

SOMMARIO

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | PREMESSA..... | 5 |
| 2 | INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO E DEI SOTTOSERVIZI... 6 | 6 |
| 2.1 | Individuazione dell'area di intervento | 6 |
| 2.2 | Il reticolo idrografico regionale | 7 |
| 2.3 | Reti di drenaggio e linee di fognatura esistenti all'interno e nell'intorno del lotto..... | 8 |
| 3 | ORMATIVA DI RIFERIMENTO..... | 13 |
| 4 | ANALISI DEI VINCOLI SULL'AREA..... | 14 |
| 4.1 | Autorità di Bacino Fiume Arno | 14 |
| 4.1.1 | Il Piano Stralcio Riduzione del Rischio Idraulico (P.R.I.) | 14 |
| 4.1.2 | Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) | 15 |
| 4.2 | Il Piano Strutturale Intercomunale dell'Unione di Comuni del Valdarno e Valdisieve | 17 |
| 4.3 | Condizioni di fattibilità idraulica da Scheda Norma – Piano Operativo Comunale..... | 21 |
| 5 | ANALISI IDROLOGICA | 25 |
| 5.1 | Analisi delle precipitazioni estreme..... | 25 |
| 6 | OPERE IN PROGETTO | 28 |
| 7 | CRITERI E MISURE PER LA COMPATIBILITÀ IDRAULICA E PER LA GESTIONE DEL RISCHIO IDRAULICO | 29 |
| 7.1 | Criteri di compatibilità idraulica ai sensi del R.D. 523/1904 e della L.R. 41/2018 (Fascia di rispetto dei 10m)..... | 29 |
| 7.2 | Criteri di compatibilità idraulica da disciplina del POI (invarianza idraulica) | 29 |
| 7.3 | Criterio di compatibilità idraulica ai sensi della L.R. 41/2018 e del PGRA | 29 |
| 8 | INVARIANZA IDRAULICA DA DISCIPLINA DEL POI E VERIFICA DI COMPATIBILITÀ ALLO SCARICO NEL BORRO RAGNAIA..... | 30 |
| 8.1.1 | Individuazione delle aree soggette alla trasformazione di uso del suolo..... | 30 |
| 8.1.2 | Valore limite della portata scaricabile..... | 31 |
| 8.1.3 | Dimensionamento del bacino di laminazione..... | 31 |
| 8.1.4 | Valutazioni circa la compatibilità idraulica del ricettore finale (Borro della Ragnaia) | 33 |
| 9 | VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ E SICUREZZA IDRAULICA AI SENSI DELLA LR 41/2018 (GESTIONE DEL RISCHIO IDRAULICO)..... | 35 |
| 9.1 | Modellazione idraulica – Stato attuale (PSI 2023) | 35 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 9.1.1 | Input idrologici di stato attuale (PSI 2023) | 35 |
| 9.1.2 | Risultati della modellazione ante-operam | 38 |
| 9.2 | Modellazione idraulica – Stato di progetto | 39 |
| 9.2.1 | Implementazione topografica del modello idraulico | 39 |
| 9.2.2 | Implementazione geometrica della base di calcolo bidimensionale | 41 |
| 9.2.3 | Risultati della modellazione post-operam | 42 |
| 9.3 | Confronto dei risultati ante e post-operam sull'area di intervento..... | 45 |
| 9.3.1 | Confronto per TR = 30 anni | 45 |
| 9.3.2 | Confronto per TR = 200 anni | 46 |
| 9.4 | Confronto dei risultati ante e post-operam sulle aree limitrofe | 47 |
| 9.4.1 | Confronto per TR = 30 anni | 47 |
| 9.4.2 | Confronto per TR = 200 anni | 48 |
| 10 | RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE..... | 49 |
| 10.1 | Descrizione della rete..... | 49 |
| 10.2 | Stima del tempo di corrivazione | 50 |
| 10.3 | letogrammi di progetto | 50 |
| 10.4 | Modellazione idraulica - Descrizione del software | 51 |
| 10.4.1 | Breve descrizione della routine idrologica | 52 |
| 10.4.2 | Schematizzazione degli elementi che compongono una rete di drenaggio | 54 |
| 10.4.3 | Struttura e funzionamento della routine idraulica | 58 |
| 10.4.4 | Equazioni fondamentali del codice..... | 58 |
| 10.5 | Parametri idraulici utilizzati nella modellazione | 59 |
| 10.6 | Risultati della modellazione idraulica | 61 |
| 10.6.1 | Scenari di verifica | 62 |
| 10.6.2 | Criteri di verifica della rete di drenaggio | 63 |
| 10.6.3 | Criteri di verifica del bacino di laminazione | 64 |
| 10.6.4 | Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO A..... | 64 |
| 10.6.5 | Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO B..... | 65 |
| 10.6.6 | Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO C..... | 66 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 10.6.7 | Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO D..... | 68 |
| 10.7 | Trattamento delle acque di prima pioggia | 70 |
| 11 | FOGNATURA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE | 71 |
| 11.1 | Introduzione | 71 |
| 11.2 | Descrizione della rete..... | 71 |
| 11.3 | Stima del numero di abitanti equivalenti..... | 71 |
| 11.4 | Degrassatore per le acque reflue provenienti dai servizi igienici..... | 72 |
| 11.5 | Degrassatore per le acque reflue provenienti dal locale mensa..... | 73 |
| 11.6 | Verifica idraulica dei collettori a gravità..... | 75 |
| 11.7 | Dimensionamento della stazione di sollevamento e del collettore di mandata | 76 |
| 11.7.1 | Caratteristiche di posa della rete..... | 79 |

1 PREMESSA

La presente relazione affronta gli aspetti di natura idraulica connessi alla Progettazione Esecutiva per la realizzazione del nuovo stabilimento “Manufacture De Souliers” di proprietà di Louis Vuitton S.p.A. in località Le Sieci nel Comune di Pontassieve.

All'interno della relazione vengono trattati argomenti inerenti:

- alla compatibilità idraulica ai sensi del L.R. 41/2018R.D. 523/1904 e della L.R. 41/2018 (Fascia di rispetto dei 10m)
- alle misure di gestione del rischio idraulico ai sensi della L.R.41/2018 e del PGRA;
- agli accorgimenti in grado di mantenere la funzionalità del recapito finale nel rispetto dell'invarianza idraulica, in rispondenza alle disposizioni del POI;
- alla progettazione idraulica delle reti di scarico acque meteoriche e reflue previste a servizio del nuovo insediamento privato;

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO E DEI SOTTOSERVIZI

2.1 Individuazione dell'area di intervento

L'area di intervento si colloca a Nord del territorio comunale ed è collegata ad esso attraverso la strada comunale Via dello Stracchino.

Il lotto su cui verrà realizzato il complesso ha una superficie di circa 40000 mq con una morfologia dell'area che presenta una pendenza da Nord verso Sud decrescente linearmente da 88 m s.l.m. a 82 m s.l.m..

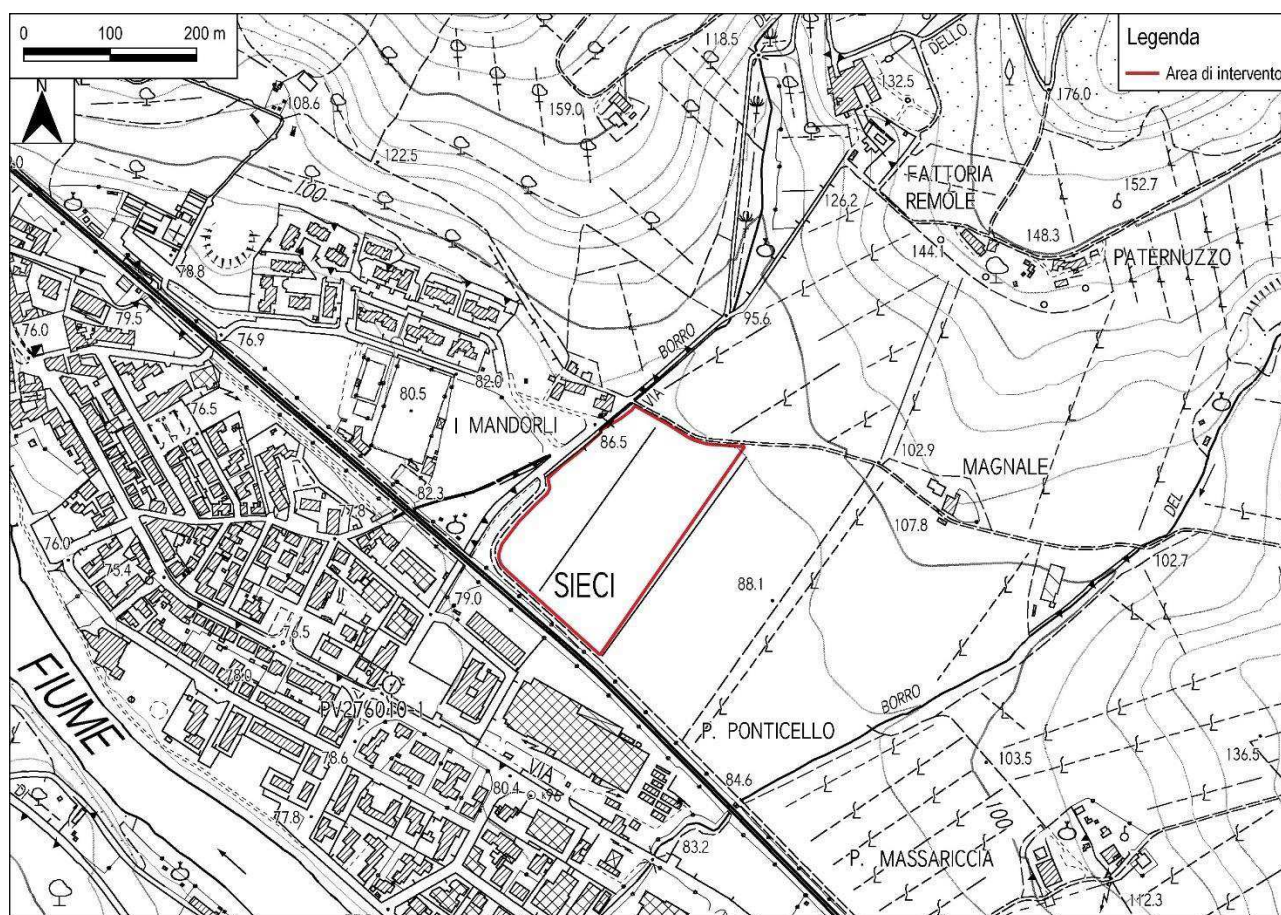


Figura 1 – Inquadramento cartografico su CTR10k

2.2 Il reticolo idrografico regionale

Sul margine ovest del lotto scorre il Borro della Ragnaia (altrimenti detto Fosso dello Stracchino) con sezione fluviale artificiale posta tra la viabilità pubblica ed il lotto stesso.

Il Borro della Ragnaia (altrimenti detto Fosso dello Stracchino), iscritto nel reticolo idrografico e di gestione regionale, è caratterizzato da una sezione artificiale che si sviluppa per la maggior parte dell'alveo posto a monte della ferrovia. In corrispondenza della linea ferroviaria il borro risulta invece tombato fino allo scarico in Arno.

Il tratto a monte della ferrovia è caratterizzato dalla presenza di opere idrauliche che da monte verso valle sono:

- n.2 ponticelli su viabilità comunale (via dello Stracchino) in prossimità della fattoria Rèmole;
- Ponticello su strada vicinale per la fattoria Rèmole;
- Ponticello su via per la fattoria Magnale;
- Tombamento di Via dello Stracchino;
- Vasca di calma e sedimentazione;
- Tombamento della ferrovia.

Inoltre, per il tratto suddetto, l'alveo prevede una serie di sistemazioni idrauliche, briglie e salti di fondo, allo scopo di modificare la pendenza del borro e mitigare l'instaurarsi di velocità eccessive.

L'area in sinistra idraulica, dal ponticello per la fattoria di Rèmole fino alla ferrovia è coltivata a vite fino alla strada vicinale per la fattoria di Magnale, a valle di questa è invece area agricola incolta;

A valle del rilevato ferroviario, dopo un breve tratto ancora in sezione artificiale, il borro risulta completamente tombato fino alla confluenza in Arno.

Prima della ferrovia è presente un allargamento del canale sistemato con briglie, con la funzione di vasca di calma e sedimentazione per evitare l'intasamento del tratto tombato a causa dell'elevato trasporto solido proveniente da monte e generato dalle attività agricole.

Sull'area di studio non risultano episodi storici inventariali di esondazione e/o ristagno né durante l'episodio del 1966 né nel triennio 1991-1993; l'area risulta in posizione di alto morfologico rispetto al ciglio di sponda dell'Arno.

Il Borro della Ragnaia risulta iscritto nel reticolo idrografico e di gestione regionale, così come mostrato nella seguente figura.



Figura 2 – Reticolo idrografico regionale in corrispondenza dell'area di intervento

2.3 Reti di drenaggio e linee di fognatura esistenti all'interno e nell'intorno del lotto

Il lotto di intervento, ad oggi area agricola, è presidiato lato monte da un canale di gronda, costituito da un fosso di guardia in terra, il cui tratto terminale di circa 50m prima di confluire nel Fosso Stracchino è sistemato con sezione artificiale rettangolare in pietra.

Il perimetro ovest e sud del lotto è provvisto di un fosso di guardia per la raccolta delle acque meteoriche ricadenti sul lotto, drenate verso sud da scoline di campo; sul fronte di valle sono presenti n.3 tombini che attraversano il rilevato ferroviario, mentre sul fronte ovest è previsto un tombino in cls DN400 che sottoattraversa la via comunale dello Stracchino e scarica all'interno vasca di calma.

A questo si aggiunge, sempre con funzione di drenaggio agricolo del terreno che si estende fino alla linea ferroviaria, un rimodellamento morfologico del piano campagna recentemente realizzato dalla proprietà allo scopo intercettare e meglio regimare le acque di ruscellamento provenienti dagli appezzamenti soprastanti che occasionalmente possono sormontare la strada vicinale diretta alla fattoria di Magnale. Tale intervento

corre sul lato nord e sul lato ovest dell'area in parola. In fase di progettazione sono stati effettuati sopralluoghi e rilievi topografici di scoline, fossi e tubazioni di scarico presenti nell'intorno del lotto.



Figura 3 - Tubazione di scarico esistente in cls DN400 dal lotto alla vasca di calma del Borro Ragnai

Si riporta a seguire in forma grafica uno schema funzionale delle sistemazioni idrauliche rilevate.

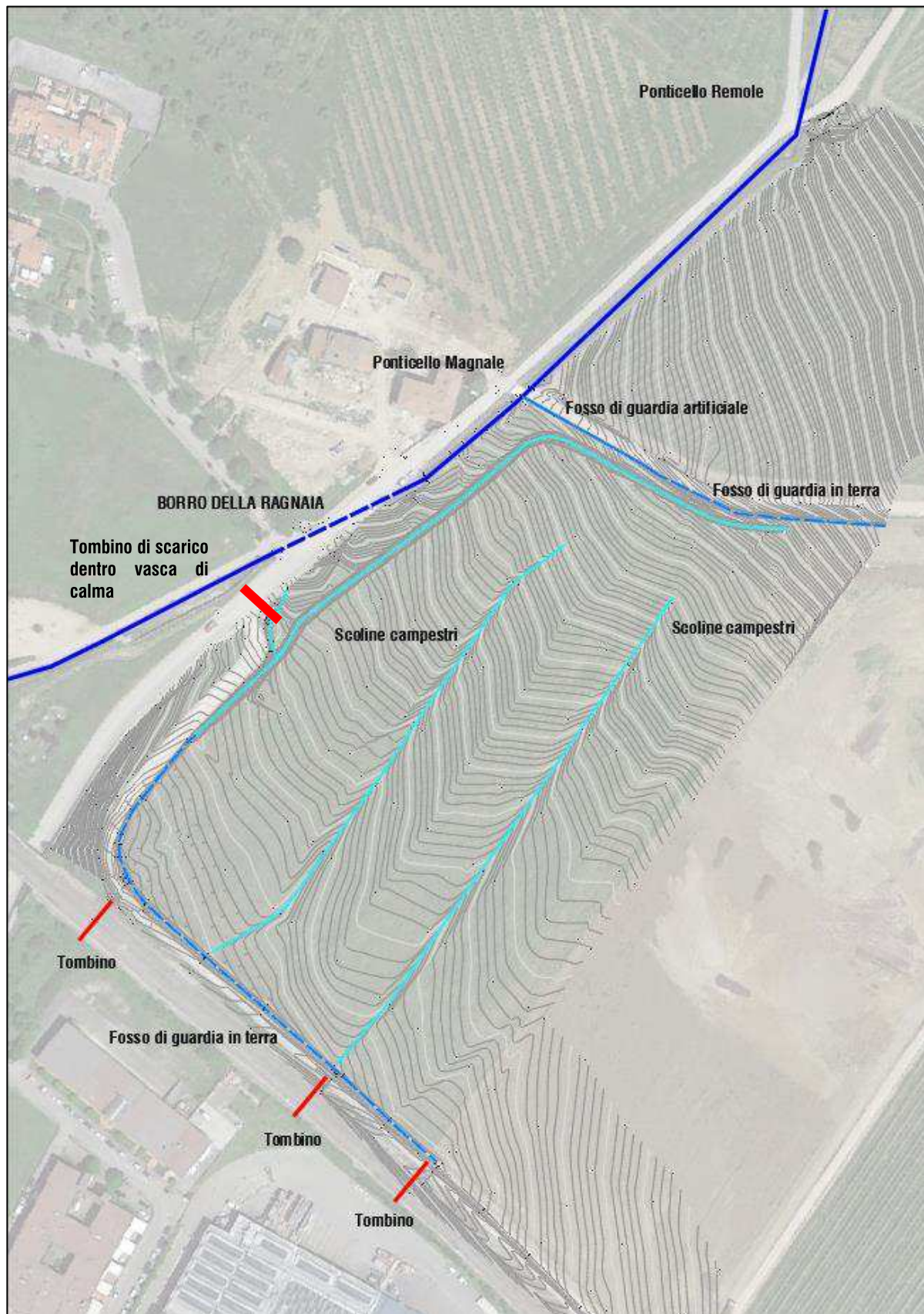


Figura 4 – Schema funzionale idraulico STATO ATTUALE

Relativamente alle reti del servizio idrico integrato è stata effettuato in data 09.02.2024 un sopralluogo congiunto con Publiacqua S.p.A. (gestore del servizio) per la verifica della presenza di sottoservizi fognari in corrispondenza dell'area di intervento ed è stata rilevata la presenza di una fognatura separata in Via dei Mandorli. In particolare una fognatura nera in PVC DN 250 mm ed una fognatura bianca in PVC DN 400 mm.

Si anticipa, per favorire la lettura della trattazione dei prossimi capitoli, che le acque reflue prodotte dal nuovo insediamento privato saranno rilanciate mediante stazione di sollevamento verso la fognatura nera rilevata su Via dei Mandorli, mentre per quanto riguarda le acque meteoriche di drenaggio, queste saranno laminate e scaricate verso la vasca di calma del Borro della Ragnaia, sfruttando la tubazione di scarico in CLS DN400 ad oggi esistente (previa intervento di pulizia, manutenzione ed eventualmente relining).

Si precisa che la scelta di recapitare le acque di drenaggio all'interno del Borro della Ragnaia è stata dettata dalla mancanza di alternative effettivamente percorribili; da un lato l'impossibilità di raggiungere con una rete a gravità il collettore di drenaggio urbano lungo via dei Mandorli, data la presenza del tombamento del borro che presenta la soletta di copertura molto superficiale rispetto al piano viario (circa 40cm), dall'altra appare critica in termini di quote idrauliche la soluzione di conferire le acque verso il Borro Pelacane, anch'esso incluso nel reticolo idrografico di gestione, che corre a circa 300 m ad est del lotto.

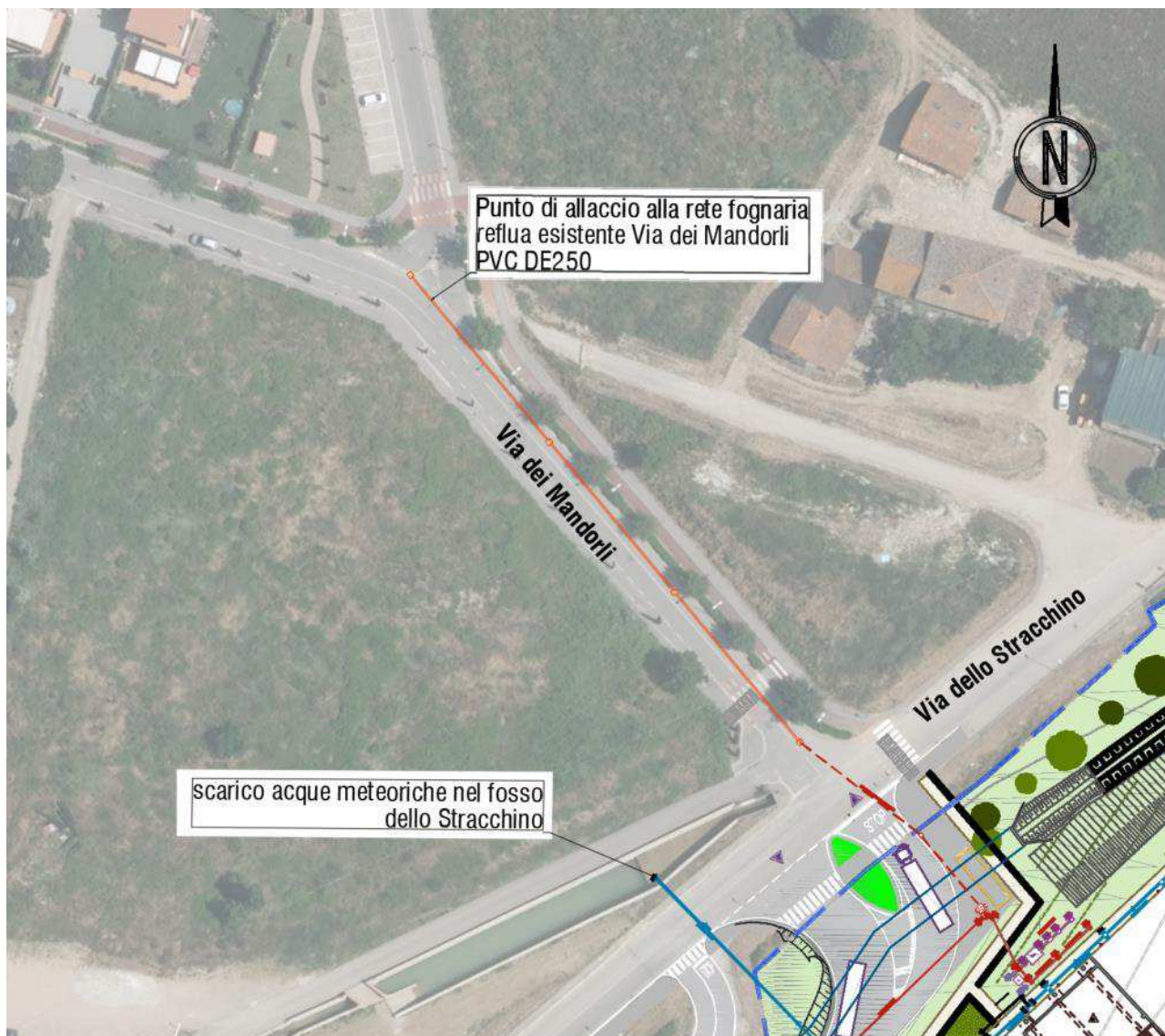


Figura 5 – Stralcio planimetrico dei punti di recapito acque reflue (rosso) ed acque meteoriche (blu)

3 ORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Decreto 17 gennaio 2018** “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare 21 gennaio 2019**, n. 7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- **R.D. 25-7-1904 n. 523** “Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie”
- **D. Lgs. 152/2006** “Codice dell’Ambiente”
- **Legge regionale 31 maggio 2006, n. 20** “Norme per la tutela delle acque dall’inquinamento”
- **Decreto del Presidente della Giunta Regionale 8 settembre 2008, n. 46/R** “Regolamento di attuazione della legge regionale 31 maggio 2006, n. 20 (Norme per la tutela delle acque dall’inquinamento)”
- **Legge regionale 27 dicembre 2012, n. 79** “Nuova disciplina in materia di consorzi di bonifica. Modifiche alla L.R. 69/2008 e alla l.r.91/1998. Abrogazione della L.R. 34/1994”
- **Legge regionale 10 novembre 2014, n. 65** “Norme per il governo del territorio”
- **Legge regionale 28 dicembre 2015, n. 80** “Norme in materia di difesa del suolo, tutela delle risorse idriche e tutela della costa e degli abitati costieri”
- **Legge regionale 24 luglio 2018, n. 41** “Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d’acqua in attuazione Sito esterno del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni). Modifiche alla L.R. 80/2015 e alla L.R. 65/2014 “
- **Decreto del Presidente della Giunta Regionale 30 gennaio 2020, N. 5/R** “Regolamento di attuazione dell’articolo 104 della legge regionale 10 novembre 2014, n. 65 (Norme per il governo del territorio) contenente disposizioni in materia di indagini geologiche, idrauliche e sismiche”
- **Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) – U.o.M. Arno - Disciplina di Piano**
- **Norme UNI in materia di collettori di fognatura e sistemi di raccolta e smaltimento acque meteoriche**

4 ANALISI DEI VINCOLI SULL'AREA

4.1 Autorità di Bacino Fiume Arno

4.1.1 Il Piano Stralcio Riduzione del Rischio Idraulico (P.R.I.)

Il P.R.I. (Piano Stralcio Riduzione del Rischio Idraulico) comprende i seguenti contenuti relativi al lotto di intervento:

- Carta delle aree di pertinenza fluviale dell'Arno e degli affluenti, (scala 1: 25.000), stralcio n. 54, dalla quale risulta che il lotto non è classificato come area di pertinenza fluviale.
- Carta guida delle aree allagate redatte sulla base degli eventi alluvionali significativi (1966-1999), (scala 1: 25.000), stralcio n. 54, dalla quale risulta che il lotto non è stato interessato da inondazioni durante gli eventi alluvionali del 1991-1992-1993, come meglio si evince dalla figura seguente.

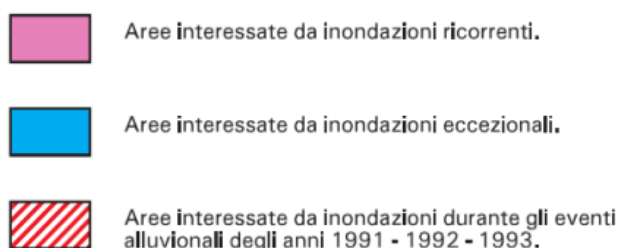
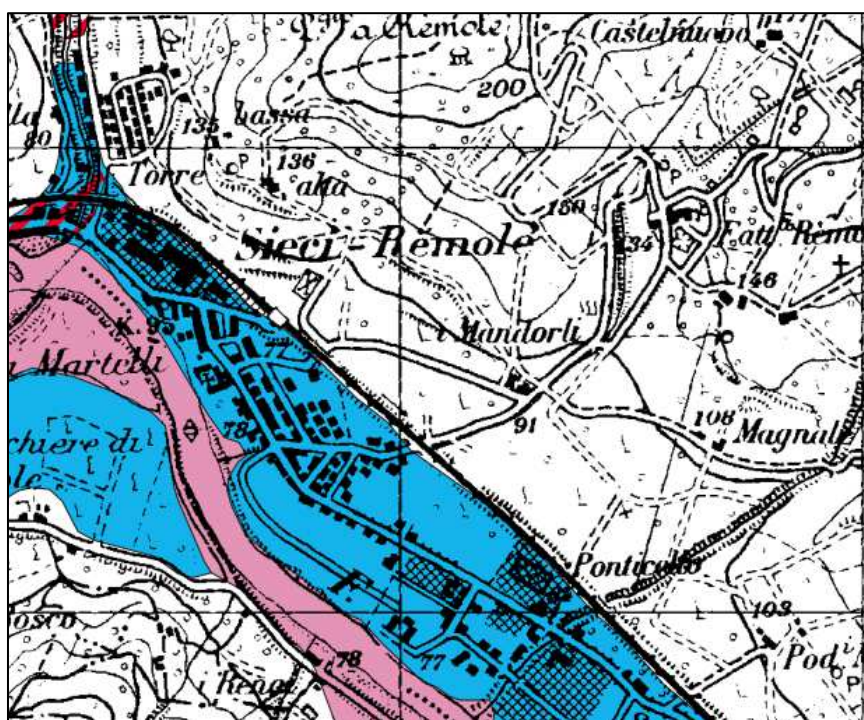


Figura 4 – Carta guida delle aree allagate redatte sulla base degli eventi alluvionali significativi ('66-'99).

4.1.2 Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.)

Il P.G.R.A. (Piano di Gestione del Rischio Alluvioni) è stato approvato con delibera del Comitato Istituzionale n. 235 del 3 marzo 2016 e sostituisce integralmente i contenuti del P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico) e del P.R.I. (Piano Stralcio Riduzione del Rischio Idraulico).

Attualmente è in corso il secondo ciclo di pianificazione.

Con delibera n. 26 del 20 dicembre 2021, la Conferenza Istituzionale Permanente, ai sensi degli articoli 65 e 66 del d.lgs. 152/2006, ha adottato il primo aggiornamento del Piano di gestione del rischio di alluvioni 2021-2027 – secondo ciclo di gestione – del distretto idrografico dell'Appennino Settentrionale, che è stato successivamente approvato, ai sensi degli articoli 57, 65 e 66 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, con d.p.c.m. 1 dicembre 2022, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 31 del 7.02.2023 .

Il Piano di Gestione delle Alluvioni è composto dalle seguenti mappe:

a) Mappa della pericolosità da alluvione fluviale e costiera: le aree con pericolosità da alluvione fluviale sono rappresentate su tre classi, secondo la seguente gradazione: - pericolosità da alluvione elevata (P3), corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno minore/uguale a 30 anni; - pericolosità da alluvione media (P2), corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno maggiore di 30 anni e minore/uguale a 200 anni; - pericolosità da alluvione bassa (P1) corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno superiore a 200 anni e comunque corrispondenti al fondovalle. Nella mappa della pericolosità da alluvione è rappresentata la distribuzione degli elementi a rischio individuati ai sensi della direttiva 2007/60/CE e definiti all'art. 5.

b) Mappa delle aree di contesto fluviale: le aree di contesto fluviale sono quelle di particolare interesse ai fini della gestione del rischio idraulico, della tutela del buon regime dei deflussi, della salvaguardia delle peculiarità ambientali culturali e paesaggistiche associate al reticolo idraulico.

c) Mappa delle aree destinate alla realizzazione delle misure di protezione: in tale mappa sono rappresentate le misure di protezione tramite elementi poligonali, lineari e puntuali.

d) Mappa della pericolosità derivata da fenomeni di flash flood: in tale mappa viene rappresentata la distribuzione nel bacino della propensione al verificarsi di eventi intensi e concentrati; la rappresentazione è in quattro classi a propensione crescente.

e) Mappa del rischio di alluvione: la mappa del rischio di alluvioni definisce la distribuzione del rischio ai sensi di quanto previsto dal decreto legislativo n. 49/2010. Le aree a rischio sono rappresentate in quattro classi, secondo la seguente gradazione: R4, rischio molto elevato; R3, rischio elevato; R2, rischio medio; R1, rischio basso.

Nella mappa della pericolosità idraulica del PGRA vigente, l'area prevista per la realizzazione dell'intervento, ricade parzialmente all'interno di P1 (pericolosità idraulica bassa), come indicato nella seguente figura.

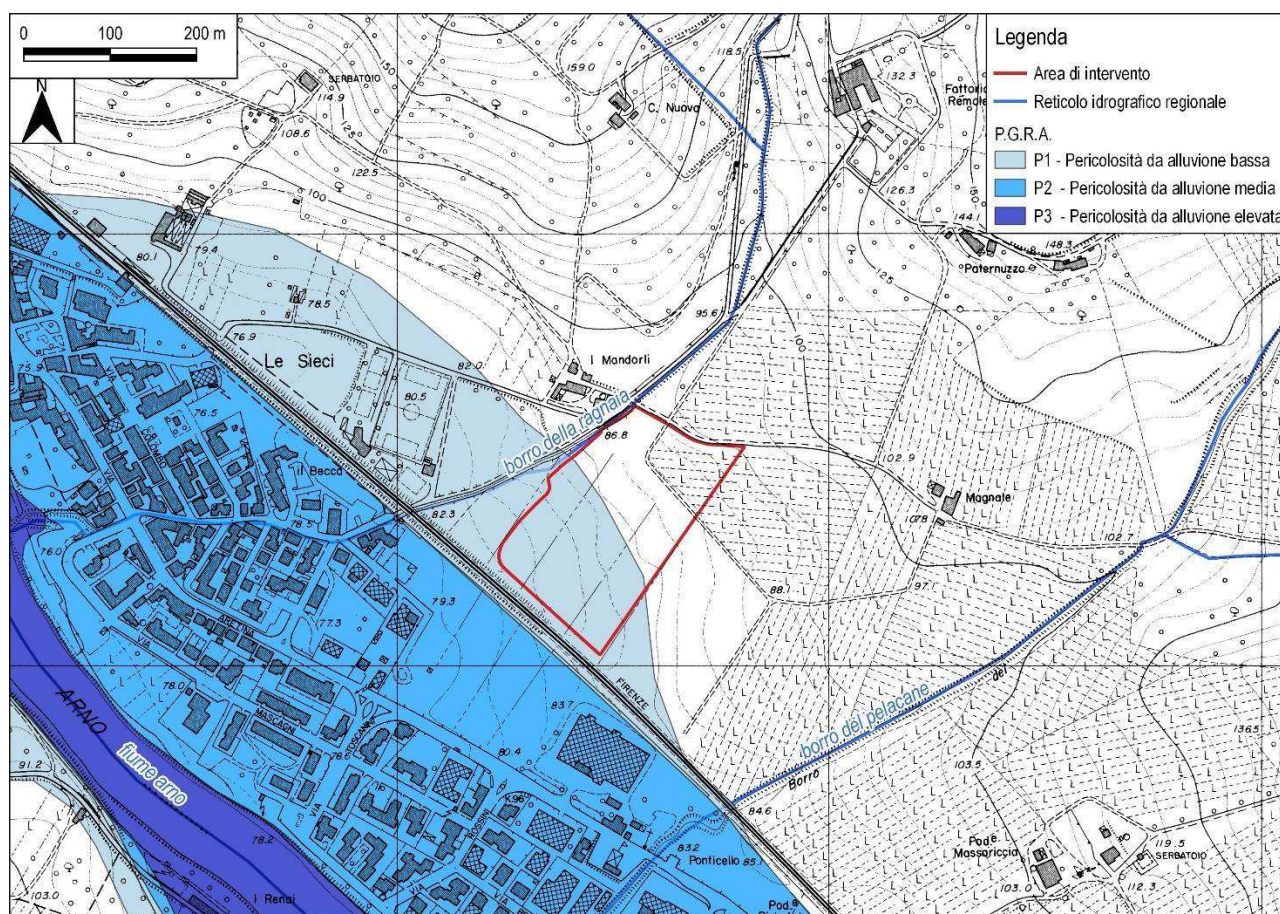


Figura 5 – PGRA vigente - Mappa della pericolosità da alluvione fluviale e costiera

Nelle aree a pericolosità idraulica P1, l'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale si esprime attraverso i seguenti articoli, in merito alla compatibilità idraulica per il raggiungimento degli obiettivi di PGRA.

Nelle aree a pericolosità idraulica P1, l'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale si esprime attraverso il seguente articolo, in merito alla compatibilità idraulica per il raggiungimento degli obiettivi di PGRA.

Art. 11 – Aree a pericolosità da alluvione bassa (P1) – Norme e indirizzi per gli strumenti di governo del territorio

- Nelle aree P1 sono consentiti gli interventi previsti dagli strumenti urbanistici garantendo il rispetto delle condizioni di gestione del rischio.
- Nelle aree P1 da alluvioni fluviali l'Autorità di bacino distrettuale si esprime sulle opere idrauliche in merito all'aggiornamento del quadro conoscitivo con conseguente riesame delle mappe di pericolosità.
- La Regione disciplina le condizioni di gestione del rischio per la realizzazione degli interventi nelle aree P1.

4.2 Il Piano Strutturale Intercomunale dell'Unione di Comuni del Valdarno e Valdisieve

Il Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pelago, Pontassieve, Rufina, Londa e San Godenzo, facenti parte dell'Unione di Comuni Valdarno e Valdisieve (FI), ha prodotto un aggiornamento delle mappe di pericolosità idraulica sul territorio dei cinque Comuni Associati.

Con Delibera di Giunta n. 40 del 6 giugno 2023 l'Unione ha ratificato l'adozione del Piano Strutturale Intercomunale del Valdarno Valdisieve, ufficialmente entrato in vigore a partire dal 28 agosto 2024.

All'interno del PSI, sono stati considerati gli elementi idrologico-idraulici necessari a caratterizzare la probabilità di esondazione dei corsi d'acqua in riferimento al reticolo di interesse, definendo le pericolosità da alluvione secondo la classificazione di cui al Regolamento 30 gennaio 2020, n. 5/R, di attuazione dell'art. 104 della L.R. 10 novembre 2014, n. 65 (Norme per il Governo del Territorio) contenente disposizioni in materia di indagini geologiche, idrauliche e sismiche, ovvero:

- aree a pericolosità per alluvioni frequenti (P3), che risultano allagabili per eventi con tempo di ritorno 30 anni;
- aree a pericolosità per alluvioni poco frequenti (P2), con aree allagabili per eventi con tempo di ritorno 200 anni.

Tale classificazione, indicata al paragrafo C.2 dell'Allegato A del Regolamento 5R/2020 – Direttive tecniche per lo svolgimento delle indagini geologiche, idrauliche e sismiche – fa infatti riferimento alle definizioni di

cui alla L.R. 41//2018 - Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d'acqua in attuazione del Decreto Legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni). Modifiche alla L.R. 80/2015 e alla L.R. 65/2014 – per la definizione dei criteri generali di fattibilità idraulica degli interventi, che introduce la seguente classificazione:

- scenario per alluvioni frequenti: lo scenario di cui all'articolo 6, comma 2, lettera c), del d.lgs. 49/2010, individuato negli atti di pianificazione di bacino e definito dai medesimi atti con riferimento al tempo di ritorno non inferiore a trenta anni;
- scenario per alluvioni poco frequenti: lo scenario di cui all'articolo 6, comma 2, lettera b) del d.lgs. 49/2010, individuato negli atti di pianificazione di bacino e definito dai medesimi atti con riferimento al tempo di ritorno non inferiore a duecento anni.

Di seguito si riportano le principali mappe del PSI con l'individuazione dell'area di studio.

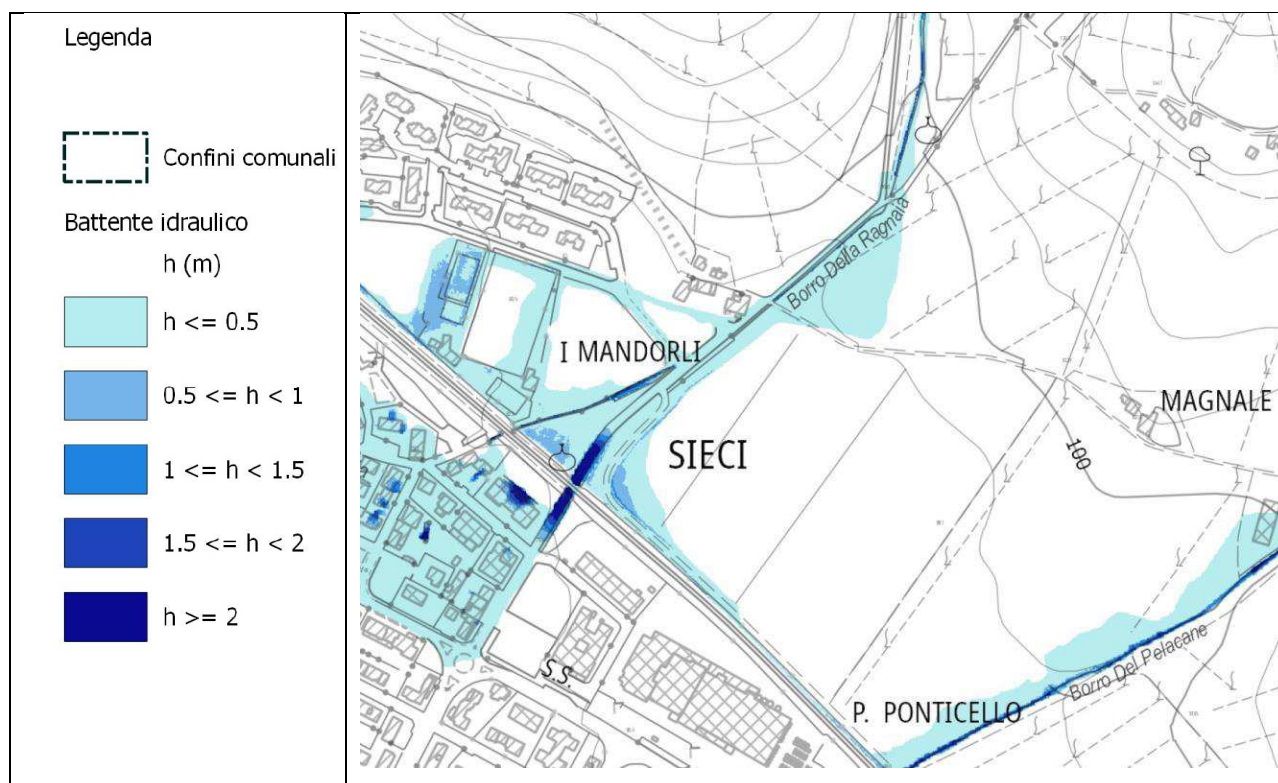


Figura 6 – Battenti idraulici TR30 anni da PSI

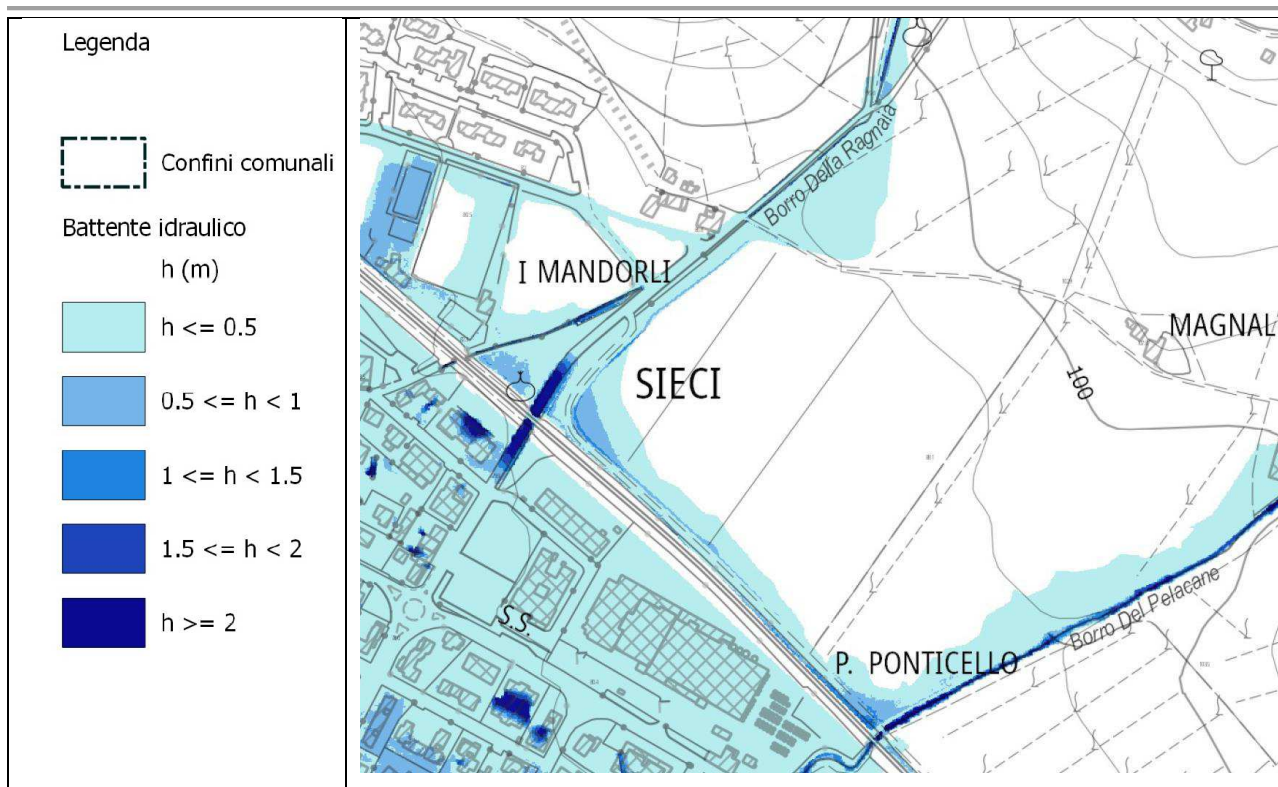


Figura 7 – Battenti idraulici TR200 anni da PSI

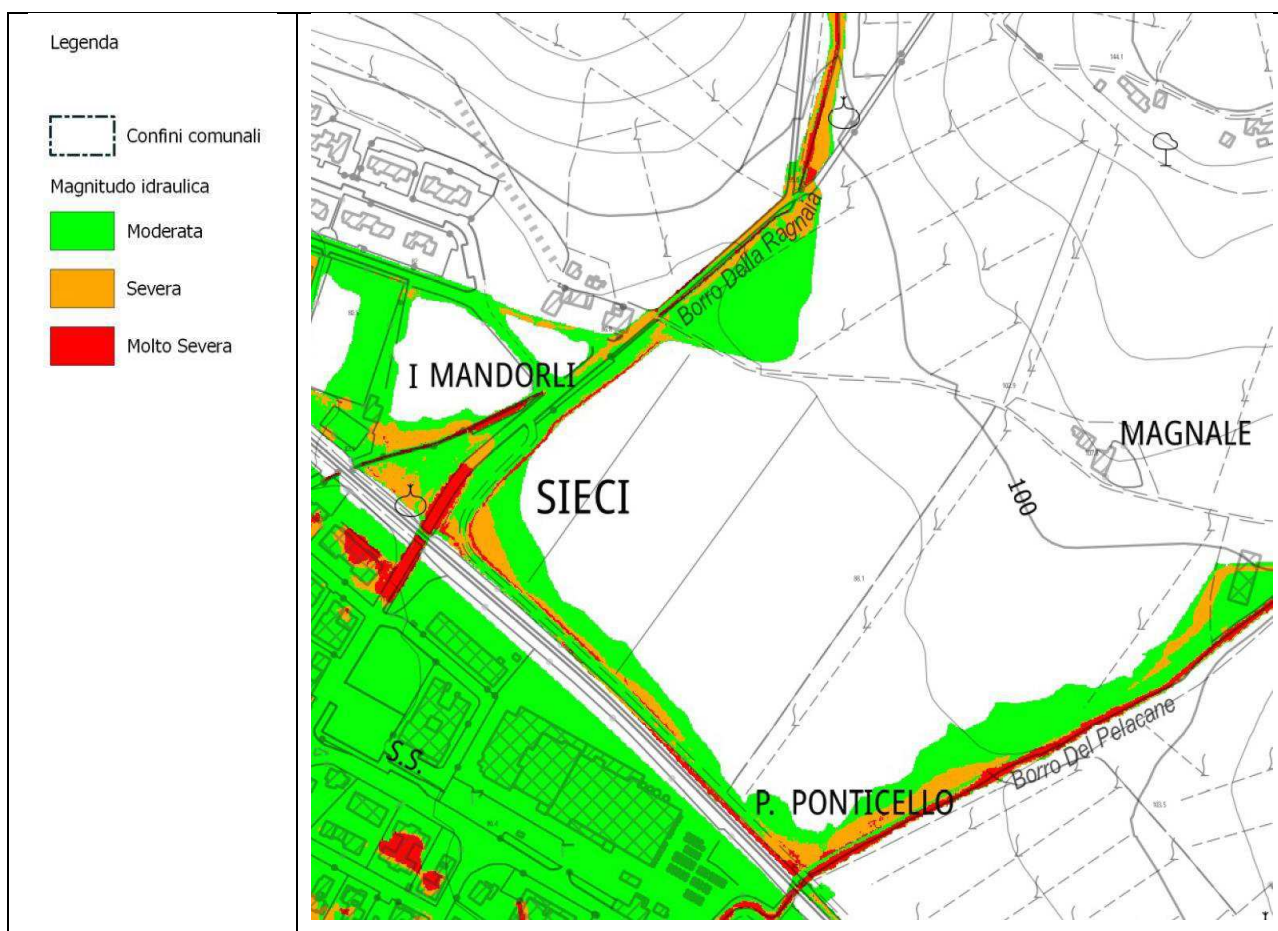


Figura 8 – Magnitudo idraulica da PSI

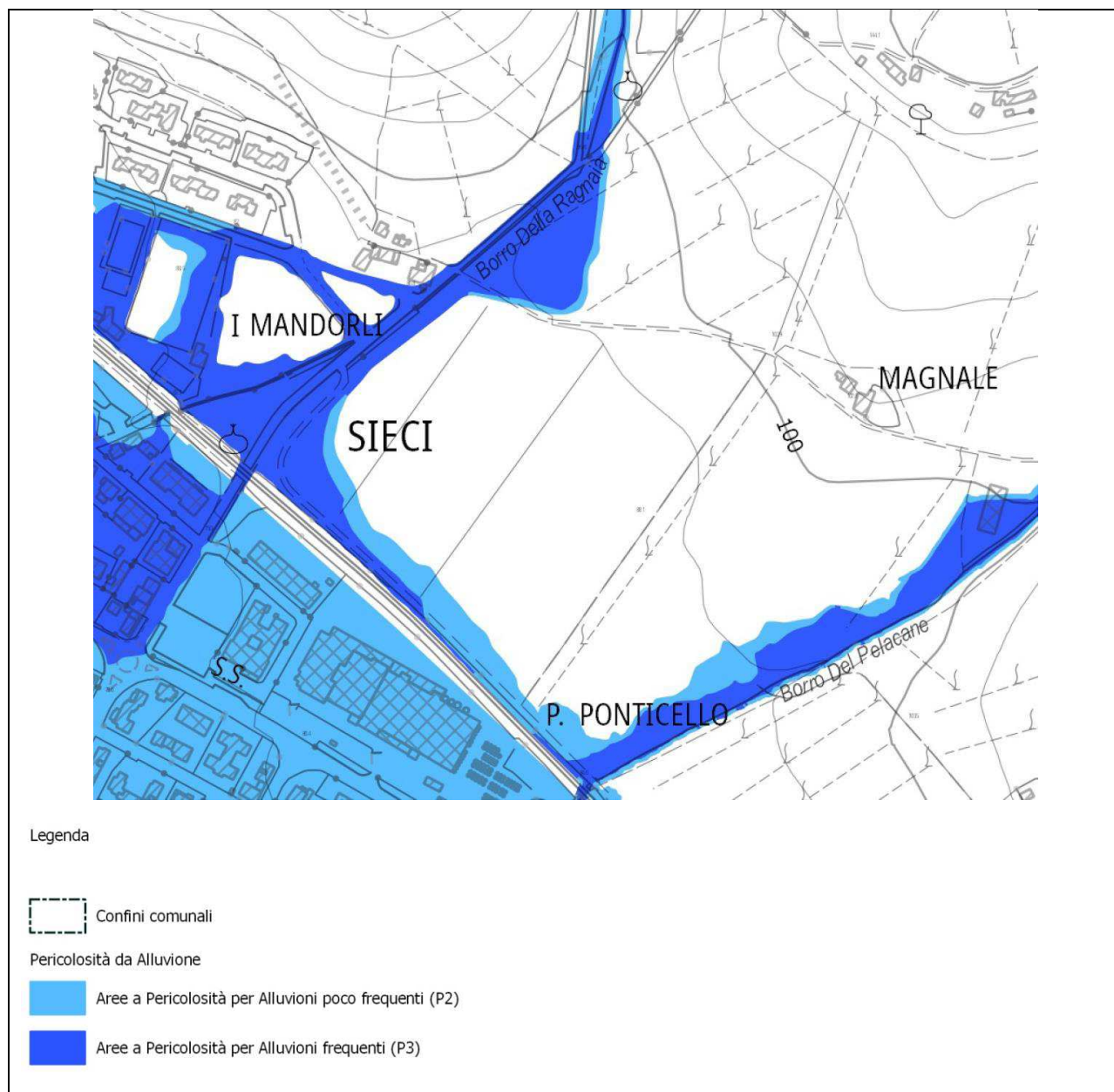


Figura 9 – Pericolosità idraulica da PSI

Il lotto di intervento è soggetto, limitatamente ad alcune fasce/zone, a pericolosità per alluvioni frequenti (P3) e poco frequenti (P2). Nello specifico, le aree interessate da alluvione sono:

- la porzione in adiacenza al borro della Ragnaia, per una fascia di circa 20 metri di larghezza, in cui si ha uno scorrimento superficiale in direzione nord-est - sud-ovest;
- la porzione nella parte sud-ovest, in cui a causa della presenza del rilevato ferroviario e di una insufficiente regimazione delle acque superficiali si ha un fenomeno di ristagno con l'innalzamento dei battenti idraulici.

In adiacenza al Borro della Ragnaia i battenti risultano mediamente inferiori ai 0.10-0.15 m, nell'area a sud-ovest, mediamente inferiori a 0.80 metri;

La velocità della corrente in generale risulta inferiore a 0.5 m/s, con eccezione di limitate aree corrispondenti a fenomeni di scorrimento lungo fossi discolo esistenti in cui la velocità supera 1 m/s.

La magnitudo idraulica in generale moderata con eccezione di alcune limitate aree corrispondenti a fenomeni di scorrimento lungo fossi di scolo esistenti e ad aree di accumulo e ristagno in cui la magnitudo risulta severa e molto severa.

4.3 Condizioni di fattibilità idraulica da Scheda Norma – Piano Operativo Comunale

Il Piano Operativo Intercomunale dei Comuni di Pontassieve e Pelago è stato adottato in data 26/09/2024 con Deliberazioni di Consiglio n. 83 del Comune di Pontassieve e n. 53 del 24/10/2024 del Comune di Pelago; ad oggi è tutt'ora in corso l'iter di approvazione del Piano.

Si richiama nello specifico il seguente documento emesso con data "Settembre 2024":

QP.2 – Territorio rurale -nuovi impegni di suolo non urbanizzato-schede norma

PO_08: Sieci - Insediamento produttivo

di cui se ne riporta stralcio nelle pagine seguenti.

ASPETTI GEOLOGICI, IDRAULICI e SISMICI ai sensi del DPGR 5R/2020 All.A

SINTESI DELLE CONDIZIONI GEOLOGICHE, IDRAULICHE E SISMICHE DA QUADRO CONOSCITIVO

| | |
|-----------------------|---|
| IDROGEOLOGIA | Terreni con permeabilità nell'insieme da bassa a medio bassa soggetti a saturazione superficiale. |
| IDROLOGIA E IDRAULICA | L'area ricomprende in parte un tratto del Borro della Ragnaia in adiacenza al perimetro nord-ovest (MV33550). |

CLASSIFICAZIONE DI PERICOLOSITA'

| | | |
|----------------------------|-----------|---|
| PERICOLOSITA' DA ALLUVIONI | P2 | Aree a pericolosità per alluvioni poco frequenti |
| | P3 | Aree a pericolosità per alluvioni frequenti |
| | | <p>Le aree interessate da alluvione sono:</p> <ol style="list-style-type: none"> la porzione in adiacenza al borro della Ragnaia, per una fascia di circa 20 metri di larghezza, in cui si ha uno scorrimento superficiale in direzione nord-est - sud-ovest, la porzione nella parte sud-ovest, in cui a causa della presenza del rilevato ferroviario e di una insufficiente regimazione delle acque superficiali si ha un fenomeno di ristagno con l'innalzamento dei battenti idraulici. <p><u>Battenti:</u></p> <p>Battenti per Tr200 anni: in adiacenza al Borro della Ragnaia mediamente inferiori ai 0.10-0.15 m, nell'area a sud-ovest, mediamente inferiori a 0.80 metri.</p> <p><u>Velocità della corrente:</u></p> <p>Velocità in generale inferiori a 0.5 m/s, con eccezione di limitate aree corrispondenti a fenomeni di scorrimento lungo fossi discolo esistenti in cui la velocità supera 1 m/s.</p> <p><u>Magnitudo idraulica:</u></p> <p>Magnitudo idraulica in generale moderata con eccezione di alcune limitate aree corrispondenti a fenomeni di scorrimento lungo fossi discolo esistenti e ad aree di accumulo e ristagno in cui la magnitudo risulta severa e molto severa.</p> |

CONDIZIONI DI FATTIBILITA'

| | |
|-------------------------------------|---|
| <p>RISCHIO DA ALLUVIONI</p> | <p>Gli interventi ricadenti all'interno delle aree a pericolosità idraulica sono subordinati al rispetto delle indicazioni contenute nella LR.41/2018 e nella Disciplina del Piano di Gestione del Rischio da Alluvioni (PGRA). Nello specifico:</p> <ul style="list-style-type: none"> • gli interventi di nuova costruzione, compresi delle nuove infrastrutture lineari e relative pertinenze, ricadenti all'interno della Pericolosità da alluvione dovranno seguire le indicazioni contenute nell'art.16 della LR.41/2018: <i>Interventi edilizi fuori dal territorio urbanizzato</i>; • Per la realizzazione dei parcheggi ricadenti in P2 e P3 dovranno essere seguite le indicazioni dell'art.13 comma 4 lett.b. <p>Tutti gli interventi ricadenti all'interno della fascia dei 10 metri del Borro della Ragnaia dovranno rispettare i limiti normativi di distanza dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda del corso d'acqua e le prescrizioni relative alla tutela dei corsi d'acqua, come indicato nel Regio decreto 523 del 1904 e nella L.R. 41/2018. La distanza di 10 mt dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda dovrà essere misurata in loco in fase di progetto esecutivo.</p> <p>Nella gestione del reticolo idrografico minore si dovranno attuare le salvaguardie indicate dalla Norma 13 del D.P.C.M. n. 226/1999 - Salvaguardia dei suoli e del reticolo idrografico minore.</p> <p>La realizzazione di eventuali attraversamenti del Borro della dovranno essere conforme a quanto contenuto nelle NTC 2018 cap.5 e sue circolari esplicative relativamente alla "compatibilità idraulica".</p> <p>In accordo ed in diretta conseguenza con le valutazioni dell'indice di riduzione dell'impatto edilizio (RIE), così come definito nella Disciplina del POI, nelle tavole progettuali dovrà essere dettagliata, relativamente all'intera superficie territoriale, la regimazione delle acque meteoriche affluenti e dovranno essere adottati accorgimenti in grado di mantenere la funzionalità del recapito finale nel rispetto dell'invarianza idraulica, eliminando eventuali situazioni di fragilità. Tale invarianza dovrà essere valutata con riferimento ad eventi con tempo di ritorno almeno ventennale (Tr20).</p> |
| <p>PROBLEMATICHE IDROGEOLOGICHE</p> | <p>Le indagini geognostiche dovranno essere incrementate con adeguato numero di piezometri per la ricostruzione del modello freatico da cui valutare la natura dell'impatto derivante dall'intervento e in particolare dalla fattibilità di volumi interrati.</p> <p>Il progetto dovrà contenere le modalità di regimazione e recapito nel reticolo naturale delle acque superficiali e di drenaggio.</p> <p>Nel rispetto delle norme di settore della prevenzione dell'inquinamento saranno adottate opportune disposizioni per la sicurezza nelle complesse fasi di cantiere e nelle successive condizioni di esercizio.</p> |

Gli interventi ricadenti all'interno delle aree a pericolosità idraulica sono subordinati al rispetto delle indicazioni contenute nella LR.41/2018 e nella Disciplina del Piano di Gestione del Rischio da Alluvioni (PGRA). Nello specifico:

- gli interventi di nuova costruzione, compresi delle nuove infrastrutture lineari e relative pertinenze, ricadenti all'interno della Pericolosità da alluvione dovranno seguire le indicazioni contenute nell'art.16 della LR.41/2018: Interventi edilizi fuori dal territorio urbanizzato;
- Per la realizzazione dei parcheggi ricadenti in P2 e P3 dovranno essere seguite le indicazioni dell'art.13 comma 4 lett.b.

Tutti gli interventi ricadenti all'interno della fascia dei 10 metri del Borro della Ragnaia dovranno rispettare i limiti normativi di distanza dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda del corso d'acqua e le prescrizioni relative alla tutela dei corsi d'acqua, come indicato nel Regio decreto 523 del 1904 e nella L.R. 41/2018. La distanza di 10 mt dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda dovrà essere misurata in loco in fase di progetto esecutivo.

Nella gestione del reticolo idrografico minore si dovranno attuare le salvaguardie indicate dalla Norma 13 del D.P.C.M. n. 226/1999 -

Salvaguardia dei suoli e del reticolo idrografico minore.

La realizzazione di eventuali attraversamenti del Borro della dovranno essere conforme a quanto contenuto nelle NTC 2018 cap.5 e sue circolari esplicative relativamente alla “compatibilità idraulica”.

In accordo ed in diretta conseguenza con le valutazioni dell'indice di riduzione dell'impatto edilizio (RIE), così come definito nella Disciplina del POI, nelle tavole progettuali dovrà essere dettagliata, relativamente all'intera superficie territoriale, la regimazione delle acque meteoriche affluenti e dovranno essere adottati accorgimenti in grado di mantenere la funzionalità del recapito finale nel rispetto dell'invarianza idraulica, eliminando eventuali situazioni di fragilità. Tale invarianza dovrà essere valutata con riferimento ad eventi con tempo di ritorno almeno ventennale (Tr20).

5 ANALISI IDROLOGICA

5.1 Analisi delle precipitazioni estreme

Per il calcolo della pluviometria necessaria al dimensionamento delle reti idrauliche è stato utilizzato lo studio disponibile sul sito della Regione Toscana: <http://sir.toscana.it>: Analisi di Frequenza Regionale delle Precipitazioni Estreme LSPP - Aggiornamento al 2012.

Nell'ambito dell'accordo di collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze di cui alla DGRT 1133/2012, al fine di procedere ad un'implementazione e un aggiornamento del quadro conoscitivo idrologico del territorio toscano, è stato effettuato un aggiornamento dell'analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme fino all'anno 2012.

Sulla base di tale studio sono stati determinati i parametri caratteristici “a” ed “n” della LSPP (Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica) per tempi di ritorno (2, 5, 10, 20, 30 e 50 anni), note le coordinate nel sistema Gauss-Boaga di un punto baricentrico interno all'area di realizzazione del nuovo centro commerciale.

La curva di probabilità pluviometrica espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h(t) = a \cdot t^n$$

in cui i parametri a e n dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato, sono riportati nella seguente tabella:

| Tempi di ritorno | Curva di probabilità pluviometrica |
|------------------|------------------------------------|
| 2 anni | $h(t) = 23.1060 t^{(0.25996)}$ |
| 5 anni | $h(t) = 32.5960 t^{(0.25648)}$ |
| 10 anni | $h(t) = 39.3730 t^{(0.26630)}$ |
| 20 anni | $h(t) = 46.3720 t^{(0.28003)}$ |
| 30 anni | $h(t) = 50.5050 t^{(0.28763)}$ |
| 50 anni | $h(t) = 55.7960 t^{(0.29602)}$ |

Sulla base di tale studio sono stati considerati i parametri caratteristici a ed n della LSPP per un tempo di ritorno di 10 anni e di 20 anni (ritenuti adeguati al dimensionamento della rete), note le coordinate nel sistema Gauss-Boaga di un punto baricentrico all'area oggetto di intervento. Di seguito si riporta uno stralcio dell'output del portale regionale relativo alla determinazione delle piogge di progetto:

| | | |
|---------------------------------|------------------------------|------------|
| TEMPO DI RITORNO in ANNI | DURATA PIOGGIA in ORE | |
| 10 | 1h | |
| STAZIONI | LAT | LON |
| | 4851105 | 1693252 |

H = 39.37 [mm] altezza di pioggia (a = 39.37300, n = 0.26630)



| | | |
|---------------------------------|------------------------------|------------|
| TEMPO DI RITORNO in ANNI | DURATA PIOGGIA in ORE | |
| 20 | 1h | |
| STAZIONI | LAT | LON |
| | 4851105 | 1693252 |

H = 46.37 [mm] altezza di pioggia (a = 46.37200, n = 0.28003)



Figura 10 – Estrazione dei valori di pioggia dal portale <http://sir.toscana.it> - TR = 10 ÷ 20 anni

Come mostrato nell'immagine precedente i parametri pluviometrici della Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica sono:

a (Tr10) = 39.373 n (Tr10) = 0.26630 a (Tr20) = 46.3720 n (Tr20) = 0.28003

Tali parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica sono stati dedotti per i dati orari e per tutte le regioni omogenee della Toscana e possono essere assunti validi per gli eventi fino ad una durata di 30 minuti, come descritto dalla revisione di Marzo 2014 del documento di “Analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme” della Regione Toscana in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell’Università degli Studi di Firenze.

Gli eventi di pioggia breve ed intensa seguono dinamiche meteorologiche diverse. Pertanto le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di pioggia relativi ad eventi con durata maggiore o uguale ad un'ora non danno valori affidabili per piogge di durata inferiore ai 60 min. È stato più volte verificato e riportato in letteratura che i valori ottenuti risultano decisamente sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

Per tale motivo per il calcolo delle altezze di pioggia per eventi di durata inferiore ad 1 ora è stata utilizzata la formula di Bell (*Generalized Rainfall Duration Frequency Relationship - Journal of the Hydraulics Division - Proceedings of American Society of Civil Engineers - Volume 95 Issue 1 - Gennaio 1969*). Bell ha osservato che i rapporti tra le altezze di durata τ molto breve ed inferiori all'ora e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano, tant'è che tale formula viene utilizzata a livello globale. La formula risulta essere:

$$\frac{h_{\tau,TR}}{h_{60,TR}} = 0.54 \tau^{0.25} - 0.50$$

Considerando la pioggia oraria di riferimento per i tempi di ritorno considerati e applicando la formula di Bell sono stati quindi determinati i parametri caratteristici a ed n della LSPP per le durate inferiori a 60 minuti riportati nella seguente tabella:

| Tempi di ritorno | Curva di probabilità pluviometrica |
|------------------|------------------------------------|
| 2 anni | $h(t) = 23.1060 t^{(0.471)}$ |
| 5 anni | $h(t) = 32.5960 t^{(0.471)}$ |
| 10 anni | $h(t) = 39.3730 t^{(0.471)}$ |
| 20 anni | $h(t) = 46.3720 t^{(0.471)}$ |
| 30 anni | $h(t) = 50.5050 t^{(0.471)}$ |
| 50 anni | $h(t) = 55.7960 t^{(0.471)}$ |

6 OPERE IN PROGETTO

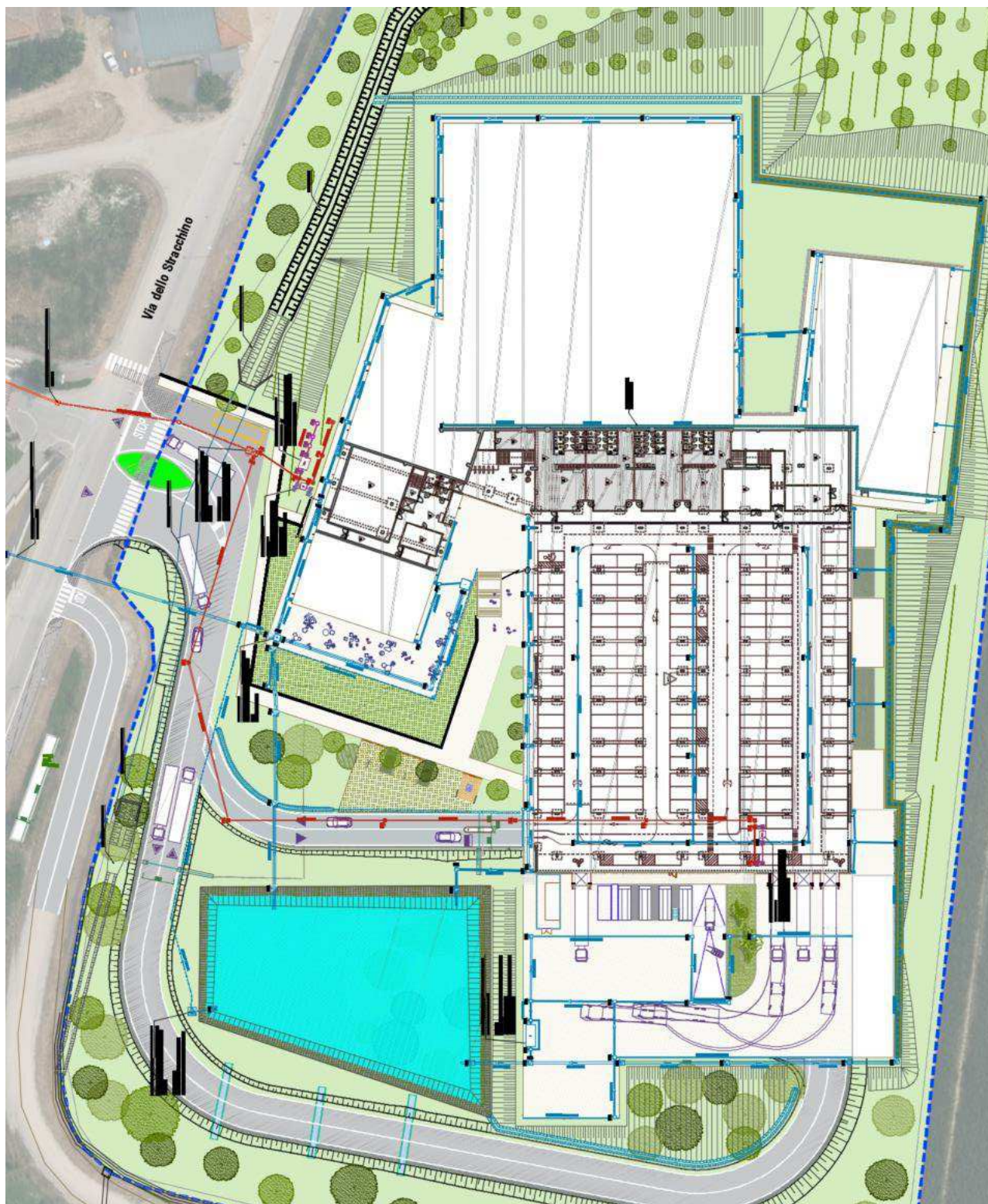


Figura 11 – Planimetria generale opere e reti di progetto

7 CRITERI E MISURE PER LA COMPATIBILITÀ IDRAULICA E PER LA GESTIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

Il presente capitolo espone i criteri volti a garantire il rispetto della compatibilità idraulica dell'intervento ai sensi della L.R. 41/2018 ed alla gestione del rischio idraulico ai sensi del P.G.R.A..

7.1 Criteri di compatibilità idraulica ai sensi del R.D. 523/1904 e della L.R. 41/2018 (Fascia di rispetto dei 10m)

Ai sensi del R.D. 523/1904 tutte le opere sono state previste fuori della fascia dei 10 metri di distanza dal ciglio di sponda del Borro della Ragnaia, fatta eccezione per la tubazione di mandata delle pompe di sollevamento delle acque reflue, che transita in attraversamento alla via comunale dello Stracchino al di sopra della soletta di copertura del tratto tombato di fosso.

Si precisa che la tubazione di scarico a gravità nel Borro di Ragnaia della rete di drenaggio del lotto privato è esistente e sarà mantenuta in essere previo relining.

7.2 Criteri di compatibilità idraulica da disciplina del POI (invarianza idraulica)

Il ricettore finale del sistema di drenaggio del nuovo insediamento è rappresentato dal ripristino di uno scarico esistente indirizzato al Borro della Ragnaia, come anticipato al prgf 2.3.

Al fine di evitare gli effetti negativi sul coefficiente di deflusso dovuti alla trasformazione di uso del suolo dell'area di intervento, si prevede l'inserimento di misure rivolte a garantire l'invarianza idraulica degli afflussi ante / post operam e la compatibilità idraulica della portata scaricabile nel corpo recettore.

7.3 Criterio di compatibilità idraulica ai sensi della L.R. 41/2018 e del PGRA

Al fine di garantire la sicurezza idraulica dell'intervento, ovvero la gestione del rischio idraulico ai sensi del P.G.R.A., si prevede di realizzare le opere in progetto all'esterno delle porzioni allagabili, individuate dal PSI 2023 e, dove non è possibile, di realizzare le opere ad una quota di sicurezza idraulica per uno scenario alluvionale con tempo di ritorno pari a 200 anni.

Per le opere infrastrutturali previste per l'urbanizzazione dell'area che potrebbero alterare il deflusso delle acque allo stato attuale si prevede la messa in sicurezza idraulica dei piani viari e l'inserimento di misure rivolte a garantire la trasparenza idraulica del rilevato stradale in modo tale da non incrementare il rischio idraulico sull'area di intervento e nelle aree limitrofe.

8 INVARIANZA IDRAULICA DA DISCIPLINA DEL POI E VERIFICA DI COMPATIBILITA' ALLO SCARICO NEL BORRO RAGNAIA

8.1.1 Individuazione delle aree soggette alla trasformazione di uso del suolo

L'area di intervento ha una superficie di circa 40000 mq ed allo stato attuale si presenta come una superficie agricola totalmente permeabile. Allo stato di progetto la superficie trasformata presenta aree più o meno permeabili (prato e stalli inerbiti) ed aree impermeabili, come indicato nella seguente figura.

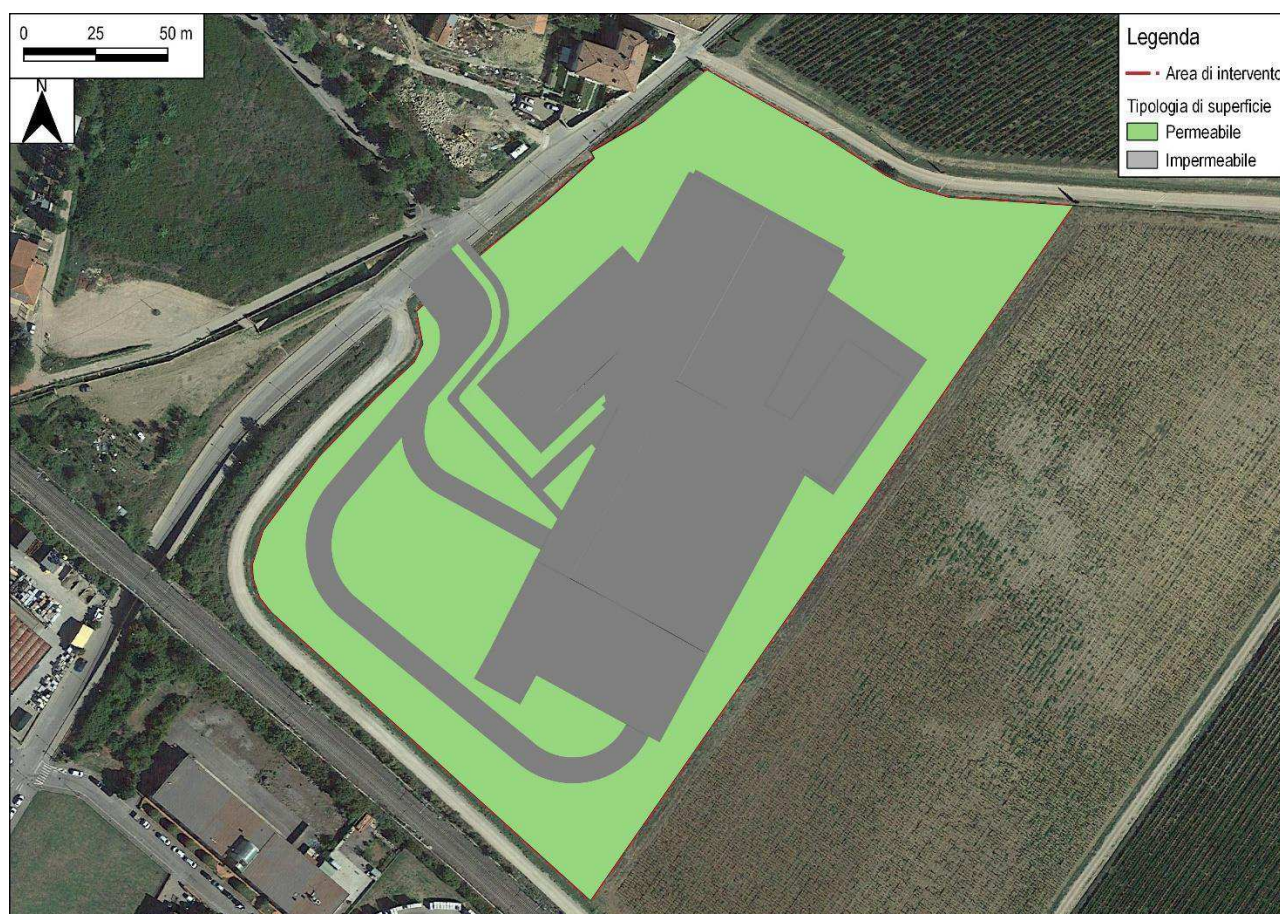


Figura 12 – Individuazione delle aree permeabili ed impermeabili

| Superficie fondiaria lotto | | 40222 mq | | | | |
|----------------------------|------------|-----------------------|--------------|-----------------------|-----------|-----------------------|
| Superficie | Permeabile | | Impermeabile | | Efficace | |
| | Area [mq] | Coefficiente deflusso | Area [mq] | Coefficiente deflusso | Area [mq] | Coefficiente deflusso |
| Stato attuale | 40222 | 0.3 | 0 | 1 | 40222 | 0.3 |
| Stato di progetto | 20365 | 0.3 | 19857 | 1 | 25967 | 0.65 |

Come si evince dalla tabella, l'area efficace di intervento risulta pari a 25967 mq con un coefficiente di deflusso medio pari a circa 0.65.

8.1.2 Valore limite della portata scaricabile

Per la valutazione del limite di portata scaricabile all'interno del Borro di Ragnaia è stata calcolata la portata drenata allo stato attuale dall'intero lotto in occasione di un evento con TR30 anni ed è stato assunto in via grandemente cautelativa che una sola quota corrispondente al 30% si traduca in apporto al borro, mentre il 70% vada a formare il volume di accumulo sul fronte sud del lotto stante lo sbarramento al libero deflusso determinato dal rilevato ferroviario (in questo senso non sono stati messi in conto come efficaci i n.3 tombini di continuità presenti al di sotto della ferrovia).

| | | |
|---|-------|--------|
| % Area drenata permeabile contribuente | 30% | [%] |
| % Area drenata permeabile non contribuente (area depressa) | 70% | [%] |
| Area drenata permeabile contribuente | 12067 | [mq] |
| Area drenata permeabile non contribuente (area depressa) | 28155 | [mq] |
| coeff. di deflusso | 0.3 | C [-] |
| tc | 15 | min |
| tc | 0.25 | ore |
| i | 105 | mm/h |
| Q_{SA} CONTRIBUENTE | 106 | l/s |
| u | 88 | l/s/ha |
| Q_{LIMITE} | 100 | l/s |
| FS | 1.06 | - |

La portata direttamente afferente al borro è stata pertanto stimata in 106 l/s, pertanto è stata assunto in progetto, come portata limite allo scarico, il valore di 100l/s.

8.1.3 Dimensionamento del bacino di laminazione

Al fine di garantire la compatibilità idraulica della trasformazione di uso del suolo è stata sviluppata, attraverso un apposito foglio di calcolo, la stima del volume di compenso associato alla trasformazione. La stima di progetto è stata effettuata in via cautelativa per un tempo di ritorno pari a 30 anni, e considerando la portata limite scaricabile precedentemente ottenuta, il volume risulta essere pari a 951 mc. Come ulteriore elemento di valutazione è stata effettuata anche la stima per il tempo di ritorno pari a 50 anni ottenendo, alle medesime condizioni di scarico, un volume pari a 1130 mc.

Il bacino di laminazione viene ricavato mediante lo scavo, fino alla profondità di 80.00 m s.l.m., di una porzione dell'area di intervento. Alle condizioni di massimo invaso presenta un volume pari a circa 1900 mc ad una quota assoluta di 81.25 m s.l.m. ed ha lo scopo di laminare le acque meteoriche per poter garantire il rispetto del valore limite della portata scaricabile. L'altezza di massimo invaso è quindi 1.25 m. Il bacino di laminazione è rappresentato nella seguente immagine.

All'interno del bacino si prevede la realizzazione di una stazione di sollevamento con portata pari a 10 l/s e prevalenza 4.68 m per garantire il drenaggio delle acque verso un pozzetto a monte del collettore finale della rete di drenaggio. Operativamente questa si prevede che questa si attivi quando il livello idrico nella vasca raggiunge un'altezza idrica pari a 20 cm.

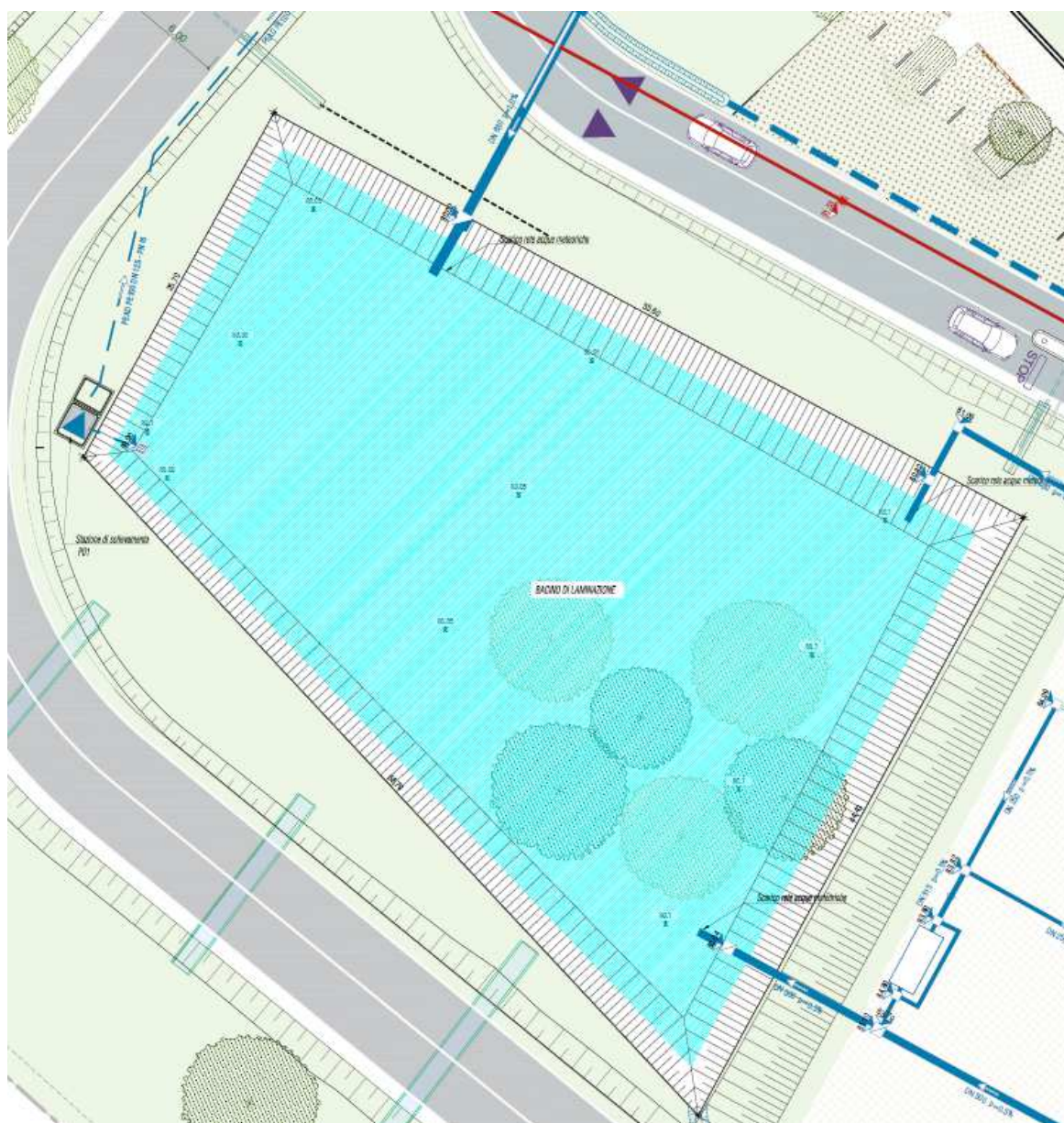


Figura 13 – Bacino di laminazione

8.1.4 Valutazioni circa la compatibilità idraulica del ricettore finale (Borro della Ragnaia)

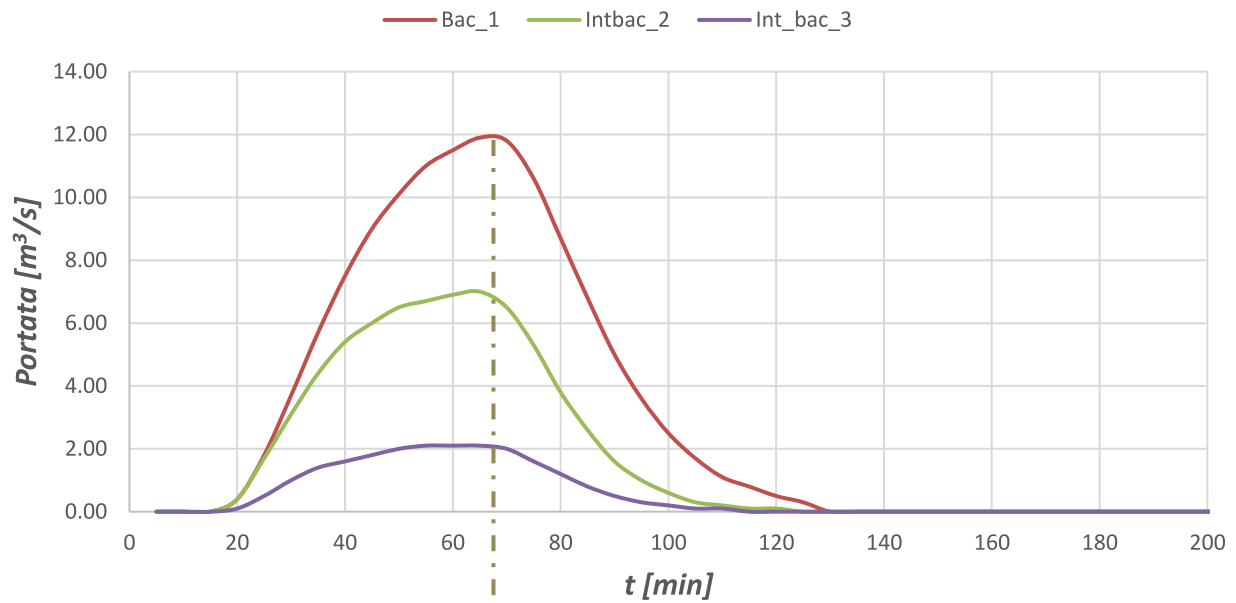
Come anticipato nei precedenti paragrafi, lo scarico della rete di drenaggio del lotto privato nel Borro della Ragnaia è stato dotato di un limitatore di portata settato a 100l/s; stante l'estensione ridotta del lotto rapportata all'intero bacino scolante del borro, il picco di portata prodotto dal nuovo insediamento si verifica a circa 10min dall'inizio dell'evento meteorico, per poi iniziare la fase di esaurimento della portata che si attesta dopo circa 30min a 10l/s, valore corrispondente all'avvio delle pompe di sollevamento a servizio del bacino di laminazione.

Dal confronto grafico tra i picchi di portata rappresentato nelle seguenti immagini, si evince chiaramente come il picco di portata proveniente dal lotto non si sovrapponga al picco di portata generato dal bacino idrografico del Borro di Ragnaia.

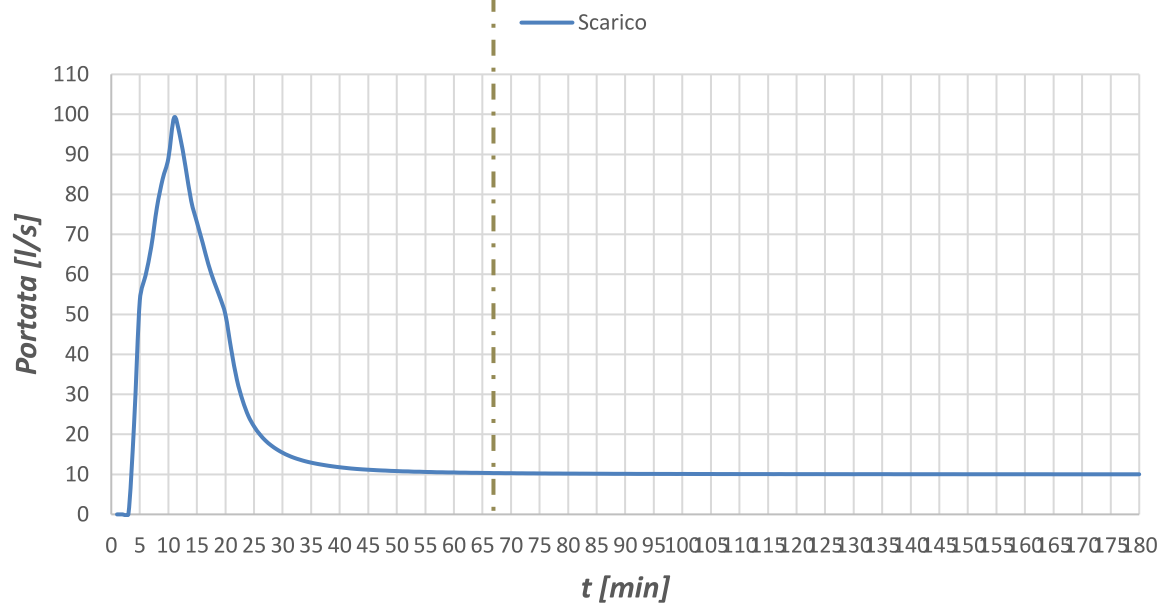
Si fa notare poi come per consentire di apprezzare i valori, l'idrogramma del corso d'acqua è stato espresso in mc/s, mentre quello defluente dall'area di intervento è stato espresso in l/s.

D'altra parte i grafici sottostanti evidenziano anche come in occasione dei passaggi di picco di piena del borro, la portata allo scarico dal lotto si attesti sul valore di 10l/s, valore assolutamente trascurabile (0,08%) rispetto ai circa 12mc/s corrispondenti alla portata di piena del corso d'acqua.

Idrogrammi TR30 durata 1 ora (Borro di Ragnaia)



Idrogrammi TR30 durata 15 min



9 VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ E SICUREZZA IDRAULICA AI SENSI DELLA LR 41/2018 (GESTIONE DEL RISCHIO IDRAULICO)

Il presente capitolo espone le verifiche idrauliche ante-operam e post-operam volte a garantire il rispetto della compatibilità idraulica dell'intervento ai sensi della L.R.41/2018 ed alla gestione del rischio idraulico ai sensi del P.G.R.A.. In particolare verrà studiato il comportamento idraulico del Borro della Ragnaia in corrispondenza dell'area di intervento e delle aree limitrofe.

9.1 Modellazione idraulica – Stato attuale (PSI 2023)

Per effettuare le verifiche è stato acquisito il modello idraulico predisposto nell'ambito della redazione del Piano Strutturale Intercomunale 2023, che rappresenta il riferimento ufficiale per la caratterizzazione idraulica dello stato ante-operam, essendo stato validato dal Genio Civile e che sarà trasposto successivamente all'interno della pianificazione P.G.R.A..

La modellistica numerica adottata per le analisi idrauliche a supporto della redazione del PSI 2023 è implementata nel programma di calcolo HEC-RAS v. 6, in regime di moto vario 1+2D di corrente mista, a fondo fisso ed è stata condotta per gli scenari con un tempo di ritorno di 30 e 200 anni.

Il modello comprende i seguenti reticoli:

- Fiume Arno,
- Fiume Sieve,
- Torrente Vicano di Pelago,
- Borro delle Fogliacce,
- Borro del Pelacane,
- Borro della Ragnaia,
- Torrente Sieci,

e si estende da monte del Comune di Pelago sul Fiume Sieve fino a poco più a valle della località le Sieci nel Comune di Pontassieve.

9.1.1 Input idrologici di stato attuale (PSI 2023)

Gli input idrologici, sviluppati per i tempi di ritorno 30 e 200 anni, per studiare il comportamento idraulico del bacino idrografico del Borro della Ragnaia, sono i seguenti:

1. bacino Bac_1 chiuso prima del tombamento di Via dello Stracchino;
2. interbacino Int_bac_2 chiuso a monte della ferrovia;
3. interbacino Int_bac_3 chiuso alla confluenza con il Fiume Arno.

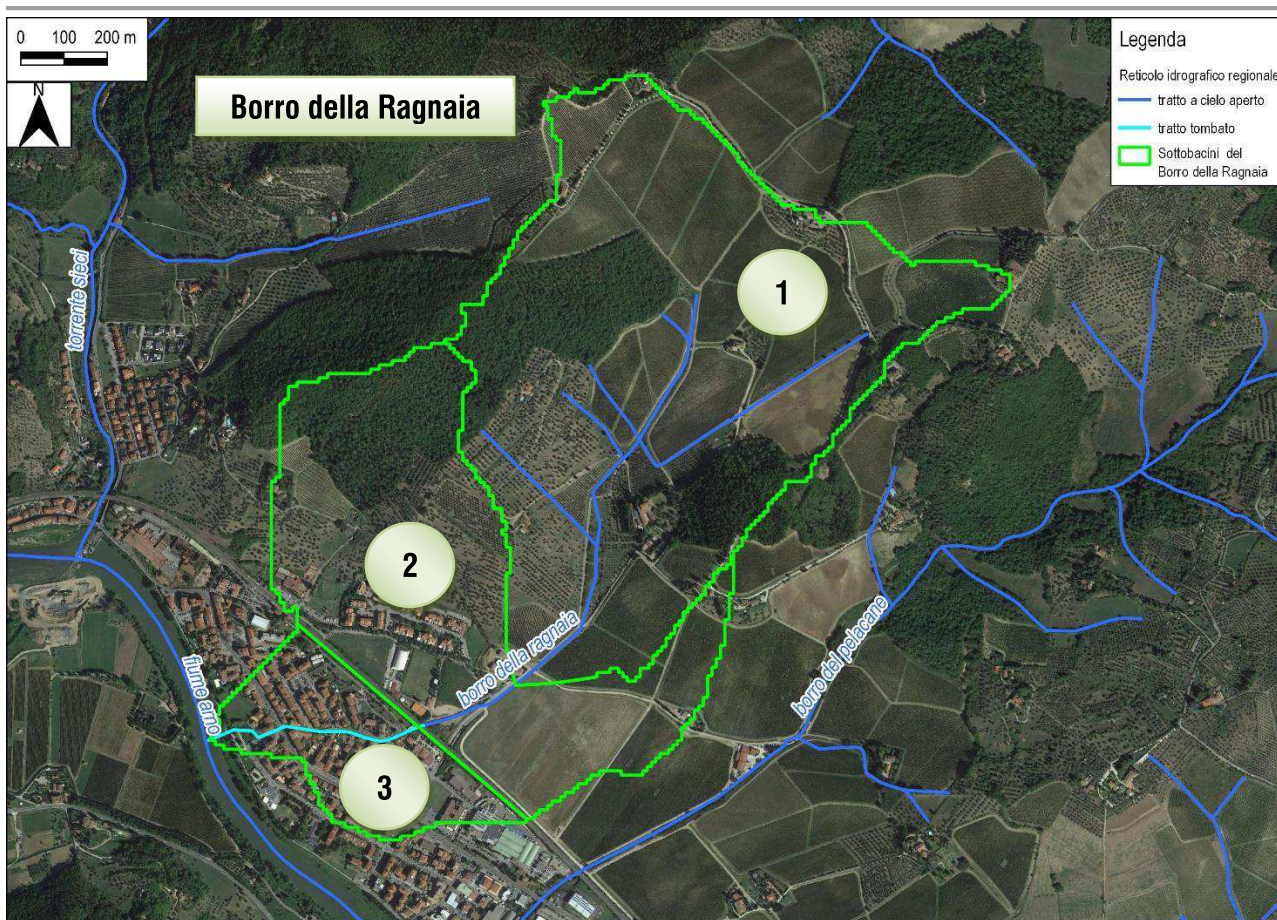


Figura 14 – Bacino Borro della Ragnaia e sottobacini

Nella seguente tabella si riportano, per la durata critica del bacino idrografico pari ad 1 ora, i valori di pioggia lorda (h_{lord}) e raggugiata (h_{ragg}) ed il coefficiente di ragguglio (K_r) per il bacino del Borro della Ragnaia (codice bacino: 8152).

| TR [anni] | d [h] | h_{lord} [mm] | K_r [mm/h] | h_{ragg} [mm] |
|-----------|-------|-----------------|--------------|-----------------|
| 30 | 1 | 50.3 | 0.999 | 50.2 |
| 200 | 1 | 70 | 0.999 | 69.9 |

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi.

| TR [anni] | d [h] | Portata di picco [m^3/s] | | |
|-----------|-------|------------------------------|-----------|-----------|
| | | Bac_1 | Int_bac_2 | Int_bac_3 |
| 30 | 1 | 11.9 | 7.0 | 2.1 |
| 200 | 1 | 17.0 | 9.8 | 3.0 |

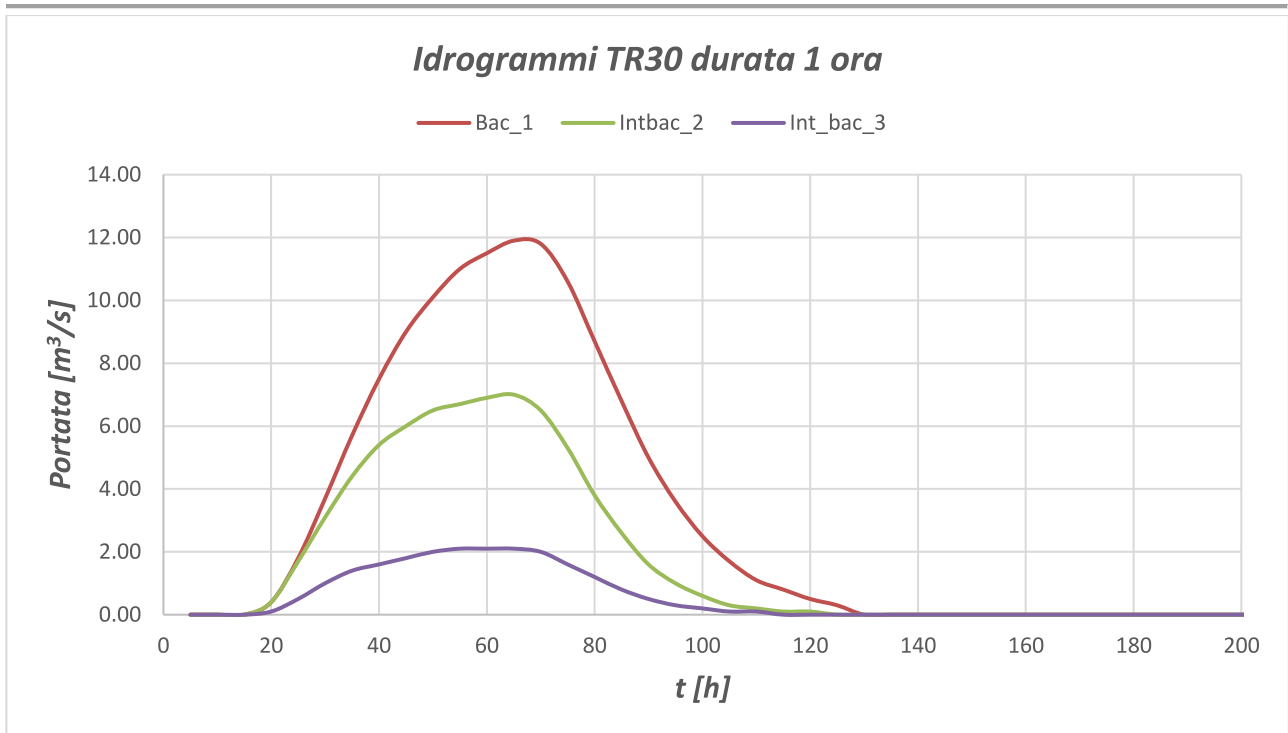


Figura 15 – Idrogrammi di progetto per il tempo di ritorno 30 anni e durata 1 ora

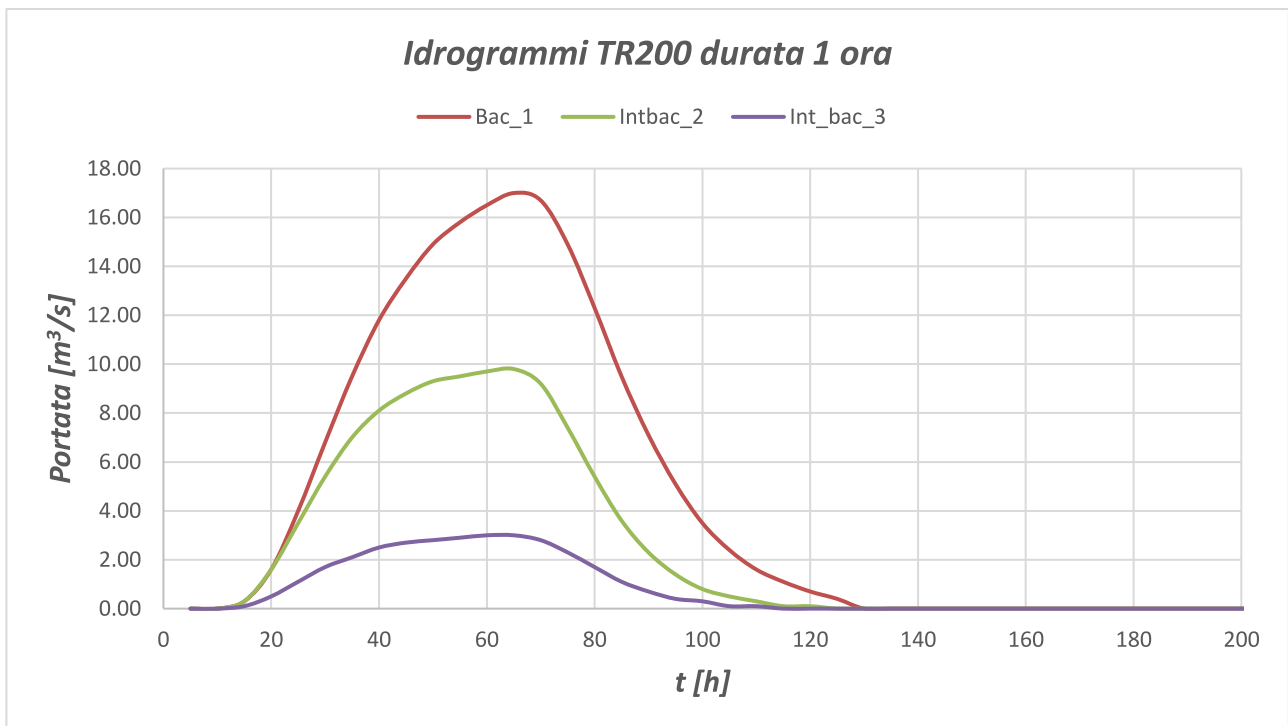


Figura 16 – Idrogrammi di progetto per il tempo di ritorno 200 anni e durata 1 ora

Per approfondimenti si rimanda agli elaborati del PSI 2023.

9.1.2 Risultati della modellazione ante-operam

I risultati della modellazione ante-operam, per gli scenari con i tempi di ritorno di 30 e 200 anni e per la durata critica pari ad un'ora, mostrano che l'area di intervento non è sostanzialmente interessata dalla presenza di battenti idraulici. Soltanto alcune porzioni perimetrali dell'area risultano interessate dalla presenza di battenti con valori compresi entro 1.5 m. Nelle seguenti figure vengono mostrati i battenti idraulici sull'area di intervento per gli scenari considerati.



Figura 17 – Battenti idraulici (Tr=30 anni) da modello idraulico ante-operam



Figura 18 – Battenti idraulici ($T_r=200$ anni) da modello idraulico ante-operam

9.2 Modellazione idraulica – Stato di progetto

9.2.1 Implementazione topografica del modello idraulico

Il modello digitale del terreno associato alla modellazione bidimensionale è stato implementato inserendo le modifiche altimetriche che l'intervento di progetto prevede per la realizzazione del piano finito.

L'immagine seguente mostra la topografia dell'area di intervento allo stato attuale ed allo stato di progetto.

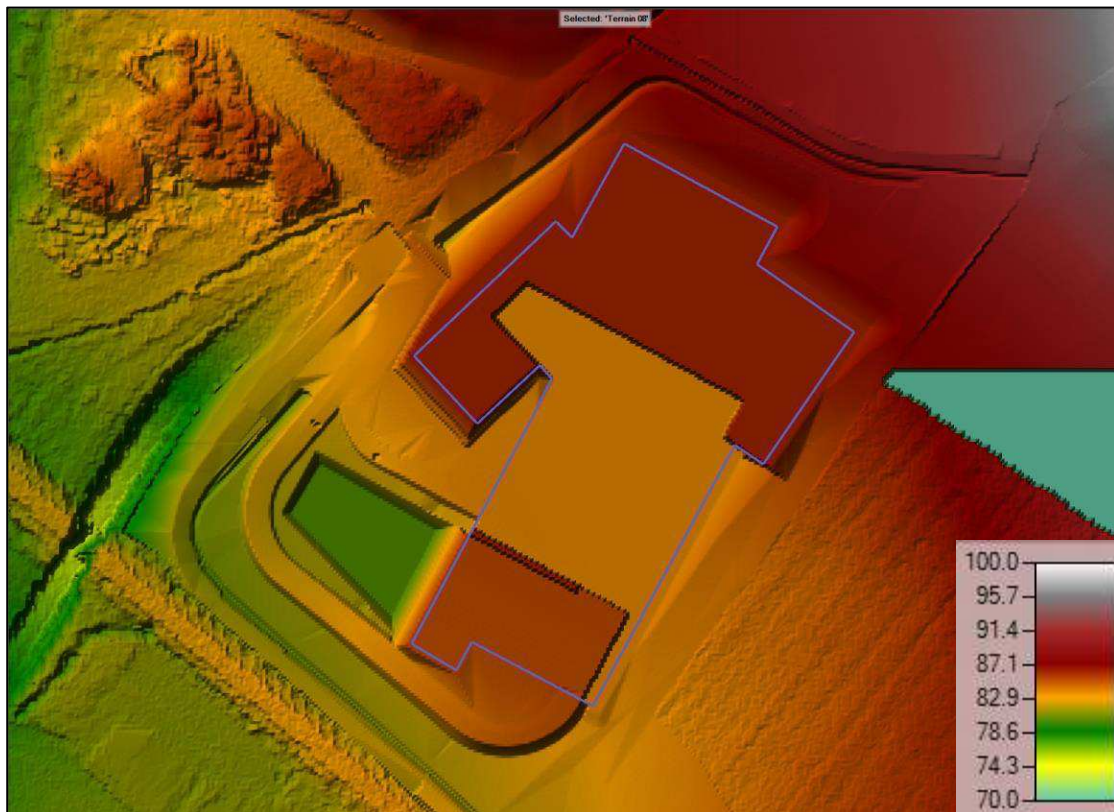
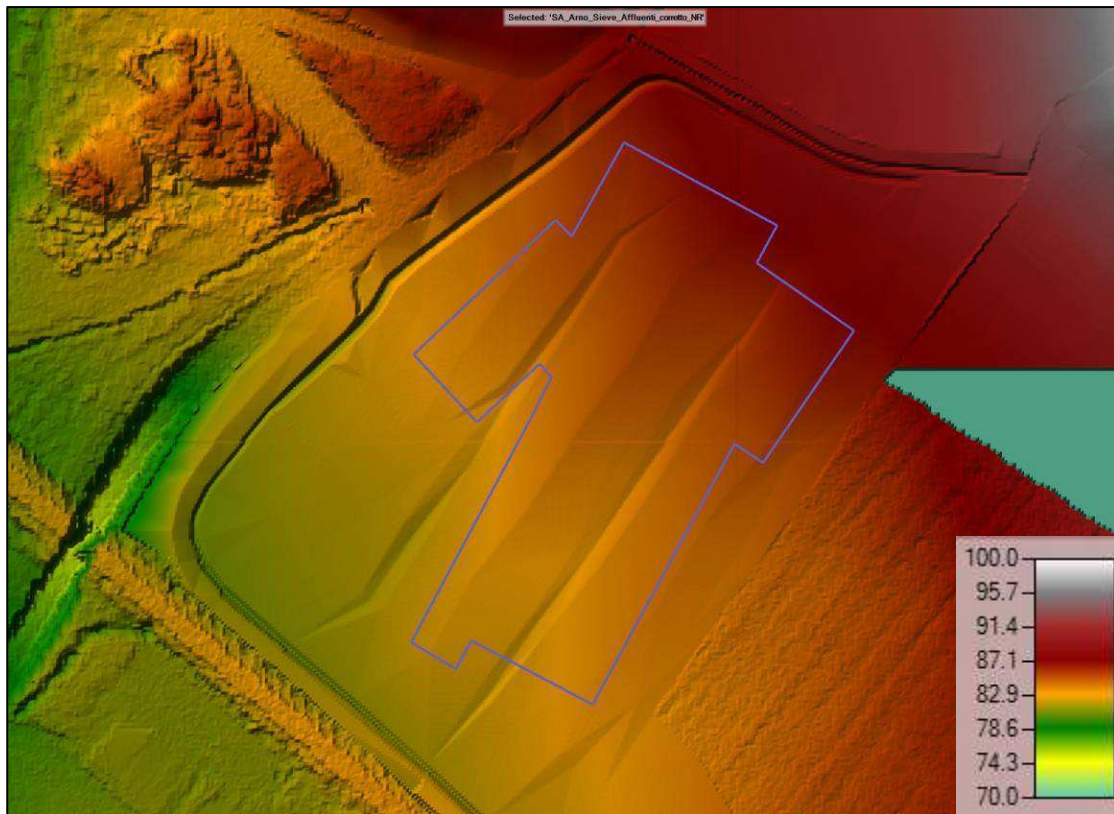


Figura 19 –Topografia di SA (sopra) e SP (sotto) in corrispondenza dell'area di intervento

9.2.2 Implementazione geometrica della base di calcolo bidimensionale

L'implementazione della geometria del modello idraulico è stata effettuata esclusivamente sulla base di calcolo bidimensionale inserendo le opere d'arte di trasparenza idraulica previste in progetto, ovvero tombini idraulici, mediante elementi *Bridge/Culvert*.

Gli elementi previsti sono:

- n° 1 condotta scatolare dim. int. 3.00 x 1.25 cm di lunghezza 70 m,
- n° 3 condotte circolari CLS DN 600 mm di lunghezza 15 m.

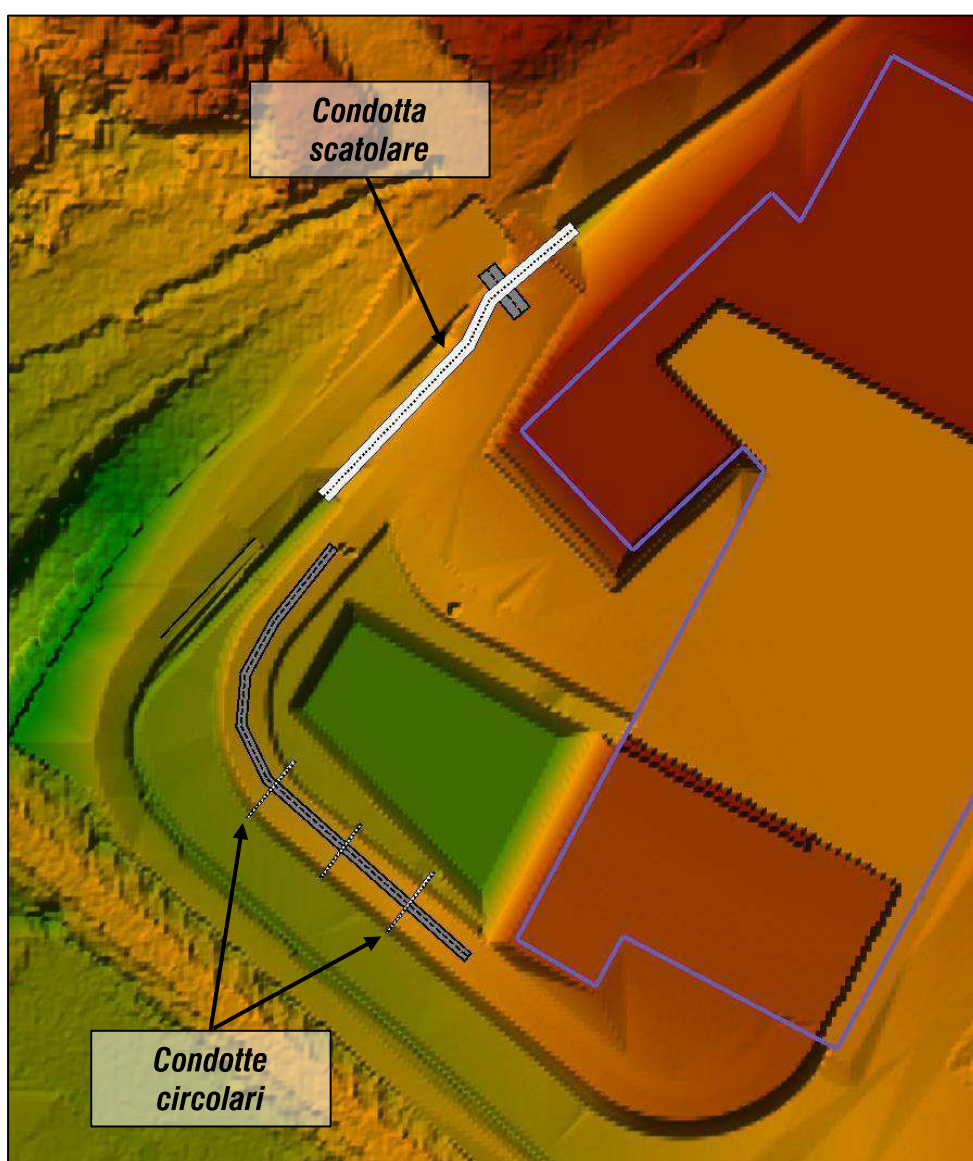


Figura 20 – Opere d'arte di trasparenza idraulica inserite nella base di calcolo bidimensionale

9.2.3 Risultati della modellazione post-operam

I risultati della modellazione post-operam, per gli scenari con i tempi di ritorno di 30 e 200 anni e per la durata critica pari ad un'ora, mostrano che l'area di intervento continua a non essere sostanzialmente interessata dalla presenza di battenti idraulici. Le medesime porzioni perimetrali dell'area continuano ad essere interessate dalla presenza di battenti con valori compresi entro 1.5 m.

Si precisa anche che le opere di edificazione previste risultano, ovviamente, in sicurezza idraulica per lo scenario con tempo di ritorno di 200 anni.

In particolare si fa notare che:

- la strada interna al lotto, posta a quota di sicurezza idraulica, essendo dotata di opere di trasparenza idraulica non costituisce un ostacolo significativo al deflusso delle acque permettendo il collegamento delle porzioni di territorio all'interno dell'area.
- il bacino di laminazione fornisce una zona di convergenza preferenziale delle acque che attraversano la strada localizzando in una zona opportuna l'allagamento.

Nelle seguenti figure vengono mostrati i battenti idraulici sull'area di intervento per gli scenari considerati e dalle quali si può evincere le dinamiche descritte ai punti precedenti.

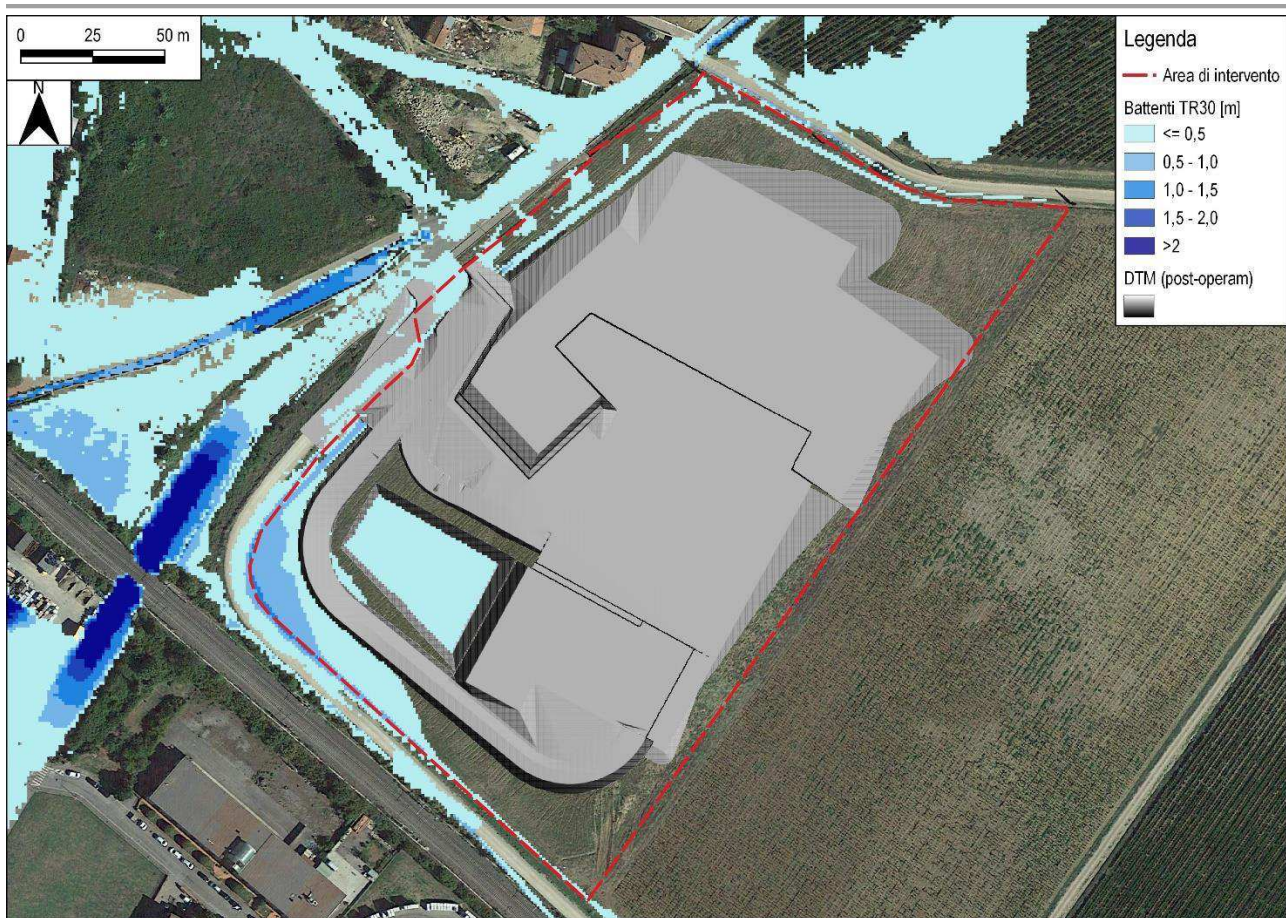


Figura 21 – Battenti idraulici (Tr=30 anni) da modello idraulico post-operam

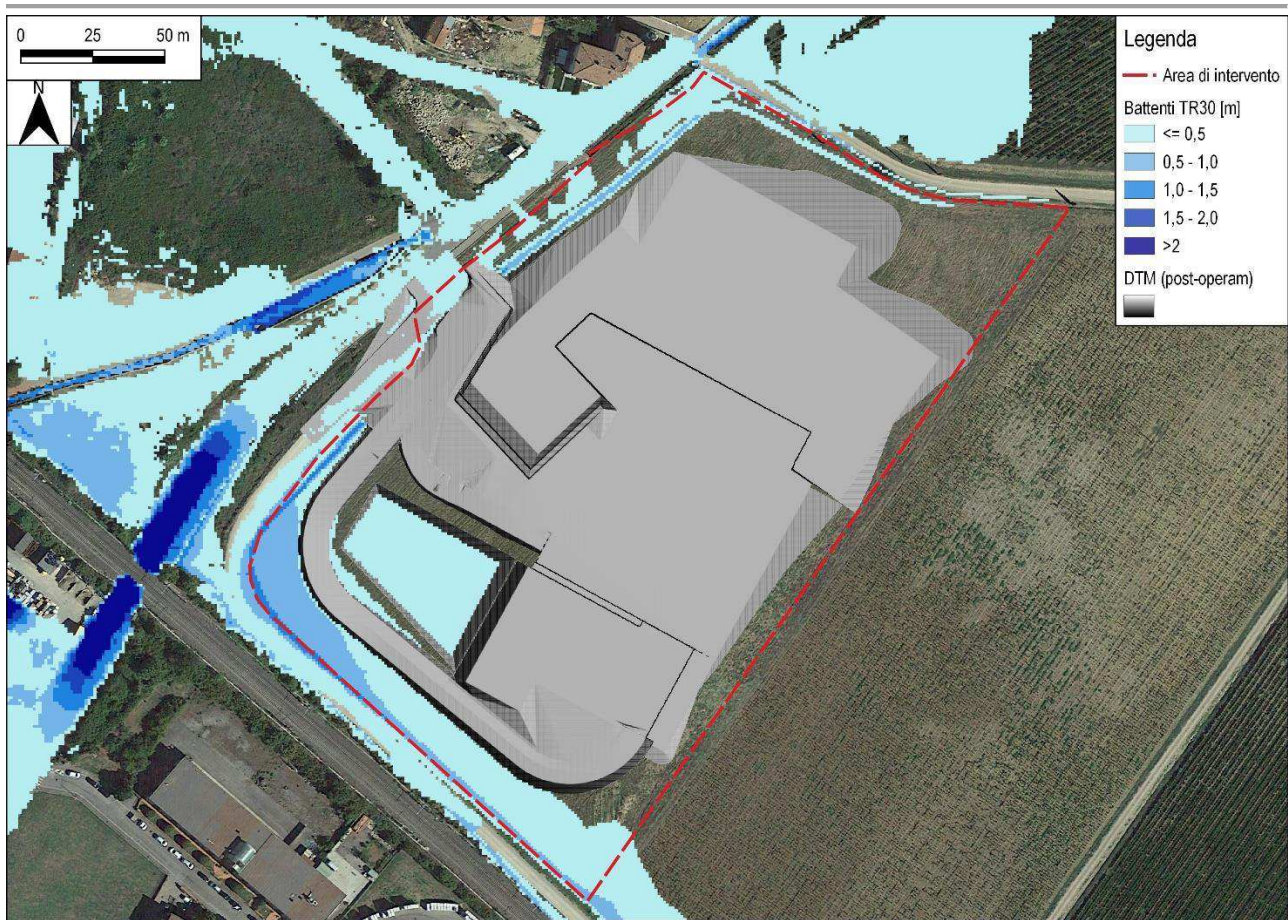


Figura 22 – Battenti idraulici (Tr=200 anni) da modello idraulico post-operam

9.3 Confronto dei risultati ante e post-operam sull'area di intervento

Dal confronto dei risultati della modellazione idraulica ante-operam e post-operam si evince chiaramente come sull'area di intervento la configurazione di progetto non determina un aggravio delle condizioni di rischio idraulico, come rappresentato dalle seguenti mappe, nuovamente proposte nella medesima pagina per un confronto diretto.

9.3.1 Confronto per TR = 30 anni

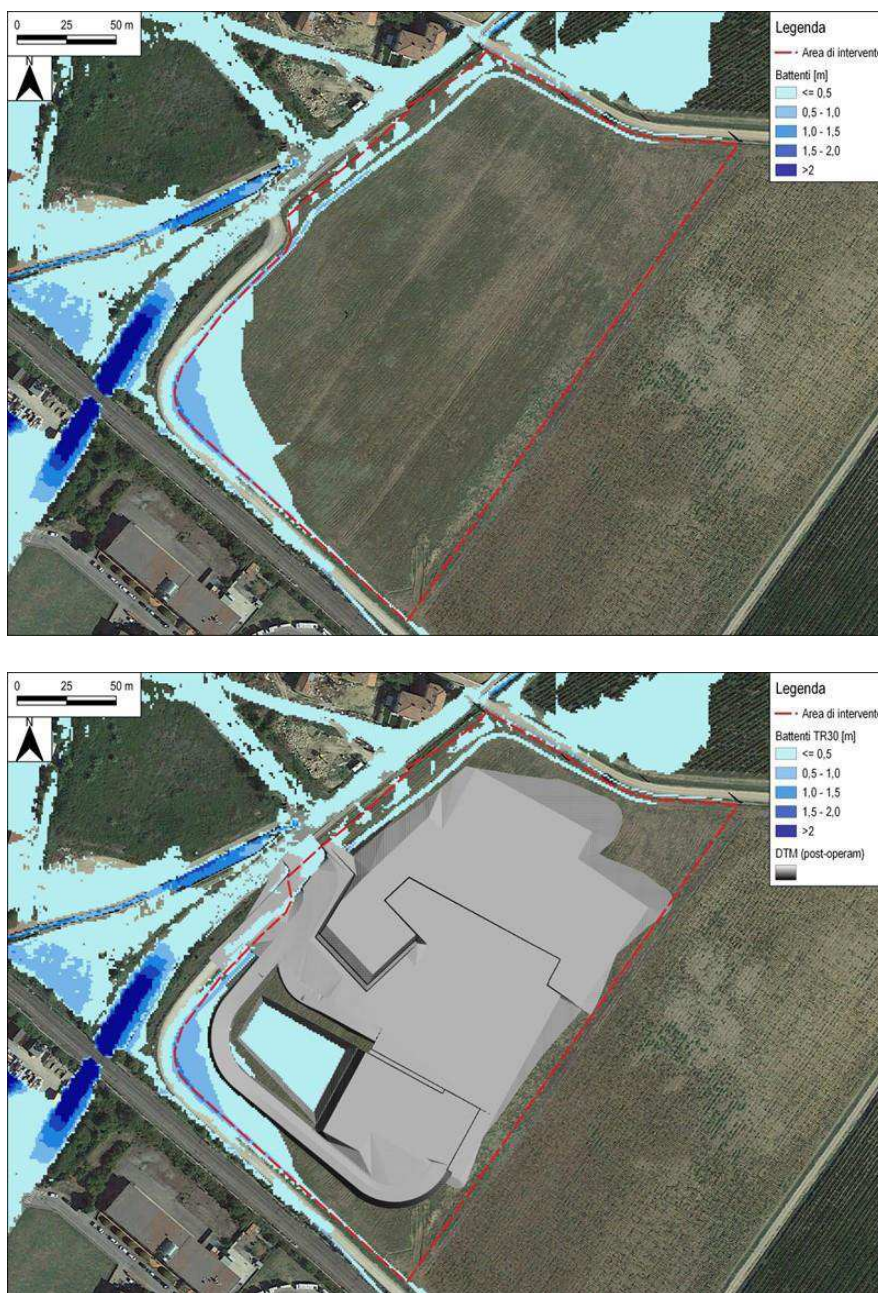


Figura 23 – Battenti TR=30 anni ante-operam (sopra) e post-operam (sotto) sull'area di intervento

9.3.2 Confronto per TR = 200 anni



Figura 24 – Battenti TR=200 anni ante-operam (sopra) e post-operam (sotto) sull'area di intervento

9.4 Confronto dei risultati ante e post-operam sulle aree limitrofe

Dal confronto dei risultati della modellazione idraulica ante-operam e post-operam si evince chiaramente come sulle aree limitrofe la configurazione di progetto non determina un aggravio delle condizioni di rischio idraulico, come rappresentato dalle seguenti mappe.

9.4.1 Confronto per TR = 30 anni



Figura 25 – Battenti TR=30 anni ante-operam (sopra) e post-operam (sotto) sulle aree limitrofe

9.4.2 Confronto per TR = 200 anni

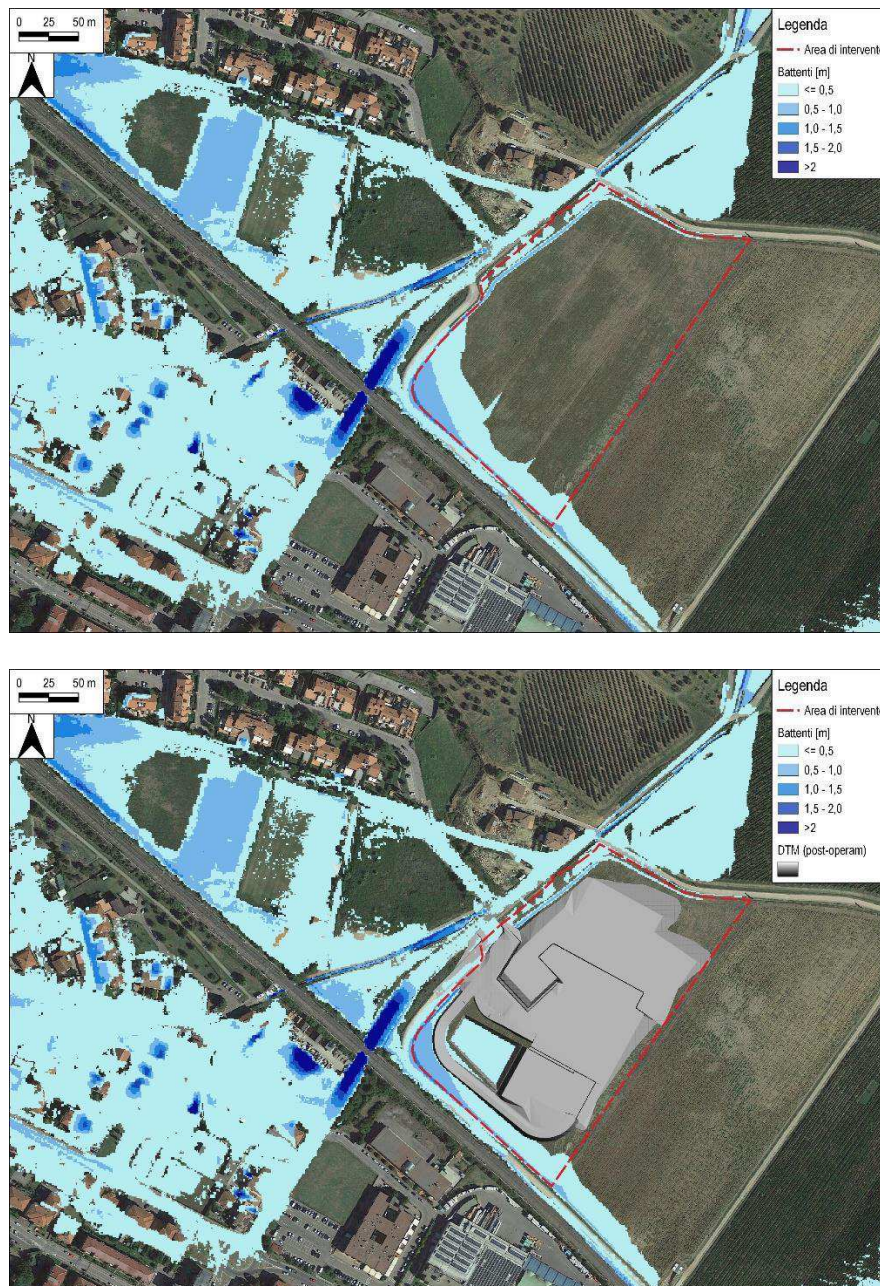


Figura 26 – Battenti TR=200 anni ante-operam (sopra) e post-operam (sotto) sulle aree limitrofe

10 RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

10.1 Descrizione della rete

L'intervento in progetto, prevede la realizzazione di una rete di drenaggio delle acque meteoriche che raccoglie interamente le piogge che ricadono sull'area di intervento. Sarà costituita da tubazioni in PVC-UD SN8 ed in PE100 PN16 ed avrà una parte con funzionamento a gravità ed una parte con funzionamento in pressione. Essa è concepita e dimensionata in modo da convogliare nel recapito di progetto, individuato nel corpo idrico recettore Borro della Ragnaia, solamente una portata che massimo può raggiungere il valore limite allo scarico, come definita nel paragrafo 8.1.2, pari a 100.4 l/s.

Le acque di drenaggio della copertura e delle pavimentazioni esterne raccolte dalla rete vengono convogliate ad un dispositivo di regolazione e scolmo delle portate e successivamente o convogliate direttamente verso il recapito di progetto oppure passando attraverso un bacino di laminazione e poi verso il recapito.

Il bacino di laminazione viene ricavato mediante lo scavo di una porzione dell'area di intervento ed il suo svuotamento avverrà attraverso un sollevamento con portata pari a 10 l/s, poiché la quota del fondo è inferiore alla quota del recapito di progetto. Il bacino sarà anche dotato di un pacchetto drenante al fine di far filtrare al suo interno le acque generate da eventi di pioggia modesti in modo tale da non avere zone di ristagno.

Le acque meteoriche che interessano le viabilità e l'area del parcheggio in stalli inerbite non saranno intercettate da elementi di drenaggio, ma andranno direttamente a confluire o verso il bacino di laminazione o nelle aree verdi limitrofe che sono in grado di far infiltrare le piogge che ricadono su esse.

Data la morfologia dell'area sono previsti anche dei fossi e delle trincee drenanti allo scopo di raccogliere le acque di versante che ricadono all'interno dell'area di intervento.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda agli elaborati:

1. 02_AE_D001_20_5130_Planimetria reti acque meteoriche e acque reflue;
2. 02_AE_D002_20_5130_Particolari rete di drenaggio acque meteoriche
3. 02_AE_D005_20_5130_Pianta e particolari bacino di laminazione.

10.2 Stima del tempo di corrivazione

É stato necessario determinare il tempo di corrivazione della rete (t_c) che per definizione è il tempo che impiega la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura. Esso è espresso dalla seguente formula:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

- t_a è il tempo di accesso,
- t_r è il tempo di rete.

Il tempo di accesso, è definito come il lasso di tempo che trascorre affinché una goccia di pioggia raggiunga la rete di drenaggio. Il tempo di rete è invece il tempo che impiega la goccia a percorrere il collettore stesso per raggiungere la sezione di chiusura del bacino e può essere esplicitato dal rapporto tra la lunghezza della rete e la sua velocità media.

La letteratura scientifica ci suggerisce di utilizzare un tempo di accesso alla rete compreso tra i 5 e i 10 minuti in funzione della morfologia dell'area. Per il presente progetto si è stimato un tempo di accesso pari a 10 minuti. Per quanto riguarda il tempo di rete, vista la modesta estensione dei singoli collettori, si assume un tempo di rete di circa 5 minuti.

Pertanto, al fine di verificare la bontà progettuale della rete di drenaggio delle acque meteoriche, vista la morfologia e l'estensione della rete di progetto, sarà assunta come durata dell'evento meteorico di progetto, quella pari al tempo di corrivazione di 15 minuti.

10.3 Ietogrammi di progetto

Per il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche previste dall'intervento si è scelto di rappresentare le altezze di pioggia di progetto mediante ietogrammi sintetici di forma triangolare riferiti ai tempi di ritorno di 10, 30 e 50 anni.

10.4 Modellazione idraulica - Descrizione del software

Ai fini della simulazione idraulica del sistema di drenaggio delle acque meteoriche è stato utilizzato il software denominato *Autodesk Storm and Sanitary Analysis (SSA)*. SSA è un'applicazione completa per l'analisi idrologica e idraulica che consente la pianificazione e la progettazione di sistemi di scarico urbani, di sistemi di evacuazione dell'acqua piovana (anche per autostrade) e di sistemi fognari.

SSA è un modello di simulazione idraulica di afflussi – deflussi, basato sulla procedura di calcolo del software *SWMM (EPA Storm Water Management Model - SWMM 5.1)*, usato per lo studio di un singolo evento o per la simulazione continua di lunga durata delle quantità e delle qualità del deflusso.

SSA si applica per simulare un evento singolo, ma anche per fare delle simulazioni continue con ietogrammi storici e/o sintetici. Nel modello viene considerata una variazione spaziale della pioggia, la ritenzione superficiale viene sottratta tutta alla parte iniziale del pluviogramma, le superfici contribuenti sono permeabili e impermeabili, lo scorrimento superficiale è calcolato tramite l'equazione di continuità e l'equazione di Manning, mentre l'infiltrazione è valutata secondo il metodo di Green e Ampt o con la legge di Horton. SSA offre la possibilità di compiere calcoli e simulazioni di tipo idraulico (grazie alla risoluzione e integrazione numerica in forma completa delle equazioni di De Saint Venant) su una rete di canali o condotte, sollecitata da fenomeni meteorici o da ingressi di natura diversa. Il moto in pressione è ammesso grazie allo stratagemma della fessura di Preissman e nei nodi è considerato il volume dei pozzetti in congruenza con i livelli idrici.

SSA utilizza una descrizione topologica della rete basandosi su una geometria formata da rami e nodi. I rami e i nodi hanno ciascuno proprietà specifiche che, combinate tra loro, consentono la rappresentazione idraulica dell'intera rete di deflusso. Il software procede al calcolo della propagazione dell'onda di piena in rete, scegliendo tra diversi moduli: moto uniforme, onda cinematica e moto vario, basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant. In quest'ultima opzione il programma consente di effettuare i calcoli in maniera più accurata, poiché vengono modellati anche i fenomeni di rigurgito, moti a pelo libero e in pressione, inversione del flusso nei rami.

Il software è suddiviso in due moduli: uno di Servizio e un altro Computazionale. Nel primo modulo sono contenuti una serie di blocchi che consentono di elaborare i risultati ottenuti, gestire i dati meteo-climatici da inserire nel programma o che vengono utilizzati nel corso di simulazioni di tipo continuo (blocchi Temperature e Rain), di gestire i risultati ottenuti per mezzo di grafici e stampe (blocco Graph), sistemare i valori di output al fine di aggregare i dati, utilizzabili così dai blocchi in cascata (blocco Combine). Il modulo

Computazionale contiene quattro blocchi con i relativi simulatori di processo idrologico ed idraulico: i più importanti sono sicuramente il blocco per la modellazione del deflusso superficiale (blocco Runoff), e il blocco di calcolo dinamico basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant che governano il fenomeno idraulico di propagazione all'interno della rete (blocco Extran).

Il blocco Runoff è il primo passo di una simulazione in SSA. Questo riceve come input gli eventuali dati meteorologici registrati nei blocchi Rain e/o Temperature, oppure si possono introdurre degli ietogrammi (con intensità di pioggia/tempo o precipitazione totale in mm/tempo) definiti dall'utente. Runoff analizza il processo afflussi-deflussi utilizzando un approccio basato sulla tecnica dei serbatoi non lineari con una opzione per il calcolo dell'apporto idrico derivante dallo scioglimento della neve. Inoltre viene anche analizzato il processo di infiltrazione e di evaporazione, in modo da poter arrivare ad ottenere come risultato il tracciamento dell'idrogramma in ogni ramo della rete studiata. Il blocco può essere impostato per compiere simulazioni per periodi temporali che vanno dai minuti agli anni. Come uscita di questo blocco si hanno degli idrogrammi che fungono da ingresso alla rete di drenaggio.

Il blocco Extran, Extended Transport, è in pratica il "cuore" idraulico di SSA; consente infatti di modellare la propagazione dei deflussi all'interno della rete mediante la risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant. Extran risulta essere un modulo completo per la simulazione di reti ad albero o a maglia; vengono modellati, infatti, anche i fenomeni di rigurgito, le inversioni del flusso nei rami, i moti a pelo libero e in pressione. Extran utilizza una descrizione topologica della rete basata su una geometria rami nodi; i rami e i nodi hanno caratteristiche specifiche, opportunamente configurabili, che, combinate tra loro, permettono la descrizione idraulica dell'intera rete di deflusso. Nella schematizzazione usata dal blocco, i rami sono sostanzialmente i condotti della rete fognaria (i canali nel caso di sezioni aperte) e consentono di propagare le portate da un nodo all'altro. I nodi rappresentano i pozzetti presenti nel sistema fognario (o i punti di intersezione dei rami, come nel caso dei canali); nei nodi vengono localizzate le portate in ingresso (provenienti dal Runoff ed espressi come idrogrammi di piena generati a partire dal modello afflussi-deflussi) e le portate uscenti dalla rete. L'utilizzo del blocco Extran è consigliabile quando è necessario rappresentare condizioni di rigurgito ed inversioni del flusso, nonché quando siano presenti organi speciali di regolazione quali sfioratori, pompe e bacini di accumulo.

10.4.1 Breve descrizione della routine idrologica

Il software SSA è in grado di rappresentare i vari processi idrologici che producono i deflussi dalle aree urbane e non, i quali includono:

- Precipitazioni;
- Evaporazione d'acqua;
- Accumulo e scioglimento della neve;
- Infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;
- Percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;
- Interflow fra acqua freatica e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini, ognuno dei quali sarà diviso sulla base dell'area permeabile ed impermeabile. Il deflusso superficiale può essere diretto fra i sottobacini, o nei punti di entrata di una rete di fognatura.

10.4.1.1 Caratteristiche delle precipitazioni

Le precipitazioni in SSA sono definite attraverso l'attribuzione dei Rain Gage, che forniscono i dati di pioggia sui bacini. Si possono inserire manualmente attraverso appositi editor, oppure si possono caricare da un file di testo esterno. Le principali informazioni sono relative all'intensità o al volume di pioggia, e all'intervallo di registrazione dei dati (ogni ora, 30 minuti, 15 minuti, ...).

10.4.1.2 Deflusso superficiale

Il deflusso superficiale è caratterizzato da quella parte di precipitazione che scorre sulla superficie del terreno e si raccoglie successivamente nella rete di scolo. Sottraendo le perdite all'afflusso meteorico totale, rappresentato dalla pioggia lorda, si ricava la pioggia netta, ossia quella quota di precipitazione che contribuisce al deflusso superficiale.

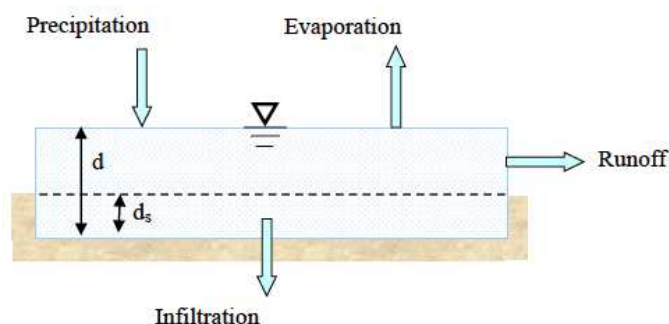


Figura 27: Rappresentazione concettuale dell'infiltrazione sul software di modellazione

Il deflusso superficiale schematizzato dal modello idraulico è concettualmente rappresentato in Figura 27.

Ogni superficie dei sottobacini è trattata come un serbatoio non-lineare. Gli ingressi sono rappresentati dalle precipitazioni, dalle piogge e/o scioglimento delle nevi, mentre le uscite sono rappresentate dall'evaporazione, dall'infiltrazione e dal deflusso superficiale. Il volume del serbatoio schematizzato, è rappresentato dalla massima capacità di immagazzinamento delle depressioni superficiali. Il deflusso superficiale per unità di area Q si innesca ogni volta che l'altezza d'acqua nel serbatoio supera il valore della depressione superficiale d_s e il flusso che fuoriesce è dato dall'equazione:

$$Q = W \cdot \frac{1.49}{n} \cdot (d - d_s)^{5/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q = deflusso superficiale
- W = larghezza del sottobacino (Width)
- n = coefficiente di scabrezza di Manning
- d = altezza d'acqua
- d_s = altezza delle depressioni superficiali
- i = pendenza del sottobacino

I sottobacini si distinguono in permeabili e impermeabili, questo perché il deflusso superficiale può infiltrarsi attraverso la porzione superficiale delle aree permeabili, secondo la legge di infiltrazione utilizzata. Vedremo nel capitolo di descrizione degli elementi che compongono la rete come sono stati schematizzati nel presente progetto.

10.4.2 Schematizzazione degli elementi che compongono una rete di drenaggio

Di seguito si andranno a descrivere gli elementi che compongono la rete drenaggio in progetto compresi, quando necessario, la scelta dei parametri utilizzati.

10.4.2.1 Sottobacini

I sottobacini sono aree di drenaggio che dirigono il deflusso superficiale verso un unico punto di scarico. La scelta progettuale è stata quella di considerare l'intero sottobacino con una permeabilità differente a seconda del tipo di superficie:

- impermeabile (copertura tetti, percorsi pedonali e strade);
- permeabile (aree verdi).

Per ogni area è necessario inserire diversi parametri, che si suddividono in quattro macro aree:

CONNECTIVITY

- Rain Gage | ad ogni sottobacino deve essere assegnato un evento di pioggia. Per il dimensionamento delle opere idrauliche si è utilizzato come detto in precedenza un evento di pioggia sintetico caratterizzato da uno ietogramma triangolare.
- Outlet node | indica il nodo nel quale la portata efficace confluisce.

PHYSICAL PROPERTIES

- Area | indica l'estensione totale del sottobacino;
- Width | indica il "lato" del bacino;
- Slope | indica la pendenza media del bacino;
- Impervious e pervious area | indicano la permeabilità dell'area;
- Manning's Roughness | indica le asperità del terreno attraverso il coefficiente di scabrezza di Manning.

FLOW PROPERTIES

Per la verifica della rete in progetto, si è scelto di affidarsi al metodo di Horton, che si basa sull'equazione:

$$f_p = f_\infty + (f_0 - f_\infty) \cdot e^{-k_d \cdot t}$$

dove:

- f_p è la velocità d'infiltrazione nel suolo [mm/ora];
- f_∞ è il valore minimo di f_p all'istante di tempo infinito [mm/ora];
- f_0 è il valore massimo o iniziale di f_p all'istante di tempo iniziale [mm/ora];
- t è il tempo dall'inizio dell'evento meteorico;
- k_d è il coefficiente di decadimento [1/ora];

I parametri di Horton utilizzati, riconducibili a suoli scarsamente permeabili, sono riportati nella seguente tabella.

| Max. infiltration rate | Min. infiltration rate | Decay constant |
|------------------------|------------------------|----------------|
| 125 | 6.3 | 2 |

10.4.2.2 Nodi

I nodi rappresentano i punti dove il sistema di trasporto interseca i vari rami. Fisicamente rappresentano la confluenza dei canali superficiali o, nel caso si utilizzi il programma per sistemi di fognature, i pozzetti. Alcuni nodi ricoprono un ruolo importante nella riproduzione schematica della rete che si compie in SSA, rappresentano infatti il luogo di immissione dei deflussi superficiali; tutto il deflusso del sottobacino di calcolo viene schematizzato dal software in modo tale da convergere in un unico punto, rappresentato dal nodo di inizio del canale di scolo. I principali parametri di input per un nodo sono la quota di fondo, la quota del terreno e gli eventuali afflussi in ingresso.

10.4.2.3 Rami

I rami sono le condotte che permettono il transito dell'acqua da un nodo all'altro del sistema. Essere suddiviso in più rami e nei corrispettivi nodi. Ogni ramo è schematizzato come un condotto con caratteristiche costanti di forma, pendenza, scabrezza, e pertanto ogni variazione di pendenza del canale, confluenza di più collettori, salti di fondo, variazioni di profondità o di sezione devono essere rappresentati con rami differenti.

La forma del canale può essere scelta utilizzando un apposito menù del programma, grazie al quale è possibile selezionare una serie di sezioni di formati standard, tutte opportunamente configurabili nelle dimensioni a seconda delle esigenze di rappresentazione.

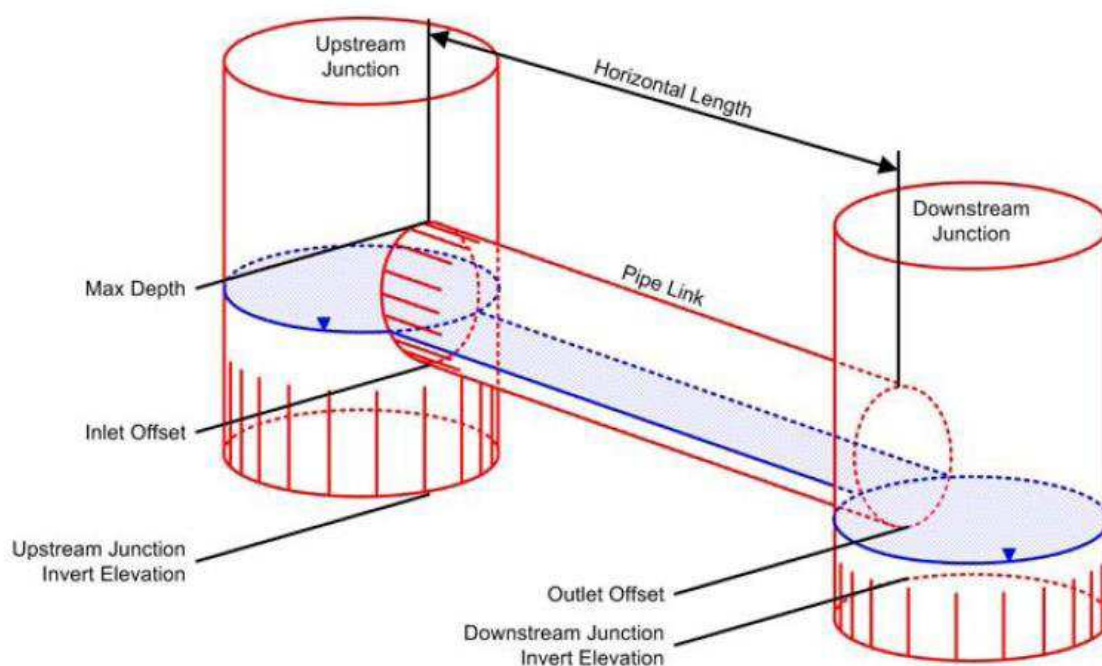


Figura 28: Input per definire tubazioni e canali all'interno di SSA (immagine dal manuale)

10.4.2.4 Weirs

SSA permette la schematizzazione di organi regolatori, come ad esempio gli scaricatori. Esistono diverse possibilità di scelta nel tipo del manufatto, come ad esempio laterale, frontale, trapezoidale, solo per citarne alcuni. Lo scaricatore laterale viene schematizzato nel software come un collegamento, ad esempio, tra un nodo ed un nodo di uscita. I parametri di input per questo dispositivo sono l'altezza della soglia (h), la lunghezza del manufatto (L) ed un coefficiente d'efflusso (C_w). Nel caso di una soglia rettangolare, la portata che fuoriesce viene calcolata mediante la seguente formula:

$$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2}$$

10.4.2.5 Orifices

Attraverso gli orifici è possibile schematizzare in SSA manufatti quali paratoie o diaframmi. Sono rappresentati come un collegamento tra due nodi. Possono essere di sezioni circolare o rettangolare e situati alla base del nodo d'ingresso (Bottom) o ad una determinata quota rispetto alla base (Side). È possibile dotarli di una valvola di ritegno. Le portate che transitano attraverso quest'organo sono definite dalla seguente espressione:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

dove μ rappresenta un coefficiente d'efflusso, A la sezione del manufatto, h la differenza di quota del pelo libero tra nodo d'ingresso e d'uscita, g l'accelerazione di gravità.

10.4.2.6 Outlet

Gli outlet sono dispositivi di controllo del flusso che vengono generalmente utilizzati per controllare i flussi in uscita. Sono usati per modellare il battente attraverso relazioni che non possono essere caratterizzate come pompe, orifici o soglie. Sono rappresentati come un collegamento tra due nodi. Tale organo di regolazione può essere definito attraverso una funzione o da una tabella. È possibile fare riferimento allo scarico dell'uscita utilizzando la profondità del bordo libero sopra l'apertura dell'uscita o la differenza di testa attraverso la struttura dell'uscita.

10.4.2.7 Schematizzazione modellistica del manufatto di regolazione delle portate

Il manufatto di regolazione delle portate, descritto nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, sarà dimensionato per poter garantire il rispetto del valore limite della portata scaricabile (par. 8.1.2) proveniente dall'intera area di intervento.

Esso è stato modellato all'interno di SSA attraverso elementi Orifice e Weirs.

10.4.2.8 Schematizzazione modellistica del bacino di laminazione

Il bacino di laminazione, descritto nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, sarà dimensionato per poter garantire il rispetto del valore limite della portata scaricabile (par. 8.1.2) proveniente dall'intera area di intervento.

Esso è stato modellato all'interno di SSA attraverso un elemento Storage Node, ovvero nodi della rete che permettono l'inserimento di un volume d'invaso associato.

10.4.3 Struttura e funzionamento della routine idraulica

Come si è già accennato il modellatore utilizza una descrizione del tipo "rami-nodi" del sistema di scolo delle acque, facilitando così la rappresentazione discreta del modello fisico e la soluzione matematica delle equazioni di moto vario (De Saint Venant) che costituiscono le basi matematiche del modello. La rete di drenaggio, come già spiegato precedentemente, è idealizzata come una serie di rami, ciascuno associabile ad una forma geometrica, collegati tra loro in corrispondenza dei nodi.

Le proprietà costanti associate ai rami sono il tipo di sezione, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza; quelle determinate ad ogni passo di calcolo sono invece la portata, la velocità, l'area bagnata del flusso, il raggio idraulico e la larghezza del pelo libero; le ultime tre sono in funzione del livello idrico istantaneo. La variabile indipendente fondamentale nei rami è la portata Q , che si assume costante in ogni ramo durante un passo di calcolo. Velocità ed area bagnata del flusso, o livello, sono invece grandezze variabili nello stesso ramo.

Le proprietà costanti associate ai nodi sono la quota di scorrimento e la quota di immissione (o emissione) del ramo rispetto al fondo; quelle determinate ad ogni passo di calcolo e funzione del livello idrico nel nodo sono il volume, l'area superficiale libera e il carico idraulico H . La variabile indipendente fondamentale nei nodi è il carico idraulico, variabile nel tempo, ma costante nel singolo nodo durante un passo di calcolo. Gli afflussi e deflussi avvengono in corrispondenza dei nodi del sistema. La variazione di volume nel nodo durante un dato passo di calcolo costituisce la base per i calcoli seguenti di portata e carico idraulico.

10.4.4 Equazioni fondamentali del codice

Le equazioni che il programma gestisce sono le classiche equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant, composte da:

$$\frac{1}{b(h)} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \cdot \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial t} + gA \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = gA \cdot (I_o - I_f)$$

Dove:

- A = area bagnata
- Q = portata
- B = larghezza del pelo libero
- x = distanza lungo l'asse del condotto
- g = accelerazione gravitazionale
- H = carico idraulico totale
- Z = livello dello scorrimento
- h = livello idrico
- I_o = pendenza della condotta
- I_f = pendenza locale linea dei carichi

Esse sono rispettivamente l'equazione di continuità in moto vario in assenza di afflussi e deflussi laterali la prima e l'equazione del momento della quantità di moto la seconda. In essa, il termine di destra è quello che mette in conto le perdite di carico per attrito, mentre a sinistra si hanno le variazioni della portata nel tempo, le variazioni del termine cinetico e le variazioni del livello lungo l'asse del condotto.

Scrivendo un'equazione di continuità e del moto, per ogni ramo, e integrando questo sistema in x e in t si ottiene Q(x; t) e h(x; t) ovunque e in ogni momento. La risoluzione numerica si effettua tramite un calcolo alle differenze finite implicite. Il modellatore si costruisce una griglia in cui ad intervalli di tempo regolari Δt e di spazio Δx , si inseriscono valori di Q e di h.

La componente di deflusso funziona sull'identificativo di alcune zone denominate Subbasins (sottobacini) che ricevono la precipitazione e generano i carichi. Il modello trasporta i carichi attraverso un sistema di condotte, canali, dispositivi di trattamento e invaso, impianti di sollevamento, luci di fondo e stramazzi.

10.5 Parametri idraulici utilizzati nella modellazione

SSA utilizza una descrizione topologica della rete basandosi su una geometria formata da rami e nodi. I rami e i nodi hanno ciascuno proprietà specifiche che, combinate tra loro, consentono la rappresentazione idraulica dell'intera rete di deflusso. Il software procede al calcolo della propagazione dell'onda di piena in

rete, scegliendo tra diversi moduli: moto uniforme, onda cinematica e moto vario, basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant.

Nel presente progetto si è utilizzato quest'ultima opzione, in quanto attraverso essa è possibile effettuare i calcoli in maniera più accurata, poiché vengono modellati anche i fenomeni di rigurgito, moti a pelo libero e in pressione, inversione del flusso nei rami.

Di conseguenza all'interno del pannello delle opzioni generali si è impostato "Dynamic Wave". Inoltre è necessario definire uno spazio temporale (Time Step) per la simulazione, come si può vedere dall'interfaccia grafica del software nell'immagine seguente.

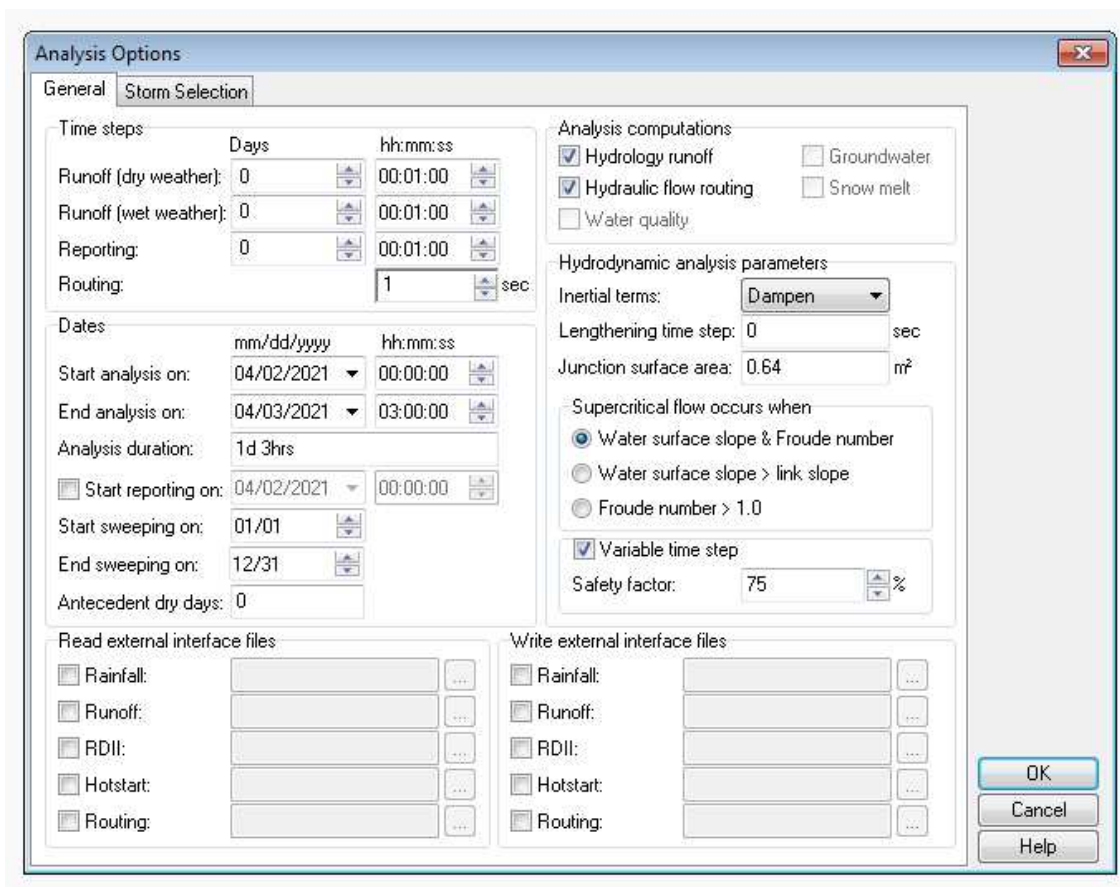


Figura 29 - Interfaccia grafica modello SSA per inserimento parametri idraulici di progetto

Per una maggiore accuratezza si è scelto di utilizzare un intervallo temporale di registrazione dei risultati di 1 minuto e uno step temporale di integrazione delle equazioni di De Saint Venant di 1 secondo (Routing). È inoltre necessario definire la durata della simulazione che deve essere compatibile con l'evento di pioggia utilizzato.

Dato che i nodi, come vedremo in seguito, sono degli elementi puntuali, il software assegna un'area arbitraria impostata pari a 0.64 mq.

10.6 Risultati della modellazione idraulica

Nella seguente immagine si riporta uno stralcio dello schema della geometria di verifica implementata all'interno del software SSA, dove sono rappresentati i sottobacini, i nodi rappresentativi dei vari pozzetti e i tratti di fognatura.

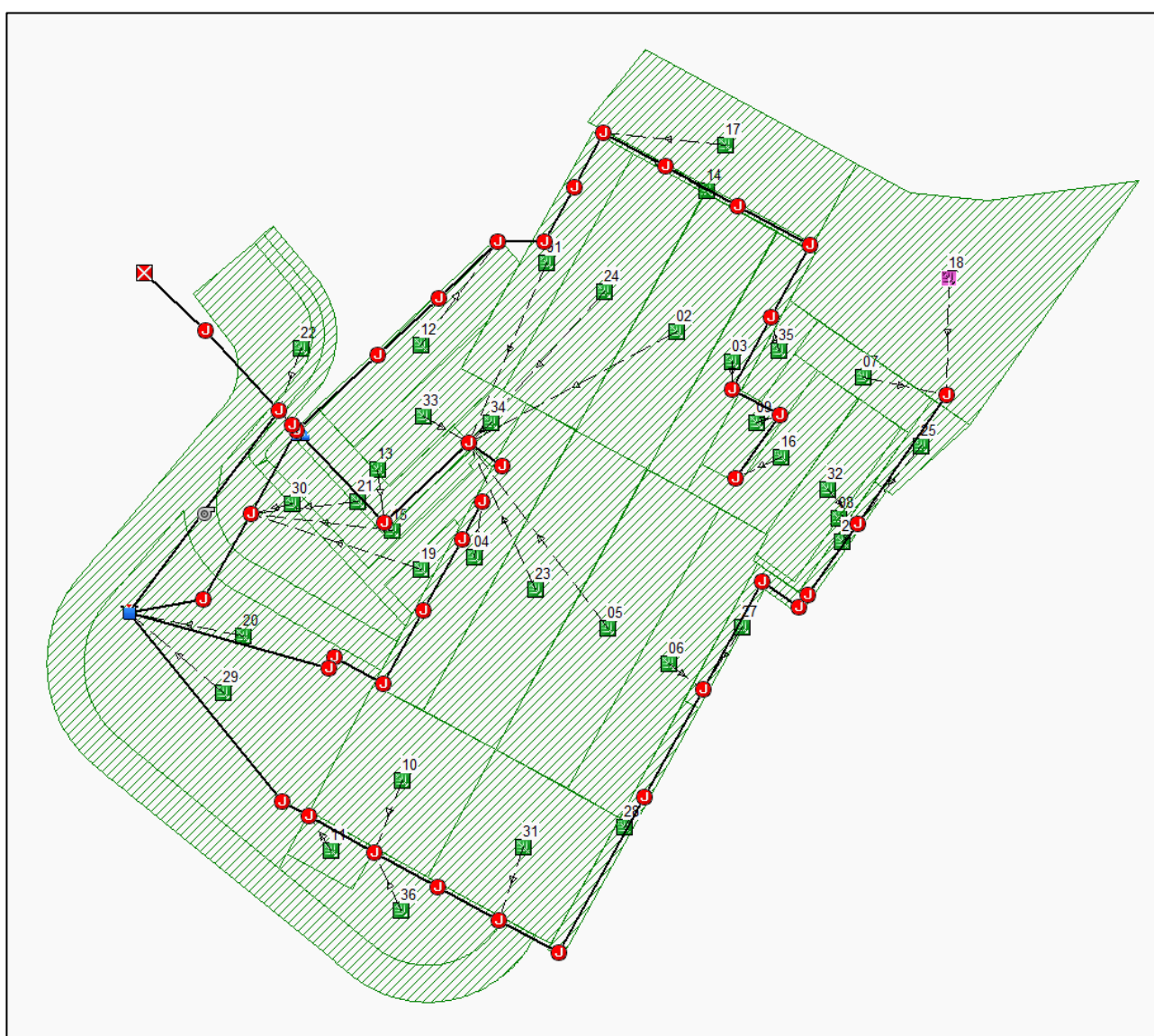


Figura 30 - Schema della geometria del modello idraulico - Sottobacini



Figura 31 - Schema della geometria del modello idraulico - Rami

10.6.1 Scenari di verifica

La modellazione numerica è stata condotta con i seguenti due obiettivi:

SCENARIO A - Verifica grado di riempimento rete | scenario di pioggia intensa di breve durata - evento pluviometrico con tempo di ritorno pari a 10 anni e durata pari a 15 minuti, di altezza di pioggia pari a 20.40 mm ed intensità di pioggia pari a 81.76 mm/h.

SCENARIO B - Verifica grado di riempimento rete | scenario di pioggia intensa di breve durata - evento pluviometrico con tempo di ritorno pari a 30 anni e durata pari a 15 minuti, di altezza di pioggia pari a 26.17 mm ed intensità di pioggia pari a 104.68 mm/h.

SCENARIO C – Verifica del bacino di laminazione | scenari con tempo di ritorno pari a 30 anni per le durate di 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9 ore volti ad individuare lo scenario di progetto associato alla durata critica che massimizza i volumi di invaso. Nella tabella seguente si riportano i valori di altezza e di intensità di pioggia associati alle suddette durate.

| durata [ore] | altezza [mm] | intensità [mm] |
|--------------|--------------|----------------|
| 1 | 50.51 | 50.51 |
| 2 | 61.67 | 26.31 |
| 3 | 69.31 | 23.10 |
| 4 | 75.30 | 18.82 |
| 5 | 80.29 | 16.06 |
| 6 | 84.62 | 14.10 |
| 7 | 88.46 | 12.64 |
| 8 | 91.93 | 11.49 |
| 9 | 95.10 | 10.57 |

SCENARIO D – Verifica del bacino di laminazione | scenari con tempo di ritorno pari a 50 anni per le durate di 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9 ore volti ad individuare lo scenario di progetto associato alla durata critica che massimizza i volumi di invaso. Nella tabella seguente si riportano i valori di altezza e di intensità di pioggia associati alle suddette durate.

| d [ore] | h [mm] | i [mm] |
|---------|--------|--------|
| 1 | 55.80 | 55.80 |
| 2 | 68.50 | 34.25 |
| 3 | 77.24 | 25.75 |
| 4 | 84.11 | 21.03 |
| 5 | 88.95 | 17.97 |
| 6 | 94.83 | 15.81 |
| 7 | 99.26 | 14.18 |
| 8 | 103.26 | 12.91 |
| 9 | 109.92 | 11.88 |

10.6.2 Criteri di verifica della rete di drenaggio

SCENARIO A

Il criterio con cui viene effettuata la verifica della rete di drenaggio è di garantire per ogni ramo un grado di riempimento inferiore a 70% e delle velocità di progetto superiori a 0,5 m/s ed inferiori a 5 m/s.

SCENARIO B

Il criterio con cui viene effettuata la verifica della rete di drenaggio è di garantire per ogni ramo un grado di riempimento inferiore a 85% e delle velocità di progetto superiori a 0,5 m/s ed inferiori a 5 m/s.

10.6.3 Criteri di verifica del bacino di laminazione

SCENARIO C

Il criterio con cui viene effettuata la verifica del bacino di laminazione è di garantire il rispetto del volume di compenso di 950.7 mc, come ricavato nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** con un franco di sicurezza di almeno 30 cm rispetto al livello di massimo invaso.

SCENARIO D

Il criterio con cui viene effettuata la verifica del bacino di laminazione è di garantire il rispetto del volume di compenso di 1130.1 mc, come ricavato nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** con un franco di sicurezza di almeno 20 cm rispetto al livello di massimo invaso.

10.6.4 Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO A

Nella seguente tabella si riportano i risultati della modellazione per lo scenario A per la verifica idraulica della rete di drenaggio. Il coefficiente di Manning per le condotte in PVC è stato assunto pari a $0.011 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

| Tratto di condotta | Diametro nominale | Portata | Velocità | Grado di riempimento |
|--------------------|-------------------|--------------|--------------|----------------------|
| <i>[id]</i> | <i>[mm]</i> | <i>[l/s]</i> | <i>[m/s]</i> | <i>[%]</i> |
| L 08b | 400 | 70 | 1.25 | 56 |
| L 1 | 400 | 46 | 0.95 | 48 |
| L 10 | 630 | 289 | 2.38 | 48 |
| L 12 | 400 | 70 | 1.21 | 58 |
| L 13 | 500 | 130 | 1.43 | 55 |
| L 14 | 500 | 79 | 1.10 | 46 |
| L 16 | 500 | 231 | 1.95 | 69 |
| L 17 | 500 | 174 | 1.43 | 70 |
| L 18 | 400 | 86 | 1.38 | 59 |
| L 19 | 400 | 86 | 1.38 | 59 |
| L 2 | 500 | 130 | 1.27 | 61 |
| L 3 | 630 | 302 | 2.46 | 49 |
| L 36 | 400 | 78 | 1.35 | 55 |
| L 37 | 500 | 78 | 1.32 | 40 |
| L 38 | 500 | 125 | 1.47 | 52 |
| L 39 | 500 | 228 | 1.84 | 70 |
| L 40 | 500 | 174 | 1.53 | 67 |
| L 41 | 630 | 366 | 3.38 | 44 |
| L 43 | 400 | 21 | 0.76 | 31 |

| | | | | |
|------|-----|-----|------|----|
| L 44 | 400 | 33 | 0.81 | 42 |
| L 45 | 400 | 62 | 1.21 | 50 |
| L 46 | 400 | 68 | 1.30 | 51 |
| L 47 | 400 | 68 | 1.29 | 51 |
| L 48 | 400 | 68 | 1.27 | 52 |
| L 49 | 400 | 69 | 1.22 | 54 |
| L 50 | 400 | 88 | 1.44 | 58 |
| L 51 | 400 | 88 | 1.29 | 63 |
| L 52 | 400 | 88 | 1.17 | 69 |
| L 53 | 400 | 116 | 1.47 | 70 |
| L 54 | 400 | 115 | 1.48 | 70 |
| L 55 | 400 | 116 | 1.50 | 70 |
| L 56 | 400 | 44 | 1.51 | 46 |
| L 57 | 315 | 44 | 1.51 | 46 |
| L 58 | 315 | 44 | 1.51 | 46 |
| L 59 | 315 | 44 | 1.51 | 46 |
| L 60 | 315 | 44 | 1.51 | 46 |
| L 61 | 500 | 78 | 1.33 | 39 |
| L 9b | 630 | 336 | 3.18 | 43 |

Dalla tabella si evince come la rete soddisfa i criteri di verifica stabiliti.

10.6.5 Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO B

Nella seguente tabella si riportano i risultati della modellazione per lo scenario B per la verifica idraulica della rete di drenaggio. Il coefficiente di Manning per le condotte in PVC è stato assunto pari a $0.011 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

| Tratto di condotta | Diametro nominale | Portata | Velocità | Grado di riempimento |
|--------------------|-------------------|--------------|--------------|----------------------|
| <i>[id]</i> | <i>[mm]</i> | <i>[l/s]</i> | <i>[m/s]</i> | <i>[%]</i> |
| L 08b | 400 | 76 | 1.26 | 59 |
| L 1 | 400 | 57 | 1.00 | 54 |
| L 10 | 630 | 343 | 2.44 | 55 |
| L 12 | 400 | 76 | 1.22 | 61 |
| L 13 | 500 | 158 | 1.48 | 63 |
| L 14 | 500 | 95 | 1.15 | 51 |
| L 16 | 500 | 277 | 1.99 | 81 |
| L 17 | 500 | 209 | 1.50 | 82 |
| L 18 | 400 | 94 | 1.40 | 62 |
| L 19 | 400 | 93 | 1.40 | 62 |
| L 2 | 500 | 158 | 1.30 | 71 |
| L 3 | 630 | 355 | 2.47 | 69 |
| L 36 | 400 | 95 | 1.41 | 63 |
| L 37 | 500 | 95 | 1.38 | 45 |
| L 38 | 500 | 151 | 1.53 | 59 |
| L 39 | 500 | 269 | 1.88 | 83 |
| L 40 | 500 | 209 | 1.57 | 77 |
| L 41 | 630 | 433 | 3.53 | 48 |
| L 43 | 400 | 25 | 0.79 | 35 |
| L 44 | 400 | 40 | 0.84 | 48 |
| L 45 | 400 | 74 | 1.26 | 56 |

| | | | | |
|------|-----|-----|------|----|
| L 46 | 400 | 82 | 1.36 | 57 |
| L 47 | 400 | 82 | 1.34 | 57 |
| L 48 | 400 | 82 | 1.31 | 58 |
| L 49 | 400 | 82 | 1.24 | 62 |
| L 50 | 400 | 107 | 1.47 | 67 |
| L 51 | 400 | 107 | 1.31 | 74 |
| L 52 | 400 | 107 | 1.20 | 82 |
| L 53 | 400 | 139 | 1.51 | 84 |
| L 54 | 400 | 139 | 1.54 | 82 |
| L 55 | 400 | 139 | 1.60 | 79 |
| L 56 | 400 | 52 | 1.58 | 51 |
| L 57 | 315 | 52 | 1.58 | 51 |
| L 58 | 315 | 52 | 1.58 | 51 |
| L 59 | 315 | 52 | 1.58 | 51 |
| L 60 | 315 | 52 | 1.58 | 51 |
| L 61 | 500 | 95 | 1.39 | 44 |
| L 9b | 630 | 396 | 3.32 | 47 |

Dalla tabella si evince come la rete soddisfa i criteri di verifica stabiliti.

Il collettore finale della rete, indicato nella riga evidenziata, mostra il rispetto del valore limite della portata scaricabile pari a 100.4 l/s e quindi il criterio di compatibilità idraulica.

Per i tratti L_4, L_15, L_42 e L_65 vale lo stesso discorso fatto per lo scenario A.

10.6.6 Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO C

Nelle seguenti tabelle e figure si riportano i risultati della modellazione per lo scenario C, in termini di volume e livelli idrici di invaso, per la verifica idraulica del bacino di laminazione.

| Durata evento [ore] | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|---------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Volume massimo [mc] | 909.5 | 993.6 | 1027.2 | 1041.1 | 1043.7 | 1038.6 | 1028.9 | 1016.5 | 1002.6 |

| Durata evento [ore] | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Livello massimo [m] | 0.86 | 0.90 | 0.91 | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0.91 | 0.91 | 0.90 |

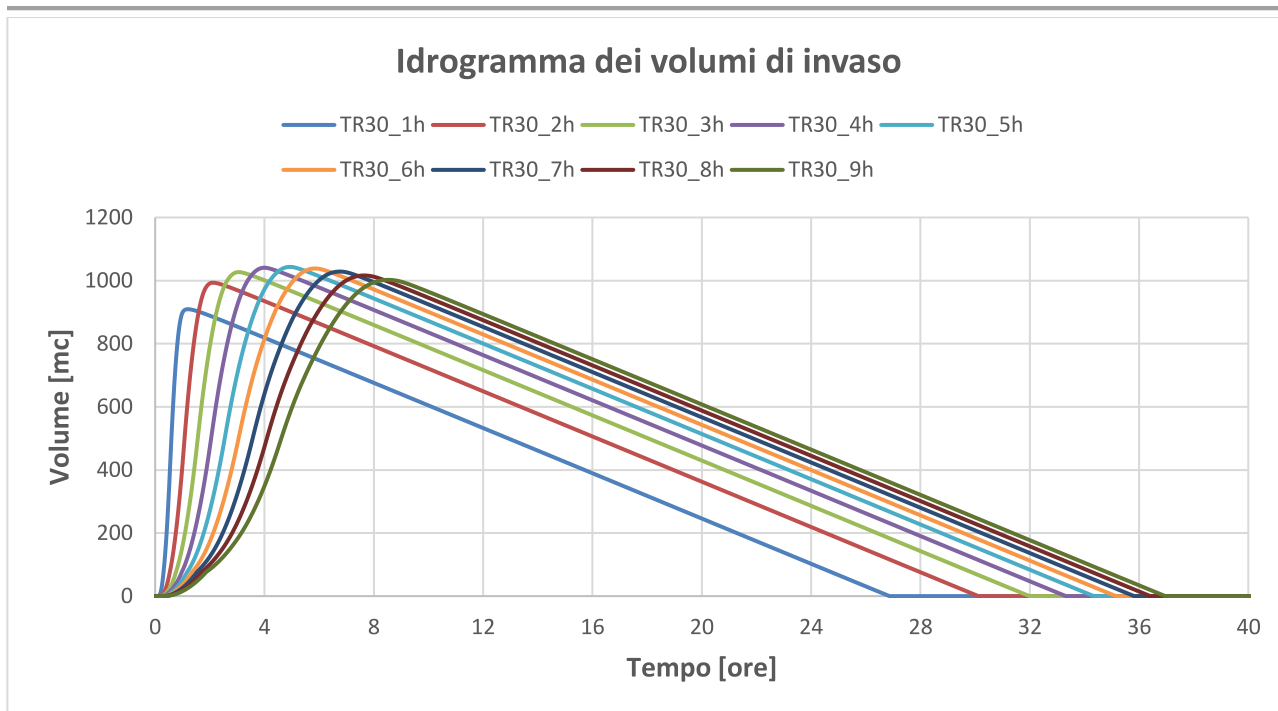


Figura 32 – Idrogramma dei volumi di invaso per lo scenario C

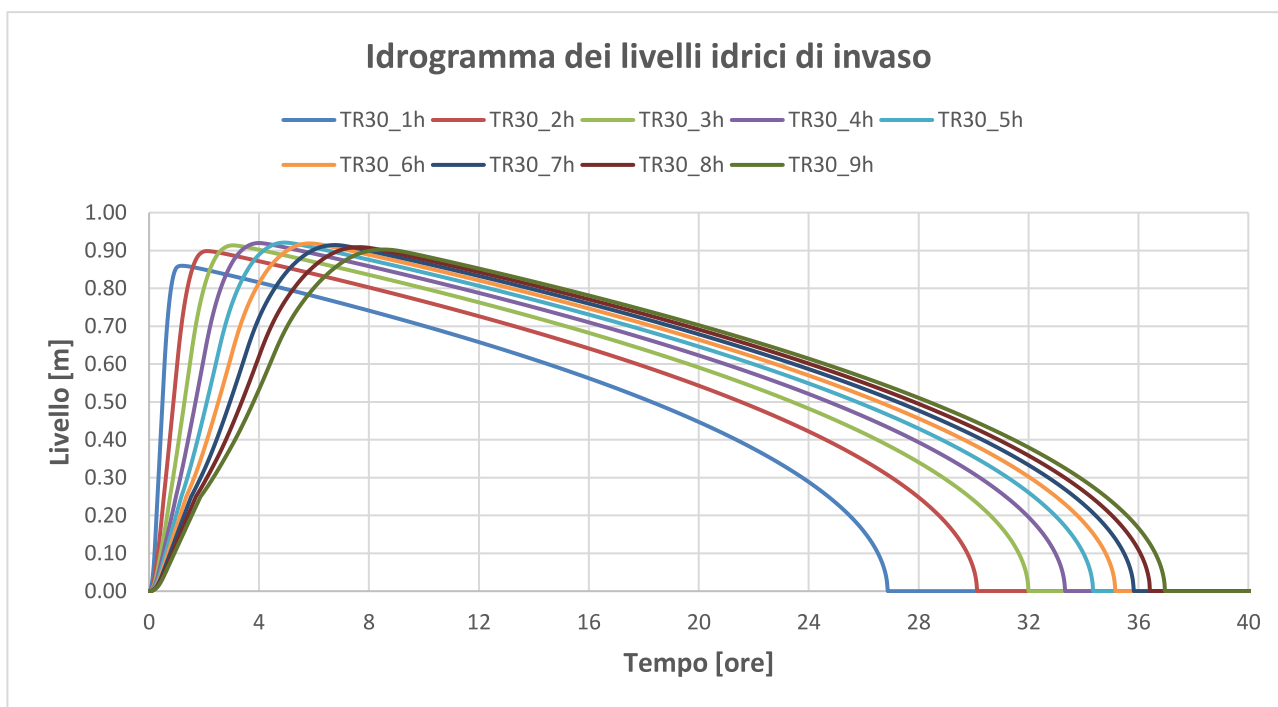


Figura 33 – Idrogramma dei livelli idrici di invaso per lo scenario C

Dalle tabelle si evince come la dimensione del bacino di laminazione soddisfa i criteri di verifica stabiliti. In particolare l'evento critico che massimizza il volume ed il livello idrico di invaso è quello con durata pari a

5 ore. Dagli idrogrammi si può notare la stessa conclusione ed anche valutare il tempo per uno svuotamento completo del bacino, che si rammenta essere effettuato mediante una stazione di sollevamento.

10.6.7 Risultati della modellazione idraulica – SCENARIO D

Nelle seguenti tabelle e figure si riportano i risultati della modellazione per lo scenario D, in termini di volume e livelli idrici di invaso, per la verifica idraulica del bacino di laminazione.

| Durata evento [ore] | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Volume massimo [mc] | 1041.9 | 1162.7 | 1225.8 | 1262.2 | 1280.8 | 1286.9 | 1284.9 | 1277.3 | 1266.3 |

| Durata evento [ore] | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Livello massimo [m] | 0.92 | 0.97 | 1.00 | 1.01 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.01 |

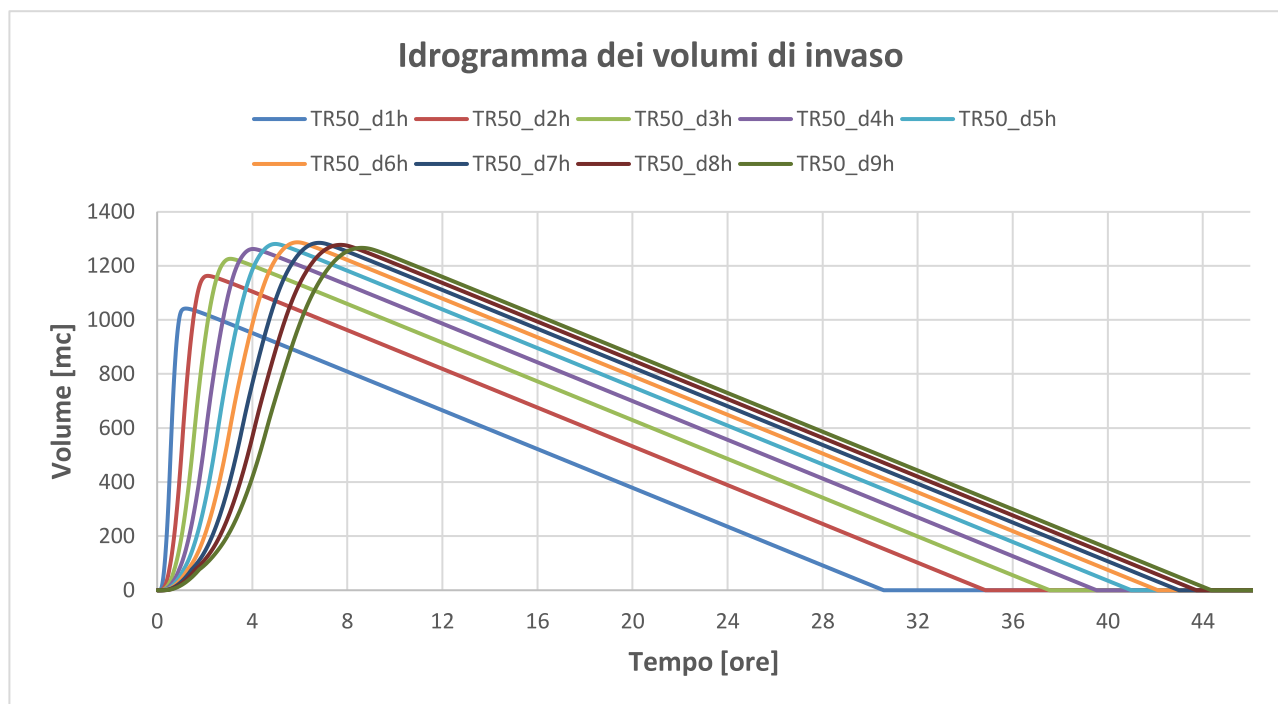


Figura 34 – Idrogramma dei volumi di invaso per lo scenario D

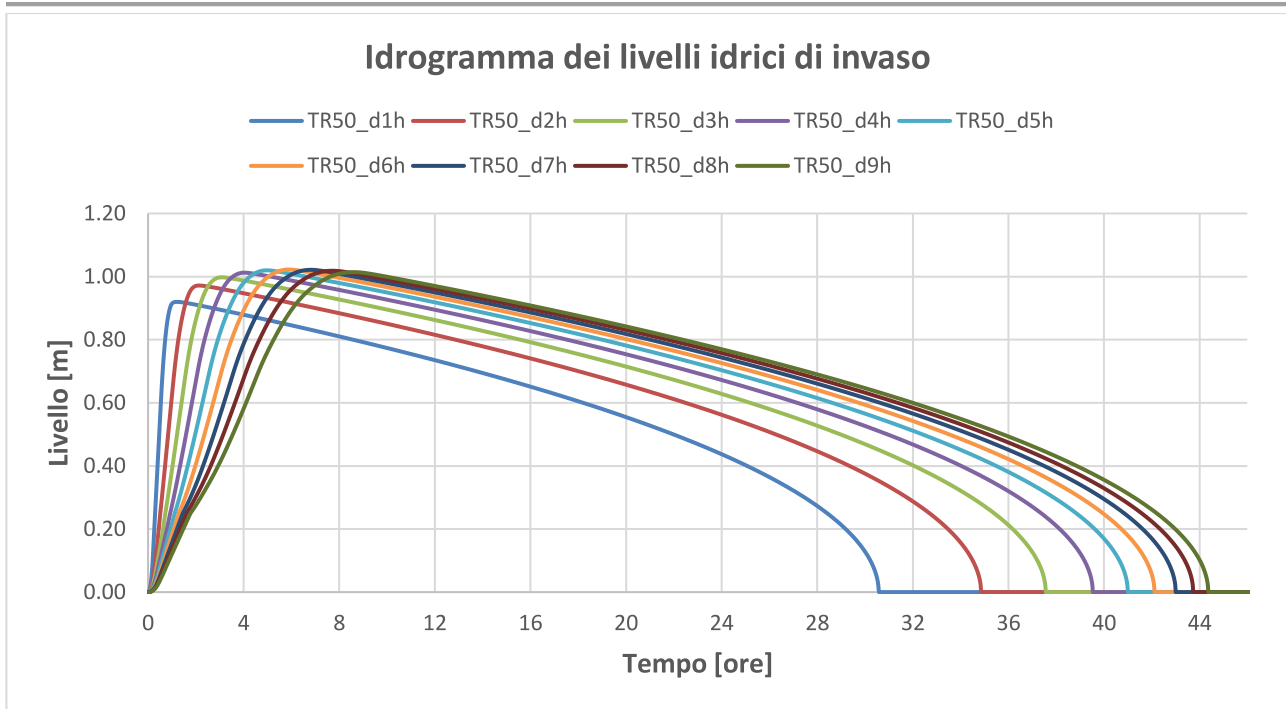


Figura 35 – Idrogramma dei livelli idrici di invaso per lo scenario D

Dalle tabelle si evince come la dimensione del bacino di laminazione soddisfa i criteri di verifica stabiliti. In particolare l'evento critico che massimizza il volume ed il livello idrico di invaso è quello con durata pari a 6 ore. Dagli idrogrammi si può notare la stessa conclusione ed anche valutare il tempo per uno svuotamento completo del bacino, che si rammenta essere effettuato mediante una stazione di sollevamento.

10.7 Trattamento delle acque di prima pioggia

Il D.L. 152/06 definisce come acque di prima pioggia i primi 5 mm di precipitazione corrispondenti ai primi 15 minuti che insistono su una superficie. Il volume che si genera provoca dilavamento delle aree sulle quali avviene ruscellamento, generando acque cariche di inquinanti. In particolare, il D.P.G.R. 46/2008 definisce i criteri per il trattamento e lo scarico delle acque di dilavamento, tali da essere compatibili allo scarico in corpi ricettori.

Nel presente progetto, si prevede il trattamento delle acque di prima pioggia afferenti alla baia di carico, area caratterizzata dal transito e dalla permanenza di mezzi pesanti.

La superficie coinvolta è di 2450 m² tale da generare un volume di circa 14 l/s per i primi 15 minuti.

Si prevede quindi l'installazione di una vasca di trattamento delle acque caratterizzata da un funzionamento in continuo con capacità di trattamento di 30 l/s per un volume di 8.8 mc.

L'impianto dovrà essere di tipo bicamerale con un pretrattamento con dissabbiatore e un trattamento di disoleazione a valle.

Le acque del piazzale vengono canalizzate da sistemi di canalette grigliate disposte nei punti di compluvio e addotte all'impianto prima di essere scaricate nel bacino di laminazione in progetto.

Per maggiori dettagli consultare l'elaborato grafico 02_AE_D002_30_ Particolari rete di drenaggio acque meteoriche.

11 FOGNATURA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE

11.1 Introduzione

La realizzazione dello stabilimento darà lavoro a 500 persone, con un massimo di addetti presenti contemporaneamente pari a 350 unità. Il numero massimo di pasti giornalieri che è previsto che saranno serviti è pari a 350.

Il progetto prevede la realizzazione di una fognatura dedicata allo smaltimento dei reflui provenienti dai servizi igienici e dal locale mensa. Le acque reflue, assimilabili ad acque reflue domestiche, saranno convogliate attraverso una tubazione in pressione al punto di recapito individuato in Via dello Stracchino (vedi paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

11.2 Descrizione della rete

La fognatura di smaltimento delle acque reflue di progetto sarà composta dai seguenti collettori:

- un tratto a gravità in PVC-UD DN 200 mm e pendenza pari a 0.55% per una lunghezza di 202 m che scarica le acque provenienti dal piano seminterrato (P-1) nell'impianto di sollevamento;
- un tratto a gravità in PVC-UD DN 200 mm e pendenza pari a 1% per una lunghezza di 76 m che scarica le acque provenienti dal piano zero (P0) e dal locale mensa nell'impianto di sollevamento;
- un tratto in pressione in PE100 PN16 DN 110 mm per una lunghezza di 41 m che rilancia i reflui dall'impianto di sollevamento verso il recapito individuato in Via dello Stracchino.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda agli elaborati:

1. 02_AE_D001_20_5130_Planimetria reti acque meteoriche e acque reflue;
2. 02_AE_D003_20_5130_Particolari rete di drenaggio acque reflue.

11.3 Stima del numero di abitanti equivalenti

Ai fini del dimensionamento dei collettori fognari e dei pretrattamenti è stato effettuato il calcolo del numero di abitanti equivalenti AE per gli scarichi di acque reflue provenienti dai servizi igienici e dal locale mensa, secondo le disposizioni del gestore del servizio idrico Publiacqua S.p.A, considerando un abitante equivalente ogni cinque addetti.

| | n° unità/addetti | AE |
|---------|------------------|----|
| Addetti | 350 | 70 |

11.4 Degrassatore per le acque reflue provenienti dai servizi igienici

Dal “Regolamento del servizio idrico integrato” del gestore del servizio idrico Publiacqua spa, lo schema tipo di allacciamento alla fognatura separata per insediamenti civili prevede che per gli scarichi di acque reflue domestiche in una fognatura nera siano necessari dispositivi di pretrattamento, come mostrato nella seguente figura.

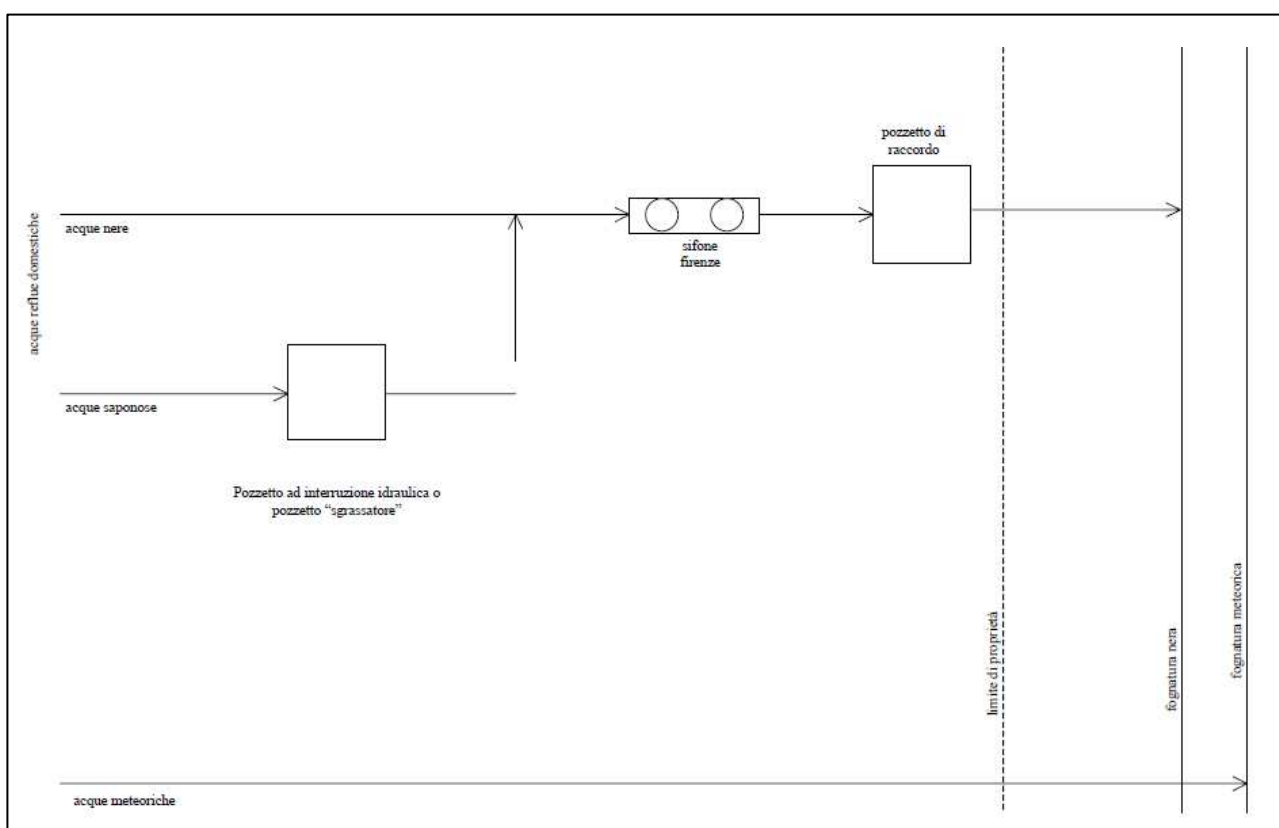


Figura 11 – Schema tipo di allacciamento a fognatura separata per insediamenti civili

Sempre dal suddetto Regolamento, i pozzetti di interruzione idraulica (sgrassatori), ovvero quelli provenienti dai servizi igienici, devono presentare capacità utile complessiva pari a 0.05 mc per ogni abitante equivalente con un minimo assoluto di 1.00 mc.

Pertanto, la capacità totale ottenuta è la seguente:

| AE | Sgrassatore [mc] |
|----|------------------|
| 70 | 3.5 |

Saranno installati tre degrassatori/desaponatori, per un totale di 4.65 mc:

- DS_01 da 4 mc;
- DS_02 da 1.25 mc.

11.5 Degrassatore per le acque reflue provenienti dal locale mensa

A servizio dello stabilimento esiste un locale mensa a servizio dei dipendenti. È stato previsto un opportuno trattamento tramite pozzetto degrassatore prima dell'immissione in rete dimensionato secondo la norma UNI EN 1825-1:2005 e UNI EN 1825-2:2003 - Separatori di grassi - Scelta delle dimensioni nominali, installazione, esercizio e manutenzione.

La normativa prevede due criteri di dimensionamento:

- in base alle attrezzature che scaricano nel separatore;
- in base al tipo di stabilimento che scarica nel separatore.

Il degrassatore (condensa grassi) è una vasca in cemento di calma in cui si dà modo agli oli, ai grassi, ed alle schiume, di flottare secondo meccanismi fisici di separazione. La loro rimozione risulta necessaria prima dell'immissione in qualsiasi corpo idrico naturale per i negativi effetti che provocano alla flora e alla fauna.

I gas biologici prodotti dalla fermentazione si liberano dagli sfiati posti lateralmente al foro di entrata, i quali dovranno essere sempre collegati e portati sul tetto.

Le tubazioni a monte del separatore devono essere installate con un gradiente minimo pari al 2% per evitare accumulo di grassi. Il passaggio da condotti verticali a condotti orizzontali deve essere effettuato utilizzando due curve a 45° tra le quali deve essere inserito un tubo di lunghezza minima 250 mm. (Par. 7.3 UNI EN 1825-2).

La frequenza di ispezione, svuotamento e pulizia dovrebbe essere determinata tenendo conto della capacità di immagazzinamento grassi e fanghi del separatore ed in conformità all'esperienza di esercizio. Salvo specifiche diverse, i separatori dovrebbero essere svuotati, puliti e riforniti di acqua pulita come minimo una volta al mese e preferibilmente ogni due settimane (Par. 8 UNI EN 1825-2).

Nel presente progetto, tale manufatto è stato dimensionato in base al tipo di stabilimento che scarica nel separatore.

Di seguito si riportano i calcoli di dettaglio:

| DIMENSIONAMENTO DEL DEGRASSATORE - Norma UNI EN 1825-1 e UNI EN 1825-2 | | | |
|--|---|---|-------------|
| 3.1 - Riepilogo criterio, coefficienti adottati e portata massima Qs | | | |
| ↓ | | | |
| Coefficiente di temperatura f_t | | | 1.00 |
| Coefficiente di densità f_d | | | 1.00 |
| Coefficiente per i detergenti f_r | | | 1.30 |
| Portata massima delle acque reflue Q_s (ricavata con i diversi fogli in funzione del criterio adottato) | | | 0.83 |
| ↓ | | | |
| 3.2 - Calcolo delle dimensioni nominali del degrassatore NS - Par. 4.3 Norma UNI | | | |
| ↓ | | | |
| NS calcolato | Dimensioni nominali del separatore [adimensionale] calcolato - Par. 6.1 Norma UNI | $NS = Q_s \cdot f_t \cdot f_d \cdot f_r$ | 1.26 |
| NS | Dimensioni nominali del separatore [adimensionale] in conformità ai valori standard accanto (punto 4 della Norma UNI EN 1825-1) | 25 | 2.00 |
| | | 20 | |
| | | 15 | |
| | | 10 | |
| | | 7 | |
| | | 4 | |
| | | 2 | |
| 1 | | | |
| DN _{min} | Diametri nominali minimi dell'ingresso e/o uscita del degrassatore - Tab. 1 par. 5.3.4 Norma UNI EN 1825-1 | | 100 |
| 3.3 - Calcolo delle dimensioni principali del degrassatore - Par. 5.3.3 Norma UNI EN 1825-1 - Tab.2 | | | |
| ↓ | | | |
| S _{SEPARAZIONE GRASSI} | Superficie minima zona di separazione grassi | $S_{SEPARAZIONE GRASSI} = 0.25 \cdot NS$ | 0.50 |
| V _{SEPARAZIONE GRASSI} | Volume minimo zona di separazione grassi | $V_{SEPARAZIONE GRASSI} = 0.24 \cdot NS$ | 0.48 |
| V _{ACCUMULO GRASSI} | Volume minimo zona di accumulo grassi | $V_{ACCUMULO GRASSI} = 0.04 \cdot NS$ | 0.08 |
| V _{SIFONE FANGHI} | Volume minimo sifone fanghi [m ³] - Par. 6.4 Norma UNI EN 1825-2 | $V_{SIFONE FANGHI} = \frac{200 \cdot NS}{1000}$ | 0.20 |
| V _{TOTALE DEGRASSATORE} | Volume totale degrassatore | [m ³] | 0.76 |
| | | [l] | 760 |

Il prodotto commerciale scelto presenta le seguenti caratteristiche, risultando pertanto idoneo e coerente con i calcoli sopra esposti.

- Numero di pasti: 350 pasti
- Portata massima delle acque reflue: 0.76 l/s
- Volume utile: 800 litri
- Dimensioni cm 125 x 130 x 100 (h)
- Portata nominale: 2.5 NS

11.6 Verifica idraulica dei collettori a gravità

La portata delle acque nere assunta per la verifica idraulica dei collettori è stata calcolata con riferimento al consumo idropotabile ed al numero degli abitanti equivalenti (AE) previsti per la lottizzazione, sulla base della seguente formula di calcolo:

$$Q_0 = \varepsilon \cdot d \cdot AE / 86400$$

Dove:

- ε : coefficiente riduttivo della dotazione, pari a 0.8;
- d : dotazione giornaliera posta pari a 200 l/(ab·d);
- AE : il numero di abitanti equivalenti afferenti al ramo.

Per la stima della portata di punta (Q_p), rapporto tra la portata nera massima istantanea e la portata media giornaliera (Q_0), è stato adottato un coefficiente di punta pari a 3.

Nella seguente tabella si riportano le portate ricavate.

| Tratto | AE | Q0 | Qp |
|----------|------|-------|-------|
| [id] | [AE] | [l/s] | [l/s] |
| Piano 0 | 41 | 0.06 | 0.23 |
| Piano -1 | 29 | 0.06 | 0.16 |

Rispetto a tali portate di progetto (Q_0 , Q_p) sono stati verificati i collettori attraverso la formula di Chezy per il moto uniforme:

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

Dove:

- Q [m³/s]: portata della tubazione;
- K_s [m^{1/3}/s]: coefficiente di Gauckler-Strickler, assunto per la tubazione in PVC-UD pari a 100 m^{1/3}/s;
- R [m]: raggio idraulico della sezione dello scatolare per la portata di progetto (grado di riempimento massimo assunto pari all'70%);
- i [m/m]: pendenza della tubazione;
- A [m²]: area bagnata della tubazione.

Sulla base della portata di punta, assunta come portata di progetto, sono stati verificati i collettori. La seguente tabella mostra per la portata di progetto, la velocità ed il grado di riempimento corrispondenti.

| Tratto | Pendenza | DN | Q | V | G.R. |
|----------|----------|------|-------|-------|------|
| [id] | [%] | [mm] | [l/s] | [m/s] | [%] |
| Piano 0 | 1 | 200 | 0.23 | 0.27 | 6 |
| Piano -1 | 0.55 | 200 | 0.16 | 0.29 | 5 |

Dalle tabelle si evince che i collettori di progetto, verificati con l'equazione sopra riportata, sono in grado di smaltire la portata di progetto:

- con un diametro tale da garantire un grado di riempimento inferiore al 70%,
- con una pendenza minima tale da verificare la tensione tangenziale minima al fondo al fine di garantire la condizione di autopulibilità, in modo da avere un deflusso sufficiente a rimuovere i sedimenti.

11.7 Dimensionamento della stazione di sollevamento e del collettore di mandata

Per il dimensionamento della vasca e per la scelta delle pompe da installare bisogna innanzitutto stimare la portata affluente al manufatto di sollevamento.

La scelta della portata caratteristica della stazione di sollevamento è stata effettuata andando a considerare la condizione più gravosa cui la medesima stazione di sollevamento è sottoposta. Nella fattispecie la situazione più gravosa è rappresentata dall'utilizzo contemporaneo di tutti i WC. Lo scarico delle acque reflue provenienti dai lavandini presenta invece caratteristiche intermittenti e puntuali nonché di breve durata che non rappresentano un elemento critico per la stazione di sollevamento nei confronti del suo dimensionamento, sia per quanto concerne la portata dell'elettropompa selezionata sia per il volume del pozzetto che alloggia la stazione di sollevamento.

Nella seguente tabella viene mostrato il conteggio parziale degli abitanti equivalenti per piano a partire dal numero di addetti totali. A partire da un numero di addetti complessivo di 350, il numero di AE equivalenti è moltiplicando gli addetti di ogni piano per il coefficiente moltiplicativo 0.20. Questo valore deriva dal regolamento di Publiacqua, nel quale è previsto di considerare un abitante equivalente ogni 5 addetti in edifici destinati a uffici, esercizi commerciali, industrie e laboratori. Nella seguente tabella si riporta la ripartizione degli abitanti equivalenti per ogni piano in progetto.

| Tratto | Addetti | Abitanti equivalenti |
|-----------|---------|----------------------|
| Piano 0 | 204 | 41 |
| Piano -1a | 117 | 23 |
| Piano -1b | 29 | 6 |
| Totale | 350 | 70 |

Dalle ipotesi sopra individuate risulta una portata media di:

$$Q_0 = \frac{d \cdot \varepsilon \cdot AE}{86400} = 0.04 \text{ l/s}$$

Dove:

- \mathcal{E} : coefficiente riduttivo della dotazione, pari a 0.8;
- d : dotazione giornaliera posta pari a 200 l/(ab·d);
- AE : il numero di abitanti equivalenti afferenti al ramo.

Ai fini progettuali, per tener conto della contemporaneità d'uso degli apparecchi sanitari, il calcolo della portata delle acque nere si deve riferire alla portata di punta oraria. La portata di punta oraria si ottiene moltiplicando la portata media giornaliera per il coefficiente di punta C_p che si assume pari a 5.

Si riportano nella seguente tabella le portate medie e le portate di punta per ogni piano in progetto.

| Tratto | Abitanti Equivalenti | Q0 | Qp |
|------------------|----------------------|-------|-------|
| | [A.E.] | [l/s] | [l/s] |
| Piano 0 (DS_01) | 41 | 0.08 | 0.38 |
| Piano -1 (DS_02) | 23 | 0.04 | 0.22 |
| Piano -1 (DS_03) | 6 | 0.01 | 0.05 |
| Totale | 70 | 0.13 | 0.65 |

La portata utilizzata ai fini del dimensionamento della pompa è data dalla somma delle portate reflue determinate e la portata proveniente dal degrassatore, riportata nei capitoli precedenti, pari a 0.76 l/s, dalla quale si ottiene la portata di progetto di 1.40 l/s.

Un ulteriore dato di progetto necessario alla determinazione della pompa è il dislivello geodetico da superare, che viene determinato come differenza di quota tra il fondo del pozzetto di raccolta (o più esattamente tra la parte superiore del corpo pompa a pozzetto vuoto) ed il punto più alto della condotta premente (posto a vantaggio di sicurezza nel calcolo a circa 0.60 cm sotto la quota del terreno in progetto). Per i calcoli idraulici relativi alla determinazione della prevalenza manometrica totale da assegnare alle pompe e, di conseguenza, al dimensionamento dell'impianto di sollevamento di progetto, si è partiti dall'ipotesi di moto in regime permanente uniforme. Ciò premesso, le caratteristiche geodetiche e funzionali dell'impianto previsto si possono così sintetizzare:

- Dislivello geodetico (Y) – 4.0 m;
- Sviluppo condotta premente (L) – 73.60 m;
- Portata in progetto da sollevare – 1.40 l/s.

Definito quindi il valore del dislivello geodetico da superare, la prevalenza manometrica totale delle elettropompe è stata determinata mediante la relazione di Bernoulli:

$$H_{tot} = Y + JL + n \frac{v^2}{2g}$$

Dove Y è il dislivello geodetico, J la cadente, n coefficiente di perdita localizzato.

Per condotte molto lunghe ($L \gg \gg 1000D$) come nel caso in esame le perdite di carico localizzate vengono trascurate rispetto a quelle continue.

Le perdite di carico continue lungo la condotta premente sono state calcolate con la nota relazione di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\lambda v^2}{2gD}$$

Dove λ è il coefficiente di scabrezza, v la velocità e D il diametro adottato.

Il valore del coefficiente di scabrezza λ in condizioni di esercizio è stato stimato con la nota relazione di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left(\frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{e}{D \times 3.71} \right)$$

Nelle seguenti tabelle vengono mostrati i risultati ottenuti applicando la formula di Colebrook-White.

| Input | |
|-----------------------|-------|
| Di [mm] | 73.6 |
| Q [l/s] | 1.4 |
| e [mm] | 0.01 |
| Y [m] | 4.0 |
| L [m] | 40 |
| Output | |
| Re [-] | 25949 |
| V [m/s] | 0.33 |
| Perdite di carico [m] | 0.87 |

Pertanto, dai calcoli si ha che le perdite di carico continue ammontano a circa 8,7 cm. Tenendo conto che il dislivello geodetico è 4.00 m si ha che l'energia minima che la pompa deve fornire al fluido è di 4.087 m. Per avere un margine di sicurezza la prevalenza totale dell'elettropompa viene incrementata a 4.10 m in modo da poter spostare altimetricamente il tubo per evitare interferenze con altri sottoservizi.

Inoltre, la tubazione premente in progetto sarà in polietilene ad Alta Densità PE100 DN90 PN16 conformi alle norme UNI EN 12201 ed ISO 4427, proprietà organolettiche secondo UNI EN 1622 e proprietà igienico-sanitarie secondo il D.M. n. 174 del 6/4/04 per il trasporto di acqua potabile e il D.M. del 21/3/73 per il trasporto di fluidi alimentari.

Di seguito sono riportati i dati caratteristici di funzionamento della pompa (portata - prevalenza – potenza):

- Numero elettropompe installate – 2;

- Portata sollevata dalla singola pompa – 1.40 l/s;
- Prevalenza totale singola pompa – 4.10 m;
- Potenza nominale della singola pompa – 1,2 kWatt;
- Potenza massima richiesta dall'impianto – 2,4 kWatt.

L'impianto oggetto del presente dimensionamento prevede l'installazione di due pompe, di cui una di riserva.

11.7.1 Caratteristiche di posa della rete

La larghezza minima dello scavo sarà individuata facendo riferimento alla norma UNI ENI 1610. In particolare tale norma fa riferimento ai seguenti schemi:

Larghezza minima della trincea in funzione del diametro nominale (DN) del tubo

| DN | Larghezza minima della trincea ($OD_h + x$) m | | |
|--------------------------|--|------------------------|-----------------------|
| | Trincea supportata | Trincea non supportata | |
| | | $\beta > 60^\circ$ | $\beta \leq 60^\circ$ |
| ≤ 225 | $OD_h + 0,40$ | $OD_h + 0,40$ | |
| > 225 to ≤ 350 | $OD_h + 0,50$ | $OD_h + 0,50$ | $OD_h + 0,40$ |
| > 350 to ≤ 700 | $OD_h + 0,70$ | $OD_h + 0,70$ | $OD_h + 0,40$ |
| > 700 to $\leq 1\ 200$ | $OD_h + 0,85$ | $OD_h + 0,85$ | $OD_h + 0,40$ |
| $> 1\ 200$ | $OD_h + 1,00$ | $OD_h + 1,00$ | $OD_h + 0,40$ |

NOTA: Nei valori $OD_h + x$, $x/2$ equivale allo spazio di lavoro minimo fra il tubo e la parete o il supporto della trincea.
 Dove:
 OD_h è il diametro esterno orizzontale, in metri;
 β è l'angolo della parete della trincea senza casseratura misurato rispetto all'orizzontale (vedere figura 2).

Larghezza minima della trincea in base alla profondità della trincea

| Profondità della trincea ^{a)} m | Larghezza minima della trincea m |
|---|--------------------------------------|
| $< 1,00$ | Non è richiesta una larghezza minima |
| $\geq 1,00 \leq 1,75$ | 0,80 |
| $> 1,75 \leq 4,00$ | 0,90 |
| $> 4,00$ | 1,00 |

a) Profondità massima della trincea non casserata, vedere punto 6.4.

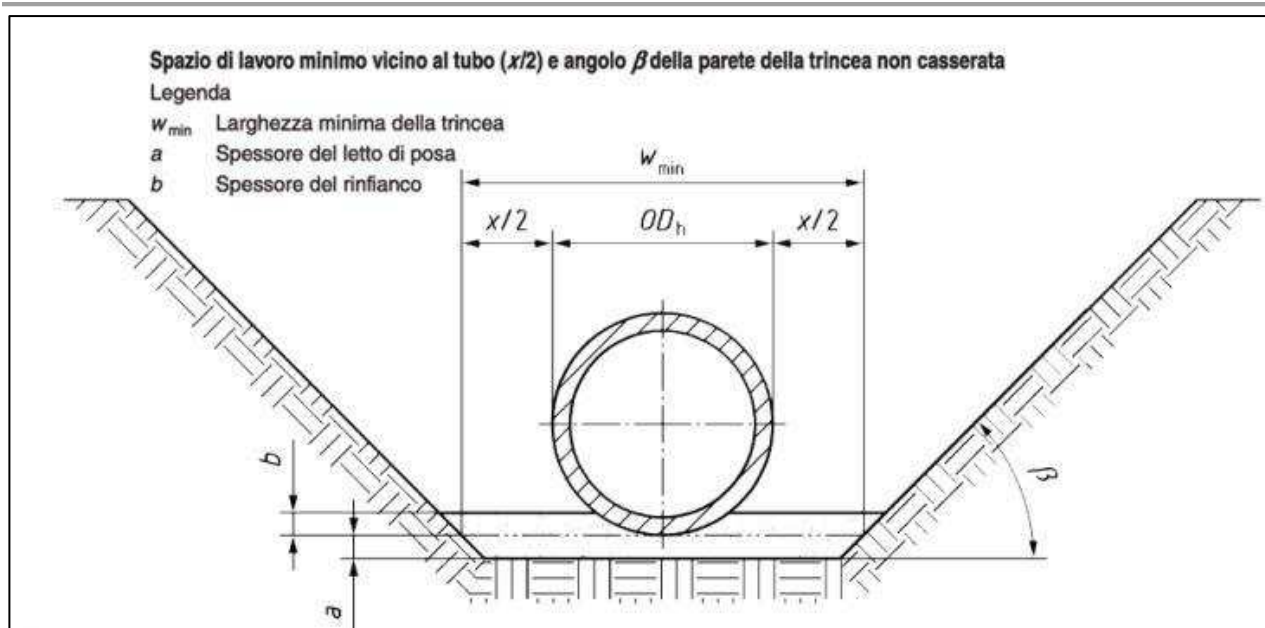


Tabella 1: Indicazione per la larghezza minima dello scavo

L'uniformità del terreno circostante alle canalizzazioni è fondamentale per la corretta realizzazione di una struttura portante, per cui il letto di posa, il rinfiacco ed il primo ricoprimento saranno costipati a mano con pigiatoi piatti o con apparecchi meccanici leggeri, al fine di ottenere un indice di Proctor almeno al 90%, di conseguenza durante l'esecuzione delle opere è utile prevedere delle prove di costipamento e la determinazione delle caratteristiche di densità dei materiali impiegati.

I pozzetti di ispezione per la fognatura saranno realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato vibrato di dimensioni interne nette di 0.60 m x 0.60 m. Le superfici interne del pozzetto saranno rivestite con malta a base di polimeri ad elementi silicei, le giunzioni dei componenti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomeri resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920. I pozzetti saranno dotati di chiusini di ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 124, di forma quadrata classe D400 (carico rottura 400 kN) con luce netta pari a 50x50 cm. Lungo l'intero sviluppo dei tronchi fognanti sarà posato un nastro rosso con la dicitura "Tubazione Acque Reflue" sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm, per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.