



REGIONE EMILIA ROMAGNA



COMUNE DI SALA BOLOGNESE



PROVINCIA DI BOLOGNA



COMUNE DI CALDERARA



COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO

Proponente	<div>SUNSTORE SRL</div> <div>Via Matteotti 31/2, Bologna (BO), 40129</div>				
	<div><div></div><div>Partnered by:</div><div></div></div>				
Progettazione	<div>Ing. Fabio Domenico Amico</div> <div>Via Matteotti, 31/02</div> <div>40129 Bologna (BO)</div> <div>f.amico@green-go.net</div>	<div>Studio</div> <div>geologico-</div> <div>sismico</div>	<div>Dott. Geol. Giulia Gardosi</div> <div>Corso Esperanto 3/h</div> <div>40065 Pianoro (BO)</div> <div>giulia.gardosi@libero.it</div>		
Studio agronomico	<div>Studio ambientale-forestale</div> <div>Rocco Carella</div> <div>Via Torre d'Amore n. 18</div> <div>Bari 70129</div> <div>carella.rocco@gmail.com</div>	<div>Studi</div> <div>specialistici</div> <div>ambientali</div>	<div>Dott. Agr. Andrea Di Paolo</div> <div>Via Schio, 85</div> <div>41125 Modena</div> <div>info@studioandreadipaolo.it</div>		
Studio archeologico preventivo VPIA	<div>Dott.ssa Laura Belemmi</div> <div>TECNE – Archeologia e Beni Culturali</div> <div>Via Corrado Masetti, 7</div> <div>40127 Bologna (BO)</div> <div>direzione@tecne-archeo.com</div>	<div>Studio</div> <div>acustico</div>	<div>Dott. Marco Taverna</div> <div>Sinteco S.a.S.</div> <div>Via Pietro Caligiuri 19</div> <div>88046 Lamezia Terme (CZ)</div> <div>marcotaverna@sintecosas.com</div>		
Opera	Progetto di realizzazione di un Impianto agrivoltaico integrato con un sistema di accumulo e opere connesse nei Comuni di Sala Bolognese (BO), Calderara di Reno (BO) e San Giovanni in Persiceto (BO) denominato “Pratello”				
Oggetto	Codice elaborato:				
	PRASS0R03-00				
	Titolo elaborato:				
	Relazione idrogeologica-idraulica e di invarianza idraulica				
00	13/12/2024	Emissione per progetto definitivo	<div>Dott. Geol. Giulia Gardosi</div> <div>Dott. Geol. Maurizio Zamboni</div>	<div>Ing. Sara Simone</div>	<div>Ing. Fabio Domenico Amico</div>
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione

Comune di Sala Bolognese (BO)

Sala Bolognese - Località: capoluogo

Oggetto: Studio ^{*)} per la valutazione del rischio idraulico in relazione alla realizzazione di un campo agrivoltaico nel comune di Sala Bolognese (progetto denominato "Pratello").

- Relazione tecnica-

dicembre 2024

----- Indice:

1. Premessa	1
2. Quadro normativo di riferimento adottato.....	1
2.1. Norme regionali	1
3. Inquadramento topografico, lineamenti geomorfologici	2
4. Valutazione del rischio idraulico	6
4.1. Cartografia di riferimento	6
4.2. Valutazione del rischio	22
5. Considerazioni generali stato dei luoghi ed eventuali mitigazioni del rischio	23
5.1. Azioni del PGRA	23
6. Analisi Idrologica	24
6.1. Stima della curva di possibilità pluviometrica	24
6.2 Stima dell'altezza di precipitazione h.....	25
6.2 Determinazione delle portate massime di deflusso.	27
6.3 tempo di corrivazione tc	27
6.4 Coefficiente di deflusso.....	30
7. Calcolo portata di progetto	30
8. Dimensionamento della rete scolante	32
8.1. Valutazione dimensionamento delle nuove scoline	32
8.2 Verifica idraulica della scoline.....	38
8.3 Verifica idraulica del Aste Principali	39
8.4 Verifica idraulica del Asta T4 – Campo D	40
9. Valutazione sull'invarianza idraulica	41
9.1 Dimensionamento condotta di uscita a flusso controllato della laminazione.....	44
10. Dimensioni fossi superficiali – recettori finali	50
11. Opere di mitigazione del rischio	52

----- Tavole:

Tav.1 - inquadramento generale:	C.T.R. 1:10.000
Tav. 2 - tavola reticolo aste principali:	C.T.R. 1: 5.000
Tav. 3 - tavola aree con differenti coeff. di deflusso:	C.T.R. 1: 5.000

----- Allegati:

Elaborati calcolo idraulico

Tavola di progetto

^{*)}Io scrivente, a norma di legge, si riserva la proprietà del presente studio, con divieto a chiunque di riprodurlo o di renderlo noto a terzi, anche parzialmente, senza autorizzazione espressa.

1. Premessa

Su incarico della committenza, è stato svolto il presente studio al fine di valutare l'effettivo rischio idraulico sia del sito di Sala Bolognese (campo agrivoltaico) e le eventuali opere di mitigazione.

2. Quadro normativo di riferimento adottato

- Decreto Legislativo n 152 del 03 aprile 2006 *“Norme in materia ambientale”*;
- Direttiva 2000/60/ce del parlamento europeo e del consiglio del 23 ottobre 2000 *“che istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque (GU L 327 del 22.12.2000, pag. 1)”*;
- Direttiva 2007/60/ce del parlamento europeo e del consiglio del 23 ottobre 2007 *“relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni (Testo rilevante ai fini del SEE)”*;
- Decreto Legislativo n. 49 del 23 febbraio 2010 *“Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni. (10G0071)”*;
- Decreto Legislativo n. 219 del 10 dicembre 2010 *“Attuazione della direttiva 2008/105/CE relativa a standard di qualità ambientale nel settore della politica delle acque, recante modifica e successiva abrogazione delle direttive 82/176/CEE, 83/513/CEE, 84/156/CEE, 84/491/CEE, 86/280/CEE, nonché modifica della direttiva 2000/60/CE e recepimento della direttiva 2009/90/CE che stabilisce, conformemente alla direttiva 2000/60/CE, specifiche tecniche per l'analisi chimica e il monitoraggio dello stato delle acque. (10G0244)”*;
- DPCM 1° dicembre 2022 - Approvazione PGRA Appennino Centrale GU 32/2023

2.1. NORME REGIONALI

- delibera 1/2 del 25-02-09 *“Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel bacino del Reno”*;
- Delibera di Giunta Regionale n. 247 del 5/03/2012 *“Approvazione schema di «accordo per l'applicazione in regione Emilia-Romagna (bacino pilota del fiume Secchia) della direttiva 2007/60/ce, di cui al d.lgs. 49/2010 pubblicato sulla g.u. n. 77 del 2 aprile 2010»”*;
- Delibera di Giunta Regionale n. 868 del 24/06/2013 *“Oggetto: d.lgs. 49/2010 “attuazione della direttiva 2007/60/ce relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni”: presa d'atto del percorso per la predisposizione delle mappe di pericolosità e di rischio”*;
- Delibera di Giunta Regionale n. 1244 del 23/07/2014 *“D.LGS. 49/2010 “Attuazione della direttiva 2007/60/ce relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni”: presa d'atto del percorso per l'elaborazione del piano di gestione del rischio di alluvioni e costituzione di staff specificamente dedicati”*;
- Delibera di Giunta Regionale n. 1088 del 28/07/2015 *“Integrazione dei componenti e proroga*

della cabina di regia istituita con d.g.r. n.1244/2014”;

- *Delibera di Giunta Regionale n.2050 del 10.12.2015 “Attuazione della direttiva 2007/60/ce, recepita con d.lgs. 49/2010, relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni: presa d'atto degli elaborati costituenti i piani di gestione del rischio di alluvioni relativi al territorio regionale ricadente nei distretti padano, dell'appennino settentrionale e dell'appennino centrale”.*
- *Delibera di Giunta Regionale n. 1300 del 1 agosto 2016, “Prime disposizioni regionali concernenti l'attuazione del piano di gestione del rischio di alluvioni nel settore urbanistico, ai sensi dell'art. 58 elaborato n. 7(norme di attuazione) e dell'art. 22 elaborato n. 5 (norme di attuazione) del progetto di variante al PAI e al PAI delta adottato dal comitato istituzionale autorità di bacino del fiume Po con deliberazioni n. 5/2015”;*
- *Delibera CI 3/1 del 07.novembre 2016, “Adozione di “Variante ai Piani Stralcio del bacino idrografico del Fiume Reno finalizzata al coordinamento tra tali Piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA)” – Integrazioni alle Norme e alle Tavole dei seguenti piani: - Piano Stralcio per il bacino del torrente Samoggia - Aggiornamento 2007; - Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico; - Piano Stralcio per il sistema idraulico Navile - Savena Abbandonato; - Piano Stralcio per il bacino del torrente Senio - Revisione generale”;*
- *Delibera di Giunta Regionale n. 2215 del 20 dicembre 2021, “Direttiva 2007/60/ce (direttiva alluvioni) secondo ciclo di attuazione 2022-2027: presa d'atto degli elaborati costituenti i piani di gestione del rischio di alluvioni relativi al territorio della regione Emilia-Romagna ricadente nei distretti idrografici del fiume po e dell'appennino centrale”;*

3. Inquadramento topografico, lineamenti geomorfologici

Il sito di futura realizzazione del campo agrivoltaico si localizza tra gli elementi C.T.R. N° 202163 – SALA BOLOGNESE – e N°220044 – COLOMBAROLA-.

L'area di futura realizzazione del campo agrivoltaico è individuata dai toponimi “*Podere Croce Bianca*”, “*Podere Giorgina*” e “*Torre Gamberino*”, e sarà posto ad est del centro abitato di Sala Bolognese, tra la Strada Provinciale 18 e lo Scolo Dosoletto; l'accesso all'area potrà avvenire sempre dalla Strada Provinciale 18 e la quota media del piano campagna si aggira tra 23,2 e 23,5 m s.l.m..

Il territorio in esame appartiene alla fascia della media pianura, al limite della conoide alluvionale del Fiume Reno, costituitasi tra l'area dell'Alta Pianura Padana Appenninica e la zona di Bassa Pianura Padana.

Le zone di pianura non costituiscono un'unità morfologica piatta ed uniforme; sono infatti caratterizzate da strisce rilevate, dette dossi, corrispondenti ad alvei antichi (paleoalvei) od attuali, alternati a zone depresse, dette valli, che, fino a quando i corsi d'acqua non sono stati regimati,

raccoglievano le acque di esondazione.

Caratteristica comune a tutta la pianura del bolognese, è l'andamento morfologico che vede l'alternanza di dossi e conche morfologiche. I dossi veri e propri hanno forma allungata secondo l'asse del canale fluviale, profilo convesso e gradiente di pendenza, normale all'asse, in genere non superiore allo 0.2%; nei casi più marcati si percepisce anche visivamente che i dossi costituiscono le porzioni di pianura alluvionale più rilevate. Le conche morfologiche, invece, sono zone topograficamente più depresse della pianura alluvionale, in cui le acque di rotta o esondazione, con i loro sedimenti, non sono riuscite ad innalzare il livello del suolo in maniera adeguata rispetto alle aree limitrofe. La principale funzione idrologica di queste aree è quella di fungere da casse di espansione naturali alle piene eccezionali dei canali fluviali, quindi hanno funzione di regimazione ed equilibrio idraulico. Le conoidi dell'alta pianura sono frequentemente dotate di ridotte protezioni naturali delle sottostanti falde.

Le aree di studio vengono indicate, nella Carta QC.6/T2 "*Suolo – Sottosuolo – Acque*" del Quadro conoscitivo dell'Unione terre d'Acqua come siti a forte subsidenza, tra i 600 e gli 800 mm nell'arco temporale tra il 1983 e il 1999. Inoltre, il sito di Sala Bolognese ricade all'interno le "aree morfologicamente depresse e/o a debolissima pendenza".

In particolare l'area, dallo stralcio della tavola del PSC comune di San Giovanni in Persiceto (Tavola dei vincoli PSC.SG/T2f), l'area in cui verrà realizzata la cabina secondaria ricade nelle "Aree potenzialmente inondabili".

Di seguito viene riportato l'insieme dei vincoli riscontrati per l'area di Sala Bolognese nel PTM del comune di Bologna, nel PSC dell'Unione Terre d'Acqua.

Secondo il P.T.M. – Piano Territoriale Metropolitano della Provincia di Bologna, aggiornato al 16 maggio 2022, l'area in esame si trova all'interno dei seguenti vincoli:

- Tav.1 "Carta della Struttura" – aree agricole della pianura alluvionale (art. 16 e 18);
- Tav.2 "Carta degli ecosistemi" – aree agricole della pianura alluvionale (art. 16 e 18);
- Tav.3 "Carta di area vasta del rischio idraulico, rischio da frana e dell'assetto dei versanti":
 - area sottoposta a controllo degli apporti d'acqua di pianura;
 - scenario P3 derivante dal Reticolo Naturale Secondario di Pianura – RSP (Art. 30);
 - scenario P3 derivante dal Reticolo Naturale Principale e Secondario di Pianura – RP (Art. 30);
 - scenario P2 derivante dal Reticolo Naturale Secondario di Pianura – RSP (Art. 30);
 - scenario P3 derivante dal Reticolo Naturale Principale di Pianura – RP (Art. 30);
 - scenario P1 derivante dal Reticolo Naturale Principale e Secondario di Pianura – RP (Art. 30);
- Tav.4 "Carta di area vasta delle aree suscettibili di effetti locali": Area C – sedimenti

prevalentemente fini di pianura.

Secondo il P.S.C. – Piano Strutturale Comunale dell'Unione Terre d'Acqua, nella carta QC.6/T2 inerente il Suolo – Sottosuolo – Acqua, l'area risulta interessata da:

- Aree morfologicamente depresse e/o a debolissima pendenza;
- Criticità idraulica (segnalazione del Consorzio di Bonifica Reno Palata);
- Subsidenza totale del periodo 1983 – 1999 → 600-800 mm.

L'evoluzione della pianura olocenica è fondamentalmente governata sia dalla tettonica, quali le grandi pieghe del ferrarese che hanno determinato nel tempo uno spostamento verso nord-est del corso del Fiume Po, che dalla subsidenza (circa 2 cm/anno); nell'area in esame è stata riscontrata una potenziale subsidenza attorno ai -2,5 mm/anno (dati Arpa e periodo 2011-2016 – Subsidenza, Figura 1). I fenomeni ricorrenti di rotte e tracimazione depositano in sequenza prima i materiali più grossolani e successivamente i materiali più fini nelle aree interfluviali e di conca ove spesso decantano in acque stagnanti (paludi). Pertanto le continue modifiche dei corsi d'acqua, dovute pertanto sia alla strutturazione tettonica della pianura che alla subsidenza, hanno prodotto una variegata sovrapposizione di sedimenti rappresentati da lenti sabbiose e/o ghiaiose (paleo alvei) e da sedimenti a tessitura fine (riempimenti dei bacini interfluviali di esondazione).

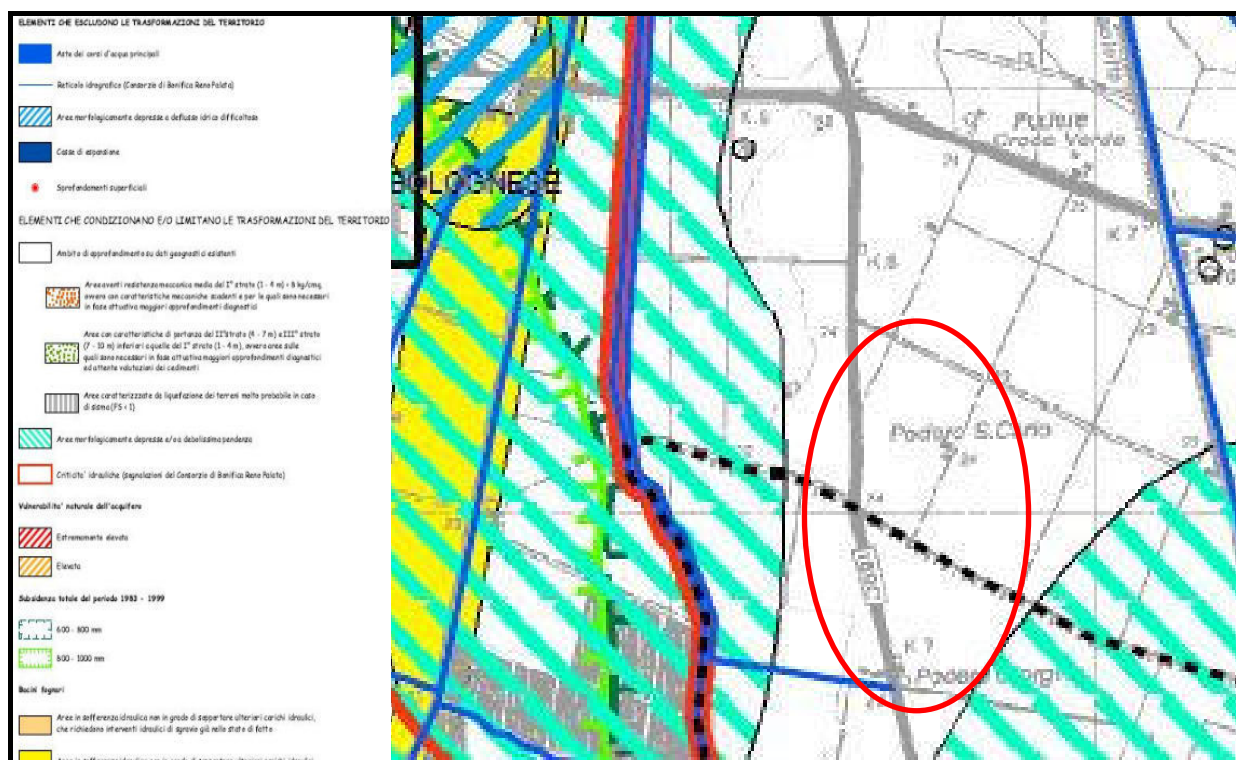


Figura 1: Estratto dalla Carta del PSC dell'Unione Terre d'acqua su "Suoli – Sottosuoli – Acqua".

Per la datazione ed attribuzione idrografica dei paleoalvei dei fiumi della Pianura Padana occorre fare riferimento agli autori più recenti che si sono occupati della ricostruzione paleoidrografica della zona: Pellegrini (1969), Veggiani (1947), Castaldini et Alii (1979), Cremaschi et Alii (1980), Gasperi e Pellegrini (1981, 1984). In base alle informazioni reperite in merito, recenti studi indicherebbero, per i paleoalvei principali presenti nell'area di studio, una datazione risalente al VI e XIII secolo.

La frequente corrispondenza riscontrata nell'area esaminata tra dossi e paleoalvei è spiegabile analizzando, dal punto di vista dei processi di sedimentazione, il modello evolutivo della pianura olocenica, almeno nelle linee generali. I fiumi appenninici, a valle delle conoidi pedemontane, tendono a proseguire verso il collettore principale su alvei pensili formati da sedimenti che il corso d'acqua non è più in grado di portare a carico.

Nel caso di rotte e tracimazioni, le acque si espandono nella pianura depositando, nelle immediate vicinanze dell'alveo, i materiali più grossolani e più lontano, una volta cessato il flusso, i sedimenti più fini. Questi ultimi sedimenti si costipano di più di quelli costituenti l'alveo e si determinano così, già per processi naturali, dei notevoli dislivelli fra fiumi e territori circostanti.

Per i corsi d'acqua di pianura, non arginati artificialmente, rotte e tracimazioni sono un fenomeno ricorrente che favorisce i cambiamenti d'alveo; in un bacino subsidente l'accrescersi della pianura avviene perciò sia orizzontalmente, con il giustapporsi di diversi successivi corpi d'alveo, che verticalmente, con il sovrapporsi di successivi cicli di riempimento dei bacini di esondazione.

I corsi d'acqua principali hanno tendenzialmente un andamento da Sud a Nord e sono a carattere torrentizio nella zona montana a Sud, con portate massime nei mesi di marzo e novembre e portate minime nel periodo luglio-agosto; in pianura perdono i caratteri di corsi d'acqua naturali, avendo subito arginature, deviazioni e alterazioni di vario tipo legate ad opere di bonifica. Essi corrono generalmente in pensile; le loro torbide sono state impiegate per lungo tempo allo scopo di bonificare mediante le "casce di colmata", creando in tal modo le pianure bonificate a Nord.

L'alta pianura è essenzialmente caratterizzata dalla presenza dei conoidi alluvionali riferibili alla attività deposizionale del F. Reno e del T. Lavino che hanno modellato la fascia pedecollinare rispettivamente in corrispondenza del settore orientale ed occidentale dell'area in esame. Fra le due strutture di conoide principali si interpongono delle strutture minori.

In ultimo si ricorda l'intenso intervento antropico di bonifica del settore bolognese a partire dall'età preromana fino al XIV sec. con notevole variazione dei corsi d'acqua come la deviazione dell'alveo del fiume Reno e la bonifica delle paludi con l'attuale pensilità dei corsi d'acqua nella pianura bolognese.

4. Valutazione del rischio idraulico

L'analisi presente studio di compatibilità è stata redatto in attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvione e del Decreto Legislativo n. 49 del 23 febbraio 2010 e della DGR n.2050 del 10.12.2015 e mira a definire adeguatamente i limiti e gli accorgimenti da assumere per rendere l'intervento compatibile con le criticità rilevate, in base al tipo di pericolosità e al livello di esposizione locali.

4.1. CARTOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Al fine di approfondire l'analisi tecnica del rischio dell'area di interesse, si è fatto riferimento ai seguenti strumenti:

1. Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA) adottato nella seduta di Comitato Istituzionale del 17 dicembre 2015 con deliberazione n. 4/2015. Il PGRA, introdotto dalla Direttiva Europea 2007/60/CE, per ogni distretto idrografico, dirige l'azione sulle aree a rischio più significativo, organizzate e gerarchizzate rispetto all'insieme di tutte le aree a rischio e definisce gli obiettivi di sicurezza e le priorità di intervento a scala distrettuale, in modo concertato fra tutte le Amministrazioni e gli Enti gestori. In tale contesto sono state prodotte mappe di pericolosità e di rischio con tre possibili scenari: elevata, media e scarsa probabilità di alluvione. L'area di intervento, sotto la giurisdizione dell'autorità del fiume Reno, ricade nel reticolo idrografico di pianura. Piani di Gestione del Rischio di Alluvioni sono predisposti sulla base delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni, esse costituiscono, quindi, il quadro conoscitivo in riferimento al quale il PGRA individua i propri obiettivi di gestione del rischio e le misure per raggiungerli; sono uno strumento di informazione e la base di conoscenze per definire le priorità di azione per la riduzione del rischio di alluvione.
2. Piano Stralcio Assetto Idrogeologico con la definitiva adozione dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Reno con delibera C.I. AdB Reno n1/1 del 06 dicembre 2002. La pianificazione dell'Autorità di bacino del Reno si compone di quattro piani stralcio di sottobacino che costituiscono, lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate, sulla base delle caratteristiche fisiche e ambientali del territorio, le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo e alla corretta utilizzazione delle acque, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato..

La pianificazione del bacino del Reno per il Rischio Idraulico e Assetto della Rete Idrografica (Titolo I) è costituita dunque da:

- • il “Piano Stralcio per il Sistema Idraulico Navile-Savena Abbandonato”, approvato dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n.129 del 08.02.2000;
 - • il “Piano Stralcio Assetto Idrogeologico” (Fiume Reno, Torrente Idice-Savena vivo, Torrente Sillaro, Torrente Santerno) PSAI approvato, per il rispettivo territorio di competenza, dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n. 567 del 07.04.2003, e dal Consiglio Regionale della Regione Toscana con deliberazione del n. 114 del 21.09.2004;
 - • il “Piano Stralcio Bacino del Torrente Samoggia Aggiornamento 2007”; approvato dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n.1925 del 17.11.2008;
 - • - la “Revisione Generale del Piano Stralcio per il Bacino del Torrente Senio” approvata per il rispettivo territorio di competenza dal Consiglio Regionale della Regione Toscana con deliberazione n. 24 del 10.02.2010 e dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n. 1540 del 18.10.2010;
3. Variante di coordinamento tra il Piano Gestione Rischio Alluvioni e i Piani Stralcio di bacino, allegato alla Deliberazione C.I. n. 3/1 del 7 novembre 2016, approvata, per il territorio di competenza, dalla Giunta Regionale Emilia-Romagna con deliberazione n. 2111 del 05.12.2016; pubblicata nel Bollettino Ufficiale della Regione Emilia-Romagna n. 375 del 15.12.2016. Tale documento è appunto finalizzato al coordinamento tra i Piani Stralcio di bacino e il Piano Gestione Rischio Alluvioni. il Progetto di variante si inserisce nel percorso tracciato dall’art. 7 del D.Lgs. 49/2010 in attuazione della Direttiva 2007/60/CE e nel quadro del D.Lgs. 152/2006, aggiornando e integrando il quadro conoscitivo e i contenuti dei PAI vigenti e garantendo coordinamento e coerenza tra PGRA e PAI

Il Progetto di variante si inserisce nel percorso tracciato dall’art. 7 del D.Lgs. 49/2010 in attuazione della Direttiva 2007/60/CE e nel quadro del D.Lgs. 152/2006, aggiornando e integrando il quadro conoscitivo e i contenuti dei PAI vigenti e garantendo coordinamento e coerenza tra PGRA e PAI. Il Progetto si configura esso stesso come misura specifica di attuazione del PGRA, quindi, come passo necessario e dovuto già facente parte dell’insieme di azioni prioritarie individuate nel PGRA per la riduzione delle conseguenze negative derivanti dalle alluvioni per la vita umana, l’ambiente, il patrimonio culturale, i beni e le attività socio-economiche.

Costituiscono parte della Variante le mappe di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da inondazioni in relazione a tre scenari:

- 1) scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (P1, probabilità bassa);

- 2) Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno di riferimento fra 100 e 200 anni (P2, media probabilità);
- 3) Alluvioni frequenti: tempo di ritorno di riferimento fra 20 e 50 anni (P3, elevata probabilità).

Di seguito vengono proposte le cartografie del PGRA relative ai comuni di Sala Bolognese e San Giovanni in Persiceto sia per il primo ciclo (2013) che per il secondo ciclo (2022):

Primo ciclo (2013)

- Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti - Tavola 202SE – San Giovanni in Persiceto, nell'ambito territoriale reticolo naturale principale e secondario (Figura 2) Entrambi i siti ricadono all'interno dello scenario P3-H: Alluvioni frequenti con tempo di ritorno tra 20 e 50 anni – elevata;

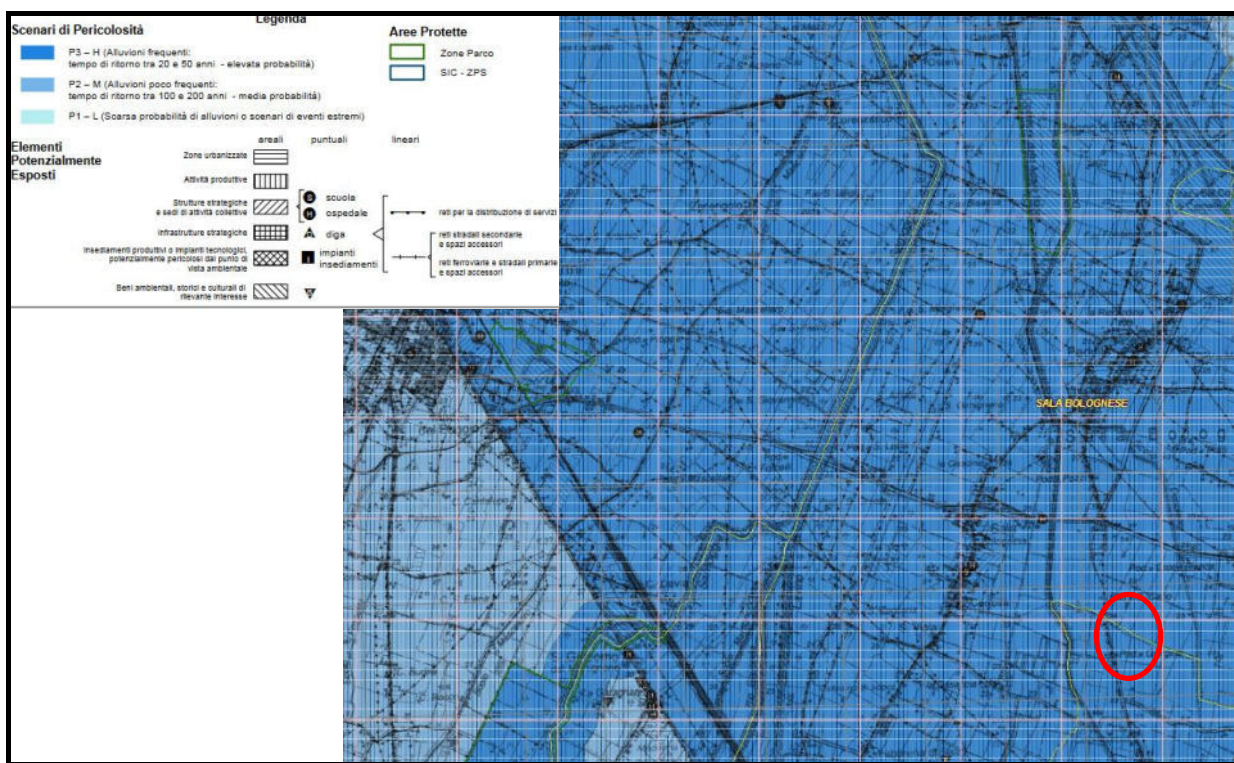


Figura 2: Estratto dalla mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti – 202SE – San Giovanni in Persiceto.

- Mappa del rischio potenziale - Tavola 202SE – San Giovanni in Persiceto, nell'ambito territoriale del reticolo naturale principale e secondario (Figura 3). Entrambe le aree in oggetto sono classificate come a rischio medio R2;

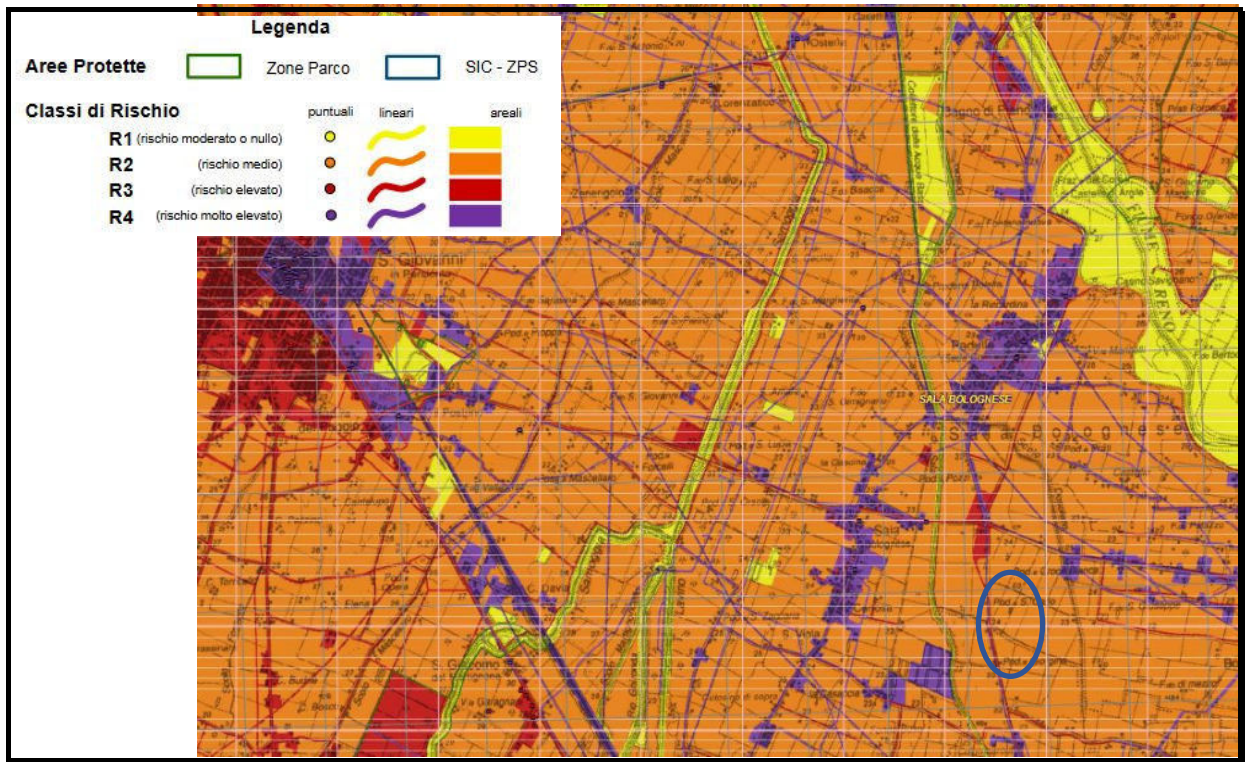


Figura 3: Estratto della mappa del rischio potenziale – 202SE – San Giovanni in Persiceto.

Secondo Ciclo (2020)

- Mappe di pericolosità (aree allagabili, tiranti, velocità) nelle Aree di potenziale Rischio Significativo (APSFR) oggetto di reporting alla commissione europea del distretto Po.
- Il sito di Sala Bolognese ricade all'interno delle aree allagabili, sia per la scarsa probabilità (L – Pericolosità P1), che per la media (M – Pericolosità P2) ed elevata (H – Pericolosità P3) per quanto concerne il rischio di allagabilità.

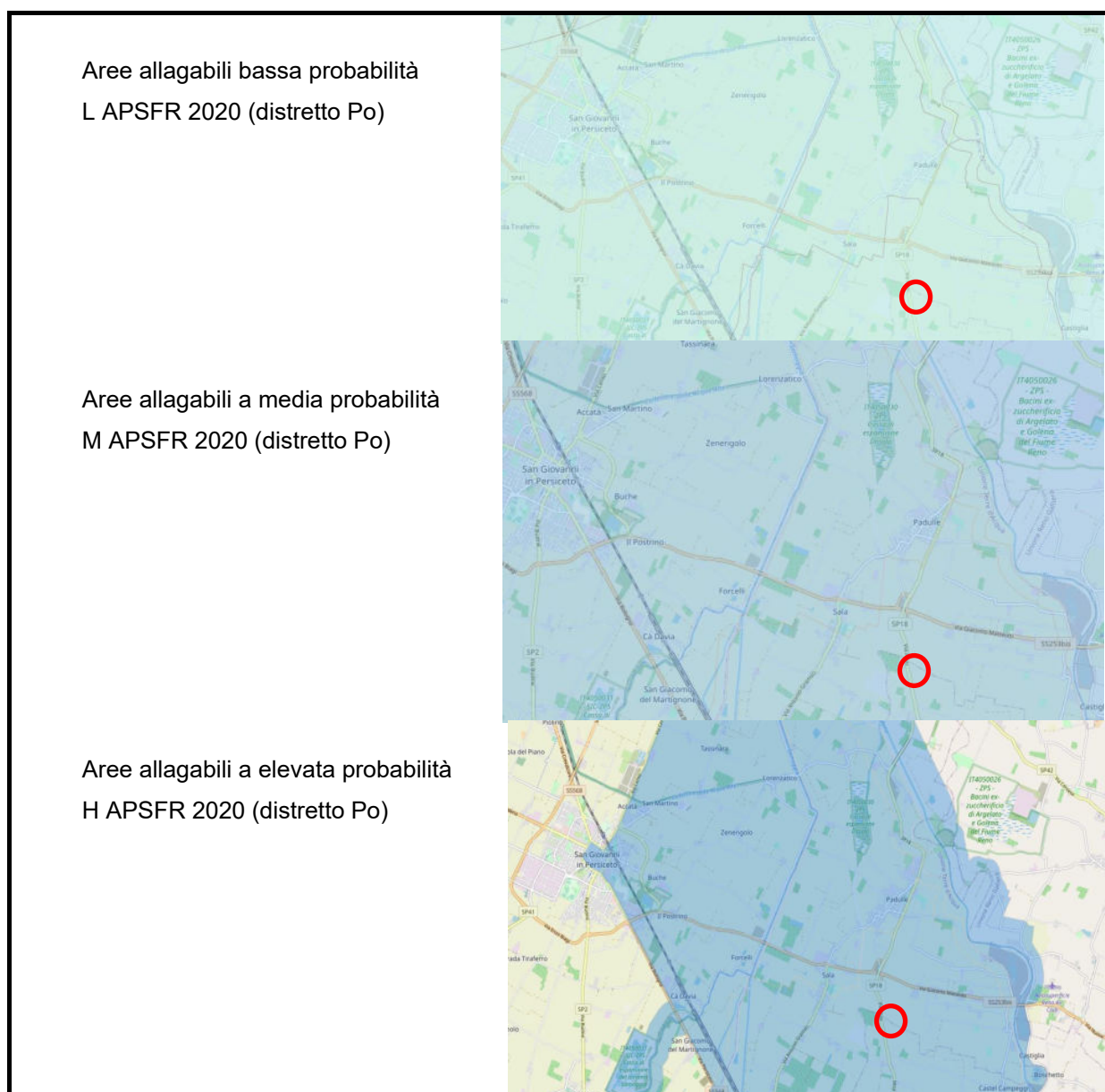


Figura 4: Mapper di pericolosità del PGRA delle Aree a Potenziale Rischio Significativo (APSFR).

Per quanto riguarda l'altezza idrica, sia l'area del campo agrivoltaico che quella della cabina primaria ricadono all'interno di tutte e tre le casistiche: probabilità bassa, media ed elevata avendo tutte altezza idrica tra $1,5 < h < 2$.

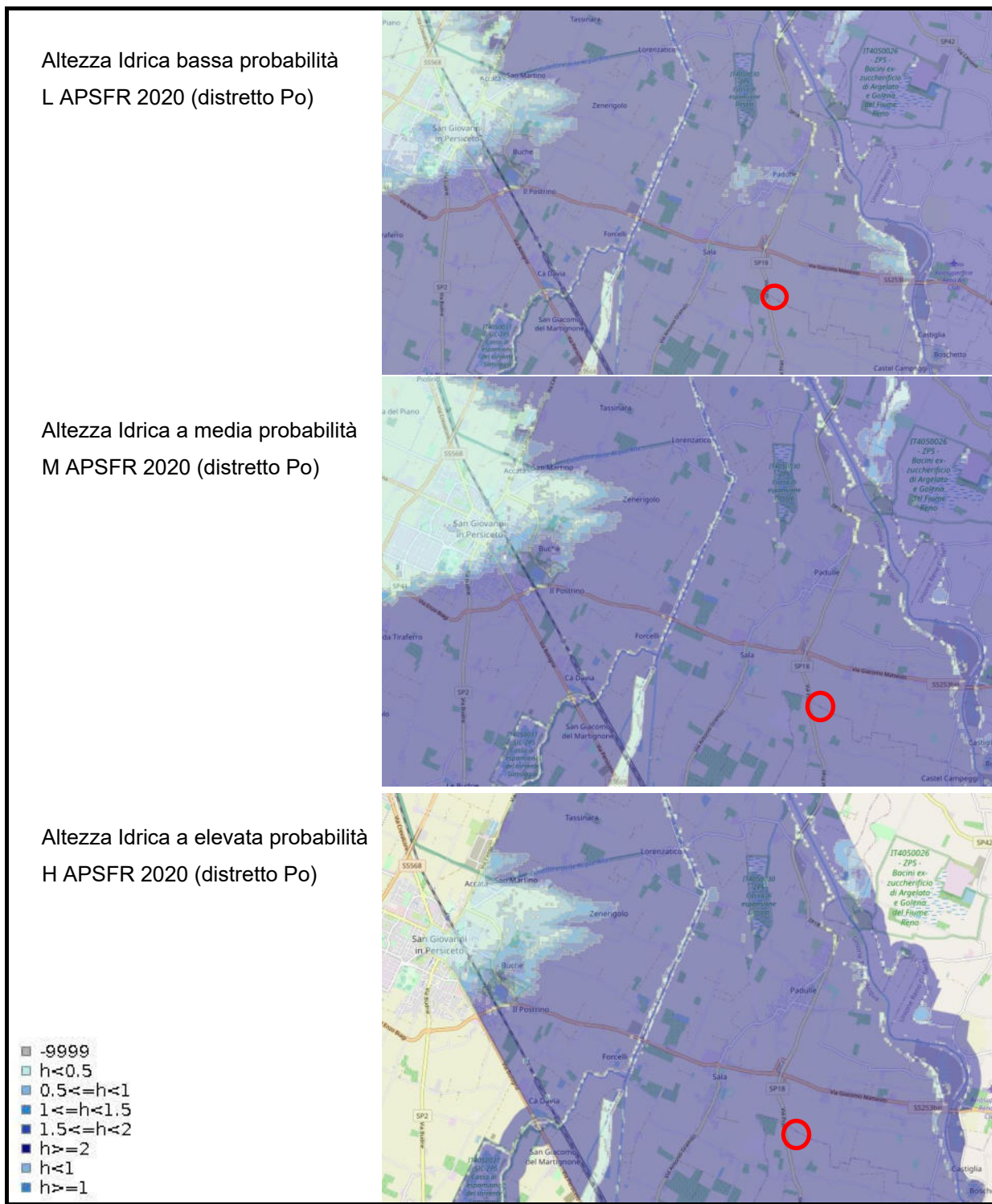


Figura 5: Mapper di pericolosità del PGRA delle Aree a Potenziale Rischio Significativo (APSFR).

Nella mappa degli elementi a rischio, le aree di interesse ricadono nel rischio elevato (H – P3) e nel rischio basso (L – P1):

Elementi a rischio idraulico basso L APSFR 2020 (distretto Po)



Elementi a rischio elevato H APSFR 2020 (distretto Po)

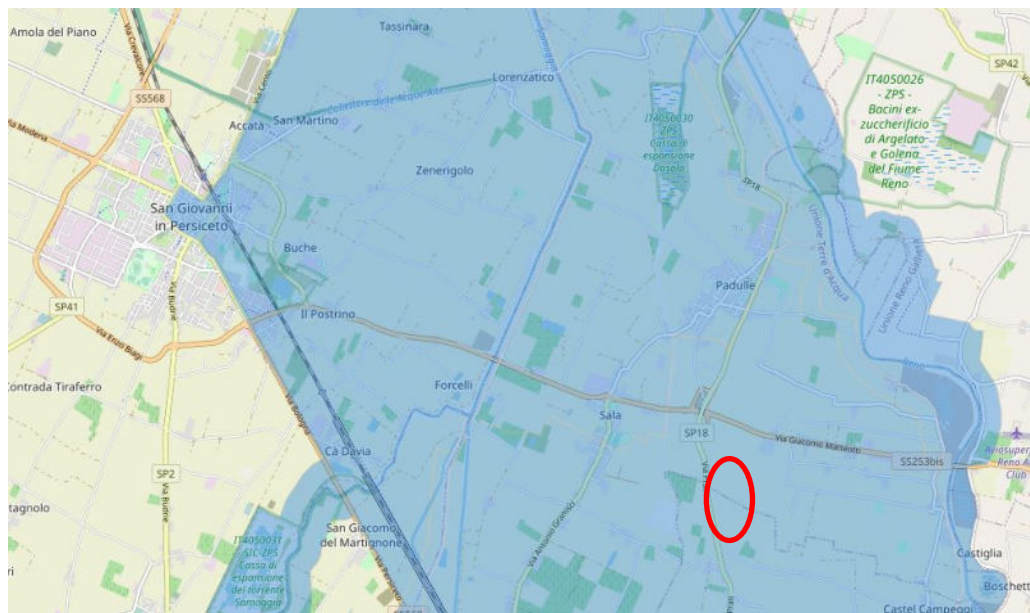


Figura 6: Mapper di pericolosità del PGRA delle Aree a Potenziale Rischio Significativo (APSFR).

Mappa del rischio Aree Rischio Idraulico del Distretto Po 2020: l'area di Sala Bolognese ricade all'interno del Rischio medio – R2.

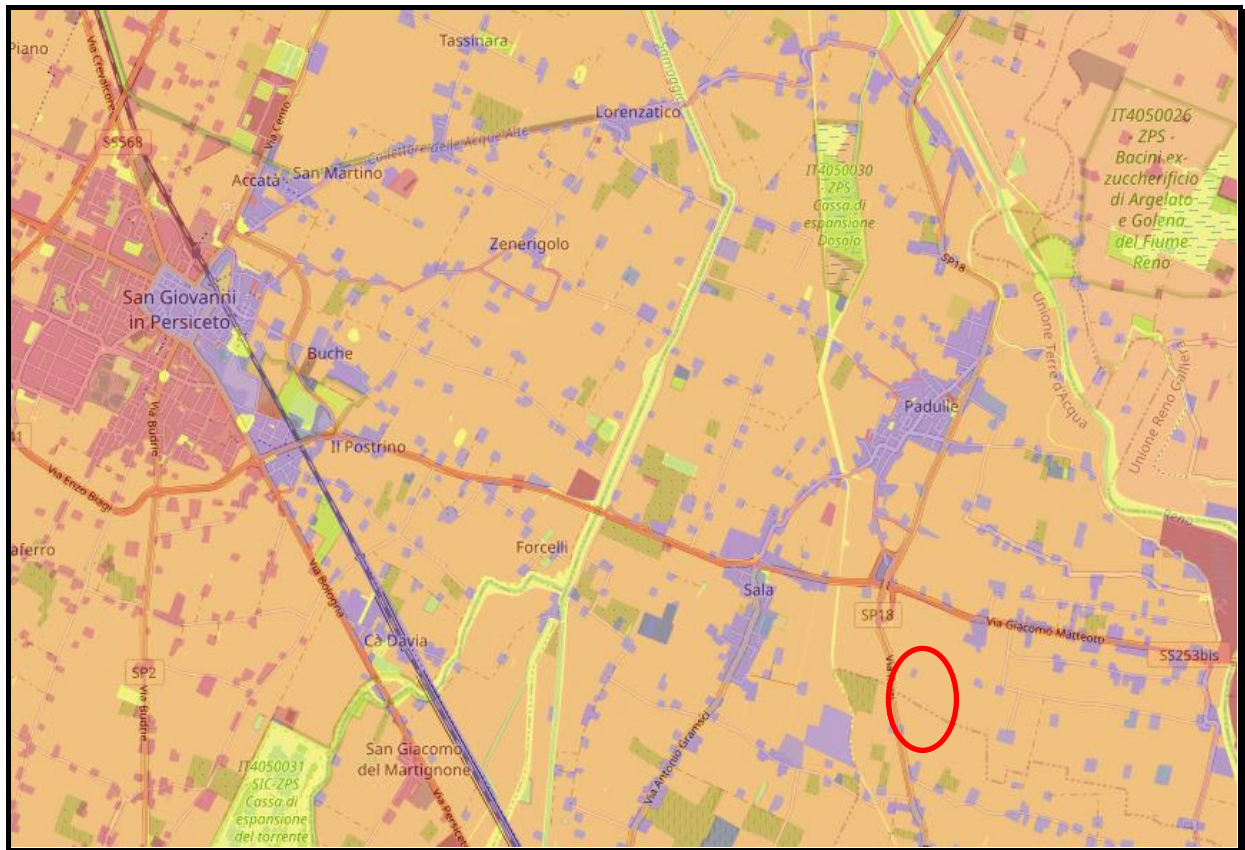


Figura 7: Mapper di pericolosità del PGRA delle Aree a Potenziale Rischio Significativo (APSFR).

- Mappa delle aree allagabili (UoMITI021 2022 del Distretto Po) complessive predisposte nell'ambito del PGRA (ottobre 2022) per l'Unità di Gestione del Bacino Reno (UoMITI021); entrambe le aree indagate ricadono sia nel livello di bassa probabilità (L), che di media (M) ed elevata probabilità (H).

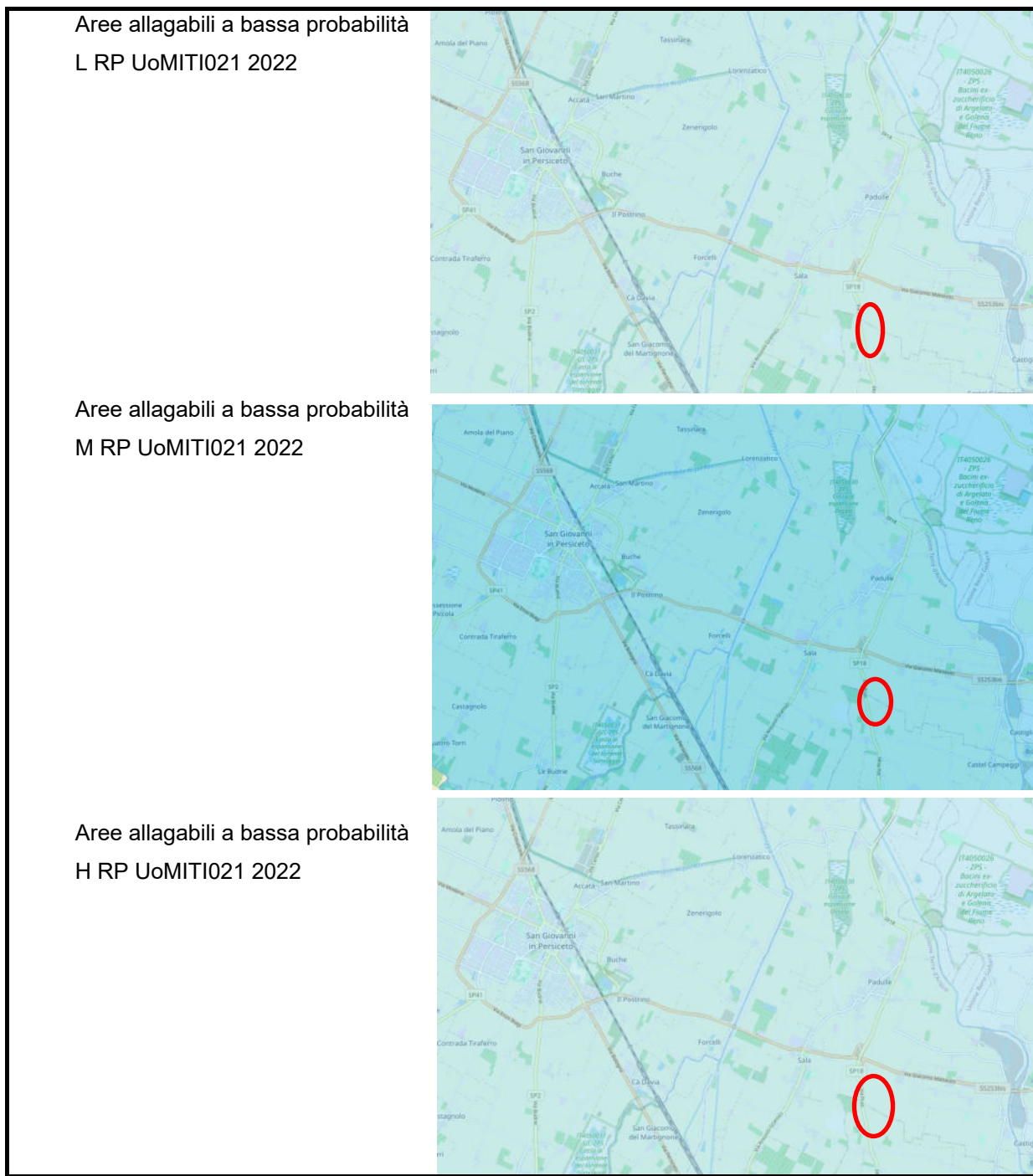


Figura 8: Mappe delle aree allagabili del PGRA per l'Unità di Gestione de Bacino Reno.

Aree allagabili a bassa probabilità L RPS UoMITI021 2022

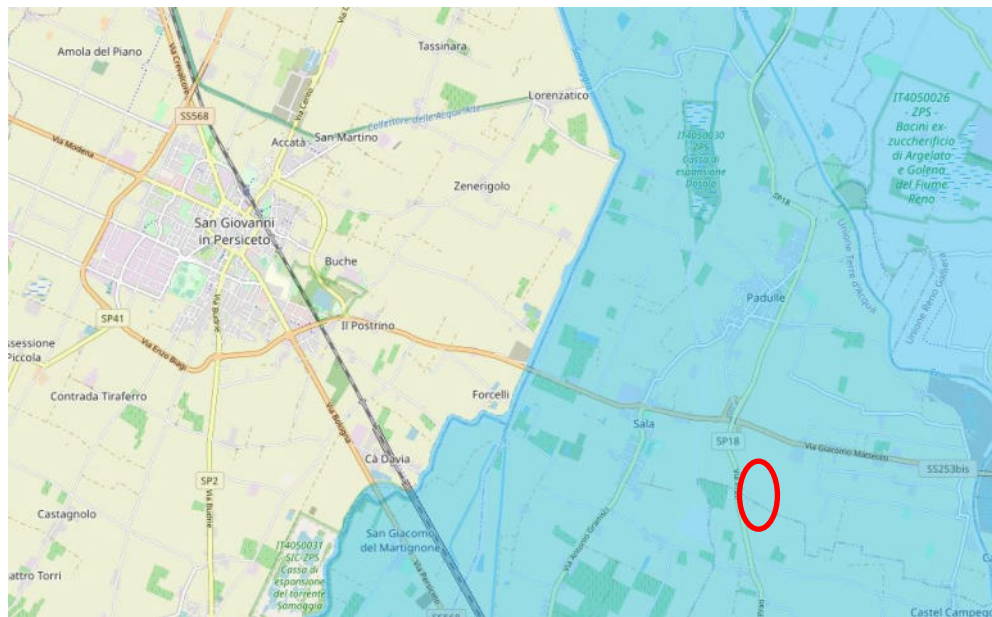
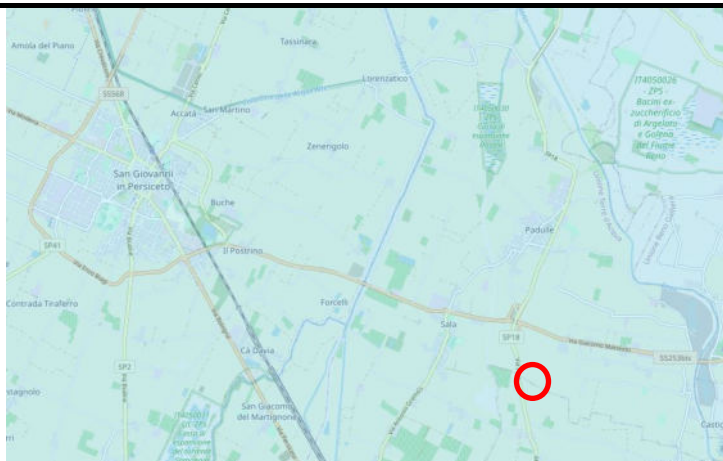


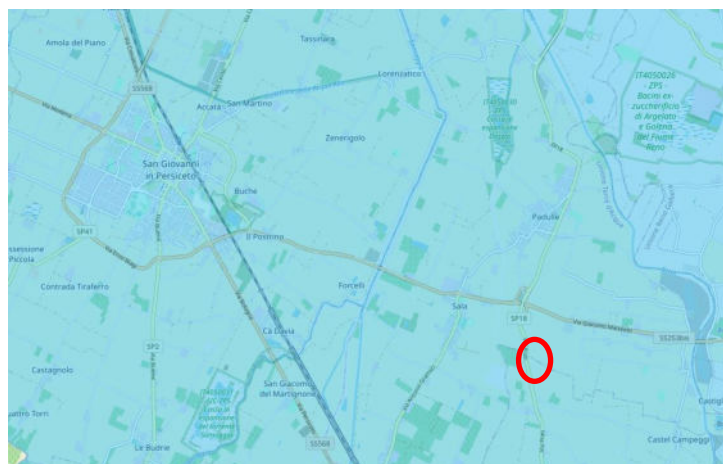
Figura 9: Mappe delle aree allagabili del PGRA per l'Unità di Gestione de Bacino Reno.

- Mappa delle aree allagabili complessive predisposte nell'ambito del PGRA (ottobre 2022) per il distretto idrografico del Fiume Po e scenari di scarsa probabilità L (pericolosità P1), probabilità media M (pericolosità P2) e probabilità elevata H (pericolosità P3). Le aree oggetto di studio rientrano in tutti e tre gli ambiti:

Aree allagabili a bassa probabilità
L RP UoMITI021 2022



Aree allagabili a bassa probabilità
M RP UoMITI021 2022



Aree allagabili a bassa probabilità
H RP UoMITI021 2022

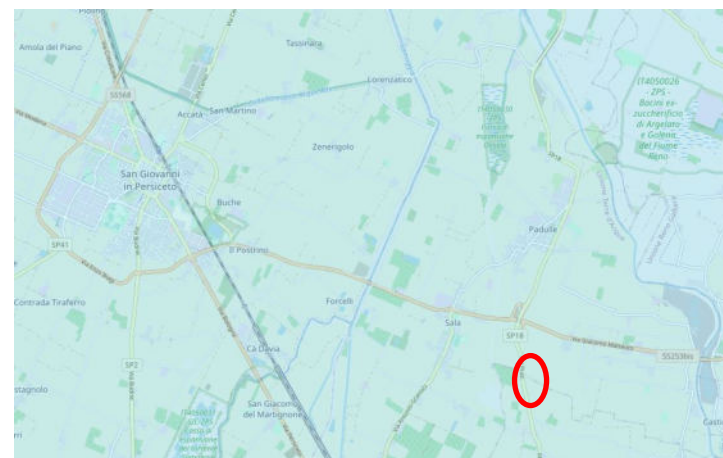


Figura 10: Mappe delle aree allagabili del PGRA per il Distretto Idrografico del Fiume Po.

Aree allagabili a bassa probabilità L RPS UoMITI021 2022

Sala Bolognese

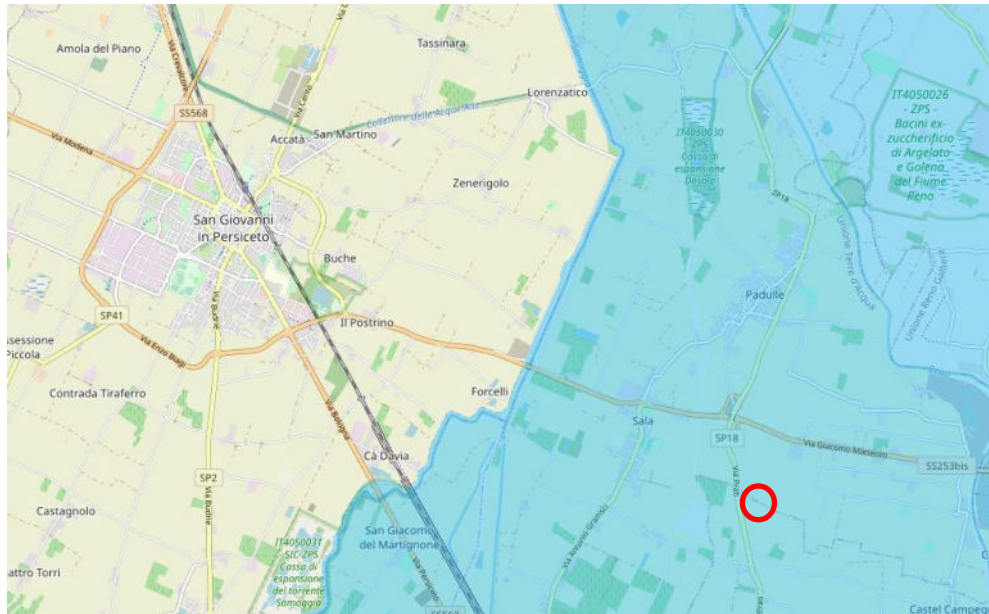


Figura 11: Mappe delle aree allagabili del PGRA per il Distretto Idrografico del Fiume Po.

Piano Stralcio per il Bacino del Torrente Samoggia: Tav. 1.2 – *Classificazione del reticolo Idrografico e ambiti territoriali normati*:

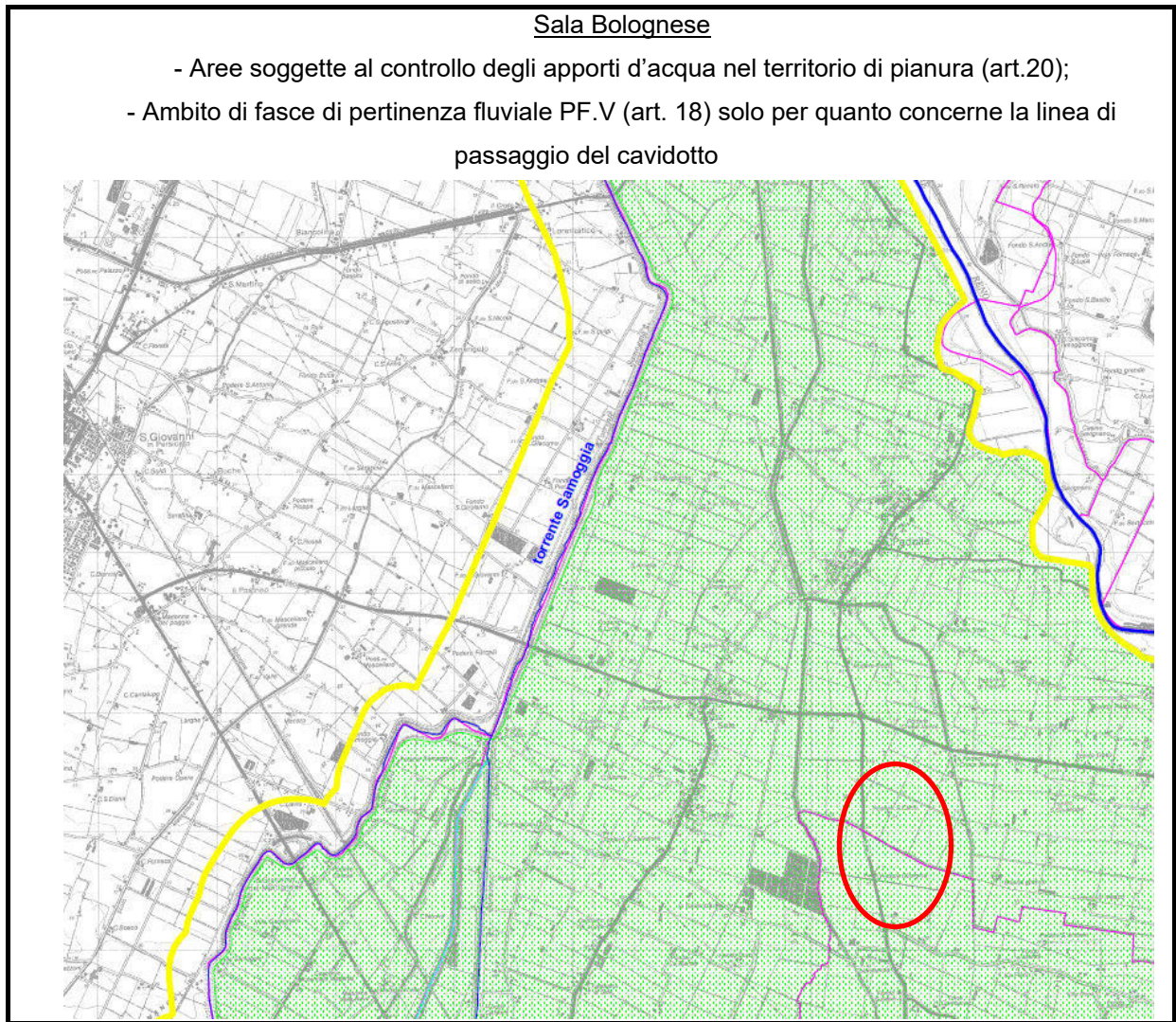


Figura 13: Tav.1.2 "Classificazione del reticolo Idrografico e ambiti territoriali normati".

L'area di futura realizzazione del campo agrivoltaico (Sala Bolognese) ricade in uno scenario di pericolosità P2 –Alluvioni poco frequenti (Tavola MP3 di cui è riportato uno stralcio in Figura 14). In riferimento alla definizione di alluvione della Direttiva Alluvioni e del D.Lgs. 49/2010 la Regione Emilia-Romagna ha predisposto le mappe di pericolosità e rischio in riferimento a tre tipologie di fenomeni:

- fenomeno delle inondazioni generate dai corsi d'acqua naturali (denominato nel PGRA “ambito Corsi d'acqua Naturali”)
- fenomeno delle inondazioni generate dal reticolo secondario di pianura (denominato nel PGRA “ambito Reticolo di Bonifica”)
- fenomeno delle inondazioni generate dal mare (denominato nel PGRA “ambito Costa”).

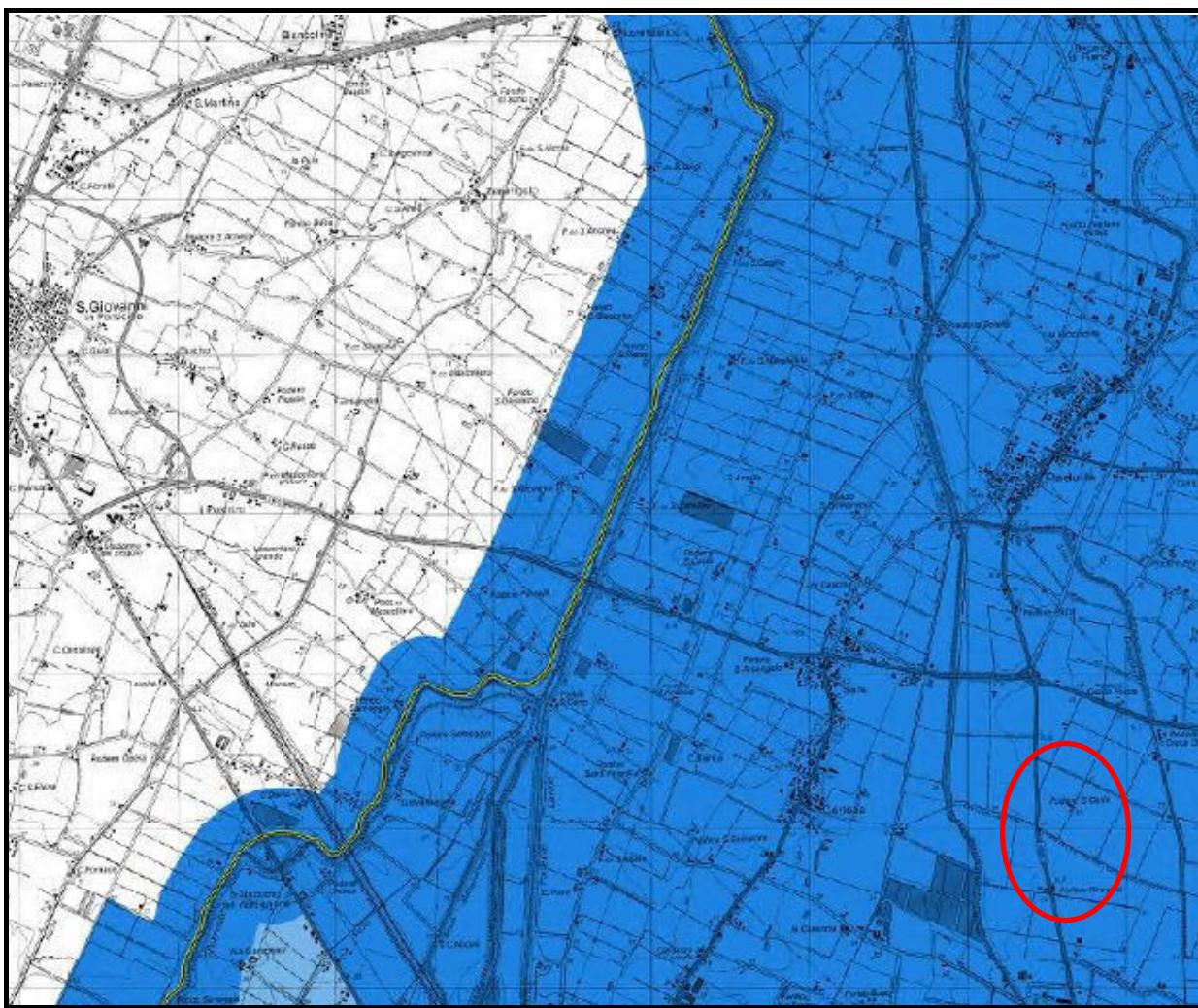


Figura 14: Tav.1.2 "Classificazione del reticolo Idrografico e ambiti territoriali normati".

4. L'area di futura realizzazione del campo agrivoltaico (Sala Bolognese) ricade nell'ambito Reticolo di Bonifica come evidenziato nella Figura 15 (Carta della Pianura Sud-Ovest), sotto la tutela del Consorzio della Bonifica Renana. Si tratta di un'area urbanizzata in sx idraulica del Fiume Reno, non distante dal Bacino Torrente Lavino (in dx idraulica). Il reticolo secondario di pianura o di bonifica è un fitto ed esteso sistema di canali, quasi esclusivamente artificiali, con andamento sud- nord: l'area di interesse si trova nelle vicinanze di due scoli paralleli, lo Scolo Dosoletto di Longara e lo Scolo Radicchi i quali confluiscono all'interno del Canale Collettore Acque Basse Bagnetto e infine nel Torrente Samoggia.

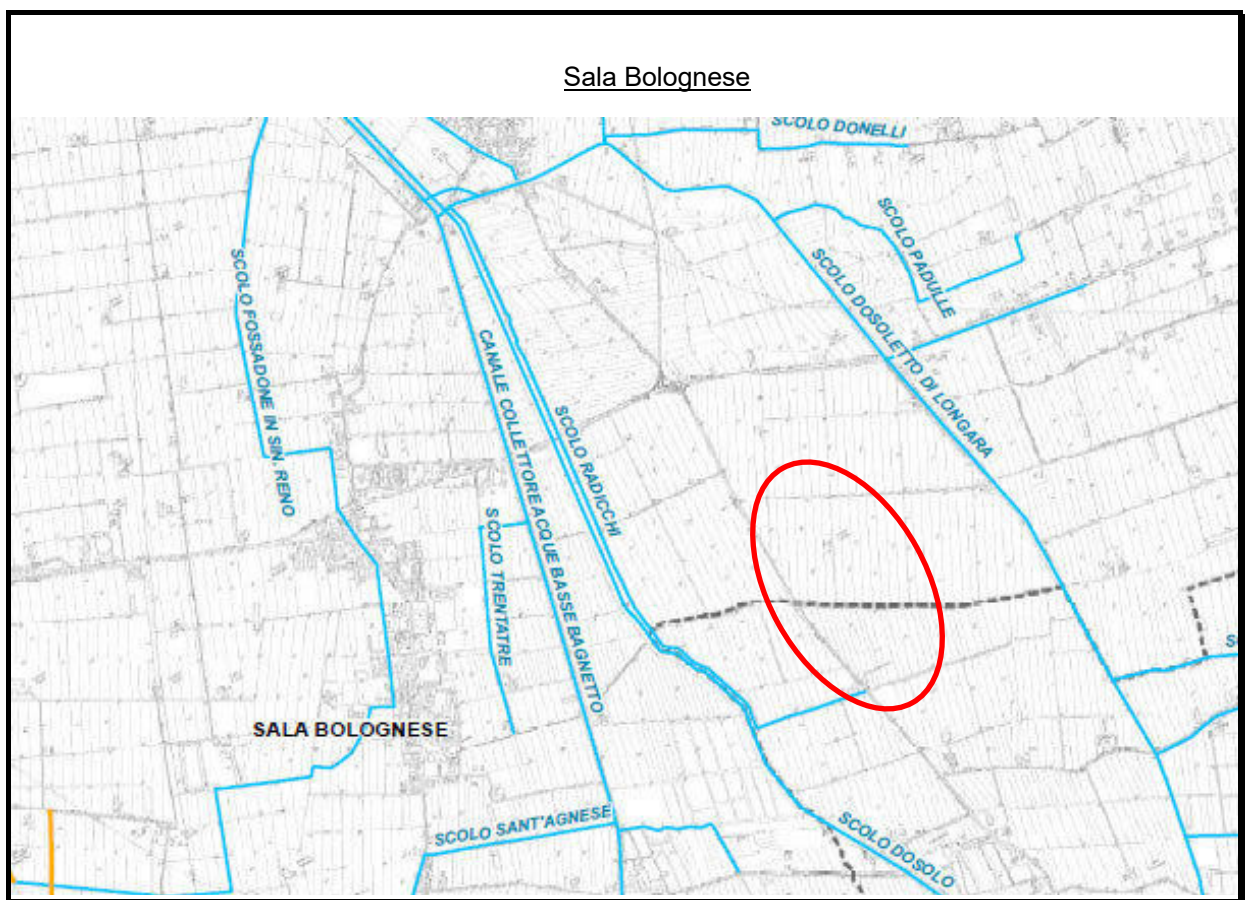


Figura 15: Tav.1.2 "Classificazione del reticolo Idrografico e ambiti territoriali normati".

In conclusione, entrambe le aree di studio ricadono in aree ad **alta criticità idrauliche – P3**, non ostative alla realizzazione dell'impianto.

4.2. VALUTAZIONE DEL RISCHIO

Come già accennato, il territorio in oggetto ricade nel distretto idrografico dell'Appennino Settentrionale, nell'area di gestione dell'Autorità di bacino del Reno. Secondo quanto cita l'allegato A alla delibera 1/1 del 2015 denominata "Piano di Gestione del Rischio di Alluvione – Contributo dell'Autorità di Bacino Interregionale del Reno alla redazione del Piano ai fini della relativa adozione entro il 22/12/2015, l'elaborazione dei contenuti relativamente alla valutazione e alla gestione del rischio di alluvione, ha seguito la metodologia proposta dall'Autorità di bacino del Fiume Arno, alla quale sono state attribuite le funzioni di coordinamento a livello di distretto dal decreto di recepimento della direttiva europea 2007/60/CE. Di seguito si illustrano i criteri su cui si basa la pericolosità di alluvione:

- - Modellazione idraulica elaborata utilizzando rilievi topografici in alveo e modelli digitali del terreno derivati dai rilievi LIDAR 2008-2009 della Regione Toscana con base minima di riferimento alla scala 1:10.000.
- - Modellazione idraulica elaborata utilizzando rilievi topografici in alveo e modelli digitali del terreno derivati da cartografia tecnica regionale, con base minima di riferimento alla scala 1:10.000.
- - Definizione delle aree a pericolosità idraulica mediante criteri storico-inventariali e geomorfologici con base minima di riferimento alla scala 1:10.000.
- - Definizione delle aree a pericolosità idraulica elaborata mediante criteri storico-inventariali e geomorfologici o attraverso modellazioni idrauliche non sufficientemente approfondite, svolte alla scala 1: 25.000.

Il rischio idraulico (R), per ciò che concerne i danni dovuti all'inondazione di una data area, è definito mediante la seguente espressione:

$$R = P \cdot W \cdot V$$

dove

- - P (pericolosità) è la probabilità di accadimento del fenomeno d'inondazione caratterizzata da una data intensità (quota raggiunta dall'acqua, tempi di inondazione, tempi di permanenza dell'acqua, ecc.);
- - W (valore degli elementi a rischio) è il parametro che definisce quantitativamente, in modi diversi a seconda della tipologia del danno presa in considerazione, gli elementi presenti all'interno dell'area inondata;
- - V (vulnerabilità) è la percentuale prevista di perdita degli elementi esposti al rischio per il verificarsi dell'evento critico considerato.

La mappa del rischio deriva dalla sovrapposizione della mappa di pericolosità da alluvione (vedi criteri di elaborazione sopra indicati) con le classi di danno potenziale. La rappresentazione su mappa del rischio può presentare, oltre agli errori di scala nominali derivanti dai criteri di elaborazione delle mappe di pericolosità, anche errori connessi con la completezza e l'aggiornamento dei database utilizzati. In particolare al territorio in oggetto, l'individuazione della pericolosità relativa all'ambito del reticolo artificiale di bonifica è stata eseguita dai consorzi di Bonifica Renana e Romagna Occidentale. Il bacino del Reno è stato infatti suddiviso in aree territoriali in riferimento alle competenze e alle caratteristiche medie della morfologia superficiale, dell'uso del suolo, della densità di insediamento e, quindi, alla natura delle inondazioni, che si possono considerare omogenee ai fini della definizione delle misure del PGRA. L'ambito del Reticolo Secondario Artificiale di Bonifica ricade quasi totalmente nell'Area omogenea Pianura Reno. Le "Aree Specifiche" sono individuate in sistemi idrografici (o sottobacini) e costituiscono l'insieme delle aree passibili di inondazione da quel sistema idrografico. E' importante notare come, per le caratteristiche idrografiche e morfologiche della pianura del Reno, le aree specifiche si sovrappongano, ossia vi sono molte aree che possono subire l'inondazione da parte di 2 o 3 fiumi.

Le esondazioni possono avvenire per sormonto o per rottura arginale; le pendenze ridotte, accentuate dal fenomeno della subsidenza, con aree al di sotto del livello del mare caratterizzano le inondazioni per un prevalente funzionamento a cascata fra diverse porzioni di territorio delimitate da rilevati. Una stessa area può potenzialmente subire l'allagamento da parte di due o più corsi d'acqua naturali e di bonifica. La densità antropica, di infrastrutture e di attività di rilevanza economica e sociale determinano un quadro di rischio diffuso.

Come già detto nel paragrafo precedente, l'area oggetto di studio ricade nello scenario P2 – rischio medio.

5. Considerazioni generali stato dei luoghi ed eventuali mitigazioni del rischio

5.1. AZIONI DEL PGRA

Le misure del PGRA sono riconducibili a tutti gli aspetti della gestione del rischio e sono suddivise in relazione a sei tipologie generali: nessuna azione (M1), prevenzione (M2), protezione (M3), preparazione (M4), ricostruzione e valutazione post evento (M5) e altre misure (M6).

Si tratta per lo più di aspetti gestiti e gestibili a livello di pianificazione territoriale, pertanto in questo studio si può valutare l'azione M2-Prevenzione ovvero il COD M23 Riduzione della vulnerabilità degli elementi esposti (interventi sugli edifici, sulle infrastrutture a rete, ecc.) così come indicato nel Piano per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni, Art. 7 della Direttiva 2007/60/CE e del D.lgs. n. 49 del 23.02.2010 - Programma operativo per l'attuazione e il monitoraggio delle misure del PGRA - (POAMM):

- di misure di riduzione della vulnerabilità dei beni e delle strutture esposte, anche ai fini della vita umana;

6. Analisi Idrologica

6.1. STIMA DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

La presente metodologia si basa su dati bibliografici individuati dal Consorzio di Bonifica Renana.

Il Consorzio della Bonifica Renana ha suddiviso il territorio in cinque fasce di studio pluviometriche (vedi figura 16); l'area di studio ricade nella zona 1 – Pianura.

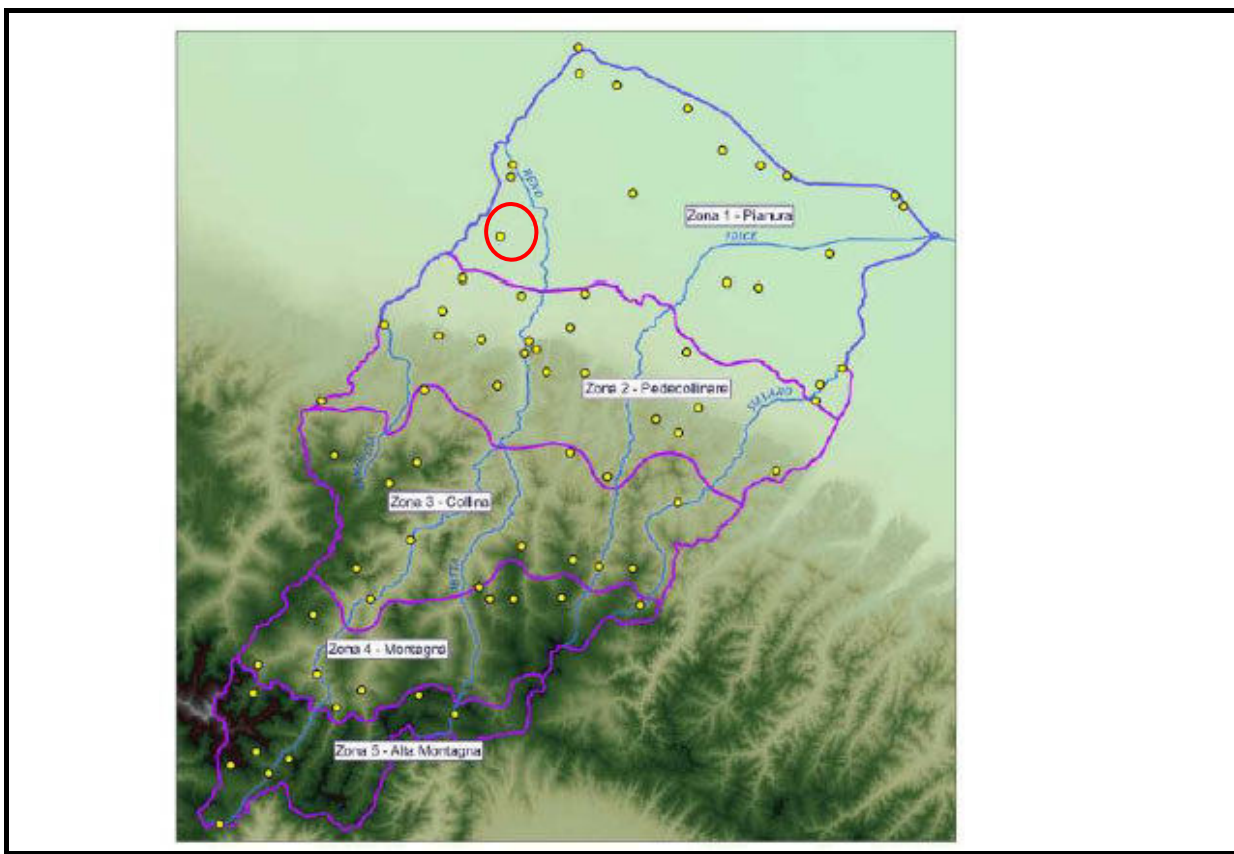


Figura 16: Comprensorio Bonifica Renana suddiviso in fasce di studio pluviometriche.

Considerato che si sono utilizzati i dati delle curve di possibilità pluviometriche tra il 2006 e il 2020 (considerati i più cautelativi) si riportano in tabella 1 i parametri di Gumbel, i valori di “a” ed “n” per i diversi tempi di ritorno.

Le curve di possibilità pluviometrica utilizzate, con tempo di ritorno di 50 anni, hanno le seguenti espressioni:

$$h = a \cdot t^n \quad (1)$$

Periodo	Zona	TR	a	n	Equazione $h = a \cdot t^n$
2006 - 2020	1	10	38.770	0.1729	$h = 38.770 t_p^{0.1729}$
2006 - 2020	1	25	46.328	0.1631	$h = 46.328 t_p^{0.1631}$
2006 - 2020	1	50	51.943	0.1575	$h = 51.943 t_p^{0.1575}$
2006 - 2020	1	100	57.521	0.1529	$h = 57.521 t_p^{0.1529}$
2006 - 2020	2	10	38.173	0.2358	$h = 38.173 t_p^{0.2358}$
2006 - 2020	2	25	45.669	0.2276	$h = 45.669 t_p^{0.2276}$
2006 - 2020	2	50	51.231	0.2230	$h = 51.231 t_p^{0.2230}$
2006 - 2020	2	100	56.753	0.2192	$h = 56.753 t_p^{0.2192}$
2006 - 2020	3	10	39.783	0.2585	$h = 39.783 t_p^{0.2585}$
2006 - 2020	3	25	47.526	0.2512	$h = 47.526 t_p^{0.2512}$
2006 - 2020	3	50	53.264	0.2471	$h = 53.264 t_p^{0.2471}$
2006 - 2020	3	100	58.957	0.2438	$h = 58.957 t_p^{0.2438}$
2006 - 2020	4	10	35.941	0.3599	$h = 35.941 t_p^{0.3599}$
2006 - 2020	4	25	41.996	0.3610	$h = 41.996 t_p^{0.3610}$
2006 - 2020	4	50	46.485	0.3616	$h = 46.485 t_p^{0.3616}$
2006 - 2020	4	100	50.940	0.3621	$h = 50.940 t_p^{0.3621}$
2006 - 2020	5	10	44.932	0.4336	$h = 44.932 t_p^{0.4336}$
2006 - 2020	5	25	52.000	0.4379	$h = 52.000 t_p^{0.4379}$
2006 - 2020	5	50	57.243	0.4403	$h = 57.243 t_p^{0.4403}$
2006 - 2020	5	100	62.448	0.4423	$h = 62.448 t_p^{0.4423}$

Tabella 1: CCP periodo di osservazione 2006-2020

6.2 STIMA DELL'ALTEZZA DI PRECIPITAZIONE H

Per il calcolo dell'altezza di precipitazione prevista ci si è basati sulle elaborazioni effettuate dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna sui dati provenienti dagli Annali Idrografici e relativi ai pluviometri di tutta la regione. I dati di pioggia sono stati utilizzati per la stima delle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica (LSPP), che rappresentano il legame fra l'altezza di precipitazione attesa e la corrispondente durata dell'evento di pioggia, relativamente a ciascun pluviometro presente sul territorio regionale. Le elaborazioni statistiche sono state eseguite utilizzando il modello probabilistico GEV. L'analisi svolta consente di individuare le relazioni che permettono la stima puntuale dell'altezza di pioggia, compresa per 24, 48, 72, 96 e 120 ore, per assegnati valori del tempo di ritorno (2, 5, 10, 20, 50 e 100 anni). Tali informazioni hanno permesso di valutare, in termini di probabilità di ricorrenza (tempo di ritorno), l'evoluzione degli eventi meteorologici misurati dal sensore stesso. La tecnica di analisi regionale di frequenza delle altezze di pioggia, utilizzata per la costruzione delle soglie pluviometriche, è del tutto simile a quella adottata nell'ambito del Progetto VAPI del CNR-GNDCI (metodologia utilizzata anche da Arpa Piemonte, (2004) e da Prof. Ing. A. Brath, (2004), per calcolare le soglie pluviometriche della Regione Emilia-Romagna, con durata da 1 a 24 ore) ed è fondata sull'approccio teorico caratteristico del metodo della "grandezza indice". Ricavate le altezze di pioggia massime annuali di durata compresa fra le 24 e le 120 ore (1-5 giorni), ed ipotizzando che le distribuzioni di probabilità dei massimi (per area e durata stabilita) siano fra loro identiche a meno di un fattore di scala, risulta sufficiente definire:

1. un'unica distribuzione di frequenza adimensionale o “curva di crescita”, valida per l'intera “regione omogenea”;
2. una legge che, al variare della posizione all'interno dell'area omogenea, definisca il fattore di scala o “grandezza indice”.

La determinazione dell'altezza di precipitazione viene pertanto ricondotta alla risoluzione dei due differenti aspetti: la stima del fattore di crescita e la stima della grandezza o pioggia indice. Pertanto l'evento meteorico $h(d,T)$ viene espresso come:

$$h(d,T) = mdK(d,T) \quad (2)$$

dove md definisce la “grandezza indice” e $K(d,T)$ definisce la distribuzione di frequenza adimensionale o “curva di crescita”. La grandezza indice è una grandezza propria dell'area indagata e viene generalmente posta pari al valore medio dei massimi annuali dell'altezza di pioggia di durata d considerata. Il fattore di crescita esprime il legame tra l'altezza di precipitazione ed il tempo di ritorno T ed assume validità regionale, ovvero rappresenta un valore comune a tutte le stazioni pluviometriche considerate nell'area omogenea.

Al fine di caratterizzare dal punto di vista probabilistico le piogge intense, si è deciso di adottare, nel presente lavoro, la Distribuzione Generalizzata del Valore Estremo - GEV - (Jenkinson, 1969), che riassume in sé tutte e tre le distribuzioni dei valori estremi (EVI, EV2 ed EV3) a seconda del variare di k . La sua funzione di probabilità cumulata ha la seguente espressione:

$$P(x) = \exp \left\{ - \left[1 - \frac{k(x - \xi')}{\alpha} \right]^k \right\} \quad \text{per } k \neq 0 \quad (3)$$

dove ξ' , è un parametro di posizione, α un parametro di scala e k un parametro di forma. La distribuzione di Gumbel si ottiene dalla (3) ponendo $k = 0$.

Il valore medio di X rappresenta la grandezza indice. La curva di crescita della variabile $X' = X/\mu$ è formalmente identica all'equazione sopra descritta, con parametri $\xi' = \xi/\mu$, $\alpha' = \alpha$ e $k' = k$.

Come già detto in precedenza, con riferimento alle serie storiche dei dati pluviometrici della Zona 1 – Pianura raccolti presso il centro di telecontrollo del *Consorzio di Bonifica del Renana tra il 2006 e il 2020*, per l'area di Budrio si ottengono i seguenti valori dei parametri $a(Tr)$ [mm] ed $n(Tr)$:

Tempo di ritorno $\rightarrow Tr = 50$ anni

$a = 51,943$

$n = 0,1575$

La nuova rete scolante è stata progettata con riferimento alla curva di possibilità pluviometrica relativa al tempo di ritorno di 50 anni, avente quindi la seguente espressione:

$$h = 51,943t^{0,1575}$$

6.2 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE MASSIME DI DEFLUSSO.

Per la valutazione delle portate attese che dovranno defluire tramite lo scarico dell'invaso si può utilizzare la seguente formula del "Metodo Razionale" partendo dalla formula (1):

$$Q_{\max} = \frac{\phi h_c A}{3,6t_c} \quad (4)$$

dove:

Q_{\max} = portata di massima piena (m³/s);

ϕ = coefficiente di deflusso;

h_c = altezza critica per l'assegnato tempo di ritorno (mm);

A = superficie del bacino (km²);

t_c = tempo di corrivazione (ore).

6.3 TEMPO DI CORRIVAZIONE TC

Per quanto concerne la valutazione del tempo di corrivazione, essa viene effettuata adottando diverse formule empiriche.

La comune prassi ingegneristica ne indica alcune (Giandotti, Ventura, Pasini, Kirpich) da utilizzare per bacini di piccole dimensioni tra cui quella proposta da Giandotti è tra le più utilizzate in Italia.

Di seguito si riporta la formulazione empirica proposta da Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$$

In cui:

- t_c : tempo di corrivazione valutato in ore
- L : lunghezza dell'asta principale (km)
- A : Superficie del bacino espressa in km²
- H : altitudine media del bacino espressa in m rispetto alla sezione di chiusura

Di seguito si riporta la formulazione empirica proposta da Ventura:

$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{A}{i}}$$

In cui:

- t_c : tempo di corrivazione valutato in ore
- A : Superficie del bacino espressa in Km²
- i : pendenza media dell'asta principale

Di seguito si riporta la formulazione empirica proposta da Pasini:

$$t_c = 0,108 \frac{(AL)^{1/3}}{\sqrt{i}}$$

In cui:

- t_c : tempo di corrivazione valutato in ore
- L : lunghezza dell'asta principale
- A : Superficie del bacino espressa in Km²
- i : pendenza media dell'asta principale

Di seguito si riporta una formulazione empirica proposta da Kirpich:

$$t_c = 0,0662 \cdot L^{0,77} \cdot i^{-0,385}$$

In cui:

- t_c : tempo di corrivazione valutato in ore
- L : lunghezza dell'asta principale
- A : Superficie del bacino espressa in Km²
- i : pendenza valutata come rapporto fra la lunghezza dell'asta principale e la differenza di quota tra il punto più lontano del bacino e la sezione di chiusura media dell'asta principale

Il tempo di corrivazione t_c è stato calcolato in base alle misure della lunghezza dell'asta più lunga.

In base alla rete scolante esistente, l'intero campo agrivoltaico è stato suddiviso in quattro bacini di scolo più piccoli che avranno altrettante immissioni differenti.

Campo D $\rightarrow t_c = 0,716$

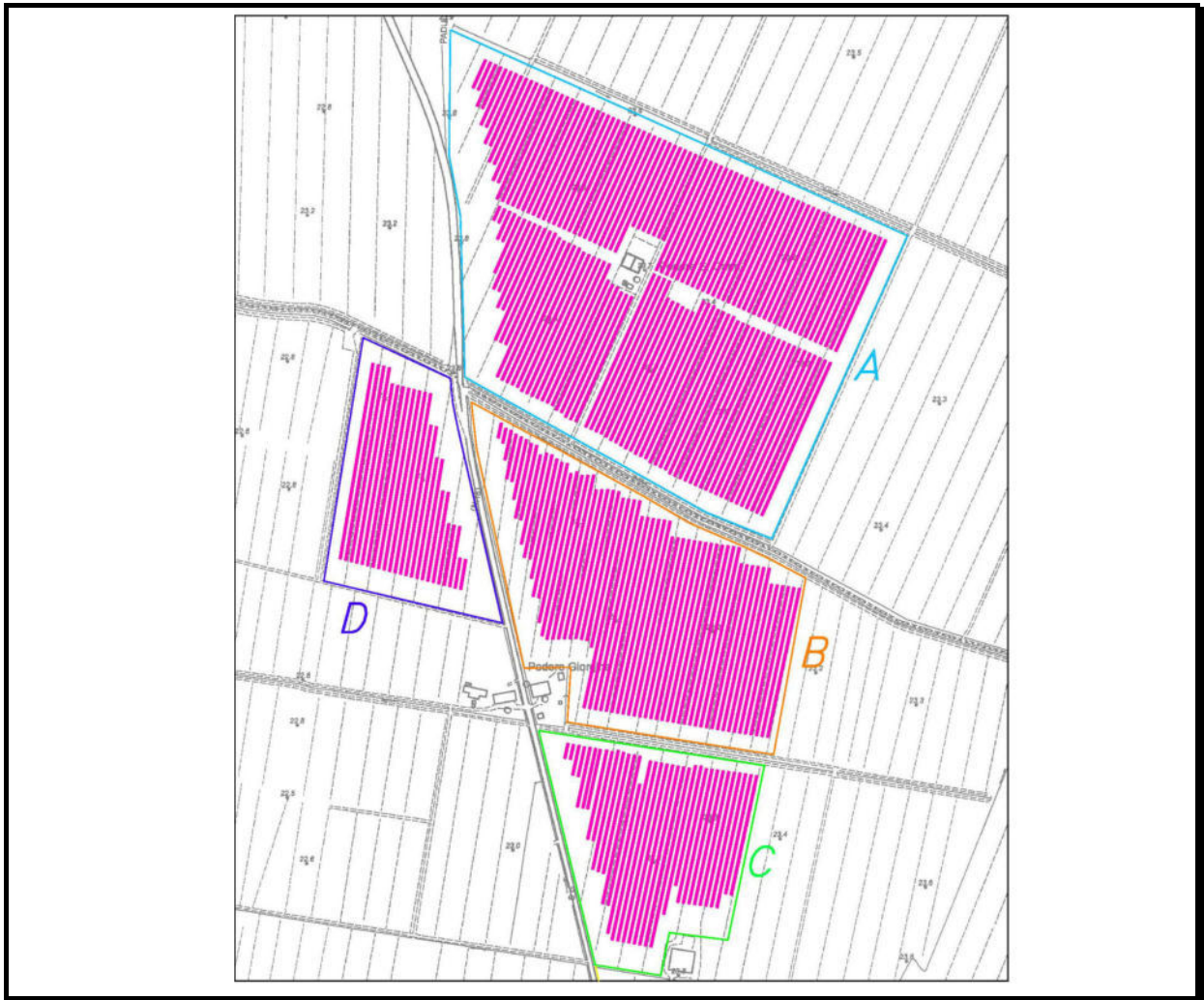


Figura 17: Suddivisione del campo agrivoltaico in quattro bacini di scolo.

6.4 COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Il coefficiente di deflusso è un numero adimensionale compreso fra 0 e 1 che rappresenta la frazione delle acque di precipitazione che si trasformano in *runoff* superficiale ovvero la differenza fra la quantità di pioggia precipitata e quella che se ne va per evapo-traspirazione o per infiltrazione in profondità. Esso dipende dalle caratteristiche di acclività, dalle caratteristiche litologiche/pedologiche e dall'uso del suolo, dalla tipologia di superficie e scabrezza della stessa, drenante o impermeabile. Per determinarlo occorrerà considerare i contributi delle varie porzioni del bacino, ciascuna con diversa tipologia deflusso, opportunamente pesata in funzione della percentuale della stessa sulla superficie totale.

In Allegato sono evidenziate le perimetrazioni delle aree in base ad ogni coefficiente di deflusso; la tabella sottostante evidenzia i valori dei coefficienti di deflusso per ogni tipologia di superficie:

φ (Pannelli fotovoltaici)	0.9
φ (terreno)	0.2

I valori dei coefficienti di deflusso φ applicati sono tratti dalla letteratura, in particolare: Norme DIN, FLL, A.T.V., scala Frühling, UNI 11235.

7. Calcolo portata di progetto

Come già anticipato al paragrafo 6.2 la portata massima viene definita tramite il metodo razionale proposto da Turazza (1880) tramite la formula:

$$Q = k \cdot C \cdot i \cdot A$$

dove:

Q = portata massima (m³/s);

k = coefficiente per uniformare le unità di misura

C = coefficiente di deflusso che tiene conto dell'infiltrazione;

i = intensità della precipitazione che origina la piena;

A = area scolante (km²);

partendo dalla curva di possibilità pluviometrica per il caso critico si avrà

$$h_c = a \cdot t_c^n \quad \text{da cui} \quad i = \frac{h_c}{t_c}$$

Che sostituiti nella precedente formula portano a:

$$Q_{\max} = \frac{Ch_c A}{3,6t_c}$$

Ovvero la formulazione indicata al paragrafo 6.2 da cui si ottiene

Campo A: Asta di scolo T1 con $t_c = 1,19$ ore

$$h_c = a \cdot t_c^n \quad \Rightarrow \quad h_c = 51,943t^{0,1575} = 56,2 \text{ mm}$$

$$Q_{\max} = \frac{Ch_c A}{3,6t_c} \quad \Rightarrow \quad = 730,3 \text{ lt/s}$$

Campo B: Asta di scolo T2 con $t_c = 1,65$ ore

$$h_c = a \cdot t_c^n \quad \Rightarrow \quad h_c = 51,943t^{0,1575} = 53,4 \text{ mm}$$

$$Q_{\max} = \frac{Ch_c A}{3,6t_c} \quad \Rightarrow \quad = 482,5 \text{ lt/s}$$

Campo C: Asta di scolo T3 con $t_c = 0,85$ ore

$$h_c = a \cdot t_c^n \quad \Rightarrow \quad h_c = 51,943t^{0,1575} = 50,6 \text{ mm}$$

$$Q_{\max} = \frac{Ch_c A}{3,6t_c} \quad \Rightarrow \quad = 332,7 \text{ lt/s}$$

Campo D: Asta di scolo T4 con $t_c = 0,716$ ore

$$h_c = a \cdot t_c^n \quad \Rightarrow \quad h_c = 51,943t^{0,1575} = 49,2 \text{ mm}$$

$$Q_{\max} = \frac{Ch_c A}{3,6t_c} \quad \Rightarrow \quad = 332,7 \text{ lt/s}$$

8. Dimensionamento della rete scolante

8.1. VALUTAZIONE DIMENSIONAMENTO DELLE NUOVE SCOLINE

In relazione allo stato di progetto, il campo agrivoltaico è stato suddiviso in quattro “sotto campi” in base alle reti scolanti: infatti, il progetto in oggetto non avrà un’unica immissione in un solo recettore, bensì quattro in tre diversi recettori.

Campo A: verranno realizzate 15 aste longitudinali al campo fotovoltaico, con andamento sud-nord che andranno ad immettersi in un fosso superficiale esistente T1 (le cui dimensioni saranno riadattate in base al progetto). Le acque andranno poi ad immettersi nel fosso posto parallelamente alla ex Strada Statale Padullese (oggi in disuso).

Campo B: verranno realizzate 11 aste parallele all’andamento dei pannelli fotovoltaici, con andamento sud-nord che andranno ad incanalarsi in un fosso superficiale esistente T2 (le cui dimensioni saranno riadattate in base al progetto). Le acque andranno poi ad immettersi in una tubazione Ø=600 mm che, attraversando la Strada Provinciale Padullese, si immetteranno poi in un fosso posto dalla parte opposta della strada (dove poi si andranno ad immettere anche le acque provenienti da Campo D).

Campo C: verranno realizzate 6 aste sempre longitudinali all’andamento dei pannelli fotovoltaici, con andamento sud-nord che andranno ad incanalarsi in un fosso superficiale esistente T3 (le cui dimensioni saranno riadattate in base al progetto). Le acque si immetteranno inizialmente in una tubazione Ø=1200 mm (posto a fianco del “*Podere Giorgina*”) passante al di sotto della Strada Provinciale Padullese e, successivamente, in un canale di scolo posto dalla parte opposta della strada.

Campo D: il campo in questione si trova dalla parte opposta della Strada Provinciale rispetto a quelli sopra citati. In esso verranno realizzate 5 scoline longitudinali al campo stesso, sempre con andamento sud-nord e andranno ad immettersi inizialmente nella nuova rete scolante di Progetto (T4) e, solo dopo una “strozzatura”, all’interno di un fosso esistente.

Le aste saranno formate da scoline superficiali a forma trapezoidale, realizzate in terra; si è calcolato il volume che sono in grado di gestire gli elementi in progetto.

Nel caso della necessità per la gestione dei campi agricoli si dovranno realizzare attraversamenti mediante tubazioni adeguatamente dimensionate tali da gestire le portate con un riempimento max del 50%; si è calcolato il volume che sono in grado di gestire gli elementi in progetto.



Figura 18: rete scolante di progetto.



Figura 19: rete scolante di progetto – Campo A.



Figura 20: rete scolante di progetto – Campo B.

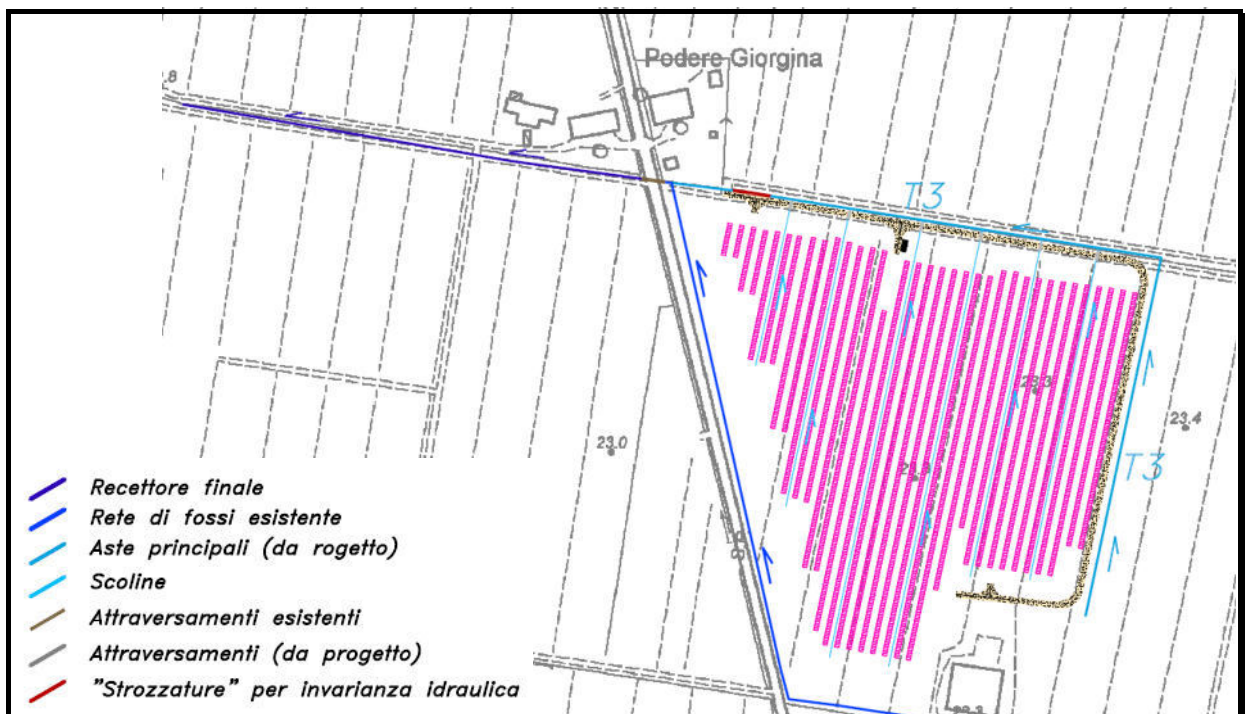


Figura 21: rete scolante di progetto – Campo C.



Figura 22: rete scolante di progetto – Campo D.

Considerando che la portata è determinata da

$$Q = V \times A(h)$$

Con:

V = velocità di deflusso

$A(h)$ = sezione (area) del deflusso

La velocità di deflusso è definita da:

$$V = \chi \cdot \sqrt{R(H)} \cdot i$$

Per cui sostituendo la velocità nella formula iniziale si ottiene la formula di Chezy per il calcolo delle portate:

$$Q = A(h) * \chi * \sqrt{R(h)} * i$$

Con

$R(h)$ = raggio idraulico dato dal rapporto tra sezione del deflusso $A(h)$ e Perimetro bagnato ($Pb = a + 2h/\sin\alpha$ per sezioni trapezoidali)

i = pendenza

χ = coefficiente di resistenza o attrito

Il coefficiente di resistenza χ , secondo Kutter assume la seguente formula

$$\chi = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

Il parametro m dipende dalla tipologia, materiale e stato del canale in esame e si fa riferimento alla tabella sottostante

Tipo di canalizzazione	Bazin γ ($m^{1/2}$)	Kutter m ($m^{1/2}$)	Gauckler-Strikler K ($m^{1/3} s^{-1}$)	Manning n ($m^{-1/3} s$)
Pareti di cemento perfettamente lisciate e pareti metalliche senza risalti nei giunti, ambedue con curve.	0,10	0,18	90÷85	0,012
Pareti di cemento in non perfette condizioni. Muratura ordinaria piu' o meno accurata.	0,23÷0,36	0,35÷0,55	70÷65	0,014÷0,015
Pareti di cemento solo in parte intonacate; qualche deposito sul fondo. Muratura irregolare (o di pietrame).	0,46	0,55÷0,75	60	0,018
Terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari.	1,30	1,50	40	0,025
Canali in abbandono con vegetazione. Corsi d'acqua con alveo in ghiaia e movimento di materiale sul fondo.	2,0÷2,3	3,00	30	0,035

Tab. 2 – Coefficienti di scabrezza secondo vari autori per il calcolo del coefficiente χ

In allegato sono riportate le **sezioni di progetto** per i tratti di riferimento considerati (scoline centrali e Aste T1, T2, T3 e T4, nonché dei fossi recettori).

Va sottolineato come tutta la rete di drenaggio dovrà essere adeguata secondo le misure di progetto:

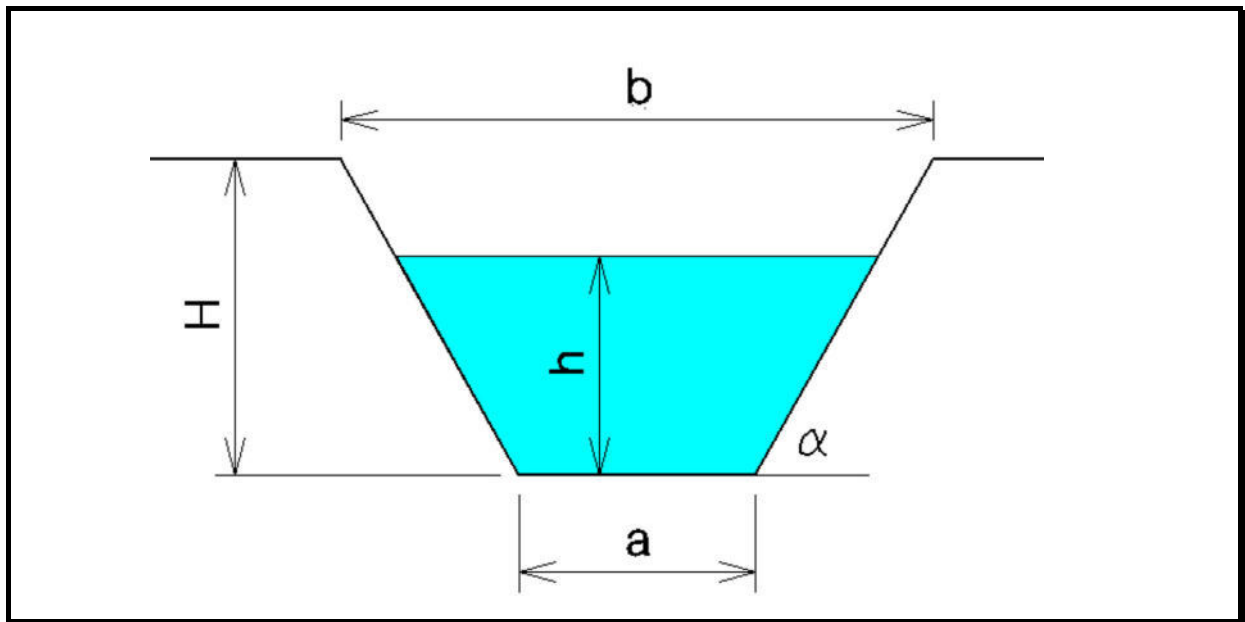


Figura 23: Schema dimensionale di un canale trapezoidale.

8.2 VERIFICA IDRAULICA DELLA SCOLINE

I dati geometrici delle scoline proposte per tutti e quattro i sotto bacini (campo A, campo B, campo C e campo D) sono i seguenti:

$H = 0,60 \text{ m}$	altezza del fosso
$a = 0,50 \text{ m}$	base stretta del trapezio
$b = 1,20 \text{ m}$	base larga del trapezio
$h = 0,50 \text{ m}$	altezza imposta massima di scorrimento
$i = 0,1\%$	pendenza della scolina ($L_{SC2} = 288,12 \text{ m}$, $L_{SC12} = 372,8 \text{ m}$)
$m = 1,75$	coefficiente di Kutter
$\alpha = 59,7^\circ$	inclinazione della scarpata del trapezio
$P_b = 1,658 \text{ m}$	perimetro bagnato
$A = 0,3958 \text{ m}^2$	sezione di deflusso con altezza h
$R_i = 0,239 \text{ m}$	raggio idraulico

Si ottiene:

χ	=	21,83
V	=	0,34 \text{ m/sec}
Q	=	0,134 \text{ m}^3/\text{sec}

Campo A

Considerando il progetto di 15 scoline e che ogni scolina è in grado di smaltire 0,134 mc/sec (ovvero complessivamente $0,134 \times 15 = 2,01$ mc/sec) è in considerazione di una portata di progetto complessiva pari a 0,73 mc/sec, la verifica risulta soddisfatta per una altezza di deflusso delle canalette $h = 0,50$ m (riempimento max. 70,0%); significa che le scoline, per tutta la loro lunghezza dovranno avere le dimensioni minime sopra riportate.

Campo B

Considerando il progetto di 11 scoline e che ogni scolina è in grado di smaltire 0,134 mc/sec (ovvero complessivamente $0,134 \times 11 = 1,47$ mc/sec) è in considerazione di una portata di progetto complessiva pari a 0,48 mc/sec, la verifica risulta soddisfatta per una altezza di deflusso delle canalette $h = 0,50$ m (riempimento max. 70,0%); significa che le scoline, per tutta la loro lunghezza dovranno avere le dimensioni minime sopra riportate.

Campo C

Considerando il progetto di 6 scoline e che ogni scolina è in grado di smaltire 0,134 mc/sec (ovvero complessivamente $0,134 \times 6 = 0,804$ mc/sec) è in considerazione di una portata di progetto complessiva pari a 0,33 mc/sec, la verifica risulta soddisfatta per una altezza di deflusso delle canalette $h = 0,50$ m (riempimento max. 70,0%); significa che le scoline, per tutta la loro lunghezza dovranno avere le dimensioni minime sopra riportate.

Campo D

Considerando il progetto di 5 scoline e che ogni scolina è in grado di smaltire 0,134 mc/sec (ovvero complessivamente $0,134 \times 5 = 0,67$ mc/sec) è in considerazione di una portata di progetto complessiva pari a 0,33 mc/sec, la verifica risulta soddisfatta per una altezza di deflusso delle canalette $h = 0,50$ m (riempimento max. 70,0%); significa che le scoline, per tutta la loro lunghezza dovranno avere le dimensioni minime sopra riportate.

8.3 VERIFICA IDRAULICA DEL ASTE PRINCIPALI

I dati geometrici delle aste principali per tre sotto bacini (campo A-Asta T1, campo B-Asta T2 e campo C-Asta T3) sono i seguenti:

$H = 0,70$ m	altezza del fosso
$a = 0,50$ m	base stretta del trapezio
$b = 2,50$ m	base larga del trapezio
$h = 0,65$ m	altezza imposta massima di scorrimento
$i = 0,1\%$	pendenza delle canaline ($L = 799,1$ m)

$m = 1,75$ coefficiente di Kutter
 $\alpha = 35,0^\circ$ inclinazione della scarpata del trapezio
 $P_b = 2,767 \text{ m}$ perimetro bagnato
 $A = 0,9286 \text{ m}^2$ sezione di deflusso con altezza h
 $R_i = 0,336 \text{ m}$ raggio idraulico

Si ottiene:

$\chi = 24,87$
 $V = 0,46 \text{ m/sec}$
 $Q = 0,423 \text{ m}^3/\text{sec}$

Verifica soddisfatta per tutti i tratti sopra menzionati, per una altezza di deflusso del canale di scolo delle scoline di $h = 0,65 \text{ m}$ (riempimento max. di circa 83,7%).

8.4 VERIFICA IDRAULICA DEL ASTA T4 – CAMPO D

I dati geometrici dell'asta principale T4 sono i seguenti:

$H = 0,70 \text{ m}$ altezza del fosso
 $a = 0,50 \text{ m}$ base stretta del trapezio
 $b = 2,00 \text{ m}$ base larga del trapezio
 $h = 0,65 \text{ m}$ altezza imposta massima di scorrimento
 $i = 0,1\%$ pendenza delle canaline ($L = 799,1 \text{ m}$)
 $m = 1,75$ coefficiente di Kutter
 $\alpha = 43,0^\circ$ inclinazione della scarpata del trapezio
 $P_b = 2,405 \text{ m}$ perimetro bagnato
 $A = 0,7777 \text{ m}^2$ sezione di deflusso con altezza h
 $R_i = 0,323 \text{ m}$ raggio idraulico

Si ottiene:

$\chi = 24,52$
 $V = 0,44 \text{ m/sec}$
 $Q = 0,343 \text{ m}^3/\text{sec}$

Verifica soddisfatta per tutti il tratto sopra menzionato, per una altezza di deflusso del canale di scolo di $h = 0,65 \text{ m}$ (riempimento max. di circa 84,5%).

9. Valutazione sull'invarianza idraulica

Lo studio di invarianza idraulica si rende necessario quando vi è in previsione una trasformazione del territorio, la quale deve necessariamente prevedere una verifica di compatibilità idraulica volta a riscontrare che non venga aggravato il livello di rischio idraulico intrinseco dell'area, nè pregiudicata la riduzione (anche futura) di tale livello.

Allo stato attuale (ante operam), l'area ha un uso esclusivamente agricolo, ovvero è costituita da una superficie permeabile alle acque meteoriche, con ingombri minori destinati alla viabilità agricola interna (anch'essa permeabile); come comunicato dalla proprietà, sono presenti dei sistemi drenanti (sub-superficiali).

L'installazione di un nuovo campo fotovoltaico comporta che l'area venga parzialmente trasformata e determina quindi la necessità di avere fossi interni atti a garantire il deflusso regolare dei nuovi apporti d'acqua.

A tal proposito va sottolineato come il campo oggetto di studio possieda già una rete di canalette di scolo che, insieme ai fossi principali, hanno ampiamente svolto il loro compito evitando fenomeni di ristagno d'acqua/allagamenti.

Nel complesso l'area del futuro impianto agrivoltaico ha un'estensione di

- Campo A: 19,9 ha, di cui 5,33 ha di pannelli solari (circa il 26,8% dell'intero campo agricolo);
- Campo B: 10,1 ha, di cui 2,64 ha di pannelli solari (circa il 26,1% dell'intero campo agricolo);
- Campo C: 5,53 ha, di cui 1,29 ha di pannelli solari (circa il 23,3% dell'intero campo agricolo);
- Campo D: 4,72 ha, di cui 1,13 ha di pannelli solari (circa il 23,9% dell'intero campo agricolo).

La superficie dei pannelli solari è calcolata nella massima esposizione orizzontale del pannello.

In considerazione della specifica tipologia di impianto previsto nel progetto, il terreno su cui verranno posati i pannelli continuerà a avere caratteristiche drenanti, permettendo così di mantenere una buona permeabilità.

La geometria dell'impianto indica, per i pannelli fotovoltaici, un'altezza da terra di circa 3,0 m con un'estensione della superficie del pannello di 2,465 m; la struttura, per meglio catturare l'irraggiamento (e quindi una migliore esposizione) sarà dotata di un sistema basculante, che permetterà ai pannelli di ruotare fino a circa 45° rispetto all'orizzontale, seguendo la luce del sole. Ciò comporta che la proiezione del pannello sul terreno (area impermeabile) risulterà variabile da 1,7426 m (pannello inclinato di 45°) a 2,465 m (pannello orizzontale – massima area impermeabilizzata).

Come detto, la permeabilità di sito non muta mantenendo una buona permeabilità del terreno

interposto ai pannelli fotovoltaici; in ogni caso, in base l'art.20 comma 1 dello PSAI ("Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento e di favorire il riuso di tale acqua, per le aree ricadenti nel territorio di pianura e pedecollina indicate nelle tavole del "Titolo II Assetto della Rete Idrografica" i Comuni prevedono nelle zone di espansione, per le aree non già interessate da trasformazioni edilizie, che la realizzazione di interventi edilizi sia subordinata alla realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 m³ per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto che non scolino, direttamente o indirettamente e considerando saturo d'acqua il terreno, nel sistema di smaltimento delle acque meteoriche; sono inoltre escluse le superfici dei sistemi di raccolta a cielo aperto. Gli strumenti di pianificazione dovranno garantire il permanere delle destinazioni d'uso e delle caratteristiche funzionali delle aree, riguardanti i contenuti del presente articolo, a meno di un'adeguata modifica, ove necessario, dei sistemi di raccolta").

Pertanto, nella condizione peggiorativa (pannelli solari in posizione orizzontale), si hanno le seguenti aree massime impermeabilizzate per ogni campo, con un volume massimo di acqua da laminare pari a:

Campo A → 53.307,0 mq

$$- 500 \times 53.307,0 / 10.000 = 2.665,0 \text{ mc}$$

Campo B → 26.437,0 mq

$$- 500 \times 26.437,0 / 10.000 = 1321,85 \text{ mc}$$

Campo C → 12.933,0 mq

$$- 500 \times 12.933,0 / 10.000 = 646,65 \text{ mc}$$

Campo D → 11.378,0 mq

$$- 500 \times 11.378,0 / 10.000 = 568,9 \text{ mc}$$

Richiamando il dimensionamento delle scoline di progetto (vedi capitolo 8), le stesse, oltre che scolare le portate di progetto, sono state dimensionate in modo da laminare le acque del campo agrivoltaico.

Di seguito vengono esplicitati i volumi di laminazione ottenibili dai vari corpi idraulici presenti e di progetto:

Campo A

- Considerando le scoline centrali (che hanno una sezione idraulica pari a di 0,3958 mq) che, moltiplicate per la somma delle lunghezze di tutte e 15 le scoline (4.851,5 m), si ottiene un valore del volume massimo gestibile di 1.920,2 mc.
- Per quanto riguarda l'asta T1, (sezione idraulica di 0,9286 mq) che, moltiplicata per la lunghezza dell'intero tratto (1.041,1 m) dà un valore del volume massimo gestibile di 966,7 mc.

Campo B

- Considerando le scoline centrali (che hanno una sezione idraulica pari a di 0,3958 mq) che, moltiplicate per la somma delle lunghezze di tutte e 11 le scoline (2.494,45 m), si ottiene un valore del volume massimo gestibile di 987,0 mc.
- Per quanto riguarda l'asta T2, (sezione idraulica di 0,9286 mq) che, moltiplicata per la lunghezza dell'intero tratto (706,5 m) dà un valore del volume massimo gestibile di 656,05 mc.

Campo C

- Considerando le scoline centrali (che hanno una sezione idraulica pari a di 0,3958 mq) che, moltiplicate per la somma delle lunghezze di tutte e 6 le scoline (1.191,0 m), si ottiene un valore del volume massimo gestibile di 471,4 mc.
- Per quanto riguarda l'asta T3, (sezione idraulica di 0,9286 mq) che, moltiplicata per la lunghezza dell'intero tratto (499,3 m) dà un valore del volume massimo gestibile di 463,6 mc.

Campo D

- Considerando le scoline centrali (che hanno una sezione idraulica pari a di 0,3958 mq) che, moltiplicate per la somma delle lunghezze di tutte e 5 le scoline (1.069,1 m), si ottiene un valore del volume massimo gestibile di 423,15 mc.
- Per quanto riguarda l'asta T4, (sezione idraulica di 0,777 mq) che, moltiplicata per la lunghezza dell'intero tratto (376,2 m) dà un valore del volume massimo gestibile di 292,3 mc.

Sommando i volumi dei vari sotto bacini sopra riportati avremmo un valore massimo del volume di raccolta/laminazione di ogni sistema (scoline e tratto principale dimensionati correttamente – *post operam*) pari a:

Campo A

$966,7 \text{ mc} + 1.920,2 \text{ mc} = 2.886,9 \text{ mc} > 2.665,0 \text{ mc}$ (volume da laminare).

Campo B

$656,05 \text{ mc} + 987,0 \text{ mc} = 1.643,35 \text{ mc} > 1321,85 \text{ mc}$ (volume da laminare).

Campo C

$463,6 \text{ mc} + 471,4 \text{ mc} = 934,9 \text{ mc} > 646,65 \text{ mc}$ (volume da laminare).

Campo D

$292,3 \text{ mc} + 423,15 \text{ mc} = 715,5 \text{ mc} > 568,9 \text{ mc}$ (volume da laminare).

Considerando che i valori di acqua da laminare per ogni sotto bacino dopo la realizzazione del campo agrivoltaico (*post operam*) risultano inferiori rispetto al volume disponibile dell'intera rete scolante di ogni bacino, si può constatare come la rete scolante sia atta a laminare il volume d'acqua prodotto dalla variazione di permeabilità.

9.1 DIMENSIONAMENTO CONDOTTA DI USCITA A FLUSSO CONTROLLATO DELLA LAMINAZIONE

Per quanto concerne il corpo idrico recettore finale, va sottolineato che **non si tratta di reti consortili**, ma di **fossi superficiali** posti a margine dell'area di intervento.

Per quanto riguarda il campo A, la rete scolante si immette in un fosso superficiale parallelo al vecchio tracciato della Strada Provinciale Padullese (ora deviato più verso est).

Attualmente le acque provenienti dal bacino B sono indirizzate verso una tubazione con diametro $\varnothing=600 \text{ mm}$ esistente che, sottopassando la SP, si immette in un altro fosso superficiale.

Il campo C immette le proprie acque in un fosso superficiale a sud del "Podere Giorgina", previo attraversamento con tubazione esistente $\varnothing=1200 \text{ mm}$ al di sotto della Strada Provinciale Padullese.

Infine, le acque provenienti dal campo D si immetteranno nel medesimo fosso superficiale in cui è convogliata a monte anche la rete idrica del campo B.

Tutte le aste principali (T1, T2, T3 e T4) saranno collegate al rispettivo fosso recettore finale previo una "strozzatura" con tubazione a norma UNI-EN 13476 tale da calmierare/controllare il flusso proveniente dalla rete scolante all'interno del canale; il sistema è in grado di limitare il deflusso delle acque verso il corpo idrico recettore.

Per il dimensionamento della tubazione, in PEAD corrugate a doppia parete per condotte fognarie civili costruiti secondo la norma UNI EN 13476-3 di tipo Sn8, si considererà un flusso in una condotta in pressione ovvero in un tubo che si potrà riempire completamente.

Nel caso di condotte circolari di PVC a pelo libero il valore della portata specifica può essere calcolato con la formula di Prandtl-Colebrook, che nel settore delle fognature a sezione circolare trova sempre maggiori consensi

$$V = -2\sqrt{2gD_i J \log \left(\frac{K}{3,71D_i} + \frac{2,51\nu}{D_i \sqrt{2gD_i}} \right)}$$

dove:

V = velocità media della corrente (m/s) - (rapporto tra portata e sezione bagnata);

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²);

D_i = diametro interno del tubo (m);

J = pendenza della tubazione (valore assoluto);

K = scabrezza assoluta della tubazione (m) - (altezza media delle irregolarità della parete interna);

ν = viscosità cinematica (m²/s) - (rapporto tra viscosità dinamica e densità del fluido ν = η/ρ).

Viene posto K = K_e (di esercizio) = 0,25 mm (2,5·10⁻⁴ m). Tale valore è superiore (c.ca 35 volte) al valore della scabrezza (K = 0,007 mm), delle tubazioni di PVC nuove di fabbrica.

Ponendo K = K_e = 0,25 mm (valore raccomandato da A.T.V.), si tiene conto di:

- diminuzione della sezione per depositi e incrostazioni;
- modifica della scabrezza della parete del tubo nel corso dell'esercizio;
- giunzioni non perfettamente allineate;
- ovalizzazione del tubo;
- modifiche di direzione;
- presenza di immissioni laterali.

Analogamente ν = 1,31·10⁻⁶ m²/s indipendentemente dalla variazione della temperatura. Tale valore è raccomandato da A.T.V.

Per cui

$$Q = \pi \cdot \frac{D_i^2}{4} \cdot V$$

Di seguito vengono riportati in tabella 2 i valori di portata e velocità relative ad una pendenza dell'1 e del 2‰ con la formula di Prandtl-Colebrook:

i = 1‰		
DN (mm)	Q (l/s)	V (m/s)
200	8,39	0,36
250	15,56	0,42
315	28,21	0,49
400	52,16	0,57
500	96,28	0,66
630	168,23	0,76
800	314,24	0,88
1000	582,11	1,02

i = 2‰		
DN (mm)	Q (l/s)	V (m/s)
200	12,10	0,52
250	22,40	0,61
315	40,54	0,71
400	74,82	0,82
500	137,91	0,95
630	242,1	1,09
800	448,99	1,26
1000	830,78	1,46

Tab. 3: portata piena e velocità calcolata con la formula di Prandtl-Colebrook

Di seguito saranno riportati i dimensionamenti delle “strozzature” per ogni campo:

Si ricorda come, da prescrizioni, la tubazione a portata controllata sarà ad una quota di scorrimento minimo di circa 40 cm sopra la quota minima di scorrimento del canale recettore.

Campo A

Per le dimensioni della strozzatura prima dell'immissione nel fosso superficiale si deve tenere conto anche della portata proveniente dal campo agricolo posto a fianco/monte a quello oggetto di studio, che scarica anch'esso nell'Asta T1. Dai calcoli effettuati, considerando l'intero campo pari a 20 ha circa con un coefficiente di deflusso cautelativo pari a 0,2, si arriva ad una portata di progetto pari a 466,0 l/s che deve essere sempre garantita dall'Asta T1.

Per il campo A, considerando la portata max di deflusso pari a 10 lt/s per ettaro si ottiene una portata in uscita pari a 53,3 lt/s (5,33 ha x 10 lt/s); tenendo conto, inoltre, che il campo adiacente ha una portata di 466,0 lt/s che deve essere garantita e non laminata, la portata dell'elemento di strozzatura deve essere pari a:

$$53,3 \text{ lt/s} + 466,0 \text{ lt/s} = 519,3 \text{ lt/s}$$

La tubazione proposta avrà un diametro $\varnothing=1000$ mm e pendenza di 0,8‰ può gestire una portata massima in uscita di 522,18 l/s a fronte di una portata di laminazione pari a 519,3 l/s.

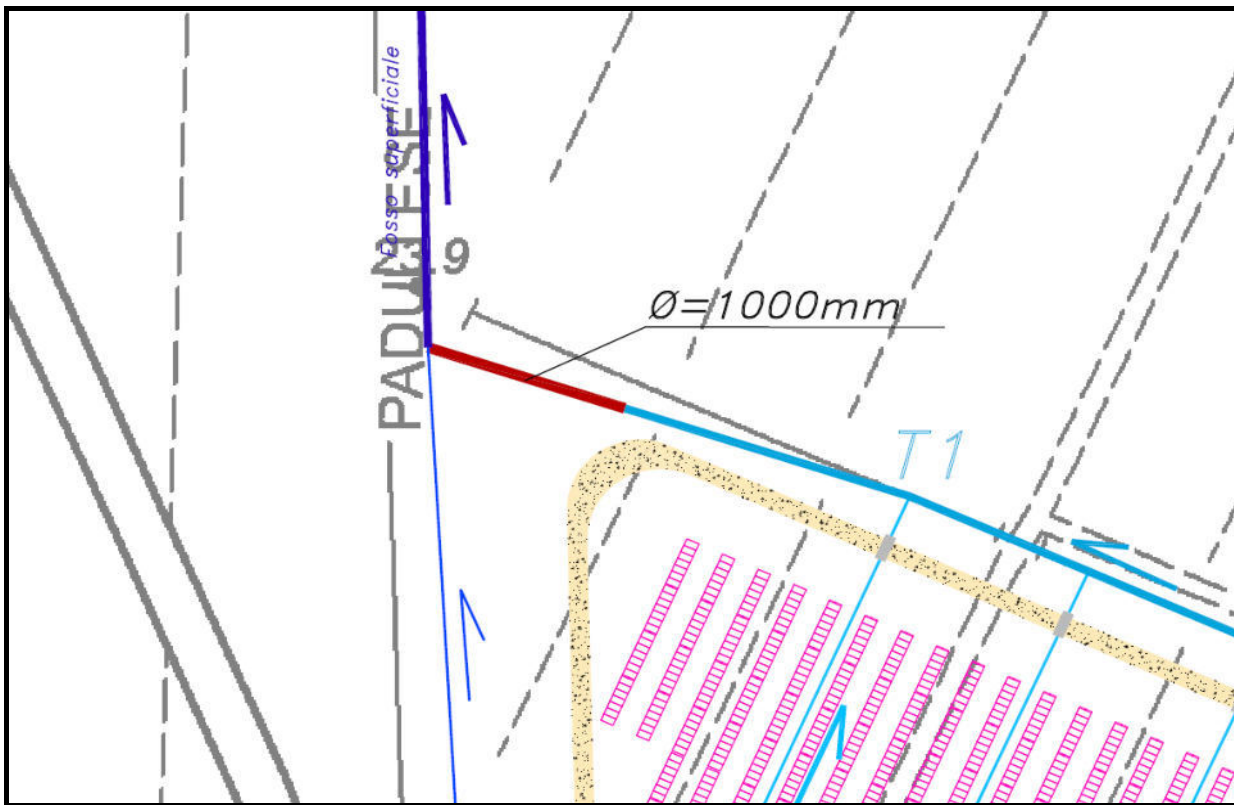


Figura 24: particolare dell'area in cui vi è l'immissione della rete scolante di studio (Campo A) nel fosso superficiale.

Campo B

Per le dimensioni della strozzatura prima dell'immissione nel fosso superficiale si deve tenere conto anche della portata proveniente dal campo agricolo posto a fianco/monte a quello oggetto di studio, che scarica anch'esso nell'Asta T2. Dai calcoli effettuati, considerando l'intero campo pari a 8,7 ha circa con un coefficiente di deflusso cautelativo pari a 0,2, si arriva ad una portata di progetto pari a 252,0 l/s che deve essere sempre garantita dall'Asta T2.

Per il campo B, considerando la portata max di deflusso pari a 10 lt/s per ettaro si ottiene una portata in uscita pari a 26,4 lt/s (2,64 ha x 10 lt/s); tenendo conto, inoltre, che il campo adiacente ha una portata di 252,0 lt/s che deve essere garantita e non laminata, la portata dell'elemento di strozzatura deve essere pari a:

$$26,4 \text{ lt/s} + 252,0 \text{ lt/s} = 278,4 \text{ lt/s}$$

La tubazione proposta (colore marrone scuro) avrà un diametro $\varnothing=800$ mm e pendenza di 0,8‰ può gestire una portata massima in uscita di 281,77 l/s a fronte di una portata di laminazione

pari a 278,4 l/s.

Successivamente, le acque andranno a convogliare nella tubazione esistente $\varnothing=600$ mm (colore marrone chiaro, dotata di una maggiore pendenza) posta come attraversamento della SP e infine nel fosso superficiale.

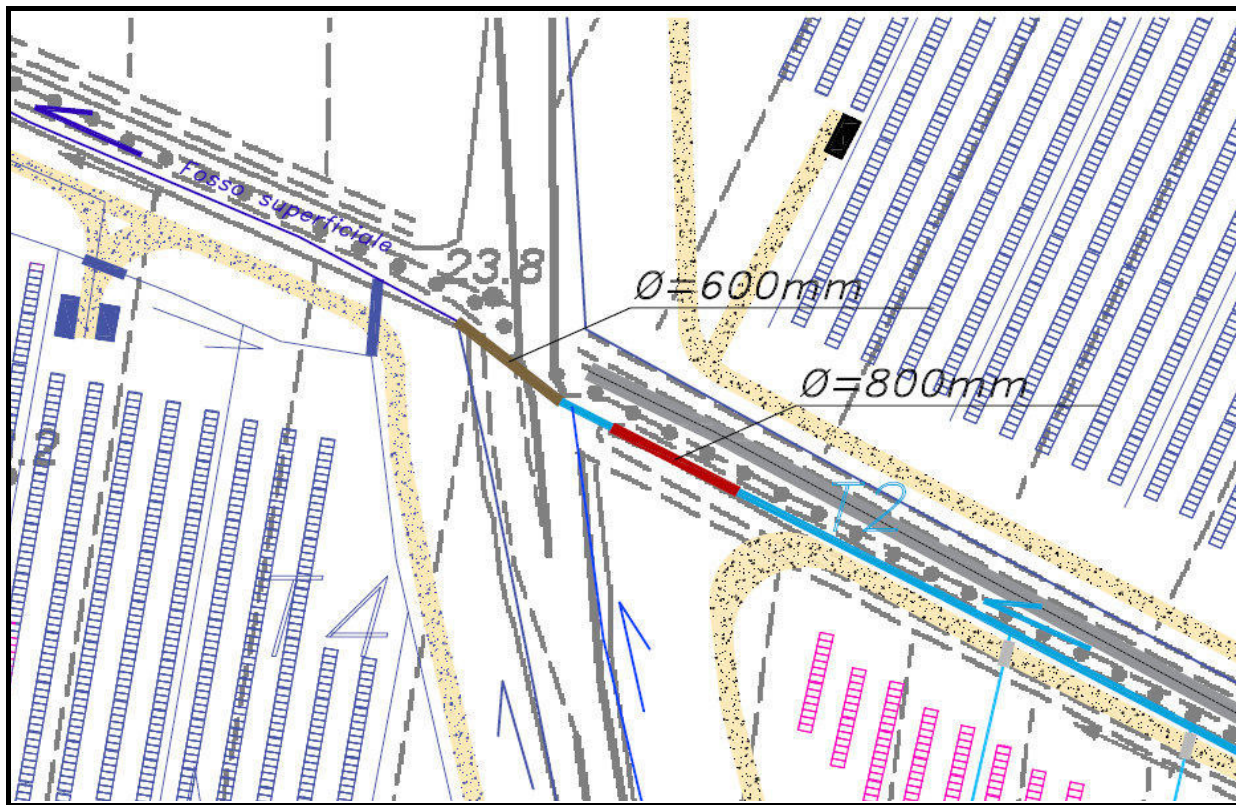


Figura 25: particolare dell'area in cui vi è l'immissione della rete scolante di studio (Campo B) nel fosso superficiale.

Campo C

Per le dimensioni della strozzatura prima dell'immissione nel fosso superficiale si deve tenere conto anche della portata proveniente dal campo agricolo posto a fianco/monte a quello oggetto di studio, che scarica anch'esso nell'Asta T3. Dai calcoli effettuati, considerando l'intero campo pari a 11,6 ha circa con un coefficiente di deflusso cautelativo pari a 0,2, si arriva ad una portata di progetto pari a 351,0 l/s che deve essere sempre garantita dall'Asta T3.

Per il campo C, considerando la portata max di deflusso pari a 10 lt/s per ettaro si ottiene una portata in uscita pari a 12,9 lt/s (1,29 ha x 10 lt/s); tenendo conto, inoltre, che il campo adiacente ha una portata di 351,0 lt/s che deve essere garantita e non laminata, la portata dell'elemento di strozzatura deve essere pari a:

$$12,9 \text{ lt/s} + 351,0 \text{ lt/s} = 363,9 \text{ lt/s}$$

La tubazione proposta (situata al di sotto della cavedagna di passaggio dietro al “*Podere Giorgina*”) avrà un diametro $\varnothing=800$ mm e pendenza di 1,4‰ (di colore marrone scuro) può gestire una portata massima in uscita di 373,8 l/s (con 1,95 di velocità) a fronte di una portata di laminazione pari a 363,9 l/s.

Successivamente, le acque andranno a convogliare nella tubazione esistente $\varnothing=1200$ mm (colore marrone chiaro) posta come attraversamento della SP e infine nel fosso superficiale.

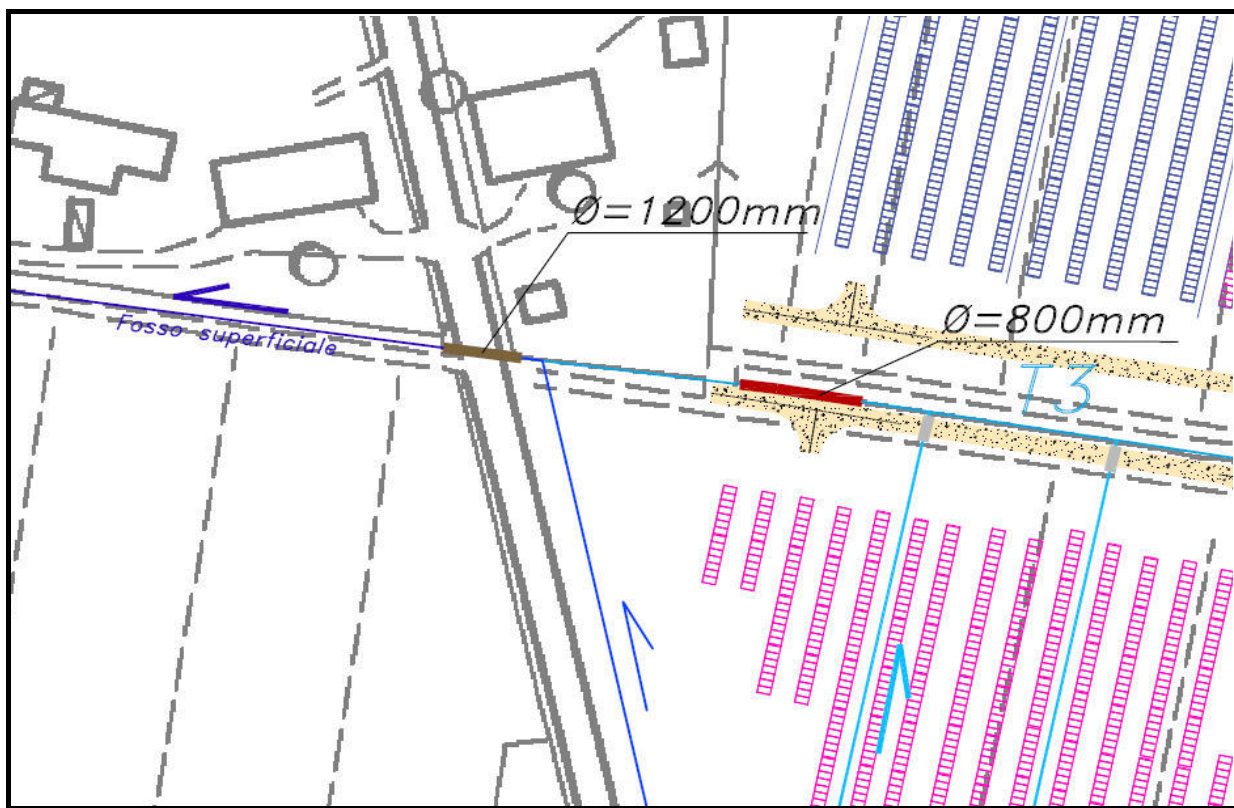


Figura 26: particolare dell'area in cui vi è l'immissione della rete scolante di studio (Campo C) nel fosso superficiale.

Campo D

Per il campo C, considerando la portata max di deflusso pari a 10 lt/s per ettaro si ottiene una portata in uscita dl tratto T4 pari a 11,3 lt/s (1,13 ha x 10 lt/s), la portata dell'elemento di strozzatura deve essere pari a:

$$11,3 \text{ lt/s}$$

La tubazione proposta (situata al di sotto della strada per la manutenzione dell'impianto) avrà un diametro $\varnothing=200$ mm e pendenza di 2‰ (di colore marrone scuro) può gestire una portata massima in uscita di 12,1 l/s a fronte di una portata di laminazione pari a 11,3 l/s. Successivamente, le acque nel medesimo fosso superficiale dove si immettono anche le acque provenienti dal campo B.

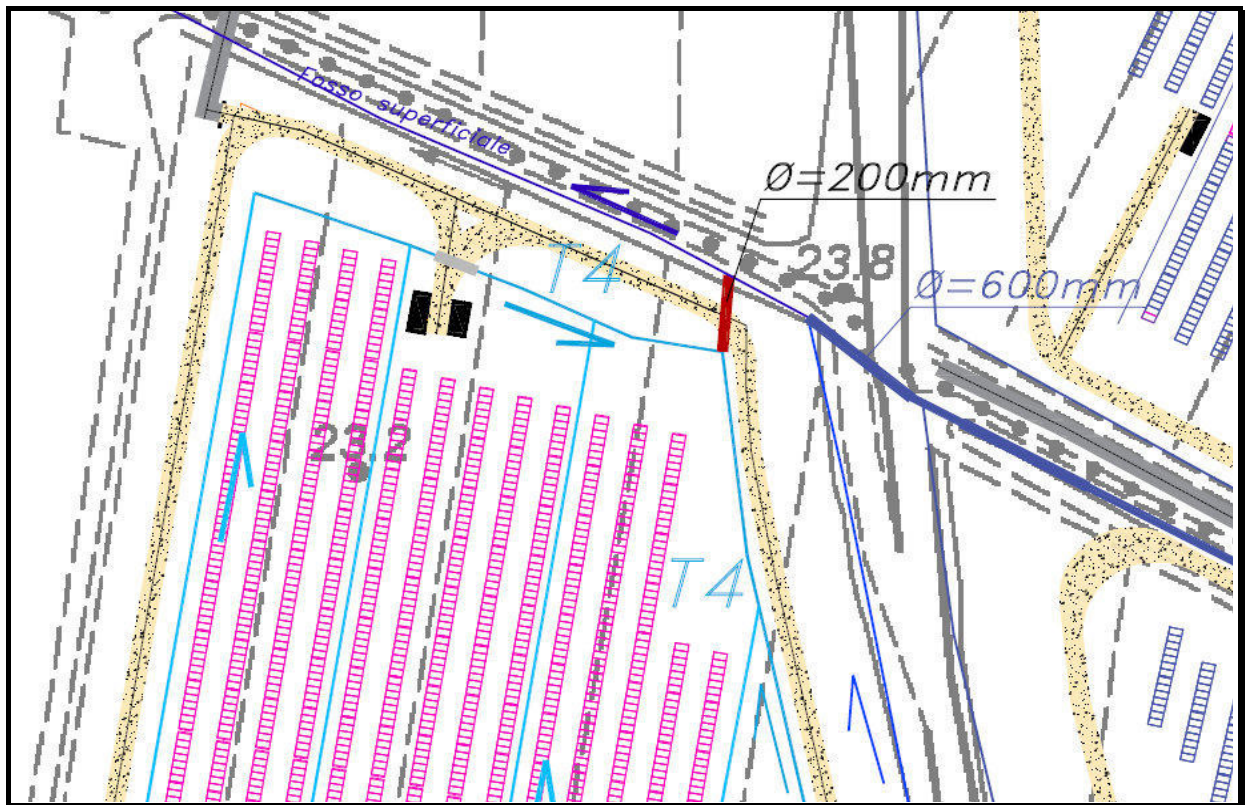


Figura 27: particolare dell'area in cui vi è l'immissione della rete scolante di studio (Campo D) nel fosso superficiale.

10. Dimensioni fossi superficiali – recettori finali

Di seguito viene riportata la sezione quotata rilevata dei fossi superficiali – recettori finali nel punto di immissione della tubazione “strozzatura”:

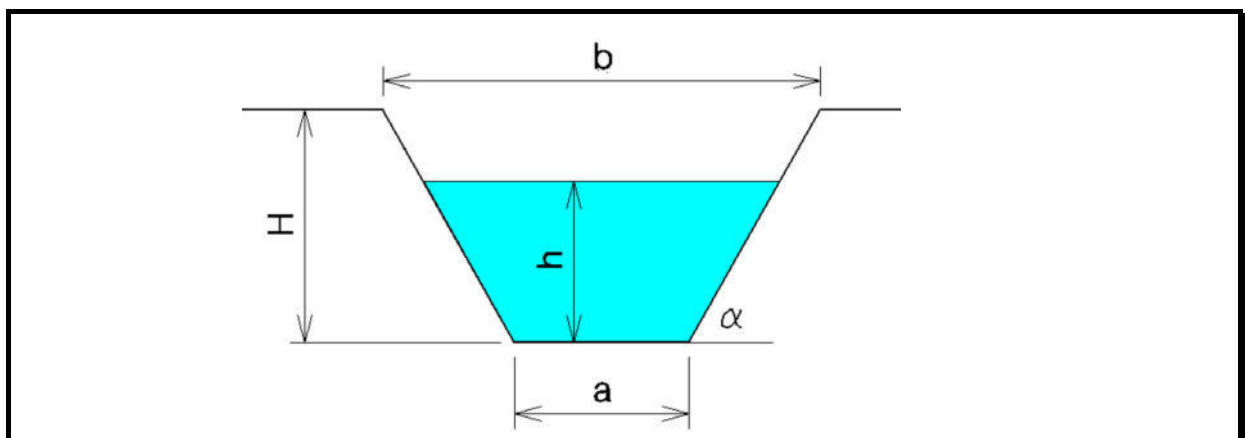


Figura 28: Schema dimensionale di un canale trapezoidale.

Campo A (nuovo di progetto adeguato)

$H = 0,80$ m	altezza del fosso
$a = 0,60$ m	base stretta del trapezio
$b = 2,50$ m	base larga del trapezio
$h = 0,75$ m	altezza imposta massima di scorrimento
$i = 0,2\%$	pendenza della scolina
$m = 1,75$	coefficiente di Kutter
$\alpha = 40,1^\circ$	inclinazione della scarpata del trapezio
$P_b = 2,929$ m	perimetro bagnato
$A = 1,1180$ m ²	sezione di deflusso con altezza h
$R_i = 0,382$ m	raggio idraulico

Si ottiene:

χ	=	26,09
V	=	0,51 m/sec
Q	=	0,570 m ³ /sec

Considerando come la portata proveniente dal Campo A è stata calcolata pari a 519,0 lt/s (519 m³/sec), il fosso recettore può contenere 570,0 lt/s per una altezza di deflusso del canale di scolo di $h = 0,75$ m (riempimento max. di circa 86,2%); il canale finale di progetto dovrà avere le dimensioni minime riportate.

Campo B + D (esistente)

$H = 0,80$ m	altezza del fosso
$a = 0,50$ m	base stretta del trapezio
$b = 2,20$ m	base larga del trapezio
$h = 0,75$ m	altezza imposta massima di scorrimento
$i = 0,2\%$	pendenza della scolina
$m = 1,75$	coefficiente di Kutter
$\alpha = 43,3^\circ$	inclinazione della scarpata del trapezio
$P_b = 2,689$ m	perimetro bagnato
$A = 0,9727$ m ²	sezione di deflusso con altezza h
$R_i = 0,362$ m	raggio idraulico

Si ottiene:

χ	=	25,58
--------	---	-------

$$\begin{aligned} V &= 0,49 \text{ m/sec} \\ Q &= 0,473 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

Considerando come il fosso superficiale in questione raccolga le acque sia del Campo B che del Campo D, la portata totale che deve supportare risulta essere 289,7 lt/s (somma tra $Q_B = 278,4 \text{ lt/s}$ e $Q_D = 11,3 \text{ lt/s}$).

Il fosso recettore esistente può contenere 473,0 lt/s ($0,473 \text{ m}^3/\text{sec}$) per una altezza di deflusso del canale di scolo di $h = 0,75 \text{ m}$ (riempimento max. di circa 86,0%); il canale finale esistente risulta idoneo per la portata di progetto e dovrà avere le dimensioni minime riportate.

Campo C (esistente)

$H = 1,30 \text{ m}$	altezza del fosso
$a = 1,00 \text{ m}$	base stretta del trapezio
$b = 3,50 \text{ m}$	base larga del trapezio
$h = 1,25 \text{ m}$	altezza imposta massima di scorrimento
$i = 0,2\%$	pendenza della scolina
$m = 1,75$	coefficiente di Kutter
$\alpha = 46,1^\circ$	inclinazione della scarpata del trapezio
$P_b = 4,468 \text{ m}$	perimetro bagnato
$A = 2,7524 \text{ m}^2$	sezione di deflusso con altezza h
$R_i = 0,616 \text{ m}$	raggio idraulico

Si ottiene:

$$\begin{aligned} \chi &= 30,96 \\ V &= 0,77 \text{ m/sec} \\ Q &= 2,115 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

Considerando come la portata proveniente dal Campo C è stata calcolata pari a 363,9 lt/s ($0,363 \text{ m}^3/\text{sec}$), il fosso recettore può contenere 2.115,0 lt/s ($2,115 \text{ m}^3/\text{sec}$) per una altezza di deflusso del canale di scolo di $h = 1,25 \text{ m}$ (riempimento max. di circa 91,7%); il canale finale esistente è in grado di gestire la portata di progetto calcolate.

11. Opere di mitigazione del rischio

L'area oggetto di studio caratterizzata da un campo agricolo il cui grado di permeabilità risulta medio-basso e le modalità di risposta del luogo nel suo complesso rispetto agli eventi meteorici sono discrete.

Nell'area del futuro campo agrivoltaico sono presenti, altresì, rilevati sia in ambito stradale verso est (Strada provinciale Padullese) che argini inerenti lo Scolo Dosoletto di Longara verso est; pertanto in considerazione di un'ipotetica tracimazione dello scolo precedentemente citato, l'area risulterebbe come un bacino chiuso di difficile deflusso poichè questo elemento non costituisce certamente un'opera di potenziale mitigazione del rischio.

Inoltre, le quote topografiche degradano verso nord/nord-ovest senza impedimenti morfologici rilevanti. Questo anche in accordo con i dati della subsidenza 2016-2021 (consultabili sul sito <https://arpae.it/cartografia/> evidenziando il tematismo subsidenza), che evidenziano come l'area presenti un potenziale di abbassamento annuo valutato tra -15 e -17,5 mm/anno; in tale senso l'area risulta essere sottoposta ad abbassamenti importanti per subsidenza e pertanto risulta essere topograficamente particolarmente depressa (aree con maggiore probabilità di allegamento) rispetto alle aree confinanti, ma come detto il piano campagna degrada verso nord/nord-ovest mostrando, anzi, un modesto innalzamento topografico rispetto alle quote del piano campagna attorno.

In questo senso si può valutare l'opportunità di realizzare le cabine maggiormente sollevante (circa 1,0 m) rispetto al piano campagna; questo semplice rimedio potrebbe essere sufficiente a proteggere le opere in caso di evento alluvionale di difficile gestione come quello avvenuto nel maggio 2023.

Come anticipato al paragrafo 5.1, per le aree a **pericolosità alta P3** le azioni possono essere molteplici; per l'area di studio si attua l'azione M2 Prevenzione con – M23 Riduzione della vulnerabilità degli elementi esposti (interventi sugli edifici, sulle infrastrutture a rete, ecc.); le azioni possibili, in relazione alla tipologia di intervento potranno essere:

- Il piano di calpestio dei locali cabine elettriche sarà posto ad una quota rialzata di almeno 100 cm rispetto al piano campagna, sufficiente a ridurre la vulnerabilità e adeguata al livello di pericolosità ed esposizione;
- nessun piano seminterrato e/o interrato;

Infine, per l'analisi idrologica è stato utilizzato un tempo di ritorno T_r di 50 anni.

In ragione dei dati e di quanto scritto nel presente documento e soprattutto in ragione delle opere di mitigazione proposte, compatibili con gli scenari di pericolosità P3, con le azioni M2, si ritiene fattibile la realizzazione dell'impianto fotovoltaico.

Dott.ssa geol. Giulia Gardosi



Firmato
digitalmente da
Giulia Gardosi

CN = Giulia Gardosi
O = Ordine dei
Geologi dell'Emilia
Romagna
C = IT

dott. geol. Maurizio Zamboni

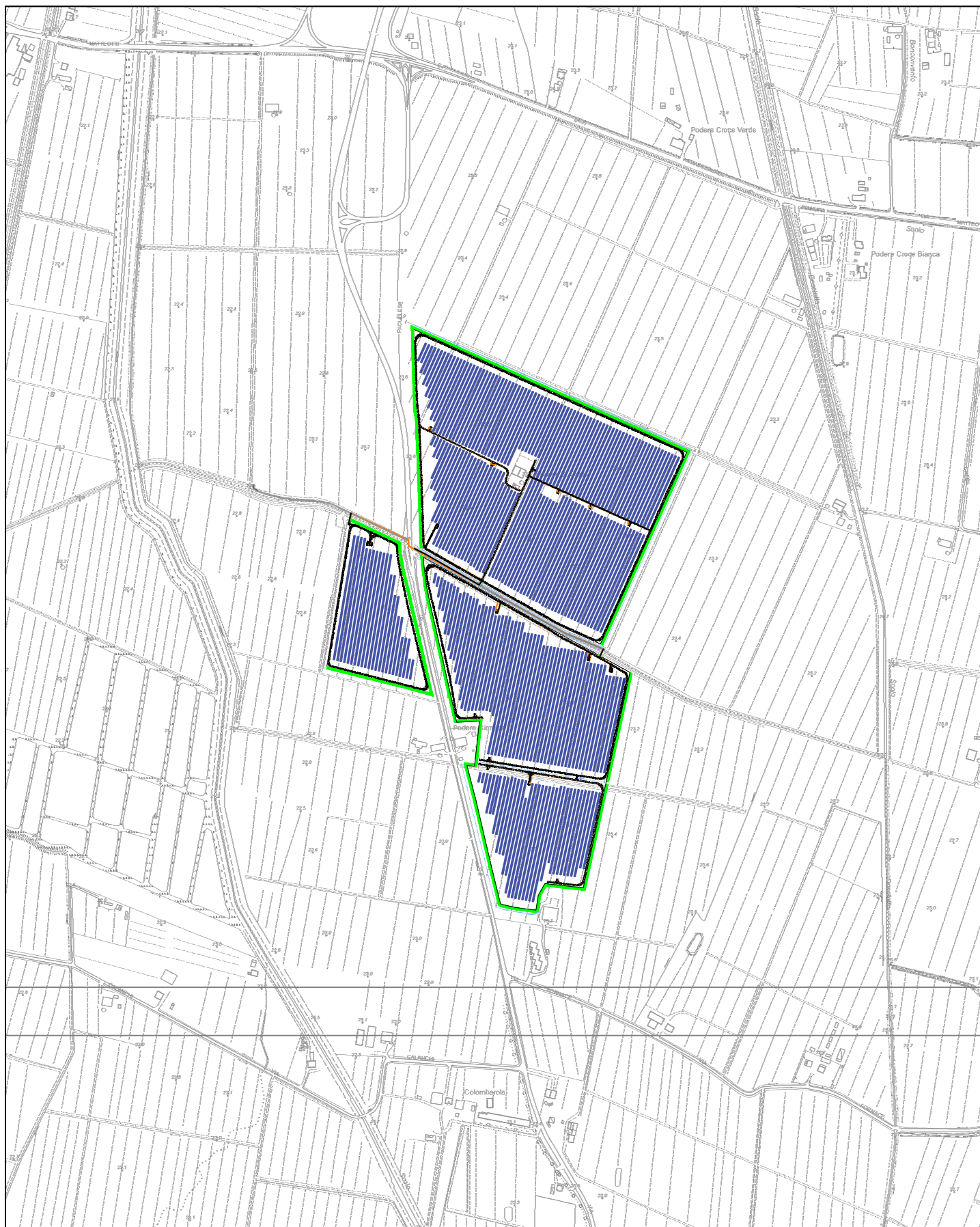


Firmato
digitalmente da
Maurizio Zamboni

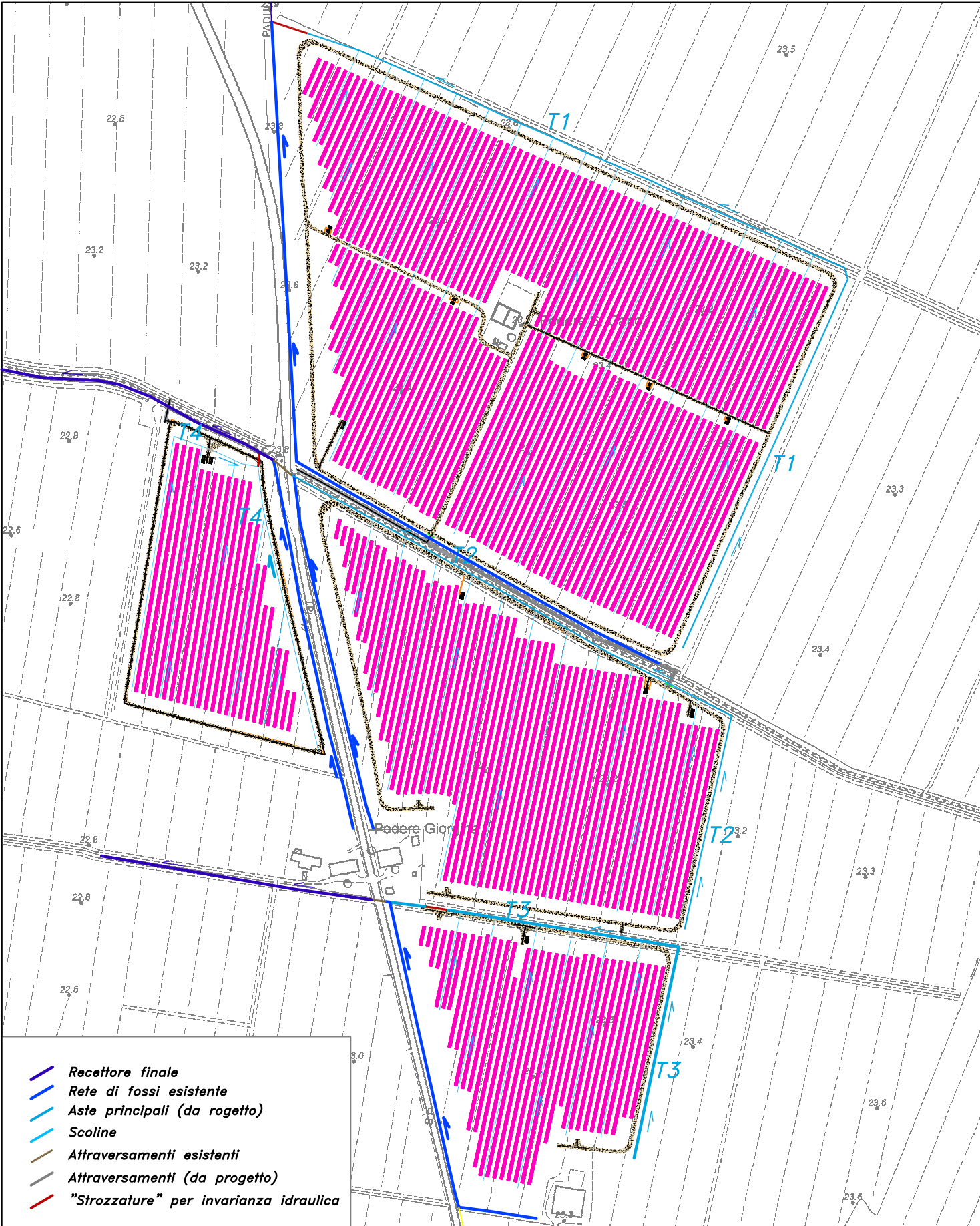
CN = Zamboni Maurizio
O = Ordine dei Geologi
dell'Emilia Romagna
C = IT

Tavole

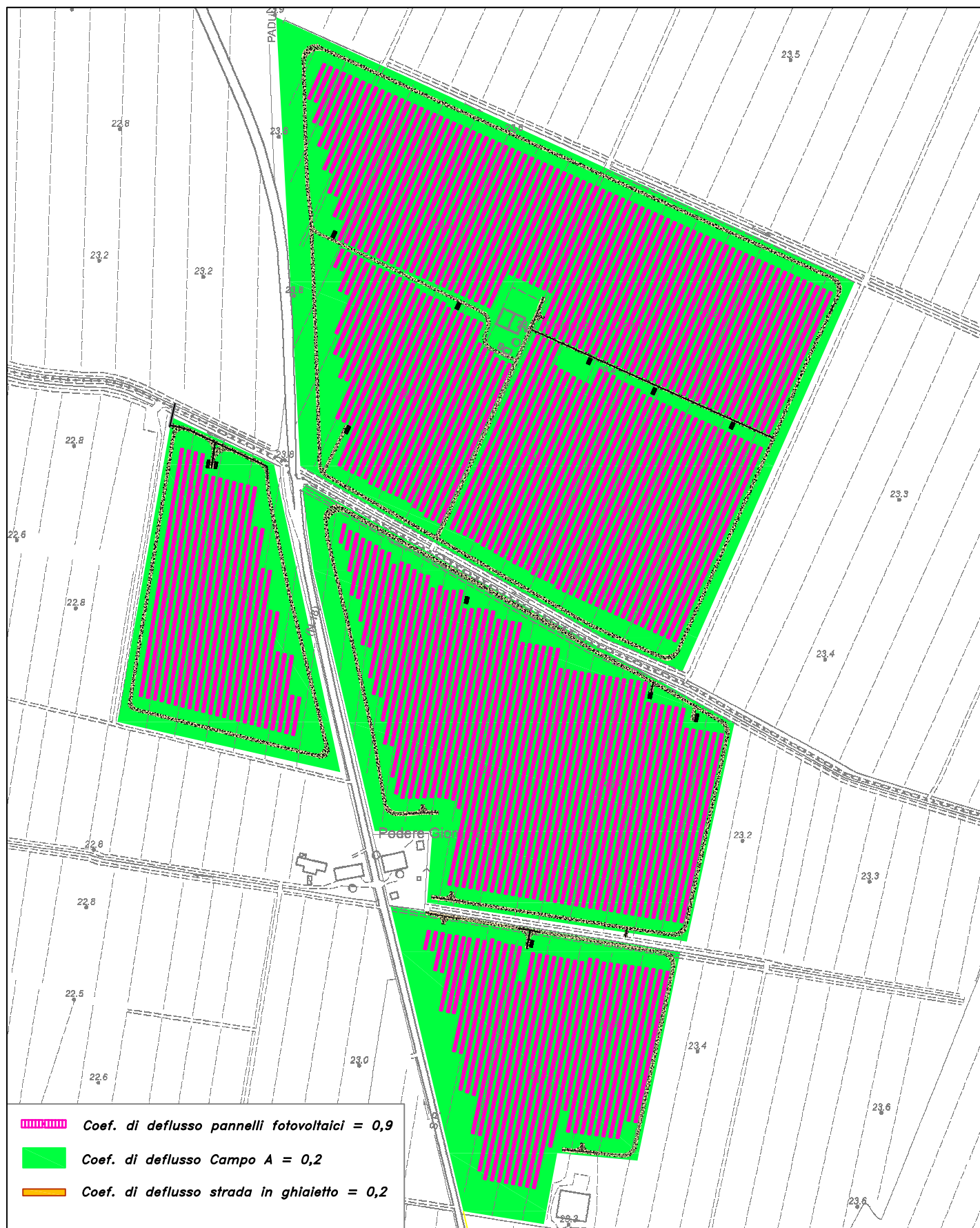
- | | |
|--|------------|
| - Tav-1 - inquadramento territoriale | 1: 10.000- |
| - Tav. 2 - tavola reticolo aste principali | 1: 5.000- |
| - Tav. 3 - tavola coef. di deflusso | 1: 5.000- |



*Stralcio dagli Elementi C.T.R. N° 202163 –SALA BOLOGNESE– e N° 220044 –COLOMBARA–
con indicata l'area di intervento – scala 1:10.000 –*



*Stralcio dagli Elementi C.T.R. N° 202163 -SALA BOLOGNESE- e N° 220044 -COLOMBARA-
con indicata l'area di intervento - scala 1:5.000 -*



Stralcio dagli Elementi C.T.R. N° 202163 –SALA BOLOGNESE– e N° 220044 –COLOMBARA–
con indicata l'area di intervento – scala 1:5.000 –

Elenco Allegati

Allegato I : elaborati di calcolo idraulico

Allegato II : tavola di progetto

ALLEGATO I

- ELABORATI DI CALCOLO IDRAULICO

VERIFICA SCOLINE

CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

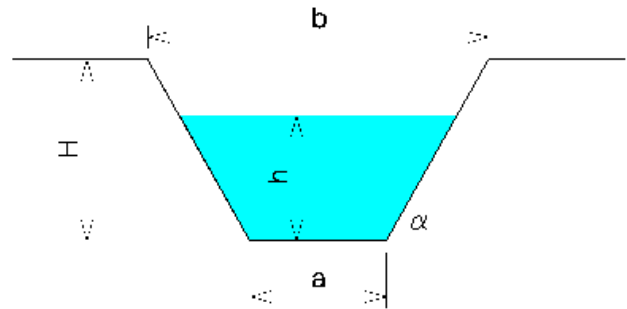
Descrizione: Campo Agrivoltaico Pratello

Punto di sezione: Scoline

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	0.60	ALTEZZA [m]
a	⇒	0.50	[m]
b	⇒	1.20	[m]
h	⇒	0.50	[m]
p	⇒	0.1%	Pendenza
m	⇒	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Inclinazione scarpa	α	⇒	59.7 [°]
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \text{sen } \alpha$	⇒	1.658 [m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \text{ tg}(90 - \alpha)]$	⇒	0.3958 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.239 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.50$ m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	21.83
V	⇒	0.34 [m/sec]
Q	⇒	0.134 [m ³ /sec]

NATURA DELLE PARETI	γ	m
1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate o tubazioni di eternit	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni di acciaio senza saldatura	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario, grès ceramico, lamiera sottile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova	0,16	0,20
4. Tubazioni in cem. lisciate, con diametro $> 0,40$ m, o tubazioni in lamiera con molte chiodature	0,18	—
5. Calcestruzzo piano, tubi di cem. con giunture frequenti, ghisa in servizio corrente	0,23	0,25
6. Pareti in cem. non bene lisciate, o pareti di tavole grezze, o di muratura ordinaria molto accurata, o in terra molto regolare, o tubi di ghisa in servizio da molti anni, o tubi in lamiera con moltissime chiodature	0,36	—
7. Pareti di cemento male lisciate, o di pietrame ordinario	0,46	0,55
8. Terra irregolare, calcestruzzo grezzo o vecchio, cement-gun, ghisa vecchia	0,85	0,75
9. Canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo, o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti metalliche o rivestite di lamiera con chiodatura ordinaria	1,00	1,25
10. Terra a sez. irregolare con erbe sporgenti, fiumi naturali in letto regolare	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e sulle sponde, o depositi irregolari di massi e ghiaia .	1,75	2,50
12. Canali di terra in abbandono, con sezione quasi interamente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiaia	2,30	3,00

Coefficienti γ della formula di Bazin e Coefficienti m della formula di Kutter
[da "Manuale tecnico del geometra e del perito agrario" - ed. Signorelli Milano 1973]

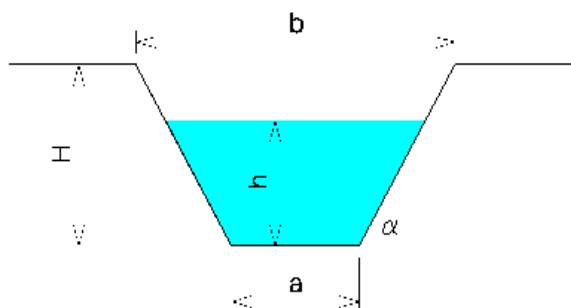
CAPACITA' DI SMALIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE
per varie altezze d'acqua

CARATTERISTICHE SEZIONE

H	0.60	ALTEZZA [m]
a	0.50	[m]
b	1.20	[m]

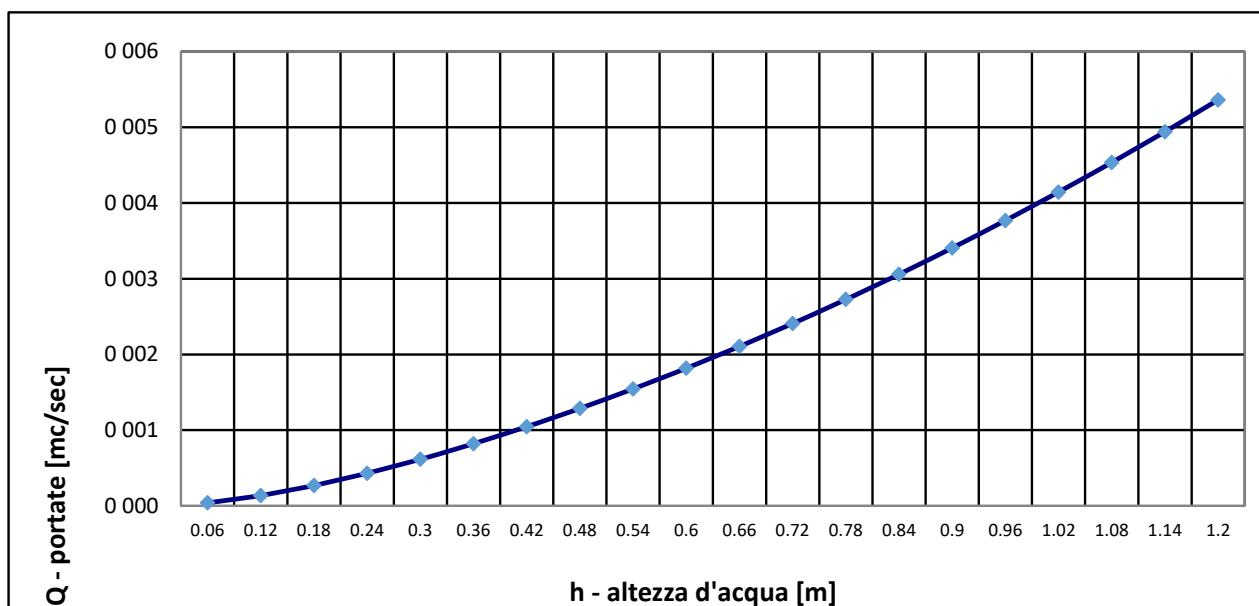
p	0.1%	Pendenza
m	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0.03	0.001
0.06	0.003
0.09	0.005
0.12	0.009
0.15	0.014
0.18	0.020
0.21	0.026
0.24	0.033
0.27	0.041
0.30	0.050
0.33	0.060
0.36	0.071
0.39	0.082
0.42	0.095
0.45	0.109
0.48	0.123
0.51	0.139
0.54	0.155
0.57	0.173
0.60	0.192



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua corrispondente

Grafico Portata / Altezza idrometrica



VERIFICA ASTE T1, T2 e T3

CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

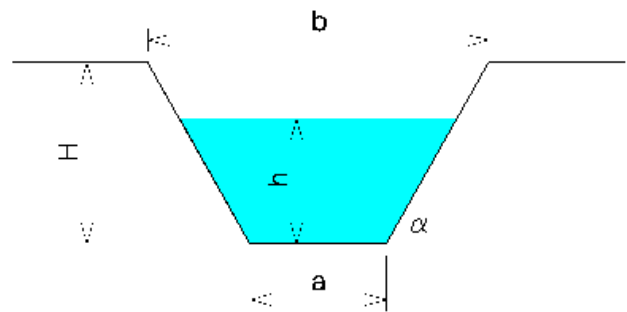
Descrizione: Campo Agrivoltaico Pratello

Punto di sezione: Aste Principali

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	0.70	ALTEZZA [m]
a	⇒	0.50	[m]
b	⇒	2.50	[m]
h	⇒	0.65	[m]
p	⇒	0.1%	Pendenza
m	⇒	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Inclinazione scarpa	α	⇒	35.0 [°]
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \sin \alpha$	⇒	2.767 [m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \cdot \tan(90 - \alpha)]$	⇒	0.9286 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.336 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.65$ m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	24.87
V	⇒	0.46 [m/sec]
Q	⇒	0.423 [m ³ /sec]

NATURA DELLE PARETI	γ	m
1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate o tubazioni di eternit	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni di acciaio senza saldatura	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario, grès ceramico, lamiera sottile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova	0,16	0,20
4. Tubazioni in cem. lisciate, con diametro $> 0,40$ m, o tubazioni in lamiera con molte chiodature	0,18	—
5. Calcestruzzo piano, tubi di cem. con giunture frequenti, ghisa in servizio corrente	0,23	0,25
6. Pareti in cem. non bene lisciate, o pareti di tavole grezze, o di muratura ordinaria molto accurata, o in terra molto regolare, o tubi di ghisa in servizio da molti anni, o tubi in lamiera con moltissime chiodature	0,36	—
7. Pareti di cemento male lisciate, o di pietrame ordinario	0,46	0,55
8. Terra irregolare, calcestruzzo grezzo o vecchio, cement-gun, ghisa vecchia	0,85	0,75
9. Canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo, o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti metalliche o rivestite di lamiera con chiodatura ordinaria	1,00	1,25
10. Terra a sez. irregolare con erbe sporgenti, fiumi naturali in letto regolare	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e sulle sponde, o depositi irregolari di massi e ghiaia .	1,75	2,50
12. Canali di terra in abbandono, con sezione quasi interamente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiaia	2,30	3,00

Coefficienti γ della formula di Bazin e Coefficienti m della formula di Kutter
[da "Manuale tecnico del geometra e del perito agrario" - ed. Signorelli Milano 1973]

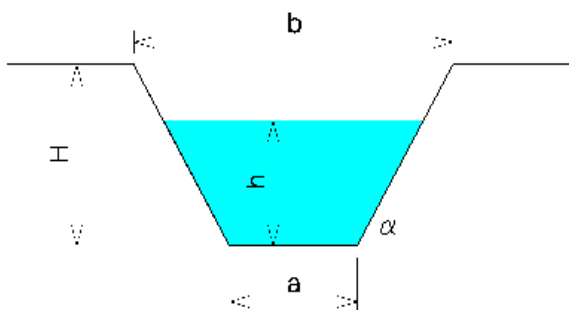
CAPACITA' DI SMALIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE
per varie altezze d'acqua

CARATTERISTICHE SEZIONE

H	0.70	ALTEZZA [m]
a	0.50	[m]
b	2.50	[m]

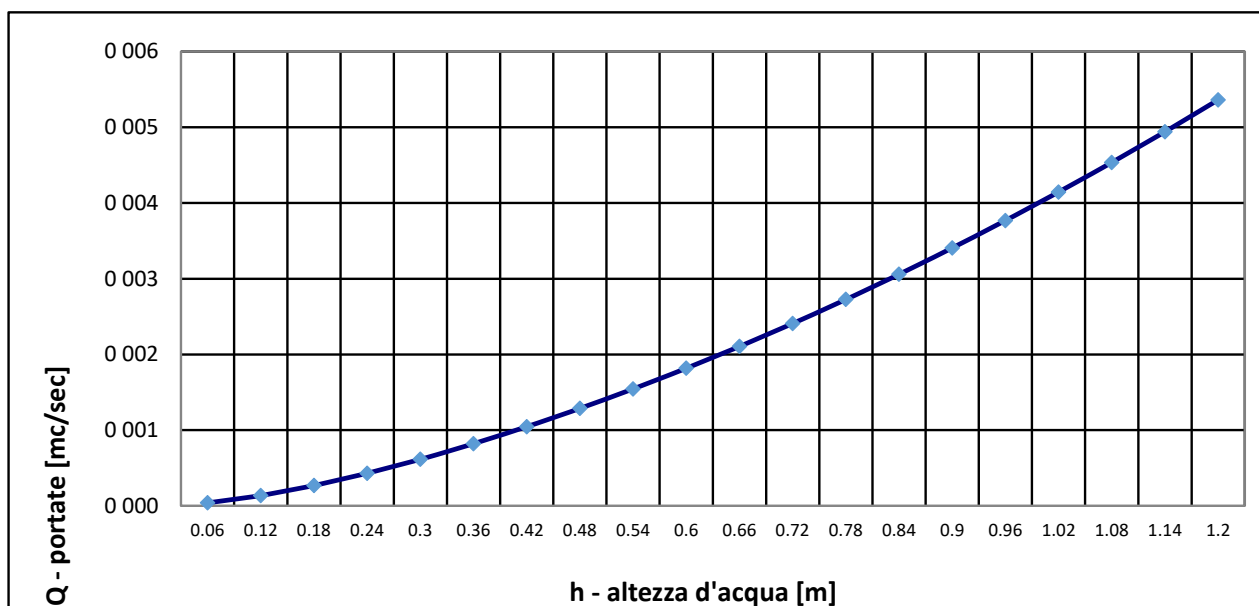
p	0.1%	Pendenza
m	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0.04	0.001
0.07	0.004
0.11	0.008
0.14	0.015
0.18	0.023
0.21	0.034
0.25	0.047
0.28	0.063
0.32	0.081
0.35	0.102
0.39	0.126
0.42	0.154
0.46	0.184
0.49	0.218
0.53	0.256
0.56	0.298
0.60	0.343
0.63	0.393
0.67	0.447
0.70	0.505



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua
corrispondente

Grafico Portata / Altezza idrometrica



VERIFICA ASTA T4

VERIFICA FOSSO RECETTORE CAMPO A

CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

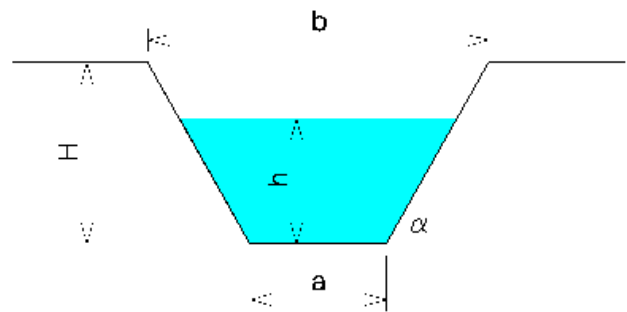
Descrizione: Campo Agrivoltaico Pratello

Punto di sezione: Aste Principali

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	0.70	ALTEZZA [m]
a	⇒	0.50	[m]
b	⇒	2.00	[m]
h	⇒	0.65	[m]
p	⇒	0.1%	Pendenza
m	⇒	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Inclinazione scarpa	α	⇒	43.0 [°]
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \sin \alpha$	⇒	2.405 [m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \cdot \tan(90 - \alpha)]$	⇒	0.7777 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.323 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.65$ m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	24.52
V	⇒	0.44 [m/sec]
Q	⇒	0.343 [m ³ /sec]

NATURA DELLE PARETI	γ	m
1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate o tubazioni di eternit	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni di acciaio senza saldatura	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario, grès ceramico, lamiera sottile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova	0,16	0,20
4. Tubazioni in cem. lisciate, con diametro $> 0,40$ m, o tubazioni in lamiera con molte chiodature	0,18	—
5. Calcestruzzo piano, tubi di cem. con giunture frequenti, ghisa in servizio corrente	0,23	0,25
6. Pareti in cem. non bene lisciate, o pareti di tavole grezze, o di muratura ordinaria molto accurata, o in terra molto regolare, o tubi di ghisa in servizio da molti anni, o tubi in lamiera con moltissime chiodature	0,36	—
7. Pareti di cemento male lisciate, o di pietrame ordinario	0,46	0,55
8. Terra irregolare, calcestruzzo grezzo o vecchio, cement-gun, ghisa vecchia	0,85	0,75
9. Canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo, o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti metalliche o rivestite di lamiera con chiodatura ordinaria	1,00	1,25
10. Terra a sez. irregolare con erbe sporgenti, fiumi naturali in letto regolare	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e sulle sponde, o depositi irregolari di massi e ghiaia .	1,75	2,50
12. Canali di terra in abbandono, con sezione quasi interamente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiaia	2,30	3,00

Coefficienti γ della formula di Bazin e Coefficienti m della formula di Kutter
[da "Manuale tecnico del geometra e del perito agrario" - ed. Signorelli Milano 1973]

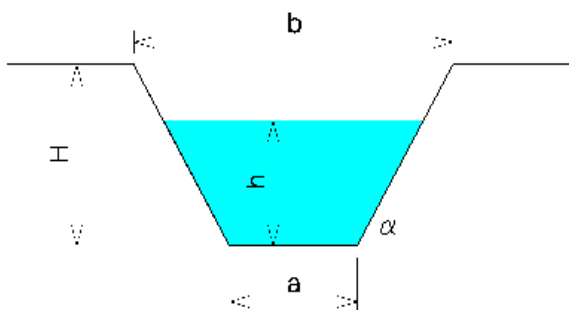
CAPACITA' DI SMALIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE
per varie altezze d'acqua

CARATTERISTICHE SEZIONE

H	0.70	ALTEZZA [m]
a	0.50	[m]
b	2.00	[m]

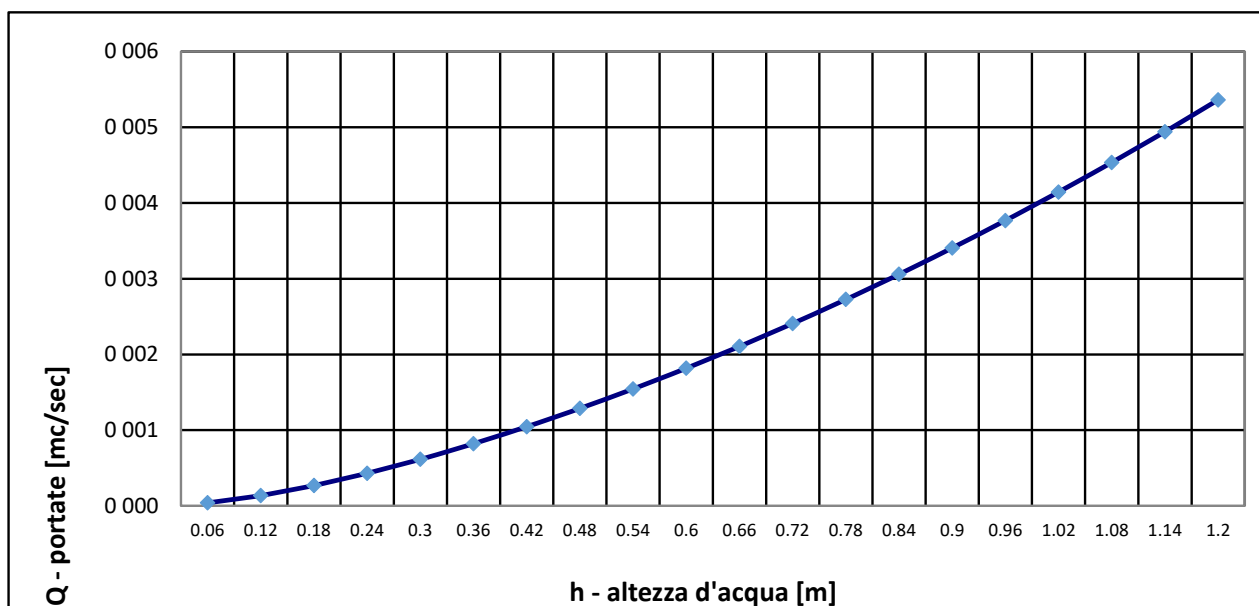
p	0.1%	Pendenza
m	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0.04	0.001
0.07	0.004
0.11	0.008
0.14	0.014
0.18	0.022
0.21	0.031
0.25	0.042
0.28	0.056
0.32	0.071
0.35	0.088
0.39	0.108
0.42	0.130
0.46	0.155
0.49	0.182
0.53	0.212
0.56	0.245
0.60	0.281
0.63	0.319
0.67	0.361
0.70	0.406



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua
corrispondente

Grafico Portata / Altezza idrometrica



CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

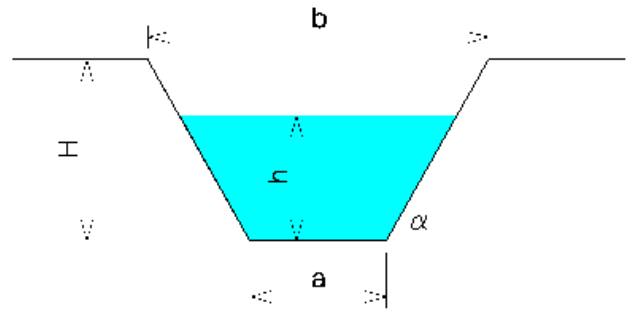
Descrizione: Campo Agrivoltaico Pratello

Punto di sezione: Aste Principali

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	0.80	ALTEZZA [m]
a	⇒	0.60	[m]
b	⇒	2.50	[m]
h	⇒	0.75	[m]
p	⇒	0.1%	Pendenza
m	⇒	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Inclinazione scarpa	α	⇒	40.1 [°]
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \sin \alpha$	⇒	2.929 [m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \cdot \tan(90 - \alpha)]$	⇒	1.1180 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.382 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.75$ m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	26.09
V	⇒	0.51 [m/sec]
Q	⇒	0.570 [m ³ /sec]

NATURA DELLE PARETI	γ	m
1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate o tubazioni di eternit	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni di acciaio senza saldatura	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario, grès ceramico, lamiera sottile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova	0,16	0,20
4. Tubazioni in cem. lisciate, con diametro $> 0,40$ m, o tubazioni in lamiera con molte chiodature	0,18	—
5. Calcestruzzo piano, tubi di cem. con giunture frequenti, ghisa in servizio corrente	0,23	0,25
6. Pareti in cem. non bene lisciate, o pareti di tavole grezze, o di muratura ordinaria molto accurata, o in terra molto regolare, o tubi di ghisa in servizio da molti anni, o tubi in lamiera con moltissime chiodature	0,36	—
7. Pareti di cemento male lisciate, o di pietrame ordinario	0,46	0,55
8. Terra irregolare, calcestruzzo grezzo o vecchio, cement-gun, ghisa vecchia	0,85	0,75
9. Canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo, o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti metalliche o rivestite di lamiera con chiodatura ordinaria	1,00	1,25
10. Terra a sez. irregolare con erbe sporgenti, fiumi naturali in letto regolare	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e sulle sponde, o depositi irregolari di massi e ghiaia .	1,75	2,50
12. Canali di terra in abbandono, con sezione quasi interamente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiaia	2,30	3,00

Coefficienti γ della formula di Bazin e Coefficienti m della formula di Kutter
[da "Manuale tecnico del geometra e del perito agrario" - ed. Signorelli Milano 1973]

Q

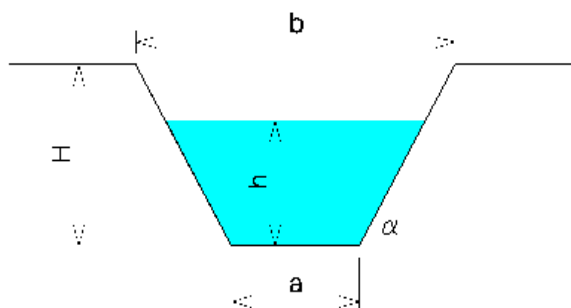
CAPACITA' DI SMALIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE
per varie altezze d'acqua

CARATTERISTICHE SEZIONE

H	0.80	ALTEZZA [m]
a	0.60	[m]
b	2.50	[m]

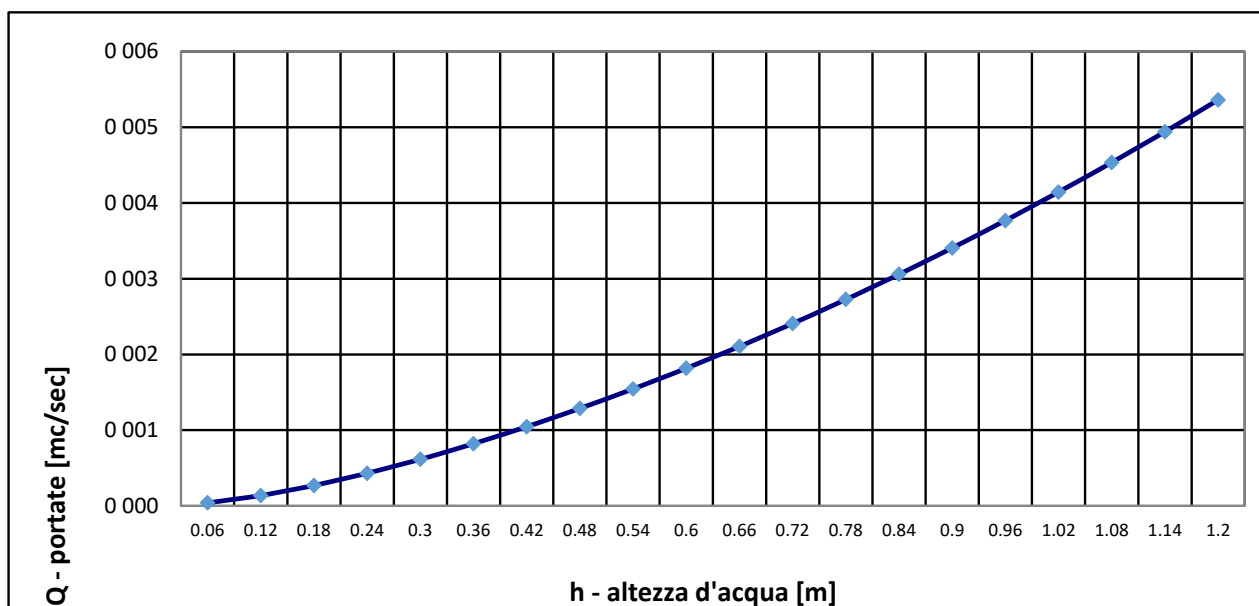
p	0.1%	Pendenza
m	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0.04	0.002
0.08	0.006
0.12	0.013
0.16	0.022
0.20	0.034
0.24	0.049
0.28	0.068
0.32	0.089
0.36	0.114
0.40	0.142
0.44	0.174
0.48	0.210
0.52	0.251
0.56	0.295
0.60	0.344
0.64	0.397
0.68	0.456
0.72	0.519
0.76	0.588
0.80	0.661



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua corrispondente

Grafico Portata / Altezza idrometrica



VERIFICA FOSSO RECETTORE CAMPO B + D

CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

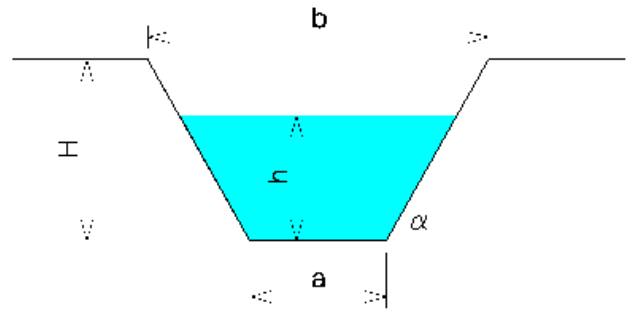
Descrizione: Campo Agrivoltaico Pratello

Punto di sezione: Aste Principali

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	0.80	ALTEZZA [m]
a	⇒	0.50	[m]
b	⇒	2.20	[m]
h	⇒	0.75	[m]
p	⇒	0.1%	Pendenza
m	⇒	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Inclinazione scarpa	α	⇒	43.3 [°]
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \sin \alpha$	⇒	2.689 [m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \cdot \tan(90 - \alpha)]$	⇒	0.9727 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.362 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.75$ m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	25.58
V	⇒	0.49 [m/sec]
Q	⇒	0.473 [m ³ /sec]

NATURA DELLE PARETI	γ	m
1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate o tubazioni di eternit	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni di acciaio senza saldatura	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario, grès ceramico, lamiera sottile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova	0,16	0,20
4. Tubazioni in cem. lisciate, con diametro $> 0,40$ m, o tubazioni in lamiera con molte chiodature	0,18	—
5. Calcestruzzo piano, tubi di cem. con giunture frequenti, ghisa in servizio corrente	0,23	0,25
6. Pareti in cem. non bene lisciate, o pareti di tavole grezze, o di muratura ordinaria molto accurata, o in terra molto regolare, o tubi di ghisa in servizio da molti anni, o tubi in lamiera con moltissime chiodature	0,36	—
7. Pareti di cemento male lisciate, o di pietrame ordinario	0,46	0,55
8. Terra irregolare, calcestruzzo grezzo o vecchio, cement-gun, ghisa vecchia	0,85	0,75
9. Canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo, o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti metalliche o rivestite di lamiera con chiodatura ordinaria	1,00	1,25
10. Terra a sez. irregolare con erbe sporgenti, fiumi naturali in letto regolare	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e sulle sponde, o depositi irregolari di massi e ghiaia .	1,75	2,50
12. Canali di terra in abbandono, con sezione quasi interamente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiaia	2,30	3,00

Coefficienti γ della formula di Bazin e Coefficienti m della formula di Kutter
[da "Manuale tecnico del geometra e del perito agrario" - ed. Signorelli Milano 1973]

Q

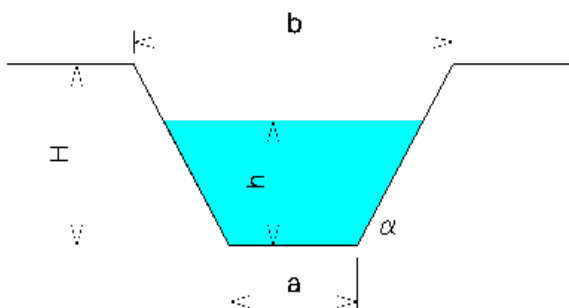
CAPACITA' DI SMALIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE
per varie altezze d'acqua

CARATTERISTICHE SEZIONE

H	0.80	ALTEZZA [m]
a	0.50	[m]
b	2.20	[m]

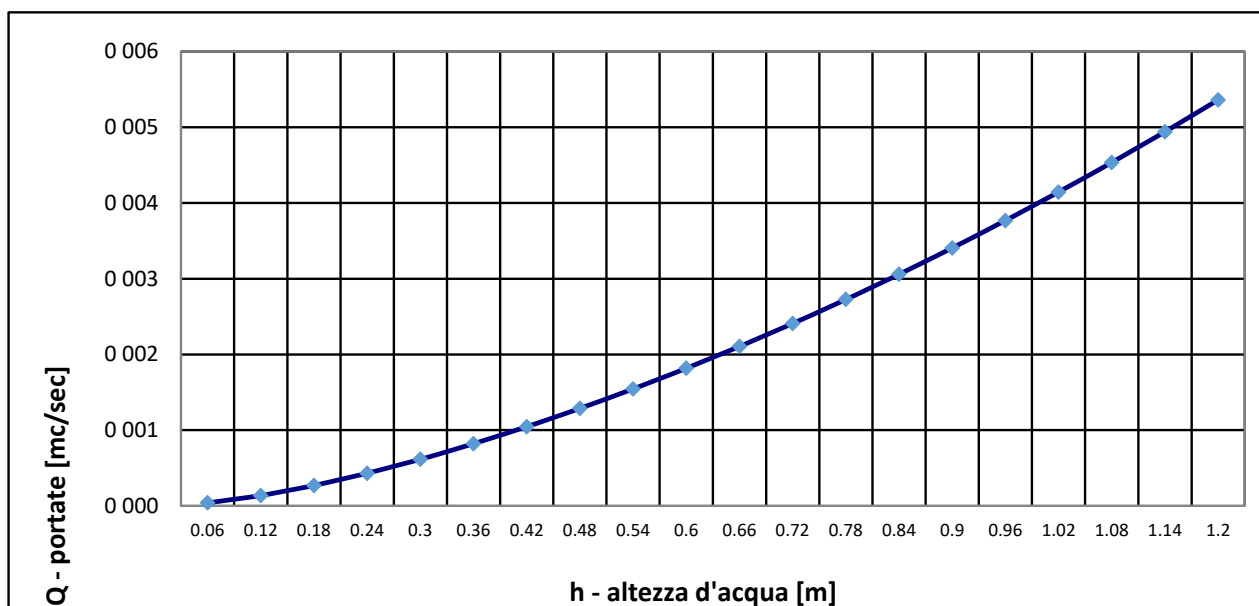
p	0.1%	Pendenza
m	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0.04	0.001
0.08	0.005
0.12	0.010
0.16	0.018
0.20	0.028
0.24	0.040
0.28	0.055
0.32	0.073
0.36	0.093
0.40	0.117
0.44	0.144
0.48	0.173
0.52	0.207
0.56	0.244
0.60	0.284
0.64	0.329
0.68	0.378
0.72	0.431
0.76	0.488
0.80	0.550



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua corrispondente

Grafico Portata / Altezza idrometrica



VERIFICA FOSSO RECETTORE CAMPO C

CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

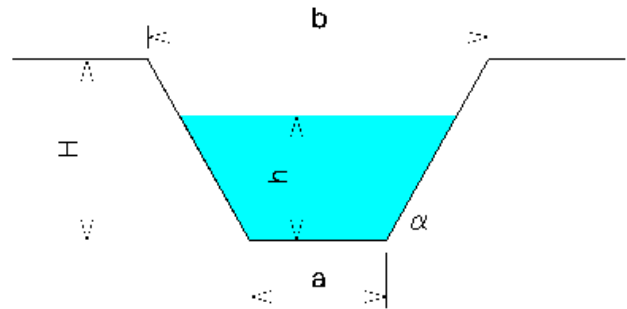
Descrizione: Campo Agrivoltaico Pratello

Punto di sezione: Aste Principali

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	1.30	ALTEZZA [m]
a	⇒	1.00	[m]
b	⇒	3.50	[m]
h	⇒	1.25	[m]
p	⇒	0.1%	Pendenza
m	⇒	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Inclinazione scarpa	α	⇒	46.1 [°]
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \sin \alpha$	⇒	4.468 [m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \cdot \tan(90 - \alpha)]$	⇒	2.7524 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0.616 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 1.25$ m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	30.96
V	⇒	0.77 [m/sec]
Q	⇒	2.115 [m ³ /sec]

NATURA DELLE PARETI	γ	m
1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate o tubazioni di eternit	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni di acciaio senza saldatura	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario, grès ceramico, lamiera sottile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova	0,16	0,20
4. Tubazioni in cem. lisciate, con diametro $> 0,40$ m, o tubazioni in lamiera con molte chiodature	0,18	—
5. Calcestruzzo piano, tubi di cem. con giunture frequenti, ghisa in servizio corrente	0,23	0,25
6. Pareti in cem. non bene lisciate, o pareti di tavole grezze, o di muratura ordinaria molto accurata, o in terra molto regolare, o tubi di ghisa in servizio da molti anni, o tubi in lamiera con moltissime chiodature	0,36	—
7. Pareti di cemento male lisciate, o di pietrame ordinario	0,46	0,55
8. Terra irregolare, calcestruzzo grezzo o vecchio, cement-gun, ghisa vecchia	0,85	0,75
9. Canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo, o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti metalliche o rivestite di lamiera con chiodatura ordinaria	1,00	1,25
10. Terra a sez. irregolare con erbe sporgenti, fiumi naturali in letto regolare	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e sulle sponde, o depositi irregolari di massi e ghiaia .	1,75	2,50
12. Canali di terra in abbandono, con sezione quasi interamente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiaia	2,30	3,00

Coefficienti γ della formula di Bazin e Coefficienti m della formula di Kutter
[da "Manuale tecnico del geometra e del perito agrario" - ed. Signorelli Milano 1973]

Q

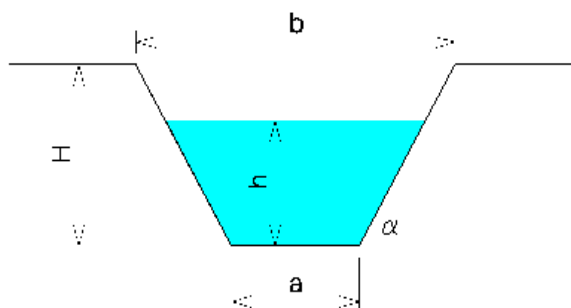
CAPACITA' DI SMALIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE
per varie altezze d'acqua

CARATTERISTICHE SEZIONE

H	1.30	ALTEZZA [m]
a	1.00	[m]
b	3.50	[m]

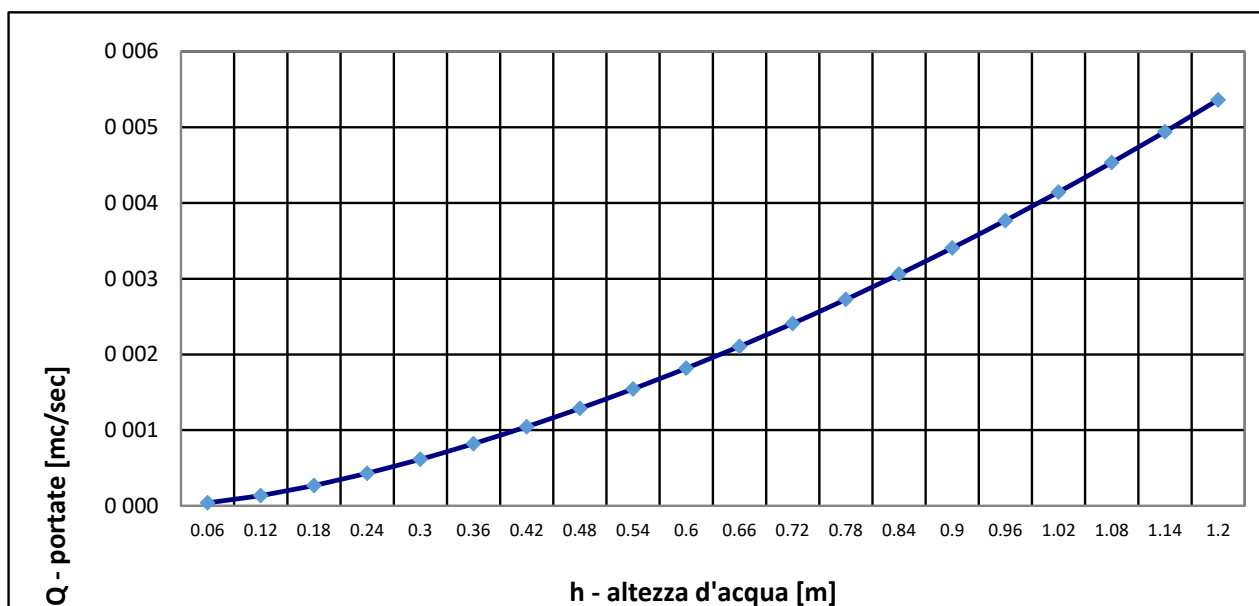
p	0.1%	Pendenza
m	1.75	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0.07	0.006
0.13	0.024
0.20	0.051
0.26	0.089
0.33	0.136
0.39	0.193
0.46	0.261
0.52	0.340
0.59	0.430
0.65	0.532
0.72	0.647
0.78	0.774
0.85	0.914
0.91	1.068
0.98	1.236
1.04	1.419
1.11	1.617
1.17	1.830
1.24	2.060
1.30	2.306



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua corrispondente

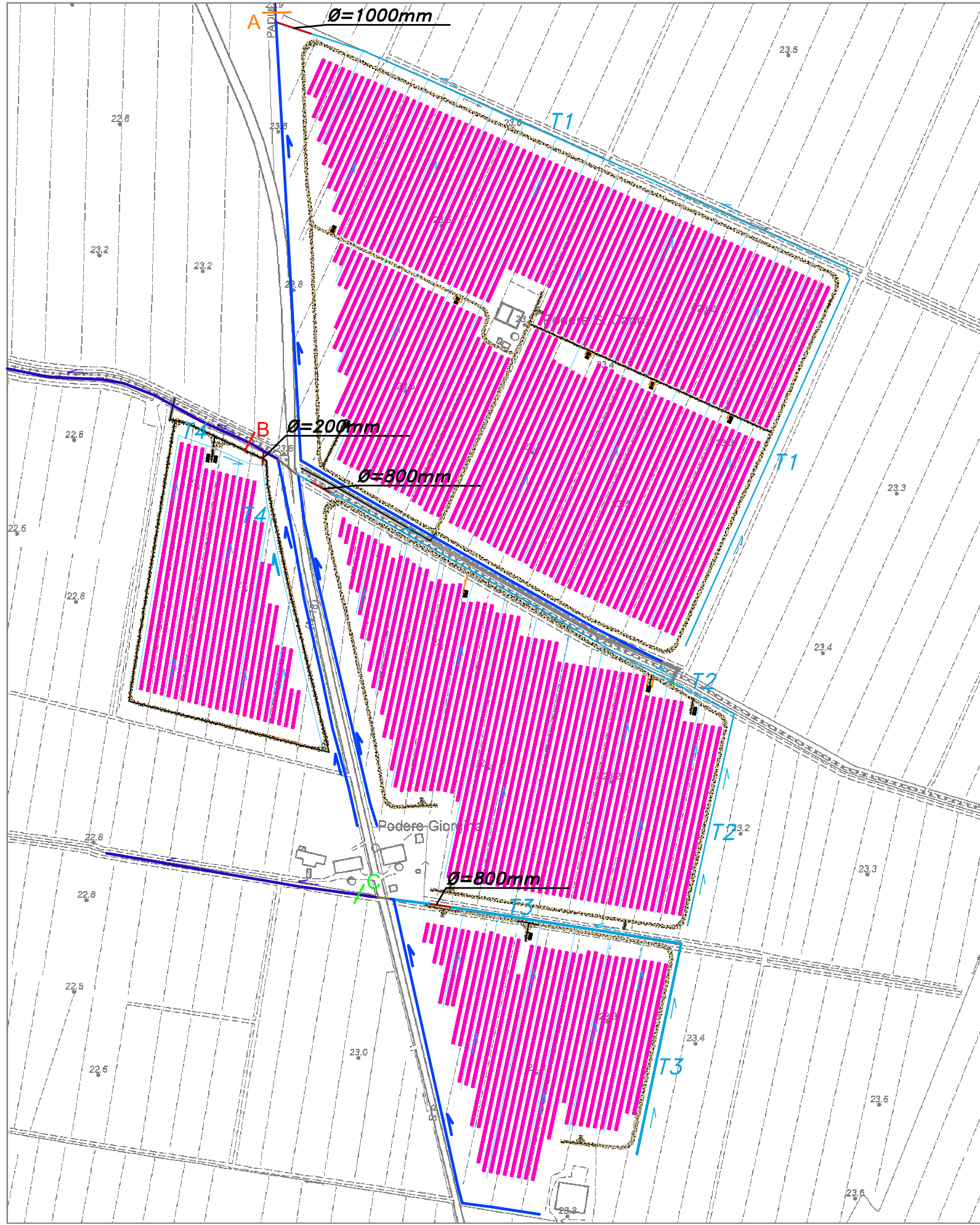
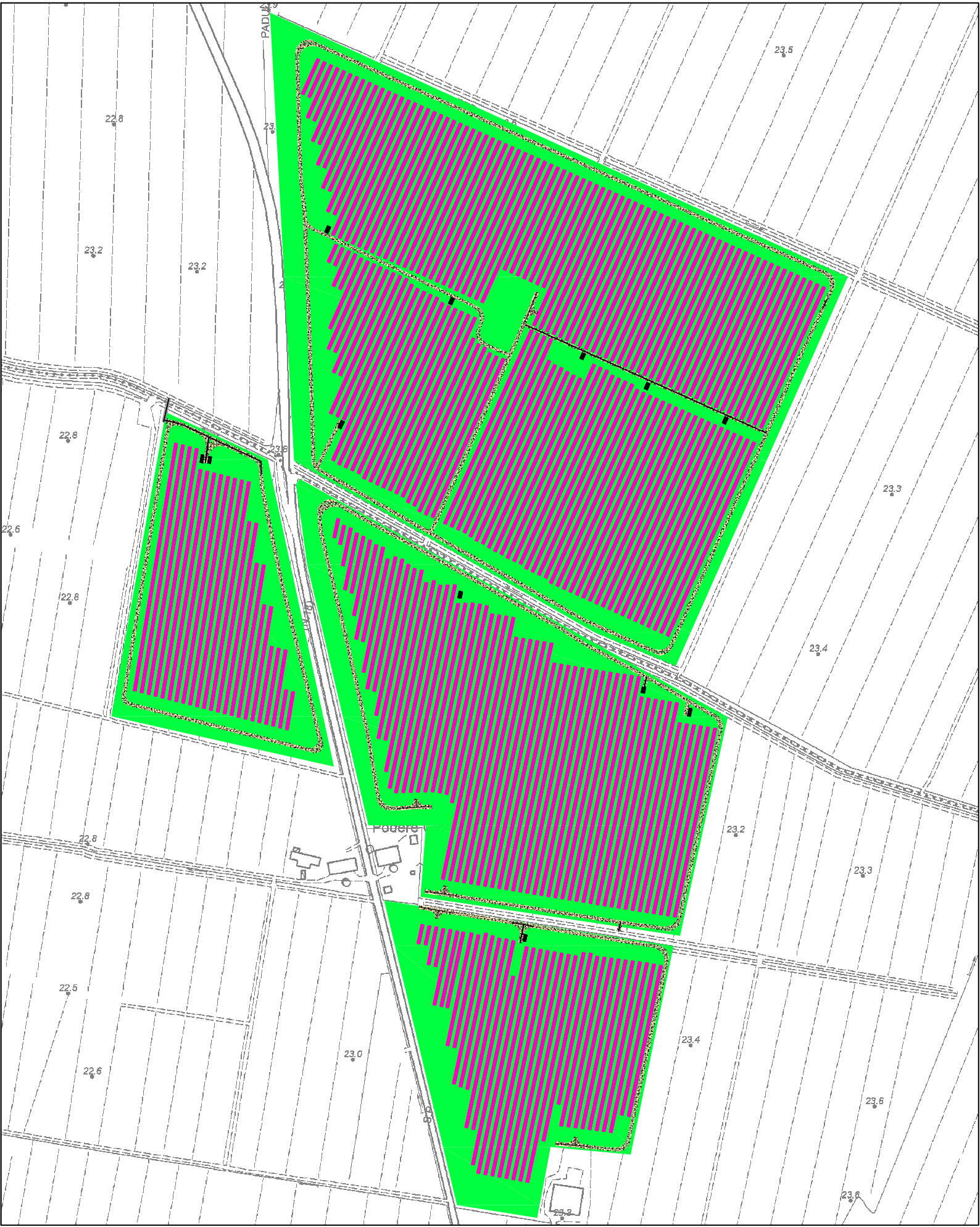
Grafico Portata / Altezza idrometrica













ALLEGATO II

- TAVOLA DI PROGETTO-

 REGIONE EMILIA ROMAGNA		 PROVINCIA DI BOLOGNA	
 COMUNE DI SALA BOLOGNESE		 COMUNE DI CALDERARA	
 COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO			
Proponente	SUNSTORE SRL Via Matteotti 31/2, Bologna (BO), 40129		
	Partnered by:  		
Progettazione	Ing. Fabio Domenico Amico Via Matteotti, 31/02 40129 Bologna (BO) famigo@sunstore.it	Studio geologico-sismico	Dott. Geol. Giulia Gardosi Corso Esperanto 3/h 40065 Pianoro (BO) giulia.gardosi@libero.it
Studio agronomico	Studio ambientale-forestale Rocco Carella Via Torre d'Amore n. 18 Bari 70129 carella.rocco@gmail.com	Studi specialistici ambientali	Dott. Agr. Andrea Di Paolo Via Schio, 85 41125 Modena info@studioandreadipaolo.it
Studio agronomico preventivo VPLA	Dott.ssa Laura Belemmi TECNE - Archeologia e Beni Culturali Via Corrado Masetti, 7 40127 Bologna (BO) direzione@tecne-archeo.com	Studio acustico	Dott. Marco Taverna Sinteco S.p.A. Via Pietro Caligiuri 19 88046 Lamezia Terme (CZ) marcotaverna@sintecosas.com
Opera	Progetto di realizzazione di un Impianto agrivoltaiico integrato con un sistema di accumulo e opere connesse nei Comuni di Sala Bolognese (BO), Calderara di Reno (BO) e San Giovanni in Persiceto (BO) denominato "Pratello"		
Oggetto	Codice elaborato: PRASSOR03-00 Titolo elaborato: Tavola di progetto		
00	13/12/2024	Emissione per progetto definitivo	<div><div>Dott. Giulia Gardosi</div><div>Dott. Geol. Maurizio Zucconi</div></div> <div><div>Ing. Simone</div><div>Sara</div></div> <div><div>Ing. Domenico Amico</div><div>Fabio</div></div>
Rev.	Data	Oggetto della revisione	<div>Elaborazione</div> <div>Verifica</div> <div>Approvazione</div>

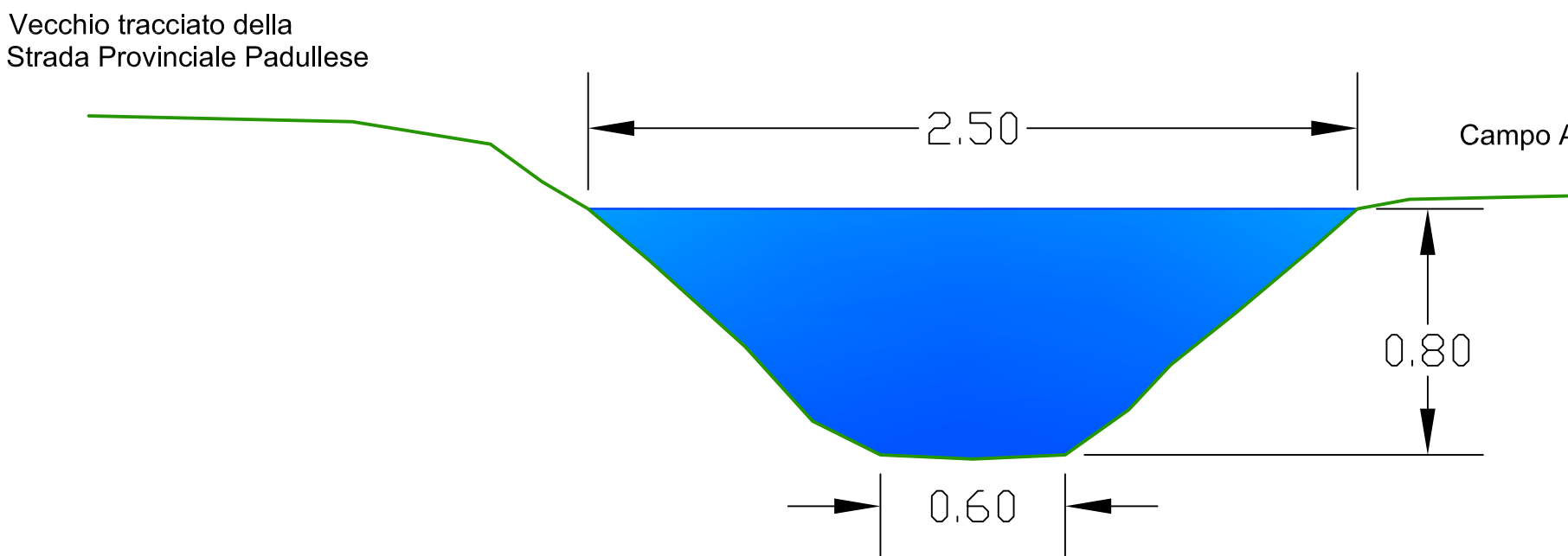


-  Coef. di deflusso pannelli fotovoltaici = 0,9
-  Coef. di deflusso Campo = 0,2
-  Coef. di deflusso strada in ghiaietto = 0,2

-  Recettore finale
-  Rete di fossi esistente
-  Aste principali (da progetto)
-  Scoline
-  Attraversamenti esistenti
-  Attraversamenti (da progetto)
-  "Strozzature" per invarianza idraulica

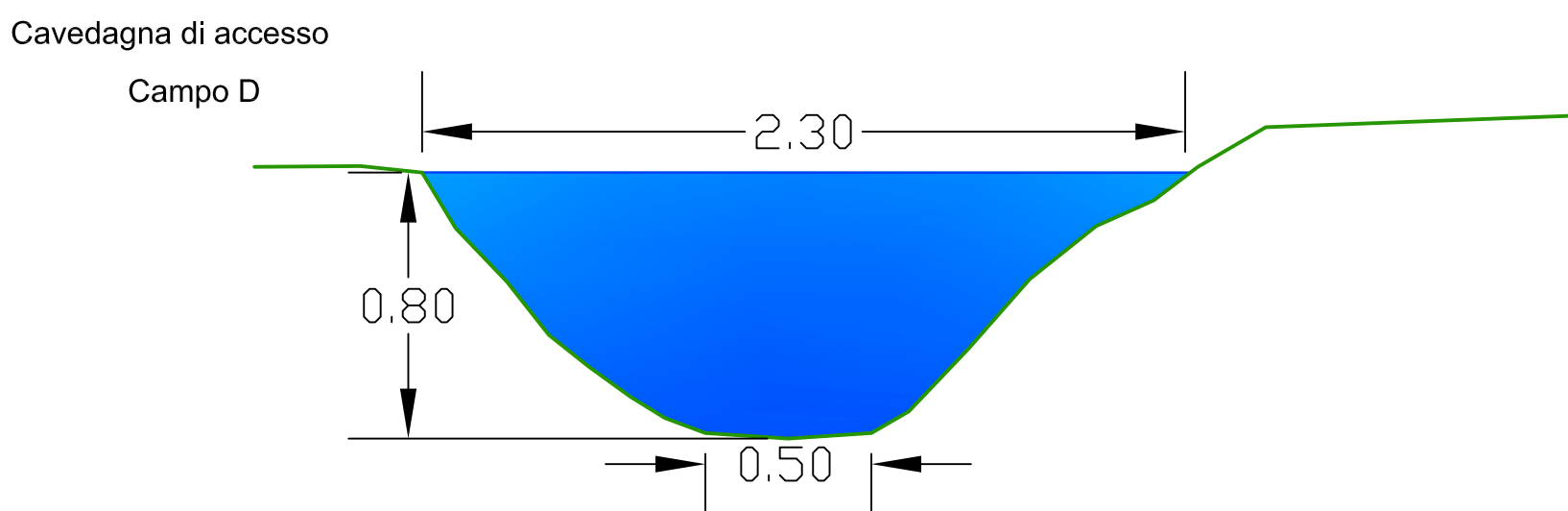
Sez. A (di progetto)

Fosso recettore - Campo A

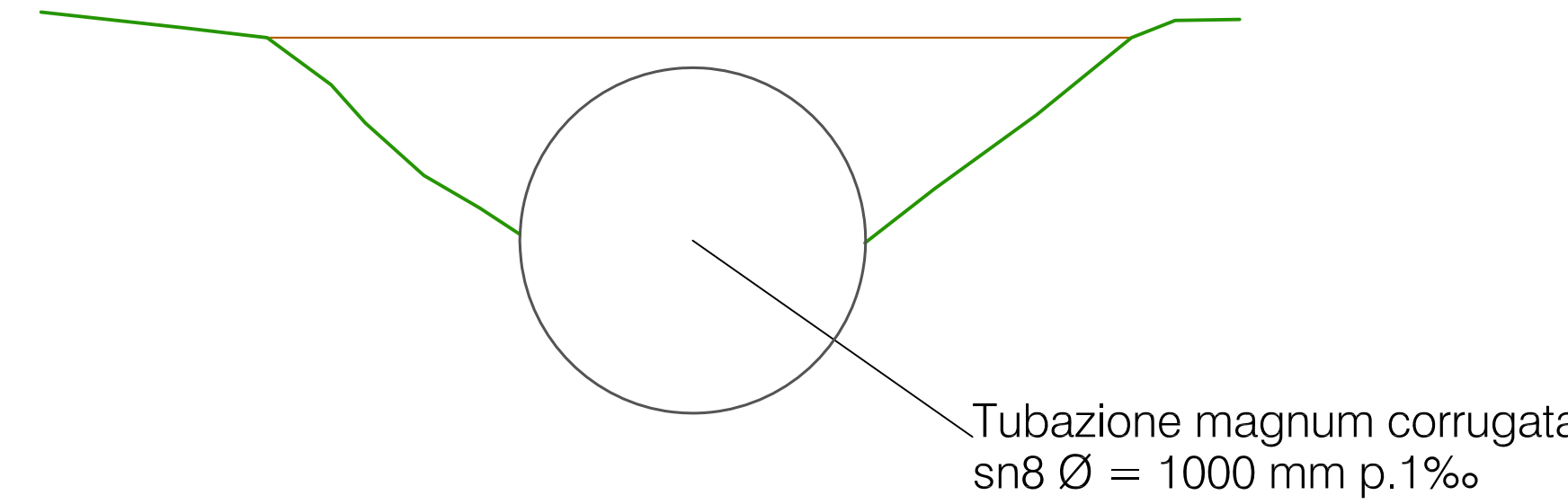


Sez. B (esistente)

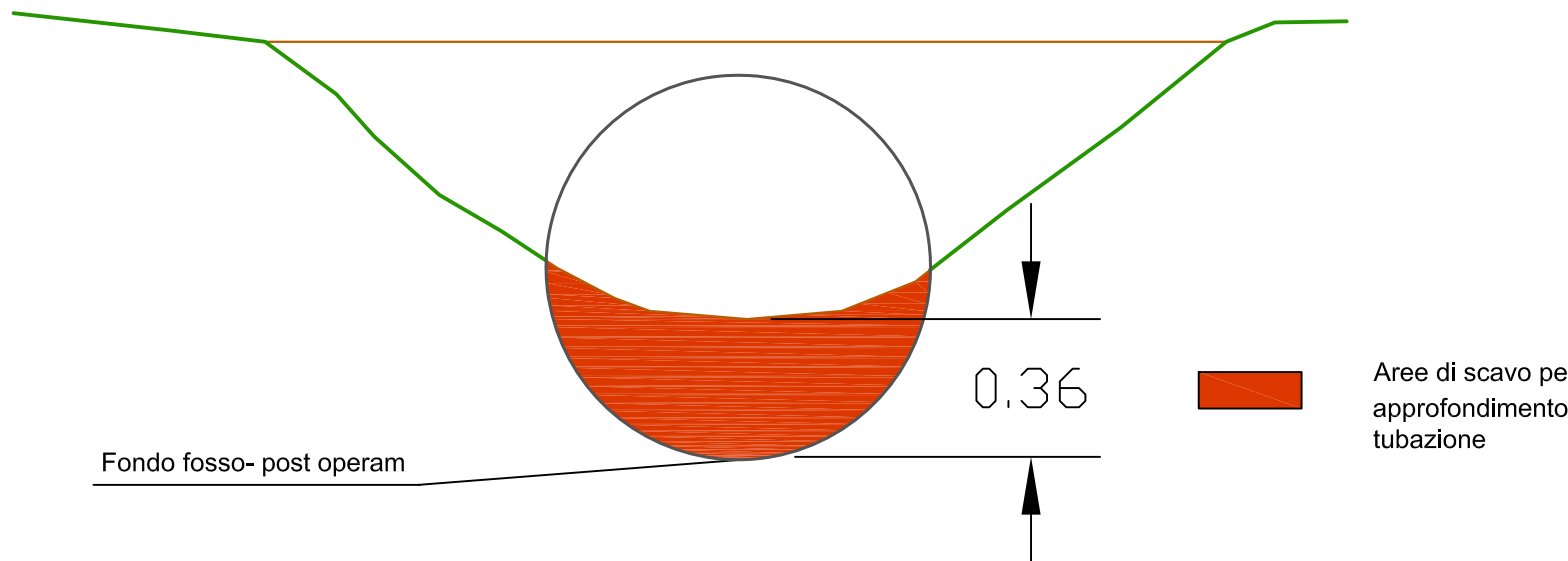
Fosso recettore - Campi B e D



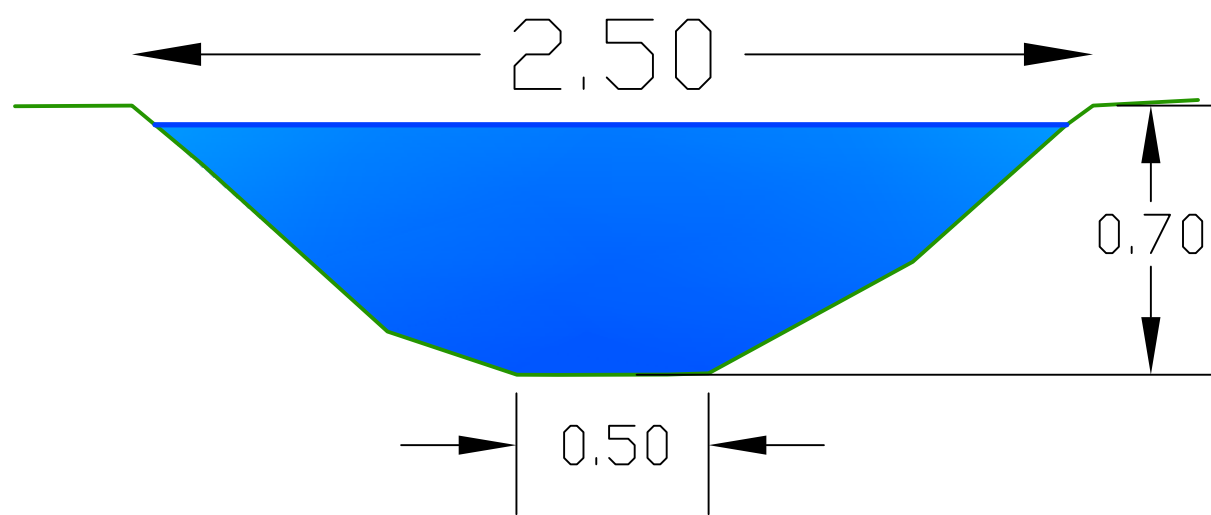
Sez. Asta T1 con tubazione "strozzatura"



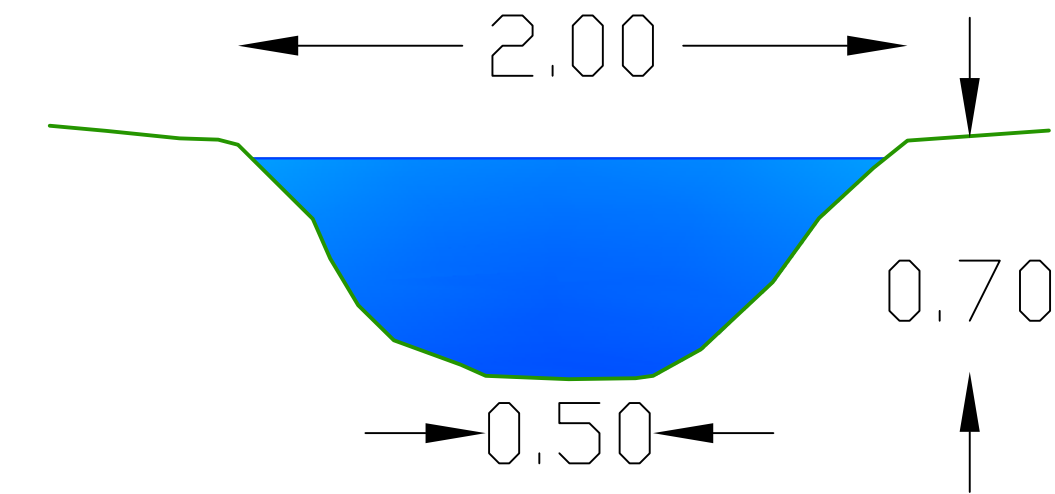
Sez. Asta T1 - interventi



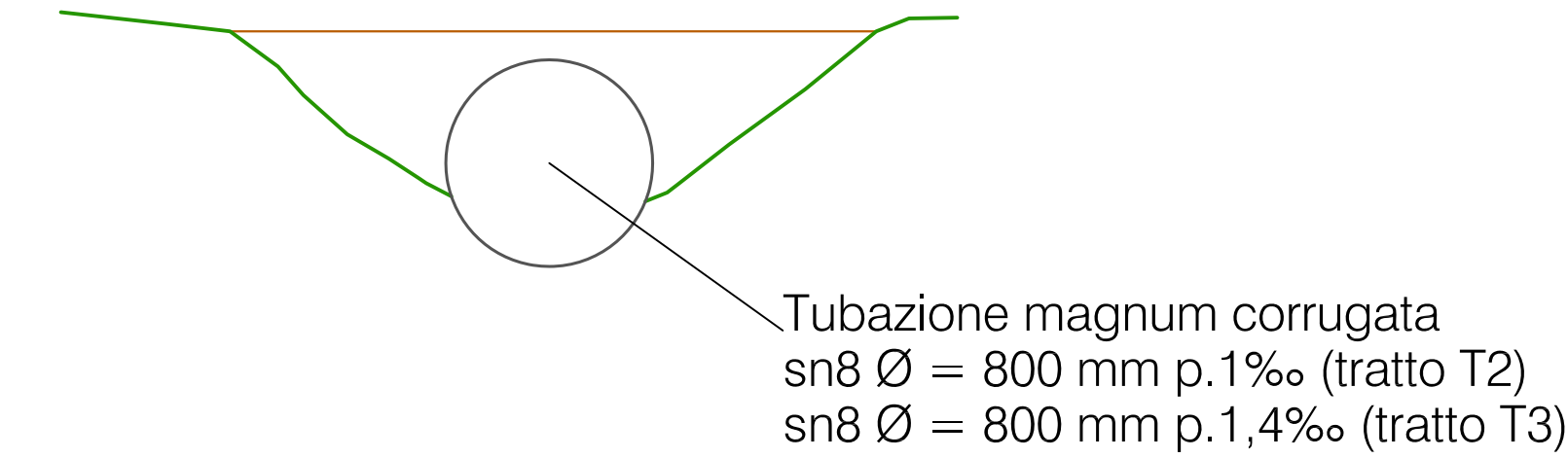
Sez. Aste T1, T2 e T3 (di progetto)



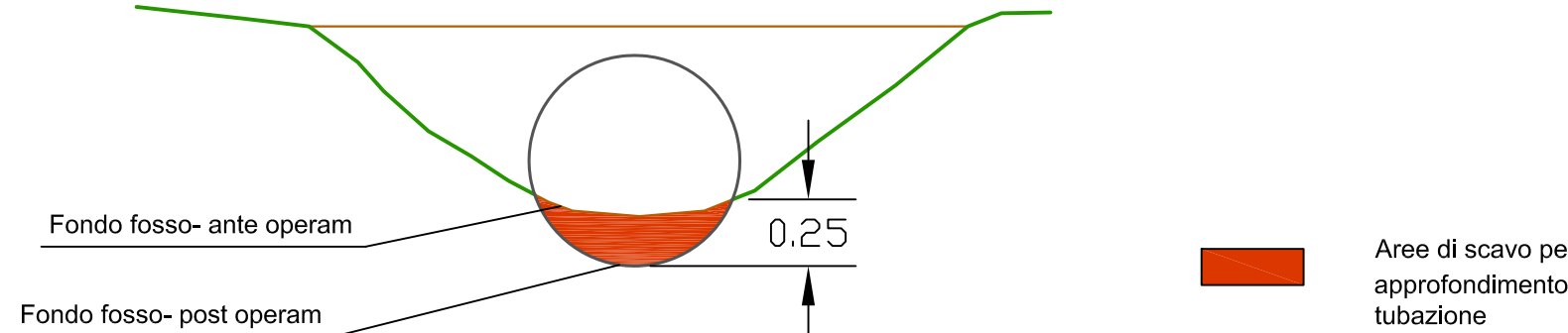
Sez. Aste T4 (di progetto)



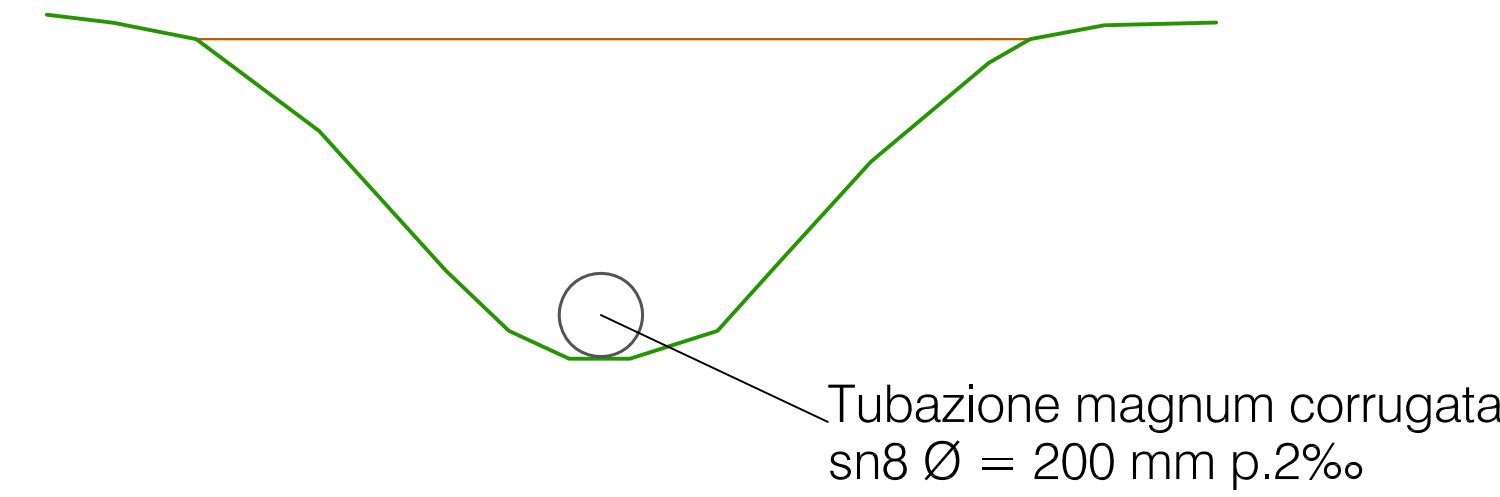
Sez. Aste T2 e T3 con tubazione "strozzatura"



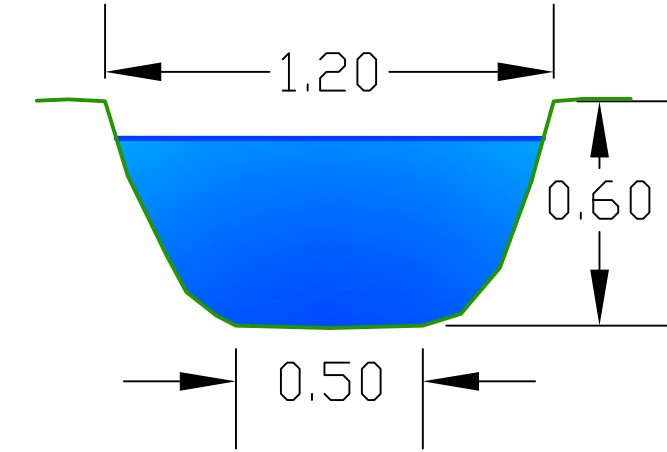
Sez. Asta T2 e T3 - interventi



Sez. Aste T4 con tubazione "strozzatura"



Sez. Scoline (di progetto)



Sez. C (esistente)

Fosso recettore - Campo C

