

D&B POC TEMATICO DARSENA

PRG 2003
PSC
POC
RUE




Progetto Preliminare delle reti fognarie in dx Candiano e studio fattibilità delle reti fognarie in sx Candiano. Approvato con delibera di G.C. n. 18997/48 del 11/02/2014 - "Relazione Tecnica"

ADOTTATO	Delibera di C.C.	N. 95873/96	del 30/07/2013
PUBBLICATO	B.U.R	N. 263	del 11/09/2013
APPROVATO	Delibera di C.C.	N. 16834/7	del 05/02/2015
PUBBLICATO	B.U.R	N. 50	del 11/03/2015



COMUNE DI RAVENNA

01	10/01/2014	Hera SpA	Masetti	Scarcella	Revisione
00	02/12/2013	Hera SpA	Masetti	Scarcella	Emissione
REV.	DATA (DATE)	REDATTO (DRWN.BY)	CONTROL. (CHCK'D)	APPROVATO (APPR'D)	DESCRIZIONE (DESCRIPTION)
FUNZIONE O SERVIZIO (DEPARTMENT) DIREZIONE ACQUA-FOGNATURA DEPURAZIONE-IMPIANTI FOGNARIO DEPURATIVI					
DENOMINAZIONE IMPIANTO O LAVORO (PLANT OR PROJECT DESCRIPTION) PROGETTO PRELIMINARE DELLE RETI FOGNARIE IN DX CANDIANO E STUDIO DI FATTIBILITA' DELLE RETI FOGNARIE IN SX CANDIANO					
RELAZIONE					
PROGETTISTA  GRUPPO HERA S.p.A. Direzione Acqua Via Razzaboni 80 41122 Modena Tel. 059.407111 fax. 059.407040 www.gruppohera.it			N° ELABORATO (DOCUMENT N°)		
			B		
			NOME FILE (FILE NAME) 7815-Rel 2-1		
Con la consulenza di Servin Scpa			DENOMINAZIONE DOCUMENTO (DOCUMENT DESCRIPTION)		
			RELAZIONE TECNICA		
			SCALA (SCALE)	N° FOGLIO (SHEET N°)	DI (LAST)

Indice

1. PREMESSA	2
2. COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON GLI STRUMENTI URBANISTICI.....	3
2.1 Il Piano Operativo Comunale.....	3
3. GEOLOGIA	5
3.1 Normativa di riferimento	6
3.2 Aspetti geologici generali	6
3.3 Litologia superficiale e sub-superficiale dell'area in esame.....	10
3.4 Assetto geomorfologico	12
3.5 Acque superficiali	15
3.6 Acque sotterranee.....	17
3.7 Caratterizzazione Litologica e geomeccanica dei terreni.....	22
3.8 Sismica.....	25
3.9 Considerazioni di sintesi	28
4. CALCOLI IDRAULICI.....	37
4.1 Scenari idrologici di riferimento per la progettazione	38
4.2 Calcolo delle portate delle acque bianche	39
4.3 Calcolo delle portate dei reflui neri.....	44
4.4 Calcolo dei volumi delle acque di prima pioggia	48
4.5 Dimensionamento di massima dei collettori principali.....	49
4.6 Dimensionamento di massima degli impianti idrovori	65
4.7 Dimensionamento della vasca volano.....	71
4.8 Dimensionamento di massima delle vasche di prima pioggia	74
4.9 Dimensionamento di massima degli impianti di sollevamento reflui neri.....	74
5. CARATTERISTICHE DELLE PRINCIPALI OPERE DA REALIZZARSI	80
5.1 Nuovi collettori fognari	80
5.2 Vasche di prima pioggia con sfioratore a monte.....	81
5.3 Vasca volano.....	82
5.4 Opera di presa	83
5.5 Impianti idrovori.....	84
5.6 Impianto di sollevamento per reflui neri.....	86
6. PRIME INDICAZIONI PER LA STESURA DEI PIANI DI SICUREZZA E COORDINAMENTO	87
6.1 Descrizione dell'opera	87
6.2 Analisi dei rischi	88
6.3 Scelte organizzative.....	90

1. PREMESSA

La presente Relazione tecnica approfondisce alcuni aspetti specialistici del progetto descritto nella Relazione illustrativa alla quale si rimanda. In questa sede si indicano requisiti e le prestazioni che devono essere riscontrate nel progetto, a seguito delle successive fasi di progettazione definitiva ed esecutiva.

In particolare si descriveranno di seguito l'inserimento degli interventi nel territorio, le principali scelte di progetto, i calcoli di dimensionamento di massima degli impianti e delle linee oltre alle prime indicazioni sulla sicurezza del cantiere.

2. COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON GLI STRUMENTI URBANISTICI

Il Comparto Darsena di Città è ubicato ad Est del centro urbano ed ha un'estensione territoriale pari a circa 136 ettari (il Canale occupa circa 12,5 ettari).

L'area oggetto della proposta progettuale in esame interessa sia l'area individuata all'interno del suddetto comparto sia aree esterne ad esso e soggette ad un diverso regime normativo. La definizione della compatibilità delle opere agli strumenti urbanistici comunali vigenti è stata perseguita prevedendo il posizionamento di condotte e manufatti in corrispondenza di aree destinate a verde pubblico/privato e lungo assi stradali prevalentemente esistenti, non intaccando pertanto i tessuti edilizi già esistenti (vedi Tav 3-0 e Tav 4-0).

Il Comune di Ravenna, in ottemperanza a quanto prescritto dalla Legge Regionale 24.03.2002, n. 20 e ss.mm.ii. e indicato negli strumenti di pianificazione comunale di livello generale (PSC e RUE), ha predisposto per il comparto urbanistico Darsena, un Piano Operativo Comunale tematico **POC Darsena**. Al momento della redazione del presente documento il suddetto POC risulta adottato con Delibera di C.C. n. 95873/96 del 30 luglio 2013 e pubblicato sul BUR n. 263 dell'11 settembre 2013.

Per quanto concerne le previsioni di PSC e RUE e della pianificazione territoriale e paesaggistica sovraordinata il tema della compatibilità con le previsioni di piano è stata affrontata con maggiore dettaglio nello Studio di prefattibilità ambientale, documento allegato al presente progetto, al quale si rimanda per l'inquadramento urbanistico generale delle opere.

2.1 Il Piano Operativo Comunale

Il POC Darsena, in coerenza con le previsioni del PSC, "... ha la finalità di assicurare adeguati livelli di coerenza ed efficacia al processo di trasformazione di un ambito portuale e produttivo in larga misura dismesso in un nuovo quartiere integrato con la città ed ecosostenibile (...)"

Come si evince dalle Norme Tecniche di Attuazione (*Finalità e obiettivi*, p. 5) il POC è lo strumento di cui la città si sta dotando per invertire il processo di abbandono di un'area che ha scritto la storia industriale e commerciale della Ravenna del passato, inaugurando la stagione della riconversione delle aree, della riqualificazione del patrimonio di archeologia industriale esistente e della rigenerazione urbana dell'intero comparto sulle due sponde della Darsena di Città, (obiettivo strategico fondamentale nella pianificazione ravennate fin dagli inizi degli anni '80) senza dimenticare "...la valorizzazione del corso d'acqua e la sua riqualificazione funzionale e ambientale (p. 6)".

Appare pertanto evidente che, oltre ai fabbisogni abitativi, di dotazioni territoriali e di infrastrutture per la mobilità, sono individuati all'interno POC anche "Azioni obbligatorie

integrative”, (Art. 14, c. 6) che prevedono, tra le altre, “l’installazione di sistemi di recupero, per usi compatibili, delle acque grigie”

Costituiscono obiettivi prioritari (cap. 4, DPQU POC) da perseguire nell’ambito del POC Darsena, tra gli altri - e evidenziando quelli più strettamente rilevanti ai fini del presente studio – un nuovo assetto di usi e funzioni urbane e l’incremento qualitativo e quantitativo delle dotazioni pubbliche.

La trasformazione in usi urbani delle banchine “fronte Canale” obbligano ad una gestione dei recapiti finalizzata alla tutela delle acque. A tale proposito si segnala che “il POC mira a valorizzare l’elemento acqua quale fattore peculiare e caratterizzante l’intero quartiere” (art. 38, c.1).

3. GEOLOGIA

Lo studio svolto è stato finalizzato al riconoscimento delle principali caratteristiche geologiche e litologiche dei terreni presenti in corrispondenza del comparto Darsena di Città e riferito al progetto di “Nuovo assetto acque bianche e reflui neri nel comparto Darsena di Città”, che descrive i principali contenuti tecnici degli interventi finalizzati al riassetto funzionale del sistema fognario sia in destra sia in sinistra Candiano (Figura 1).



Figura 1 – Comparto Darsena di città

L'area si estende in sinistra e destra idrografica del Canale Candiano, per un tratto di circa 2 km dalla darsena ed è compresa negli Elementi n. 223151, 223152 della Carta Tecnica Regionale. Le coordinate geografiche riferite al datum WGS84 del baricentro dell'area sono: Lat. 44.423472°, Long. 12.215570°.

Per la caratterizzazione sono state consultate le indagini geognostiche effettuate in passato dalla Società scrivente ed inoltre è stata consultata la cartografia e le indagini geognostiche pubblicate nel sito della cartografia geologica del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna, (<http://geo.regione.emilia-romagna.it>).

Sulla base delle informazioni raccolte è stata ricostruita la litologia di massima del sottosuolo. Facendo riferimento alla normativa sismica vigente, sulla base della quale il territorio comunale di Ravenna rientra all'interno della zona 3, è stata effettuata una caratterizzazione della pericolosità sismica dell'area.

3.1 Normativa di riferimento

La presente relazione è stata redatta in riferimento alla sotto elencata normativa.

- Decreto ministeriale 14/01/2008 - Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni. (Nel testo citato come NTC 08);
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – Circolare 2 Febbraio 2009-10-26;
- Consiglio Superiore dei lavori pubblici – Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27/07/2007;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20/03/2003 n. 3274 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

3.2 Aspetti geologici generali

3.2.1 Assetto geologico regionale

I caratteri geologici che definiscono la Pianura Padana traggono principalmente origine dagli studi di sismica a riflessione condotti da AGIP, che hanno evidenziato la presenza di depositi di età plio-quadernaria costituenti il riempimento del bacino di avana fossa compreso tra la catena appenninica a Sud e quella alpina a Nord. Lo spessore complessivo delle unità quadernarie risulta di circa 1.000-1.500 m. L'evoluzione sedimentaria plio-quadernaria del bacino registra una 'tendenza regressiva' da depositi marini di ambiente progressivamente sempre meno profondo fino a depositi continentali. Si identificano quindi due distinti cicli sedimentari, uno marino (indicato in letteratura con 'Qm') ed uno continentale ('Qc'); tale tendenza risulta ben riconoscibile al margine appenninico (Ricci Lucchi et al., 1982). Recentemente gli studi condotti dalla Regione Emilia-Romagna & ENI-AGIP (1998), basati sui profili sismici integrati da dati stratigrafici di pozzi profondi, hanno permesso di identificare la superficie di discontinuità tra i due cicli sedimentari anche nel sottosuolo della Pianura Padana, in corrispondenza del limite tra il Supersistema del Quaternario Marino (corrispondente al ciclo Qm) e il sovrastante Supersistema Emiliano-romagnolo (ciclo Qc). All'interno di queste due unità sono state riscontrate da vari autori discontinuità minori, che portano alla distinzione di sequenze deposizionali di rango inferiore all'interno dei due cicli sedimentari, come si evidenzia in Figura 2, (Regione Emilia-Romagna, 1998).

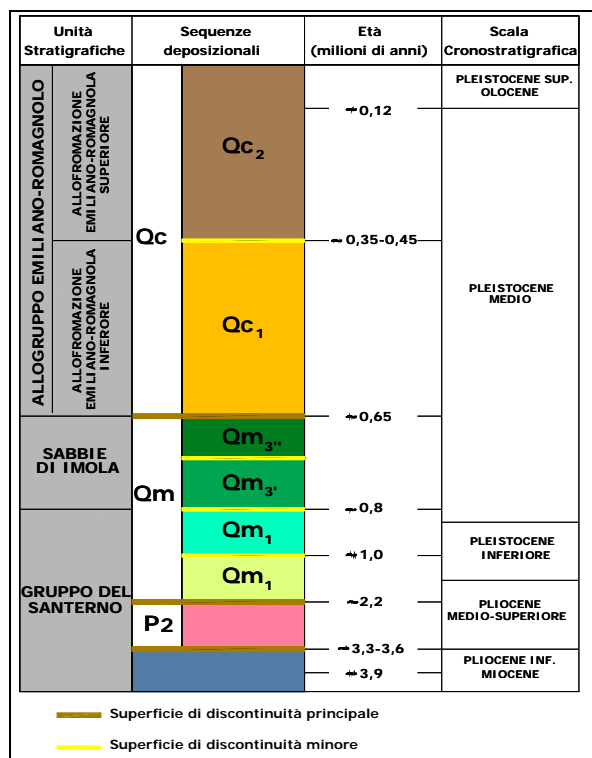


Figura 2 – Schema stratigrafico dei depositi plio-quadernari del bacino padano (Fonte: Regione Emilia-Romagna & Eni-Agip, 1998)

Facendo riferimento allo studio della Regione Emilia-Romagna & ENI-Agip (1998), si riconoscono nel Supersistema Emiliano-Romagnolo, caratterizzato da uno spessore complessivo di circa 6-700 m, due unità allostratigrafiche definite come Alloformazione Emiliano-Romagnola Inferiore e Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore. All'interno di quest'ultima sono presenti unità di rango inferiore (Allomembri) che registrano la ciclicità elementare glacioeustatica di IV ordine e che per loro natura ciclica costituiscono le unità cartografiche di riferimento.

Supersistema Emiliano-Romagnolo

Il Supersistema Emiliano-Romagnolo è l'unità stratigrafica che comprende l'insieme dei depositi quadernari di origine continentale affioranti in corrispondenza del margine appenninico padano (ciclo Qc di Ricci Lucchi et al, 1982) ed i sedimenti ad essi correlati nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola. Questi ultimi, nell'area in esame, includono depositi alluvionali che passano verso Est a depositi deltizi e marini, organizzati in cicli deposizionali di vario ordine gerarchico. Il limite inferiore del Supersistema Emiliano-Romagnolo non affiora nell'area, ma affiora solamente a ridosso del margine appenninico e nei settori intravallivi nell'area a Sud, dove è fortemente discordante sui depositi marini del Pleistocene medio e mio-pliocenici. Il limite superiore coincide col piano topografico. L'età dell'unità è Pleistocene medio-attuale (Regione Emilia-Romagna & ENI-AGIP, 1998).

Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore (AES)

Costituisce la porzione superiore del Supersistema Emiliano-Romagnolo. Nell'area di pianura comprende tutti i depositi continentali, deltizi, litorali e marini organizzati in successioni cicliche di alcune decine di metri di spessore.

Nel sottosuolo l'Alloformazione appoggia localmente in discontinuità stratigrafica sull'Alloformazione Emiliano-Romagnola Inf. ed è suddivisibile in quattro cicli deposizionali. Il limite superiore corrisponde all'attuale superficie topografica. L'età è attribuibile al Pleistocene medio-Olocene.

La porzione più investigata dell'alloformazione è rappresentata dai 120 m sommitali: al di sotto dei sedimenti litorali, localmente affioranti, di età olocenica, attribuibili all'ultimo episodio trasgressivo quaternario (Allomembro di Ravenna), i primi depositi litorali e marini che si incontrano verso il basso stratigrafico sono rappresentati da un corpo tabulare alla profondità di circa -100 m slm, costituito da sabbie litorali e subordinatamente da argille di prodelta e transizione alla piattaforma.

Al di sopra di questi sedimenti marini sono riconoscibili depositi di alcune decine di m prevalentemente argillosi di piana deltizia. La comparsa, intorno a -50÷-70 m slm di corpi sabbiosi nastriformi, interpretati come depositi fluviali di valle incisa, segna il passaggio ai sedimenti alluvionali che costituiscono la porzione dell'alloformazione immediatamente sottostante all'Allomembro di Ravenna. Questo intervallo è caratterizzato da argille e limi di piana inondabile, con subordinate sabbie di canale, (Regione Emilia-Romagna, 1999).

Allomembro di Ravenna (AES8)

È caratterizzato da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi lentiformi, nastriformi e tabulari di vario spessore. Il tetto, che coincide con il piano topografico, presenta suoli con diverso grado di alterazione, i cui orizzonti superiori variano da non calcarei a calcarei. Il limite inferiore è inconforme e marcato da una superficie di discontinuità definita su base radiometrica. Nell'area ravennate l'unità ha uno spessore compreso tra 20 e 28 m.

La porzione basale di AES8 è caratterizzata dalla frequente presenza di sedimenti ricchi di sostanza organica palustri e/o lagunari di natura trasgressiva che si accompagnano ad una generale disattivazione dei sistemi fluviali del ciclo sottostante ed ad un generale spostamento verso monte dei sistemi deposizionali.

Questo intervallo basale costituisce pertanto un orizzonte stratigrafico di correlazione molto importante che caratterizza la base del subsistema in settori della pianura anche abbastanza diversi e lontani fra loro (per distanze dell'ordine di decine di chilometri). La sua età, definita su basi radiometriche, varia da 14.280 +/- 140 a 7.420 +/- 60 anni. Nella parte sommitale dell'Allomembro di Ravenna viene distinta una unità di rango gerarchico inferiore, l'Unità di Modena (AES8a), la quale contiene i depositi più superficiali (sempre

affioranti) e più recenti, compresi quelli attualmente in evoluzione. Nel territorio circostante l'area di intervento affiorano le unità AES8 e AES8a.

AES8a è un'unità di pochi metri di spessore, che raggiunge i 10 m solo localmente, in corrispondenza dei dossi fluviali o della fronte deltizia. Nel settore di alta pianura, la base di AES8a è data da una superficie di erosione fluviale che passa lateralmente ad una scarpata di terrazzo in cui sono confinati i depositi di canale. Nei settori di bassa pianura la base di AES8a è individuata dal contatto, in discontinuità, delle sue tracimazioni fluviali.

Il limite inferiore è datato al periodo post-romano e segna l'instaurarsi di un'importante fase di deterioramento climatico tra il IV e il VI sec. d.C. che determinò un aumento della piovosità, con conseguente modifica della rete idrografica e alluvionamento della pianura. Nell'area ravennate gli effetti del cambiamento climatico sono registrati nell'incremento del tasso di sedimentazione con conseguente seppellimento degli elementi infrastrutturale della colonizzazione e bonifica romana. Lo spessore dell'Unità di Modena varia da 0 a 5,5 m (Regione Emilia-Romagna, 1999).

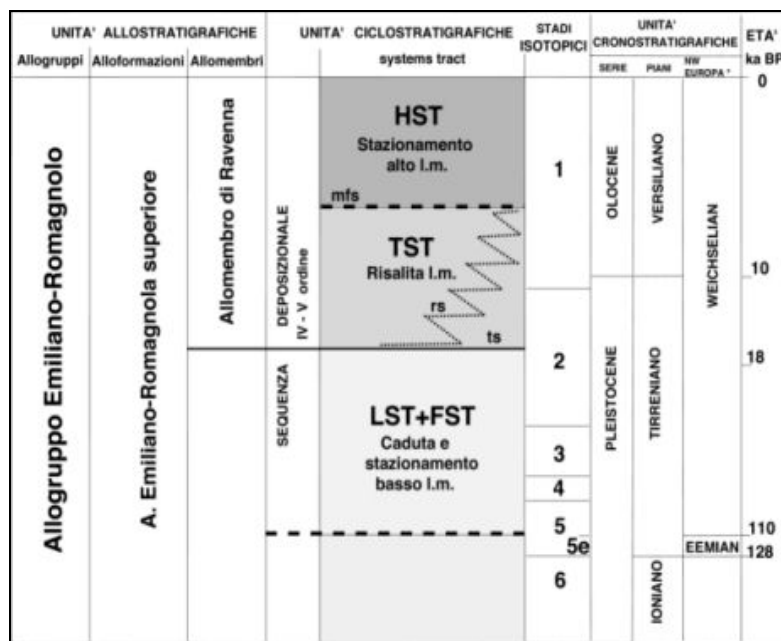


Figura 3 - Schema stratigrafico dell'Alloformazione Emiliano-Romagnola Sup. (Fonte: Regione Emilia-Romagna)

3.3 Litologia superficiale e sub-superficiale dell'area in esame

I terreni presenti negli strati più superficiali sono il frutto di eventi geologico-deposizionali di tipo alluvionale, succedutisi in epoche recenti. La distribuzione tessiturale di questi sedimenti risulta quindi in stretta connessione con la dinamica tipica degli ambienti sedimentari fluviali di pianura alluvionale.

Le caratteristiche litologiche dei terreni superficiali, riportate in Figura 4, sono state desunte dalla cartografia geologica messa a disposizione dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna (<http://geo.regione.emilia-romagna.it>.) La carta descrive la distribuzione e le caratteristiche litologiche delle unità stratigrafiche subaffioranti ovvero dei terreni presenti sino ad una profondità media di circa 2÷3 m dal piano campagna. Secondo quanto indicato dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna per la realizzazione della carta geologica sono stati utilizzati i dati derivanti dall'interpretazione di foto aeree e da satellite, da indagini geognostiche quali sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche e da trivellate a mano (tra cui i dati messi a disposizione dall'Ufficio Pedologico).

I depositi di superficie si riferiscono interamente al subsistema più recente (Subsistema di Ravenna - AES8) del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES) la cui unità cartografica di rango gerarchico più piccolo è l'unità di Modena (AES8a) che costituisce la parte sommitale di AES8 caratterizza l'area di intervento.

I depositi presenti nell'area di indagine sono rappresentati da:

Depositi alluvionali

- Sabbie medie, fini e finissime, localmente limose, in strati da sottili a molto spessi, alternate a limi, limi sabbiosi e subordinatamente limi argillosi, in strati molto sottili e sottili. Sono presenti localmente sabbie grossolane. Rappresentano depositi di canale, argine e rotta fluviale e formano corpi sedimentari a geometria prevalentemente nastriforme, che passano lateralmente e verticalmente a depositi di piana inondabile e bacino interfluviale.
- Argille limose, argille e limi argillosi, con rare intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose in strati da molto sottili a medi. Rappresentano depositi di piana inondabile e sono caratterizzati da geometrie lentiformi, tabulari e nastriformi con spessore massimo di 5-6 m. Passano lateralmente e verticalmente ai depositi alluvionale di canale, argine e rotta fluviale.

Depositi deltizi e litorali

- Sabbie prevalentemente fini e medie, subordinatamente finissime, con abbondanti bioclasti e biosomi di molluschi, in strati da sottili a medi, localmente alternate a limi sabbiosi. Rappresentano depositi di cordone litorale (spiaggia e duna eolica) e formano un corpo sedimentario a geometria cuneiforme, con spessore massimo di

circa 15 m e tendenza granulometria negativa. Fanno transizione laterale e verso il basso a depositi di prodelta e transizione alla piattaforma.

- Argille limose, argille, torbe e limi argillosi, in strati da molto sottili a medi, alternati a sabbie finissime e fini ricche in materiale conchigliare, in strati da sottili a spessi. Rappresentano depositi di palude salmastra e laguna (retrocordone) e formano corpi sedimentari a geometria prevalentemente nastriforme, con spessore massimo di circa 2,5 m. Passano lateralmente e verso il basso a depositi di cordone litorale.

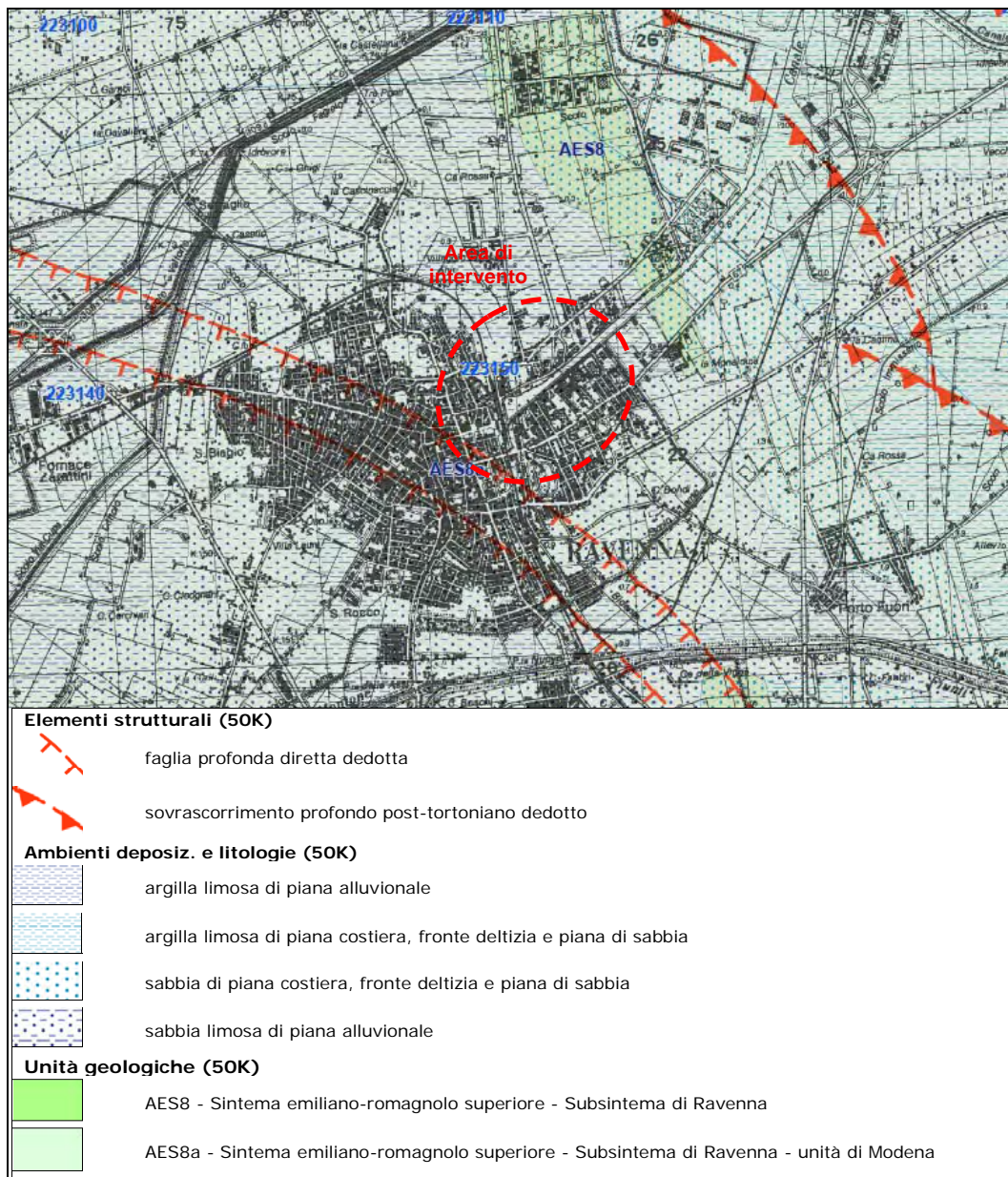


Figura 4 – carta geologica, (Fonte: Sito della cartografia geologica del servizio geologico sismico e dei suoli della regione Emilia Romagna, <http://geo.regione.emilia-romagna.it>)

In Figura 5 è riportato uno stralcio della carta del “Tetto delle sabbie litorali dell’Allomembro di Ravenna” allegata al Foglio 223 “Ravenna” della Carta Geologica d’Italia, che evidenzia come il tetto delle sabbie sia rinvenibile nell’area di indagine tra -2 e -8 m da p.c.

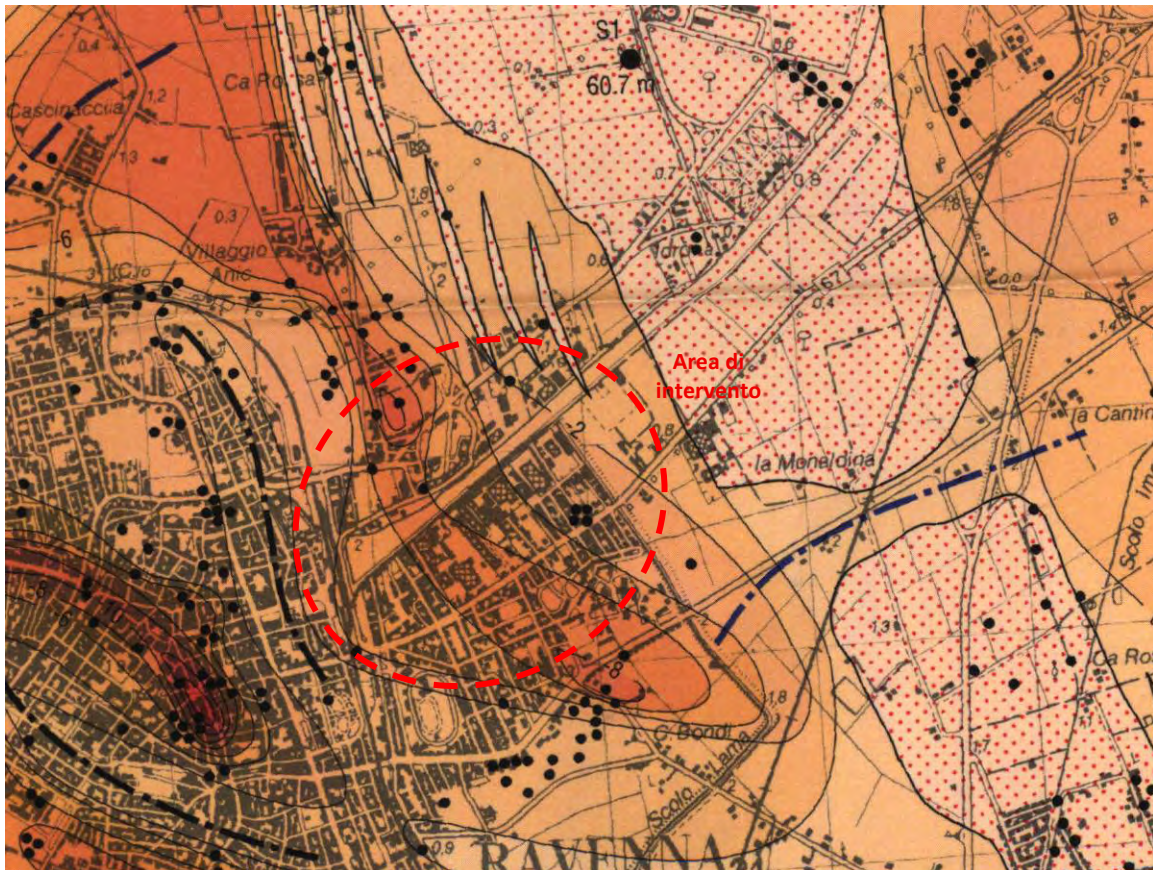


Figura 5 – Stralcio della carta del “Tetto delle sabbie litorali dell’Allomembro di Ravenna” all. al *Foglio 223 “Ravenna” della Carta Geologica d’Italia*, (Fonte: Sito ISPRA - carta geologica d’Italia <http://www.isprambiente.gov.it>)

3.4 Assetto geomorfologico

La caratterizzazione geomorfologica è strettamente connessa al modello genetico di formazione del territorio. In pianura gli effetti morfologici maggiori e più rilevanti sono quelli legati all'evoluzione del sistema idrografico, che a sua volta viene condizionato dai caratteri climatici prevalenti e dalle condizioni geologiche del sottosuolo. Occorre inoltre considerare che il territorio ha subito nel tempo significative trasformazioni antropiche. Non è semplice quindi riconoscere e ricostruire gli allineamenti fisici e morfologici originari ed anche molti ‘fenomeni ambientali’ che si verificano attualmente sono di difficile interpretazione, essendo spesso dipendenti o comunque connessi all’intervento dell’uomo sull’ambiente. Tra gli agenti che concorrono all’assetto morfologico del territorio, la subsidenza, in parte di origine naturale in parte legata ai prelievi di fluido dal sottosuolo, è tra quelli attualmente attivi. Studi effettuati da Arpa Ingegneria Ambientale indicano per i dintorni dell’area di studio

velocità di movimento verticale del suolo, mediamente inferiore a 5 mm/anno nei tre periodi di riferimento: 1999-2000, 2002-2006 e 2006-2011.

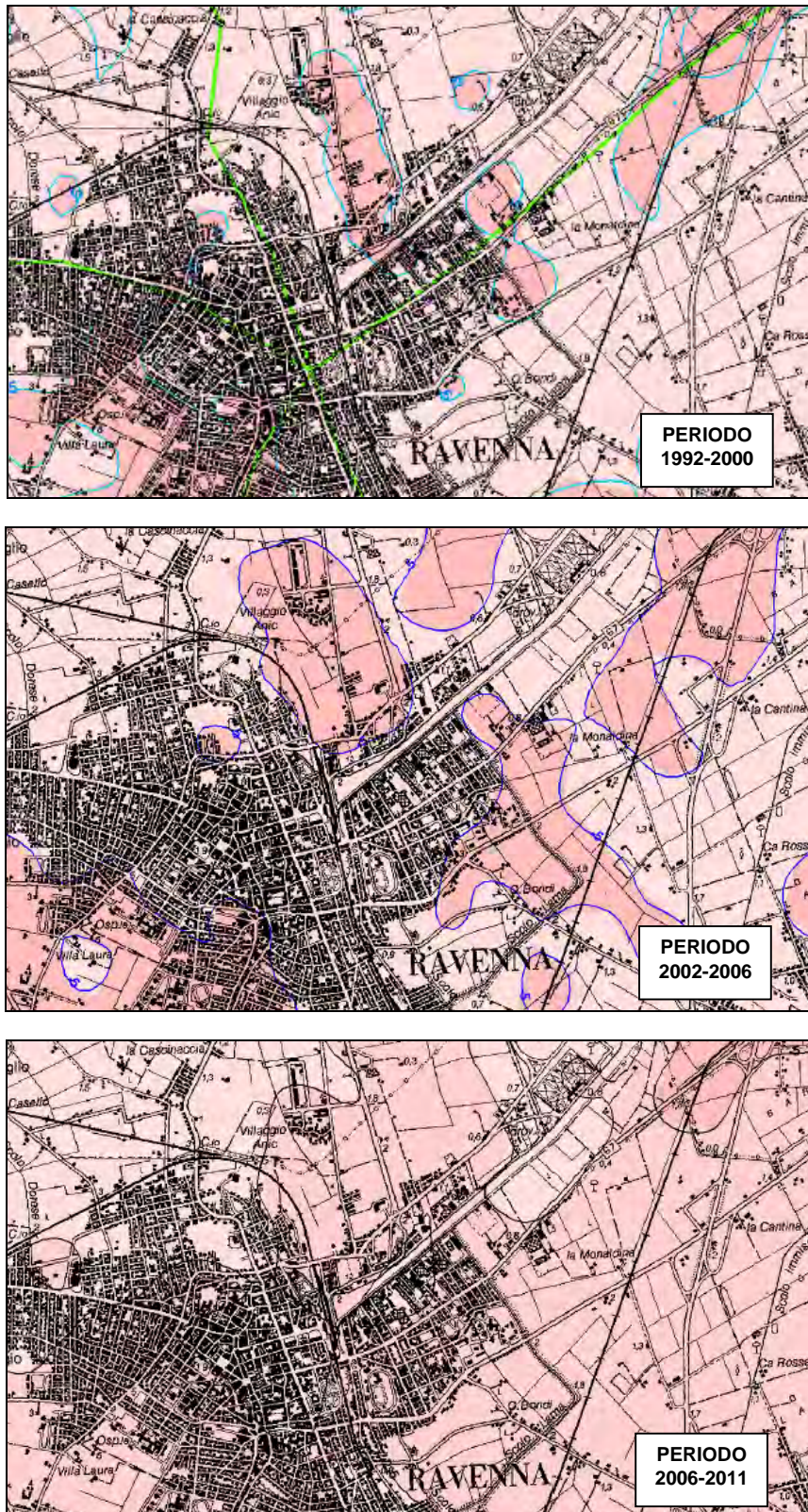


Figura 6 – Subsidenza periodo 1992-2011 (Fonte: <http://servizigis.arpa.emr.it/>)

In Figura 7, tratta dal sito della cartografia geologica del servizio geologico sismico e dei suoli della Regione Emilia Romagna sono riportati gli elementi geomorfologici che caratterizzano il territorio. Nei dintorni dell'area di indagine sono presenti tracce di paleocanali di ventagli di esondazione e gli antichi allineamenti di cordoni dunosi.

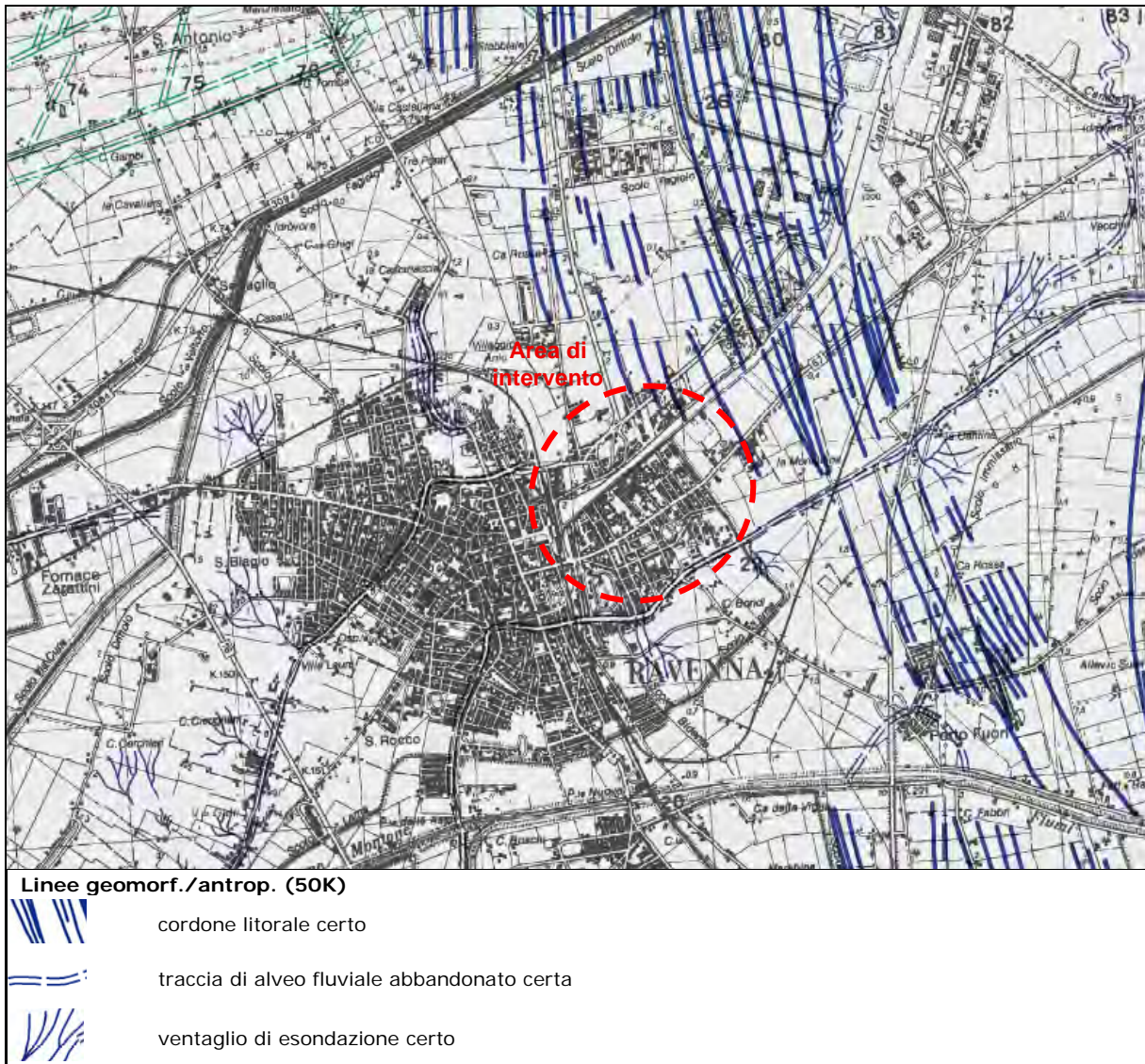


Figura 7 – Carta geomorfologia , (Fonte: Sito della cartografia geologica del servizio geologico sismico e dei suoli della regione Emilia Romagna, <http://geo.regione.emilia-romagna.it>)

In riferimento alle quote altimetriche in Figura 8 è riportato uno stralcio del modello digitale del terreno, disponibile sul sito internet dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, ottenuto dall'interpolazione delle quote altimetriche riportate nella CTR. L'area in esame è compresa tra quote inferiori a 1.5 m slm digradanti da Ovest verso Est.

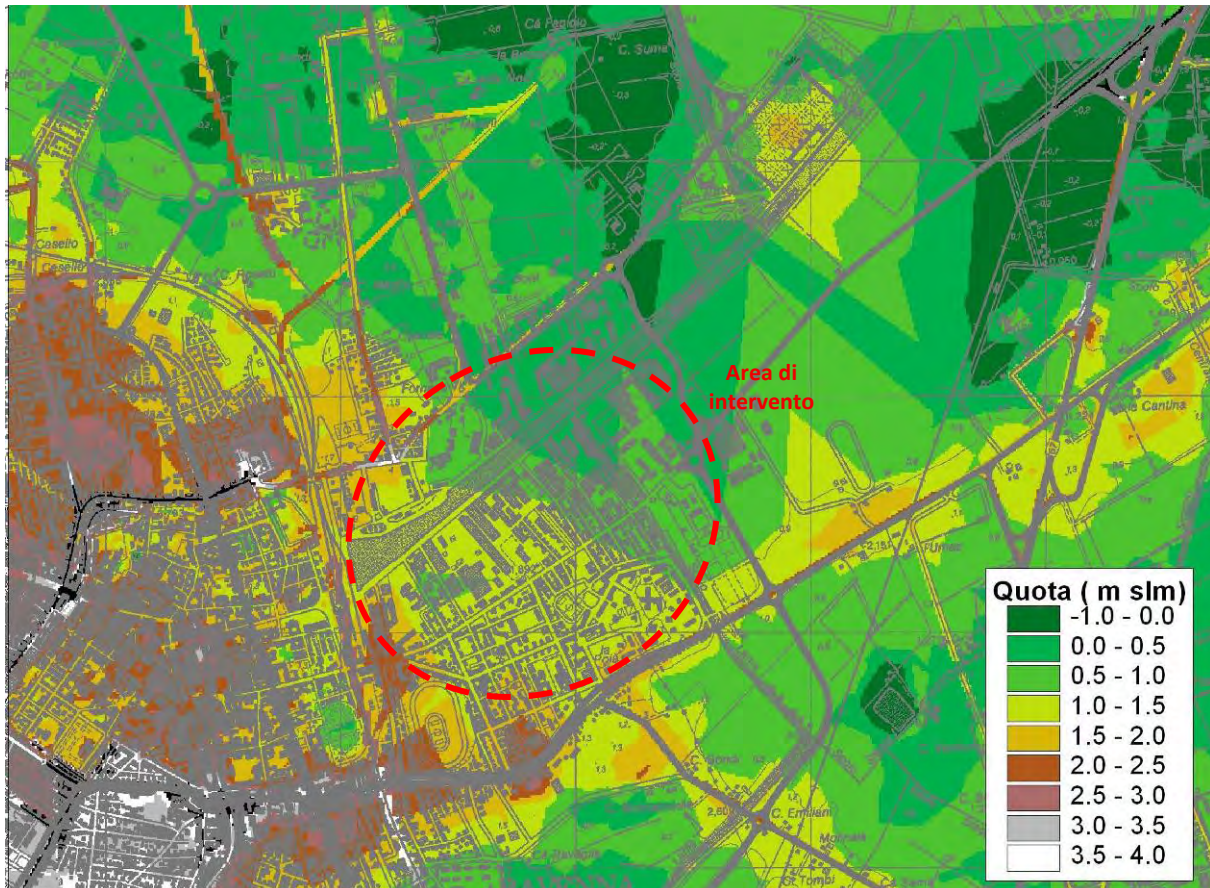


Figura 8 – Modello digitale del terreno (fonte: Autorità dei bacini regionali Romagnoli)

3.5 Acque superficiali

Il bacino del Canale Candiano si sviluppa per una lunghezza di circa 11 km a Nord-Est di Ravenna (348,43 km²), mantenendo il collegamento tra la città e la Darsena S. Vitale e fra questa ed il mare; ricade all'interno del territorio di competenza dell'Autorità dei Bacini Romagnoli.

Per quanto riguarda la rete dei canali l'area di studio ha un sistema di drenaggio delle acque superficiali alquanto articolato sia per i diversi modi di recapito delle acque, sia per il numero dei canali e dei bacini afferenti.

Nel settore a Nord del Canale Candiano i collettori principali sono: il Cerba, il Fagiolo, il Cupa e il Canala; quest'ultimo nel tratto terminale scorre unificato con gli scoli Valtorto e Bortolotte. Sono presenti due bacini di drenaggio: quello del Cerba più a Nord e quello del Fagiolo a Sud. Questi due bacini sono separati dal Cupa e dallo scolo Canala, che in questo tratto scorrono paralleli ma che drenano territori posti più a monte.

Il bacino dello scolo Cerba, comprende le aree urbanizzate di Mezzano, Borgo Masotti, Torri, S. Antonio e S. Romualdo; si tratta di un bacino a deflusso naturale in cui, a causa del progredire della subsidenza, si è resa necessaria l'attivazione di un impianto di sollevamento il cui canale di scarico defluisce direttamente in Pialassa.

Il bacino del Fagiolo è situato in una zona particolarmente critica dal punto di vista planialtimetrico. Inizialmente il bacino aveva una propria configurazione e recapitava le acque all'omonimo impianto idrovoro che scaricava in sinistra Candiano. In seguito, sia per l'insufficienza della portata delle pompe, sia perché vi sono state convogliate le acque provenienti da via delle Industrie, si è reso necessario separare il bacino asservendo le acque nere all'idrovora Fagiolo ed il resto del bacino prima all'idrovora Drittolo e più recentemente a quella del Canala.

A Sud del Candiano sono presenti due bacini di scolo: il Bacino S. Vitale e il Bacino Rasponi, entrambi a scolo meccanico. Il bacino S. Vitale raccoglie le acque dell' area attorno alla Pialassa del Piombone, recapita le acque all'impianto idrovoro S. Vitale e da qui nella pialassa, il Bacino Rasponi raccoglie invece le acque a Sud del precedente bacino sino ai Fiumi Uniti recapitando le acque all'impianto idrovoro Rasponi. Infine sempre a Sud del Candiano, è presente lo scolo Lama, che si origina da altri scoli di campagna al limite del territorio provinciale forlivese.

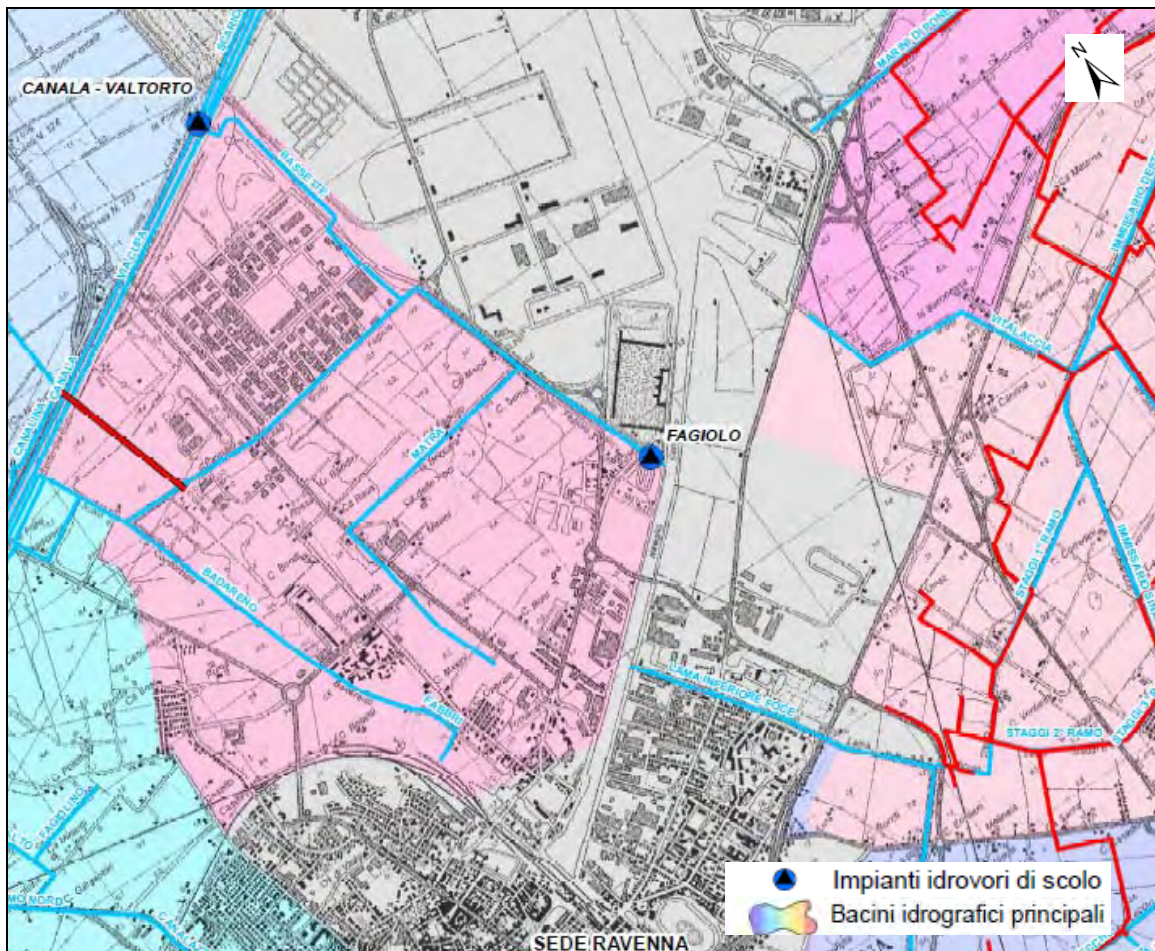


Figura 9 – Opere di bonifica e difesa del suolo (Fonte: Sito del consorzio di bonifica della Romagna <http://www.bonificaromagna.it/>)

3.6 Acque sotterranee

Lo schema stratigrafico e idrostratigrafico del margine Appenninico e della pianura Emiliano-Romagnola prevede la suddivisione verticale delle unità litostratigrafiche sepolte in tre unità idrogeologiche principali denominate:

- gruppo acquifero A;
- gruppo acquifero B;
- gruppo acquifero C.

All'interno dei tre gruppi acquiferi sono individuate delle unità di rango gerarchico inferiore, definite complessi acquiferi. Per complesso idrogeologico o acquifero si intende "insieme di termini litologici simili, aventi una comprovata unità spaziale e giacitura, un tipo di permeabilità prevalente comune ed un grado di permeabilità relativa che si mantiene in un campo di variazione piuttosto ristretto", Civita, 1973.

Nei gruppi e complessi acquiferi sono presenti depositi di diverso tipo che appartengono a distinti sistemi deposizionali. Nel gruppo A si distinguono depositi di:

- Conoidi alluvionali appenniniche;
- Pianura alluvionale appenninica;
- Pianura alluvionale padana;
- Pianura costiera;

La distribuzione in pianta dei complessi idrogeologici all'interno del medesimo gruppo è riportata in Figura 10. Si precisa che la sezione rappresenta una distribuzione media dei differenti depositi all'interno del gruppo in quanto nel corso del tempo con il sollevamento della catena appenninica i diversi ambienti deposizionali sono migrati, con l'effetto che, ad esempio, il limite tra depositi di conoide alluvionale appenninica e pianura alluvionale partendo dal basso verso l'alto stratigrafico sono migrati in direzione nord. Nella medesima figura si osserva che il complesso idrogeologico che interessa l'area in esame è quello dei depositi sabbiosi costieri.

Per i terreni più superficiali, nell'ambito del territorio ravennate è possibile individuare schematicamente, procedendo da monte verso valle, alcune aree distinguibili in base alle strutture idrogeologiche che definiscono:

- terreni in genere fini e finissimi di origine alluvionale continentale, spesso impermeabili, che talvolta passano a limi sabbiosi sede di piccoli acquiferi superficiali, solo raramente freatici, come accade lungo i percorsi fluviali recenti ed antichi, più spesso confinati. La geometria ed i reciproci rapporti tra questi acquiferi sono assai variabili e possono essere ricostruiti solo con indagini di molto dettaglio; ugualmente, il rapporto tra questi ed i corpi idrici superficiali sono in larga misura sconosciuti;
- terreni come i precedenti che, nella fascia centrale del territorio ravennate, tengono in pressione l'acquifero superficiale contenuto nei sottostanti sedimenti olocenici. La

- copertura può essere considerata abbastanza continua, anche se, data l'eterogeneità della coltre alluvionale, non può essere esclusa la presenza di lembi emergenti dell'Olocene;
- terreni olocenici, prevalentemente sabbiosi, spesso ghiaiosi, in cui non mancano talvolta lenti di materiali molto fini in associazione con sostanza organica. Questi sono sede del vero e proprio acquifero freatico, la cui continuità laterale e longitudinale è interrotta solo dai corpi idrici superficiali con cui è, nella gran parte dei casi, in comunicazione diretta; in altri casi, il rapporto falda-fiumi è tutto da verificare, stante anche la pensilità di molti di essi negli ultimi chilometri di percorso, come accade per il Reno.

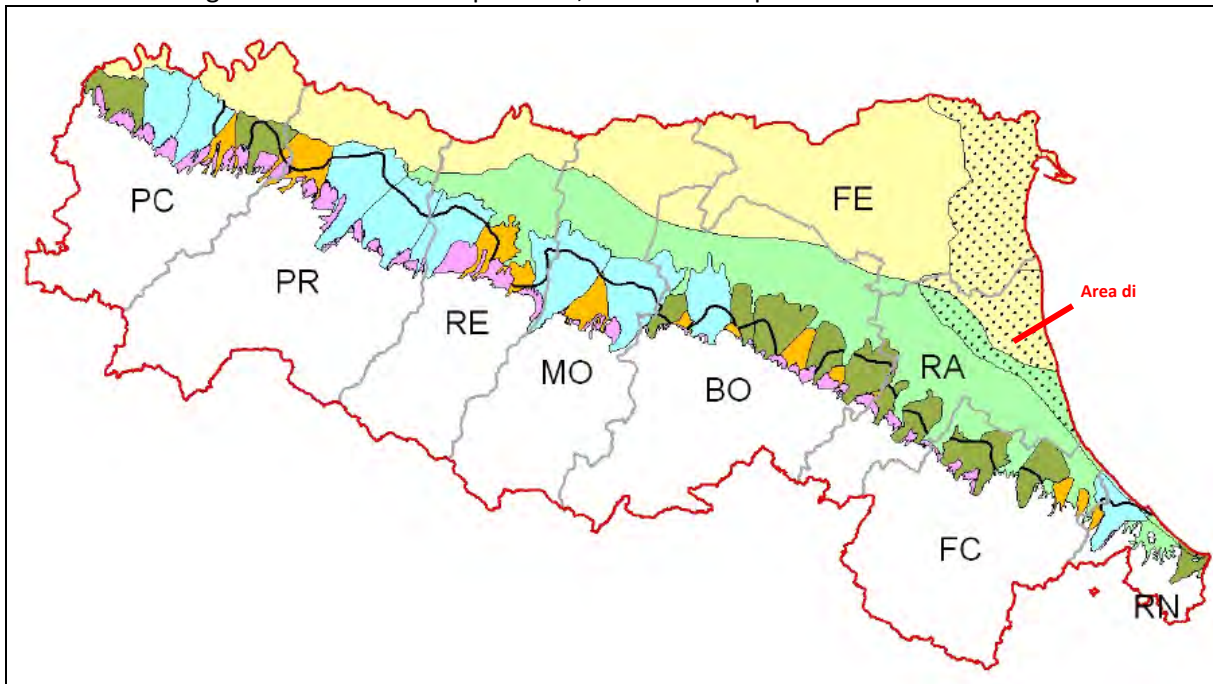


Figura 10 – Distribuzione dei complessi idrogeologici all'interno del gruppo acquifero a (tratto da "le caratteristiche degli acquiferi della regione Emilia-Romagna – report 2003", arpa

Per quanto concerne l'assetto dell'acquifero superficiale, sulla base dei dati disponibili, è stato ricostruito l'andamento della superficie freatica nell'area di indagine,(Figura 11). Per la definizione della freaticimetria sono stati utilizzati dati provenienti da fonti diverse, in particolare si è fatto riferimento alle quote d'acqua riportate nelle indagini geognostiche eseguite in passato nell'area di indagine e alle indagini idrogeologiche eseguite specificatamente su alcune aree di interesse, caratterizzate da dati di quote d'acqua rilevate direttamente in pozzi e in piezometri.

È doveroso osservare che utilizzare fonti diverse di dati, riferite inevitabilmente a periodi di misura differenti nell'arco dell'anno, rappresenta un limite metodologico, soprattutto nella considerazione che la falda superficiale è in stretto rapporto con la rete dei canali di bonifica che, nella maggior parte dei casi, risulta essere regolata meccanicamente mediante impianti idrovori, che ne alterano il normale flusso idrico sotterraneo.

Fatta questa premessa la superficie freaticcia ricostruita indica quote d'acqua prossime al livello medio mare da -1.5 a 0 m slm, e profondità della tavola d'acqua inferiore a 2 m da p.c. (Figura 12).



Figura 11 – Freaticmetria (m slm)



Figura 12 – Profondità della tavola d’acqua (m da p.c.)

Per quanto riguarda l’escursione della falda si possono prendere in considerazione le serie storiche delle quote d’acqua di un freatimetro del Servizio Idrografico Italiano, denominato Cà Vecchia, posto in corrispondenza della Pineta S.Vitale, a NW di Porto Corsini. Per quanto riguarda l’oscillazione della falda durante l’anno idrologico le quote maggiori come valori medi mensili si registrano alla fine dell’inverno con il valore più alto nel mese di marzo, mentre le quote minori sono alla fine del periodo estivo, in settembre. L’oscillazione è di circa $0,8 \div 0,9$ m (Tabella 1 e Figura 13).

Mesi	Cà Vecchia (m slm)
Gennaio	0,16
Febbraio	0,31
Marzo	0,33
Aprile	0,26
Maggio	0,18
Giugno	-0,01
Luglio	-0,25
Agosto	-0,44
Settembre	-0,53
Ottobre	-0,42
Novembre	-0,20
Dicembre	-0,03

Tabella 1- Medie mensili dei livelli freatimetrici (Servizio Idrografico Italiano)

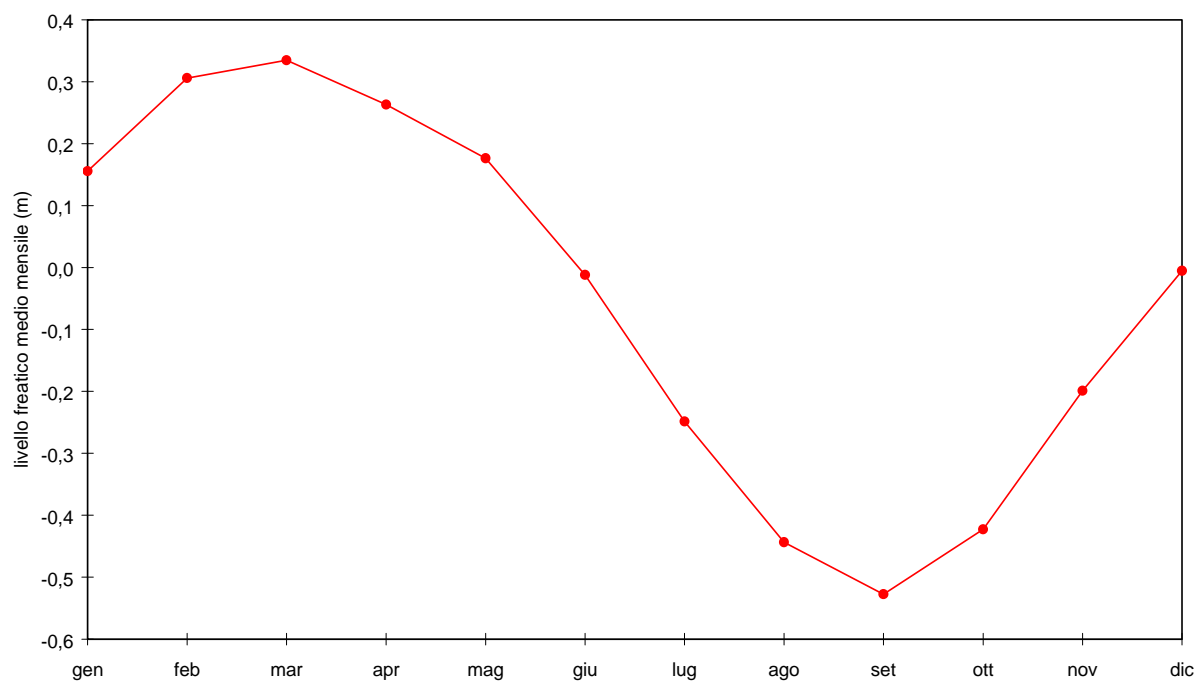


Figura 13 - Medie mensili dei livelli freaticometrici (Servizio Idrografico Italiano)

3.7 Caratterizzazione Litologica e geomeccanica dei terreni

3.7.1 Caratteristiche litologiche e valori medi dei parametri geomeccanici dei terreni di fondazione

Per la caratterizzazione litostratigrafica dei terreni sono stati utilizzati i dati delle indagini geognostiche eseguite per indagini precedenti dalla Società scrivente e indagini archiviate nel portale di cartografia del SGSS della Regione Emilia Romagna.

Dalla correlazione tre le interpretazioni litologiche delle prove penetrometriche e dei sondaggi geognostici sono state ricostruite le sezioni litostratigrafiche indicate in Figura 14 e Figura 15. La successione litostratigrafica generale dell'area di indagine ricostruita è descritta in Tabella 2.

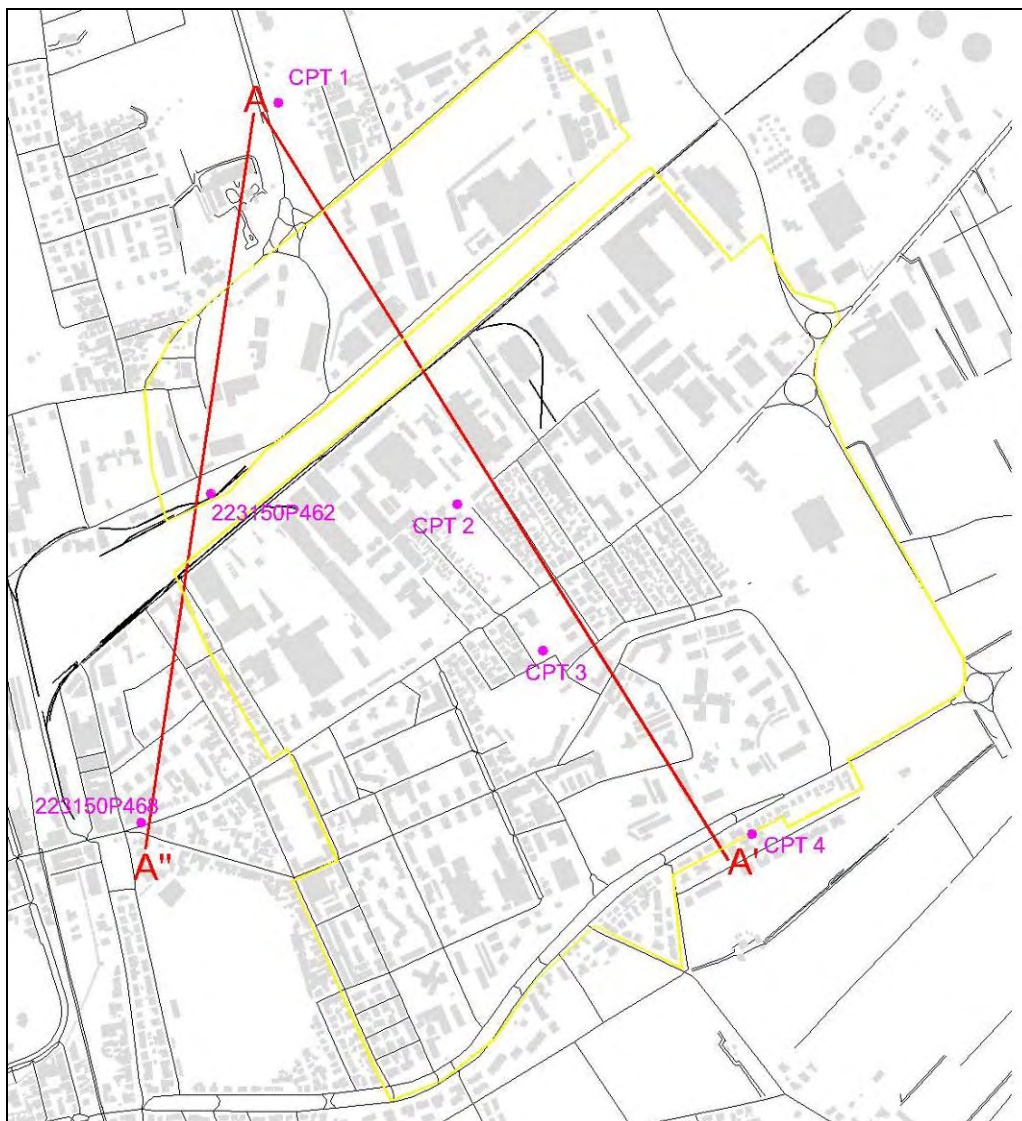


Figura 14 – Traccia delle sezioni litostratigrafiche

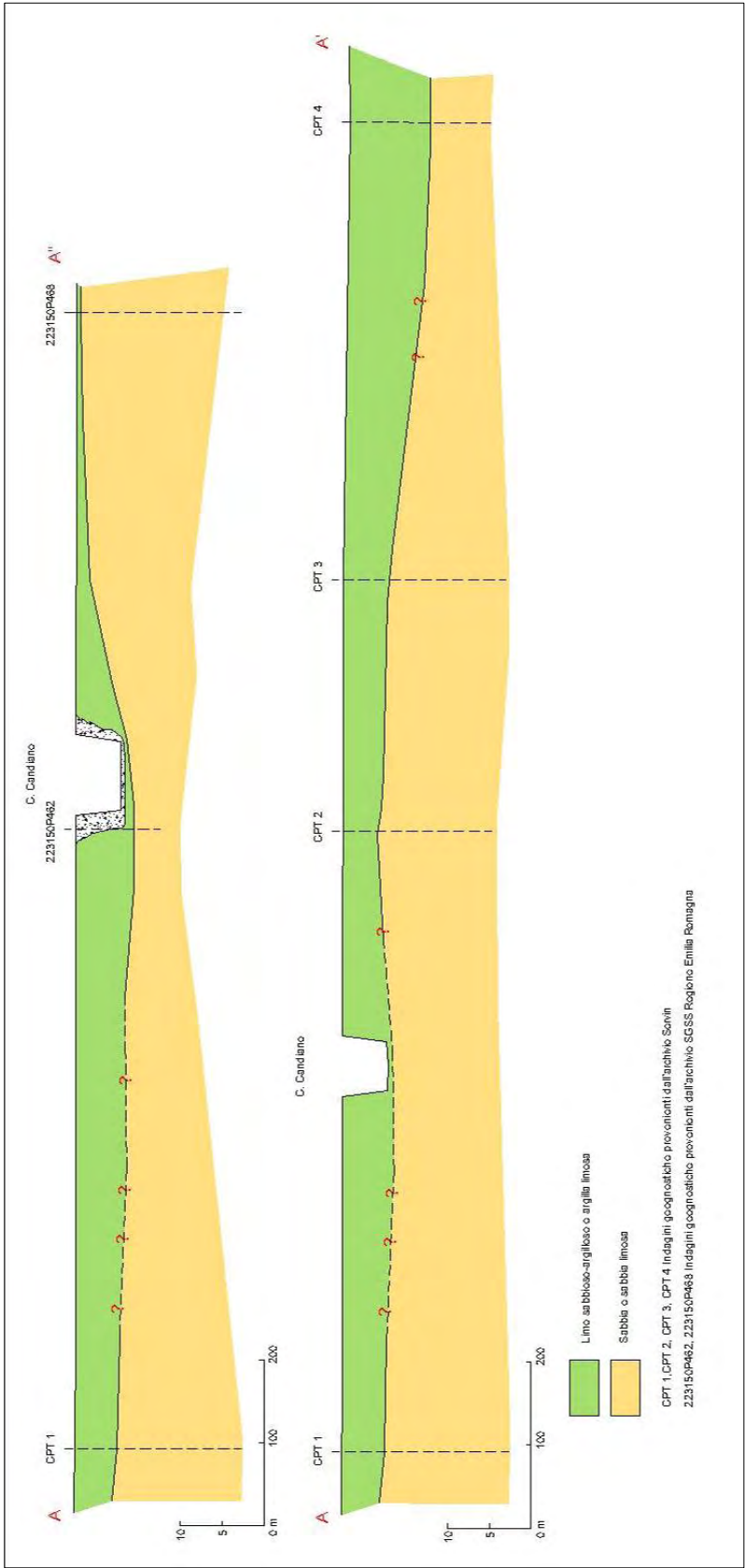


Figura 15 – sezioni litostratigrafiche

Unità Litostratigrafia	Profondità (m da p.c.)	Descrizione
1	da 0 a circa 3.5÷4	Limo sabbioso argilloso e argilla limosa con intercalate lenti a contenuto di sabbia relativamente più abbondante. Nella CPT 4 la base dello strato è riconoscibile a circa 8-9 m.
2	da circa 3.5÷4 a 20	Sabbia e sabbia limosa con lenti di argilla e limo argilloso, talora con spessori significativi.

Tabella 2 – Successione litologica

In termini di valore medio dei parametri fisici e geomeccanici dei terreni di interesse ai fini dell'intervento in progetto, la successione litologica individuata risulta caratterizzata come riportato in Tabella 3. I parametri indicati in tabella, sotto elencati, sono stati stimati sulla base delle correlazioni esistenti con i risultati delle indagini disponibili:

- peso per unità di volume γ ;
- angolo di resistenza al taglio φ' ;
- coesione non drenata c_u ;
- Densità relativa D_R .

Unità Litostratigrafica	Profondità (m da p.c.)	γ (t/m ³)	c_u (kg/cm ²)	φ' (°)	D_R (%)
1	Da 0 a circa 3.5-4	1.7	0.5	---	---
2	Da 3.5-4 a circa 20	1.8	---	31	40-50

Tabella 3. – Proprietà meccaniche dei terreni

Le caratteristiche litotecniche dei terreni di fondazione dovranno essere approfondite nelle fasi successive della progettazione, una volta conosciute correttamente le caratteristiche progettuali definitive.

3.8 Sismica

In Figura 16 Tabella 20 si riporta uno stralcio della mappa della zonazione sismogenetica SZ9 (fonte: <http://zonesismiche.mi.ingv.it> e Gruppo di Lavoro (2004)-Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 Marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.) e la distribuzione degli epicentri dei terremoti storici [Fonte: Gruppo di lavoro CPTI (2004), Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004 (CPTI04) INGV, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI/>].

L'area di intervento ricade in corrispondenza della zona sismogenetica 912 Dorsale Ferrarese che è caratterizzata da una magnitudo momento massima pari a 5,91.

In Tabella 4 sono riportate alcune caratteristiche dei terremoti (avvenuti sino al 2004) il cui epicentro ricade in un raggio di circa 20 km dall'area di intervento.

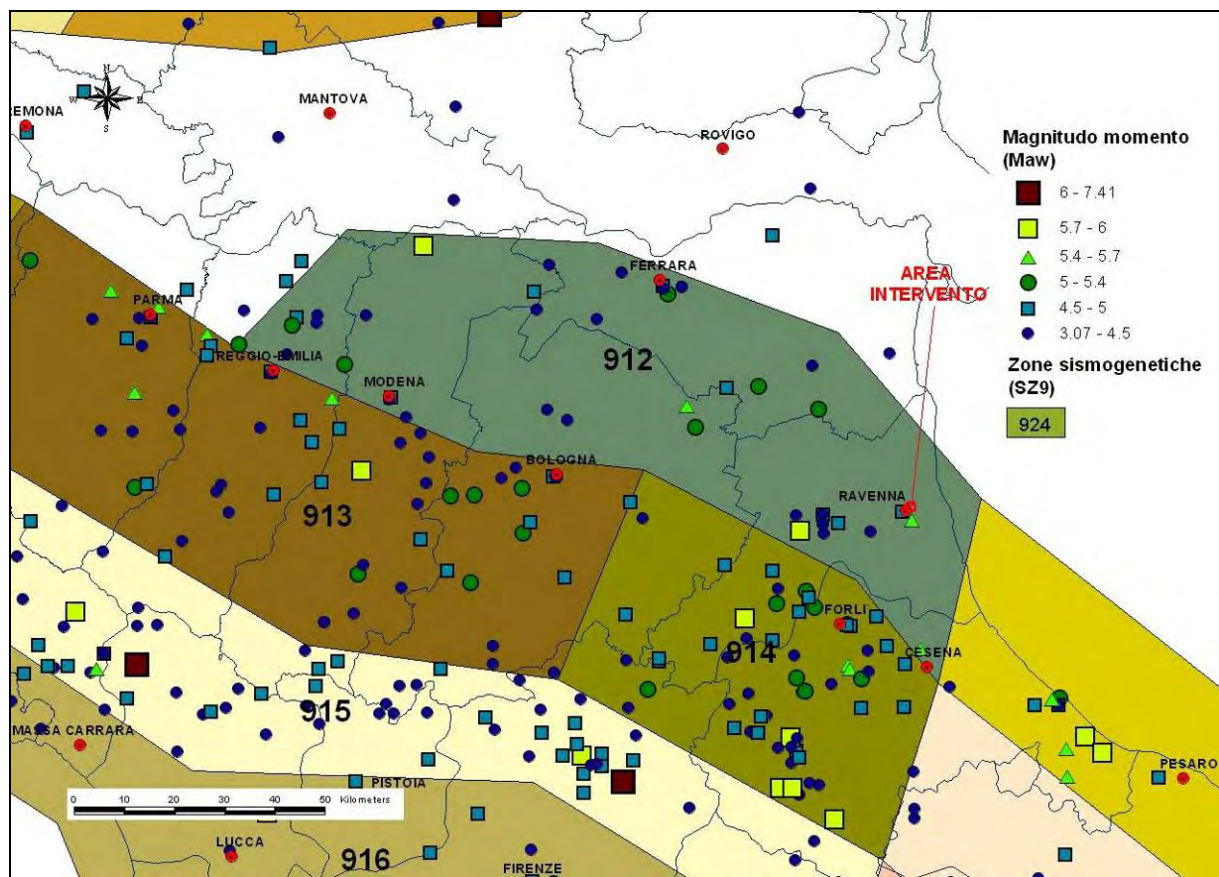


Figura 16 – Zone sismogenetiche (INGV) e epicentri dei terremoti storici suddivisi per classi di magnitudo (CPTI4)

Numero d'ordine catalogo	Data	Latitudine epicentro	Longitudine epicentro	Magnitudo Momento (MAW)	Intensità epicentrale (IO)	Zona con i massimi effetti
18	0-725	44,400	12,220	5,57	8,0	Classe-Ravenna
282	10-7-1591	44,400	12,038	5,24	6,5	Forli'
395	18-8-1688	44,417	12,000	5,17	7,0	Fusignano
397	15-3-1689	44,417	12,000	4,83	6,0	Fusignano
612	25-5-1780	44,417	12,198	5,03	6,5	Ravenna
2220	18-12-1965	44,400	12,000	4,95	5,5	Russi
2245	11-1-1968	44,400	12,000	4,58	5,0	Russi
2263	10-1-1969	44,383	12,000	4,63	5,5	Russi
2389	5-12-1978	44,383	12,117	4,76		Ravenna S.O.

Tabella 4 – Terremoti con epicentro all'interno di un area di circa 20 km dalla zona di intervento

A partire dal 23/10/05 trova attuazione, in via di prima applicazione, la classificazione sismica stabilita dall'Allegato 1, punto 3 dell'Ordinanza n. 3274/2003. In base a questa il Comune di Ravenna risulta classificato "zona 3".

Le azioni sismiche di progetto sono determinate a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Secondo le NTC 08 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s) viene effettuata con un approccio "sito dipendente". Nell'allegato A delle NTC 2008 è presentata la procedura per la stima dei parametri spettrali necessari alla definizione dell'azione sismica di progetto che sono calcolati in funzione del reticolo di riferimento (Allegato B delle NTC 08):

- a_g = accelerazione massima orizzontale del terreno;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro;
- T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione.

Note le coordinate geografiche, si ubica il sito in esame all'interno del reticolo di riferimento, i parametri spettrali, per un determinato periodo di ritorno (TR), sono calcolati dalla media pesata, rispetto la distanza, dei valori riferiti ai quattro nodi del reticolo.

Il periodo di ritorno è valutato in funzione del periodo di riferimento (VR) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione moltiplicandone la vita nominale (VN) per il coefficiente d'uso (CU).

In Figura 17 è riportata l'ubicazione del sito investigato rispetto ai nodi del reticolo di riferimento che lo circondano.

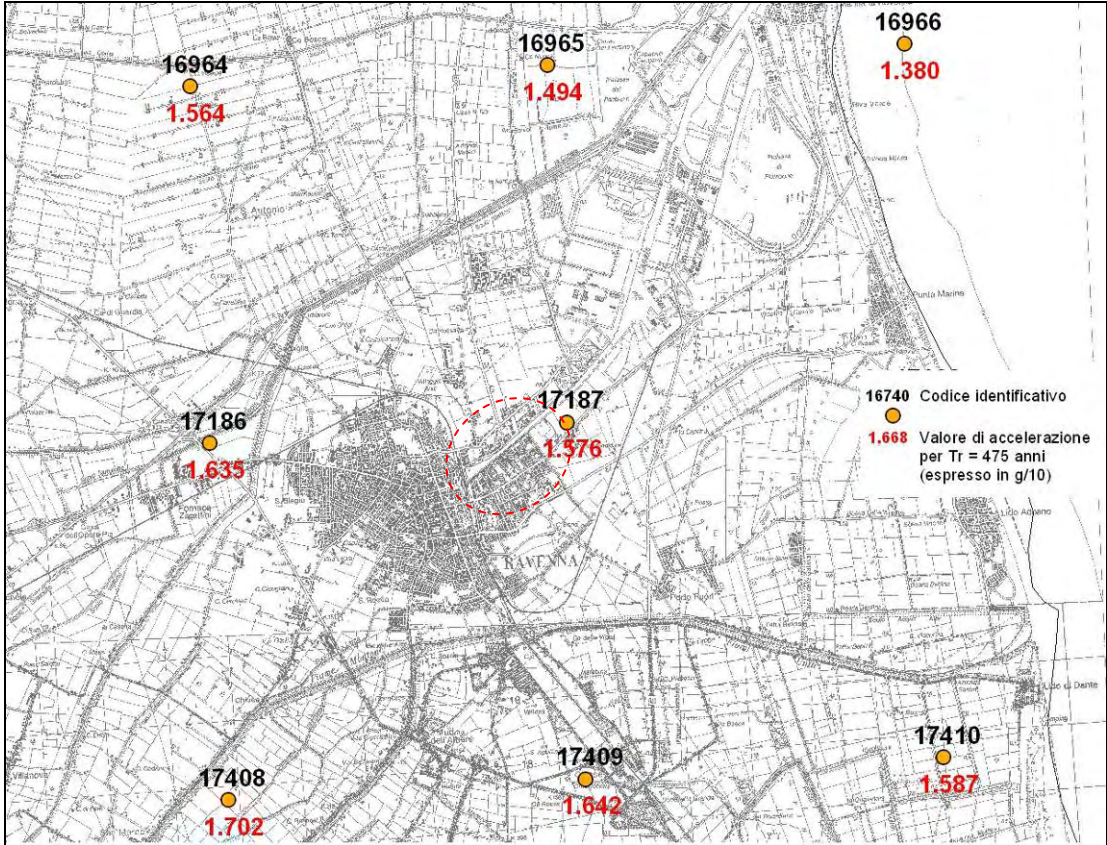


Figura 17 – ubicazione dell'area di intervento rispetto al reticolo di riferimento

3.9 Considerazioni di sintesi

Lo studio svolto è stato finalizzato al riconoscimento delle principali caratteristiche geologiche e litologiche dei terreni presenti in corrispondenza del comparto Darsena di Città e riferito al progetto di “Nuovo assetto acque bianche e reflui neri nel comparto Darsena di Città”, che prevede interventi finalizzati al riassetto funzionale del sistema fognario sia in destra sia in sinistra Candiano.

L’area si estende in sinistra e destra idrografica del Canale Candiano, per un tratto di circa 2 km dalla darsena ed è compresa negli Elementi n. 223151, 223152 della Carta Tecnica Regionale.

Per la caratterizzazione litologiche sono state consultate le indagini geognostiche effettuate in prossimità dell’area di intervento dalla Società scrivente e indagini geognostiche pubblicate nel sito della cartografia geologica del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna.

Di seguito sono sintetizzati gli aspetti principali:

I depositi di superficie presenti si riferiscono interamente al subsistema più recente (Subsistema di Ravenna - AES8) del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES) la cui unità cartografica di rango gerarchico più piccolo è l’unità di Modena (AES8a) che costituisce la parte sommitale di AES8 caratterizza l’area di intervento. In particolare il territorio è caratterizzato dalla presenza di argille limose e sabbie, spesso limose, di piana litorale.

Gli elementi geomorfologici che caratterizzano il territorio sono prevalentemente legati all’azione fluviale ed eolica in ambiente litorale, oltre a quelli legati all’opera dell’uomo. Nei dintorni dell’area sono presenti tracce di paleocanali di ventagli di esondazione e antichi allineamenti di cordoni dunosi.

Gli elementi idrografici principali sono rappresentati dal Canale Candiano, che attraversa l’area di intervento e dalla rete dei canali di scolo, gestiti dal consorzio di Bonifica della Romagna, le cui caratteristiche indicano come l’area sia caratterizzata da un sistema di drenaggio delle acque superficiali alquanto articolato sia per i diversi modi di recapito delle acque, sia per il numero dei canali e dei bacini afferenti.

Per quanto riguarda le acque sotterranee il territorio è caratterizzato dalla presenza di un acquifero superficiale. La superficie freaticimetrica indica quote d’acqua prossime al livello medio mare da -1.5 a 0 m slm, e profondità della tavola d’acqua inferiore a 2 m da p.c. Le oscillazioni stagionali sono, per un anno ideologico medio, pari a circa 0.8÷0.9 m.

La successione litologica generale dell’area di indagine risulta essere definita sino alla profondità indicativa di 4 m da p.c. da limo sabbioso, limo argilloso e argilla limosa. Questa unità è caratterizzata indicativamente da valore medio di coesione non drenata c_u pari a 0,5 kg/cm² e peso per unità di volume γ di circa 1,7 t/m³.

Seguono verso il basso terreni costituiti da sabbie e sabbie limose con lenti di argilla e limo argilloso. I terreni granulari presentano un valore di peso per unità di volume γ di circa 1,8 t/m³, angolo di resistenza al taglio ϕ pari, come valore medio indicativo, a circa 31°.

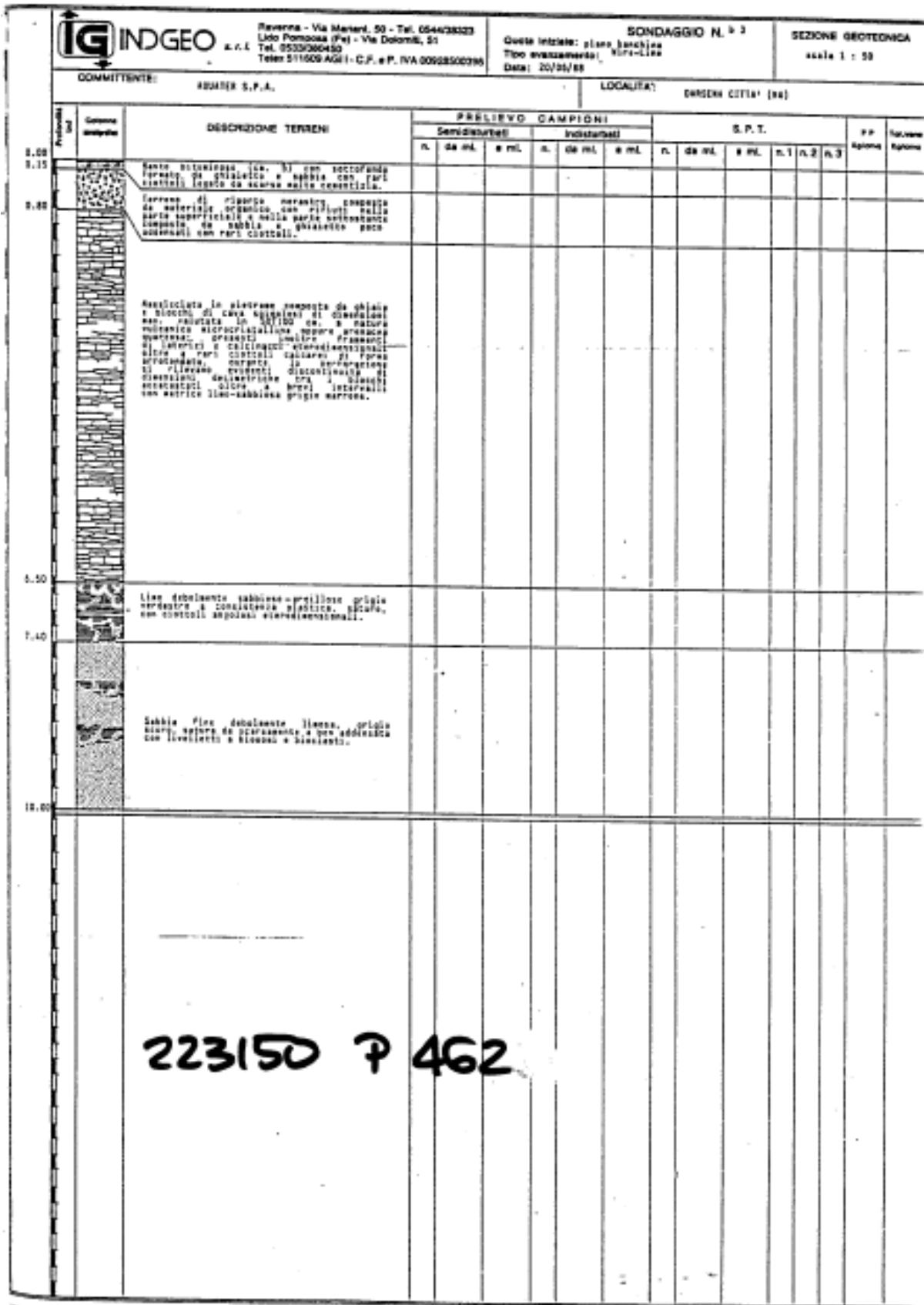
Le caratteristiche litologiche dei terreni di fondazione dovranno essere approfondite nelle fasi successive della progettazione, una volta conosciute correttamente le caratteristiche progettuali definitive.

In riferimento alla pericolosità sismica il Comune di Ravenna risulta classificato "zona 3". L'area di intervento ricade in corrispondenza della zona sismogenetica 912 Dorsale Ferrarese che è caratterizzata da una magnitudo momento massima pari a 5,91.

ALLEGATO 1

INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO RECUPERATE

223150P462

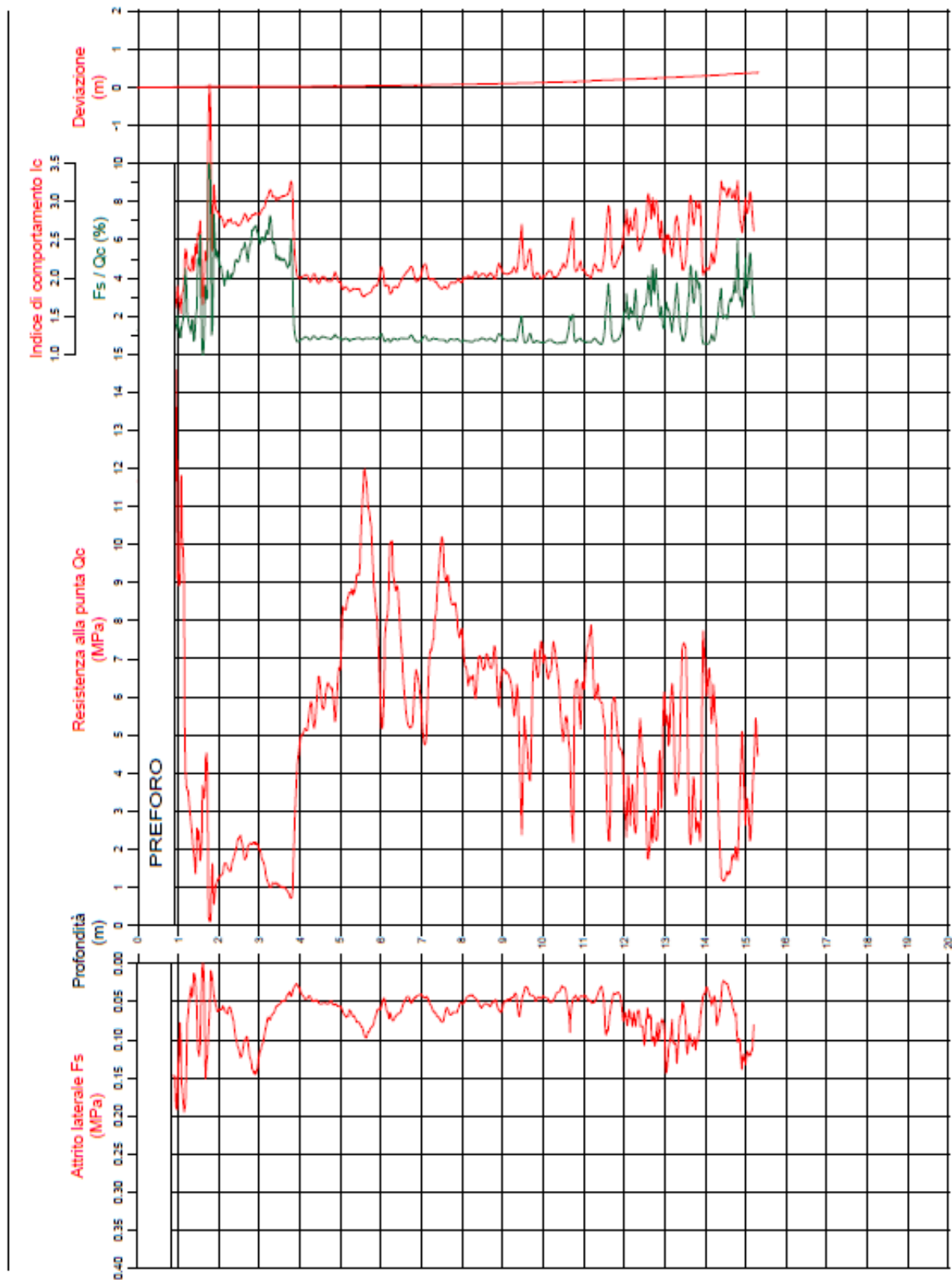


223150P468

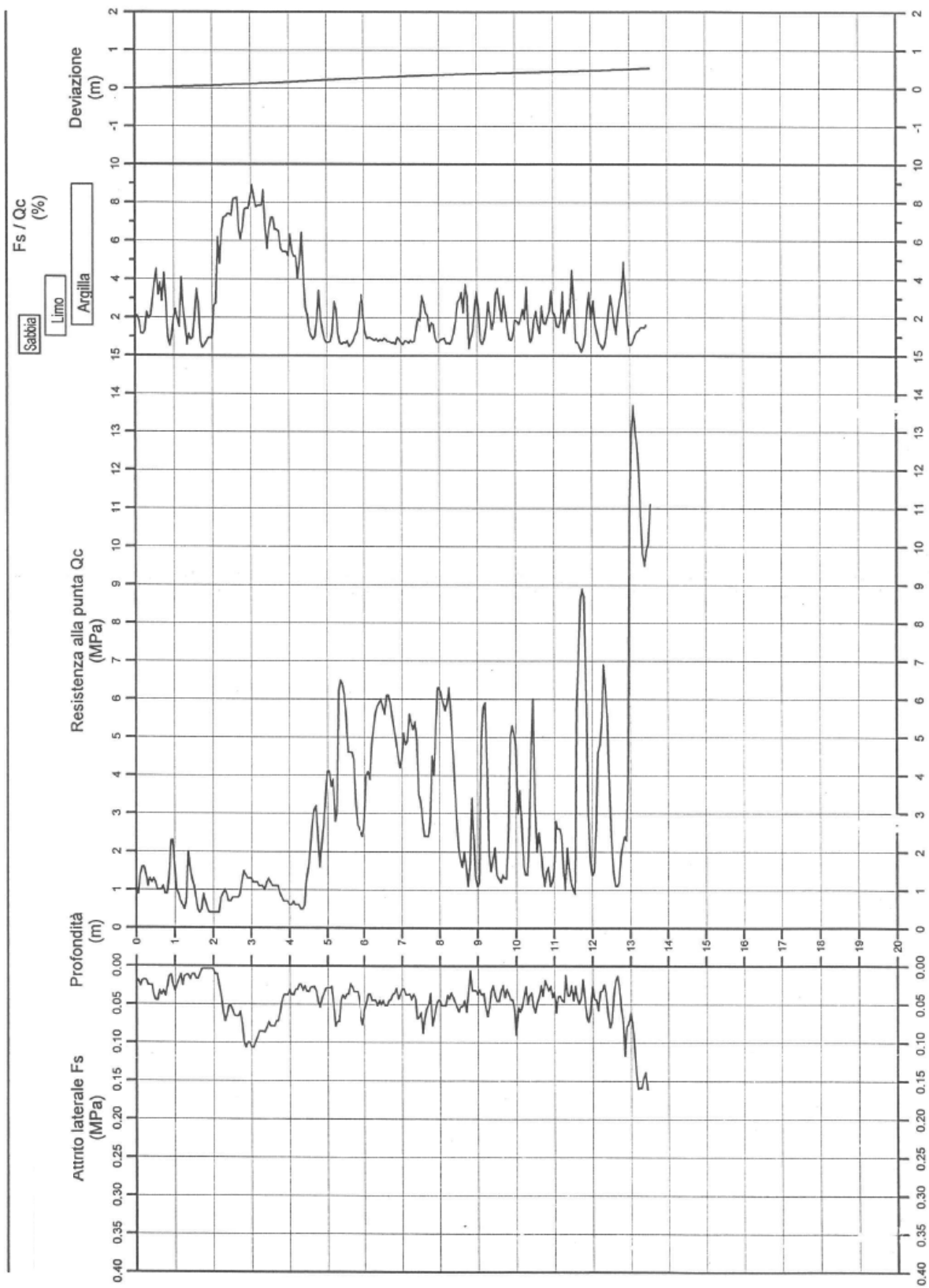
Profondità (m)		Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE TERRENI	PRELIEVO CAMPIONI						S. P. T.			P.P. Kg/cm ³	Tor. var Kg/cm ²
				Semidisturbati			Indisturbati			n.	de ml.	s ml.		
n.	de ml.	s ml.	n.	de ml.	s ml.	n.	de ml.	s ml.	n. 1	n. 2	n. 3			
0.00			Asfalto											
0.05			Ghiaia grossolana di massiciata.											
0.45			Ghiaia fine e sabbia di riporto.											
2.10			Sabbia fine, colore nocciola, talora limosa, presenti abbondanti microbiosi, debolmente addensata, satura.				1	4.80	5.25	6	7	6		
5.55			Sabbia fine, colore grigio scuro, presenti veti limosi e livelli di accumulo di biosomi, abbondante sostanza organica, da sciolta a debolmente addensata, satura.				2	5.90	6.35	3	7	7		
8.80			Sabbia da fine a finissima, colore grigio scuro, presenti sabbia sabbia e veti limosi talora pluricentrici, mediamente addensata, totale saturazione idrica che produce talora fenomeni di liquefazione durante l'avanzamento dell'utensile.				3	9.10	9.55	1	5	11		
							4	12.00	12.45	3	1	1		
							5	15.40	15.85	5	10	17		
17.90			limo argilloso, colore grigio scuro, presenti lenti discontinue di sabbia sabbia e biosomi sparsi oppure raccolti in livelli di accumulo, consistenza molle umida.											
18.15			Sabbia limosa finissima, colore grigio chiaro, debolmente addensata, satura.				6	18.30	18.75	3	5	7		
20.00			Sabbia fine colore grigio scuro, talora limosa, presenti sottili livelli di biosomi, da sciolta a debolmente addensata, satura.											

223150 P 468

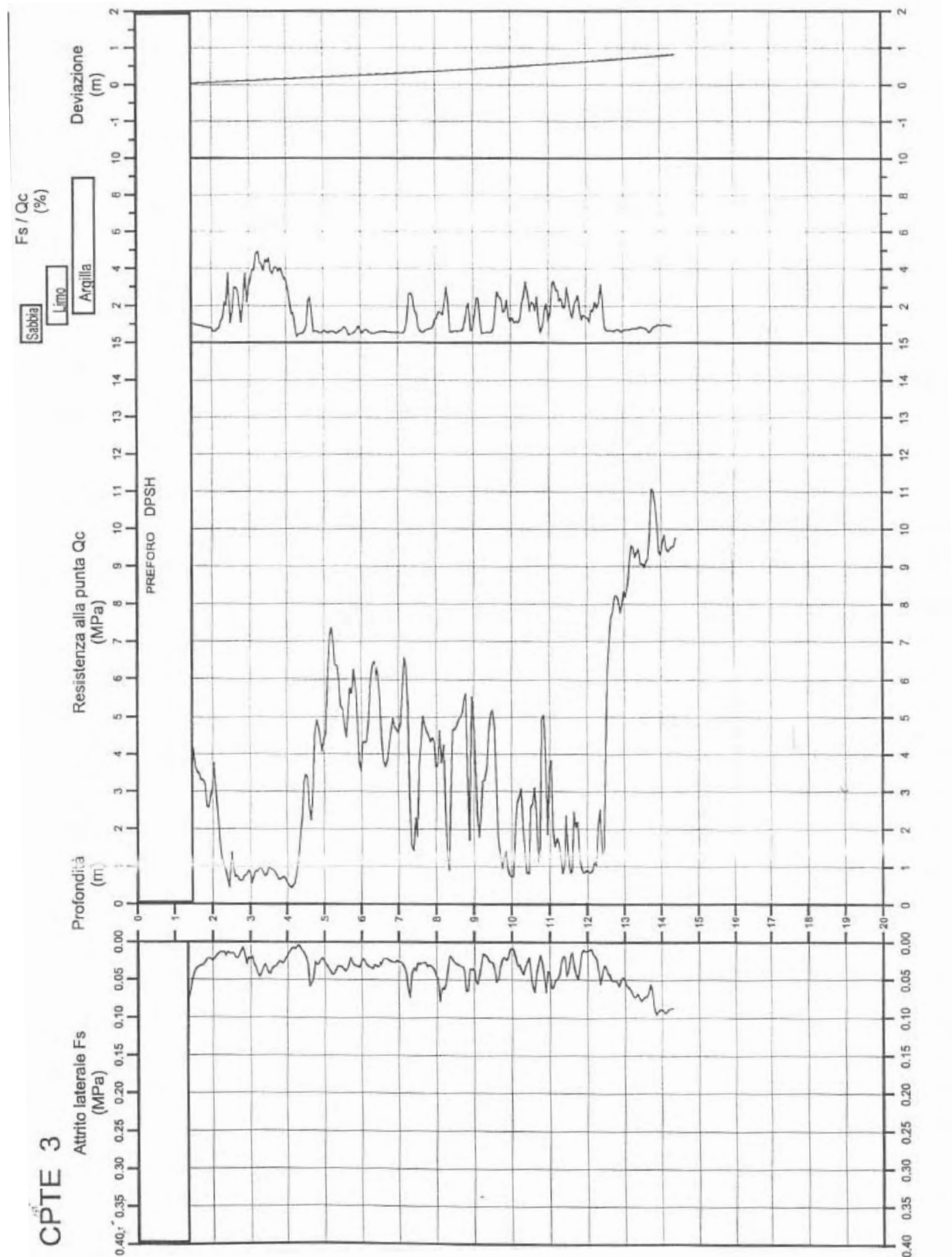
CPT 1



CPT 2



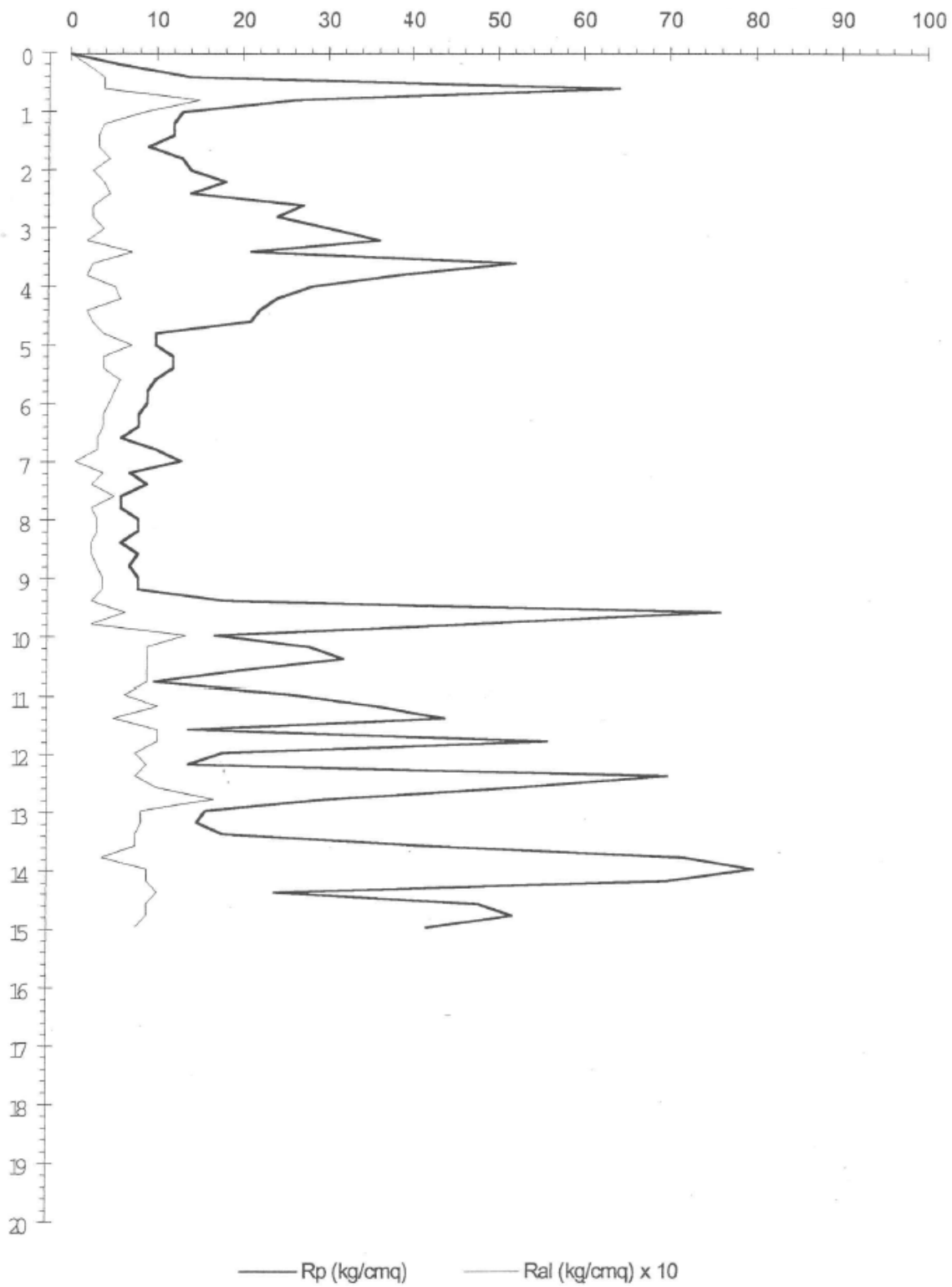
CPT 3



CPT 4

Elaborazione grafica prova CPT

Data: 21/09/95



4. CALCOLI IDRAULICI

I calcoli idraulici dimensionali in seguito riportati sono eseguiti al fine di verificare la rispondenza degli elementi di progetto (sezioni, portate, lunghezze e volumi, sistemi di sollevamento) ai requisiti prestazionali richiesti e alle disposizioni di legge. Essi riguardano il calcolo della portata scolante relativamente alle acque bianche, il calcolo delle portate di reflui neri, il calcolo dei volumi delle acque di 1° pioggia, il dimensionamento dei principali collettori fognari ed il dimensionamento degli impianti idrovori di rilancio nel Canale Candiano e di sollevamento per il trasferimento dei reflui all'impianto di depurazione cittadino.

Per i calcoli sono stati assunti i seguenti principi:

acque bianche

- sono state considerate:

una superficie complessiva **in Dx Candiano di circa 141 ha suddivisa in 6 bacini scolanti** ed una superficie in Sx Candiano di 32,2 ha suddivisa in 2 bacini scolanti. Lo studio HYDRODATA ("Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" – giugno 2008) considerava una **superficie totale di circa 123 ha riferita alla sola parte Dx del Candiano**;

- utilizzo della curva di possibilità climatica per durata di precipitazioni inferiori all'ora con tempo di ritorno T_r pari a 25 anni, definita nello studio HYDRODATA (tabella 3 del cap. 5 dell'elaborato R_02 "Relazione idrologico-idraulica – Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" HYDRODATA (giugno 2008)):

$$h = 70,77 \times t^{0,48};$$

- suddivisione dei bacini urbanizzati nelle seguenti aree:
 - tetti,
 - strade parcheggi piazzali,
 - aree verdi,
 - urbano discontinuo,

come nello studio HYDRODATA, nella percentuale simile a quella riportata nella tabella 1 del cap. 7 dell'elaborato R_02 "Relazione idrologico-idraulica – Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" HYDRODATA (giugno 2008)" per l'attribuzione dei coefficienti di impermeabilità alle singole aree indicate;

- suddivisione dei bacini da riqualificare nelle seguenti aree:
 - tetti,
 - strade parcheggi piazzali,
 - aree verdi,

come nello studio HYDRODATA, nella percentuale simile a quella riportata nella tabella 2 del cap. 7 dell'elaborato R_02 "Relazione idrologico-idraulica – Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" HYDRODATA (giugno 2008)" per l'attribuzione dei coefficienti di impermeabilità

per le singole aree, salvo per le aree verdi in cui è stato attribuito il valore del 49% definito dal POC TEMATICO – DARESENA DI CITTA' del Comune di Ravenna;

reflui neri

- per i bacini urbanizzati il numero di abitanti serviti è stato desunto da quanto indicato nel cap. 6 dell'elaborato R_02 "Relazione idrologico-idraulica – Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" HYDRODATA (giugno 2008)" in proporzione all'estensione dell'area di studio;
- per i bacini da riqualificare il numero di abitanti e di addetti serviti e da servire è stato ricavato dal POC TEMATICO – DARESENA DI CITTA' del Comune di Ravenna (aggiornato ad agosto 2013);
- la portata di punta per i collettori separati di reflui neri è stata definita pari a 3 volte la portata media giornaliera;
- la portata massima da trasferire a depurazione per i collettori di reflui misti è stata definita pari a 5 volte la portata media giornaliera, come prescritto nella Delibera Regionale n° 286 del 2005 e nella Delibera Regionale n°1860 del 2006.

4.1 Scenari idrologici di riferimento per la progettazione

Per la definizione degli scenari idrologici da utilizzare nei calcoli del presente capitolo, è stato fatto riferimento a quanto già definito dagli studi precedenti di HYDRODATA. In particolare le verifiche di funzionamento della rete verranno eseguite nei paragrafi successivi considerando un tempo di ritorno (Tr) di 25 anni e la seguente curva di possibilità climatica:

$$h = 70,77 * t^{0,48}$$

(in cui "a" e "n", parametri caratteristici della curva, risultano rispettivamente 70,77 mm/h e 0,48) tratta dalla tabella 3 dal cap. 5 dell'elaborato R_02 "Relazione idrologica-idraulica – Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" HYDRODATA (giugno 2008).

Tale curva è rappresentativa del bacino urbano in considerazione.

Questa curva deriva dall'analisi dei dati pluviometrici registrati presso una stazione di misura installata nel bacino in esame e dall'elaborazione delle serie storiche dei dati di precipitazione. In particolare sono state sottoposte a regolarizzazione le serie storiche disponibili dei dati di precipitazione di durata 1, 3, 6 e 12 ore per differenti tempi di ritorno, finalizzate alla determinazione delle curve di possibilità climatica. Per meglio rappresentare le condizioni pluviometriche del bacino urbano in esame sono stati elaborati anche i dati grezzi relativi alle precipitazioni di breve durata (inferiore all'ora) e forte intensità della stazione pluviometrica di Ravenna, in modo da ottenere la curva di possibilità climatica sopra riportata da utilizzare come dato di input di precipitazione per le verifiche idrauliche da eseguirsi.

4.2 Calcolo delle portate delle acque bianche

Il calcolo delle portate di pioggia risulta necessario per definire la portata di progetto scolante lungo i vari assi fognari principali. Per definire le portate di pioggia occorre determinare in prima battuta l'intensità di pioggia e quindi l'altezza di precipitazione. L'altezza di precipitazione viene determinata attraverso la curva di possibilità climatica riportata nel paragrafo precedente per tempo di ritorno di 25 anni.

I valori di altezza di pioggia che si otterranno dalla relazione citata serviranno per individuare l'intensità media della pioggia che grava su di una certa area.

Per calcolare le portate massime di pioggia si è pensato di utilizzare il "metodo cinematico lineare" detto anche "metodo della corrivazione" che si basa sulle seguenti considerazioni:

- le gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare all'ultima sezione di questo;
- ogni singolo punto del bacino contribuisce alla portata di piena in misura direttamente proporzionale all'intensità della pioggia caduta nel punto in un istante precedente a quello del passaggio della piena del tempo necessario perché detto contributo raggiunga la sezione di chiusura;
- questo tempo è caratteristico di ogni singolo punto e invariante nel tempo.

Per cui esiste un tempo di corrivazione caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura. La portata massima al colmo si ottiene normalmente per piogge di durata pari al tempo di corrivazione.

La portata al colmo della piena critica sarà pertanto data da:

$$Q = (e \times i \times A)/360 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

laddove:

Q_M = portata al colmo di piena [m^3/s];

e = coefficiente d'afflusso medio del bacino;

A = superficie del bacino [ha];

i = intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione [mm/h].

Il coefficiente di afflusso dipende essenzialmente dalla natura della superficie scolante (permeabilità, scabrezza, pendenza, depressioni del terreno ecc.) e dall'entità dell'evento. In particolare tale coefficiente cresce considerevolmente con il tempo di ritorno, perché le piogge più forti provocano la completa imbibizione del terreno, cresce con la pendenza del terreno che, riducendo le altezze idriche e i tempi di scorrimento, comporta anche una diminuzione dei volumi infiltrati e di quelli trattenuti nelle depressioni ed in ultimo cresce al ridursi della copertura erbosa, che esplica un considerevole effetto di trattenuta.

Per i bacini urbani i coefficienti di deflusso sono comunemente espressi in funzione sia delle caratteristiche delle aree elementari, sia della tipologia urbanistica.

Per il tempo di corrivazione t_c si può fare riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata. In particolare esso è dato dalla somma di tempo di accesso t_a , e di tempo di rete t_r :

$$t_c = t_a + t_r$$

Il tempo d'accesso t_a è funzione della pendenza dell'area, la natura della stessa, drenaggi minori ecc.. Generalmente si utilizza un valore entro l'intervallo di 5-15 minuti; ed in particolare un tempo più basso per le aree di minore estensione e più attrezzate.

Nel nostro caso si è scelto $t_a = 15$ min.

Il tempo di rete t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria.

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Teoricamente la velocità da considerare dovrebbe essere quella di moto uniforme che assume la portata di piena nelle singole canalizzazioni, in modo da renderla dipendente dal grado di riempimento del singolo condotto. Ulteriori studi basati sulla taratura probabilistica della formula suddetta hanno portato ad avere risultati soddisfacenti con l'espressione:

$$t_r \cong \sum_i \frac{L_i}{1,5 \times V_{ui}}$$

Di conseguenza si può ricavare l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione:

$$i = \frac{h}{t_c}$$

Le considerazioni sopra riportate sono state applicate ai bacini in esame, con lo scopo di calcolare le portate al colmo di pioggia e, conseguentemente, dimensionare i relativi collettori di scarico.

4.2.1 Bacini scolanti

Per le aree di intervento in esame sono stati definiti i seguenti bacini scolanti:

- bacino 1 (area compresa tra l'attuale CMC ed il Canale Candiano (lato Dx idraulica), da riqualificare);
- bacino 2 (area limitrofa all'attuale CMC e posta davanti al Canale Candiano (lato Dx idraulica), da riqualificare);
- bacino 3 (area a fianco dello scolo consorziale Lama, esistente);
- bacino 4 (area sotto a via Trieste, esistente);
- bacino 5 (area relativa ai sub comparti 26/28, 29 e 30 adiacenti al Canale Candiano (lato Sx idraulica), da riqualificare);

- bacino 6 (area relativa ai sub comparti 29 e 30 adiacenti il Canale Candiano (lato Sx idraulica), da riqualificare);
- bacino 7 (area relativa al sub comparto Ex Dogana adiacente il Canale Candiano (lato Dx idraulica), da riqualificare);
- bacino 8 (area relativa ai sub comparti 2 e 3 adiacenti il Canale Candiano (lato Dx idraulica), da riqualificare).

Si rimanda alla Figura 18 per la raffigurazione dei bacini sopra definiti.

Per questi bacini, in primo luogo, è stata fatta una distinzione tra aree urbanizzate ed aree soggette a riqualificazione.



Figura 18 – Foto aerea con indicazione delle aree soggette a riqualificazione urbana (elaborazione su immagine Google Earth)

In base a questa suddivisione sono stati definiti dei coefficienti di deflusso per le aree verdi, per le aree impermeabili (strade, piazzali, parcheggi), per i tetti e per le aree definite urbane discontinue. Per aree urbane discontinue sono state considerate quelle zone, non rappresentate da strade, parcheggi, aree verdi o tetti e caratterizzate da una presenza mista di aree impermeabili

(cortili, marciapiedi, etc.) e verde. In base a questa suddivisione sono stati assegnati i seguenti coefficienti di afflusso:

tipologia di superficie	Coefficiente di afflusso (e)
Tetti	0,9
Strade parcheggi e piazzali	0,9
Aree verdi	0,1
Urbano discontinuo	0,35

Tabella 5- Coefficienti di afflusso per i bacini contribuenti in esame

L'urbano discontinuo è stato considerato solamente per i bacini esistenti 3 e 4.

Per i sei bacini in esame sono stati calcolati i coefficienti di afflusso di seguito riportati, attribuendo alle diverse tipologie di superfici un differente ed apposito valore.

Bacini	Superficie totale (ha)	Superficie (ha)				e
		Tetti	Strade parcheggi piazzali	Aree verdi	Urbano discontinuo	
1	12,4	4,4	1,9	6,1	/	0,51
2	13,3	4,8	2,0	6,5	/	0,51
3	52,5	14,2	9,3	15,8	13,2	0,52
4	60,8	12,2	12,2	9,1	27,3	0,53
5	16,3	5,9	2,4	8,0	/	0,51
6	16,0	5,8	2,4	7,8	/	0,51
7	0,24	0,18	0,06	/	/	0,9
8	1,67	0,66	0,24	0,77	/	0,53

Tabella 6- Calcolo dei coefficienti di afflusso per i bacini contribuenti in esame

Si specifica che le superfici indicate nella Tabella 6 sono state determinate attraverso elaborazione grafica su base cartografica digitalizzata del POC Darsena tratta dal Comune di Ravenna.

Si evidenzia, inoltre, che le estensioni delle diverse tipologie di superfici sono state definite nella stessa proporzione del precedente studio HYDRODATA per le aree esistenti e per quelle da riqualificare (cap. 7, tabella 1 e tabella 2 dell'elaborato R_02 "Relazione idrologica-idraulica – Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" HYDRODATA giugno 2008), salvo per le aree verdi dei sub comparti che sono divenuti pari al 49% della superficie complessiva che ha determinato la riduzione della percentuale delle aree coperte.

Per il calcolo del tempo di corrivazione (t_c) è stato assunto t_a pari a 15 min per tutti i bacini in esame e t_r differente a seconda della lunghezza dei singoli tratti e della velocità nelle medesime condotte.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva con i dati principali calcolati fino alla definizione dell'intensità di precipitazione.

Bacini	t_a (ore)	L (m)	V (m/s)	t_r (ore)	t_c (ore)	i (mm/h)
1	0,25	540	1,2	0,08	0,33	125,3
2	0,25	430	1,2	0,07	0,32	128,8
3+4	0,25	2.000	1,0	0,37	0,62	90,7
5	0,25	530	1,2	0,08	0,33	125,6
6	0,25	400	1,2	0,06	0,31	129,7
7	0,17	70	1,2	0,01	0,18	173,9
8	0,2	160	1,2	0,02	0,22	153,8

Tabella 7- Sintesi dei dati principali relativi al calcolo dell'intensità di precipitazione

Una volta determinati i valori sopra riportati è stato possibile calcolare la portata al colmo per i singoli bacini. Si riportano i valori delle portate massime per i singoli bacini.

Bacini	Superficie totale (ha)	e	i (mm/h)	Q (m ³ /s)
1	12,4	0,51	125,3	2,1
2	13,3	0,51	128,8	2,4
3+4	113,4	0,53	90,7	15,1
5	16,3	0,51	125,6	2,9
6	16,0	0,51	129,7	2,9
7	0,24	0,9	173,9	0,1
8	1,67	0,53	153,8	0,4

Tabella 8- Calcolo della portate al colmo per singolo bacino

Pertanto ogni bacino citato (considerando i bacini 3 e 4 assieme) in Dx e Sx Candiano avrà un impianto idrovoro in grado di trasferire la massima portata al colmo sopra definita nel Canale Candiano limitrofo.

4.3 Calcolo delle portate dei reflui neri

Il calcolo delle portate dei reflui neri viene determinato mediante la valutazione dei consumi pro-capite calcolati per il dimensionamento dell'acquedotto: le portate nere sono connesse con le portate addotte dall'acquedotto comunale. Il calcolo è stato condotto facendo riferimento all'area di intervento in Dx Candiano ed a quella in Sx Candiano. Pertanto il calcolo tiene conto delle portate relative sia ai comparti di nuova urbanizzazione in destra Candiano, sia alle aree urbane esistenti. La formula utilizzata per il calcolo della portata nera media giornaliera è la seguente:

$$Q_{24} = (\alpha \cdot N \cdot d) / 86400$$

dove:

- Q_{24} portata media giornaliera (l/s);
- α coefficiente di dispersione assunto pari a **0,8** (tenuto conto delle perdite che si determinano nel trasferimento del liquido, si può valutare la portata nera che perviene alla fogna pari all'80% della portata erogata dall'acquedotto);
- N numero di abitanti serviti;
- d dotazione idrica massima giornaliera per abitante, assunta pari a 200 l/g ab.

Per il numero di abitanti da servire relativi alle aree da riqualificare all'interno della superficie di studio sono stati presi i dati dal POC TEMATICO – DARESENA DI CITTA' del Comune di Ravenna. Si riportano di seguito una tabella riassuntiva degli abitanti e degli addetti delle attività lavorative sia effettivi che futuri a seguito della riqualificazione, diviso per Dx e Sx Candiano, per bacini scolanti e per sub comparti e raggruppati in riferimento al recapito finale dei relativi reflui neri. Per il calcolo della portata di nera il numero degli addetti verrà diviso per 3.

Dx Candiano					
Bacino	Sub comparto	Abitanti effettivi	Abitanti aggiuntivi	Addetti effettivi	Addetti aggiuntivi
1	06	31	32	72	0
1	07	70	66	163	0
1	08/09	236	339	551	442
2	10	7	26	7	244
7	Ex Dogana	100	0	233	0
8	02	35	51	81	0
8	03	25	31	58	0
Totale recapito fogna via Trieste		504	545	1.165	686
2	11	187	177	187	362
2	12	90	74	90	0
2	13	230	152	230	0
3 (Sx Lama)	15	204	171	204	0
3 (Sx Lama)	16	60	32	60	0
3 (Sx Lama)	17b	70	57	70	0
3 (Sx Lama)	18	51	35	51	0
Totale recapito impianto via Cherso Sn1		892	698	892	362
3 (Dx Lama)	19	192	174	449	0

Dx Candiano					
Bacino	Sub comparto	Abitanti effettivi	Abitanti aggiuntivi	Addetti effettivi	Addetti aggiuntivi
3 (Dx Lama)	19a	40	70	93	0
3 (Dx Lama)	20	323	397	754	0
3 (Dx Lama)	20a	69	165	161	0
3 (Dx Lama)	21	29	29	67	0
3 (Dx Lama)	22	69	78	160	0
3 (Dx Lama)	Ex poligono	0	0	0	12
Totale recapito impianto Dx Lama Sn2		722	913	1.684	12
TOTALE Dx Candiano		2.118	2.156	3.741	1.060

Tabella 9- Calcolo degli abitanti equivalenti in Dx Candiano

Sx Candiano					
Bacino	Sub comparto	Abitanti effettivi	Abitanti aggiuntivi	Addetti effettivi	Addetti aggiuntivi
5	24	0	30	0	287
5	25	21	26	21	0
5	26/28	361	425	361	200
5	29	208	163	208	165
5	30	59	43	59	0
6	31	304	467	710	0
6	32	225	328	525	0
TOTALE Sx Candiano (recapito impianto rotonda Belgio Sn3)		1.178	1.482	1.884	652

Tabella 10- Calcolo degli abitanti equivalenti in Sx Candiano

Considerando il numero di abitanti serviti relativamente alle aree di futura urbanizzazione/riqualificazione ed esistenti in Dx e Sx Candiano si è pervenuti alle considerazioni di seguito riportate per i differenti bacini e recapiti finali.

Si evidenzia che per le aree di nuova urbanizzazione/riqualificazione in cui verranno realizzate reti separate la portata di picco dei reflui neri è stata determinata moltiplicando la portata nera media giornaliera (Q₂₄ (Dx)) per un coefficiente di punta pari a 3, mentre per le aree esistenti, in cui sono presenti reti fognarie di tipo misto, la portata massima da depurare come richiesto e definito dalla normativa vigente (Delibera Regionale n° 286 del 2005, Delibera Regionale n°1860 del 2006) è stata calcolata moltiplicando per 5 volte la Q₂₄ e verificando che fosse superiore al 130% della portata nera massima giornaliera.

I Subcomparti (SC) del bacino 1, il Subcomparto già consolidato appartenente al bacino 2 ed i Subcomparti dei bacini 7 e 8 (vedi Figura 20) che recapiteranno nella rete fognaria nera di via Trieste, esistente e diretta verso l'impianto Bidente tramite apposita rete separata, avranno la seguente portata media giornaliera (Q₂₄) e di picco (Q_p):

SC	Q effettiva			Q aggiuntiva			TOT
	Abitanti	Addetti	somma	Abitanti	Addetti	somma	
2	0.065	0.050	0.115	0.094	0.000	0.094	0.209

SC	Q effettiva			Q aggiuntiva			TOT
	Abitanti	Addetti	somma	Abitanti	Addetti	somma	
3	0.046	0.036	0.082	0.057	0.000	0.057	0.140
6	0.057	0.044	0.102	0.059	0.000	0.059	0.161
7	0.130	0.101	0.230	0.122	0.000	0.122	0.352
8-9	0.437	0.340	0.777	0.628	0.273	0.901	1.678
10	0.013	0.004	0.017	0.048	0.151	0.199	0.216
EX Dogana	0.185	0.144	0.329	0.000	0.000	0.000	0.329
totale	0.933	0.719	1.652	1.009	0.423	1.433	3.09 l/s

Tabella 11- Calcolo della portata nera media giornaliera dei SC afferenti alla rete esistente di via Trieste

La portata di picco è invece pari a Q_p (bacini 1-2cons) = 3 x Q_{24} (bacini 1-2cons) = 9,27 l/s

Nella medesima fognatura di via Trieste confluiranno anche le acque di prima pioggia del bacino 1.

Nell'impianto di progetto di via Cherso Sn1 andranno a confluire i reflui neri dei Subcomparti compresi nei bacini 2 e 3 (in Sx Lama) soggetti a POC (vedi Figura 21), tramite rete separata con la seguente portata media giornaliera (Q_{24}) e di picco (Q_p):

SC	Q effettiva			Q aggiuntiva			TOT
	Abitanti	Addetti	somma	Abitanti	Addetti	somma	
11	0,346	0,115	0,462	0,328	0,223	0,551	1,013
12	0,167	0,056	0,222	0,137	0,000	0,137	0,359
13	0,426	0,142	0,568	0,281	0,000	0,281	0,849
15	0,378	0,126	0,504	0,317	0,000	0,317	0,820
16	0,111	0,037	0,148	0,059	0,000	0,059	0,207
17b	0,130	0,043	0,173	0,106	0,000	0,106	0,278
18	0,094	0,031	0,126	0,065	0,000	0,065	0,191
totale	1,652	0,551	2,20	1,293	0,223	1,52	3,72 l/s

Tabella 12- Calcolo della portata nere media giornaliera dei SC afferenti all'impianto Sn1 di via Cherso

La portata di picco è invece pari a Q_p (bacini 2-3riq) = 3 x Q_{24} (bacini 2-3riq) = 11,16 l/s

In tale impianto Sn1 recapiteranno anche le acque di prima pioggia del bacino 2 e, soprattutto, i reflui relativi alle aree consolidate dei bacini 3 e 4 non soggette a POC.

Tali ultimi reflui giungeranno nell'impianto di via Cherso da un collettore di tipo misto per cui la portata media giornaliera e la portata massima da depurare risultano:

$$Q_{24} \text{ (bacini 3-4)} = (0,8 \times 5.500 \times 200) / 86.400 = 10,18 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max depurare}} \text{ (bacini 3-4)} = 5 \times Q_{24} \text{ (bacini 3-4)} = 50,93 \text{ l/s}$$

Il numero di abitanti pari a 5.500 è derivato dalla relazione di HYDRODATA (elaborato R_02, cap. 6) in cui per il medesimo bacino maggiormente esteso, dallo Scolo Lama fino alla zona Ippodromo, erano stati considerati 5.848 abitanti.

Pertanto la portata massima da rilanciare da parte dell'impianto di progetto di via Cherso risulta pari a:

$$Q_{\text{tot}} (\text{Sn1}) = 11,16 + 50,93 = 62,06 \text{ l/s}$$

I Subcomparti compresi da riqualificare compresi all'interno del bacino 3, in Dx Lama, recapiteranno tramite rete separata i reflui neri nell'impianto di sollevamento Sn2, posto anch'esso in Dx Lama, con le seguenti portate medie giornaliere (Q_{24}) e di picco (Q_p):

SC	Q effettiva			Q aggiuntiva			TOT
	Abitanti	Addetti	somma	Abitanti	Addetti	somma	
19	0,356	0,277	0,633	0,322	0,000	0,322	0,955
19a	0,074	0,057	0,131	0,130	0,000	0,130	0,261
20	0,598	0,465	1,064	0,735	0,000	0,735	1,799
20a	0,128	0,099	0,227	0,306	0,000	0,306	0,533
21	0,054	0,041	0,095	0,054	0,000	0,054	0,149
22	0,128	0,099	0,227	0,144	0,000	0,144	0,371
Ex poligono	0,000	0,000	0,000	0,000	0,007	0,007	0,007
totale	1,337	1,040	2,38	1,691	0,007	1,70	4,07

l/s

Tabella 13- Calcolo della portata nere media giornaliera dei SC afferenti all'impianto Sn2

La portata di picco è invece pari a Q_p (bacino 3) = 3 x Q_{24} (bacino 3) = 12,23 l/s

In quest'ultimo impianto di sollevamento confluiranno anche le acque di prima pioggia dei bacini scolanti 3 e 4. I reflui dell'impianto verranno spinti nella condotta in pressione (in Ghisa Sferoidale DN700 esistente) attraverso un attacco "pressione su pressione" da eseguirsi in prossimità delle Rotonde Danimarca e Finlandia.

Si evidenzia che quando verrà realizzata la fognatura mista di progetto a servizio dei bacini 3 e 4 occorrerà installare una opera di presa (PM3) da collocarsi in prossimità del ponte carrabile di via Trieste sullo Scolo Lama, in grado di defluire le portate in tempo asciutto verso l'impianto di via Cherso Sn1.

Per quanto riguarda l'area in Sx Candiano (bacini 5 e 6) sono stati considerati 3.506 abitanti da servire (equivalente a $2.660 + (2.536)/3$). Di conseguenza, dalla formula sopra riportata, si ricava:

$$Q_{24} (\text{Sx}) = (0,8 \times 3.326 \times 200) / 86.400 = 6,2 \text{ l/s}$$

Quest'ultima portata può essere esplicitata secondo lo schema già utilizzato per le aree in Dx Candiano per avere il dettaglio dei singoli Subcomparti interessati dal calcolo.

SC	Q effettiva			Q aggiuntiva			TOT
	Abitanti	Addetti	somma	Abitanti	Addetti	somma	
24	0.000	0.000	0.000	0.056	0.177	0.233	0.233
25	0.039	0.013	0.052	0.048	0.000	0.048	0.100
26/28	0.669	0.223	0.891	0.787	0.123	0.910	1.802
29	0.385	0.128	0.514	0.302	0.102	0.404	0.917
30	0.109	0.036	0.146	0.080	0.000	0.080	0.225
31	0.563	0.438	1.001	0.865	0.000	0.865	1.866

32	0.417	0.324	0.741	0.607	0.000	0.607	1.348
totale	2.181	1.163	3.34	2.744	0.402	3.15	6.5 l/s

Tabella 14 - Calcolo della portata nere media giornaliera dei SC in Sx Candiano afferenti all'impianto Sn3

Considerando la presenza di reti separate la portata di picco risulterà:

$$Q_p (Sx) = (3 \times 0,8 \times 3.506 \times 200)/86.400 = 19,5 \text{ l/s}$$

Pertanto l'impianto di sollevamento di progetto Sn3 posto in prossimità della rotonda Belgio dovrà trasferire tramite attacco "pressione su pressione" sulla condotta esistente la seguente portata complessiva delle aree di studio in Dx e Sx Candiano, specificando che queste ultime recapiteranno i propri reflui all'interno di condotte distinte da quelle oggetto del presente studio e per le quali occorrerà una specifica progettazione:

$$Q_{tot} (Sn1) + Q_p (Sx) = 62,06 + 19,5 = 81,56 \text{ l/s}$$

Si evidenzia che nei valori di portata dei singoli impianti, riportati nel seguente paragrafo, sono esclusi gli ingressi dei reflui provenienti dalle vasche di prima pioggia dei bacini in esame. Le portate complessive sono riportate nel par. 4.9 successivo, di dimensionamento dei singoli impianti di sollevamento dei reflui neri.

4.4 Calcolo dei volumi delle acque di prima pioggia

Le normative regionali di riferimento (Delibera Regionale n° 286 del 2005, Delibera Regionale n°1860 del 2006) definiscono come volume di prima pioggia i primi 5 mm (o 15 minuti) di pioggia uniformemente distribuiti sulla superficie contribuyente.

Nel caso in esame per superficie contribuyente si intende quella relativa e tutte le parti impermeabili dei bacini considerati nell'area di studio per le sole strade, parcheggi e piazzali.

Per la determinazione dei volumi di prima pioggia sono state quindi prese in considerazione le sole aree relative ai bacini scolanti già definiti nei paragrafi precedenti.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei calcoli eseguiti.

Bacini	Superficie totale (ha)	Superficie Strade parcheggi piazzali (ha)	Volume 1° pioggia (m³)
1	12,4	1,9	93
2	13,3	2,0	100
3	52,5	9,3	467
4	60,8	12,2	608
5	16,3	2,4	122
6	16,0	2,4	120
7	0,24	0,1	3
8	1,67	0,2	12

Tabella 15- Calcolo dei volumi di prima pioggia per singolo bacino scolante

Le vasche di prima pioggia della capienza riportata nella tabella dovranno essere installate subito in prossimità dei rispettivi impianti idrovori.

Tuttavia per quanto riguarda i bacini 3 e 4, vista la grande estensione complessiva, si evidenzia (come già anticipato nella prima parte della Relazione) la necessità di installare più di una vasca lungo il percorso principale in modo da dare maggiore garanzia di pulizia dell'intera area relative a strade, piazzali e parcheggi. A tal proposito è stato pensato di installare una vasca da almeno 467 m³ lungo il tratto principale alla fine del bacino 4, dopo l'attraversamento sotto allo scolo consorziale Lama, nell'area relativa al parcheggio del Pala De Andrè ed un'ulteriore di almeno 608 m³ nell'area adiacente all'impianto idrovoro posto tra il Lama ed il Canale Candiano.

Nelle fasi di progettazione successive, vista la grande ampiezza del bacino 4, potrà essere valutata anche la possibilità di installare ulteriori vasche di pioggia intermedie lungo la tubazione principale di via Gulli.

Le acque di prima pioggia di quest'ultime vasche (relative ai bacini 3 e 4) verranno convogliate nell'impianto di sollevamento di progetto in Dx Lama Sn2 per poi essere rilanciate tramite attacco pressione su pressione nella condotta esistente in prossimità delle rotonde Danimarca e Finlandia per dirigersi verso il depuratore cittadino.

Le acque di prima pioggia delle vasche relative al bacino 1 convoglieranno nella fognatura esistente di via Trieste fino all'impianto Bidente, mentre quelle del bacino 2 verranno trasferite all'impianto di sollevamento di via Cherso tramite apposite tubazioni in pressioni. Le acque di prima pioggia dei bacini 5 e 6 confluiranno nell'impianto di sollevamento Sn3 in prossimità della rotonda Belgio.

È importante sottolineare che la vasca di prima pioggia, in proporzione alla propria capienza, porterà la laminazione della portata al colmo, diminuendo le portate da trasferire in mare (Canale Candiano) dai rispettivi impianti idrovori.

4.5 Dimensionamento di massima dei collettori principali

Per il dimensionamento di massima dei collettori principali sia di reflui neri che misti che di acque bianche si utilizza di seguito la seguente formula di Chezy con coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler:

$$Q' = A k R^{2/3} i^{1/2}$$

in cui

A : area della sezione bagnata [m²]

P: perimetro della sezione bagnata [m]

R: raggio idraulico pari a A/P [m]

i: gradiente idraulico [m/m]

k: coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler [m^{1/3}/s]

($k = 105$ per PRFV centrifugato, $k = 95$ per PVC, $k = 85$ per cemento rivestito con *liner*)

Affinché la sezione delle condotte possano defluire la portata di reflui occorrerà che:

$Q' > Q$

Si evidenzia che per il calcolo vengono utilizzate le tubazioni già identificate dallo studio HYDRODATA per la nuova rete fognaria mista da realizzarsi nell'area esistente e per le reti fognarie separate (nera e bianca) relative alle nuove urbanizzazioni.

Si prevedono quindi:

- scatolari prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato con rivestimento interno in "liner polipropilenico o polietilenico" per portate rilevanti come collettori principali di fognatura mista da realizzarsi sulle aree esistenti già insediate;
- elementi circolari in PRFV centrifugato per portate medio grandi come nuovi collegamenti secondari di reflui misti ai nuovi collettori principali da eseguirsi sull'esistente e per i nuovi tratti di acqua bianca nei nuovi insediamenti;
- elementi circolari in PVC per portate di basso valore da impiegare nei nuovi tratti di acque bianche di breve lunghezza ed in tutti i nuovi tratti di reflui neri dei nuovi insediamenti.

4.5.1 Bacino 1

Partendo dal bacino 1 per le tubazioni scolanti le acque bianche sono stati considerati i seguenti parametri:

- gradiente idraulico della condotta pari a 2 ‰;
- k coefficiente di scabrezza pari a $105 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il PRFV centrifugato;
- condotte circolari in PRFV centrifugato SN10 PN1;
- un riempimento massimo del 80 %, per cui i coefficienti R e A per le tubazioni di progetto risultano:

$$A = 0,674 D^2$$

$$R = 0,304 D$$

Il bacino 1 è stato suddiviso nei seguenti sottobacini:

- 1.1 scolante nel tratto fognario 1a-1b;
- 1.2 defluente nel collettore 1b-1c;
- 1.3 scolante in 1d-1c.

Si riporta di seguito una raffigurazione del bacino 1 e dei relativi sottobacini.

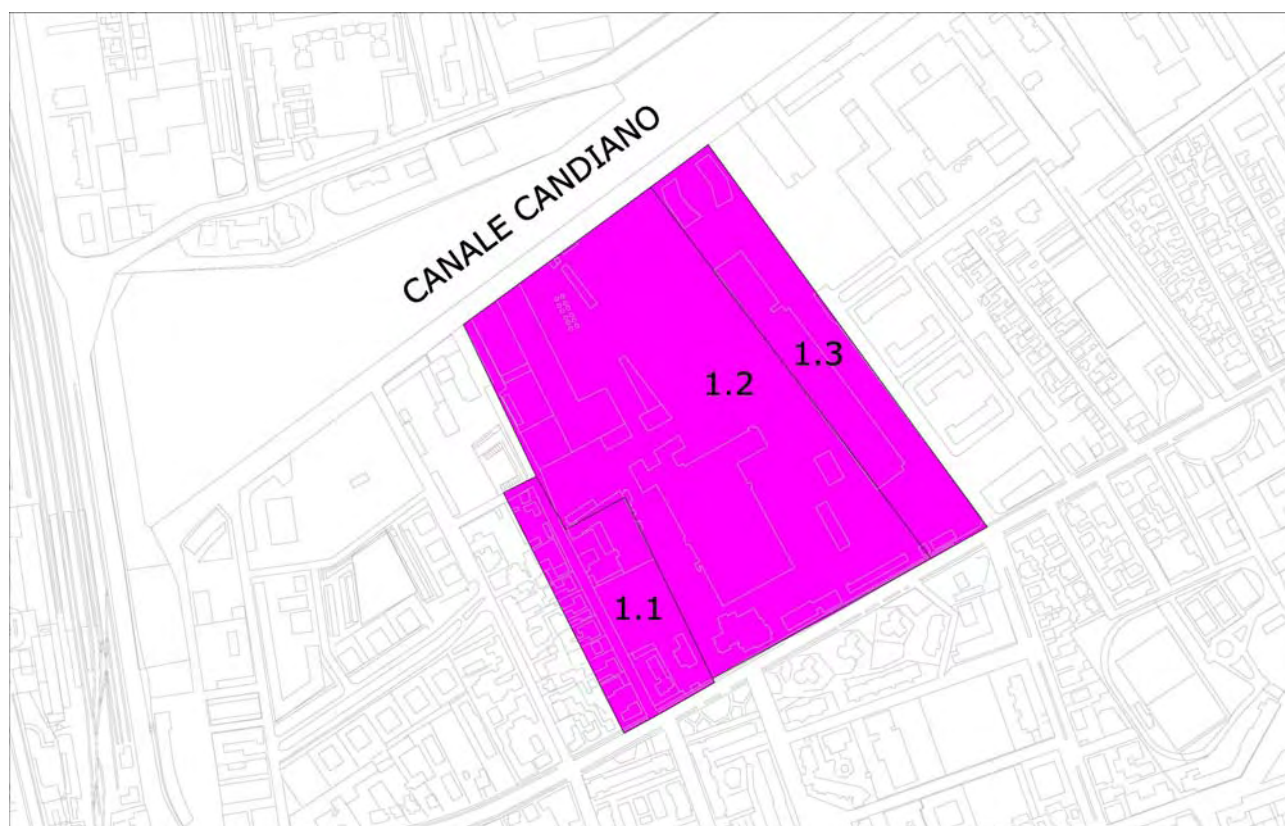


Figura 19- Suddivisione del bacino scolante n.1

I singoli tratti di fognatura dovranno defluire una portata superiore a quella delle rispettive aree scolanti o contribuenti. Si riporta a tale proposito una tabella riassuntiva in cui vengono riportati i calcoli delle portate scolanti nelle tubazioni dei singoli tratti attraverso l'applicazione della formula di Chezy ed il calcolo della portata affluente dei vari sottobacini definita secondo le modalità descritte precedentemente.

Tratto	Lunghezza (m)	Tubazione	DN	Gradiente Idraulico "i"	Portata scolante Q' (m ³ /s)	Sottobacini scolanti	Superficie sottobacini scolanti (ha)	Coefficiente di afflusso "e"	Portata affluente Q (m ³ /s)
1a-1b	245	PRFV SN10	700	2 ‰	0,52	1.1	1,8	0,51	0,3
1b-1c	220	PRFV SN10	1200	2 ‰	2,19	1.1+1.2	10,0	0,51	1,8
1d-1c	60	PRFV SN10	800	2 ‰	0,74	1.3	2,4	0,51	0,5

Tabella 16- Calcolo delle portate scolanti nelle condotte del bacino 1

Le tubazioni con le caratteristiche indicate riescono a defluire le portate affluenti in rete.

Per quanto riguarda la rete separata per i soli reflui neri è risultato che:

$$Q_p (\text{bacino 1}) = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times AE \times 200) / 86.400 = 6,6 \text{ l/s}$$

con A.E. = $774 + (1.228/3) = 1.184$ abitanti serviti derivante da quanto riportato nella tabella sottostante.

Sub comparti	Abitanti effettivi + aggiuntivi	Addetti effettivi + aggiuntivi
06	63	72
07	136	163

Sub comparti	Abitanti effettivi + aggiuntivi	Addetti effettivi + aggiuntivi
08/09	575	993
Totale bacino 1	774	1.228

Tabella 17- Calcolo degli abitanti equivalenti relativi al bacino 1

Considerando una condotta con le seguenti caratteristiche:

- un gradiente idraulico pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (PVC);
- circolari in PVC SN8 DN200;
- un riempimento massimo del 80 %

si ha

$$Q' (\text{bacino 1}) = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,1882)^2 \times 95 \times (0,304 \times 0,1882)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,0354 \times 95 \times 0,148 \times 0,0447 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p (\text{bacino 1}).$$

Pertanto un collettore in PVC SN8 DN200 con gradiente idraulico del 2‰ è in grado di scolare la portata di picco del bacino 1.

4.5.2 Bacino 2

Per il bacino 2 le condotte defluenti le acque meteoriche sono state considerate con le seguenti caratteristiche:

- gradiente idraulico della condotta pari a 2 %,
- k coefficiente di scabrezza pari a $105 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il PRFV centrifugato,
- condotte circolari in PRFV centrifugato SN10 PN1,
- un riempimento massimo del 80 %, per cui i coefficienti R e A per le tubazioni di progetto risultano:

$$A = 0,674 D^2$$

$$R = 0,304 D$$

Il bacino 2 è stato suddiviso nei seguenti sottobacini:

- 2.1 scolante nel tratto fognario 2a-2b;
- 2.2 defluente nel collettore 2c-2b;
- 2.3 scolante in 2b-2d;
- 2.4 defluente in 2e-2d.

Si riporta di seguito una raffigurazione del bacino 2 e dei relativi sottobacini.

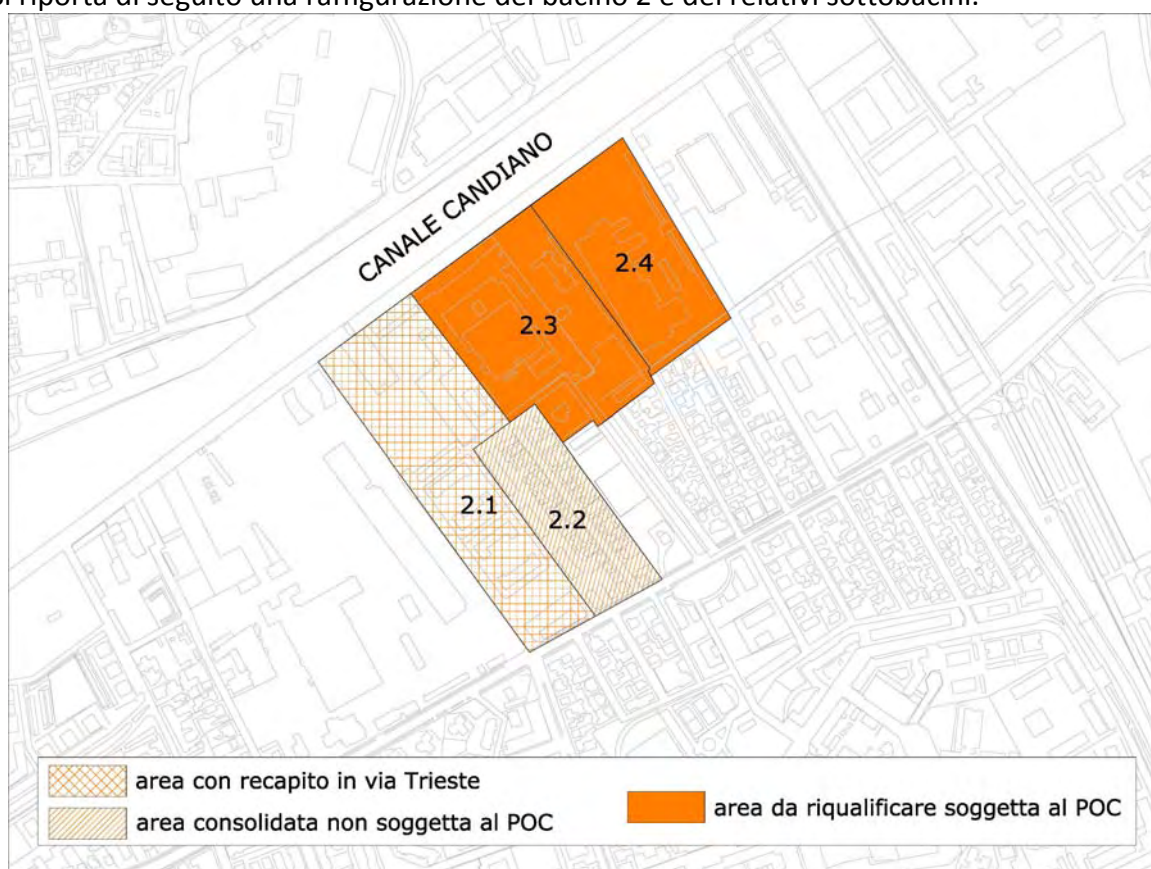


Figura 20- Suddivisione del bacino scolante n.2

Come per il bacino 1 si evidenziano, nella tabella sottostante, le caratteristiche principali dei calcoli svolti dei singoli tratti fognari e dei relativi bacini contribuenti.

Tratto	Lunghezza (m)	Tubazione	DN	Gradiente Idraulico "I"	Portata scolante Q' (m ³ /s)	Sottobacini scolanti	Superficie sottobacini scolanti (ha)	Coefficiente di afflusso "e"	Portata affluente Q (m ³ /s)
2a-2b	130	PRFV SN10	700	2 ‰	0,52+0,6*	2.1	4,5	0,51	0,9
2c-2b	250	PRFV SN10	700	2 ‰	0,52	2.2	2,1	0,51	0,4
2b-2d	180	PRFV SN10	1100	2 ‰	1,63+0,6*	2.1+2.2+2.3	10,5	0,51	2,0
2e-2d	155	PRFV SN10	800	2 ‰	0,74	2.4	2,9	0,51	0,6

Tabella 18- Calcolo delle portate scolanti nelle condotte del bacino 2

*: il contributo di 0,6 m³/s deriva dalla tubazione esistente in cls DN 800, supposta con i = 2 ‰

I calcoli sopra riportati di prima approssimazione mostrano che i tratti fognari 2a-2b e 2b-2d riescono a smaltire le portate dei bacini contribuenti se realizzate con le caratteristiche riportate, ossia se la tubazione esistente in cls DN 800 viene affiancata nel primo tratto (2a-2b) da una nuova tubazione in PRFV SN10 DN 700 e nel secondo tratto (2b-2d) in PRFV SN10 DN 1100.

Si riportano i seguenti calcoli relativi alle tubazioni esistenti:

$$Q' \text{ (tubazione esistente DN 1000)} = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (1)^2 \times 80 \times (0,304 \times 1)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 1 \times 80 \times 0,452 \times 0,0447 = 1,09 \text{ m}^3/\text{s} > Q \text{ (bacino 2.1)} = 0,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q' \text{ (tubazione esistente DN 800)} = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,8)^2 \times 80 \times (0,304 \times 0,8)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,64 \times 80 \times 0,39 \times 0,0447 = 0,601 \text{ m}^3/\text{s} < Q \text{ (bacino 2.1)} = 0,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q' \text{ (tubazione esistente DN 800)} = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,8)^2 \times 80 \times (0,304 \times 0,8)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,64 \times 80 \times 0,39 \times 0,0447 = 0,601 \text{ m}^3/\text{s} < Q \text{ (bacino 2.1+2.2+2.3)} = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

supponedo un gradiente idraulico pari al 2‰ e considerando un coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler pari a 80 m^{1/3}/s per tali condotte esistenti in cemento.

Il piccolo tratto iniziale, invece, in cemento DN 1000 risulta idoneo a smaltire l'area adiacente in testa alla linea.

Per quanto riguarda la rete separata per i soli reflui neri è risultato che:

$$Q_p \text{ (bacino 2)} = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times AE \times 200)/86.400 = 7,31 \text{ l/s}$$

con A.E. = 943 + (1.120/3) = 1.317 abitanti serviti derivante da quanto riportato nella tabella sottostante.

Sub comparti	Abitanti effettivi + aggiuntivi	Addetti effettivi + aggiuntivi
10	33	251
11	364	549
12	164	90
13	382	230
Totale bacino 2	943	1.120

Tabella 19- Calcolo degli abitanti equivalenti relativi al bacino 2

Dal calcolo è stato escluso il sub comparto 10 che scolerà attraverso apposita rete separata già posata i reflui neri nella fognatura di via Trieste esistente.

Considerando una condotta con le seguenti caratteristiche:

- un gradiente idraulico pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (PVC);
- circolari in PVC SN8 DN200;
- un riempimento massimo del 80 %

si ha

$$Q' (\text{bacino 2}) = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,1882)^2 \times 95 \times (0,304 \times 0,1882)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,0354 \times 95 \times 0,148 \times 0,0447 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p (\text{bacino 2}) = 6,6 \text{ l/s}.$$

Il calcolo evidenzia che la condotta principale in PVC SN8 DN200 con gradiente idraulico pari al 2 ‰ è in grado di scolare i reflui fino all'impianto di via Cherso Sn1.

4.5.3 Bacino 3

Per il bacino 3 sono state considerati i collettori scolanti di reflui misti delle seguenti caratteristiche:

- gradiente idraulico della condotta pari a 1 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per cemento rivestito con liner,
- scatolari prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato con rivestimento interno,
- un riempimento massimo del 80 %.

Il bacino 3 è stato suddiviso nei seguenti sottobacini:

- 3.1 scolante nel tratto fognario 3a-3b,
- 3.2 defluente nel collettore 3c-3b,
- 3.3 scolante in 3b-3d,

Si riporta di seguito una raffigurazione del bacino 3 e dei relativi sottobacini.

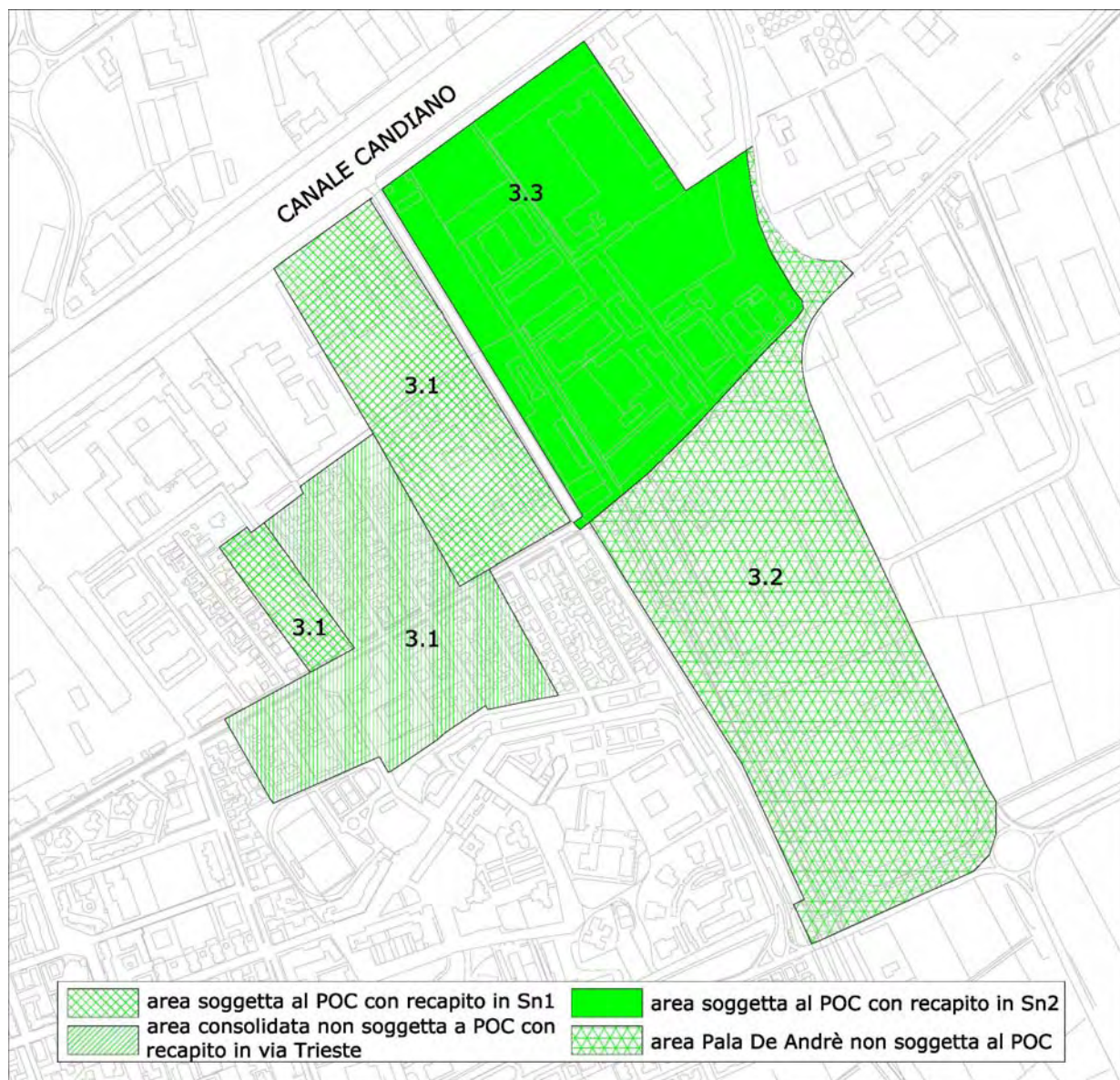


Figura 21- Suddivisione del bacino scolante n.3

Come per i bacini precedenti evidenziamo nella tabella sottostante le caratteristiche principali dei calcoli svolti dei singoli tratti fognari e dei relativi bacini contribuenti.

Tratto	Lunghezza (m)	Tubazione	Dimensioni b x h (m)	Gradiente Idraulico "I"	Portata scolante Q' (m ³ /s)	Sottobacini scolanti	Superficie sottobacini scolanti (ha)	Coefficiente di afflusso "e"	Portata affluente Q (m ³ /s)
3a-3b	205	Cemento	2,0 x 1,25	1 ‰	3,4	3.1	17,3	0,52	3,2
3c-3b	510	Cemento	3,0 x 2,25	1 ‰	12,7	3.2+4	88,4	0,53	12,4
3b-3d	210	Cemento	3,5 x 2,25	1 ‰	15,6	3.1+3.2+3.3+4	113,4	0,53	15,1

Tabella 20- Calcolo delle portate scolanti nelle condotte del bacino 3

Si evidenzia che nei collettori del bacino 3 andranno a confluire anche le portate miste del bacino 4 sottostante.

In questi calcoli relativi ai reflui misti non sono stati considerati i reflui neri domestici delle aree esistenti già urbanizzate in quanto non rilevanti rispetto al contributo delle acque meteoriche.

Per quanto riguarda i reflui neri relativi alle sole aree di riqualificazione (sottobacini 3.1, 3.2, 3.3) in cui verranno eseguite reti separate si ha

$$Q_p (\text{sottobacino 3.1 (Sx Lama)}) = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times AE \times 200) / 86.400 = 4,5 \text{ l/s}$$

$$Q_p (\text{sottobacini 3.2+3.3 (Dx Lama)}) = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times AE \times 200) / 86.400 = 12,2 \text{ l/s}$$

con

$$A.E. (\text{sottobacino 3.1 (Sx Lama)}) = 680 + (385/3) = 809 \text{ abitanti serviti,}$$

$$A.E. (\text{sottobacino 3.2+3.3 (Dx Lama)}) = 1.635 + (1.696/3) = 2.201 \text{ abitanti serviti,}$$

derivanti da quanto riportato nella tabella sottostante.

Sottobacini	Sub comparti	Abitanti effettivi + aggiuntivi	Addetti effettivi + aggiuntivi
3.1	15	375	204
3.1	16	92	60
3.1	17b	127	70
3.1	18	86	51
Totale 3.1		680	385
3.2+3.3	19	366	449
3.2+3.3	19a	110	93
3.2+3.3	20	720	754
3.2+3.3	20a	234	161
3.2+3.3	21	58	67
3.2+3.3	22	147	160
3.2+3.3	Ex poligono	0	12
Totale 3.2+3.3		1.635	1.696

Tabella 21- Calcolo degli abitanti equivalenti relativi al bacino 3

Considerando una condotta con le seguenti caratteristiche:

- un gradiente idraulico pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (PVC);
- circolari in PVC SN8 DN200;
- un riempimento massimo del 80 %

si ha

$$Q' \text{ (bacino 3)} = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,1882)^2 \times 95 \times (0,304 \times 0,1882)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,0354 \times 95 \times 0,148 \times 0,0447 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p \text{ (sottobacini 3.2+3.3 (Dx Lama))} = 12,2 \text{ l/s} > Q_p \text{ (sottobacino 3.1 (Sx Lama))} = 4,5 \text{ l/s}$$

Il calcolo evidenzia che per le aree da riqualificare del sottobacino 3 in Sx Lama (sottobacino 3.1) è idoneo un collettore principale in PVC SN8 DN200 ($i = 2 \text{ ‰}$) che scoli verso l'impianto di sollevamento di via Cherso Sn1.

Nella stessa maniera le aree da riqualificare in Dx Lama (sottobacini 3.2 e 3.3) riuscirebbero, tramite un collettore delle medesime caratteristiche, a defluire i singoli reflui neri verso l'impianto di sollevamento Sn2, le quali, assieme alle acque di prima pioggia, verrebbero recapitate nella premente esistente (Ghisa sferoidale DN 700) tramite attacco "pressione su pressione" in prossimità delle Rotonde Danimarca e Finlandia.

4.5.4 Bacino 4

Per il bacino 4 sono state ipotizzate tubazioni defluenti i reflui misti delle seguenti caratteristiche:

- gradiente idraulico della condotta pari a 1 ‰;
- k coefficiente di scabrezza pari a $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per cemento rivestito con liner;
- scatolari prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato con rivestimento interno;
- un riempimento massimo del 80 %.

Il bacino 4 è stato suddiviso nei seguenti sottobacini:

- 4.1 scolante nel tratto fognario 4a-4b;
- 4.2 defluente nel collettore 4b-4c;
- 4.3 scolante in 4c-4d.

Si riporta di seguito una raffigurazione del bacino 4 e dei relativi sottobacini.



Figura 22- Suddivisione del bacino scolante n.4

Come per i bacini precedenti evidenziamo nella tabella sottostante le caratteristiche principali dei calcoli svolti dei singoli tratti fognari e dei relativi bacini contribuenti.

Tratto	Lunghezza (m)	Tubazione	Dimensioni b x h (m)	Gradiente Idraulico "i"	Portata scolante Q' (m ³ /s)	Sottobacini scolanti	Superficie sottobacini scolanti (ha)	Coefficiente di afflusso "e"	Portata affluente Q (m ³ /s)
4a-4b	455	Cemento	2,5 x 1,5	1 ‰	5,8	4.1	30,5	0,53	5,1
4b-4c	270	Cemento	3,0 x 1,5	1 ‰	7,4	4.1+4.2	45,6	0,53	7,2
4c-4d	240	Cemento	3,5 x 1,8	1 ‰	11,6	4.1+4.2+4.3	60,8	0,53	9,1

Tabella 22- Calcolo delle portate scolanti nelle condotte del bacino 4

La linea fognaria principale in esame di reflui misti relativa al bacino 4 defluirà verso il bacino 3 convogliando le rispettive acque meteoriche affluenti.

Nei calcoli soprastanti relativi ai reflui misti non sono stati considerati i reflui neri domestici in quanto non rilevanti rispetto al contributo delle acque meteoriche.

4.5.5 Bacino 5

Per il bacino 5 sono state ipotizzate tubazioni defluenti le acque meteoriche delle seguenti caratteristiche:

- gradiente idraulico della condotta pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $105 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il PRFV centrifugato,
- condotte circolari in PRFV centrifugato SN10 PN1,
- un riempimento massimo del 80 %, per cui i coefficienti R e A per le tubazioni di progetto risultano:

$$A = 0,674 D^2$$

$$R = 0,304 D$$

Allo stato attuale della progettazione considerando i sub compartimenti come sottobacini scolanti è stato possibile ricavare i seguenti valori di portate scolanti ed affluenti e le diverse tipologie di tubazioni da impiegare.

Tubazione principale	DN	Gradiente Idraulico "i"	Portata scolante Q' (m ³ /s)	Sottobacini Scolanti (sub comparto)	Superficie sottobacini scolanti (ha)	Coefficiente di afflusso "e"	Portata affluente Q (m ³ /s)
PRFV	1200	2 ‰	2,2	5.1 (24,25 e 26/28)	9,9	0,51	2,1
PRFV	1000	2 ‰	1,4	5.2 (29 e 30)	4,7	0,51	0,9

Tabella 23- Calcolo delle portate scolanti nelle condotte del bacino 5

Per quanto riguarda la rete separata di soli reflui neri risulta che:

$$Q_p (\text{bacino 5}) = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times A.E. \times 200) / 86.400 = 9,83 \text{ l/s}$$

con A.E. = $1.336 + (1.301/3) = 1.770$ come riportato nella tabella sottostante

Sub compartimenti	Abitanti effettivi + aggiuntivi	Addetti effettivi + aggiuntivi
24	30	287
25	47	21
26/28	786	561
29	371	373
30	102	59
Totale bacino 5	1.336	1.301

Tabella 24- Calcolo degli abitanti equivalenti relativi al bacino 5

Nel calcolo degli A.E., gli addetti relativi alle attività lavorative sono considerati per 1/3.

Considerando una condotta con le seguenti caratteristiche:

- un gradiente idraulico pari a 2 ‰,

- k coefficiente di scabrezza pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (PVC);
- circolari in PVC SN8 DN200;
- un riempimento massimo del 80 %

si ha

$$Q' (\text{bacino 5}) = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,1882)^2 \times 95 \times (0,304 \times 0,1882)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,0354 \times 95 \times 0,148 \times 0,0447 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p (\text{bacino 5})$$

Il calcolo mostra che la rete separata con le caratteristiche indicate è in grado di scolare le portate nere dei relativi subcomparti del bacino 5 verso l'impianto di sollevamento dedicato di progetto Sn3.

4.5.6 Bacino 6

Per il bacino 6 si considerano tubazioni per le acque bianche delle seguenti caratteristiche:

- gradiente idraulico della condotta pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $105 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il PRFV centrifugato,
- condotte circolari in PRFV centrifugato SN10 PN1,
- un riempimento massimo del 80 %, per cui i coefficienti R e A per le tubazioni di progetto risultano:

$$A = 0,674 D^2$$

$$R = 0,304 D$$

Allo stato attuale della progettazione considerando i sub compartimenti come sottobacini scolanti è stato possibile determinare i valori di portate in grado di scolare le portate affluenti dalle condotte principali da apposite condotte.

Tubazione principale	DN	Gradiente Idraulico "i"	Portata scolante Q' (m ³ /s)	Sottobacini Scolanti (sub comparto)	Superficie sottobacini scolanti (ha)	Coefficiente di afflusso "e"	Portata affluente Q (m ³ /s)
PRFV	1200	2 ‰	2,2	6.1 (31)	9,3	0,51	1,7
PRFV	1000	2 ‰	1,4	6.2 (32)	6,7	0,51	1,2

Tabella 25- Calcolo delle portate scolanti nelle condotte del bacino 6

Per quanto riguarda la rete separata di soli reflui neri risulta che:

$$Q_p (\text{bacino 6}) = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times A.E. \times 200)/86.400 = 9,64 \text{ l/s}$$

con A.E. = $1.324 + (1.235/3) = 1.736$ come riportato nella tabella sottostante

Sub compartimenti	Abitanti effettivi + aggiuntivi	Addetti effettivi + aggiuntivi
31	771	710
32	553	525
Totale bacino 6	1.324	1.235

Tabella 26- Calcolo degli abitanti equivalenti relativi al bacino 6

Nel calcolo degli A.E. gli addetti relativi alle attività lavorative sono considerati per 1/3.
Considerando una condotta con le seguenti caratteristiche:

- un gradiente idraulico pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (PVC);
- circolari in PVC SN8 DN400;
- un riempimento massimo del 80 %

si ha

$$Q' (\text{bacino } 6) = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,3766)^2 \times 95 \times (0,304 \times 0,3766)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,1418 \times 95 \times 0,236 \times 0,0447 = 0,095 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p (\text{bacino } 5) + Q_p (\text{bacino } 6) + Q_{\text{tot}} (\text{Sn1}) = 8,83+9,64+62,06 = 80,53 \text{ l/s}$$

Il calcolo mostra che la rete separata con le caratteristiche indicate è in grado di scolare le portate nere dei relativi subcomparti del bacino 6 oltre a quelle del bacino 5 e dell'impianto di via Cherso, supponendo che nell'area in esame la rete fognaria principale di reflui neri divenga unica fino all'impianto di sollevamento di progetto Sn3 della rotonda Belgio.

Sono state escluse le acque di prima pioggia che comunque la condotta è in grado di scolare.

4.5.7 Bacino 7



Figura 23- Suddivisione del bacino scolante n.4

Per il bacino 7 (fig. 23) è stato ipotizzato un collettore principale scolante le acque piovane delle seguenti caratteristiche:

- gradiente idraulico della condotta pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (PVC),
- circolare in PVC SN8 DN500,
- un riempimento massimo del 80 %, per cui i coefficienti R e A per le tubazioni di progetto risultano:

$$A = 0,674 D^2$$

$$R = 0,304 D$$

Dai calcoli risulta:

$$Q' \text{ (portata scolante)} = 173,6 \text{ l/s} > Q \text{ (portata affluente)} = 106 \text{ l/s}$$

Tali acque piovane verranno poi scolate nella fognatura bianca di via Magazzini Posteriori.

Per quanto riguarda la rete separata di soli reflui neri risulta che:

$$Q_p \text{ (bacino 7)} = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times A.E. \times 200)/86.400 = 0,99 \text{ l/s}$$

$$\text{con A.E.} = 100 + (233/3) = 178$$

in cui 100 sono gli abitanti effettivi ed aggiuntivi e 233 sono invece gli addetti effettivi ed aggiuntivi. Nel calcolo degli A.E., gli addetti relativi alle attività lavorative sono considerati per 1/3.

Considerando una condotta con le seguenti caratteristiche:

- un gradiente idraulico pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (PVC);
- circolari in PVC SN8 DN200;
- un riempimento massimo del 80 %

si ha

$$Q' \text{ (bacino 7)} = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,1882)^2 \times 95 \times (0,304 \times 0,1882)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,0354 \times 95 \times 0,148 \times 0,0447 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p \text{ (bacino 7)}$$

Tali reflui saranno poi scaricati nella fognatura di soli reflui neri presente in via Magazzini Posteriori diretti verso l'impianto di sollevamento Bidente.

4.5.8 Bacino 8



Figura 24- Suddivisione del bacino scolante n.4

Per il bacino 8 (fig. 24) si considerano collettori scolanti le acque piovane delle seguenti caratteristiche:

- gradiente idraulico della condotta pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a $105 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il PRFV centrifugato,
- condotte circolari in PRFV centrifugato SN10 PN1,
- un riempimento massimo del 80 %, per cui i coefficienti R e A per le tubazioni di progetto risultano:

$$A = 0,674 D^2$$

$$R = 0,304 D$$

Allo stato attuale della progettazione considerando i sub comparti come sottobacini scolanti è stato possibile determinare i valori di portate in grado di scolare le portate affluenti dalle condotte principali da apposite condotte.

Tubazione principale	DN	Gradiente Idraulico	Portata scolante	Sottobacini Scolanti	Superficie sottobacini	Coefficiente di afflusso	Portata affluente
----------------------	----	---------------------	------------------	----------------------	------------------------	--------------------------	-------------------

		"i"	Q' (m ³ /s)	(sub comparto)	scolanti (ha)	"e"	Q (m ³ /s)
PRFV	500	2 ‰	0,23	8.1 (2)	1,0	0,5	0,21
PRFV	500	2 ‰	0,23	2.2 (3)	0,67	0,58	0,17

Tabella 27- Calcolo delle portate scolanti nelle condotte del bacino 8

Tali acque piovane verranno poi scolate nella fognatura bianca di via Perilli.

Per quanto riguarda la rete separata di soli reflui neri risulta che:

$$Q_p (\text{bacino 8}) = 3 \times Q_{24} = 3 \times (0,8 \times A.E. \times 200)/86.400 = 1,05 \text{ l/s}$$

con A.E. = 142 + (139/3) = 189 come riportato nella tabella sottostante

Sub comparti	Abitanti effettivi + aggiuntivi	Addetti effettivi + aggiuntivi
2	86	81
3	56	58
Totale bacino 8	142	139

Tabella 28- Calcolo degli abitanti equivalenti relativi al bacino 8

Considerando una condotta con le seguenti caratteristiche:

- un gradiente idraulico pari a 2 ‰,
- k coefficiente di scabrezza pari a 95 m^{1/3}/s (PVC);
- circolari in PVC SN8 DN200;
- un riempimento massimo del 80 %

si ha

$$Q' (\text{bacino 8}) = A k R^{2/3} i^{1/2} = 0,674 \times (0,1882)^2 \times 95 \times (0,304 \times 0,1882)^{2/3} \times (0,002)^{1/2} = 0,674 \times 0,0354 \times 95 \times 0,148 \times 0,0447 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p (\text{bacino 8})$$

Tali reflui saranno poi scaricati nella fognatura di soli reflui neri presente in via Perilli diretti verso l'impianto di sollevamento Bidente.

4.6 Dimensionamento di massima degli impianti idrovori

Gli impianti idrovori di progetto saranno costituiti dal posizionamento di 4-6 pompe (di cui 1-2 di scorta) all'interno di un manufatto denominato camera delle pompe. Per definire le caratteristiche e la tipologia di pompe da installare per ogni impianto occorrerà determinare le perdite di carico per i tratti in pressione in uscita dalle centrali fino alla confluenza nel Canale Candiano limitrofo.

La condotta in pressione, a partire dalle pompe della stazione di rilancio dei reflui, dovrà essere dunque dimensionata in modo tale da garantire una prevalenza superiore alla somma di tutte le perdite di carico subite nel percorso, del dislivello geodetico e della pressione idrostatica nel punto di confluenza.

Per il calcolo della condotta in pressione, si utilizza la formula della cadente piezometrica di Hazen Williams:

$$J = \frac{10.675 \cdot Q^{1.852}}{C^{1.852} \cdot D^{4.8704}} \quad [\text{m/m}]$$

con:

- Q = portata [m^3/s],
- D = diametro della condotta [m],
- C = coefficiente di scabrezza.

Il coefficiente C varia secondo il seguente range:

100	cls
120	acc
130	ghisa
140	inox
150	pvc/pe/prfv

Nota la lunghezza L, è possibile calcolare facilmente le perdite di carico distribuite moltiplicando L per la cadente J.

Per le perdite di carico concentrate, dovute a singolarità quali allargamento o restringimenti della sezione, valvole o curve, si utilizza la seguente formula:

$$\Delta H = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

con:

- V = velocità media in condotta [m/s],
- K = coefficiente dipendente dalla tipologia della singolarità
 - Curve a gomito $90^\circ = 0,9$
 - Curve a gomito $45^\circ = 0,3$
 - Imbocco/sbocco in un serbatoio = 1
 - Allargamento/restringimento di sezione = $(A_1 / A_2 - 1)^2$
 - Valvole a saracinesca = 0,3
 - Sfiati/scarichi = 0,9

Nota dunque J e noto il numero di singolarità presenti lungo il tracciato, si determina la curva caratteristica dell'impianto che è data dalla seguente formula:

$$H_t = f(Q) = H_G + J \cdot L + \sum \Delta H_i$$

dove HG è il dislivello geodetico.

4.6.1 Impianto idrovoro (bacino 1)

L'impianto idrovoro sarà costituito da un doppio manufatto corrispondente alla camera delle pompe ed alla camera del valvolame. A monte della camera delle pompe sarà necessario installare una camera di calma e controllo del refluo. Considerando una portata d'ingresso pari a $2,1 \text{ m}^3/\text{s}$, il volume utile di accumulo che deve avere la camera delle pompe risulta empiricamente pari a:

$$V (\text{impianto idrovoro 1}) = Q \times T/4 = 2,1 \times 450/4 = 236,25 \text{ m}^3$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s) pari a 2,1

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) pari a 450 s (7,5 minuti).

Si evidenzia che tale calcolo risulta solamente indicativo visto che l'impianto sarà dotato di invertitore di frequenza per cui le portate saranno rilanciate in proporzione agli ingressi, limitando enormemente gli attacca-stacca delle elettropompe.

Considerando due tubazioni di mandata parallele, in uscita dall'impianto, in PRFV centrifugato, di lunghezza ciascuna pari a circa 170 m e le seguenti ipotesi progettuali:

- diametro della condotta DN 900 SN10 PN10 (Di = 885,6 mm)
- coefficiente di scabrezza C = 150
- n. di curve a 90° = 2
- dislivello geodetico Hg = 5 m
- velocità nella condotta V = 1,7 m/s

si ha una prevalenza pari a

H = 5,9 m

Supponendo 2 elettropompe sommergibili con funzionamento in parallelo (oltre ad una di scorta con la rispettiva tubazione di mandata), ciascuna in grado di smaltire circa 1,05 m³/s, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$Pot = \frac{9,8 \times 1,05 \times H}{\eta} = 75,9 kW$$

con

potenza assorbita (kW)

η: rendimento (80%)

Q: portata (m³/s)

H: prevalenza (m)

4.6.2 Impianto idrovoro (bacino 2)

L'impianto idrovoro del bacino 2 avrà le medesime caratteristiche di quello del bacino 1. Considerando una portata d'ingresso pari a 2,4 m³/s, il volume utile di accumulo che deve avere la camera delle pompe risulta empiricamente pari a:

$$V (\text{impianto idrovoro 2}) = Q \times T/4 = 2,4 \times 450/4 = 270 \text{ m}^3$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s) pari a 2,4

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) pari a 450 s (7,5 minuti)

Si evidenzia che tale calcolo risulta solamente indicativo visto che l'impianto sarà dotato di invertitore di frequenza per cui le portate saranno rilanciate in proporzione agli ingressi, limitando enormemente gli attacca-stacca delle elettropompe.

Considerando due tubazioni di mandata parallele, in uscita dall'impianto, in PRFV centrifugato di lunghezza ognuna pari a circa 200 m e le seguenti ipotesi progettuali:

- diametro della condotta DN 1000 SN10 PN10 ($D_i = 983,6$ mm)
- coefficiente di scabrezza $C = 150$
- n. di curve a $90^\circ = 2$
- dislivello geodetico $H_g = 5$ m
- velocità nella condotta $V = 1,58$ m/s

si ha una prevalenza pari a

$$H = 5,79 \text{ m}$$

Supponendo 2 elettropompe sommergibili con funzionamento in parallelo (oltre ad una di scorta con la rispettiva tubazione di mandata), ciascuna in grado di smaltire circa $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$P_{ot} = \frac{9,8 \times 1,2 \times H}{\eta} = 85,1 \text{ kW}$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m^3/s)

H: prevalenza (m)

4.6.3 Impianto idrovoro (bacini 3 e 4)

L'impianto idrovoro dei bacini 3 e 4 avrà le medesime caratteristiche di quello dei bacini precedenti e sarà dotato di una vasca volano per abbassare la portata al colmo.

Considerando una portata d'ingresso pari a $15,1 \text{ m}^3/\text{s}$, il volume utile di accumulo della camera delle pompe risulta empiricamente pari a:

$$V (\text{impianto idrovoro 3-4}) = Q \times T/4 = 15,1 \times 450/4 = 1.698,75 \text{ m}^3$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m^3)

Q = portata della pompa in mandata (m^3/s) pari a 15,1

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) pari a 450 s (7,5 minuti)

Si evidenzia che tale calcolo risulta solamente indicativo visto che l'impianto sarà dotato di invertitore di frequenza per cui le portate saranno rilanciate in proporzione agli ingressi, limitando enormemente gli attacca-stacca delle elettropompe.

Come volume utile di accumulo può essere impiegata la vasca volano se posta in prossimità dell'impianto idrovoro.

Considerando otto tubazioni di mandata parallele, in uscita dall'impianto, in PRFV centrifugato di lunghezza ognuna pari a circa 50 m e le seguenti ipotesi progettuali:

- diametro della condotta DN 1200 SN10 PN10 ($D_i = 1.179,0$ mm)
- coefficiente di scabrezza $C = 150$
- n. di curve a $90^\circ = 2$
- dislivello geodetico $H_g = 6$ m
- velocità nella condotta $V = 1,73$ m/s

si ha una prevalenza pari a

$H = 6,65$ m.

Supponendo 8 elettropompe sommergibili con funzionamento in parallelo (oltre ad una di scorta con la rispettiva tubazione di mandata), ciascuna in grado di smaltire circa $1,8875$ m³/s, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$Pot = \frac{9,8 \times 1,8875 \times H}{\eta} = 153,8 kW$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m³/s)

H: prevalenza (m)

Considerando l'abbattimento della portata al colmo da parte della vasca volano per cui la portata complessiva risulta pari a $10,6$ m³/s, le 8 idrovore sommergibili con funzionamento in parallelo, ciascuna in grado di smaltire $1,325$ m³/s, avranno ognuna la seguente potenza:

$$Pot = \frac{9,8 \times 1,325 \times H}{\eta} = 102,6 kW$$

con $H = 6,32$ m.

4.6.4 Impianto idrovoro (bacino 5)

L'impianto idrovoro del bacino 5 avrà caratteristiche similari agli impianti idrovori 1 e 2.

Considerando una portata d'ingresso pari a $2,88$ m³/s, il volume utile di accumulo che deve avere la camera delle pompe risulta empiricamente pari a:

$$V (\text{impianto idrovoro 5}) = Q \times T/4 = 2,88 \times 450/4 = 324 \text{ m}^3$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s) pari a 2,9

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) pari a 450 s (7,5 minuti)

Si evidenzia che tale calcolo risulta solamente indicativo visto che l'impianto sarà dotato di invertitore di frequenza per cui le portate saranno rilanciate in proporzione agli ingressi, limitando enormemente gli attacca-stacca delle elettropompe.

Considerando tre tubazioni di mandata parallele, in uscita dall'impianto, in PRFV centrifugato di lunghezza ognuna pari a circa 50 m e le seguenti ipotesi progettuali:

- diametro della condotta DN 800 SN10 PN10 ($D_i = 786$ mm)
- coefficiente di scabrezza $C = 150$
- n. di curve a $90^\circ = 2$
- dislivello geodetico $H_g = 5$ m
- velocità nella condotta $V = 1,98$ m/s

si ha una prevalenza pari a

$$H = 5,91 \text{ m}$$

Supponendo 3 elettropompe sommergibili con funzionamento in parallelo (oltre ad una di scorta con la rispettiva tubazione di mandata), ciascuna in grado di smaltire circa $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$Pot = \frac{9,8 \times 0,96 \times H}{\eta} = 69,5 \text{ kW}$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m^3/s)

H: prevalenza (m)

4.6.5 Impianto idroforo (bacino 6)

L'impianto idroforo del bacino 5 avrà caratteristiche simili agli impianti 1, 2 e soprattutto 5.

Considerando una portata d'ingresso pari a $2,9 \text{ m}^3/\text{s}$, il volume utile di accumulo che deve avere la camera delle pompe risulta empiricamente pari a:

$$V (\text{impianto idroforo 6}) = Q \times T/4 = 2,9 \times 450/4 = 326,25 \text{ m}^3$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m^3)

Q = portata della pompa in mandata (m^3/s) pari a 2,9

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) pari a 450 s (7,5 minuti)

Considerando tre tubazioni di mandata parallele, in uscita dall'impianto, in PRFV centrifugato di lunghezza ognuna pari a circa 50 m e le seguenti ipotesi progettuali:

- diametro della condotta DN 800 SN10 PN10 ($D_i = 786$ mm)
- coefficiente di scabrezza $C = 150$
- n. di curve a $90^\circ = 2$
- dislivello geodetico $H_g = 5$ m
- velocità nella condotta $V = 2,0$ m/s

si ha una prevalenza pari a

$$H = 5,93 \text{ m}$$

Supponendo 3 elettropompe sommergibili con funzionamento in parallelo (oltre ad una di scorta con la rispettiva tubazione di mandata), ciascuna in grado di smaltire circa $0,97 \text{ m}^3/\text{s}$, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$Pot = \frac{9,8 \times 0,97 \times H}{\eta} = 70,4 \text{ kW}$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m^3/s)

H: prevalenza (m).

4.7 Dimensionamento della vasca volano

Per progettare un invaso volano in modo rigoroso, occorre fare riferimento alle equazioni che consentono di descrivere il fenomeno della laminazione e quindi il funzionamento idraulico di una vasca volano.

La laminazione è governata da tre equazioni fondamentali:

1) l'equazione di continuità della vasca:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

dove:

$Q_e(t)$ portata entrante nella vasca, variabile nel tempo, dipendente dall'evento pluviometrico e dalle caratteristiche del bacino e della rete drenante;

$Q_u(t)$ portata in uscita dalla vasca, variabile nel tempo e dipendente dalle caratteristiche dello scarico;

$W(t)$ volume invasato nella vasca all'istante t.

2) l'equazione che rappresenta il legame, esclusivamente geometrico, esistente tra il volume invasato nella vasca e livello idrico nella stessa: $W(t) = W(h(t))$

3) l'equazione che rappresenta il legame tra portata in uscita ed il tempo. Nei manufatti di scarico, questa dipende dal tempo e dal livello idrico nella vasca $h(t)$: $Q_u(t) = Q_u(t, h(t))$

La risoluzione del sistema di equazioni viene spesso affrontata con metodi che si basano su ipotesi semplificative sull'andamento della portata uscente $Q_e(t)$ e sulle leggi di efflusso che regolano lo scarico $Q_u(t)$, con lo scopo comunque di determinare il volume da assegnare alla vasca affinché la portata in uscita possa essere limitata a un valore limite fissato.

Per il dimensionamento della vasca volano, volendo adottare un approccio semplificato, si fa riferimento in questo caso al metodo cinematico.

Le ipotesi alla base dei calcoli sono:

- ietogramma netto di pioggia a intensità costante (cioè avente forma rettangolare assumendo che l'evento di pioggia di progetto di una certa durata T sia caratterizzato da un'intensità nota non variabile nel tempo),
- curve aree-tempi lineare (cioè la formazione della piena è dovuta esclusivamente ad un fenomeno di trasferimento (senza invaso) della massa liquida generata dalla pioggia netta; il tempo necessario a compiere il tragitto da monte a valle di ogni goccia di pioggia caduta sul bacino dipende soltanto dalla posizione del punto in cui essa è caduta visto che la velocità di trasferimento in rete non è influenzata dalle condizioni al contorno),
- svuotamento della vasca con una portata uscente costante e pari a Q_u (valore massimo di progetto compatibile con le condizioni della rete a valle della vasca di laminazione).

Sotto queste ipotesi, l'andamento nel tempo della portata in ingresso alla vasca avrà un andamento lineare e raggiungerà un massimo in corrispondenza di una durata dell'evento meteorico pari al tempo di corrivazione T_c del bacino scolante considerato. A tale tempo infatti tutta la superficie drenata dalla rete collabora alla formazione del deflusso, poiché anche la goccia caduta nel punto più distante dalla sezione di chiusura di progetto ha avuto tempo di arrivare a valle.

In base alle caratteristiche geometriche della vasca, conoscendo i quantitativi in ingresso, si può determinare il volume invasato e di conseguenza l'andamento nel tempo della portata uscente ($Q_u(t)$).

Il volume della vasca sarà dato dalla differenza tra l'area sottesa dalla curva che rappresenta l'andamento della portata uscente $Q_u(t)$ e l'area sottesa dalla linea orizzontale pari al valore della portata massima costante che si vuole transitare a valle.

Il volume della vasca W_0 è rappresentato graficamente nella Figura 25 sotto:

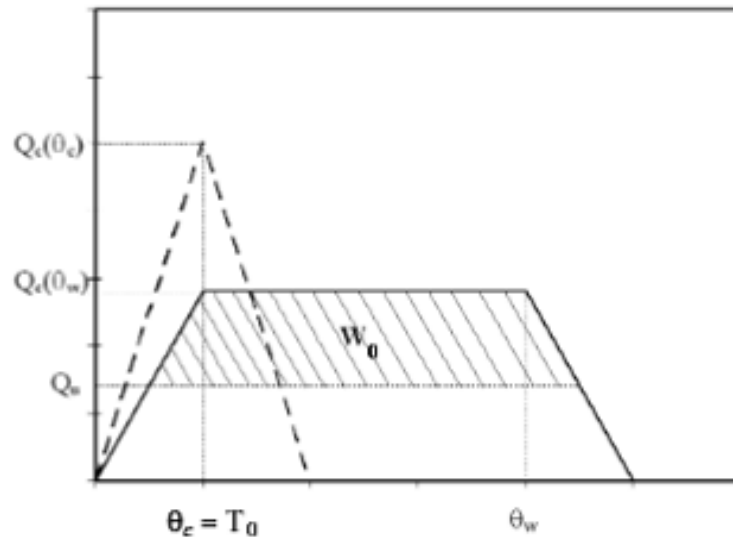


Figura 25- Determinazione dell'evento critico per la vasca con il modello cinematico

Secondo dunque queste ipotesi, si può scrivere l'espressione del volume W invasato nella vasca in funzione della durata della pioggia θ , del tempo di corrivazione del bacino T_c , della portata uscente dalla vasca Q_u , del coefficiente di afflusso φ , dell'area del bacino A e dei parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica.

$$W = \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^n + T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - Q_u \cdot \theta - Q_u \cdot T_c \quad (1)$$

Imponendo la condizione di massimo per il volume W , cioè derivando l'espressione precedente rispetto alla durata θ ed uguagliando a 0 si trova:

$$n \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^{n-1} + (1-n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - Q_u = 0 \quad (2)$$

che permette di stimare la durata θ che massimizza il volume della vasca W_0 da assegnare alla vasca stessa.

Nel nostro caso, la vasca sarebbe posizionata in uscita dal bacino A4, le cui caratteristiche idrologiche sono:

Area bacino **60,8** ha

Coeff. medio di afflusso **0,53**

a **70,77** mm/h⁻ⁿ

n **0,48**

Tempo di corrivazione

bacino **0,50** h

I parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica sono relativi a un evento di breve durata ($t < 1h$) con tempo di ritorno di 25 anni, secondo le ipotesi di progetto riportate precedentemente.

In base ai calcoli idraulici effettuati la portata al colmo in uscita dal bacino 4 risulta pari a 9,1 m³/sec (9.115 l/s).

Volendo abbattere il picco di 4,5 m³/s, quindi volendo una portata costante Qu a valle di circa 4,6 m³/s, si ottiene dall'equazione (2) un valore della durata critica della vasca θ di **0,73 h (44 min)**. Tale durata risulta compatibile con i dati pluviometrici di progetto che sono relativo a un evento di durata inferiore all'ora. Sostituendo a questo punto il valore di θ nell'equazione (1), si determina un volume della vasca uguale a **4.340 m³**.

4.8 Dimensionamento di massima delle vasche di prima pioggia

In riferimento alle superfici delle strade, parcheggi e piazzali dei sei bacini scolanti sono stati calcolati i volumi utili delle vasche di prima pioggia. Tale valore è stato determinato dal prodotto delle singole superfici per i 5 mm di altezza di precipitazione. Come richiede la normativa di riferimento (Delibera della Giunta Regionale n. 1860 del 2006) tali capacità dovranno essere svuotate nelle 48-72 ore successive all'ultimo evento meteorico nella rete fognaria nera di riferimento.

In base a quanto affermato si riporta di seguito una tabella riassuntiva in cui sono evidenziate per ciascun bacino di riferimento le superfici citate, i volumi di prima pioggia, i valori di portata di scarico se svolto nelle 48 o 72 ore e la destinazione delle acque di prima pioggia.

Bacini	Superficie totale (ha)	Superficie Strade parcheggi piazzali (ha)	Volume 1° pioggia (m ³)	Qs 48 ore (l/s)	Qs 72 ore (l/s)	Destinazione
1	12,4	1,9	93	0,54	0,36	Impianto Bidente
2	13,3	2,0	100	0,58	0,39	Impianto via Cherso
3	52,5	9,3	467	2,70	1,80	Impianto Dx Lama
4	60,8	12,2	608	3,52	2,35	Impianto Dx Lama
5	16,3	2,4	122	0,71	0,47	Impianto via Belgio
6	16,0	2,4	120	0,69	0,46	Impianto via Belgio
7	0,24	0,06	3	0,02	0,01	Impianto Bidente
8	1,67	0,24	12	0,07	0,05	Impianto Bidente

Tabella 29- Calcolo delle vasche di prima pioggia per bacino

4.9 Dimensionamento di massima degli impianti di sollevamento reflui neri

Gli impianti di sollevamento di progetto per i reflui neri saranno costituiti dal posizionamento di 2-4 pompe (2-3 + 1 di scorta) all'interno di un manufatto denominato camera delle pompe. Prima di definire la tipologia di pompe da installare per ogni impianto occorrerà determinare le perdite di carico per i tratti in pressione in uscita dalle centrali fino al convogliamento dei reflui nella premente esistente diretta verso il depuratore di Ravenna.

La condotta in pressione, a partire dalle pompe della stazione di rilancio dei reflui, dovrà essere dunque dimensionata in modo tale da garantire una prevalenza superiore alla somma di tutte le perdite di carico subite nel percorso, del dislivello geodetico e del carico idraulico della tubazione premente esistente nel punto di confluenza.

L'equazione in funzione della quale si dimensiona la condotta in pressione rimane quella descritta precedentemente per gli impianti idrovori:

$$H_t = f(Q) = H_G + J \cdot L + \sum \Delta H_i$$

4.9.1 Impianto Sn1 di via Cherso

L'impianto di via Cherso Sn1 sarà costituito da 2 manufatti, quali la camera delle pompe in cui arriveranno i reflui neri pari a circa 63 l/s (62,1 l/s dei bacini 2 e 3 e 0,58 l/s delle prime piogge del bacino 2 se scaricate nelle 48 ore successive all'evento meteorico) e la camera del valvolame per le apparecchiature e tubazioni di rilancio verso la Sx Candiano.

La lunghezza della premente fino all'impianto Sn3 posto presso la Rotatoria Belgio risulterà pari a circa 1.200,00 m.

Empiricamente il volume utile di accumulo della vasca relativa alla camera delle pompe dovrà essere pari a:

$$V = Q \times T/4$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s), considerato 0,063

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) considerato (6 minuti = 360 s)

V (via Cherso) = 0,063 x 360/4 = 5,67 m³

Si evidenzia che tale calcolo risulta solamente indicativo visto che l'impianto sarà dotato di invertitore di frequenza per cui le portate saranno rilanciate in proporzione agli ingressi, limitando enormemente gli attacca-stacca delle elettropompe

Dal calcolo della prevalenza risulta che

$$H = 22,3 \text{ m}$$

considerando:

- tubazione in PE100 PN16 DN250 (Di = 204,6 mm), considerata in maniera cautelativa di lunghezza pari a 1.200 m

- coefficiente di scabrezza C = 150

- n. di curve a 90° = 10

- dislivello geodetico Hg = 4 m

- velocità nella condotta V = 1,92 m/s

La velocità è alta per limitare il deposito nella condotta durante il passaggio sotto al Candiano.

Supponendo 2 elettropompe sommergibili (1+1R), ciascuna pompa in grado di smaltire circa 0,063 m³/s, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$Pot = \frac{9,8 \times 0,063 \times H}{\eta} = 17,2kW$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m³/s)

H: prevalenza (m)

4.9.2 Impianto Sn 2 in Dx Lama

L'impianto di sollevamento di progetto in Dx Lama Sn2 sarà costituito dalla camera delle pompe e dalla camera del valvolame. La portata che dovrà essere rilanciata verso la premente esistente sarà pari a circa 19 l/s (12,23 l/s del bacino 3 e 6,22 l/s delle prime piogge dei bacini 3 e 4 se scaricate nelle 48 ore successive all'evento meteorico).

La lunghezza del tratto premente fino alle rotonde Finlandia-Danimarca è di circa 700 m, supponendo il percorso in strada ed il posizionamento dell'impianto di sollevamento in esame in prossimità di quello idrovoro.

Il volume utile di accumulo della vasca relativa alla camera delle pompe dovrà essere pari a:

$$V = Q \times T/4$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s), considerato 0,019

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) considerato (6 minuti = 360 s)

$$V (\text{Sx Lama}) = 0,019 \times 360/4 = 1,71 \text{ m}^3$$

Si evidenzia che tale calcolo risulta solamente indicativo visto che l'impianto sarà dotato di invertitore di frequenza per cui le portate saranno rilanciate in proporzione agli ingressi, limitando enormemente gli attacca-stacca delle elettropompe.

Dal calcolo della prevalenza risulta che

$$H = 32,1 \text{ m}$$

considerando:

- tubazione in PE100 PN16 DN140 (Di = 114,6 mm)
- coefficiente di scabrezza C = 150
- n. di curve a 90° = 3

- dislivello geodetico Hg = 14 m considerando anche l'ingresso nella premente esistente
- velocità nella condotta V = 1,84 m/s

Supponendo 2 elettropompe sommergibili (1+1R), ciascuna pompa in grado di smaltire circa 19 l/s, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$Pot = \frac{9,8 \times 0,019 \times H}{\eta} = 7,5kW$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m³/s)

H: prevalenza (m)

Tale impianto potrà essere posizionato e configurato, nella fase di progettazione esecutiva, per recapitare anche le portate di acque reflue e di prima pioggia dell'insediamento denominato "Cittadella della Nautica", posto lungo la via Trieste, di cui attualmente non si conoscono la configurazione urbanistica e le tempistiche di attuazione.

4.9.3 Impianto Sn 3 presso rotonda Belgio

L'impianto di sollevamento di progetto in via Belgio sarà costituito da due manufatti affiancati, camera delle pompe e camera del valvolame, e rilancerà una portata complessiva pari a circa 84 l/s (19,5 l/s dei bacini 5 e 6, 1,4 l/s delle prime piogge dei medesimi bacini se scaricate nelle 48 ore successive all'evento meteorico e 63 l/s provenienti dall'impianto di via Cherso).

La lunghezza del tratto in pressione fino al congiungimento con la premente esistente è di circa 100 m.

Il volume utile di accumulo della vasca relativa alla camera delle pompe dovrà essere pari a:

$$V = Q \times T/4$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s), considerato 0,084

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) considerato (6 minuti = 360 s)

V (rotonda Belgio) = 0,084 x 360/4 = 7,56 m³

Dal calcolo della prevalenza risulta che

H = 15,37 m

considerando:

- tubazione in PE100 PN16 DN315 (Di = 257,8 mm)
- coefficiente di scabrezza C = 150
- n. di curve a 90° = 3
- dislivello geodetico Hg = 14 m considerando anche l'ingresso nella premente esistente

- velocità nella condotta $V = 1,61 \text{ m/s}$

Supponendo 2 elettropompe sommergibili (1+1R), ciascuna pompa in grado di smaltire circa 39 l/s, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$P_{ot} = \frac{9,8 \times 0,084 \times H}{\eta} = 15,8 \text{ kW}$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m^3/s)

H: prevalenza (m)

4.9.4 Impianto Sn 4 in via Trieste

L'impianto di sollevamento di progetto Sn 4 in via Trieste sostituirà l'impianto esistente e sarà costituito da due manufatti affiancati, camera delle pompe e camera del valvolame. Sn4 rilancerà all'impianto di via Cherso una portata complessiva pari a circa 50,93 l/s dei bacini 3 e 4 relativi alle aree consolidate.

La lunghezza del tratto in pressione fino al congiungimento con la premente esistente è di circa 485 m.

Il volume utile di accumulo della vasca relativa alla camera delle pompe dovrà essere pari a:

$$V = Q \times T/4$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m^3)

Q = portata della pompa in mandata (m^3/s), considerato 0,083

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) considerato (6 minuti = 360 s)

V (rotonda Belgio) = $0,051 \times 360/4 = 4,59 \text{ m}^3$

Dal calcolo della prevalenza risulta che

$$H = 8,32 \text{ m}$$

considerando:

- tubazione in PE100 PN16 DN250 ($D_i = 204,6 \text{ mm}$)
- coefficiente di scabrezza $C = 150$
- n. di curve a $90^\circ = 6$
- dislivello geodetico $H_g = 3 \text{ m}$
- velocità nella condotta $V = 1,55 \text{ m/s}$

Supponendo 2 elettropompe sommergibili (1+1R), ciascuna pompa in grado di smaltire circa 51 l/s, la potenza che ogni pompa assorbe dal motore vale:

$$Pot = \frac{9,8 \times 0,051 \times H}{\eta} = 5,2kW$$

con

potenza assorbita (kW)

η : rendimento (80%)

Q: portata (m³/s)

H: prevalenza (m)

5. CARATTERISTICHE DELLE PRINCIPALI OPERE DA REALIZZARSI

5.1 Nuovi collettori fognari

I collettori fognari principali verranno realizzati mediante l'utilizzo dei seguenti elementi differenti a seconda della tipologia di reflujo ed acqua e del funzionamento a gravità ed in pressione:

reflui misti ed acque bianche con funzionamento a gravità

- scatolari prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato con rivestimento interno in "liner polipropilenico o polietilenico" di spessore minimo pari a 3 mm e con fascia polietilenica saldata sul giunto per ottenere la perfetta tenuta idraulica;
- circolari in PRFV centrifugato, dotati di uno strato interno liner e di un giunto a manicotto, provvisti di una guarnizione continua in EPDM;

reflui neri a gravità

- circolari in PVC compatto con giunto gielle ed anello di tenuta in materiale elastomerico;

acque bianche in pressione

- circolari in PRFV centrifugato, dotati di uno strato interno liner e di un giunto a manicotto, provvisti di una guarnizione continua in EPDM;

reflui neri in pressione

- circolari in polietilene ad alta densità PE100, da saldare con l'utilizzo di una saldatura tradizionale oppure con manicotti collaudati.

Gli elementi scatolari dovranno essere posati su piano bonificato mediante getto in cls magro, mentre le condotte in PRFV, PVC e PE100 dovranno presentare allettamento e rinfiacco in sabbia di cava.

Gli elementi scatolari verranno posati con un gradiente idraulico indicativo del 1 ‰, mentre gli altri elementi in PVC e PRFV centrifugato avranno un gradiente idraulico preliminare del 2 ‰.

Tutti gli elementi dovranno essere dimensionati per resistere a carichi mobili di I categoria con ricoprimenti variabili a seconda delle quote di scorrimento.

I pozzetti di ispezione degli elementi scatolari verranno realizzati con elementi prefabbricati in calcestruzzo a tenuta idraulica, compresi i giunti e le guarnizioni per gli innesti. Ogni pozzetto dovrà essere realizzato con scaletta metallica interna e con "passo d'uomo" munito in sommità di chiusino in ghisa sferoidale di classe D400.

I pozzetti di ispezione della rete saranno prefabbricati in calcestruzzo vibro-compresso e rispondenti alle norme DIN 4034. Particolare attenzione dovrà essere posta alla tenuta dei giunti: fra tubazioni e pozzetto e fra gli elementi costituenti il pozzetto medesimo.

I pozzetti saranno costituiti da elementi prefabbricati sovrapponibili aventi altezze adeguate alla profondità di posa della condotta, provvisti di giunti elastomerici atti a garantire la tenuta idraulica fra gli stessi.

I pozzetti saranno coperti da un manufatto di calcestruzzo, opportunamente ancorato, provvista di chiusino in ghisa sferoidale.

Questi pozzetti verranno posti ad una distanza massima di circa 50-60 m e comunque in corrispondenza di tutti i punti singolari quali confluenze, cambi di direzione, salti di fondo ecc.

La base dei pozzetti sarà in ogni caso dotata di innesti laterali con guarnizioni elastiche idonee all'inserimento dei tubi, in grado di garantire la perfetta tenuta idraulica nei due sensi impedendo infiltrazioni e perdite. Le guarnizioni elastiche dei giunti risponderanno alle norme DIN 4060. Tutta la superficie interna dei pozzetti sarà protetta con resina epossidica dello spessore minimo di 600 micron.

Il fondo sarà realizzato in maniera da garantire la continuità della sezione di deflusso; eventuali discontinuità della sezione darebbero origine, infatti, a rotture del flusso di magra e quindi depositi (che vengono poi mobilizzati in piena), con riduzione della pendenza motrice effettiva e quindi con una portata effettiva minore di quella di dimensionamento.

Gli scavi dovranno essere riempiti con materiale di risulta privo di parti bituminose. Il ripristino della pavimentazione stradale dovrà essere effettuato mediante la formazione del seguente pacchetto:

- fondazione in misto granulare stabilizzato (spessore minimo pari a 40 cm);
- binder (spessore pari a 12 cm);
- strato di usura bituminoso (spessore 4 cm).

Le pareti di scavo dovranno essere armate con idonei pannelli metallici a cassone (o sistema equivalente). Qualora si rendesse necessario, dovrà essere effettuato il drenaggio degli scavi mediante impianto well-point.

5.2 Vasche di prima pioggia con sfioratore a monte

Le vasche di prima pioggia in esame saranno dotate di uno sfioratore posto subito a monte della vasca medesima. Lo sfioratore sarà rappresentato da un pozzetto in c.c.a. che privilegia tramite quota di scorrimento inferiore l'uscita verso la vasca di prima pioggia. Quando si raggiunge la capacità richiesta dalla vasca il pelo libero dentro allo sfioratore si innalzerà fino a stramazzone oltre una soglia posta sul fondo, direzionando le acque verso la tubazione collegata con l'impianto idrovoro. Al posto della soglia naturale potrà essere posta anche una paratoia meccanica collegata con un misuratore di livello (posti nel pozzetto sfioratore) in grado di chiudere l'accesso alla vasca di prima pioggia quando si innalza il battente d'acqua dentro allo scolmatore.

Le vasche di prima pioggia saranno realizzate con elementi prefabbricati (scatolari in c.c.a. o tubazioni in PRFV centrifugato di grande diametro) o gettate in opera in conglomerato cementizio armato in modo da raggiungere la capacità richiesta. Nelle vasche saranno presenti 2 elettropompe sommergibili (1+1R) che svuoteranno la vasca nelle 48/72 ore successive all'evento meteorico, ossia quando un misuratore di livello posto sul collettore principale evidenzierà la diminuzione del pelo libero dell'acqua.

Le pompe rilanceranno i reflui tramite condotte in polietilene ad alta densità nella rete fognaria a gravità di via Trieste in direzione idrovoro Bidente per quanto riguarda il bacino 1, nell'impianto di sollevamento dei reflui neri in via Cherso per il bacino 2, nell'impianto di sollevamento in Sx Lama per i bacini 3 e 4, nella rete fognaria nera diretta verso l'impianto di sollevamento in prossimità della rotonda Belgio per i bacini 5 e 6.

In riferimento a quanto definito nello studio precedente (cap. 9.3 dell'elaborato R_01 "Relazione generale tecnico-economica – Nuovo impianto idrovoro in destra canale Candiano

presso il Ponte Mobile con vasca di pioggia e collettori fognari collegati" HYDRODATA giugno 2008)), dall'esame delle aree di progetto ed in considerazione del fatto che i manufatti previsti non devono presentare significativi cedimenti, la tipologia delle fondazioni di queste vasche sarà di tipo diretto tramite platee di fondazione.

Nello stesso tempo, in ragione delle situazioni al contorno in cui la falda risulta prossima al piano campagna, essendo le opere in progetto non in grado di resistere alla sottospinta idraulica con il solo loro peso (galleggiamento), si ipotizza l'utilizzo di pali trivellati, aventi la funzione di resistere anche all'azione di trazione.

5.3 Vasca volano

La vasca volano verrà realizzata a fianco del collettore principale a seguito del bacino 4, dopo il passaggio sotto allo scolo consorziale Lama, nell'area del parcheggio del Pala De Andrè.

E' stata scelta quest'area per la sua grande estensione al di fuori del passaggio di veicoli e persone.

In quest'area sarà installato in primo luogo uno sfioratore sullo scatolare 3,0 x 2,25 m, in conglomerato cementizio armato, gettato in opera, con un'uscita privilegiata sul fondo che scola le acque verso la vasca di prima pioggia. Una volta riempita la vasca nel manufatto scolmatore si avrà un innalzamento del battente fino al superamento di una soglia naturale in cemento posta sul fondo del pozzetto che provocherà uno stramazzo laterale verso l'altra parte del manufatto in cui sarà presente un'uscita verso la vasca volano.

Una volta riempita la vasca volano della capacità calcolata, s'innalzerà il battente d'acqua nella parte del manufatto sfioratore fino al raggiungimento della quota di scorrimento della linea principale (scatolare 3,5 x 1,8 m) in modo da scolare a gravità verso l'impianto idrovoro posto tra la banchina in Dx Candiano e la Sx Lama (vedi Figura 26 e .

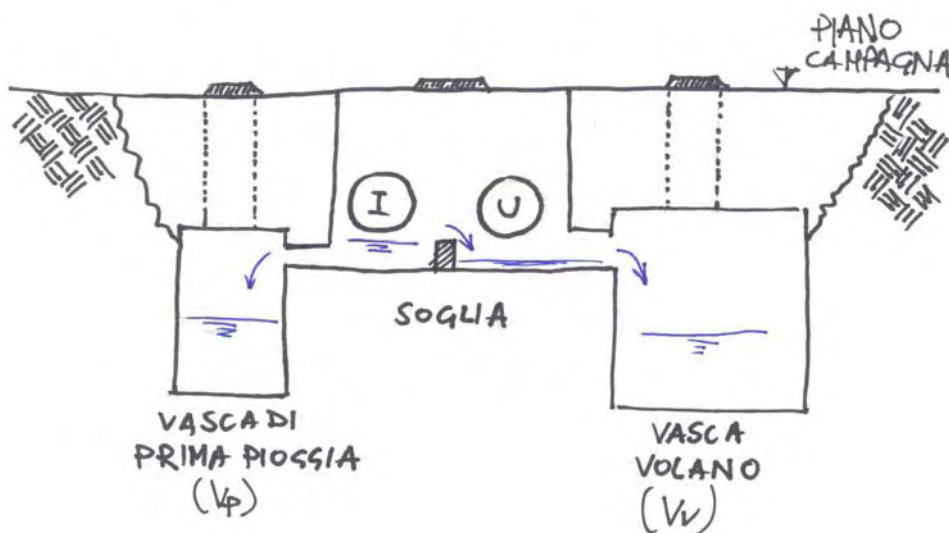


Figura 26 – Vasca Volano, sezione schematica

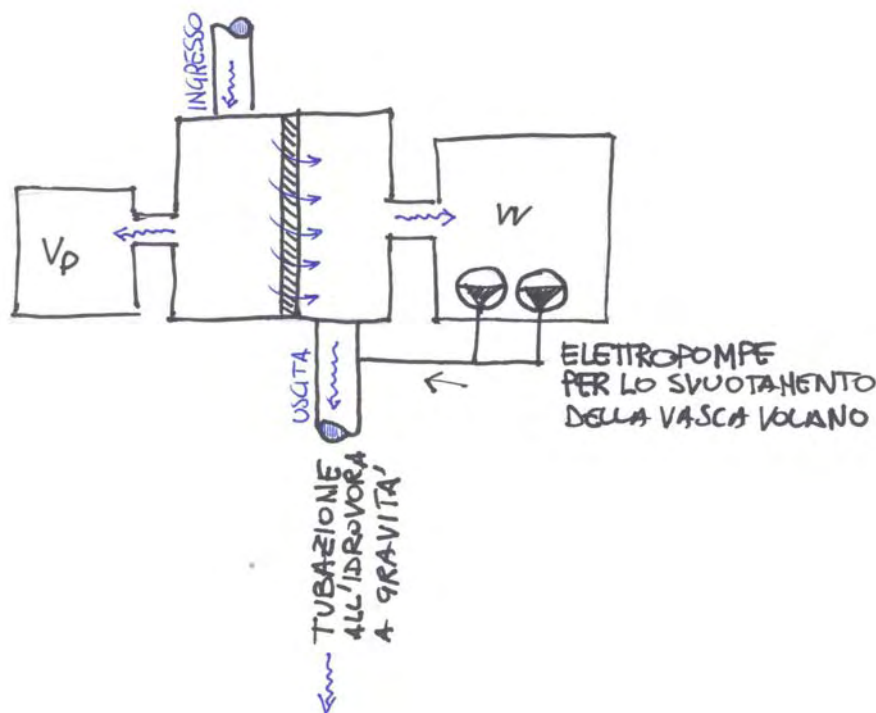


Figura 27 – Vasca Volano, sezione schematica

Anche in questa situazione si evidenzia che, al posto della soglia in cemento, potranno essere utilizzate delle paratoie meccaniche collegate a dei misuratori di livello per la chiusura della vasca di prima pioggia e della vasca volano.

La vasca volano sarà realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera oppure in elementi prefabbricati quali scatolari o PRFV centrifugato di grande diametro. All'interno della vasca volano verranno installate 2 elettropompe sommergibili (1+1R) collegate con un misuratore di livello posto in un pozzetto sulla linea principale dello scatolare che trasferiscono le acque nel medesimo collettore quando si evidenzia un abbassamento del battente d'acqua e quindi la conclusione dell'evento meteorico.

Come per le vasche di prima pioggia, in riferimento alla situazione geologica ed idrogeologica presente, le fondazioni di questa vasca sarà di tipo diretto tramite platea con l'eventuale necessità di installare pali trivellati. Nelle fasi successive di progettazione verranno svolte apposite indagini geognostiche per definire in maniera precisa le caratteristiche delle fondazioni.

5.4 Opera di presa

L'opera di presa verrà posizionata in prossimità dell'impianto idrovoro sulla linea principale scolante i reflui misti dei bacini esistenti 3 e 4; tale manufatto sarà composta da 2 camere: la camera di presa e la camera di calma e controllo del refluo.

La camera di presa sarà in conglomerato cementizio armato, gettato in opera, con fondo sagomato per rendere possibile l'intercettazione del refluo in arrivo e deviarlo nella camera a fianco.

La camera di calma e controllo del refluo sarà sempre in conglomerato cementizio armato, gettato in opera. In tale camera verrà posizionato un misuratore di livello ad ultrasuoni ed una paratoia motorizzata in modo da defluire verso l'impianto di sollevamento dei reflui neri in Sx

Lama una portata non superiore a 5 volte la portata nera media giornaliera, così come specificato dalla normativa vigente.

La portata superiore a 5 volte la portata media giornaliera defluirà dalla camera di presa verso l'impianto idrovoro per essere rilanciata nel Canale Candiano.

Entrambe le camere saranno ispezionabili tramite aperture e chiusini in ghisa sferoidale di apposite dimensioni.

5.5 Impianti idrovori

Gli impianti idrovori che si andranno a realizzare saranno composti da un manufatto interrato in conglomerato cementizio armato gettato in opera, internamente costituito da setti/pareti verticali ed inclinati con lo scopo di guidare il flusso verso le pompe in modo uniforme e costante.

Le dimensioni delle stazioni di pompaggio saranno differenti a seconda di quante idrovore si andranno ad installare e della potenza di ciascuna di esse in riferimento alla portata da smaltire.

Per gli impianti idrovori in esame si è ipotizzato l'inserimento di un sistema di pompe, in grado di pompare la portata massima affluente da ciascun bacino, con quote di attivazione differenziate.

Tali macchine ipotizzate sono elettropompe sommergibili costituite da un motore elettrico alloggiato in un vano a tenuta stagna, collegato mediante un albero di lunghezza ridotta ad una girante ad elica situata in asse ad un complesso idraulico formato da un convergente di aspirazione, privo di raddrizzatori di flusso e da un diffusore di mandata.

Le pompe scaricheranno nel Canale Candiano con condotte in PRFV centrifugato da 800 e 1200 mm dotate di sifone ad innesco.

Le elettropompe saranno dotate di invertitore di frequenza.

L'accessibilità alle camere sarà garantita dal posizionamento di aperture e chiusini in ghisa sferoidale di apposite dimensioni. Si riporta di seguito lo schema tipologico (in pianta e sezione) relativo agli impianti S1, S2, S5 e S6.

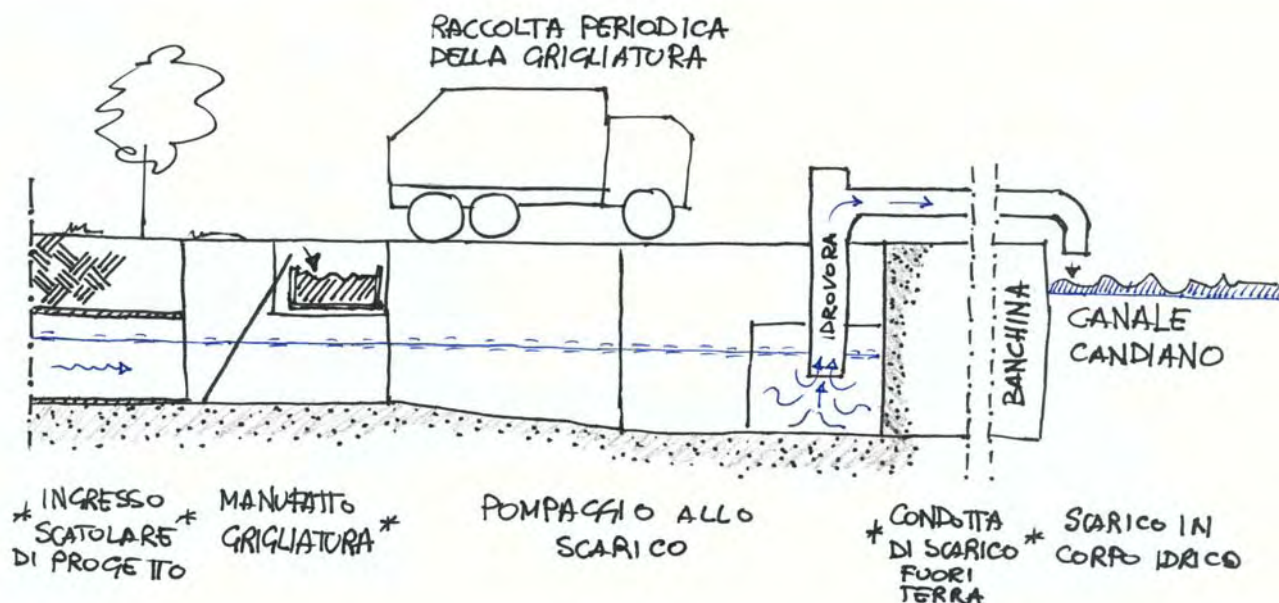


Figura 28 – Impianto idrovoro, sezione dello schema tipo (S1-2-5-6)

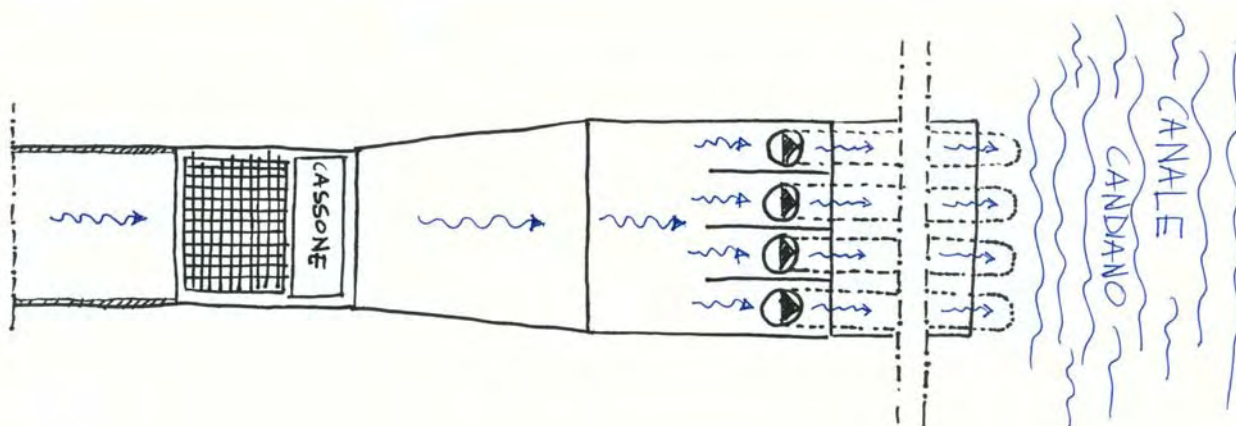


Figura 29 – Impianto idrovoro, pianta dello schema tipo (S1-2-5-6)

In considerazione delle portate, e delle conseguenti dimensioni dell'impianto e delle opere accessorie, lo schema dell'idrovora S3-4 dovrà essere sottoposto a successivo approfondimento in fase di progettazione definitiva-esecutiva.

5.5.1 Gruppo elettrogeno

Ogni impianto idrovoro sarà dotato di apposito gruppo elettrogeno di tipo insonorizzato.

In maniera cautelativa per il dimensionamento del gruppo elettrogeno occorrerà assumere una riserva pari al 20% della potenza installata per tener conto di eventuali assorbimenti dovuti all'avviamento delle pompe (seppure avviate sequenzialmente con invertitore di frequenza) e di eventuali servizi ausiliari quali illuminazione, ventilatori, grigliatura, ecc.

La dotazione in esame, oltre al motore/alternatore, sarà equipaggiata con un sistema di caricamento automatico del serbatoio giornaliero del carburante, con il serbatoio di stoccaggio del gasolio (realizzato in lamiera di acciaio di spessore adeguato alla posa interrata), con il quadro elettrico ad intervento automatico per il comando dell'inserzione, del funzionamento e della disinserzione del gruppo elettrogeno nel caso di interruzione/abbassamento della tensione di rete e di mancanza di tensione su una fase. L'impianto, infine, prevede anche la presenza del sistema di ventilazione del locale di servizio con termostato e almeno 2 aspiratori da parete.

5.5.2 Impianto di grigliatura

In una specifica camera in prossimità dell'impianto di pompaggio verrà posizionata un impianto di grigliatura con lo scopo di trattenere eventuali particelle solide e trasferirle e depositarle in un contenitore. Quest'ultimo sarà posto all'interno di un apposito manufatto ispezionabile interrato in c.c.a. e sarà meccanizzato in modo da poter essere innalzato fino al piano campagna e permettere l'estrazione dei residui raccolti dalla grigliatura durante le opere di gestione ordinaria e di manutenzione.

L'impianto di grigliatura si compone delle seguenti parti:

- 1) Griglia automatica oleodinamica
Comprensiva di tubazioni oleodinamiche e tamburo avvolgi tubo;
- 2) Nastro trasportatore piano
- 3) Compattatore oleodinamico
comprensivo di tramoggia di convogliamento, tubazione di mandata, tubazioni oleodinamiche, sistema di insaccaggio, cassone contenitore;

4) Centralina oleodinamica

5) Quadro di comando

Comprensivo della cabina per esterni per l'alloggiamento del quadro medesimo e della centralina oleodinamica.

La griglia viene movimentata dalla centralina oleodinamica a sua volta controllata dal quadro di comando; la medesima griglia è composta da una parte fissa, inclinata di 15° sulla verticale, di sostegno e da una parte mobile comprendente un carrello in acciaio sul quale sono posizionati il pettine rotante e i relativi sistemi idraulici per la rotazione del pettine e del carrello.

Il materiale grigliato, lungo il nastro trasportatore e attraverso una tramoggia, giunge al compattatore dove avviene la fase di compattazione e drenaggio grazie alla presenza di un tubo di frizione. L'acqua drenata viene raccolta da una vaschetta di fondo e scaricata con tubazione flessibile in testa all'impianto di grigliatura, mentre i materiali solidi procedono sulla condotta fino al cassone di scarico.

5.6 Impianto di sollevamento per reflui neri

Gli impianti di sollevamento per i reflui neri saranno costituiti da 3 camere: una camera d'ingresso, una camera di sollevamento e rilancio ed una camera di alloggiamento del valvolame.

La camera d'ingresso sarà un manufatto in c.c.a. di tipo prefabbricato o gettato in opera per l'ingresso ed il conferimento dei reflui nella camera adiacente di sollevamento e rilancio. In questo comparto sarà possibile installare una paratoia motorizzata in modo da impedire l'ingresso dei reflui nelle camere delle pompe in caso di manutenzione.

La camera di sollevamento e rilancio, in c.c.a. gettato in opera, alloggerà le pompe sommergibili, le rispettive tubazioni di mandata e le rotaie di posizionamento.

Nella camera di alloggiamento del valvolame, in c.c.a. gettato in opera, verranno poste le valvole di non ritorno e saracinesche per ciascuna mandata, il tratto iniziale del collettore premente collegato con le mandate delle pompe e la tubazione di scarico del medesimo tratto nella camera delle pompe, quest'ultima dotata anch'essa di saracinesca.

Le elettropompe saranno dotate di invertitore di frequenza.

Tutte le camere saranno ispezionabili o accessibili grazie ad apposite aperture sulla soletta superiore e chiusini in ghisa sferoidale di adeguate dimensioni.

6. PRIME INDICAZIONI PER LA STESURA DEI PIANI DI SICUREZZA E COORDINAMENTO

Il presente capitolo viene redatto, ai sensi dell'art. 18 del DPR n. 554/1999, allo scopo di individuare le prime indicazioni e le misure finalizzate alla tutela della salute e sicurezza dei luoghi di lavoro per la stesura dei piani di sicurezza e coordinamento (PSC).

In considerazione della natura dell'intervento si ritengono le opere in progetto soggette alla disciplina dettata dal **Testo Unico** in materia di salute e sicurezza nei luoghi di lavoro - Titolo IV, Cantieri temporanei o mobili.

Pertanto nelle successive fasi progettuali sarà necessaria la nomina del Coordinatore per la Sicurezza in Fase di Progettazione (CSP) e la redazione del Piano di Sicurezza e Coordinamento (PSC) e del Fascicolo dell'Opera (FO).

In questa sede si affronteranno, sinteticamente e in via preliminare:

- a) la descrizione sommaria dell'opera e la localizzazione del cantiere;
- b) l'individuazione, l'analisi e la valutazione dei rischi in riferimento all'area di cantiere all'organizzazione di cantiere e alle eventuali lavorazioni interferenti;
- c) le scelte progettuali e organizzative, le procedure e le misure preventive e protettive in riferimento all'area e all'organizzazione di cantiere ed alle lavorazioni;

6.1 Descrizione dell'opera

Come si evince dalle tavole di progetto, alle quali si rimanda, l'intervento raggruppa opere di natura idraulica ed elettromeccanica che interessano aree distinte e non sempre contigue tra loro.

In tutti i casi, tuttavia, si tratta di aree urbanizzate caratterizzate alternativamente dalla presenza di viabilità pubblica (con intensità del traffico variabile), insediamenti industriali (attivi, dismessi o in fase di dismissione), insediamenti residenziali ed elementi delle rete idrografica (rappresentati dal Canale Candiano e dallo Scolo Lama).

Si elencano di seguito le possibili lavorazioni previste per le opere in esame:

- Opere di accantieramento;
- Demolizioni manufatti impiantistici esistenti/scarifica manto stradale;
- Scavi a sezione obbligata a cielo aperto;
- Scavi di sbancamento (vasche);
- Movimento terra;
- Posa a fondo scavo di condotte fognarie di materiali e sezioni diverse;
- Opere di carpenteria metallica;
- Getti in CLS;
- Riempimento degli scavi;
- Ripristino dei manti stradali;
- Posa di manufatti prefabbricati (vasche, pozzetti, chiusini);
- Attraversamento alvei tramite perforazione teleguidata;
- Allaccio delle condotte di progetto sulla rete esistente;
- Realizzazione di impianti elettromeccanici;
- Opere varie di finitura (recinzioni, locali di servizio e manovra,...).

Si specifica che l'elenco deve ritenersi **non esaustivo** ma solo indicativo. In fase di redazione del PSC occorre che il CSE verifichi, concordemente con il progettista, l'elenco completo delle lavorazioni previste.

6.2 Analisi dei rischi

Di seguito si individuano i rischi principali ragionevolmente presenti a seguito delle lavorazioni indicate al paragrafo precedente. Per ognuno di essi si indicherà una valutazione di massima che dovrà necessariamente essere dettagliata e integrata in virtù delle scelte progettuali definitive da recepire infine nel PSC.

Caduta negli scavi

La presenza di scavi, a sezione obbligata o di sbancamento, con prevedibili quote di fondo scavo maggiori di 1,5 m genera il rischio di caduta per persone e mezzi. Per tale motivo si dovrà prevedere la delimitazione del ciglio scavo, in particolare sul lato corrispondente alla viabilità di cantiere, vietando la presenza in prossimità dell'area di lavoro al personale non addetto allo specifico intervento.

Seppellimento

Rimanendo valide le considerazioni del punto precedente in merito alle quote di scavo si individua come ulteriore rischio specifico quello del seppellimento. Per la protezione degli operatori nello scavo si dovranno prevedere le armature (blindaggi/palanco lati) del fronte scavo, la presenza di idonei sistemi di risalita in quota, il divieto di stoccaggio materiali e presenza di mezzi di lavoro in prossimità del ciglio.

Spazi confinati

In funzione delle scelte tecniche del progetto definitivo si dovrà valutare l'eventuale presenza di aree di lavoro che possa presentare un ambiente limitato con presenza di condizioni di pericolo (mancanza di ventilazione, presenza di inquinanti, ecc.). Valutata la presenza di tali lavorazioni si dovranno specificare le procedure, le qualifiche delle imprese e dei lavoratori abilitati secondo il DPR 177/2011, verificando poi in campo che le dotazioni minime siano presenti e funzionanti (sistemi di ventilazione e recupero, presenza di operatore in superficie/esterno e contatto diretto con l'operatore nello spazio confinato).

Movimentazione manuale dei carichi

Le opere in esame comprendono numerose lavorazioni con attività complementari come le finiture o i collegamenti tra elementi diversi. Per la movimentazione manuale dei materiali sia da costruzione che da rifiuto è necessario attenersi alle prescrizioni di legge e ricorrere a mezzi di sollevamento regolarmente verificate nei casi di peso eccessivo.

Movimentazione meccanica dei materiali

La grandezza delle sezioni previste e la possibile presenza di manufatti prefabbricati da posare lungo i tracciati di progetto prevedono la movimentazione dei carichi attraverso l'uso di mezzi meccanici. Il loro dovrà essere consentito al solo personale appositamente qualificato; le macchine e le attrezzature accessorie devono essere periodicamente verificate; il preposto deve vigilare affinché non vi siano lavoratori al di sotto del raggio di azione della gru.

Investimento, Urti e abrasioni

La diversa ubicazione delle aree e la presenza di lavorazioni che prevedono la posa di impianti in linea prevede la movimentazione continua di mezzi e persone. Per prevenire il rischio di investimento (o urto/abrasione) occorrerà delimitare le piste di lavoro individuando il passaggio pedonale dei lavoratori; i mezzi in movimento dovranno essere dotati di segnalatori ottico acustici e i lavoratori dovranno sempre indossare abiti ad alta visibilità. I lavoratori all'interno degli scavi dovranno mantenersi a distanza dalla benna, indossando in ogni caso il casco di protezione.

Inalazione polveri

La presenza di piste di lavoro e di opere di scavo generano la formazione di polvere che aumenta in caso di lunghi periodi asciutti e di movimento continuo dei mezzi. Per tale motivo occorrerà bagnare le piste di lavoro, che in ogni caso dovranno sempre essere mantenute in condizioni di pulizia; eventuale utilizzo di facciali filtranti per i lavoratori coinvolti in lavorazioni con eccessiva produzione di polveri.

Interferenze varie

Il cantiere occuperà diverse aree urbanizzate. Pertanto sono prevedibili diverse tipologie di interferenze (tra lavorazioni diverse, con i sottoservizi, tra le lavorazioni e la viabilità di cantiere e viabilità ordinaria). Per la gestione delle interferenze si indicano alcune procedure non esaustive che dovranno essere costantemente aggiornate in fase di progetto definitivo e, maggiormente, durante l'esecuzione delle opere.

- Verifica dettagliata della rete dei sottoservizi, con l'eventuale coinvolgimento degli Enti gestori per una migliore definizione dei tracciati e delle procedure di scavo;
- Eventuale sezionamento delle linee dei sottoservizi interferenti (per spostamenti, riparazioni, sostituzioni di linee). In vicinanza di gasdotti o oleodotti occorrerà eseguire gli scavi secondo le indicazioni dell'Ente gestore vietando l'uso di fiamme libere in prossimità dell'area di lavoro;
- Redazione di Cronoprogramma dettagliato e aggiornato in corso d'opera per garantire il coordinamento spazio-temporale delle diverse imprese. Nel caso sia necessaria la compresenza di più imprese il CSE, concordemente alle singole imprese interessate, dovrà predisporre una procedura condivisa che prevede tempi e modalità operative da recepire nei singoli POS.

Ribaltamento mezzi

Data la ragionevole presenza di numerosi mezzi operatori di diversa tipologia e considerata la possibilità di operare su piste di lavoro si evidenzia il rischio di ribaltamento. Per tale motivo le piste di lavoro devono sempre garantire un fondo stradale livellato, ogni tratto accidentato deve essere prontamente regolarizzato; i mezzi, conformi e sottoposti a regolare verifica periodica, devono essere utilizzati da personale qualificato e secondo le indicazioni del costruttore relativamente alla possibilità, o meno, di movimentare materiali, anche in funzione dei pesi ammessi. La velocità di tali macchine, in particolare quando queste viaggiano a pieno carico, deve essere sempre ridotta, fino a prescrivere il passo d'uomo in caso di movimentazioni particolarmente delicate.

Caduta in acqua

Alcune delle opere in progetto prevedono interventi a ridosso di corsi d'acqua (Lama e Candiano). Al fine di evitare la caduta in acqua sarà necessario circoscrivere le aree di lavoro, vietando di avvicinarsi – se non strettamente necessario – al ciglio della banchina o all'argine

presente presso le zone di lavoro. Per lo stesso motivo non potranno essere costituiti depositi di materiali o ricoveri di mezzi di lavoro sul ciglio banchina o sugli argini. Il personale che eventualmente dovrà operare presso il corsi d'acqua dovrà procedere dopo aver assicurata idonea imbracatura a un punto fisso a distanza idonea dal pelo libero.

Rimanendo valido quanto indicato per i singoli rischi individuati si specificano alcune indicazioni di massima valide in generale:

- Ogni lavorazione dovrà essere condotta utilizzando i DPI previsti nelle singole valutazioni dei rischi delle imprese;
- verifica periodica dei mezzi e delle attrezzature di lavoro;
- mantenimento in ordine e pulizia delle aree di cantiere, sgombero delle piste di lavoro e delle possibili vie di fuga da materiali e mezzi in sosta;
- tutti i lavoratori dovranno essere idoneamente formati e Informazione sui rischi delle singole lavorazioni.
- i lavori dovranno essere sospesi in caso di avverse condizioni meteorologiche (pioggia battente, neve, foschia/nebbia con bassissima visibilità).

6.3 Scelte organizzative

Le opere saranno suddivise per più aree di cantiere, gravitanti in ogni caso nel comparto della Darsena di Città. In considerazione della presumibile suddivisione delle opere in stralci funzionali si rimanda agli eventuali singoli PSC per la definizione delle aree di lavoro, dettagliate nei singoli layout. In questa sede si danno esclusivamente delle indicazioni di massima valide in via generale.

- Tutte le aree baraccamenti dovranno essere delimitate con recinzione metallica (o similare) che impedisca l'accesso a terzi; allo stesso modo le aree destiate al deposito temporaneo di materiali da costruzione e da rifiuto dovranno essere circoscritti e racchiusi in aree facilmente gestibili e lontane dalle zone di scavo. Le aree delimitate dovranno essere evidenziate nelle ore serali con luci (fisse o intermittenti) che ne identifichino la sagoma.
- Le aree baraccamenti dovranno essere dotati almeno dei seguenti apprestamenti: baracche ad uso ufficio per la direzione lavori e il coordinamento della sicurezza; baracche ad uso ufficio per le imprese esecutrici con annessi locali spogliatoio (attrezzato con armadietti a doppio scomparto) e servizi, con dotazione di acqua potabile e per l'igiene in numero commisurato all'entità dei lavoratori addetti al cantiere. I servizi igienico assistenziali e gli uffici dovranno essere costantemente puliti e tenuti in ordine e dovranno garantire un'adeguata illuminazione e coibentazione verso l'esterno (con riscaldamento invernale e raffrescamento estivo).
- Le aree di ricovero mezzi dovranno essere delimitate, con illuminazione nelle ore serali della sagoma; le aree di scavo dovranno essere segregate con segnalazione verso l'esterno del pericolo di caduta entro scavi; tutte le aree di cantiere dovranno essere dotate di segnaletica di sicurezza per la regolamentazione della viabilità e l'indicazione dei divieti.
- L'area di cantiere dovrà essere dotata di Casette di primo soccorso ed estintori in numero e posizione congrua alla grandezza dell'area di lavoro.
- In fase di redazione del progetto Definitivo e del PSC occorrerà valutare in base alle effettive opere previste il grado in interferenza tra la viabilità di cantiere e la viabilità

ordinaria. Conseguentemente si valuterà ma necessità di prevedere sensi unici alternati, la presenza di movieri per la regolamentazione del traffico misto, l'attivazione di semafori di cantiere, la predisposizione divieti di transito e di sosta l'interruzione temporanea della viabilità ordinaria.

- Oltre a quanto già indicato per la produzione di polveri si aggiunge che per la riduzione dell'emissione di gas di scarico, che generano un rischio esportabile verso l'esterno (vedi presenza di insediamenti residenziali), dovrà imporsi divieto di sosta a motore acceso per i mezzi di lavoro.

La gestione della sicurezza di cantiere e del rispetto delle indicazioni di PSC dovrà essere condotta attraverso sopralluoghi e riunioni periodiche di coordinamento alla presenza delle imprese esecutrici.