

REGIONE DEL VENETO

CITTA' METROPOLITANA DI
VENEZIA

COMUNE DI PIANIGA

**VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA IN BASE ALLA
METODOLOGIA DGRV 2948/09, AI SENSI DELL'ART. 4 COMMA 8
DELLE NTO DEL PI E CONTESTUALE RICHIESTA DI NULLA OSTA
IDRAULICO**

ELABORATO N.

A16_5

SCALA

CODICE DOCUMENTO

R 0 1 0 0 D O C

FILE

0 5 7 8 R 0 1 0 0 . D O

TITOLO

**Studio relativo all'insediamento produttivo di proprietà
Commerciale Rottami in via Cavin Maggiore a Pianiga 312/a
(Venezia)**

PIANIGA FOGLIO 03 MAPP. 47, 469, 470, 685

PROGETTAZIONE

ID&A
Idraulica & ambiente

Hydraulic and environmental
engineering consultants



ID&A ingegneria – ingegneria sostenibile per l'Idraulica & l'Ambiente

via Monte Paularo, 1/12
30173 Favaro Veneto (Venezia) ITALIA
Fax +39 041 632509
mobile +39 380 2989587
e-mail a.pattaro@ideaingegneria.com
web: www.ideaingegneria.com



REV.	DATA	MOTIVO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	09.10.2023	PRIMA EMISSIONE	ING. ALESSANDRO PATTARO	ING. ALESSANDRO PATTARO	ING. ALESSANDRO PATTARO

Riproduzione cartacea del documento informatico sottoscritto digitalmente da

PATTARO ALESSANDRO il 09/10/2023 13:12:09

LIVIERI ANNA il 12/10/2023 10:55:42

ai sensi dell'art. 20 e 23 del D.lgs 82/2005

PROTOCOLLO GENERALE n. 2023/76204 del 11/10/2023



INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. LA NORMATIVA REGIONALE SULLA COMPATIBILITA' IDRAULICA	8
2.1 Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni	9
2.2 L'analisi del Piano delle Acque, le tavole degli allagamenti del 26.09.2007, criticità idrauliche	11
3. OBIETTIVI DELLO STUDIO	13
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED IDROGRAFICO	15
5. ELABORAZIONI STATISTICHE DEI DATI DI PRECIPITAZIONE	17
6. IL FUNZIONAMENTO DELLA RETE DI DEFLUSSO ALLO SDF (AREA 01)	20
6.1 Situazione allo SDF	21
6.2 Il dimensionamento del manufatto limitatore verso il Cavin Maggiore	23
7. LA RETE METEORICA E L'IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICIGÈHE DI DILAVAMENTO	25
7.1 La rete meteorica esistente	25
7.1.1 Descrizione tecnica del ciclo di trattamento	26
7.1.2 Garanzie di depurazione	26
7.1.3 Gli afflussi provenienti dal piazzale di stoccaggio	28
7.2 L'applicazione di un modello idrodinamico per simulare il comportamento del bacino	31
7.2.1 I risultati della simulazione dell'evento meteorico con TR 50 anni	33
7.2.2 Le condizioni al contorno	36
7.2.3 I volumi invasati e la portata restituita	36
8. IL CALCOLO DEL VOLUME DI COMPENSO PER IL NUOVO PIAZZALE DI MANOVRA	39
8.1 Verifica dei volumi d'invaso con il foglio di calcolo del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive del 2022 (metodo delle piogge)	39
8.2 Il dimensionamento del manufatto limitatore	40
8.3 Il pozzetto di troppo pieno N01	42
9. CONCLUSIONI	43
10. RIEPILOGO DELLE MISURE DA ADOTTARE	45

ELABORATI ALLEGATI

Allegato A – Caratteristiche del modello idrologico

Allegato B – Planimetria, elaborati grafici

C01.00– inquadramento planimetrico - scala 1:2000

C03.01 – planimetria stato di fatto - scala 1:500 (finalizzato all'inquadramento)

C04.01 – planimetria configurazione di progetto - scala 1:500 (finalizzato all'inquadramento)

C05.00 – particolari manufatti idraulici – scala 1:50

C06.00 – particolari manufatti idraulici – scala 1:50

C07.00 – particolari manufatti idraulici – scala 1:50



C08.00 – pozzetto di laminazione – scala 1:20

1. INTRODUZIONE

Su incarico e per conto di Commerciale Rottami srl, lo studio ID&A Ingegneria, nella persona dell’ing. Alessandro Pattaro (ingegnere civile con indirizzo idraulico con laurea di 2° livello e ingegnere per l’ambiente e il territorio), ha eseguito una Valutazione di Compatibilità Idraulica di un nuovo piazzale di manovra in ghiaia di superficie pari a 3000 m² che si intende integrare ad un insediamento produttivo già esistente.

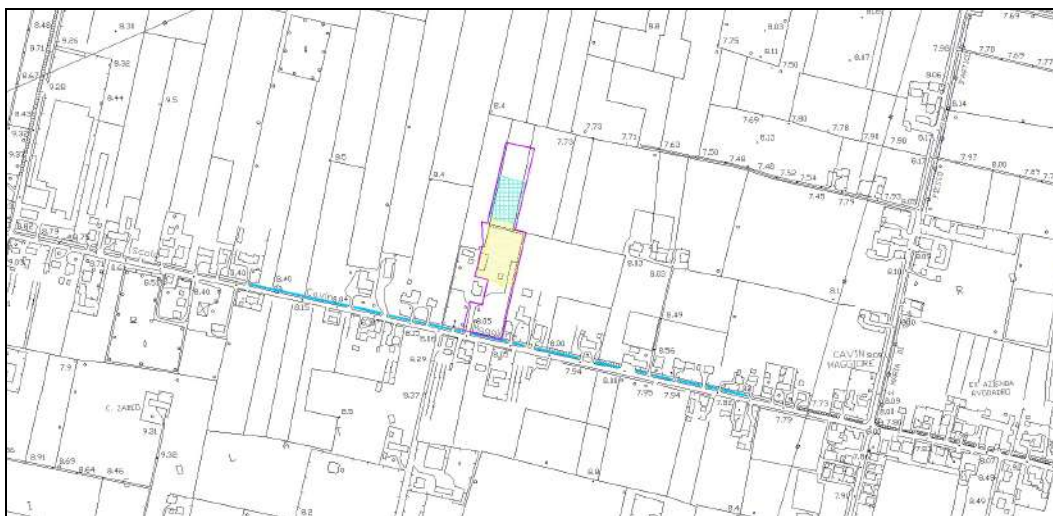


Figura 1.1 – Inquadramento della proprietà Ines Furlan e rete di deflusso meteorico

La superficie complessiva dell’area oggetto di studio è di 3000 m².

L’insediamento esistente (area 01 a sud) fu sottoposto ad uno studio di compatibilità idraulica e ottenne un parere del Consorzio di Bonifica di competenza (parere tecnico del Consorzio di Bonifica Sinistra Medio Brenta n. 9688 del 18 Agosto 2008). Presso lo stesso Consorzio di Bonifica venne presentata la richiesta di concessione idraulica al recapito nel fosso Cavin Maggiore. Tutta la documentazione riguardante lo studio di compatibilità idraulica e la richiesta di concessione idraulica risulta depositata presso la Provincia di Venezia nel 2014 e correlata ai seguenti titoli abilitativi:

- Autorizzazione Ordinaria ex art. 208 - Determinazione n. 1225/2020 del 04/06/2020 (Provincia di Venezia)
- Autorizzazione allo scarico di acque reflue assimilate alle domestiche in corpo idrico superficiale - Determinazione n. 1225/2020 del 04/06/2020 (Provincia di Venezia)
- Autorizzazione allo scarico di acque di dilavamento meteorico di prima e seconda pioggia in



corpo idrico superficiale - Determinazione n. 1225/2020 del 04/06/2020 (Provincia di Venezia)

All’epoca (nel 2008) si ritenne adeguato realizzare un volume di compenso, per l’impermeabilizzazione introdotta nel bacino, di 700 m³ (attraverso la realizzazione di un’area verde depressa), volume ridondante rispetto a quello effettivamente necessario e pari a 547 m³ (allora si ritenne opportuno magnificare il volume d’invaso, in considerazione di eventuali sviluppi dell’insediamento produttivo correlati alle dinamiche di mercato).

Nella configurazione di progetto si prevede la realizzazione di un nuovo piazzale di manovra di circa 3000 m² a nord dell’insediamento produttivo esistente (coefficiente di deflusso pari a 0.6).

Nella configurazione di progetto i deflussi del nuovo piazzale non verrebbero recapitati direttamente a sud (nel Cavin Maggiore) ma in un fosso che scorre a nord della proprietà.

Si intendono verificare le condizioni di deflusso delle precipitazioni meteoriche interessanti il bacino suddetto nello scenario di progetto. Anche se l’area non è oggetto di variante urbanistica, tutte le considerazioni e le analisi svolte seguono la metodologia rigorosa richiesta dalla D.G.R.V. 2948/09, delibera di giunta regionale del Veneto inerenti la Valutazione di Compatibilità Idraulica di varianti urbanistiche.

Le ordinanze n. 2, 3 e 4 del 22 Gennaio 2008 del Commissario Delegato per l’emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre 2007

Pur essendo decadute, le ordinanze del Commissario per l’emergenza idraulica risultano essere un importante riferimento metodologico per la redazione degli studi di invarianza idraulica.

Il Commissario Delegato per l’emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre 2007 ha disposto, con ordinanze n. 2, 3 e 4 del 22 Gennaio 2008, non venga ammesso “il rilascio di titoli abilitativi sotto il profilo edilizio, né decorra l’efficacia delle Dichiarazioni di Inizio Attività (DIA), relativi ad interventi pubblici o privati, non rispondenti alle prescrizioni” previste dalla DGRV 3637/02 e ss.mm.ii. (ciò vale per tutte le Amministrazioni Comunali vulnerate dagli eventi di eccezionale precipitazione del 26 Settembre 2007 e riconosciute con ordinanza n. 2 del 21 Dicembre 2007).

L’ordinanza del Commissario Delegato per l’emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre 2007 n. 3 del 22 Gennaio 2008 art. n. 2 prescrive che, “per gli interventi di nuova edificazione di volumetria superiore a metri cubi 1000, o comunque comportanti una riduzione della superficie permeabile di pertinenza superiore a metri quadrati 200, deve essere

predisposta una verifica di compatibilità idraulica del progetto, avente le finalità di cui all’Allegato A della deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n.1322 del 10 Maggio 2006.”

Il progetto del nuovo piazzale di manovra in ghiaia prevede una modifica della permeabilità di una superficie di circa 3000 m², ricadendo nel caso previsto dall’art. 2 dell’ordinanza n. 3 del 22 Gennaio 2008 (l’entità dell’impermeabilizzazione verrà illustrata successivamente con maggior dettaglio).

In data 09 Aprile 2008 con protocollo n. 191991 il Commissario Delegato per l’emergenza idraulica ha divulgato un compendio di primi indirizzi e di raccomandazioni per l’applicazione delle ordinanze 2, 3 e 4 del 22.01.2008 in materia di prevenzione dal pericolo idraulico.

Il Commissario Delegato per l’emergenza idraulica ha ritenuto di dover precisare quanto segue in merito all’applicabilità dei limiti di volume e superficie previste dalle ordinanze:

- *Volumi: Il volume da considerare per l’applicabilità delle ordinanze è quello fuori terra, calcolato vuoto per pieno, con esclusione del sottotetto non abitabile;*
- *Superfici: si intendono le superfici efficaci ai fini della formazione dei deflussi, come specificato nell’allegato A della Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto 1322/06 e successive modifiche ed integrazioni.*

Si aggiunge inoltre:

Qualora nella sistemazione degli scoperti siano previste delle superfici semimpermeabili, al fine della verifica di compatibilità idraulica potranno essere computate parzialmente a seconda del coefficiente di permeabilità della pavimentazione, coefficiente che potrà essere determinato analiticamente (esempio: pavimentazioni in grigliati garden: coeff. 0.40; pavimentazioni in cubetti o pietre con fuga non sigillata su sabbia, coeff. 0.70; pavimentazioni in ciottoli su sabbia, coeff. 0.40; superfici in ghiaia sciolta, coeff. 0.30 ecc.)

In data 11 Agosto 2008 con protocollo n. 418232/58 il Commissario Delegato per l’emergenza idraulica ha emesso delle “Ulteriori precisazioni relative all’applicazione delle ordinanze 2, 3 e 4 del 22.01.2008 in materia di prevenzione dal pericolo idraulico”, chiosando la corretta interpretazione sulle soglie che impongono la verifica di compatibilità idraulica nel caso di edificazione seguita a demolizione:

Per quanto concerne eventuali casi di “demolizione con ricostruzione”, si precisa che una volta demolito il fabbricato preesistente, il nuovo edificio da realizzarsi va considerato come un “nuovo intervento edilizio”, che si configura quindi come una nuova edificazione, per la quale – nel

calcolo delle soglie previste dalle Ordinanze - non possono essere scomutati né la superficie, né il volume del fabbricato preesistente.

Tabella 1.1 – la superficie impermeabilizzata relativa la solo edificio di nuova edificazione

	Attuale	Progetto	Differenza
Superficie permeabile [m²]	0 (in caso di demolizione)	3000	+ 3000
Superficie pavimentata [m²]	0 (in caso di demolizione)	0	+ 0
Superficie coperta [m²]	0 (in caso di demolizione)	0	+ 0
Volume edificato [m³]	0 (in caso di demolizione)	0	+ 0

La superficie resa impermeabile va, quindi, computata sulla base di adeguati coefficienti di permeabilità (le disposizioni del Commissario impongono di non considerare la superficie impermeabile allo stato attuale nel caso di demolizione):

$$\text{Variazione di permeabilità efficace} = \Delta S_{\text{imp}} \cdot 1 + \Delta S_{\text{per}} \cdot 0.6 = 0 + 0.6 \cdot 3000 = 1800 \text{ m}^2 > 1000 \text{ m}^2$$

$$\text{Variazione volume} = \Delta V = 0 \text{ m}^3 < 1000 \text{ m}^3$$

Le due condizioni relative al volume ed alla superficie non vanno considerate cumulativamente, rendendosi necessaria la predisposizione della verifica anche al solo verificarsi di una delle due.

Le ordinanze del Commissario per l'emergenza idraulica sono state sostanzialmente mutate nelle Norme Tecniche Operative del Piano degli Interventi del Comune di Pianiga art. 4 comma 8:

Articolo 4 comma 8

In sede di presentazione del progetto edilizio dovrà essere presentata una relazione di compatibilità idraulica che garantisca un efficace sistema di smaltimento delle acque e che comprovi un generale non-aumento del rischio idraulico. I volumi di invaso dovranno essere calcolati sulla base della effettiva area impermeabilizzata con i criteri riportati nella VCI. Per gli interventi di nuova edificazione di volumetria superiore a 1.000 mc o comunque comportanti una riduzione della superficie permeabile di pertinenza superiore a mq. 200 deve essere predisposta una verifica di compatibilità idraulica del progetto come Allegato A) DGRV n. 1322 del 10.05.2006, come integrato con DGRV n.1841 del 19.06.2007, e Allegato A) DGRV n. 2948 del 06.10.2009. redatta come previsto dalla vigente normativa.

Verrà pertanto realizzata una Valutazione di Compatibilità del nuovo piazzale di manovra a nord



dell'insediamento produttivo in via Cavin Maggiore a Pianiga ai sensi della DGRV 2948/09.

Nell'ambito delle indagini è stato implementato un foglio di calcolo del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive.

Una volta determinato il volume di compenso per l'impermeabilizzazione introdotta nel bacino di studio, le indagini sono state finalizzate:

- alla valutazione delle portate massime che si generano (nell'area in esame) nella situazione attuale ed in quella di urbanizzazione (per comodità, il possibile scenario futuro sarà indicato come configurazione di progetto) e del volume d'acqua in eccesso da trattenere nell'area stessa, in concomitanza degli eventi di maggior afflusso al corpo idrico che raccoglie gli scarichi;
- alla stima degli afflussi in eccesso che potrebbero pervenire al corpo idraulico ricevente (il fosso privato che scorre a nord della proprietà: il fosso ha una profondità pari a circa 1.0 m dal piano campagna, larghezza in sommità pari a 2 m).

Per dare compimento alle attività sopra illustrate, relativamente ai dati idrologici e topografici necessari, si sono reperiti presso gli Enti competenti sul territorio e presso il Committente (e sono stati quindi utilizzati) i seguenti documenti:

- le tavolette della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000;
- Piano delle Acque del Comune di Pianiga;
- Tavole degli allagamenti nella terraferma di Venezia del 26 Settembre 2007 (allegate alle ordinanze n. 2, 3 e 4 del 22.01.2008).



2. LA NORMATIVA REGIONALE SULLA COMPATIBILITA' IDRAULICA

Il presente studio intende verificare, dal punto di vista idraulico, la perseguibilità del progetto proposto per l'area in esame, sottoponendolo alle restrittive normative previste per le varianti urbanistiche stesse.

La Regione del Veneto ha emesso alcune norme che disciplinano la pianificazione urbanistica in relazione alla regimazione dei deflussi idrici. Nel Dicembre 2002, con D.G.R.V. 3637/02, è stato istituito l'obbligo di redigere una Valutazione di Compatibilità Idraulica per ogni variante agli strumenti urbanistici.

Le disposizioni regionali in materia di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico e le indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici, approvate con Delibera G.R. n. 3637 del 13.12.2002, successivamente aggiornata con la D.G.R.V. 1322/06 (integrata successivamente dalla D.G.R.V. 1841/07: l'ultima integrazione della norma è la D.G.R.V. 2948/09), pongono dei vincoli stringenti all'attività di pianificazione urbanistica. Tali disposizioni subordinano l'approvazione di nuovi strumenti urbanistici o di loro varianti, al parere di conformità idraulica espresso dalla competente autorità idraulica, individuata dalla Regione Veneto nella unità complessa del Genio Civile Regionale. Al fine di emettere detto parere, l'autorità deve avvalersi del parere degli Enti di settore competenti per territorio.

Le disposizioni regionali costituiscono una "anticipazione" del futuro assetto normativo globale in materia idraulica e hanno lo scopo, dichiarato dalla stessa Regione, di prevenire possibili dissesti idraulici ed idrogeologici non contemplati dal PGRA (il Piano di Gestione Rischi Alluvioni), in quanto questi ultimi possono prendere in esame soltanto lo stato di fatto e non le modifiche eventualmente introdotte da strumenti di data posteriore alla conclusione degli studi di piano.

La delibera prevedeva che tutti gli strumenti urbanistici generali e le varianti, generali o parziali o che, comunque, potessero recare trasformazioni del territorio tali da modificare il regime idraulico esistente, fossero corredati da una "Valutazione di compatibilità idraulica".

In sede di applicazione della D.G.R. citata si è appalesata la necessità che venissero fornite ulteriori indicazioni, per ottimizzare la procedura finalizzata ad assicurare un adeguato livello di sicurezza del territorio.

Con delibera di G.R. n. 1322 del 10.05.2006, dopo l'esperienza acquisita negli anni di applicazione della D.G.R. 3637/02, è stata recepita la necessità di garantire omogeneità di approccio agli studi di compatibilità idraulica. Questi si concretizzano sostanzialmente in



elaborazioni idrologiche ed idrauliche finalizzate a definire progettualmente gli interventi che hanno funzione compensativa per garantire l’ “invarianza idraulica”, laddove il principio di invarianza idraulica delle trasformazioni del territorio viene così definito: “Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un’area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall’area stessa.”

Nell’allegato A alla D.G.R.V. 2948/09 sono contenute le modalità operative e le indicazioni tecniche per la redazione della Valutazione di Compatibilità Idraulica.

La normativa regionale stabilisce che la Valutazione di Compatibilità Idraulica sia improntata nel rispetto dei seguenti criteri:

- Il tempo di ritorno cui fare riferimento venga definito pari a 50 anni;
- le stime delle portate vengano prodotte con più metodi diversi e considerare i valori più cautelativi dei calcoli del volume d’invaso di compensazione;
- si adotti una classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici.

2.1 Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni

I piani di gestione del rischio di alluvioni (PGRA, Direttiva 2007/60/CE, D.Lgs. 49/2010), coordinati a livello di distretto idrografico, sono strumenti di gestione atti a ridurre le conseguenze negative per la salute umana, l’ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche connesse con le alluvioni e che riguardano tutti gli aspetti della gestione del rischio e in particolare la prevenzione, la protezione e la preparazione, comprese le previsioni dei fenomeni alluvionali e i connessi sistemi di allertamento.

I Piani sono stati redatti sulla base di mappe della pericolosità e del rischio di alluvione individuate, diversamente dai Piani di Assetto idrogeologico precedenti, per diversi ambiti di rischio (fluviale, lacuale, marino, afferente la rete idraulica secondaria di pianura e la rete idraulica secondaria collinare e montana) e per tre scenari di differente frequenza.

Alla redazione dei piani hanno concorso, nelle more della costituzione dei Distretti, le Autorità di bacino nazionali che hanno anche tenuto un ruolo di coordinamento delle attività e le Regioni sia per la parte della Difesa del Suolo che per la parte di Protezione Civile.

La Direttiva Quadro relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi da alluvioni (Direttiva 2007/60/CE), ha l’obiettivo di istituire in Europa un quadro coordinato per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvione che è principalmente volto a ridurre le conseguenze negative per la



salute umana nonché a ridurre i possibili danni all’ambiente, al patrimonio culturale e alle attività economiche connesse con i fenomeni in questione.

La Conferenza istituzionale permanente dell’autorità di Bacino distrettuale delle Alpi Orientali che opera sui bacini idrografici comprendenti il territorio del Veneto, con delibera n°3 del 21/12/2021, pubblicata sulla G.U. n°29 del 04/02/2022, ha adottato il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.).

Si tratta di una pianificazione introdotta dal Testo Unico in materia ambientale – D.lgs. n. 152/2006 – che condiziona i diritti edificatori previsti dallo strumento urbanistico comunale.

Il regime di salvaguardia

Il P.G.R.A. è entrato in vigore il giorno successivo alla pubblicazione dell’avviso di adozione della delibera in Gazzetta Ufficiale.

Fino alla sua definitiva approvazione è sospesa ogni determinazione in ordine alle domande di titolo abilitativo edilizio inerenti a interventi in contrasto con la disciplina di Piano.

Effetti sulla cartografia

La cartografia e la Normativa Tecnica di Attuazione del P.G.R.A. adottato, influiscono su quelle degli strumenti urbanistici di parte dei territori compresi nel bacino idrografico.

Lo scenario di pericolosità idraulica del PGRA non segnala alcuna condizione di pericolo idraulico in corrispondenza dell’area di studio.

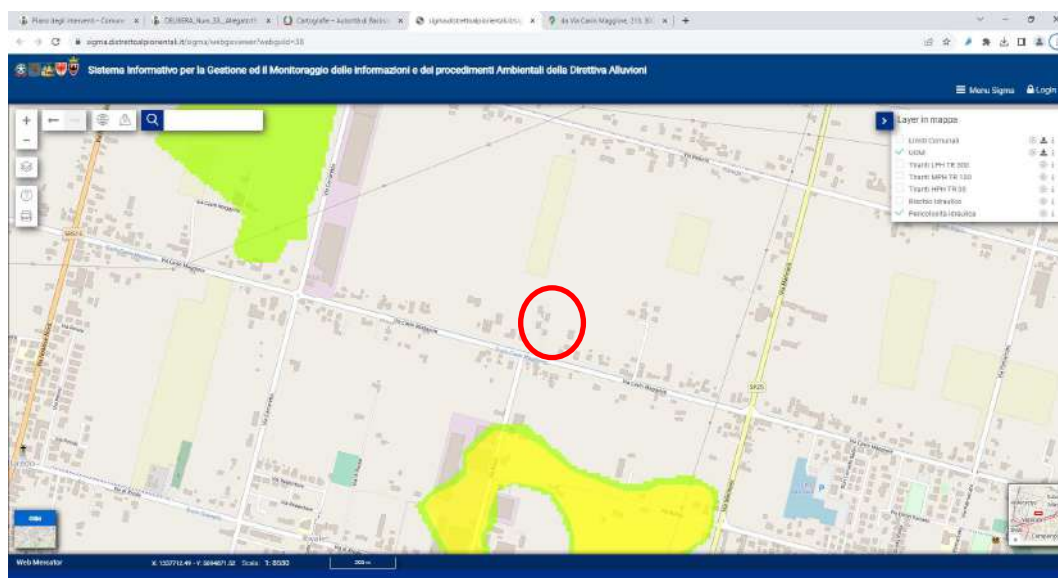


Figura 2.1 – Lo scenario di pericolosità idraulica del PGRA del distretto idrografico Alpi Orientali in prossimità della Proprietà

2.2 L’analisi del Piano delle Acque, le tavole degli allagamenti del 26.09.2007, criticità idrauliche

Il Piano delle Acque si configura come uno strumento prevalentemente ricognitivo dello stato di fatto della rete delle acque superficiali e delle criticità presenti in essa; inoltre propone ipotesi risolutive delle stesse, al fine anche di supportare una pianificazione territoriale orientata a garantire la sicurezza idraulica dei nuovi interventi e la possibilità di risolvere le problematiche esistenti.



Figura 2.2 - Inquadramento dell'area oggetto del presente studio, l'insediamento produttivo in via Cavin Maggiore all'interno della carta degli allagamenti del Piano delle Acque del Comune di Pianiga

In base alla Carta degli allagamenti del Piano delle Acque di Pianiga, l'area dell'insediamento produttivo di Commerciale Rottami non risulta essersi allagata in occasione dell'evento del 26 Settembre 2007. Viene segnalata un'area a pericolo idraulico a sud.



3. OBIETTIVI DELLO STUDIO

Lo studio è stato principalmente finalizzato ad individuare, nell’ambito territoriale considerato, il funzionamento idraulico della rete idrografica minore e della rete di raccolta delle acque meteoriche, in occasione di eventi di piena generati dalle precipitazioni più intense, in grado di produrre condizioni critiche per il sistema di drenaggio e di causare allagamenti di porzioni più o meno estese di territorio.

Nel presente studio si intendono verificare le alterazioni al regime di deflusso dell’area e indicare le misure per garantire l’invarianza idraulica dei deflussi.

Il corpo idraulico di recapito è costituito da un fosso per le acque meteoriche che scorre immediatamente a nord della proprietà: il fosso ha una profondità pari a circa 1.0 m dal piano campagna e una larghezza in sommità pari a 2 m.

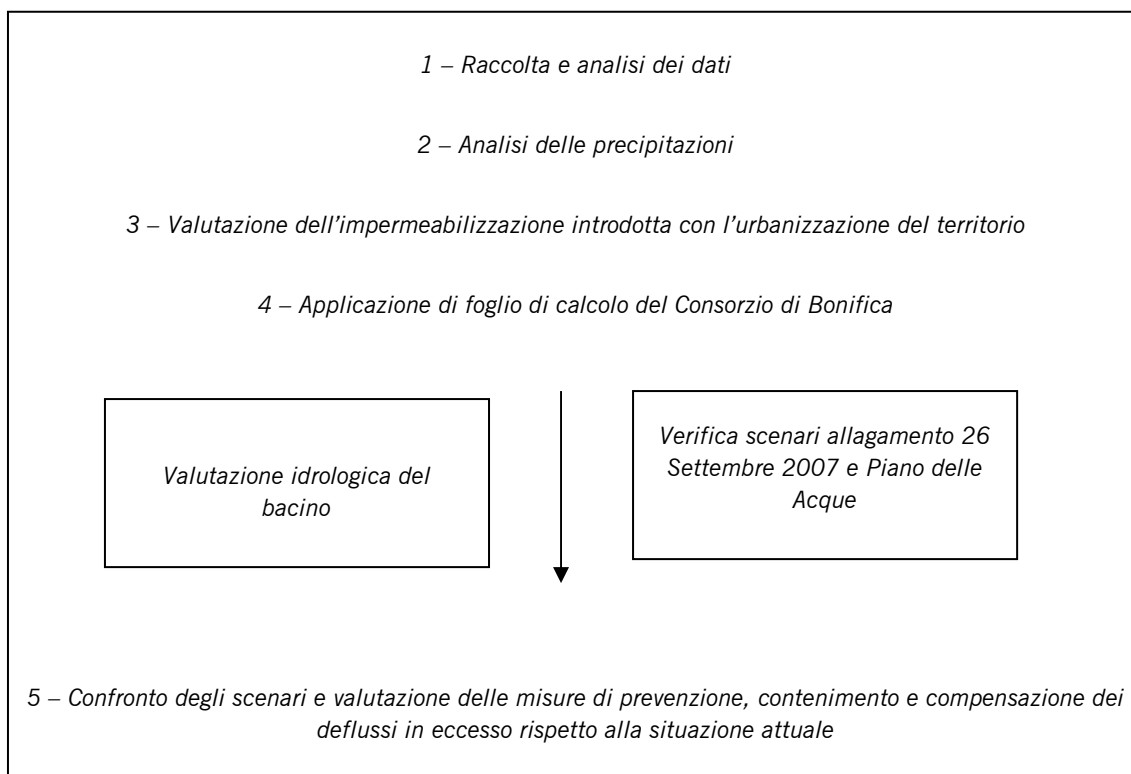
Dal punto di vista computazionale, inizialmente è stata condotta un’analisi statistica delle precipitazioni e approntato un modello matematico idrologico che consentisse di trasformare gli afflussi meteorici in deflussi.

Il modello idrologico è in grado di simulare eventi di piena sintetici, partendo dalle precipitazioni di diversa durata e con assegnato tempo di ritorno probabile.

L’applicazione del modello idrologico consente di ricavare, per ogni singola porzione di territorio urbanizzato, il deflusso di un bacino allo stato attuale e nella configurazione di progetto.

In generale l’urbanizzazione di un territorio produce un aumento nel volume del deflusso superficiale e un’accelerazione del fenomeno, con tempi di corrivazione minori. Il confronto fra il regime del deflusso attuale e quello di progetto permette di valutare l’effetto dell’urbanizzazione nel regime idraulico del territorio.

Schema della procedura di studio:



4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED IDROGRAFICO

La ditta Commerciale Rottami srl opera nel settore del recupero di rottami ferrosi (e non ferrosi): la sede operativa si trova in località Pianiga, sulla sinistra idrografica del fosso consorziale Cavin Maggiore.

La superficie complessiva dell'area è pari a circa 9.000 m², su un lotto (regolamentato dalla scheda n.4 delle attività produttive in zona impropria censite nel P.I. del Comune di Pianiga) di 17.520 m².



Figura 4.1 – Inquadramento geografico dell'insediamento esistente di Commerciale Rottami srl: la proprietà è adiacente (lato nord) via Cavin Maggiore

La ditta Commerciale Rottami srl conduce l'attività su un lotto di terreno in parte occupato da edifici ad uso residenziale (Commerciale Rottami srl ha preso in affitto parte della proprietà del signor Giorgio Livieri): complessivamente, l'area ad uso residenziale e quella ad uso commerciale ricoprono una superficie di circa 1.9 hm².

L'intera area può essere descritta come un piano debolmente inclinato verso sud. La quota media del piano di imposta è 8.1 m s.l.m..

Nella parte nord – est del lotto è situato il piazzale di stoccaggio dei rottami ferrosi: il piazzale è



costituito da una pavimentazione in calcestruzzo con estensione pari a circa 5000 m². Con gli edifici ad uso produttivi ad esso collegato, l’insediamento produttivo ha una superficie di 5430m². Tutti gli afflussi meteorici, interessanti il piazzale di stoccaggio, vengono raccolti da una rete idrica e recapitati ad un impianto di disoleazione e depurazione chimico – fisica. La parte dei deflussi in eccesso, rispetto alle acque di prima e seconda pioggia, vengono recapitati nell’area verde depressa sud e quindi recapitati nel Cavin Maggiore.

5. ELABORAZIONI STATISTICHE DEI DATI DI PRECIPITAZIONE

Il modello idrologico messo a punto consente di simulare le piene di un bacino idrografico, di qualsivoglia dimensione e forma, a partire dalle precipitazioni. In particolare, con esso è possibile simulare piene ipotetiche, partendo da piogge di durata variabile e con diversa criticità in termini statistico-probabilistici.

In rapporto agli scopi dello studio si sono utilizzate le recenti elaborazioni del professor Vincenzo Bixio, che ha realizzato delle analisi statistico – probabilistiche dei dati pluviometrici relativi alla regione interessata dalle intense precipitazioni del 26 Settembre 2007¹. Le analisi sono state pubblicate e sono disponibili presso il sito ufficiale del Commissario delegato per l'emergenza idraulica.

Le pubblicazioni citate in precedenza contengono le curve segnalatrici calcolate con riferimento a sottoaree omogenee. E' stata effettuata un'indagine delle medie dei massimi annuali mediante tecniche di cluster analysis. Si tratta di metodologie matematiche che producono dei raggruppamenti ottimi di una serie di osservazioni, in modo tale che ciascun gruppo risulti omogeneo al proprio interno e distinto dagli altri.

Le curve segnalatrici a tre parametri vengono definite per aree omogenee: il Comune di Pianiga appartiene alla zona omogenea costiera e lagunare.

La curva segnalatrice a tre parametri assume la seguente formulazione:

$$h = \frac{a}{(t + b)^c} \text{ [mm]}$$

dove:

- a, b, c parametri della curva segnalatrice;
- t è il tempo espresso in minuti.

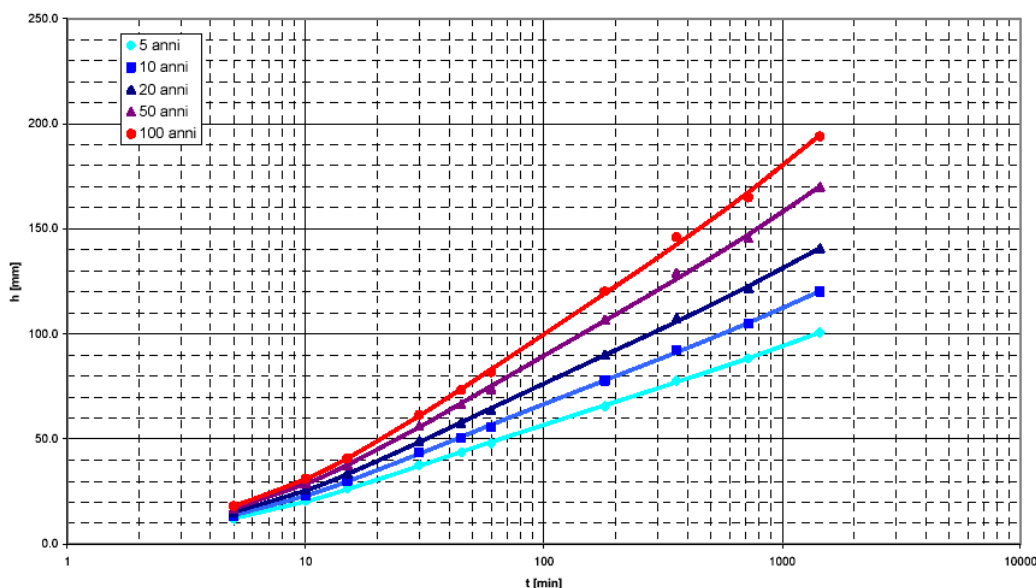
¹ Le elaborazioni sono contenute nel documento “Piogge critiche e criteri di rischio nella definizione degli interventi di difesa idraulica dell’entroterra lagunare veneziano” realizzato per conto del Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre 2007



Parametri della curva segnalatrice:

T	a	b	c
2	20.3	12.0	0.821
5	27.2	13.5	0.820
10	31.4	14.4	0.816
20	35.2	15.3	0.809
30	37.2	15.8	0.805
50	39.7	16.4	0.800
100	42.8	17.3	0.791

Curve segnalatrici a 3 parametri



Per il tempo di ritorno di 50 anni (così come indicato dalla DGRV 1322/06) i parametri a, b, c assumono rispettivamente i seguenti valori: 39.7, 16.4, 0.800.

Se si vogliono rappresentare dati ottenuti dall’analisi probabilistica con una curva a due parametri, è necessario ricorrere a formule diverse a seconda del tempo di precipitazione (per l’intero range di durate da 5 minuti a 24 ore).

È opportuno individuare intervalli più ristretti di durate, entro i quali la formula bene approssimi i valori ottenuti con la regolarizzazione regionale.

Si riportano i valori dei parametri della curva segnalatrice a due parametri per la zona costiera – lagunare al variare del tempo di precipitazione.



Zona costiera-lagunare

T	tp≈15 minuti			tp≈30 minuti			tp≈45 minuti			tp≈1 ora			tp≈3 ore			tp≈6 ore		
	da 5 min a 45 min			da 10 min a 1 ora			da 15 min a 3 ore			da 30 min a 6 ore			da 45 min a 12 ore			da 1 ora a 24 ore		
anni	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ
2	4.3	0.554	5.9%	6.1	0.441	2.9%	9.1	0.328	4.5%	11.8	0.267	1.2%	13.1	0.247	1.1%	14.2	0.230	1.5%
5	5.2	0.576	5.8%	7.4	0.465	3.0%	11.1	0.348	4.8%	14.8	0.281	1.4%	16.8	0.254	1.5%	18.5	0.236	1.8%
10	5.7	0.590	5.6%	8.0	0.482	3.1%	12.1	0.363	4.9%	16.4	0.293	1.5%	18.9	0.263	1.8%	21.1	0.242	2.1%
20	6.2	0.603	5.4%	8.5	0.499	3.1%	13.0	0.378	5.0%	17.7	0.306	1.6%	20.7	0.272	2.1%	23.4	0.250	2.4%
30	6.4	0.610	5.2%	8.8	0.508	3.1%	13.4	0.387	5.0%	18.4	0.313	1.7%	21.7	0.278	2.3%	24.6	0.255	2.6%
50	6.7	0.619	5.0%	9.1	0.520	3.1%	13.8	0.399	5.0%	19.1	0.324	1.7%	22.8	0.286	2.5%	26.0	0.261	2.8%
100	7.0	0.630	4.8%	9.4	0.536	3.1%	14.3	0.415	5.1%	19.9	0.338	1.8%	24.1	0.297	2.9%	27.8	0.271	3.1%

In seguito si riportano, per l’area omogenea considerata, per il tempo di ritorno di 50 anni (e per il tempo di precipitazione stimabile intorno a 5 minuti), i valori dei parametri a e n delle curve di probabilità pluviometrica.

Per il tempo di ritorno considerato (la DGRV 1322/06 indica un tempo di ritorno di 50 anni), la legge di possibilità pluviometrica può essere scritta nel modo seguente:

per $Tr = 50$ anni $h = 6.7 \cdot t^{0.619}$ (con t espresso in min e h in mm) oppure

per $Tr = 50$ anni $h = 84.48 \cdot t^{0.619}$ (con t espresso in ore e h in mm)

6. IL FUNZIONAMENTO DELLA RETE DI DEFLUSSO ALLO SDF (AREA 01)

Nel 2008 venne applicato un modello idrologico di tipo Nash con il fine di simulare il comportamento del bacino, in concomitanza a significativi eventi meteorici generati sinteticamente a partire dalle altezze di precipitazione aventi una determinata frequenza probabile.

Poiché il codice di calcolo predisposto non pone limiti particolari al numero di sottobacini da considerare nella schematizzazione, né tanto meno alla struttura della relativa rete di collegamento, la suddivisione in sottobacini elementari potrebbe essere spinta fino a considerare le più piccole unità idrografiche.

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso, si ipotizzò di poter introdurre un coefficiente di infiltrazione costante, per considerare l'effetto di saturazione progressiva dei terreni che si verifica nella prima fase della piena.

Il calcolo del tempo di colmo del deflusso superficiale t_s allo stato di progetto fu determinato attraverso la seguente relazione:

$$t_s = t_{sec} + 1.03 \cdot \frac{(1.1 - C_d) \cdot \sqrt{L_{ov}}}{\sqrt[3]{i}} \quad \text{Eq. 6-1}$$

riportata in letteratura tecnica e largamente adottata nel calcolo delle reti di drenaggio urbano, nella quale il significato dei simboli è il seguente:

- t_s è il tempo al colmo, espresso in minuti;
- t_{sec} è il tempo, espresso in minuti, impiegato dall'onda a percorrere i condotti della rete secondaria;
- C_d è il coefficiente di deflusso;
- L_{ov} è la lunghezza in metri del bacino drenato, oltre la lunghezza dei condotti;
- i è la pendenza media del bacino.

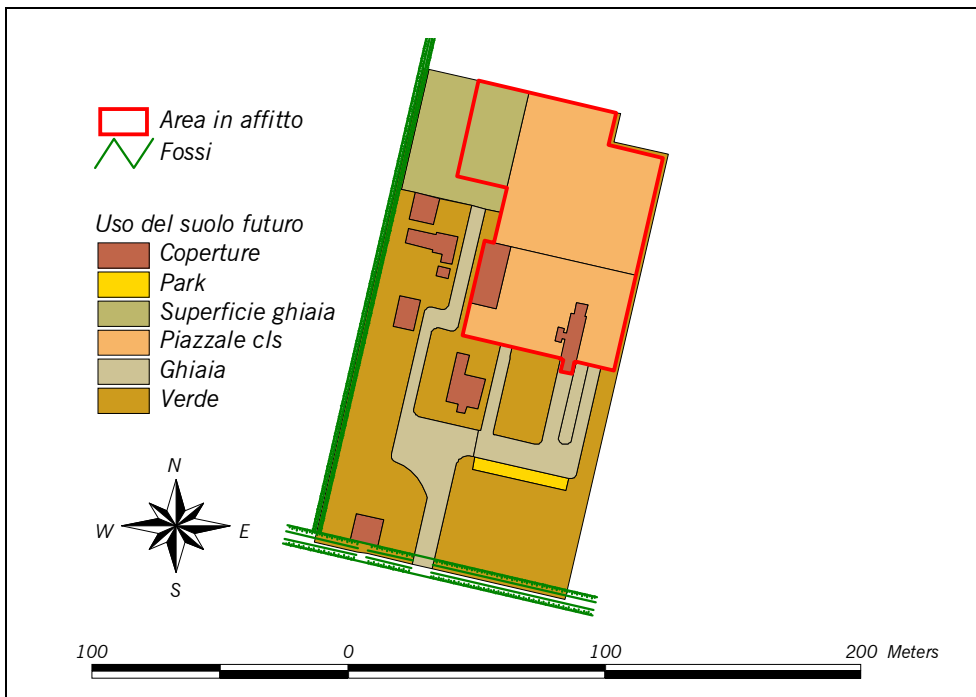


Figura 6.1 - Rappresentazione dell'uso del suolo delle superfici nella configurazione dello SDF per la determinazione del coefficiente di deflusso del bacino

Tabella 6.1 - Valori dei parametri che nel modello idrologico controllano la trasformazione degli afflussi in deflussi (superficie dell'intera area è pari a 18.251 m²)

Situazione	Area		L	t _{sec}	C _D	L _{ov}	i	T	t _s	Ø _t
	fraz.	[m ²]								
SDF (due piazzali pavimentati)	verde	8198	-	3.5	0.2	50	0.005	-	0.50	0.53
	coperti	1119			0.9					
	permea.	4436			0.6					
	piazzale	4498			0.9					

Attraverso la definizione di tali parametri, si opera la trasformazione afflussi-deflussi, determinando la modalità con la quale il territorio restituisce le acque ricevute dall'evento meteorico.

6.1 Situazione allo SDF

Fu applicato un modello idrologico del tipo Nash, per valutare la risposta idrologica del bacino, considerando la variazione del coefficiente di deflusso e dei tempi di corrivazione.

I risultati del calcolo per la situazione attuale sono riportati nella Figura 6.2 con l'idrogramma di piena calcolato per eventi di precipitazione con durata variabile e con tempo di ritorno pari a 50



anni.

Tabella 6.2 - Durata critica dell’evento meteorico e valori della portata massima per l’area in esame, calcolati nella situazione attuale.

Bacino	Situazione	Durata pioggia [ore]	Portata massima Q_{max} [l/s]
			$Tr = 50$ anni
Bacino sud della proprietà	SDF	0.5	210

La precedente tabella riporta i valori al colmo della portata nella situazione di progetto: la portata al colmo (per il tempo di ritorno di 50 anni) è di 210 l/s.

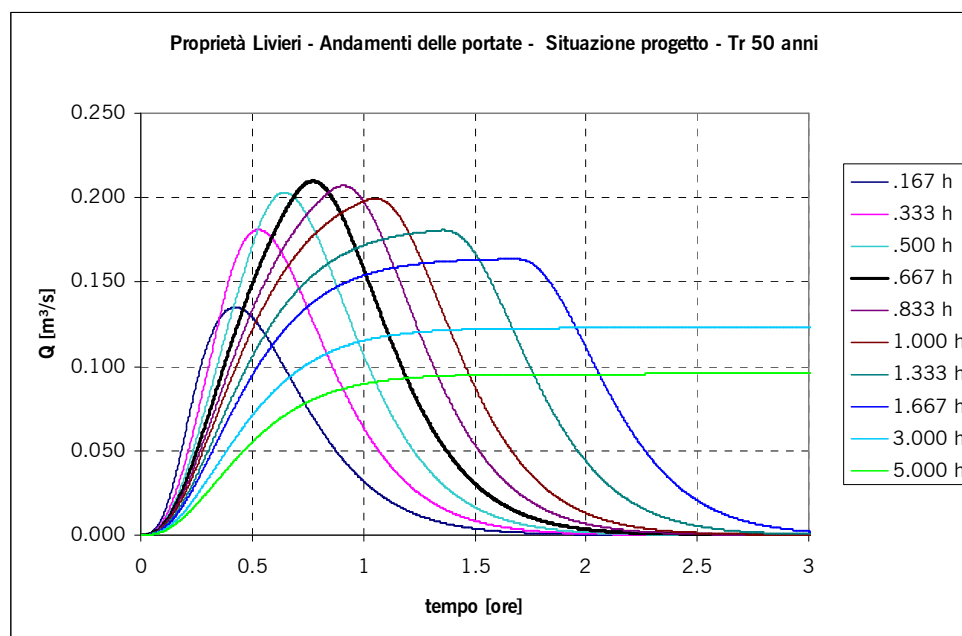


Figura 6.2 – Bacino sud della proprietà Livieri - Andamenti delle portate calcolati con il modello idrologico, nella situazione attuale, per tempi di ritorno di 50 anni e durata delle precipitazioni variabile.

L’analisi idrologica mostrava che, al fine di compensare i maggiori deflussi che l’impermeabilizzazione delle superfici cagionavano rispetto al un coefficiente udometrico di 30 l/s·hm², era necessario realizzare un volume d’invaso di:

Tabella 6.3 - Valori dei volumi d’invaso calcolati secondo le diverse ipotesi (modello Nash).

Condizione	B Portata Q_{max} [l/s]	C Coeff. udom. “u” [l/s·hm ²]	D Volume da invasare [m ³]	E Volume specifico da invasare [m ³ /hm ²]
Rispetto al coeff. udometrico di restituzione ridotto	56	30	642	342

La tabella indicava i volumi d’invaso da realizzarsi (colonna D) secondo il metodo di Nash: la condizione più severa richiede la realizzazione di un volume d’invaso di 642 m³.

Tuttavia allora si ritenne opportuno magnificare il volume d’invaso (fino a 700 m³, in considerazione di eventuali sviluppi dell’insediamento produttivo correlati alle dinamiche di mercato.

6.2 Il dimensionamento del manufatto limitatore verso il Cavin Maggiore

Al fine di limitare il colmo del deflusso del bacino, fu necessario disporre un manufatto di laminazione a valle della sezione di chiusura del bacino, prima del recapito nel fosso Cavin Maggiore.

Il manufatto di laminazione è un semplice pozzetto ispezionabile, nel quale confluiscono tutti i deflussi provenienti dal lotto di proprietà.

All’interno del pozzetto fu disposta una strozzatura, una luce di fondo, che limitasse la portata effluente.

La luce di fondo consente l’afflusso al corpo idrico di recapito (il fosso Cavin Maggiore per le acque in eccesso rispetto al dilavamento di prima e seconda pioggia) con una portata di circa 56 l/s (corrispondente al coefficiente udometrico di 30 l/s·hm²); il volume affluito in eccesso viene attualmente invasato nel bacino di compensazione realizzato a monte del manufatto limitatore.

La portata effluente da una luce sotto battente è funzione del battente di monte.

Facendo un bilancio energetico fra la sezione di monte e quella di valle della luce di fondo, si può calcolare agevolmente la portata effluente da una luce di sezione quadrata:

$$h_{monte} = a \cdot c_c + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (a \cdot c_c \cdot b)^2}$$

dove



- h_{monte} è il tirante di monte [m];
- a è l’altezza della luce di fondo [m];
- c_c è il coefficiente di contrazione della luce;
- Q è la portata [m³/s];
- b è la larghezza della luce [m].

Nella figura successiva si indica la capacità di deflusso della luce sotto battente, al variare del tirante e della dimensione della luce.

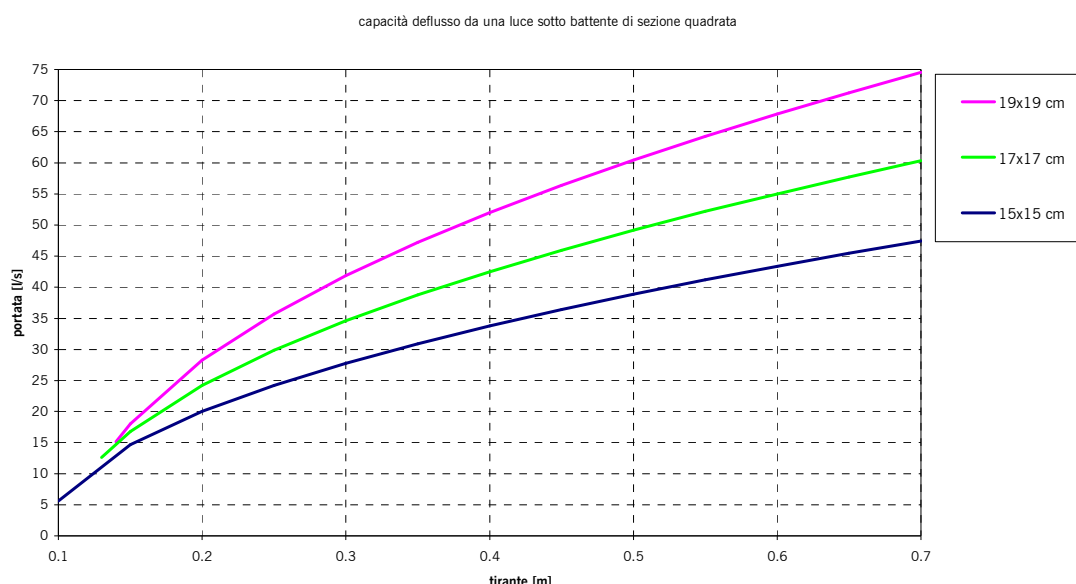


Figura 6.3 – capacità di deflusso di una luce sotto battente di sezione quadrata al variare del tirante e della dimensione della luce – condizione di deflusso libero

Una luce di fondo di sezione quadrata di lato 17 cm consente una capacità di deflusso pari a circa 55 l/s in corrispondenza ad un tirante di 0.6 m: un’analoga portata viene consentita da una luce di fondo con sezione circolare di diametro $\phi = 20$ cm.

La capacità di deflusso viene calcolata supponendo che il deflusso sia libero e non rigurgitato. Inoltre è opportuno evitare il ricorso a luci di fondo eccessivamente modeste, per prevenire possibili intasamenti.

7. LA RETE METEORICA E L’IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO

7.1 La rete meteorica esistente

Il piazzale in calcestruzzo, sul quale vengono stoccati i rottami ferrosi e non ferrosi, ha un’estensione di circa a 5000 m² (5430 m², considerando anche le superfici degli immobili collegate al piazzale).

Il piazzale è dotato di una rete di raccolta degli afflussi meteorici (caditoie e condotte): tutte le precipitazioni interessanti il piazzale vengono attualmente recapitate ad un impianto di disoleazione e depurazione.

Un impianto di sollevamento provvede a recapitare i deflussi trattati (disoleati e depurati) in un fosso confinante con il lato ovest della proprietà. Lo scarico dei deflussi trattati dista circa 150 m dall’asse del Cavin Maggiore. L’impianto di sollevamento è progettato per sollevare la portata massima di 3000 l/h, meno di 1 l/s. A monte della depurazione e a valle della disoleazione è stata realizzata una capiente vasca di accumulo per gli afflussi meteorici, dal volume utile complessivo di 105 m³ (per prudenza è stato assunto il valore d’invaso di 105 m³, anche se il fornitore dell’impianto stimava un volume nettamente superiore e pari a 152 m³).

La rete recapita sul pozzetto di monte (cfr. tavola C04.01 con la planimetria della rete meteorica), il pozzetto N06, con delle condotte in PVC del diametro di 400 mm e 315 mm. Le condotte hanno la pendenza dello 0.5 % e defluiscono verso il pozzetto N06.

La rete meteorica ha lo scopo di far defluire al depuratore solo una parte degli afflussi, le acque di prima e seconda pioggia. Tutto il resto dei deflussi viene invece recapitato in un bacino di accumulo a sud della proprietà. L’area verde depressa, dalla superficie utile di circa 1000 m² e di profondità pari a 70 cm, mette a disposizione un volume d’invaso di 700 m³. Gli ultimi pozzetti a monte della rete meteorica esistente operano la suddivisione dei deflussi fra i due diversi recapiti. Sui pozzetti D02 e D06, infatti, sono innestate due condotte, con pendenza opposta: la condotta con recapito presso il depuratore (verso nord) ha una profondità di scorrimento maggiore, cosicché gli afflussi vengono prioritariamente sottoposti alla depurazione. Gli afflussi in eccesso, rispetto alla capacità d’invaso della vasca V5 (cfr. tavola con schema dell’impianto di depurazione prodotta dalla Depur Padana Acque), vengono recapitati all’area verde depressa d’invaso a sud: un manufatto di laminazione trattiene i deflussi e ne modula la portata di restituzione alla rete idraulica superficiale consorziale.



7.1.1 Descrizione tecnica del ciclo di trattamento

I reflui da depurare provenienti direttamente dal dilavamento meteorico del piazzale adibito a stoccaggio di rottami ferrosi, vengono fatti confluire in vasche interrato (V1-V2-V3-V5: cfr. schema dell'impianto di depurazione allegato alla presente relazione), aventi un volume totale di 152 m³ (per prudenza si assume un volume d'invaso di prima e seconda pioggia di 105 m³, cui si aggiungono i volumi delle condotte di monte, per un totale di 115 m³). Tali vasche, comunicanti fra loro a mezzo sifoni, sono dette di pre-sedimentazione, disoleazione e accumulo. Il loro scopo è infatti quello di trattenere, per quanto possibile, gli eventuali sedimenti e/o sostanze grasse - oleose contenuti nei reflui. La prima sezione, oltre a facilitare il funzionamento delle successive fasi di depurazione, permette di ridurre i costi di gestione relativi al consumo dei reagenti impiegati nel trattamento di flocculazione chimica.

Il costruttore e installatore dell'impianto di trattamento delle acque dichiara che i disoleatori sono in grado di esercitare con efficacia la disoleazione per una portata di 40 l/s ciascuno.

Le acque pre-trattate vengono prelevate automaticamente mediante elettropompa sommergibile ed inviate all'impianto vero e proprio, facendole dapprima passare attraverso un apposito dissolvente dinamico, all'interno del quale vengono iniettati, a pH controllato, i reagenti chimici di flocculazione. L'intimo contatto fra questi ed i reflui, permette la disgregazione delle sostanze colloidali presenti in emulsione e favorisce la formazione degli idrossidi dei metalli eventualmente in soluzione, assicurandone così l'abbattimento.

Successivamente alla fase di reazione/flocculazione, si ha la decantazione, ove, in virtù di un semplicissimo principio fisico e della particolare geometria interna di questa vasca, avviene la netta separazione fra le acque chiarificate ed i fanghi di processo; quest'ultimi, estratti tramite elettrovalvola temporizzata dal fondo del decantatore, vengono raccolti nell'apposita vasca di ispessimento; a scadenze periodiche si potrà provvedere alla loro asportazione.

Le acque chiarificate, di aspetto limpido ed incolore, anziché essere inviate direttamente allo scarico, vengono preventivamente riprese e convogliate all'interno di una colonna di filtrazione su carboni attivi ad elevato potere adsorbente, garantendo un effluente depurato analiticamente conforme a quanto previsto dalle vigenti Normative antinquinamento.

7.1.2 Garanzie di depurazione

La tipologia degli inquinanti che caratterizzano i reflui prodotti in seguito all'attività di lavaggio dei veicoli (reflui ai quali potrebbero assimilarsi le acque di dilavamento del piazzale di stoccaggio dei

rottami), è strettamente legata alle sostanze rimosse dalla superficie delle carrozzerie e/o dai componenti meccanici in genere (Terriccio, Oli minerali, Tracce d’idrocarburi, ecc.), ed alla tipologia dei detergenti impiegati.

Allo scopo di chiarire meglio quali sono queste sostanze, nella Tabella che segue, sono stati elencati i più comuni inquinanti specifici del settore e le rispettive concentrazioni medie ammissibili all’ingresso dell’impianto di depurazione.

Tabella 7.1 - Tabella degli inquinanti

PARAMETRI	ACQUE IN INGRESSO AL DEPURATORE (*)
pH.....	6,5 ÷ 8,5
Solidi Sospesi Totali mg/lit.....	50 ÷ 100
COD mg/lit O ₂	100 ÷ 300
BOD ₅ mg/lit O ₂	25 ÷ 75
Tensioattivi Totali mg/lit	4 ÷ 8
Idrocarburi Totali mg/lit	< 5
Azoto Ammoniacale mg/lit NH ₄ ⁺	2÷4
Azoto Nitroso mg/lit N.....	< 0,3
Ferro mg/lit Fe	2÷4
Zinco mg/lit Zn.....	< 0,5
Rame mg/lit Cu	< 0,1

La ditta costruttrice dell’impianto di depurazione dichiara che, sulla base delle indicazioni riportate nella Tabella, le acque trattate in uscita dall’impianto di depurazione vengono garantite conformi a quanto prescritto dalle vigenti Normative antinquinamento, con particolare riferimento al D.M 30 Luglio 1999 - Limiti agli scarichi Industriali e Civili che recapitano nella Laguna di Venezia e nei corpi idrici del suo Bacino scolante, ai sensi del Punto 5 del Decreto Interministeriale 23 Aprile 1998 recante requisiti di qualità delle acque e caratteristiche degli impianti di depurazione per la tutela della Laguna di Venezia.

I test di laboratorio eseguiti sui reflui di campionamento in uscita dal depuratore installato presso la ditta confermano l’efficacia del trattamento.

7.1.3 Gli afflussi provenienti dal piazzale di stoccaggio

Il piazzale di stoccaggio, nella configurazione di progetto, ha una superficie di circa 5000 m². Applicando il modello di Nash al sol piazzale di stoccaggio si ottiene un'onda sintetica di piena: può essere verificato quanta parte degli afflussi viene immagazzinata nella vasca d'invaso V5 (e quindi sottoposta a disoleazione e depurazione) e quanta parte viene fatta defluire verso il bacino d'invaso a sud.

Il calcolo del tempo di colmo del deflusso superficiale t_s viene determinato attraverso la relazione già illustrata in precedenza:

$$t_s = t_{sec} + 1.03 \cdot \frac{(1.1 - C_d) \cdot \sqrt{L_{ov}}}{\sqrt[3]{i}}$$

riportata in letteratura tecnica e largamente adottata nel calcolo delle reti di drenaggio urbano, nella quale il significato dei simboli è il seguente:

- t_s è il tempo al colmo, espresso in minuti;
- t_{sec} è il tempo, espresso in minuti, impiegato dall'onda a percorrere i condotti della rete secondaria (2 minuti primi);
- C_d è il coefficiente di deflusso (0.9);
- L_{ov} è la lunghezza in metri del bacino drenato, oltre la lunghezza dei condotti (30 m);
- i è la pendenza media del bacino (0.1 %).

Si assume un coefficiente di deflusso pari a 0.9: il tempo di corrivazione risulta esser pari a circa 0.21 h, inferiore ai 15 minuti primi.

La superficie complessiva di cui si è tenuto conto (per la determinazione dei deflussi da recapitare nell'impianto di depurazione) è pari a 5430 m² e comprende:

- la superficie del piazzale già pavimentato (3100 m²);
- la superficie del nuovo piazzale (1900 m²);
- i due edifici adiacenti il nuovo piazzale (deposito e la pesa autocarri, di superficie complessiva pari a 430 m²).

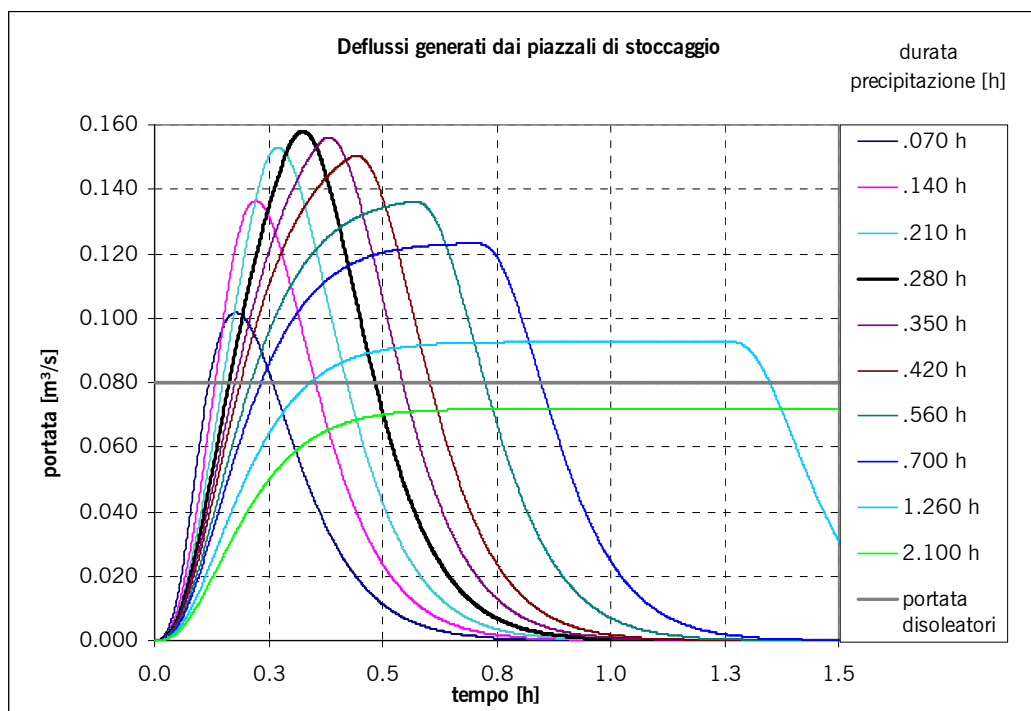


Figura 7.1 – I deflussi generati dai piazzali di stoccaggio (sup. complessiva 5430 m²)

A monte dell’impianto di depurazione (e a valle della vasca di sedimentazione V1) sono stati installati due disoleatori (V2 – V3: cfr. schema dell’impianto di depurazione della Depur Padana Acque), ciascuno della potenzialità di disoleazione pari a 40 l/s.

Complessivamente i due disoleatori sono in grado di trattare fino a 80 l/s dei deflussi in arrivo dai piazzali di stoccaggio.

Dai calcoli effettuati mediante l’applicazione del modello idrologico (cfr. Figura 7.1) si ricava che il volume pervenuto ai due disoleatori nel momento in cui si raggiunge la portata di 80 l/s (al variare del tempo di pioggia) risulta:

Tabella 7.2 – Volume in arrivo alla vasca di accumulo V5 per la depurazione

Evento con tempo di pioggia pari a [min]	Volume complessivo di deflusso dell'evento meteorico [m³]	Tempo trascorso dall'inizio dell'evento [min]	Volume invasato al raggiungimento della portata di 80 l/s [m³]	Volume mancante a compensazione del volume da depurare per l'evento di prima pioggia [m³]
4.25	99.48	7.20	12.59	9.91
8.50	141.48	7.80	12.88	9.62
12.50	173.84	9.00	15.27	7.23
17.00	201.19	10.20	17.14	5.36
21.00	225.34	10.80	18.97	3.53
25.00	247.21	11.40	20.99	1.51
33.50	286.11	12.60	24.38	-
42.00	320.45	14.00	28.08	-
75.50	430.04	20.50	50.03	-
126.00	391.96	(portata inferiore a 80 l/s)	105.00	-

Per consentire agli eventi meteorici considerati (con tempo di ritorno di 50 anni e tempo di precipitazione variabile) di essere correttamente disoleati, prima di essere recapitati alla vasca di accumulo V5, è necessario venga realizzato un volume d'invaso di almeno 9.91 m³ a monte dei disoleatori stessi.

La rete meteorica di raccolta degli afflussi offre un volume d'invaso superiore a 9.91 m³, pari a 31 m³:

Tabella 7.3 – Volume d'invaso disponibile all'interno della rete meteorica a monte dei disoleatori

Elemento	Quantità	Volume specifico [m³/quant.]	Volume invasato [m³]
Condotta ϕ 300 mm	92 m	0.071	6.5
Condotta ϕ 400 mm	157 m	0.126	20.0
Pozzetto 0.6 x 0.6 m	5	0.216	1.1
Pozzetto 0.7 x 0.7 m	10	0.343	3.43
Totale			31.0

Ciò implica che la vasca V5 riceve, per tutti gli eventi considerati (ad esclusione dell'evento con tempo di precipitazione pari a 0.07 h), un volume pari alla sua massima capacità, ovvero 105 m³.

Il rimanente volume di afflusso (una parte dell'acqua di seconda pioggia) viene recapitato nel bacino d'invaso della proprietà.

Tabella 7.4 – Volume recapitato al bacino d’invaso a sud

<i>Evento con tempo di pioggia pari a [min]</i>	<i>Volume complessivo di deflusso dell'evento meteorico [m³]</i>	<i>Volume recapitato alla vasca V5 [m³]</i>	<i>Volume recapitato al bacino d'invaso [m³]</i>
4.25	99.48	99.48	0.00
8.50	141.48	105.00	36.48
12.50	173.84	105.00	68.84
17.00	201.19	105.00	96.19
21.00	225.34	105.00	120.34
25.00	247.21	105.00	142.21
33.50	286.11	105.00	181.11
42.00	320.45	105.00	215.45
75.50	430.04	105.00	325.04
126.00	391.96	105.00	286.96

7.2 L'applicazione di un modello idrodinamico per simulare il comportamento del bacino

L'efficacia della rete meteorica di deflusso alla laminazione delle piene è stata testata attraverso l'applicazione di un modello matematico monodimensionale, il modello idrodinamico SWMM messo a punto dalla US – EPA.

L'effetto di mitigazione principale delle strutture ipotizzate (l'area verde depressa e l'esistente vasca di accumulo) è connesso con la laminazione dei deflussi e la conseguente riduzione delle portate al picco; la possibilità di simulare tali strutture attraverso “miglioramenti” delle caratteristiche idrologiche del bacino è legata alla capacità dei modelli matematici di interpretare i fenomeni di attenuazione dell'onda di piena sulla superficie del bacino.

I più diffusi modelli di trasformazione afflussi – deflussi sono costituiti da una combinazione più o meno complessa di elementi serbatoio ed elementi canale, ciascuno dei quali può essere caratterizzato da una legge di trasformazione lineare o non lineare. Tali schemi consentono l'analisi degli interventi di detenzione attraverso variazioni delle costanti di invaso o dei coefficienti di scabrezza.

L'efficienza delle varie tecniche di DSMPs² viene quindi studiata simulando il reale funzionamento

² L'acronimo DSMPs sta Distributed Stormwater Management Practices, ovvero quelle tecniche di mitigazione che si basano su interventi di tipo distribuito e che, attraverso la realizzazione di strutture di infiltrazione, detenzione o ritenzione delle acque, contribuiscono alla riduzione dei

idraulico degli interventi presi in considerazione attraverso “miglioramenti” delle caratteristiche idrologiche del bacino: studiando l’effetto di variazione dei parametri idrologici sull’output del modello, è possibile valutare l’efficienza dei diversi interventi di mitigazione ed anche la distribuzione planimetrica ottimale delle misure nell’ambito del processo di pianificazione.

Nel lavoro svolto, finalizzato allo studio degli interventi di mitigazione per la pavimentazione dei piazzali di stoccaggio, le funzioni obiettivo utilizzate al fine di dare un giudizio sull’efficacia degli interventi sono rappresentate, sia per quanto riguarda la simulazione dei deflussi superficiali, sia per quanto riguarda la simulazione del moto all’interno dei collettori, dalla portata al picco e dai volumi di deflusso in arrivo alle aree allagabili.

Il modello di drenaggio urbano di tipo fisicamente basato SWMM consente la simulazione dei vari fenomeni fisici che si svolgono in un bacino urbano in seguito al verificarsi di un evento di pioggia.

Nell’implementazione del modello, è stata ipotizzata una perdita idrologica costante concentrata all’inizio dell’evento meteorico diversificata sulla base delle caratteristiche delle superfici permeabili ed impermeabili. L’infiltrazione nel terreno è stata simulata attraverso il metodo del Curve Number.

I fenomeni di trasformazione afflussi netti – deflussi sono stati analizzati attraverso l’equazione di Manning:

$$S \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = S \cdot i^* - Q$$

$$Q = \frac{1}{n} \cdot L \cdot (h - h')^{5/3} \cdot s^{1/2}$$

dove

- Q è la portata;
- S è la superficie del sottobacino;
- i^* è l’intensità della pioggia netta;
- L è la larghezza del sottobacino;
- s è la sua pendenza media;
- h ed h' sono, rispettivamente, il tirante idrico e l’altezza idrica di detenzione delle depressioni superficiali;

problemi di sovraccarico della rete fognaria.

- infine, n è il coefficiente di scabrezza secondo Manning (assunto pari a 0.04 per le superfici permeabili e 0.01 per le superfici impermeabili).

La simulazione dei fenomeni di propagazione dei deflussi in fognatura è stata effettuata adottando l’approccio completo alla risoluzione delle equazioni di De Saint – Venant:

$$A \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + V \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V \cdot q}{g \cdot A} = s - J$$

dove:

- s è la pendenza del canale;
- J è la cadente piezometrica;
- q è la portata per unità di larghezza della falda scolante;
- V è la velocità della corrente;
- A è la sezione bagnata;
- g è l’accelerazione di gravità.

I principali parametri idrologico-idraulici del modello sono sostanzialmente rappresentati dai coefficienti della legge di infiltrazione, dall’altezza idrica nelle depressioni superficiali nonché dai coefficienti di scabrezza, relativi al ruscellamento sulle superfici dei bacini ed alla propagazione dei deflussi nelle canalizzazioni. Data l’assenza di dati di deflusso misurati non è stato possibile effettuare una vera e propria calibrazione del modello: i valori dei parametri utilizzati come punto di partenza per le analisi svolte sono stati identificati, a partire da valori comunemente adottati nella letteratura tecnica.

7.2.1 I risultati della simulazione dell’evento meteorico con TR 50 anni

L’intera superficie è stata suddivisa in sottobacini omogenei per caratteristiche di permeabilità e modalità di deflusso: ogni sottobacino, con proprie caratteristiche (coefficiente di deflusso, pendenza, superficie, volume d’invaso, Curve Number), è collegato alla rete di smaltimento delle acque meteoriche e contribuisce alla formazione della portata del bacino.

La rete ha due diversi versi di deflusso: verso la vasca di accumulo a nord (V5), dove vengono recapitate le acque di prima pioggia; verso il bacino d’invaso a sud, dove vengono immagazzinati i volumi di seconda pioggia prima di venire restituiti al corso d’acqua Cavin Maggiore.

Il modello SWMM consente di schematizzare tutti i manufatti idraulici presenti all’interno della proprietà, quali: condotte, pozzetti, vasca e bacino d’invaso, le luci di fondo (orifice), lo scarico di troppo pieno (weir), la pompa di sollevamento, il corso d’acqua.

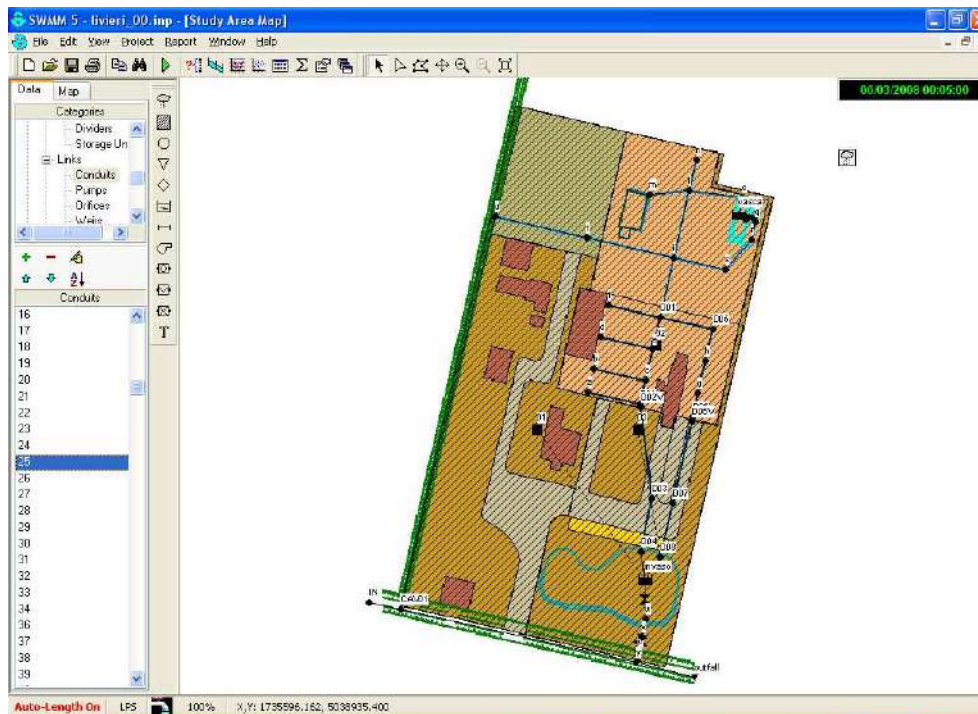


Figura 7.2 – L’interfaccia grafica del modello SWMM illustra la suddivisione della proprietà sottobacini

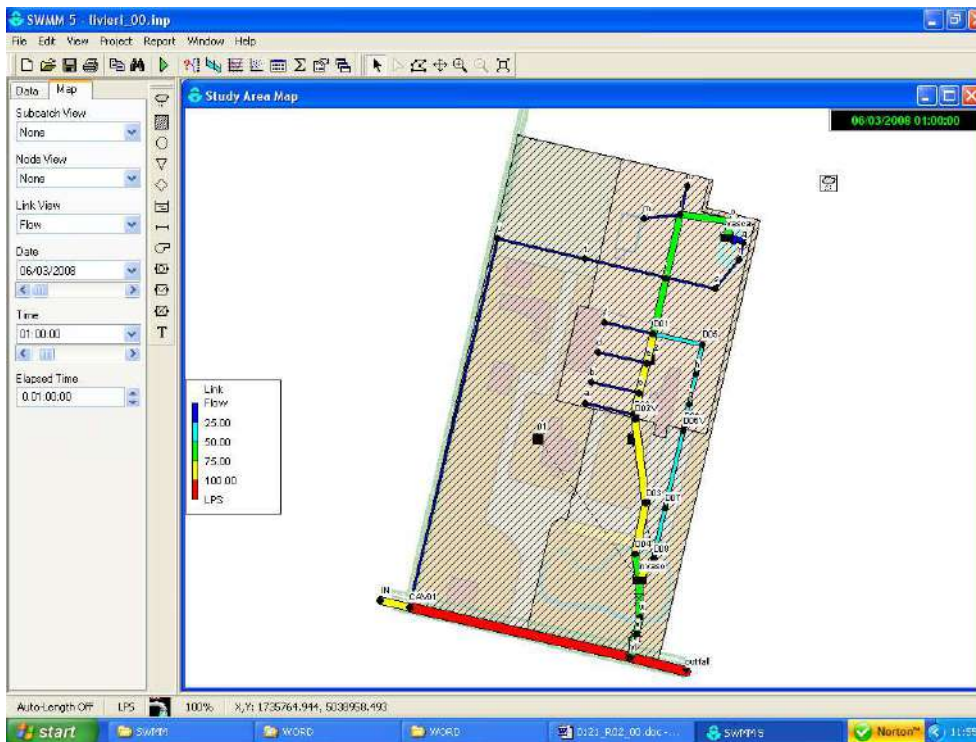


Figura 7.3 – Lo schema della rete meteorica con i link proporzionali ai valori delle portate

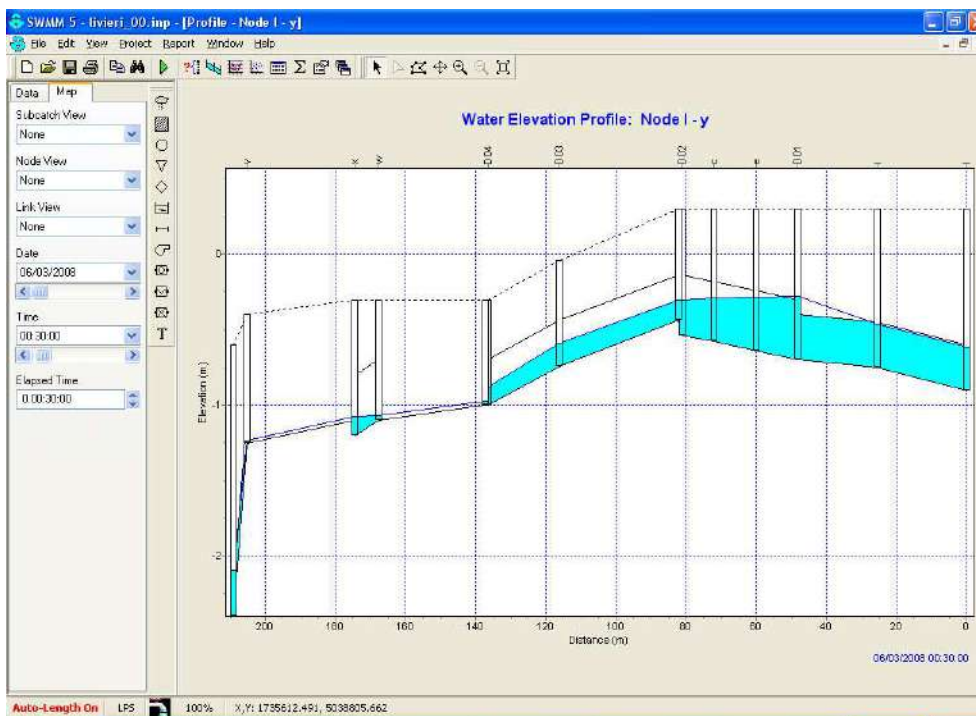


Figura 7.4 – Profilo longitudinale della rete meteorica dal disoleatore fino al Cavin Maggiore

Nella Figura 7.4 il pozzetto immediatamente a monte del disoleatore si trova a destra, il fosso Cavin

Maggiore a sinistra: il pozzetto D02 smaltisce i deflussi prioritariamente verso la vasca di accumulo V5 (la condotta verso destra ha profondità di scorrimento maggiore), consentendo, successivamente, alle acque di seconda pioggia di scorrere verso il bacino d’invaso.

7.2.2 Le condizioni al contorno

Il modello SWMM opera una trasformazione afflussi – deflussi sulla base di parametri con i quali si caratterizza la risposta del bacino. Nelle figure successive si sono riportati i deflussi dei sottobacini che costituiscono l’intera proprietà.

Come condizione di valle si è consentito al Cavin Maggiore un deflusso libero, assegnando una portata costante in ingresso da monte (100 l/s): in queste condizioni il deflusso della proprietà Cavin Maggiore non è rigurgitato.

Si è considerato un tempo di corrivazione di 0.5 h.

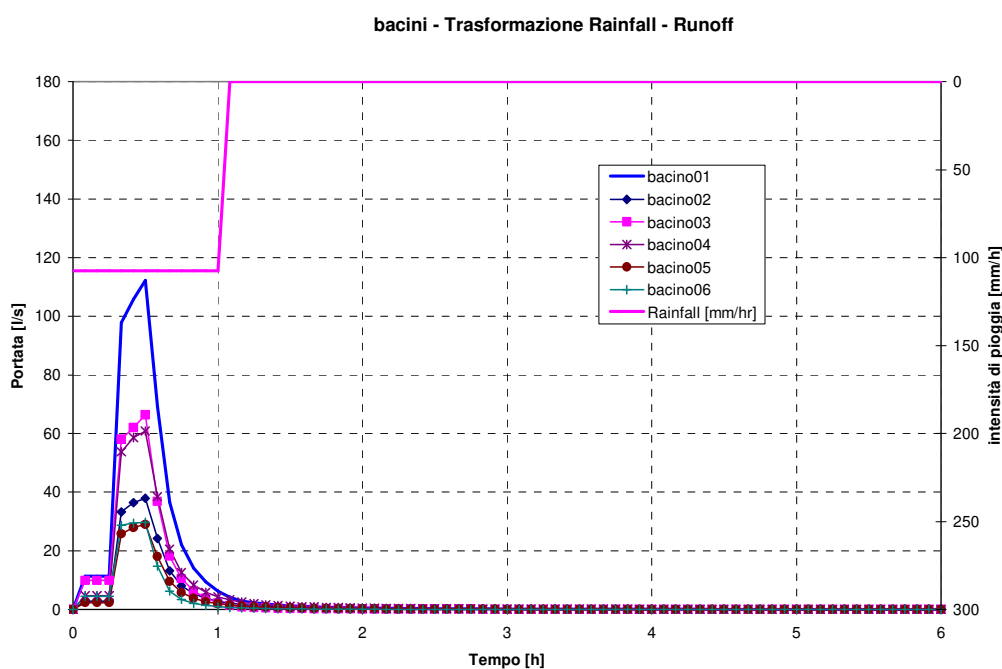


Figura 7.5 – Trasformazione afflussi – deflussi operata dal modello SWMM per i sottobacini

7.2.3 I volumi invasati e la portata restituita

Nella figura seguente vengono riassunti gli esiti dell’applicazione del modello idrodinamico SWMM alla proprietà Livieri.

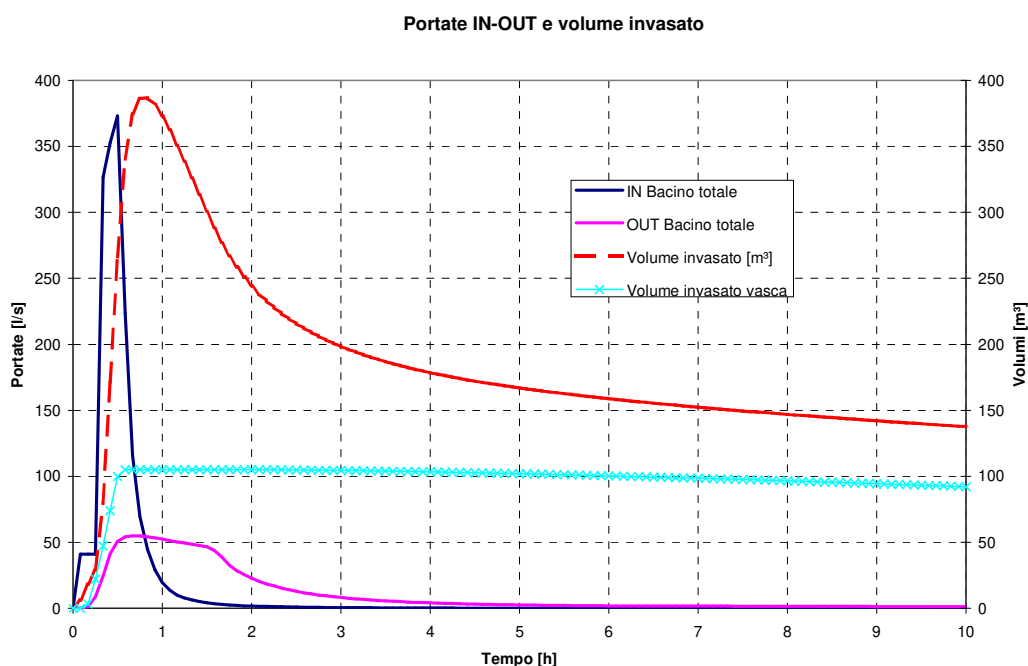


Figura 7.6 – L'esito della simulazione effettuata con il modello idrodinamico SWMM

Il colmo della portata in entrata è di 370 l/s (deflussi generati dalle precipitazioni sui sottobacini), viene restituita (alla rete idrica superficiale) una portata complessiva (al colmo) di 55 l/s e viene invasato un volume complessivo di 386 m³.

Il grafico del volume mostra come il bacino conservi, al termine della simulazione di 10 ore, ancora del volume invasato (cfr. Figura 7.6: il volume invasato complessivo viene indicato con il colore rosso, quello della vasca di depurazione in azzurro): in parte nella vasca di depurazione (105 m³), in parte sulle superfici permeabili della proprietà con un proprio flusso superficiale, in parte all'interno della rete meteorica e nell'area verde depressa (volume che verrà smaltito lentamente nella rete idrica superficiale).

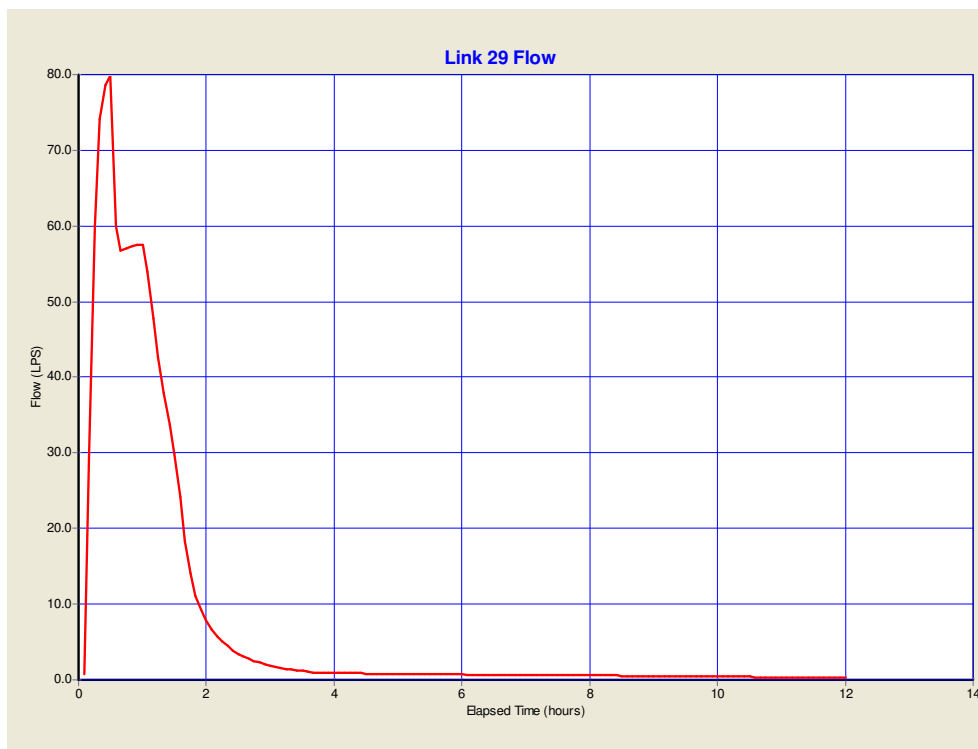


Figura 7.7 – La portata nella condotta a monte dei disoleatori

Nella figura Figura 7.7 si riporta l'idrogramma registrato durante la simulazione all'interno della condotta immediatamente a monte dei disoleatori: la portata, pari a 80 l/s, è compatibile con la capacità di disoleazione assicurata dai manufatti.



8. IL CALCOLO DEL VOLUME DI COMPENSO PER IL NUOVO PIAZZALE DI MANOVRA

8.1 Verifica dei volumi d’invaso con il foglio di calcolo del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive del 2022 (metodo delle piogge)

Il Commissario Delegato per l’emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 ha divulgato delle Linee guida per l’applicazione delle ordinanze, che si traducono in misure da applicare al fine di garantire il principio di invarianza idraulica e per la corretta valutazione di compatibilità idraulica degli interventi di urbanizzazione (alle quali si rimanda per una lettura più approfondita).

Il Consorzio di Bonifica Acque Risorgive ha messo a disposizione alcuni fogli di calcolo per la determinazione dei volumi di invaso, che sono stati utilizzati nel presente caso.

Le portate di confronto adottate sono: la portata al colmo uscente dal bacino allo stato attuale e la portata corrispondente al coefficiente udometrico di $5 \text{ l/s}\cdot\text{hm}^2$ (in accordo con quanto viene prescritto dall’allegato PL01 della VCI del PI del Comune di Pianiga, Planimetria degli interventi con prescrizioni di invarianza idraulica),

L’applicazione del metodo dell’invaso viene estesa alla sola superficie impermeabilizzanda, che ha una superficie di 3000 m^2 e un coefficiente di deflusso di 0.6.

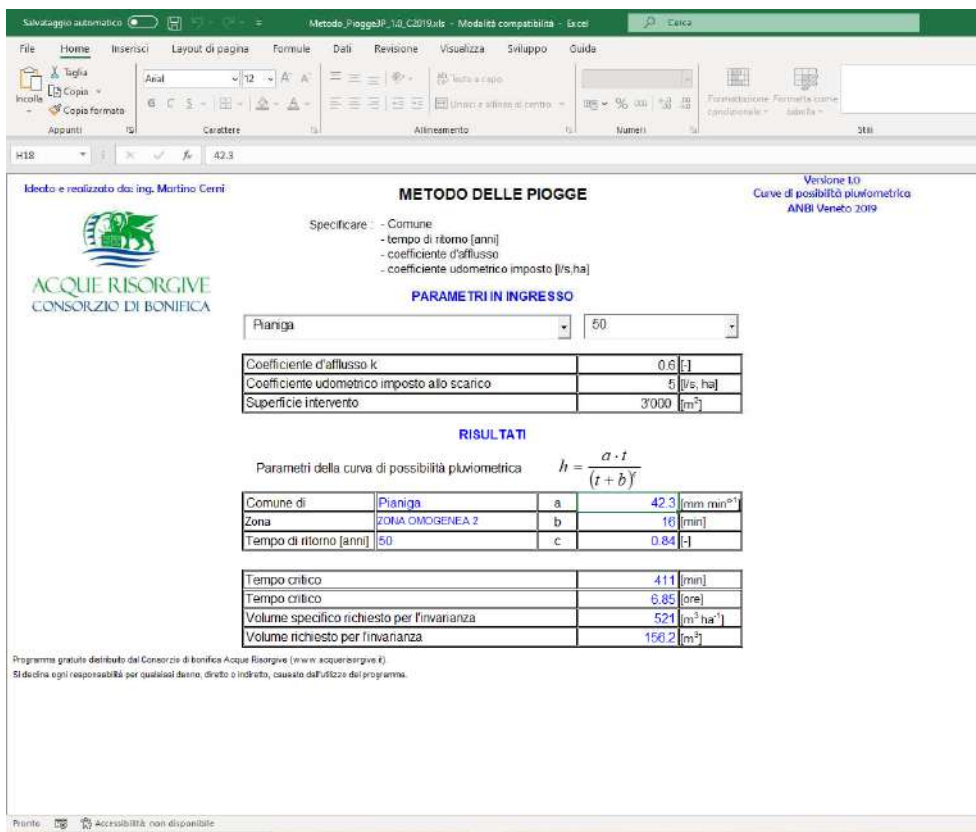


Tabella 8.1 - Valori dei volumi d’invaso calcolati secondo il metodo delle piogge

Condizione	B Portata Q_{max} [l/s]	C Coeff. udom. “u” [l/s·hm²]	D Volume da invasare [m³]	E Volume specifico da invasare [m³/hm²]
Rispetto al coefficiente idometrico di 5 l/s·hm²	1.5	5	156.2	521

La Tabella 8.1 indica il volume d’invaso da realizzarsi nel bacino (colonna D) secondo il foglio di calcolo del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive: 156.2 m³.

8.2 Il dimensionamento del manufatto limitatore

All fine di limitare il colmo del deflusso della superficie inghiaziata, si intende disporre un manufatto di laminazione a valle della sezione di chiusura del sottobacino, prima del recapito corpo idrico ricettore (il fosso presente sul lato nord della proprietà).

Il manufatto di laminazione è un semplice pozzetto ispezionabile, nel quale confluiscono tutti i deflussi provenienti dai sottobacini.

All’interno del pozzetto si dispone una strozzatura, una luce di fondo, che limita la portata effluente.

La luce di fondo dovrebbe consentire l'afflusso al corpo idrico di recapito con una portata complessiva di circa 1.5 l/s (considerando come superficie del lotto di 3000 m²); il volume affluito in eccesso verrà invasato nelle condotte e nei volumi disposti a monte del manufatto limitatore.

La portata effluente da una luce sotto battente è funzione del battente di monte.

Facendo un bilancio energetico fra la sezione di monte e quella di valle della luce di fondo, si può calcolare agevolmente la portata effluente da una luce di sezione circolare:

$$h_{monte} = a \cdot c_c + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (a \cdot c_c \cdot b)^2}$$

dove

- h_{monte} è il tirante di monte [m];
- a è l'altezza della luce di fondo [m];
- c_c è il coefficiente di contrazione della luce;
- Q è la portata [m³/s];
- b è la larghezza della luce [m].

Nella figura successiva si indica la capacità di deflusso della luce sotto battente, al variare del tirante e della dimensione della luce.

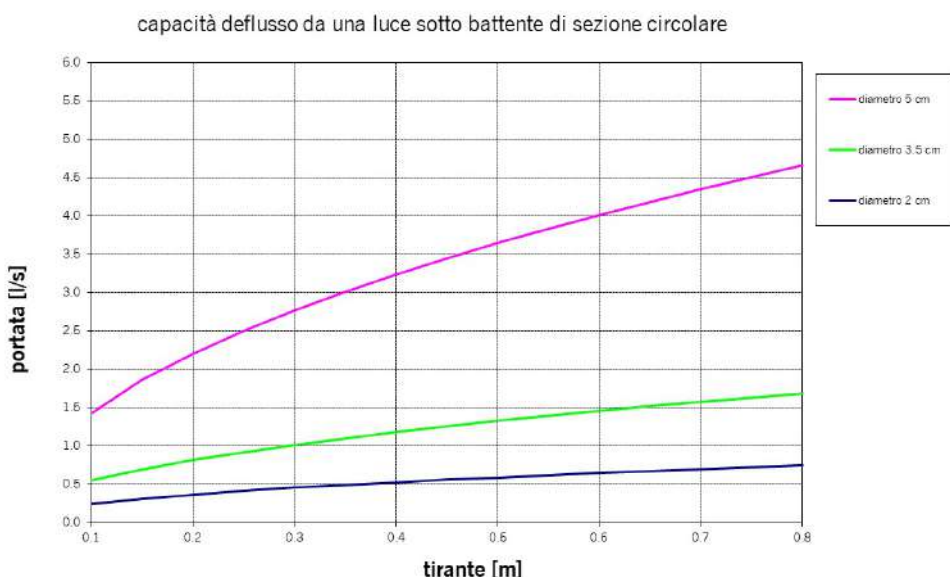


Figura 8.1 – capacità di deflusso di una luce sotto battente di sezione circolare al variare del tirante e della dimensione della luce – condizione di deflusso libero



Una luce di fondo di sezione circolare di diametro pari a 5 cm consente una capacità di deflusso pari a circa 4 l/s in corrispondenza ad un tirante di 0.6 m.

La capacità di deflusso viene calcolata supponendo che il deflusso sia libero e non rigurgitato.

In generale sarebbe opportuno disporre un pozzetto di laminazione con una bocca tarata con luci di efflusso dal diametro non inferiore a 10 cm: il ricorso a luci di fondo eccessivamente modeste, aumenta il rischio di intasamenti.

8.3 Il pozzetto di troppo pieno N01

L’ultimo pozzetto a monte della nuova rete meteorica (N01) opera la suddivisione dei deflussi fra i due diversi recapiti (il recapito verso la vasca di raccolta delle acque di prima e seconda pioggia e il recapito verso il fosso sul lato nord). Sul pozzetto N01, infatti, sono innestate due condotte, con pendenza opposta: la condotta con recapito presso il depuratore (verso sud) ha una profondità di scorrimento maggiore, cosicché gli afflussi vengono prioritariamente sottoposti alla depurazione. Gli afflussi in eccesso, rispetto alla capacità d’invaso della vasca V5 (cfr. tavola con schema dell’impianto di depurazione prodotta dalla Depur Padana Acque), vengono recapitati nei fossi realizzati a nord: un manufatto di laminazione trattiene i deflussi e ne modula la portata di restituzione alla rete idraulica superficiale.

9. CONCLUSIONI

L’applicazione del foglio di calcolo del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive ha permesso di calcolare le misure compensative e mitigative per diminuire la portata esitata al corpo idraulico ricettore, provvedimenti che consentono di applicare il principio di invarianza così come espresso nelle (decadute) ordinanze del Commissario per l’emergenza idraulica e secondo l’art. 4 comma 8 delle NTO del PI del Comune di Pianiga.

Tabella 9.1 – la superficie impermeabilizzata con l’intervento che si intende realizzare

	Attuale	Progetto	Differenza
Superficie permeabile [m²]	0 (in caso di demolizione)	3000	+ 3000
Superficie pavimentata [m²]	0 (in caso di demolizione)	0	+ 0
Superficie coperta [m²]	0 (in caso di demolizione)	0	+ 0
Volume edificato [m³]	0 (in caso di demolizione)	0	+ 0

La superficie resa impermeabile va, quindi, computata sulla base di adeguati coefficienti di permeabilità (le disposizioni del Commissario impongono di non considerare la superficie impermeabile allo stato attuale nel caso di demolizione):

$$\text{Variazione di permeabilità efficace} = \Delta S_{\text{imp}} \cdot 1 + \Delta S_{\text{per}} \cdot 0.6 = 0 + 0.6 \cdot 3000 = 1800 \text{ m}^2 > 1000 \text{ m}^2$$

$$\text{Variazione volume} = \Delta V = 0 \text{ m}^3 < 1000 \text{ m}^3$$

Le due condizioni relative al volume ed alla superficie non vanno considerate cumulativamente, rendendosi necessaria la predisposizione della verifica anche al solo verificarsi di una delle due.

All’interno dell’area di studio il volume di invaso di compensazione verrà ottenuto mediante la realizzazione di un’area verde depressa collegata alla di deflusso meteorico.

Il calcolo idrologico più gravoso per l’evento probabilistico considerato (tempo di ritorno della precipitazione pari a 50 anni) ha stimato in 156.2 m³ il volume necessario compensare l’impermeabilizzazione introdotta nel bacino.

Si possono indicare in 3 punti gli interventi principali per il recupero dei volumi di invaso:

1. la realizzazione di fossi sul lato nord, con una lunghezza di circa 125 m utili, con una superficie liquida utile di circa 1 m³/m (profondità di circa 0.8 m, larghezza in sommità pari a 3 m, franco di sicurezza pari a 0.2 m), consente di ricavare un volume d’invaso di circa 125 m³;

2. la realizzazione di un pozzetto di laminazione di dimensioni pari a 120x120 cm (tirante pari a 0.6 m), consente di ricavare un volume d'invaso di circa 0.8 m³;
3. la realizzazione di rete di condotte da 500 mm (lunghezza 142 m, considerando un volume d'invaso ridotto del 10 %) e 8 pozzetti da 100x100 cm, consente di ricavare un volume d'invaso di circa 30.4 m m³;
4. il collegamento alla rete idraulica di recapito sia effettuato mediante la disposizione di una condotta di diametro pari a 100 mm dal pozzetto finale di laminazione.

Tabella 9.2 – Volume d'invaso ricavabile dalla rete meteorica interna al lotto nella soluzione ipotizzata: è possibile anche una diversa disposizione dei manufatti, purché si assicuri il volume d'invaso minimo richiesto

Dispositivo	Quantità	Volume specifico	Volume [m ³]
Fossi	125 m utili	1 m ³ /m	125
Pozzetto120x120	1 pozzetto	1.1 m ³ /cad	0.8
Condotta di diametro 500 mm	142 m	0.2 m ³ /n (considerando una riduzione del 10 %)	25.6
Pozzetti 100x100	8	0.6 m ³ /cad	4.8
Totale	-	-	152.2

Una diversa disposizione o composizione della rete di raccolta e dei manufatti previsti per l'invaso e la laminazione dei deflussi non inficia gli esiti del presente studio, purché si conservi lo stesso volume d'invaso e si assicuri la corretta modulazione dei deflussi.



10. RIEPILOGO DELLE MISURE DA ADOTTARE

Al fine di assicurare la compatibilità idraulica dell’intervento si dovrà garantire l’adozione delle seguenti condizioni:

- si ripristinino i volumi sottratti dall’impermeabilizzazione del terreno, in modo da garantire un volume d’invaso pari ad almeno 156.2 m³;
- si disponga un manufatto limitatore a valle della rete meteorica di drenaggio del bacino, in modo da limitare la capacità massima di deflusso: il calcolo del volume di compenso con il metodo delle piogge consente la disposizione di una condotta di diametro pari a 100 mm dal pozzetto finale di laminazione.

Favaro Veneto, 09 Ottobre 2023

Ing. Alessandro Pattaro





RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

L. DA DEPPO, C. DATEI, (1997): *Fognature*. Edizioni Libreria Cortina (Padova)

D.G.R.V. n. 3637/2002 (13/12/2002): *Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici*. Giunta Regionale del Veneto (Venezia)

D.G.R.V. n. 1322/2006 (10/05/2006): *Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici. Modalità operative e indicazioni tecniche*. Giunta Regionale del Veneto (Venezia)

D.G.R.V. n. 1841/2007 (19/06/2007): *Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica D.G.R. 1322 del 10 Maggio 2006*. Giunta Regionale del Veneto (Venezia)

A. PATTARO, (2000): *Attuali criteri per la valutazione della pericolosità idraulica del territorio fra Sile e Piave*. Tesi di laurea quinquennale di Ingegneria Civile Università degli studi (Padova)

A. PATTARO, L. D'ALPAOS (2003): *Valutazione compatibilità idraulica del PRG di Meolo*. Comune di Meolo (Venezia)



ALLEGATO A – Caratteristiche del modello idrologico



Caratteristiche principali del modello idrologico di piena

Il modello idrologico di piena utilizzato per valutare le portate e gli idrogrammi defluenti da un bacino si basa essenzialmente su di una generalizzazione del modello di Nash. Tale modello consente di tenere conto degli aspetti fondamentali che caratterizzano la formazione delle piene in un bacino idrografico di qualsiasi estensione. In particolare, attraverso la suddivisione del bacino in una serie di sottobacini elementari, il modello consente di considerare gli effetti dovuti ad una distribuzione delle precipitazioni variabile non solo nel tempo, ma anche nello spazio. E' inoltre possibile evidenziare il contributo alla formazione della piena degli apporti che arrivano alle aste della rete idrografica con ritardi accentuati rispetto ai più rapidi deflussi superficiali. Tali effetti, sostenendo la coda della piena, contribuiscono a modificare la forma dell'idrogramma, soprattutto in presenza di piogge persistenti o di picchi successivi di portata.

Il comportamento idrologico di un bacino idrografico esteso può essere quindi simulato suddividendo il bacino stesso in una serie di sottobacini elementari collegati tra loro da una rete idrografica lungo la quale gli idrogrammi di piena sono trasferiti da nodo a nodo tenendo conto sia del ritardo dovuto alla propagazione, sia degli eventuali effetti di laminazione dovuti alla presenza di consistenti volumi di invaso. Nello schema ciascun sottobacino è a sua volta simulato da un doppio sistema di invasi disposti in parallelo, in grado di rappresentare da una parte la risposta rapida dei deflussi superficiali, dall'altra quella più lenta dei deflussi profondi (Fig. A.1).

Poiché, di fatto, non vi è limite alcuno alla suddivisione del bacino in sottobacini, il modello, che di per se stesso è un modello a parametri concentrati, si può trasformare al limite in un modello a parametri distribuiti.

Quanto all'individuazione degli afflussi meteorici che si trasformeranno in deflussi che, come è noto, è problema di notevole importanza in quanto condiziona in misura determinante la bontà dei risultati ottenibili dalla simulazione matematica, il modello consente tre possibili opzioni alternative.

La prima di tali opzioni consiste nel valutare le precipitazioni efficaci mediante il cosiddetto “metodo dell'indice Φ ”, un semplice schema di calcolo a 2 parametri basato sulla definizione di due indici invarianti nel tempo Φ_s e Φ_p , (espressi in mm), che rappresentano la quantità minima di pioggia che deve cadere nel tempo Δt affinché l'impulso generico di precipitazione $p(i)$ possa dare un contributo alla formazione, rispettivamente, del deflusso superficiale e di quello profondo (Fig. A.2 a).

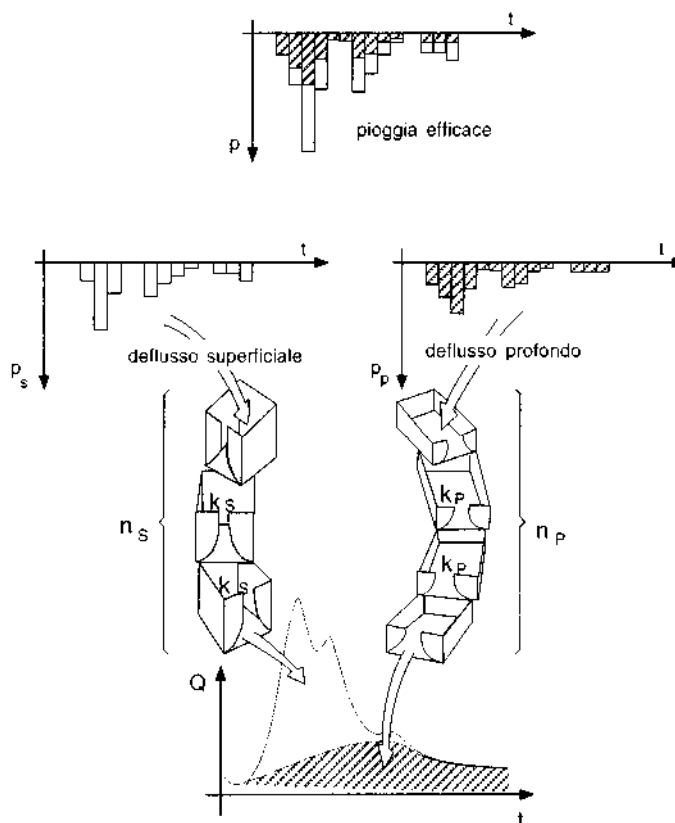


Fig. A.1 – Schematizzazione della risposta complessiva di un bacino elementare

La seconda opzione è quella rappresentata dal cosiddetto metodo percentuale, secondo il quale ogni impulso di precipitazione $p(i)$ avente durata definita Δt contribuisce al deflusso in base a due coefficienti Φ_s e Φ_p , (espressi in %), che forniscono le frazioni alimentanti, rispettivamente, il deflusso superficiale e quello profondo (Fig. A.2 b).

Infine con la terza opzione, noto il coefficiente di deflusso totale C_D e superficiale C_s , è possibile trasformare il volume totale di pioggia P_T , caduto nel tempo t_p , nella quota parte P_s che sostiene il



deflusso superficiale e nella frazione P_p che alimenta il deflusso profondo (Fig. A.2 c). Resta inoltre individuata anche la frazione di precipitazione P_i che non contribuisce in alcun modo alla formazione dei deflussi di piena. Nella formulazione originale del modello, ciascuna delle tre opzioni considerate consente di determinare la "pioggia efficace" a partire da ietogrammi totali di precipitazione registrati a terra nelle stazioni pluviografiche esistenti, nel caso in cui si voglia simulare un evento di piena reale, od utilizzando i dati di precipitazioni ipotetiche ottenuti con le elaborazioni statistico-probabilistiche. A partire da tali valori di precipitazione, il modello genera i corrispondenti idrogrammi di piena ai quali convenzionalmente si può attribuire un tempo di ritorno coincidente con quello delle piogge considerate. Tale coincidenza nella realtà può peraltro non sussistere, poiché è noto che non sempre a precipitazioni di assegnata frequenza probabile corrispondono eventi di piena di eguale gravità.

Nel presente studio si suppone che lo ietogramma efficace risulti costante durante il tempo di precipitazione. La semplificazione così introdotta non costituisce un limite per l'efficacia dell'analisi, in quanto le speculazioni sulle possibili misure di mitigazioni da adottare, rispetto alle alterazioni prodotte sul regime idraulico, vertono più sul confronto fra i deflussi ex ante ed ex post, che sulla forma dell'idrogramma di deflusso stesso.

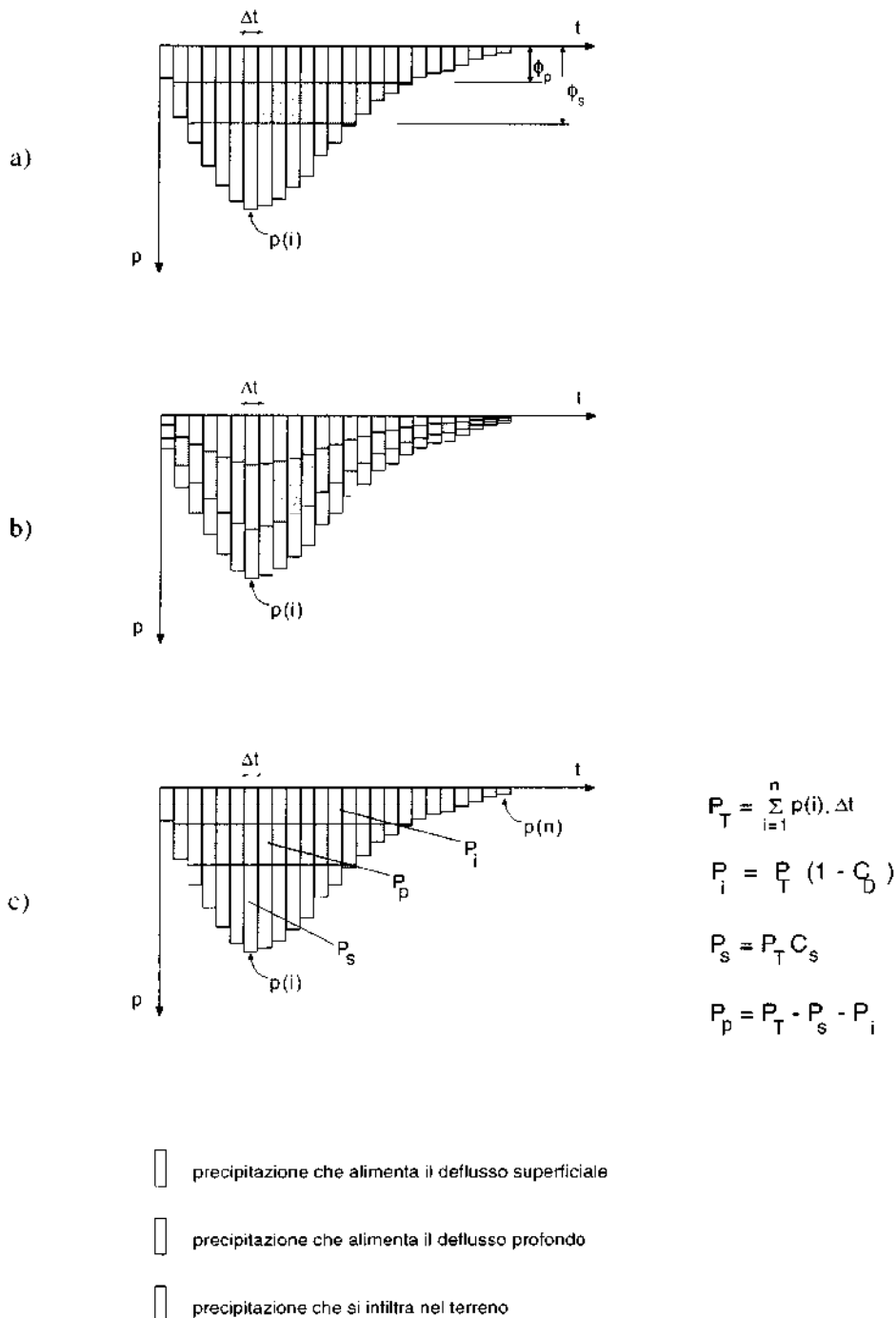






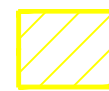
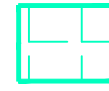
Fig. A.2 – Trasformazione delle precipitazioni in piogge efficaci: a) metodo dell’indice ϕ ; b) metodo percentuale; c) metodo del coefficiente di deflusso



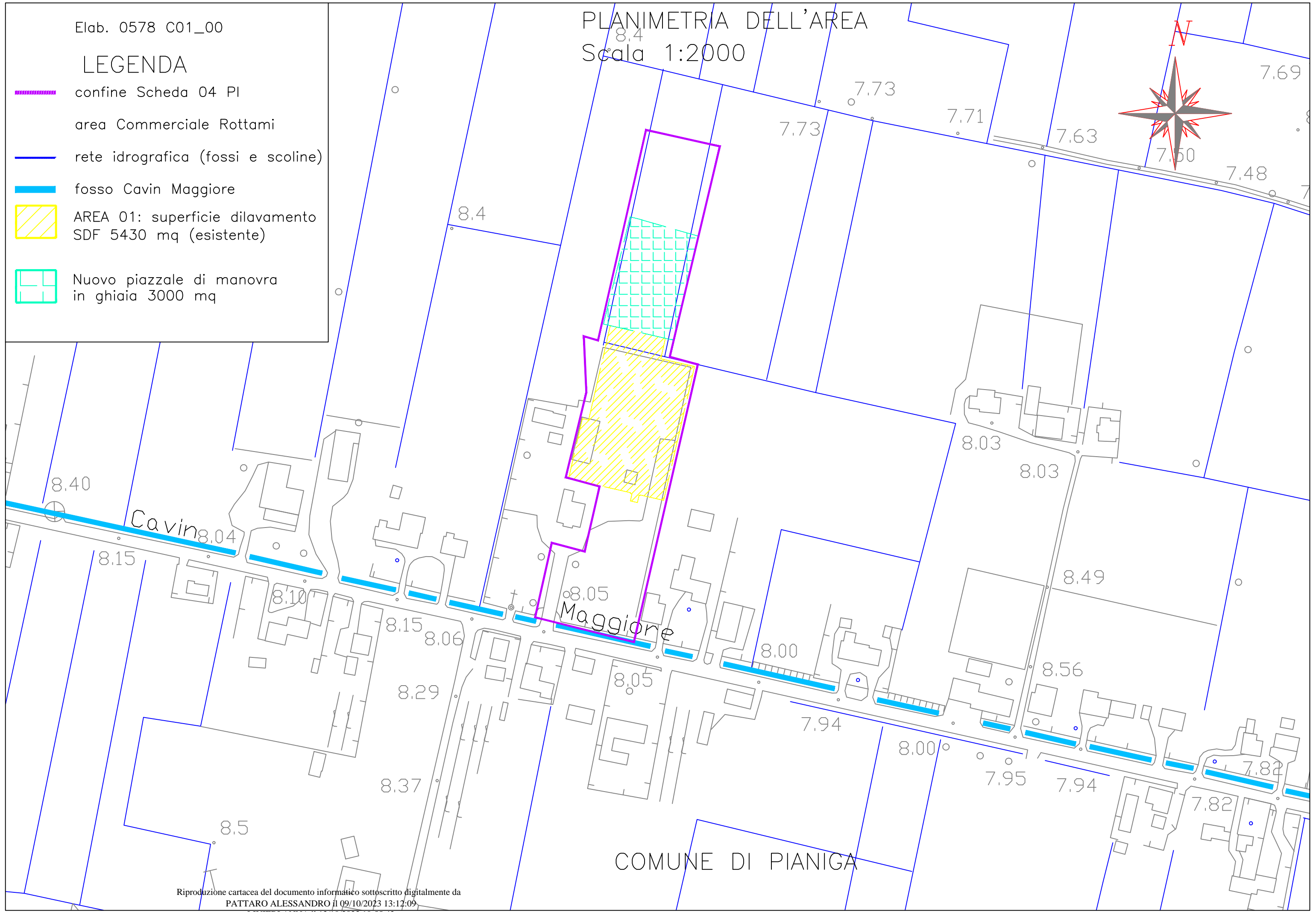
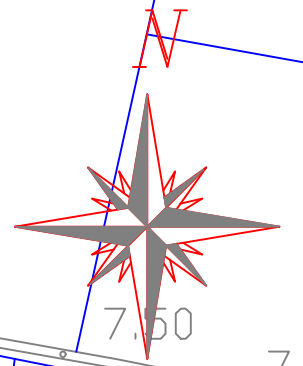
ALLEGATO B – Schemi tipo ed elaborati grafici

Elab. 0578 C01_00




LEGENDA

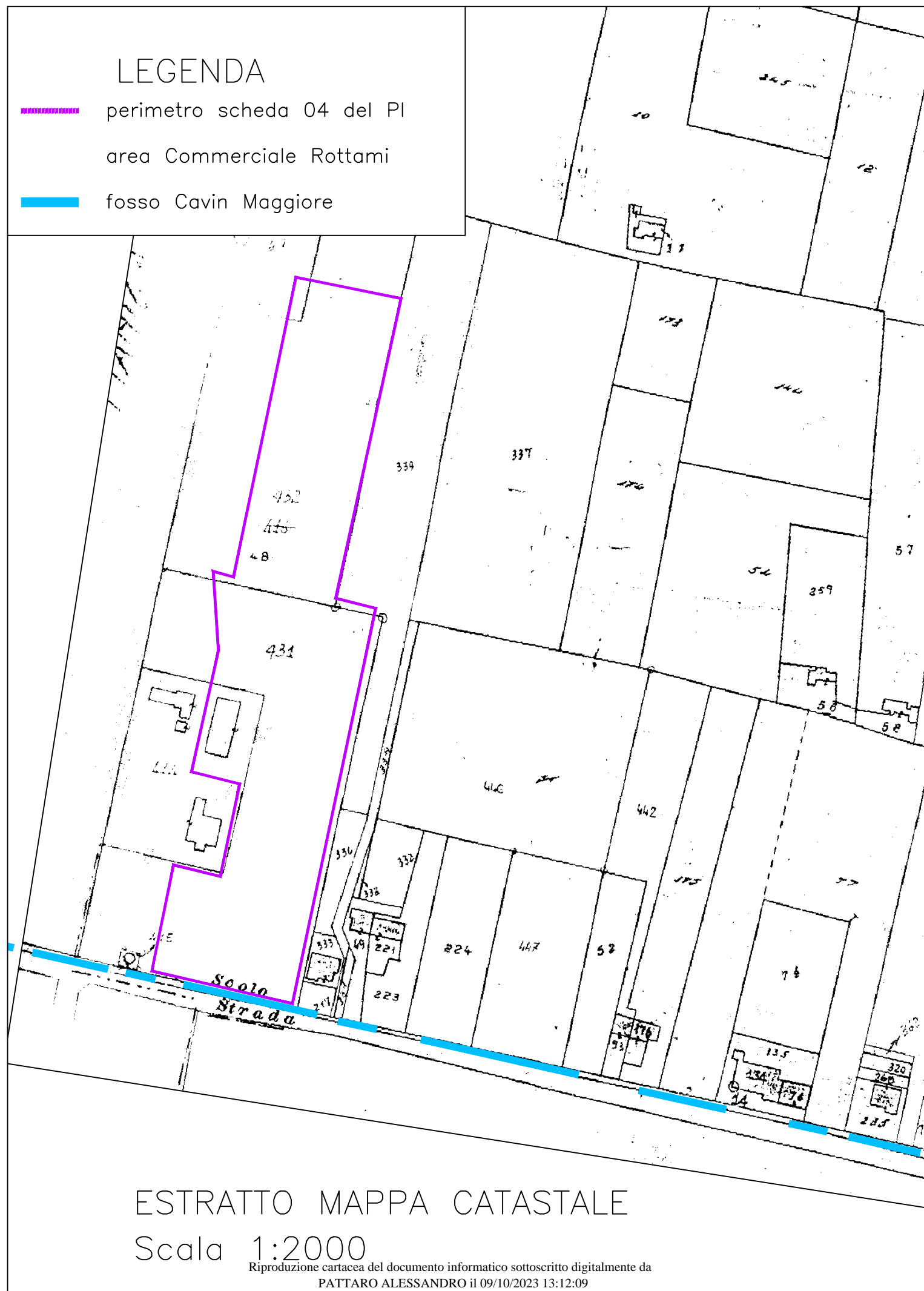
-  confine Scheda 04 PI
-  area Commerciale Rottami
-  rete idrografica (fossi e scoline)
-  fosso Cavin Maggiore
-  AREA 01: superficie dilavamento SDF 5430 mq (esistente)
-  Nuovo piazzale di manovra in ghiaia 3000 mq

PLANIMETRIA DELL'AREA Scala 1:2000

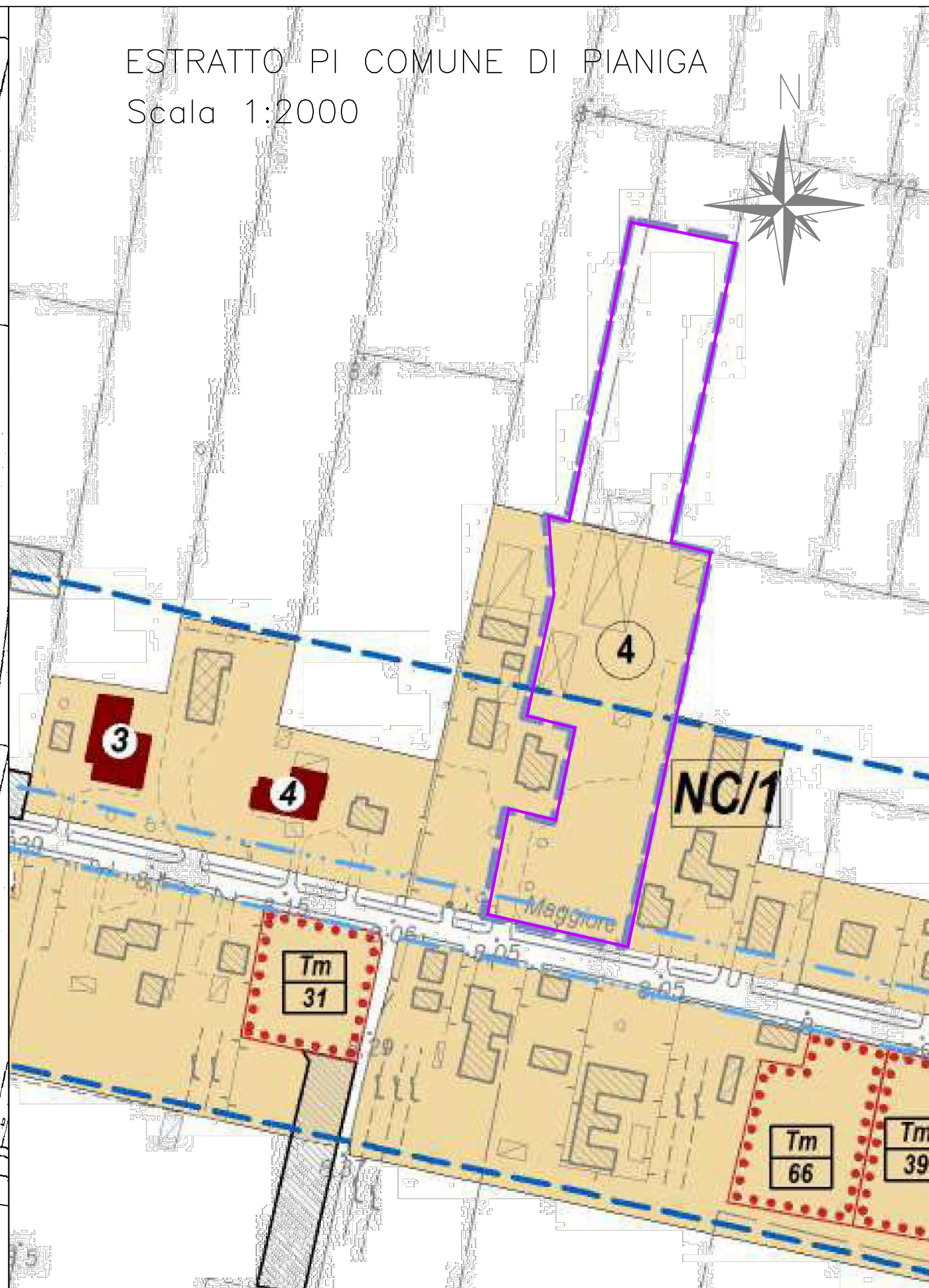
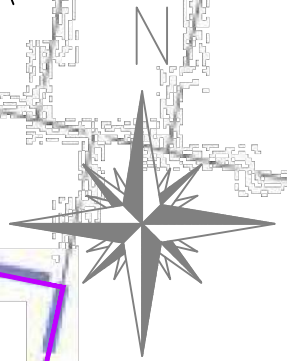


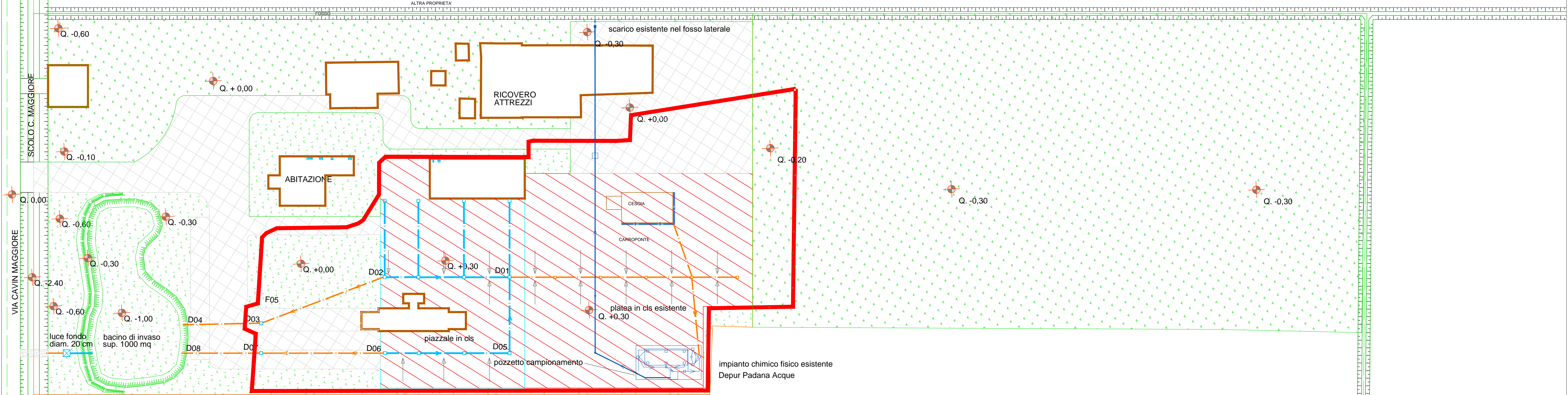
LEGENDA

-  perimetro scheda 04 del PI
-  area Commerciale Rottami
-  fosso Cavin Maggiore



ESTRATTO PI COMUNE DI PIANIGA Scala 1:2000

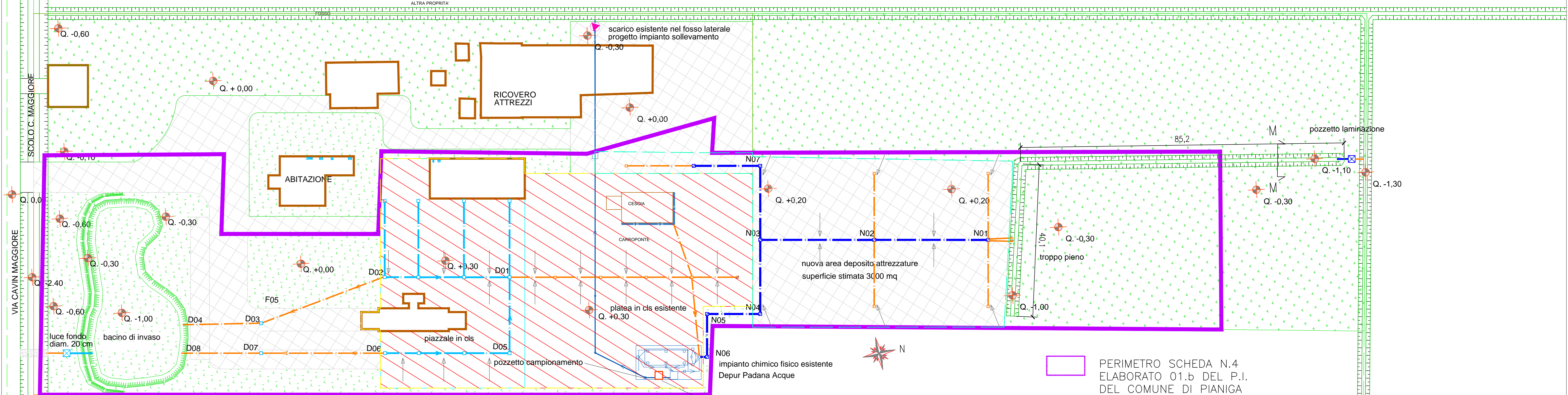




- | | | | | | | | |
|--|------------------|--|---------------------------------|--|-----------------------------------|--|-------------------|
| | edifici | | condotta scarico fossa laterale | | caditoia cls 60 x 60 cm | | sollevamenti |
| | sup. verde | | condotte meteo PVC ø315 | | caditoia cls 70 x 70 cm | | quota piano camp. |
| | sup. pavimentata | | condotte meteo PVC ø400 | | pozzetto laminazione 150 x 150 cm | | |
| | ghiaia | | | | | | |



confine della scheda 04 del PRG del Comune di Pianiga

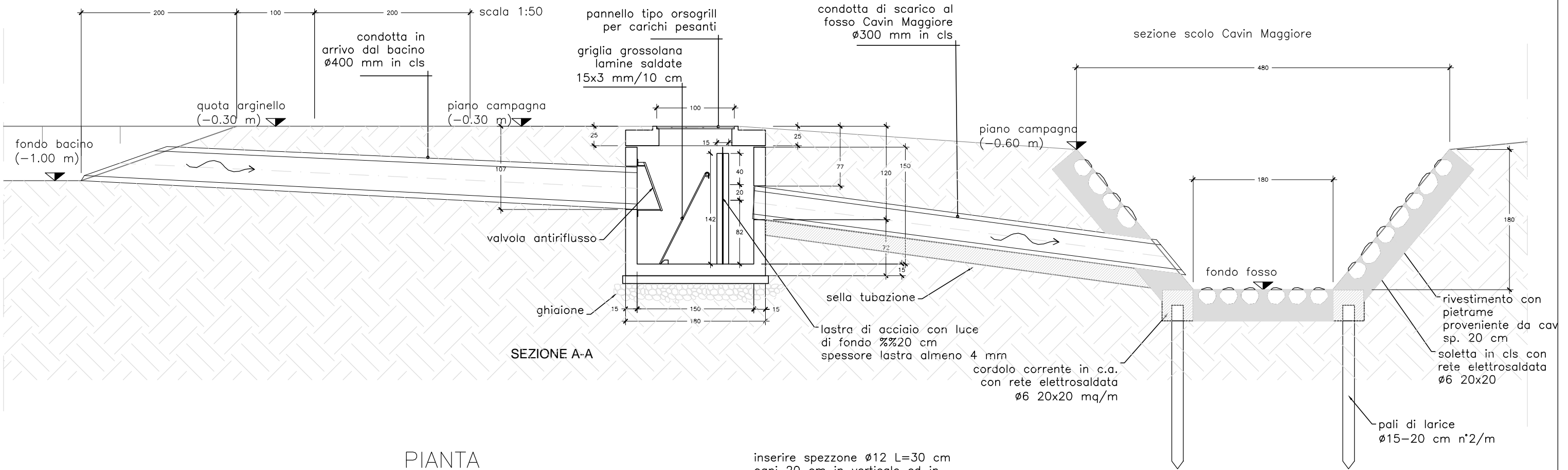


- edifici
- sup. verde
- sup. pavimentata
- ghiaia
- condotta scarico esistente
- condotte meteo PVC ø315
- condotte meteo PVC ø400
- caditoia cls 60 x 60 cm
- caditoia cls 70 x 70 cm
- pozzetto laminazione 150 x 150 cm
- sollevamenti
- quota piano camp.
- nuova condotta ø500 mm con caditoia 100x100 cm
- pozzetto laminazione 120 x 120 cm

- PERIMETRO SCHEDA N.4 ELABORATO 01.b DEL P.I. DEL COMUNE DI PIANIGA
- AREA 01: superficie dilavamento SDF 5430 mq
- AREA 02: superficie dilavamento NEW 3100 mq

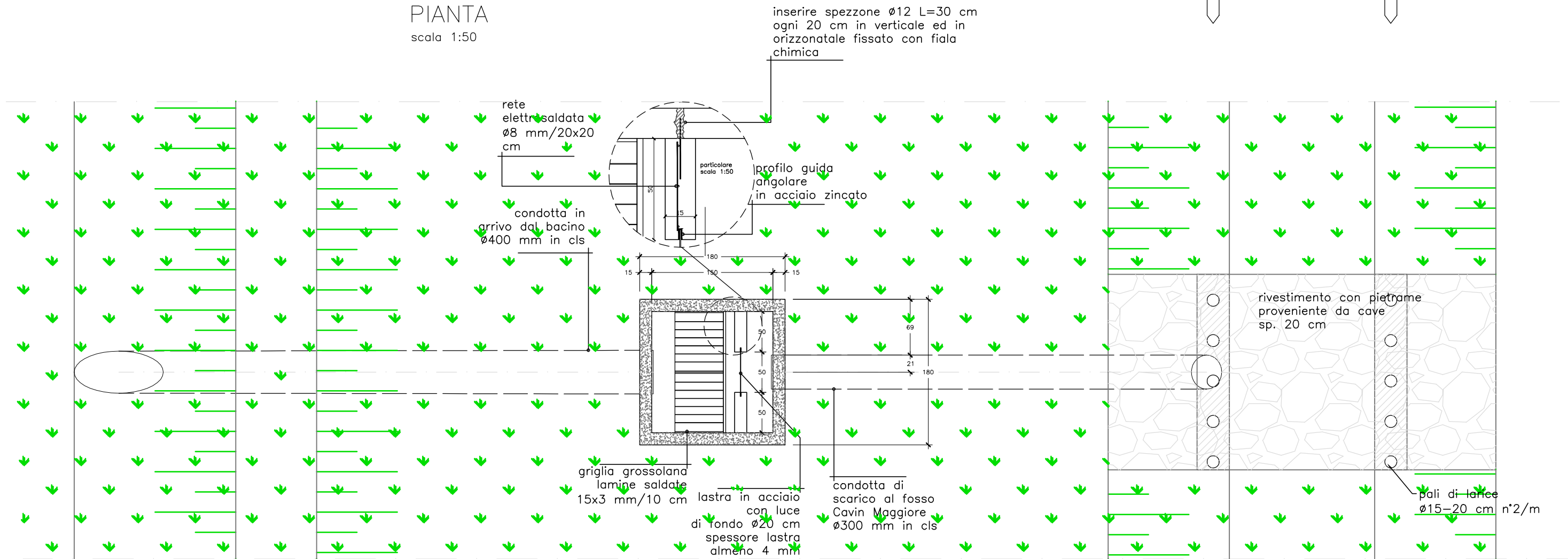
0578_C05_00 pozzetto laminazione esistente con recapito nel Cavin Maggiore

PROFILO IDRAULICO



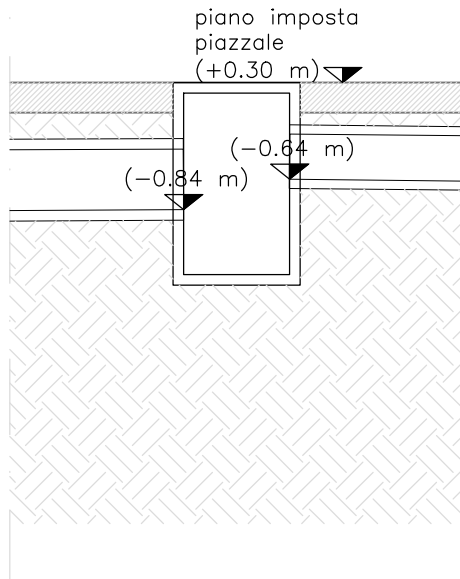
PIANTA

scala 1:50

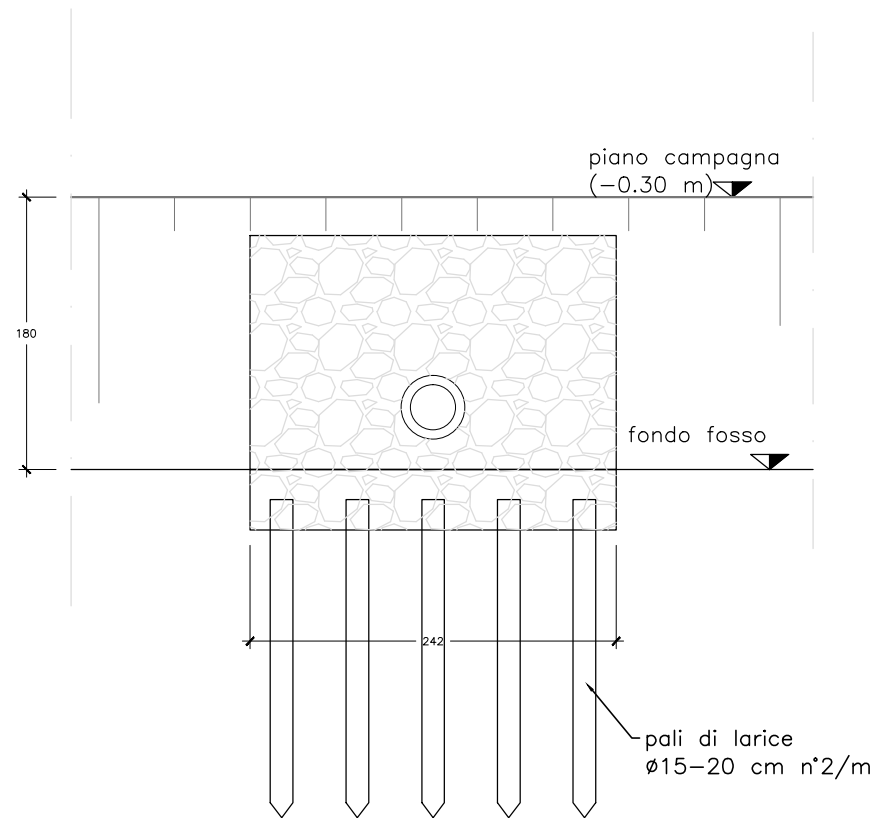


0578_C06_00 particolari del pozzetto ripartitore esistente

POZZETTI D02 E D06
PER LA RIPARTIZIONE
DEI DEFLUSSI



PROSPETTO
scala 1:50



SEZIONE TIPO DI POSA
TUBAZIONE
scala 1:50

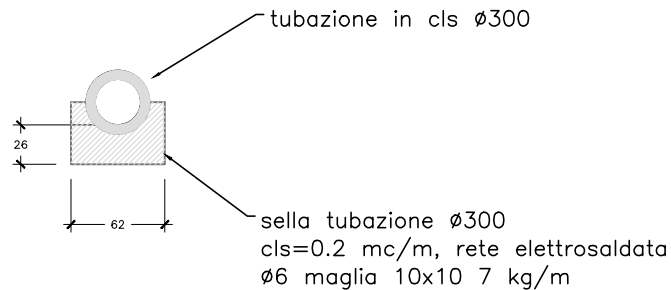
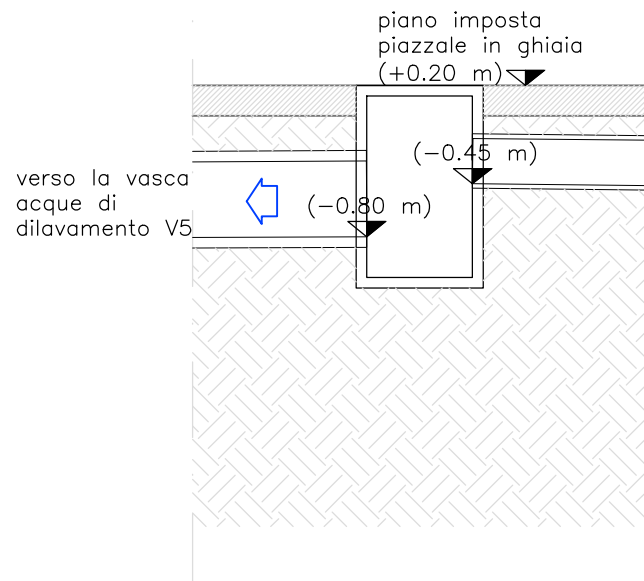


TABELLA MATERIALI

Calcestruzzo:
-sella condotta Classe 25 MPa
-lavorabilità S3 (semifluida)
-classe di esposizione 2b
Magrone Classe 15 MPa
Acciaio FeB44k ad aderenza migliorata
Pietrame sciolto: pezzatura 5÷10 kg

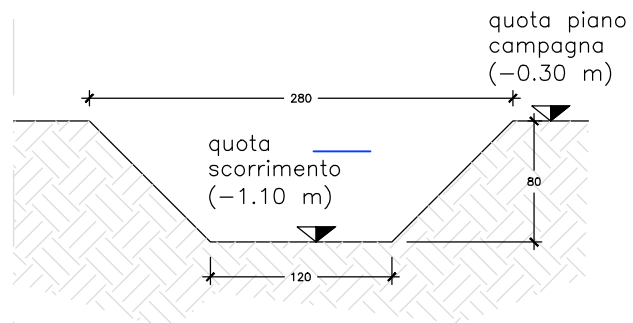
0578_C07_00 particolari del nuovo pozzetto ripartitore

POZZETTO N01 PER LA
RIPARTIZIONE DEI
DEFLUSSI

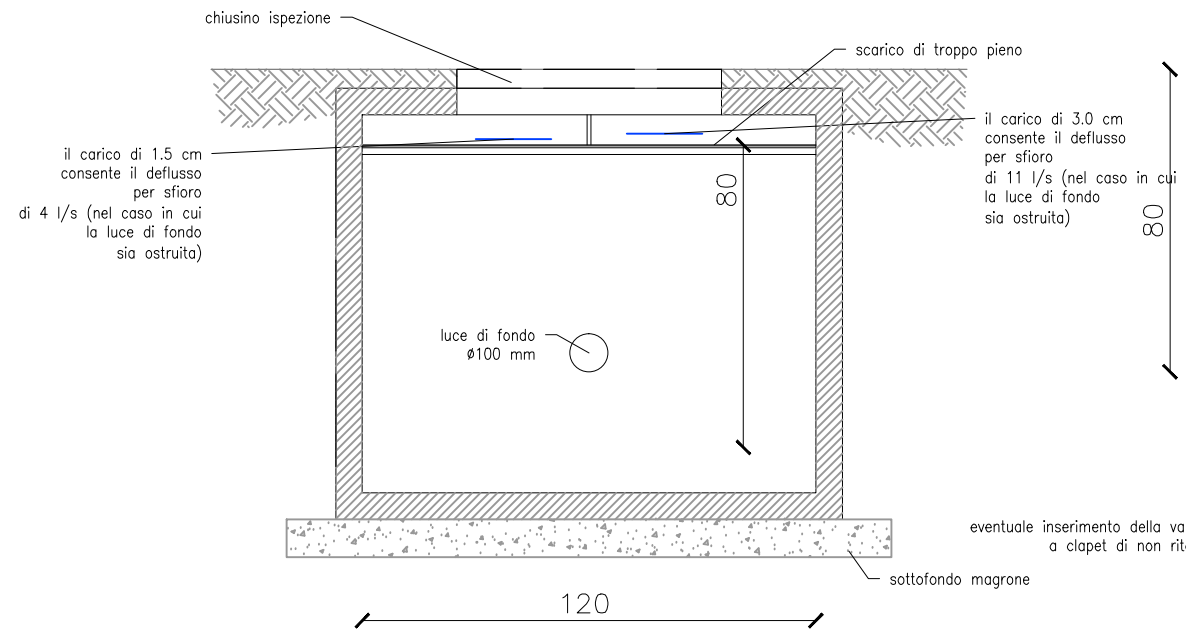


scala 1:50

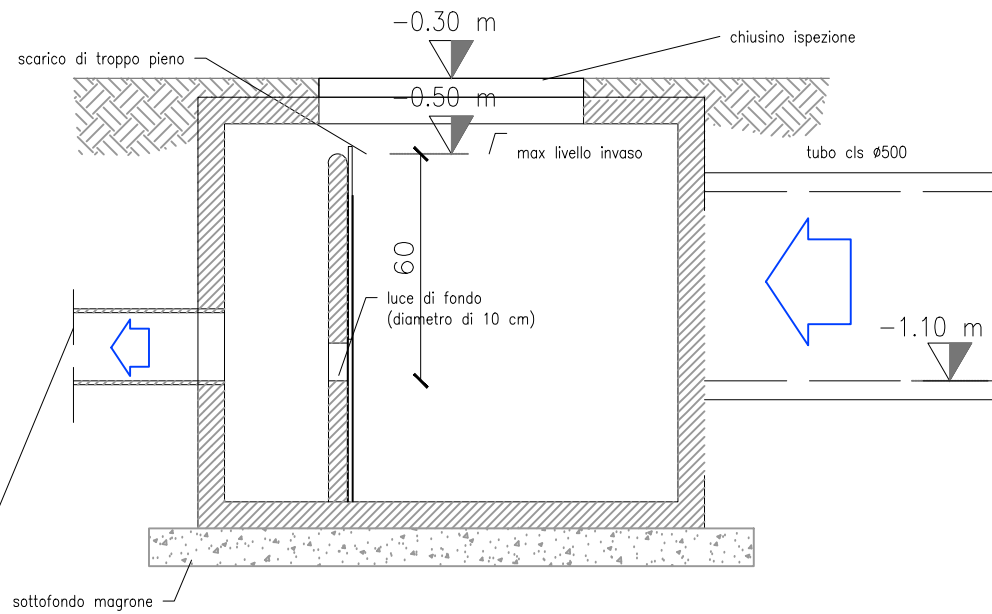
SEZIONE TIPO DEL
FOSSO D'INVASO SUL
LATO NORD



SEZIONE B-B

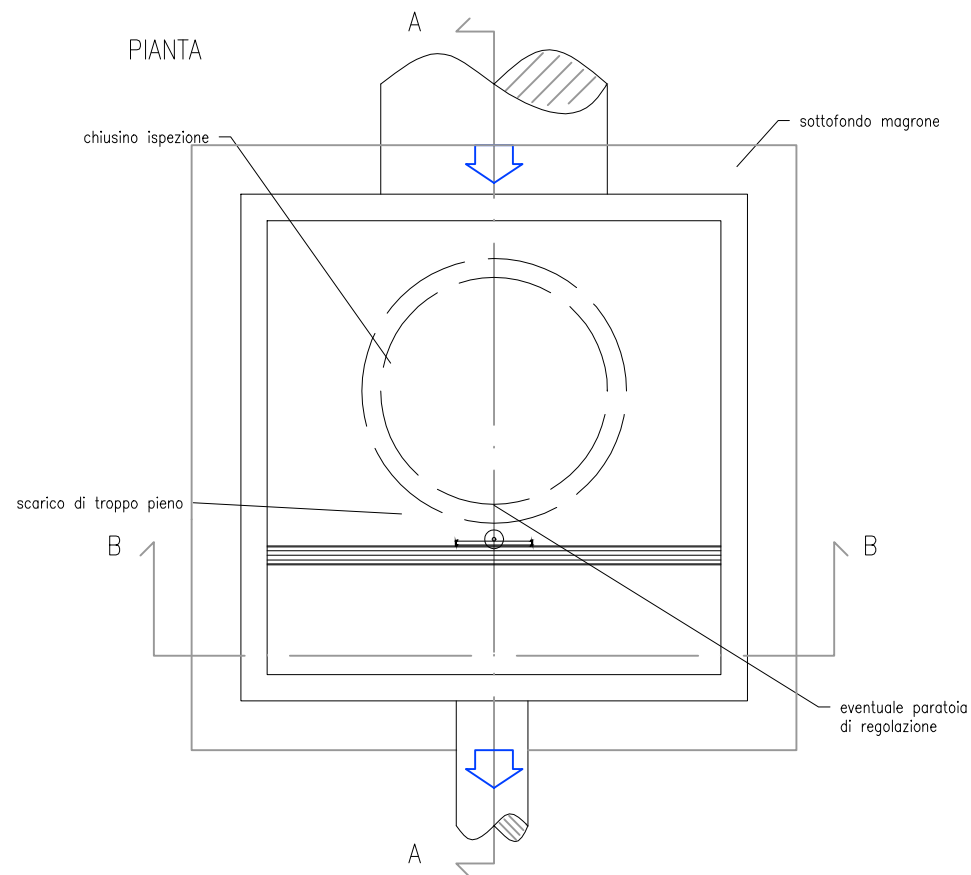


SEZIONE A-A



POZZETTO TIPO PER LA MODULAZIONE DEI DEFLUSSI scala 1:20

PIANTA



00	05.10.2023	emesso	AP	AP	AP
Revisione	Data	Oggetto modifiche	Eseguito	Verificato	Approvato
			Progetto: ING. ALESSANDRO PATTARO		
			GRUPPO DI LAVORO: Collaborazione:		
Comune: PIANIGA		Provincia: VENEZIA	Regione: VENETO		
Settore: IDRAULICA		Livello di progettazione: DEFINITIVO			
Elaborato: 8.00		Titolo: Valutazione di Comaptibilità Idraulica e Piano adeguamento acque meteoriche della ditta Commerciale Rottami srl			
Committente: COMMERCIALE ROTTAMI SRL Via Cavin Maggiore 213/A - 30030 Pianiga (VE)					
Pratica n°: 0578	File N. e tipo: 0578_C08_00.dwg	Descrizione documento: Particolari del manufatto limitatore tipo di monte del nuovo piazzale di manovra			
Composto da n. fogli:		Scala e u.m.: 1:20			
		Foglio n.:			
		Foglio seguente:			
Ai sensi degli artt. 2043 - 2048 - 2049 c.c. e degli artt. 622 - 623 c.p. è vietata la riproduzione e l'uso del presente elaborato senza la nostra autorizzazione scritta.					