



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

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

**aceq**  
 acqua  
 ACEA ATO 2 SPA



**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. PhD Alessia Delle Site

**SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

**CONSULENTE**

Ing. Biagio Eramo

**aceq**  
 Ingegneria  
 e servizi



ELABORATO  
**A194PD R010 7**

**COD. ATO2 APE10116**

DATA **OTTOBRE 2019**      SCALA

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

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

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

CUP G33E17000400006

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TEAM DI PROGETTAZIONE**

**CAPO PROGETTO**  
 Ing. Angelo Marchetti

**IDRAULICA**  
 Ing. Eugenio Benedini

**GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA**  
 Geol. Stefano Tosti

**GEOTECNICA E STRUTTURE**  
 Ing. Angelo Marchetti

**ASPETTI AMBIENTALI**  
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

**ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO**  
 Geom. Stefano Francisci

**ATTIVITA' PATRIMONIALI**  
 Geom. Fabio Pompei

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

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



**CALCOLI PRELIMINARI  
 DELLE STRUTTURE**

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>7</b>
2.1	NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA .....	7
<b>3</b>	<b>CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA PROGETTAZIONE .....</b>	<b>12</b>
3.1	ASPETTI PRESTAZIONALI DI BASE DEL SISTEMA.....	12
3.2	RISCHIO SISMICO.....	14
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>16</b>
4.1	OPERE DI DERIVAZIONE – SORGENTI – PIANA DI SAN VITTORINO.....	18
4.1.1	COPERTURA CANALE ESISTENTE .....	18
4.1.2	MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE .....	20
4.1.3	TUBAZIONE FRA OPERA DI DERIVAZIONE E NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE .....	23
4.1.4	CANALE DI COLLEGAMENTO TRA LA CENTRALE DI SOLLEVAMENTO ESISTENTE E IL NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE .....	23
4.1.5	NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	25
4.1.6	OPERE DI MICROTUNNELING NELLA PIANA DI SAN VITTORINO .....	27
	Tecnologia esecutiva delle opere di sostegno provvisionali .....	28
	Stabilità del fondo scavo.....	32
	Descrizione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi MT .....	33
	Opere di completamento dei pozzi.....	35
4.1.7	POZZO DI SPINTA M1 .....	36
4.1.8	POZZO DI SPINTA M2 .....	36
4.1.9	POZZO DI SPINTA M3 .....	36
4.1.10	POZZO DI ARRIVO M4.....	36

4.1.11	POZZO DI SPINTA M5 .....	37
4.1.12	POZZO DI ARRIVO M6 – NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELL’ACQUEDOTTO .....	37
4.1.13	DEFINIZIONE DEI MANUFATTI RAPPRESENTATIVI AI FINI DEL CALCOLO.....	38
<b>4.2</b>	<b>IL NUOVO TRONCO SUPERIORE DELL’ACQUEDOTTO DEL PESCHIERA.....</b>	<b>39</b>
4.2.1	GALLERIA PONZANO .....	39
4.2.2	FINESTRA COTILIA DI ACCESSO ALLA PONZANO .....	39
4.2.3	MICROTUNNELING 2X2500 SIFONE FIUME SALTO.....	40
4.2.4	SALTO 1 .....	40
4.2.5	SALTO 2 .....	41
4.2.6	GALLERIA COGNOLO.....	42
4.2.7	MICROTUNNELING 2X2500 SIFONE FIUME TURANO .....	42
4.2.8	TURANO 1 .....	42
4.2.9	TURANO 3 .....	42
4.2.10	GALLERIA ZOCCANI .....	43
4.2.11	SAN GIOVANNI REATINO SGR .....	43
4.2.12	GALLERIA MONTE VECCHIO .....	44
<b>4.3</b>	<b>NODO DI SALISANO E SORPASSO DELLA CENTRALE .....</b>	<b>44</b>
4.3.1	NODO S .....	47
4.3.2	GALLERIA SALISANO.....	48
4.3.3	GALLERIA DI SORPASSO DA POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2 A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ1 .....	48
4.3.4	POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2 .....	49
4.3.5	GALLERIA DI SORPASSO DA NUOVO BIPARTITORE BIP A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2 .....	49
4.3.6	NUOVO BIPARTITORE BIP .....	50
4.3.7	MANUFATTI DI COLLEGAMENTO AL PESCHIERA DESTRO .....	50

Descrizione del manufatto .....	50
Descrizione dell’intervento di allaccio alla galleria idraulica esistente.....	52
<b>4.3.8 COLLEGAMENTO AL PESCHIERA INFERIORE SINISTRO.....</b>	<b>58</b>
Descrizione dell’intervento di allaccio alla galleria idraulica esistente.....	58
<b>4.4 RIEPILOGO DELLE OPERE DI PROGETTO.....</b>	<b>63</b>
<b>5 MATERIALI.....</b>	<b>69</b>
<b>5.1 MICROTUNNELING.....</b>	<b>69</b>
5.1.1 CALCESTRUZZO PER CONCI TUBAZIONE IN C.A.V. C 50/60.....	69
5.1.2 ACCIAIO PER MANICOTTI DEI GIUNTI.....	70
5.1.3 GUARNIZIONE IN GOMMA.....	70
5.1.4 RIVESTIMENTO INTERNO IN HDPE.....	70
<b>5.2 GALLERIE NATURALI - SCAVO MECCANIZZATO.....</b>	<b>71</b>
5.2.1 CALCESTRUZZO PER CONCI PREFABBRICATI ANELLO DI RIVESTIMENTO.....	71
5.2.2 BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C .....	72
5.2.3 GUARNIZIONI DI TENUTA IDRAULICA .....	73
5.2.4 SISTEMI DI CONNESSIONE DEI GIUNTI IN DIREZIONE CIRCONFERENZIALE .....	74
<b>5.3 POZZI E MANUFATTI.....</b>	<b>74</b>
5.....	74
5.4.1 CALCESTRUZZO ARMATO C 32/40.....	74
5.4.2 CALCESTRUZZO PER GETTI SUBACQUEI.....	75
5.4.3 CALCESTRUZZO ARMATO PER PARATIE DI PALI E OPERE DI CONTENIMENTO DELLO SCAVO .....	75
5.4.4 BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C .....	76
5.4.5 CALCESTRUZZO MAGRO.....	76
5.4.6 ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	76

5.4.7	CONNETTORI A TAGLIO .....	76
5.4	PROCESSO DI SALDATURA .....	77
<b>6</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO – TECNICO .....</b>	<b>79</b>
6.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	79
6.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	84
6.3	CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA .....	87
6.4	INDAGINI GEOTECNICHE .....	90
6.5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE .....	91
6.....	.....	91
6.5.1	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E GEOSTRUTTURALE DEI LITOTIPI ROCCIOSI.....	91
6.5.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI DEPOSITI QUATERNARI .....	94
6.5.3	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI DEFORMAZIONE DALLE INDAGINI SISMICHE .....	95
6.5.4	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO-TECNICO E SISMO-STRATIGRAFICO.....	97
<b>7</b>	<b>AZIONE SISMICA.....</b>	<b>104</b>
7.1	VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA .....	104
<b>8</b>	<b>AZIONI SULLE COSTRUZIONI .....</b>	<b>113</b>
8.1	ANALISI DI CALCOLO .....	113
7.....	.....	113
8.....	.....	113
8.1.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	113
8.1.2	LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI.....	113
	Diagramma di calcolo tensione-deformazione del conglomerato cementizio.....	113
	Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell’acciaio .....	114
8.2	AZIONI SULLE COSTRUZIONI .....	115

9.....	116
8.2.1 AZIONE SISMICA.....	116
Valutazione dell’azione sismica.....	116
8.2.2 ANALISI ALLO S.L.U. ....	118
Condizioni di Stato Limite Ultimo (S.L.U.).....	118
8.2.3 ANALISI SISMICA.....	119
Spettro di progetto .....	119
8.2.4 ANALISI ALLO S.L.E.....	120
<b>8.3 ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>124</b>
8.3.1 AZIONI VERTICALI SUI MANUFATTI.....	124
Peso proprio .....	124
Carico permanente .....	124
Carico accidentale.....	125
Carico acqua di invaso .....	125
8.3.2 AZIONI ORIZZONTALI SUI MANUFATTI INTERRATI.....	125
8.3.3 SPINTA STATICA DEL TERRENO A RIPOSO.....	125
Incremento di spinta del terreno per sovraccarico uniformemente distribuito .....	126
Incremento dinamico della spinta del terreno .....	126
Spinta statica dell’acqua di invaso .....	127
Incremento dinamico della spinta dell’acqua di invaso .....	128
8.3.4 AZIONI SISMICHE DI MASSA.....	128
Calcolo dei pesi sismici .....	128
Azione sismica orizzontale .....	128
<b>9 ANALISI STRUTTURALE SISMICA.....</b>	<b>129</b>

## 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 stato redatto 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.

La presente Relazione è tesa 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).

## **2 Documenti di riferimento**

### **2.1 Normative, raccomandazioni e linee guida**

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

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/74 n. 64 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.

- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”.
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. del 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’allegato 1 della D.G.R. 387/09”.
- “Steel Pipe – A Guide for Design and Installation”, AWWA American Water Works Association
- “Condotte forzate” Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019
- “Seismic Guidelines for Water Pipelines” ALA American Lifelines Alliance, 2005
- “Specification for Line Pipe” API American Petroleum Institute
- UNI EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”
- DWA-A-125E:2008 “Pipe Jacking and Related Techniques”
- DWA-A 161E “Static Calculation of Jacking Pipes”
- UNI/PdR 26.2:2017 “Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrato a basso impatto ambientale”
- UNI EN 12111:2010 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza”
- UNI EN 12336:2009 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza”.

- AICAP-AGI “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni” (2012).
- AGI “Jet Grouting. Raccomandazioni” (2012).
- SIG “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo” (1997).
- AGI “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” (1994).
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method.
- ITA Guidelines for the design of tunnels (1988).
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling».
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM (5/1997).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines (10/2010).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines (6/2000).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines (5/1997).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings (2/2006).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings (8/2005).

- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: "Resistenza e stabilità delle strutture a guscio"
- Linee guida per i compensatori di dilatazione metallici "EJMA – Standards of the Expansion Joint Manufacturers Association"
- UNI 1337 – Appoggi strutturali

## 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:

- o *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;

- o *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;
- o *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.

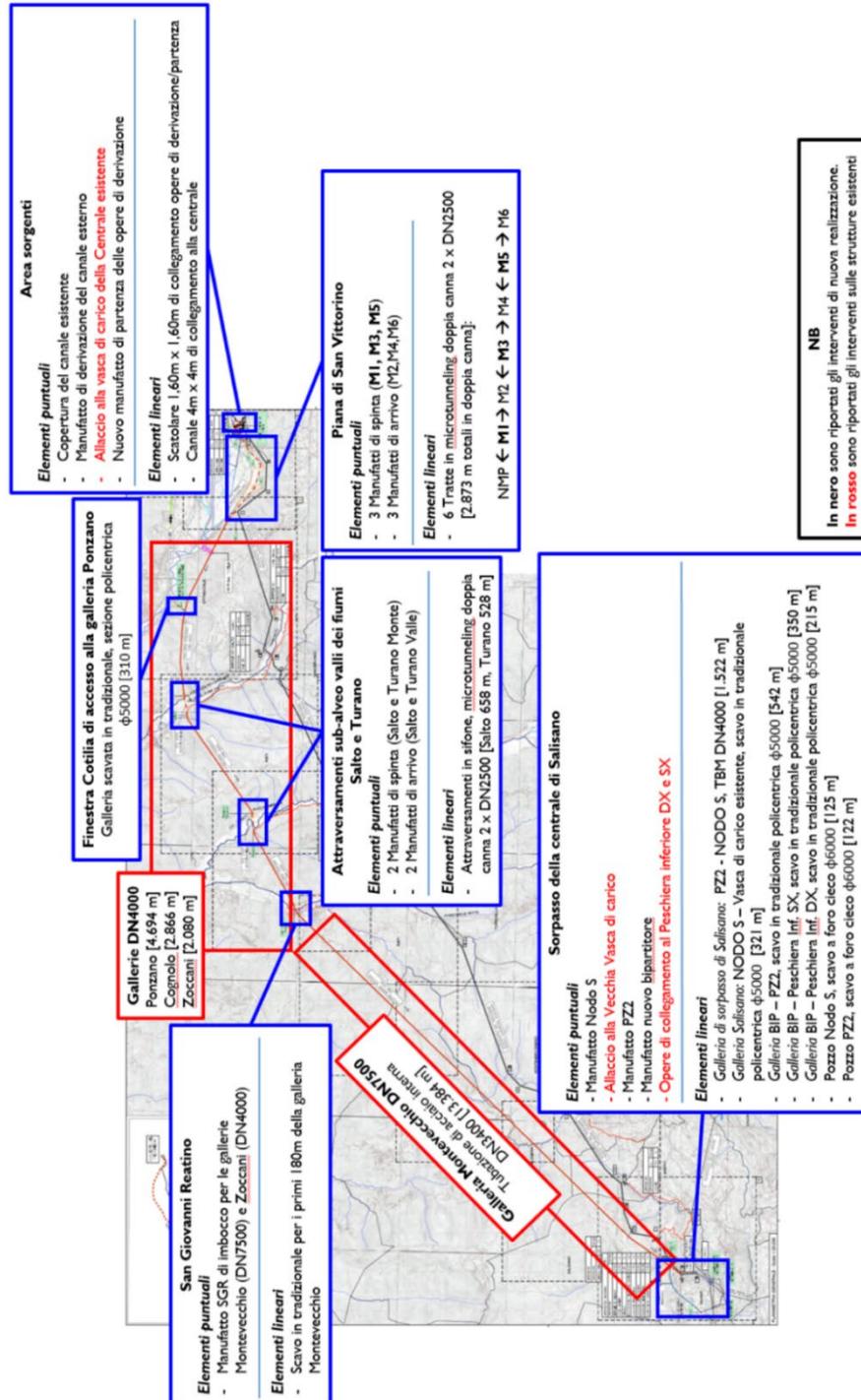
L’opera in progetto consente in prima analisi la riduzione del rischio sismico dell’intero sistema acquedottistico, intervenendo attraverso un miglioramento delle caratteristiche di esposizione del sito e un decremento della vulnerabilità sismica delle infrastrutture del Peschiera. Precisamente, la realizzazione 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 – Sorgenti – Piana di San Vittorino**

### **4.1.1 Copertura canale esistente**

Nella zona delle sorgenti, al fine di preservare la risorsa idrica captata, è necessario prevedere una copertura del canale esistente, per un’estensione lineare di circa 150m. Per poter consentire le operazioni durante le fasi di lavoro sarà previsto un bypass provvisorio del canale, da effettuarsi tramite l’adozione di una tura a monte della zona di interesse; le eventuali venute d’acqua dal fondo del canale saranno opportunamente canalizzate ed emunte verso valle.

La sistemazione definitiva del canale prevede la posa in opera sulle lastre esistenti di tubazioni forate in cemento DN1000, intorno alle quali sarà posto materiale drenante di grossa pezzatura ad elevata permeabilità. Le tubazioni DN1000, che scorrono internamente al canale, sono di cemento con spessore 100 mm e conci di lunghezza pari a 2.00 m, rinforzati con fibre di acciaio. 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 strato di terreno argilloso a bassa permeabilità. La sistemazione finale prevede poi 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 sfiati posti ad intervalli regolari ed in continuità con gli esistenti, uscenti dal rilevato di nuova realizzazione e connessi in profondità col materiale drenante di grossa pezzatura.

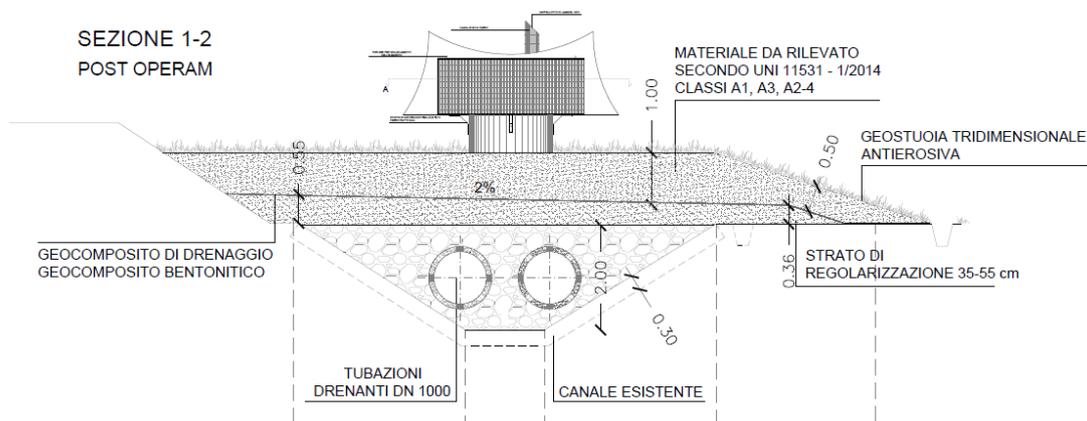
La sistemazione definitiva del canale esistente consentirà in questo modo di favorire il deflusso delle acque all’interno delle vie preferenziali di filtrazione rappresentate dalle tubazioni forate DN1000.

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 deviazione provvisoria del canale esistente potrà essere rimossa alla fine dei lavori di realizzazione del canale e del manufatto di derivazione e ripristinato il flusso idrico lungo il canale.

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.



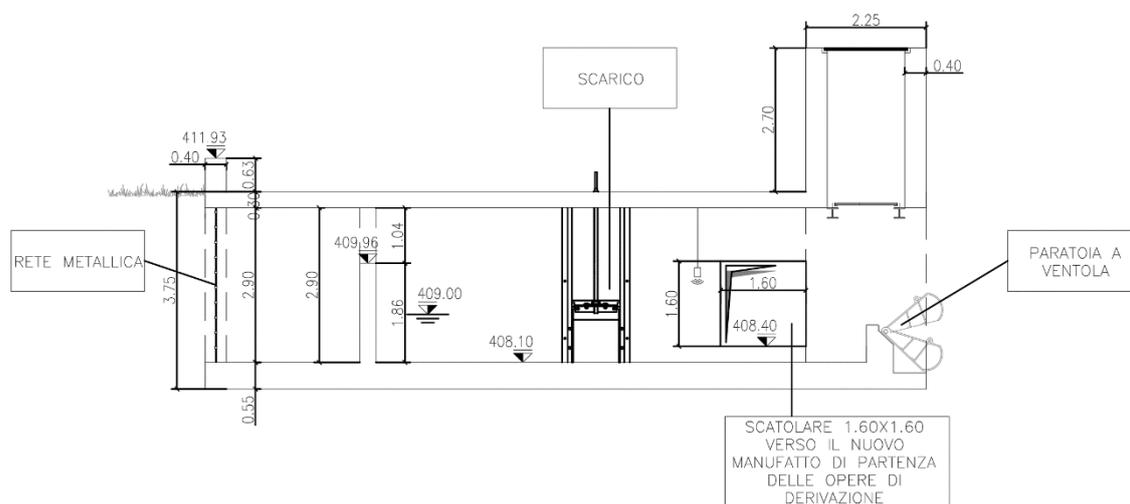
**Figura 4.2 – Sezione tipologica della copertura del canale drenante esterno**

L’intervento ha un’estensione di circa 1655m<sup>2</sup> lungo il canale esistente.

#### **4.1.2 Manufatto di derivazione del canale a cielo aperto esistente**

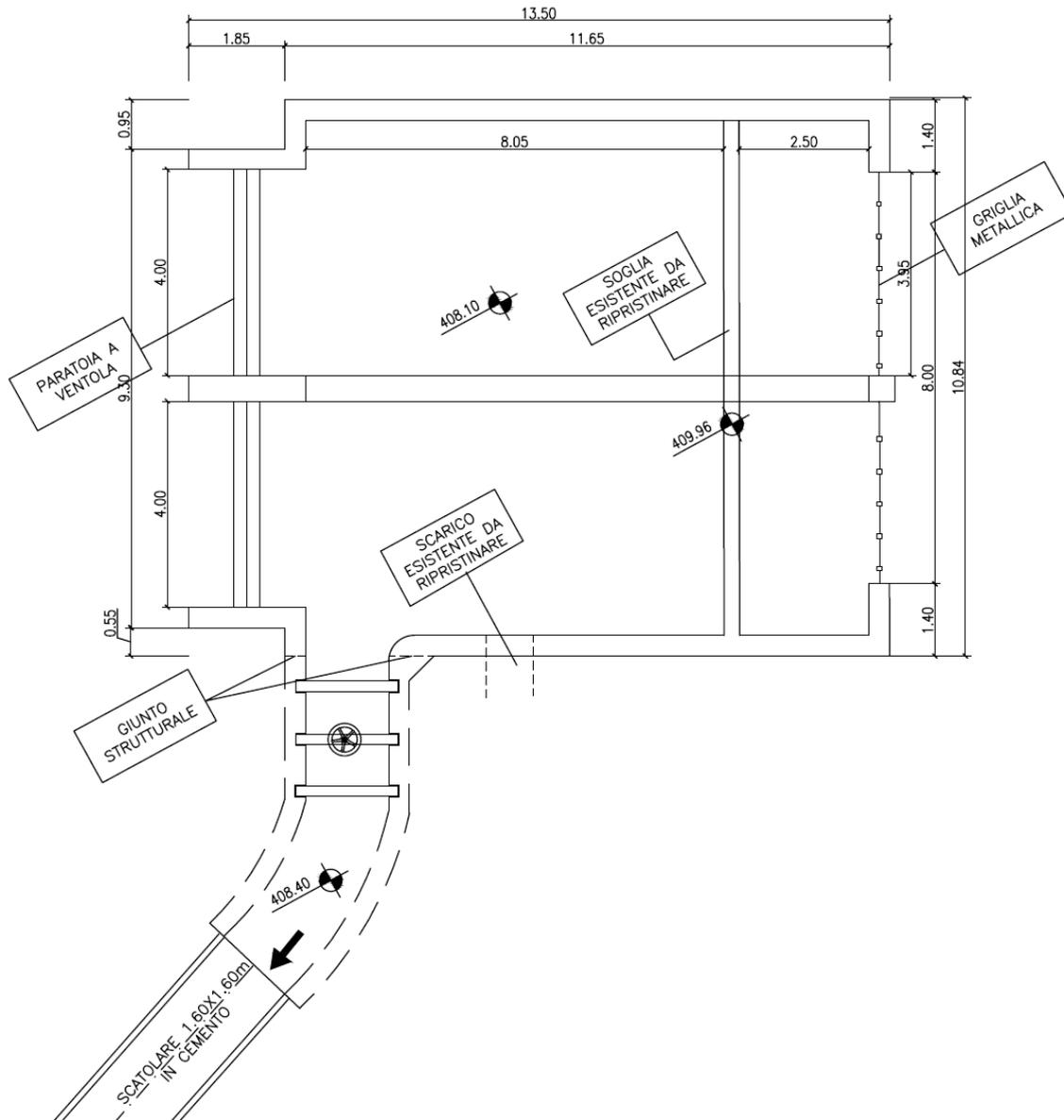
Le acque raccolte dal canale esistente saranno convogliate in un manufatto di nuova realizzazione che sorgerà in prossimità dell’impianto di sollevamento e della soglia esistenti. La realizzazione dell’opera è prevista sfruttando il bypass del canale, che quindi recapiterà le acque più a valle nella fase transitoria di costruzione; lo scavo sarà sostenuto mediante una paratia di palancole metalliche infisse nel terreno, mentre le venute d’acqua dal fondo saranno gestite convogliandole verso un sistema di pompaggio che emungerà le portate filtranti.

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. La parete di monte sarà opportunamente forata in modo analogo al setto della centrale di pompaggio esistente adiacente al sistema di drenaggio, in modo da consentire l’ingresso della portata d’acqua, che sarà sfiorata nel manufatto avvalendosi della soglia già presente. A valle dell’opera, invece, è prevista una paratoia a ventola, in grado di definire la quota di sfioro, in funzione dei livelli idrici di esercizio; parte della portata transitante nel manufatto sarà invece convogliata in uno scatolare con sezione trasversale pari a 1.60 m x 1.60 m che collegherà il manufatto di partenza al Nuovo Manufatto di partenza delle opere di derivazione.



**Figure 4-1: Sezione trasversale dell’opera**

Alla quota di copertura saranno realizzati dei vani, coperti da un grigliato in acciaio, in cui saranno alloggiati i volantini per consentire le operazioni di manovra degli organi interni al manufatto. Inoltre, la copertura sarà realizzata con un tratto a sbalzo, inglobando l’impianto di sollevamento esistente e creando una zona di stoccaggio dei panconi del manufatto, quando non risultano necessari per la chiusura dei tratti.



**Figure 4-2: Pianta dell’opera**

#### **4.1.3 Tubazione 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 di falda in prossimità del piano campagna, è necessario prevedere un palancolato metallico di sostegno allo scavo e gestione delle portate filtranti da fondo scavo con le stesse modalità previste per la realizzazione del manufatto di derivazione.

L’isolamento del tratto durante la fase di esercizio sarà garantito dall’installazione a monte e a valle del tratto di un sistema pancone + paratoia + pancone, che permette 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 fase di progetto.

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.

#### **4.1.4 Canale di collegamento 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 in prossimità del 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  $L=10m$ , saranno connessi in testa per mezzo di un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni pari a 1.20 m x 0.80 m; per ogni opera nella Piana di San Vittorino in cui è presente uno scavo sostenuto con opere provvisionali si dovrà eseguire un presbanco di 1.00m dal piano di campagna.

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.

Le operazioni di connessione alla vasca della centrale di sollevamento dovranno essere svolte mantenendo in esercizio la centrale; pertanto, il manufatto non potrà essere svuotato. Per garantirne il funzionamento, quindi, sarà necessario calare una struttura modulare in acciaio all’interno della vasca da un’asola (di dimensioni minime pari ad almeno 3.00 m x 3.00 m) preventivamente creata sul solaio posto alla quota del piazzale esterno, con personale subacqueo specializzato sarà movimentata e fissata connettendo i moduli per mezzo di giunzioni meccaniche bullonate e al setto in cemento armato fino ad altezza, in modo da isolare la porzione da demolire. In seguito, sarà quindi possibile aggottare l’acqua presente all’interno della struttura metallica e procedere alla demolizione dall’esterno del setto perimetrale al fine di congiungere il canale alla vasca di carico.

Il canale in progetto prevede oltre alla connessione al nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione, anche la possibilità di scaricare la portata direttamente al canale, in una sezione posta in adiacenza al ponte di ingresso alle sorgenti. Al fine di garantire un deflusso a pelo libero del canale sia verso lo scarico, sia verso il nuovo manufatto, 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 mitigare la differenza di quota. Per consentire le lavorazioni di riprofilatura del fondo canale, sarà necessaria una deviazione provvisoria dello stesso attraverso l'interposizione di una tura di sbarramento e l'aggettamento 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 8m con la funzione di creare un salto di fondo definitivo, da realizzarsi durante la deviazione provvisoria del flusso idrico nel canale.

#### **4.1.5 Nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione**

In affiancamento alla centrale di sollevamento esistente, sarà realizzato il manufatto di partenza delle opere di derivazione: in esso saranno convogliate le portate derivante dal canale esistente (per mezzo di uno scatolare 1.60m x 1.60m) e quelle derivanti dallo scatolare proveniente dalla 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, 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.

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.

La struttura non ha una forma regolare, infatti, a partire dal piano di fondazione più profondo e limitatamente all’area del pozzo, saranno realizzati dei setti continui fino a piano campagna. Per la rimanente parte sul lato destro della fondazione, si prevede di ritombare il terreno fino a quota 404m s.l.m dove sarà poi realizzato un secondo piano di posa per la fondazione della struttura superficiale dove convogliano le portate derivate dal canale esistente e quelle derivate dalla centrale esistente.

Pertanto, il manufatto nella fase finale sarà composto da una zona di arrivo delle acque captate, poste a quota 405 m.s.l.m. e una zona di partenza della portata captata a quota di 398 m.s.l.m.

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 del pozzo sia della camera di invaso superficiale, hanno spessore di 80 cm. Il piano di fondazione più profondo ha spessore di 150cm mentre quello superficiale ha spessore di 100cm. 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 pozzo è invece prevista la realizzazione di una struttura fuori terra avente pareti perimetrali con spessore 60cm e copertura costituita da elementi pressopiegati in alluminio.

Per la realizzazione della soletta di fondo sarà prevista una particolare 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.

#### **4.1.6 Opere di Microtunneling nella piana di San Vittorino**

Per poter attraversare il canale Rio Peschiera, in prossimità del nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione e poi tutta la Piana di San Vittorino, sarà realizzata una doppia tubazione DN 2500 di c.a.v. poste ad interasse pari a 7.00 m, avvalendosi della tecnica del Microtunnelling, per una lunghezza complessiva di circa 2870 m. I tratti di spinta che collegano i vari pozzi sono tutti rettilinei, ad eccezione del tratto di collegamento tra M5 ed M4, il cui raggio planimetrico è pari a 4500m circa.

I pozzi disposti lungo il tracciato hanno forma in pianta poligonale e hanno alternativamente la funzione di spinta della MTBM (Micro Tunnel Boring Machines) e dei conci di tubazione, ovvero di arrivo: pertanto le dimensioni minime di ingombro dipenderanno dalla funzione svolta. La geometria dei pozzi è stata ricavata sulla base degli allineamenti delle perforazioni garantendo, per tutti i manufatti, una lunghezza libera operativa non inferiore a 10.00 m nei pozzi di spinta ed una lunghezza operativa minima di 8.00 m nei pozzi di recupero dell’attrezzatura.

Al fine di limitare le dimensioni dei pozzi, ognuno di essi è stato dimensionato per essere o solo pozzo di arrivo di due tratte o solo pozzo di partenza di due tratte: infatti, in questo modo, si minimizzano sia le dimensioni fisiche dei pozzi sia le operazioni di montaggio e smontaggio della macchina.

La larghezza utile è stata mantenuta fissa a 15.00 m per garantire un adeguato spazio di manovra all’interno dei pozzi ed aumentare così la sicurezza delle operazioni.

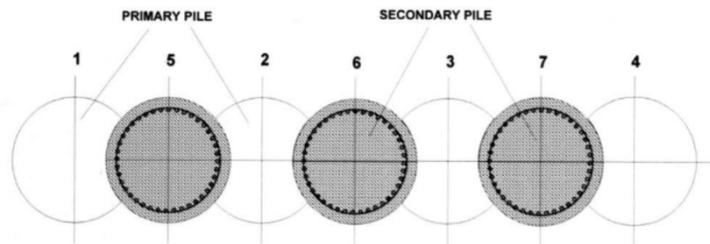
I pozzi saranno scavati quasi interamente nelle formazioni alluvionali della Piana di San Vittorino (ALL PSV) o detritiche (URS) con falda prossima al piano di campagna lungo tutto il tracciato.

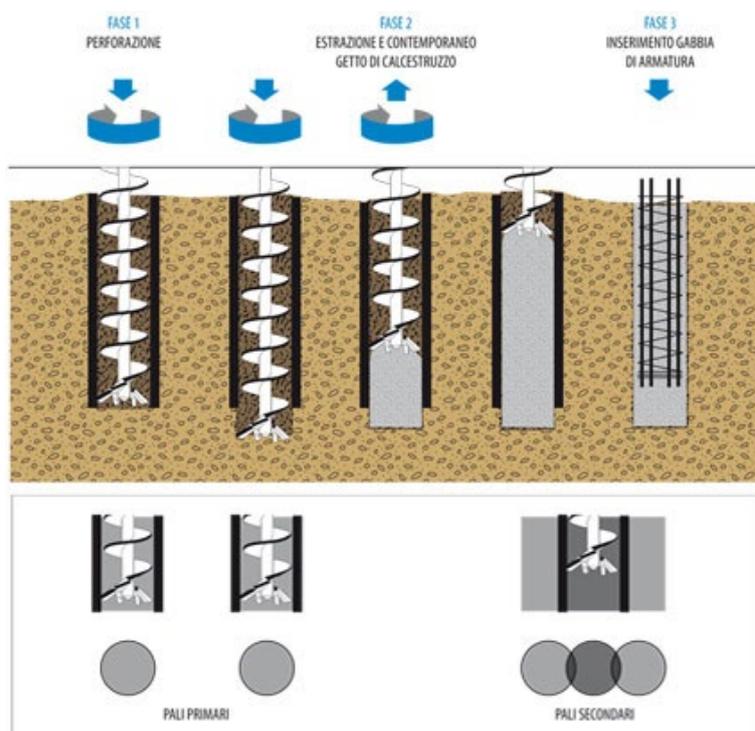
In relazione alla possibile presenza nel Piano dei Micciani di acque solfatiche di falda con percentuali non trascurabili di H<sub>2</sub>S (acido solfidrico), dovrà essere previsto un calcestruzzo per la realizzazione delle tubazioni di cemento, che dovrà garantire caratteristiche adeguate alle condizioni aggressive: pertanto sarà utilizzato una miscela di calcestruzzo che sia compatibile con la classe di esposizione XA2.

### **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 4.3 - 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 raggiungibile dal rivestimento è pari a 21 metri, mentre la massima profondità tecnicamente consentita dall'elica è pari a circa 30 metri (a seconda del diametro e dell'attrezzatura di perforazione). 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.

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 non armate in cui sarà possibile l'attraversamento della testa fresante.



***Figura 4.4 - Esempio di correa con sagoma delle perforazioni***

### **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. Infatti la soletta di fondo 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 e l’impossibilità di poter utilizzare soluzioni che prevedono l’impiego di jet grouting in prossimità della centrale di sollevamento esistente e più in generale della zona delle sorgenti per minimizzare possibili inquinamenti della risorsa idrica, sono previste lavorazioni speciali per la realizzazione della soletta di fondo scavo.

### **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 una serie di contrasti a vari livelli della paratia. La messa in opera di questi contrasti deve 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 formati 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:

preparazione dell’area con predisposizione di piano di lavoro effettuando un presbanco di circa 1.00 m dal piano di campagna;

costruzione delle dime di allineamento;

esecuzione dei pali primari (non armati) e dei pali secondari (armati) a distanza di 5 gg massimo;

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;

esecuzione del cordolo di collegamento in testa della paratia perimetrale previa demolizione delle corree;

scavo con benna mordente sottofalda fino a quota -5.00 m senza aggotamento dell’acqua nello scavo;

messa in opera di puntoni in acciaio sulla testa della paratia;

prosecuzione dello scavo fino alla quota fondo scavo;

getto di un magrone di pulizia fino a quota di fondo scavo;

messa in opera con sub (squadra di 2 sub ed un supervisore a terra) di connettori a taglio in corrispondenza dei pali armati alla quota della platea del tampone di fondo;

messa in opera di armatura della platea con porzioni prefabbricate in superficie e calate nel pozzo;

collegamento, tramite interventi con i sub, delle armature alle gabbie dei pali di ancoraggio ed ai connettori a taglio;

getto subacqueo della platea per uno spessore utile di 1.50 m;

aggottamento dell’acqua fino ad una quota appena inferiore a quella prevista per il puntonamento;

messa in opera di puntoni in acciaio;

Ripetizione dei punti 14 e 15 per tutti i livelli di puntonamento;

drenaggio completo dell’acqua dal pozzo (pozzo completamente asciutto);

eventuali iniezioni di sigillatura al contatto fra la platea e le paratie perimetrali.

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:

esecuzione di foro ( $L = 0.30$  m) con perforatrice pneumatica subacquea con punta carotatrice diamantata o a distruzione da 45 mm minimo;

pulizia del foro con aria compressa;

messa in opera di cartucce di resina con caratteristiche meccaniche superiori a quelle del calcestruzzo di getto dei pali;

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.

### **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 una parete ortogonale al tracciato e ai martinetti di spinta, saranno realizzati e successivamente demoliti delle strutture di contrasto della spinta, necessarie all’avanzamento della testa fresante.

#### **4.1.7 Pozzo di spinta M1**

Il pozzo M1 è un pozzo di spinta in due direzioni; in pianta presenta forma poligonale 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 20 m.

#### **4.1.8 Pozzo di spinta M2**

Il pozzo M2 è un pozzo di arrivo del Microtunnelling da due differenti direzioni, rispettivamente dai manufatti M1 e M3, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni massime interne di 14.00 m x 15.00 m e profondità di scavo di 15 m e profondità della paratia di pali 20 m.

#### **4.1.9 Pozzo di spinta M3**

Il pozzo M3 è un pozzo di spinta del Microtunnelling verso due differenti direzioni, rispettivamente verso i manufatti M2 e M4, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni massime interne di 23.70 m x 19.00 m profondità di scavo di 14 m e profondità della paratia di pali 20 m.

#### **4.1.10 Pozzo di arrivo M4**

Il pozzo M4 è un pozzo di arrivo del Microtunnelling da due differenti direzioni, rispettivamente dai manufatti M3 e M5, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni massime interne 13.00 m x 15,00 m e profondità di scavo di 14 m e profondità della paratia di pali 20 m.

#### **4.1.11 Pozzo di spinta M5**

Il pozzo M5 è un pozzo di spinta del Microtunnelling verso due differenti direzioni, rispettivamente verso i manufatti M4 e M6, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni massime interne 17.00 m x 15,00 m e profondità di scavo di 8 m e profondità della paratia di pali 20m.

#### **4.1.12 Pozzo di arrivo M6 – Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto**

Il pozzo di arrivo M6 rappresenta l’ultimo vertice delle tubazioni in microtunneling che attraversano la piana di San Vittorino: le dimensioni del pozzo in fase di arrivo della testa fresante sono indicativamente 17.00m x 16.00m, mentre il fondo dello scavo è posto a 393.82 m.s.l.m. La TBM DN4000, che inizia lo scavo nei pressi delle opere di sostegno di approccio nei pressi del manufatto di monte della valle del Salto (Salto 1), sbocca nei pressi del versante su cui sorge il manufatto e da quel punto può essere recuperata.

Le fasi esecutive dell’opera prevedono la realizzazione di una paratia di pali  $\Phi 800$  interasse 0.50m armati alternativamente e con lunghezza 23 m; dopo le fasi di scavo, il pozzo creato riceverà le teste fresanti delle tubazioni posate con la tecnica del microtunneling; in seguito, dallo sbocco della galleria Ponzano, realizzato sul versante con delle paratie di pali  $\Phi 600$  interasse 80 cm e lunghezza 16m tirantate (poste a quote superiori rispetto alle precedenti), sarà fatta uscire la testa fresante della macchina e infine realizzato il manufatto.

Il manufatto nella sua configurazione definitiva rappresenta il Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto e connette le due tubazioni DN2500 con la galleria Ponzano DN4000 posta a quota di scorrimento 403.81 m.s.l.m, attraverso un vano allungato che convoglia verso valle nella galleria Ponzano le acque provenienti da monte non

appena il livello d’acqua invasato sfiora al di sopra della soglia fissa realizzata in cemento armato e sagomata opportunamente. Le dimensioni interne in pianta sono di circa 50 m x 17.00 m e altezza 23m, nella zona più profonda del manufatto, mentre nella zona di raccordo con la Galleria Ponzano l’altezza è di circa 9.50 m. All’interno del manufatto sono previste delle pompe di aggotamento delle acque necessarie per lo svuotamento delle condotte e del manufatto, poste in un’intercapedine centrale posta in prossimità degli arrivi delle condotte in microtunneling.

#### **4.1.13 Definizione dei manufatti rappresentativi ai fini del calcolo**

Nella piana di San Vittorino, come descritto nei paragrafi precedenti sono stati individuati 6 manufatti. Di questi 6 manufatti si è provveduto a calcolare il manufatto M6 in quanto differente a livello tipologico rispetto ai manufatti M1 - M5.

I manufatti da M1 a M5 sono stati condensati in un’unica tipologia strutturale; per la determinazione del manufatto più rappresentativo e per il quale si sono svolti i calcoli strutturali si è tenuto in considerazione la profondità di scavo, la larghezza di scavo e la disposizione degli elementi strutturali costituenti il manufatto.

Di seguito è riportato un quadro sinottico rappresentativo delle dimensioni dei 5 manufatti sulla piana di San Vittorino:

Manufatto	Profondità di scavo [m]	Larghezza di scavo [m]
<b>M1</b>	13,00	17,00 x 15,00
<b>M2</b>	15,00	14,00 x 15,00
<b>M3</b>	<b>14,00</b>	<b>24,00 x 19,00</b>
<b>M4</b>	14,00	13,00 x 15,00
<b>M5</b>	8,00	17,00 x 15,00

Come evidenziato dalla tabella si è scelto il manufatto M3 come rappresentativo, per via della sua elevata estensione in pianta oltre che della complessità degli elementi strutturali costituenti l’opera (per un maggior dettaglio fare riferimento agli elaborati grafici).

## **4.2 Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera**

### **4.2.1 Galleria Ponzano**

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

### **4.2.2 Finestra Cotilia di accesso alla Ponzano**

Vista la richiesta di dover garantire l’ispezionabilità dell’infrastruttura garantendo un accesso al massimo ogni 3 km come previsto dal DIP, si rende necessaria la realizzazione di una finestra di accesso in zona Cotilia di lunghezza pari a 310m circa, da realizzare per mezzo di uno scavo tradizionale a sezione policentrica, con diametro massimo interno  $\Phi 5000$ . L’imbocco della galleria di servizio è caratterizzato dalla presenza di materiali appartenenti alla formazione dei calcari (scaglia rossa detritica).

Per consentire l’approccio al versante, sarà necessario realizzare una trincea protetta da una berlinese di micropali Ø300; nei tratti a basse coperture si prevede la realizzazione di un primo tratto in galleria artificiale e poi in naturale (scavo tradizionale).

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, 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 nonché 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 (spritzenbeton) e, in seguito, con il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato.

#### **4.2.3 Microtunneling 2x2500 Sifone Fiume Salto**

Per poter consentire il passaggio in subalveo della Valle del Salto è necessaria la realizzazione di un attraversamento con funzionamento idraulico a sifone, da realizzarsi con tecnologia del Microtunneling. La lunghezza dell’attraversamento è pari a 700 m circa; vista la necessità di posare 2 condotte parallele, si procederà alla spinta dal manufatto Salto 1 al manufatto Salto 2. L’interasse delle tubazioni è posto sempre pari a 7m rispetto ai centri delle sezioni trasversali.

#### **4.2.4 Salto 1**

Il pozzo Salto 1 è un pozzo di spinta per il Microtunneling ed ha dimensioni interne pari a circa 26.00 m x 18.00 m ed altezza di circa 28.00 m.

Le fasi lavorative di scavo e realizzazione del materiale sono definite anche in funzione delle operazioni di scavo delle tratte in galleria e posa delle tubazioni di attraversamento in subalveo della piana. In prima fase sarà effettuato uno sbancamento del fronte di approccio per mezzo di paratie di pali multitirantate, fino a quota 402 m.s.l.m: questa operazione 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, realizzando la Galleria Ponzano. Non appena la TBM EPB inizierà lo scavo delle prime parti di galleria e limitati gli ingombri nell’area di cantiere, saranno realizzati dei pali compenetrati  $\Phi 800$  e lunghezza 28.00 m per consentire la realizzazione del pozzo di arrivo/spinta dei sifoni del microtunneling e della parte più profonda del manufatto.

Nella configurazione definitiva il manufatto prevede la quota del piazzale di accesso posta a 408.70 m.s.l.m., al di sopra del primo tratto in galleria, che pertanto dovrà essere collegata al manufatto per mezzo di uno scatolare in c.a. in seguito ritombato.

#### **4.2.5 Salto 2**

Il pozzo Salto 2 è un pozzo di arrivo per il Microtunneling e ha forma in pianta poligonale con dimensioni interne pari a circa 18.00 m x 15.00 m ed altezza di circa 25.00 m. In esso arriva sia la TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Cognolo, sia la tubazione in Microtunnelling proveniente dal pozzo Salto 1. I manufatti di approccio al versante prevedono l’infissione di micropali  $\Phi 300$  di lunghezza variabile e opportunamente tirantati qualora sia necessario per mezzo di tiranti, mentre il pozzo del microtunnelling prevede come opere di contenimento degli scavi la realizzazione di pali  $\Phi 800$  e lunghezza 23.00 m.

#### **4.2.6 Galleria Cognolo**

La galleria Cognolo sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2870 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunneling Salto 2 al pozzo di spinta del Microtunneling Turano 1.

#### **4.2.7 Microtunneling 2x2500 Sifone Fiume Turano**

Per poter consentire il passaggio della Valle del Turano è necessaria la realizzazione di un attraversamento con funzionamento idraulico a sifone, da realizzarsi con tecnologia del Microtunneling. La lunghezza dell’attraversamento è pari a 600 m circa; vista la necessità di posare 2 condotte parallele, si procederà alla spinta dal manufatto Turano 1 al manufatto Turano 3.

#### **4.2.8 Turano 1**

Il pozzo Turano 1 è un pozzo di spinta/arrivo (a seconda della canna da realizzare) per il Microtunneling ed ha forma in pianta poligonale con dimensioni interne pari a circa 23.30 m x 25.40 m ed altezza di circa 25.00 m. In esso imbocca la Valle del Salto e il manufatto Salto 2, la TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Cognolo. I manufatti di approccio al versante prevedono l’infissione di paratie di pali multiritirate, mentre il pozzo del microtunnelling prevede come opere di contenimento degli scavi la realizzazione di pali  $\Phi 800$  e lunghezza 28.00 m.

#### **4.2.9 Turano 3**

Il pozzo Turano 3 è un pozzo di spinta/arrivo (a seconda della canna da realizzare) per il Microtunneling ed ha forma in pianta poligonale con dimensioni interne pari a

circa 19.50 m x 15.15 m ed altezza di circa 25.00 m. In esso arriva sia la TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Zoccani, sia la tubazione in Microtunneling proveniente dal pozzo Turano 1. I manufatti di approccio al versante prevedono l’infissione di paratie di pali di lunghezza variabile e opportunamente tirantati qualora sia necessario per mezzo di tiranti, mentre il pozzo del microtunnelling prevede come opere di contenimento degli scavi la realizzazione di pali  $\Phi 800$  e lunghezza 25.00 m.

#### **4.2.10 Galleria Zoccani**

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

#### **4.2.11 San Giovanni Reatino SGR**

In località San Giovanni Reatino, sarà realizzato un manufatto a pianta rettangolare di dimensioni in pianta 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 che viaggerà parallelamente alla corsia carrabile all’interno della galleria Monte Vecchio di diametro DN7500.

A sostegno degli scavi verranno realizzate paratie di pali trivellati  $\Phi 800$  e lunghezze medie comprese tra 15.00 m e 22.00 m e paratie di O-PILE 812/16 con profondità media di circa 30 m.

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

#### **4.2.12 Galleria Monte Vecchio**

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

La collettrice verrà realizzata con acciaio strutturale S355JR, avrà uno spessore pari a 20 mm e verrà posata in opera in conci successivi uniti da saldature testa-testa. Un rivestimento interno in vernice epossidica garantirà l’abbattimento dei valori di scabrezza e la protezione della sezione idraulica; esternamente l’applicazione di uno strato di poliuretano di spessore pari ad almeno 1500 µm proteggerà la tubazione da eventuali agenti aggressivi provenienti dall’esterno. In fase di realizzazione dei carrelli dotati di martinetti idraulici opportunamente progettati consentiranno il trasporto e la posa in opera dei conci di tubazione DN3400 all’interno della galleria principale DN7500, il sostegno e la connessione della condotta alla soletta di calcestruzzo armato sarà garantito da appoggi discreti posti ad un interasse longitudinale pari a 6 metri.

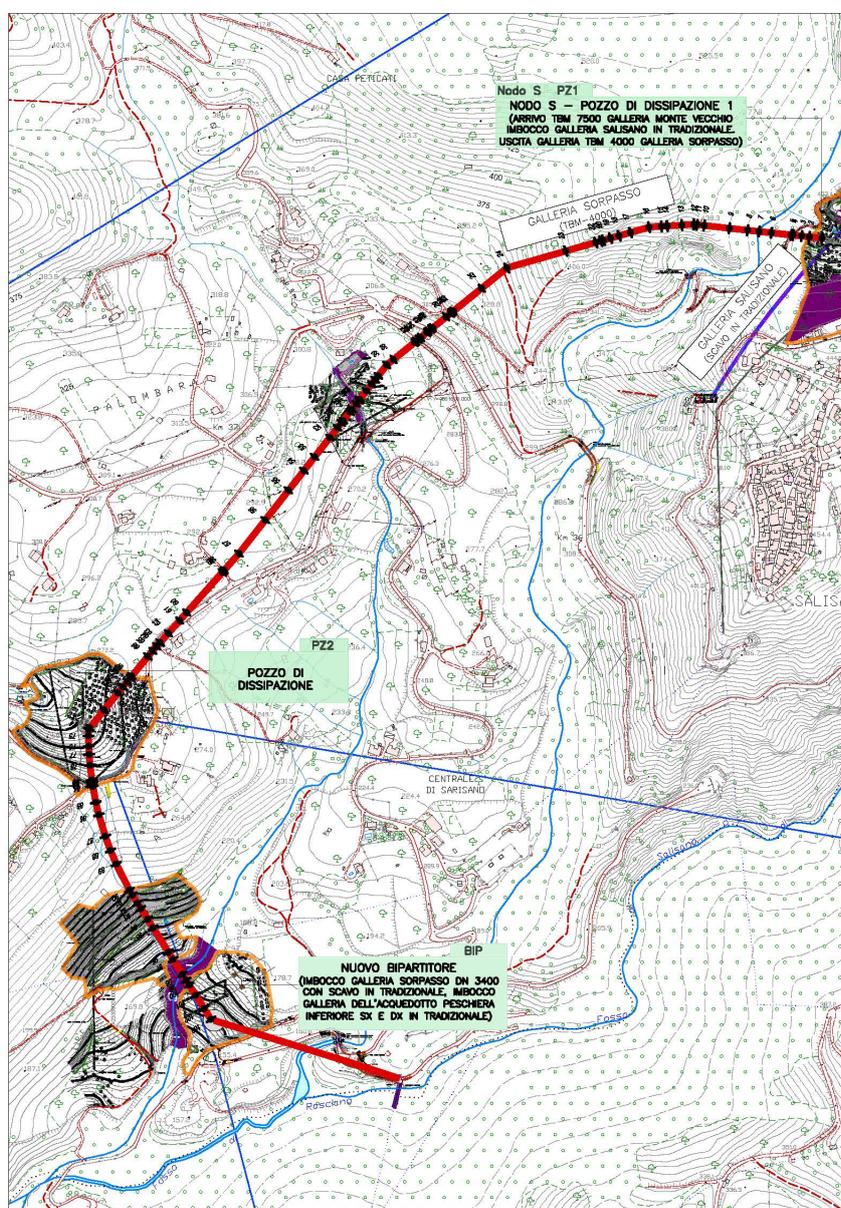
La Galleria collegherà la Piana delle Molette con il Manufatto Nodo S.

#### **4.3 Nodo di Salisano e sorpasso della centrale**

Il Nuovo Acquedotto del Peschiera termina nel Manufatto Nodo S dove è previsto un collegamento alla Vasca di Carico esistente che consente l’alimentazione della Centrale idroelettrica con l’intera portata di 10 m<sup>3</sup>/s, e l’esecuzione di infrastrutture per il completo by-pass dell’area della centrale, con le relative opere di dissipazione dell’eccesso di carico disponibile, che consentano di veicolare tutta la portata addotta

dalle Sorgenti del Peschiera direttamente negli acquedotti Peschiera Destro e Peschiera Sinistro, escludendo completamente l’esistente manufatto bi-partitore.

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



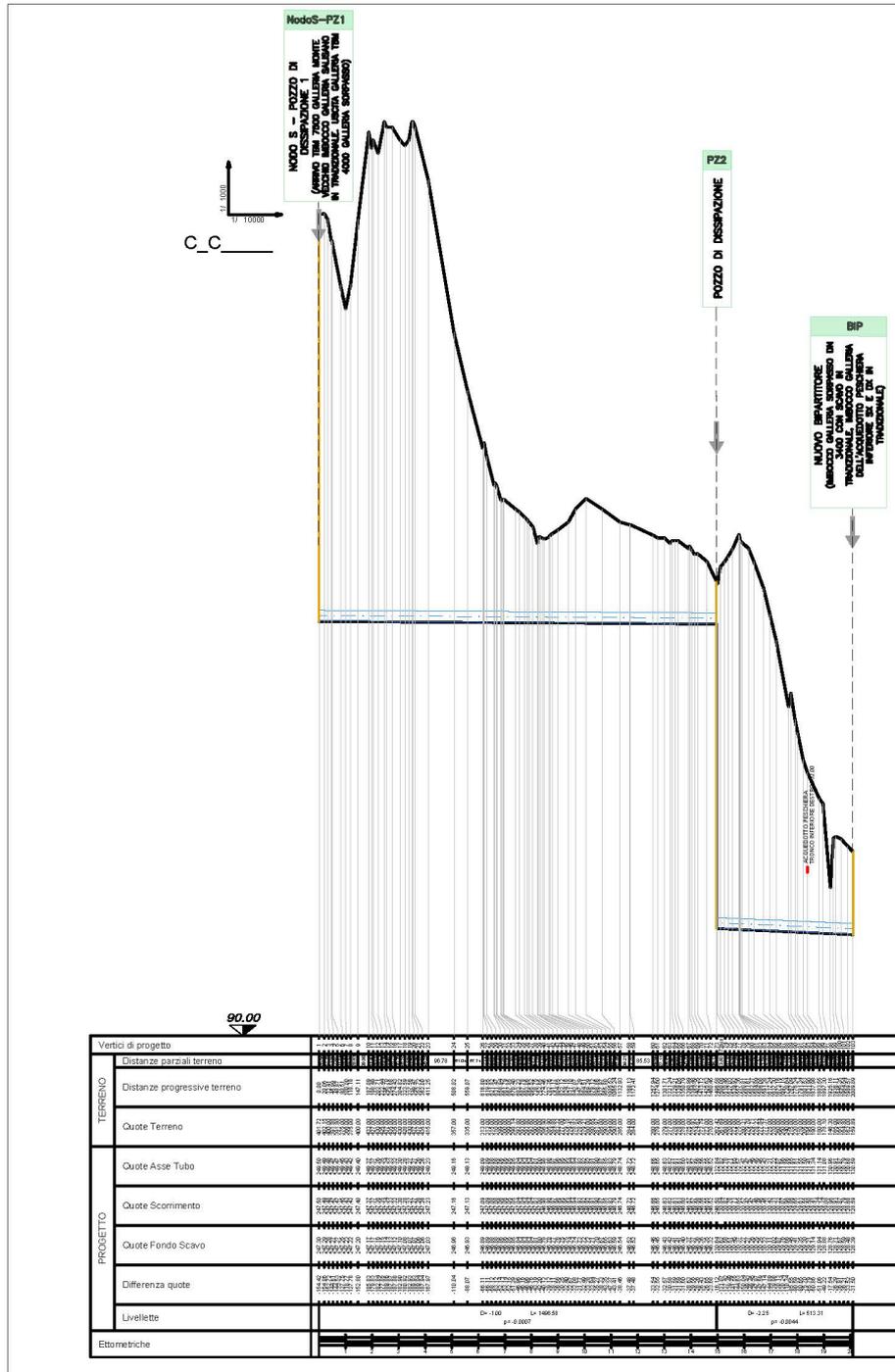


Figura 4.5 - Planimetria e sezione di dettaglio del by-pass della centrale di Salisano

### **4.3.1 Nodo S**

Il nuovo soprasso generale del nodo di Salisano dovrà consentire il trasferimento della portata addotta dal Nuovo Tronco Superiore a valle della centrale. Nel 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  $\Phi$  7.50 m e profondità di 135 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 ad evitare fenomeni di alterazioni dell’equilibrio calcio carbonico (con conseguente precipitazione di carbonato di calcio negli acquedotti di valle) e per la 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 galleria di lunghezza di circa 20m realizzata microtunneling e in cui il diametro interno finale sia di  $\Phi$ 2500.

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

#### **4.3.3 Galleria di sorpasso da pozzo di dissipazione PZ2 a Pozzo di dissipazione PZ1**

Sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 1520 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatto, all’interno del quale sarà posizionata una condotta  $\Phi$  600 in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di dissipazione PZ2 (imbocco TBM) e il pozzo di dissipazione PZ1. Analogamente a quanto avviene per la TBM DN7500, si considera che la fresa venga recuperata dal pozzo di ingresso, vista l’impossibilità di poter organizzare un’adeguata logistica di trasporto dei pezzi delle macchine sia in ingresso sia in uscita nei pressi di Salisano.

#### **4.3.4 Pozzo di dissipazione PZ2**

Il pozzo di dissipazione sarà realizzato con la tecnica dello scavo a foro cieco ed avrà diametro interno di scavo pari a  $\Phi$  6.00 m e profondità di 120 m circa. Analogamente a quanto fatto per PZ1, in adiacenza verranno posate due tubazione di acciaio una per l’ingresso dell’aria (aeroforo) e l’altra atta ad evitare fenomeni di alterazioni dell’equilibrio calcio carbonico.

#### **4.3.5 Galleria di sorpasso da Nuovo Bipartitore BIP a Pozzo di dissipazione PZ2**

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

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

#### **4.3.6 Nuovo Bipartitore BIP**

Il manufatto ha la funzione di recapito della quota parte di portata, non transitante nel manufatto di collegamento al tronco inferiore Destro e proveniente dal pozzo di dissipazione PZ2, verso il tronco inferiore Sinistro dell’acquedotto del Peschiera. Per la realizzazione del manufatto sarà eseguito uno sbancamento del terreno fino alla profondità circa 10 m dal p. c. e poi lo scavo sarà localmente approfondito con scavo in roccia per la realizzazione dei manufatti per il collegamento con i due tronchi inferiori Sinistro e Destro dell’Acquedotto del Peschiera. L’opera ha funzione di snodo tra le gallerie scavate con tecnica tradizionale che raggiungerà PZ2 e collegherà i tonchi inferiori Dx/Sx.

#### **4.3.7 Manufatti di collegamento al Peschiera destro**

##### **Descrizione del manufatto**

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

Il Manufatto 1 è composto da tre volumi interrati sino al piano di calpestio, posto a quota +179 m slm e di dimensioni esterne pari a 42.90 m×14.40 m. L’altezza massima dell’edificio è pari a 34.10 m, di cui circa 25.30 m risultano completamente interrati; la parte fuori terra è di circa 8.80 m.

La struttura ha forma in pianta pressochè rettangolare ed è composta da pareti esterne di spessore pari ad 1.20 m per il tratto interrato più profondo, da pareti esterne di spessore pari ad 1.00 m per i restanti 2 livelli interrati e 30cm per il tratto fuori terra; le pareti interne hanno uno spessore di 0.60m per il tratto interrato e orizzontamenti composti da piastre in c.a dello spessore di 60cm.

L’orizzontamento posto a quota p.c. ha lo spessore di 100 cm; la platea posta a quota +152.50m slm, di spessore pari ad 1.50m, si trova su un unico piano di posa e ospita una zona destinata all’alloggiamento delle condotte  $\varnothing 250$ , e la restante parte dedicata alla gestione dei volumi idraulici di ingresso e uscita. Sulla parte S-E della platea è previsto un’apertura del diametro 5.00 m.

Il manufatto 2 è composto da tre volumi interrati, fino all’orizzontamento più alto a quota +178 m slm. Le dimensioni esterne sono pari a 18.80 m×15.60 m ed altezza massima pari a 27.90 m; tutti i volumi risultano completamente interrati. La struttura ha quindi forma pressochè quadrata ed è composta da pareti esterne di spessore pari ad 1.2 m per il tratto interrato più profondo e da pareti esterne di spessore pari ad 1 m per i restanti due livelli interrati.

Gli orizzontamenti sono composti da piastre in c.a dello spessore di 60cm per i livelli interrati e dello spessore di 100 cm per l’orizzontamento posto a quota p.c.; la platea disposta a quota +150.00 slm, di spessore pari ad 1.50m, si trova su un unico piano di posa e ospita una zona destinata all’alloggiamento delle condotte  $\varnothing 250$ .

Le due strutture nel complesso presentano un interrimento 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.

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.

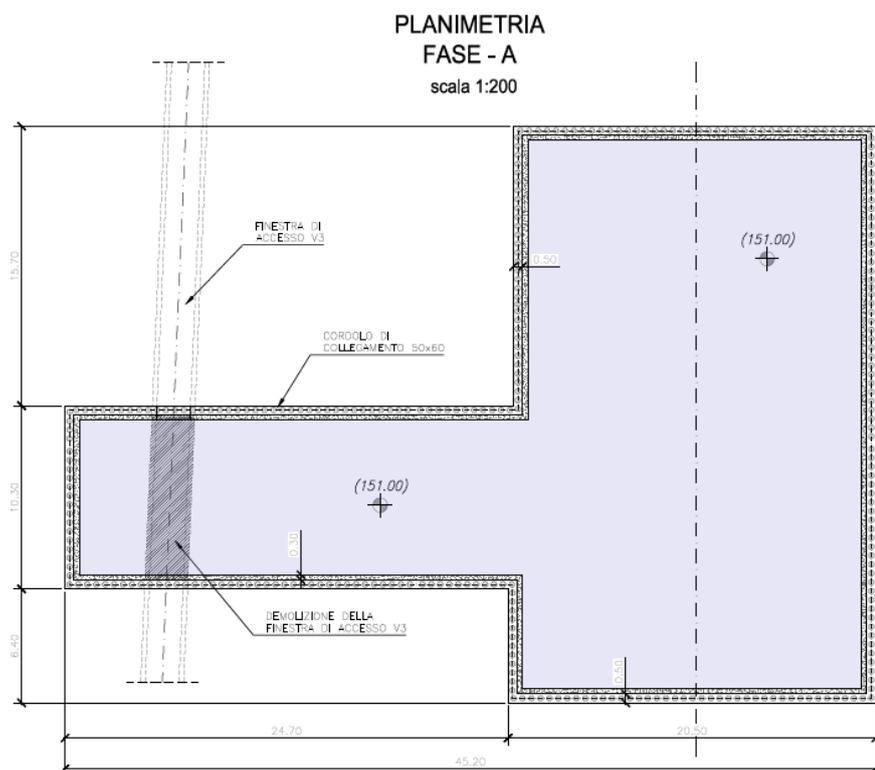
Relativamente al Manufatto 1 per il vano in prossimità del Pozzo di risalita, sono previsti dei tiranti idrici, le cui quote sono state tenute in considerazione per l’applicazione delle pressioni idrauliche in fase statica e sismica.

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

### **Descrizione dell’intervento di allaccio alla galleria idraulica esistente**

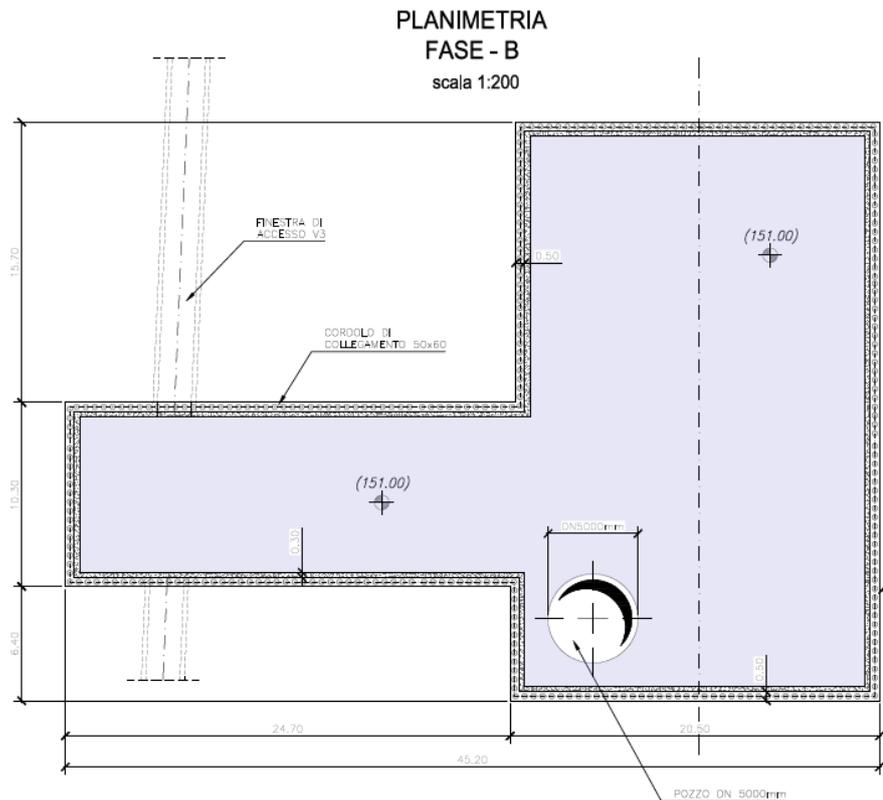
Al fine di assicurare nel minor tempo possibile il fuori servizio della galleria idraulica esistente del Peschiera Inferiore Destro, si è provveduto alla realizzazione di una serie di manufatti che vengono descritte nel presente paragrafo. Di seguito viene riportato uno schema sequenziale atto a descrivere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



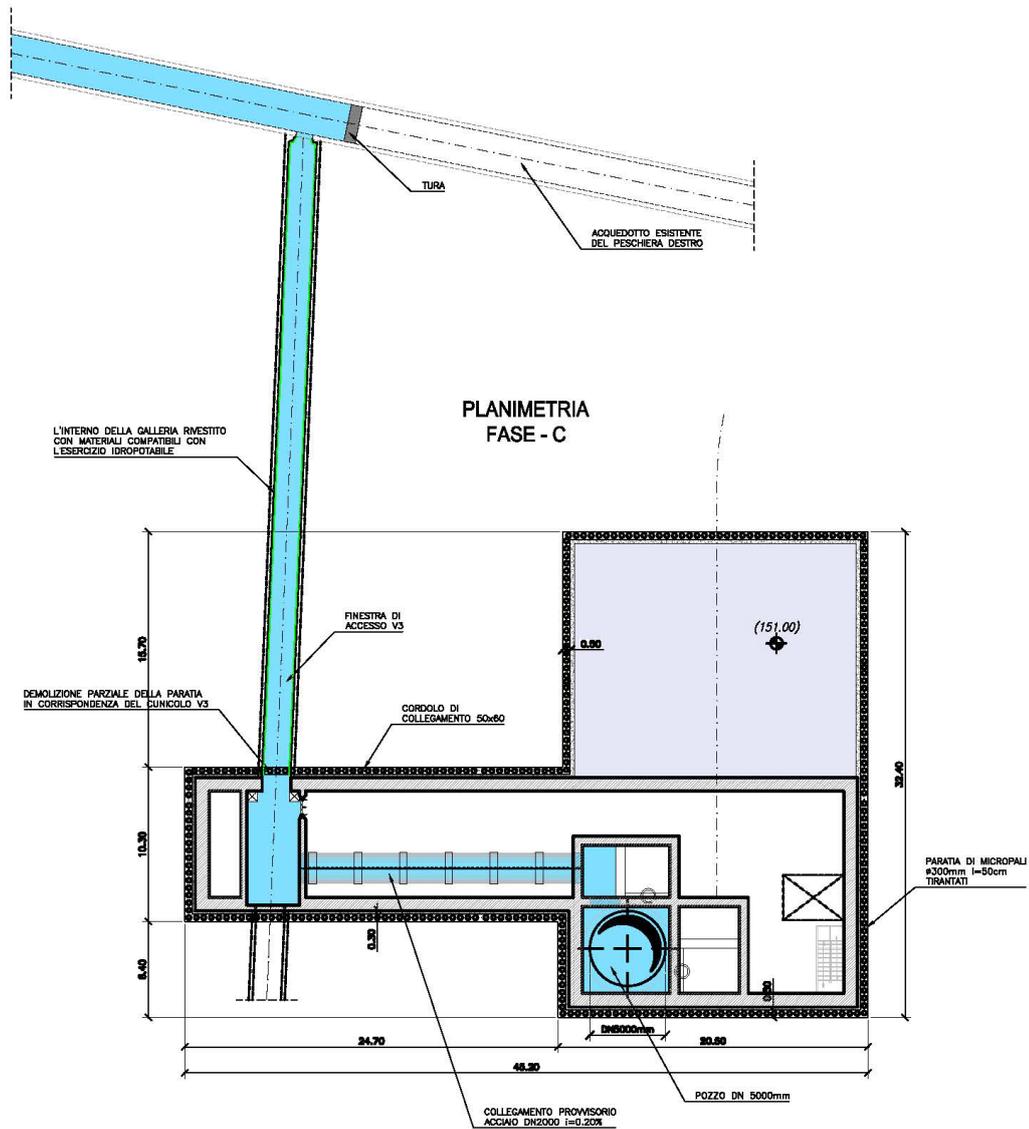
**Figura 4-6 – Fase A**

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



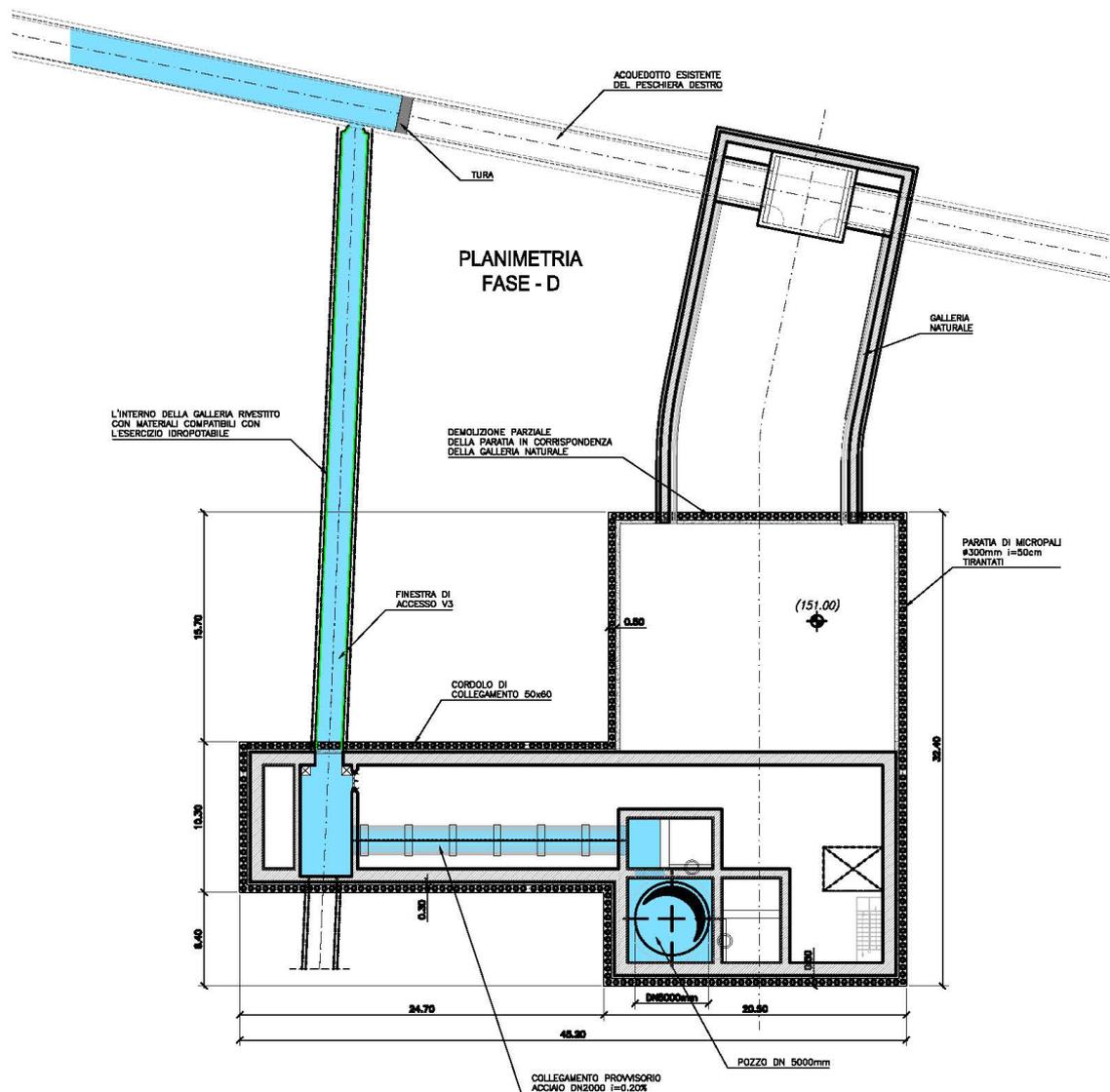
**Figura 4-7 – Fase B**

- Fase C
  - Realizzazione della prima parte del manufatto;
  - Messa in fuori servizio del Peschiera Inferiore Destro;
  - Realizzazione della tura metallica a monte della finestra di accesso V3;
  - 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 4-8 – Fase C**

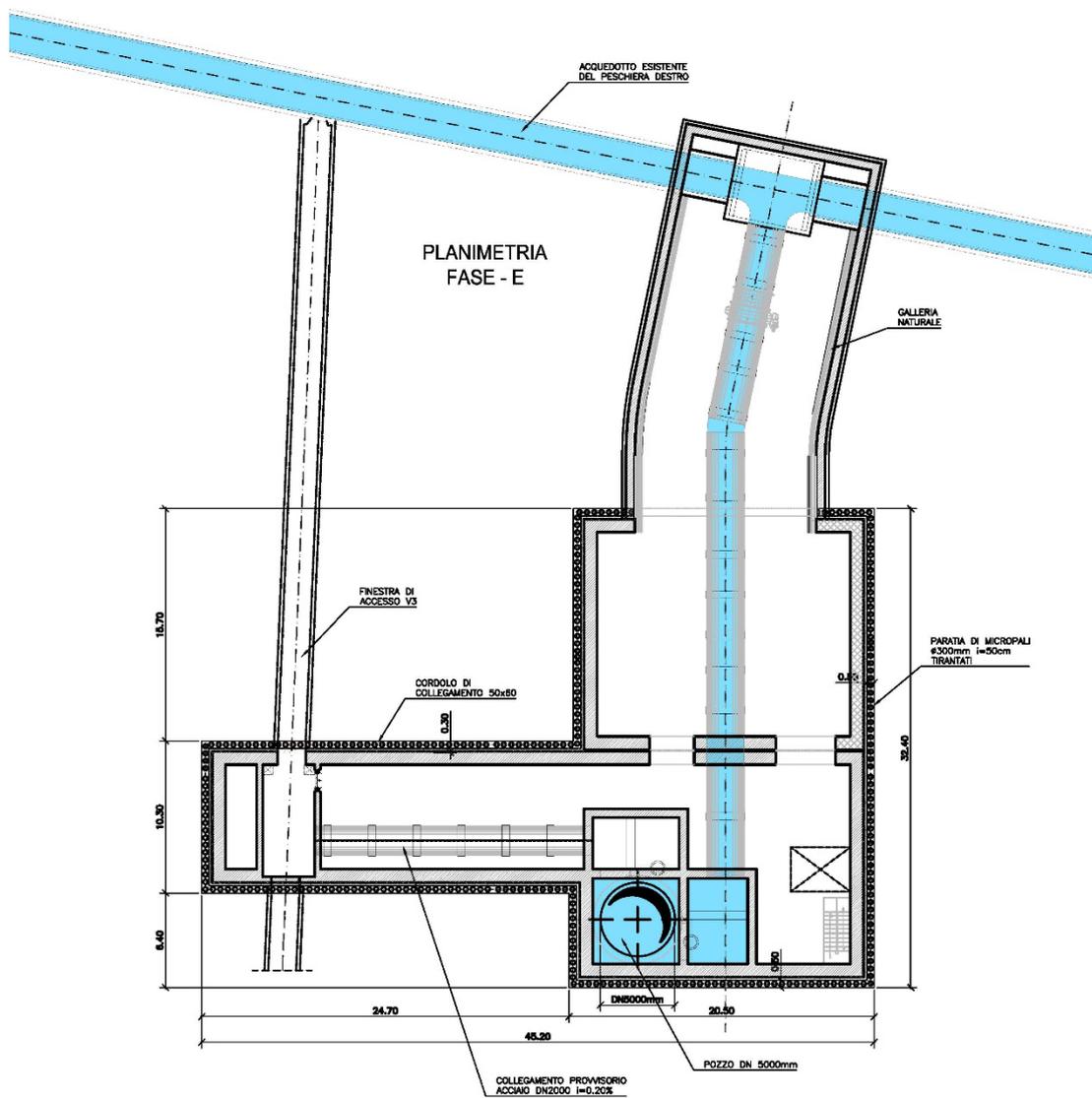
- Fase D
  - o Realizzazione della galleria d’allaccio al Peschiera inferiore Destro con metodo di scavo tradizionale;



**Figura 4-9 - 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 4-10 – Fase finale**

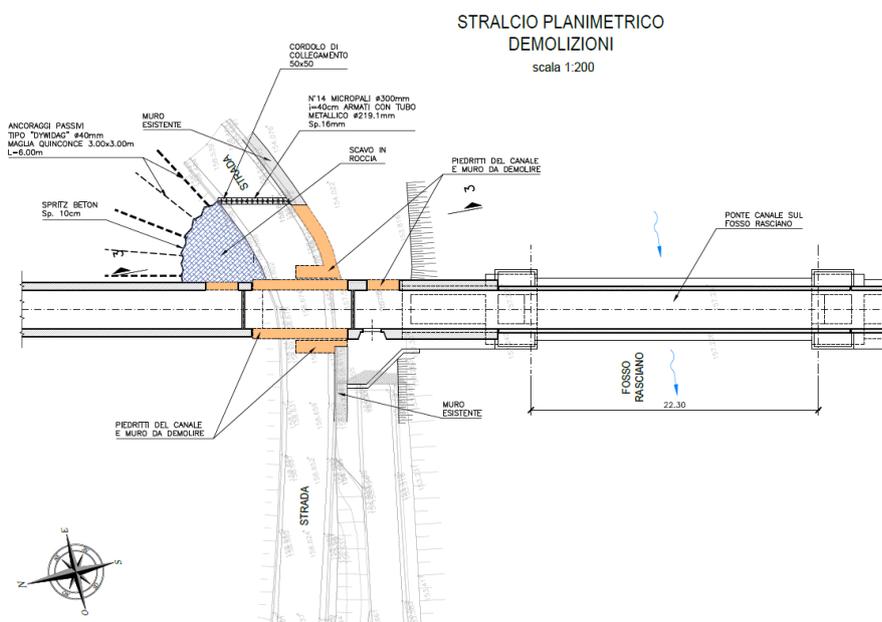








- 3- Scavo e demolizione del muro di sostegno della viabilità interna;
- Realizzazione del manufatto di collegamento al Peschiera Inferiore Sinistro:
- 1- Realizzazione di micropali Ø300mm interasse 40 cm e profondità 12,0m armati con tubo metallico per il tratto compreso tra Peschiera Inferiore Sinistro e Pozzo verticale (L=83m circa);



**Figura 4-16 - Demolizioni e ricostruzioni**

Al termine delle lavorazioni verrà ripristinata la viabilità interna.

## 4.4 Riepilogo delle opere di progetto

Per dare una opportuna visione di insieme del progetto, nelle seguenti tabelle si riporta la sintesi dei principali dati relativi a tutte le opere da realizzare.

	Elemento puntuale	Elemento lineare	Descrizione	Geologia	Falda
<b>AREA SORGENTI</b>	-	Copertura del canale esistente	Riqualificazione di un tratto di circa 150 m 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	Formazioni alluvionali (ALL)	Piano campagna
	Manufatto di derivazione del canale esterno	-	Manufatto parzialmente interrato di dimensioni 10.80m x 13.50 m x 3 m (65 cm fuori terra), con paratoia a ventola di lunghezza 8 m.		
	-	Scatolare di collegamento tra le opere di derivazione e il manufatto di partenza del nuovo acquedotto	Scatolare prefabbricato 1,6 m x 1,6 m, lunghezza 110 m		
	Nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione	-	Manufatto quasi totalmente interrato con dimensioni in pianta 23m x 22m avente due differenti piani di fondo: il primo a circa 6 m dal piano campagna (quota di arrivo del canale 4 m x 4 m proveniente dalla centrale) il secondo a circa 13 m dal piano campagna (quota di partenza del microtunneling verso manufatto M1). Il manufatto presenta anche un canale di scarico scatolare 4 m x 4 m lungo circa 70 m		
	-	Canale di collegamento tra il nuovo manufatto di partenza e la centrale esistente	Scatolare gettato in opera 4 m x 4 m		
	Allaccio alla vasca di carico della centrale esistente	-	Intervento locale di demolizione da eseguire senza fuoriservizio della centrale, grazie alle operazioni di personale subacqueo specializzato		
<b>PIANA DI SAN VESPERTINO</b>	Manufatti di spinta M1 e M5	-	Pozzi a sezione poligonale di dimensioni medie in pianta di circa 15 m x 20 m, profondità di circa 10 m, con una parte fuoriterra di 4.70 m.	Formazioni alluvionali (ALL)	Piano campagna

Manufatto di spinta M3	-	Pozzi a sezione poligonale di dimensioni medie in pianta di circa 23,70m x 19,00m, profondità di circa 23 m, con una parte fuoriterra di 4.70 m.		
-	6 tratte in microtunneling: NMP ← <b>M1</b> → M2 ← <b>M3</b> → M4 ← <b>M5</b> → M6	Microtunneling di lunghezza totale pari a 2.873 m, la tratta più lunga è quella <b>M5</b> → M6 di 1.047 m, doppia canna diametro interno $\phi$ 2500 - spessore rivestimento 25 cm - copertura massima 20 m		
Manufatti di arrivo M2 e M4	-	Pozzi a sezione poligonale di dimensioni medie in pianta di circa 15 m x 15 m, profondità di circa 20 m, con una parte fuoriterra di 4.70 m.		
Manufatto di arrivo M6 (Manufatto di partenza del nuovo acquedotto)	-	Manufatto con una parte fuoriterra di altezza media pari a 5 m, costituito da due corpi: uno con dimensioni in pianta 17 m x 16 m e profondità 23 m e l'altro con dimensioni in pianta 50 m x 17 m x 23 m	Conglomerati (UFC)	Piano campagna

	Elemento puntuale	Elemento lineare	Descrizione	Geologia	Falda
NUOVO ACQUEDOTTO	-	Galleria Ponzano	Galleria di lunghezza totale pari a 4.694 m, realizzata con scavo meccanizzato mediante TBM EPB, diametro interno $\phi$ 4000, spessore del rivestimento definitivo 30 cm, collega il nuovo manufatto di partenza con il manufatto di spinta Salto Monte - copertura massima 350 m	Conglomerati (UFC - UGR) Scaglie detritiche (SAD)	2 m al di sotto del fondo scavo
	-	Finestra Cotilia	Galleria di lunghezza totale pari a 310 m, realizzata con tecnologia di scavo tradizionale, sezione policentrica con diametro interno $\phi$ 5000 che consente l'accesso alla galleria Ponzano - copertura massima 100 m	Scaglie detritiche (SAD)	2 m al di sotto del fondo scavo
	Manufatti di spinta Salto Monte	-	Pozzo a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 26 m x 18 m, altezza fuoriterra di circa 7 m e profondità su due livelli - 7 m (Quota TBM DN4000) e -28 m (Quota MT 2 x DN2500) dal P.C.	Formazioni alluvionali (ALL) Conglomerati (UGR)	10 m al di sotto del P.C.
	-	Sifone Salto	Microtunneling di lunghezza totale pari a 658 m, doppia canna diametro interno $\phi$ 2500 - spessore rivestimento 25 cm - copertura massima 10 m	Formazioni alluvionali (ALL) Conglomerati (UGR)	7 m al di sopra del fondo scavo
	Manufatto di arrivo Salto Valle	-	Pozzo a pianta poligonale di dimensioni pari a circa 18 m x 15 m, altezza fuoriterra di circa 8 m e profondità su due livelli - 5 m (Quota TBM DN4000) e -25 m (Quota MT 2 x DN2500) dal P.C.	Conglomerati (UGR)	10 m al di sotto del P.C.

-	Galleria Cognolo	Galleria di lunghezza totale pari a 2.866 m, realizzata con scavo meccanizzato mediante TBM EPB, diametro interno $\phi$ 4000, spessore del rivestimento definitivo 30 cm, collega il manufatto Salto Valle con il manufatto di spinta Turano Monte - copertura massima 400 m	Conglomerati (UGR)	10 m al di sotto del fondo scavo
Manufatto di spinta Turano Monte	-	Pozzo a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 23.30 m x 25.40, altezza fuoriterra di circa 8 m e profondità su due livelli - 6 m (Quota TBM DN4000) e -25 m (Quota MT 2 x DN2500) dal P.C.	Conglomerati (UGR)	10 m al di sotto del P.C.
-	Sifone Turano	Microtunneling di lunghezza totale pari a 528 m, doppia canna diametro interno $\phi$ 2500 - spessore rivestimento 25 cm - copertura massima 13 m	Formazioni alluvionali (ALL) Conglomerati (UGR)	7 m al di sotto del P.C.
Manufatto di arrivo Turano Valle	-	Pozzo a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 19.50 m x 15.15 m, altezza fuoriterra di circa 8 m e profondità su due livelli - 7 m (Quota TBM DN4000) e -23 m (Quota MT 2 x DN2500) dal P.C.	Conglomerati (UGR)	10 m al di sotto del P.C.
-	Galleria Zoccani	Galleria di lunghezza totale pari a 2.080 m, realizzata con scavo meccanizzato mediante TBM EPB, diametro interno $\phi$ 4000, spessore del rivestimento definitivo 30 cm, collega il manufatto Turano valle con il manufatto SGR - copertura massima 340 m	Conglomerati (UGR) Scaglia bianca (SBI)	Variabile da 10 m al di sotto del fondo scavo fino a fondo scavo
Manufatto SGR	-	Manufatto a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 50 m x 40 m, altezza fuoriterra di circa 8 m e profondità -20 m dal P.C.	Formazioni alluvionali (ALL)	Piano campagna

Elemento puntuale	Elemento lineare	Descrizione	Geologia	Falda
-------------------	------------------	-------------	----------	-------

<b>NUOVO ACQUEDOTTO</b>	-	Galleria Montevecchio	Galleria di lunghezza totale pari a 13.384 m, realizzata con scavo meccanizzato mediante TBM EPB, diametro interno $\phi$ 7500, spessore del rivestimento definitivo 40 cm, collega il manufatto SGR con il manufatto Nodo S - copertura massima 400 m	Formazioni alluvionali (ALL) Scaglia bianca, scaglia rossa, maiolica e calcari diasprigni (SBI - SAA - MAI - CDU) Marne a fucoidi, scaglia variegata, scaglia cinerea (FUC - VAS - SCC) Argille fluvio - lacustri (FLG)	Variabile da 100 m al di sotto del fondo scavo fino a 20 m al di sopra del fondo scavo
		Condotta in acciaio DN3400 interna alla galleria Montevecchio	Condotta in acciaio a sezione circolare di diametro interno 3400 mm, spessore 20 mm, con interasse degli appoggi pari a 9 m e compensatori di dilatazione ogni 300 m	-	-
	Pozzo PZ1 (Nodo S)	-	Pozzo scavato a foro cieco di lunghezza totale pari a 125 m e diametro $\phi$ 6000	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	16 m da P.C.
	Manufatto Nodo S	-	Manufatto a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 38 m x 36 m, altezza fuoriterra di circa 9 m e profondità -26 m dal P.C.	Argille fluvio - lacustri (FLG)	16 m da P.C.

	<b>Elemento puntuale</b>	<b>Elemento lineare</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Geologia</b>	<b>Falda</b>
<b>SORPASSO</b>	-	Galleria Salisano	Galleria di lunghezza totale pari a 321 m, realizzata con tecnologia di scavo tradizionale, sezione policentrica con diametro interno $\phi$ 5000, collega il Nodo S con la vecchia vasca di carico - copertura massima 50 m	Argille fluvio - lacustri (FLG) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	Assente

Allaccio alla vecchia vasca di carico	-	Intervento locale di demolizione e connessione con la nuova infrastruttura	Argille fluvio - lacustri (FLG) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	Assente
-	Galleria di sorpasso della centrale di Salisano	Galleria di lunghezza totale pari a 1.522 m, realizzata con scavo meccanizzato mediante TBM EPB, diametro interno $\varnothing 4000$ , spessore del rivestimento definitivo 30 cm, collega il manufatto PZ2 con il manufatto Nodo S - copertura massima 180 m	Maiolica (MAI) Calcari diasprigni (CDU) Calcari detritici con Posidonia (DPO) Calcari e marne a Posidonia (POD)	Variabile da 60 m al di sotto del fondo scavo fino a 10 m al di sopra del fondo scavo
Pozzo PZ2	-	Pozzo scavato a foro cieco di lunghezza totale pari a 122 m e diametro $\varnothing 6000$	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	78 m dal P.C.
Manufatto pozzo PZ2	-	Manufatto a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 37 m x 16 m, altezza fuoriterra di circa 8 m e profondità -26 m dal P.C.	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	78 m dal P.C.
Manufatto nuovo bipartitore (BIP)	-	Manufatto a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 35 m x 28 m, altezza fuoriterra di circa 8 m e profondità -13,50 m dal P.C.	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	30 m dal P.C.

	Elemento puntuale	Elemento lineare	Descrizione	Geologia	Falda
<b>SORPASSO DELLA</b>	-	Galleria di collegamento BIP - PZ2	Galleria di lunghezza totale pari a 542 m, realizzata con tecnologia di scavo tradizionale, sezione policentrica con diametro interno $\varnothing 5000$ , collega il Bipartitore con il manufatto PZ2 - copertura massima 150 m	Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	Variabile da 60 m al di sopra del fondo scavo fino a quota fondo scavo

-	Galleria di collegamento BIP - Peschiera inferiore SX	Galleria di lunghezza totale pari a 350 m, realizzata con tecnologia di scavo tradizionale, sezione policentrica con diametro interno $\phi 5000$ , collega il Bipartitore con il Peschiera Inf. SX	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	Variabile da 60 m al di sopra del fondo scavo fino a quota fondo scavo
Opere di collegamento al Peschiera inferiore SX	-	Intervento locale di demolizione e connessione con la nuova infrastruttura: manufatto di collegamento di dimensioni 3,00m x 3,00m	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	Assente
-	Galleria di collegamento BIP - Peschiera inferiore DX	Galleria di lunghezza totale pari a 215 m, realizzata con tecnologia di scavo tradizionale, sezione policentrica con diametro interno $\phi 5000$ , collega il Bipartitore con il Peschiera Inf. DX - copertura massima 150 m	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	Variabile da 60 m al di sopra del fondo scavo fino a quota fondo scavo
Opere di collegamento al Peschiera inferiore DX	-	Intervento locale di demolizione e connessione con la nuova infrastruttura	Conglomerati clastosostenuti (UMS) Formazioni carbonatiche fratturate (MAI)	30 m dal P.C.

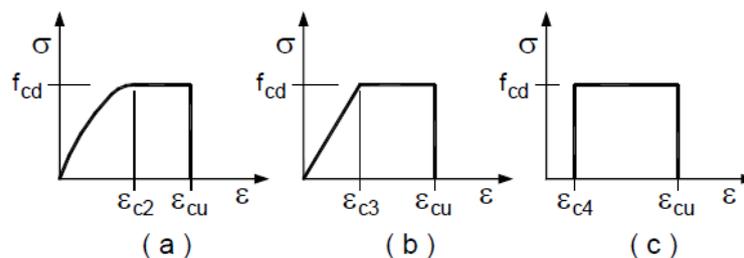
**Tabella 4.1 – Quadro sinottico delle opere previste nel progetto.**

## 5 Materiali

### 5.1 Microtunneling

#### 5.1.1 Calcestruzzo per conchi tubazione in c.a.v. C 50/60

Nella figura seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018:



**Figura 5.1 – Legame costitutivo calcestruzzo: (a) Parabola rettangolo; (b) Triangolo rettangolo; (c) Stress-Block**

In particolare, per il microtunneling è utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza C50/60 per cui si può porre:

$$\varepsilon_{c2} = 0,20\% \quad \varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,175\% \quad \varepsilon_{c4} = 0,07\%$$

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

Modulo di elasticità normale  $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 39099 \text{ N/mm}^2$

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

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 49.8 \text{ N/mm}^2$$



Valore per allungamento a rottura	≥ 600%
Valore snervamento a trazione	17 MPa
Durezza shore	
58	
Resistenza a strappo dal calcestruzzo	≤ 38'000 kg/m <sup>2</sup>
Resistenza alla perforazione	350 N/mm
Assorbimento acqua	0,3%
Materiale solubile in acqua (a 24 h)	0,003%
Resistenza all’abrasione	170 N
Resistenza attacco chimico	da ph 2 a ph 12

## 5.2 Gallerie Naturali - scavo meccanizzato

### 5.2.1 Calcestruzzo per conci prefabbricati anello di rivestimento

La classe minima dovrà essere C50/60.

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

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

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

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

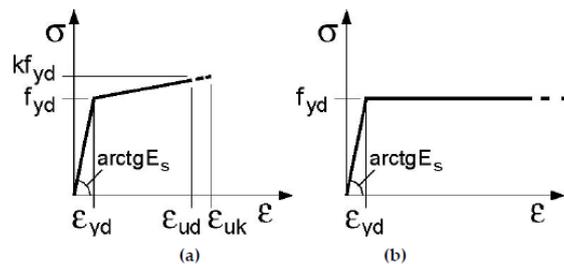
- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 49.80 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 28.22 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 4.06 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.84 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 4.87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

classe di esposizione XC2, XA2

classe di consistenza S4

### 5.2.2 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Nella Figura 4.2 seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi dell’acciaio sono stati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018. Tali diagrammi sono definiti in base al valore di progetto  $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$  ( $\varepsilon_{uk} = (Agt)_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovraresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.



**Figura 5.2 – 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) 210kN/mm <sup>2</sup>	$E_s =$
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	$\varepsilon_{syd} = 1.96 \%$

Deformazione limite allo SLU

$$\varepsilon_{ud} = 0.9 \varepsilon_u$$

### 5.2.3 Guarnizioni di tenuta idraulica

Al fine di garantire l’impermeabilizzazione delle gallerie, sarà predisposta lungo l’intero perimetro dei singoli conci costituenti l’anello una guarnizione a nastro ad espansione meccanica in EPDM su due livelli per la galleria DN4000 e su un livello esterno per la galleria DN7500. Le caratteristiche prestazionali minime sono le seguenti:

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

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

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

TEST	STANDARD	UNIT	REQUEST VALUE STUVA
Hardness	ISO 48	Shore A	70±5
Density	DIN 53749	g/cm <sup>3</sup>	
Tensile strength	ISO 37	Mpa	$\geq 9$
Ultimate elongation	ISO 37	%	$\geq 200$
Compression set 22h @ 70 °C	ISO 815	%	$\leq 25 / \leq 30$
Ozone resistance	ISO 1431	-	No Cracks

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

**Tabella 5.1 – Caratteristiche tecniche minime richieste dalle linee guida STUVA**

#### 5.2.4 Sistemi di connessione dei giunti in direzione circonferenziale

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

### 5.3 Pozzi e Manufatti

#### 5.4.1 Calcestruzzo armato C 32/40

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

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

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

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

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

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

#### **5.4.2 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

Dmax aggregato 25 mm

Tipo/classe di cemento IV/A

#### **5.4.3 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, XA2

#### 5.4.4 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Si considerino le stesse caratteristiche riportate al 5.2.2.

#### 5.4.5 Calcestruzzo magro

Si prevede un calcestruzzo di classe C 12/15.

#### 5.4.6 Acciaio da carpenteria

Si considerano le stesse caratteristiche riportate al **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

#### 5.4.7 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	$d_s$ [mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Area	$S_n$ [mm <sup>2</sup> ]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Peso teorico per metro <sup>1</sup>	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 <sup>2</sup> $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$	[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Max. forza sovratensione <sup>3</sup> $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$	[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

**Figura 5.3 – Caratteristiche minime barre filettate**

## **5.4 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 (Figura 6.1).

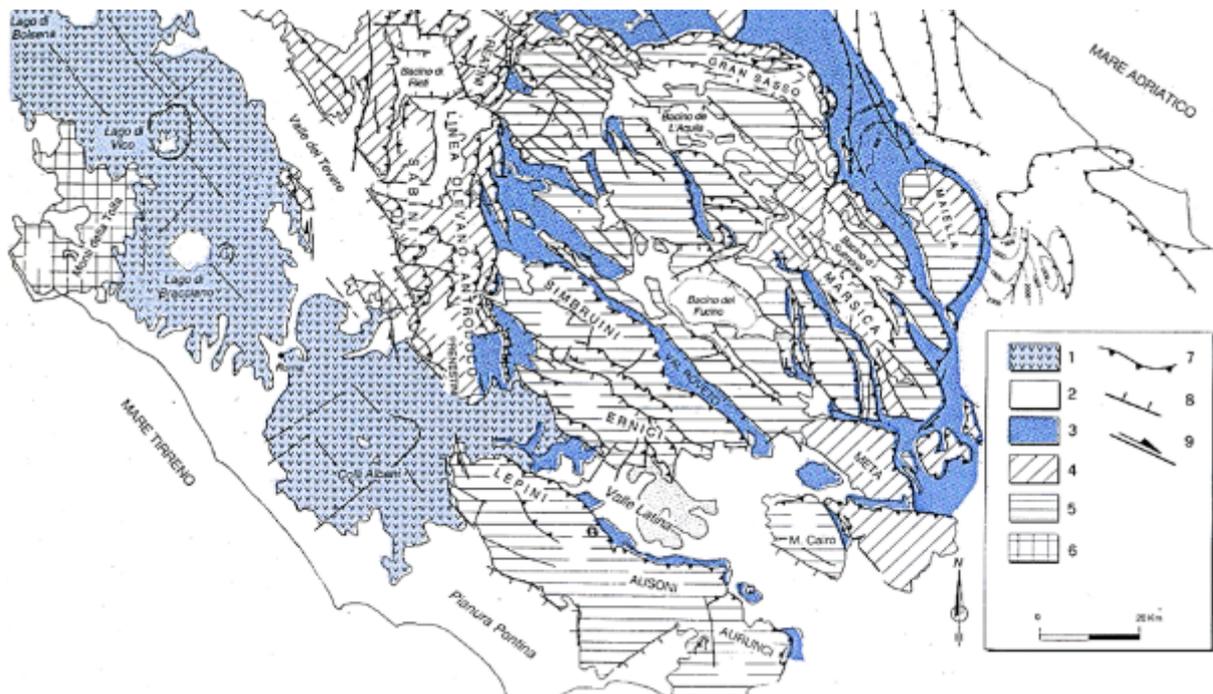
L’Appennino Centrale è un sistema catena/avanfossa vergente verso il Mare Adriatico (Bally *et al.*, 1986; Patacca *et al.*, 1991; Cosentino *et al.*, 2010) e la sua strutturazione avviene per effetto della subduzione verso W della crosta continentale che costituisce l’avampaese adriatico (Doglioni *et 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-Antrodoto (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).

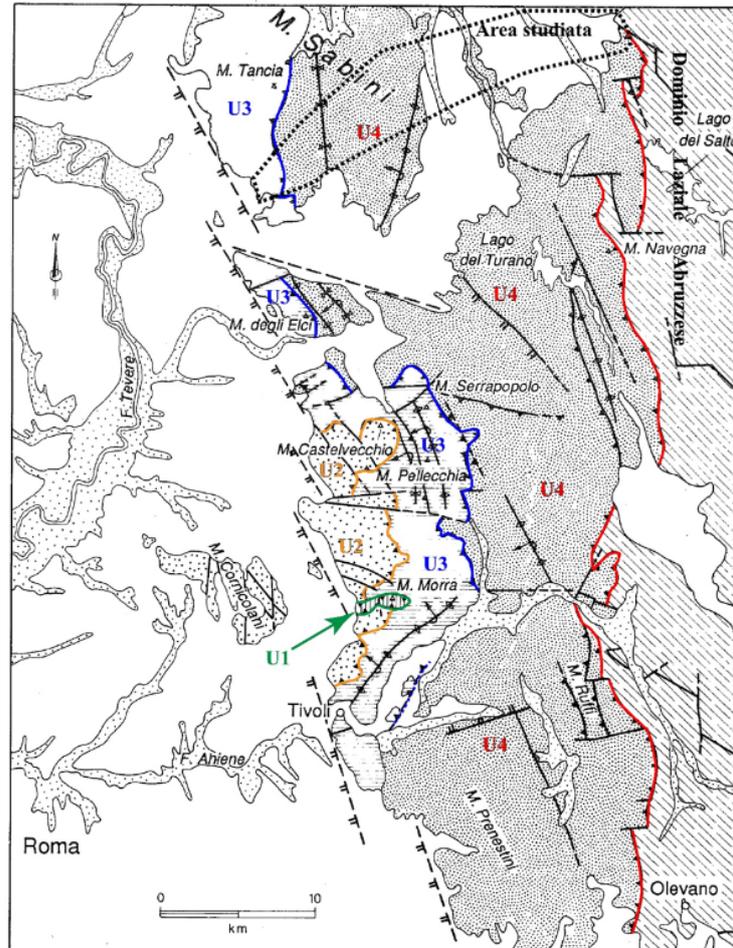


**Figura 6.1 – Zone sismogenetiche italiane Schema geologico dell'Appennino Centrale. 1-vulcaniti pleistoceniche; 2-depositi continentali plio-quadernari; 3-depositi silicoclastici mio-pliocenici; 4-depositi di transizione (dominio Sabino); 5-depositi di piattaforma Laziale-Abruzzese; 6-Complesso Tolfetano-Cerite; 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 (Figura 6.2):

- 1 - Sovrascorrimento di M. Morra (indicato in verde in Figura 6.2),
- 2 –sovrascorrimento di M. Sterparo-M. Castelvecchio (indicato in arancione in Figura 6.2),
- 3 – sovrascorrimento del T. Licenza-M. Elci-M. Tancia (indicato in blu in Figura 6.2),
- 4 – linea Olevano-Antrodoco (indicata in rosso in Figura 6.2).

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.

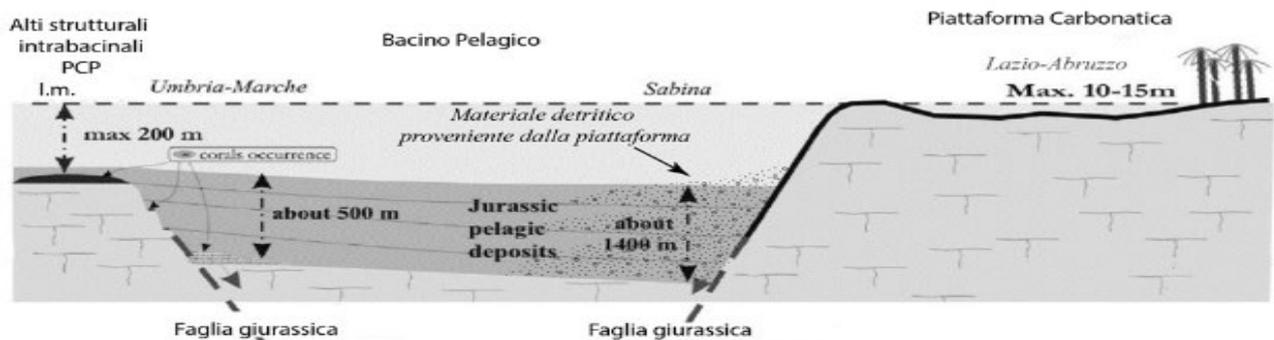


**Figura 6.2 – Inquadramento tettonico dei M. Sabini, in bianco sono indicate le vulcaniti ed i sedimenti plio-pleistocenici; le varie unità tettoniche e i sovrascorrimenti che le delimitano sono indicate con colori diversi: verde = U1 – sovrascorrimento di M. Morra; arancione = U2 – sovrascorrimento 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-

quaternari, 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 (Figura 6.3), 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 (torbiditi, *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 breccie 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 breccie 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.  
*TUROMIANO - 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 breccie 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. - TUROMIANO 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 breccie 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 calcarei 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 breccie, con breccie a macroforaminiferi bentonici. Lo spessore raggiunge i 300 m.  
*TUROMIANO 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, stratificati 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.  
*AELENIANO - 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 m<sup>3</sup>/sec per la sorgente Capore e di circa 1 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/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) lì 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 bisciaro 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 cataclamate.

## **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;

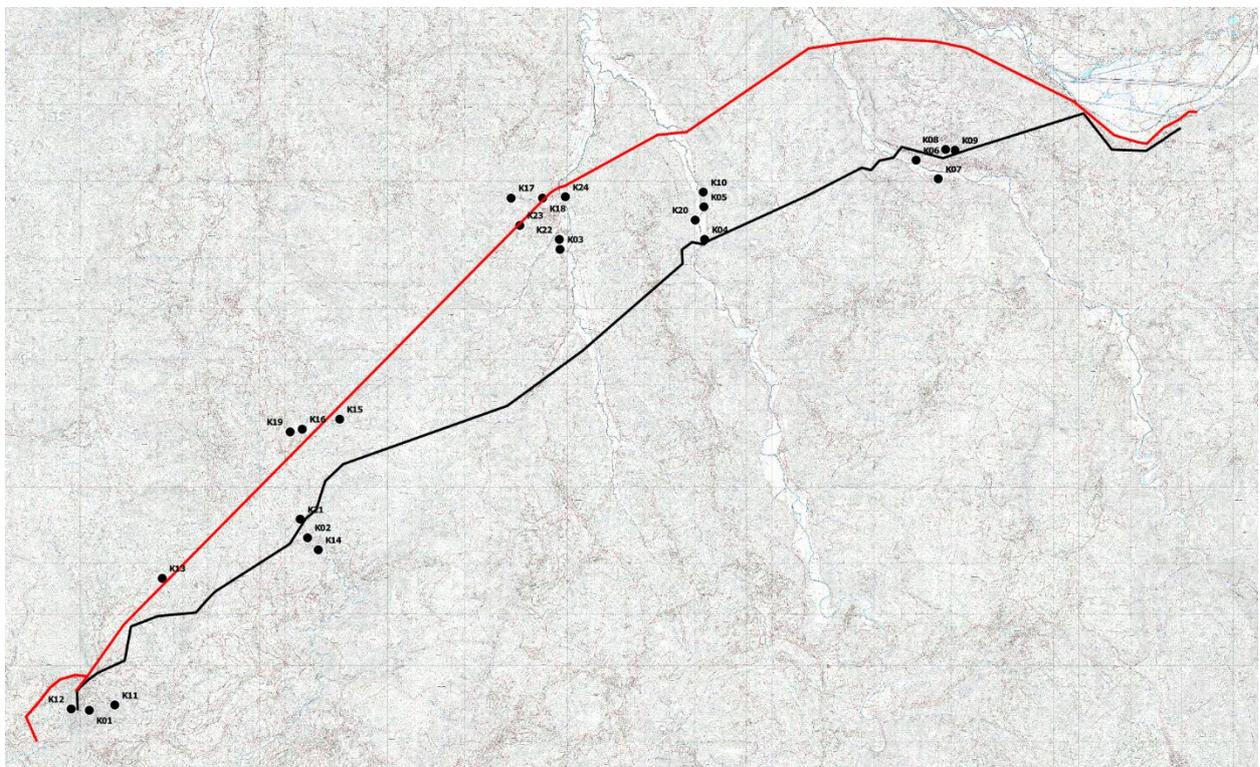
I risultati di tali indagini sono allegati agli elaborati specialistici di progetto.

## **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.

*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.

	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$J_v$ (J/m <sup>3</sup> )	RMR	GSI	Mi	c' (MPa)	$\phi'$ (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/cm<sup>q</sup>:

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

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	$\rho$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$V_p$ ( $\text{m/s}$ )	$V_s$ ( $\text{m/s}$ )	Coefficiente di Poisson $\nu$	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

*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	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	RMR	GSI	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)	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

**k<sub>11</sub>**

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

**k<sub>16</sub>**

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

**k<sub>19</sub>**

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

**k<sub>27</sub>**

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

**k<sub>13</sub>**

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

**k<sub>17</sub>**

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

**k<sub>24</sub>**

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

**k<sub>28</sub>**

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

**k<sub>15</sub>**

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

**k<sub>18</sub>**

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

**k<sub>25</sub>**

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 <sub>y</sub> statico da geosismica	Range valori da prove di laboratorio							
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C <sub>u</sub> (kPa)	φ' (°)	E <sub>g</sub> (MPa)	n° prove	E <sub>y</sub> (MPa)	φ' (°)	E <sub>y</sub> (MPa)	n° prove	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	prova di taglio diretto		prova edometrica			ELL
												c' (kPa)	φ' (°)	E <sub>2,45-48</sub> (MPa)	E <sub>2,49-92</sub> (MPa)	E <sub>2,99-191</sub> (MPa)	Cu (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 sabbiose 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 aquiclude, 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 litoitpi; 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 il 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:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Con:

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

$\eta$ , è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  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:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

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:

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

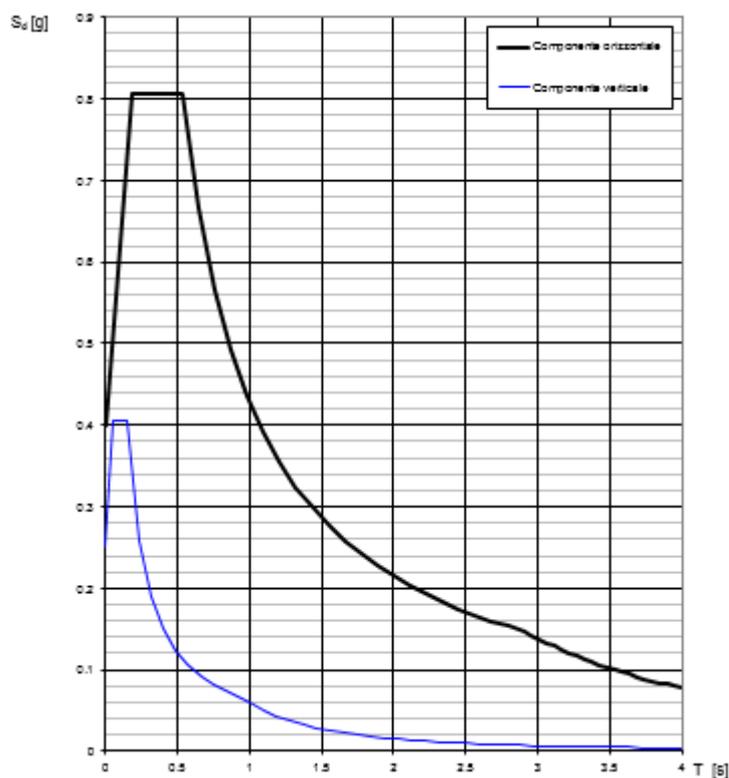
i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono riportati nella tabella seguente:

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
<b>A, B, C, D, E</b>	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 Cittaducale (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**

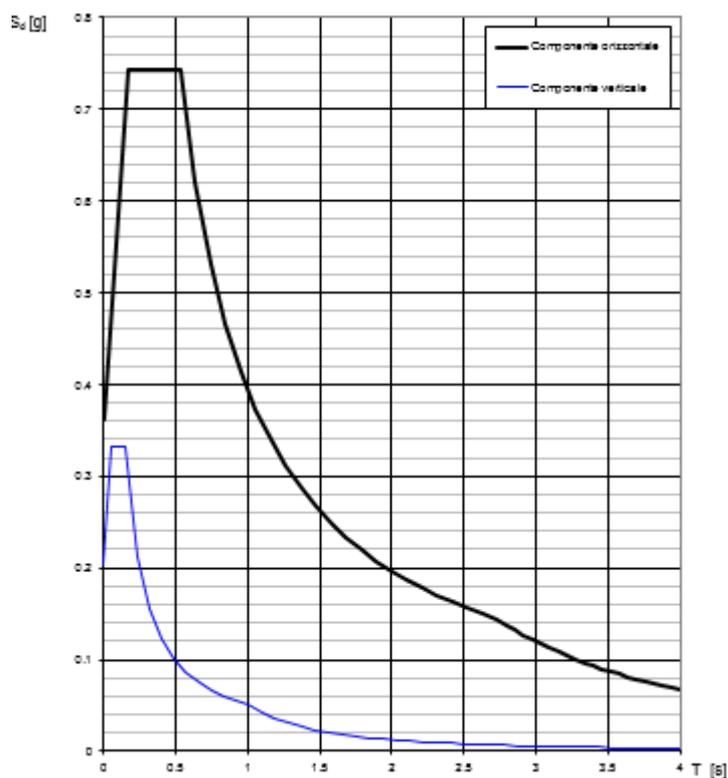
STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.326 g
$F_o$	2.424
$T_C$	0.362 s
$S_S$	1.226
$C_C$	1.469
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.226
$\eta$	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**



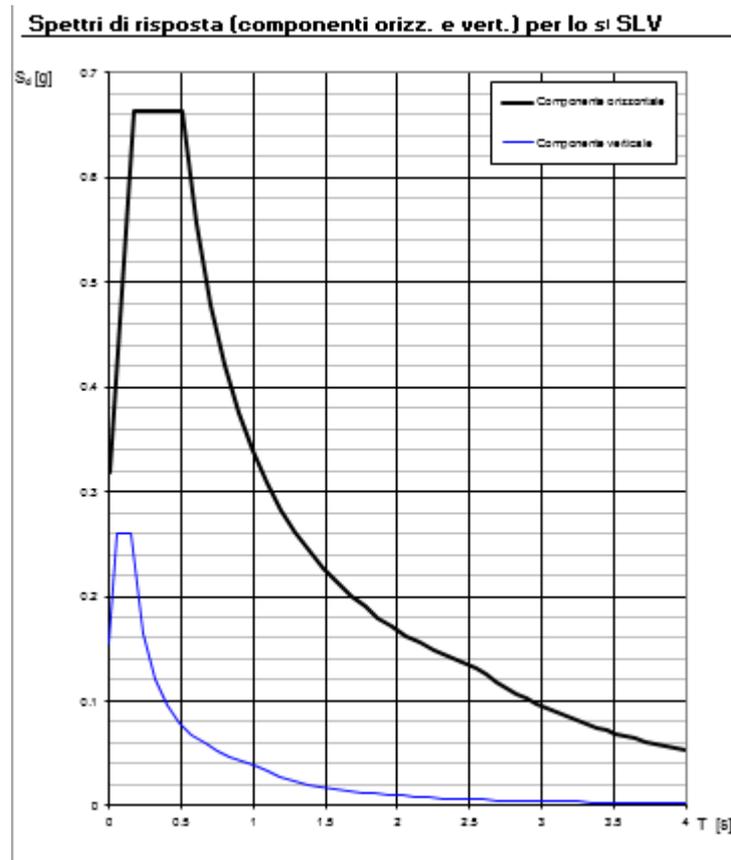
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.283 g
$F_0$	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
$\eta$	0.833
$T_B$	0.176 s
$T_C$	0.528 s
$T_D$	2.730 s

○ **Salisano (RI)**



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.237 g
$F_o$	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
$\eta$	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 Azioni sulle costruzioni

### 8.1 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.

#### 8.1.1 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  $\gamma_{F,j}$ .

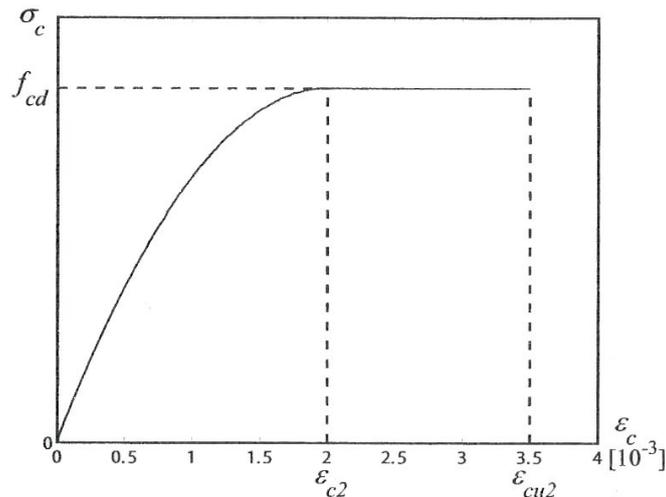
Per ogni opera strutturale di progetto è stata assegnata una vita nominale  $V_N$  e una classe d’uso  $C_N$ .

#### 8.1.2 Legami costitutivi dei materiali

##### **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 8.1 – Diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolarettangolo del conglomerato cementizio a molto bassa e bassa e media resistenza**

### 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:

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

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

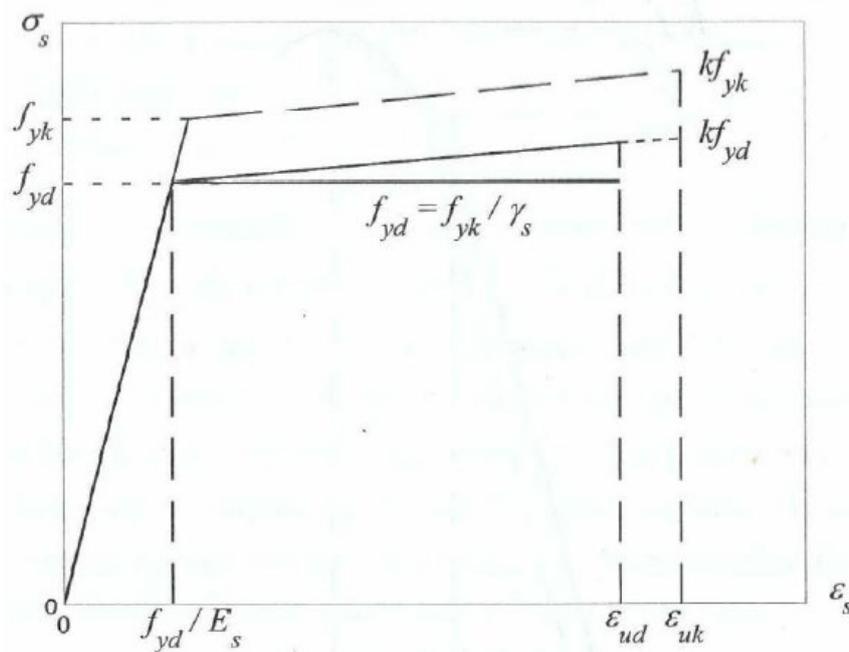
Il diagramma caratteristico è determinato dai seguenti parametri:

$f_{yk}$ , tensione caratteristica di snervamento;

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

$E_s$ , modulo elastico dell'acciaio;

$\varepsilon_{uk}$ , deformazione in corrispondenza del picco di tensione.



**Figura 8.2 – Diagramma di calcolo tensione-deformazione per l'acciaio (linee continue) e diagramma caratteristico (linee tratteggiate)**

## 8.2 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).

### **8.2.1 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.

#### **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:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

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  $\eta$ , è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  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.;
- o  $T_B, T_C, T_D$ , 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:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

$F_v$ , 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

## 8.2.2 Analisi allo S.L.U.

### 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;

$\psi_{0i}$  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.

### **8.2.3 Analisi sismica**

#### **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.

#### **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;

$\psi_{2i}$ , coefficiente di combinazione che delle azioni variabili  $Q_{kj}$ .

#### 8.2.4 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:

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

$\psi_{0i}$ , 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;

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

$\psi_{2i}$ , 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.

### **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  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ .

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.

### **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  $\sigma_c$  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  $\sigma_s$  nell’acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

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

### **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

## **8.3 Analisi dei carichi**

### **8.3.1 Azioni verticali sui manufatti**

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

#### **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:

$\gamma_m$ , peso specifico del materiale costituente l’elemento strutturale;

A, area trasversale dell’elemento strutturale;

s, spessore dell’elemento.

#### **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.

### **Carico accidentale**

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

### **Carico acqua di invaso**

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

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

$\gamma_w$ , peso specifico dell’acqua;

$H_w$ , altezza massima dell’invaso.

### **8.3.2 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.

### **8.3.3 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  $z > Q_f$ :

$$\sigma_h(z) = K_o (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma^1 \cdot (z - Q_f))$$

Dove,

$z$ , profondità dal p.c.;

$\gamma_{nat}$ , peso dell’unità di volume del terreno;

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

$\gamma_{sat}$ , peso saturo dell’unità di volume del terreno;

$\gamma_w$ , peso specifico dell’acqua;

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

$OCR$ , grado di sovraconsolidazione, pari a 1;

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

$\phi_d$ , angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno, in dipendenza dei coefficienti parziali

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

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

con

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

### **Incremento di spinta del terreno per sovraccarico uniformemente distribuito**

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

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

### **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,  $\gamma^*$  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  $\mathbf{n}$ . Per valori di  $\mathbf{n}$  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  $p_E$ .

### **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:

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

$\gamma_w$ , peso specifico dell’acqua

$z'$ , profondità dal livello d’invaso.

### **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

### **8.3.4 Azioni sismiche di massa**

#### **Calcolo dei pesi sismici**

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

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

$\psi_{2i}$  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.

#### **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:

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

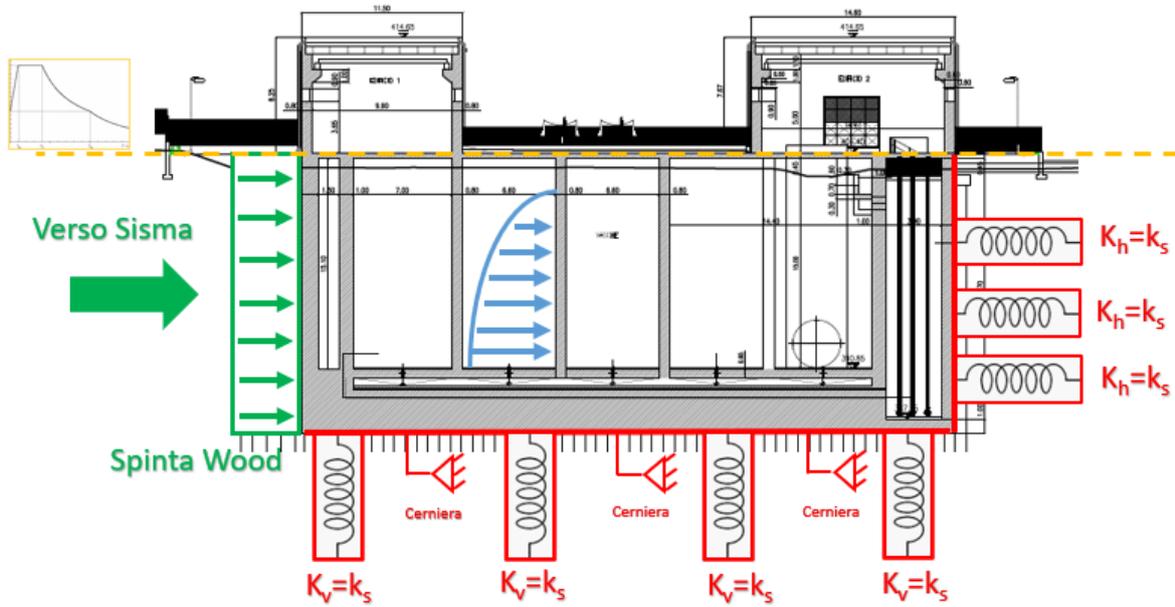
Per le platee di fondazione si considerano inoltre le azioni delle forze d’inerzia indotte dal sisma sui serbatoi come azioni esterne sulla platea.

## **9 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  $a_g$ )



**Figura 9-1: Modalità applicazione vincoli e molle alla winkler**