelling.

4.3.13 Galleria Zoccani

La galleria idraulica sarà formata da conci prefabbricati di spessore 30 cm, a formare un anello di diametro interno di 4.00m con fondo sagomato per realizzare una 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 o di ispezione. Per garantire l’impermeabilità idraulica e garantire la tutela igienico-sanitaria della portata fluente, sarà disposto nello spessore dei conci, un doppio livello di guarnizioni.

Lo scavo avverrà con una TBM EPB prevalentemente attraverso l’unità dei conglomerati, partendo dall’area di cantiere della zona di San Giovanni Reatino e sbocco previsto nell’area di cantiere della zona a sud della Valle del Turano. Il diametro interno sarà di circa 4900 mm e la lunghezza della tratta di 2100 m circa.

Il funzionamento idraulico prevede una portata fluente a superficie libera.



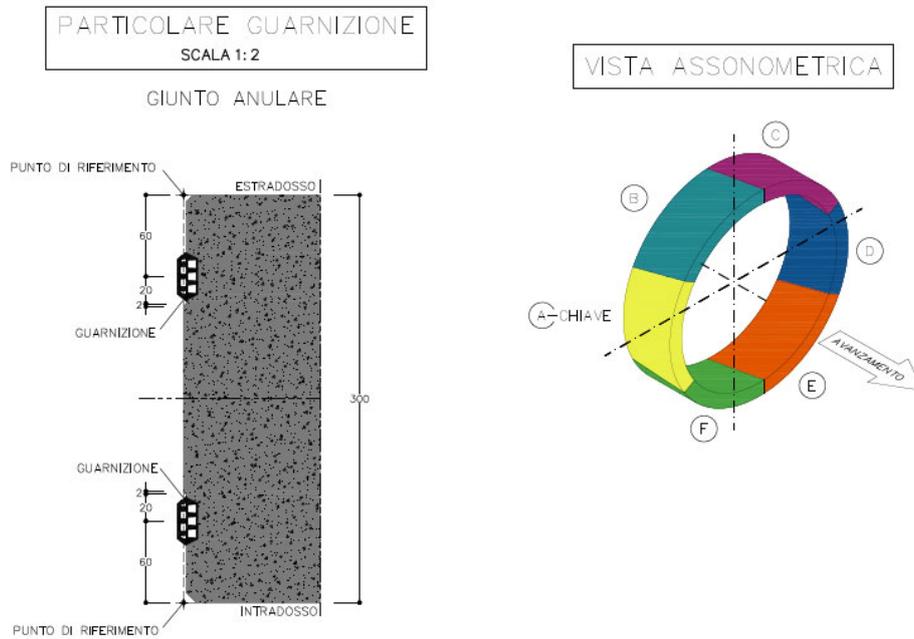


Figura 4.57 – Schema conci prefabbricati gallerie DN4000 Galleria Zoccani

4.3.14 Manufatto di San Giovanni Reatino (SGR)

In località San Giovanni Reatino, sarà realizzata l’area di cantiere di maggiori dimensioni, da cui si dirameranno gli scavi con TBM. Nello specifico si realizzerà uno scavo di dimensioni pari a 68.00m x 52.00 m, con fondo scavo posto a due profondità differenti. Le opere di sostegno che saranno utilizzare per approfondire lo scavo, sono tubolari di grande diametro in acciaio (812 mm), tipo “O-Pile” o equivalenti, multitirantati, di diametro e spessore variabile tra 12mm e 16mm a seconda delle profondità raggiunte dallo scavo.

Durante la fase di installazione delle opere di sostegno è previsto che si intestino nello strato calcareo posto al di sotto dei terreni alluvionali della piana; per consentire lo scavo è pertanto previsto l’utilizzo di un drill bit a perdere per ciascun palo. Le operazioni di tirantatura, sotto falda, avverranno tramite l’utilizzo di sistemi tipo “Preventer”, al fine di limitare ingressi di acqua durante le fasi di iniezione dei bulbi degli ancoraggi.

L’impermeabilità idraulica durante i lavori sarà garantita dalla connessione tra un tubolare ed il successivo per mezzo dei gargami di connessione.

A scavo avvenuto, per evitare un effetto di barriera nei confronti del moto idraulico della falda sotterranea, saranno previste delle operazioni di taglio lungo i gargami stessi, in modo da restituire continuità idraulica tra l’esterno e l’interno dello scavo, garantendone quindi una trasparenza a lungo termine, almeno nelle zone non interessate dal manufatto.

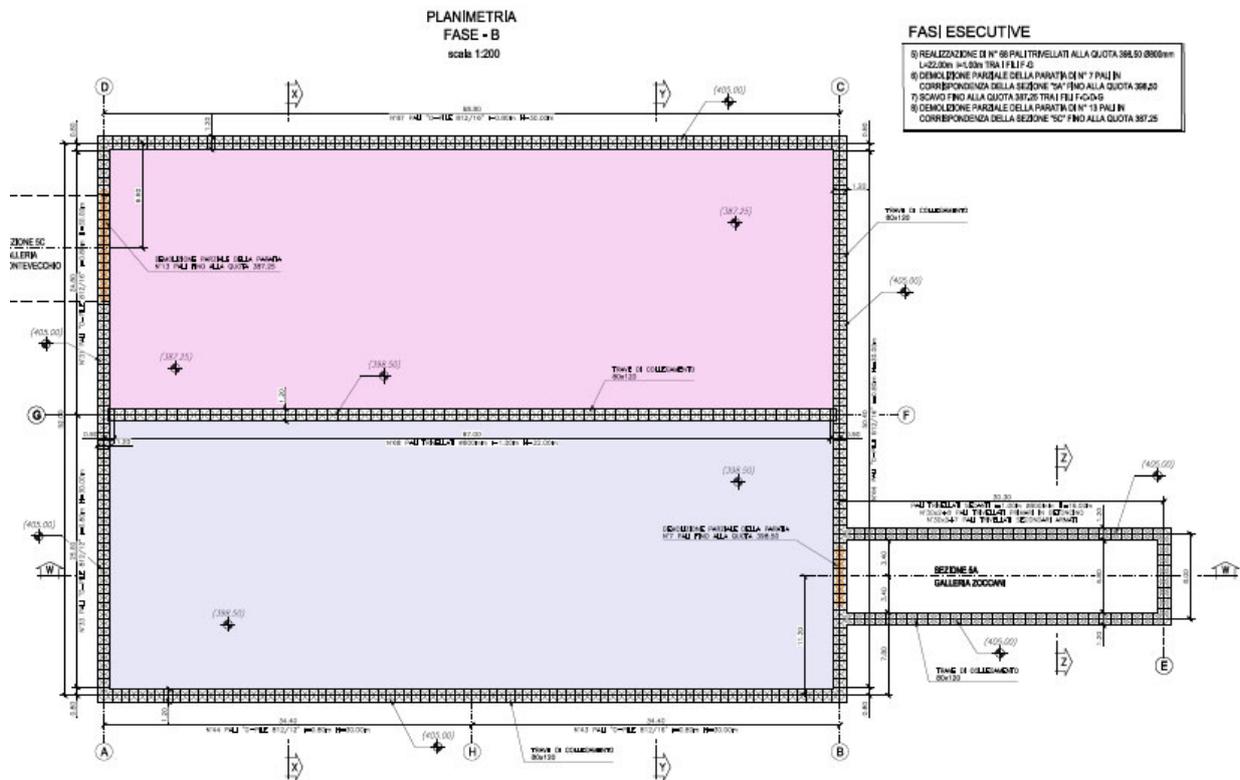


Figura 4.58 – Planimetria dello scavo di San Giovanni Reatino in una fase del cantiere

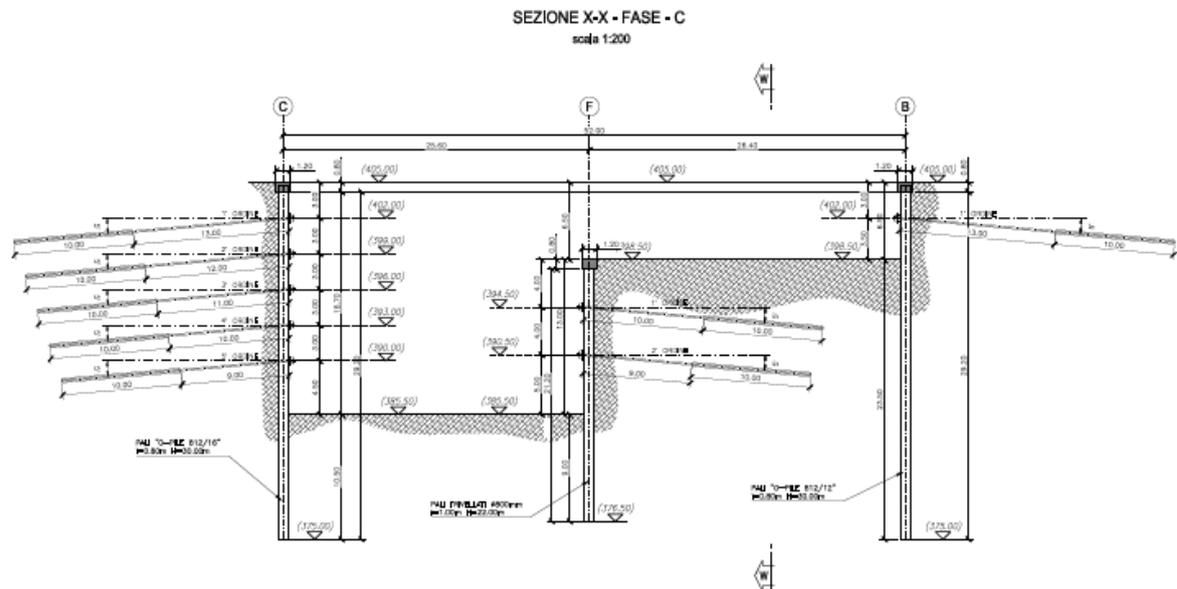
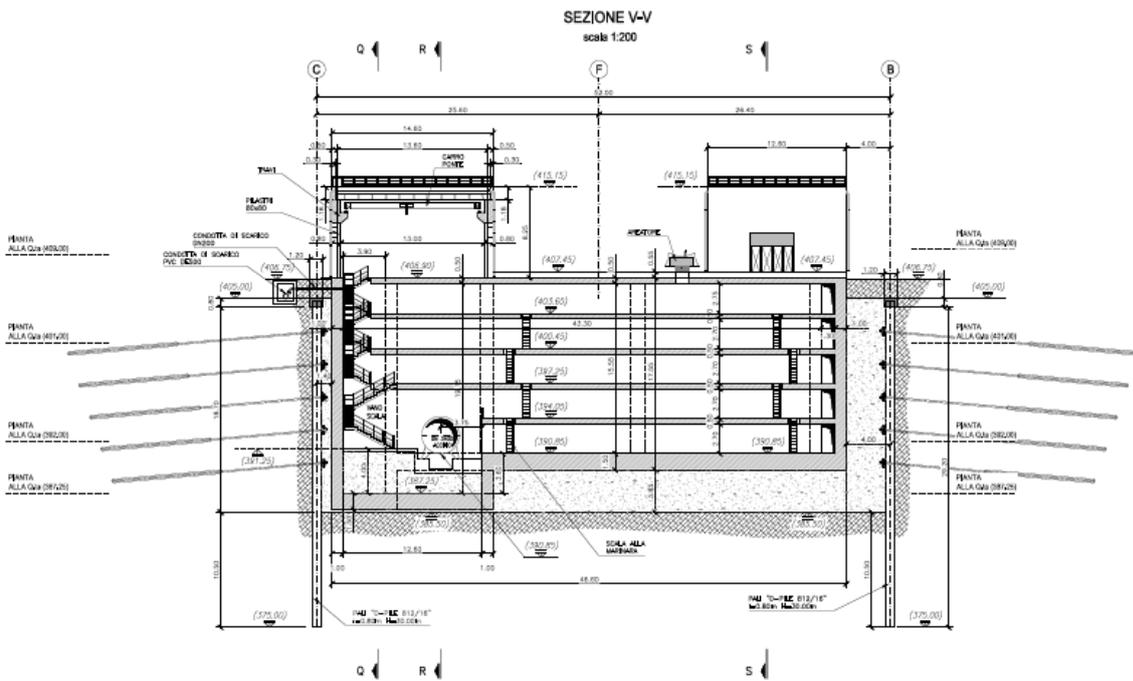
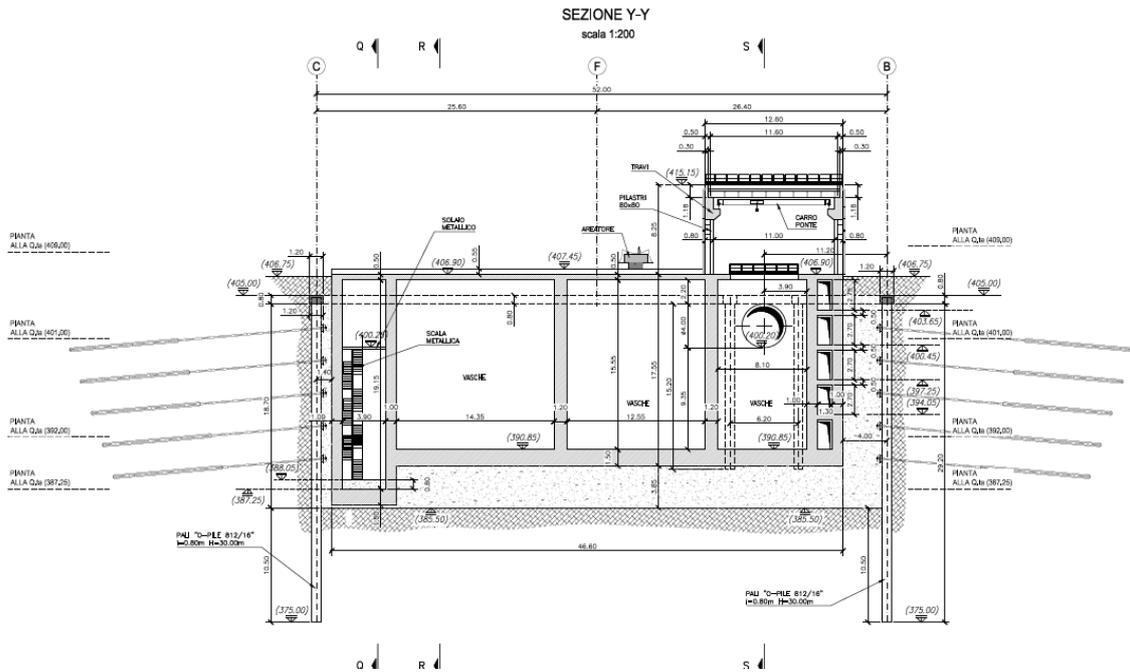


Figura 4.59 – Sezione dello scavo di San Giovanni Reatino in una fase del cantiere

Le due profondità raggiunte dallo scavo a quote diverse, pari a 387.25 m.s.l.m e 398.50 m.s.l.m., nascono dalla necessità di scavare le gallerie componenti l’acquedotto, lungo due direttici opposte: verso la Piana del Turano, del Salto e di San Vittorino, per realizzare il sistema di gallerie Cognolo, Zoccani, Ponzano a pelo libero con TBM EPB; dall’altro lato verso la zona si Salisano per realizzare la galleria Montevecchio con Rock TBM Double - Shield, con diametro di scavo maggiore (diametro interno finito di 7.50 m) al cui interno sarà alloggiata una tubazione in acciaio DN3400.

A valle della realizzazione del complesso sistema di Gallerie in progetto, sarà realizzato il manufatto di San Giovanni Reatino a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 50 m x 40 m e altezza 28 m, che consentirà il passaggio dalla galleria idraulica DN4000 alla condotta DN3400 in acciaio.

In questa zona di cantiere, per le fasi di realizzazione dell’opera, sarà presente l’impianto di prefabbricazione dei conchi di tutte le gallerie scavate in meccanizzato.

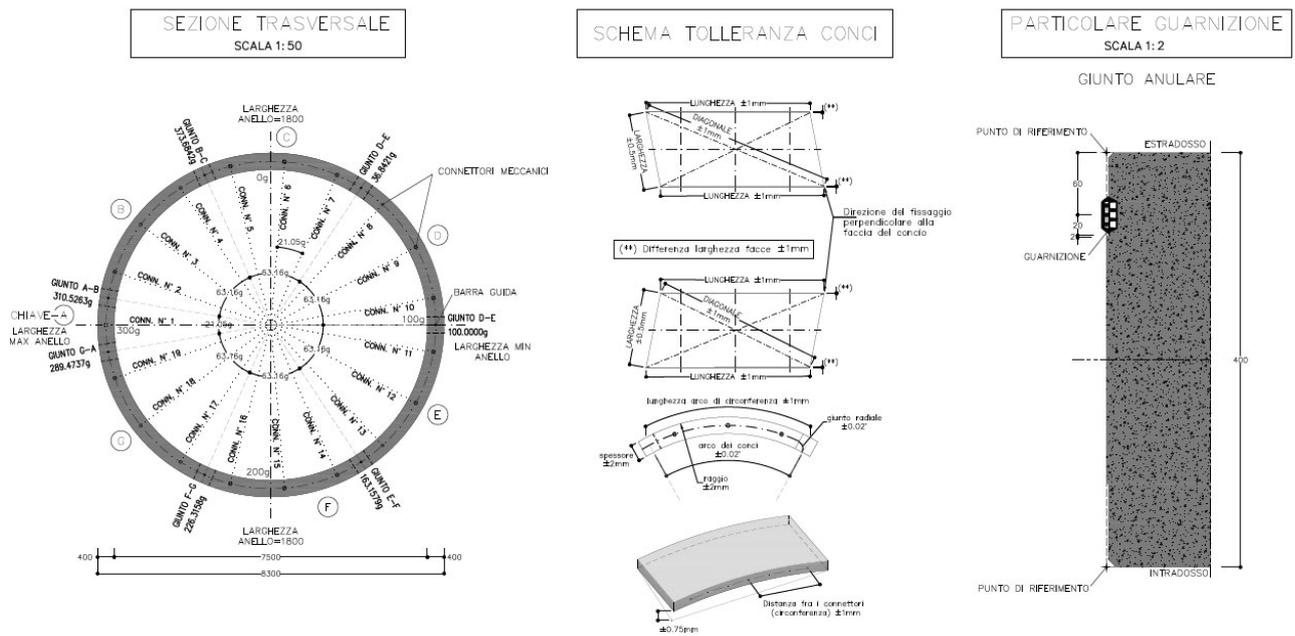


4.3.15 Galleria Montevecchio

Dal Manufatto di San Giovanni Reatino sarà realizzata la Galleria Montevecchio di lunghezza pari a 13310 m, che arriverà nei pressi di Salisano (Nodo S).

La galleria in oggetto, scavata in meccanizzato, ha un diametro di scavo di circa 8.90m e diametro interno al finito di 7.50m, spessore dei conci 40cm. Il tracciato ha andamento praticamente rettilineo.

Per l’anello di conci è previsto un unico livello di guarnizione, al fine di mantenere l’impermeabilità idraulica tra interno ed esterno alla galleria.



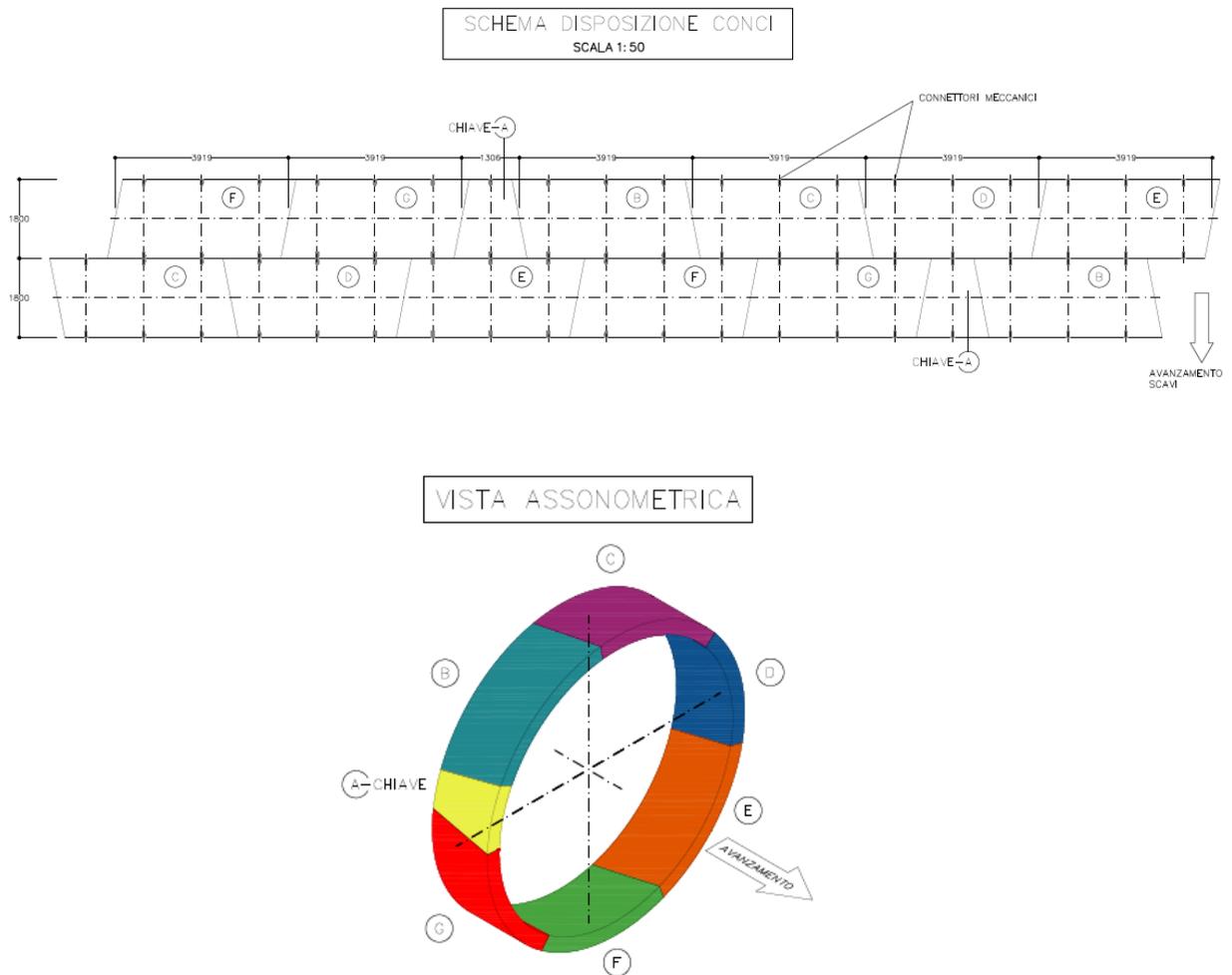


Figura 4.61 – Schema conci prefabbricati gallerie DN7500 Galleria Montevecchio

All’interno della galleria, sarà posta in opera una tubazione in acciaio DN3400, che trasporterà la portata di progetto in debole pressione.

Per consentire le operazioni di ispezione e manutenzione sarà consentito il transito lungo una corsia parallela, lateralmente alla condotta, ad un mezzo elettrico.

La tubazione, in acciaio S355, sarà poggiata su corniere vincolati solo trasversalmente, poste ad interasse di 9.00m; ogni 300 m sarà posto un punto fisso formato da 3 corniere vincolate direttamente ai baggioli, che incastrano la condotta.

In prossimità ad ogni punto fisso è posto un compensatore di spostamento tridimensionale.

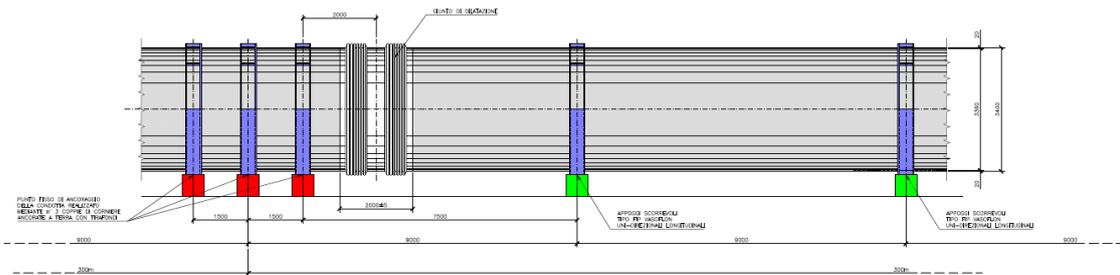


Figura 4.62 – Schema conci prefabbricati gallerie DN7500 Galleria Montevocchio

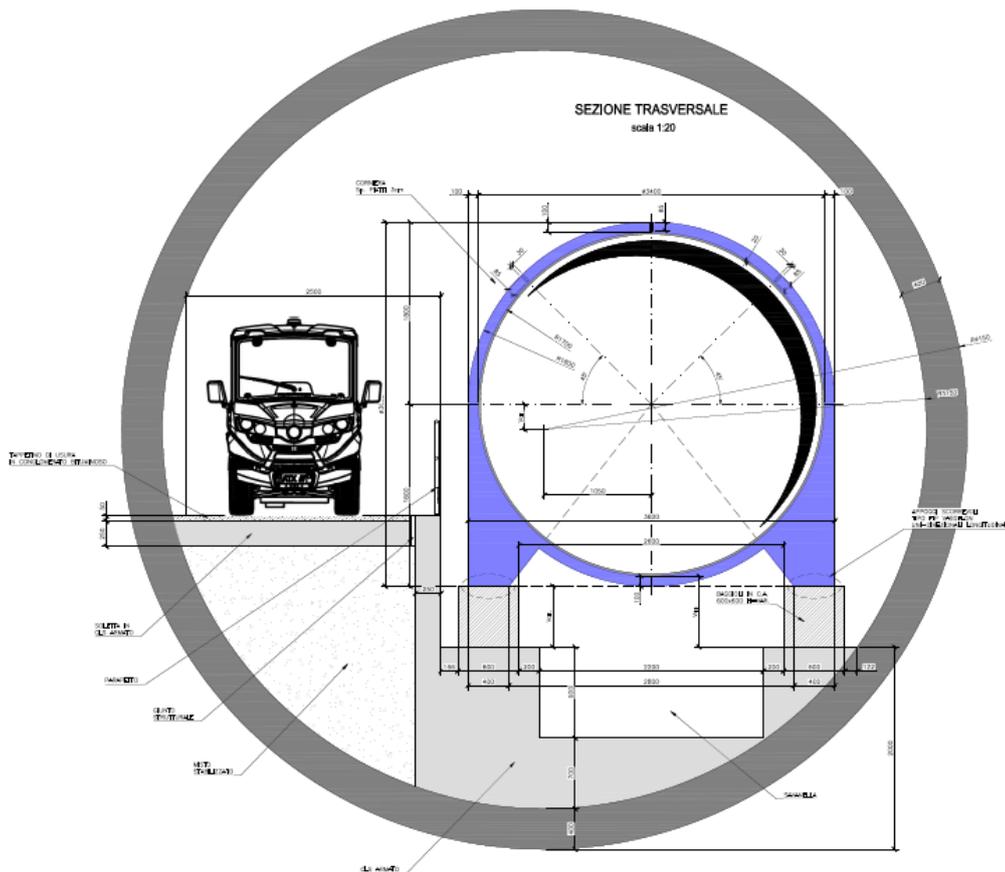


Figura 4.63 – Schema conci prefabbricati gallerie DN7500 Galleria Montevocchio

La tubazione longitudinalmente presenta un andamento a “dente di sega”; le variazioni centimetriche dell’asse in altezza saranno regolati dal piano di posa dei baggioli su cui saranno ancorati i pieducci delle corniere. Tra il baggiolo ed il pieduccio stesso della corniera saranno interposti degli appoggi monodirezionali (nel caso di appoggio longitudinale libero). Le lunghezze di ciascun tratto sono rispettivamente pari a 217.00 m in salite e 135.00m in discesa: al termine di ogni tratto in salita sarà presente uno sfiato e, viceversa, in discesa, sarà posizionato un organo di scarico. Al di sotto della condotta è presente una savanella atta a direzionare eventuali acque di stillicidio o, in caso di rottura della condotta o di scarico necessario, veicolare presso il nodo S la portata fluente, salvaguardando la corsia di ispezione laterale.

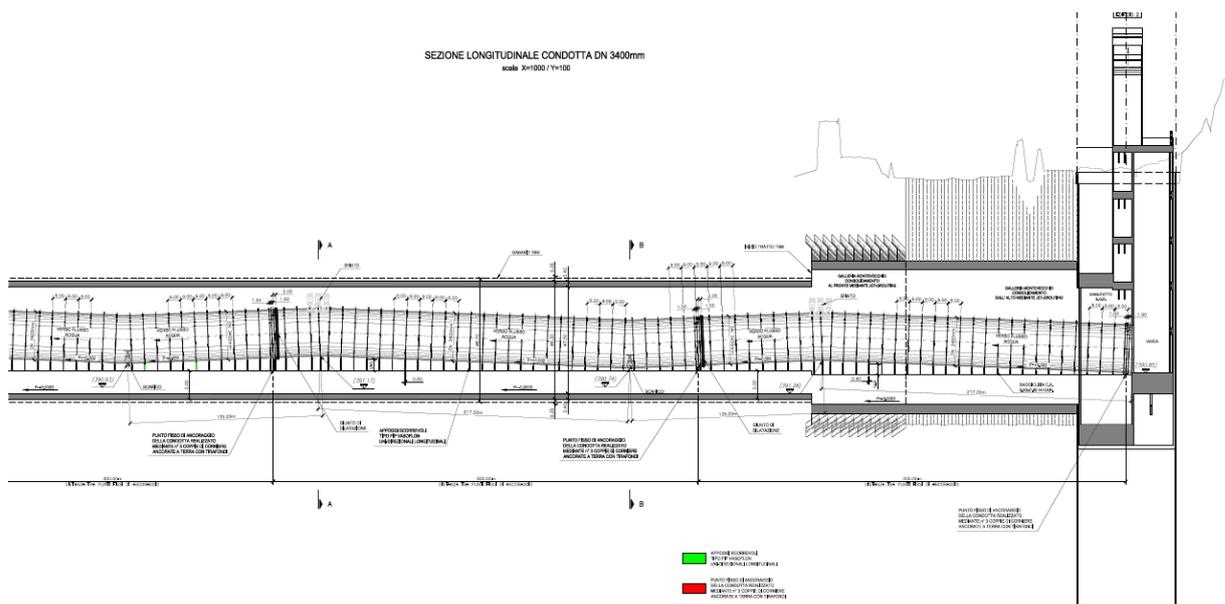


Figura 4.64 – Rappresentazione sezione longitudinale tubazione DN3400 in scala distorta

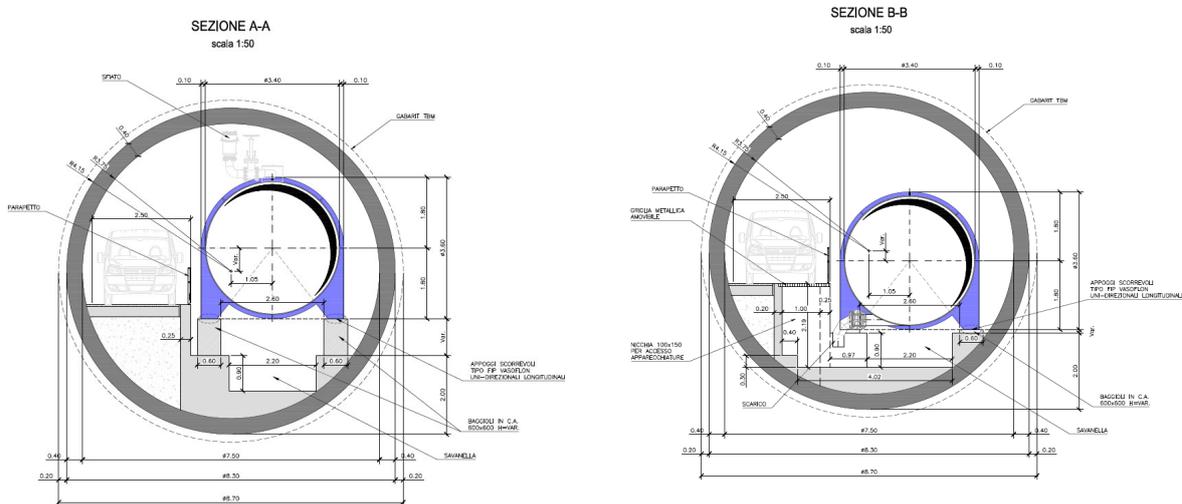


Figura 4.65 – Sezione in prossimità dello sfiato (a) e dello scarico (b)

Per quanto riguarda la tecnologia realizzativa della galleria Montevecchio, quest’ultima prevede, nella prima tratta di attraversamento della Piana di San Giovanni Reatino, la realizzazione di un primo tratto con metodo tradizionale, in terreni alluvionali sotto falda, trattati preventivamente dall’alto con jet-grouting anche con colonne inclinate per ovviare alle interferenze, al fine di migliorare al contempo le caratteristiche fisico meccaniche del terreno da scavare ed impermeabilizzare il fronte di scavo ed il contorno.

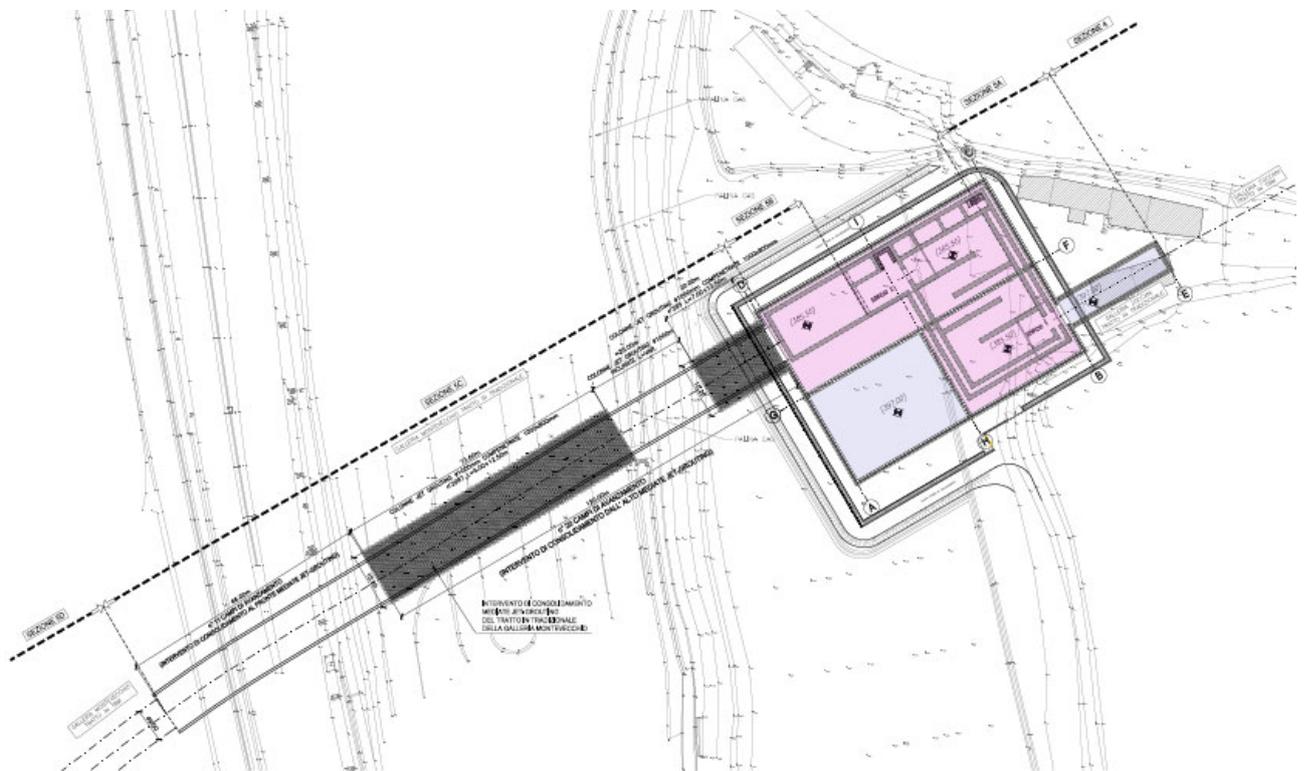


Figura 4.66 – Stralcio planimetrico di attraversamento della Piana di San Giovanni Reatino

Infatti, la tipologia di fresa prescelta per lo scavo sarà progettata per avanzare in terreni litoidi e non sciolti; per questo motivo si ricorre quindi a scavare il primo tratto in tradizionale, per poi traslare al suo interno la fresa fino ad arrivare al contatto stratigrafico con l’ammasso roccioso. Lungo il tratto in progetto è previsto l’attraversamento della SS4 Via Salaria.

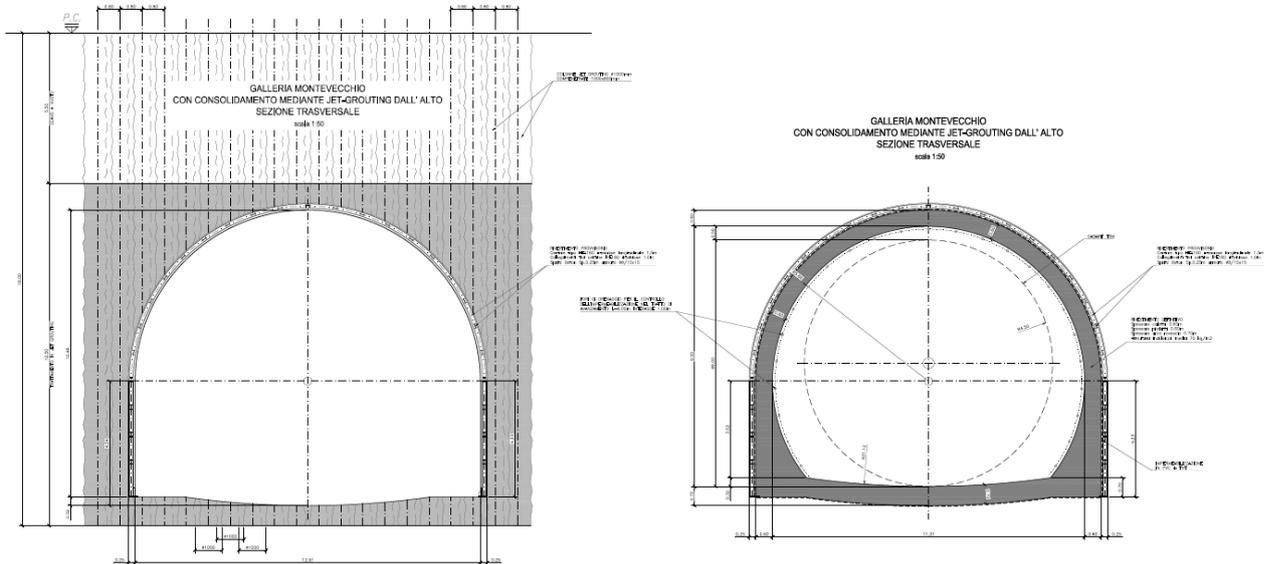


Figura 4.67 – Trattamento con jet grouting dall’alto e scavo in tradizionale del tratto

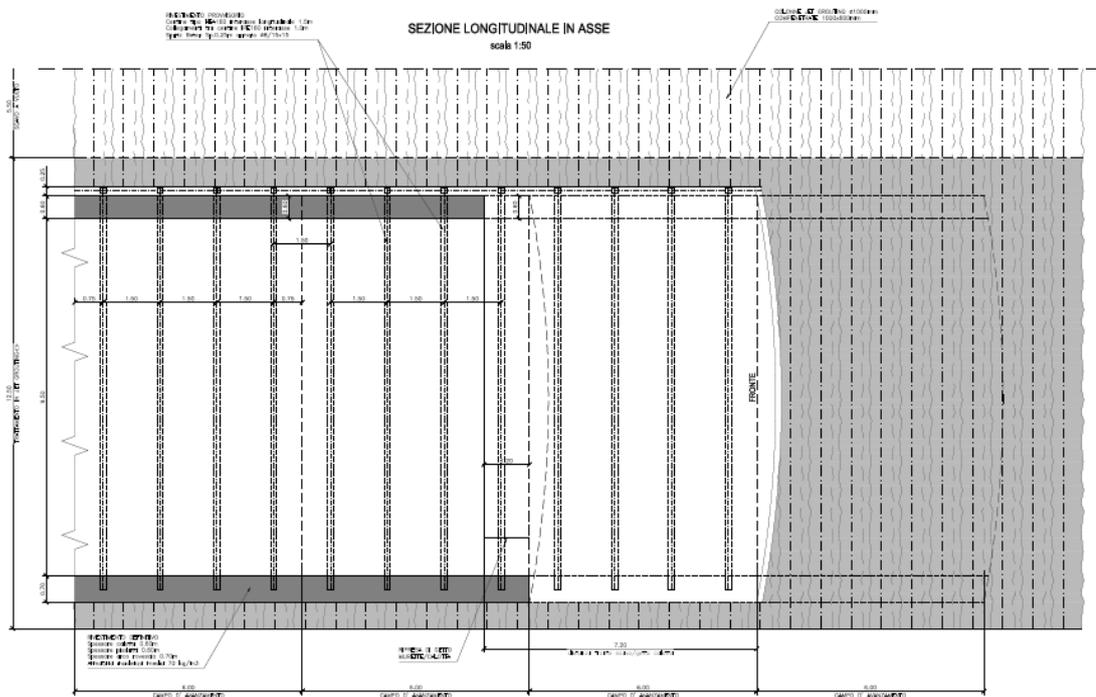


Figura 4.68 – Sezione longitudinale del trattamento con jet grouting dall’alto e scavo in tradizionale del tratto

A valle dello scavo della galleria, vista l’impossibilità logistica di recuperare la macchina nei pressi di Salisano, si prevederà di recuperarla a ritroso dallo scavo di ingresso di San Giovanni Reatino.

4.4 Nodo di Salisano e Sorpasso

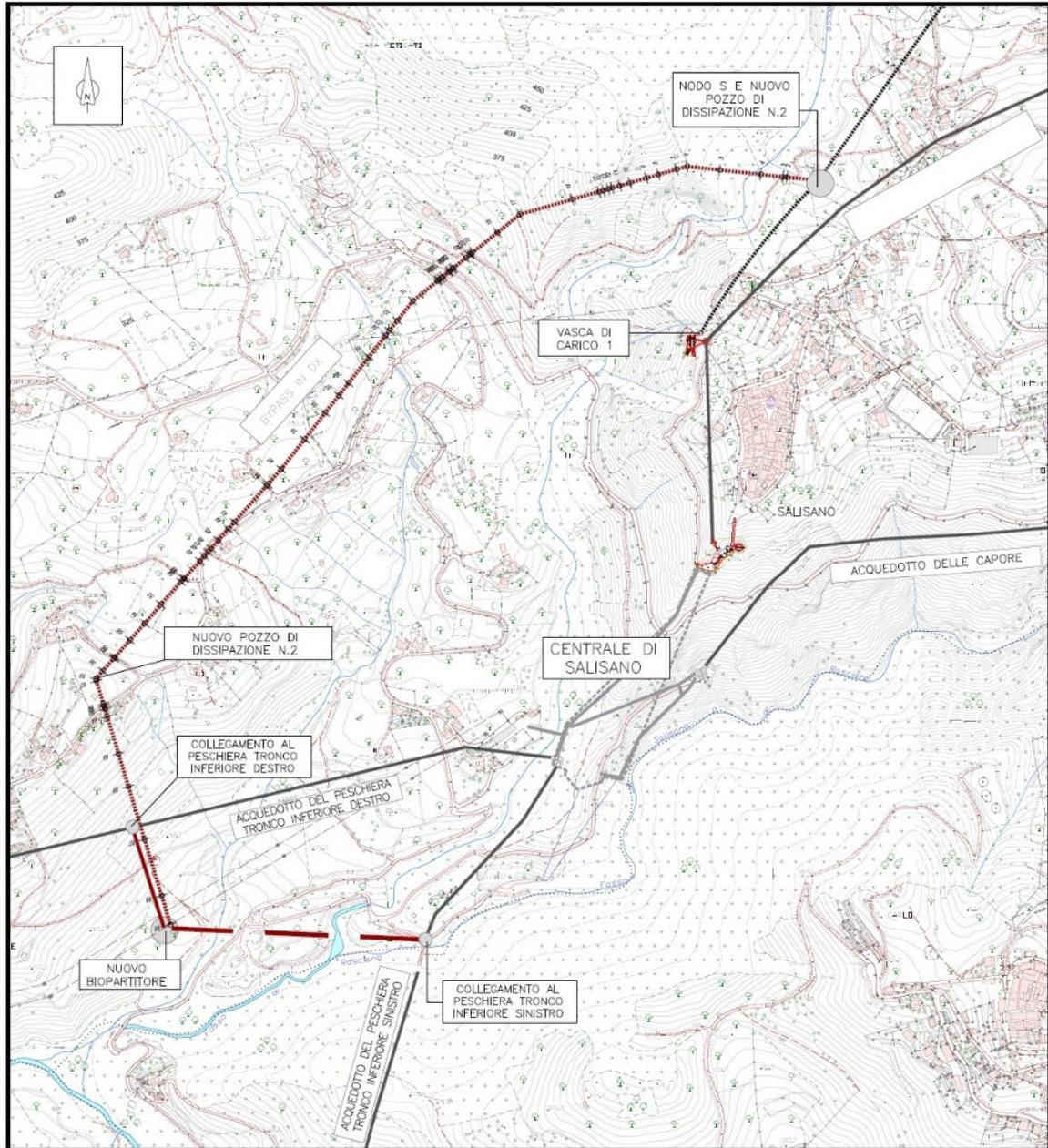
Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera recapita la portata nel Manufatto Nodo S, dove è previsto:

- un collegamento alla Vasca di Carico esistente che consentirà l’alimentazione della Centrale idroelettrica di Salisano con l’intera portata di progetto;
- un tracciato per il completo sorpasso del Nodo di Salisano (esterno alla centrale idroelettrica), con le relative opere di dissipazione dell’eccesso di carico disponibile, che consentiranno di veicolare tutta la portata addotta dalle Sorgenti del Peschiera direttamente negli acquedotti Peschiera Inferiore Destro e Peschiera Inferiore Sinistro.

Di seguito si riporta, una planimetria ed un profilo schematico del sistema infrastrutturale di sorpasso del nodo, rispetto all’ubicazione della Centrale di Salisano esistente.

In esercizio, il funzionamento ordinario prevede il transito della portata fluente all’interno del Manufatto Nodo S e, tramite la galleria Salisano, di nuova realizzazione, la portata arriverà all’interno della Vasca di carico esistente della centrale e sarà sfruttata per produrre energia con le turbine.

Le opere di Sorpasso del Nodo di Salisano invece, entreranno in funzione in caso di funzionamento straordinario, qualora la portata sarà deviata nel Nodo S attraverso il primo pozzo di dissipazione PZ1.



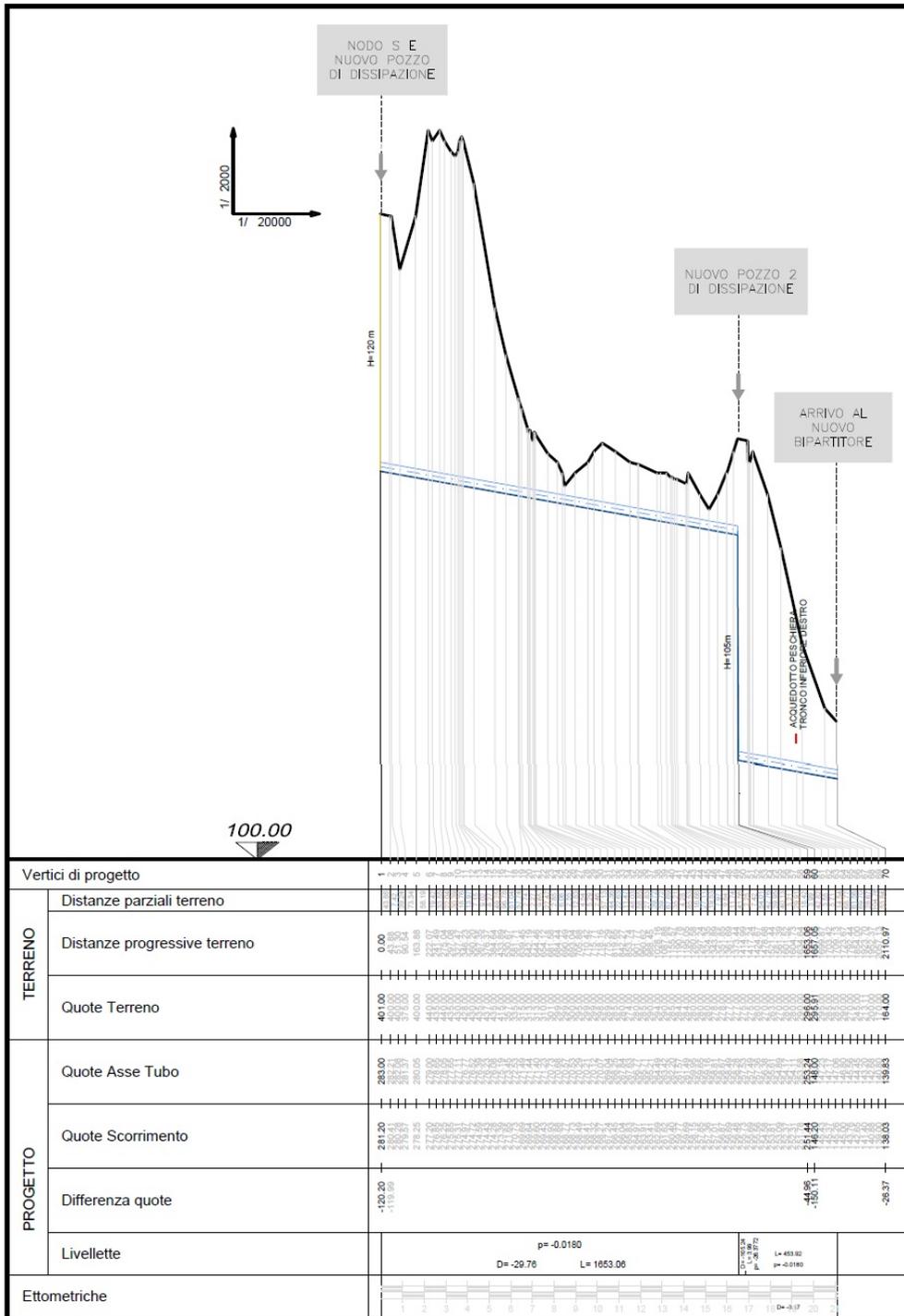


Figura 4.69 – Planimetria e sezione di dettaglio dell’infrastruttura di sorpasso del Nodo di Salisano

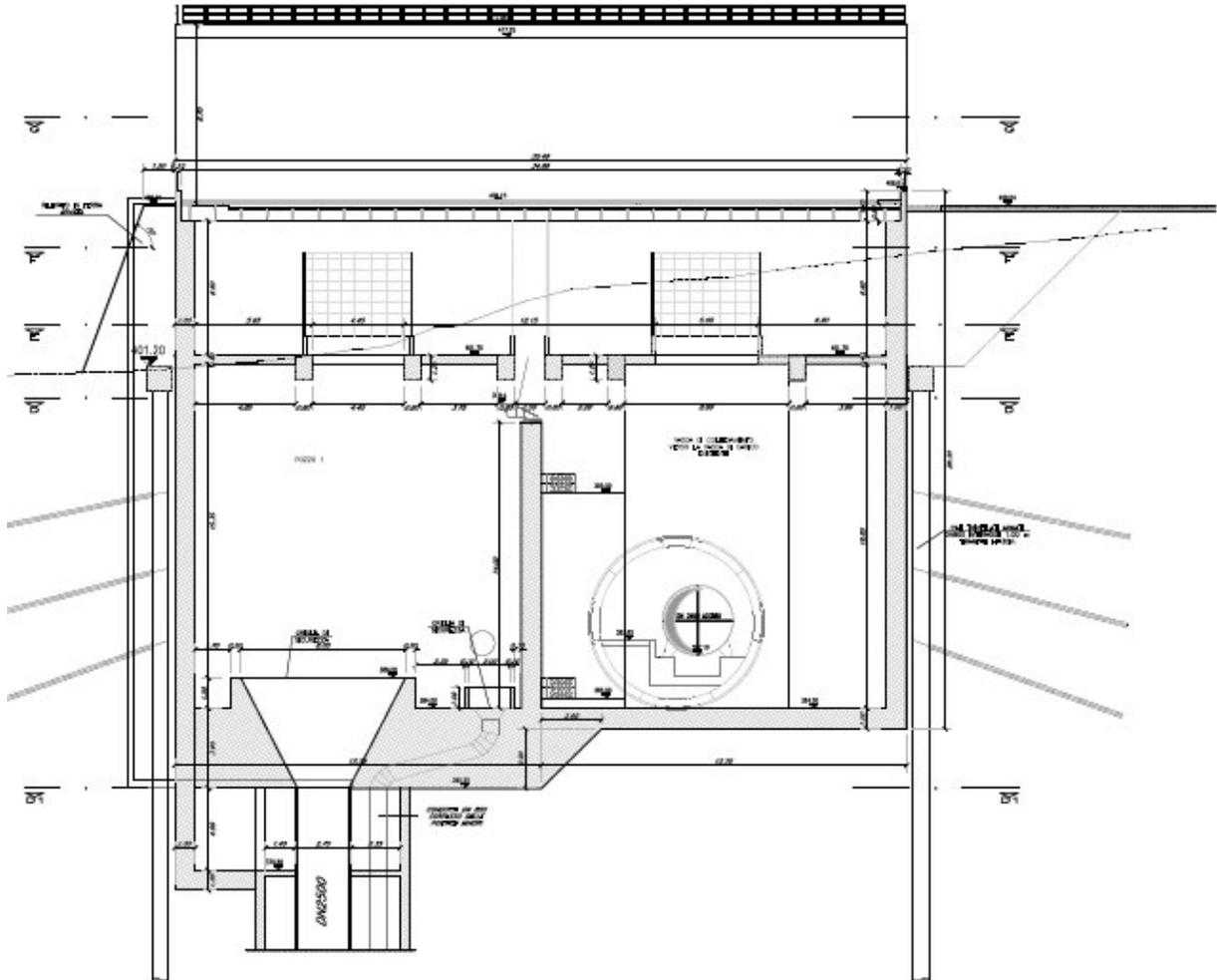
4.4.1 Manufatto Nodo di Salisano (Nodo S) e pozzo di disconnessione PZ1

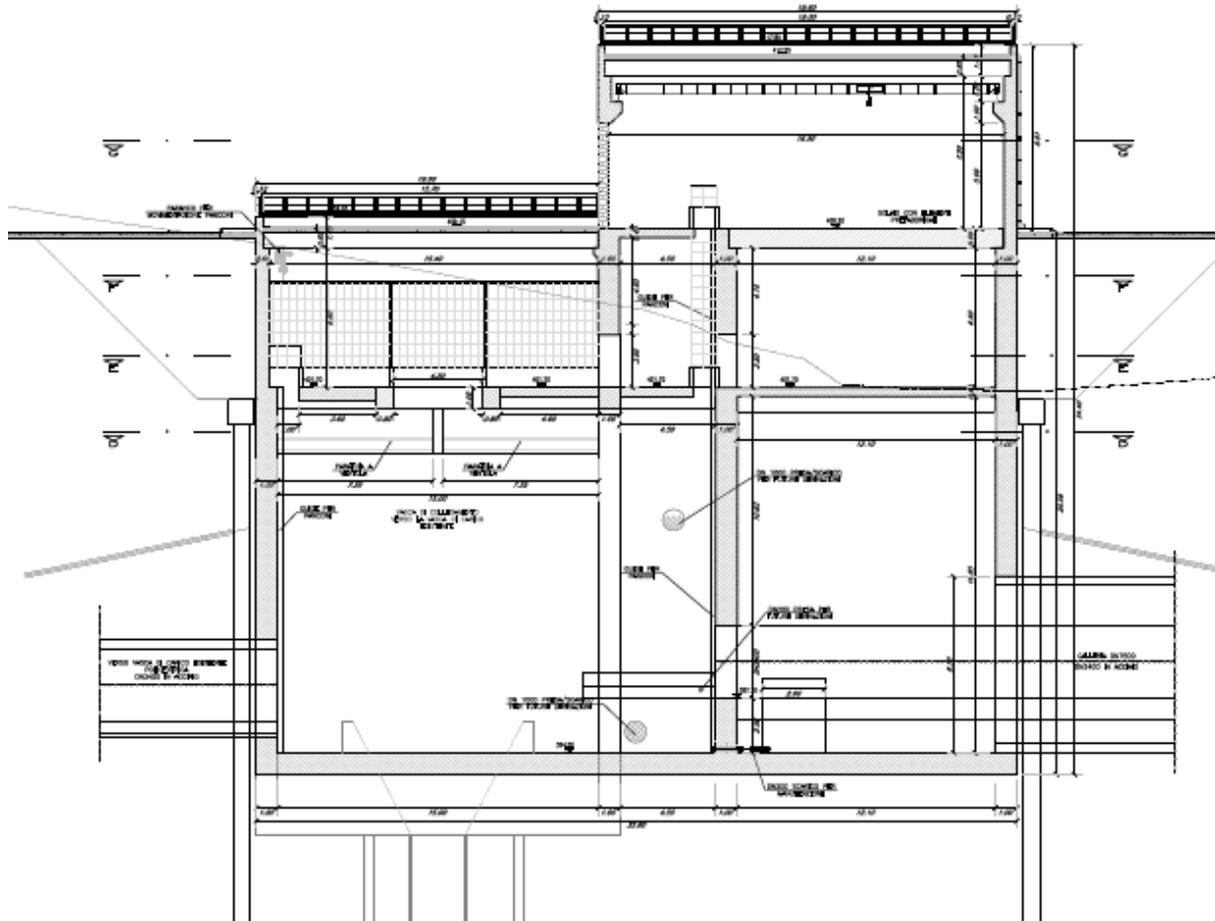
In virtù di quanto esposto, nel Manufatto Nodo S andranno previste le opere che consentano l’adduzione della risorsa idrica verso l’area della centrale idroelettrica e la partenza del sistema di Sorpasso della centrale stessa. La TBM DN7500, dopo aver scavato la galleria Monte Vecchio sarà sezionata e recuperata a ritroso dalla stessa sezione di ingresso a San Giovanni Reatino, 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. All’interno del manufatto Nodo S il flusso idrico potrà:

- Nel caso di funzionamento di esercizio del Nuovo Acquedotto la portata proseguirà verso la Galleria Salisano, che sarà realizzata con scavo in tradizionale con sezione interna DN3400 fino alla Vasca di Carico esistente e convogliata in seguito verso la centrale idroelettrica;
- Nel caso di funzionamento di emergenza la portata sarà deviata in un primo pozzo di dissipazione del carico idraulico (PZ1), che sarà scavato alla base del manufatto finale del nodo S. Tale pozzo sarà realizzato con la tecnica dello scavo a foro cieco ed avrà diametro di scavo pari a Φ 7.50 m e profondità di 150 m circa: all’interno sarà posizionata una tubazione in acciaio DN2500. In adiacenza tra loro verranno posate due tubazione di acciaio una per l’ingresso dell’aria (aeroforo) e l’altra atta alla dissipazione del carico nel funzionamento a bassa portata.

Lo scarico di fondo del manufatto restituisce la portata al fosso adiacente per mezzo di un manufatto di dissipazione che sarà collegato con una condotta di lunghezza di circa 20m realizzata microtunneling e in cui il diametro interno finale sarà di Φ 2500.

Il manufatto finale avrà dimensioni in pianta di circa 36.00m x 36.00m ed altezza 33.00m.





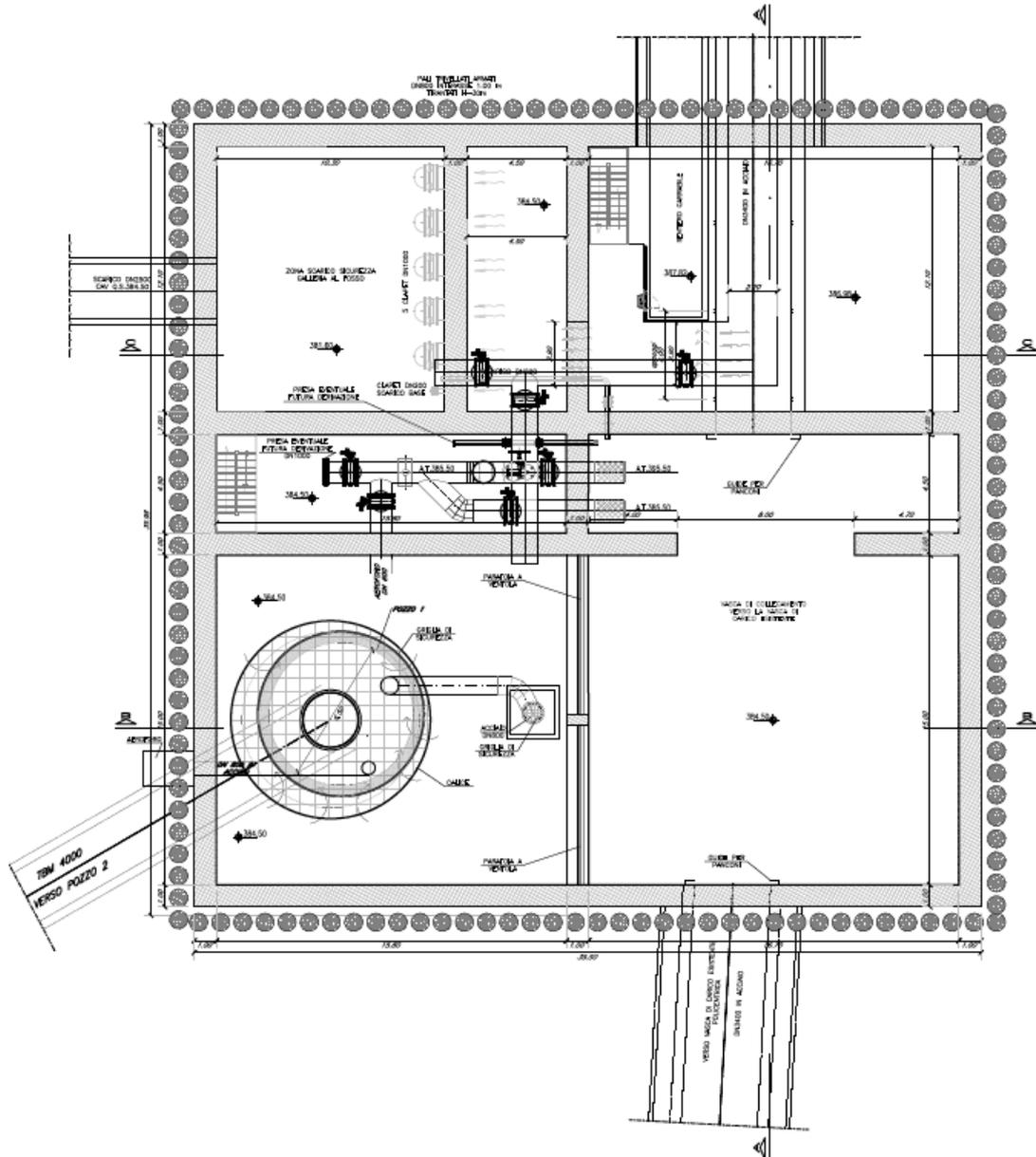


Figura 4.70 – Sezioni e pianta del Manufatto Nodo S

**SEZIONE A-A
RIVESTIMENTO DEFINITIVO**
scala 1:50

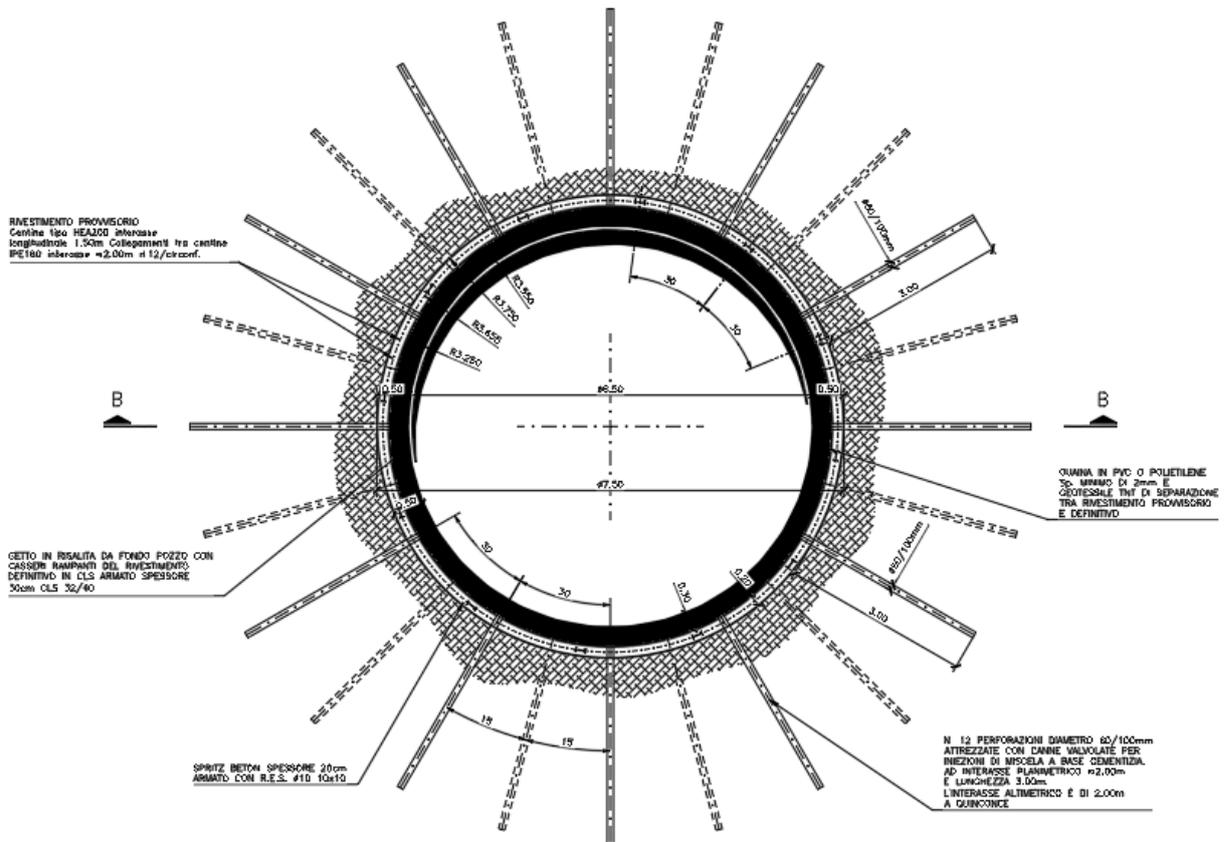


Figura 4.71 – Schema di intervento per la realizzazione dello scavo a foro cieco del pozzo di disconnessione 1 (PZ1)

4.4.2 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 nel primo tratto, il consolidamento del fronte da scavare per circa 75.00 m (sezione “Hard”), mentre poi si proseguirà lo scavo con sezione di avanzamenti tipo “Medium”. Gettato il rivestimento provvisorio, nell’ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo per sagomare la sezione interna finale.

La connessione alla vasca di carico esistente avverrà per fasi, a valle della messa in esercizio del Nuovo Tronco Superiore (Nuovo Acquedotto + Sorpasso):

1. Scavo della galleria Salisano fino da Nodo S, fino ad intercettare il vecchio scarico fuori servizio della vasca di carico;
2. Scavo ed alesaggio in risalita ed in avvicinamento dello scarico verso la vasca di carico;
3. Fuori servizio della vasca di carico, svuotamento, e completamento connessione con la galleria Salisano.

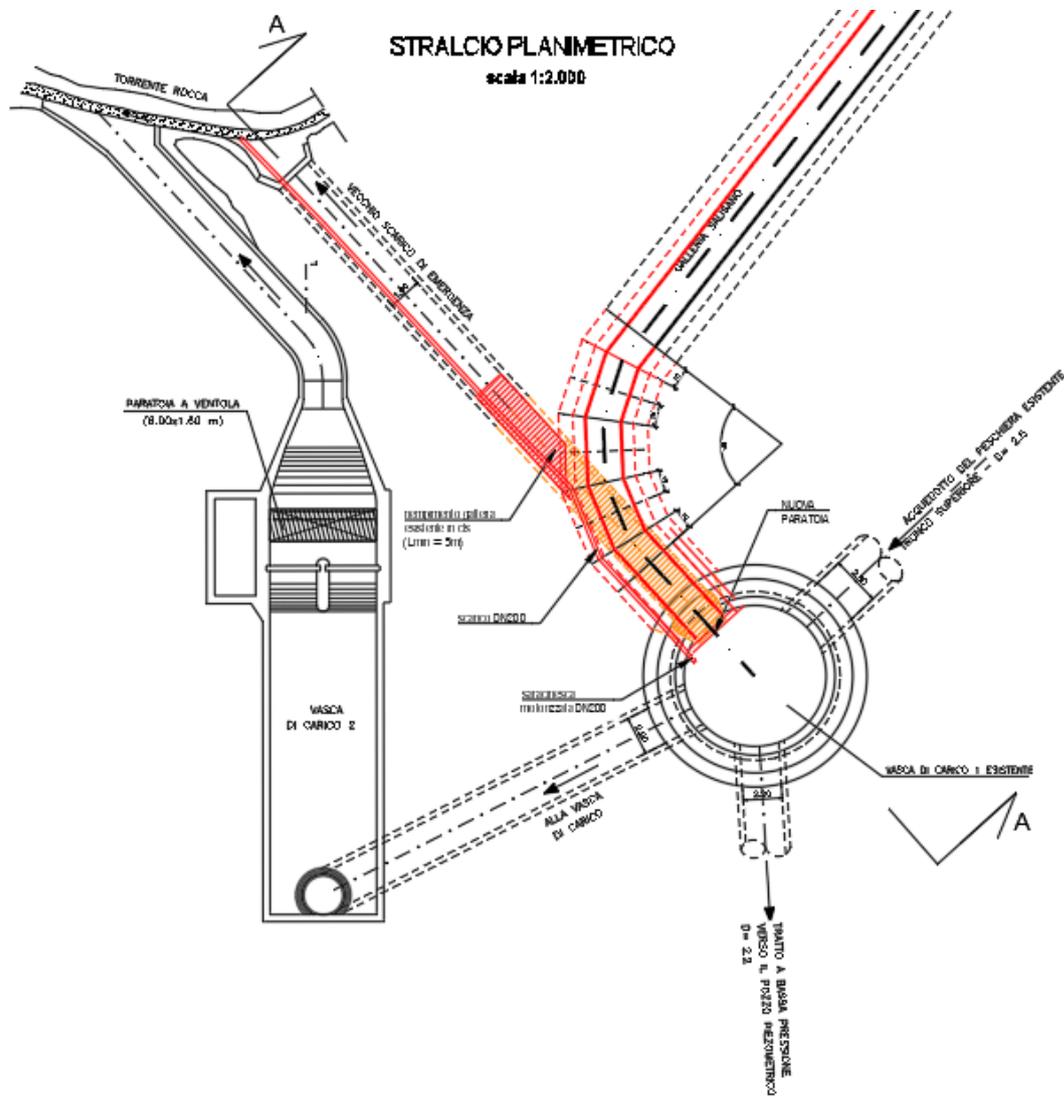
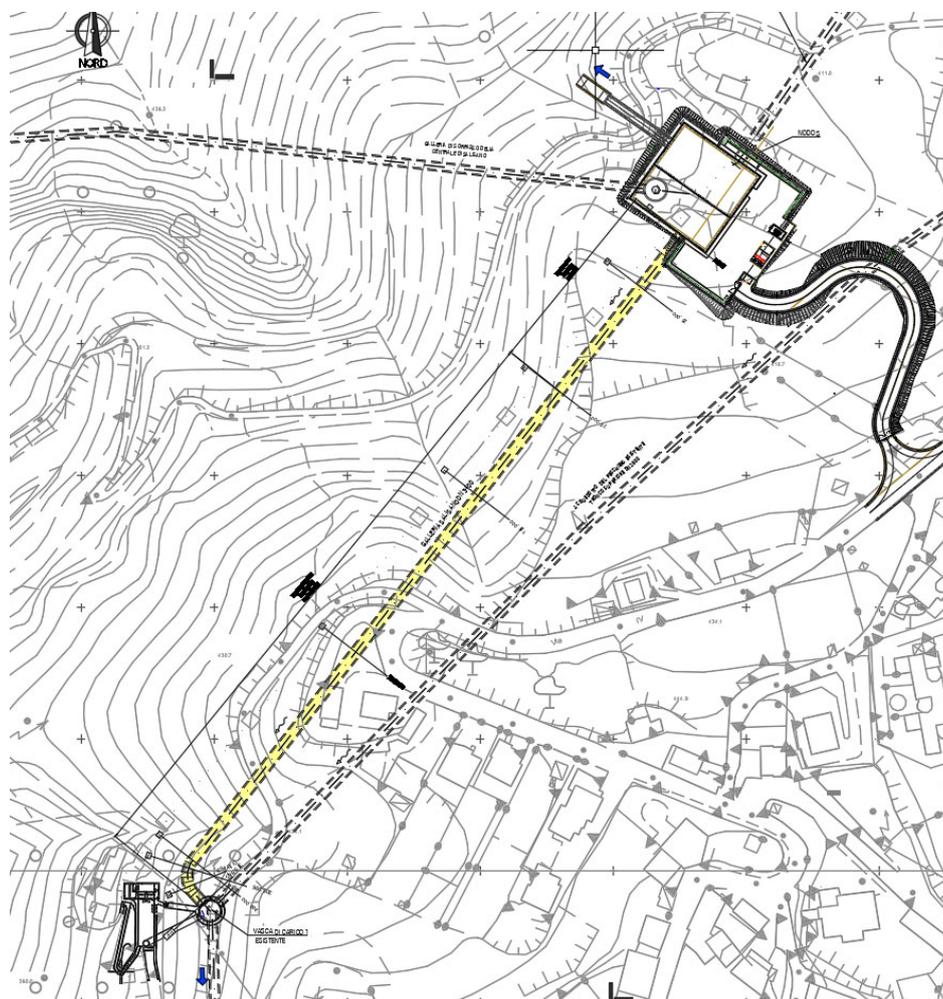


Figura 4.72 – Stralcio planimetrico connessione alla vasca di carico esistente



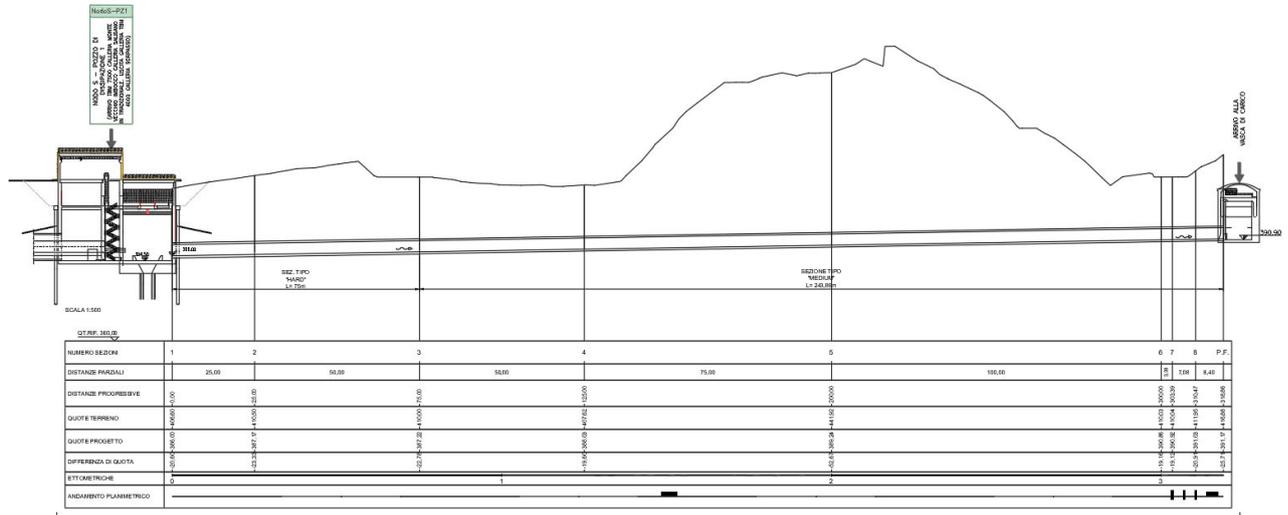


Figura 4.73 – Planimetria e profilo Galleria Salisano

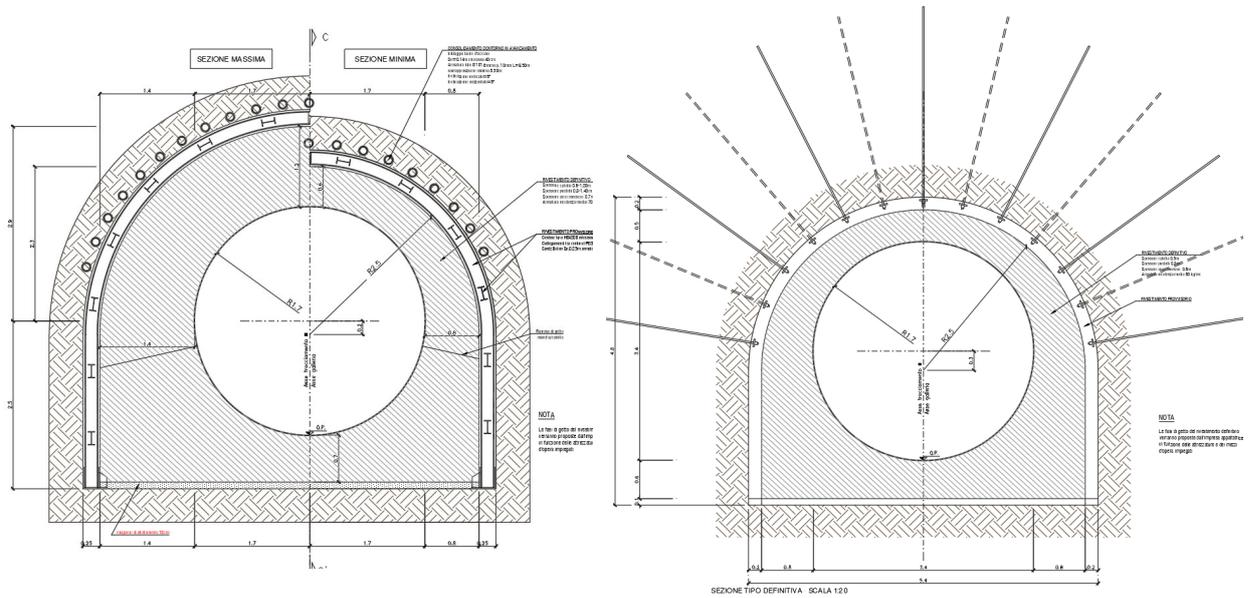
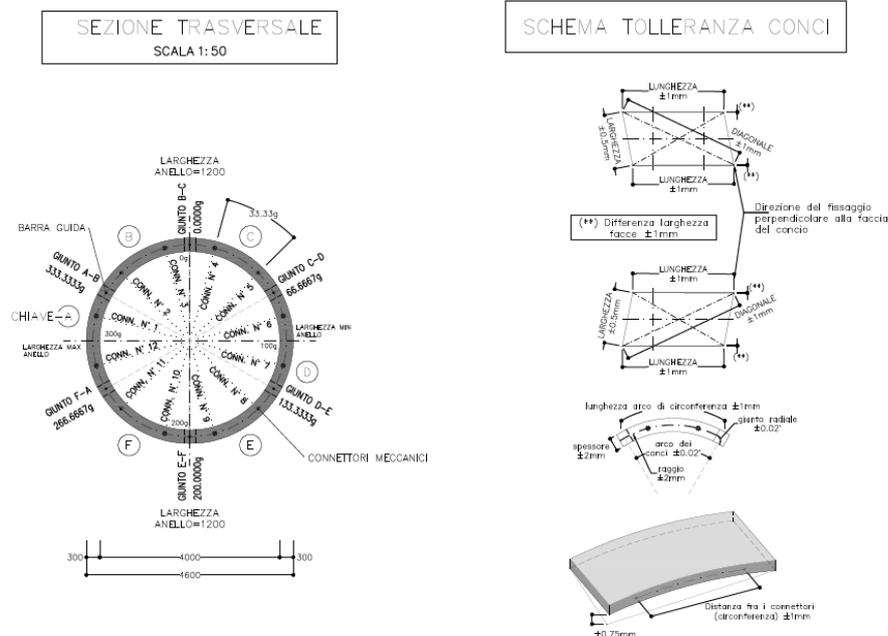


Figura 4.74 – Sezione "Hard" e Sezione "Medium" Galleria Salisano

4.4.3 Galleria di Sorpasso: da Manufatto Pozzo 2 (PZ2) a Manufatto Pozzo 1 (PZ1)

La galleria idraulica sarà formata da conci prefabbricati di spessore 30 cm, a formare un anello di diametro interno di 4.00m con fondo sagomato per realizzare una savanella atta sia favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Per garantire l’impermeabilità idraulica e garantire la tutela igienico-sanitaria della portata fluente, sarà disposto nello spessore dei conci, un doppio livello di guarnizioni. Sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM ed ha lunghezza di 1520 m circa. Collegherà il pozzo di dissipazione PZ2 (imbocco TBM) e il fondo del pozzo di dissipazione PZ1. Viste le difficoltà logistiche per raggiungere la zona di Salisano (nei pressi del Nodo S), la fresa sarà recuperata dal pozzo di ingresso, nei pressi del manufatto PZ2. La testa fresante sarà poi smontata e traslata fino a San Giovanni Reatino, nei pressi del cantiere, in cui è previsto lo scavo delle gallerie DN4000 fino alla Piana di San Vittorino.



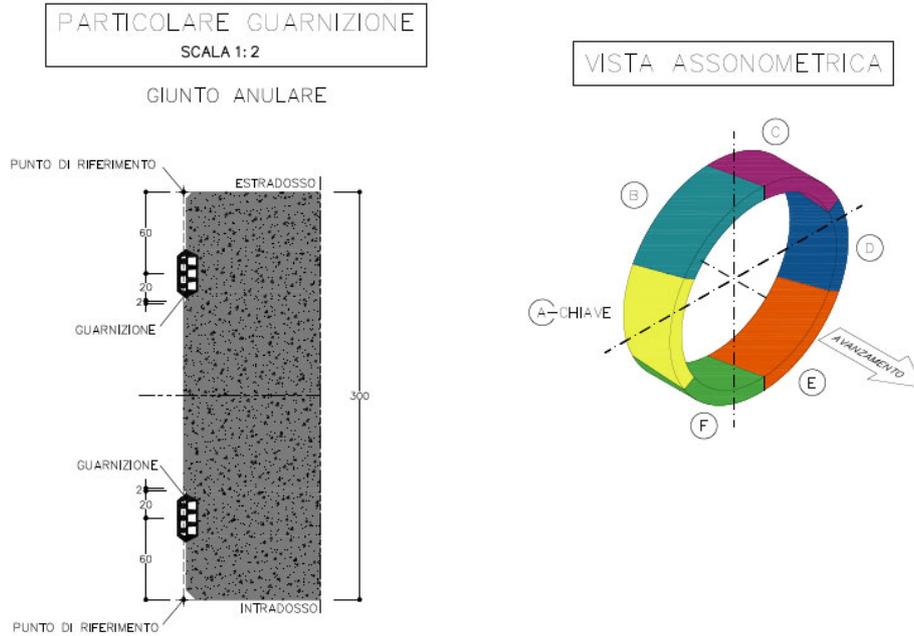
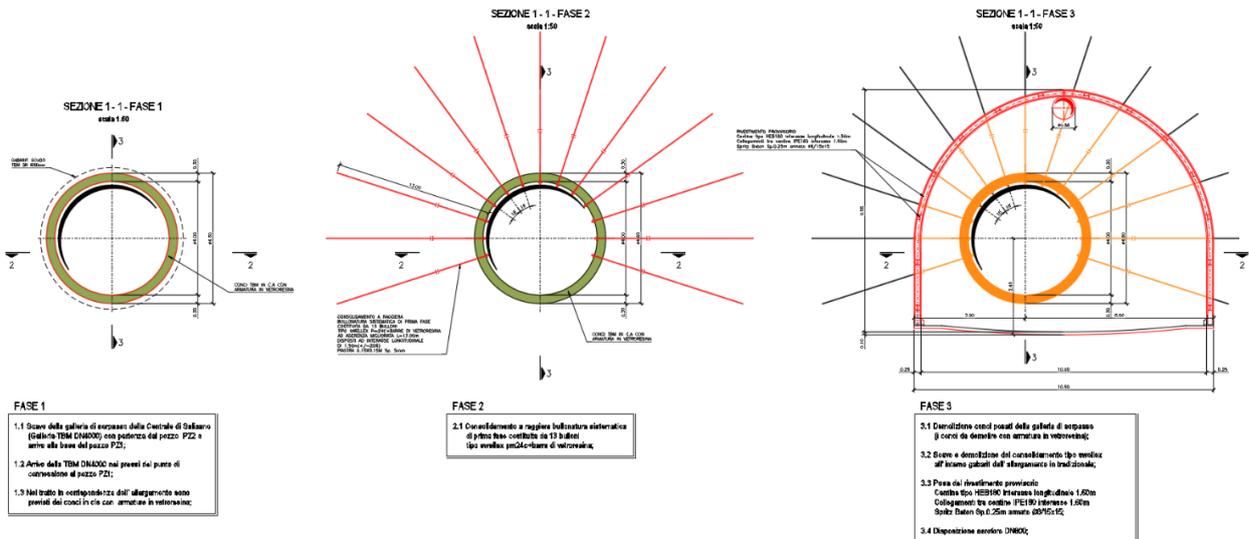


Figura 4.75 – Schema conci prefabbricati galleria di Sorpasso DN4000 da Manufatto Pozzo 2 (PZ2) a Manufatto Pozzo 1 (PZ1)



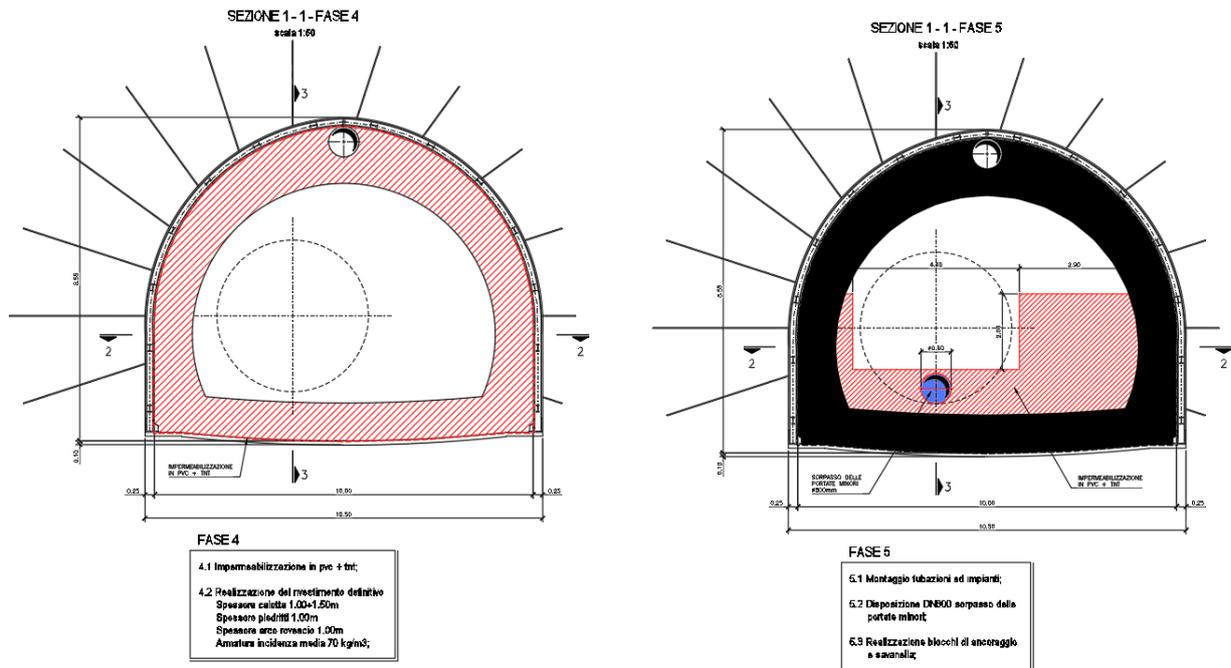
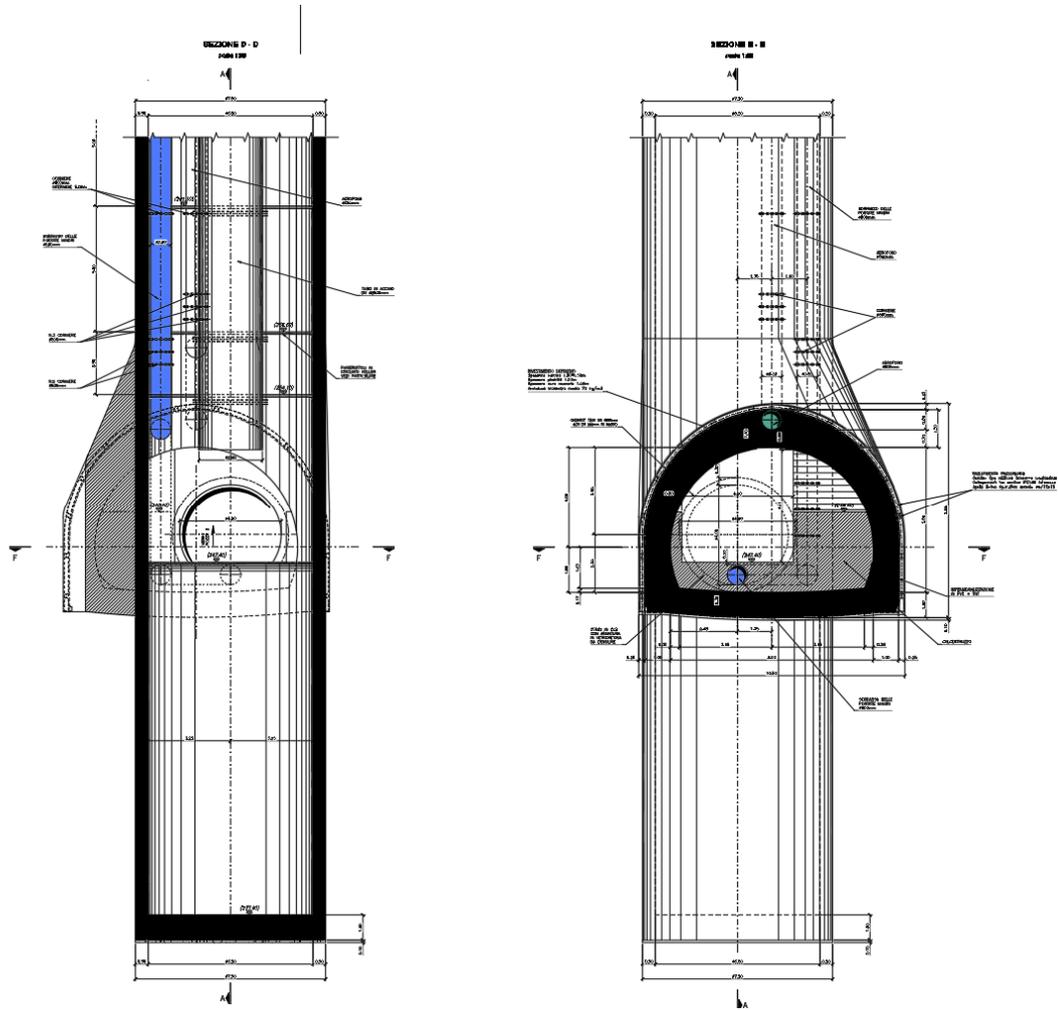


Figura 4.76 – Fasi di lavoro in allargamento alla galleria in meccanizzato per creazione camerone di innesto con PZ1



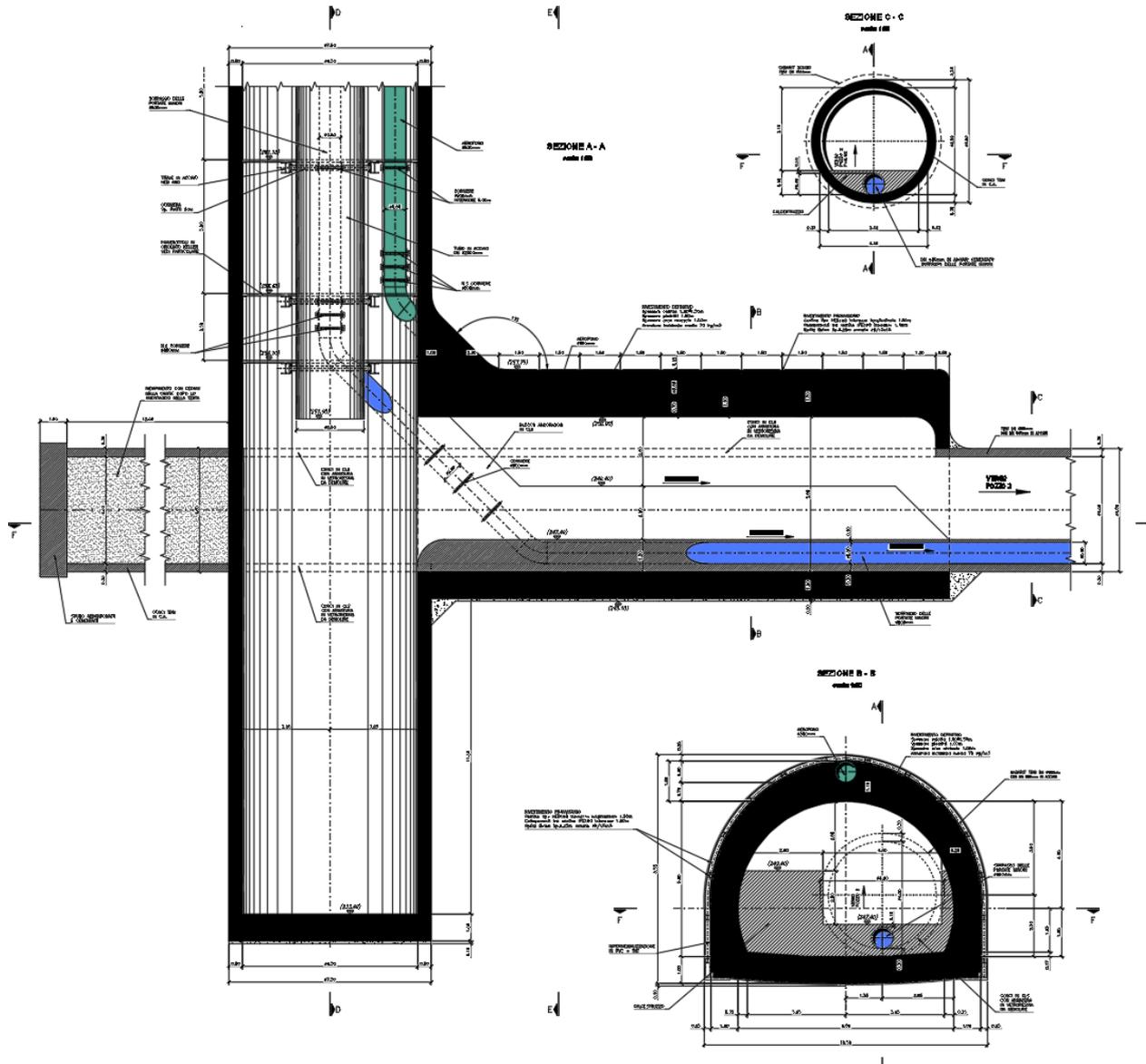


Figura 4.77 – Zona di connessione Pozzo PZ1 – Galleria

4.4.4 Manufatto Pozzo 2 e Pozzo di dissipazione 2 (PZ2)

Il manufatto Pozzo 2 sarà per lo più interrato, con dimensioni pari a 16.00m x37.00m, di altezza massima pari a 31.70m, di cui circa 7.00m fuori terra.

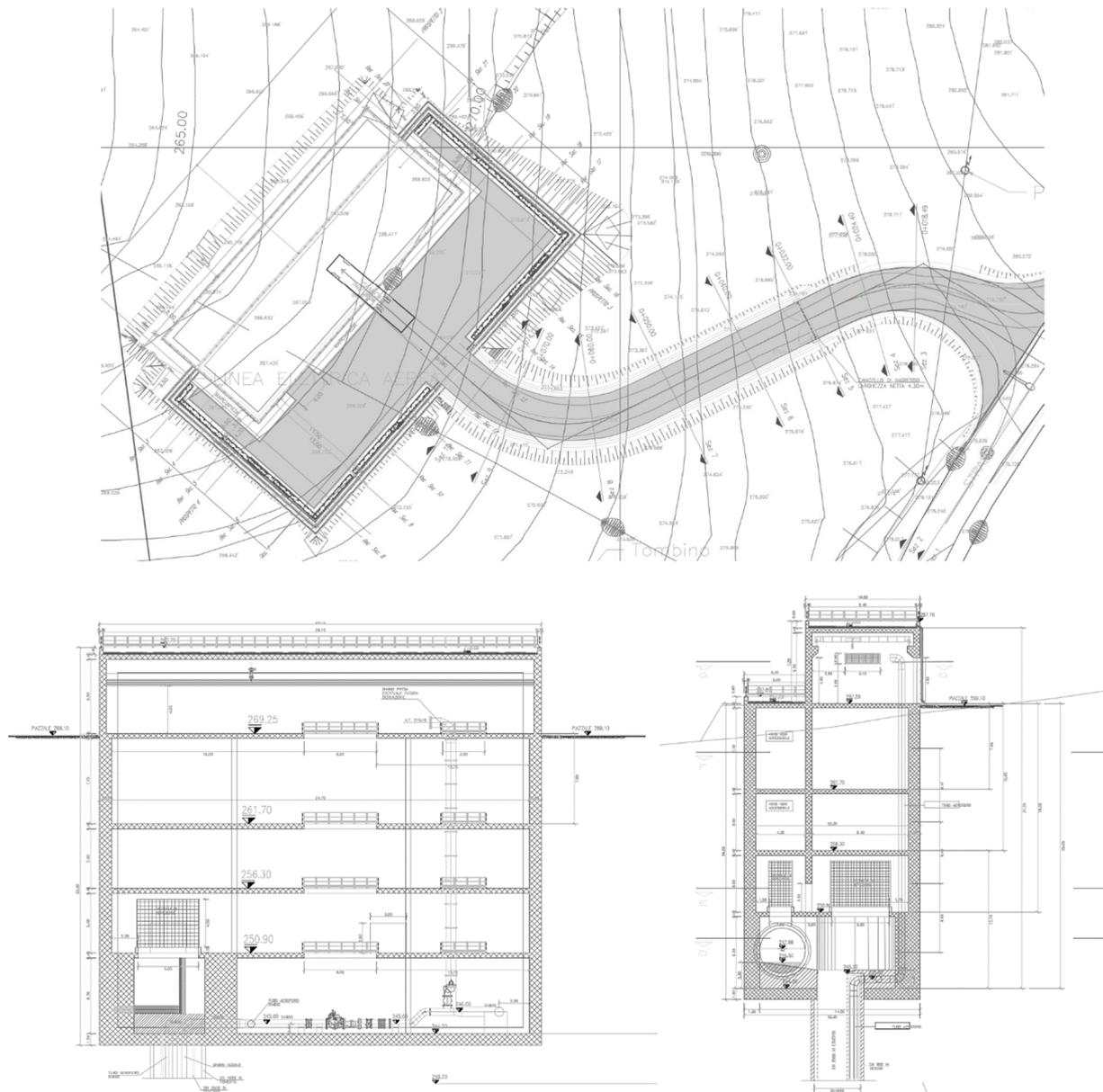


Figura 4.78 – Sezioni e pianta del Manufatto Pozzo 2

Durante le fasi di costruzione, lo scavo previsto sarà sede:

- dello scavo della galleria DN4000 verso PZ1 in meccanizzato;
- del pozzo di disconnessione PZ2, che sarà scavato alla base del manufatto finale. Sarà realizzato con la tecnica dello scavo a foro cieco ed avrà diametro di scavo pari a Φ 7.50 m e profondità di 110 m circa. All’interno sarà posizionata una tubazione in acciaio DN2500.

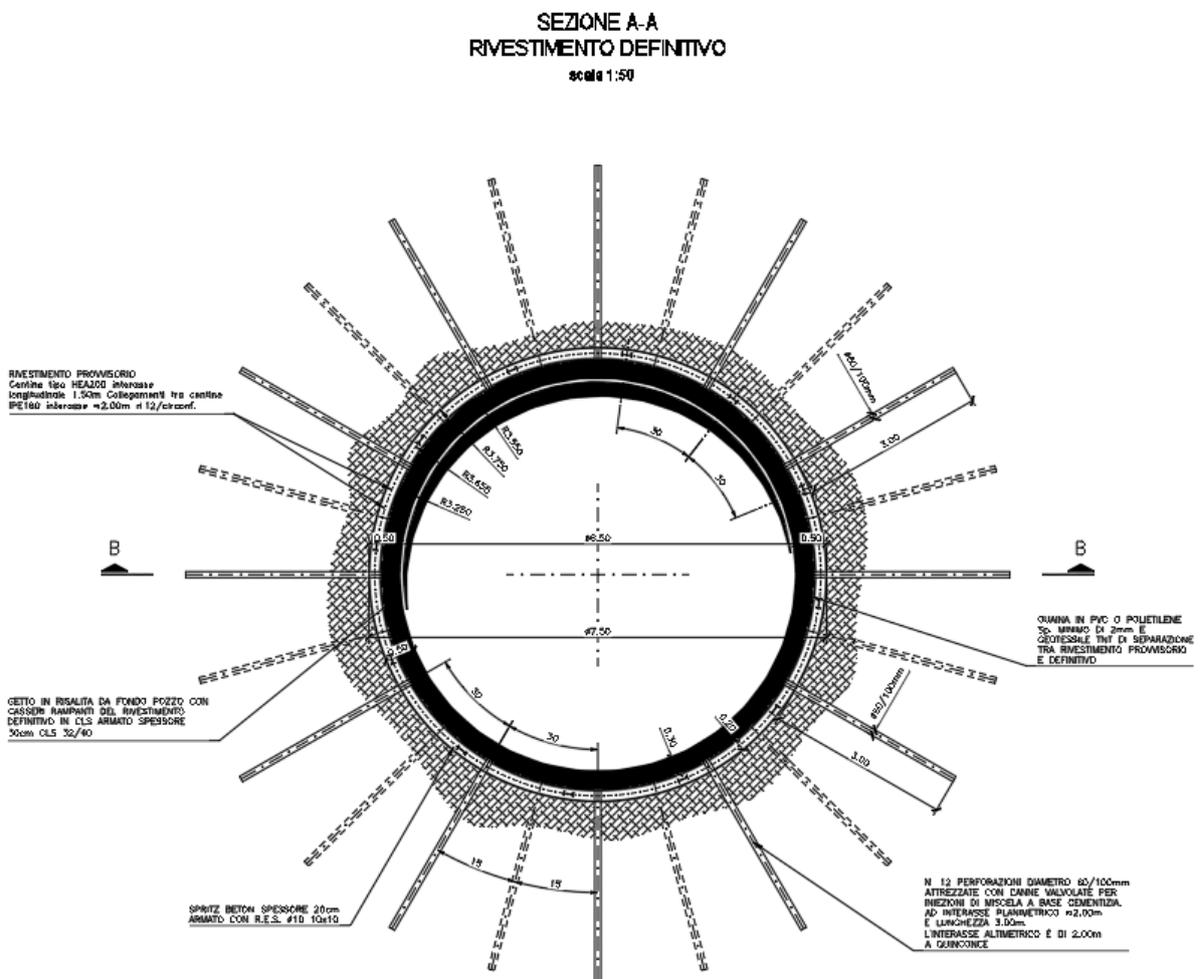


Figura 4.79 – Schema di intervento per la realizzazione dello scavo a foro cieco del pozzo di disconnessione 2 (PZ2)

4.4.5 Galleria di Sorpasso: da Manufatto Bipartitore (NMB) al Pozzo di dissipazione PZ2

Collegherà il Manufatto NMB al pozzo di dissipazione PZ2; 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 540 m.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono un avanzamento con sezione tipo “Medium”. Gettato il rivestimento provvisorio, nell’ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo per sagomare la sezione interna finale.

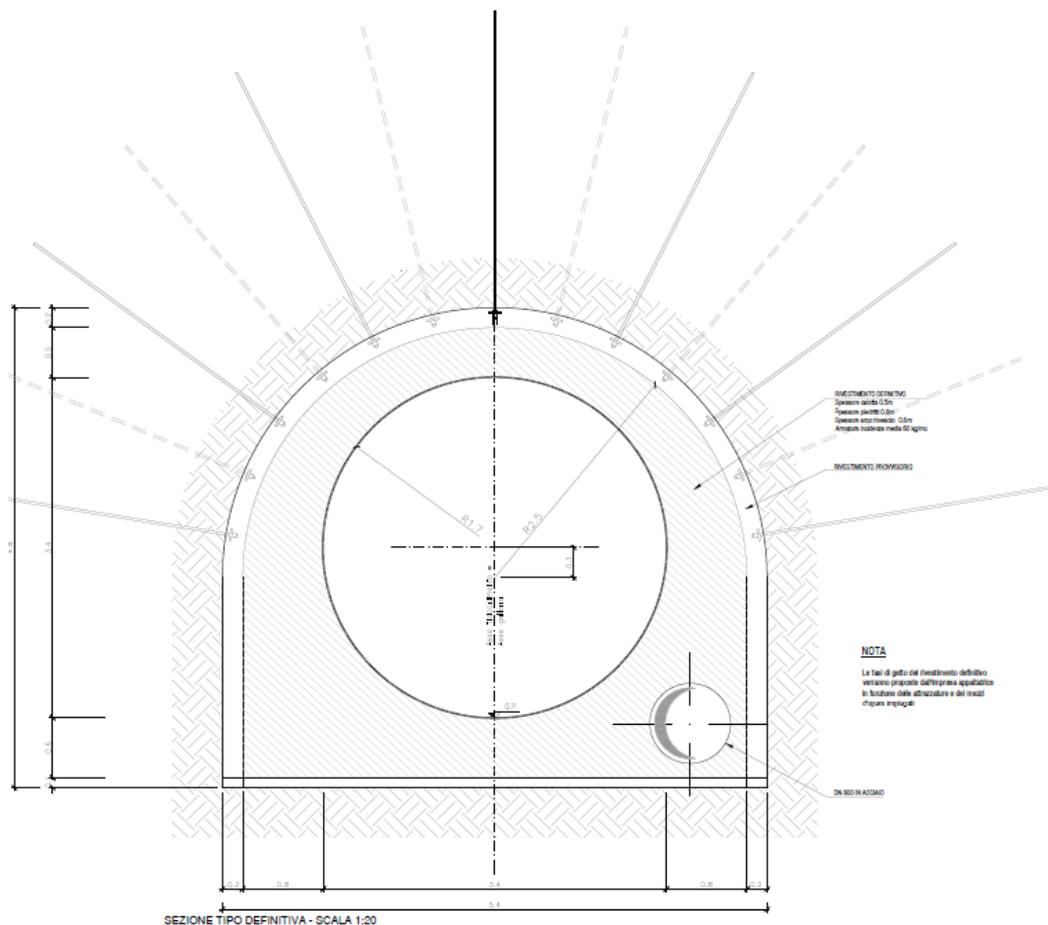


Figura 4.80 – Sezione "Medium" Galleria da NMB a PZ2

Nella zona di connessione galleria-pozzo alla base del PZ2, si prevede un allargamento dello scavo per creare il raccordo necessario.

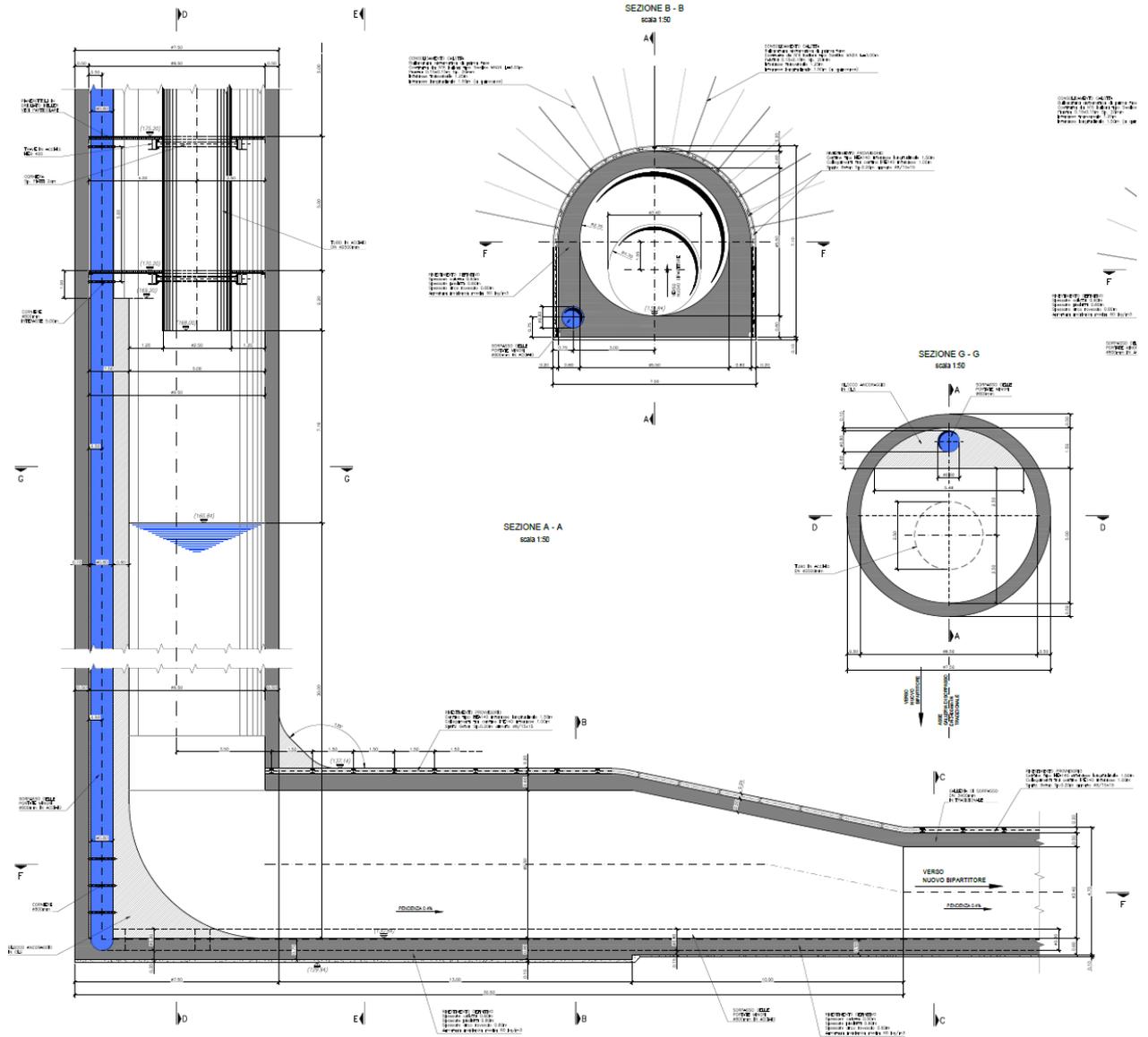


Figura 4.81 – Connessione galleria- Pozzo PZ2

4.4.6 Nuovo Manufatto Bipartitore (NMB)

Il manufatto ha la funzione di recapito delle portate provenienti dal sorpasso del Nodo di Salisano e ripartire la portata proveniente monte ai tronchi del Peschiera Inferiore Destro e Peschiera Inferiore Sinistro del Sistema acquedottistico.

Le portate direzionate verso il Peschiera Inferiore Destro, sebbene governate dal Nuovo Manufatto Bipartitore, non transiteranno per il manufatto ma risaliranno in un pozzo posto in prossimità del sottoattraversamento con l’acquedotto esistente nel nodo di allaccio. Viceversa, le portate direzionate verso il Peschiera Inferiore Sinistro, transiteranno all’interno del Nuovo Bipartitore e si connetteranno nei pressi dell’attraversamento del fosso del Rasciano.

La portata di progetto fluente in galleria sarà connessa all’opera, per mezzo di pozzi verticali, fino ad arrivare a quota di fondazione.

Si prevedranno inoltre anche delle opere complementari di raddoppio degli acquedotti inferiori, prevedendo delle predisposizioni alle quote dei pozzi che potranno poi in futuro essere collegate evitando il fuori servizio del Bipartitore stesso. Nel nodo è previsto anche lo scarico nel fosso adiacente.

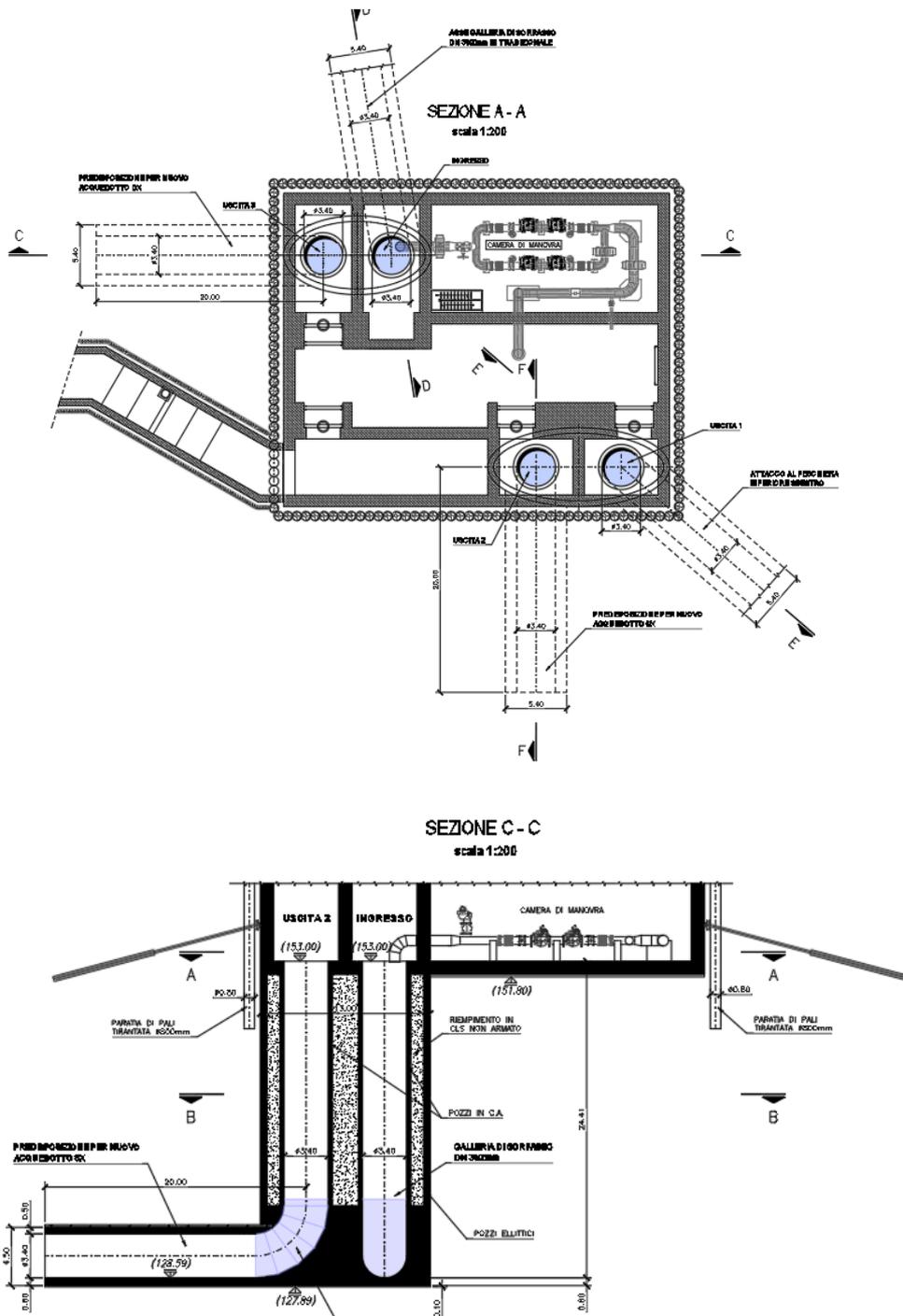


Figura 4.82 – Pozzi di risalita al Nuovo Manufatto Bipartitore e tronchetti di innesto per futuri allacci –
 Piante e sezioni

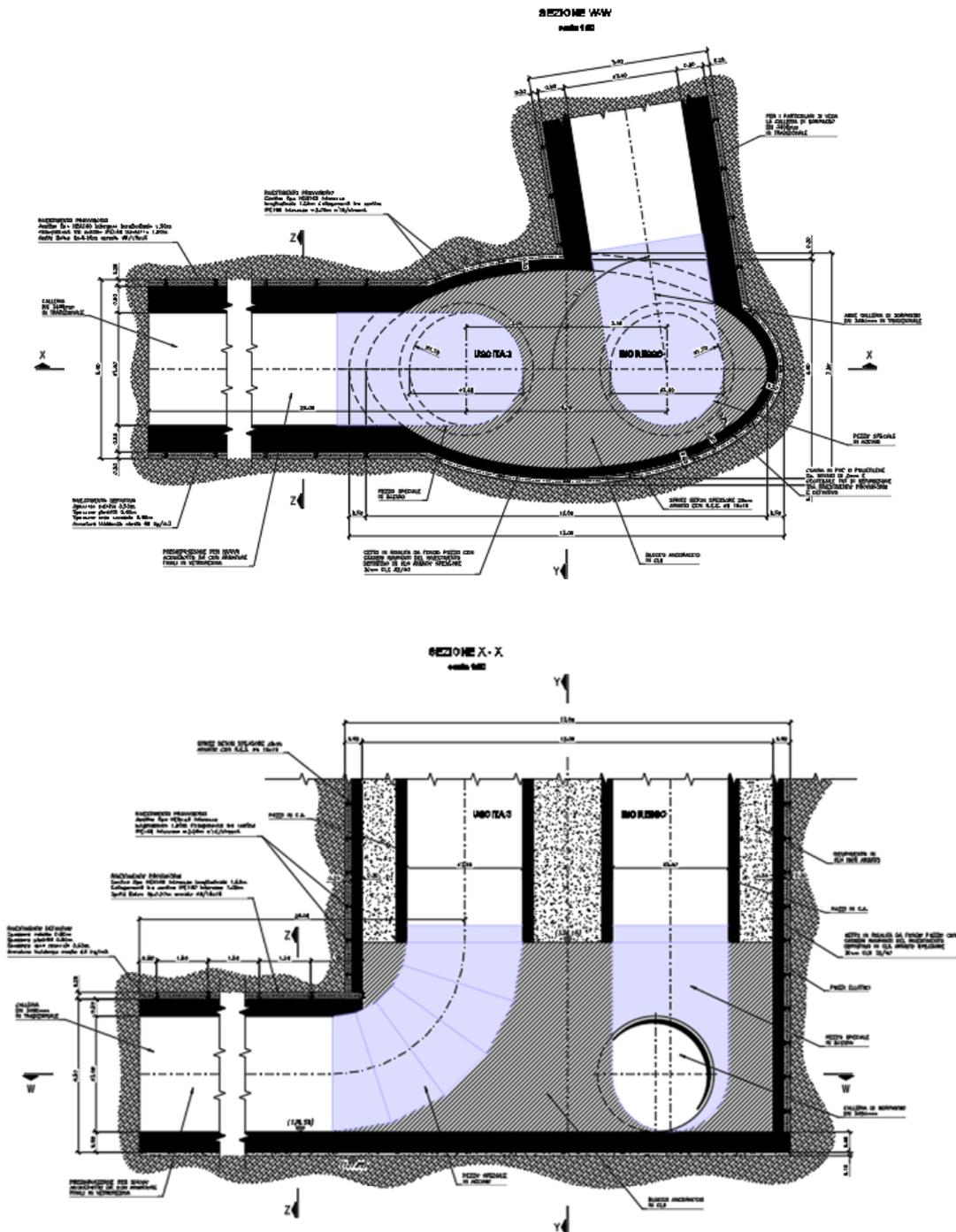


Figura 4.83 – Pozzi di risalita al Nuovo Manufatto Bipartitore e tronchetti di innesto per futuri allacci –
Piante e sezioni

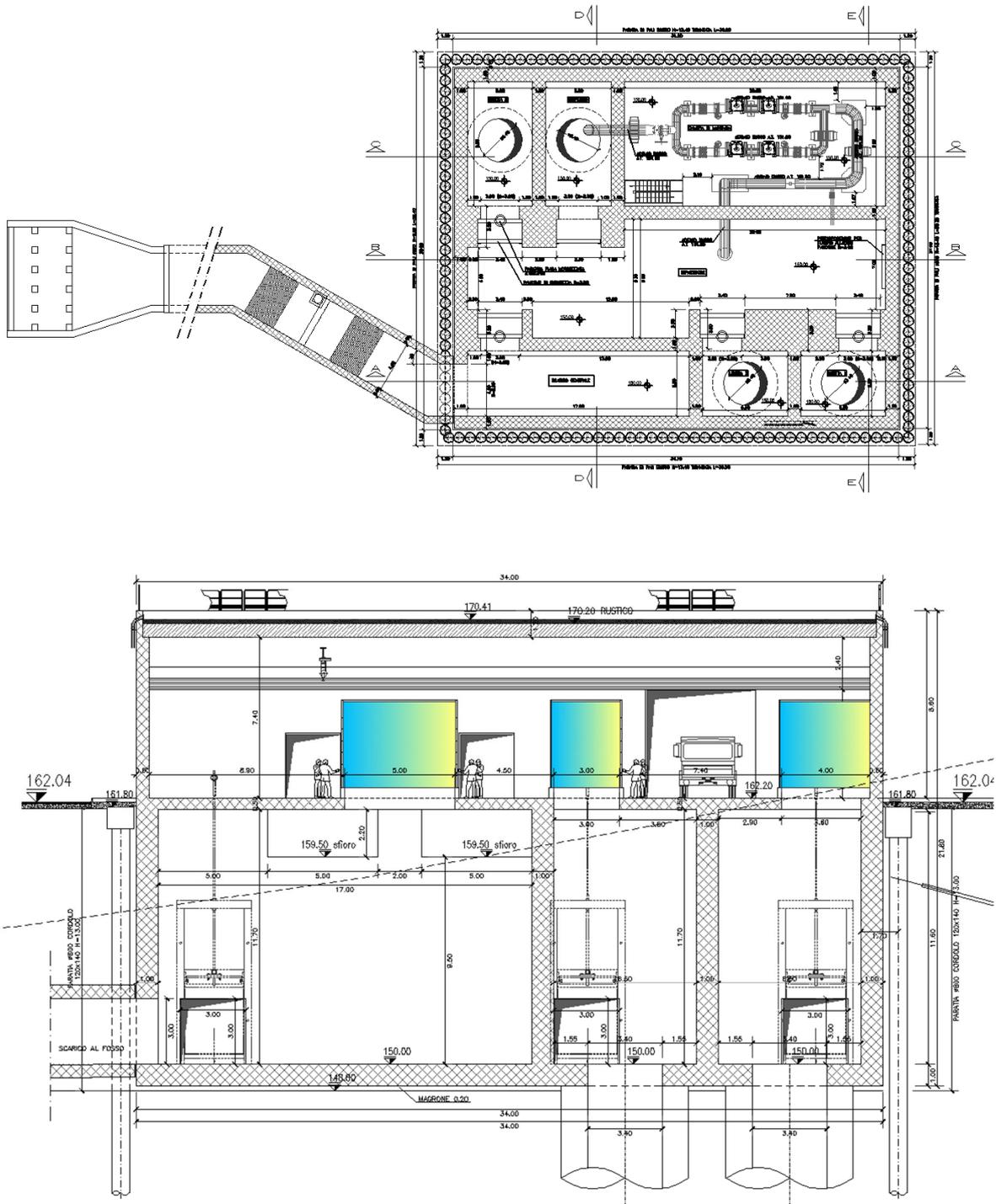


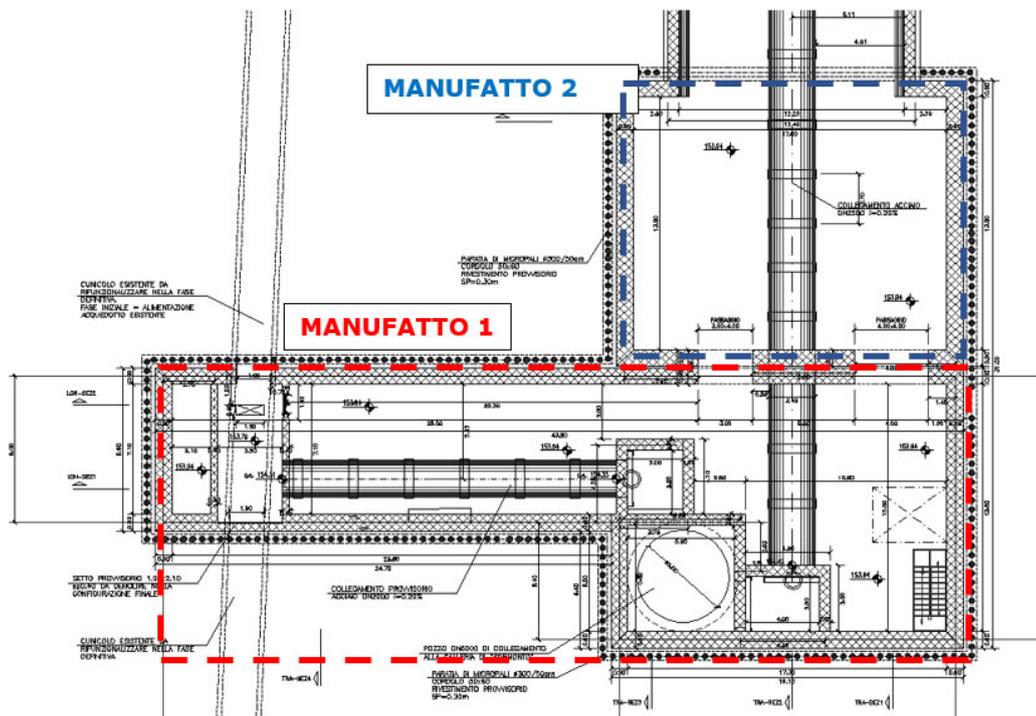
Figura 4.84 – Pianta e sezione Nuovo Manufatto Bipartitore

4.4.7 Collegamento al Peschiera Inferiore Destro esistente

Il progetto strutturale prevede il dimensionamento dei Manufatti di collegamento al Peschiera Inferiore destro, composto da due manufatti indipendenti posti all’interno dello scavo.

4.4.7.1 Descrizione delle opere di connessione

Le due strutture nel complesso presentano un interramento massimo di circa 28m. L’ingresso alle strutture avviene dal manufatto 1, per il quale è prevista una zona pari all’intero orizzontamento posto a quota p.c. atta al transito di mezzi, dai quali sarà possibile movimentare gli organi meccanici per manutenzione o sostituzione avvalendosi anche dei carriponte previsti. Questi ultimi permettono di spostare, posizionare e recuperare gli organi di manovra previsti per la gestione delle portate, per mezzo di apposite asole sul piano di calpestio; gli argani dei carriponte possono raggiungere infatti il fondo del manufatto.



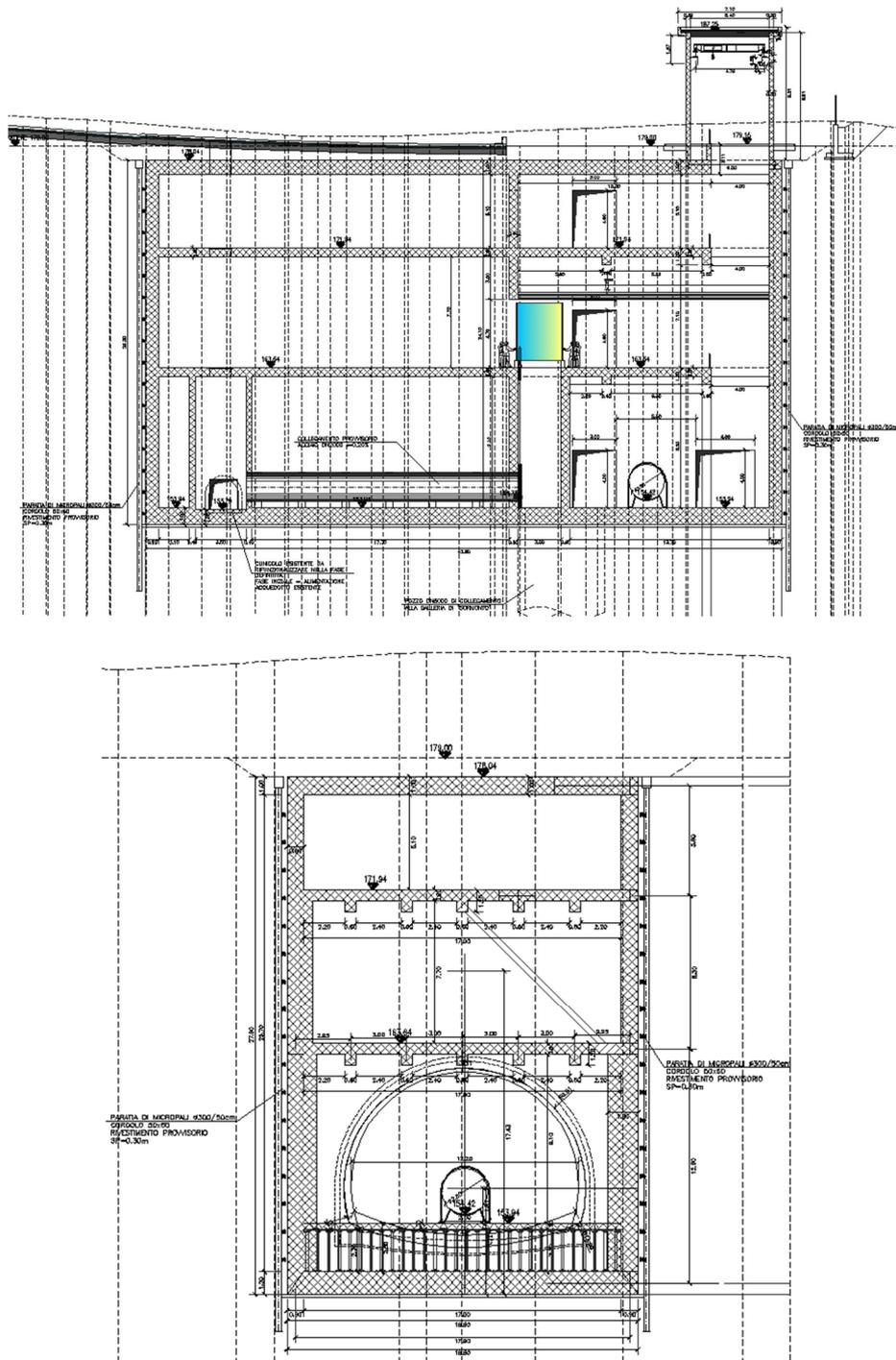


Figura 4.85 – Nodo di collegamento al Peschiera Inferiore Destro - Pianta e Sezioni

Ulteriori asole permettono la vista ed il controllo dei sottostanti volumi di invaso. Il collegamento tra i livelli posti alla stessa quota dei due manufatti è assicurato da apposite aperture posizionate sulle pareti Nord del Manufatto 1 e Sud del Manufatto 2.

Relativamente al Manufatto 1 per il vano in prossimità del Pozzo di risalita, sono previsti dei tiranti idrici, le cui quote sono state tenute in considerazione per l’applicazione delle pressioni idrauliche in fase statica e sismica.

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

La portata di progetto sarà veicolata nei manufatti descritti e poi nell’esistente acquedotto per mezzo di un pozzo di risalita verticale di diametro di scavo pari a 6.00m. e diametro finale di 5.00m

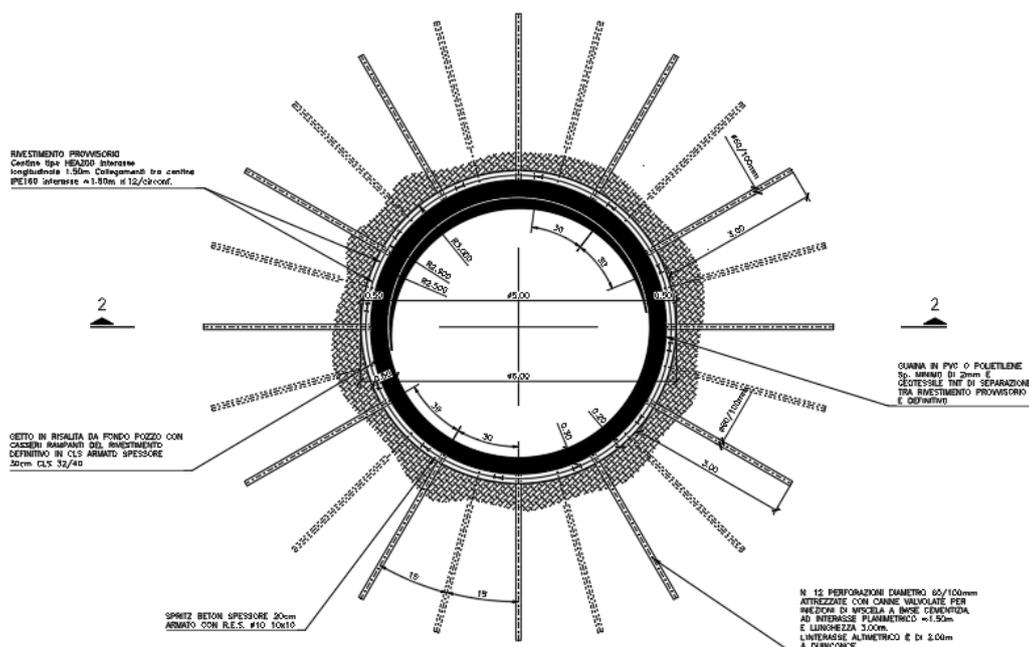


Figura 4.86 – Schema di intervento per la realizzazione dello scavo a foro cieco del pozzo risalita al Manufatto di collegamento al Peschiera Inferiore Destro

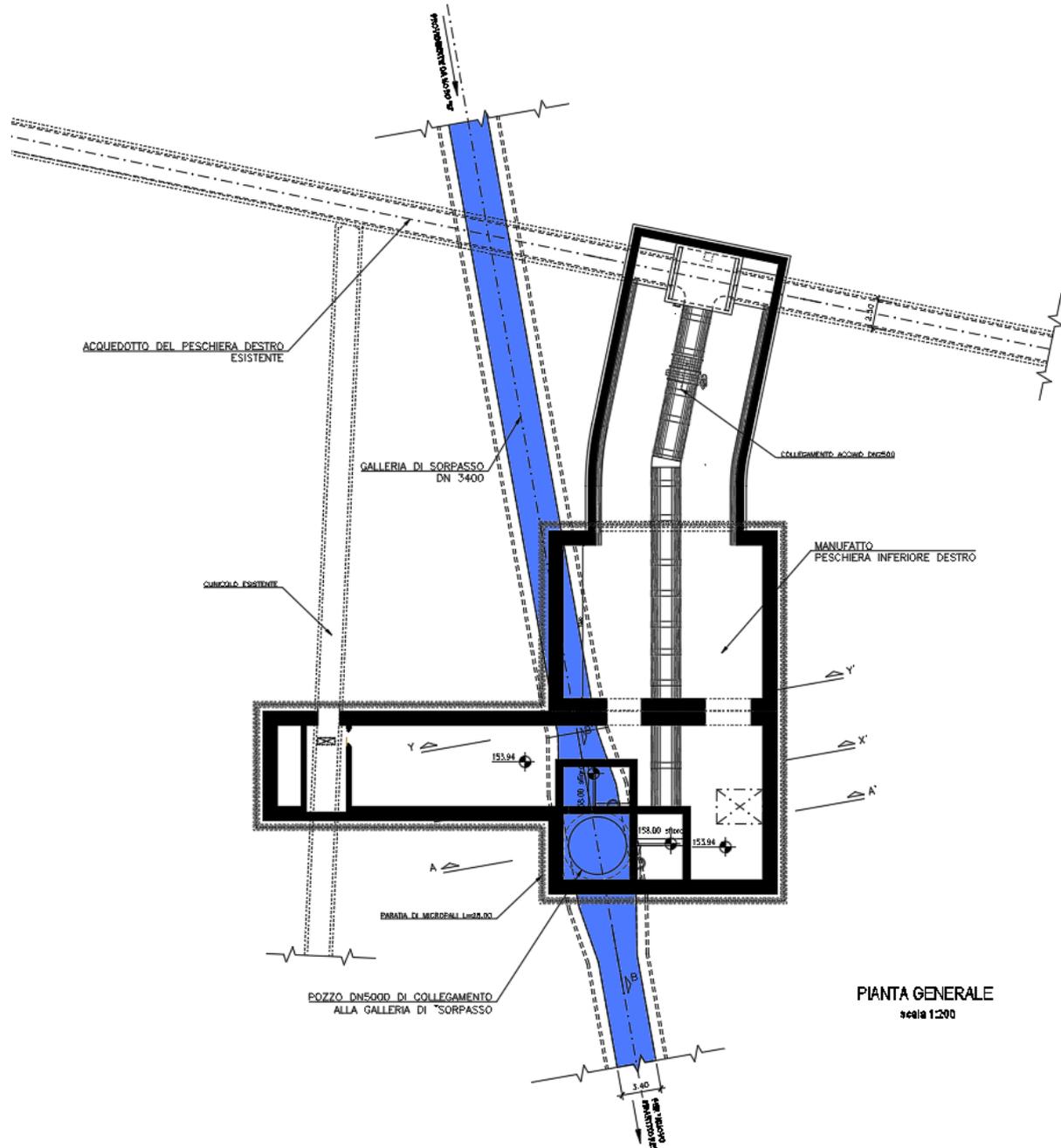


Figura 4.87 – Pianta generale del collegamento al Peschiera Inferiore Destro

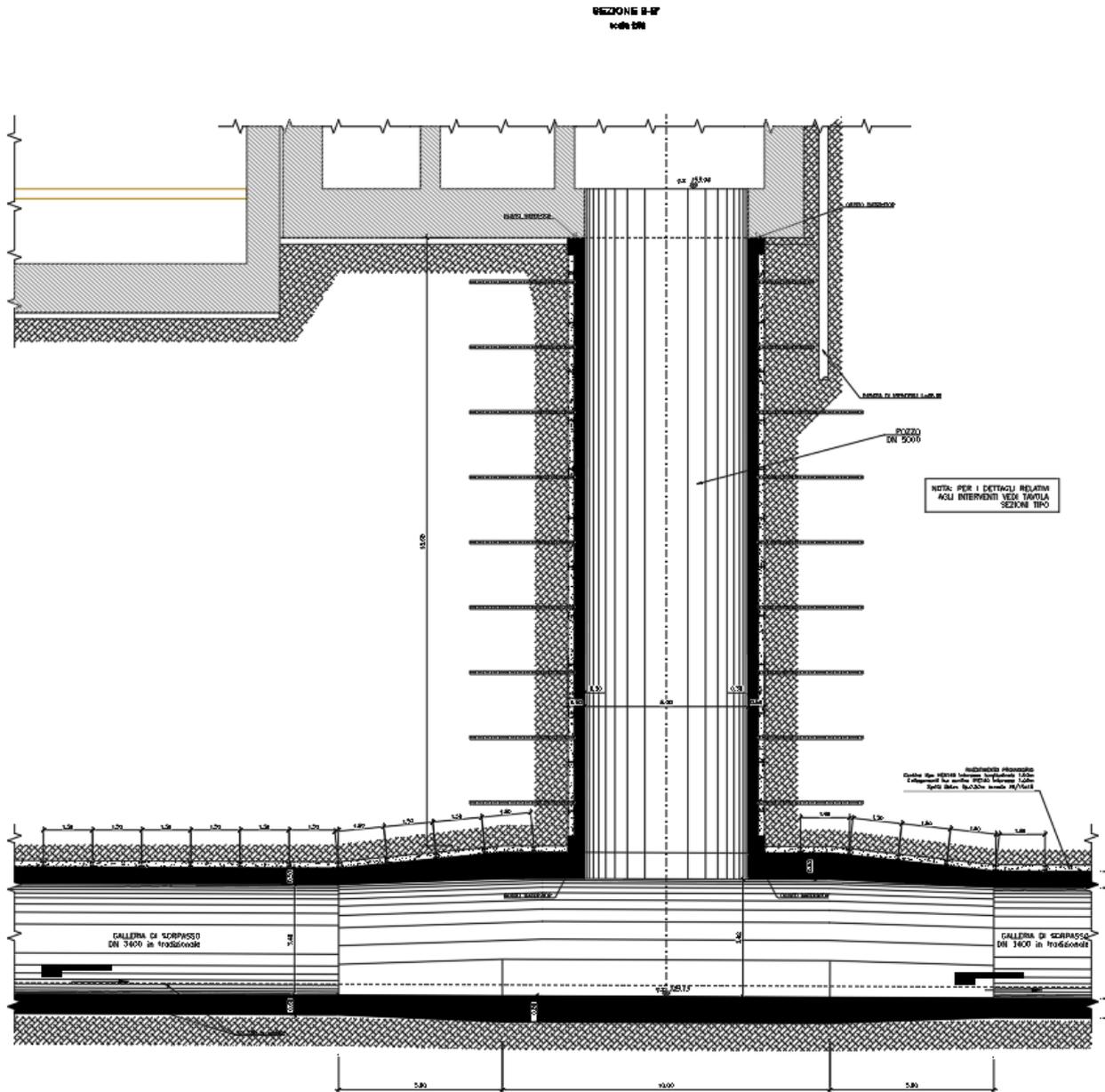


Figura 4.88 – Sezione di collegamento al Peschiera Inferiore Destro

4.4.7.2 Fasi di connessione all'infrastruttura esistente

Al fine di assicurare nel minor tempo possibile il fuori servizio della galleria idraulica esistente del Peschiera Inferiore Destro, si è provveduto alla realizzazione di una serie di manufatti che vengono descritte nel presente paragrafo. Di seguito viene riportato uno schema sequenziale atto a descrivere in maniera puntuale le fasi di realizzazione dell'intervento di allaccio:

- Fase A
 - o Scavo e realizzazione dell'area di cantiere e della viabilità di accesso;
 - o Intercettazione della galleria di ispezione e demolizione della porzione interferente con lo scavo della finestra di accesso V3;

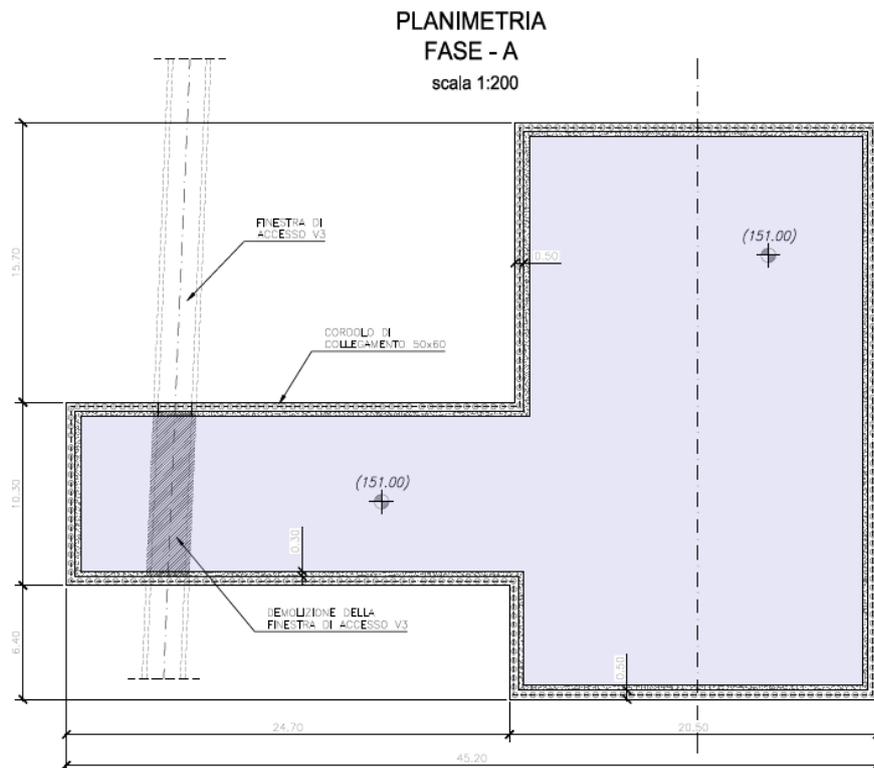


Figura 4.89 – Fase A

- Fase B
 - o Realizzazione del pozzo DN5000 di intercettazione alla galleria di collegamento tra PZ2 e manufatto Bipartito;

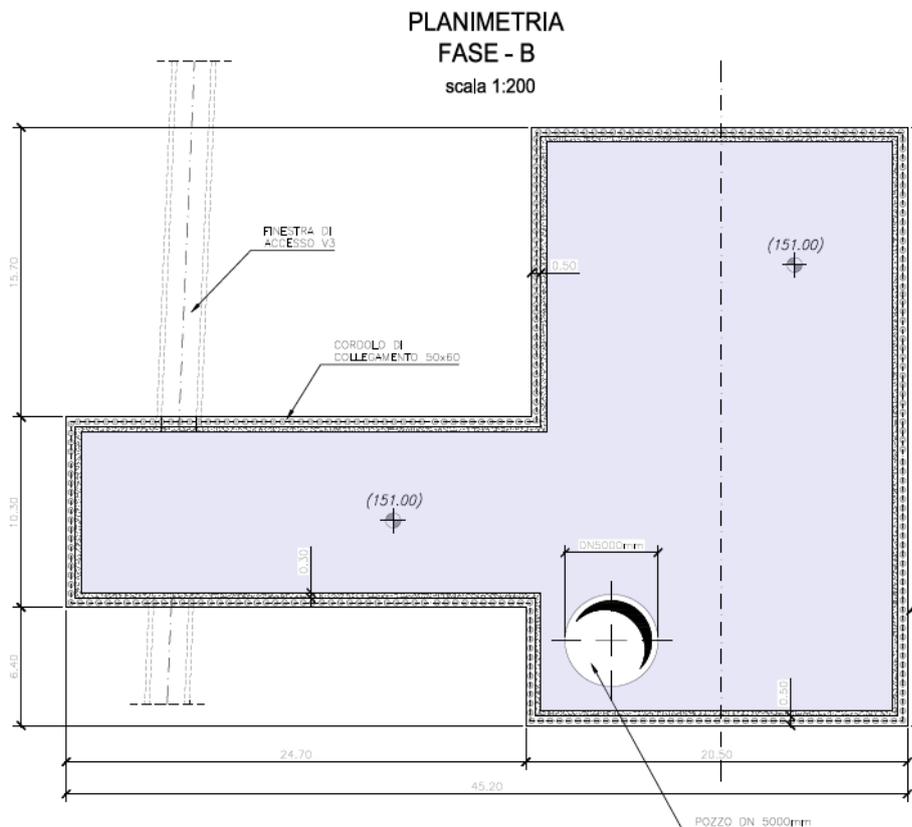


Figura 4.90 – Fase B

- Fase C
 - o Realizzazione della prima parte del manufatto;
 - o Messa in fuori servizio del Peschiera Inferiore Destro;
 - o Realizzazione della tura metallica a monte della finestra di accesso V3;
 - o Rimozione della porta stagna esistente;

- Realizzazione del collegamento provvisorio tra il pozzo DN5000 e la galleria d’accesso al V3;
- Messa in funzione del by-pass provvisorio;

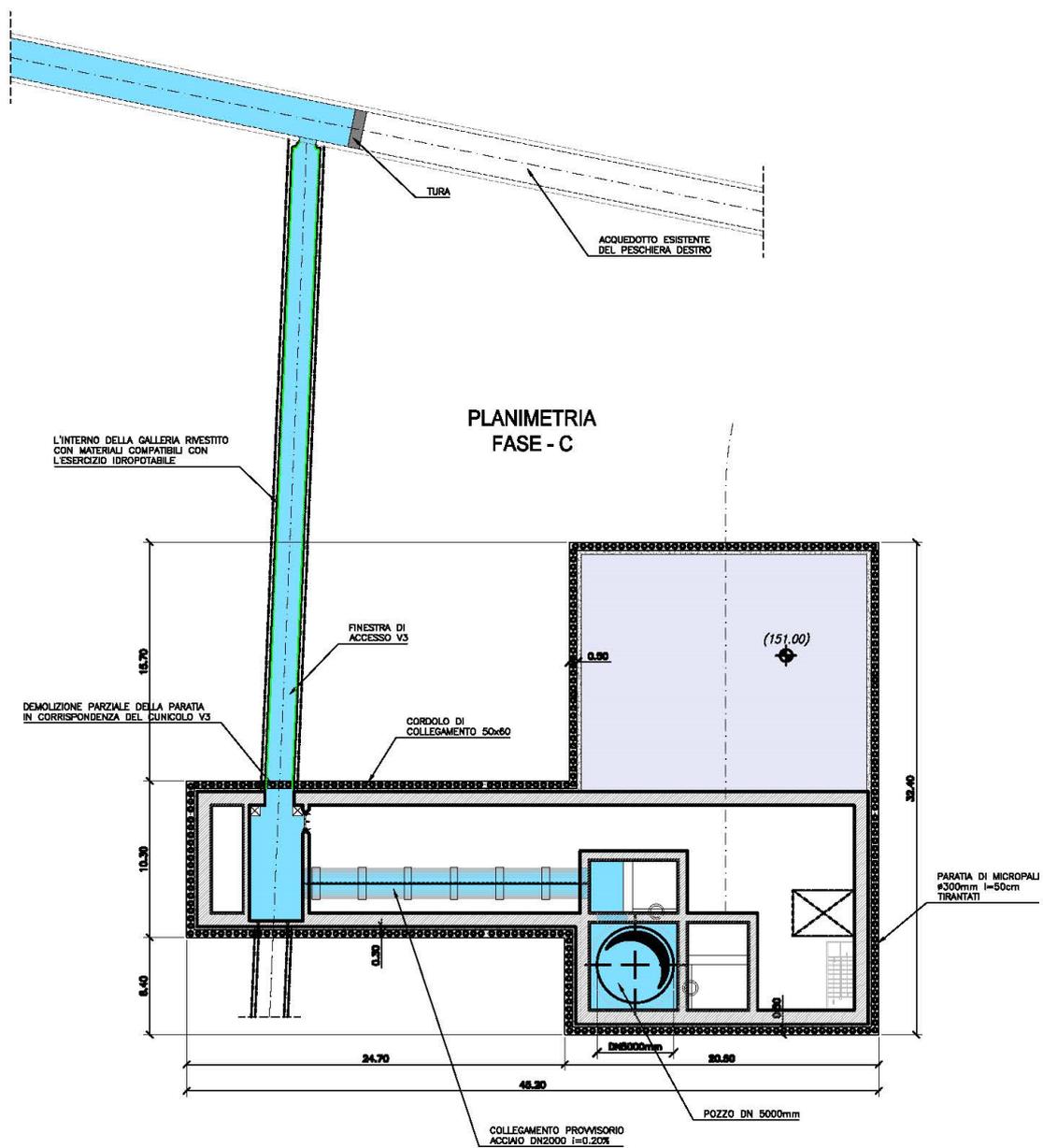


Figura 4.91 – Fase C

- Fase D
 - o Realizzazione della galleria d’allaccio al Peschiera inferiore Destro con metodo di scavo tradizionale;

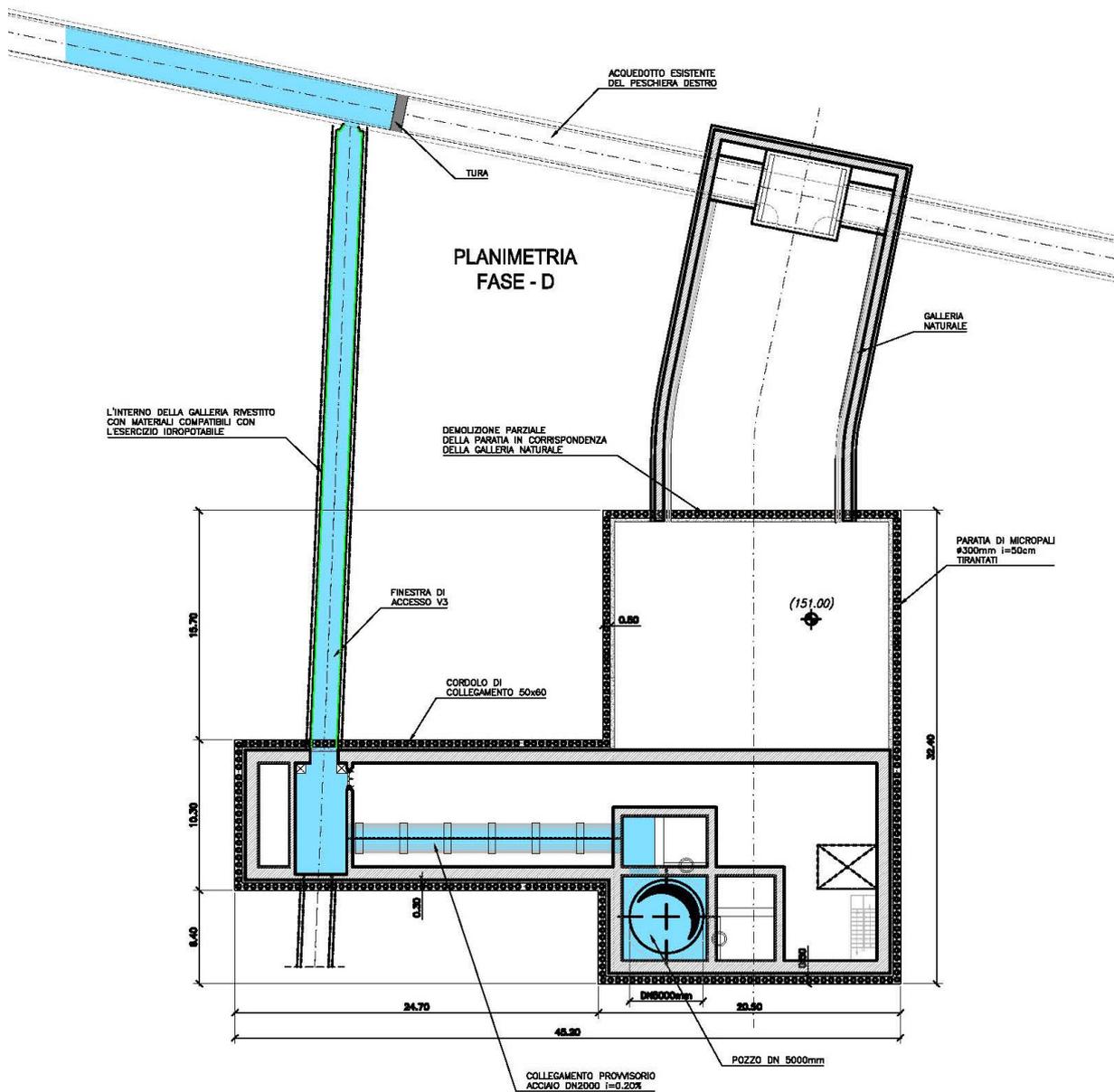


Figura 4.92 – Fase D

- Fase finale
 - Realizzazione del collegamento al Peschiera Inferiore Destro e del secondo manufatto;
 - Fuori servizio del Peschiera Inferiore Destro;
 - Rimozione della tura metallica;
 - Installazione della porta stagna in corrispondenza della finestra di accesso a V3;
 - Messa in servizio del collegamento definitivo al Peschiera Inferiore Destro;

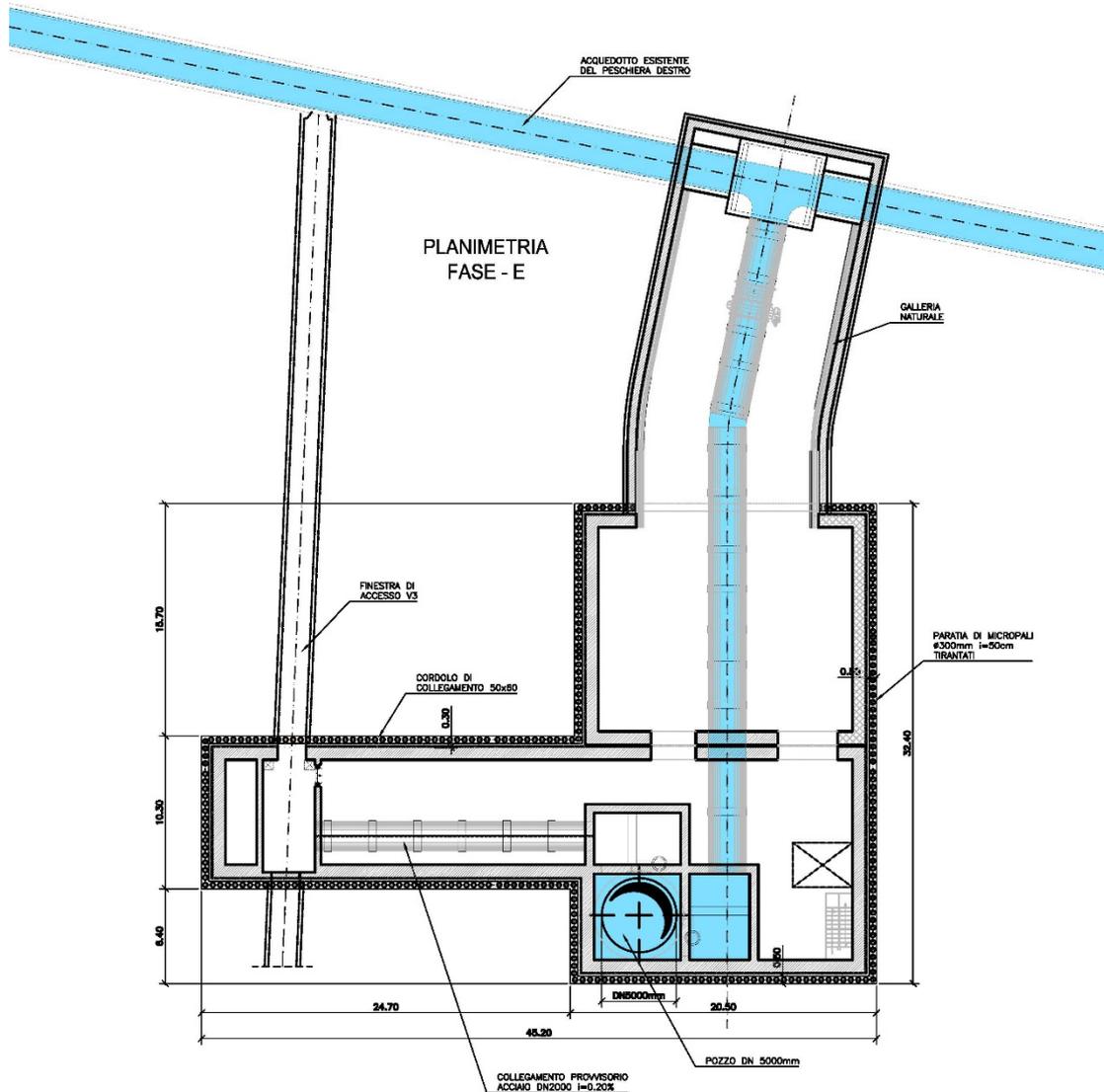


Figura 4.93 – Fase finale

4.4.8 Collegamento al Peschiera Inferiore Sinistro esistente

4.4.8.1 Descrizione delle opere di connessione

Il tratto di connessione al Peschiera Inferiore Sinistro prevede la realizzazione di un pozzo di discesa al di sotto del Nuovo Manufatto Bipartitore, un tratto di galleria scavata con metodo tradizionale, un pozzo di risalita e uno scatolare interrato fino alla connessione che avverrà appena a monte rispetto al ponte canale del fosso del Rasciano.

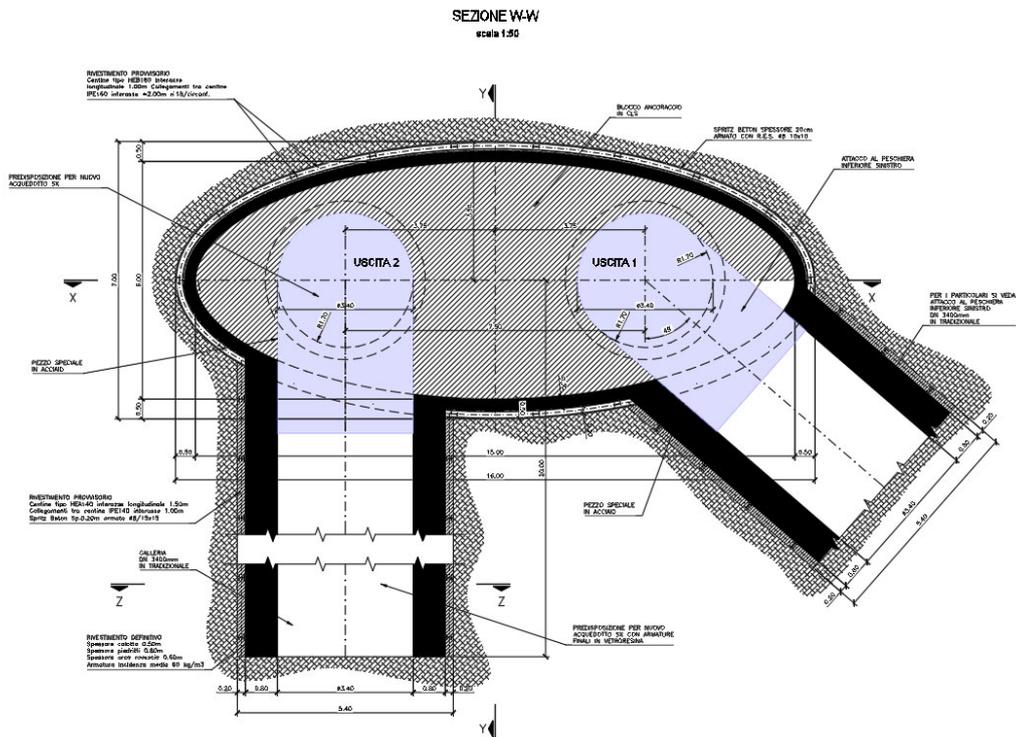


Figura 4.94 – Pozzi di discesa dal Nuovo Manufatto Bipartitore al Peschiera Inferiore Sinistro

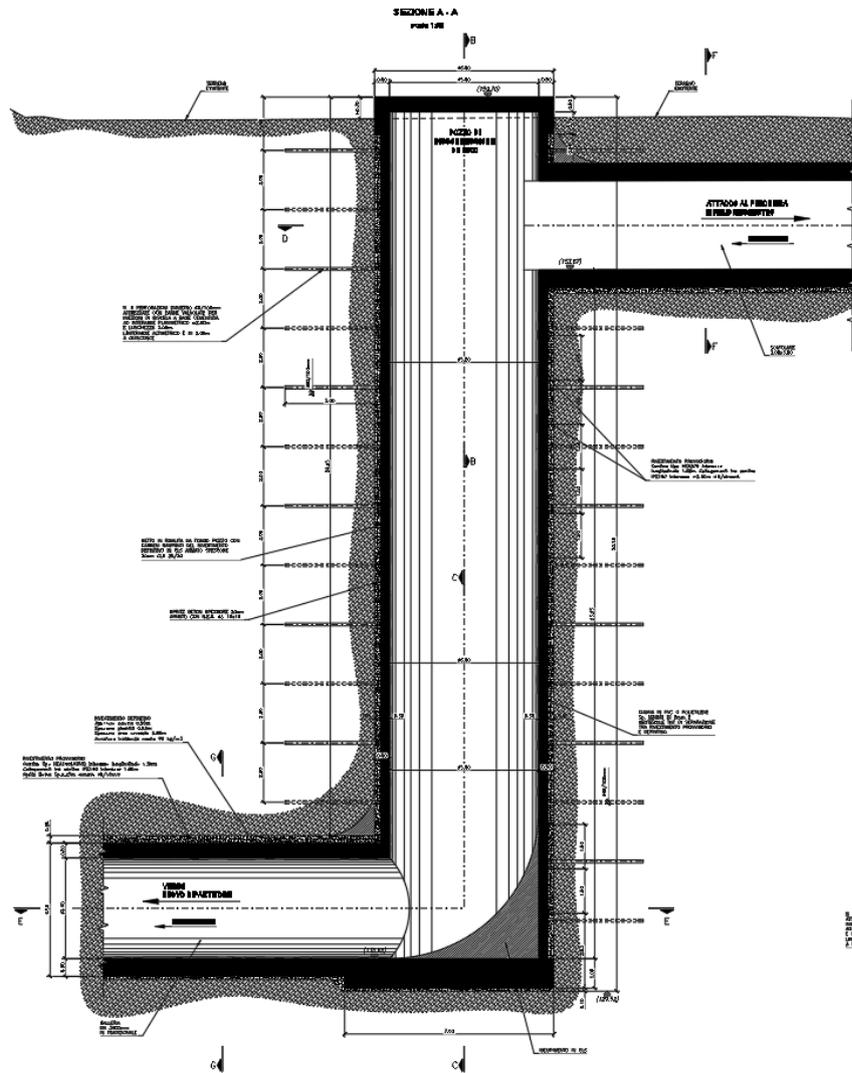


Figura 4.95 – Pozzi di risalita al Peschiera Inferiore Sinistro - Sezione

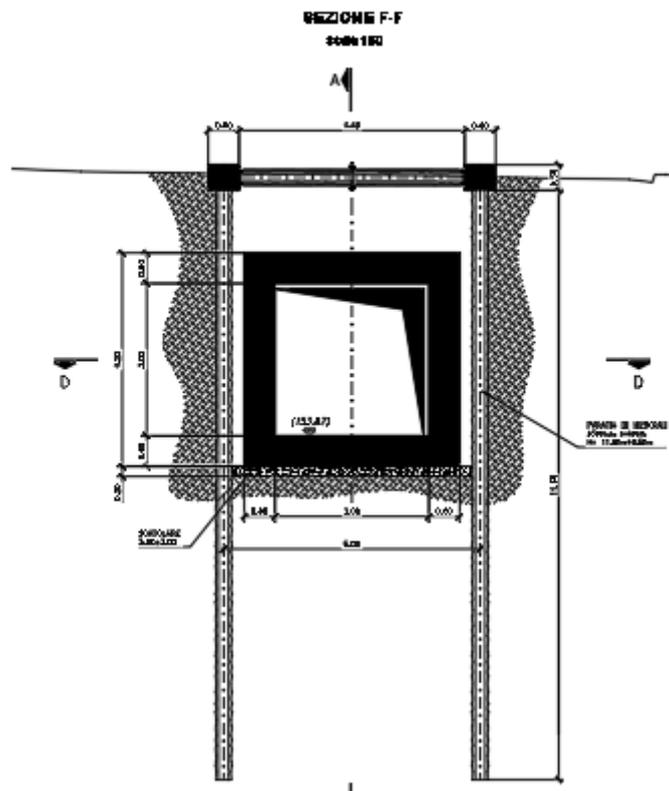


Figura 4.97 – Scatolare di connessione al Peschiera Inferiore Sinistro

4.4.8.2 Fasi di connessione all’infrastruttura esistente

Al fine di assicurare nel minor tempo possibile il fuori servizio della galleria idraulica esistente del Peschiera Inferiore Sinistro, si è provveduto alla realizzazione di una serie di opere che vengono descritte nel presente paragrafo. Di seguito viene riportato uno schema sequenziale atto a descrivere in maniera puntuale le fasi di realizzazione dell’intervento di allaccio:

- Fase A
 - o Messa in fuori servizio del Peschiera Inferiore Sinistro per un periodo limitato;
 - o Inserimento di strutture metalliche (propedeutiche all’inserimento della condotta di by-pass in acciaio) inghisate alla parete laterale della canna esistente che compartimentano il flusso idraulico. L’installazione di tali strutture metalliche è garantita dalla presenza di una porta stagna posta all’imbocco del ponte Canale.

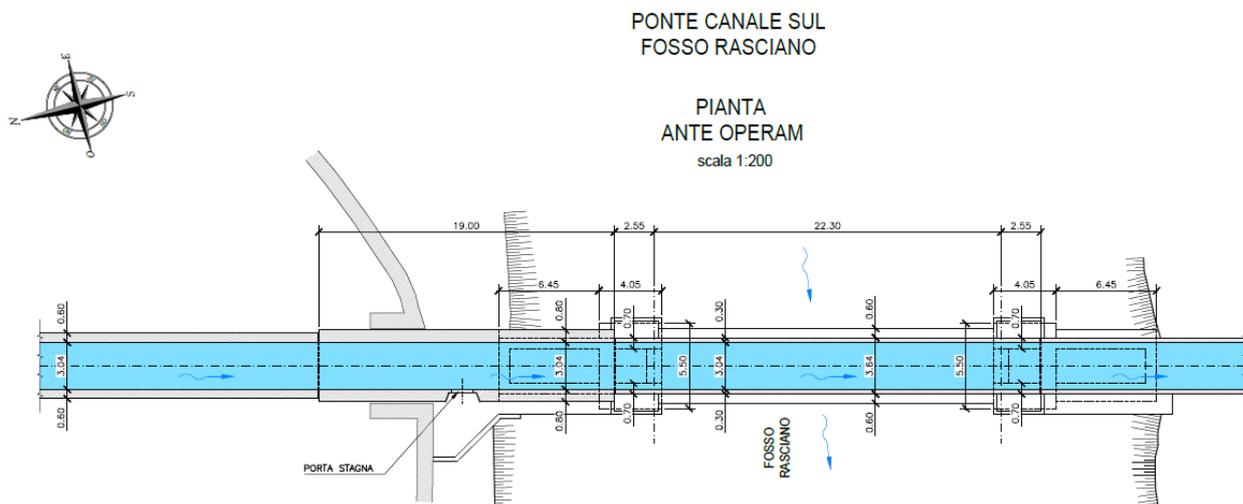


Figura 4.98 – Fase ante operam

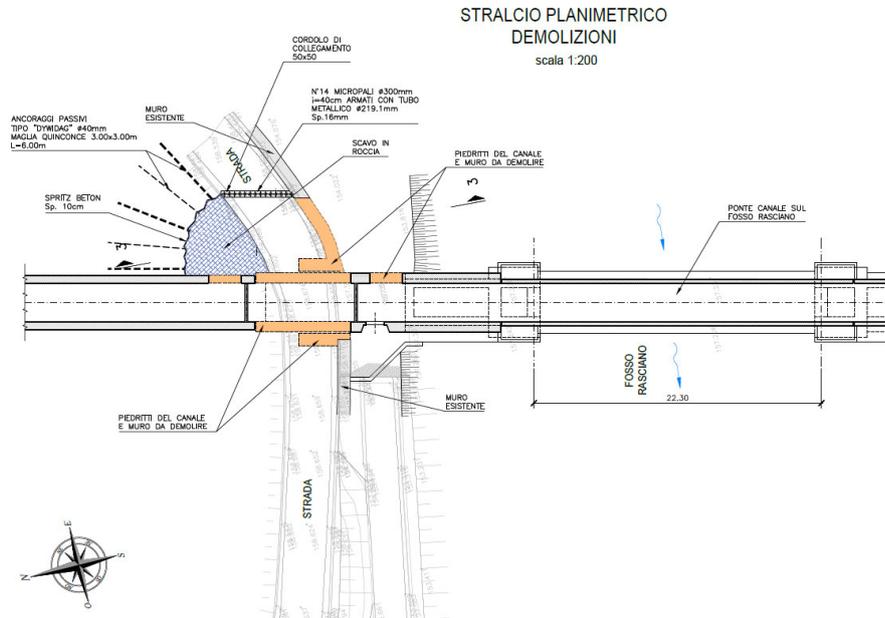


Figura 4.103 – Demolizioni e ricostruzioni

Al termine delle lavorazioni verrà ripristinata la viabilità interna.

5 Materiali

5.1 Pozzi e manufatti

5.1.1 Calcestruzzo armato C32/40

Per la scelta della classe di esposizione delle strutture all’ambiente in cui verranno edificate, si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle norme EN206-1 e UNI 11104. Per le vasche contenenti liquidi la Classe di Esposizione Ambientale minima prevista è la: XA2 → Rck minima C32/40. Per i manufatti interrati di progetto, ove non espressamente indicato, è previsto un copriferro nominale pari a 40 mm.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$

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

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$$

Si prescrive, salvo indicazioni più puntuali, per le opere una classe di consistenza S4 e diametro massimo degli aggregati $D_{max} < 32 \text{ mm}$.

5.1.2 Calcestruzzo per getti subacquei

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

Proprietà anti-washout $< 15\%$

Classe di esposizione ambientale XA2

Classe di consistenza S4

D_{max} aggregato 25 mm

Tipo/classe di cemento IV/A

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

La classe minima dovrà essere C25/30.

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

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

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

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

Si prescrive per le opere una classe di consistenza S4 e diametro massimo degli aggregati $D_{max} < 32 \text{ mm}$.

5.1.4 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Nella Figura 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 sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.

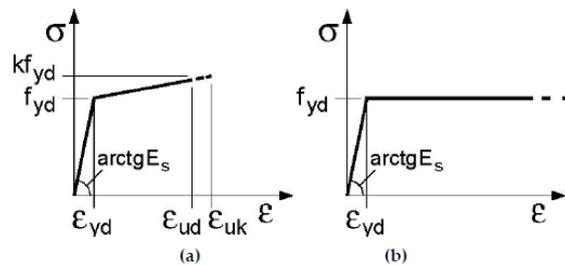


Figura 5.1 – Legame costitutivo acciaio (a) Bilineare finito con incrudimento (b) Elasto-Plastico indefinito

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	$\epsilon_{syd} = 1.96 \%$

5.1.5 Calcestruzzo magro

Si prevede un calcestruzzo di classe C 12/15.

5.1.6 Acciaio per carpenteria metallica S275

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 J0

- 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 $\alpha = 12 \times 10^{-6}/\text{C}^\circ$

5.1.7 Acciaio per carpenteria metallica S355

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S355 J0

- Densità $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_u \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$
- 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 $\alpha = 12 \times 10^{-6}/\text{C}^\circ$

5.1.8 Connettori a taglio

Barre a filettatura continua tipo Dywidag o equivalenti

Dati tecnici

Codice		Barre a filettatura continua						Barre lisce	
		18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Diametro nominale	d_n [mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Area	S_n [mm ²]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Peso teorico per metro ¹	M [kg/m]	1.96	4.48	6.53	8.27	10.20	14.10	6.31	7.99
Passo	c [mm]	8	13	16	18	20	21	3	3
Carico caratteristico di rottura	F_m [kN]	255	580	845	1,070	1,320	1,820	845	1,070
Max. forza di tiro iniziale ² $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$	[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Max. forza sovratensione ³ $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$	[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

Figura 5.2 – Caratteristiche minime barre filettate

5.2 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.

6 Inquadramento geologico - tecnico

6.1 Inquadramento territoriale

L’area interessata dal presente progetto è situata in Appennino Centrale e ricade, quasi interamente, nel gruppo dei Monti Sabini, con la sola eccezione dell’area della sorgente del Peschiera, situata in corrispondenza del contatto tettonico tra la struttura sabina e le unità carbonatiche di piattaforma della dorsale di M. Nuria.

L’Appennino Centrale è un sistema catena/avanfossa vergente verso il Mare Adriatico (Bally *et al.*, 1986; Patacca *et al.*, 1991; Cosentino *et al.*, 2010) e la sua strutturazione avviene per effetto della subduzione verso W della crosta continentale che costituisce l’avampaese adriatico (Doglioni *et al.*, 1996). La fase orogenica compressiva ha inizio nel Miocene e procede tramite la migrazione verso NE del fronte compressivo, tuttora in atto (Bally *et al.*, 1986; Boccaletti *et al.*, 1990; Patacca *et al.*, 1991). Durante la fase orogenica giocano un ruolo molto importante le numerose faglie dirette pre-orogeniche che controllano la fisiografia dei bacini di avanfossa e influiscono sulle traiettorie dei sovrascorrimenti più importanti (Bigi e Costa Pisani, 2005; Tavarnelli *et al.*, 2004; Carminati *et al.*, 2014).

A partire dal Pliocene superiore (Galadini e Galli, 2000) le porzioni più interne della catena sono interessate da un’intensa tettonica distensiva, collegata all’apertura del Mar Tirreno, che ribassa i settori sud-occidentali della catena con rigetti di centinaia di metri. A questa fase deformativa è legata la formazione delle conche intramontane come la conca di Rieti, oltre a una intensa attività vulcanica pleistocenica nei settori peritirrenici.

Attualmente, la maggior parte della catena appenninica è dominata da quest’ultimo regime distensivo, con la compressione relegata nella stretta zona frontale peri-adriatica. In tale contesto anche le zone di massimo sollevamento della catena, di

solito associate alla costruzione della struttura compressiva, sono invece caratterizzate da un regime estensionale (Carminati e Doglioni, 2012).

I Monti Sabini sono un importante gruppo montuoso, delimitato verso est dal sistema di sovrascorrimenti noto come linea Olevano-Antrdoco (Salvini e Vittori, 1982), affiorante nelle Valli del Turano e del Salto, e verso ovest dal complesso di depressioni e valli che costituiscono il Bacino Tiberino.

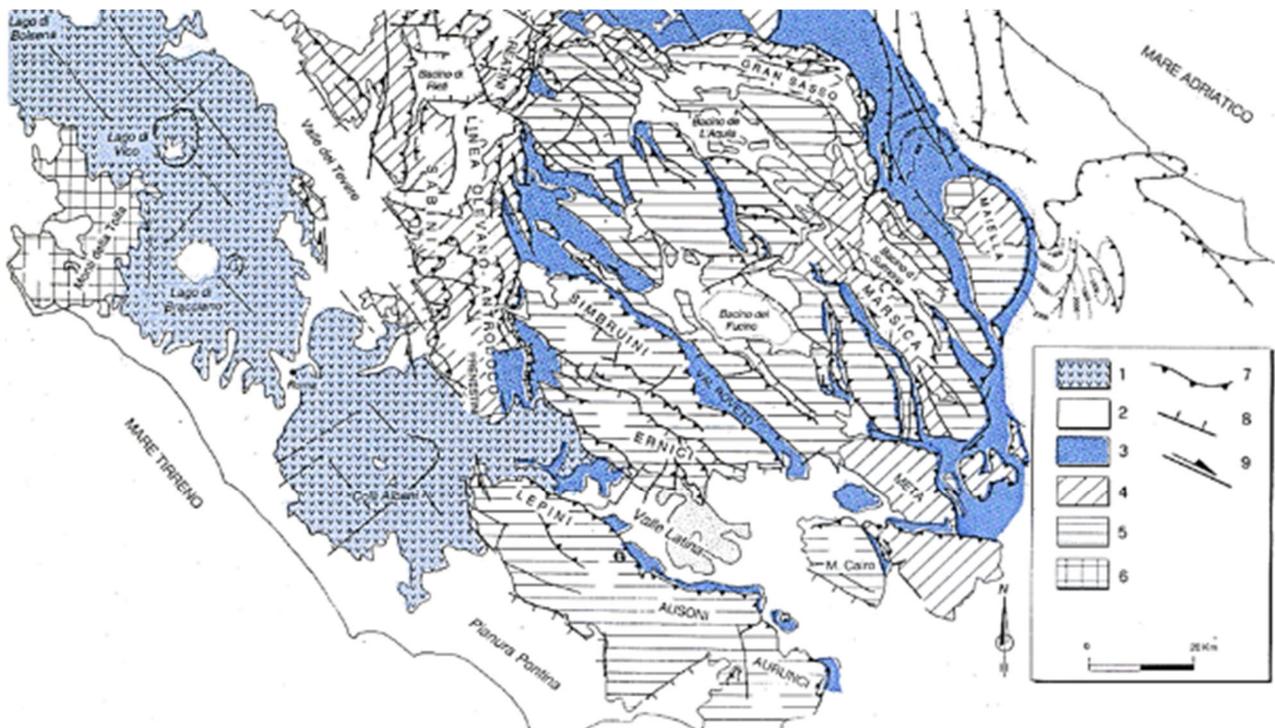


Figura 6.1 – Zone sismogenetiche italiane Schema geologico dell’Appennino Centrale. 1-vulcaniti pleistoceniche; 2-depositi continentali plio-quadernari; 3-depositi silicoclastici mio-pliocenici; 4-depositi di transizione (dominio Sabino); 5-depositi di piattaforma Laziale-Abruzzese; 6-Complesso Tolfetano-Cerite; 7-Principali sovrascorrimenti; 8-Faglie dirette; 9-Faglie trascorrenti (da Bigi et al., 1990, modificato)

I Monti Sabini sono costituiti da 4 principali unità tettono-stratigrafiche limitate da sovrascorrimenti est-vergenti (Cosentino e Parotto, 1991). Tali unità sono numerate 1,2,3 e 4, da Est verso Ovest, e i sovrascorrimenti che li delimitano sono denominati

- 1 - Sovrascorrimento di M. Morra (indicato in verde),
- 2 –sovrascorrimento di M. Sterparo-M. Castelvecchio (in arancione)
- 3 – sovrascorrimento del T. Licenza-M. Elci-M. Tancia (in blu)
- 4 – linea Olevano-Antrodoco (in rosso).

L’area in studio è compresa in massima parte nell’unità 4, ovvero tra il sovrascorrimento del Tancia e la linea Olevano-Antrodoco, con una parte nel settore sud-orientale appartenente all’unità 3, situata al tetto del sovrascorrimento di M. Tancia.

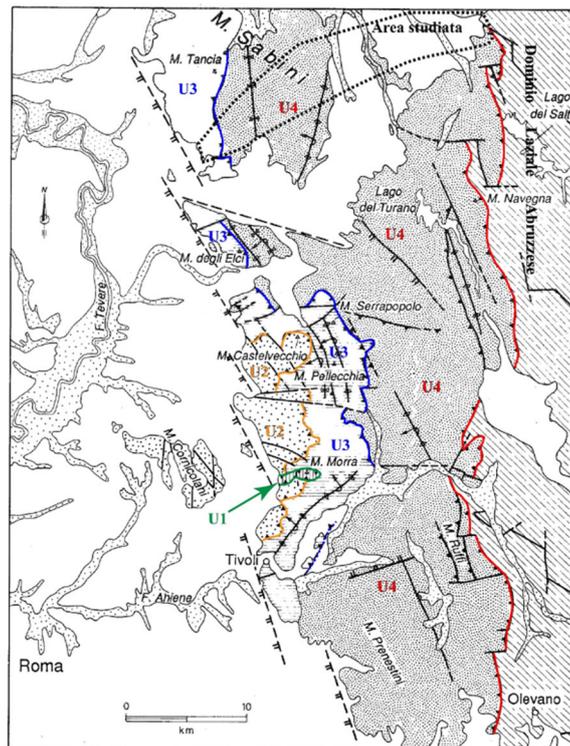


Figura 6.2 – Inquadramento tettonico dei M. Sabini, in bianco sono indicate le vulcaniti ed i sedimenti plio-pleistocenici; le varie unità tettoniche e i sovrascorrimenti che le delimitano sono indicate con colori diversi: verde = U1 – sovrascorrimento di M. Morra; arancione = U2 – sovrascorrimento di M. Sterparo-M. Castelvecchio; blu = U3 - sovrascorrimento di T- Licenza-M. Elci-M. Tancia; rosso = U4 – Linea Olevano-Antrodoco (da Cosentino e Parotto, 1991, modificato)

Poco oltre il limite settentrionale dell’area studiata, si colloca la piana di Rieti, una conca intramontana colmata da imponenti spessori (> 400 m) di depositi Plio-quadernari, il cui sprofondamento è da ricondursi all’azione di importanti faglie dirette in un contesto estensionale post-orogenico (Cavinato, 1993; Barberi *et al.*, 1995).

Le formazioni pre-orogeniche affioranti nell’area studiata sono unità essenzialmente calcaree e calcareo-marnose di età Giurassico-Miocene, appartenenti alla successione stratigrafica del Bacino Sabino (Galluzzo e Santantonio, 2002). Il Bacino Sabino si origina a partire dalla fase estensionale che nel Giurassico inferiore provoca la differenziazione di numerosi domini paleogeografici in un ampio settore della Tetide occidentale, precedentemente caratterizzato da sedimentazione carbonatico-evaporitica di acque basse (Santantonio e Carminati, 2011). Tale fase tettonica causa lo sprofondamento dei settori al tetto delle faglie giurassiche nei quali si instaurano condizioni di sedimentazione essenzialmente pelagiche (Bacino Sabino, Bacino Umbro-Marchigiano, Bacino Toscano), mentre nei settori al letto si registra la persistenza di sedimentazione di acque basse (Piattaforma Carbonatica Laziale-Abruzzese, Piattaforma Apula, Piattaforma Campana). La sedimentazione nel Bacino Sabino risente della vicinanza della Piattaforma Laziale Abruzzese, che comporta la presenza di notevoli quantità di depositi risedimentati carbonatici all’interno delle unità pelagiche, messi in posto attraverso flussi gravitativi (*turbiditi*, *grain flows*, *debris-flows*). A volte tali flussi gravitativi si presentano come dominanti rispetto alla sedimentazione pelagica di *background*; tali formazioni spiccatamente detritiche sono state distinte dalle classiche formazioni pelagiche.

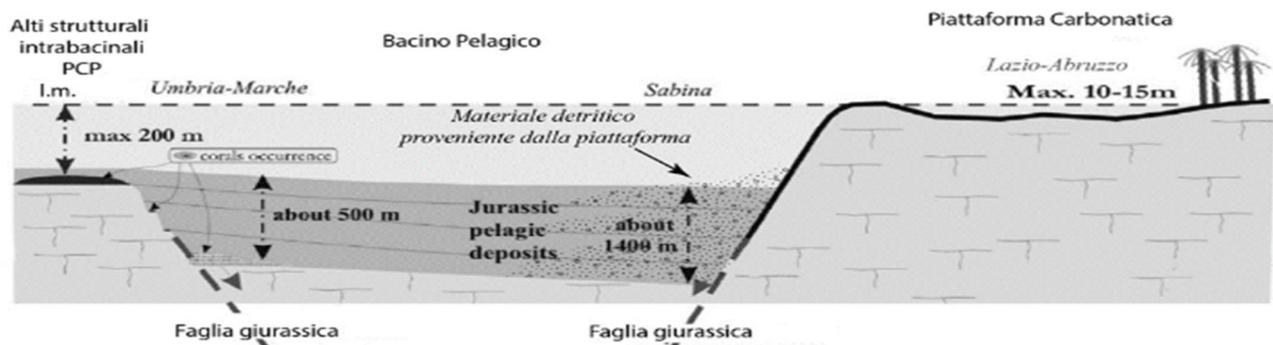


Figura 6.3 – Rappresentazione schematica dei rapporti stratigrafici e tettonici tra il dominio Umbro-Marchigiano-Sabino e il dominio di piattaforma carbonatica Laziale-Abruzzese nel Giurassico (da Carminati et al., 2013, modificato)

Nel settore nordorientale dell’area di studio affiorano estesamente ingenti spessori di depositi quaternari post-orogenici appartenenti al Sintema del paleo-Farfa (Unità di Cenciara, Unità di Monteleone Sabino – Foglio 357 Cittaducale del Progetto CARG). Questi depositi sono rappresentati essenzialmente da facies conglomeratiche che, per via del loro spessore e della loro estensione areale, obliterano quasi completamente i caratteri del substrato pre-orogenico, che affiora soltanto in settori limitati delle valli del Salto e del Turano.

6.2 Inquadramento geologico

L’area interessata dal presente progetto è situata in Appennino Centrale e ricade, quasi interamente, nel gruppo dei Monti Sabini, con la sola eccezione dell’area della sorgente del Peschiera, situata in corrispondenza del contatto tettonico tra la struttura sabina e le unità carbonatiche di piattaforma della dorsale di M. Nuria. Le unità litostratigrafiche affioranti nell’area di studio comprendono:

nel settore sudoccidentale i depositi pre-orogenici di ambiente marino appartenenti alla successione stratigrafica Sabina;

nel settore nordorientale le unità postorogeniche di ambiente continentale, appartenenti al Sintema del paleo-Farfa.

In particolare, le formazioni pre-orogeniche sono unità essenzialmente calcaree e calcareo-marnose depositatesi in ambiente marino in un intervallo compreso tra il Giurassico e il Miocene inferiore.

I depositi quaternari post-orogenici appartenenti al Sintema del paleo-Farfa (Unità di Cenciara, Unità di Monteleone Sabino), sono rappresentati essenzialmente da facies conglomeratiche che, per via del loro spessore e della loro estensione areale, obliterano quasi completamente i caratteri del substrato pre-orogenico, affiorante unicamente in alcuni settori limitati delle valli del Salto e del Turano.

Le principali morfologie presenti nell’area di studi sono riferibili a forme strutturali, di versante dovute alla gravità, fluviali e carsiche. Le forme strutturali, a piccola e grande scala, caratterizzano diffusamente i settori occidentali, sud-orientali e nordorientali dell’area di studio, in particolar modo le dorsali carbonatiche dei Monti Sabini occidentali e orientali e la Conca di Rieti. Queste forme sono costituite da scarpate di faglia, di linea di faglia e di erosione selettiva. Esse si sono sviluppate lungo i principali sovrascorrimenti e faglie presenti, in corrispondenza dei contatti

litologici tra formazioni a diversa erodibilità nella successione meso-cenozoica. Sono, inoltre, da segnalare dissesti legati alla presenza di frane di diversa tipologia, quali: crolli e ribaltamenti di blocchi, interessando i versanti sub-verticali delle valli dei fiumi Salto e Turano;

frane con movimenti complessi, di estensione variabile, interessano in diversi punti terreni a prevalente componente marnoso-argillosa e le successioni sabbioso-conglomeratiche post-orogenesi; localmente si sviluppano lungo i principali sovrascorrimenti dell’area, sui ripidi versanti calcarei.

Analisi e rilievi LIDAR eseguiti nel giugno 2009, hanno evidenziato diffusamente sull’intero versante morfologie di origine carsica (quali depressioni ellissoidali, doline e pozzi di crollo), a luoghi colmate da terreni residuali (“terre rosse”), scarpate di frana trasversali e trincee longitudinali conseguenza dei fenomeni di deformazione gravitativa che, agendo a scala dell’intero versante, coinvolgono pervasivamente l’ammasso roccioso.

Entrando più nel dettaglio si identificano nel progetto le seguenti unità geologiche:



Depositi alluvionali (ALL)

Depositi a matrice argilloso-sabbiosa, con clasti ciottolosi dispersi generalmente di dimensioni modeste, raramente al di sopra di pochi decimetri. Occupano le piane alluvionali delle valli principali costituendo coltri di modesto spessore, anche superiori ai 20 - 30 m.

OLOCENE



Sistema di Caporio (UCR)

Depositi di versante, in forma di brecce e conglomerati eterometrici, da stratificati a ben stratificati in scarsa matrice. Compaiono livelli di suolo e livelli vulcanoclastici in intercalazioni all'interno dei livelli detritici. Lo spessore raggiunge i 20 m.

PLEISTOCENE SUP.



Unità di Monteleone Sabino (UMS)

Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei e silicei, subordinatamente calcarei. Conglomerati da cementati a scarsamente cementati. Comuni sono livelli marnoso argillosi con componente arenacea in geometrie lentiformi di dimensioni ridotte. Lo spessore varia tra 30 m e i 200 m.

PLIOCENE SUP.



Unità di Cenciara (UGR)

Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati, in bancate decametriche e livelli decimetrici. Nei settori centrali (Montenero Sabino) e nella Valle del Turano si intercalano a facies a matrice siltoso-argillosa con clasti di dimensioni metriche. Alle bancate si intercalano livelli laminati con materiale fine e intercalazioni argillose che compongono geometrie lentiformi, con spessori mai superiori a pochi decimetri. Lo spessore è fortemente variabile: 20 - 30 m (Monte San Giovanni) e 350 m (Valle del Turano).

PLIOCENE SUP.



Unità di Fosso Canalicchio (UFC)

Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati, con blocchi e clasti arenacei di dimensioni decimetriche, con intercalazioni sabbiose in lenti all'interno dei livelli maggiormente clastici. Nei settori orientali sono rappresentati da brecce con blocchi di dimensioni metriche. Lo spessore è fortemente variabile, da poche decine di metri fino a 270 m.

PLIOCENE SUP.



Scaglia Rossa (SAA)

Calcarei micritici, calcari marnosi e marne di colore variabile tra rosa, arancione e nocciola, ben stratificati in livelli generalmente inferiori al decimetro. L'intera unità è caratterizzata da numerose intercalazioni a maggior componente marnosa-argillosa, tipicamente con colorazioni più chiare. La selce, presente in liste e noduli, con colorazioni dal rosso al vinaccia, è sempre presente. Il contenuto fossilifero è rappresentato da abbondanti foraminiferi planctonici. Lo spessore raggiunge i 200 - 250 m.

TURONIANO - EOCENE MED. P.P.



Scaglia Bianca Detritica (SBD)

Calcarei e calcari marnosi, a componente calcarea crescente verso l'alto nella formazione, di colorazione bianca, grigia e raramente tendente al roseo verso le porzioni terminali della formazione. L'unità è caratterizzata da un'importante componente detritica che compone bancate metriche con spessori che possono superare i 2 m. I livelli detritici sono caratterizzati da materiale generalmente fino ma sono presenti anche intervalli grossolani, che arrivano a comporre brecciole a macroforaminiferi bentonici. Lo spessore è variabile tra 250 - 300 m.

ALBIANO SUP. P.P. - CENOMANIANO



Scaglia Bianca (SBI)

Calcarei e calcari marnosi, a componente calcarea crescente verso l'alto nella formazione, di colorazione bianca, grigia e raramente tendente al roseo verso le porzioni terminali della formazione. Gli strati, uniformi per spessore, hanno potenza da centimetrica a decimetrica. La selce, da bianca a grigia, è sempre presente in forma di liste e noduli. Al tetto della formazione si riscontra la presenza del Livello Bonarelli, con spessore di circa 1 m, presente nelle zone di Monte Vecchio. Il contenuto fossilifero è rappresentato da abbondanti foraminiferi planctonici. Lo spessore raggiunge i 250 m.

CENOMANIANO P.P. - TURONIANO P.P.



Marne a Fucoidi (FUC)

Calcarei, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome, ben stratificate ove la componente calcarea è maggiore, a struttura flocculata ove domina la componente argilloso-marnosa. Nell'intera formazione si intercalano livelli anossici di spessore da centimetrico a decimetrico. L'unità si presenta fortemente calcarea, con livelli detritici che nei settori orientali raggiungono spessori di 30 - 50 cm, dove la componente marnoso-argillosa è del tutto subordinata. Lo spessore è variabile tra 60 e 90 m.

APTIANO P.P. - ALBIANO P.P.



Bisciario (BIS)

Marne, marne calcaree e calcari marnosi di colore grigio, avana e nero, in livelli sottili e banchi decimetrici. Si intercalano livelli a componente vulcanoclastica di colore giallo/arancione. La selce, tipicamente di colore nero e grigio scuro è subordinata ma presente nella formazione. Lo spessore raggiunge i 50 m.

AQUITANIANO P.P. - BURDIGALIANO



Scaglia Cinerea (SCC)

Calcarei marnosi, marne calcaree e marne e argille di colore grigio e marrone, in livelli laminati e foliati tettonicamente in strutture SC. Ai livelli laminati e foliati si intercalano rari strati calcarei competenti con spessori che mai superano i 10-20 cm. Il contenuto in argilla si mantiene costante nell'intera unità. La componente fossile è caratterizzata da foraminiferi planctonici. Raramente nelle porzioni superiori si intercalano bancate metriche di brecciole di materiale risedimentato con macroforaminiferi. Lo spessore raggiunge i 100 - 120 m.

EOCENE SUP. P.P. - AQUITANIANO INF. P.P.



Scaglia Variiegata (VAS)

Calcarei marnosi, marne e marne argillose con colori variabili dal rosa, al rosso e al grigio in livelli laminati e raramente in strati centimetrici, generalmente foliate e deformate in strutture tettoniche SC. La componente argillosa tende ad aumentare verso l'alto nell'unità fino a diventare preponderante rispetto a quella calcarea. Il contenuto fossilifero è rappresentato da foraminiferi planctonici. Lo spessore è variabile tra 50 - 80 m.

EOCENE MED. - EOCENE SUP.



Scaglia Rossa Detritica (SAD)

Calcarei e calcari marnosi di colore variabile dal rosa al rosso al grigio, in bancate metriche caratterizzati da un'elevata componente detritica. Alle bancate si intercalano livelli calcareo micritici di colore roseo con spessori centimetrici o raramente decimetrici. La selce è presente ma fortemente subordinata alla componente calcarea, con colorazioni variabili dal rosso al vinaccia. La componente detritica è generalmente fine ma si intercalano livelli grossolani, talvolta brecce, con brecciole a macroforaminiferi bentonici. Lo spessore raggiunge i 300 m.

TURONIANO P.P. - EOCENE MED. P.P.



Maiolica (MAI)

Calcarei micritici, di colore da bianco a debolmente giallo, ben stratificati in livelli da centimetrici a decimetrici, con spessori che si aggirano in media intorno ai 20 cm. Ai livelli calcarei si alternano porzioni selcifere con liste e noduli centimetrici e decimetrici di selce bianca, tendente al nero nelle porzioni terminali della formazione. I livelli superiori al contatto con la Formazione delle Marne a Fucoidi sono caratterizzati da un progressivo aumento della componente argilloso-marnosa. Lo spessore è variabile tra 250 - 350 m.

TITONICO SUP. - APTIANO INF.



Calcarei Diasprigni (CDU)

Calcarei e calcari debolmente marnosi, di colore grigio o nocciola, ben stratificati in livelli da centimetrici a decimetrici, mai superiori ai 15 - 20 cm. La selce rappresenta una litologia accessoria, essendo presente in ridotte porzioni della formazione. La selce compare in forma di liste e più raramente di noduli, di colore bianco e grigio, solo raramente tendente all'arancione. Raramente compaiono livelli detritici in strati decimetrici. Lo spessore è di circa 60 - 70 m.

BAJOCIANO SUP. - TITONICO INF.



Calcarei detritici con Posidonia (DPO)

Calcarei a prevalenza oolitica, di colore nocciola da scuro a chiaro, stratificate in livelli da centimetrici a decimetrici. Si intercalano bancate competenti con spessori variabili che possono raggiungere anche i 2 m. Alle bancate detritiche si intercalano livelli a maggior componente marnosa con elevato contenuto in Filaments ("posidonie"). Lo spessore è compreso tra 80 - 120 m.

BAJOCIANO P.P.



Calcarei e marne a Posidonia (POD)

Calcarei micritici a ridotta componente marnosa, di colore nocciola da scuro al chiaro, tendenti all'ocra, in strati da centimetrici a decimetrici a ridotta componente detritica. Ai livelli stratificati si alternano subordinatamente bancate detritiche a componente prevalentemente oolitica. Subordinata è la selce, di colore bianco o grigio, in liste e noduli con spessori che mai eccedono i 10 - 15 cm in totale. Il contenuto fossilifero è dominato dalla presenza di Filaments ("posidonie"). Lo spessore è compreso tra 100 - 120 m.

AALENIANO - BAJOCIANO INF.

6.3 Caratterizzazione idrogeologica

Le principali sorgenti dell’area in studio sono costituite dalle sorgenti del Peschiera, contenute rispettivamente nel complesso idrogeologico di Transizione di Piattaforma-Bacino ed in quello proprio della serie Sabina, con una portata di circa 5 m³/sec per la sorgente Capore e di circa 1 m³/sec per i fiume Salto e Turano, aventi area di ricarica estesa ai Monti Sabini meridionali e occidentali. Le sorgenti del Peschiera, insieme alle emergenze della piana di San Vittorino e al drenaggio sotterraneo verso il fiume Velino, individuano una portata di circa 30 m³/sec, espressione del complesso idrogeologico di piattaforma carbonatica.

Dal punto di vista idrogeologico, l’area di interesse progettuale vede un’importante falda regionale in cui si conferma lo spartiacque presente sulla dorsale di Monte San Giovanni, ad orientazione ENE-WSW, con direzioni di deflusso sotterraneo orientate NE e SW in cui si evidenziano gli acquiferi sovrapposti presenti nella Scaglia e nella Maiolica separati dall’aquiclude costituito dalle marne a Fucoidi; le porzioni più orientali dell’area in studio vedono invece un deflusso sostanzialmente orientato verso la piana di Rieti e una falda contenuta prevalentemente nei depositi conglomeratici e della scaglia detritica. In tal modo il tracciato dell’acquedotto si posiziona quasi sempre in direzione sostanzialmente perpendicolare alle direzioni di flusso degli acquiferi, eccezion fatta per alcuni tratti che attraversano la piana di S. Vittorino e la dorsale di Casali Ponzano. A livello di circolazione regionale i flussi dell’acquifero propri delle dorsali Salto e Turano e della piana di S. Vittorino possiedono come recapito di base la piana di Rieti mentre quelli della dorsale di Monte San Giovanni non è ben chiaro se affiorino più a valle della sorgente Capore, lungo il fiume Farfa, oppure alimentino direttamente la sorgente stessa.

In base ai dati editi e inediti riportati nella relazione specifica, sono state distinte *due unità idrogeologiche* separate da un importante lineamento tettonico orientato circa N-S (sovrascorrimento cieco di valle Ariana) ed una *terza unità*, di cui sono da

approfondire i limiti fisici, relativa all’acquifero in pressione della *Sorgente delle Capore*. L’unità idrogeologica orientale, denominata *Unità della Scaglia e Conglomerati*, presenta una falda freatica più o meno continua circolante nei conglomerati e nella scaglia sottostante. Questa falda è caratterizzata da una direzione media di flusso orientata circa SE-NW e valori di carico idraulico che variano dagli oltre 420 m s.l.m. della zona meridionale a 390 m s.l.m. in prossimità della piana di Rieti. La sequenza dei conglomerati, in relazione a possibili intercalazioni di orizzonti poco permeabili, può inoltre essere sede di più circolazioni idriche sospese, che vanno ad alimentare piccole sorgenti locali, con portate limitate. Procedendo verso i settori occidentali, ad Ovest del fronte di sovrascorrimento sepolto sotto la valle Ariana, si individua una seconda unità idrogeologica, denominata *Unità della Scaglia e Maiolica*. In questa unità è stata rilevata la presenza di due falde freatiche. La prima falda è ospitata dalle formazioni della *Scaglia Bianca e Rossa* e sospesa sulla sottostante formazione impermeabile delle *Marne a Fucoidi*.

In base a quanto ricostruito, questa falda presenterebbe, in questa zona, uno spartiacque sotterraneo orientato circa ENE-WSW, associato ad elevata quota piezometrica. La seconda falda, più profonda, è ospitata dalla formazione della *Maiolica* e presenta un carico idraulico di circa 300 m s.l.m.

Il tetto della falda idrica interseca ripetutamente la superficie topografica, dando origine a fenomeni di drenaggio in alveo dei principali corsi d’acqua che si presentano perenni nei fiumi Salto Turano e Velino e intermittenti in quelli della dorsale di Monte San Giovanni quali il torrente Ariana e il reticolo del fosso di Montenero.

Dagli elaborati A194PDG0177, A194PDG0187, A194PDG0197, A194PDG0207 – *Sezioni idrogeologiche* sono visibili i tratti in cui il tracciato dell’acquedotto interseca la falda regionale su tratte acquifere omogenee alla scala analizzata, che vengono di seguito elencate:

Piana S. Vittorino-Dorsale Colle Ponzano: in questa porzione di tracciato le opere di progetto interagiscono con l’acquifero complesso della piana di S. Vittorino che in quel tratto riceve i travasi sotterranei non emergenti alle sorgenti del Peschiera per poi interagire con l’acquifero della piana di Micciani, dove si prevede anche il probabile intercettamento di fluidi profondi in risalita e infine parzialmente con quello dei conglomerati e scaglia nell’ultimo tratto; i battenti presenti sul tracciato della condotta dalle sorgenti sino al sondaggio S1(2) ammontano a circa 20 m per poi decrescere bruscamente a 10 m ed azzerarsi in prossimità della dosale di Colle Pozano;

Salto-Turano: in corrispondenza di questo tratto e sino alle porzioni orientali del fiume Turano non si prevedono interazioni con la falda idrica regionale, eccezion fatta per gli attraversamenti in sifone dei due corsi d’acqua con battenti massimi dell’ordine dei dieci metri;

Monte Zoccali-Sondaggio S10(2): lo sviluppo planoaltimetrico della condotta di progetto di questa porzione interseca l’acquifero della scaglia e presumibilmente con quello della Maiolica che possiedono recapiti di base identificati con la piana di Rieti; i battenti massimi che si presentano da Monte Zoccali a fosso Ariana sono dell’ordine di 5 m mentre dal fosso Ariana prima del sondaggio S10(2) i battenti risultano essere compresi in un intervallo che ricade tra i 15 e 20 m; in corrispondenza del sondaggio S10(2) li dove la galleria fora il setto delle marne a fucoidi e si procede nell’acquifero della scaglia si arriva a riconoscere battenti massimi di circa 60 m;

S10(2)-Salisano: nelle porzioni iniziali, che corrispondono alle zone sud occidentali rispetto al lineamento tettonico su cui si impostano i pozzi di APS nel Comune di S. Giovanni Reatino, non vi è interazione con la falda idrica poiché il tracciato si sviluppa in maiolica e possiede un flusso diretto verso i quadranti sud occidentali presentando carichi idraulici misurati di circa 300 m. Venute d’acqua si rintraccerebbero invece, dalla piezometria ricostruita, in corrispondenza dell’attraversamento del tetto dei fucoidi a valle del toponimo “macchiette Mandrie, rientrando quindi nell’acquifero

della Scaglia in prossimità del fosso a direzione N-S del reticolo del fosso di Montenero con battenti dell’ordine di 40-50 m. Nelle porzioni di tracciato più sud occidentali è stata comunque ipotizzata una interazione della falda con battenti che vanno da 20 m presso la località Montagnoli a degradare progressivamente a zero presso Salisano. Si segnala inoltre che anche all’interno degli *aquiclude*, quali scaglia cinerea bisciario e variegata della località Villanette, in giacitura sinclinalica, nell’attraversare i lineamenti tettonici potrebbero generarsi delle venute d’acqua concentrate in corrispondenza di zone intensamente cataclaste.

6.4 Indagini geotecniche

Per la definizione del modello geotecnico dell’opera in progetto sono stati utilizzati i dati relativi ricavati attraverso i sondaggi geognostici.

Per la caratterizzazione fisica sono state eseguite le seguenti analisi al fine di ricavare le proprietà indice:

- analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
- determinazione del peso di volume;
- determinazione del peso specifico;
- determinazione del contenuto naturale d’acqua e grado di saturazione;
- porosità e indice dei vuoti;
- limiti di Atterberg (fanno eccezione i campioni di natura sabbiosa).

Per la caratterizzazione geotecnica sono state eseguite le seguenti analisi al fine di ricavare le proprietà fisiche:

- prova edometrica (moduli edometrici determinati per diversi stati tensionali);
- prove di compressione ad espansione laterale libera (coesione non drenata);
- prove di taglio diretto (angolo di attrito e coesione);
- prove di compressione uniassiale (provini in roccia).

Per la caratterizzazione degli altri parametri sono state eseguite le seguenti prove in situ:

- prove Lefranc a carico variabile (permeabilità);
- prove pressiometriche (modulo elastico, coesione non drenata);
- SPT in foro di sondaggio fino a 20 m di profondità;
- Installazione di piezometri a tubo aperto;

Sono state eseguite inoltre le seguenti prove geofisiche:

- Sondaggi elettrici con ricostruzione tomografica;
- profili sismici a rifrazione in onde P;

I risultati di tali indagini sono allegati agli elaborati specialistici di progetto.

6.5 Caratterizzazione geotecnica generale

6.5.1 Caratterizzazione geomeccanica e geostrutturale dei litotipi rocciosi

Per quanto concerne la caratterizzazione geomeccanica delle litologie affioranti lungo il tracciato di progetto per il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera, a partire dal mese di marzo 2019 sono state effettuate 24 stazioni geomeccaniche di tipo oggettivo (Figura seguente), finalizzate alla caratterizzazione dell’ammasso roccioso in termini di caratteristiche fisiche, meccaniche e dei parametri di deformabilità e resistenza. Obiettivo di tali indagini, in particolare, è stato:

- caratterizzare, in ciascuna stazione di misura, le discontinuità presenti nell’ammasso in termini di parametri geometrici, morfologici e di alterazione, fino a definire i principali set di discontinuità;
- ricavare per ogni stazione geomeccanica i parametri fisici e meccanici d’ammasso; attribuire all’ammasso roccioso una classificazione in termini di Rock Mass Rating (RMR) e Geological Strength Index (GSI);
- individuare i criteri per una possibile definizione di unità litotecniche tramite accorpamento e/o suddivisione delle Formazioni affioranti, sulla scorta dei parametri geomeccanici rilevati da affioramento e, in particolare, delle caratteristiche litologiche e di stato di fratturazione.

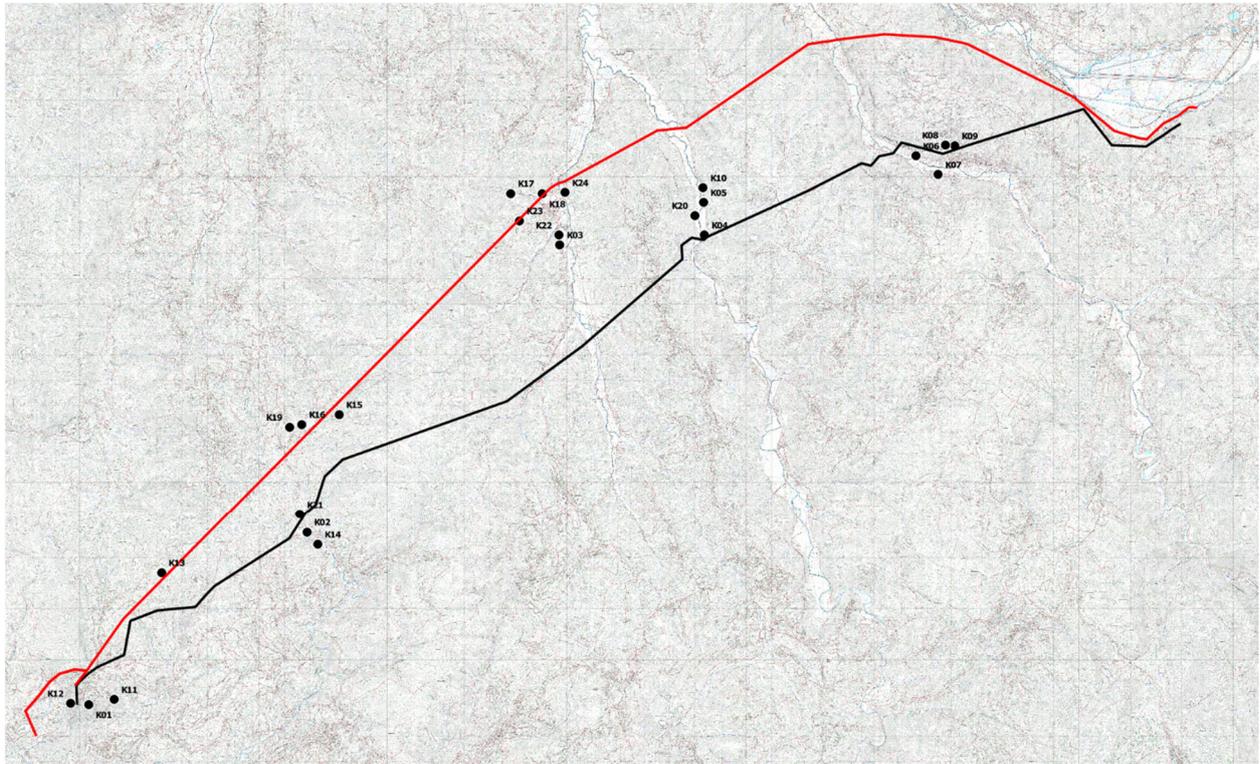


Figura 6.4 – Vista planimetrica riportante l’ubicazione delle stazioni geomeccaniche effettuate, unitamente al tracciato di progetto

Per quanto concerne la distribuzione dell’indice J_v all’interno delle singole formazioni, questo appare essere maggiormente disperso, ossia presentare maggiore deviazione standard, nella Scaglia Detritica e nella Scaglia Variegata. Invece, riguardo la distribuzione dell’indice I_b all’interno delle singole formazioni, questo appare essere maggiormente disperso, presentando maggiore deviazione standard, nelle formazioni complesse, ossia quelle che presentano alternanza di strati arenacei più competenti e strati marnosi meno competenti, e nei conglomerati (Tabella seguente).

	N° stazioni	J _v medio	Dev St J _v	I _b medio	Dev St I _b
SCZ	6	15.13	6.21	7.67	3.25
MAI	5	14.73	3.30	9.15	4.15
SBI	5	14.73	5.53	7.76	2.73
SAA	3	12.75	2.41	8.00	2.54
VAS	2	11.5	6.08	10.65	5.02
UGR	2	2.45	1.41	24.40	13.86
FUC	1	9	n.d.	5.50	n.d.

Tabella 6.1 – Valori medi dell’indice d’ammasso J_v ed I_b per ogni formazione indagata e loro deviazione standard

Dall’analisi della distribuzione e della variabilità dell’indice d’ammasso J_v, espressione diretta del grado di fratturazione dell’ammasso roccioso, dell’indice di ammasso I_b, espressione del blocco tipico d’ammasso, e dei parametri di deformabilità e resistenza derivati, è possibile proporre l’istituzione di 4 Unità Litotecniche principali più 2 secondarie, dettagliatamente rappresentate negli elaborati A194PDG0212, A194PDG0222, A194PDG0232, A194PDG0242, A194PDG0252, A194PDG0262, A194PDG0272, A194PDG0282. Esse vanno a sintetizzare le formazioni sulla base dei caratteri di similitudine ed assimilabilità litologica, con particolare riferimento alla proporzione marnosa-calcareo, congiuntamente ai parametri geomeccanici rilevati in affioramento. Di seguito sono elencate le unità proposte:

- **A:** *Unità Litotecnica delle Scaglie Detritiche (SCZ):* presentano un’alta variabilità al loro interno dell’indice J_v, a tratti fortemente fratturate e, come evidenziato dal rilevamento geologico, comprendono zone con numerose strutture plicative di tipo parassita a piccola e meso-scala;
- **B:** *Unità Litotecnica delle Formazioni carbonatiche fratturate (DPO, MAI, SBI, SAA):* presentano una minore dispersione all’interno delle singole formazioni del valore dell’indice J_v ed una maggiore omogeneità nel rispettivo valor medio;
- **C:** *Unità Litotecnica delle Formazioni con stratificazione alternata prevalentemente arenacee e marnose (VAS, FUC):* le deformazioni associate

possono seguire sia le discontinuità presenti nell’ammasso roccioso sia essere guidate dalla presenza di piani di debolezza marnosi. Inoltre, si evidenzia come, all’interno di questa Unità Litotecnica, la componente marnosa abbia funzione di *aquiclude* nei confronti della circolazione idrica sotterranea;

Con l’esecuzione di un rilevamento geomeccanico-geotecnico di dettaglio, è stato possibile identificare *fasce di cataclasite*, caratterizzate da roccia altamente fratturata, la quale può affiorare a cavallo degli elementi tettonici principali per una fascia dell’ordine massimo di circa 20 m, la cui parametrizzazione è di seguito riportata.

	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

6.5.2 Caratterizzazione geotecnica dei depositi quaternari

La caratterizzazione geotecnica dei depositi quaternari è stata effettuata facendo riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante la realizzazione dei sondaggi geognostici. Per la definizione delle unità litotecniche relative ai depositi quaternari si è proceduto per prima cosa analizzando e confrontando nel complesso tutti i risultati ottenuti tramite le prove di laboratorio geotecnico ed in situ, escludendo i valori chiaramente fuori standard palesemente affetti da errore. Successivamente sono state definite le unità litotecniche all'interno delle quali sono stati compresi tutti i campioni caratterizzati da parametri fisico-meccanici simili. Per ciascuna unità litotecnica è stata fatta la media dei valori risultanti dalle prove di laboratorio geotecnico, con il fine di ottenerne una parametrizzazione fisico-meccanica media.

Di seguito sono elencate le unità litotecniche proposte:

- **D:** *Unità Litotecnica dei conglomerati massivi e cementati (UGR, UMS, UFC), quali quelli dell'Unità di Grotti;*
- **E:** *Unità dei depositi alluvionali recenti (ALL), con terreni scarsamente addensati prevalentemente sciolti (piana di San Vittorino, valli del Salto, del Turano e piana delle Molette).*

Dalle risultanze stratigrafiche derivate dal sondaggio geognostico S16(2), il quale ha evidenziato la presenza di terreni coesivi con intercalazioni limoso-sabbiose fini per uno spessore di circa 60 metri, è stato condotto un rilievo geologico e geofisico di dettaglio, atto a definirne l'assetto litostratigrafico e deposizionale. Infatti, tale deposito è stato classificato ad una facies di ambiente lacustre in discordanza eteropica con la formazione dei conglomerati UMS. Tale formazione, in quanto presenta caratteristiche geotecniche differenti dalle altre unità investigate, definisce una nuova unità litotecnica, denominata:

- **F:** *Unità delle argille limose con intercalazioni sabbiose fini (FLG).*

6.5.3 Determinazione dei parametri di deformazione dalle indagini sismiche

Di seguito si indicano le correlazioni bibliografiche utilizzate per il calcolo dei parametri di deformazione dinamici calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input V_p , V_s e densità per le unità litotecniche relative ai depositi conglomeratici (UGR, UMS e UFC), data l'impossibilità di prelevare in tali formazioni campioni indisturbati significativi:

$$\text{Coefficiente di Poisson } \nu = \frac{V_p^2 - 2 V_s^2}{2 (V_p^2 - V_s^2)}$$

$$\text{Modulo di Young dinamico } E_d = \gamma V_s^2 [(3V_p^2 - 4 V_s^2) / (V_p^2 - V_s^2)]$$

$$\text{Modulo di taglio (rigidità) } G_0 = \gamma V_s^2$$

$$\text{Modulo di comprimibilità o di Bulk } K = \gamma (V_p^2 - 4/3 V_s^2)$$

Determinazione del Modulo di Young statico E_s :

Per la determinazione del modulo di Young statico E_s dal modulo dinamico E_d si applica la nota relazione proposta da Rzhevsky e Novik (1971) valida per i moduli misurati in MPa o Kg/cmq:

$$E_{\text{stat}} = \frac{E_{\text{din}} - 0.97}{8.3}$$

Per gli ammassi rocciosi la bibliografia specialistica suggerisce di applicare un coefficiente pari a 0,8- 1,0 per la roccia integra e un coefficiente via via più basso per quelle fratturate in relazione al grado di fratturazione.

$$E_{\text{stat}} = E_{\text{din}} \times (0.3/1.0)$$

Si sottolinea tuttavia come i valori ottenuti con la suddetta formulazione sia un modulo di elasticità e quindi non può essere utilizzato per determinare ad esempio cedimenti di fondazione quando il carico delle fondazioni dà luogo ad elevate

deformazioni (superiori al limite di elasticità), poiché in quei casi la componente plastica è predominante su quella elastica.

Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche

Nella Tabella seguente che segue si illustrano i parametri di deformazione medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input V_p , V_s e densità (derivati da prove MASW e Down-Hole) per le unità litotecniche relative ai depositi conglomeratici (UGR, UMS e UFC).

Unità litotecnica	γ (kN/m³)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Coefficiente di Poisson n	Modulo di Young dinamico E_d (MPa)	Modulo di Young statico E_s (MPa)
UGR	21.0	1320	542	0.33	1725	207
UMS	19.0	1000	400	0.33	854	102
UFC	19.0	1000	450	0.33	1056	127

Tabella 6.2 – Parametri di deformazione medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input V_p , V_s e densità

6.5.4 Definizione del modello geologico-tecnico e sismo-stratigrafico

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

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

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

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

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

k₁₁

Litologia: MAI
GSI: 55
RMR: 56 (III)
Jv: 12

k₁₆

Litologia: SAA
GSI: 50
RMR: 51 (III)
Jv: 15

k₁₉

Litologia: VAS
GSI: 40
RMR: 53 (III)
Jv: 7.2

k₂₇

Litologia: MAI
GSI: 60
RMR: 60 (III)
Jv: 8.8

k₁₃

Litologia: FUC
GSI: 30
RMR: 48 (III)
Jv: 18

k₁₇

Litologia: MAI
GSI: 35
RMR: 43 (III)
Jv: 18.4

k₂₄

Litologia: SBI
GSI: 55
RMR: 41 (III)
Jv: 22.9

k₂₈

Litologia: MAI
GSI: 25
RMR: 41 (III)
Jv: 24

k₁₅

Litologia: SBI
GSI: 45
RMR: 51 (III)
Jv: 14.9

k₁₈

Litologia: SBI
GSI: 55
RMR: 56 (III)
Jv: 12.6

k₂₅

Litologia: SBI
GSI: 60
RMR: 56 (III)
Jv: 10.8

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove pressiometriche			Modulo E_y statico da geosismica	Range valori da prove di laboratorio							
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C_u (kPa)	ϕ' (°)	E_d (MPa)	n° prove	E_v (MPa)	ϕ'_{max} (°)	E_y (MPa)	n° prove	γ_h (kN/m ³)	prova di taglio diretto		prova edometrica			ELL
												c' (kPa)	ϕ' (°)	$E_{v,24.5-49}$ (MPa)	$E_{v,49-98}$ (MPa)	$E_{v,99-196}$ (MPa)	C_u (kPa)
ALL (Piana San Vittorino)	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	9	51	-	4	-	-	-	-	9	18 - 20	9 - 40	22 - 28	3.6	4.8	7.5	-
	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	32		31	11	-	-	-	-	7	18 - 21	7 - 11	27 - 38	4.3	6.1	10.4	-
ALL (Valle del Salto)	Ghiaie in matrice sabbioso-argillosa	12	-	31	13	-	-	-	-	12	17 - 21	7 - 9	26 - 36	4.4	4.7	6.5	-
ALL (Valle del Turano)	Sabbie fini limose con clasti arenacei	6	-	33	10	-	-	-	-	8	18 - 21	10 - 12	26 - 28	5.5	4.3	7.0	-
ALL (Fosso di Ariana)	Alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi	17	-	31	12	-	-	-	-	5	17-19	9 - 39	24 - 30	5.2	4.7	4.6	-
FLG	Argille limosa con intercalazioni sabbiosose fini	13	-	33	25	-	-	-	-	4	17 - 19	35 - 65	18 - 19	6.0	6.7	7.1	150 - 300
UGR	Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati	/	/	/	/	8	108	42	207	7	18 - 19						
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	/	/	/	/	1	113	41	102	1	20						
UFC	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	12	-	33	25	7	102	41	127	8	17.5 - 20						

Dagli elaborati A194PDG0177, A194PDG0187, A194PDG0197, A194PDG0207– Sezioni idrogeologiche, sono visibili i tratti in cui il tracciato dell’acquedotto interseca la falda regionale con gli spessori in calotta su tratte acquifere omogenee alla scala analizzata.

Vengono inoltre riportati la tipologia delle venute d’acqua funzione della permeabilità della formazione e dello stato di fratturazione dell’ammasso.

I tratti caratteristici delle singole tratte vengono di seguito elencate:

Area sorgiva-Piana di Micciani: i manufatti realizzati nei pressi dell’opera di captazione possiedono quote che digradano dalla 407 m s.l.m. delle sorgenti sino alla 406 m s.l.m. circa, registrata fuori l’influenza dell’idrostruttura del Peschiera in prossimità della piana di Micciani. In questo tratto le opere di progetto possiedono battenti idrici di circa 10 m e gli scavi saranno caratterizzati dalla presenza di venute d’acqua funzione della permeabilità connessa alla facies dei depositi alluvionali incontrati che presumibilmente dovrebbe tendere a presentare depositi relativamente meno permeabili in direzione del sondaggio Si3; in tali zone si prevede anche l’intercettamento di fluidi profondi in risalita; il battente sull’opera decresce andando in direzione del termine della piana alluvionale con valori compresi tra 5 e 10 m;

Dorsale Casali Ponzano: dal sondaggio S1(2) in poi le opere di progetto non interferiscono con la falda idrica sino all’intersezione con il fiume Salto; l’acquedotto, infatti, si pone in un intervallo tra i 2-5 metri circa sopra la quota di saturazione regionale;

Salto-Turano: in corrispondenza di questo tratto e sino alle porzioni orientali del fiume Turano non si prevedono interazioni con la falda idrica regionale, eccezion fatta per gli attraversamenti in sifone dei due corsi d’acqua con battenti massimi non superiori ai 5 m;

Monte Zoccali-Sondaggio S10(2): lo sviluppo planoaltimetrico della condotta di progetto di questa porzione interseca l’acquifero della scaglia e presumibilmente con quello della Maiolica che possiedono recapiti di base identificati con la piana di Rieti; i battenti massimi che si presentano da Monte Zoccali a fosso Ariana sono dell’ordine di 5 m e successivamente compresi tra 10 e 20 m prima dell’intersezione con le Marne a Fucoidi poste in sinistra idraulica del fosso; anche all’interno della maiolica i battenti in calotta ipotizzati dalla ricostruzione piezometrica risultano compresi tra i 5 e i 10 m; in corrispondenza del sondaggio S10(2), lì dove la galleria fora il setto delle Marne a Fucoidi e si entra nell’acquifero della scaglia si arriva a riconoscere battenti massimi di circa 40 m;

S10(2) - Salisano: nelle porzioni iniziali, che corrispondono alle zone sud occidentali rispetto al lineamento tettonico su cui si impostano i pozzi di APS nel Comune di S. Giovanni Reatino, non vi è interazione con la falda idrica poiché il tracciato si sviluppa in maiolica e possiede un flusso diretto verso i quadranti sud occidentali presentando carichi idraulici di circa 300 m s.l.m. Venute d’acqua si rintraccerebbero invece, dalla piezometria ipotizzata, in corrispondenza dell’attraversamento del tetto delle Marne a Fucoidi a valle del toponimo “Macchiette Mandrie”, rientrando quindi nell’acquifero della Scaglia in prossimità del fosso a direzione N-S del reticolo del fosso di Montenero, con battenti dell’ordine di 30-40 m. Nelle porzioni di tracciato più a SW è stata comunque ipotizzata una interazione della falda con battenti che vanno da 20 m presso la località Montagnoli a degradare progressivamente a battenti minimi prima di Salisano. Si segnala inoltre che anche all’interno degli aquicludi, quali scaglia cinerea, Bisciario e variegata della località Villanette, nell’attraversare i lineamenti tettonici potrebbero generarsi delle venute d’acqua concentrate in corrispondenza di zone intensamente cataclamate;

Sorpasso di Salisano: le quote piezometriche in questo tratto di progetto risentono della notevole tettonizzazione cui sono stati sottoposte le formazioni, causati da raccorciamenti della serie in corrispondenza di un sovrascorrimento a carattere regionale che ha causato la diminuzione della porosità secondaria dei litoitipi; tale fenomeno è evidente nella misura del gradiente idrico misurato in alcuni punti singolari che localmente risulta molto elevato. Su questa zona andranno effettuati approfondimenti che metteranno in luce l’effettiva presenza di un acquifero piuttosto che aquitard o aquicludi.

Vista la variabilità delle opere in progetto, per la definizione dei modelli geotecnici associati ai manufatti e alle gallerie, ove necessario, è stato condotto un approfondimento per determinare le caratteristiche fisico-meccanico-idrauliche dei terreni più idonee alla problematica in esame. Pertanto, per una caratterizzazione più puntuale si rimanda ai capitoli specifici seguenti. Per la determinazione del modello geotecnico associato alla singola opera si sono seguiti dettami proposti al 6.2.2.4 della circolare esplicativa 21/01/2019 del D.M. 17/01/2018 considerando di volta in volta per lo stato limite considerato il volume di terreno interagente con l’opera e la sua capacità di trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

7 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

In accordo a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le costruzioni del 2018 (NTC 2018), la sicurezza e le prestazioni che l’opera dovrà raggiungere, dovranno essere valutate in relazione agli stati limite che si potranno verificare durante la vita nominale di progetto, così definiti:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato limite di danno (SLD);

Stati limite ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);

Stato Limite di collasso (SLC);

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento P_{VR} .

7.1 Valutazione dell’azione sismica

L’azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale Z, da considerarsi tra loro indipendenti. Le componenti sono descritte dagli spettri di risposta elastici in accelerazione funzione della vita di riferimento $V_R = V_N \times C_u$ (Definita come il prodotto tra la vita nominale dell’opera e i coefficiente d’uso funzione della classe d’uso dell’opera stessa Tab.2.4.II NTC2018) e l’accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab.2.4.I delle NTC2018. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe

d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato in Tab. 2.4.II NTC2018.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull’ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. Gli stessi comuni di Castel Sant’Angelo e Cittaducale, in cui sono situate le sorgenti del Peschiera, appartengono rispettivamente alla zona sismica 1 e 2, che rappresentano nell’ordine la classe a sismicità più elevata e quella immediatamente sottostante.

In riferimento al livello di prestazione rispetto alla durabilità si assume un valore di V_N pari a 100 anni.

Vista la rilevanza che l’opera assume e la sua strategicità, la stessa dovrà essere progettata in classe d’uso IV. Inoltre, è opportuno segnalare come l’assunto di opera

strategica, e quindi aver assegnato una classe d’uso pari a IV, conferisce all’infrastruttura acquedottista una classe di affidabilità elevata.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalla seguente espressione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Con:

S_r è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

η , è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$$

F_o , è il fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2.;

T_B , T_C , T_D , sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalla seguente espressione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Con:

F_v , è il fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

i valori di S_s , T_B , T_C , T_D sono riportati nella tabella seguente:

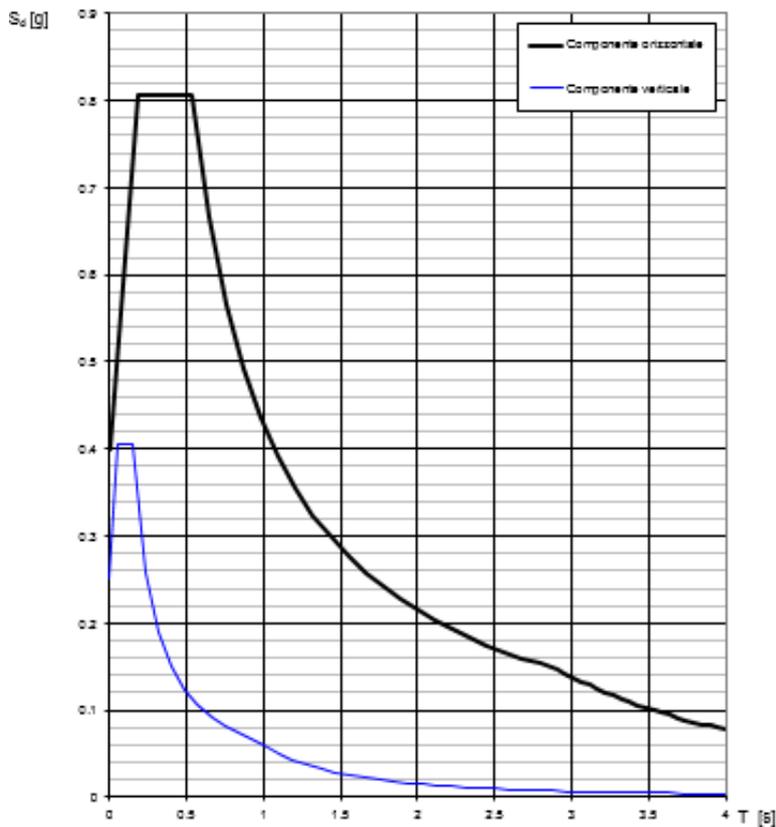
Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Di seguito si riportano gli spettri di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) della componente orizzontale e verticale relativa alle zone delle sorgenti del Peschiera presso Cittàducale (Rieti), Piana delle Molette, e nodo Salisano, avendo

assunto per le opere da realizzare una $V_n=100$ anni, Classe d’uso IV e fattore di struttura $q=1.5$.

○ **Cittaducale (RI)**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo SLV



Parametri indipendenti

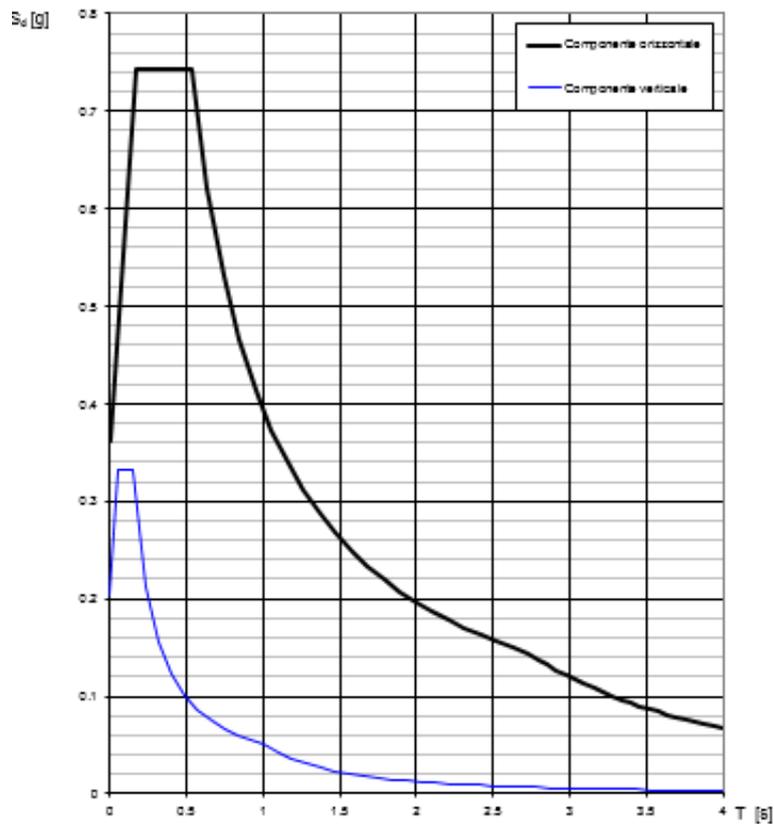
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.326 g
F_o	2.424
T_C	0.362 s
S_S	1.226
C_C	1.469
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.226
η	0.833
T_B	0.177 s
T_C	0.531 s
T_D	2.904 s

○ **Piana delle Molette (RI)**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo sl SLV



Parametri indipendenti

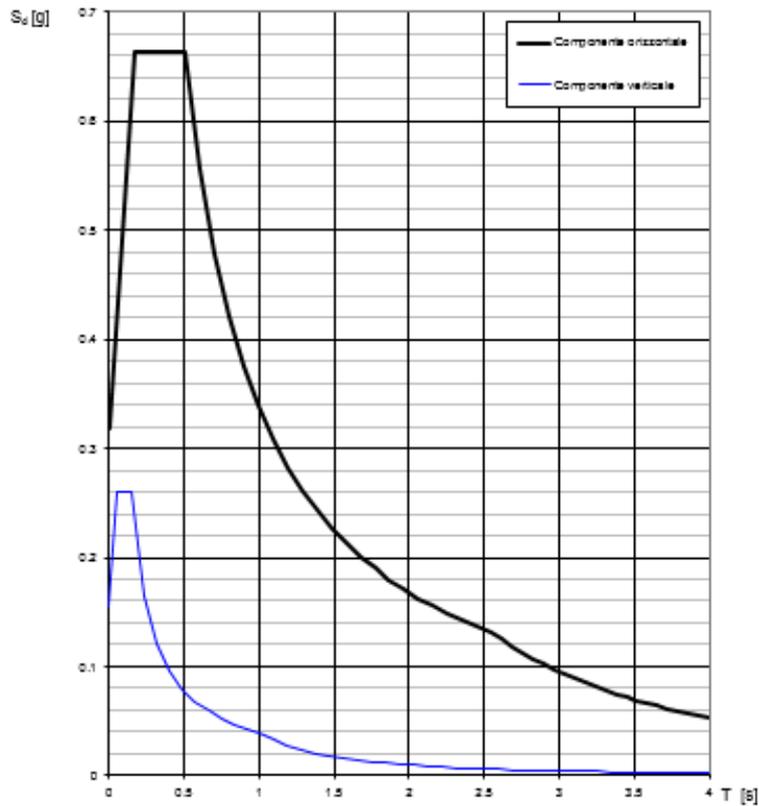
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.283 g
F_o	2.463
T_C	0.358 s
S_S	1.282
C_C	1.473
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.282
η	0.833
T_B	0.176 s
T_C	0.528 s
T_D	2.730 s

○ **Salisano (RI)**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.237 g
F_0	2.500
T_C	0.336 s
S_S	1.345
C_C	1.505
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.345
η	0.833
T_B	0.169 s
T_C	0.506 s
T_D	2.548 s

I grafici degli spettri presentati sono stati riportati a titolo esemplificativo, per caratterizzare l’area dal punto di vista sismico. In generale, per tutte le opere in progetto, si sono utilizzati come dati di input per l’azione sismica gli spettri di risposta elastici ricavati o da un’analisi di risposta sismica locale (RSL – vedi strutture puntuali) o dedotti dalla pericolosità sismica di base sitospecifica. Per i dettagli delle analisi di RSL si può fare riferimento a quanto riportato nell’elaborato A194PDR002 – Relazione Geologica.

8 Criteri di base per le prestazioni da garantire in fase sismica nelle verifiche di dettaglio

I criteri con cui saranno condotte le verifiche sismiche di dettaglio con specifico riferimento ai 4 Stati Limite (SLO, SLD, SLV, SLC), laddove pertinenti e qualora non esplicitamente già effettuate, delle opere appartenenti al sistema acquedottistico e alla naturale correlazione con le forniture impiantistiche, faranno riferimento alle prestazioni associate agli stati limite della tabella seguente, richiedono di effettuare i controlli precisati nel seguito.

S.L.	P _{VR}	Prestazione richiesta alla rete	Prestazione richiesta al componente*
SLO	81%	Lo Stato Limite di Operatività si intende raggiunto in presenza di danneggiamento, esteso anche a un solo componente, che alteri, anche temporaneamente, la funzionalità dell’acquedotto con il massimo livello di servizio previsto in assenza di sisma.	
SLD	63%	Al superamento dello SLD può verificarsi il danneggiamento (al limite, il collasso) di uno o più componenti a cui consegue una limitata e temporanea riduzione della funzionalità dell’acquedotto. Gli elementi non danneggiati sono comunque sufficienti a garantire le ordinarie funzioni della rete idrica, seppur con ridotta efficienza. La riparazione o sostituzione dei componenti danneggiati può avvenire in breve tempo (ad es. in somma urgenza).	Per le condotte, comprensive dei relativi organi di regolazione, al superamento dello SLD possono verificarsi danni che, senza costituire un pericolo per la vita umana, limitino l’esercizio della condotta richiedendo una riduzione della portata transitante. La portata residua transitante deve comunque essere sufficiente a garantire le funzioni ordinarie all’interno delle comunità servite.
SLV	10%	Al superamento dello SLV il livello di danneggiamento della rete è tale che possono non essere garantite le funzioni ordinarie (ad es. approvvigionamento delle utenze domestiche o produttive), mentre continuano ad essere operative le funzioni strategiche (alimentazione di ospedali, caserme, antincendio).	Al superamento dello SLV la condotta, comprensiva dei relativi organi di regolazione, è seriamente danneggiata e può verificarsi una fuoriuscita incontrollata di acqua tale da richiedere di interrompere il flusso idrico.
SLC	5%	Al superamento dello SLC il livello di danneggiamento della rete è tale che non sono alimentabili neanche le funzioni strategiche.	Per il singolo componente, lo SLC è applicabile solo alle costruzioni, come disciplinato dalle NTC18.

* In tutti i casi, per le opere assimilabili alle costruzioni civili valgono le definizioni del § 3.2.1 delle NTC18

8.1 Stato Limite di Operatività (SLO)

Per effetto dell’azione sismica riferita allo SLO, gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti devono risultare perfettamente funzionanti; pertanto:

- le verifiche di resistenza degli elementi strutturali devono essere soddisfatte e lo stato tensionale nei materiali deve risultare, localmente (in ciascun punto), lontano dal rispettivo limite di elasticità; la verifica richiede di controllare che le tensioni e l’ampiezza delle fessure siano inferiori ai limiti previsti dalla norma per gli SLE, in assenza di azione sismica;
- gli organi di regolazione e gli impianti devono essere pienamente operativi.

8.2 Stato Limite di Danno (SLD)

A livello di rete, la prestazione è garantita in tutte le classi d’uso; a livello di componente, la prestazione è garantita in classe d’uso III e IV.

Per effetto dell’azione sismica riferita allo SLD, gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti devono risultare integri o presentare un lieve danneggiamento, pertanto:

- le verifiche di resistenza degli elementi strutturali devono essere soddisfatte e lo stato tensionale nei materiali deve risultare, localmente (in ciascun punto), al più pari al rispettivo limite di danno garantendo, comunque, che il danno eventuale sia così ridotto da essere riparabile in tempi brevi;
- eventuali danni agli organi di regolazione e agli impianti devono essere riparabili in tempi brevi.

8.3 Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

La prestazione è garantita in tutte le classi d’uso.

Per effetto dell’azione sismica riferita allo SLV, sono ammesse plasticizzazioni locali degli elementi strutturali, pertanto:

- le verifiche di resistenza degli elementi, utilizzando la duttilità di sezione, ove disponibile, devono essere soddisfatte.

Si precisa che, per le condotte, non potendo fare affidamento sulla duttilità globale, il fattore di comportamento q da adottare è, al più, pari a 1,5 (strutture non dissipative). Valori superiori del fattore q possono essere utilizzati solo per la verifica delle costruzioni civili non direttamente coinvolte nel trasporto dell’acqua (ad es. per le strutture degli edifici che ospitano i centri idrici, ma non per i muri delle vasche di un serbatoio), e solo qualora esse posseggano un’adeguata duttilità locale e globale.

8.4 Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)

La verifica dello SLC richiede il soddisfacimento delle verifiche di resistenza (con modalità analoghe a quelle previste per lo SLV, ma con l’azione relativa allo SLC), riferite ai componenti minimi essenziali che assicurano l’esercizio delle funzioni strategiche.

8.4.1 Criteri per le ispezioni in caso di eventi eccezionali

In relazione ai controlli post-sisma, si raccomanda di impostare un protocollo di ispezione tenendo conto di quanto segue:

- prevedere un criterio di attivazione dell’ispezione post-sisma in funzione dei valori stimati di accelerazione al suolo, per diversi punti lungo la condotta, utilizzando le mappe di scuotimento rese disponibili dagli organi preposti (Protezione Civile, INGV); equivalentemente, la stima potrà essere ottenuta applicando consolidate leggi di attenuazione, nota la magnitudo dell’evento e la distanza epicentrale;
- l’ispezione post-sisma potrà essere omessa nel caso in cui l’accelerazione al suolo stimata sia inferiore all’accelerazione di progetto per lo SLO e, a seguito del terremoto, non si siano riscontrati difetti di funzionamento dell’acquedotto;
- è opportuno prevedere controlli progressivamente più approfonditi al crescere dell’accelerazione al suolo stimata, distinguendo tra i controlli speditivi, applicabili nel caso di accelerazioni comprese tra il livello SLD e il livello SLV, e i controlli completi, nel caso di accelerazioni superiori al livello SLV.

9 Criteri di base per le prestazioni da garantire in fase sismica nelle verifiche di dettaglio

I criteri con cui saranno condotte le verifiche sismiche di dettaglio con specifico riferimento ai 4 Stati Limite (SLO, SLD, SLV, SLC) delle opere appartenenti al sistema acquedottistico e alla naturale correlazione con le forniture impiantistiche, faranno riferimento alle prestazioni associate agli stati limite della tabella seguente, richiedono di effettuare i controlli precisati nel seguito.

S.L.	P _{VR}	Prestazione richiesta alla rete	Prestazione richiesta al componente*
SLO	81%	Lo Stato Limite di Operatività si intende raggiunto in presenza di danneggiamento, esteso anche a un solo componente, che alteri, anche temporaneamente, la funzionalità dell’acquedotto con il massimo livello di servizio previsto in assenza di sisma.	
SLD	63%	Al superamento dello SLD può verificarsi il danneggiamento (al limite, il collasso) di uno o più componenti a cui consegue una limitata e temporanea riduzione della funzionalità dell’acquedotto. Gli elementi non danneggiati sono comunque sufficienti a garantire le ordinarie funzioni della rete idrica, seppur con ridotta efficienza. La riparazione o sostituzione dei componenti danneggiati può avvenire in breve tempo (ad es. in somma urgenza).	Per le condotte, comprensive dei relativi organi di regolazione, al superamento dello SLD possono verificarsi danni che, senza costituire un pericolo per la vita umana, limitino l’esercizio della condotta richiedendo una riduzione della portata transitante. La portata residua transitante deve comunque essere sufficiente a garantire le funzioni ordinarie all’interno delle comunità servite.
SLV	10%	Al superamento dello SLV il livello di danneggiamento della rete è tale che possono non essere garantite le funzioni ordinarie (ad es. approvvigionamento delle utenze domestiche o produttive), mentre continuano ad essere operative le funzioni strategiche (alimentazione di ospedali, caserme, antincendio).	Al superamento dello SLV la condotta, comprensiva dei relativi organi di regolazione, è seriamente danneggiata e può verificarsi una fuoriuscita incontrollata di acqua tale da richiedere di interrompere il flusso idrico.
SLC	5%	Al superamento dello SLC il livello di danneggiamento della rete è tale che non sono alimentabili neanche le funzioni strategiche.	Per il singolo componente, lo SLC è applicabile solo alle costruzioni, come disciplinato dalle NTC18.

* In tutti i casi, per le opere assimilabili alle costruzioni civili valgono le definizioni del § 3.2.1 delle NTC18

9.1 Stato Limite di Operatività (SLO)

Per effetto dell’azione sismica riferita allo SLO, gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti devono risultare perfettamente funzionanti; pertanto:

- le verifiche di resistenza degli elementi strutturali devono essere soddisfatte e lo stato tensionale nei materiali deve risultare, localmente (in ciascun punto), lontano dal rispettivo limite di elasticità; la verifica richiede di controllare che le tensioni e l’ampiezza delle fessure siano inferiori ai limiti previsti dalla norma per gli SLE, in assenza di azione sismica;
- gli organi di regolazione e gli impianti devono essere pienamente operativi.

9.2 Stato Limite di Danno (SLD)

A livello di rete, la prestazione è garantita in tutte le classi d’uso; a livello di componente, la prestazione è garantita in classe d’uso III e IV.

Per effetto dell’azione sismica riferita allo SLD, gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti devono risultare integri o presentare un lieve danneggiamento, pertanto:

- le verifiche di resistenza degli elementi strutturali devono essere soddisfatte e lo stato tensionale nei materiali deve risultare, localmente (in ciascun punto), al più pari al rispettivo limite di danno garantendo, comunque, che il danno eventuale sia così ridotto da essere riparabile in tempi brevi;
- eventuali danni agli organi di regolazione e agli impianti devono essere riparabili in tempi brevi.

9.3 Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

La prestazione è garantita in tutte le classi d’uso.

Per effetto dell’azione sismica riferita allo SLV, sono ammesse plasticizzazioni locali degli elementi strutturali, pertanto:

- le verifiche di resistenza degli elementi, utilizzando la duttilità di sezione, ove disponibile, devono essere soddisfatte.

Si precisa che, per le condotte, non potendo fare affidamento sulla duttilità globale, il fattore di comportamento q da adottare è, al più, pari a 1,5 (strutture non dissipative). Valori superiori del fattore q possono essere utilizzati solo per la verifica delle costruzioni civili non direttamente coinvolte nel trasporto dell’acqua (ad es. per le strutture degli edifici che ospitano i centri idrici, ma non per i muri delle vasche di un serbatoio), e solo qualora esse posseggano un’adeguata duttilità locale e globale.

9.4 Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)

La verifica dello SLC richiede il soddisfacimento delle verifiche di resistenza (con modalità analoghe a quelle previste per lo SLV, ma con l’azione relativa allo SLC), riferite ai componenti minimi essenziali che assicurano l’esercizio delle funzioni strategiche.

9.4.1 Criteri per le ispezioni in caso di eventi eccezionali

In relazione ai controlli post-sisma, si raccomanda di impostare un protocollo di ispezione tenendo conto di quanto segue:

- prevedere un criterio di attivazione dell’ispezione post-sisma in funzione dei valori stimati di accelerazione al suolo, per diversi punti lungo la condotta, utilizzando le mappe di scuotimento rese disponibili dagli organi preposti (Protezione Civile, INGV); equivalentemente, la stima potrà essere ottenuta applicando consolidate leggi di attenuazione, nota la magnitudo dell’evento e la distanza epicentrale;
- l’ispezione post-sisma potrà essere omessa nel caso in cui l’accelerazione al suolo stimata sia inferiore all’accelerazione di progetto per lo SLO e, a seguito del terremoto, non si siano riscontrati difetti di funzionamento dell’acquedotto;
- è opportuno prevedere controlli progressivamente più approfonditi al crescere dell’accelerazione al suolo stimata, distinguendo tra i controlli speditivi, applicabili nel caso di accelerazioni comprese tra il livello SLD e il livello SLV, e i controlli completi, nel caso di accelerazioni superiori al livello SLV.

10 Azioni sulle costruzioni

10.1 Analisi di calcolo

Il dimensionamento degli spessori e delle armature degli elementi strutturali che compongono le opere di progetto è stato eseguito sia in condizioni di S.L.U. sia in condizioni di S.L.E.

Nella sezione relativa alle verifiche di ciascuna opera, per brevità, sono riportati i valori della sollecitazione relativi alla combinazione (o più in generale l'involuppo delle sollecitazioni) cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza. I tabulati di calcolo si omettono quindi per consentire una più facile lettura della documentazione prodotta e saranno allegati alla stessa in fase di progettazione esecutiva.

10.1.1 Valutazione della sicurezza

La misura della sicurezza è stata valutata attraverso il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

in cui

R_d , resistenza di progetto della struttura; funzione dei valori caratteristici delle resistenze dei materiali $R_{k,i}$, e i coefficiente parziali di sicurezza $\gamma_{m,i}$ (> 1);

E_d , valore di progetto dell'effetto delle azioni, funzione del valore caratteristico di ciascuna azione $F_{k,j}$ per il relativo coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{F,j}$.

Per ogni opera strutturale di progetto è stata assegnata una vita nominale V_N e una classe d'uso C_N .

10.1.2 Legami costitutivi dei materiali

10.1.2.1 Diagramma di calcolo tensione-deformazione del conglomerato cementizio

Per il conglomerato cementizio è stato adottato il diagramma parabola-rettangolo, rappresentato nella figura 1, è definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa $\epsilon_{c2} = 0.20\%$, l'estremità del segmento ha ascissa $\epsilon_{cu2} = 0.35\%$. L'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

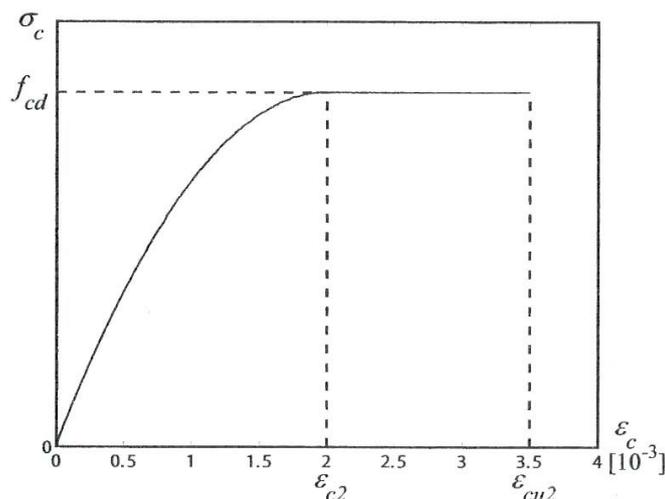


Figura 10.1 – Diagramma di calcolo tensione-deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio a molto bassa e bassa e media resistenza

10.1.2.2 Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

È stato adottato, quale diagramma di calcolo tensione-deformazione, il diagramma rappresentato nella figura 2, riferito alla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} , di un acciaio ordinario. Esso si ottiene a partire dal diagramma caratteristico, secondo le modalità indicate nella figura, in cui:

$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk}$, deformazione ultima di progetto;

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, tensione di snervamento di progetto.

Il diagramma caratteristico è determinato dai seguenti parametri:

f_{yk} , tensione caratteristica di snervamento;

k , rapporto tra la tensione caratteristica di picco e la tensione caratteristica di snervamento;

E_s , modulo elastico dell'acciaio;

ε_{uk} , deformazione in corrispondenza del picco di tensione.

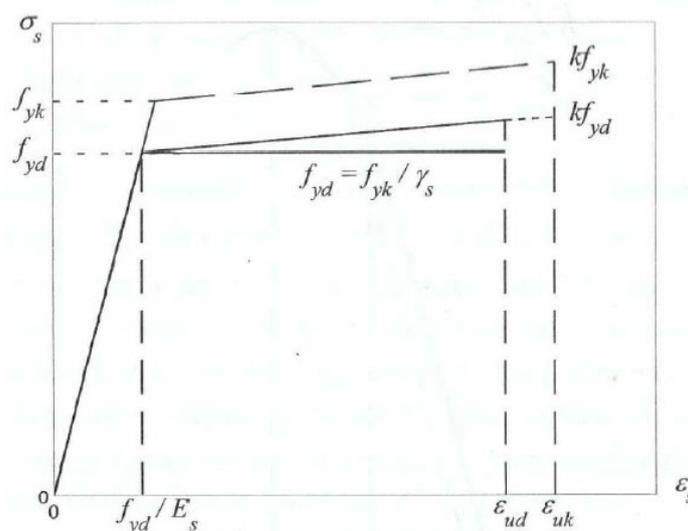


Figura 10.2 – Diagramma di calcolo tensione-deformazione per l'acciaio (linee continue) e diagramma caratteristico (linee tratteggiate)

10.2 Azioni sulle costruzioni

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche delle opere in progetto verranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

Permanenti (G);

Variabili (Q);

Sismiche (E);

Particolare attenzione è stata riservata al calcolo dell'azione sismica, effettuata in accordo con le prescrizioni delle Norme Tecniche Per Le Costruzioni (D.M. 14/01/2018).

10.2.1 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono:

Stati limite di esercizio

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD);

Stati limite ultimi

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento PVR.

10.2.1.1 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale Z, da considerarsi tra loro indipendenti. Le componenti sono descritte dagli spettri di risposta elastici in accelerazione funzione del periodo di riferimento PVR e l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalla seguente espressione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

con:

- o S , è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

- o η , è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:
- o F_o , è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2.;

- T_B, T_C, T_D , sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalla seguente espressione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

F_v , è il fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

a_g, F_o, S, h , sono stati definiti in precedenza;

i valori di S_s, T_B, T_C, T_D sono riportati nella tabella seguente.

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

10.2.2 Analisi allo S.L.U.

10.2.2.1 Condizioni di Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

Definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo, F_d), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo, E_d) nei vari elementi strutturali. Per ogni elemento strutturale sono valutate le resistenze (resistenze di calcolo, R_d). La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$R_d \geq E_d$$

Le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

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

dove:

G_1 rappresenta il valore nominale dei carichi permanenti (peso proprio, carichi permanenti portati, precompressione, ecc);

G_2 rappresenta il valore nominale dei carichi permanenti non strutturali;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile che può agire contemporaneamente all'azione dominante;

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$ rappresentano i coefficienti parziali;

ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

10.2.3 Analisi sismica

10.2.3.1 Spettro di progetto

Le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vr} per lo S.L.V., con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule h con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

10.2.3.2 Combinazione dell’azione sismica con le altre azioni

Relativamente alla verifica allo stato limite ultimo (S.L.U.), sono state effettuate le verifiche considerando la combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

E , azione sismica per lo stato limite;

ψ_{2i} , coefficiente di combinazione che delle azioni variabili Q_{kj} .

10.2.4 Analisi allo S.L.E.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazioni RARE:

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

combinazioni FREQUENTI:

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

combinazioni QUASI PERMANENTI:

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

ψ_{0i} , coefficiente di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;

ψ_{1i} , coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} , coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Nello spirito del metodo semiprobabilistico, la misura della sicurezza è condotta verificando, note che siano le condizioni ambientali (condizioni ordinarie, aggressive o molto aggressive) e la sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili, poco sensibili), le combinazioni di azioni da considerare (combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti), che sia:

$$E_d \leq R_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto, funzione delle proprietà dei materiali e fissata in base alle classi ambientali ed al tipo di armature, mentre E_d è l’effetto dell’applicazione delle azioni appena definite.

Gli stati limiti di esercizio di cui si prevede in seguito la verifica sono i seguenti:

stato limite di fessurazione;

stato limite delle tensioni di esercizio;

stato limite di deformazione.

10.2.4.1 Stato limite di fessurazione

Le fessure possono essere indotte da deformazioni imposte e dall’azioni dei carichi.

Le norme tecniche definiscono tre diversi stati limite di fessurazione che, in ordine decrescente di severità, sono lo stato limite di decompressione, lo stato limite di formazione delle fessure e lo stato limite di apertura delle fessure e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

Stato limite di decompressione

Lo stato limite di decompressione consiste nel controllare che la tensione nel calcestruzzo, a causa delle sollecitazioni di progetto prescritte, sia al più nulla in tutti i punti della sezione cioè che la sezione deve essere soggetta esclusivamente a tensioni di compressione.

Stato limite di formazione delle fessure

Lo stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che la massima tensione normale di trazione nel calcestruzzo risulti inferiore $f_{ctm} / 1.2$, considerando le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Lo stato limite di apertura delle fessure consiste nel verificare che l’ampiezza caratteristica delle fessure che si formano nell’elemento in calcestruzzo armato si mantengono al di sotto dei limiti previsti dalla normativa. Il valore caratteristico di calcolo (w_d) è espresso dalla relazione seguente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} .

Per le strutture contenenti liquidi si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti, uno stato limite di formazione delle fessure, mentre, per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_1 = 0.2$ mm.

Per le altre tipologie di strutture si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_1 = 0.2$ mm e $w_2 = 0.3$ mm.

10.2.4.2 Stato limite delle tensioni in esercizio

La normativa impone di limitare le tensioni agenti (di lavoro) nei materiali in fase di esercizio. Questa verifica deve essere effettuata per le combinazioni di azioni rare e quasi permanenti

La massima tensione di compressione σ_c del conglomerato cementizio deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara;}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanenti;}$$

La tensione massima σ_s nell’acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

10.2.4.3 Stato limite di deformazione

Le deformazioni di un elemento o di una struttura devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. I limiti di deformazione da imporre alla struttura, in linea di principio, non dovranno superare i valori per i quali si possono verificare inconvenienti agli elementi collegati alla struttura aventi comportamento fragile (vetrate, tramezzature, pavimentazioni, etc.). In altri casi i limiti possono essere imposti per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti. Seppur in via indiretta, il controllo delle deformazioni permette anche di limitare vibrazioni fastidiose.

Orientativamente, la norma ISO 4356 indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune (abitazione, uffici, etc.) per i quali si ritiene che frecce inferiori a 1/250 della luce, indotte da carichi quasi permanenti, non compromettano l’aspetto e la funzionalità della struttura. Inoltre, inflessioni non maggiori di 1/500 della luce, dovute al peso degli elementi non strutturali, sono in genere tollerabili senza che gli stessi si danneggino.

Nelle strutture in cemento armato devono considerarsi anche le componenti di deformazione differita del calcestruzzo quali il ritiro e la viscosità.

Per travi con sezione rettangolare o ad esse assimilabili aventi luce non superiore a 10 m e per piastre rettangolari, si può omettere la verifica di deformabilità purché i rapporti luce/altezza risultino inferiori a quelli riportati nella tabella seguente (nel caso delle piastre rettangolari la luce è la minore dimensione in pianta).

Tabella – snellezza limite

Condizioni di vincolo	l/h
Travi a sbalzo	7
Travi e piastre semplicemente appoggiate	20
Travi continue, piastre incastrate	26

10.3 Analisi dei carichi

10.3.1 Azioni verticali sui manufatti

I manufatti in progetto sono sottoposti a varie tipologie di carico, la cui descrizione e caratterizzazione è riportata di seguito.

10.3.1.1 Peso proprio

Il peso proprio dell'elemento strutturale è calcolato come prodotto fra il volume dell'elemento stesso per il peso specifico del materiale di cui è costituito:

$$p_{pr} = \gamma_m \cdot s \cdot A$$

Con:

γ_m , peso specifico del materiale costituente l'elemento strutturale;

A , area trasversale dell'elemento strutturale;

s , spessore dell'elemento.

10.3.1.2 Carico permanente

Il carico permanente (p_{per}) è dato dal peso degli elementi non strutturali, che può essere modellato come una forza concentrata o un carico distribuito.

10.3.1.3 Carico accidentale

Il carico accidentale può essere di tipo puntuale (forza concentrata) (F_{acc}) oppure distribuito (q_{acc}).

10.3.1.4 Carico acqua di invaso

Spinta statica dell'acqua d'invaso agente sul fondo della vasca:

$$p_w(H_w) = \gamma_w \cdot H_w$$

γ_w , peso specifico dell'acqua;

H_w , altezza massima dell'invaso

10.3.2 Azioni orizzontali sui manufatti interrati

Le pareti laterali dei manufatti sono sottoposte a varie tipologie di forze orizzontali, la cui descrizione e caratterizzazione è riportata di seguito.

10.3.2.1 Spinta statica del terreno a riposo

La spinta del terreno è definita dall’integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in presenza di falda (Q_f , quota della falda):

per profondità $z < Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f))$$

Dove,

z , profondità dal p.c.;

γ_{nat} , peso dell’unità di volume del terreno;

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w ;$$

γ_{sat} , peso saturo dell’unità di volume del terreno;

γ_w , peso specifico dell’acqua;

$$K_o = (1 - \sin(\varphi_d)) \cdot OCR^n$$

OCR , grado di sovraconsolidazione, pari a 1;

$$n = 0.54 \cdot 10^{\frac{-I_p}{281}}, \text{ con } I_p \text{ indice di plasticità per terreni a grana fina;}$$

φ_d , angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno, in dipendenza dei coefficienti parziali

$\gamma_{\varphi M1} = 1$ indicato in normativa, determinabile con la seguente espressione:

$$\phi_{dM1} = \arctg\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_{\phi M1}}\right)$$

con

- ϕ_k , valore caratteristico dell’angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\gamma_{\phi M1}$, coefficiente di riduzione, pari a 1 per la condizione statica M1.

10.3.2.2 Incremento di spinta del terreno per sovraccarico uniformemente distribuito

Dovuto alla presenza di un carico distribuito sulla superficie, e con valore pari a q :

$$\Delta\sigma_h(z) = K_0 \cdot q_{acc}$$

10.3.2.3 Incremento dinamico della spinta del terreno

Per valutare l’incremento di spinta del terreno per effetto del sisma su un muro o parete contro terra che non subisce spostamenti tali da riuscire a mobilitare la resistenza sia attiva che passiva del terreno stesso, si utilizza la teoria di Woods (1973), che fornisce l’incremento di spinta e di momento alla base del muro per effetto del sisma in base alle seguenti espressioni:

$$\Delta P_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot F_p ; \Delta M_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^3 \cdot F_m$$

Dove F_p e F_m sono dei coefficienti funzioni del rapporto L/H (k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale secondo il D.M. 2008 allo SLV, γ^* è il peso per unità di volume del terreno, L è la distanza orizzontale per la quale si estende il terreno a tergo del muro “backfill”, H è l’altezza del muro) e del coefficiente di Poisson ν . Per valori di ν tra 0.3 - 0.4 e rapporti di $L/H \geq 4$, situazioni in cui ricadono le strutture di progetto, il valore di $F_p \approx 1.0$ e $F_m \approx 0.5$. Le precedenti relazioni si possono riscrivere nel modo seguente:

$$\Delta P_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^2 ; \Delta M_E = 0.5 \cdot k_h \cdot \gamma^* \cdot H^3$$

Tali equazioni evidenziano che l’incremento della spinta del terreno indotto dal sisma si può tradurre come una pressione costante su tutta la parete con intensità pari a:

$$p_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H$$

Riassumendo l’incremento dinamico di spinta del terreno; nel caso struttura rigida, con parete verticale e terrapieno orizzontale, si ottiene integrando la distribuzione uniforme di pressione p_E .

10.3.2.4 Spinta statica dell’acqua di invaso

La spinta statica dell’acqua d’invaso nella vasca è espressa con l’integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$p_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

γ_w , peso specifico dell’acqua

z' , profondità dal livello d’invaso.

10.3.2.5 Incremento dinamico della spinta dell’acqua di invaso

L’incremento dinamico di spinta dell’acqua d’invaso presente all’interno della vasca, determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'}$$

dove:

k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale secondo il D.M. 2018 allo SLV

10.3.3 Azioni sismiche di massa

10.3.3.1 Calcolo dei pesi sismici

I carichi sismici vengono valutati come indicato nel DM 2018, ovvero:

$$W = G_k + \sum (\psi_{2i} * Q_{ki})$$

ψ_{2i} è il coefficiente di destinazione d'uso associato all'azione variabile Q_i .

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinati linearmente (in somma e in differenza) con quelli conseguenti ai carichi statici per ottenere le sollecitazioni complessive, in condizione di sisma nelle direzioni di calcolo prescelte.

10.3.3.2 Azione sismica orizzontale

In strutture rigide come possono essere considerate quelle in esame il periodo di vibrazione può considerarsi nullo e quindi l'azione sismica può essere valutata come segue:

$$F_h = S_d \cdot \frac{W}{g} = a_g \cdot S \cdot \frac{W}{g}$$

Per le platee di fondazione si considerano inoltre le azioni delle forze d'inerzia indotte dal sisma sui serbatoi come azioni esterne sulla platea.

11 Analisi strutturale sismica

L’azione sismica è stata valutata prendendo in considerazione le analisi di risposta sismica locale (RSL).

In particolare, le analisi utilizzate per il calcolo delle azioni in fase sismica nel modello FEM è di tipo statico lineare e prevedono:

- Per la porzione del manufatto fuori terra l’applicazione dello spettro di risposta al p.c. (individuato come zero sismico), a seconda dello stato limite e derivante dall’analisi RSL.
- Nel verso di applicazione dell’azione sismica per la porzione interrata l’interazione struttura-paratia-terreno è stata tenuta in conto considerando un incremento alla Wood proporzionale all’accelerazione in corrispondenza di $T=0$ nello spettro di risposta derivante da RSL posto al baricentro della paratia. Tali azioni sono state applicate direttamente al modello FEM a seconda del verso imposto da ciascuna combinazione sismica (ad esempio in direzione +X del modello FEM).
- Nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell’azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler.
- Analogamente a quanto ipotizzato per l’incremento di spinta dinamica del terreno, le azioni inerziali interne alla struttura sono state tenute in conto avvalendosi dell’accelerazione corrispondente a periodo nullo nello spettro di risposta derivante da RSL in corrispondenza del baricentro della paratia. (ad esempio per l’incremento dinamico della pressione idraulica si è utilizzata la formula di Westergaard con k_h pari ad a_g allo SLV)

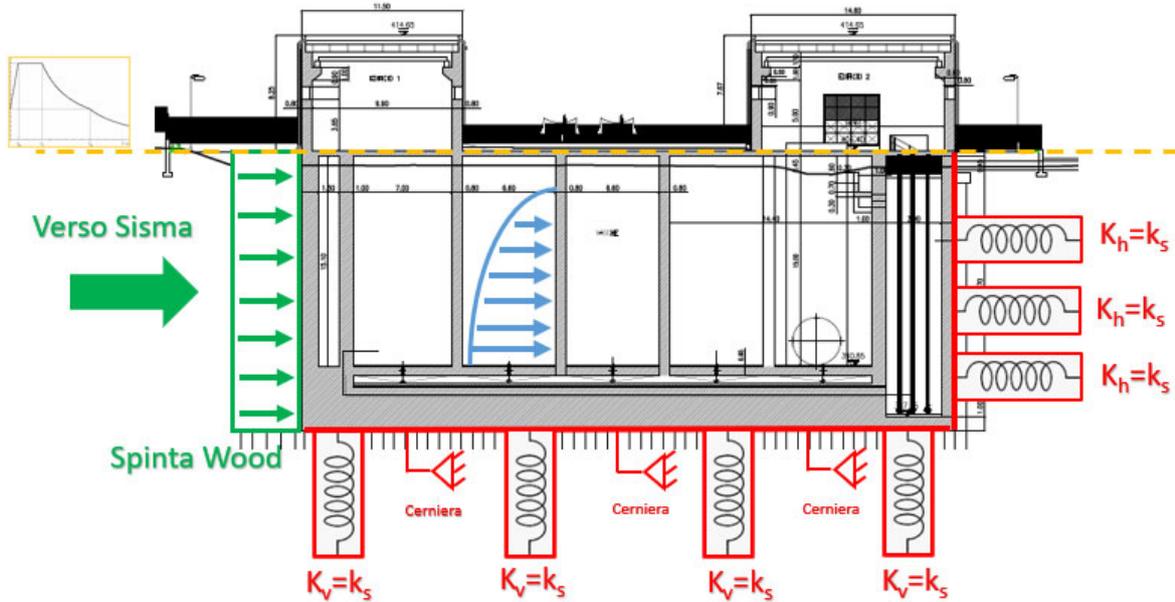


Figura 11.1 – Modalità applicazione vincoli e molle alla winkler

12 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Si riportata di seguito, per il software *Midas Gen V.2021* (uno dei software maggiormente utilizzati in progetto per eseguire i dimensionamenti e le verifiche strutturali), il giudizio motivato di accettabilità dei risultati basandosi su schemi statici semplici della scienza delle costruzioni.

È stato preso a riferimento il caso “*Carico da manutenzione*” (carico uniformemente distribuito di 2.4 kN/m) per le travi a campata singola (L circa 10m) costituenti la copertura degli edifici fuori terra dell’organismo strutturale del manufatto SGR.

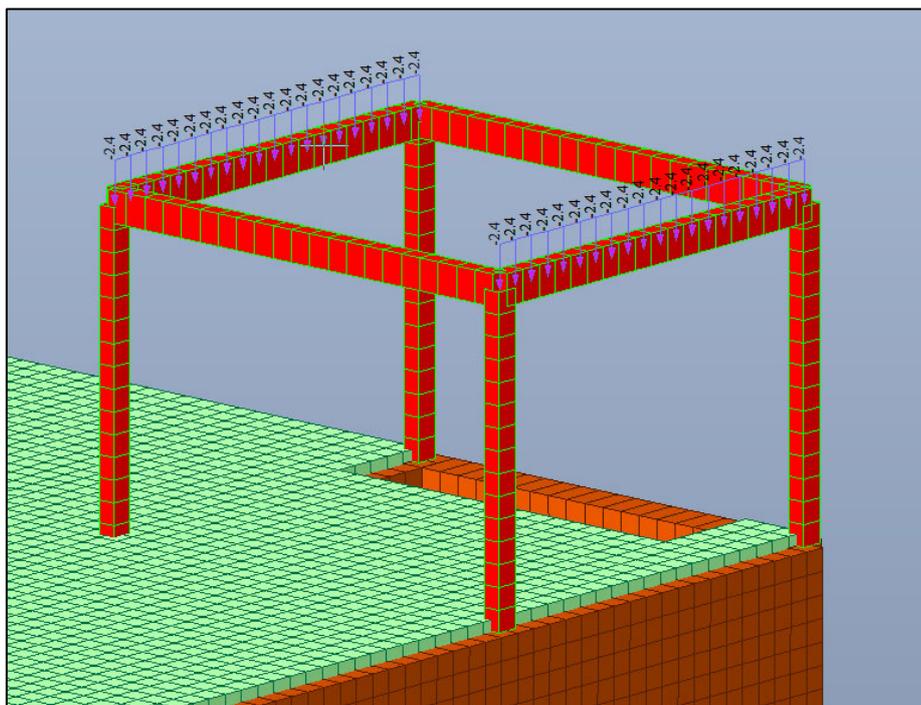


Figura 12.1 – Caso di carico considerato per le travi di copertura del manufatto SGR

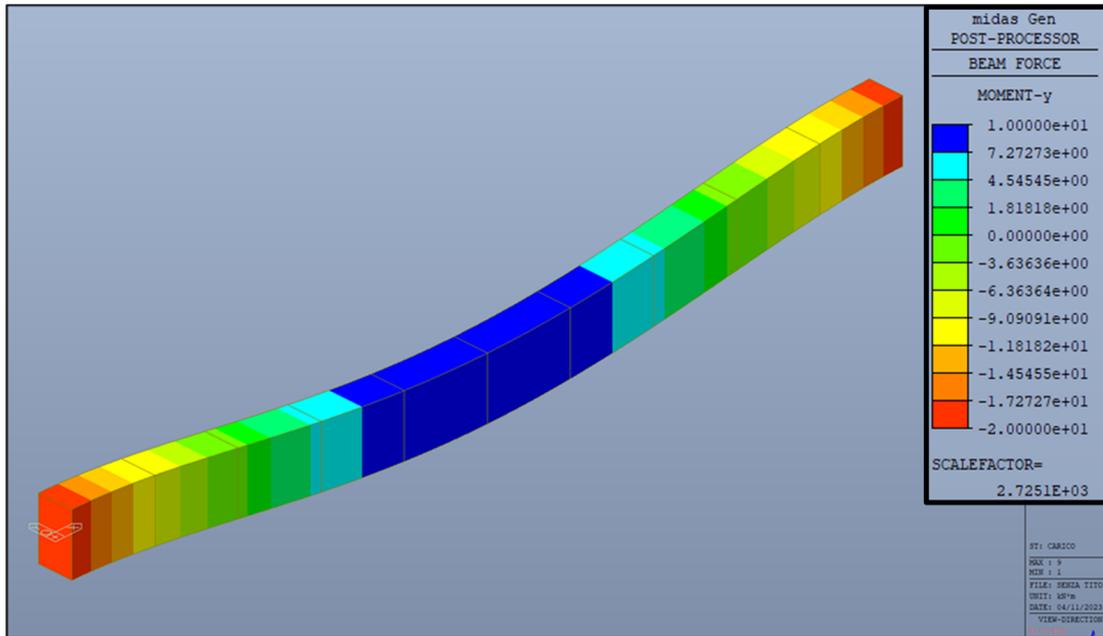
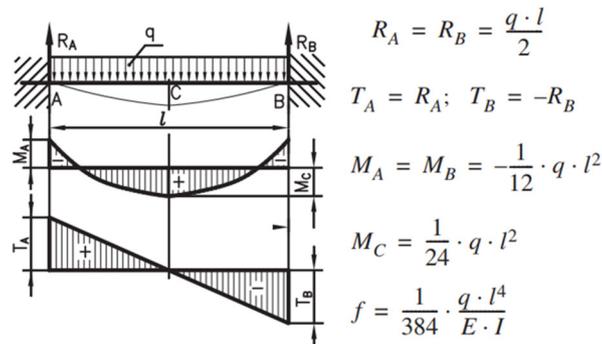


Figura 12.2 – Momento Flettente massimo associato al caso di carico "Carico da manutenzione"

Tali risultati sono stati confrontati con lo schema semplice di trave incastrata alle due estremità.



q	2.4	kN/m
L	10	m
M _c	10	kNm

come si evince dallo schema la differenza tra i due modelli utilizzati per il confronto è del tutto trascurabile.