

RTI Progettisti:

**SYSTRA**

**SOTECNI**  
SYSTRA GROUP

**architecna**  
engineering

**AEGIS**  
CANTARELLI + PARTNERS

**STUDIO MATTIOLI**  
Ambiente - Ingegneria - Energia

**cooperativa archeologia**

## PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

### IDRAULICA

#### Relazione tecnica di progetto

COMUNE DI BOLOGNA  
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE  
ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO  
ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ing. Barbara Baraldi  
arch. Virginia Borrello  
ing. Giulio Cimbali  
geom. Agnese Fero  
ing. Stefania Guadagnini  
geom. Luciano Notte  
ing. Lisa Ombra  
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA  
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO  
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO  
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO  
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE  
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI  
ING. STEFANO TORTELLA

SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI  
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE  
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA  
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA  
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER  
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI  
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI  
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI  
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA  
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO  
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO  
ING. MAURIZIO FALZEA

GEOLOGIA E GEOTECNICA  
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA  
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI  
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	IDR	IPA	RT	01	A	B381C-D-X00-IDR-IPA-RT-01-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	A.BENVENUTI	A.BENVENUTI	S. CAMINITI
B					
C					
D					

## Indice

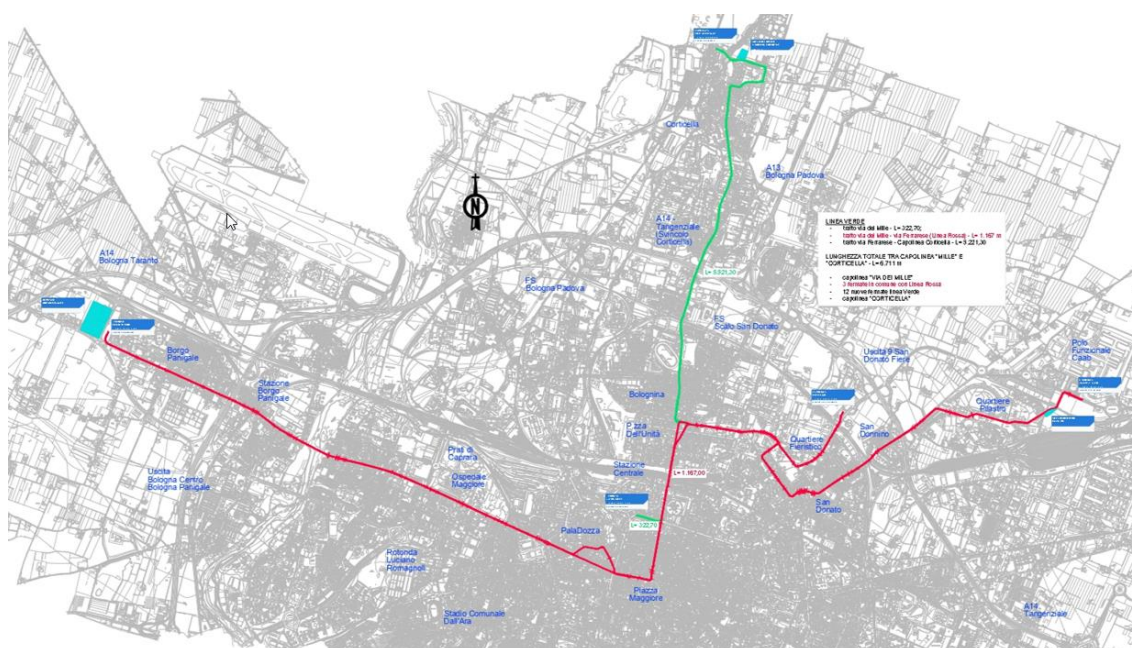
1. INQUADRAMENTO PROGETTUALE.....	3
2. INQUADRAMENTO NORMATIVO .....	7
2.1 RD 523/1904 .....	7
2.2 D.Lgs 152/2006 .....	8
2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA AI SENSI DELLE NTC 2018 .....	9
2.4 P.G.R.A. - P.S.A.I. NAVILE E SAVENA ABBANDONATO .....	10
2.4.1 PIANO STRALCIO NAVILE - SAVENA ABBANDONATO .....	11
2.5 P.T.C. ....	13
2.6 REGOLAMENTO EDILIZIO COMUNALE DI BOLOGNA .....	17
2.6.1 ART. 38 - PARCHEGGI .....	17
2.7 LINEE GUIDA TECNICHE DI DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE - SUDS .....	18
3. CRITERI PROGETTUALI.....	22
4. CRITERI AMBIENTALI MINIMI.....	26
5. ANALISI PLUVIOMETRICA .....	30
6. NUOVO ATTRAVERSAMENTO DEL CANALE NAVILE .....	33
7. TERMINAL BUS E AREA RICOVERO MEZZI .....	35
7.1 MODELLISTICA IDROLOGICA IDRAULICA .....	35
7.1.1 MODELLO SWMM .....	35
7.1.2 CARATTERISTICHE DEI COLLETTORI .....	41
7.2 AREE PER L'INVARIANZA IDRAULICA .....	44
7.2.1 AREA DI COMPENSAZIONE IDRAULICA DEL TERMINAL BUS E AREA RICOVERO MEZZI .....	45
7.2.2 INTERFERENZA CON LA FALDA .....	46
7.3 CONSUMI IDRICI E SMALTIMENTO DEI REFLUI CIVILI.....	48
7.3.1 CARATTERISTICHE DEI COLLETTORI .....	48
8. SOTTOPASSO PASSANTE.....	50

8.1	CRITERI DI PROGETTO .....	50
8.2	ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA .....	51
8.2.1	DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA TRANVIARIA .....	51
8.3	INTERVENTI PER LA GESTIONE DEL RISCHIO .....	55
8.3.1	VASCA PER L'INVARIANZA IDRAULICA .....	55
8.3.2	IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO A SERVIZIO DEL SOTTOPASSO TRANVIARIO .....	57
9.	SOTTOPASSO STRADALE DI VIA FERRARESE .....	67
9.1	CRITERI DI PROGETTO .....	67
9.2	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI DRENAGGIO .....	68
9.3	INTERVENTI PER LA GESTIONE DEL RISCHIO DEL SOTTOPASSO .....	80
9.3.1	VASCA PER L'INVARIANZA IDRAULICA .....	80
9.3.2	IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO A SERVIZIO DEL SOTTOPASSO .....	83
10.	PARCHEGGI .....	89
10.1	MODELLO DI MOTO UNIFORME .....	90
10.2	CARATTERISTICHE DEI COLLETTORI NUOVI PARCHEGGI .....	91
10.3	SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE .....	92
11.	SOTTOSTAZIONI ELETTRICHE .....	94
12.	IDRAULICA DI LINEA .....	96
12.1	DRENAGGIO DI PIATTAFORMA TRAMVIARIA .....	96
	APPENDICE A - SWMM .....	101
	APPENDICE B – MODELLO IDRAULICO SWMM DEL SOTTOPASSO FERRARESE .....	105

## 1. INQUADRAMENTO PROGETTUALE

Il tracciato della Linea Verde, dal capolinea su Via dei Mille al capolinea Nord di Corticella, lungo poco più di 6.70 km, e si sviluppa quasi interamente sull'asse sud-nord costituito da via Indipendenza, via Matteotti, via Corticella, via Bentini, per poi deviare leggermente e percorrere via S. Anna, via Byron e via Shakespeare per il tratto finale.

Lungo il tracciato, oltre ai suddetti capolinea, sono collocate 15 fermate, di cui 3 in comune con la realizzanda Linea Rossa.



**Figura 1: Planimetria generale Linea Rossa e Linea Verde**

Entrando nel dettaglio, i primi 320 m ca. si sviluppano lungo via dei Mille, da Piazza dei Martiri fino all'intersezione con via Indipendenza, e sono di nuova realizzazione.

All'intersezione con quest'ultima importante arteria, una doppia comunicazione semplice (una per ogni binario) permette alla linea Verde di "confluire" sulla Linea Rossa: in sostanza le vetture destinate al servizio delle Verde percorreranno in entrambe le direzioni i binari della linea Rossa.

Questa configurazione viene mantenuta fino a P.zza dell'Unità (per uno sviluppo di ca. 1,17 km.,) raggiunta la quale il tracciato piega prima sulla sinistra per poi imboccare a nord via Corticella e svilupparsi nel quadrante nord della città di Bologna fino al capolinea di Corticella per ulteriori 5,22 km.

All'intersezione tra via Bentini e via S. Anna, il tracciato devia verso Est per percorrere quest'ultima strada fino all'intersezione con via Byron: qui svolta sulla sinistra verso nord fino all'intersezione con via Shakespeare.

Il tratto adesso descritto, compreso tra le fermate Gorky e Shakespeare, per una lunghezza di ca. 900 m, non presenta linea di contatto per la circolazione dei mezzi tranviari (tratta Catenary free): tale soluzione, resa possibile dalle caratteristiche delle nuove vetture che circoleranno sulla rete Bolognese dotate di sistemi a batterie, permetterà di eliminare linea e soprattutto pali di sostegno lungo in tratto di viabilità esistente lungo la quale in tram circolerà in promiscuo con le vetture private.

Nel tratto finale di via Shakespeare, all'intersezione con via Bentini, è prevista la realizzazione di una nuova rotatoria che permetterà anche l'accesso al nuovo polo di interscambio modale collocato a nord di via Shakespeare, nell'area interclusa tra la viabilità a sud, il centro sportivo a est e il canale Navile a ovest.

In tale area è prevista la realizzazione di un parcheggio multipiano fuori terra per i mezzi privati su gomma, un capolinea a raso per i mezzi pubblici extraurbani che provengono da nord dall'area di Castel maggiore, e sul lato destro, un area di ricovero notturno per i mezzi tranviari, equivalente a quanto previsto per l'area ricovero "Pilastro" della linea Rossa, con 4 binari per permettere di attestare la sera le prime vetture che inizieranno il servizio nelle prime ore della giornata successiva.

Infine, il tracciato termina con l'attraversamento del canale Navile grazie alla realizzazione di un nuovo ponte collocato a sud di quello esistente, lungo 59 m e ad esclusivo utilizzo delle vetture tranviarie: attraverso questa nuova infrastruttura la linea raggiungerà in nuovo capolinea nord "Corticella", collocato in corrispondenza del piazzale della omonima stazione ferroviaria SFM.

Lungo il tracciato da Piazza dell'Unità al Capolinea Corticella sono ubicate 12 fermate, ad un interasse medio di 500 m, tranne che nel tratto di attraversamento dello svincolo della tangenziale di Bologna lungo via Corticella che rende impossibile la collocazione di fermate nel rispetto della distanza sopra riportata.

Come ultima annotazione, va ricordato che il capolinea di via dei Mille diventerà, quando la seconda linea sarà completata con il suo ramo sud, una semplice fermata intermedia dell'itinerario più lungo che collegherà il capolinea nord di Corticella/Castel Maggiore con il futuro capolinea da posizionare nel quadrante sud-ovest della città, punto terminale della seconda linea.



Nelle seguenti immagini si riporta un estratto della cartografia del citato PGRA con sovrapposto il tracciato di progetto e le principali opere di progetto a corredo della linea tramviaria

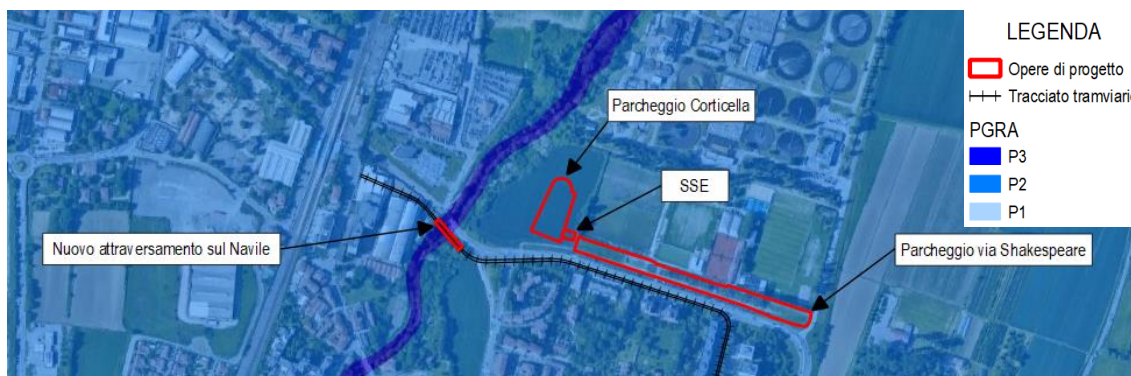


Figura 2: Inquadramento opere di progetto su PGRA (1 di 3)

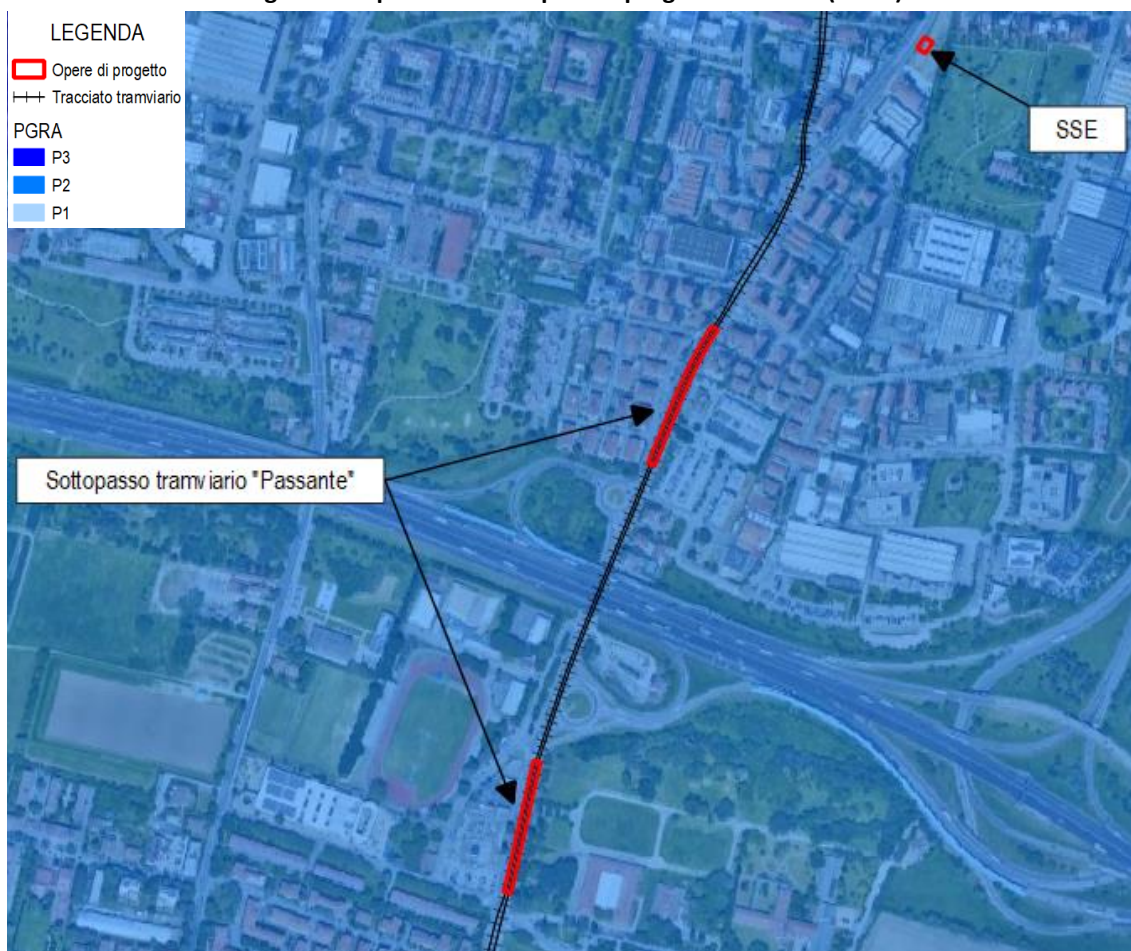


Figura 3: Inquadramento opere di progetto su PGRA (2 di 3)

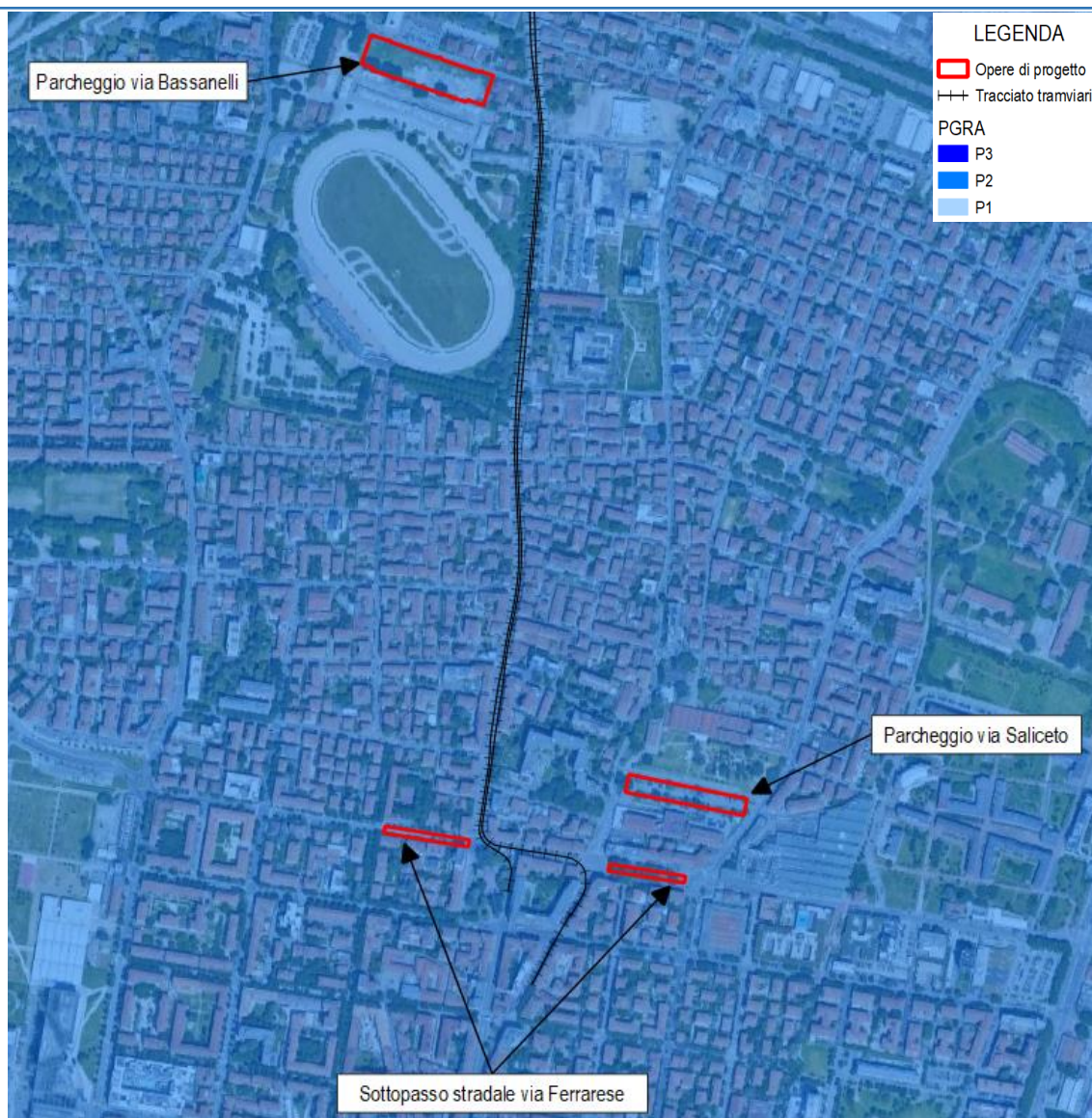


Figura 4: Inquadramento opere di progetto su PGRA (3 di 3)



## 2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

### 2.1 RD 523/1904

Il R.D. n. 523 del 25/07/1904 rappresenta il Testo Unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

Gli interventi in alveo o nelle pertinenze di un corso d'acqua dichiarato pubblico o su superfici appartenenti al demanio idrico catastalmente definite, ovvero che per qualsiasi altro motivo intendano occupare, temporaneamente o in modo permanente, anche in subalveo o in proiezione, superfici appartenenti al demanio idrico sono soggetti ad autorizzazione idraulica ai sensi del R.D. 523/1904.

A titolo esemplificativo e non esaustivo, sono opere ed interventi la cui realizzazione è subordinata al rilascio dell'autorizzazione idraulica ai sensi del R.D. 523/1904:

- ponti carrabili, ferroviari, passerelle pedonali;
- attraversamenti dell'alveo con tubazioni e condotte interrate, sospese o aggraffate ad altri manufatti di attraversamento;
- attraversamenti dell'alveo con linee aeree elettriche, telefoniche o di altri impianti di telecomunicazione;
- tubazioni aggraffate ai muri d'argine che occupino l'alveo in proiezione orizzontale;
- muri d'argine ed altre opere di protezione delle sponde;
- opere di regimazione e di difesa idraulica;
- opere di derivazione e di restituzione e scarico di qualsiasi natura;
- scavi e demolizioni.

Valgono inoltre i seguenti disposti:

**Art. 93:** *Nessuno può fare opere nell'alveo dei fiumi, torrenti, rivi, scolatoi pubblici e canali di proprietà demaniale, cioè nello spazio compreso fra le sponde fisse dei medesimi, senza il permesso dell'autorità amministrativa. Formano parte degli alvei i rami o canali, o diversivi dei fiumi, torrenti, rivi e scolatoi pubblici, ancorché in alcuni tempi dell'anno rimangano asciutti.*



**Art. 96:** Sono lavori ed atti vietati in modo assoluto sulle acque pubbliche, loro alvei, sponde e difese i seguenti: [...]

f) Le piantagioni di alberi e siepi, le fabbriche, gli scavi e lo smovimento del terreno a distanza dal piede degli argini e loro accessori come sopra, minore di quella stabilita dalle discipline vigenti nelle diverse località, ed in mancanza di tali discipline a distanza minore di metri quattro per le piantagioni e smovimento del terreno e di metri dieci per le fabbriche e per gli scavi;

g) Qualunque opera o fatto che possa alterare lo stato, la forma, le dimensioni, la resistenza e la convenienza all'uso, a cui sono destinati gli argini e loro accessori come sopra, e manufatti attinenti;

h) Le variazioni ed alterazioni ai ripari di difesa delle sponde dei fiumi, torrenti, rivi, canali e scolatori pubblici tanto arginati come non arginati, e ad ogni altra sorta di manufatti attinenti; [...]

## 2.2 D.LGS 152/2006

Il D.Lgs. 152/2006 non definisce le “acque di prima pioggia” e non fornisce per esse alcuna indicazione quantitativa (altezza di precipitazione in mm) demandando alle Regioni la loro disciplina. Per contro, nel prevedere la necessità di convogliamento e trattamento in impianti di depurazione, parla esclusivamente di acque di dilavamento di superfici impermeabili scoperte.

La vigente normativa demanda alle Regioni, allo scopo di prevenire i rischi idraulici ed ambientali, la disciplina e l’attuazione delle forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento. Alle Regioni spetta, quindi, il compito di prescrivere i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne siano canalizzate ed opportunamente trattate.

La predisposizione dei sistemi di raccolta delle acque di prima pioggia assolve al duplice intento di intercettare gli eventuali sversamenti di sostanze non compatibili con la rete idrografica naturale in occasione di imprevisti inconvenienti di esercizio (ribaltamento mezzi, ecc.) e di raccogliere le inevitabili scorie prodotte da un intenso flusso veicolare.

E' evidente che l'accumulo di inquinanti in tempo secco ed il loro lavaggio operato dalla pioggia può raggiungere livelli non trascurabili su superfici interessate da intenso traffico veicolare, quali le strade di scorrimento a 4 corsie in ambito urbano. In questo caso il trasporto degli inquinanti nei collettori fognari e la loro immissione diretta nei corpi idrici ricettori può essere causa di notevoli danni all'ambiente, soprattutto se posta in relazione agli obiettivi di qualità dei corpi idrici stabiliti dal citato D. Lgs. n. 152/06.

## 2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA AI SENSI DELLE NTC 2018

Con Decreto del 17/01/2018 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha provveduto all'Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

I criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali sono contenuti al Capitolo 5. In particolare, al paragrafo 5.1.2.3 sono riportate le prescrizioni relative alla compatibilità idraulica delle opere di attraversamento fluviale.

### 5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

*Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte. L'ampiezza e l'approfondimento dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base devono essere commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno  $T_r$  pari a 200 anni ( $T_r=200$ ). Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:*

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile;*
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;*
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;*
- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisorie e definitive,*

*tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;*

*- l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti. Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali.*

*Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente.*

*Per i ponti esistenti, eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore, è ammesso l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato. In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione all'Autorità competente, che si esprime previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.*

*Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.*

*Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo. Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.*

## 2.4 P.G.R.A. - P.S.A.I. NAVILE E SAVENA ABBANDONATO

L'approvazione del D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale", ha modificato l'impianto organizzativo ed istituzionale della legge 183/1989 prevedendo, all'articolo 63, la soppressione, a far data dal 30 aprile 2006, delle Autorità di Bacino previste dalla legge 183/1989 sostituendole con le Autorità di Bacino Distrettuale.

Il 17 febbraio 2017 con l'entrata in vigore il D.M. 25 ottobre 2016, sono state soppresse le Autorità di bacino nazionali, interregionali e regionali, e tutte le relative funzioni sono state trasferite alle Autorità di bacino distrettuali. L'Autorità di bacino interregionale del fiume Reno confluisce pertanto nell'Autorità di bacino distrettuale del Fiume Po.

Nel territorio del bacino idrografico del Fiume Reno il PAI (Piano Assetto Idrogeologico) ancora vigente è sviluppato in stralci per sottobacino.

Per il Comune di Bologna i Piani Stralcio vigenti sono:

- Piano Stralcio del Torrente Samoggia;
- Piano Stralcio del sistema idraulico Navile-Savena Abbandonato;
- PSAI del F.Reno e il PSAI Idice.

Per le aree interessate dalla realizzazione della nuova linea tramviaria è stato consultato il Piano Stralcio del sistema idraulico Navile-Savena Abbandonato.

#### 2.4.1 Piano Stralcio Navile - Savena Abbandonato

All'interno del Piano Stralcio Navile Savena Abbandonato ricadono **le aree interessate dalla realizzazione della nuova linea tramviaria verde**; le opere in progetto sono ricomprese in aree soggette al controllo degli apporti d'acqua nel territorio di pianura.

Le Norme Tecniche di Attuazione riportano le misure per la realizzazione di interventi strutturali (art. 4), per il controllo degli apporti d'acqua (art. 5) e per le fasce di pertinenza fluviali (art. 6).

Tutto il tracciato e le opere di progetto ricadono in ambito soggetto all'art. 5 per il controllo degli apporti d'acqua, mentre non ricadono all'interno della fasce di pertinenza fluviali né in aree deputate alla realizzazione di interventi strutturali, fatta eccezione per il tratto in attraversamento sul Canale Navile che avverrà sul ponte carrabile esistente di Via Bentini, oggetto di allargamento.

Pertanto, ai sensi delle NTA del Piano Stralcio per il sistema idraulico di Navile – Savena Abbandonato vale quanto previsto dagli artt. 5 e 6 di seguito riportati.

#### **Art. 5 (Controllo degli apporti d'acqua)**

“Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento, i Comuni compresi nel bacino imbrifero del sistema, come delimitato nella tavola “B”, dovranno introdurre norme nei piani regolatori che rendano obbligatoria, nelle zone di espansione o trasformazione o comunque nelle zone soggette a intervento urbanistico preventivo, la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 mc per ogni ettaro di superficie territoriale delle suddette zone.



Le vasche di raccolta di cui al comma precedente dovranno essere localizzate in modo tale da raccogliere le acque piovane prima della loro immissione nel reticolo idrografico principale. Il progetto di tali vasche di raccolta deve essere valutato positivamente dall'Autorità idraulica competente con il quale dovranno essere preventivamente definite le caratteristiche funzionali e concordati i criteri di gestione.

L'adozione, nei terreni ad uso agricolo, di nuovi sistemi di drenaggio che riducano sensibilmente il volume specifico d'invaso, modificando quindi i regimi idraulici, è subordinata all'attuazione di interventi compensativi consistenti nella realizzazione di un volume d'invaso pari almeno a 100 mc per ogni ettaro di terreno drenato con tali sistemi e al parere favorevole, espresso sulla base di un'idonea documentazione in cui sia dimostrato il rispetto di quanto previsto dal presente comma, dell'Autorità idraulica competente. Ai fini dell'applicazione del presente comma, i sistemi di "drenaggio tubolare sotterraneo" e di "scarificazione con aratro talpa" sono da considerare come sistemi che riducono sensibilmente il volume specifico d'invaso.

Le amministrazioni comunali dovranno dettare norme o comunque emanare atti che consentano e/o promuovano, anche mediante incentivi, la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane anche nelle aree edificate."

#### **Art. 6 (Fasce di pertinenza fluviale)**

"All'interno delle "fasce di pertinenza fluviale" nonché nel terreno sottostante per una profondità pari a quella del fondo alveo incrementata di un metro, non è ammessa la realizzazione di nuovi manufatti edilizi e di nuove opere infrastrutturali ad eccezione di manufatti costituenti pertinenza di alloggi esistenti alla data del 12 Agosto 1998, di quelli relativi alla gestione idraulica dei corsi d'acqua e di opere infrastrutturali essenziali e non diversamente collocabili previo parere favorevole dell'Autorità di Bacino del Reno in merito alla loro compatibilità e coerenza con gli obiettivi del presente piano. Le aree interne alle "fasce di pertinenza fluviale" contraddistinte dalla sigla "PF.Li" sono da considerare anche come "aree di localizzazione interventi" e soggiacciono pertanto anche a quanto previsto dai commi 7 e 9 dell'art. 4 delle presenti norme.

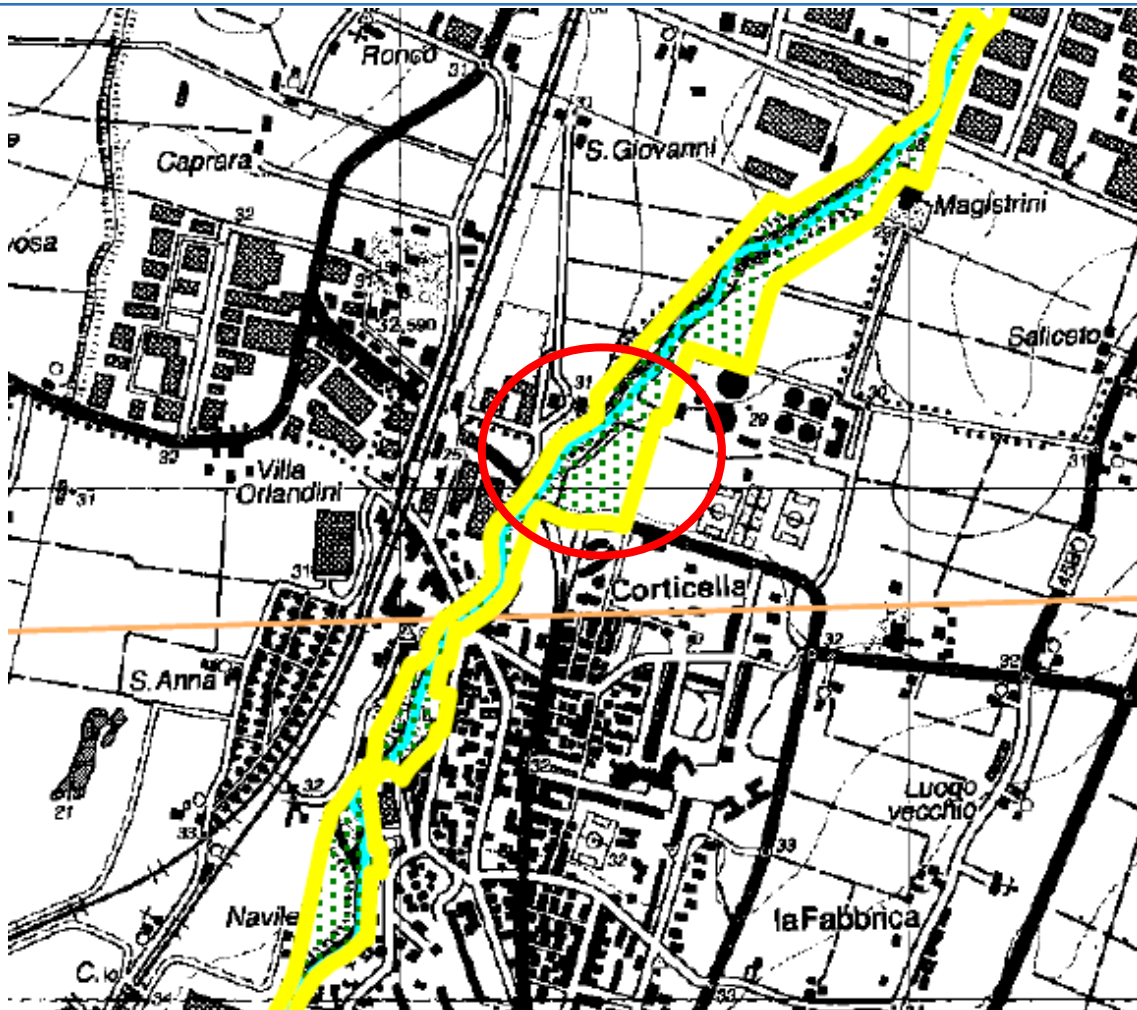


Figura 5 – Fasce di pertinenza fluviale ai sensi del PSAI Navile-savona Abbandonato

## 2.5 P.T.C.

Il PTCP recepisce ed integra alcune norme dei PSAI e dei Piano Stralcio vigenti anche a seguito dell'approvazione del Piano Gestione Rischio Alluvioni dell'Autorità Distrettuale del Fiume Po.

In particolare ai fini del presente lavoro occorre far riferimento agli articoli 4.3 – Fasce di tutela Fluviale, art. 4.8 - Aree di controllo degli apporti d'acqua in pianura e Artt. 5.2 e 5.3 - Zona di protezione delle acque sotterranee nel territorio pedecollinare e di pianura.

L'art 4.3 individua "le aree significative ai fini della tutela e valorizzazione dell'ambiente fluviale dal punto di vista vegetazionale e paesaggistico, e ai fini del mantenimento e recupero della funzione di corridoio ecologico, o ancora ai fini della riduzione dei rischi di inquinamento dei corsi d'acqua e/o di innesco di fenomeni di instabilità dei versanti; comprendono inoltre le aree all'interno delle quali si possono realizzare interventi finalizzati a ridurre l'artificialità del corso d'acqua. Le norme del presente articolo si applicano anche alle aree latitanti al reticolo principale, secondario, minore e minuto, nei tratti in cui nella tav. 1 non siano graficamente individuate "fascia di tutela fluviale" o "fasce di pertinenza fluviale", per una larghezza planimetrica, sia in destra che in sinistra dal limite dell'alveo attivo come definito all'art. 4.2 punto 1, stabilita come segue:

- nei corsi d'acqua del "reticolo idrografico principale": 30 metri;
- nei corsi d'acqua del "reticolo idrografico secondario": 20 metri;
- nei corsi d'acqua del "reticolo idrografico minore": 10 metri;
- nella restante parte del reticolo idrografico: 5 metri dal limite del corso d'acqua.

Nel caso le linee di demarcazione non siano agevolmente individuabili sul terreno e siano sostanzialmente sovrapposte a curve di livello, si può far riferimento alle corrispondenti quote. Le presenti norme si applicano anche al reticolo minore di bonifica non facente parte del reticolo minore e minuto e non individuato nella cartografia di piano, nel quale la "fascia di tutela fluviale" viene individuata in una fascia laterale di 10 m dal ciglio più elevato della sponda o dal piede arginale esterno. Nei tratti compresi nel territorio urbanizzato e nei tratti coperti, la fascia di pertinenza è ridotta a 5 metri rispettivamente dal ciglio di sponda e dal limite a campagna della infrastruttura. Questa norma non si applica all'interno dei centri storici individuati dagli strumenti urbanistici quando non compatibile con il tessuto urbano consolidato degli stessi.

Il citato articolo ( art. 4.8 del PTCP ) prevede che "al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento e di favorire il riuso di tale acqua, in tutto il territorio non ricadente entro il perimetro dei bacini montani nell' "ambito di controllo degli apporti d'acqua in pianura", come individuato nella tav. 2, i Comuni prevedono, per gli ambiti di nuovo insediamento e comunque per le aree non ancora urbanizzate, la

realizzazione di sistemi di raccolta delle acque di tipo duale, ossia composte da un sistema minore costituito dalle reti fognarie per le acque nere e parte delle acque bianche (prima pioggia), e un sistema maggiore costituito da collettori, interrati o a cielo aperto, e da sistemi di accumulo per le acque bianche; il sistema maggiore deve prevedere sistemi di raccolta e accumulo delle acque, piovane per un volume complessivo di almeno 500 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto. Tali sistemi di raccolta, ad uso di una o più delle zone da urbanizzare, devono essere localizzati in modo tale da raccogliere le acque piovane prima della loro immissione nel corso d'acqua o collettore di bonifica ricevente individuato dall'Autorità idraulica competente. Le caratteristiche funzionali dei sistemi di raccolta sono stabilite dall'Autorità idraulica competente con la quale devono essere preventivamente concordati i criteri di gestione".















In base al vigente PTCP, l'area del Deposito di Borgo Panigale e quella del deposito ausiliario in zona Pilastro ricadono all'interno di "aree di controllo degli apporti d'acqua in pianura" (Art. 4.8 del PTCP).

Nelle fasce di tutela fluviale, anche al fine di favorire il riformarsi della vegetazione spontanea e la costituzione di corridoi ecologici, nonché di consentire gli accessi tecnici di vigilanza, manutenzione ed esercizio delle opere di bonifica, irrigazione e difesa del suolo, la presenza e l'insediamento di attività e costruzioni per funzioni diverse da quelle di cui al precedente punto è ammissibile esclusivamente nei limiti e alle condizioni prescritte dall'art. 4.3 ai punti 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 e 12 e 13.



## Legenda

### Sistema idrografico

-  Alvei attivi e invasi dei bacini idrici (art. 4.2)
-  Reticolo idrografico principale (art. 4.2)
-  Reticolo idrografico secondario (art. 4.2)
-  Reticolo idrografico minore (art. 4.2)
-  Canali di bonifica (art. 4.2)
-  Canale Emiliano - Romagnolo (art. 4.2)
-  Fasce di tutela fluviale (art. 4.3)
-  Fasce di tutela fluviale (art. 4.3): area interessata dal campo base TAV (utilizzabile per l'ampliamento o il trasferimento delle aziende già insediate nel comune di Pianoro secondo i criteri richiesti dal PTCP e fatte salve le verifiche previste dall'art.18 del PSAI)
-  Fasce di pertinenza fluviale (art. 4.4)
-  Aree ad alta probabilità di inondazione (art. 4.5)
-  Aree di interventi idraulici strutturali (art. 4.6)
-  Aree di localizzazione di interventi idraulici strutturali (art. 4.6)
-  Aree di potenziale localizzazione di interventi idraulici strutturali (art. 4.6)
-  Aree a rischio di inondazione in caso di eventi di pioggia con tempo di ritorno di 200 anni (art. 4.11)

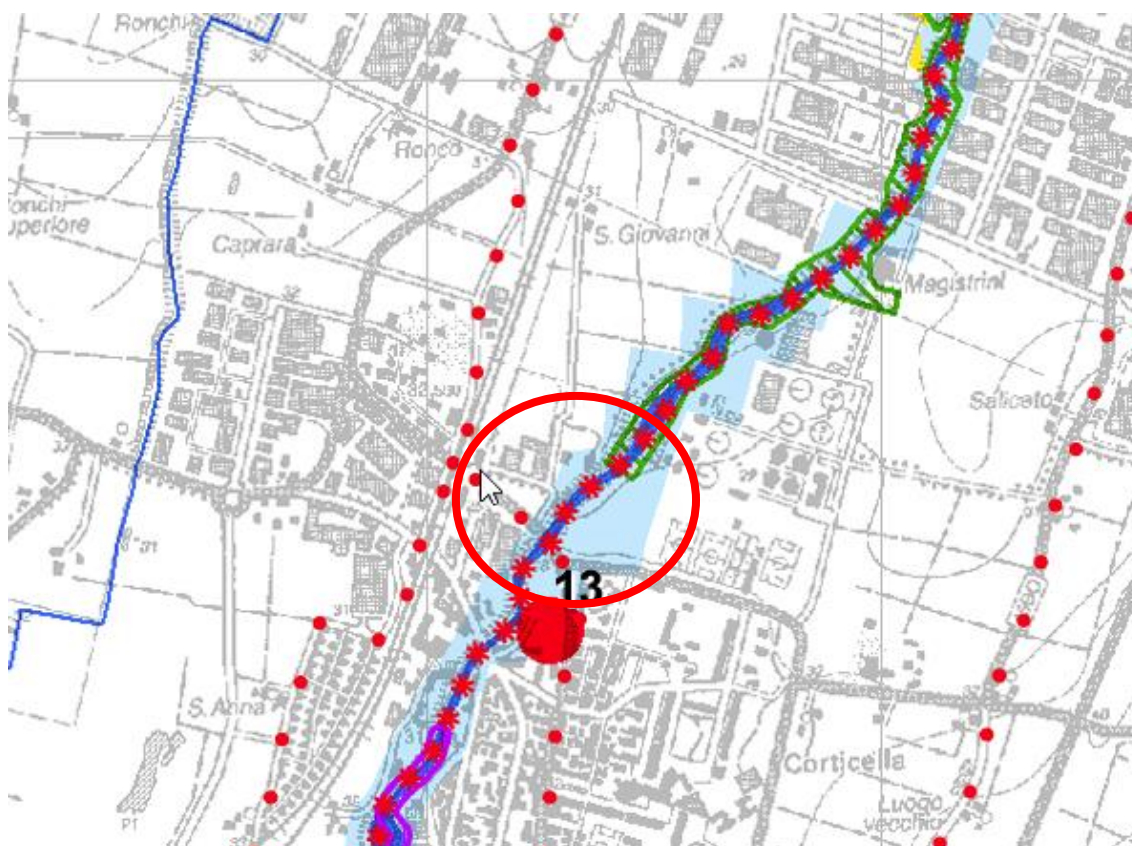


Figura 6 – fasce di tutela fluviale ai sensi del PTCP

## 2.6 REGOLAMENTO EDILIZIO COMUNALE DI BOLOGNA

### 2.6.1 Art. 38 - Parcheggi

All'art. 38 il R.E.C. definisce obiettivi e prestazioni idrauliche oltre che funzionali.

#### 2. Obiettivi e prestazioni

Nel perseguire l'obiettivo primario di migliorare la dotazione di parcheggi e qualificarla rispetto ai diversi tipi di domanda, andranno accuratamente vagliate tutte le opportunità (aree ed edifici disponibili, con buona accessibilità) scegliendo la soluzione più idonea (a raso, interrata, in elevazione, mista), anche con riferimento alle caratteristiche del contesto. In particolare va perseguito l'obiettivo di delocalizzare l'attuale sosta su strada in corrispondenza delle strade prevalentemente destinate al trasporto pubblico. Nella predisposizione degli spazi per la sosta veicolare occorre garantire la sicurezza e il comfort degli utenti e creare le condizioni affinché il parcheggio diventi un luogo di facile e confortevole uso e frequentazione. Per mitigare l'impatto dei grandi parcheggi a raso se ne dovrà curare l'ambientazione, in particolare attraverso un uso il più possibile esteso degli elementi verdi, massimizzare la permeabilità, quando le caratteristiche lo permettono e senza rischi per le falde acquifere, articolare l'impianto con zone d'ombra e di servizio, anche allo scopo di facilitare l'orientamento e disincentivare gli usi impropri. Le aree per parcheggio verranno rese sempre maggiormente resilienti, se non addirittura in grado di svolgere un ruolo attivo nella lotta ai cambiamenti climatici e contribuiranno al rinnovamento dello spazio stradale in termini di qualità formale, ambientale, di accessibilità e sicurezza, in riferimento all'Azione 2.3b del PUG.

- 3.2 Per parcheggi di estensione superiore a 1.000 mq, deve essere predisposto un vaso di raccolta delle acque di prima pioggia o altro sistema di cui all'art. 53 ([vedi](#)) di dimensione pari a 25 mc per ogni ettaro di superficie impermeabile o che garantisca equivalente capacità di smaltimento anche attraverso l'adozione di sistemi di drenaggio sostenibile di cui al comma 2 del suddetto articolo.

Di seguito si riporta uno stralcio del citato art. 53 del R.E.C.

#### 2. Sistemi di raccolta e drenaggio urbano sostenibile delle acque meteoriche - SuDS

Riferimento a Linee guida sull'adozione di tecniche di drenaggio urbano sostenibile per una città più resiliente ai cambiamenti climatici - Aprile 2018 ([vedi](#)).

Esempi di sistemi SuDS sono:

1. Sistemi di recupero delle acque meteoriche nell'edificio.
2. Trincee infiltranti
3. Fasce filtranti
4. Dreni filtranti
5. Canali vegetati

6. Aree di bioritenzione vegetata
7. Box alberati filtranti
8. Pavimentazioni permeabili drenanti. Rif. art. a4 ([vedi](#))
9. Bacini di detenzione o vasche di laminazione.

In caso di nuovo impianto (rif. Disciplina del PUG - Azione 1.2d), esse devono essere dimensionate pari ad almeno 500 mc per ettaro di superficie territoriale - STER interessata dall'intervento, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto, adottando le metodologie di calcolo disponibili nella letteratura scientifica. .

10. Stagni e zone umide/fitodepurazione

### 3. Invarianza idraulica

Il calcolo della portata massima di acqua meteorica in uscita di un insediamento deve essere effettuato assumendo un contributo specifico pari a 10 l/s per ogni ettaro di superficie drenata, qualora il terreno prima dell'intervento sia terreno nudo o Superficie Permeabile - SP ([vedi](#)) e di 50 l/s per ogni ettaro di superficie drenata, qualora il terreno prima dell'intervento sia impermeabile (strade, parcheggi, edifici, ecc.), salvo specifica indicazione più restrittiva degli enti gestori dei corpi idrici recettori.

## 2.7 LINEE GUIDA TECNICHE DI DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE - SUDS

I processi di urbanizzazione sviluppatasi negli ultimi decenni hanno modificato profondamente il ciclo naturale dell'acqua a causa dell'aumento delle superfici impermeabili, diminuendo i fenomeni evapotrasporativi, l'infiltrazione superficiale e profonda e la ricarica delle falde acquifere e aumentando i volumi delle così dette acque di runoff, cioè le acque di dilavamento superficiale che non vengono infiltrate nel terreno.



**Figura 7: Impatto dell'impermeabilizzazione dovuta all'urbanizzazione sul ciclo idrologico dell'acqua.**  
Fon-te: Gibelli G., 2015, GESTIONE SOSTENIBILE DELLE ACQUE URBANE. MANUALE DI DRENAGGIO 'URBANO'

Le linee guida propongono un approccio multidisciplinare che permetta con soluzioni integrate di gestire l'acqua urbana e ottenere bene-fici aggiuntivi in termini di qualità delle acque, aumento della biodiversità e aumento della fruizione di aree pubbliche.



### 3.1 Scale di applicazione di tecniche SuDS: Parcheggi

In aree a forte urbanizzazione i parcheggi rappresentano spesso estese superfici impermeabili, che danno un contributo importante allo sviluppo di volumi di runoff e allo squilibrio dell'equilibrio idrologico pre-urbanizzazione. Di conseguenza la riconversione di parcheggi esistenti, o la costruzione di nuovi, con un approccio con misure "Soft Engineering" rappresenta un'occasione per contribuire a ristabilire l'equilibrio pre-sviluppo, oltre a fornire un'occasione di riqualificazione e di arredo urbano.

Diversi approcci per drenare, laminare e infiltrare le acque di pioggia ricadenti sui parcheggi possono essere adottati, oscillanti da un livello minimo ad uno massimo di servizi ecosistemici aggiuntivi forniti, come mostrato in Figura 7. Come si vede in figura diverse tecniche SuDS possono essere usate, dalle pavimentazioni, ai fossi vegetati, dalle trincee filtranti agli stagni.

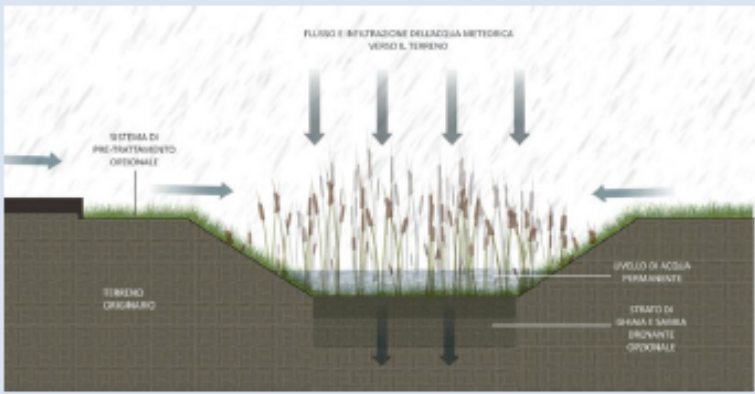


Figura 7. Diversi approcci SuDS per il drenaggio sostenibile delle acque di pioggia dai parcheggi. Fonte: Huber, J., 2010. *Low Impact Development: a Design Manual for Urban Areas* (riadattato)

Si riportano alcune schede contenenti le soluzioni tecniche a disposizione per il drenaggio urbano sostenibile (SuDS).

In particolare ai fini del progetto in argomento e al contesto d'intervento, si analizzano alcune soluzioni basate sull'implementazione di sistemi naturali, dati i maggiori benefici forniti nella dell'adattamento al cambiamento climatico della gestione delle acque.



CANALI VEGETATI (Swales)		SCHEDA T5
<p><b>Canali vegetati umidi</b></p> <p>Prevedono il mantenimento di uno strato d'acqua permanente e sono tipicamente piantumati con vegetazione ripariale quali, ad esempio, macrofite emergenti.</p>		
<p><b>VANTAGGI</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- efficacia nel rimuovere sedimenti grazie all'azione di filtraggio esercitata dalla vegetazione;</li> <li>- riduzione del volume delle acque di dilavamento;</li> <li>- contributo alla riduzione di superfici impermeabili;</li> <li>- contributo alla rinaturalizzazione del contesto in cui vengono inseriti</li> <li>- possibilità di riduzione dell'estensione rete fognaria bianca</li> </ul>	<p><b>SVANTAGGI</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rischio di erosione se non correttamente progettati;</li> <li>- in zone residenziali, possibile creazione di problemi derivanti dall'acqua stagnante (per i canali vegetati umidi)</li> </ul>	
<p><b>POSIZIONAMENTO OTTIMALE</b></p> <p>Data la loro struttura lineare, i canali vegetati secchi e bagnati sono adatti per essere inseriti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- lungo corsie stradali di zone industriali e residenziali di medie dimensioni;</li> <li>- vicino aree di parcheggio per ridurre la percentuale di pavimentazione impermeabile;</li> <li>- In zone di basso o moderato sviluppo di densità;</li> <li>- Per convogliare le acque di runoff in spazi pubblici, creando possibilità di arredo paesaggistico e di fruizione</li> </ul>		
<p><b>LIMITI DI UTILIZZO</b></p> <p>Devono essere posizionati dove esiste spazio sufficiente per accogliere la profondità e la larghezza di stoccaggio supplementari.</p> <p>I canali vegetati umidi vanno dimensionati con cura se si prevede la loro realizzazione in aree residenziali ad alta densità, onde evitare di generare zone stagnanti e successiva formazione di cattivi odori e proliferazione di zanzare.</p>		

TRINCEE INFILTRANTI ( <i>Infiltration trenches</i> )			SCHEDA T2
STRATO	FUNZIONE	MATERIALE / SPESSORE	
strato superficiale	trattenere i sedimenti più grossolani	pietrisco di pezzatura 20-30 mm per uno spessore totale di spessore 150-300 mm	
filtro di geotessuto	garantisce un effetto di filtrazione e previene l'intasamento della trincea.	geotessuto	
struttura di ghiaia	Favorisce l'infiltrazione delle acque filtrandole verso il terreno	ghiaia di pezzatura 40-75 mm	
strato di sabbia	trattiene i metalli pesanti: in particolare, zinco e piombo	spessore totale strato 150-300 mm	
filtro laterale	garantisce un effetto di filtrazione e previene l'intasamento della trincea.	geotessuto	

**ASPETTI MANUTENTIVI**

*Manutenzione ordinaria*

- ispezioni e rimozione di sedimenti accumulati per prevenire l'intasamento del filtro;
- rimozione di sedimenti accumulati e oli/grassi dai pretrattamenti;
- asportazione e sostituzione dello strato di ghiaia fine quando intasato

*Annualmente*

- Pulizia e taglio delle specie erbacee presenti sulla fascia inerbita

**ESEMPI**



Fonte: Haubner, S.M., 2001. Georgia Stormwater Management Manual.

### 3. CRITERI PROGETTUALI

La progettazione delle opere idrauliche è stata imposta secondo criteri di efficienza ed efficacia optando, ove possibile, per sistemi di drenaggio urbano sostenibile (S.U.D.S.) in alternativa a sistemi di drenaggio tradizionali.

I criteri adottati sono finalizzati a rendere l'infrastruttura in progetto resiliente ai cambiamenti climatici in corso, definendo già in fase progettuale le strategie per l'adattamento a scenari estremi al fine della gestione del rischio ( es. criteri per la progettazione dei sottopassi ).

Relativamente alla progettazione dei sistemi di drenaggio e trattamento delle acque meteoriche delle aree di terminal e parcheggi nonché dell'infrastruttura lineare è stata effettuata una ricognizione e mappatura dei sottoservizi al fine di individuare il recapito più idoneo nel rispetto dalla DGR 1860/06 e relative circolari interpretative (ARPAE).

Relativamente ai sistemi di trattamento delle acque meteoriche di prima pioggia nelle aree potenzialmente inquinate lo schema di processo prevede una prima ripartizione tra acque di prima pioggia e acque di seconda pioggia:

- Arrivo acque di dilavamento
- Partizione e derivazione delle acque di prima pioggia.

Di seguito,

- per le acque di prima pioggia (AMPP) delle aree parcheggio e ricovero mezzi:

- accumulo e trattamento mediante SUDS secondo le linee guida richiamate nel Regolamento Edilizio del Comune di Bologna 2020.

- per le acque di seconda pioggia (AMSP) e dei tetti:

- partizione e scarico delle acque meteoriche non contaminate nel ricettore finale (per le sole AMSP dilavanti i tetti, le strade e dell'area di ricovero si prevede anche accumulo temporaneo nella vasca per l'invarianza idraulica che svolge funzione di volano idraulico).

La vasca per l'invarianza idraulica è stata dimensionata nel rispetto dell'indice di accumulo di 500 mc/ha di nuova superficie impermeabile e/o semipermeabile in modo da non superare allo scarico i 10 l/s per ettaro.

Lo scopo del trattamento delle tipologie di AMPP è quello di garantire il rispetto dei limiti di concentrazione degli inquinanti di cui alla tabella 3 dell'allegato 5 alla parte III del D. Lgs.152/2006, per ottemperare alle condizioni previste per lo scarico in corpo idrico superficiale utilizzando sistemi naturali.

Per il trattamento delle acque meteoriche prima pioggia dei parcheggi, del terminal bus e dell'area ricovero mezzi dovranno essere predisposti dei sistemi di drenaggio urbano intermendi, secondo le linee guida SUDS (canali vegetati, trincee infiltranti), prima del recapito nella fognatura o nel corpo idrico superficiale e dimensionate nella misura di 25 mc/ha in conformità all'art. 53 del R.E.C. di Bologna.

I reflui civile sono collettati mediante rete di drenaggio separata a gravità fino al recapito finale nella fognatura gestita da Hera Spa.

Nell'ambito del presente progetto sono stati inoltre seguiti i seguenti criteri generali oltre ai criteri ambientali minimi di seguito richiamati:

- E' stata prevista un'area per l'invarianza idraulica in corrispondenza dell'area di ricovero dei mezzi e terminal bus; tale area si configura come un sistema di accumulo (500 mc/ha) a cielo aperto fruibile in condizioni di tempo asciutto ed oggetto di rinaturalizzazione secondo i criteri SUDS;
- Per consentire alla rete di drenaggio dell'area di ricovero mezzi e terminal bus un funzionamento a cadente naturale, lo scarico è previsto nella vasca per l'invarianza idraulica e l'accumulo temporaneo di volumi idrici che è stata realizzata mediante escavo del terreno esistente per circa 1.5 m da p.c. con sponde a pendenza 1:3 e larghezza del fondo 1.0m, senza interferire con la falda idrica stimata a circa -3.0 metri dal p.c. in base al sondaggio esistente da confermare in fase di esecuzione delle indagini geognostiche sito specifiche;



- Individuazione di soluzioni tecniche con minimo impatto ambientale e territoriale, resilienti ai cambiamenti climatici e tali da costituire un elemento di arredo paesaggistico;
- Ottimizzazione dei terreni di scavo per il loro rimpiego per i rilevati dell'area terminal bus e ricovero dei mezzi;
- Adozioni di manufatti di controllo allo scarico nei corpi idrici superficiali nel rispetto del limite assentito di 10 l/s per ha;
- Gli interventi di messa in sicurezza e gestione del rischio da alluvione sono stati dimensionati sulla base di una modellistica idrologia ed idraulica sui principali corsi d'acqua che determinano la pericolosità ai sensi del P.G.R.A. di cui all'elaborato *B381C-D-X00-GGI-IDR-RT-01-A Relazione idrologico idraulica*;
- Per la gestione del rischio idraulico dei sottopassi in progetto (Passante autostradale e Via Ferrarese) è stato seguito il seguente approccio conservativo:
  1. sono stati previsti interventi di disconnessione idraulica/regimazione delle acque meteoriche sradali per limitare gli afflussi al sottopasso alle sole acque meteoriche delle rampe (muretti di contenimento, rialzamento del piano del ferro rispetto alle quote stradali ecc);
  2. realizzazione di un sistema di drenaggio delle acque meteoriche del sottopasso in grado di smaltire l'evento con TR 200 anni, assicurando allo scarico nella fognatura di HERA spa il rispetto del limite allo scarico di 10 l/s per ha per ha mediate vasca volano ;
  3. Non sono previsti trattamenti delle AMPP dei sottopassi, analogamente a quanto previsto per la LINEA ROSSA in base alle indicazioni fornite da parte di HERA Spa;
  4. I sollevamenti meccanici dei sottopassi, come prescritto dal gestore del servizio idrico integrato, saranno muniti di gruppo di continuità e facilmente accessibili, per garantire il funzionamento anche in condizioni di emergenza e le operazioni di ordinaria manutenzione delle elettropompe;
- Come evento di progetto per il dimensionamento del sistema di drenaggio urbano è stato assunto l'evento con TR 30 anni mentre le opere di messa in sicurezza sono state valutate su un orizzonte TR 200 anni.

Per quanto riguarda la realizzazione delle tubazioni fognarie a gravità si sono utilizzate condotte in polietilene a doppia parete con classe di rigidità anulare SN8

Tali condotte sono caratterizzate da alta resistenza agli ambienti aggressivi, facilità e velocità di posa, perfetta tenuta idraulica garantita da saldature per evitare infiltrazioni e l'instaurarsi di correnti parassite

Per le condotte in pressione si sono utilizzate condotte in PEAD PN16.

La localizzazione delle vasche e dei sistemi di accumulo/trattamento risulta, talvolta, sensibilmente laterale rispetto all'asse di deflusso idrico in quanto è stato necessario tenere in adeguata considerazione anche le relative modalità di esecuzione dei manufatti, cercando di interferire il meno possibile con i piani di rispetto delle procedure operative, nonché il regolare esercizio dell'infrastruttura tranviaria in totale sicurezza.

#### 4. CRITERI AMBIENTALI MINIMI

L'approccio metodologico con cui è stato sviluppato il progetto rispetta i seguenti criteri ambientali minimi:

- gli interventi di nuova costruzione prevedono una superficie territoriale permeabile non inferiore al 60% (ad esempio le superfici a verde e le superfici esterne pavimentate ad uso pedonale o ciclabile come percorsi pedonali, marciapiedi, piazze, cortili, piste ciclabili). Per superficie permeabile si intendono, ai fini del presente documento, le superfici con un coefficiente di deflusso inferiore a 0,50. Tutte le superfici impiegate per gli interventi di invarianza idraulica costituenti, segnatamente, il canale vegetato per il drenaggio delle acque di piattaforma e terminal bus e dell'area di ricovero dei mezzi permettano alle precipitazioni meteoriche di giungere in falda e possono essere considerate permeabili presentando un coefficiente di deflusso  $< 0.5$ .
- è assicurata la conservazione e/o ripristino della naturalità degli ecosistemi fluviali per tutta la fascia ripariale esistente anche se non iscritti negli elenchi delle acque pubbliche, nonché il mantenimento di condizioni di naturalità degli alvei e della loro fascia ripariale escludendo qualsiasi immissione di reflui non depurati.

Il canale per l'invarianza idraulica dell'area terminal bus e ricovero dei mezzi tranviari sarà progettata mediante SUDS (canale vegetato), garantendo le distanze previste dal RD 523/1904 ( $> 10$  m dal ciglio di sponda del canale Navile) e lasciando inalterata la maggior parte della fascia fluviale così come definita dal PSAI (art. 8 NTA PSAI Navile-Savena Abbandonato).

Tutte le acque meteoriche dilavanti, prima della resituzione nel canale Navile, saranno oggetto di processi di degradazione naturale nel canale vegetato. Non sono previsti ulteriori trattamenti non essendo previste attività sporcanti all'interno dell'area ricovero dei mezzi.

Pertanto, l'intervento non modifica sostanzialmente la naturalità degli ecosistemi fluviali per tutta la fascia ripariale esistente del Navile. Saranno previsti i necessari interventi ambientali di rinaturalizzazione anche con tecniche di ingegneria naturalistica (scogliera in massi naturali) per limitare fenomeni di erosione localizzata in corrispondenza dello scarico del canale vegetato nel navile.

E' escluso qualsiasi intervento di immissioni di reflui non depurati.

- è garantita la manutenzione (ordinaria e straordinaria) consistente in interventi di rimozione dei depositi litoidi e di materiale legnoso depositatosi nell'alveo del canale vegetato per garantirne nel tempo l'ufficiosità e i volumi di laminazione richiesti dal PSAI. I lavori di ripulitura e manutenzione devono essere attuati senza arrecare danno alla vegetazione ed alla eventuale fauna. I rifiuti rimossi dovranno essere separati, inviati a trattamento a norma di legge. Qualora il materiale legnoso non possa essere reimpiegato in loco, esso verrà avviato a recupero, preferibilmente di materia, a norma di legge.
  - non sono previsti impianti di depurazione delle acque di prima pioggia da superfici scolanti soggette a inquinamento non essendo presenti nell'area operativa di ricovero dei mezzi attività sporcanti. Le aree di nuova impermeabilizzazione recapitano per tramite della vasca volano nel canale Navile previa depurazione nel canale vegetato mediante sistemi SUDS.
  - Sono stati previsti interventi idraulici (sistemi di drenaggio delle acque di piattaforma, sistemi di accumulo) atti a garantire un corretto deflusso delle acque superficiali dalle superfici impermeabilizzate anche in occasione di eventi meteorologici eccezionali e adottati sistemi di depurazione di tipo naturale.
- Nelle aree dei nuovi parcheggi, nell'area terminal bus e di ricovero dei tram non in esercizio sono stati previsti interventi secondo le linee guida SUDS che utilizzano sistemi naturali per il trattamento delle acque meteoriche di prima pioggia oltre a garantire allo scarico il non superamento di 10 l/s per ettaro.



- Le opere di regimazione idraulica poposte per la gestione delle acque meteoriche consentono di prevenire fenomeni di erosione, compattazione, smottamento o alluvione ed, in particolare, di garantire un corretto deflusso delle acque superficiali sulle aree verdi come i canali vegetati da realizzarsi secondo le tecniche dell'ingegneria naturalistica e SUDS ed impiegando materiali naturali; le acque raccolte in questo sistema di canalizzazioni saranno convogliate al più vicino corso d'acqua o impluvio naturale costituito nel caso in argomento dal canale Navile. Qualora si rendessero necessari interventi di messa in sicurezza idraulica, di stabilizzazione dei versanti o altri interventi finalizzati al consolidamento di sponde lungo i fossi, saranno utilizzati esclusivamente interventi di ingegneria naturalistica secondo la manualistica adottata dalla Regione (difesa in scogliera in massi naturali per lo scarico del canale vegetato nel Canale Navile).
- L'area del deposito bus è dotata di vasca per l'intercettazione di acque inquinate a seguito di sversamenti accidentali che dovranno essere caratterizzate e smaltite ad impianto al trattamento dei rifiuti. Sono stati previsti sistemi per la gestione controllata degli sversamenti accidentali di inquinanti sul suolo e nelle acque sotterranee (vasche interrato per l'autocontenimento degli sversamenti accidentali).
- È prevista la realizzazione di una rete separata per la raccolta delle acque meteoriche rispetto ai reflui civili. Le acque provenienti da superfici scolanti non soggette a inquinamento (coperture) sono convogliate in vasche di raccolta per essere riutilizzate a scopo irriguo ovvero per alimentare le cassette di accumulo dei servizi igienici. Le acque provenienti da superfici scolanti soggette a inquinamento (strade carrabili, parcheggi) sono preventivamente convogliate in sistemi di depurazione di tipo naturale (canale vegetato) prima di essere immesse in corpo idrico superficiale e dove non possibile nella rete delle acque meteoriche. Il progetto è redatto sulla base della norma UNI/TS 11445 "Impianti per la raccolta

e utilizzo dell'acqua piovana per usi diversi dal consumo umano - Progettazione, installazione e manutenzione" e della norma UNI EN 805 "Approvvigionamento di acqua - Requisiti per sistemi e componenti all'esterno di edifici" o norme equivalenti.

## 5. ANALISI PLUVIOMETRICA

L'analisi statistica delle registrazioni pluviometriche è stata fatta in riferimento alla legge di distribuzione dei valori massimi di pioggia di Gumbel:

$$P(h) = \exp(-\exp(-\alpha(h - \nu)))$$

dove:

$P(h)$  è la probabilità che, in un fissato intervallo temporale, l'altezza massima di pioggia sia inferiore ad  $h$ ;

$h$  è l'altezza di pioggia massima annuale, in mm, relativa ad un evento di durata  $t$ , in ore;  $\alpha$  e  $\nu$  sono parametri che adattano la funzione al campione studiato.

La procedura per la stima dei parametri consiste nell'effettuare una regressione ai minimi quadrati sulle variabili:

$$x = h \quad y = -\ln(-\ln(P(h)))$$

dove  $P(h)$  è una funzione del tipo plotting-position, cioè dipendente dal numero progressivo  $m$  che rappresenta la posizione di ciascun valore di  $h$  all'interno della serie di dati ordinata in modo crescente.

Mediante la regressione ai minimi quadrati è possibile ricavare la retta interpolante e quindi i parametri della distribuzione di Gumbel:

$$y = ax + b \quad \text{con} \quad a = \alpha \text{ e } b = \alpha \nu$$

Stimati i parametri della distribuzione di Gumbel, si passa alla stima di  $P(h)$ , cioè alla determinazione della curva di probabilità cumulata che associa ad ogni altezza la probabilità di non superamento nel periodo di un anno, in funzione della pioggia caduta in una determinata finestra temporale. Dal momento che  $1-P(h)$  rappresenta la

probabilità di superamento in un anno, è possibile attribuire a ciascun evento pluviometrico un tempo di ritorno TR:

$$TR = \frac{1}{1 - P(h)}$$

da cui si può esplicitare h in funzione del tempo di ritorno scelto:

$$h = v - \frac{1}{\alpha} \ln \left[ \ln \left( \frac{TR}{TR - 1} \right) \right]$$

Sulla base della precedente analisi statistica sono stati stimati, per ciascuna durata di pioggia, i valori di precipitazione con tempo di ritorno 20, 50 e 200 anni.

Le CPP stabiliscono un legame tra le altezze di pioggia e la durata dell'evento piovoso e sono espresse da una relazione del tipo:

$$h = at^n$$

dove

h è l'altezza di pioggia (mm);

t la durata dell'evento (ore);

a e n sono parametri della curva relativi ad un determinato tempo di ritorno.

Per valutare i parametri a e n, si linearizza l'espressione della curva di possibilità pluviometrica e si effettua una regressione ai minimi quadrati sul piano bilogaritmico (ln t, ln h).



Per stimare i parametri  $\alpha$  e  $n$  sono stati presi in esame sia per le durate brevi ( $d < 1h$ ) sia per le durate lunghe ( $d > 1h$ ) i dati di precipitazione della stazione pluviometrica di BOLOGNA OSS. SEZ. IDROLOGICA dal 1934 al 2018.

Si riportano di seguito le curve di possibilità pluviometria per i tempi di ritorno di 30, 100 e 200 anni e in forma tabellare la CPP per l'evento di progetto TR 30 e 200 anni.

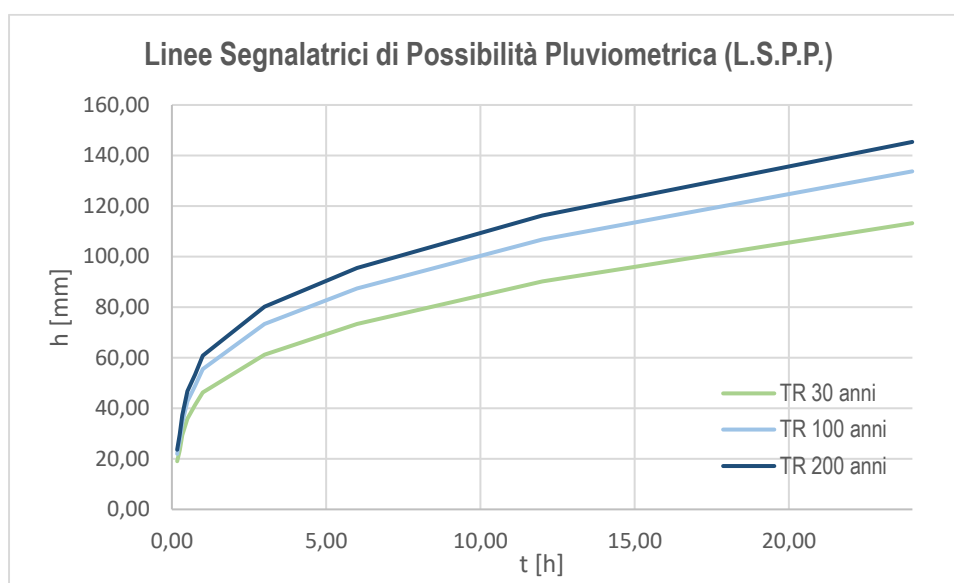


Figura 8: Linee segnalatrici di possibilità pluviometria – BOLOGNA OSS. SEZ. IDROGRAFICA

TR 30		
t [h]	a	n
d < 1h	48.12	0.4988
d > 1h	45.45	0.2798

Figura 9: C.P.P. TR 30 anni – BOLOGNA OSS. SEZ. IDROGRAFICA

TR 200		
t [h]	a	n
d < 1h	63.28	0.5293
d > 1h	59.88	0.2719

Figura 10: C.P.P. TR 200 anni – BOLOGNA OSS. SEZ. IDROGRAFICA

## 6. NUOVO ATTRAVERSAMENTO DEL CANALE NAVILE

Il tracciato della nuova linea tramviaria prevede l'attraversamento del Canale di Navile mediante un nuovo ponte adiacente all'esistente ponte stradale esistente di Via Genunzio Bentini.

La compatibilità idraulica del nuovo ponte tranviario è stata valutata ai sensi del RD 523/1904 e delle NTC 2018.

A tal fine sono state condotte indagini idrologiche ed idrauliche sul canale Navile per accertare il livello di piena duecentennale, mutuando le sollecitazioni idrologiche direttamente dalla pianificazione di bacino vigente (PSAI Navile Savena Abbandonato).

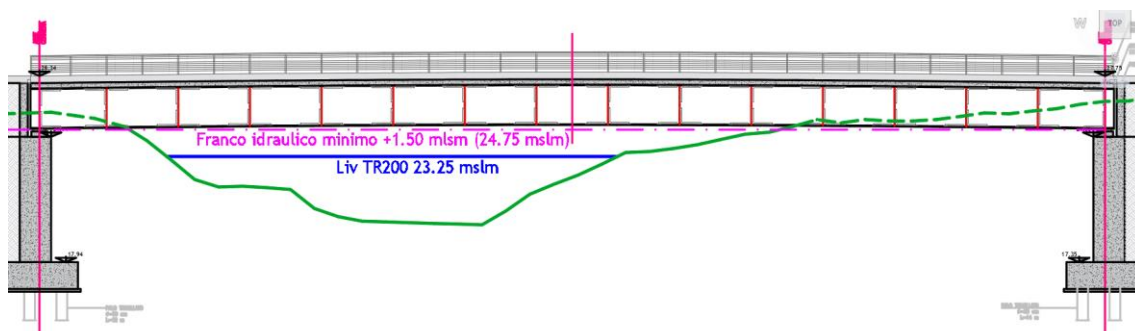
Il nuovo impalcato garantisce un franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, non inferiore a 1,50 m come di seguito brevemente rappresentato, rimandando alla studio idraulico per gli aspetti modellistici:

Livello idrometrico massimo TR200 anni a monte del ponte: 23.25 mslm

Franco di sicurezza minimo: +1.50m

Quota minima dell'intradosso del nuovo ponte 24.75 mslm

Il nuovo ponte risulta con quota dell'impalcato minima pari a 24.80 (in corrispondenza della spalla destra) mslm mentre nella mezzeria l'intradosso dell'impalcato risulta a quota 25.01 mslm.



Non sono presenti pile in alveo e le spalle del ponte sono state previste esternamente alla sezione idraulica in modo da non interferire con la piena con TR 200 anni sia in fase di esercizio sia in fase di cantiere dove le escavazioni non interesseranno l'alveo attivo in nessuna fase.

Il livello idrometrico massimo atteso alla sezione filomonte del ponte risulta pari a 23.25 m s.l.m. a fronte di una quota minima dell'intradosso dell'impalcato pari a 24.80 m s.l.m.

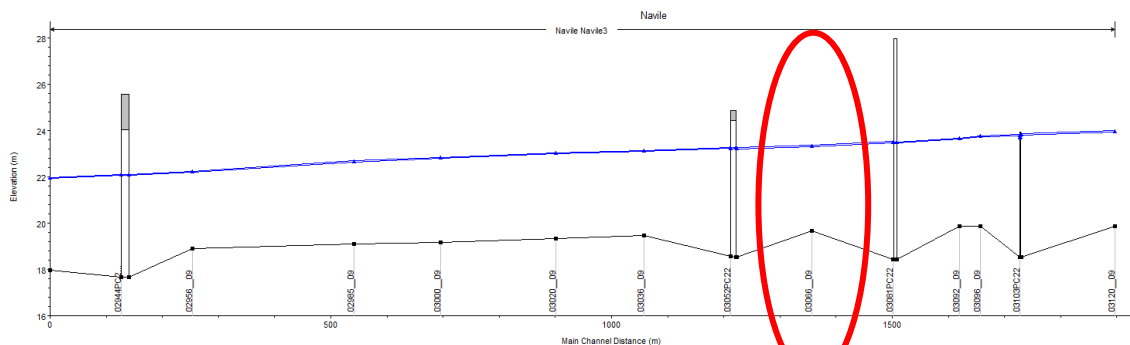


Figura 6.1 – Adeguamento ponte Via Bentini – Profile longitudinale

## 7. TERMINAL BUS E AREA RICOVERO MEZZI

Nell'ambito del progetto è stato dimensionato il sistema di drenaggio urbano per l'intercettazione ed il collettamento delle acque meteoriche dei tetti e stradali, la fognatura nera per lo smaltimento dei reflui civili, i sistemi di trattamento delle acque meteoriche contaminate stradali mediante SUDS e l'area per l'invarianza idraulica a supporto dell'interventi di trasformazione urbanistica.

Sono previste due linee di drenaggio distinte, una a servizio delle coperture, lungo la quale è prevista una vasca di stoccaggio per il riuso delle acque meteoriche (di volume 32 mc) e una rete di drenaggio della viabilità interne dell'area, lungo la quale si è prevista una vasca di circa 32 mc per lo stoccaggio di eventuali sversamenti di inquinanti. Entrambe le reti vengono convogliate nel canale vegetato che assolve alla funzione di laminazione prima dello scarico nel Navile.

### 7.1 MODELLISTICA IDROLOGICA IDRAULICA

#### 7.1.1 Modello SWMM

SWMM permette di simulare i processi di accumulo e ruscellamento delle piogge nette su un bacino drenante e la successiva immissione e propagazione della portata di runoff all'interno della rete idraulica in esame. Una descrizione del modello e delle equazioni di governo è riportata in Appendice A.

La pioggia netta che partecipa al runoff viene determinata attraverso un opportuno coefficiente di deflusso stimato in funzione delle superfici asfaltate, semipermeabili e permeabili. Il coefficiente medio sull'intera area del Terminal è stimato in 0.95.

La pendenza delle superfici scolanti su cui è stato suddiviso il deposito principale è stata determinata da DTM di progetto è stato assunto un coefficiente di Manning di 0.03 s/m<sup>1/3</sup> in linea con i valori di letteratura consigliati per le superfici asfaltate (Chow, 1959).



I valori dell'ampiezza del bacino scolante  $W$  [m] (si veda l'Appendice A) sono stati ricavati in funzione delle pendenze dell'area a progetto e in funzione dell'ubicazione delle reti di fognarie

Uno schema del modello implementato su SWMM è riportato in Figura 6, mentre un dettaglio, con indicata la tipologia dei diversi elementi costituenti il modello è riportata nelle seguenti tabelle

Bacino	Area (mq)	Connessione a pozzetto	CN medio
Sub-02	476.55	P1	99.00
Sub-03	398.93	P2	99.00
Sub-04	413.28	P3	99.00
Sub-05	230.47	P4	99.00
Sub-06	595.05	P14	99.00
Sub-07	619.75	P15	99.00
Sub-08	584.59	P16	99.00
Sub-09	536.70	P17	99.00
Sub-10	700.67	P8	99.00
Sub-11	620.82	P10	99.00
Sub-12	315.95	P11	99.00
Sub-14	494.61	P27	99.00
Sub-15	259.30	P28	99.00
Sub-16	195.44	P30	95.20
Sub-17	231.74	P31	95.20
Sub-18	237.15	P26	97.10
Sub-19	154.13	P29	95.20
Sub-20	438.43	P18	99.00
Sub-21	152.84	P19	99.00
Sub-23	181.05	P20	99.00
Sub-24	494.18	P21	97.10
Sub-25	138.67	P22	97.10
Sub-26	315.92	P23	97.10
Sub-27	221.71	P24	99.00
Sub-30	367.41	P25	99.00

**Figura 12: Aree scolanti**

Pozzetto	Quota fondo (mslm)	Quota terreno (mslm)
P1	28.38	29.30
P10	28.32	29.30
P11	28.30	29.30
P12	28.27	29.30
P13	28.24	29.30
P13.1	27.35	29.30
P14	28.27	29.30
P15	28.24	29.30
P16	28.21	29.30
P17	28.19	29.30
P17.1	27.35	29.30
P18	28.27	29.30
P19	28.22	29.30
P2	28.34	29.30
P20	28.18	29.30
P21	28.13	29.30
P22	28.10	29.30
P23	28.06	29.30
P24	28.01	29.30
P25	27.96	29.30
P26	27.93	29.30
P27	28.33	29.30
P28	28.28	29.30
P29	28.22	29.30
P3	28.31	29.30
P30	28.19	29.30
P31	28.17	29.30
P4	28.27	29.30
P5	28.24	29.30
P6	28.18	29.30
P6.1	27.42	29.30
P8	28.38	29.30
P9	28.35	29.30

**Figura 13: Pozzetti**

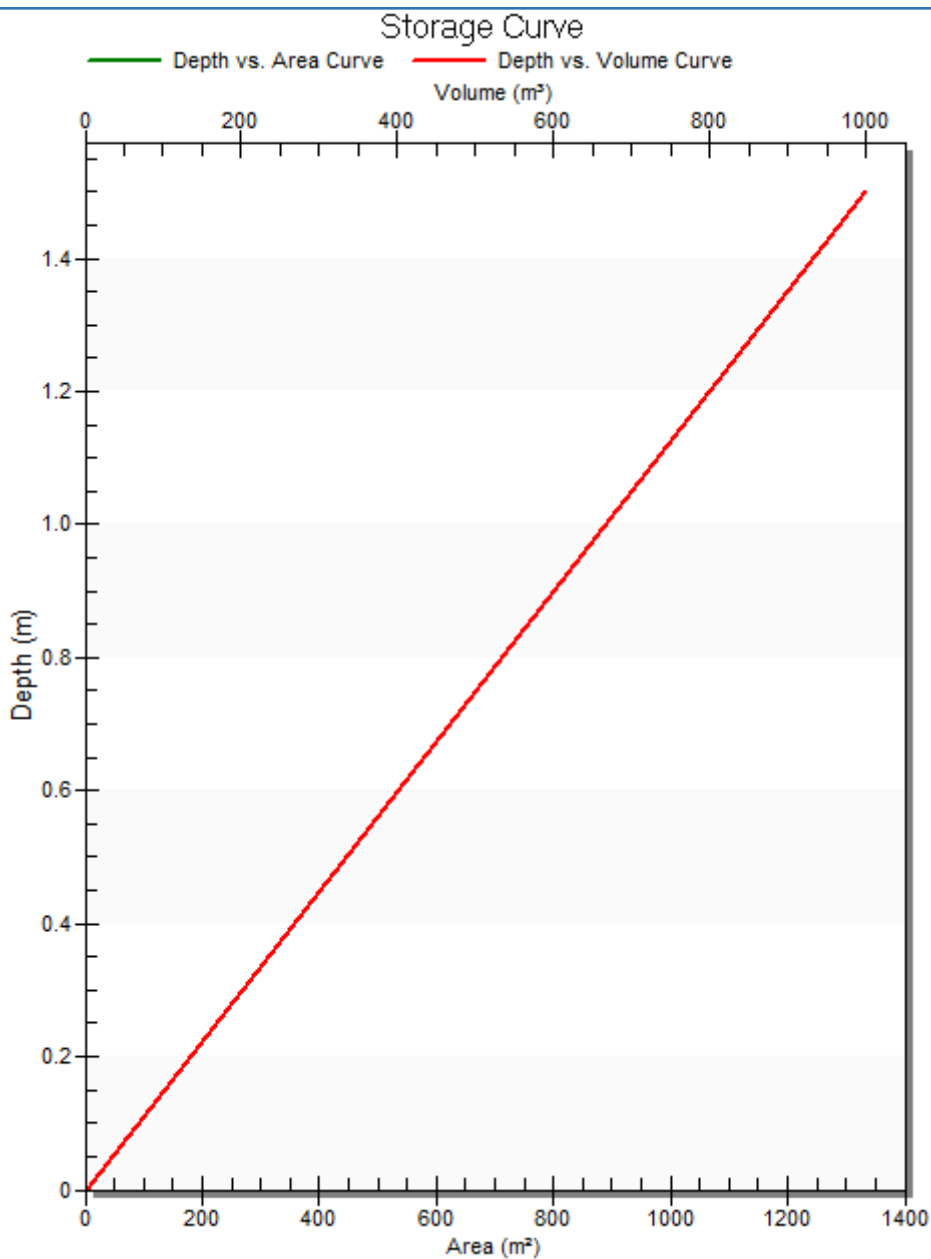


Figura 14: curva d'invaso del canale vegetato

Condotta	Da pozzetto	A pozzetto	L (m)	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	Pendenza (%)	Dint (mm)	Manning n
C_10	P10	P11	12.07	28.32	28.30	0.22	347	0.01
C_11	P11	P12	12.07	28.30	28.27	0.22	347	0.01
C_12	P12	P13	12.80	28.27	28.24	0.20	347	0.01
C_13	P13	P13.1	9.60	28.24	28.22	0.22	347	0.01
C_13.1	P13.1	VASCA_RIUSO	5.00	27.35	27.33	0.44	347	0.01
C_18	P18	P19	19.57	28.27	28.22	0.21	400	0.01
C_19	P19	P20	19.60	28.22	28.18	0.21	400	0.01
C_20	P20	P21	24.05	28.18	28.13	0.21	400	0.01
C_21	P21	P22	15.61	28.13	28.10	0.22	400	0.01
C_22	P22	P23	17.19	28.10	28.06	0.21	400	0.01
C_23	P23	P24	24.87	28.06	28.01	0.21	400	0.01
C_24	P24	P25	25.05	28.01	27.96	0.21	400	0.01
C_25	P25	P26	10.38	27.96	27.94	0.20	400	0.01
C_26	P26	CANALE	8.43	27.93	27.92	0.21	600	0.01
C_27	P27	P28	24.70	28.33	28.28	0.21	347	0.01
C_28	P28	P29	24.74	28.28	28.22	0.21	347	0.01
C_29	P29	P30	15.31	28.22	28.19	0.21	347	0.01
C_30	P30	P31	7.50	28.19	28.17	0.23	347	0.01
C_31	P31	P26	19.80	28.17	28.14	0.20	347	0.01
C_8	P8	P9	12.57	28.38	28.35	0.21	347	0.01
C_9	P9	P10	12.07	28.35	28.32	0.22	347	0.01
C1	P1	P2	16.17	28.38	28.34	0.21	347	0.01
C14	P14	P15	13.64	28.27	28.24	0.19	400	0.01
C15	P15	P16	12.54	28.24	28.21	0.21	400	0.01
C16	P16	P17	13.29	28.21	28.19	0.22	400	0.01
C17	P17	P17.1	8.59	28.19	28.17	0.21	400	0.01
C17.1	P17.1	VASCA_RIUSO	5.00	27.35	27.33	0.44	400	0.01
C2	P2	P3	16.17	28.34	28.31	0.21	347	0.01
C3	P3	P4	16.17	28.31	28.27	0.21	347	0.01
C4	P4	P5	16.17	28.27	28.24	0.21	347	0.01
C5	P5	P6	27.23	28.24	28.18	0.21	347	0.01
C6	P6	P6.1	21.18	28.18	28.14	0.19	347	0.01
C6.1	P6.1	VASCA_RIUSO	5.30	27.42	27.41	0.19	347	0.01
C7	VASCA_RIUSO	CANALE	15.62	27.40	27.36	0.26	300	0.01
SCARICO_NAVILE	CANALE	NAVILE	25.00	27.20	27.15	0.20	125	0.01

Figura 15: Condotte

Il recapito nel Navile è previsto con tubazione di diametro DI347 e dotato di paratoia manuale in modo da garantire il limite allo scarico.

Si assume come limite allo scarico 10 l/s ha come richiesto da normativa vigente cui corrisponde una portata di 13.3 l/s.



L'intervento è graficamente descritto negli elaborati:

- B381C-D-X00-IDR-IPA-PP-02-A Planimetria rete di drenaggio Terminal e ricovero mezzi
- B381C-D-X00-IDR-IPA-PP-03-A Particolari rete di drenaggio Terminal e ricovero mezzi e area per invarianza idraulica



**Figura 6: Schema del modello implementato su SWMM.**

Per l'implementazione del modello sono state simulate soltanto le principali condotte costituenti la rete. Il valore del coefficiente di Manning  $n$  è stato assunto pari a 0.01 s/m<sup>1/3</sup>, caratteristico delle tubazioni in PeAD.

Lo schema di drenaggio prevede la restituzione delle acque meteoriche alla vasca per l'invarianza idraulica che funziona da volano idraulico.

#### 7.1.2 Caratteristiche dei collettori

In base alla modellistica condotta con il modello SWMM sono state dimensionate le principali dorsali del sistema di drenaggio e valutati i profili di rigurgito con la vasca di autocontenimento idraulico.

Si è fissato come evento di progetto per la verifica dei collettori fognari TR30 anni a durata 15min.

Come criteri di progetto per le condotte fognarie si assume riempimento massimo 75% e velocità comprese tra 0.5 e 2.5 m/s

Di seguito si riporta un riepilogo dei risultati delle dorsali fognarie modellate

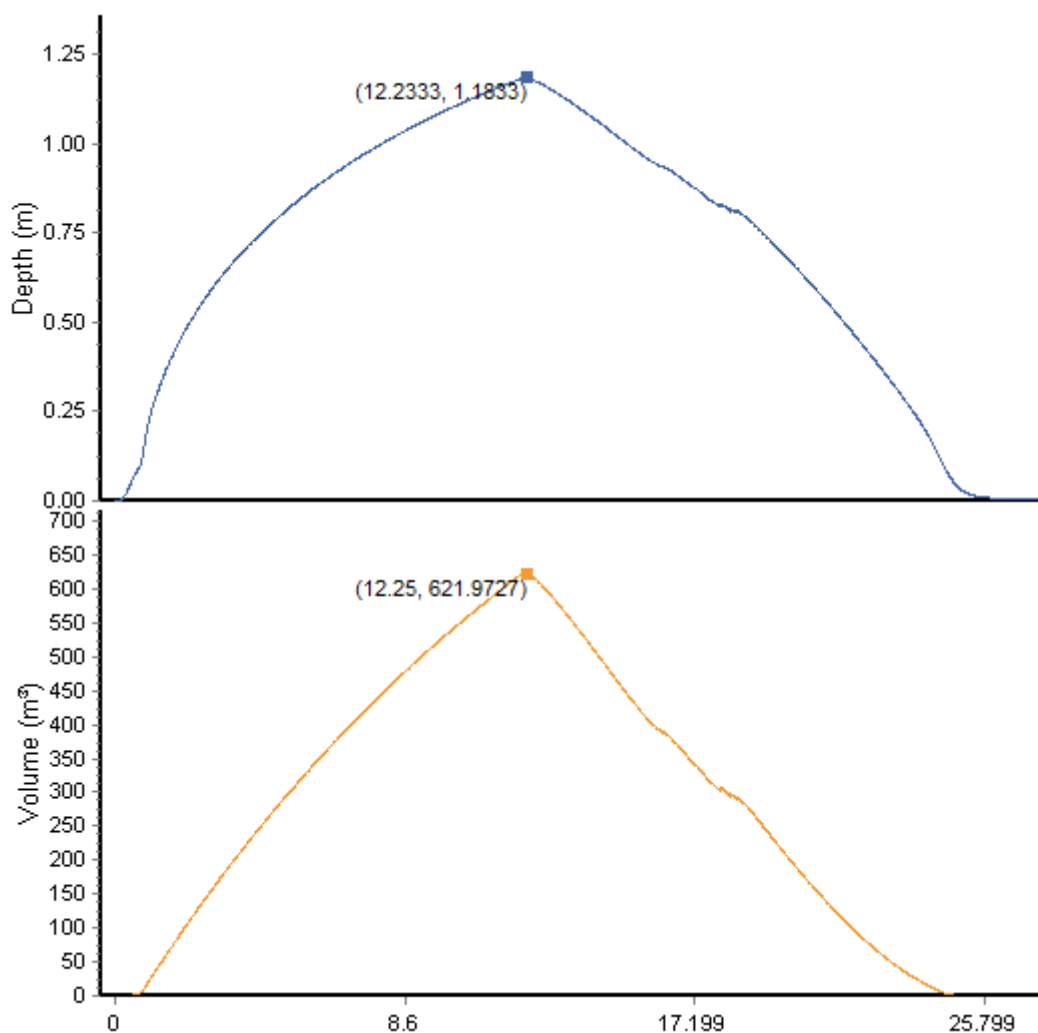
Condotta	Da pozzetto	A pozzetto	Qmax (l/s)	Vmax (m/s)	Riemp (%)
C_10	P10	P11	25.08	0.48	54%
C_11	P11	P12	32.22	0.61	55%
C_12	P12	P13	32.02	0.64	52%
C_13	P13	P13.1	31.84	0.79	44%
C_13.1	P13.1	VASCA_RIUSO	31.74	0.80	100%
C_18	P18	P19	4.80	0.38	16%
C_19	P19	P20	7.62	0.44	20%
C_20	P20	P21	10.60	0.43	25%
C_21	P21	P22	15.84	0.51	30%
C_22	P22	P23	18.25	0.53	32%
C_23	P23	P24	22.33	0.56	36%
C_24	P24	P25	25.33	0.51	42%
C_25	P25	P26	29.44	0.52	46%
C_26	P26	CANALE	50.50	0.80	28%
C_27	P27	P28	4.95	0.38	20%
C_28	P28	P29	8.61	0.42	27%
C_29	P29	P30	11.29	0.40	34%
C_30	P30	P31	14.47	0.46	37%
C_31	P31	P26	17.98	0.68	32%
C_8	P8	P9	13.35	0.42	44%
C_9	P9	P10	13.14	0.29	50%
C1	P1	P2	10.39	0.32	42%
C14	P14	P15	12.00	0.28	44%
C15	P15	P16	24.14	0.40	49%
C16	P16	P17	35.82	0.55	52%
C17	P17	P17.1	46.76	0.85	45%
C17.1	P17.1	VASCA_RIUSO	46.52	0.88	90%
C2	P2	P3	19.28	0.42	49%
C3	P3	P4	28.41	0.56	53%
C4	P4	P5	33.85	0.67	53%
C5	P5	P6	33.58	0.69	51%
C6	P6	P6.1	33.13	0.80	45%
C6.1	P6.1	VASCA_RIUSO	33.11	0.75	81%
C7	VASCA_RIUSO	CANALE	109.11	0.87	100%
SCARICO_NAVILE	CANALE	NAVILE	14.69	1.22	95%

Figura 17: Risultati modello idraulico

Le condotte che risultano a riempimenti maggiori del 90% sono quelle ubicate in prossimità della vasca per il riutilizzo delle acque meteoriche in quanto per evitare interferenza con la rete di drenaggio della viabilità del terminal è risultato necessario abbassare le quote di scorrimento paragonabili a quelle del fondo canale, a discapito quindi di riempimenti maggiori per gli eventi di progetto.

Per la verifica del dimensionamento della vasca si è implementato lo stesso modello descritto in precedenza modificando l'input pluviometrico e assumendo un evento TR30 anni e durata 12h con altezza di pioggia pari a 91.09 mm.

Di seguito si riportano i risultati della modellazione della vasca di accumulo



**Figura 18: Funzionamento della vasca per l'invarianza idraulica**

L'evento simulato mostra un battente massimo raggiunto in vasca pari a circa 1.20m e un volume massimo accumulato di circa 622 mc. Il funzionamento della vasca è tale da garantire in uscita la portata limite allo scarico fissata in 13.3 l/s

## 7.2 AREE PER L'INVARIANZA IDRAULICA

Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di drenaggio esistente (canale Navile) si prevede la realizzazione di un'area di invaso a cielo aperto per la raccolta e l'accumulo delle acque meteoriche, considerando un indice di accumulo pari a 500 mc/ha di superficie.

A vantaggio di sicurezza si assume che allo stato di progetto le aree siano completamente impermeabili.

Al fine di garantire l'invarianza idraulica nel contesto fisico d'intervento, anche a seguito della maggiore impermeabilizzazione dei suoli prodotta dalle opere in progetto, si individua un canale di compenso di adeguata capacità e funzionalità idraulica in modo da recuperare i volumi previsti e laminare le portate allo scarico per rispettare il valore indice allo scarico di 10 l/s per ettaro.

Le aree di laminazione si potranno configurare come un invaso secco fruibile, così come definito dalla "Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura del bacino del Reno".

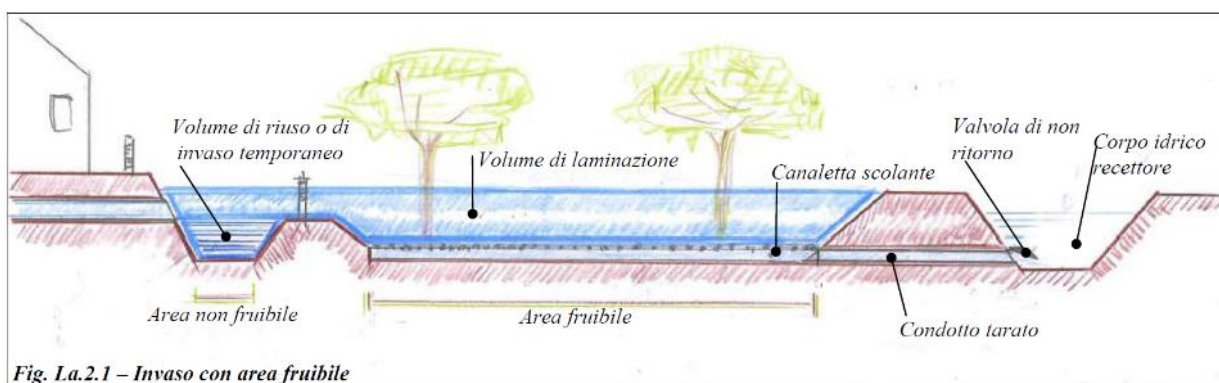


Figura 19: Invaso per l'invarianza idraulico con area fruibile

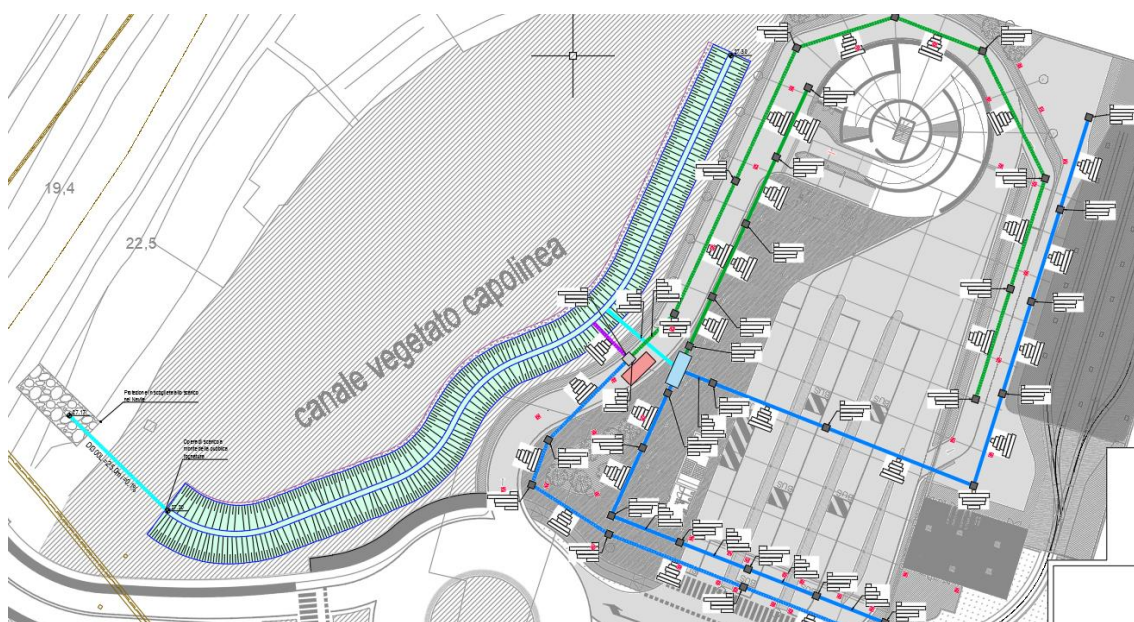


Al fine di garantire in condizioni di tempo asciutto la fruibilità dell'area è prevista la piantumazione di specie vegetali e arboree con la possibilità di arredo paesaggistico in modo da integrare l'opera con l'area al contesto di intervento.

#### 7.2.1 Area di compensazione idraulica del terminal bus e area ricovero mezzi

Per l'area del deposito principale si ottengono i seguenti volumi di compensazione che debbono essere recuperati all'interno dell'area di compensazione ovest per un totale di 665 mc.

- Area deposito principale:  $1.33 \text{ ha} \times 500 \text{ mc/ha} = 665 \text{ mc}$



**Figura 20: Inquadramento dell'area di compensazione idraulica deposito principale e terminal**

Nell'elaborato progettuale B381C-D-X00-IDR-IPA-PP-03-A *Particolari rete di drenaggio Terminal e ricovero mezzi e area per invarianza idraulica* è rappresentata l'area per l'invarianza idraulica di adeguata capacità ( $906 \text{ mc} > 665 \text{ mc}$ ) ed idraulicamente connessa sia con la rete di drenaggio sia con il Navile in cui sono recapitate mediante un manufatto di controllo portellato.

L'area di invaso occuperà una superficie di circa 1250 mq, sarà realizzata mediante uno scavo medio di circa 1.50 m e scaricherà a gravità nel Navile con una condotta dimensionata per valori di portata che non superino i 10 l/s/ha.

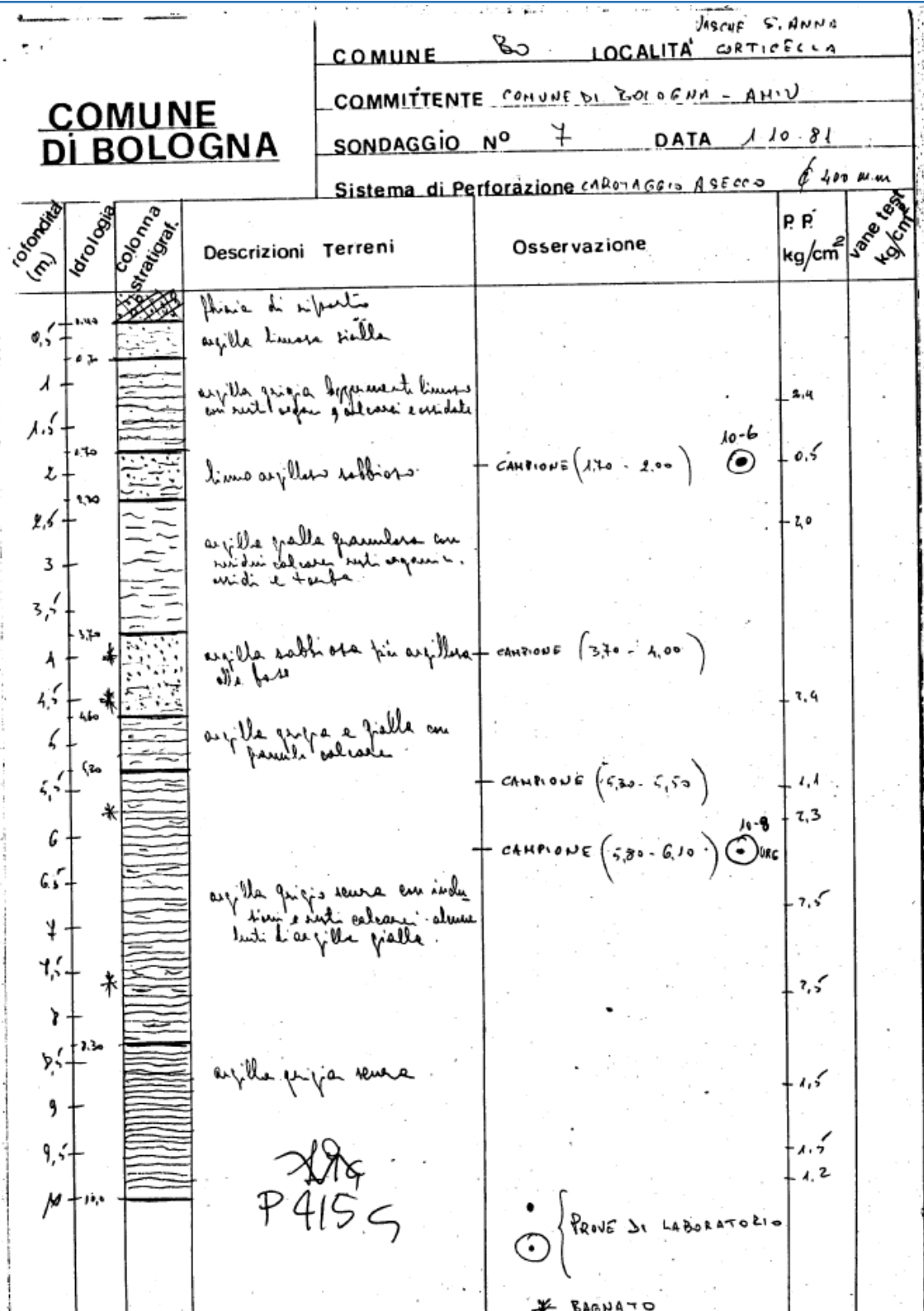
### 7.2.2 Interferenza con la falda

Al fine di verificare le eventuali interferenze della vasca/canale per l'invarianza idraulica con la falda è stato consultato il portale regionale, nello specifico il sondaggio 221010P415G, ubicato come da immagine seguente,



Figura 21: Posizionamento sondaggio esistente da portale regionale

E i cui risultati sono i seguenti:



L'asterisco indica la presenza di acqua da circa 3.70 m di profondità da pc. Considerando che le opere idrauliche si attestano a circa -1.50 / -2.00 m di profondità da pc se ne deduce la non sussiste alcuna interferenza con la falda.

Tale dato dovrà essere confermato dai sondaggi sito specifici che dovranno essere condotti in prossimità dell'area per l'invarianza idraulica.

### 7.3 CONSUMI IDRICI E SMALTIMENTO DEI REFLUI CIVILI

Le reti di smaltimento dei reflui oggetto di progettazione sono a servizio del parcheggio Corticella e del Parcheggio di via Saliceto.

Il numero di abitanti equivalenti è stato fornito dai progettisti degli impianti e riportato di seguito:

- Parcheggio Saliceto 76 A.E.
- Corticella Nord 148 A.E.

#### 7.3.1 Caratteristiche dei collettori

Considerando un consumo giornaliero di circa 250 l/giorno per abitante equivalente, così come previsto dai riferimenti normativi vigenti, risulta:

- Saliceto Q med = 0.226 l/s
- Corticella Q med = 0.428 l/s

La portata nera in una sezione generica di una fogna è grandezza variabile nel tempo. Pertanto la portata nera sarà oggetto di fluttuazioni stagionali, giornaliere, orarie. Per tenere in considerazione tale comportamento si applica alla portata media un coefficiente di punta giornaliera pari a 3.

		MEDIA					MAX			
	A.E.	Qmed (l/s)	Qmax(l/s)	Dint (mm)	i (%)	Ks	vel (m/s)	Riemp (%)	vel (m/s)	Riemp (%)
<b>SALICETO</b>	78	0.226	0.677	105	1.40%	120	0.5	10	0.7	16
<b>CORTICELLA</b>	148	0.428	1.285	137	1.00%	120	0.5	10	0.7	17

Figura 22: Diametro di progetto della fogna nera

#### Verifica sulle portate minime (autolavaggio)

La Circolare n. 11633 del Ministero dei LL.PP. (istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto) indica che per le acque

nera la velocità relativa alla portata media non deve essere inferiore a 0.5 m/s, che viene considerata una velocità sufficiente a garantire l'autopulizia della condotta. Tale verifica risulta soddisfatta



## 8. SOTTOPASSO PASSANTE

Nel presente paragrafo vengono riportati i dimensionamenti di carattere idraulico a supporto del progetto del sottopasso tranviario del passante autostradale.

Si rimandano le analisi idrogeologiche necessarie alla definizione delle caratteristiche dell'acquifero sotterraneo alle relazioni geologica e strutturale per i necessari approfondimenti.

### 8.1 CRITERI DI PROGETTO

Ai fini della compatibilità idraulica del sottopasso e della sua progettazione sono stati utilizzati i seguenti criteri di progetto:

- implementazione modellistica idrologica idraulica bidimensionale per eventi meteorici eccezionali con TR 200 anni, eventi storici estremi (scenario alluvione Emilia-Romagna 16 maggio 2023) fenomeni di flash food;
- profilo del tram rilazato rispetto al profilo stradale di Via Corticella, in modo da disconnettere idraulicamente le acque di piattaforma stradale da quelle tranviarie ed escludere interbacini scolanti diversi da quelli delle rampe;
- dimensionamento dei collettori di drenaggio del sottopasso per eventi con TR 200 anni in modo da non incrementare il rischio anche per eventi eccezionali come strategia di adattamento ai cambiamenti climatici in corso;
- predisposizione di vasca per la gestione del rischio idraulico del sottopasso per eventi TR 200 anni, in modo da garantire allo scarico in fognatura  $Q = 10 \text{ l/s}$  per ettaro come prescritto dal gestore del servizio idrico integrato per la Linea Rossa;
- predisposizione ispezione delle pompe del sollevamento meccanico delle acque meteoriche del sottopasso da piano stradale per consentire le ordinarie manutenzioni;
- predisposizione di gruppo di continuità al piano stradale per la gestione delle emergenze.



## 8.2 ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA

Il progetto prevede per un tratto della Via Corticella la traslazione dell'asse tramviario al di sotto del piano campagna; in tale situazione si presenta la necessità di dotare l'intervento di un sistema di raccolta e di sollevamento delle acque meteoriche che interessano le due rampe di discesa e di risalita che si trovano alle estremità della nuova galleria artificiale.

Il sistema di intercettazione, collettamento e sollevamento delle acque di piattaforma in progetto si compone della rete di captazione, drenaggio e delle vasche di laminazione delle acque meteoriche con funzione di volano per il gruppo di pompe di sollevamento. Tutto il sedime esistente viene occupato dalla nuova opera che risulta avere un'estensione di circa 568 m e larghezza pari a 9.20 metri. La superficie drenaggio complessiva pari a circa 0.5 ha.

L'elaborazione statistico-probabilistica delle precipitazioni è stata condotta utilizzando il metodo di Gumbel, già ampiamente utilizzato nella pratica progettuale ed analizzato nel paragrafo con cui sono stati definiti gli input pluviometrici (paragrafo 5).

### 8.2.1 Drenaggio della piattaforma tranviaria

Il drenaggio della piattaforma prevedere un impianto di sollevamento delle acque meteoriche. All'interno del sottopasso si prevede invece l'intercettazione il sistema di collettamento per allontanare le acque di pioggia.

Per ognuna delle rampe, il sistema di raccolta e sollevamento delle acque meteoriche si compone dei seguenti elementi:

- rete di captazione dalle acque in sede tranviaria ( griglie trasversali ) e convogliamento al punto più depresso delle due rampe ( tubazioni di drenaggio);
- vasca di accumulo delle acque con funzione di volano per il gruppo di pompe di sollevamento e con funzione di laminazione delle massime portate di pioggia in modo da rispettare allo scarico i 10 l/s per ettaro attesi da HERA Spa, senza aggravare il carico idraulico sulla fognatura servente;
- pozzetto di alloggiamento delle pompe ispezionabile;

- pompe di sollevamento adatte ad acque meteoriche e relativo gruppo di continuità come prescritto nelle specifiche del gestore del servizio idrico integrato (HERA Spa) ;

Una stima della portata afferente a ciascuna al collettore di drenaggio può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$Q_M = \frac{\varphi \cdot i \cdot S}{360}$$

essendo:

$Q_M$  la portata al colmo di piena [mc/s]

$\varphi$  il coefficiente d'afflusso

$i$  l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di concentrazione  $t_c$  [mm/h]

$S$  la superficie dell'area drenata [ha]

Nei calcoli seguenti è stato utilizzato un coefficiente di afflusso unitario ammettendo implicitamente che tutta la pioggia caduta contribuisce alla formazione delle portate.

Il bacino scolante nel punto di captazione sulla carreggiata, che è rappresentato da una caditoia, è evidentemente pari al prodotto della larghezza della carreggiata  $L$  per l'interasse tra i vari punti.

Per ogni caditoia e/o collettore, si determina il tempo di concentrazione  $t_c$  mediante la somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove  $t_a$  è il tempo di accesso alla rete e  $t_r$  è il tempo di rete.

Il tempo di accesso  $t_a$  è di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, il livello di realizzazione dei drenaggi minori ed è compreso generalmente fra 5 e 15 minuti.

Recenti ricerche svolte presso il Politecnico di Milano (1997), determinano una stima della portata tramite il modello del condotto equivalente, nota la CPP, la pendenza media del sottobacino considerato  $s_i$ , la superficie del sottobacino  $S_i$  e il coefficiente d'afflusso  $\varphi$  secondo la relazione:

$$t_{ai} = \left( \frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0.3}}{s_i^{0.375} (a\varphi_i)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

### Collettori stradali

La verifica dei collettori viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler –Strickler:

$$Q = A * K_s * R h^{2/3} * i^{1/2}$$

Assumendo:

$K_s = 110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le condotte in PEAD/PP;

$i$ = pendenza stradale

$Rh$ = raggio idraulico

$A$ = sezione liquida

Per i collettori lungo le rampe, a forte pendenza, si è optato per l'impiego di condotte corrugate internamente, ovvero con forte scabrezza, in modo tale da limitare la velocità nella condotta anche in presenza di forti pendenze

Tratto	n°	DI [mm]	DE [mm]	note	i (%)	Q (l/s)	V (m/s)	Riemp (%)
RAMPA SUD	2X	340	400	tipo slow flow	6	95.39	vedi foglio di calcolo per verifica	
RAMPA NORD	2X	340	400	tipo slow flow	6	35.71		
GALLERIA SUD	2X	433	500		0.1	811.01	0.88	68.40
GALLERIA NORD	2X	433	500		0.1	303.06	0.69	37.59

Figura 23: collettori sottopasso passante

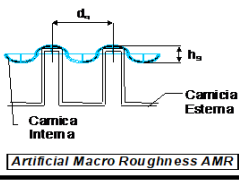
Dati		Di [mm]	340		
Pendenza [%]	6.0	ds [mm]	39.0		
Pendenza [rad]	0.060	hs [mm]	9.2		
DN [mm]	400	ds/hs	4.24		
% Riempimento	Portata [l/s]	Velocità [m/s]	Area Bagnata [m²]	Raggio Idraulico [m]	
5	0.467	0.275	0.0017	0.011	
10	2.199	0.465	0.0047	0.022	
15	5.358	0.627	0.0085	0.032	
20	9.961	0.771	0.0129	0.041	
25	15.951	0.899	0.0177	0.050	
30	23.227	1.014	0.0229	0.058	
35	31.654	1.118	0.0283	0.066	
40	41.067	1.211	0.0339	0.073	
45	51.276	1.294	0.0396	0.079	
50	62.072	1.367	0.0454	0.085	
55	73.219	1.431	0.0512	0.090	
60	84.461	1.485	0.0569	0.094	
65	95.517	1.529	0.0625	0.098	
70	106.076	1.563	0.0679	0.101	
75	115.785	1.585	0.0730	0.103	
80	124.237	1.596	0.0779	0.103	
85	130.922	1.592	0.0823	0.103	
90	135.132	1.570	0.0861	0.101	

Figura 24: verifica condotta tipo slow flow

### 8.3 INTERVENTI PER LA GESTIONE DEL RISCHIO

Per la progettazione idraulica dei sottopassi e delle sottostazioni elettriche sono stati condotti studi bidimensionali per definire il massimo battente idraulico atteso a fronte di eventi meteorici eccezionali (TR 200), eventi storici estremi (evento alluvionale del 16 Maggio 2023) e fenomeni di flash flood.

Sulla base di tali condizioni a contorno sono stati definiti gli interventi a presidio del sottopasso.

Gli interventi per la gestione del rischio da alluvione prevedono interventi disconnessione idraulica (rialzo di piattaforma tranviaria rispetto alla piattaforma stradale, muretti di contenimento a tenuta idraulica, canalette di guardia delle rampe), sistemi di drenaggio delle rampe dimensionati su orizzonte duecentennale (TR 200 anni) e vasche volano interrate (una per sottopasso) per garantire comunque allo scarico nella fognatura il rispetto del valore indice di 10 l/s per ha.

#### 8.3.1 Vasca per l'invarianza idraulica

La necessità di laminare le portate di piena scaturisce consente di rispettare il valore indice allo scarico e di non sovradimensionare l'impianto di sollevamento meccanico in termini di portata da sollevare e prevalenza. Tuttavia data l'importanza del sottopasso in argomento, la vasca di laminazione consente di invasare circa 500 mc di acque meteoriche aumentando la resilienza dell'opera in caso di mancato funzionamento degli impianti di sollevamento e/o del gruppo elettrogeno in dotazione come da specifiche di Hera Spa.

Al fine di stimare i volumi di progetto per la vasca di laminazione è stato impostato un bilancio volumetrico sui volumi cumulati in arrivo e uscita dalla vasca per eventi meteorici con TR 200 anni e durate variabili. Poiché l'area drenata non varia nel tempo, è stata

effettuata un'analisi considerando il volume specifico per unità di superficie, per cui il volume specifico accumulato  $v_{acc}$  [mc/ha] per una durata di pioggia  $t_p$  risulta:

$$v_{acc}(t) = v_{in}(t) - v_{out}(t)$$

dove  $v_{in}(t_p) = \varphi \cdot h(t_p)$ , con  $\varphi$  [-] coefficiente di deflusso, e  $h(t)$  [m] altezza di pioggia per un evento di durata  $t_p$ , e  $v_{out}(t_p) = q_{lim}(t_p - t_0)$ , in cui  $q_{lim}$  è la portata scaricabile per unità di superficie [mc/s/ha] e  $t_0$  rappresenta l'istante a cui si inizia a scaricare.

Sono state quindi analizzate le diverse durate di pioggia al fine di individuare quella che massimizza il volume specifico accumulabile in vasca. Il volume di progetto  $V_p$  è quello che corrisponde al massimo volume specifico accumulato moltiplicato per l'area drenata:

$$V_p = A \cdot \max_{t_p} \{ a t_p^n - q_{lim} t_p \}$$

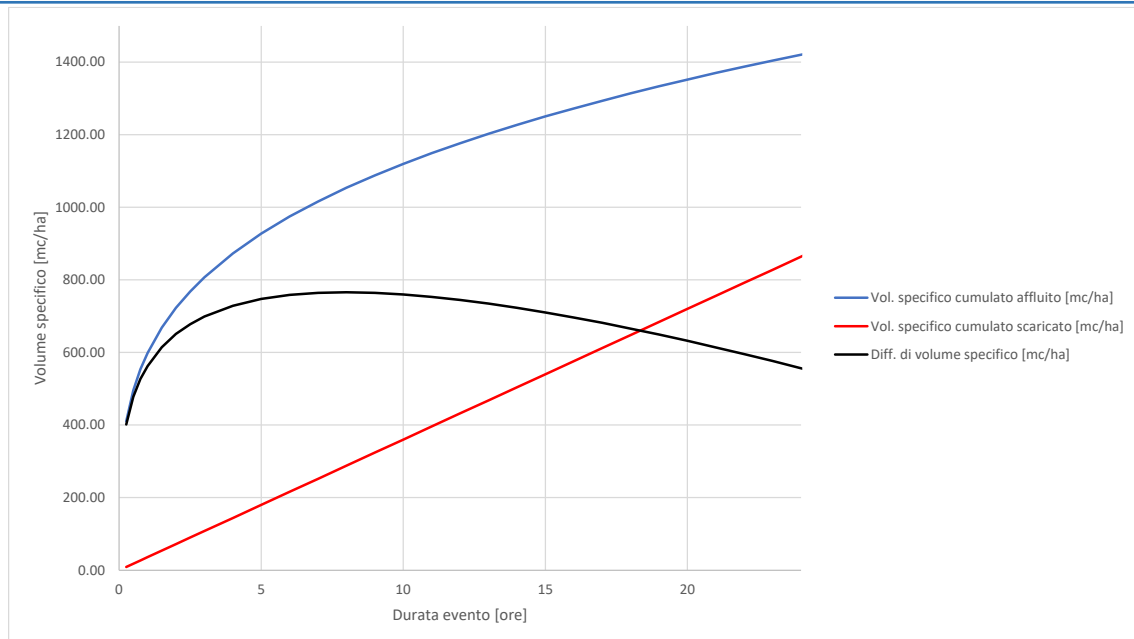
dove  $A$  [ha] è l'area drenata. Per la presente analisi sono stati utilizzati i seguenti valori:  $A = 0.528$  ha,  $\varphi = 1$ ,  $q_{lim} = 10 \cdot 10^{-3}$  mc/s/ha,  $a(TR=200) = 59.88$  mm e  $n(TR=200) = 0.2719$ .

La portata in uscita  $q_{lim} = 5.3$  l/s sarà garantita da un opportuno sistema di pompaggio in grado di fornire una prevalenza di almeno 15 m.

I risultati dell'analisi sono riportati nella figura seguente in cui si evidenzia come l'evento critico risulta essere quello con durata pari a circa 8 ore. In base ai risultati è stato stimato un volume di progetto  $V_p$  pari a 404 mc.

La vasca di laminazione delle acque meteoriche di seconda pioggia presenta pertanto una dimensione utile di  $23 \times 7.2 \times 3.00$  (H) = 497 mc > 404 mc.





**Figura 25:dimensionamento vasca laminazione sottopasso del passante autostradale**

### 8.3.2 Impianti di sollevamento a servizio del sottopasso tranviario

Per il progetto degli impianti di sollevamento da provvedere nella vasca di laminazione si è scelta la sequenza 2, la quale consente di assegnare il minor volume alla vasca.

Per non appesantire al di là del necessario la trattazione, ci si limita a riportare le relazioni che consentono di fissare i volumi nel caso di un impianto con un numero di qualsivoglia pompe uguali, che è la condizione che si verifica nella maggioranza delle applicazioni.

Nella figura sottostante sono riportati, in maniera adimensionale, i volumi richiesti con la sequenza 1 e 2 per un numero di pompe uguali variabile da 1 a 5 . Nell'asse delle ordinate è riportato il valore del rapporto:

$$\sum_{i=1}^k V_i / V_1 \quad \text{dove} \quad V_1 = T_{c1} \cdot \frac{Q_1}{4}$$

è il volume d'invaso afferente alla prima pompa che attacca, con  $T_{c1}$  e  $Q_1$  pari rispettivamente al tempo di ciclo ed alla portata sollevata dalla stessa pompa.  $V_i$  è invece

il volume di invaso afferente alla i-esima pompa. Una volta definito il numero di pompe che si intendono installare, ed utilizzando l'abaco della figura sottostante, il calcolo del volume da assegnare al locale pompe è calcolato di conseguenza.

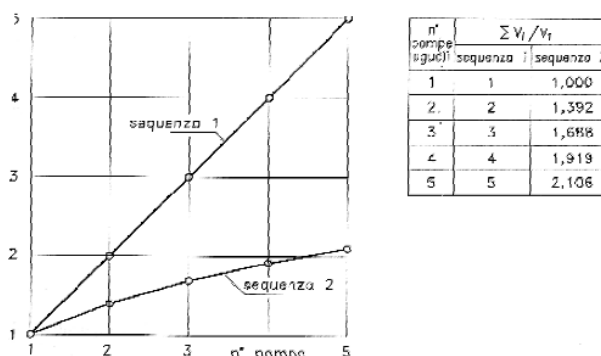


Figura – Abaco per l'assegnazione dei volumi utili utilizzando la sequenza di funzionamento 1 o 2 nel caso di pompe tutte uguali (Tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione)

$$V_{TOT} = \frac{\sum V_i}{V_1} \cdot V_1$$

dove il valore di  $\sum_{i=1}^k V_i / V_1$

Nel presente progetto, ipotizzando la sequenza 2 e n° 8 avviamenti orari ed assumendo per l'impianto di seconda pioggia 1+1 pompe max Q= 5.3 l/s (SOL 1 AMD);

Dall'abaco  $\sum \frac{V_i}{V_1} = 1$  per la vasca AMSP

Per l'impianto AMSP:

$$V_1 = \frac{Q_1 * Tc_1}{4} = 0.015 * \frac{450}{4} = 0.68 \text{ mc}$$

Pertanto:

Per l'impianto AMSP:

$$V_{tot} = \frac{Q_1 * Tc_1}{4} = 0.68 \text{ mc} \ll \text{volume pozzetto vasca di laminazione ( 15 mc)}$$

Una volta definita la portata da sollevare, per il dimensionamento delle pompe occorre conoscere la prevalenza da superare.

E' noto che la prevalenza  $\Delta H$  è definita dalla somma di due termini:

$$\Delta H = \Delta H_{\text{geo}} + \Delta H_f$$

dove:

$\Delta H_{\text{geo}}$  è il dislivello compreso tra la quota minima cui si trova l'acqua da sollevare (nella fattispecie la quota cui si trova il girante della pompa) e la quota massima che deve raggiungere l'acqua.

$\Delta H_f$  sono le perdite di carico, divise in perdite di carico continue e localizzate

Il calcolo delle perdite di carico distribuite è svolto con la formula di Hazen-Williams:

$$j = \frac{10.67 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot d^{4.87}}$$

dove  $j$  è la perdita di carico unitaria in m/m,  $Q$  è la portata in mc/s,  $d$  è il diametro interno in m,  $C$  è il coefficiente di scabrezza.

Per il sollevamento dell'impianto AMSP sono stati assunti:

- $\Delta H_{\text{geo}} = 13$  metri
- n° 1 tubazioni DN/ID= 125 mm
- scabrezza 150 per tubi PE, PVC e PRFV
- portata  $Q_{\text{max}} = 6$  l/s

La perdita di carico distribuita attesa è pari a circa 50 m /km che su un tratto di 20 metri di condotta è pari a una perdita << di 0.5 metri.

Le perdite localizzate possono essere espresse dalla seguente relazione.

$$\Delta H_{fL} = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

K : coefficiente numerico di perdita di carico (da Tabella 2.V)

v : velocità nella condotta

Tabella – Perdite di carico localizzate: valori del coefficiente K

Installazione	Coefficiente K
Gomito a 90°	0.75
Giunto a T	2.00
Valvola a saracinesca	0.25
Valvola di controllo	0.30

Tabella 8-1: caratteristiche delle pompe sottopasso Via Alcide de Gasperi

Le perdite localizzate sono state stimate nella misura di 1.3 metri.

Le pompe in progetto per il sollevamento delle AMSP del sottopasso debbono pertanto avere idonee caratteristiche funzionali e rendimenti al seguente punto di lavoro:

## AMD (H= 15 m; Q= 5.3 l/s) – CURVE CARATTERISTICHE



### NP 3085 SH 3~ Adaptive 255

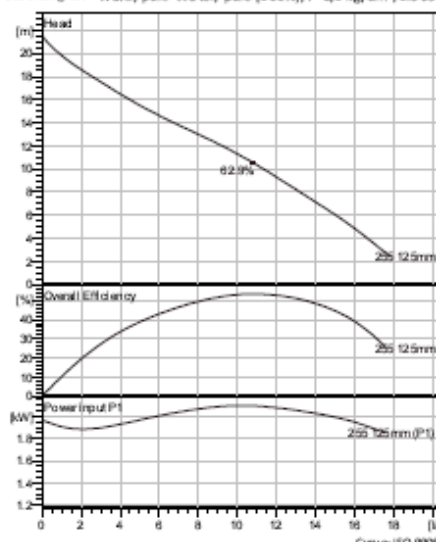
Patented self-cleaning semi-open channel impeller, ideal for pumping in waste water applications. Modular based design with high adaptation grade.



### Technical specification



Curves according to: Water, pure Water, pure [100%], 4 °C, 1 kg/dm<sup>3</sup>, 1.569 mm<sup>2</sup>/s



Nominal (mean) data shown. Under- and overperformance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees.

### Configuration

Motor number N3085.160.15-09-2AL-W 2.4KW	Installation type P - Semi permanent, Wet
Impeller diameter 125 mm	Discharge diameter 80 mm

### Configuration

### Pump information

Impeller diameter 125 mm
Discharge diameter 80 mm
Inlet diameter 100 mm
Maximum operating speed 2870 1/min
Number of blades 2

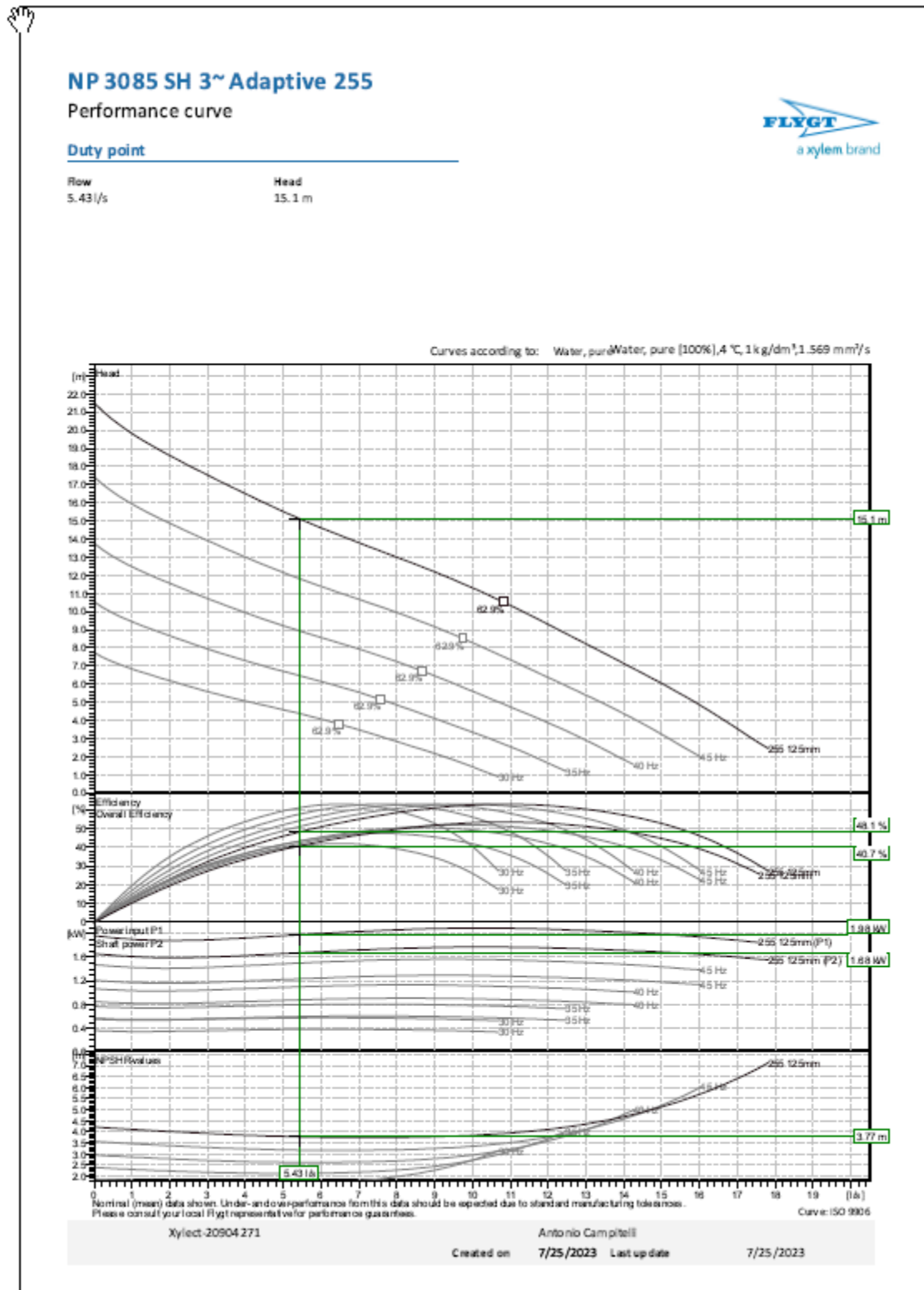
### Material

Impeller Grey cast iron
Stator housing material Grey cast iron

Max. fluid temperature  
40 °C

Project Xylect-20904.271  
Block

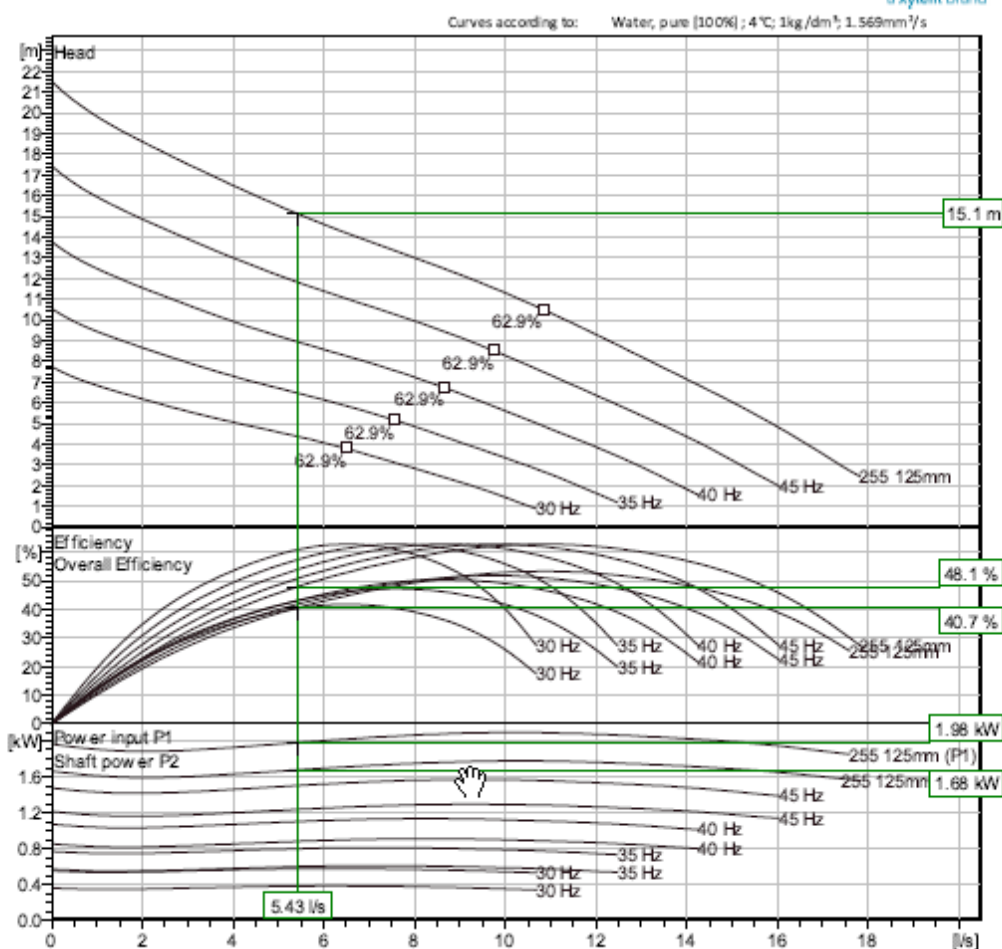
Created by Antonio Campitelli  
Created on 7/25/2023 Last update 7/25/2023





## NP 3085 SH 3~ Adaptive 255

### Duty Analysis

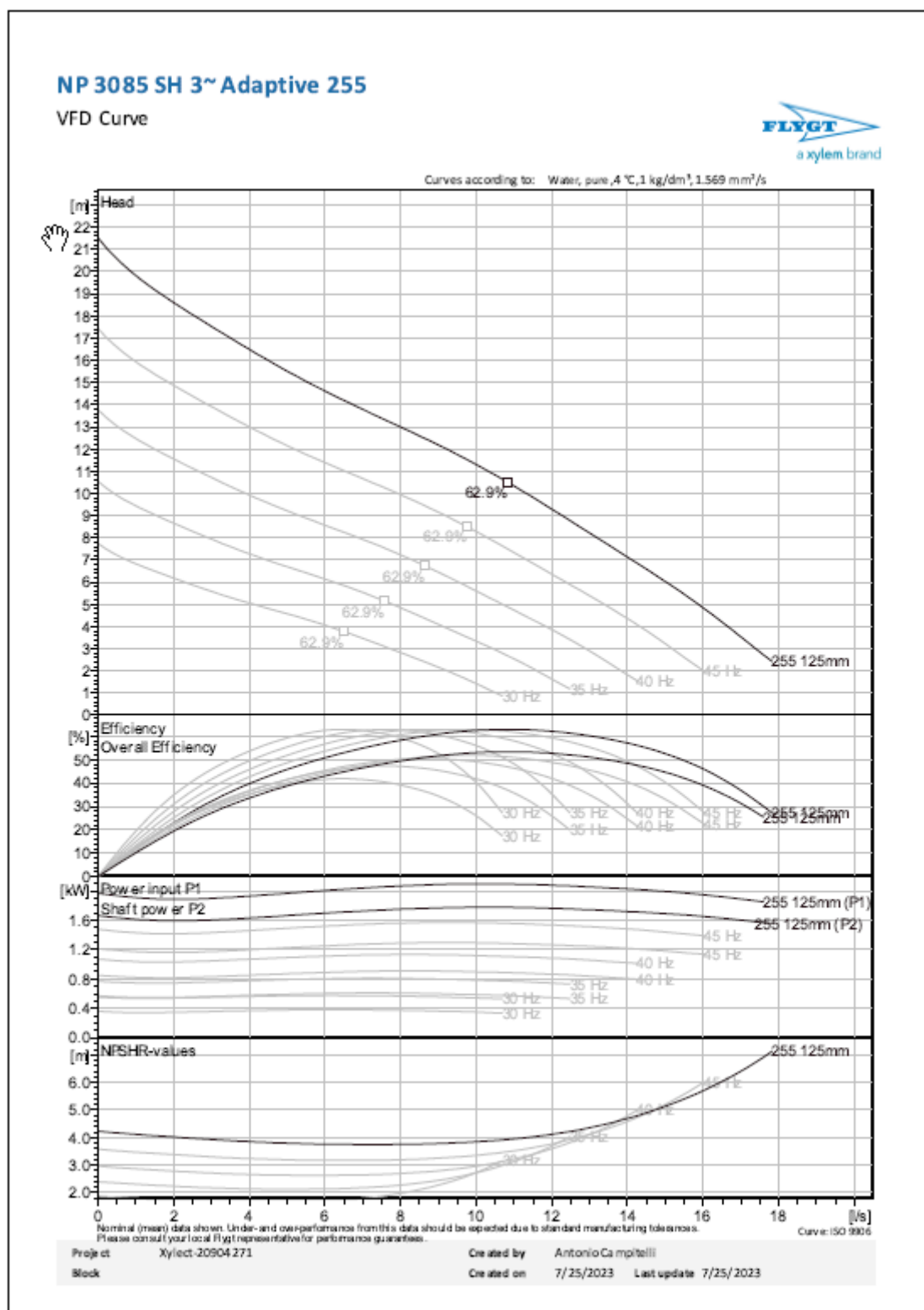


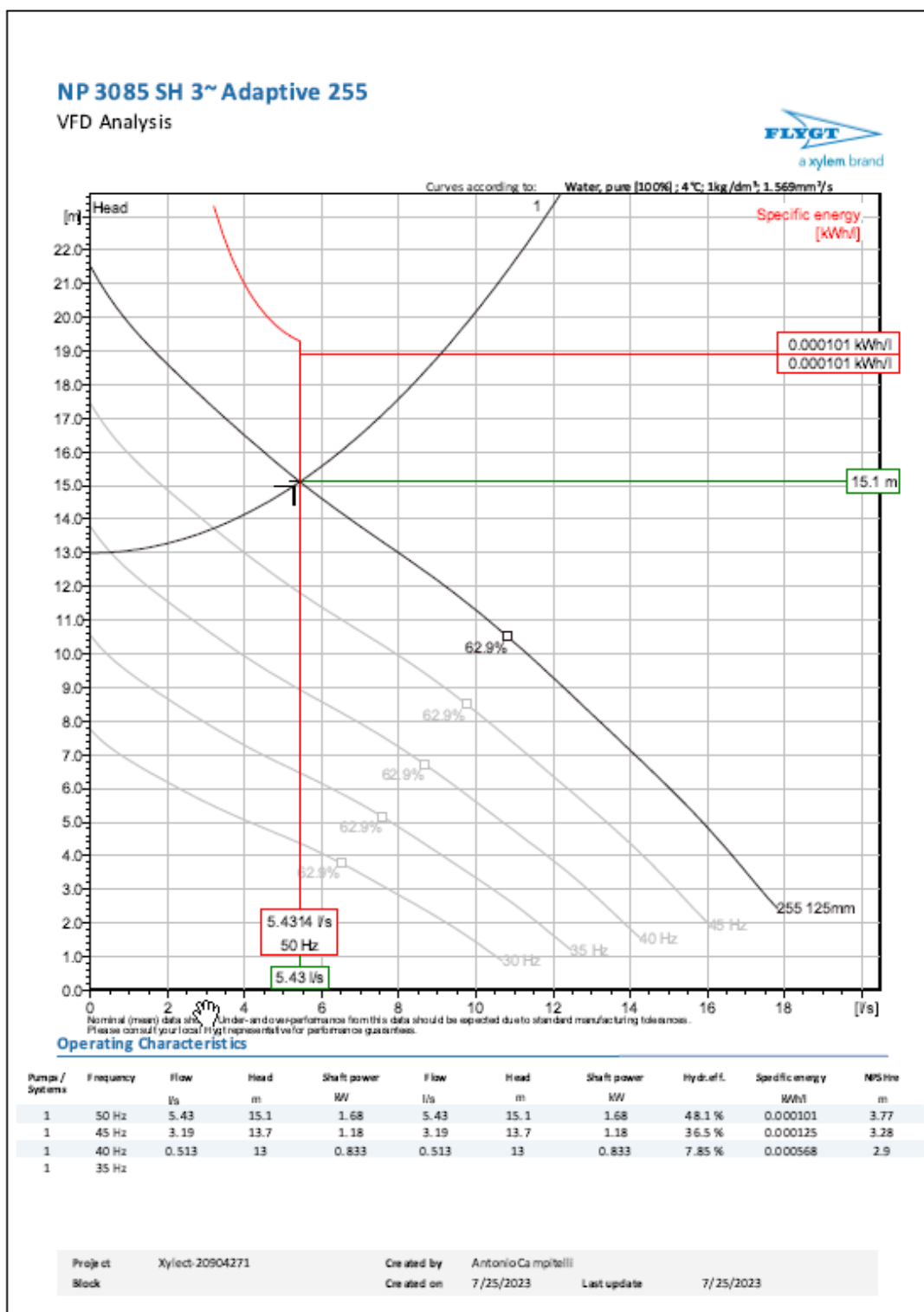
Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances.  
Please consult your local Flygt representative for performance variations.

#### Operating characteristics

Pumps/ Systems	Flow l/s	Head m	Shaft power kW	Flow l/s	Head m	Shaft power kW	Hyd. eff.	Spec. energy kWh/l	NPSH <sub>req</sub> m
1	5.43	15.1	1.68	5.43	15.1	1.68	48.1 %	0.000101	3.77

Project: Xylect-20904271  
Created by: Antonio Capotelli  
Created on: 7/25/2023  
Last update: 7/25/2023





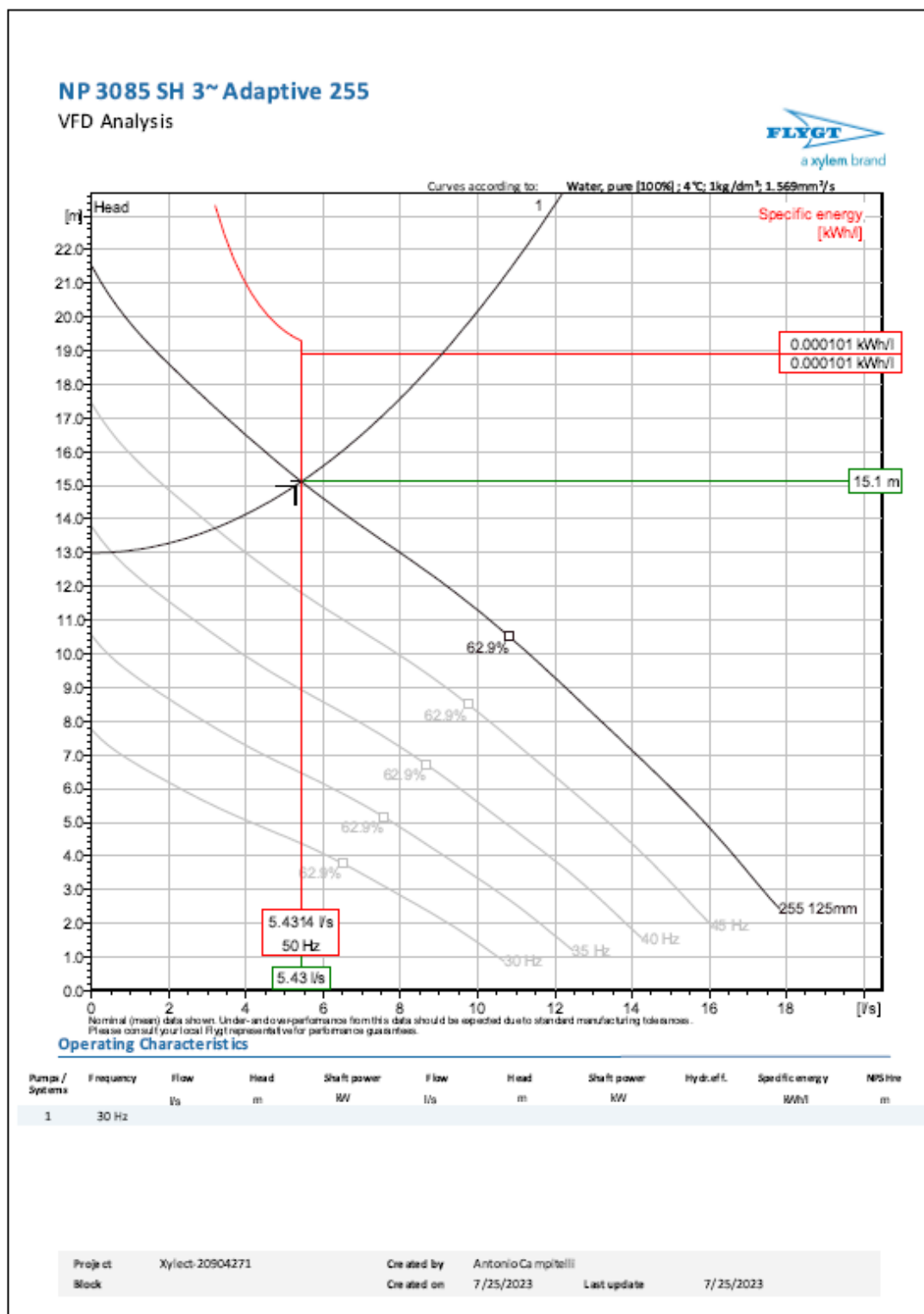


Figura 26: curve caratteristiche AMD sottopasso passante autostradale

## 9. SOTTOPASSO STRADALE DI VIA FERRARESE

Nel presente paragrafo vengono riportate i dimensionamenti di carattere idraulico necessari al progetto del sottopasso stradale di Via Ferrarese a Bologna.

Si rimandano le analisi idrogeologiche necessarie alla definizione delle caratteristiche dell'acquifero sotterraneo alle relazioni geologica e strutturale per i necessari approfondimenti.

### 9.1 CRITERI DI PROGETTO

Ai fini della compatibilità idraulica e della progettazione del sottopasso stradale sono stati utilizzati i seguenti criteri di progetto:

- implementazione modellistica idrologica idraulica bidimensionale per eventi meteorici eccezionali con tempo di ritorno  $TR = 200$  anni, per eventi sotrici estremi (scenario alluvione Emilia-Romagna 16 maggio 2023) e per fenomeni di flash flood;
- predisposizione di canali grigliati per disconnettere idraulicamente le acque stradali da quelle delle rampe del sottopasso;
- dimensionamento dei collettori di drenaggio del sottopasso per eventi con  $TR 200$  anni in modo da adattare il sottopasso in progetto ai cambiamenti climatici in corso ;
- predisposizione di vasca per la gestione del rischio idraulico del sottopasso per eventi  $TR 200$  anni in modo da garantire allo scarico in fognatura  $Q = 10$  l/s per ettaro;
- predisposizione ispezione delle pompe del sollevamento meccanico delle acque meteoriche dilavanti del sottopasso dal piano stradale per consentire le operazioni di ordinaria manutenzione in condizioni di sicurezza ai sensi della D. Lgs 81/2008;
- predisposizione di gruppo di continuità al piano stradale per la gestione delle emergenze.

## 9.2 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI DRENAGGIO

Il progetto prevede per un tratto di via Ferrarese la traslazione dell'asse stradale al di sotto del piano campagna; in tale situazione si presenta la necessità di dotare l'intervento di un sistema di raccolta e di sollevamento delle acque meteoriche che interessano la sede stradale stessa, comprensiva delle due rampe di discesa e di risalita che si trovano alle estremità della nuova galleria artificiale.

Il sistema di intercettazione, collettamento e sollevamento delle acque di piattaforma stradale in progetto si compone della rete di captazione, drenaggio e delle vasche di laminazione delle acque meteoriche con funzione di volano per il gruppo di pompe di sollevamento per la restituzione nella pubblica fognatura .

Il drenaggio della piattaforma stradale prevedere un impianto di sollevamento delle acque meteoriche. All'interno del sottopasso si prevede invece l'intercettazione il sistema di collettamento per allontanare le acque di pioggia.

Il sistema di raccolta e sollevamento delle acque meteoriche si compone dei seguenti elementi:

- rete di captazione dalle acque in sede stradale (griglia longitudinale) e convogliamento al punto più depresso delle due rampe (tubazioni) ,
- vasca di accumulo delle acque con funzione di volano per il gruppo di pompe di sollevamento e con funzione di laminazione delle massime portate di pioggia in modo da rispettare allo scarico i 10 l/s per ettaro, senza aggravare il carico idraulico sulla sede di scolo secondaria,
- pompe di sollevamento acque meteoriche e relativo gruppo elettrogeno come prescritto nelle specifiche del gestore del servizio idrico integrato ( HERA SPA) ;

### **Predimensionamento collettori stradali in moto uniforme**

E' stato effettuato un predimensionamento delle condotte in moto uniforme come descritto di seguito. Si è poi implementato un modello di dettaglio su SWMM relativo ad una delle due rampe per verificare la correttezza del predimensionamento e per verificare i compartamenti idraulici della rete e della vasca di accumulo con un modello



di moto vario, per tener conto di perdite e effetti di rigurgito che il moto uniforme non descrive.

La verifica dei collettori viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler –Strickler:

$$Q = A * K_s * R_h^{2/3} * i^{1/2}$$

Assumendo:

$K_s = 110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le condotte in PEAD/PP;

$i$  = pendenza stradale

$R_h$  = raggio idraulico

$A$  = sezione liquida

Per i collettori lungo le rampe, a forte pendenza, si è optato per l'impiego di condotte corrugate internamente, ovvero con forte scabrezza, in modo tale da limitare la velocità nella condotta anche in presenza di forti pendenze

Tratto	n°	DI [mm]	DE [mm]	note	i (%)	Q (l/s)	V (m/s)	Riemp (%)
RAMPA SUD	2X	340	400	tipo slow flow	6	95.39	vedi foglio di calcolo per verifica	
RAMPA NORD	2X	340	400	tipo slow flow	6	35.71		
GALLERIA SUD	2X	433	500		0.1	811.01	0.88	68.40
GALLERIA NORD	2X	433	500		0.1	303.06	0.69	37.59

**Figura 27: collettori sottopasso passante**

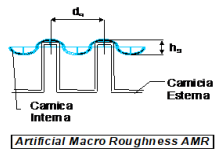
Dati		Di [mm]	340	
Pendenza [%]	6.0	ds [mm]	39.0	
Pendenza [rad]	0.060	hs [mm]	9.2	
DN [mm]	400	ds/hs	4.24	
% Riempimento	Portata [l/s]	Velocità [m/s]	Area Bagnata [m <sup>2</sup> ]	Raggio Idraulico [m]
5	0.467	0.275	0.0017	0.011
10	2.199	0.465	0.0047	0.022
15	5.358	0.627	0.0085	0.032
20	9.961	0.771	0.0129	0.041
25	15.951	0.899	0.0177	0.050
30	23.227	1.014	0.0229	0.058
35	31.654	1.118	0.0283	0.066
40	41.067	1.211	0.0339	0.073
45	51.276	1.294	0.0396	0.079
50	62.072	1.367	0.0454	0.085
55	73.219	1.431	0.0512	0.090
60	84.461	1.485	0.0569	0.094
65	95.517	1.529	0.0625	0.098
70	106.076	1.563	0.0679	0.101
75	115.785	1.585	0.0730	0.103
80	124.237	1.596	0.0779	0.103
85	130.922	1.592	0.0823	0.103
90	135.132	1.570	0.0861	0.101

Figura 28: verifica condotta tipo slow flow

Il predimensionamento in moto uniforme è stato poi confermato dal modello di dettaglio implementato su SWMM, modello di moto vario che tiene conto nella modellazione numerica delle equazioni di flusso di eventuali perdite, rigurgiti ecc, che nel moto uniforme non vengono analizzati.

### Verifica della rete di drenaggio con modello di moto vario SWMM

SWMM permette di simulare i processi di accumulo e ruscellamento delle piogge nette su un bacino drenante e la successiva immissione e propagazione della portata di runoff all'interno della rete idraulica in esame. Una descrizione del modello e delle equazioni di governo è riportata in Appendice A.

La pioggia netta che partecipa al runoff viene determinata attraverso un opportuno coefficiente di deflusso stimato in funzione delle superfici asfaltate, semipermeabili e permeabili, fissato pari a 1.

La pendenza delle superfici scolanti su cui è stato suddiviso il deposito principale è stata desunta dal profilo longitudinale del sottopasso ed è stato assunto un coefficiente di Manning di 0.015 s/m<sup>1/3</sup> in linea con i valori di letteratura consigliati per le superfici asfaltate (Chow, 1959). I valori dell'ampiezza del bacino scolante W [m] è fissata in 8.50m, così come da layout di progetto del sottopasso.

Uno schema del modello implementato su SWMM è riportato in figura seguente, mentre un dettaglio, con indicata la tipologia dei diversi elementi costituenti il modello è riportata nelle seguenti tabelle

Bacino	Area (mq)	Connessione a pozzetto	CN medio
Sub-01	138.97	a1	99.00
Sub-02	92.21	a3	99.00
Sub-03	89.31	a5	99.00
Sub-04	91.68	a7	99.00
Sub-05	89.79	a9	99.00
Sub-06	90.96	a11	99.00
Sub-07	90.93	a13	99.00
Sub-08	91.62	a15	99.00
Sub-09	90.17	a17	99.00
Sub-10	55.16	a19	99.00
Sub-11	1048.20	VASCA_FERRARESE	99.00

Figura 29: Aree scolanti

Pozzetto	Quota fondo (mslm)	Quota terreno (mslm)	Pozzetto	Quota fondo (mslm)	Quota terreno (mslm)
a1	40.67	41.02	a42	33.32	33.67
a10	37.66	38.05	a43	33.33	33.68
a11	37.58	37.93	a44	33.35	33.70
a12	36.86	37.25	a45	33.36	33.71
a13	36.78	37.13	a46	33.38	33.74
a14	36.06	36.45	a47	33.39	33.74
a15	35.98	36.33	a48	33.41	33.77
a16	35.26	35.65	a5	39.81	40.17
a17	35.16	35.53	a6	39.24	39.63
a18	34.56	34.92	a7	39.16	39.51
a19	34.47	34.83	a8	38.46	38.85
a2	40.36	40.73	a9	38.38	38.73
a20	34.01	34.37	P1	39.70	41.00
a21	33.96	34.33	P10	33.57	34.90
a22	33.63	33.98	P11	33.01	34.35
a23	33.60	33.98	P12	32.65	33.97
a24	33.42	33.77	P13	32.29	33.76
a25	33.41	33.77	P14	32.07	33.70
a26	33.37	33.72	P15	32.06	33.65
a27	33.37	33.72	P16	32.05	33.61
a28	33.33	33.68	P17	32.04	33.58
a29	33.32	33.68	P18	32.03	33.56
a3	40.32	40.68	P19	32.02	33.56
a30	33.29	33.64	P2	39.39	40.70
a31	33.28	33.63	P20	32.01	33.58
a32	33.25	33.60	P21	32.00	33.62
a33	33.25	33.60	P22	31.99	33.66
a34	33.23	33.58	P23	31.98	33.70
a35	33.23	33.58	P24	31.97	33.74
a36	33.22	33.57	P25	31.75	33.78
a37	33.22	33.57	P3	38.90	40.23
a38	33.23	33.58	P4	38.25	39.58
a39	33.27	33.59	P5	37.45	38.80
a4	39.89	40.26	P6	36.67	38.00
a40	33.29	33.64	P7	35.87	37.20
a41	33.30	33.65	P8	35.07	36.40
			P9	34.25	35.61

Figura 30: Pozzetti

I pozzetti codificati con il suffisso “a” rappresentano degli elementi puramente modellistici funzionali alla caratterizzazione della canaletta longitudinale di drenaggio stradale. I pozzetti con il suffisso “P” sono invece i pozzetti di progetto indicati e codificati negli elaborati grafici

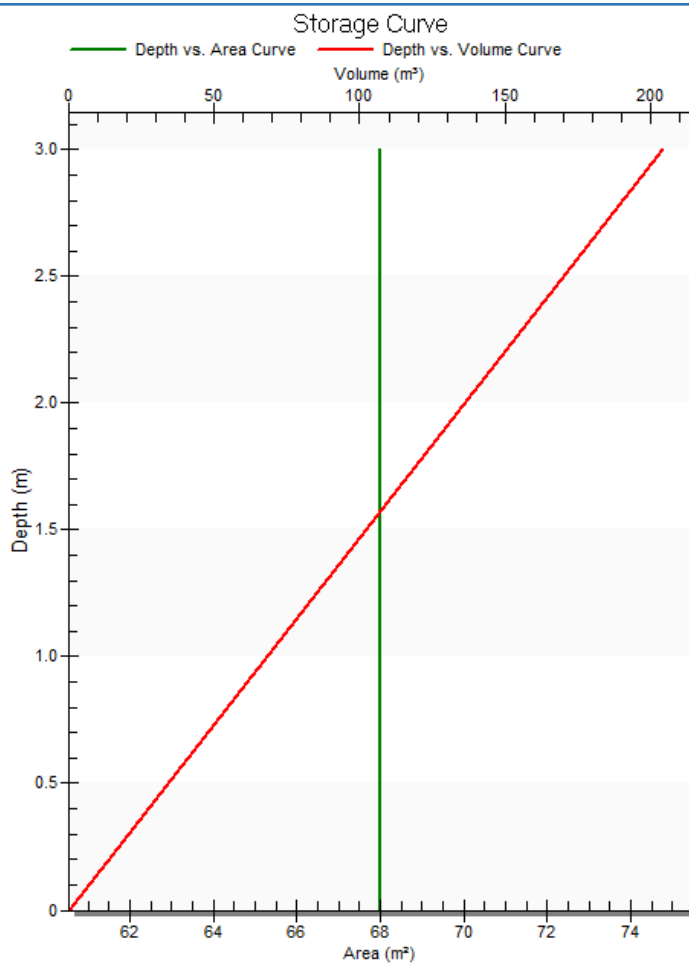


Figura 31: curva d'invaso della vasca di accumulo

Condotta	Da pozzetto	A pozzetto	L (m)	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	Pendenza (%)	Dint (mm)	Manning n
Condotta - (100)	a41	a42	8.50	33.30	33.32	-0.32	300	0.010
Condotta - (101)	a42	a43	0.50	33.32	33.33	-0.60	300	0.010
Condotta - (102)	a43	a44	8.50	33.33	33.35	-0.32	300	0.010
Condotta - (103)	a44	a45	0.50	33.35	33.36	-0.60	300	0.010
Condotta - (104)	a45	a46	8.50	33.36	33.38	-0.32	300	0.010
Condotta - (105)	a46	a47	0.50	33.38	33.39	-0.60	300	0.010
Condotta - (106)	a47	a48	8.52	33.39	33.41	-0.32	300	0.010
Condotta - (35)	P1	P2	9.50	39.70	39.42	2.88	270	0.033
Condotta - (36)	P2	P3	9.00	39.39	38.92	5.18	270	0.033
Condotta - (37)	P3	P4	9.00	38.90	38.31	6.58	270	0.033
Condotta - (38)	P4	P5	9.00	38.25	37.45	8.89	270	0.033
Condotta - (39)	P5	P6	9.00	37.45	36.75	7.82	270	0.033
Condotta - (40)	P6	P7	9.00	36.67	35.87	8.89	270	0.033
Condotta - (41)	P7	P8	9.00	35.87	35.15	8.00	270	0.033
Condotta - (42)	P8	P9	9.00	35.07	34.27	8.89	270	0.033
Condotta - (43)	P9	P10	9.00	34.25	33.62	7.08	270	0.033
Condotta - (44)	P10	P11	9.00	33.57	33.03	5.99	270	0.033
Condotta - (45)	P11	P12	9.00	33.01	32.67	3.78	270	0.033
Condotta - (46)	P12	P13	9.00	32.65	32.45	2.20	270	0.010
Condotta - (47)	P13	P14	9.00	32.29	32.07	2.44	430	0.010
Condotta - (48)	P14	P15	9.00	32.07	32.06	0.11	430	0.010
Condotta - (49)	P15	P16	9.00	32.06	32.05	0.11	430	0.010
Condotta - (50)	P16	P17	9.00	32.05	32.04	0.11	430	0.010
Condotta - (51)	P17	P18	9.00	32.04	32.03	0.11	430	0.010
Condotta - (52)	P18	P19	9.00	32.03	32.02	0.11	430	0.010
Condotta - (53)	P19	P20	9.00	32.02	32.01	0.11	430	0.010
Condotta - (54)	P20	P21	9.00	32.01	32.00	0.11	430	0.010
Condotta - (55)	P21	P22	9.00	32.00	31.99	0.11	430	0.010
Condotta - (56)	P22	P23	9.00	31.99	31.98	0.11	430	0.010
Condotta - (57)	P23	P24	9.00	31.98	31.97	0.11	430	0.010
Condotta - (58)	P24	P25	9.00	31.97	31.96	0.11	430	0.010
Condotta - (59)	P25	VASCA_FERRARESE	5.55	31.75	31.74	0.11	430	0.010
Condotta - (60)	a1	a2	9.50	40.67	40.38	3.09	300	0.010
Condotta - (61)	a2	a3	0.50	40.36	40.33	7.23	300	0.010
Condotta - (62)	a3	a4	8.50	40.32	39.91	4.83	300	0.010
Condotta - (63)	a4	a5	0.50	39.89	39.81	8.00	300	0.010
Condotta - (64)	a5	a6	8.50	39.81	39.28	6.22	300	0.010
Condotta - (65)	a6	a7	0.50	39.24	39.16	8.00	300	0.010
Condotta - (66)	a7	a8	8.50	39.16	38.50	7.79	300	0.010
Condotta - (67)	a8	a9	0.50	38.46	38.38	8.00	300	0.010
Condotta - (68)	a9	a10	8.50	38.38	37.70	8.00	300	0.010
Condotta - (69)	a10	a11	0.50	37.66	37.58	8.00	300	0.010
Condotta - (70)	a11	a12	8.50	37.58	36.90	8.00	300	0.010
Condotta - (71)	a12	a13	0.50	36.86	36.78	8.00	300	0.010
Condotta - (72)	a13	a14	8.50	36.78	36.10	8.00	300	0.010
Condotta - (73)	a14	a15	0.50	36.06	35.98	8.00	300	0.010
Condotta - (74)	a15	a16	8.50	35.98	35.30	7.98	300	0.010
Condotta - (75)	a16	a17	0.50	35.26	35.18	8.00	300	0.010

Figura 32: Condotte 1 di 2



Condotta	Da pozzetto	A pozzetto	L (m)	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	Pendenza (%)	Dint (mm)	Manning n
Condotta - (76)	a17	a18	8.50	35.16	34.57	6.96	300	0.010
Condotta - (77)	a18	a19	0.50	34.56	34.48	8.00	300	0.010
Condotta - (78)	a19	a20	8.47	34.47	34.02	5.22	300	0.010
Condotta - (79)	a20	a21	0.50	34.01	33.98	6.65	300	0.010
Condotta - (80)	a21	a22	8.50	33.96	33.63	3.84	300	0.010
Condotta - (81)	a22	a23	0.50	33.63	33.63	1.28	300	0.010
Condotta - (82)	a23	a24	8.48	33.60	33.42	2.17	300	0.010
Condotta - (83)	a24	a25	0.52	33.42	33.42	0.20	300	0.010
Condotta - (84)	a25	a26	8.50	33.41	33.37	0.50	300	0.010
Condotta - (85)	a26	a27	0.50	33.37	33.37	0.18	300	0.010
Condotta - (86)	a27	a28	8.50	33.37	33.33	0.46	300	0.010
Condotta - (87)	a28	a29	0.50	33.33	33.33	0.43	300	0.010
Condotta - (88)	a29	a30	8.52	33.32	33.29	0.45	300	0.010
Condotta - (89)	a30	a31	0.50	33.29	33.28	0.43	300	0.010
Condotta - (90)	a31	a32	8.50	33.28	33.25	0.39	300	0.010
Condotta - (91)	a32	a33	0.50	33.25	33.25	0.20	300	0.010
Condotta - (92)	a33	a34	8.50	33.25	33.23	0.16	300	0.010
Condotta - (93)	a34	a35	0.50	33.23	33.23	0.20	300	0.010
Condotta - (94)	a35	a36	8.50	33.23	33.22	0.11	300	0.010
Condotta - (95)	a36	a37	0.50	33.22	33.22	0.20	300	0.010
Condotta - (96)	a37	a38	8.50	33.22	33.23	-0.11	300	0.010
Condotta - (97)	a38	a39	0.50	33.23	33.23	-0.60	300	0.010
Condotta - (98)	a39	a40	8.50	33.27	33.29	-0.32	300	0.010
Condotta - (99)	a40	a41	0.50	33.29	33.30	-0.60	300	0.010
Link-01	a2	P2	1.00	40.36	40.35	1.15	300	0.010
Link-02	a4	P3	1.02	39.89	39.87	1.57	300	0.010
Link-03	a6	P4	1.01	39.24	39.23	1.09	300	0.010
Link-04	a8	P5	1.00	38.46	38.44	1.91	300	0.010
Link-05	a10	P6	1.01	37.66	37.64	1.90	300	0.010
Link-06	a12	P7	0.99	36.86	36.84	1.93	300	0.010
Link-07	a14	P8	1.00	36.06	36.04	1.91	300	0.010
Link-08	a16	P9	1.00	35.26	35.25	1.13	300	0.010
Link-09	a18	P10	1.00	34.56	34.54	1.74	300	0.010
Link-10	a20	P11	1.00	34.01	34.00	1.32	300	0.010
Link-11	a22	P12	1.01	33.63	33.62	1.15	300	0.010
Link-12	a24	P13	1.01	33.42	33.40	1.75	300	0.010
Link-13	a26	P14	1.01	33.37	33.36	1.04	300	0.010
Link-14	a28	P15	1.01	33.33	33.31	1.84	300	0.010
Link-15	a30	P16	1.00	33.29	33.27	1.60	300	0.010
Link-16	a32	P17	1.01	33.25	33.23	1.82	300	0.010
Link-17	a34	P18	1.02	33.23	33.22	1.11	300	0.010
Link-18	a36	P19	1.01	33.22	33.21	1.12	300	0.010
Link-19	a38	P20	1.01	33.23	33.21	1.91	300	0.010
Link-20	a40	P21	1.01	33.29	33.28	1.20	300	0.010
Link-21	a42	P22	1.03	33.32	33.31	1.18	300	0.010
Link-22	a44	P23	1.00	33.35	33.34	1.21	300	0.010
Link-23	a46	P24	0.99	33.38	33.37	1.23	300	0.010

Figura 33: Condotte 2 di 2

In analogia ai pozzetti, le condotte di collegamento tra i pozzetti codificati con il suffisso “a” rappresentano degli elementi puramente modellistici funzionali alla caratterizzazione della canaletta longitudinale di drenaggio stradale. Le condotte di collegamento tra i pozzetti con il suffisso “P” rappresentano invece le condotte di progetto indicate negli elaborati grafici

Il recapito della rete di drenaggio è previsto nella vasca di laminazione con scarico in pubblica fognatura mediante sollevamento di 2.1 l/s in modo da rispettare i limiti allo scarico in pubblica fognatura di 10 l/s/ha.

Per maggiori dettagli in merito al modello idraulico implementato si rimanda all'Appendice B

Gli eventi di progetto implementati sono i seguenti:

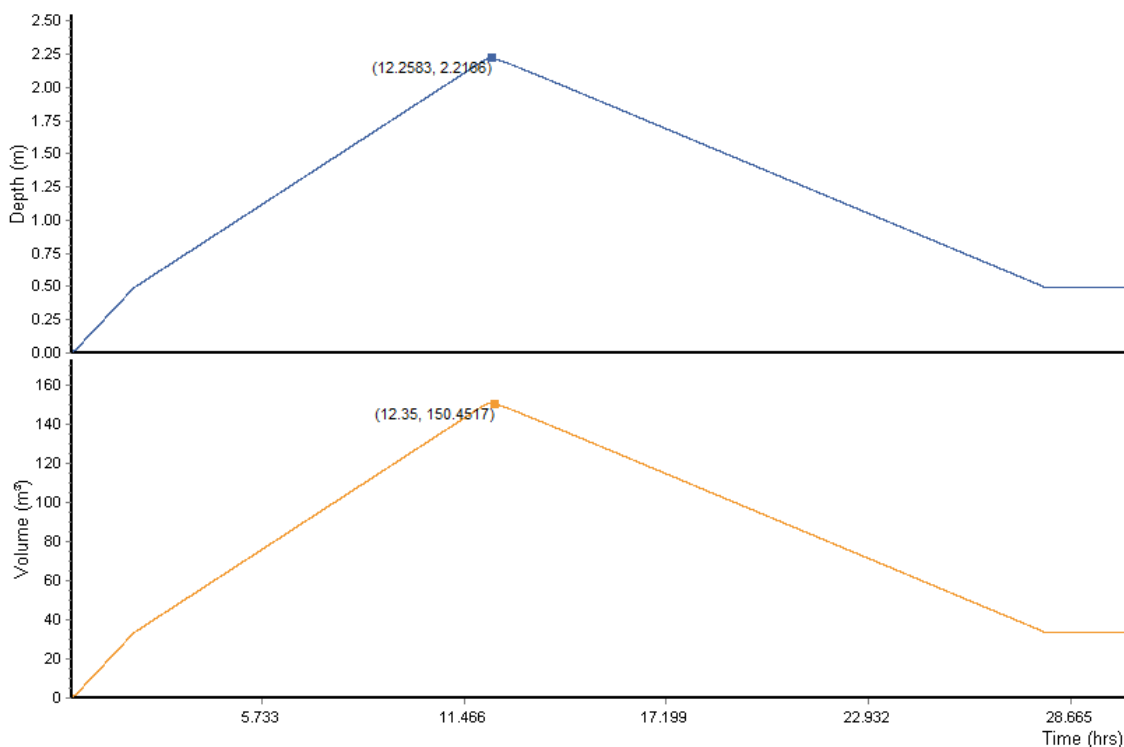
- TR200 durata 5 min : evento critico per i collettori
- TR200 durata 12 ore : evento critico la vasca di laminazione

Come criteri di progetto per le condotte fognarie si assume riempimento massimo 75% e velocità comprese tra 0.5 e 2.5 m/s

Condotta	Da pozzetto	A pozzetto	Qmax (l/s)	Vmax (m/s)	Riemp (%)
Condotta - (35)	P1	P2	0.00	0.00	0%
Condotta - (36)	P2	P3	2.66	0.56	14%
Condotta - (37)	P3	P4	3.93	0.68	16%
Condotta - (38)	P4	P5	8.08	0.76	24%
Condotta - (39)	P5	P6	12.97	1.01	27%
Condotta - (40)	P6	P7	17.92	1.03	34%
Condotta - (41)	P7	P8	22.95	1.19	37%
Condotta - (42)	P8	P9	28.01	1.24	41%
Condotta - (43)	P9	P10	35.13	1.27	48%
Condotta - (44)	P10	P11	41.11	1.12	62%
Condotta - (45)	P11	P12	46.22	1.07	70%
Condotta - (46)	P12	P13	49.04	1.56	53%
Condotta - (47)	P13	P14	50.63	1.25	41%
Condotta - (48)	P14	P15	50.01	0.76	60%
Condotta - (49)	P15	P16	48.35	0.82	59%
Condotta - (50)	P16	P17	46.61	0.84	57%
Condotta - (51)	P17	P18	45.27	0.86	56%
Condotta - (52)	P18	P19	43.65	0.87	54%
Condotta - (53)	P19	P20	41.90	0.87	53%
Condotta - (54)	P20	P21	40.31	0.87	51%
Condotta - (55)	P21	P22	39.16	0.87	49%
Condotta - (56)	P22	P23	37.13	0.87	47%
Condotta - (57)	P23	P24	36.10	0.91	44%
Condotta - (58)	P24	P25	35.55	0.75	36%
Condotta - (59)	P25	VASCA_FERRARESE	35.43	0.75	36%

Figura 34: Risultati del modello idraulico

Funzionamento della vasca per l'evento TR200 anni e durata 12h.



**Figura 35: Funzionamento della vasca**

L'evento simulato mostra un battente massimo raggiunto in vasca pari a circa 2.20m e un volume massimo accumulato di circa 150 mc. Il funzionamento della vasca è tale da garantire in uscita la portata limite allo scarico fissata in 2.1 l/s.

Con il suddetto modello di dettaglio è confermato il predimensionamento in moto uniforme sia per le condotte delle due rampe che per la vasca di laminazione.

### **Caditoia stradale**

Il dimensionamento della caditoia riguarda la determinazione delle dimensioni di ingombro da assegnare alla griglia, e la determinazione delle relative aperture. Il calcolo viene eseguito ipotizzando di installare una caditoia ad interasse di 25m.

Il problema relativo al calcolo della lunghezza L da assegnare alla caditoia per poter assicurare il drenaggio della portata Q è stato affrontato nell'ipotesi di moto

gradualmente vario con portata decrescente e con energia specifica costante lungo il percorso sulla grata, ipotizzando inoltre che la stessa abbia apertura orizzontali rispetto al senso del moto nella cunetta stradale. In tali ipotesi, assumendo una grata piana di larghezza  $l$  con un carico  $y$ , l'equazione del moto può scriversi nella forma:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g \times l^2 \times y^2} = \text{cost.}$$

La condizione  $y=0$  consente di determinare  $L$

$$\frac{L}{H} = \frac{1}{2 \times C \times p} \times \left[ \sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H}} + 3 \times \sqrt{\frac{y_0}{H} \times \left(1 - \frac{y_0}{H}\right)} \right]$$

Assumendo la larghezza della caditoia  $l = 50$  cm,  $y_0 = 0.1$  m e la frazione efficace dell'area della griglia  $p = 0.5$  si ottiene il carico sulla caditoia  $H = 0.258$  m e la lunghezza della caditoia

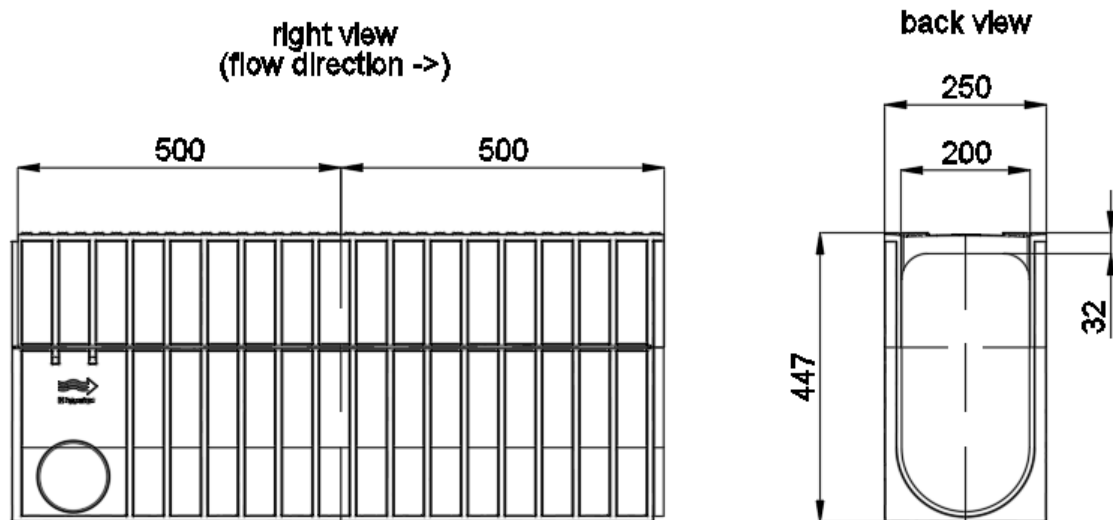
$$L = 60 \text{ cm}$$

L'efficienza frontale della caditoia  $E_0 = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{\frac{8}{3}} = 0.84$ .

Questo significa che degli 88.15 l/s che può teoricamente smaltire la cunetta 74.25 l/s vengono intercettati frontalmente essendo  $v_0 = 2.54 L^{0.51} = 1.91$  m/s >  $v$  (1.76 m/s).

A livello progettuale si è scelto di impiegare una griglia longitudinale continua lungo tutto lo sviluppo del sottopasso, ubicata in congruenza con le sezioni stradali, di dimensioni 25 x 45 cm e sezione di drenaggio 746.1 cmq.

Tale soluzione garantisce una capacità di drenaggio lineare superiore rispetto al dimensionamento descritto sopra.



### 9.3 INTERVENTI PER LA GESTIONE DEL RISCHIO DEL SOTTOPASSO

Per la progettazione idraulica dei sottopassi e delle sottostazioni elettriche sono stati condotti studi bidimensionali per definire il massimo battente idraulico atteso a fronte di eventi meteorici eccezionali (TR 200), eventi storici estremi (evento alluvionale del 16 Maggio 2023) e fenomeni di flash flood.

Sulla base di tali condizioni a contorno sono stati definiti gli interventi a presidio del sottopasso.

Gli interventi per la gestione del rischio da alluvione prevedono interventi disconnessione idraulica (muretti di contenimento a tenuta idraulica, canalette di guardia delle rampe), sistemi di drenaggio delle rampe dimensionati su orizzonte duecentennale (TR 200 anni) e vasche volano interrate (una per sottopasso) per garantire comunque allo scarico nella fognatura il rispetto del valore indice di 10 l/s per ha.

#### 9.3.1 Vasca per l'invarianza idraulica



La necessità di laminare le portate di piena scaturisce dall'esigenza di rispettare il valore indice allo scarico di 10 l/s per ettaro; ciò consente di non sovradimensionare l'impianto di sollevamento meccanico in termini di portata da sollevare e prevalenza.

Tuttavia data l'importanza del sottopasso in argomento la vasca di laminazione consente di invasare circa 200 mc di acque meteorica garantendo condizioni di sicurezza anche in caso di mancato funzionamento degli impianti di sollevamento e del gruppo elettrogeno in dotazione come da specifiche di Hera Spa.

Al fine di stimare i volumi di progetto per la vasca di laminazione è stato impostato un bilancio volumetrico sui volumi cumulati in arrivo e uscita dalla vasca per eventi meteorici con TR 200 anni e durate variabili. Poiché l'area drenata non varia nel tempo, è stata effettuata un'analisi considerando il volume specifico per unità di superficie, per cui il volume specifico accumulato  $v_{acc}$  [mc/ha] per una durata di pioggia  $t_p$  risulta:

$$v_{acc}(t) = v_{in}(t) - v_{out}(t)$$

dove  $v_{in}(t_p) = \varphi \cdot h(t_p)$ , con  $\varphi$  [-] coefficiente di deflusso, e  $h(t)$  [m] altezza di pioggia per un evento di durata  $t_p$ , e  $v_{out}(t_p) = q_{lim}(t_p - t_0)$ , in cui  $q_{lim}$  è la portata scaricabile per unità di superficie [mc/s/ha] e  $t_0$  rappresenta l'istante a cui si inizia a scaricare.

Sono state quindi analizzate le diverse durate di pioggia al fine di individuare quella che massimizza il volume specifico accumulabile in vasca. Il volume di progetto  $V_p$  è quello che corrisponde al massimo volume specifico accumulato moltiplicato per l'area drenata:

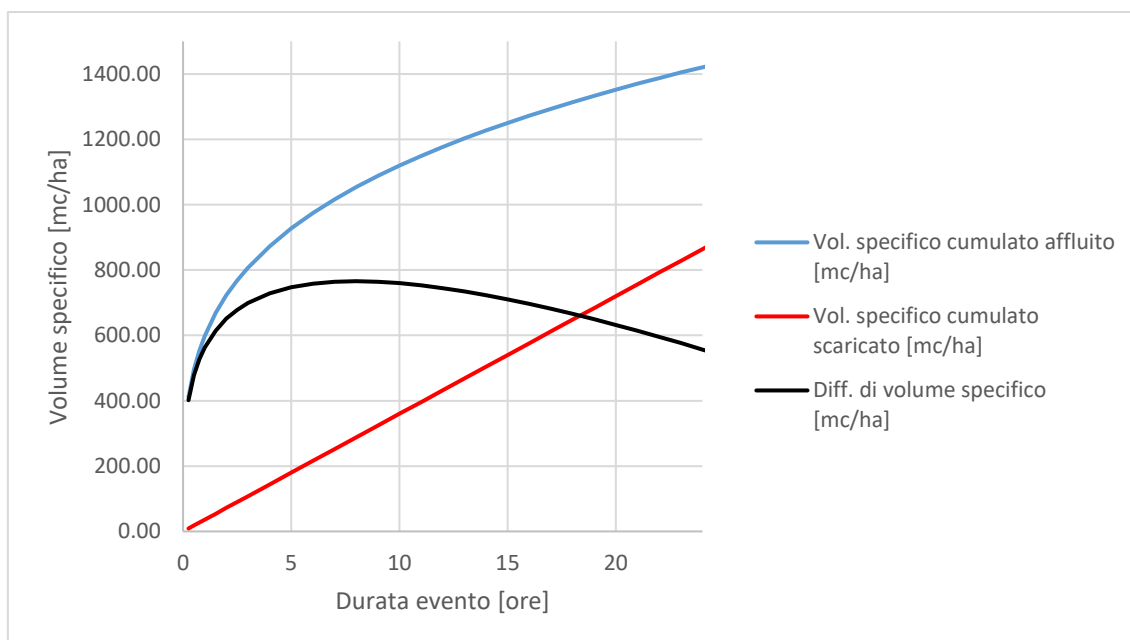
$$V_p = A \cdot \max_{t_p} \{ a t_p^n - q_{lim} t_p \}$$

dove  $A$  [ha] è l'area drenata. Per la presente analisi sono stati utilizzati i seguenti valori:  $A = 0.21$  ha,  $\varphi = 1$ ,  $q_{lim} = 10 \cdot 10^{-3}$  mc/s/ha,  $a(TR=200) = 59.88$  mm e  $n(TR=200) = 0.2719$ .

La portata in uscita  $q_{lim} = 2.1 \text{ l/s}$  sarà garantita da un opportuno sistema di pompaggio in grado di fornire una prevalenza di almeno 15 m.

I risultati dell'analisi sono riportati nella figura seguente in cui si evidenzia come l'evento critico risulta essere quello con durata pari a circa 8 ore. In base ai risultati è stato stimato un volume di progetto  $V_p$  pari a 161 mc.

La vasca di laminazione delle acque meteoriche di seconda pioggia presenta pertanto una dimensione utile di  $8.0 \times 8.50 \times 3.00 \text{ (H)} = 204 \text{ mc}$ .



**Figura 36:dimensionamento vasca laminazione sottopasso stradale**

Il suddetto predimensionamento della vasca è stato poi verificato idraulicamente dal modello SWMM di dettaglio descritto di seguito.

### 9.3.2 Impianti di sollevamento a servizio del sottopasso

Per il progetto degli impianti di sollevamento da provvedere nella vasca di laminazione si è scelta la sequenza 2, la quale consente di assegnare il minor volume alla vasca.

Per non appesantire al di là del necessario la trattazione, ci si limita a riportare le relazioni che consentono di fissare i volumi nel caso di un impianto con un numero di qualsivoglia pompe uguali, che è la condizione che si verifica nella maggioranza delle applicazioni.

Nella figura sottostante sono riportati, in maniera adimensionale, i volumi richiesti con la sequenza 1 e 2 per un numero di pompe uguali variabile da 1 a 5. Nell'asse delle ordinate è riportato il valore del rapporto:

$$\sum_{i=1}^k V_i / V_1 \quad \text{dove} \quad V_1 = T_{c1} \cdot \frac{Q_1}{4}$$

è il volume d'invaso afferente alla prima pompa che attacca, con  $T_{c1}$  e  $Q_1$  pari rispettivamente al tempo di ciclo ed alla portata sollevata dalla stessa pompa.  $V_i$  è invece il volume di invaso afferente alla  $i$ -esima pompa. Una volta definito il numero di pompe che si intendono installare, ed utilizzando l'abaco della figura sottostante, il calcolo del volume da assegnare al locale pompe è calcolato di conseguenza.

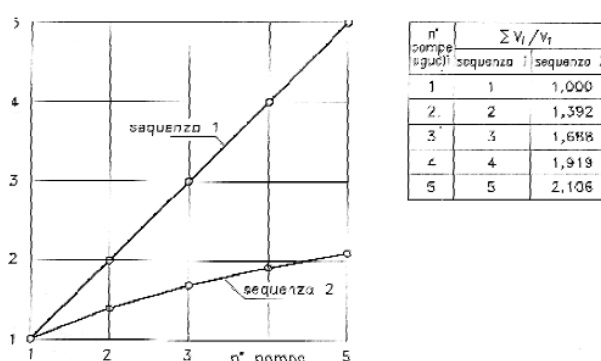


Figura – Abaco per l'assegnazione dei volumi utili utilizzando la sequenza di funzionamento 1 o 2 nel caso di pompe tutte uguali (Tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione)

$$V_{TOT} = \frac{\sum V_i}{V_1} \cdot V_1$$

dove il valore di  $\sum_{i=1}^k V_i / V_1$

Nel presente progetto, ipotizzando la sequenza 2 e n° 8 avviamenti orari ed assumendo per l'impianto di seconda pioggia 1+1 pompe max Q= 2.1 l/s (SOL 2 AMD);

Dall'abaco  $\sum \frac{V_i}{V_1} = 1.0$  per la vasca AMSP

Per l'impianto AMSP:

$$V_1 = \frac{Q_1 * T_{c1}}{4} = 0.0021 * \frac{450}{4} = 0.24 \text{ mc}$$

Pertanto:

Per l'impianto AMSP:

$$V_{tot} = \frac{Q_1 * T_{c1}}{4} * 1.0 = 0.24 \text{ mc} \ll \text{volume della vasca di laminazione (15 mc)}$$

Una volta definita la portata da sollevare, per il dimensionamento delle pompe occorre conoscere la prevalenza da superare.

E' noto che la prevalenza  $\Delta H$  è definita dalla somma di due termini:

$$\Delta H = \Delta H_{geo} + \Delta H_f$$

dove:

$\Delta H_{geo}$  è il dislivello compreso tra la quota minima cui si trova l'acqua da sollevare (nella fattispecie la quota cui si trova il girante della pompa) e la quota massima che deve raggiungere l'acqua.

$\Delta H_f$  sono le perdite di carico, divise in perdite di carico continue e localizzate

Il calcolo delle perdite di carico distribuite è svolto con la formula di Hazen-Williams:

$$j = \frac{10.67 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot d^{4.87}}$$

dove  $j$  è la perdita di carico unitaria in m/m,  $Q$  è la portata in mc/s,  $d$  è il diametro interno in m,  $C$  è il coefficiente di scabrezza.

Per il sollevamento dell'impianto AMSP sono stati assunti:

- $\Delta H_{geo} = 10$  metri
- n° 1 tubazioni DN/ID= 125 mm
- scabrezza 150 per tubi PE, PVC e PRFV
- portata  $Q_{max} = 2.1$  l/s

La perdita di carico distribuita attesa è pari a circa 0.30.3 m /km che su un tratto di 35 metri di condotta è pari a una perdita  $\ll 0.5$  metri.

Le perdite localizzate possono essere espresse dalla seguente relazione.

$$\Delta H_{jL} = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

$K$  : coefficiente numerico di perdita di carico (da Tabella 2.V)

$v$  : velocità nella condotta

Tabella – Perdite di carico localizzate: valori del coefficiente  $K$

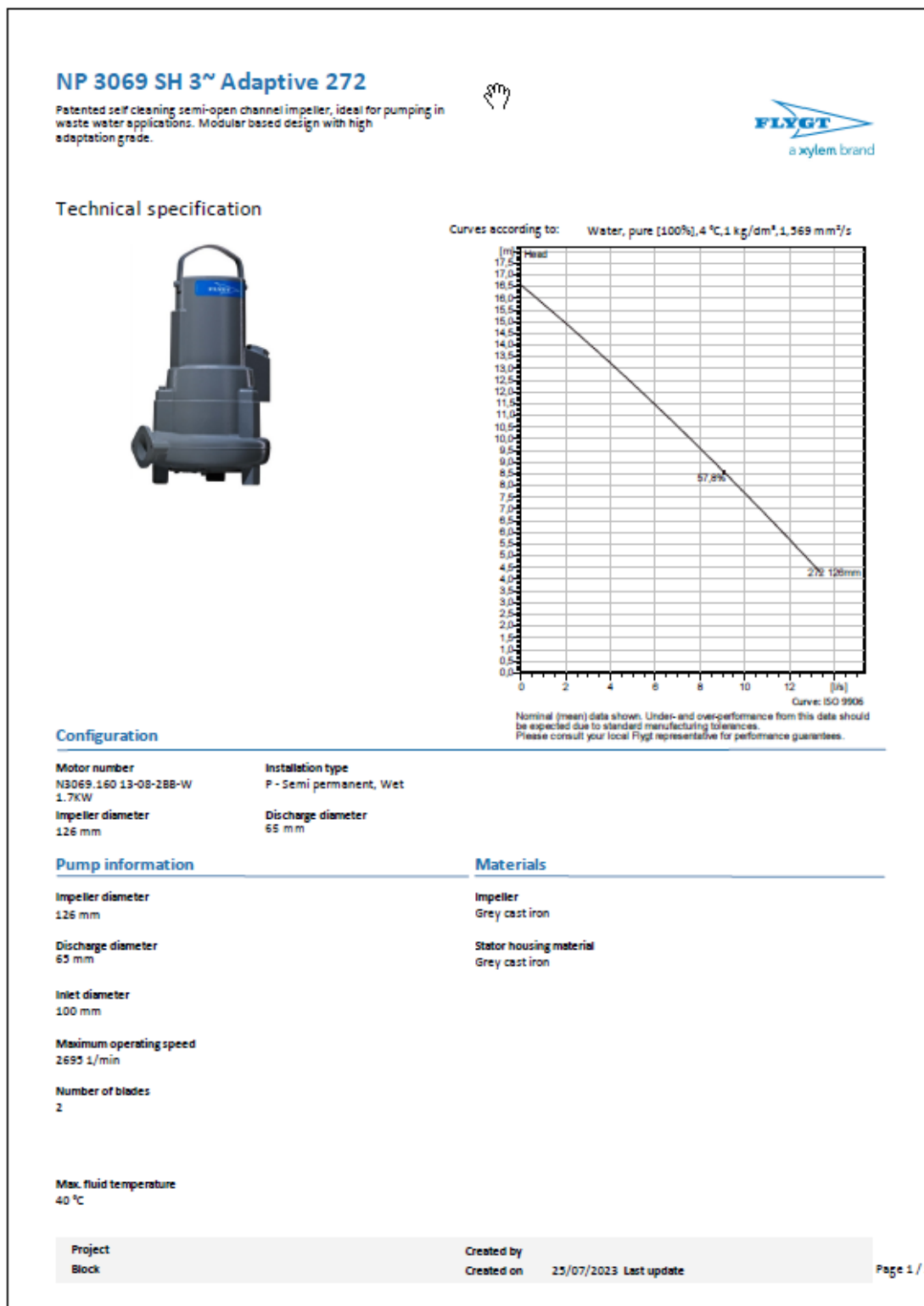
Installazione	Coefficiente $K$
Gomito a 90°	0.75
Giunto a T	2.00
Valvola a saracinesca	0.25
Valvola di controllo	0.30

Tabella 9-1: caratteristiche delle pompe sottopasso Via Alcide de Gasperi

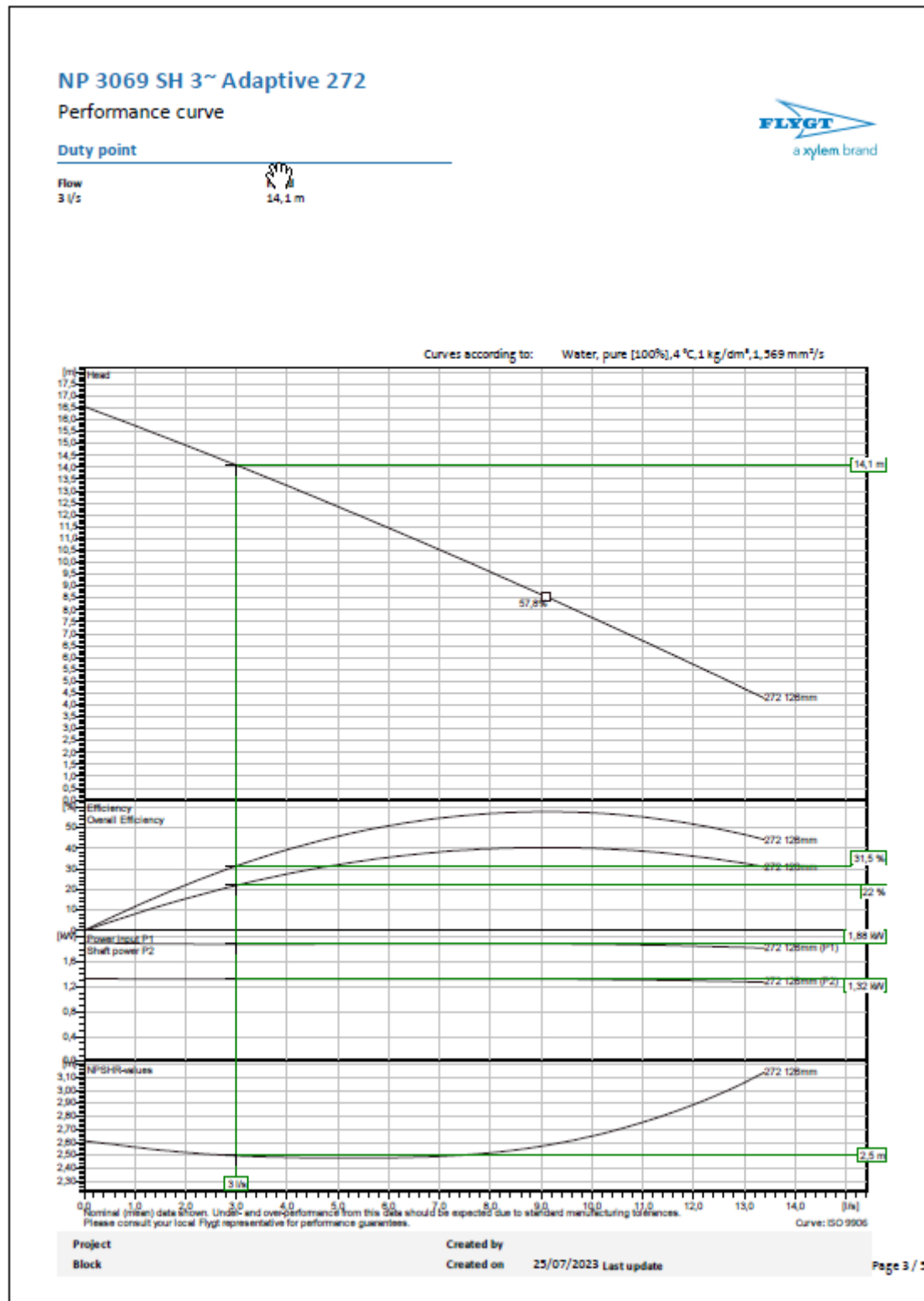
Le perdite localizzate sono state stimate nella misura di 1.3 metri.

Le pompe in progetto per il sollevamento delle AMSP del sottopasso debbono pertanto avere idonee caratteristiche funzionali e rendimenti al seguente punto di lavoro:

## AMD (H= 12 m; Q= 2.1 l/s) – CURVE CARATTERISTICHE







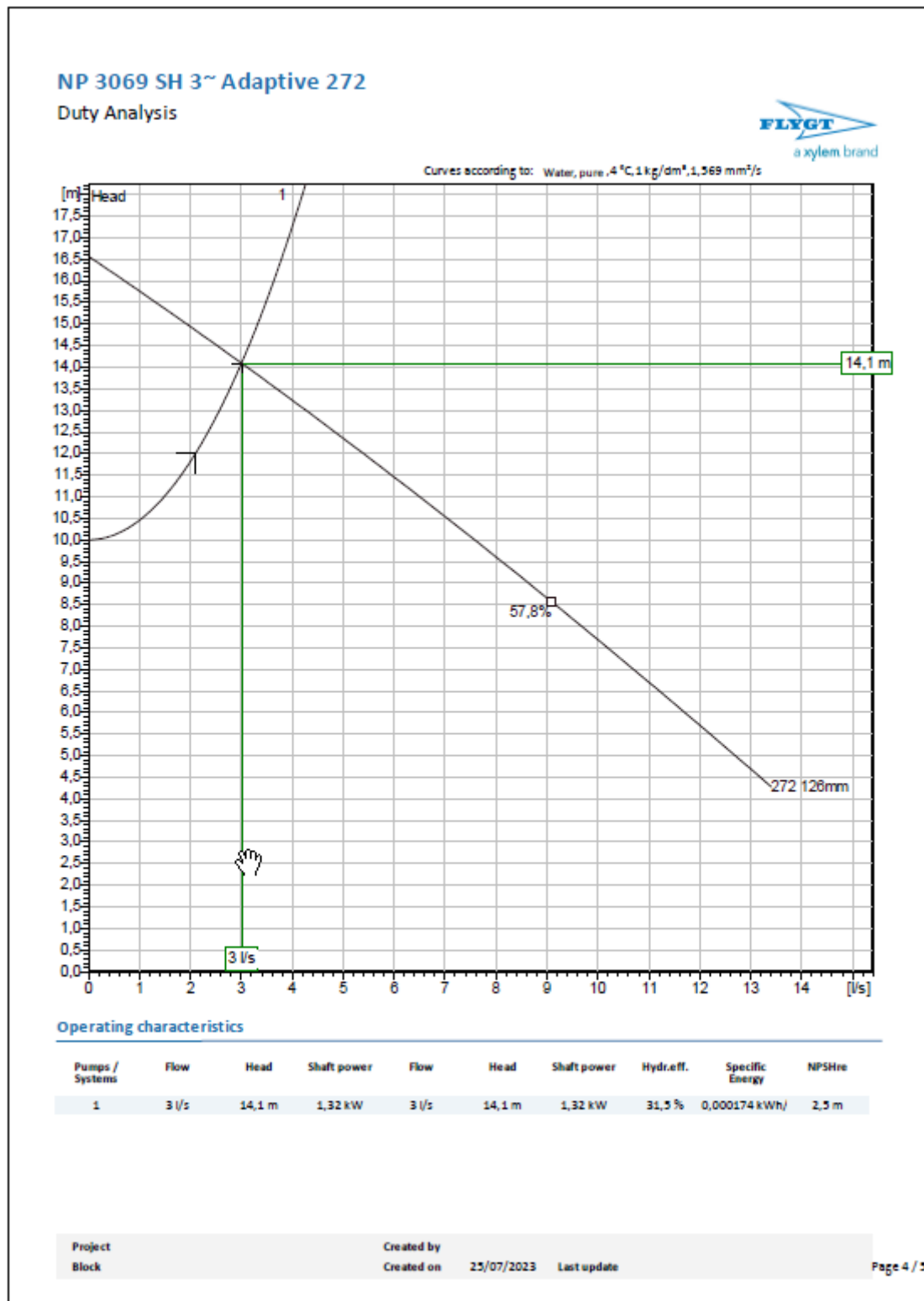


Figura 37: curve caratteristiche AMD sottopasso stradale Via Ferrarese

## 10. PARCHEGGI

I parcheggi a corredo del progetto sono sostanzialmente di due tipologie:

- nuovi parcheggi realizzati impermeabilizzando parzialmente aree permeabili
- riorganizzazione funzionale di parcheggi esistenti

Nella prima tipologia di parcheggi (Parcheggio Bassanelli, Parcheggio di via Shakespeare nelle due stecche all'estremità est ed ovest), al fine di aumentare la resilienza del territorio ai cambiamenti climatici, la progettazione del sistema di drenaggio urbano ha seguito gli indirizzi di cui all'art 53 del R.E.C di Bologna prevedendo come sistema di trattamento delle acque meteoriche di prima pioggia e volano idraulico, canali vegetati e vasche con trincee infiltranti in modo da rispettare allo scarico il valore soglia di 10/s per ettaro e recuperare 25 mc/ha per il trattamento in continuo delle prime piogge sfruttando la capacità di autodepurazione del sistema vegetale.

Nella seconda tipologia di parcheggi, ove la riorganizzazione funzionale non modifica la permeabilità dei suoli si prevede di riprogettare la rete di drenaggio, con recapito in sistemi di drenaggio sostenibili, dimensionati, ai sensi dell'art 53 del R.E.C di Bologna, in modo da rispettare allo scarico il valore soglia di 50l/s per ettaro e recuperare 100 mc/ha.

Per quanto riguarda il parcheggio di via Saliceto, previsto su area attualmente impermeabile, la funzione di volano a monte del recapito in pubblica fognatura viene garantita dalla vasca per l'accumulo e il riutilizzo delle acque meteoriche non contaminate è provenienti dalle coperture.

Per il dimensionamento delle reti meteoriche dei parcheggi sono state utilizzate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica di cui al pragrafo 4, riferite alla stazione pluviometria di BOLOGNA OSS. SEZ. IDROGRAFICA e all'evento di progetto con TR= 30 anni per durate inferiori all'ora ( $a=48.12$ ,  $n=0.4988$ )

		INVARIANZA IDRAULICA		
Intervento	Area (mq)	indice di accumulo (mc/ha)	Volume minimo per compenso meteoriche (mc)	Vol a progetto (mc)
Parcheggio Shakespeare OVEST (su area verde)	2980	500	149	390
Parcheggio Shakespeare EST (su area verde)	2100	500	105	168
Parcheggio Shakespeare su parcheggio esistente	3750	100	37.5	86
Parcheggio Bassanelli	6750	500	337.5	507

**Figura 38:dimensionamento sistemi di drenaggio urbano sostenibile (SUDS)**

## 10.1 MODELLO DI MOTO UNIFORME

Una stima della portata al colmo per i vari collettori fognari che convogliano le acque di pioggia può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$Q_M = \frac{\varphi \cdot i \cdot S}{360}$$

essendo:

$Q_M$  la portata al colmo di piena [mc/s]

$\varphi$  il coefficiente d'afflusso assunto pari a 0.9

$i$  l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di concentrazione  $t_c$  [mm/h]

$S$  la superficie dell'area drenata [ha]

Il calcolo della rete fognaria è stato condotto con il metodo cinematico o metodo della corrvazione.

Esso si basa sulla considerazione che:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale all'intensità della pioggia caduta del punto in un istante precedente quello del passaggio della piena del tempo necessario perché detto contributo raggiunga la sezione di chiusura.

Ne consegue dunque che esiste un tempo di concentrazione  $t_c$  caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

Per ogni collettore principale della rete di fognatura urbana, si determina il tempo di concentrazione  $t_c$  mediante la somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove  $t_a$  è il tempo di accesso alla rete e  $t_r$  è il tempo di rete.

Il tempo di accesso  $t_a$  è di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, il livello di realizzazione dei drenaggi minori ed è compreso generalmente fra 5 e 15 minuti. Recenti ricerche svolte presso il Politecnico di Milano (1997), determinano una stima del  $t_a$  tramite il modello del condotto equivalente, nota la CPP, la pendenza media del sottobacino considerato  $s_i$ , la superficie del sottobacino  $S_i$  e il coefficiente d'afflusso  $\varphi$  secondo la relazione:

$$t_{ai} = \left( \frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0.3}}{s_i^{0.375} (a\varphi_i)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

Il tempo di rete è dato del tempo di percorrenza di ogni singola canalizzazione secondo la relazione:

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

Il procedimento di calcolo per la stima della portata di colmo è iterativo, si fissa una velocità di tentativo nella condotta, si determina  $t_c$ , quindi la portata di colmo, e la velocità di moto uniforme nella condotta. Se la velocità è diversa da quella assunta precedentemente si calcola nuovamente  $t_c$ , fino a pervenire a convergenza.

## 10.2 CARATTERISTICHE DEI COLLETTORI NUOVI PARCHEGGI

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle verifiche idrauliche/dimensionamento (in moto uniforme con la stessa metodologia delle tubazioni di drenaggio dei parcheggi

Tratto	fi_med	S [mq]	i (%)	L [m]	Tc [min]	Q [l/s]	Ks	DI [mm]	DE [mm]	V [m/s]	Riemp [%]
SHAKESPEARE OVEST SU AREA VERDE - NORD	0.9	1490.0	0.2%	150	7.2	51.9	110	300	350	0.98	70
SHAKESPEARE OVEST SU AREA VERDE - SUD	0.9	1490.0	0.2%	150	7.2	51.9	110	300	350	0.98	70
SHAKESPEARE EST SU AREA VERDE - NORD	0.9	1050.0	0.2%	60	5.2	43.2	110	300	350	0.95	62
SHAKESPEARE EST SU AREA VERDE - SUD	0.9	1050.0	0.2%	60	5.2	43.2	110	300	350	0.95	62
SHAKESPEARE SU ESISTENTE - EST 1	0.9	937.5	0.2%	100	5.8	36.4	110	300	350	0.91	55
SHAKESPEARE SU ESISTENTE - EST 2	0.9	937.5	0.2%	100	5.8	36.4	110	300	350	0.91	55
SHAKESPEARE SU ESISTENTE - EST CONFL	0.9	1875.0	0.2%	5	5.9	72.4	110	347	400	1.07	67
SHAKESPEARE SU ESISTENTE - OVEST 1	0.9	937.5	0.2%	100	5.8	36.4	110	300	350	0.91	55
SHAKESPEARE SU ESISTENTE - OVEST 2	0.9	937.5	0.2%	100	5.8	36.4	110	300	350	0.91	55
SHAKESPEARE SU ESISTENTE - OVEST CONFL	0.9	1875.0	0.2%	5	5.9	72.4	110	347	400	1.07	67
BASSANELLI OVEST 1	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI OVEST 2	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI OVEST 3	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI OVEST 4	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI CONFL OVEST	0.9	3379.5	0.2%	30	4.9	142.1	110	433	500	1.26	72
BASSANELLI EST 1	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI EST 2	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI EST 3	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI EST 4	0.9	844.9	0.2%	40	4.5	37.0	110	300	350	0.91	56
BASSANELLI CONFL EST	0.9	3379.5	0.2%	30	4.9	142.1	110	433	500	1.26	72
SALICETO	0.9	4250.0	0.3%	190	7.1	149.0	110	433	500	1.50	64

Figura 39:dimensionamento drenaggi nuovi parcheggi

### 10.3 SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE

Il sistema di drenaggio dei nuovi parcheggi, costituito dalle caditoie per l'intercettazione delle acque meteoriche e dai collettori, recapita i volumi raccolti nei sistemi di drenaggio urbano sostenibile (SUDS) che consentono di svolgere le seguenti funzioni:

- trattamento delle AMPP nella misura di 25 mc per ha ai sensi dell'art. 53 del R.U.C.
- autocontenimento idraulico degli afflussi meteori in modo da non superare i 10 l/s per ettaro allo scarico in pubblica fognatura.

Per il progetto dei parcheggi in argomento sono stati scelti due tipologie di interventi "SUDS" alternative fra loro: canali vegetati (asciutti) e vasche con trincee infiltranti entrambe adatte per aree di parcheggio per convogliare le acque di runoff in spazi pubblici con la possibilità di arredo paesaggistico per una migliore fruibilità delle aree di parcheggio.





**Figura 40: esempio di canale vegetato asciutto**

Nella progettazione dei canali vegetati sono stati seguiti i seguenti criteri progettuali:

- la rete di drenaggio del parcheggio e la sezione del canale sono state verificate in condizioni di moto uniforme in modo da avere certezza dello smaltimento delle portate meteoriche attese per l'evento di progetto TR 30 anni;
- Il massimo grado di riempimento delle condotte è del 80%
- Il canale ha una pendenza longitudinale variabile (0.1% a 0.5%) in modo da allontanare i deflussi meteorici fino al punto posto a quota morfologica più bassa dove è previsto un muretto con tubazione di scarico.
- Presenza di sbarramenti di controllo e velocità della corrente  $V < 1$  m/s;
- è prevista un'unica alimentazione laterale e l'impiego di specie vegetali autoctone in grado di resistere anche a periodi di prolungata siccità,
- base  $B = 50$  cm; profondità  $H = 1-1.5$  metri; scarpa 2:1.

La restituzione nel recapito di valle avviene mediante un manufatto di controllo munito di tubazione di scarico sul quale è previsto un sistema di grigliatura subito a monte dello scarico

## 11. SOTTOSTAZIONI ELETTRICHE

La nuova linea sarà dotata di n. 2 Sotto Stazioni Elettriche (SSE) di conversione dell'energia da 15 kVca e 750 Vcc. Le due sottostazioni sono ubicate, una in corrispondenza dell'area di ricovero mezzi e l'altra su via Stendhal.

Pr quanto riguarda la SSE ubicata nell'area di ricovero mezzi risulta in quota di messa in sicurezza idraulica perché in quota con tutta l'area di progetto.

In merito alla SSE in via Stendhal il modello bidimensionale indica un battente massimo di circa 15cm, ovvero un massimo livello duecentennale pari a 33.63 mslm

Al fine di scongiurare condizioni di allagabilità per fenomeni di ristagno dovuti ad eventi meteorici intensi e quindi aggravamenti del rischio, si prevede per la SSE in via Stendhal il sovrizzo del p.c. di 30 cm e/o la realizzazione di muretti di contenimento di pari altezza, consentono la realizzazione della SSE in condizioni di sicurezza idraulica, senza alcun incremento di rischio.

Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento urbano, si prevede la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane, considerando un indice di accumulo pari a 500 metri cubi per ettaro di superficie.

Si precisa che per la SSE nell'area di ricovero i volumi sono ricompresi nel conteggio del non aggravio di tutta l'area di progetto.

Per la SSE in via Stendhal i volumi da recuperare sono i seguenti

$$150mq / 10000 ha \times 500 mc/ha = 7.50 mc$$

Il canale ha larghezza del fondo 50 cm, altezza 50 cm, pendenza sponde 3:2, lunghezza 30m.

Considerata la modesta area drenata non si prevede scarico in pubblica fognatura ma dispersione sul fondo.

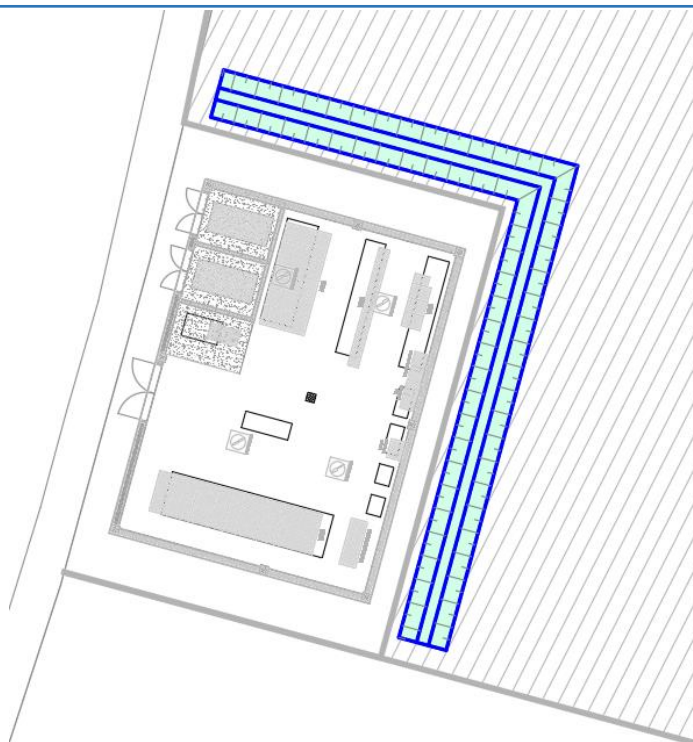


Figura 41: SSE via Stendhal

## 12. IDRAULICA DI LINEA

### 12.1 DRENAGGIO DI PIATTAFORMA TRAMVIARIA

Il sistema di raccolta è costituito principalmente da griglie stradali a fessura in ghisa sferoidale D400 con canaletta in calcestruzzo di larghezza 30cm e altezza 30cm ad interasse di 25 m, che raccolgono le acque di piattaforma e le convogliano in un pozzetto d'ispezione adiacente alla sede tramviaria. Dal pozzetto le acque vengono collegate ad un collettore di progetto che corre parallelo alla sede tramviaria e che recapita le acque raccolte nella pubblica fognatura, in pozzetti esistenti o camerette di progetto.

Nei tratti i cui deflussi superficiali verranno modificati a seguito della realizzazione della tramvia, si è previsto il rifacimento delle caditoia stradale a bocca di lupo e il riallaccio alla rete esistente.

Tale approccio consente di gestire correttamente i deflussi della piattaforma tramviaria e di garantire in termini di smaltimento della sede stradale il ripristino della situazione attuale.

E' inoltre previsto il drenaggio della gola della rotaia ottenuta con apposite asole nella gola della rotaia da effettuarsi al massimo ogni 200 m circa. Per consentire di allontanare l'acqua raccolta dalla gola della rotaia vengono realizzati quattro fori del diametro di 16 mm/cad all'interno della gola che sono messi in comunicazione con la canaletta di drenaggio.



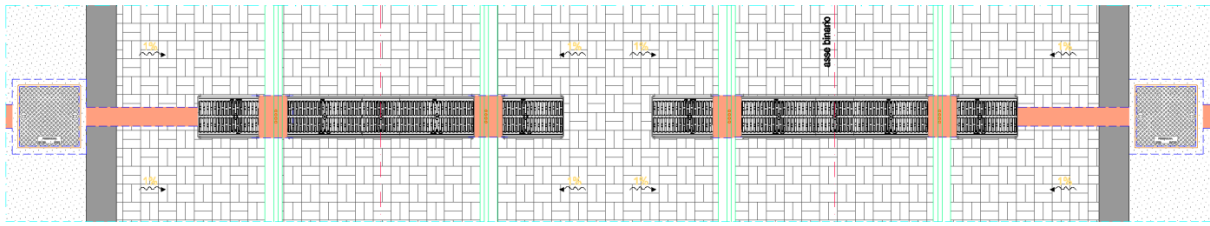


Figura 42: Posizionamento delle canaline trasversali per il drenaggio della sede tranviaria

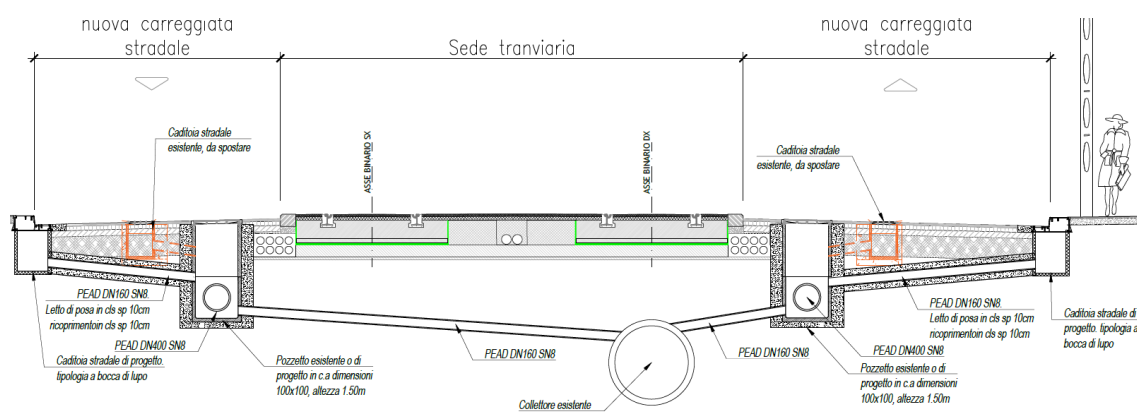


Figura 43: sezione tipologica

Per il dimensionamento dei collettori di progetto per lo smaltimento della piattaforma tramviaria si è fatto riferimento ad eventi con tempo di ritorno 30 anni. Di seguito si riportano i parametri delle LSPP:

- $a = 48.12$
- $n = 0.4988$

La stima della portata al colmo è calcolata mediante la seguente espressione:

$$Q_M = \frac{\varphi \cdot i \cdot S}{360}$$

essendo:

$Q_M$  la portata al colmo di piena [mc/s]

$\varphi$  il coefficiente di deflusso fissato pari a 1.00

$i$  l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di concentrazione  $t_c$  [mm/h]

S la superficie dell'area drenata [ha].

Il calcolo della rete fognaria è stato condotto con il metodo cinematico o metodo della corrivazione. Esso si basa sulla considerazione che:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale all'intensità della pioggia caduta del punto in un istante precedente quello del passaggio della piena del tempo necessario perché detto contributo raggiunga la sezione di chiusura.

Ne consegue dunque che esiste un tempo di concentrazione  $t_c$  caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

Per ogni collettore principale della rete di fognatura urbana, si determina il tempo di concentrazione  $t_c$  mediante la somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove  $t_a$  è il tempo di accesso alla rete e  $t_r$  è il tempo di rete.

La stima del  $t_a$  è condotta tramite il modello del condotto equivalente, nota la CPP, la pendenza media del sottobacino considerato  $s_i$ , la superficie del sottobacino  $S_i$  e il coefficiente d'afflusso secondo la relazione:

$$t_{ai} = \left( \frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0.3}}{s_i^{0.375} (a\phi_i)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

Il tempo di rete è dato dal tempo di percorrenza di ogni singola canalizzazione secondo la relazione:

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

Il procedimento di calcolo per la stima della portata di colmo è iterativo, si fissa una velocità di tentativo nella condotta, si determina  $t_c$ , quindi la portata di colmo, e la



velocità di moto uniforme nella condotta. Se la velocità è diversa da quella assunta precedentemente si calcola nuovamente  $t_c$ , fino a pervenire a convergenza.

Fissato l'interasse tra le griglie di raccolta pari a 25 m e tenuto conto della larghezza della sede tramviaria pari a 6.00m si è stimato la portata afferente su ogni singola griglia.

Il collettore fognario è quindi dimensionato in funzione del numero di griglie di raccolta che deve servire

In condizioni di moto uniforme vale l'espressione

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

dove:

$K_s$  = Coefficiente scabrezza secondo Gauckler-Strickler

$A$  = Area della sezione liquida (mq)

$R$  = Raggio idraulico della sezione (m)

$i$  = Pendenza (m/m)

Ipotizzando un coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler  $K_s = 110$  per le tubazioni in PEAD compatibile con quanto riportato in letteratura, ed applicando l'equazione di moto uniforme alla condotta di scarico, si determina il livello idrico massimo che si raggiunge nella tubazione.

Il grado di riempimento massimo è stato assunto pari a circa il 75%. Nel caso di condotte chiuse è importante mantenere un franco di sicurezza per consentire una completa ed efficace aerazione della canalizzazione, ed evitare che i fenomeni ondosi, che si possono innescare sulla superficie libera, occludano momentaneamente lo speco, provocando fenomeni di battimento pericolosi per la durata, e la stabilità della condotta.

Per quanto riguarda le velocità del fluido all'interno delle tubazioni in PEAD, si sono considerate tollerabili velocità comprese fra 0.5 e 2.5 m/s.

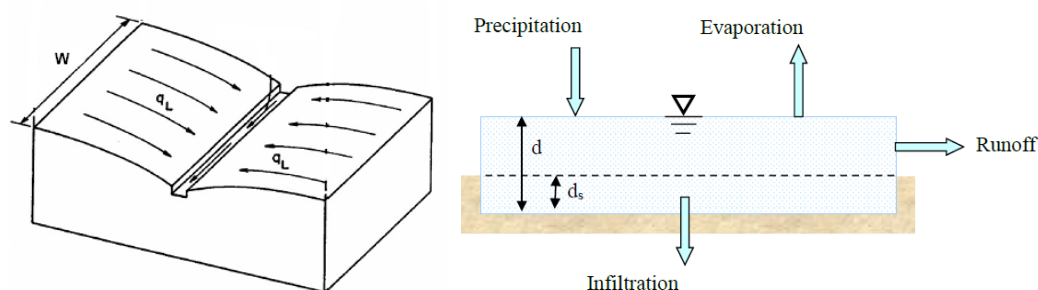
Di seguito si riportano le verifiche effettuate

DIMENSIONAMENTO DEL COLLETTORE FINO A 8 GRIGLIE														
a	n	fi	S [mq]	i	ta [s]	tr [s]	Tc [min]	Inten (mm/h)	Q [l/s]	Ks	Di [mm]	DE [mm]	V [m/s]	Riemp. [%]
48.12	0.4988	1	1200.00	0.003	114.1	19.4	2.2	250.9	83.6	110	347	400	1.29	65
DIMENSIONAMENTO DEL COLLETTORE FINO A 18 GRIGLIE														
a	n	fi	S [mq]	i	ta [s]	tr [s]	Tc [min]	Inten (mm/h)	Q [l/s]	Ks	Di [mm]	DE [mm]	V [m/s]	Riemp. [%]
48.12	0.4988	1	2700.00	0.003	150.7	16.3	2.8	224.2	168.1431602	110	433	500	1.53	70

## APPENDICE A - SWMM

### Modello di trasformazione afflussi-deflussi

La trasformazione afflussi-deflussi è simulata attraverso un modello di bacino non lineare su cui viene effettuato un bilancio di massa tra input pluviometrici e output sotto forma di infiltrazione, evaporazione e runoff (Chen e Shubinski, 1971). Il bacino è rappresentato come in Figura A-0-1.



**Figura A-0-1. Schematizzazione del bacino scolante e del bilancio di massa effettuato per la stima del runoff superficiale.**

Il bacino si comporta quindi come un serbatoio su cui si può accumulare un certo battente  $d$ . Attraverso il principio di conservazione della massa è quindi possibile legare il rateo di variazione di  $d$  agli ingressi ed uscite dal volume di controllo:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - Q_r(d)$$

dove  $i$  [m/s] rappresenta l'intensità di pioggia,  $e$  [m/s] il tasso di evaporazione superficiale,  $f$  [m/s] il tasso di infiltrazione e  $Q_r$  [mc/s] il valore di portata.

Per il calcolo di  $Q_r$  viene assunto che il flusso sulla superficie sia in moto uniforme e che questa sia approssimabile ad un canale a sezione rettangolare con pendenza costante, per cui il valore della portata di runoff viene espresso tramite seguente relazione:

$$Q_r = \frac{1}{n} S_r^{\frac{1}{2}} R_x^{\frac{2}{3}} A_x(d)$$

dove  $n$  [s/m<sup>1/3</sup>] è il coefficiente di scabrezza di Manning per la superficie scolante,  $S_r$  [-] è la pendenza della superficie scolante,  $A_x = W(d - d_s)$  [m<sup>2</sup>] è l'area bagnata ortogonale al flusso e  $R_x$  [m] il raggio idraulico associato a tale area.  $W$  [m] rappresenta la larghezza del bacino (Figura A-0-1) e  $d_s$  [m] il valore minimo del battente idraulico al di sotto del quale si assume non vi sia deflusso (Figura A-0-1).

Sostituendo la relazione per la portata nel bilancio di massa con variabile dipendente  $d(t)$  si ottiene una equazione differenziale ordinaria in  $d$  che viene risolta con un metodo numerico alle differenze finite Runge-Kutta del IV ordine (Press et al., 1992).

Per una descrizione più dettagliata si rimanda al manuale tecnico di SWMM 5.1.

### **Modello idraulico di rete**

SWMM risolve numericamente le equazioni monodimensionali non stazionarie di conservazione della quantità di moto e di conservazione della massa su una rete idraulica complessa costituita da “nodi” (pozzetti, vasche di laminazione, ecc...) collegati tra loro da “link” (tubazioni, canalette, ecc...).

Ad ogni time step vengono restituiti il livello idrico ad ogni nodo e la portata su ciascun link. tenendo in considerazione i processi di dispersione, attenuazione, amplificazione e accelerazione dell'onda di piena durante la propagazione attraverso la rete.

Le condizioni al contorno del modello sono costituite dall'immissione della portata di runoff  $Q_r$  su ciascun nodo associato ad uno specifico bacino e da una condizione di valle associata ad uno specifico nodo di “outfall”, che può essere sia di livello (fisso o serie temporale) che di deflusso libero o di moto uniforme.

Le condizioni iniziali devono essere impostate all'inizio di ogni simulazione per tutti i nodi della rete. Generalmente, viene assunto un valore di livello idrico pari a zero per ciascun nodo.

Le equazioni del moto che descrivono la dinamica del sistema sono le classiche equazioni monodimensionali non stazionarie di St. Venant:

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \end{cases}$$

dove Q [mc/s] è la portata che defluisce in condotta, A [mq] è l'area bagnata in condotta, H [m] è il carico piezometrico e  $S_f$  [-] è il termine di dissipazione per attrito (perdite di carico per unità di lunghezza). Quest'ultimo viene espresso tramite la relazione:

$$S_f = \frac{n^2 Q |U|}{AR^{4/3}}$$

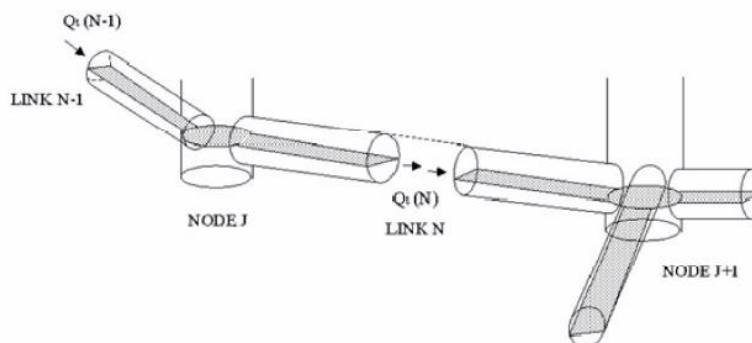
in cui n [s/m<sup>1/3</sup>] è il coefficiente di manning per la tubazione, R [m] il raggio idraulico e U [m/s] la velocità media in condotta.

Il sistema di equazioni alle derivate parziali è risolto numericamente tramite l'algoritmo EXTRAN (Roesner et al., 1983).

Per la determinazione del carico piezometrico ai nodi viene applicato un bilancio di massa ad ogni elemento "insieme di nodo" costituito da un nodo e metà dei tratti di tubazione direttamente connessi al nodo stesso, come riportato in Figura A-0-2. In termini matematici risulta:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial t} = A_s \frac{\partial H}{\partial t} = \sum Q$$

dove V [mc] è il volume di ogni “insieme di nodo”, As [mq] la sua area superficiale e  $\sum Q$  [mc/s] l’afflusso netto di portata (ingressi – uscite).



**Figura A-0-2. Schema concettuale della rete costituita da nodi e link in SWMM.**

Il software permette anche di impostare la simulazione utilizzando una forma semplificata (“kinematic wave”) dell’equazione completa della quantità di moto (“dynamic wave”) in cui si assume che la perdita di carico per unità di lunghezza sia uguale alla pendenza della rete.

E’ inoltre possibile simulare condotte in pressione o impianti di pompaggio ed accumulo. In caso in cui un nodo della rete sia soggetto ad un eccessivo riempimento, il volume di acqua che fuoriesce può essere distribuito su un’area di superficie assegnata e rientrare successivamente nella rete una volta che il carico piezometrico al nodo scende a sufficienza.

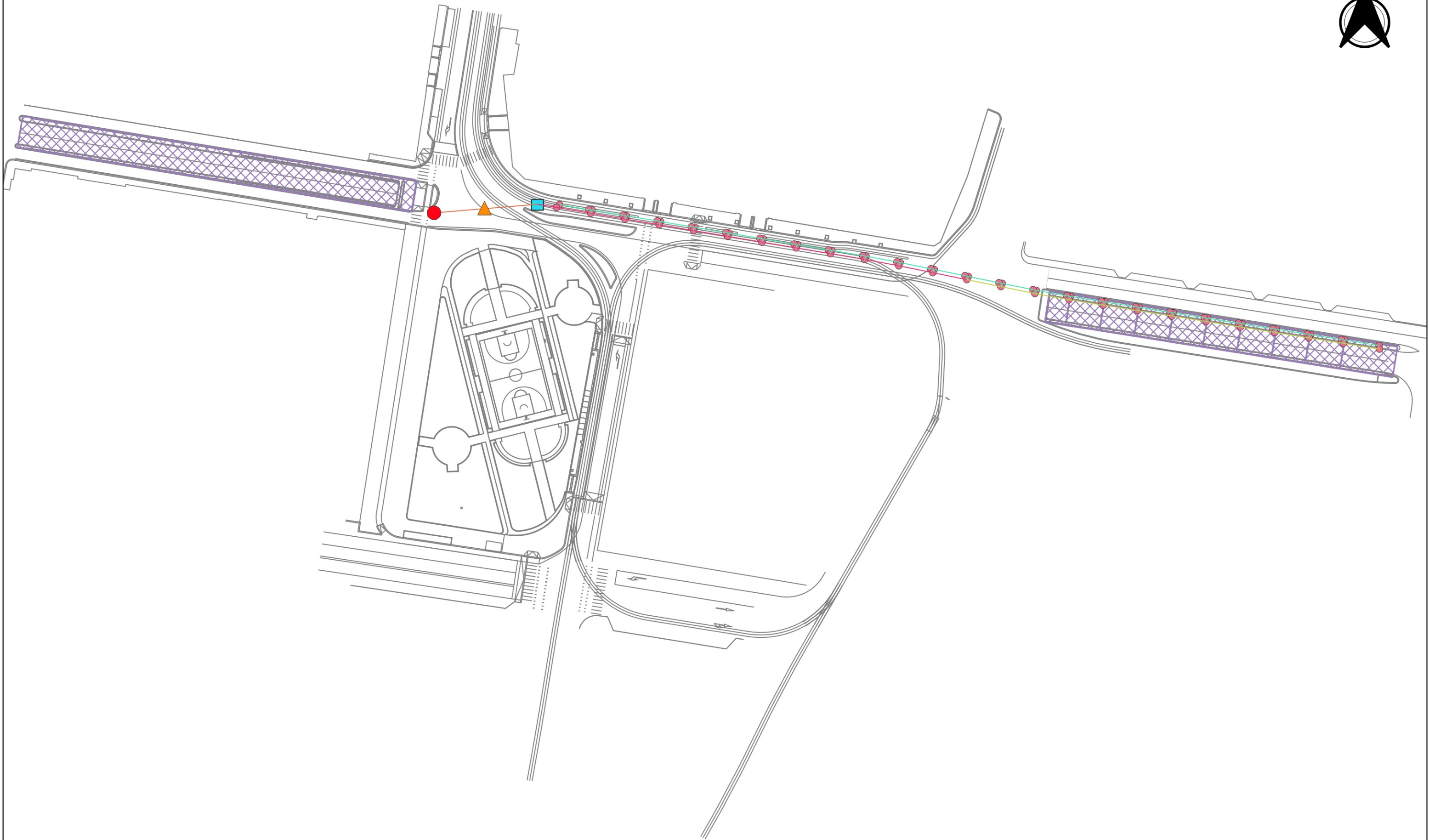
Per una descrizione più dettagliata si rimanda al manuale tecnico di SWMM 5.1.

---

## APPENDICE B – MODELLO IDRAULICO SWMM DEL SOTTOPASSO FERRARESE

---





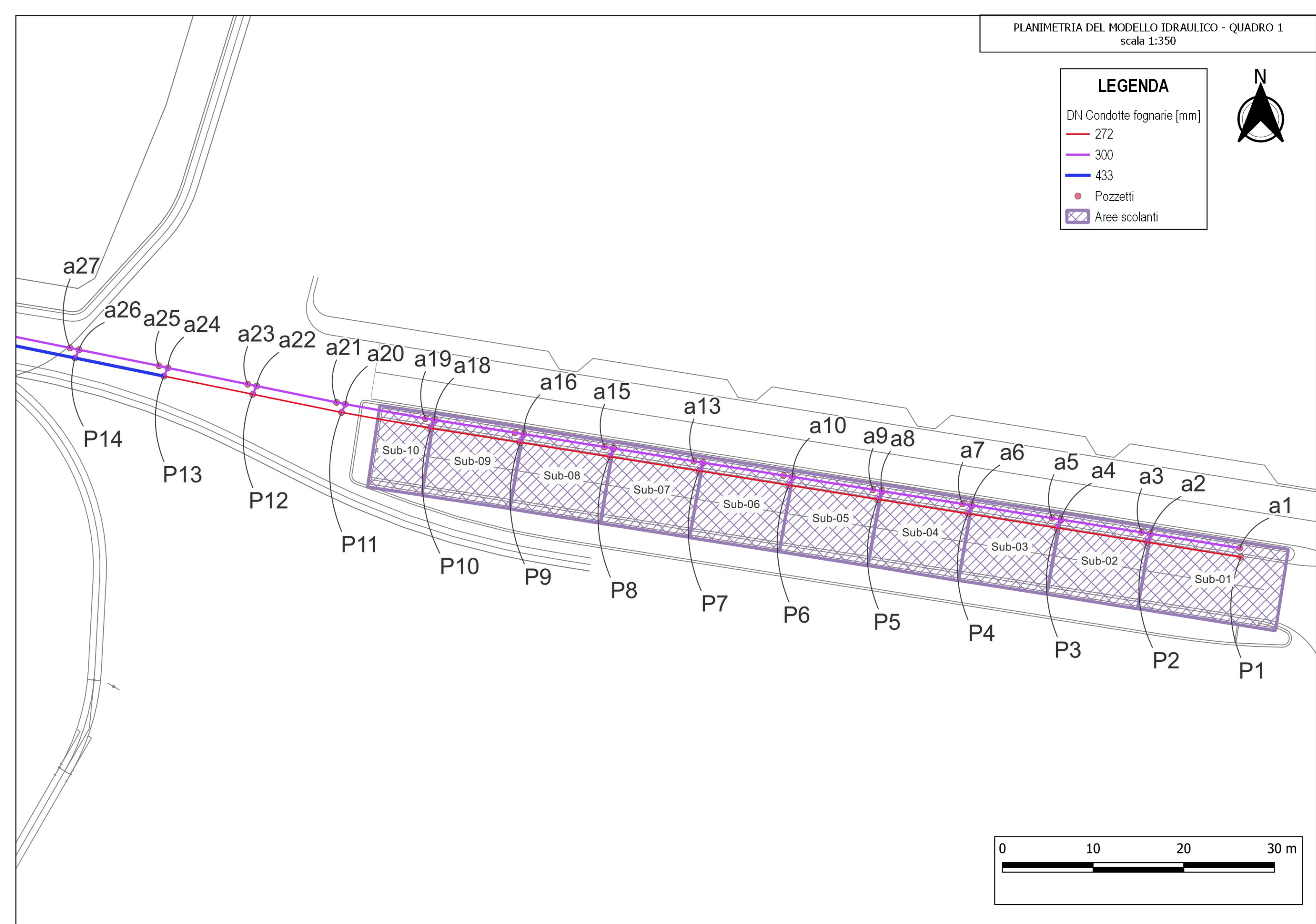
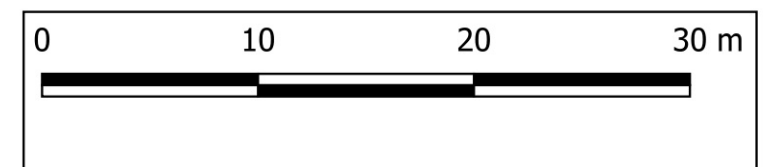
**LEGENDA**

DN Condotte fognarie [mm]

- 272
- 300
- 433

Pozzetti

Aree scolanti





**LEGENDA**

DN Condotte fognarie [mm]

272

300

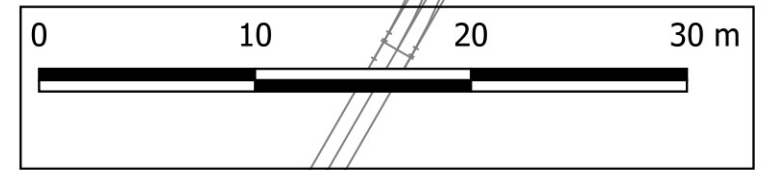
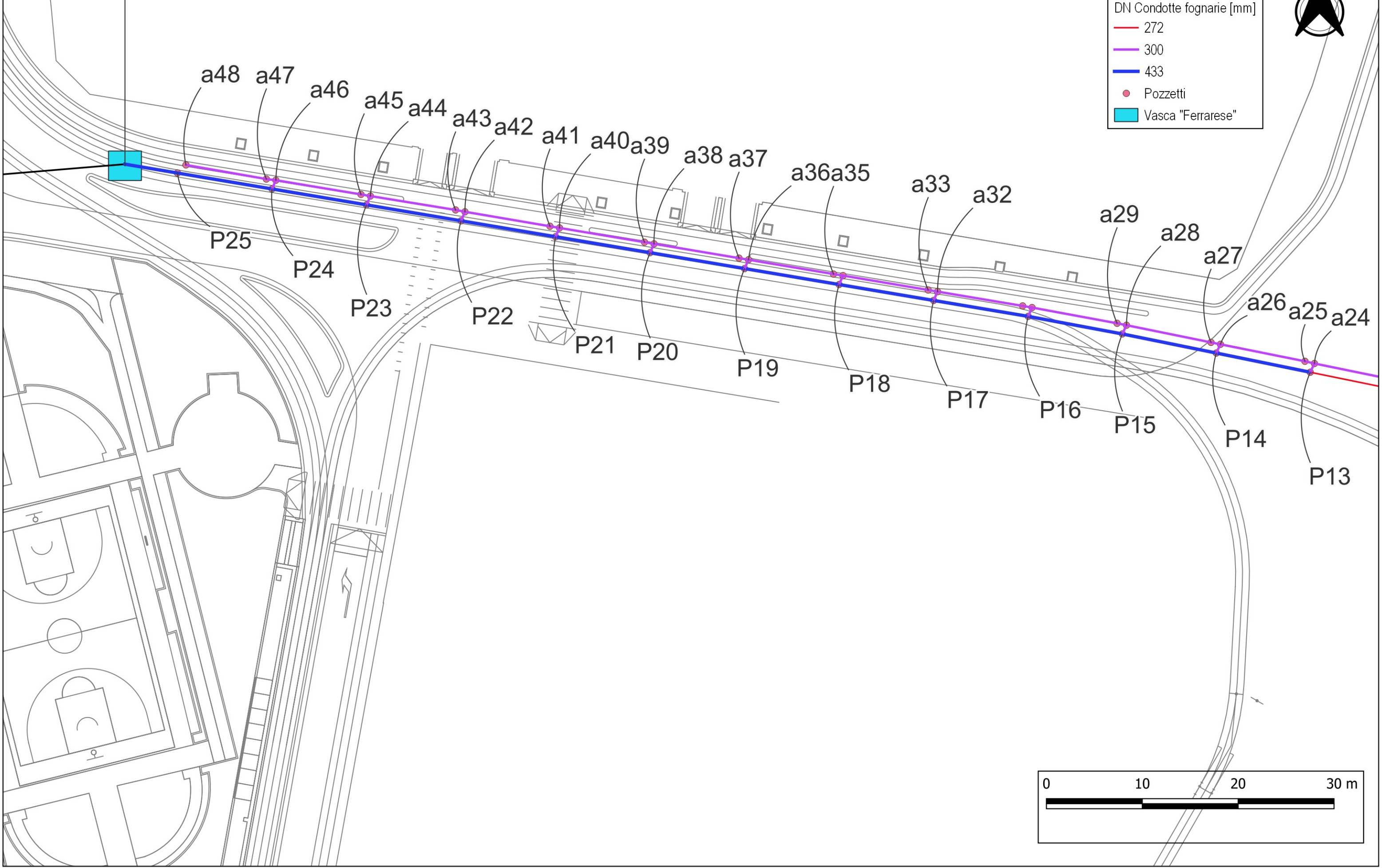
433

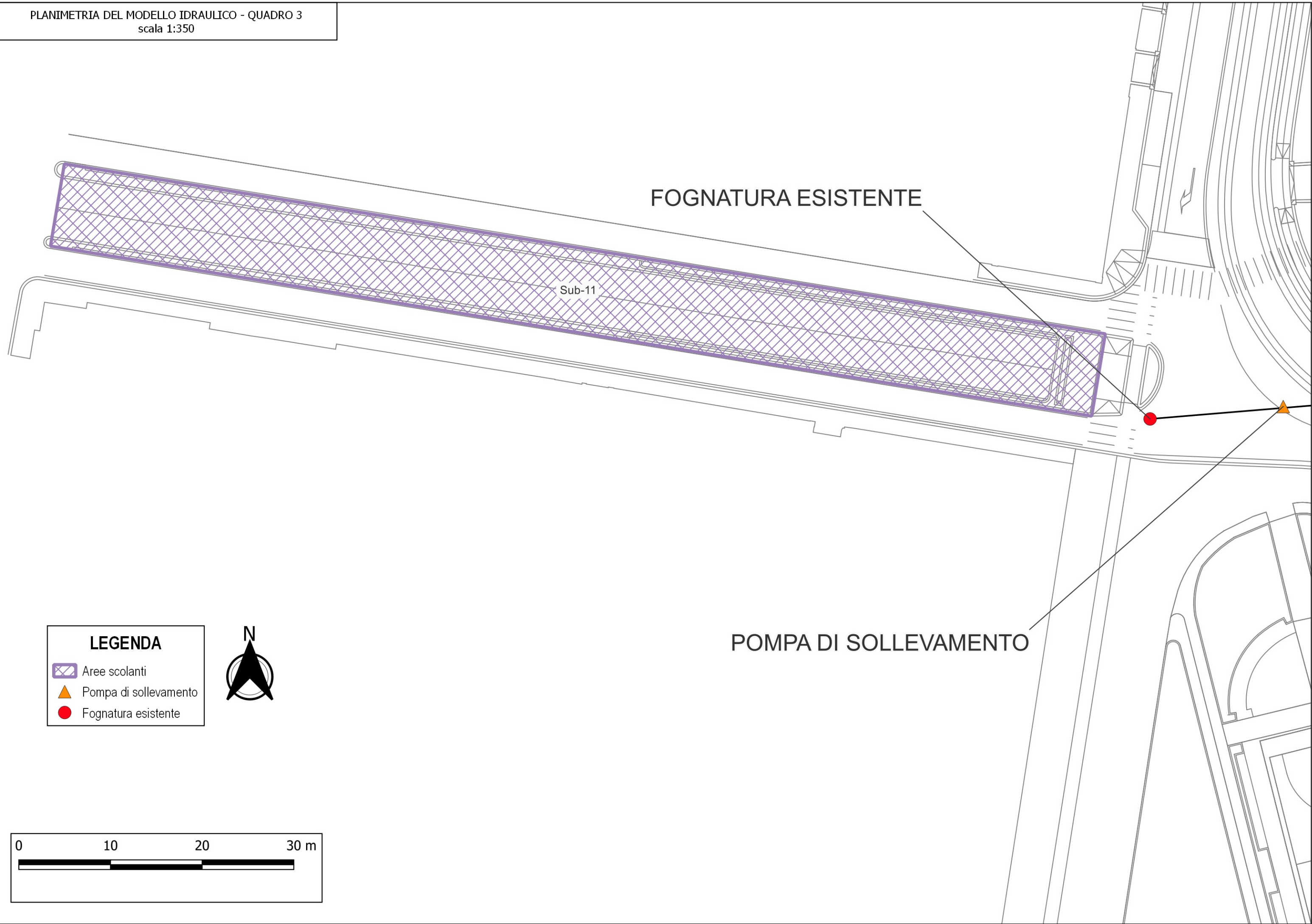
Pozzetti

Vasca "Ferrarese"






VASCA DI LAMINAZIONE "FERRARESE"





**LEGENDA**

-  Aree scolanti
-  Pompa di sollevamento
-  Fognatura esistente



0 10 20 30 m

