

REGIONE AUTONOMA FRIULI-VENEZIA GIULIA

- COMUNE DI UDINE –

Committente:

COMUNE DI UDINE

Lavoro:

VARIANTE AL P.R.G.C. DEL COMUNE DI UDINE

Fase:

VARIANTE URBANISTICA

All. N.:

U

Elaborato:

**STUDIO DI COMPATIBILITÀ
IDRAULICA**

Scala:

-

Il tecnico:

D'ORLANDO ENGINEERING s.r.l.

ing. Christian Gelagi

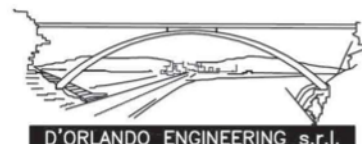
Consulenze:

00	Gennaio 2025	Emissione	EB	CG	CG
Revisione	Data	Motivazioni	Redatto	Verificato	Approvato

Studio Tecnico D'ORLANDO ENGINEERING SRL

Via Carducci, 62/A – 33100 Udine Tel. 0432 21883 Fax 0432 511801
e-mail: info@dr-eng.it

Materiale riservato di proprietà della D' Orlando Engineering s.r.l.
Vietata la divulgazione e/o riproduzione anche solo parziale



Codice lavoro:
3202

Nome file:
Z:\Lavori\3202 - CLIENTI VARI - Invarianza idraulica\2021-006 - UDINE - Sede Protezione
Civile\3202-2021-006-PC compatibilità idraulica-rev01.docx

SISTEMA CON CERTIFICAZIONE ISO 9001:2008
(N. IT06 / 0046 - RILASCIATA DA SGS ITALIA S.p.A.)

INDICE

1	PREMESSE.....	5
2	PRINCIPALE NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO.....	6
3.1	Ortofoto dell'area.....	6
3.2	Carta tecnica regionale	7
3.3	Aspetti geologici	8
3.4	Aspetti urbanistici	8
3.5	Vincoli e fasce di rispetto	8
4	TRASFORMAZIONE IN PROGETTO	10
5	PARAMETRI IDROLOGICI.....	13
5.1	Il tempo di ritorno.....	13
5.2	Curva di possibilità pluviometrica.....	13
5.3	Calcolo del coefficiente di afflusso ante operam e post operam.....	15
5.4	Raffronto tra il coefficiente di afflusso ante operam e post operam.....	16
5.5	Tempo di corrivazione.....	16
5.6	Analisi pluviometrica con RAINMAP FVG.....	17
6	CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM	19
6.1	Parametri generali.....	19
6.2	Calcolo della portata ante operam.....	20
7	L'INVARIANZA IDRAULICA	22
7.1	Il metodo italiano diretto	23
7.2	Il metodo del serbatoio lineare (Paoletti-Rege Ganas, 1979).....	25
7.3	Il metodo delle sole piogge	27
7.4	Il metodo cinematico o della corrivazione (Alfonsi-Orsi, 1967).....	28
7.5	Metodo che prevede l'utilizzo della modellistica idrologico- idraulica	29
8	CALCOLO DEL VOLUME DI INVASO.....	31
8.1	Calcolo del tempo di corrivazione post operam	32
8.2	Metodo del serbatoio lineare (Paoletti e Rege Ganas, 1979)	33
8.3	Metodo cinematico (Alfonsi e Orsi, 1967).....	33
8.4	Conclusioni	34
9	REGOLAZIONE DELLA PORTATA IN USCITA	35

10 ENTE COMPETENTE AL RILASCIO DEL PARERE.....	36
11 PIANI DI MANUTENZIONE DEGLI INTERVENTI DI INVARIANZA IDRAULICO-IDROLOGICA	37
12 TABELLA RIASSUNTIVA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA DA APPLICARSI AD OGNI SINGOLA TRASFORMAZIONE	41
12.1 Descrizione della trasformazione oggetto dello studio di compatibilità idraulica	41
12.2 Descrizione delle caratteristiche dei luoghi.....	41
12.3 Valutazione delle caratteristiche dei luoghi ai fini della determinazione delle misure compensative.....	42
12.4 Descrizione delle misure compensative proposte	43

1 PREMESSE

Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale la portata idrica risultante dal drenaggio di un'area, sia essa recapitata in fognatura o in un corso d'acqua superficiale, dev'essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo nell'area specifica.

Il principio che si applica agli interventi di ristrutturazione edilizia, urbanistica e di nuova costruzione è stato introdotto in Friuli con la delibera n. 800 del 21.03.2018, che prende ispirazione anche dall'esperienza maturata in altre regioni d'Italia che da tempo hanno introdotto nella gestione dei loro territori l'osservanza di tale principio, quali ad esempio il Veneto (2009), l'Emilia Romagna (2003), la Lombardia (2006) e la Provincia Autonoma di Bolzano (2002).

La presente relazione accompagna la proposta di variante al P.R.G.C. Esso riguarda un'area inserita nella zona sud di Udine (UD), più precisamente tra Via Caduti del Lavoro e Via del Partidor in corrispondenza del Piazzale del Commercio.

La variante al P.R.G.C. prevede di trasformare una zona attualmente avente destinazione d'uso **E7-ambiti agricoli minori** in una zona **Spa-aree destinate a pubblica amministrazione**.

2 PRINCIPALE NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Regio Decreto 25/07/1904, n. 523 "Testo unico contenente norme sulle opere idrauliche";
- D.M. LL. PP. 12/12/1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni";
- Legge 18/05/1989, n. 183 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale del suolo";
- Legge 05/01/1994, n. 36 "Legge Galli";
- D.Lgs. n. 152/2006 e ss.mm.ii;
- Delibera n. 4 del 19/06/2007 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino: "Adozione di Variante al Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione e delle corrispondenti misure di salvaguardia, ai sensi del D. Lgs. 3 aprile 2006, n. 152";
- D. Lgs. 23 febbraio 2010, n. 49 "Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni";
- Legge regionale 29 aprile 2015, n. 11 - Disciplina organica in materia di difesa del suolo e di utilizzazione delle acque
- Delibera 800 del 21.03.2018 e suoi allegati

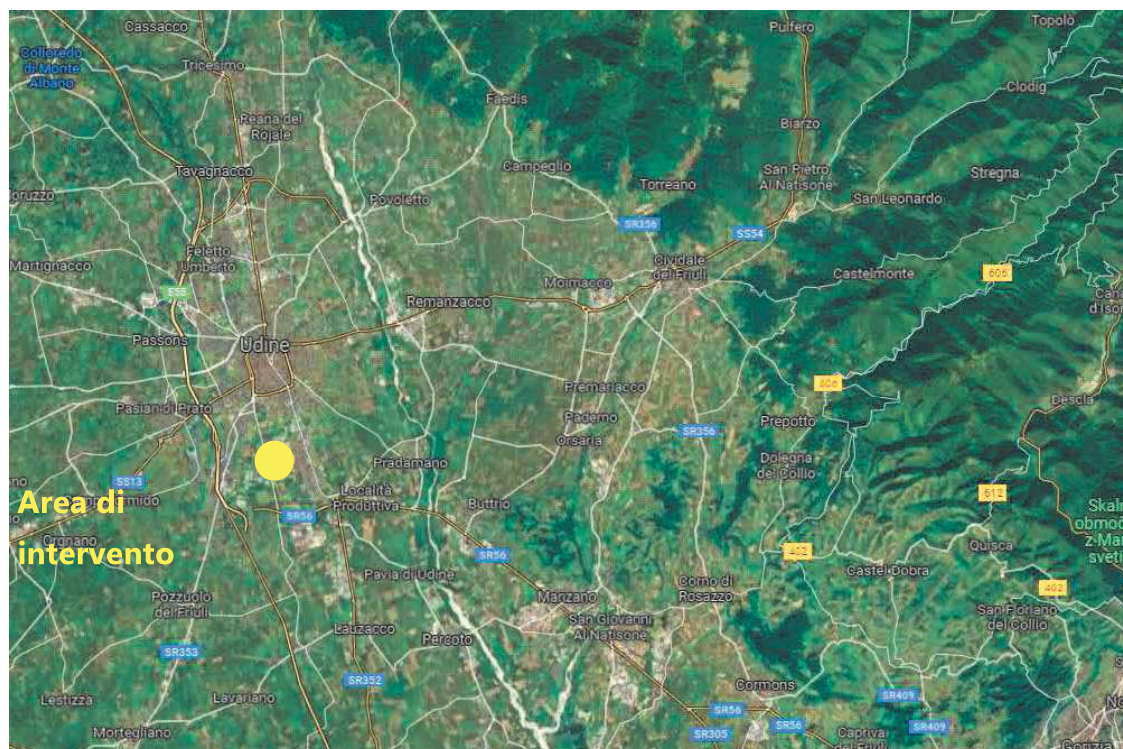
- Legge regionale 29 aprile 2019, n. 6

3 LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

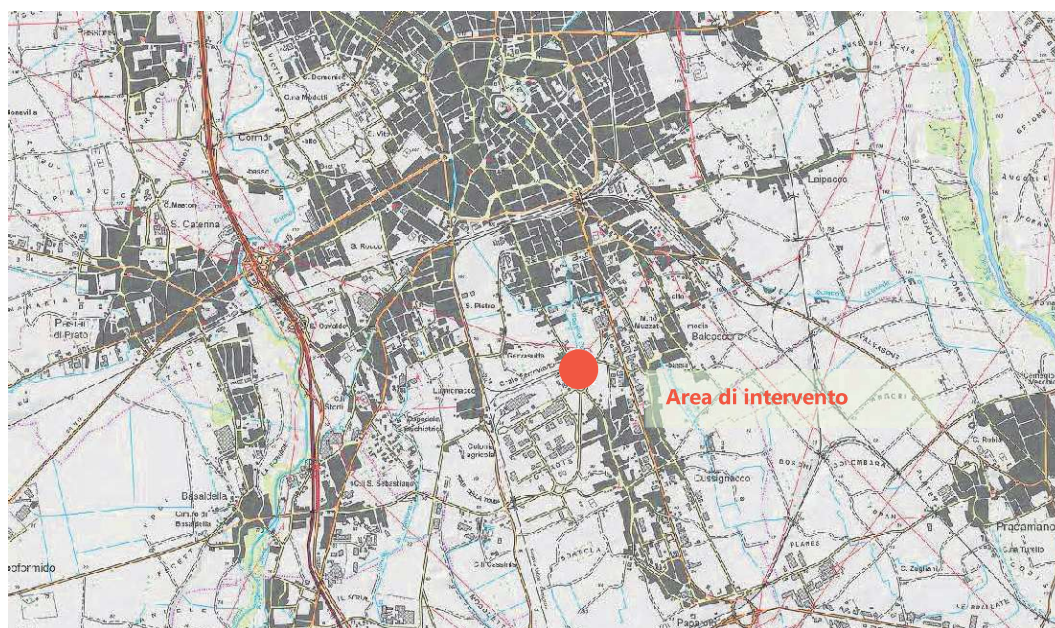
3.1 ORTOFOTO DELL'AREA

L'area di intervento si trova a sud di Udine (UD), più precisamente tra Via Caduti del Lavoro e Via del Partidor in corrispondenza del Piazzale del Commercio.

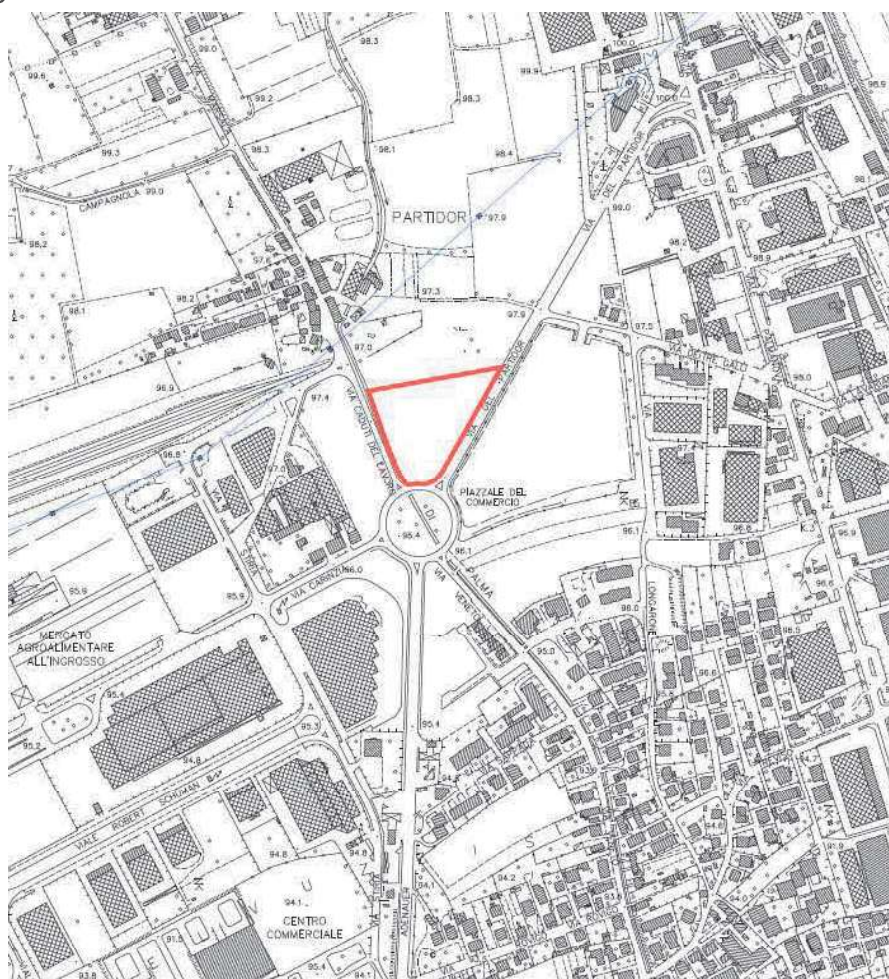
Il terreno oggetto di trasformazione occupa una superficie complessiva di **1,25 ha**.



3.2 CARTA TECNICA REGIONALE



Nel dettaglio:



Le coordinate della zona sono le seguenti:

$$X = \underline{46.040659} \quad Y = \underline{13.246728} \quad Z = \underline{96,40}$$

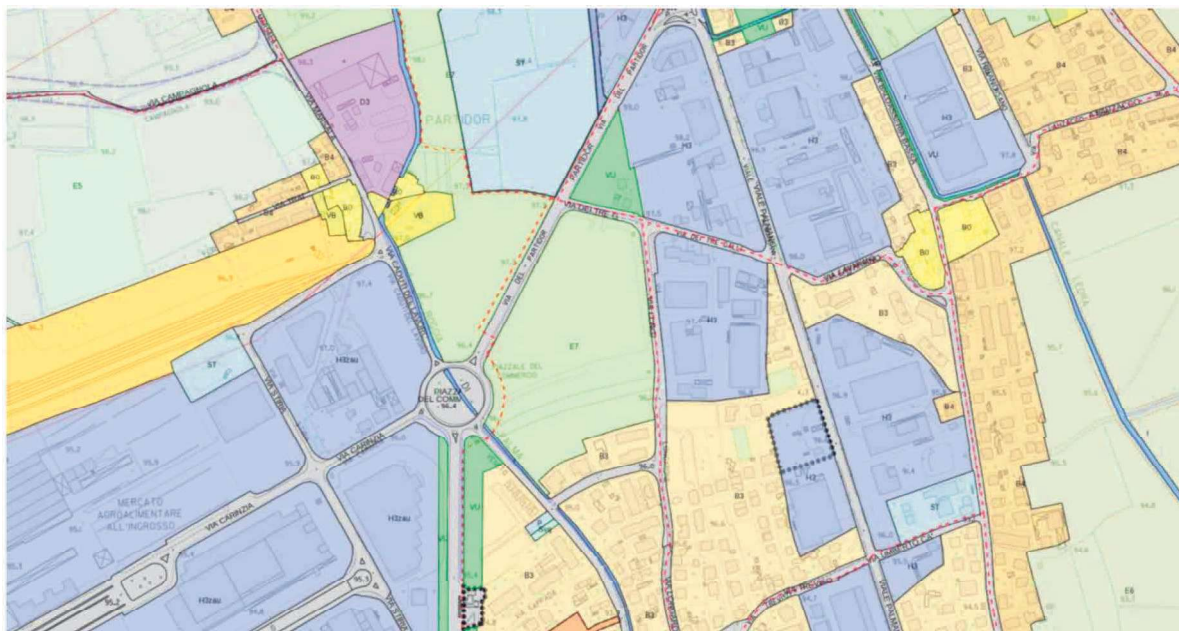
3.3 ASPETTI GEOLOGICI

Secondo quanto è riportato nella relazione geologica, l'area di intervento presenta lo strato più superficiale di terreno vegetale, mentre quello subito sotto di ghiaia sabbiosa debolmente limosa.

3.4 ASPETTI URBANISTICI

L'area oggetto dell'intervento è urbanisticamente classificata in **zona E7 – ambiti agricoli minori** ed è normata dagli artt. 9-10-11-12-13-14 delle NTA in vigore.

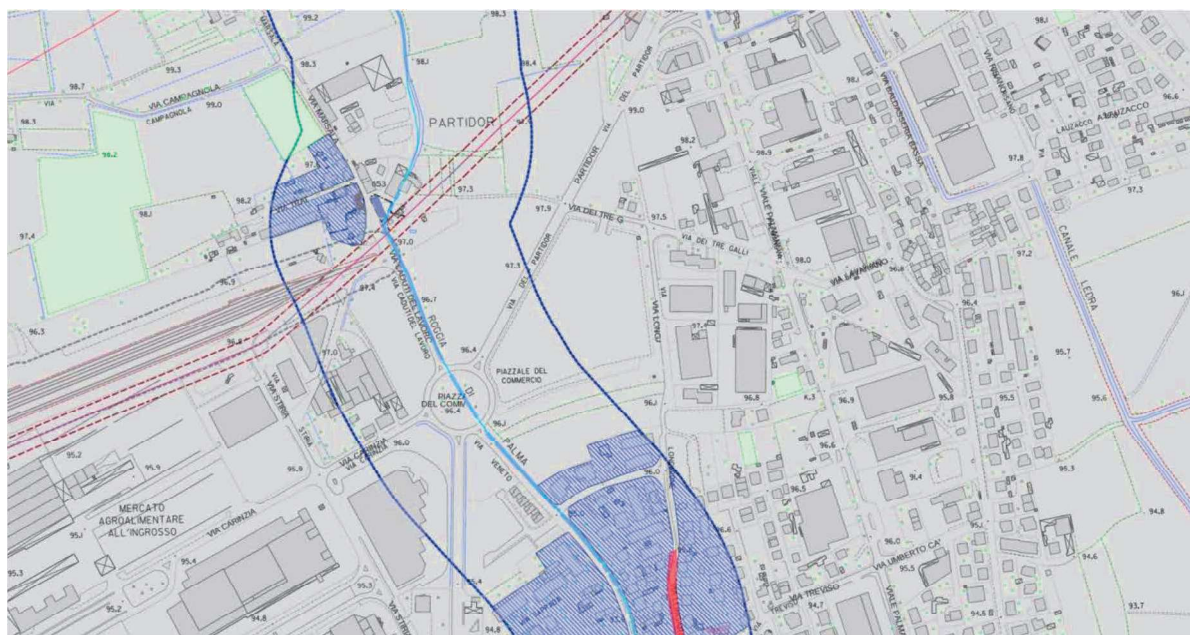
Poiché gli interventi futuri previsti dalla committenza non sono compatibili con la zona E7, si prevede una variante urbanistica. Il lotto avrà quindi destinazione d'uso **Spa-aree destinate a pubblica amministrazione**; le zone S sono attualmente normate dagli artt. 36-38 delle NTA in vigore.



Estratto NTA – stato di fatto

3.5 VINCOLI E FASCE DI RISPETTO

L'area interessata dal progetto è posta all'interno **della zona di rispetto di 150 metri dalla Roggia di Palma** e al di fuori della fascia di rispetto dell'elettrodotto Terna spa da 132 kV; lungo via del Partidor è prevista la realizzazione di una pista ciclabile; sempre su tale lato è presente un metanodotto interrato.



4 TRASFORMAZIONE IN PROGETTO

Per la realizzazione delle opere previste dalla committenza è necessario procedere in primis con una variante urbanistica, la cui documentazione viene allegata.

Nello specifico, il lotto in esame, avente estensione di **12.517 m²**, pari a 1,25 ha, ricade attualmente in zona **E7-ambiti agricoli minori** e ad oggi è un'area verde non interessata da alcun fabbricato. La variante prevede di trasformare il lotto in zona **Spa – attrezzature collettive urbane e di quartiere destinate alla pubblica amministrazione** e ospiterà la futura sede della Protezione Civile.

Per cui, allo stato di fatto si considera l'intera area di 12.517 m² adibita a verde.

Per definire la trasformazione prevista dalla variante si considera quanto riportato nella *"Relazione di Variante"*, ovvero:

- L'estratto delle NTA di variante in cui si elencano gli indici urbanistici da rispettare per le zone Spa, i quali vengono sotto riportati e sono:
 - QF = 0,50
 - Dc = 10,00
 - Ds = 10,00 m / 12,00 m dalla viabilità urbana di scorrimento
 - De = 10,00 m tra la parete finestrata di un edificio e la parete dell'edificio antistante
- Le fasce di rispetto introdotte dalla variante proposta, che vengono sotto riportate e sono:
 - In presenza di beni paesaggistici di cui all'art. 142 del Codice dei Beni Culturali è necessario mantenere una distanza minima tra i manufatti e il corso d'acqua almeno pari a 20,00 m;
 - Fascia di mitigazione con piantumazioni arboree posta ad almeno 10,00 m dal confine con via del Partidor.

Quindi, considerando le fasce di rispetto introdotte e gli indici urbanistici, nello specifico l'indice massimo di copertura fondiaria posto pari a 0,50, si ha che la **massima area che potrà essere impermeabilizzata nella presente variante urbanistica è pari a 6.259 mq.**

I calcoli vengono svolti considerando quindi il caso di più cautelativo, ovvero di massima impermeabilizzazione del lotto in esame; in tal modo si otterrà il massimo valore del volume da invasare con i relativi dispositivi di compensazione.

ART. 38 - ATTREZZATURE COLLETTIVE URBANE E DI QUARTIERE (S)

Indici urbanistici ed edilizi

Aree destinate a edifici di culto e opere accessorie (Sch)

Gli edifici di pregio storico e architettonico possono essere oggetto di interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, di restauro e risanamento conservativo; sono ammessi gli interventi di adeguamento normativo e funzionale.

QF	0,50
Dc	10,00 m
Ds	10,00 m
	12,00 m dalla viabilità urbana di scorrimento
De	10,00 m tra la parete finestrata di un edificio e la parete dell'edificio antistante

Aree destinate a pubblica amministrazione (Spa)

QF	0,50
Dc	10,00 m
Ds	10,00 m
	12,00 m dalla viabilità urbana di scorrimento
De	10,00 m tra la parete finestrata di un edificio e la parete dell'edificio antistante

Aree destinate a centro civico e sociale (Scs)

QF	0,50
Dc	10,00 m
Ds	10,00 m
	12,00 m dalla viabilità urbana di scorrimento
De	10,00 m tra la parete finestrata di un edificio e la parete dell'edificio antistante

Aree destinate a biblioteca (Sbib)

QF	0,50
Dc	10,00 m
Ds	10,00 m
	12,00 m dalla viabilità urbana di scorrimento
De	10,00 m tra la parete finestrata di un edificio e la parete dell'edificio antistante

Aree destinate a istruzione (Sistr)

QF	0,30 per interventi di nuova costruzione 0,50 per interventi su edifici esistenti
Ds	10,00 m
	12,00 m dalla viabilità urbana di scorrimento
De	10,00 m tra la parete finestrata di un edificio e la parete dell'edificio antistante

I parcheggi a servizio dei nidi d'infanzia, delle scuole dell'infanzia e delle scuole primarie devono essere collocati all'esterno della recinzione.

Estratto NTA di variante

Attrezzature destinate a pubblica amministrazione (Spa)

Per le sole aree destinate alla sede della Protezione Civile Comunale in via del Partidor:

- in presenza di beni paesaggistici, di cui all' 142 del Codice dei Beni Culturali, la distanza tra il corso d'acqua e qualsiasi manufatto non potrà essere inferiore a m. 20,00, misurata dalla sponda. E' ammesso il rafforzamento e l'integrazione della macchia naturale verde posta lungo la sponda della Roggia.
- Le piantumazioni arboree potranno essere eseguite esclusivamente con essenze autoctone, in forma regolare (filari, quinconcia, ecc.) senza generare confusione con il bosco naturale. Lungo via del Partidor la fascia di mitigazione dovrà essere posta a distanza non inferiore a m 10,00 dal bordo carreggiata.
- E' ammessa la posa di siepi lungo i confini, preferibilmente in essenze autoctone (carpino, filare di gelso, ecc.).
- Dovranno essere previste forme di recupero delle acque meteoriche.
- E' ammessa la realizzazione di impianti di produzione di energia da fonti rinnovabili purché integrati nei fabbricati.

Estratto vincoli NTA di variante

Si riporta quindi il confronto tra lo stato di fatto e la variante:



5 PARAMETRI IDROLOGICI

5.1 IL TEMPO DI RITORNO

Il tempo di ritorno rappresenta uno dei parametri fondamentali per il dimensionamento delle opere idrauliche. Tale parametro esprime il numero medio di osservazioni (o numero di anni) necessarie affinché un dato evento si verifichi. Pertanto, anziché parlare di probabilità che la portata d'acqua di un dato condotto ecceda la soglia di allarme, si privilegia il concetto che dopo un tempo medio, il tempo di ritorno, la portata d'acqua eccede il livello di soglia. Un tempo di ritorno più lungo indica cioè un evento più raro, perciò di notevole intensità. Chiaramente, corrispondendo maggiori portate a più grandi tempi di ritorno, il parametro "tempo di ritorno" influisce in misura notevole sulla determinazione della portata massima e deve essere in qualche misura correlato all'importanza dell'opera interessata.

La normativa regionale ha dato indicazioni precise per quanto riguarda l'assunzione del tempo di Ritorno per il dimensionamento dei volumi efficaci di laminazione per la verifica di invarianza idraulica. In questo documento si farà riferimento ad un tempo di ritorno pari a **50 anni**.

5.2 CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

In idrologia, le curve di possibilità pluviometrica sono particolari tipi di curve che esprimono la relazione tra le altezze massime e le durate di pioggia che si possono verificare in una determinata zona, per un assegnato valore del periodo di ritorno. Le curve di possibilità pluviometriche sono anche note come curve di possibilità climatica, linee segnalatrici di probabilità pluviometrica, curve di possibilità di pioggia, linee segnalatrici di pioggia, curve altezza-durata-frequenza o curve intensità-durata-frequenza.

Esistono diverse funzioni del tipo $h=f(t)$ a due o tre parametri che, con buona precisione, descrivono le curve di possibilità climatica. In Italia si utilizzano espressioni esponenziali monomie derivanti dalla legge a due parametri di Massari:

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

dove h e t rappresentano rispettivamente l'altezza (in mm) e la durata (in ore) della pioggia, mentre a ed n^1 sono parametri caratteristici di una determinata stazione pluviografica. Mentre " a " è funzione del tempo di ritorno, " n " è invece indipendente

¹ n è un parametro definito sempre minore di uno, in quanto all'aumentare della durata l'intensità deve diminuire.

da esso. Nella pratica quotidiana si ricorre ad un fascio di curve, ciascuna delle quali corrisponde a un valore diverso del tempo di ritorno.

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica caratteristiche di una determinata stazione, è necessario fare riferimento a serie storiche di dati di piogge massime annuali, relative a varie durate, registrati da uno stesso pluviografo in un periodo non inferiore a 20-30 anni. In Italia, per i cosiddetti eventi lunghi (di durata superiore all'ora), il Servizio Idrografico e Mareografico registra e riporta negli annali le massime altezze di pioggia riferite a durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per ciascuna durata si dispongono i dati della serie storica su un piano cartesiano e, interpolando i valori, si ottiene una curva di primo caso critico (circa dati relativi ad una durata di 24 ore di pioggia), una curva di secondo caso critico per eventi di durata pari a 12 ore e così via. Il tracciamento di queste curve avviene pertanto senza alcuna connotazione probabilistica.

Le curve di possibilità pluviometrica si ottengono, invece, trattando il campione di dati $h_{t1} \dots h_{tn}$ come estratto casualmente da una variabile continua $h(t)$. Ad ogni valore di questa variabile viene fatto corrispondere il valore di una funzione detta distribuzione di probabilità $p(h)$.

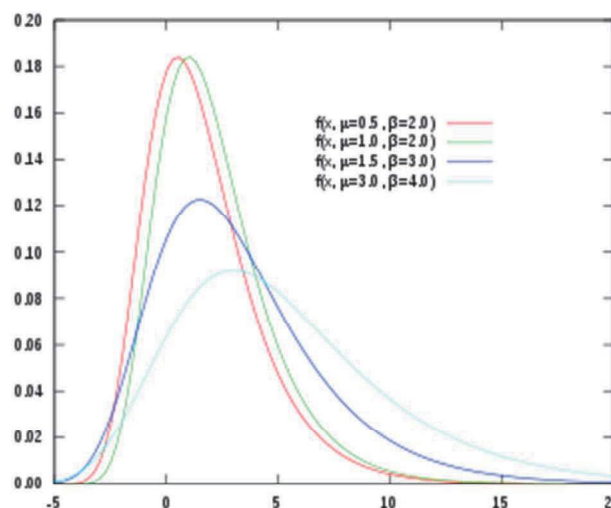
Il primo problema che si presenta è quello di scegliere la forma della distribuzione di probabilità capace di rappresentare con ragionevole approssimazione la distribuzione vera, ma incognita, della variabile $h(t)$.

La distribuzione di probabilità è caratterizzata dai parametri della distribuzione quali: la media μ_p e la varianza s_p^2 . Il secondo problema quindi è quello di stimare tali parametri della distribuzione.

Infine, per verificare l'affidabilità della distribuzione prescelta devono essere effettuati i test di controllo.

In idrologia si utilizzano diverse distribuzioni di probabilità, ma quella più utilizzata è la distribuzione di Gumbel.

La regione FVG ha realizzato un software di mappatura del regime pluviometrico regionale, utilizzando le serie storiche di 130 stazioni pluviometriche che coprono l'intervallo di tempo dal 1920 al 2013.



Tale software fornisce le curve di possibilità pluviometrica per ogni punto della regione, per vari tempi di ritorno.

5.3 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM

Il coefficiente di deflusso, nell'ambito del bacino idrografico di un corso d'acqua, esprime il rapporto fra deflussi (volume d'acqua defluito alla sezione di chiusura del bacino) e afflussi (precipitazioni).

In sostanza è il rapporto tra il volume di pioggia piovuto e il volume di pioggia che diventa efficace per il calcolo della portata.

Il suo valore varia da 0 a 1: il valore 0 idealmente caratterizza una superficie infinitamente permeabile che non permette il deflusso superficiale, il valore unitario rappresenta la situazione di superficie impermeabile in cui l'infiltrazione è nulla.

La norma regionale ha tabellato dei valori di riferimento per i coefficienti di deflusso: la tabella è qui riportata.

Uso del suolo	Ψ
Tetti a falde	0.90-1.00
Tetti metallici	0.90-1.00
Tetti a tegole	0.80-0.90
Tetti piani con rivestimento in cls	0.70-0.80
Tetti piani ricoperti di terra	0.30-0.40
Coperture piane con ghiaietto	0.80-0.90
Coperture piane seminate ad erba	0.20-0.30
Rivestimenti bituminosi	0.90-1.00
Pavimentazioni asfaltate	0.80-0.90
Pavimentazioni con asfalto poroso	0.40-0.50
Massicciata in strade ordinarie	0.40-0.80
Pavimentazioni di pietra o mattonelle	0.80-0.90
Lastricature miste, clinker, piastrelle	0.70-0.80
Lastricature medio-grandi con fughe aperte	0.60-0.70
Strade e marciapiedi	0.80-0.90
Superfici semi-permeabili (es. parcheggi grigliati drenanti)	0.60-0.70
Strade in terra	0.40-0.60
Rivestimenti drenanti, superfici a ghiaietto	0.40-0.50
Viali e superfici inghiaiate	0.20-0.60
Zone con ghiaia non compressa	0.10-0.30
Superfici boscate	0.10-0.30
Superfici di giardini e cimiteri	0.10-0.30
Prati di campi sportivi	0.10-0.20
Terreni coltivati	0.20-0.60
Terreni incolti, sterrati non compatti	0.20-0.30
Prati, pascoli	0.10-0.50

Tipologia urbana	Ψ
Costruzioni dense	0.80-0.90
Costruzioni spaziate	0.70-0.80
Aree con grandi cortili e giardini	0.50-0.60
Quartieri urbani con fabbricati radi	0.30-0.50
Zone a villini	0.30-0.40
Giardini, prati e zone non destinate a costruzioni e a strade	0.20-0.30
Parchi e boschi	0.10-0.20

5.4 RAFFRONTO TRA IL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM

A causa della trasformazione, il coefficiente di afflusso si modifica nel seguente modo, dove SDF identifica lo stato di fatto e quindi la situazione pre-variante urbanistica, mentre PRO quella post-intervento.

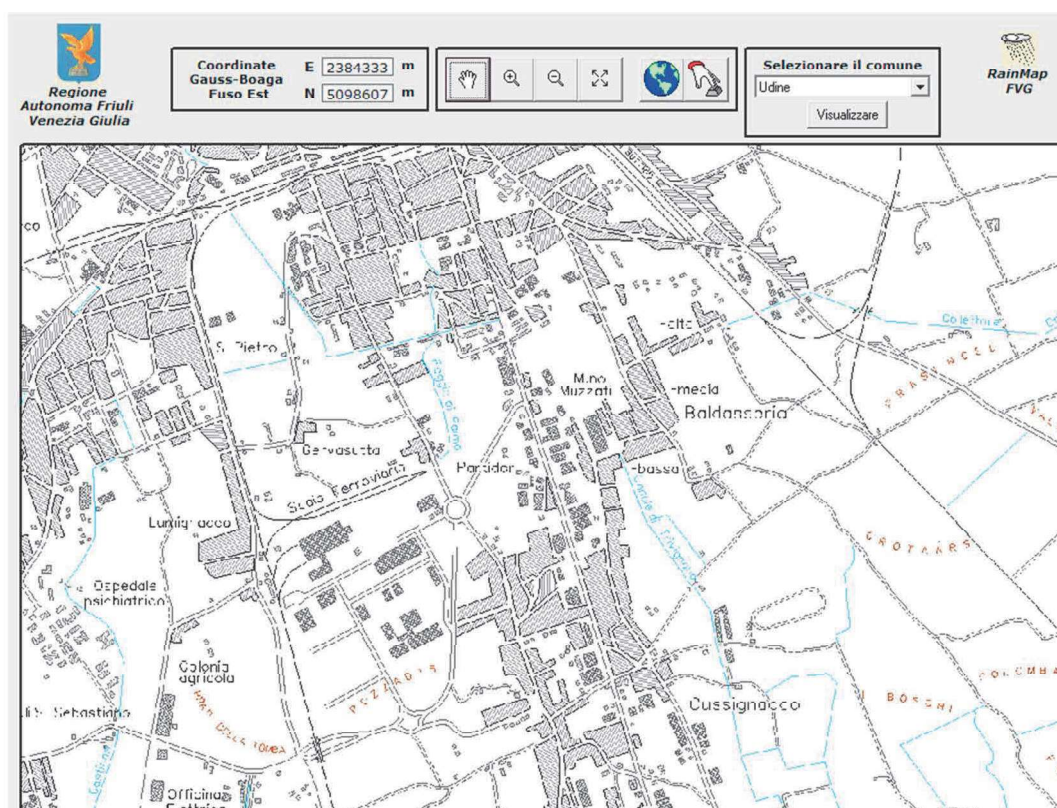
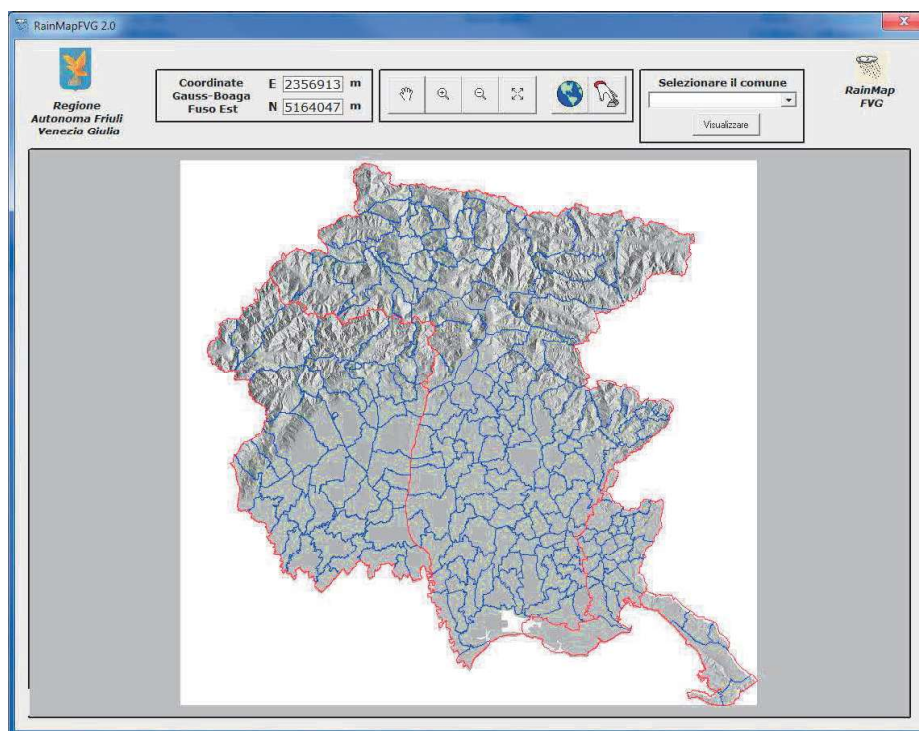
		SDF	PRO
	ϕ	[mq]	[mq]
1 Area verde	0,20	12.517,00	6.258,50
2 Area impermeabilizzata	0,90	0,00	6.258,50
Superficie totale		12.517	12.517
ϕ medio ponderale		0,200	0,550

5.5 TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione valutato in un determinato punto di una rete di drenaggio (naturale o artificiale) è il tempo che occorre alla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino in esame. Esso varia in funzione delle caratteristiche topografiche, pedologiche e geologiche del bacino e degli usi del suolo attuati sullo stesso.

Esistono vari metodi per valutare il tempo di corrivazione.

5.6 ANALISI PLUVIOMETRICA CON RAINMAP FVG

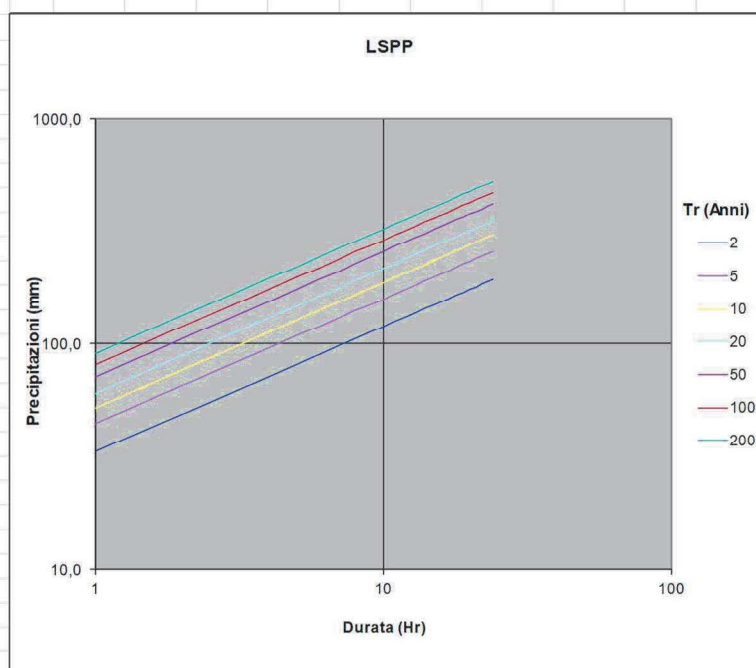


LSPP Friuli Venezia Giulia

Coordinate Gauss-Boaga Fuso Est		
	E	N
Input	2368430	5140130
Baricentro cella	2368250	5140250

Parametri LSPP							
n	0,554						
	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
a	33,2	44,3	52,3	60,4	71,73	80,8	90,5

Precipitazioni (mm)							
Durata (Hr)	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
1	33,2	44,3	52,3	60,4	71,7	80,8	90,5
2	48,8	65,1	76,8	88,7	105,3	118,7	132,9
3	61,1	81,5	96,1	111,1	131,9	148,6	166,3
4	71,7	95,6	112,7	130,3	154,7	174,3	195,1
5	81,1	108,2	127,6	147,4	175,1	197,3	220,8
6	89,8	119,7	141,1	163,1	193,7	218,2	244,3
7	97,8	130,3	153,7	177,7	210,9	237,7	266,1
8	105,3	140,4	165,6	191,3	227,2	256,0	286,5
9	112,4	149,8	176,7	204,2	242,5	273,2	305,8
10	119,2	158,8	187,3	216,5	257,1	289,7	324,2
11	125,6	167,5	197,5	228,3	271,0	305,4	341,8
12	131,8	175,7	207,3	239,5	284,4	320,5	358,7
13	137,8	183,7	216,7	250,4	297,3	335,0	375,0
14	143,6	191,4	225,8	260,9	309,8	349,1	390,7
15	149,2	198,9	234,6	271,1	321,8	362,7	405,9
16	154,6	206,1	243,1	280,9	333,6	375,9	420,7
17	159,9	213,2	251,4	290,5	345,0	388,7	435,1
18	165,0	220,0	259,5	299,9	356,1	401,3	449,1
19	170,1	226,7	267,4	309,0	366,9	413,5	462,8
20	175,0	233,3	275,1	317,9	377,5	425,4	476,1
21	179,8	239,6	282,7	326,7	387,8	437,1	489,2
22	184,5	245,9	290,0	335,2	398,0	448,5	501,9
23	189,1	252,0	297,3	343,5	407,9	459,7	514,5
24	193,6	258,1	304,4	351,8	417,6	470,6	526,7



TR= 50 anni

n=0,313

a=75,90 mm/oraⁿ

n'=4/3n=0,417 (perché T_{pioggia} < 1 ora)

6 CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM

Si calcola di seguito la portata ante operam con due metodi di calcolo.

6.1 PARAMETRI GENERALI

Il bacino

Il bacino complessivo presenta una superficie di **12.517 m²**, pari a 1,25 ha.

Stima del tempo di corrivazione

Nel caso in esame, il tempo di corrivazione viene calcolato come somma del tempo di accesso in rete e del tempo di rete. Vista la conformazione del sistema, il tempo di accesso in rete viene calcolato utilizzando la formula suggerita dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland (1971):

$$t_e = \left[26,3 \cdot \frac{(L/K_s)^{0,6}}{3600^{0,4(1-n)} \cdot a^{0,4} \cdot i^{0,3}} \right]^{\frac{1}{0,6+0,4n}}$$

in cui

t_e = tempo di accesso in rete [sec]

L = lunghezza superficie scolante [m]

K_s = coefficiente Gauckler-Strickler [m^{1/3}/s]

i = pendenza media superficie scolante

a = coefficiente equazione possibilità pluviometrica [m/oraⁿ]

n = coefficiente equazione possibilità pluviometrica

Considerando

- $L = 130,0$ m,
- $K_s = 5,0$ m^{1/3}/s,
- $i = 4,0\%$,

oltre ai valori di a ed n , si ottiene:

$t_e = 2.510$ sec = 41,8 minuti.

Essendo trascurabile in questo caso il tempo di rete, il tempo di corrivazione complessivo per il caso in esame viene assunto pari a **42 minuti**.

6.2 CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM

Stima del tempo di corrivazione ante operam

Il tempo di corrivazione ante operam è stimato in 42,0 minuti, pari a 0,70 ore.

Metodo cinematico

Il metodo viene anche denominato metodo aree-tempi per la necessità di precisare i tempi di drenaggio delle porzioni di superficie del bacino. Parametro fondamentale del metodo è il tempo di corrivazione del bacino, che è definito come il tempo necessario ad una particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura del bacino lungo il percorso idraulicamente più lungo.

E' un modello concettualmente semplice che descrive il deflusso di pioggia, e per la sua funzionalità risulta largamente utilizzato. Il modello è stato introdotto formulando una serie di ipotesi sulle quali si basa:

- si ipotizza che la formazione della piena sia dovuta esclusivamente a un trasferimento di massa liquida;
- ogni goccia d'acqua si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso che dipende esclusivamente dal luogo in cui è caduta;
- la velocità delle gocce non è influenzata da altre gocce (in realtà, invece, il tempo di corrivazione dipende dalla profondità d'acqua e dal grado di saturazione del terreno, per cui varia a seconda dell'intensità dell'evento e della stagione);
- la portata alla sezione di chiusura è ottenuta sommando tra loro le portate elementari, provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano allo stesso istante alla sezione di chiusura.

La prima ipotesi implica che all'interno del bacino siano esclusi fenomeni di invaso, mentre la seconda ipotesi equivale ad assumere che il tempo di corrivazione di un qualsiasi punto del bacino sia una costante. L'ultima ipotesi, unita alle due precedenti, equivale ad assumere che il modello sia lineare e stazionario.

Usando le unità di misura adottate usualmente nella pratica ed esprimendo l'intensità di pioggia mediante la curva di possibilità pluviometrica a due parametri, la portata può essere ricavata dalla seguente espressione:

$$Q = 2,78 \cdot S \cdot \varphi_a \cdot a(t) \cdot \tau_c^{n-1}.$$

Sostituendo i valori, si ottiene:

$$Q = 2,78 \cdot 1,25 \cdot 0,20 \cdot 75,90 \cdot 0,70^{0,417-1} = \mathbf{65 \text{ l/s}}$$

Metodo dell'invaso

Il metodo dell'invaso, concepito inizialmente come metodo di verifica da Paladini (1901) e Fantoli (1904) come un metodo di verifica, fu trasformato alla fine degli anni 20 da Massari (1927), Puppini (1923) e Supino (1929) in un metodo di progetto.

In questo caso il bacino è schematizzato come un serbatoio il cui volume invasato W è proporzionale alla portata uscente q :

$$k \cdot q(t) = W(t)$$

attraverso una costante k [T] denominata costante d'invaso.

Per il serbatoio lineare deve valere l'equazione di continuità. La differenza tra il volume in ingresso (pioggia netta) e volume uscente in un intervallo di tempo dt costituisce una variazione del volume invasato:

$$p(t) - q(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

in cui p e q rappresentano la portata rispettivamente entrante e uscente nel serbatoio al tempo t e con W è indicato il volume contenuto nel serbatoio al tempo t .

È evidente che in tale modello, tuttora molto usato nella progettazione e nella verifica delle fognature urbane, viene del tutto trascurato il fenomeno del ritardo (caratteristica del metodo cinematico).

La costante di invasio k è una caratteristica del particolare serbatoio..

Tralasciando i passaggi matematici, è possibile dimostrare che la portata critica uscente dal sistema con questo metodo è dato da:

$$Q = 2,78 \cdot S \cdot D(n) \cdot \varphi_a \cdot a(t) \cdot k^{n-1}$$

$$\Theta_c = C(n) \cdot k$$

Il metodo URBIS (Mignosa e Paoletti, 1986) calcola il parametro k in funzione del tempo di corrvazione secondo la relazione:

$$k = 0,7 \cdot T_c$$

Essendo $T_c = 42,0$ min, si ottiene:

$$k = 0,7 \cdot 42,0 = 29,3 \text{ min} = 0,488 \text{ ore}$$

Essendo $D(n) \approx 0,65$ per valori di n compresi tra 0,3 e 0,7 si ha pertanto:

$$Q = 2,78 \cdot 1,25 \cdot 0,65 \cdot 0,20 \cdot 75,90 \cdot 0,488^{0,417-1} = \mathbf{52 \text{ l/s}}$$

Conclusione

A tutela del corpo recettore, si considera la portata massima in uscita pari al min (65;52) l/s. **Pertanto, a favore di sicurezza, si considera $Q_{ante} = 52 \text{ l/s}$.**

7 L'INVARIANZA IDRAULICA

Secondo la delibera n. 800 del 21.03.2018 del FVG, i metodi di calcolo idrologico ed idraulico che possono essere utilizzati per il dimensionamento dei volumi di invaso (e che devono essere scelti in funzione del livello di significatività della proposta trasformazione) sono i seguenti:

1. il metodo italiano diretto
2. il metodo del serbatoio lineare (Paoletti-Rege Ganas, 1979)
3. il metodo delle sole piogge
4. il metodo cinematico o della corrivazione (Alfonsi-Orsi, 1967)
5. la modellistica idrologico-idraulica ovvero la scelta di un metodo di calcolo che preveda l'utilizzo del calcolo numerico per la determinazione delle portate di piena, la propagazione dei deflussi ed il conseguente dimensionamento delle opere.

In particolare si evidenzia che i metodi 1, 2, 3 e 4 sono modelli lineari e stazionari di tipo concettuale. Sono una rappresentazione schematica e semplificata dei fenomeni idrologici ed idraulici che governano la trasformazione afflussi-deflussi e possono tuttavia condurre a risultati molto differenti tra loro oltre che sottostimare i volumi reali da predisporre per la laminazione stessa. Le ipotesi semplificative su cui si basano i succitati metodi sono le seguenti:

- ietogramma costante nel tempo;
- perdite idrologiche calcolate con il coefficiente di afflusso costante nel tempo;
- portata iniziale nel sistema pari a zero.

7.1 IL METODO ITALIANO DIRETTO

Il presente metodo è un caso particolare derivato dal metodo italiano dell'invaso (Supino 1929; Puppini 1932). Questo procedimento permette di calcolare direttamente i volumi d'invaso necessari per modulare il picco di piena semplicemente mantenendo costante il coefficiente udometrico al variare del coefficiente di deflusso ϕ . Si può infatti scrivere:

$$w = w_0 \left(\frac{\phi}{\phi_0} \right)^{\frac{1}{1-n}} - v_0 \cdot I - w_0 \cdot P$$

con

$$\begin{aligned}\phi &= 0,9 \cdot Imp + 0,2 \cdot Per \\ \phi_0 &= 0,9 \cdot Imp^0 + 0,2 \cdot Per^0\end{aligned}$$

dove:

w = volume specifico di laminazione da calcolare (m³/ha)

w_0 = volume specifico naturalmente disponibile (m³/ha) per la laminazione delle piene prima della trasformazione del suolo (ANTE OPERAM).

Si ha generalmente:

- $w_0 = 100+150$ m³/ha nel caso di trasformazione di aree agricole e di bonifica (ad es. in dipendenza dallo stato dei terreni e loro sistemazione, tipo di lavorazione, stato vegetazionale)
- $w_0 = 40+50$ m³/ha nel caso di trasformazione di aree in ambito urbano non completamente impermeabilizzate e dotate di fognatura (piccoli invasi dovuti, ad es., a velo idrico, caditoie stradali, ristagni in piccoli avvallamenti del terreno)
- $w_0 = 10+15$ m³/ha nel caso di trasformazione di aree in ambito urbano (territorio impermeabilizzato) tenendo conto solo del velo idrico superficiale

F_0 = coefficiente di deflusso ANTE OPERAM

F = coefficiente di deflusso POST OPERAM

Imp^0 = frazione (%) area totale da ritenersi impermeabile ANTE OPERAM

Imp = frazione (%) area totale da ritenersi impermeabile POST OPERAM

Per^0 = frazione (%) area totale da ritenersi permeabile ANTE OPERAM

Per = frazione (%) area totale da ritenersi permeabile POST OPERAM

n = esponente della curva di possibilità pluviometrica

I = frazione (%) di superficie impermeabile e permeabile trasformata rispetto all'area allo stato iniziale

$P =$ frazione (%) di superficie inalterata rispetto allo stato iniziale (nota: $I + P = 100\%$)
 $v_0 =$ valore del volume specifico (m^3/ha) riferito ai piccoli invasi di superficie e quindi disponibile per la laminazione in superfici impermeabili e permeabili che sono diverse da quella agricola: si tratta di un valore convenzionale e riferito alla superficie POST OPERAM.

In genere:

$v_0 = 10+25 m^3/ha$ (i valori maggiori si attribuiscono a superfici irregolari ed a debole pendenza)

Si precisa che con il presente metodo:

1. anche le aree che non vengono pavimentate con la trasformazione, ma semplicemente sistemate e regolarizzate, devono essere considerate per il computo del parametro I (%);
2. i coefficienti Imp e Per servono a valutare il coefficiente di deflusso convenzionale che esprime la capacità del lotto di invasare le piogge prima di generare deflussi superficiali;
3. i coefficienti I e P rappresentano le porzioni rispettivamente urbanizzata ed inalterata del lotto oggetto dell'intervento;
4. in generale, nei terreni consorziali o laddove esiste un sistema di drenaggio con un Ente gestore preposto al funzionamento del medesimo, la massima portata ammissibile allo scarico è di solito definita dal competente Ente gestore sotto forma di massimo coefficiente udometrico ammissibile (litri /sec per ettaro);
5. il presente metodo è particolarmente indicato nel caso di trasformazioni di suoli agricoli.

7.2 IL METODO DEL SERBATOIO LINEARE (PAOLETTI-REGE GIANAS, 1979)

Tale procedura si basa sull'ipotesi che il bacino a monte dell'invaso di laminazione si comporti come un invaso lineare e quindi che le portate in ingresso possano essere stimate mediante il modello dell'invaso.

Tale approccio per la ricerca dell'evento critico dell'invaso di laminazione è stato seguito da diversi autori e, in particolare, gli studiosi Paoletti e Rege Gianas (1979) lo hanno interpretato in maniera originale determinando gli andamenti delle seguenti grandezze adimensionali:

$$F(n, m) = \frac{\theta_w}{k}$$

$$G(n, m) = \frac{W_0}{k \cdot Q_c}$$

dove:

k = costante d'invaso del bacino (in genere vale $k = 0.7 \cdot \Theta_c$ con Θ_c = tempo di corrivazione ovvero durata della pioggia che origina la portata critica Q_c ; in genere si può assumere $\Theta_c = t_e + t_r$ dove t_e = tempo di entrata nel sistema, t_r = tempo di rete)

Θ_w = durata critica della pioggia per l'invaso di laminazione (ovvero quella che conduce al minimo volume d'invaso W_0). Si evidenzia che, normalmente, $\Theta_w > \Theta_c$ dove Θ_c è la durata della pioggia che origina la portata critica Q_c del bacino che è la massima portata che transita nel sistema considerato

W_0 = volume d'invaso

Q_c = portata critica del bacino (POST OPERAM)

nelle seguenti ipotesi semplificative:

- ietogrammi netti di pioggia ad intensità costante
- applicazione del metodo dell'invaso lineare per la determinazione dell'onda di piena in arrivo all'invaso di laminazione
- svuotamento dell'invaso di laminazione a portata costante $Q_{u,max}$ durante la fase di colmo (laminazione ottimale)

Le due grandezze F, G sono calcolabili mediante l'ausilio di abachi (riportati di seguito) o per via analitica. Esse sono funzioni del parametro n della curva di possibilità pluviometrica, della funzione $D(n)$ e del valore di m , in particolare:

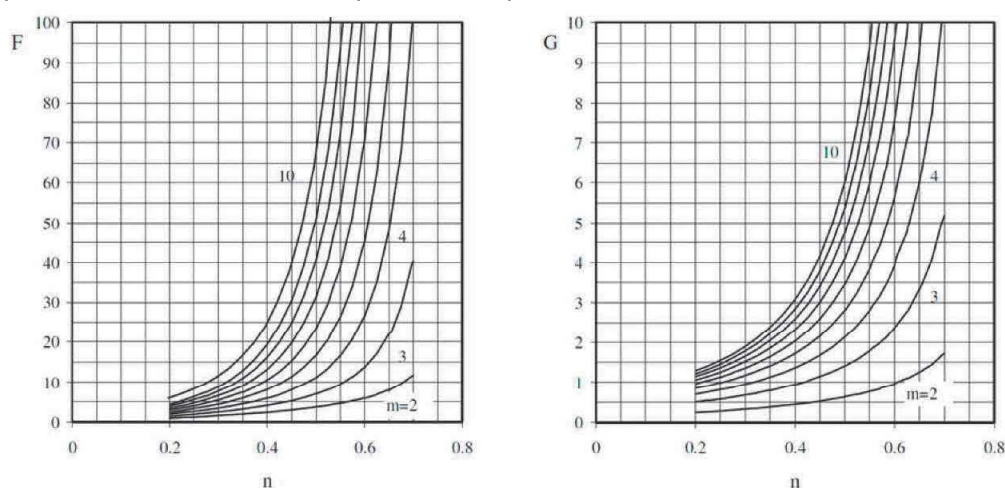
$m = Q_c / Q_{u,max}$ = rapporto tra le portate critiche calcolate con il metodo dell'invaso lineare (POST OPERAM ed ANTE OPERAM/valore imposto da Ente gestore);

Q_c = portata critica calcolata seguendo il modello dell'invaso lineare nella situazione POST OPERAM . Si ha pertanto $Q = 2,78 \cdot S \cdot 0,65 \cdot \varphi \cdot a(t) \cdot k^{n-1}$ dove S [ha], k [ore] ed a [mm/oraⁿ].

$Q_{u,max}$ = portata massima di svuotamento della vasca e, quindi, del sistema di invarianza idraulica. Tale valore è calcolato seguendo il modello dell'invaso lineare nelle ipotesi ANTE OPERAM oppure è un valore imposto dal competente Ente gestore. Seguendo il modello dell'invaso lineare, in assenza di indicazioni da parte del competente Ente gestore, la portata critica è: $Q = 2,78 \cdot S \cdot 0,65 \cdot \varphi_0 \cdot a(t) \cdot k_0^{n-1}$

$D = C^{n-1} \cdot (i - e^{-C})$. Esso assume comunque valori variabili (0.64+0.70) nell'ipotesi di $0,25 < n < 0,70$. In genere si pone con buona approssimazione: $D = 0,65$

n = parametro della curva di possibilità pluviometrica



Le grandezze F , G sono calcolabili utilizzando le seguenti equazioni:

$$n \cdot F + (1 - n) \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{\frac{D}{m} \cdot F^{2-n}}{1 - e^{-F}} = 0$$

$$G(n, m) = g(n, m) \cdot F(n, m)$$

$$g(n, m) = \frac{F^{n-1}}{D} - \frac{F^{n-2}}{D} \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{1}{m} - \frac{1}{m \cdot F} \cdot \ln \left[\left(\frac{m \cdot F^{n-1}}{D} - 1 \right) \cdot (1 - e^{-F}) \right]$$

Noti i valori di queste funzioni è immediato calcolare il parametro Θ_w ed il volume W_0 che rappresenta il volume minimo da adottare per l'invaso di laminazione.

Si evidenzia che onde procedere alla validazione dei risultati, dovendosi assumere per il parametro n valori differenti a seconda che le piogge di progetto siano superiori oppure inferiori alla durata oraria (in quest'ultimo caso vale $n' = 4/3 - n$), risulta fondamentale confrontare le durate di pioggia calcolate (Θ_w e Θ_c) con le ipotesi di assunzione di n .

7.3 IL METODO DELLE SOLE PIOGGE

Tale modello si basa sul confronto tra la curva cumulata delle portate entranti e quella delle portate uscenti ipotizzando che sia trascurabile l'effetto della trasformazione afflussi-deflussi operata dal bacino e dalla rete drenante. In genere questo approccio tende pertanto a produrre valori cautelativi.

Nelle condizioni sopra descritte, applicando uno ietogramma netto di pioggia ad intensità costante, il volume entrante prodotto dal bacino scolante risulta pari a:

$$W_e = S \cdot \psi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove:

S = superficie di riferimento

ψ = coeff. di afflusso POST OPERAM

a, n = coefficienti della curva di possibilità pluviometrica

θ = durata critica della pioggia

mentre il volume uscente considerando una laminazione ottimale $Q_u = Q_{u,max}$ risulta:

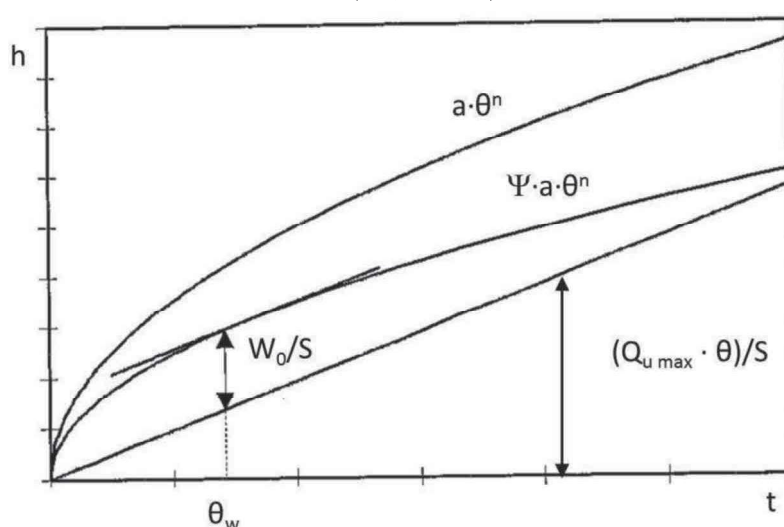
$$W_u = Q_{u,max} \cdot \theta$$

Il volume massimo da invasare a questo punto è dato dalla massima differenza tra le due curve descritte dalle precedenti due relazioni e può essere individuato graficamente riportando sul piano (h, θ) la curva di possibilità pluviometrica netta:

$$h_{netta} = \psi \cdot a \cdot \theta^n$$

e la retta rappresentante il volume, riferito all'unità di area del bacino a monte, uscente dalla vasca:

$$h_u = (Q_{u,max} \cdot \theta) / S$$



Esprimendo matematicamente la condizione di massimo, ossia derivando l'espressione

$\Delta W = (h_{netta} - h_u)$ si ricava la durata critica θ_w :

$$\theta_w = \left(\frac{Q_{u,max}}{2.78 \cdot S \cdot \psi_{post} \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

dove S [ha], W [m³], a [mm/oraⁿ], θ [ore], Q [l/s], Per i parametri θ_w (ore) e W_0 (m³).

A questo punto il volume di invaso W_0 necessario a garantire l'invarianza idraulica può essere calcolato con la seguente espressione:

$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \psi_0 \cdot a \cdot \theta_w^n - 3.6 \cdot Q_{u,max} \cdot \theta_w$$

7.4 IL METODO CINEMATICO O DELLA CORRIVAZIONE (ALFONSI-ORSI, 1967)

Il presente approccio ipotizza l'intero bacino come un sistema composto da tanti canali lineari disposti in parallelo ovvero si considerano prevalenti all'interno del bacino di scolo i fenomeni di traslazione dell'acqua: la schematizzazione del processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino di monte è di tipo cinematico.

Sulla base di questa impostazione Alfonsi e Orsi (1967) hanno sviluppato un metodo pratico per il calcolo del volume critico dell'invaso di laminazione nelle seguenti ipotesi semplificate:

1. ietogrammi netti di pioggia ad intensità costante
2. curva aree-tempi lineare
3. svuotamento a portata costante pari a Q_{max} (laminazione ottimale)

Il volume W invasato può pertanto essere ottenuto in funzione della durata θ della pioggia, del tempo di corrivazione T_0 del bacino, della portata massima uscente dall'invaso $Q_{u,max}$, del coefficiente di afflusso ψ della superficie di riferimento S e dei parametri pluviometrici a ed n:

$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \psi_0 \cdot a \cdot \theta^n + 1.295 \cdot T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\psi \cdot S \cdot a} - 3.6 \cdot Q_u \cdot \theta - 3.6 \cdot Q_u \cdot T_0$$

Imponendo la condizione di massimo per il volume W ovvero derivando l'equazione appena descritta rispetto alla durata θ ed eguagliando a zero si trova:

$$2.78 \cdot n \cdot \psi_0 \cdot S \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + 0.36 \cdot (1-n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\psi_0 \cdot S \cdot a} - Q_u = 0$$

A questo punto nella relazione implicita si può facilmente ricavare la durata critica θ_w , riferita all'invaso di laminazione che, inserita nella relazione per il calcolo di W, consente di ricavare il valore, espresso in m³, da assegnare all'invaso stesso W_0 :

$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \psi_0 \cdot a \cdot \theta_w^n + 1.295 \cdot t_c \cdot Q_{u,max}^2 \cdot \frac{\theta_w^{1-n}}{\psi_0 \cdot S \cdot a} - 3.6 \cdot Q_{u,max} \cdot \theta_w - 3.6 \cdot Q_{u,max} \cdot t_c$$

Si evidenzia che nell'uso tradizionale la formula razionale viene utilizzata adottando il metodo di corrivazione. Pertanto la portata critica Q_c (l/s) ha una durata critica pari al

tempo di corrivazione del bacino T_0 (ore) e può essere calcolata con la seguente espressione:

$$Q = 2,78 \cdot S \cdot \psi_a \cdot a(t) \cdot T_0^{n-1}.$$

dove S (ha) ed a (mm/oraⁿ).

7.5 METODO CHE PREVEDE L'UTILIZZO DELLA MODELLISTICA IDROLOGICO- IDRAULICA

I modelli di simulazione matematica sono generalmente i più adatti per la verifica di reticoli drenanti complessi (che possono contenere, ad esempio, stazioni di sollevamento, sifoni, vasche volano, sfioratori, valvole) aventi media o elevata estensione in quanto sono in grado di riprodurre con maggior precisione le portate di deflusso che si originano a seguito di una assegnata sollecitazione meteorica e simulare i conseguenti fenomeni idraulici (a moto vario) all'interno delle condotte e dei canali di drenaggio.

La modellazione matematica da utilizzare per la verifica della condizione di invarianza idraulica ai sensi del presente regolamento deve considerare come minimo l'impiego di un modello afflussi-deflussi distribuito concettuale accoppiato ad un modello idraulico monodimensionale di propagazione della piena nei collettori.

I passaggi necessari alla costruzione di un modello matematico così descritto possono essere così semplicemente schematizzati:

1. individuazione della pioggia di progetto (ietogramma) con $T_r=50$ anni, con i parametri pluviometrici calcolati utilizzando RainMap FVG;
2. suddivisione del bacino in sottobacini;
3. schematizzazione di ciascun sottobacino (approccio concettuale);
4. calcolo della trasformazione afflussi-deflussi (modulo idrologico) per ogni singolo sottobacino;
5. calcolo della propagazione dei deflussi di piena in rete (modulo idraulico);
6. dimensionamento delle opere e dei manufatti di laminazione.

Al modellamento della rete va dedicata la massima attenzione onde evitare che la scelta di metodi sofisticati di calcolo venga di fatto vanificata da insufficienti informazioni sul comportamento del bacino scolante e sulle sue caratteristiche (ad es. geometriche e fisiche).

Ove possibile, il modello va calibrato e verificato con serie storiche di dati (se disponibili).

Possono essere utilizzate anche forme più sofisticate di modelli matematici ricordando però che questi ultimi sono di difficile utilizzo e necessitano generalmente di una maggiore quantità di dati nella fase di input che non sono sempre disponibili.

Alcuni applicativi (commerciali e non) sono in grado altresì di simulare l'utilizzo delle buone pratiche costruttive (ad es. tetti verdi, fasce di infiltrazione, cisterne) nonché l'inserimento nel sistema di dispositivi idraulici quali, ad esempio, pozzi drenanti, bacini e vasche di infiltrazione.

Si lascia pertanto ampia libertà di scelta sull'applicativo da utilizzare purché l'approccio metodologico necessariamente includa:

1. la determinazione della pioggia netta (utilizzando, a scelta, il metodo di Green-Ampt, Horton oppure Curve Number);
2. l'utilizzo di uno o più ietogrammi di progetto di tipo Chicago (in quanto lo ietogramma di tipo costante conduce spesso ad una sottostima dei valori critici e la sua intensità risulta inferiore all'intensità di picco degli eventi reali);
3. l'indicazione degli eventi critici di progetto ovvero la determinazione delle condizioni critiche che si riferiscono, a seconda del manufatto da dimensionare, alla portata di picco che il sistema dovrà essere in grado di smaltire ed al volume di piena che l'opera o le opere (ad es. vasche volano) dovranno laminare in funzione dei vincoli di portata allo scarico.

8 CALCOLO DEL VOLUME DI INVASO

Nel caso in esame, trattandosi di un intervento avente una superficie di riferimento pari a 1,25 ha, il **livello di significatività della trasformazione è ELEVATO**.

Livello di significatività della trasformazione art. 5	Trasformazioni urbanistico-territoriali			Trasformazioni fondiarie art.2, c.1 lettera e)
	Strumenti urbanistici comunali generali e loro varianti art.2, c.1 lettera a)	Piani territoriali infraregionali, piani regolatori portuali, piani regolatori particolareggiati comunali art.2, c.1 lettera b)	Interventi edilizi art.2, c.1, lettere c), d)	
NON SIGNIFICATIVO oppure TRASCURABILE art. 5, c. 3	$S \leq 500 \text{ mq}$ oppure $S > 500 \text{ mq}$ e Ψ_{medio} rimane costante o diminuisce oppure scarico diretto a mare, laguna, ...	$S \leq 500 \text{ mq}$ oppure $S > 500 \text{ mq}$ e Ψ_{medio} rimane costante o diminuisce oppure scarico diretto a mare, laguna, ...	$S \leq 500 \text{ mq}$ oppure $S > 500 \text{ mq}$ e Ψ_{medio} rimane costante o diminuisce oppure scarico diretto a mare, laguna, ...	$S \leq 1.0 \text{ ha}$ oppure $S > 1.0 \text{ ha}$ e Ψ_{medio} rimane costante o diminuisce oppure scarico diretto a mare, laguna, ...
CONTENUTO	$500 \text{ mq} < S \leq 1000 \text{ mq}$	$500 \text{ mq} < S \leq 1000 \text{ mq}$	$500 \text{ mq} < S \leq 1000 \text{ mq}$	
MODERATO	$1000 \text{ mq} < S \leq 5000 \text{ mq}$	$1000 \text{ mq} < S \leq 5000 \text{ mq}$	$1000 \text{ mq} < S \leq 5000 \text{ mq}$	$1.0 \text{ ha} < S \leq 10 \text{ ha}$
MEDIO	$0.5 \text{ ha} < S \leq 1 \text{ ha}$	$0.5 \text{ ha} < S \leq 1 \text{ ha}$	$0.5 \text{ ha} < S \leq 1 \text{ ha}$	$10 \text{ ha} < S \leq 50 \text{ ha}$
ELEVATO	$1 \text{ ha} < S \leq 5 \text{ ha}$ oppure $S > 5 \text{ ha}$ e $\Psi_{\text{medio}} < 0.4$	$1 \text{ ha} < S \leq 5 \text{ ha}$ oppure $S > 5 \text{ ha}$ e $\Psi_{\text{medio}} < 0.4$	$1 \text{ ha} < S \leq 5 \text{ ha}$ oppure $S > 5 \text{ ha}$ e $\Psi_{\text{medio}} < 0.4$	$S > 50 \text{ ha}$
MOLTO ELEVATO	$S > 5 \text{ ha}$ e $\Psi_{\text{medio}} \geq 0.4$	$S > 5 \text{ ha}$ e $\Psi_{\text{medio}} \geq 0.4$	$S > 5 \text{ ha}$ e $\Psi_{\text{medio}} \geq 0.4$	

Pertanto, oltre ad essere obbligatorio l'utilizzo delle buone pratiche costruttive, è anche obbligatorio lo studio di compatibilità idraulica con la determinazione dei volumi di invaso, utilizzando la soluzione più conservativa tra due dei seguenti metodi di calcolo idrologico-idraulico scelti a piacere:

- Metodo cinematico o della corrivazione (Alfonsi-Orsi, 1967)
- Metodo del serbatoio lineare (Paoletti-Rege Gianas, 1979)

- Modellistica idrologico-idraulica

Nel caso in esame vengono adottati i primi due metodi di calcolo.

8.1 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE POST OPERAM

Nel caso in esame, il tempo di corrivazione viene calcolato come somma del tempo di accesso in rete e del tempo di rete.

Vista la conformazione del sistema, il **tempo di accesso in rete** viene valutato utilizzando il diagramma di **Wisner e Kassem** (1983), estrapolando un tempo pari a 7 min.

Figura 9.11 – Tempo di ingresso in rete per diversi tempi di ritorno [Wisner e Kassem, 1983].

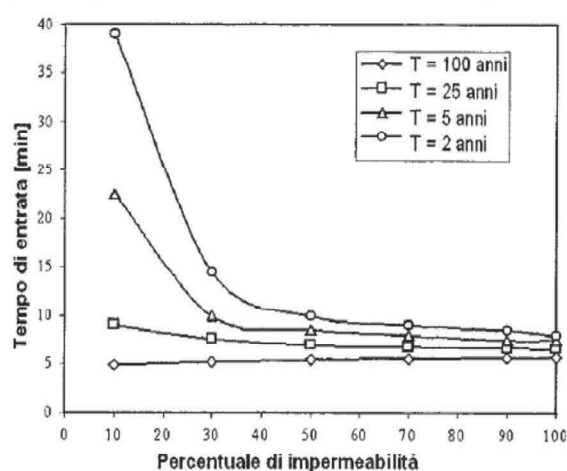


Tabella 9.2 – Tempo t_e di ingresso in rete

Tipi di bacini	t_e [min]
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali	5 ÷ 7
Centri urbani semi intensivi con pendenze modeste e caditoie stradali meno frequenti	7 ÷ 10
Aree urbane di tipo estensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti	10 ÷ 15

A questo tempo va aggiunto il **tempo di rete** (t_r), pari al tempo che la particella impiega a percorrere fossati e tubazioni, fino a raggiungere la sezione terminale.

$$t_r = 100 \text{ m} / 1,5 \text{ m/s} = 66 \text{ secondi, pari a circa 1 minuto.}$$

Il tempo di corrivazione è dato da: $\tau_c = t_e + t_r$

Il tempo di corrivazione complessivo per il caso in esame viene assunto pari a **9 minuti**.

8.2 METODO DEL SERBATOIO LINEARE (PAOLETTI E REGE GIANAS, 1979)

Dalla formula

$$n \cdot F + (1 - n) \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{\frac{D}{m} \cdot F^{2-n}}{1 - e^{-F}} = 0$$

si ottiene un $F = 13,612$

Definiti g e G come

$$g(n, m) = \frac{F^{n-1}}{D} - \frac{F^{n-2}}{D} \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{1}{m} - \frac{1}{m \cdot F} \cdot \ln \left[\left(\frac{m \cdot F^{n-1}}{D} - 1 \right) \cdot (1 - e^{-F}) \right]$$

$$G(n, m) = g(n, m) \cdot F$$

si ottiene $g = 0,17041$ e $G = 2,320$.

Dalle relazioni

$$F(n, m) = \frac{\theta_w}{k}$$

$$G(n, m) = \frac{W_0}{k \cdot Q_c}$$

È possibile infine stimare la durata critica della pioggia $\theta_w = 86$ minuti e il volume di invaso **$W_0 = 308 \text{ mc}$**

8.3 METODO CINEMATICO (ALFONSI E ORSI, 1967)

Dalla formula

$$2.78 \cdot n \cdot \psi_0 \cdot S \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + 0.36 \cdot (1 - n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\psi_0 \cdot S \cdot a} - Q_u = 0$$

si ottiene un $\theta_w = 1,36$ ore (pari a circa 81 min), compatibile con la curva di possibilità pluviometrica considerata.

A questa durata critica corrisponde un volume calcolato tramite la

$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \psi_0 \cdot a \cdot \theta_w^n + 1.295 \cdot t_c \cdot Q_{u,max}^2 \cdot \frac{\theta_w^{1-n}}{\psi_0 \cdot S \cdot a} - 3.6 \cdot Q_{u,max} \cdot \theta_w - 3.6 \cdot Q_{u,max} \cdot t_c$$

pari a **$W_0 = 323 \text{ mc}$**

8.4 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti con i due diversi metodi mostrano modeste differenze legate alle ipotesi semplificative poste alla base dei due metodi utilizzati.

Tra i due metodi per il calcolo del volume di invaso, come prescritto nel Regolamento, si deve considerare il metodo che massimizza il volume, ovvero il metodo cinematico, dal quale si ottiene un volume **$W_0 = 323 \text{ mc}$** .

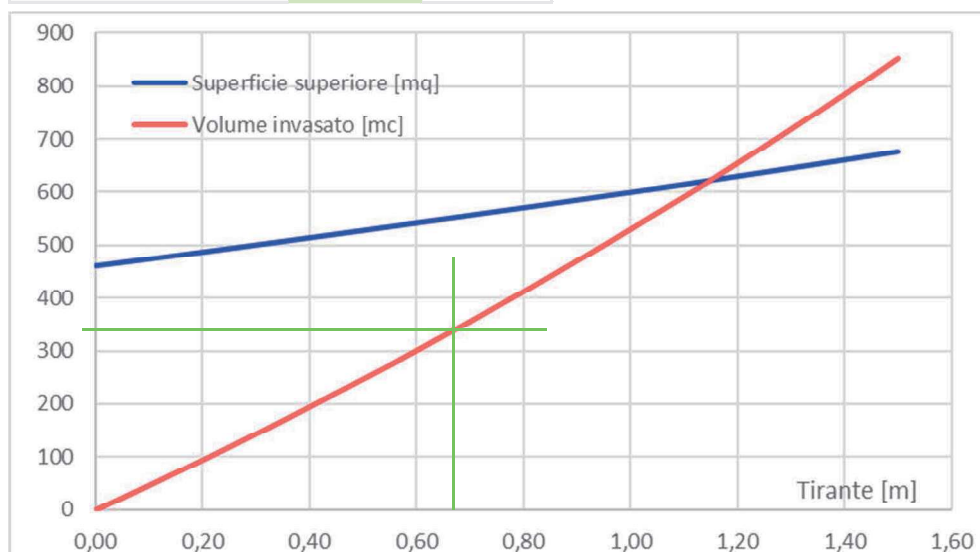
Il volume necessario per la laminazione della portata in arrivo potrà essere ottenuto mediante la formazione di un invaso naturale a cielo aperto oppure mediante vasche interrate o tubazioni.

9 REGOLAZIONE DELLA PORTATA IN USCITA

La limitazione di portata richiesta per rendere idraulicamente compatibile l'intervento di progetto è garantita dalla posa in opera di una tubazione di scarico dell'invaso con un sistema di regolazione della portata massima.

Essendo in fase di elaborazione della variante urbanistica, si ipotizza il **caso più sfavorevole ovvero di massima impermeabilizzazione dell'area in esame**. Questo comporta la realizzazione di un volume d'invaso avente dimensioni in pianta pari a 21,00 x 22,00 mq, pendenza delle scarpate pari a 3/2 e altezza di 65 cm. In tal modo si assicura un volume d'invaso superiore a 323 mc.

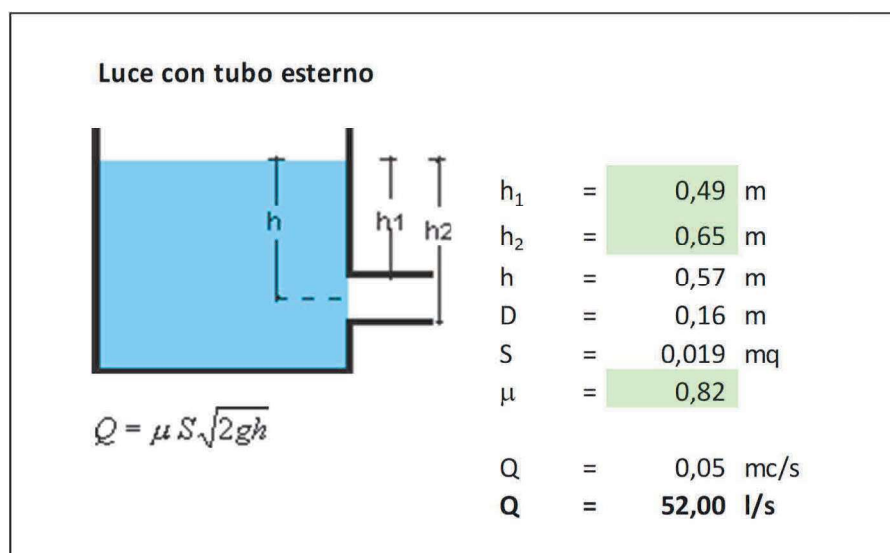
Larghezza	21,00	
Lunghezza	22,00	
Superficie di base	462,00	mq
Pendenza scarpate	1,50	m/m
Volume necessario	327,55	mc
Altezza necessaria	0,65	m



La portata di uscita da un serbatoio con tubo esterno è variabile con il carico idraulico h secondo la formula:

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Posizionando lo scorrimento della condotta di scarico alla base della vasca al fine di garantire il suo completo svuotamento, sarà necessario realizzare una strozzatura della tubazione in uscita con assicurando un diametro di 16 cm.



10 ENTE COMPETENTE AL RILASCIO DEL PARERE

La competenza al rilascio del parere è riportata nella tabella riportata al capitolo 7 dell'Allegato 1 alla Delibera:

Livello di significatività della classe di intervento	Ente preposto alla verifica di compatibilità idraulica e/o rilascio del parere di compatibilità idraulica			
	Strumenti urbanistici comunali generali e loro varianti art.2, c.1 lettera a)	Piani territoriali infraregionali, piani regolatori portuali, piani regolatori particolareggiati comunali art.2, c.1 lettera b)	Interventi edilizi art.2, c.1, lettere c), d)	Trasformazioni fondiarie art.2, c.1 lettera e)
NON SIGNIFICATIVO (asseverazione)	Regione	Regione	Comune	Ente gestore
CONTENUTO	Regione	Regione	Comune	
MODERATO	Regione	Regione	Comune (*)	Ente gestore
MEDIO	Regione	Regione	Comune (*)	Ente gestore
ELEVATO	Regione	Regione	Ente gestore	Ente gestore
MOLTO ELEVATO	Regione	Regione	Ente gestore	

(*) eventuale parere collaborativo rilasciato dall'Ente gestore

11 PIANI DI MANUTENZIONE DEGLI INTERVENTI DI INVARIANZA IDRAULICO-IDROLOGICA

L'art. 11 del Regolamento regionale sulle disposizioni in materia di invarianza idraulica prevede che tutti i dispositivi e gli interventi finalizzati al rispetto del principio dell'invarianza idraulica devono essere corredati di un piano di manutenzione.

La manutenzione è fondamentale per garantire il mantenimento in efficienza delle strutture e degli elementi realizzati per le funzioni di drenaggio delle acque meteoriche; serve ad assicurare alle strutture stesse un periodo di vita più lungo, permettendo di intervenire periodicamente nell'individuazione di eventuali malfunzionamenti che, se trascurati, ne potrebbero pregiudicare irrimediabilmente le funzioni.

A seconda delle tipologie di elementi di drenaggio si presentano ovviamente livelli differenti di complessità nella manutenzione.

La prima e più semplice distinzione riguarda sicuramente gli interventi ordinari, da svolgersi periodicamente seguendo un calendario prestabilito, dagli interventi straordinari, necessari al ripristino delle funzioni in caso di malfunzionamento, guasto o successivamente ad eventi meteorici o di altra natura (per esempio sversamenti abusivi, incidenti rilevanti) che interessino direttamente o indirettamente le strutture. Gli interventi di manutenzione ordinaria a seguito anche di un semplice controllo visivo dello stato di efficienza degli elementi drenanti o di accumulo a eseguito di ogni evento meteorico che li vede coinvolti possono essere:

- pulizia rifiuti;
- rimozione detriti;
- taglio selettivo delle specie vegetali;
- controllo di eventuali specie infestanti;
- eliminazione di problemi di scorrimento e/o intasamento;
- ispezione e controllo dell'efficienza e manutenzione di eventuali componenti meccaniche (impianti di sollevamento, captazione, rilascio, ecc.).

Gli interventi di manutenzione straordinaria da svolgere successivamente al riscontro di malfunzionamenti e sempre successivamente al verificarsi di eventi straordinari che abbiano danneggiato in tutto o in parte gli impianti di drenaggio possono essere:

- pulizia e smaltimento rifiuti;
- rimozione e smaltimento detriti;
- ripristino dei substrati filtranti danneggiati dal trasporto solido o da altre cause;
- reintegro e sostituzione delle essenze vegetali eventualmente danneggiate;
- risoluzione di problemi di intasamento;

- ispezione, controllo dell'efficienza e manutenzione di eventuali componenti meccaniche (impianti di sollevamento, captazione, rilascio, ecc.);
- rimessa in servizio dell'infrastruttura verde.

Per quanto riguarda gli interventi che prevedono la rimozione dei sedimenti occorrerà prevedere adeguate operazioni di pulizia ad hoc in relazione alle caratteristiche fisico-chimiche del sedimento e alla sua potenzialità inquinante.

Rispetto a quanto descritto, risulta evidente che a seconda del livello e complessità degli interventi di manutenzione gli stessi potranno essere svolti da operai generici (rimozione detriti), da tecnici esperti (ripristino di impianti di sollevamento) o comunque formati a svolgere mansioni specifiche. Tutto ciò dovrà essere realizzato seguendo un programma di manutenzione periodico strutturato secondo un piano nel quale siano individuate le diverse attività da svolgere e i relativi soggetti incaricati. Per tale ragione nelle schede di manutenzione dovranno essere indicati anche i nomi dei progettisti e degli esecutori delle opere che potranno, in caso di dubbio, indicare la modalità migliore di intervento nel caso non sia già indicata nel programma periodico. Per opere di particolare importanza, o qualora il processo di progettazione abbia consentito una partecipazione efficace in grado di coinvolgere i cittadini nella manutenzione, potrà essere indicato anche il nome dell'esperto/cittadino incaricato di svolgere la manutenzione o portatore di conoscenza.

Si riporta di seguito gli intervalli di tempo minimi tra gli interventi di manutenzione, con evidenziati gli interventi pertinenti al caso in esame.

Elemento	Intervento ordinario	Intervento straordinario	Presente o non presente
Vasche di accumulo a cielo aperto	Controllo di funzionamento degli eventuali organi di regolazione <i>Cadenza: annuale</i>	Pulizia periodica dei sedimenti accumulati <i>Cadenza: annuale</i>	NO
Pompe	Pulizia del filtro in ingresso <i>Cadenza: ogni sei mesi</i>	Pulizia dai sedimenti accumulati sul fondo della vasca di accumulo <i>Cadenza: all'occorrenza</i>	NO
	Verifica del funzionamento della pompa <i>Cadenza: ogni sei mesi</i>	Pulizia della girante della pompa necessaria per lo svuotamento <i>Cadenza: all'occorrenza e comunque almeno ogni 2 anni</i>	
Fossati	Pulizia periodica dei sedimenti accumulati <i>Cadenza: annuale</i>	Ricalibratura e controllo delle pendenze <i>Cadenza: all'occorrenza</i>	NO
	Sfalcio e taglio della vegetazione <i>Cadenza: mensile in estate – semestrale in inverno</i>		NO
Tubazioni di scarico e pozzetti	Pulizia periodica dei sedimenti accumulati <i>Cadenza: annuale</i>	Verifica integrità strutturale mediante videoispezione <i>Cadenza: ogni 5 anni</i>	SI
		Verifica della tenuta idraulica mediante videoispezione <i>Cadenza: ogni 5 anni</i>	
Vasche di accumulo a cielo aperto	Pulizia periodica dei sedimenti accumulati <i>Cadenza: ogni sei mesi</i>		SI
	Controllo di funzionamento degli eventuali organi di regolazione <i>Cadenza: annuale</i>		SI
	Pulizia periodica dei sedimenti accumulati		NO

Vasche di accumulo interrate	Cadenza: ogni sei mesi		
	Controllo di funzionamento degli eventuali organi di regolazione Cadenza: annuale		NO
Pozzi perdenti	Controllo e rimozione di eventuali accumuli di sedimenti o fanghi dal fondo Cadenza: ogni sei mesi	Verifica integrità strutturale Cadenza: ogni 5 anni	NO
Trincee filtranti	Pulizia e taglio delle specie erbacee presenti sulla fascia inerbita Cadenza: mensile in estate – semestrale in inverno	Asportazione e sostituzione dello strato di ghiaia fine quando intasato dai sedimenti Cadenza: all'occorrenza	NO
	Rimozione di sedimenti accumulati per prevenire l'intasamento della tubazione drenante Cadenza: ogni sei mesi		NO

12 TABELLA RIASSUNTIVA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA DA APPLICARSI AD OGNI SINGOLA TRASFORMAZIONE**12.1 DESCRIZIONE DELLA TRASFORMAZIONE OGGETTO DELLO STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA**

Nome della trasformazione e sua descrizione	Variante al PRGC vigente del Comune di Udine
Località, Comune, Provincia	Udine (UD)
Tipologia della trasformazione	Aumento della superficie impermeabilizzata del terreno
Presenza di altri pareri precedenti relativamente all'invarianza idraulica sulla proposta trasformazione	Non presenti

12.2 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI

Bacino idrografico di riferimento	Bacino della Laguna
Presenza di eventuali vincoli PAI (Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico di cui al D Lgs. 152/2006) che interessano, in parte o totalmente, la superficie di trasformazione S	Nessuno
Sistema di drenaggio esistente	Allo stato attuale non vi è alcun sistema di drenaggio: l'acqua rimane sul prato e lentamente si disperde nel terreno o si scarica nella Roggia di Palma
Sistema di drenaggio di valle	Roggia di Palma
Ente gestore	Regione (per variante urbanistica)

12.3 VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI AI FINI DELLA DETERMINAZIONE DELLE MISURE COMPENSATIVE

Coordinate geografiche (GB EST ed GB OVEST) del baricentro della superficie di trasformazione S (oppure dei baricentri dei sottobacini nel caso di superfici di trasformazione molo ampie e complesse) per la quale viene fatta l'analisi pluviometrica (da applicativo RainMap FVG)	GB EST: 2384333 GB OVEST: 5098607
Coefficienti della curva di possibilità pluviometrica ($T_r=50$ anni, da applicativo RainMap FVG): a (mm/ora ⁿ), n , n'	$a = 75,90$ [mm/ora ⁿ] $n = 0,313$ $n' = 0,417$
Estensione della superficie di riferimento S espressa in ha	$S = 1,25$ ha
Quota altimetrica media della superficie S (+mslmm)	+96,00 mslmm
Valori coefficiente afflusso ψ_{medio} ANTE OPERAM (%)	$\psi_{\text{medio}} = 20,0$ [%] (ante operam)
Valori coefficiente afflusso ψ_{medio} POST OPERAM (%)	$\psi_{\text{medio}} = 55,0$ [%] (post operam)
Livello di significatività della trasformazione ai sensi dell'art.5	Elevata
Portata unitaria massima ammessa allo scarico (l/s • ha) e portata totale massima ammessa allo scarico (m ³ /s) dal sistema di drenaggio ai fini del rispetto dell'invarianza idraulica	$Q = 52,00$ [l/s]

12.4 DESCRIZIONE DELLE MISURE COMPENSATIVE PROPOSTE

Metodo idrologico-idraulico utilizzato per il calcolo dei volumi compensativi	Metodo cinematico
Volume di invaso ottenuto con il metodo idrologico-idraulico utilizzato (m ³)	323 mc
Volume di invaso di progetto ovvero volume che si intende adottare per la progettazione (m ³)	328 mc
Dispositivi di compensazione	Volume di invaso
Dispositivi idraulici	---
Portata massima di scarico di progetto del sistema ed indicazione della tipologia del manufatto di scarico	Q = 52 l/s Tubo in CLS ϕ 40 mm con bocca tassata
Buone pratiche costruttive/buone pratiche agricole	---
Descrizione complessiva dell'intervento di mitigazione (opere di raccolta, convogliamento, invaso, infiltrazione e scarico) a seguito della proposta trasformazione con riferimento al piano di manutenzione delle opere	Per la massima impermeabilizzazione possibile si considera una vasca di laminazione del volume minimo di 323 mc.
NOTE	---

Udine, li Gennaio 2025