

COMUNE DI UTA

PIANO DI LOTTIZZAZIONE KARLA + CARTA - COMPARTO A E COMPARTO B

via Is Prunixeddas

PIANO DI LOTTIZZAZIONE

TITOLO ELABORATO:

**STUDIO DI INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI
DELL'ART. 47 DELLE N.A. DEL P.A.I.**

ALLEGATO

H

PROGETTISTI RESPONSABILI:

**Ing. Giancarlo PINTUS
Ing. Luca LINGUINI
Dott. Geol. Simone MANCONI**

MARZO 2017

COLLABORATORI:

COMMITTENTI:

**KARLA srl
Luigi CARTA
Susanna SERRELI**



N. 5239

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA CAGLIARI
Dott. Ing. LUCA LINGUINI

SPAZIO PER I TIMBRI



N. 5662

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA CAGLIARI
Dott. Ing. GIANCARLO PINTUS



STUDIO LINGUINI & PINTUS

info@linguinipintus.eu

www.linguinipintus.eu

(+39)070.4614950

via Cavour 9, 09032 Assemmini (CA)

AGGIORNAMENTI

	DATA EMISSIONE	OGGETTO REVISIONE	VERIFICATO	APPROVATO
0				
1				
2				
3				

RESPONSABILE PROCEDIMENTO:



INDICE

1.	Premessa.....	3
2.	Analisi del contesto territoriale coinvolto	3
3.	Quadro di riferimento progettuale	5
4.	Analisi del CN in condizione Ex-Ante.....	7
5.	Analisi del CN in condizione Ex-Post.....	10
6.	Analisi e stima dell'idrogramma di piena.....	13
7.	Invarianza idraulica – Verifiche stato Ex-Ante.....	14
8.	Invarianza idraulica – Verifiche stato Ex-Post.....	17
9.	Invarianza Idraulica – Analisi idrologica.....	18
10.	Invarianza Idraulica – Stima dell'idrogramma di piena.....	25
11.	Invarianza Idraulica – Stima delle misure compensative – serbatoi domestici.....	27
12.	Invarianza Idraulica – Stima delle misure compensative – Serbatoio di laminazione	28
13.	Invarianza Idraulica – Funzionamento della vasca di laminazione a regime.....	34
14.	Invarianza Idraulica – Dimensionamento della rete di dreno interna.....	37
15.	Invarianza Idraulica – Analisi delle reti di dreno limitrofe	38



1. Premessa

Nell'ambito del progetto inerente la realizzazione del Piano attuativo denominato "Karla e più", da realizzarsi nel Comune di Uta (CA) – Località Is Perrizonis - Via Is Prunixeddas, è stato redatto uno studio di invarianza idraulica ai sensi dell'Art. 47 delle Norme di Attuazione del P.A.I., a firma dei professionisti Dott. Ing. Luca Linguini, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari al n. 5239, Dott. Ing. Giancarlo Pintus, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari al n. 5662 e Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto all'Ordine dei Geologi della Sardegna al n. 513.

Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale le portate di un determinato deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione.

L'art. 47 delle norme di attuazione del P.A.I., stabilisce che i Comuni in sede di redazione degli strumenti urbanistici generali o di loro varianti generali e in sede di redazione degli strumenti urbanistici attuativi, stabiliscono che le trasformazioni dell'uso del suolo rispettino il principio dell'invarianza idraulica.

Nella fattispecie, gli strumenti urbanistici generali ed attuativi individuano e definiscono le infrastrutture necessarie per soddisfare il principio dell'invarianza idraulica per gli ambiti di nuova trasformazione e disciplinano le modalità per il suo conseguimento, anche mediante la realizzazione di vasche di laminazione.

Nel contesto normativo generale, l'applicazione del principio di invarianza idraulica trova applicazione e coerenza con quanto previsto dal Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, in particolare con le misure non strutturali in quanto tale azione si configura come misura strategica di prevenzione dei luoghi e estrema riduzione dell'impatto idrogeologico che la trasformazione territoriale produce.

Con Delibera del Comitato istituzionale n° 2 del 23.11.2016 sono state approvate le linee guida e gli indirizzi operativi per l'attuazione del principio della invarianza idraulica di cui all'articolo 47 delle NA del PAI", le quali stabiliscono che la valutazione ed approvazione degli studi redatti ai sensi dell'art. 47 "Invarianza Idraulica" delle Norme di Attuazione del PAI, è in capo al singolo Comune che è tenuto a vigilare sull'effettiva attuazione degli interventi atti a garantire il rispetto del principio dell'invarianza idraulica a seguito della trasformazione dei luoghi.

2. Analisi del contesto territoriale coinvolto

Come si evince dalla documentazione fotografica allegata, l'area d'intervento risulta localizzata all'interno di un tessuto agricolo storicamente consolidato, che lo strumento urbanistico comunale vigente destina in parte a piani attuativi di iniziativa privata.



Infatti, come si evince dalla documentazione progettuale, l'area d'intervento ricade in zona C "di espansione, sottozona C2.

Il presente Piano di Lottizzazione si configura quale intervento di sistemazione urbanistica per un'area libera, non ancora edificata, situata in un lotto adiacente alla Via Is Prunixeddas, nella quale insistono diversi piani di lottizzazione di recente realizzazione.

L'area di intervento, risulta essere di forma trapezoidale e profilo longitudinale complanare e si inserisce in un contesto urbanizzato in via di evoluzione, nel quale risultano presenti le principali reti di servizio, quali la rete fognaria per



acque nere, la rete per l'illuminazione pubblica, la rete elettrica, rete telefonica e la rete idrica.

Per quanto attiene le opere di urbanizzazione primaria eventualmente presenti, da un rilievo dello stato dei luoghi è stato accertato che l'area d'intervento risulta sprovvista della rete di smaltimento delle acque bianche, sebbene dall'ufficio tecnico comunale siano stati dati gli indirizzi per la posa in opera del tubo di raccordo da sistemarsi a valle del piano di lottizzazione, che avrà diametro DN 400 mm.

Sulla base di queste premesse, in considerazione della mancanza di un'adeguata rete di drenaggio delle acque meteoriche, dovrà essere eseguita la verifica di invarianza idraulica ai sensi dell'Art.47 delle N.A. del P.A.I.

Le linee guida per l'applicazione del principio di invarianza idraulica hanno individuato quattro classi di intervento in funzione della superficie totale territoriale coinvolta (Superficie totale del Piano attuativo).

Come si evince dalla tabella seguente, le classi di intervento vengono suddivise in quattro gruppi o categorie: Categoria "A", categoria "B", categoria "c" e categoria "D".



	Classe di intervento	Definizione
a	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento di superficie < 0.1 ha
b	Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento di superficie compresa tra 0.1 ha e 0.5 ha
c	Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento di superficie compresa tra 0.5 ha e 10 ha
d	Sostanziale impermeabilizzazione potenziale	Intervento di superficie > 10 ha

Fig. 2: Tabella classificazione intervento

Considerato che l'area interessata dall'ampliamento ha una superficie complessiva di 6.820,00 m², l'intervento previsto in progetto rientra all'interno della categoria "C" – "Aree di significativa impermeabilizzazione".

Relativamente a quanto disciplinato dalle linee guida per il calcolo dell'invarianza idraulica, nel caso di interventi di trasformazione territoriale ricadenti nella classe di intervento c), il calcolo del volume di compenso dovrà necessariamente essere più articolato e dovrà essere fatta una approfondita analisi del territorio.

In particolare, nel caso in cui l'area in oggetto sia ubicata in una zona nella quale siano già state attuate o siano in corso o programmate altre aree di trasformazione territoriale, le autorità competenti possono richiedere che lo studio venga esteso all'intero bacino idrografico in cui ricade l'area in oggetto.

In questo caso il bacino di riferimento coincide con quello individuato dal Comune sulla base dello Studio di compatibilità idraulica in adeguamento del PUC al PAI ai sensi dell'art. 8, comma 2, delle NA del PAI.

3. Quadro di riferimento progettuale

L'intervento in progetto ricade all'interno di un comparto situato in località Is Perrizonis, e confina a nord con la strada comunale di via Is Prunixeddas, nel Comune di Uta.

L'area è contraddistinta al nuovo catasto terreni al Foglio 4 mappale 1217, e ricade in zona urbanistica "C" - sottozona "C2" del P.U.C. di Uta.

L'intervento di lottizzazione prevede la realizzazione di 9 lotti nei quali potranno essere realizzati



degli edifici di nuova costruzione, anche pluripiano da realizzarsi con struttura intelaiata travi – pilastri in c.a. e fondazioni continue in c.a.

Come si evince dalla documentazione fotografica allegata, l'area d'intervento risulta localizzata all'interno di un tessuto peri-urbano, corrispondente da un punto di vista urbanistico alle zone di attuale espansione. Storicamente, queste zone erano destinate prevalentemente agli spazi agricoli, laddove ancora oggi si praticano colture erbacee ed arboree da frutto.

Nell'ambito di quelle che sono state le legittime esigenze di espansione territoriale, il Comune di Uta, nel suo strumento urbanistico, ha individuato diversi comparti e sub-comparti di iniziativa privata, i quali risultano ubicati esattamente nel settore occidentale rispetto all'abitato, in posizione baricentrica tra il Rio Flumini Mannu ed il Rio Cixerri.

La distribuzione delle opere di urbanizzazione primaria, rende possibile lo smaltimento a gravità delle acque nere, che risultano allacciate ad un collettore ϕ 200 il quale transita proprio sotto il sedime stradale della Via Is Prunixeddas.

Discorso diverso per le acque bianche di ruscellamento superficiale, le quali non risultano canalizzate e quindi vengono smaltite secondo le linee di massima pendenza del terreno. A riguardo, come da verifica idrologica è comunque prevista la posa in opera di una condotta in PVC interrata del Diametro nominale DN 400 mm che potrà conferire le acque zenitali direttamente nel collettore principale (attualmente assente) nella Via Is Prunixeddas.

Nel complesso, l'intervento edificatorio prevede la formazione delle seguenti nuove superfici:

Tipologia Trasformazione	Tipologia di superficie	Superficie (m ²)	Totale
Edifici	Impermeabile	1042,00	1042,00
Strade	Impermeabile	1295,00	1295,00
Cabina Enel	Impermeabile	50,00	50,00
Parcheggi	Semipermeabile	205,00	205,00
Verde pubblico	Permeabile	2166,00	2166,00
Verde Privato	Permeabile	2062,00	2062,00
Totale			6820,00

Fig. 3: Tabella superficie di progetto



Nel complesso, l'intervento è da intendersi poco impattante, considerato che le **aree impermeabili occuperanno circa il 35% della superficie totale**, mentre **le aree semi-permeabili occuperanno il 3.00 % della superficie totale**. Complessivamente, la restante parte dell'area, **a destinazione verde pubblico o privato rimarrà inalterata per circa il 62.00% della superficie totale**.

4. Analisi del CN in condizione Ex-Ante

Preliminarmente alla valutazione degli aspetti idrologici e idraulici, è necessaria la caratterizzazione geo-pedologica dell'area in esame mediante uno studio di dettaglio realizzato nell'ambito della progettazione dell'intervento di trasformazione territoriale per il quale alcune informazioni di base sono deducibili dai tematismi resi disponibili, quali carta geologica, carta dell'uso del suolo, carta Corinne Land Cover ecc...

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	
Deflusso superficiale potenziale basso	<p>I suoli di questo gruppo, quando sono completamente saturi, hanno deflusso superficiale potenziale (runoff) basso, ed è alta la permeabilità. Sono caratterizzati da avere meno del 10% di argilla e oltre il 90% di sabbia e/o ghiaia e la tessitura è sabbiosa o ghiaiosa.</p> <p>La conducibilità idraulica (Ksat) è maggiore di 14,4 cm/h per tutta la profondità, la profondità dell'orizzonte impermeabile è maggiore di 50 cm, e la profondità della falda superficiale è superiore a 60 cm.</p> <p>Appartengono a questo gruppo anche le rocce con alta permeabilità per fratturazione e/o carsismo</p>
B	
deflusso superficiale potenziale moderatamente basso	<p>I suoli di questo gruppo, quando sono completamente saturi, hanno deflusso superficiale potenziale (runoff) moderatamente basso, e l'acqua attraversa il suolo senza impedimenti. Sono caratterizzati da avere tra il 10% e il 20% di argilla e tra il 50 e il 90% di sabbia e la tessitura è sabbioso-franca, franco-sabbiosa.</p> <p>La conducibilità idraulica (Ksat) varia tra 3,6 e 14,4 cm/h per tutta la profondità, la profondità dell'orizzonte impermeabile è maggiore di 50 cm, e la profondità della falda superficiale è superiore a 60 cm.</p> <p>Appartengono a questo gruppo anche le rocce con permeabilità, medio-alta e media, per fratturazione e/o carsismo</p>
C	
Deflusso superficiale potenziale Moderatamente alto	<p>I suoli di questo gruppo, quando sono completamente saturi, hanno deflusso superficiale potenziale (runoff) moderatamente alto, e l'acqua attraversa il suolo con qualche limitazione. Sono caratterizzati da avere tra il 20% e il 40% di argilla e meno del 50% di sabbia e la tessitura è prevalentemente franca, franco-limoso, franco-argilloso-sabbioso, franco-argilloso, e franco-argilloso-limoso.</p> <p>La conducibilità idraulica (Ksat) varia tra 0,36 e 3,6 cm/h per tutta la profondità, la profondità dell'orizzonte impermeabile è maggiore di 50 cm, e la profondità della falda superficiale è superiore a 60 cm</p>



	Appartengono a questo gruppo anche le rocce con bassa e medio-bassa permeabilità per fratturazione e/o carsismo
D	<p>I suoli di questo gruppo, quando sono completamente saturi, hanno deflusso superficiale potenziale (runoff) alto, e l'acqua attraversa il suolo con forti limitazioni. Sono caratterizzati da avere oltre il 40% di argilla e meno del 50% di sabbia e la tessitura è argillosa, talvolta anche espandibili.</p> <p>La conducibilità idraulica (Ksat) è $\leq 0,36$ cm/h per tutta la profondità, la profondità dell'orizzonte impermeabile è compresa tra 50 cm e 100 cm, e la profondità della falda superficiale è entro i 60 cm.</p> <p>Appartengono a questo gruppo anche le rocce con permeabilità molto bassa, le rocce impermeabili e le aree non rilevate o non classificate.</p>
deflusso superficiale potenziale alto	

Fig. 4: Parametri caratteristici tipi di suolo

Gruppo idrologico di suolo	Classe tessiturale	Profondità dello strato impermeabile all'acqua (cm)	Profondità della superficie piezometrica (cm)	Ksat dello strato meno permeabile (cm/h)	Grado di permeabilità
A	S	> 50	> 60	> 14,4	Alto
B	SF - FS	> 50	> 60	3,5 – 14,4	Medio-alto Media
C	F - FL – FAS FA – FAL - L	> 50	> 60	0,36 – 3,6	Medio-basso Basso
D	A – AS - AL	$\geq 50 \leq 100$	< 60	< 0,36	Molto basso
D	qualsiasi	< 50	< 60	< 0,0036	Impermeabile
D	NR /NC				

Fig. 5: Parametri caratteristici tipi di suolo



Legenda:

S = sabbiosa;

SF = sabbiosa-franca;

FS = franco-sabbiosa;

F = franca;

FL = franco-limosa;

FAS = franco-argillosa-sabbiosa;

FA = franco-argillosa;

FAL = franco-argillosa-limosa;

L = limosa;

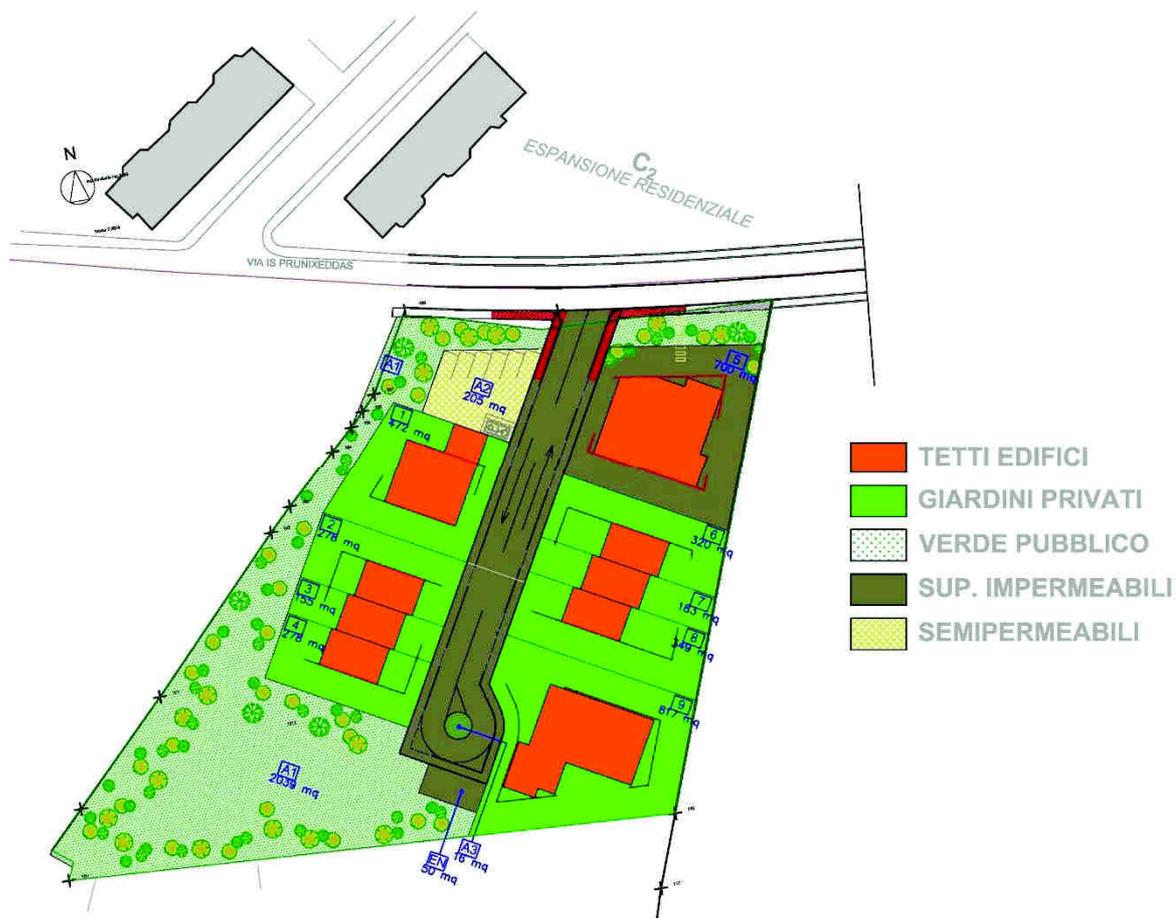
A = argillosa;

AS = argillosa-sabbiosa;

AL = argillosa-limosa;

NR = non rilevato;

NC = non classifica





Il passo successivo consiste nell'individuare le diverse classi di uso del suolo in condizioni ex-ante sulla base della classificazione Corine Land Cover RAS - 2008 e tramite studi specificatamente condotti sull'area in esame.

Secondo la classificazione dell'uso del suolo Corine Land Cover RAS – 2008 che costituisce un preliminare riferimento, devono quindi essere condotte integrazioni ed ulteriori attribuzioni effettuate sulla base di rilievi e di analisi specialistiche per la definizione dell'uso attuale del territorio, da effettuare in situ e da documentare in modo adeguato.

A riguardo, utilizzando una procedura di media pesata, dalla combinazione della classe di tipo di suolo e dell'uso del suolo, è possibile stimare il valore del CN-II medio dell'intera area del comparto in esame nello stato attuale.

Il valore del CN-II (AMC II) deve essere opportunamente convertito in CN-III (condizione AMC III), secondo le procedure indicate dall'SCS.

In caso di situazioni valutate particolarmente critiche dal Comune in termini di scarsa o nulla capacità del recettore finale (come il caso in esame), possono essere necessarie condizioni di cautela nella stima della massima portata attuale compatibile con lo scarico del recettore, mediante ulteriori limitazioni nelle portate scaricate, ad esempio prevedendo processi di laminazione che consentano di trasferire nel tempo la consegna dei deflussi.

5. Anali del CN in condizione Ex-Post

Per il calcolo del CN – Post Intervento, sulla base dell'analisi delle trasformazioni previste devono essere individuate le diverse tipologie di copertura, ciascuna delle quali può essere realizzata utilizzando diverse categorie di superficie di cui alle schede delle misure compensative contenute negli allegati di cui alla Delibera del C.I. n° 2 del 23.11.2016.

Calcolando, come in precedenza, una media pesata dei valori corrispondenti alle diverse superfici e tipi di copertura, è stimato il valore del CN-IIp (p sta per post-intervento) medio dell'intero comparto nello stato di Post intervento.

Il valore del CN-IIp (AMC II) deve essere opportunamente convertito in CN-IIIp (AMC III) per il calcolo della precipitazione netta.

Codice Uso del Suolo (UDS)	UDS	A	B	C	D
AREE PORTUALI	123	98	98	98	98
AREE AEROPORTUALI ED ELIPORTI	124	92	93	94	95
AREE ESTRATTIVE	131	89	92	94	95

- COMUNE DI UTA -
- CITTA' METROPOLITANA -



PIANO ATTUATIVO "KARLA E PIU'" – COMPARTO A E COMPARTO B – VIA IS PRUNIXEDDAS

DISCARICHE E DEPOSITI DI ROTTAMI	132	90	92	94	95
CANTIERI	133	90	92	94	95
AREE VERDI URBANE	141	65	74	81	84
CIMITERI	143	57	77	85	89
VIGNETI	221	72	81	88	91
FRUTTETI E FRUTTI MINORI	222	67	78	85	89
OLIVETI	223	72	81	88	91
ARBORICOLTURA CON ESSENZE FORESTALI	224	67	78	85	89
PRATI STABILI	231	67	71	81	89
COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE A COLTURE PERMANENTI	241	59	74	82	86
SISTEMI CULTURALI E PARTICELLARI COMPLESSI	242	63	73	82	88
AREE PREVALENTEMENTE OCCUPATE DA COLTURA AGRARIE CON PRESENZA DI SPAZI NATURALI IMPORTANTI	243	62	71	78	81
AREE AGROFORESTALI	244	45	66	77	83
BOSCHI MISTI DI CONIFERE E LATIFOGIE	313	39	51	63	70
AREE A PASCOLO NATURALE	321	67	71	81	89
SPIAGGE DUNE E SABBIE	331	56	73	82	86
PARETI ROCCIOSE E FALESIE	332	98	98	98	98
AREE CON VEGETAZIONE RADA	333	70	75	84	90
PALUDI INTERNE	411	100	100	100	100
PALUDI SALMASTRE	421	100	100	100	100
SALINE	422	100	100	100	100
ZONE INTERTIDALI	423	98	98	98	98
LAGUNE, LAGHI E STAGNE COSTIERI	521	100	100	100	100
MARI	523	100	100	100	100
TESSUTO RESIDENZIALE COMPATTO E DENSO	1111	89	92	94	96
TESSUTO RESIDENZIALE RADO	1112	78	80	85	87
TESSUTO RESIDENZIALE RADO E NUCLEIFORME A CARATTERE RESIDENZIALE E SUBURBANO	1121	74	75	78	80
TESSUTO AGRO-RESIDENZIALE SPARSO E FABBRICATI RURALI A CARATTERE TIPICAMENTE AGRICOLO O RURALE	1122	65	67	70	72
INSEDIAMENTI INDUSTRIALI/ARTIG. E COMM. E SPAZI ANNESSI	1211	89	92	94	95
INSEDIAMENTO DI GRANDI IMPIANTI DI SERVIZI	1212	89	92	94	95
RETI STRADALI E SPAZI ACCESSORI (SVINCOLI, STAZIONI DI SERVIZIO, AREE DI PARCHEGGIO ECC.)	1221	98	98	98	98
RETI FERROVIARIE COMPRESSE LE SUPERFICI ANNESSE (STAZIONI, SMISTAMENTI, DEPOSITI ECC.)	1222	96	96	96	96
GRANDI IMPIANTI DI CONCENTRAMENTO E SMISTAMENTO MERCI (INTERPORTI E	1223	92	93	94	95
Codice Uso del Suolo (UDS)	UDS	A	B	C	D
SIMILI)					
IMPIANTI A SERVIZIO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE (TELECOMUNICAZIONI/ENERGIA/IDRICHE)	1224	92	93	94	95

- COMUNE DI UTA -
- CITTA' METROPOLITANA -



PIANO ATTUATIVO "KARLA E PIU'" – COMPARTO A E COMPARTO B – VIA IS PRUNIXEDDAS

DISCARICHE	1321	90	92	94	95
DEPOSITI DI ROTTAMI A CIELO APERTO, CIMITERI DI AUTOVEICOLI	1322	90	92	94	95
AREE RICREATIVE E SPORTIVE	1421	70	78	83	88
AREE ARCHEOLOGICHE	1422	49	69	79	84
SEMINATIVI IN AREE NON IRRIGUE	2111	58	72	81	85
PRATI ARTIFICIALI. COLTURE FORAGGERE OVE SI PUÒ RICONOSCERE UNA SORTA DI AVVICENDAMENTO CON I SEMINATIVI E UNA CERTA PRODUTTIVITÀ, SONO SEMPRE POTENZIALMENTE RICONVERTITI A SEMINATIVO, POSSONO ESSERE RICONOSCIBILI MURETTI O MANUFATTI	2112	67	71	81	89
SEMINATIVI SEMPLICI E COLTURE ORTICOLE A PIENO CAMPO	2121	66	77	85	89
RISAIE	2122	98	98	98	98
VIVAI	2123	66	77	85	89
COLTURA IN SERRA	2124	98	98	98	98
COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE ALL'OLIVO	2411	59	74	82	86
COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AL VIGNETO	2412	59	74	82	86
COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AD ALTRE COLTURE PERMANENTI (PASCOLI E SEMINATIVI ARBORATI CON COPERTURA DELLA SUGHERA DAL 5 AL 25%)	2413	59	74	82	86
BOSCO DI LATIFOGIE	3111	39	51	63	70
ARBORICOLTURA CON ESSENZE FORESTALI (LATIFOGIE)	3112	39	51	63	70
BOSCHI DI CONIFERE	3121	39	51	63	70
CONIFERE A RAPIDO ACCRESCIMENTO	3122	39	51	63	70
FORMAZIONI VEGETALI BASSE E CHIUSE, STABILI, COMPOSTE PRINCIPALMENTE DI CESPUGLI, ARBUSTI E PIANTE ERBACEE (ERICHE, ROVI, GINESTRE, GINEPRI NANI ECC.)	3221	51	58	73	80
FORMAZIONI DI RIPANON ARBOREE	3222	51	58	73	80
MACCHIA MEDITERRANEA	3231	51	58	73	80
GARIGA	3232	51	58	73	80
AREE A RICOLONIZZAZIONE NATURALE	3241	45	55	68	75
AREE A RICOLONIZZAZIONE ARTIFICIALE	3242	45	55	68	75
SPIAGGE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	3311	56	73	82	86
AREE DUNALI NON COPERTE DA VEGETAZIONE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	3312	56	73	82	86
AREE DUNALI CON COPERTURA VEGETALE CON AMPIEZZA SUPERIORE A 25 M	3313	56	73	82	86
LETTI ASCIUTTI DI TORRENTI DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	3315	56	73	82	86
FIUMI, TORRENTI E FOSSI	5111	100	100	100	100

Codice Uso del Suolo (UDS)	UDS	A	B	C	D
CANALI E IDROVIE	5112	100	100	100	100
BACINI NATURALI	5121	100	100	100	100
BACINI ARTIFICIALI	5122	100	100	100	100



LAGUNE, LAGHI E STAGNE COSTIERI A PRODUZIONE ITTICA NATURALE	5211	100	100	100	100
ACQUACOLTURE IN LAGUNE, LAGHI E STAGNI COSTIERI	5212	100	100	100	100
ESTUARI E DELTA	5213	100	100	100	100
AREE MARINE A PRODUZ. ITTICA NATURALE	5231	100	100	100	100
ACQUACOLTURE IN MARE LIBERO	5232	100	100	100	100
PIOPPETI, SALICETI, EUCALITTETI ECC. ANCHE IN FORMAZIONI MISTE	31121	39	51	63	70
SUGHERETE	31122	39	51	63	70
CASTAGNETI DA FRUTTO	31123	39	51	63	70
ALTRO	31124	39	51	63	70

Fig. 7: Valore del Curve Number in funzione dell'uso del suolo (Corine) e del tipo di suolo (Elaborazione ADIS)

6. Analisi e stima dell'idrogramma di piena

Sulla base delle Curve di possibilità pluviometrica regionalizzate per la Regione Sardegna, è possibile calcolare l'altezza di precipitazione h corrispondente alla durata τ ed al Tempo di ritorno (Tr) considerato.

Nel caso di comparti appartenenti alla classe di intervento c), come quello in esame, devono essere considerati due differenti tempi di ritorno di 20 e 50 anni che verranno utilizzati rispettivamente per il dimensionamento della rete di drenaggio interno alla lottizzazione e per il dimensionamento della vasca o sistema di accumulo dei deflussi e la laminazione della portata massima scaricata nel recettore finale.

Per la stima della portata e dell'idrogramma di piena deve essere considerato uno ietogramma Chicago avente una durata di 30 minuti con posizione del picco $r = 0.45$.

Utilizzando il valore del CN calcolato nello stato attuale CN-IIIa e nello stato post intervento CN-IIIp, è possibile definire lo ietogramma di pioggia netta e, utilizzando un modello di trasformazione afflussi-deflussi, l'andamento dell'idrogramma di piena.

E' quindi possibile conoscere il valore ai diversi istanti delle portate e dei corrispondenti volumi di deflusso.

Una volta valutate le portate ed i volumi di progetto è necessario verificare che il recettore finale sia in grado di smaltire questi nuovi contributi generati dalla nuova area in trasformazione.

In particolare sarà compito del Comune individuare lo stato del recettore, classificandolo sulla base di 3 differenti categorie: Alta, Media e Bassa per la capacità di smaltimento delle portate.



A seconda della categoria di appartenenza possono essere applicati dei coefficienti correttivi alla portata massima defluente dall'intera area in trasformazione nella situazione attuale (valori Qa CN- IIIa; Tr 50) sulla base della seguente Tabella come riportata in figura.

Capacità di smaltimento del recettore	Parametro correttivo k
Alta	1
Media	0.8
Bassa	0.5

Fig. 8: Valori del Parametro correttivo k per la definizione della portata max scaricabile nel recettore

$$Qa_{corr} = Qa * k$$

Dove:

Qa = Capacità di smaltimento del corpo recettore espresso in litri/sec

K = coefficiente correttivo che considera l'effettiva capacità di smaltimento del corpo recettore

7. Invarianza idraulica – Verifiche stato Ex-Ante

Uno dei maggiori effetti delle trasformazioni urbanistiche, dal punto di vista idrologico, è l'aumento dell'impermeabilizzazione dei suoli e la contestuale diminuzione complessiva dei volumi dei piccoli invasi, ovvero di tutti i volumi che le precipitazioni devono riempire prima della formazione dei deflussi.

I piccoli invasi in terreni "naturali", sono costituiti dalle irregolarità della superficie e da tutti gli spazi delimitati da ostacoli casuali che consentono l'accumulo dell'acqua.

Sotto determinate condizioni la presenza stessa di un battente d'acqua sulla superficie (dell'ordine di pochi mm o cm) durante il deflusso costituisce un invaso che può avere effetti non trascurabili dal punto di vista idrologico (quelle che vengono comunemente chiamate aree di infiltrazione la).

Nelle trasformazioni urbanistiche l'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione (livellazione) contribuiscono in modo determinante all'incremento del coefficiente di afflusso (cioè la percentuale di pioggia netta che giunge in deflusso superficiale), all'aumento conseguente del coefficiente udometrico (la portata per unità di superficie drenata) delle aree trasformate e alla diminuzione del tempo di corrivazione delle acque che cadono sulle aree impermeabilizzate e quindi



all'aumento delle portate di picco. Tali incrementi di portate e velocità dei deflussi superficiali comportano ripercussioni con possibili effetti sul reticolo idrografico superficiale attualmente esistente.

In particolare si può osservare che, ad esempio, la sola regolarizzazione della morfologia dei suoli determina una riduzione di quei volumi naturali (piccole depressioni e/o spazi naturali) che consentono l'accumulo temporaneo di acqua e quindi una sorta di laminazione "naturale" della portata di piena.

Da ciò deriva l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica secondo il quale la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area deve essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area.

Il principio dell'invarianza idraulica ha come obiettivo quello di favorire e mantenere il più possibile le condizioni di equilibrio del reticolo attraverso la messa in opera di quegli interventi definiti come "misure compensative". Tali misure sono realizzabili mediante la predisposizione di volumi e/o spazi di stoccaggio temporaneo dei deflussi, di infiltrazione al suolo, ecc., che compensino, mediante un'azione laminante, l'accelerazione dei deflussi e la riduzione della velocità di infiltrazione al suolo, ritardando l'immissione nel corpo ricettore e l'effettiva invarianza del picco di massima piena.

Per quanto riguarda gli aspetti geologici, come mostrato in fig. 11 l'area destinata all'intervento è caratterizzata da depositi alluvionali, costituiti da ghiaie e sabbie dell'Olocene (Fonte Sardegna Geoportale RAS)

SIGLA	UNITA'
AA2_006	Depositi alluvionali terrazzati – Ghiaie con subordinate sabbie (Olocene)

Fig.9 – Sigla Unità e descrizione per le litologie presenti in corrispondenza dell'area d'intervento

DESCRIZIONE	TIPO DI SUOLO	UDS	CN
Seminativi semplici – Colture a Pieno campo	A	2121	66

Fig.10 – Valore di Cn per l'area d'intervento



Fig. 11: Carta geologica per l'area d'intervento – Fonte RAS – Sardegna Geoportale



Fig.12 – Carta geologica dell'area d'intervento



Considerata la tipologia di uso del suolo "Seminativi semplici – Colture a pieno campo", è stato attribuito un deflusso superficiale potenziale moderatamente alto, quindi con bassa capacità di infiltrazione.

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<p>I suoli di questo gruppo, quando sono completamente saturi, hanno deflusso superficiale potenziale (runoff) basso, ed è alta la permeabilità. Sono caratterizzati da avere meno del 10% di argilla e oltre il 90% di sabbia e/o ghiaia e la tessitura è sabbiosa o ghiaiosa.</p> <p>La conducibilità idraulica (Ksat) è maggiore di 14,4 cm/h per tutta la profondità, la profondità dell'orizzonte impermeabile è maggiore di 50 cm, e la profondità della falda superficiale è superiore a 60 cm.</p> <p>Appartengono a questo gruppo anche le rocce con alta permeabilità per fratturazione e/o carsismo</p>
deflusso superficiale potenziale basso	

Fig.13 – Parametri caratteristici tipi di suolo

UDS	SUPERFICIE (mq)	Tipo di suolo SCS - CN	CN-II	SCS*CN
2121	6.820,00	A	66	450.120,00
Superficie (mq)	6.820,00		CN - II medio	66

8. Invarianza idraulica – Verifiche stato Ex-Post

Nel complesso, l'intervento edificatorio prevede la formazione delle seguenti nuove superfici:

- Superfici impermeabili (Aree residenziali private) = **3553 mq**
- Viabilità = **1084 mq**
- Superfici permeabili (verde pubblico) = **2183 mq**

Pertanto, sulla base delle diverse destinazioni funzionali, a ciascuna di esse è stato associato un valore di Curve Number, in funzione delle diverse tipologie di copertura previste.

A ciascuna copertura è stato associato un valore del coefficiente di afflusso a cui corrisponde un range di valori del parametro Curve Number.



			Condizione Ex-Post	
Tipologia	Superficie [m ²]	Codice Tabella		CN-II
Aree residenziali private	3553	C7		99
Nuova Viabilità	1084	P10		99
Superfici Permeabili	2183	S1		78
	6820		CN MEDIO	92

Fig.14 – Tabella valori CN-II Post Intervento

Come si evince dalla tabella sopra riportata il valore di CN II nella condizione post-intervento è pari a 92.00. Considerando la condizione di più restrittiva, ovvero quella con suolo saturo AMCIII, avremo che il CNIII sarà pari a 96, quindi decisamente più elevato rispetto alla condizione ex-ante.

9. Invarianza Idraulica – Analisi idrologica

Come si evince dall'analisi idrologica, l'area d'intervento rientra nella sottozona 2 (SZO 2) nella carta delle sottozone omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna.

Risolvendo le relazioni si ottengono le altezze di precipitazione più probabili in funzione della durata e del tempo di ritorno dell'evento considerato.

Nel caso in esame, appartenente alla classe di intervento c) devono essere considerati i due differenti tempi di ritorno (Tr) 20 e 50 anni che verranno utilizzati rispettivamente per il dimensionamento della rete di drenaggio interno alla lottizzazione e per il dimensionamento dell'eventuale vasca di accumulo e della portata massima scaricabile nel recettore finale.

Per la stima della portata e dell'idrogramma di piena deve essere considerato uno ietogramma Chicago avente una durata di 30 minuti con posizione del picco $r = 0.4$.

Sulla base delle Curve di possibilità pluviometrica regionalizzate per la Regione Sardegna (Deidda



et al. 2000), è possibile calcolare l'altezza di precipitazione h corrispondente alla durata τ ed ai due diversi Tempi di ritorno (Tr 20 Anni e Tr 50 Anni). Di seguito si riportano i dati relativi al piano di lottizzazione in oggetto.

Tr	20
Hg	50
SZO	2
Durata ietogramma (min)	30
ARF	1
Sup. Lotto (mq)	6820

Tr	50
Hg	50
SZO	2
Durata ietogramma (min)	30
ARF	1
Sup. Lotto (mq)	6820

Sulla base delle indicazioni contenute nelle linee guida avremo che nella sottozona 2, i coefficienti a_2 ed n_2 per tempi di ritorno > 10 anni e durata di pioggia $\tau \leq 1$ ora (30 min) risultano dati dalla formula

$$H(Tc) = (a_1 + a_2) \cdot \tau^{(n_1 + n_2)}$$

Dove i coefficienti a_1 e n_1 si possono determinare in funzione della pioggia giornaliera μ_g , con μ_g dipendente dalla posizione geografica del bacino considerato e dall'altezza di precipitazione

In particolare:

$$a_1 = \mu_g / (0.866 \cdot 24 n_1)$$

$$n_1 = -0.493 + 0.476 \log \mu_g$$

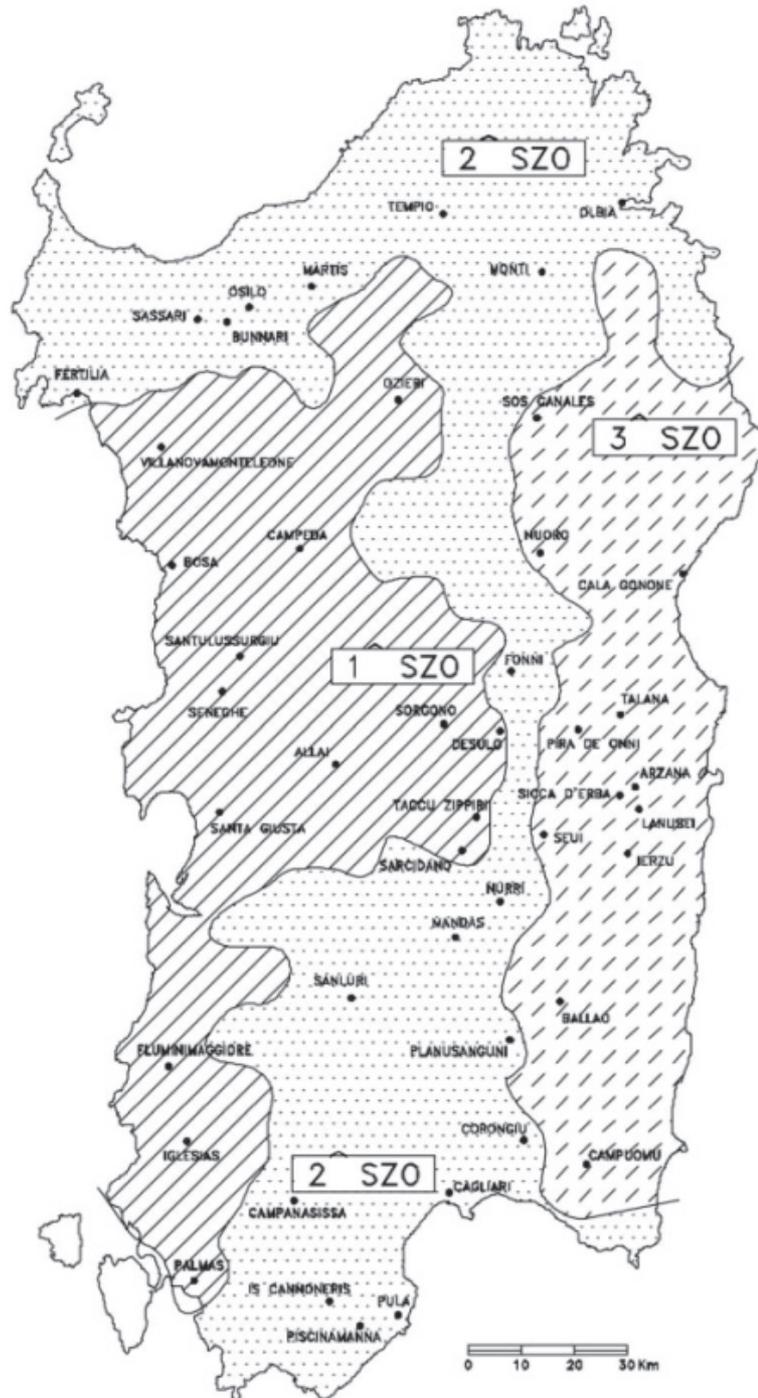


Fig. 15: Sottozone Omogenee Sardegna

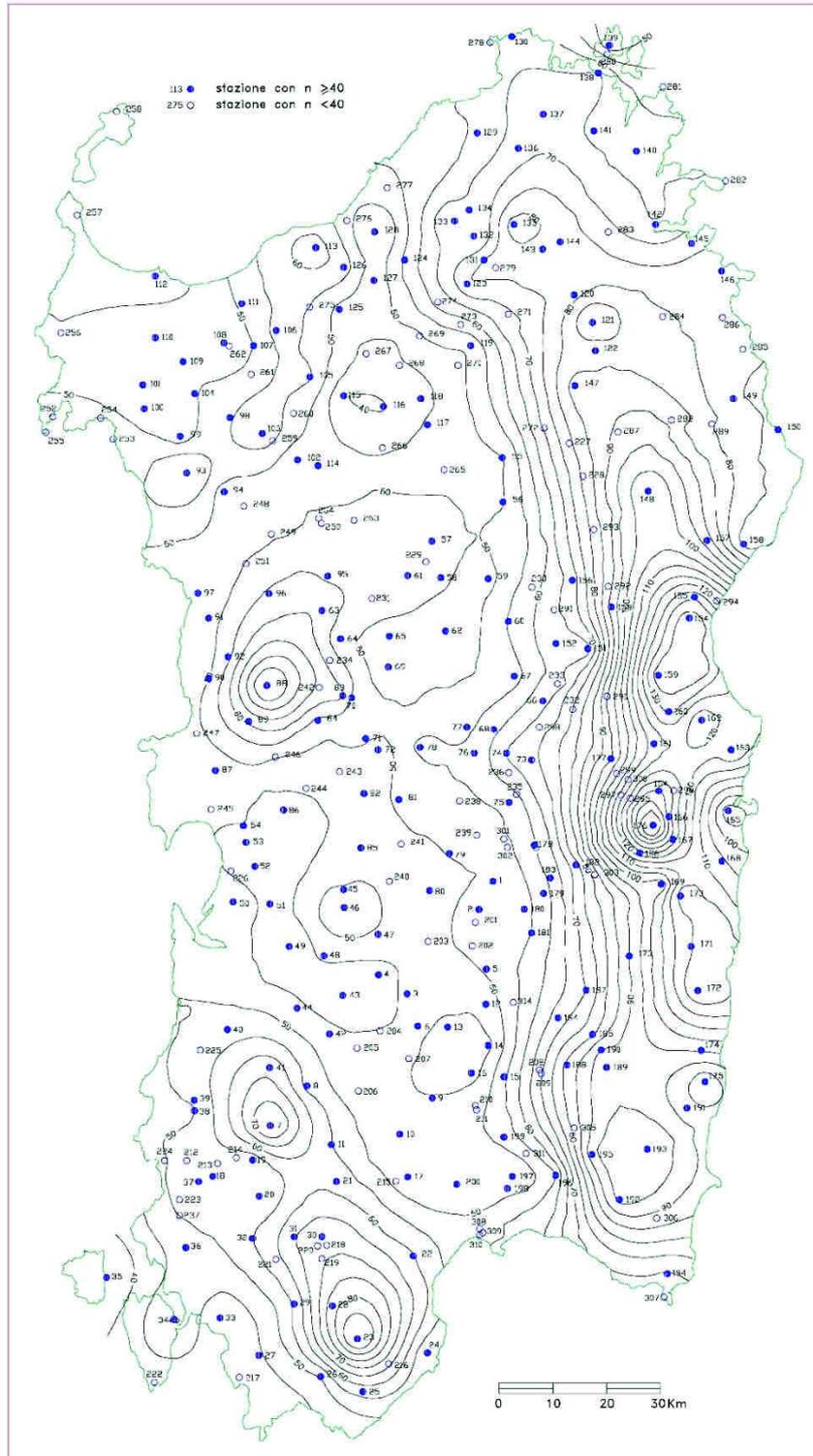


Fig. 16: Altezze medie di precipitazione μg in Sardegna



L'altezza di pioggia $hT(\tau)$ di durata τ con assegnato tempo di ritorno T in anni si ottiene moltiplicando la pioggia indice $\mu(\tau)$ per un coefficiente di crescita $KT(\tau) = a_2 \tau^{n_2}$:

$$hT(\tau) = \mu(\tau) KT(\tau) = (a_1 \cdot a_2) \tau^{(n_1 + n_2)}$$

dove i coefficienti a_2 e n_2 si determinano con le relazioni seguenti per differenti T e τ

a) Per tempi di ritorno $Tr \leq 10$ Anni

SZO 1 $a_2 = 0.66105 + 0.85994 \text{ Log}_{10} T$; $n_2 = -1.3558 \cdot 10^{-4} - 1.3660 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T$

SZO 2 $a_2 = 0.64767 + 0.89360 \text{ Log}_{10} T$; $n_2 = -6.0189 \cdot 10^{-3} + 3.2950 \cdot 10^{-4} \text{ Log}_{10} T$

SZO 3 $a_2 = 0.62408 + 0.95234 \text{ Log}_{10} T$; $n_2 = -2.5392 \cdot 10^{-2} + 4.7188 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T$

b) Per tempi di ritorno $Tr \geq 10$ Anni

per la sottozona I:

$$a_2 = 0.46378 + 1.0386 \text{ Log}_{10}(Tr)$$

$$n_2 = -0.18449 + 0.23032 \text{ Log}_{10}(Tr) - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10}(Tr))^2 \text{ (per } T_c \leq 1 \text{ ora)}$$

$$n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10}(Tr) \text{ (per } T_c \geq 1 \text{ ora)}$$

per la sottozona II:

$$a_2 = 0.44182 + 1.0817 \text{ Log}_{10}(Tr)$$

$$n_2 = -0.18676 + 0.24310 \text{ Log}_{10}(Tr) - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10}(Tr))^2 \text{ (per } T_c \leq 1 \text{ ora)}$$

$$n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10}(Tr) \text{ (per } T_c \geq 1 \text{ ora)}$$

per la sottozona III:

$$a_2 = 0.41273 + 1.1370 \text{ Log}_{10}(Tr)$$

$$n_2 = -0.19055 + 0.25937 \text{ Log}_{10}(Tr) - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10}(Tr))^2 \text{ (per } T_c \leq 1 \text{ ora)}$$

$$n_2 = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10}(Tr) \text{ (per } T_c \geq 1 \text{ ora)}$$

Le altezze critiche di pioggia, così come indicato nelle linee guida sono state considerate per tempi di ritorno $Tr = 20$ e 50 anni, considerando precipitazioni di durata oraria pari a $\tau = 1/2$ h, cioè 30 minuti.

Le linee guida della Regione Sardegna prevedono la definizione di uno *Ietogramma Chicago* con durata della pioggia di 30 minuti, posizione del picco posto in $r = 0.4$ e con passo temporale Δt di 1



minuto. Nel caso di lottizzazioni appartenenti alla classe di intervento c), inoltre, devono essere considerati i seguenti tempi di ritorno:

- **Tr=20 anni** per il dimensionamento della rete di drenaggio interno alla lottizzazione;
- **Tr=50 anni** per il dimensionamento della vasca di accumulo e della portata massima scaricabile nel recettore finale.

Da quanto appena descritto si ottiene quanto segue:

t_p	0.50	
H_g (mm)	50.00	
H_m (t_p)	16.63	
Tr (Anni)	20	50
a	1.85	2.29
n	0.08	0.14
H_{Tr} (tc)	29.19	34.57

Fig. 17 – Tabella determinazione altezze di precipitazione lorde

Come detto in precedenza, le linee guida fissano un valore per il parametro r , il quale rappresenta la posizione relativa del picco. Pertanto, il picco d'intensità sarà posto ad un tempo $t = 12$ minuti dopo l'inizio della pioggia.

I valori delle intensità di precipitazione necessarie per la definizione dello ietogramma Chicago si ottengono mediante le seguenti relazioni:

$$i(t) = na \left(\frac{rt_p - t}{r} \right)^{n-1} \quad t < rt_p$$

$$i(t) = na \left(\frac{t - rt_p}{1-r} \right)^{n-1} \quad t > rt_p$$

Di seguito si riportano gli ietogrammi ottenuti per i due tempi di ritorno previsti, ossia $Tr=20$ Anni e $Tr=50$ Anni:

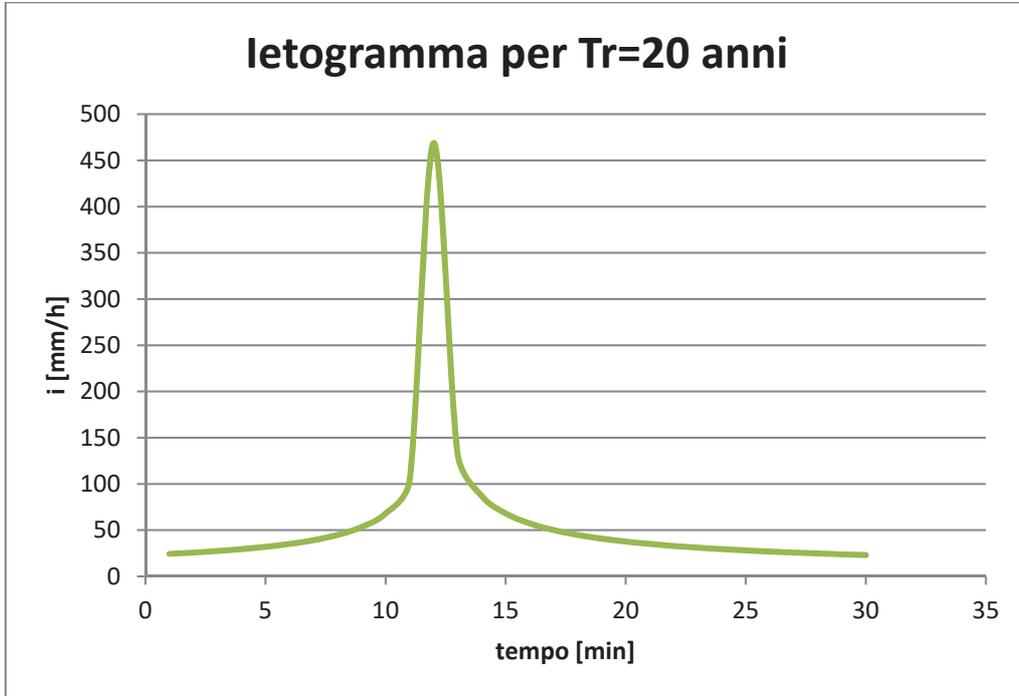


Fig. 18: ietogramma per $Tr = 20$ Anni

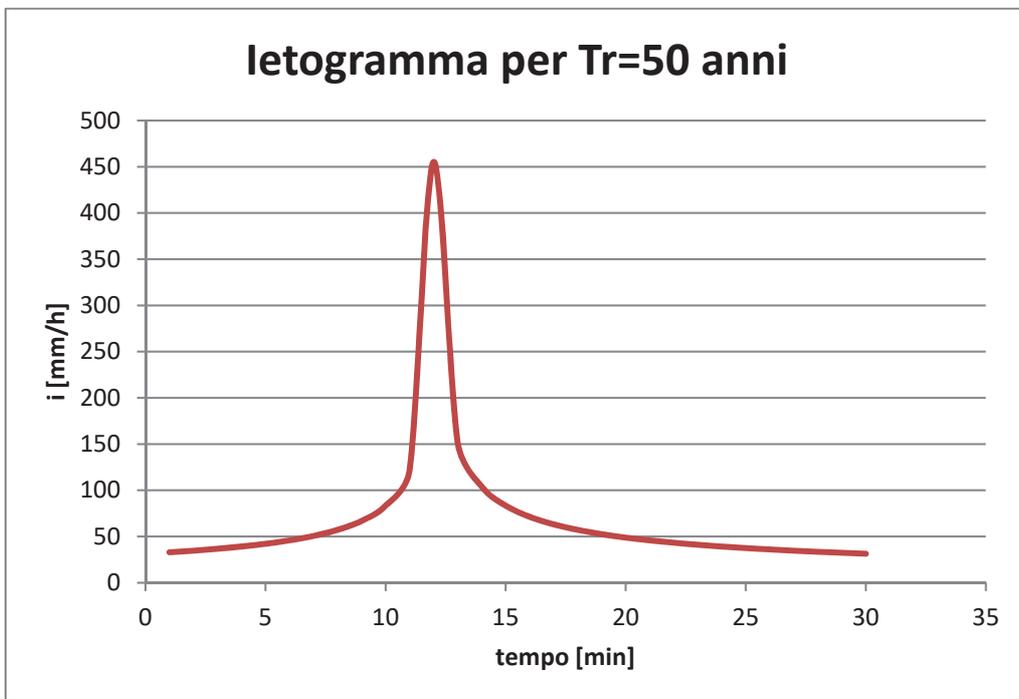


Fig. 18: ietogramma per $Tr = 50$ Anni



10. Invarianza Idraulica – Stima dell'idrogramma di piena

Per la generazione degli idrogrammi di piena si è utilizzato, come nell'allegato 3 delle linee guida, l'approccio modellistico e il software Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) della U.S. Army Corps of Engineers versione 4.2.

Questo software per il calcolo idrologico si basa sul metodo CN-SCS, ovvero sull'utilizzo del parametro CN calcolato in precedenza e di alcuni parametri direttamente correlabili ad esso quali:

S: Storage, ossia il volume specifico che può assorbire il terreno

$$S = \frac{25400 - 254 CN}{CN}$$

la: Initial Abstraction, ossia le perdite dovute alla presenza di vegetazione, all'evaporazione e altri fattori (c.d. formazione delle prime pozzanghere)

	CNII	CNIII	S (mm)	la (mm)
Stato attuale	79.00	90.00	26.31	5.26
Stato di progetto	92.00	96.00	8.92	1.78

Fig. 19 – Tabella parametrica per calcolo della portata

Il tempo di ritardo (Lag Time) richiesto dal programma HEC-HMS è stato posto pari al 60% del tempo di pioggia e rappresenta la distanza temporale tra il baricentro dello ietogramma e il picco dell'idrogramma di piena risultante.

Si riportano di seguito i risultati dell'elaborazione condotta:

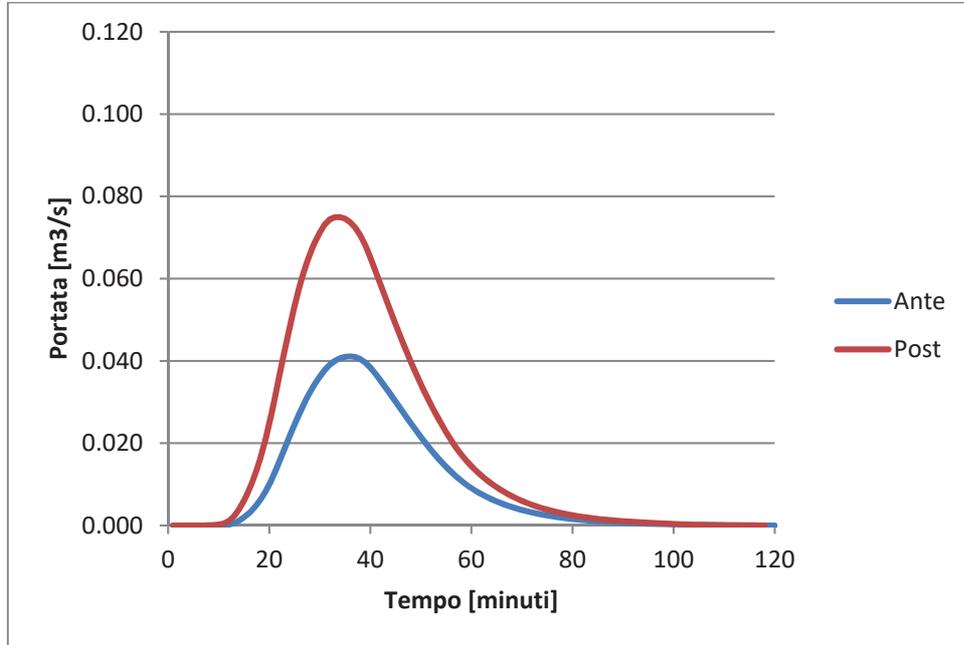


Fig. 20 – Idrogramma di piena stato ex-ante/ ex post TR 20 Anni

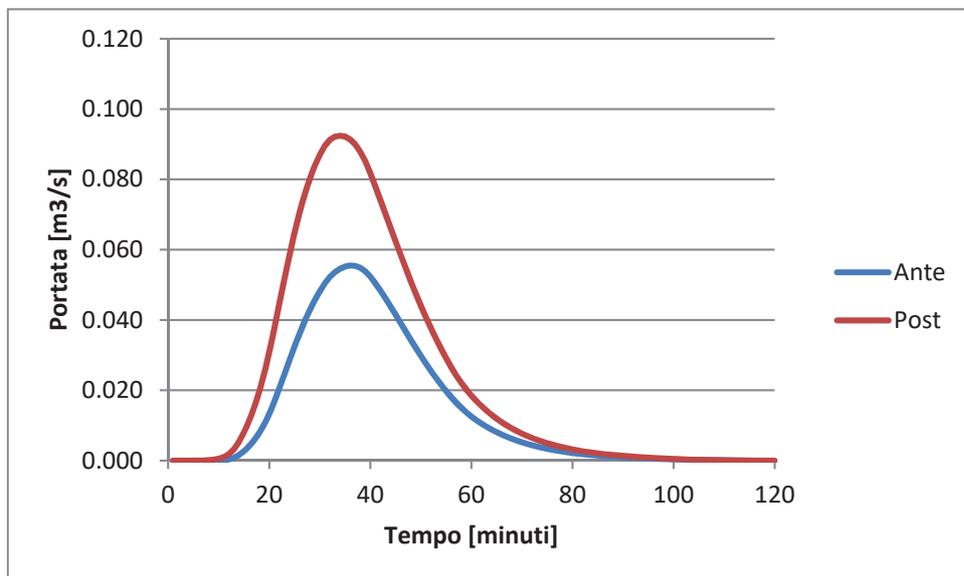


Fig. 21 – Idrogramma di piena stato ex-ante/ ex post TR 50 Anni



		Tr 20 Anni	Tr 50 Anni
Portata di picco (mc/s)	Configurazione attuale	0.041	0.055
	Configurazione progetto	0.075	0.092
	Differenza	0.034	0.037
Volume di piena (mc/s)	Configurazione attuale	73.00	99.00
	Configurazione progetto	132.00	166.00
	Differenza	59.00	67.00

Fig. 22 – Sintesi analisi svolta

11. Invarianza Idraulica – Stima delle misure compensative – serbatoi domestici

Al fine di contenere i volumi di piena delle superfici impermeabili riferiti alle coperture degli edifici e per una migliore e corretta gestione delle acque meteoriche, verranno realizzate delle vasche di accumulo per il riutilizzo delle acque piovane, (da ubicarsi in ognuna delle unità abitative singole e negli edifici condominiali), in modo tale da diminuire sostanzialmente il volume finale da compensare. A riguardo, considerato che gli immobili risultano così distribuiti:

Tipologia edificio	Sup.cop. (m ²)
Palazzina 1	252.00
Schiera 1	60.00
Schiera 2	60.00
Schiera 3	60.00
Palazzina 2	260.00
Schiera 4	62.00
Schiera 5	62.00
Schiera 6	62.00
Isolata	164.00
Cabina Enel	50.00

Fig. 23: Distribuzione delle superfici coperte degli edifici



Per il dimensionamento dei serbatoi si è valutato un volume idrico dato dal prodotto della superficie di copertura di ogni singolo edificio per l'altezza di precipitazione relativa al tempo di ritorno di 50 anni (pari a 34.57 mm).

Tipologia edificio	Sup.cop. (m ²)	Serbatoio (m ³)
Palazzina 1	252.00	5.67
Schiera 1	60.00	2.14
Schiera 2	60.00	2.14
Schiera 3	60.00	2.14
Palazzina 2	260.00	8.99
Schiera 4	62.00	2.07
Schiera 5	62.00	2.07
Schiera 6	62.00	2.07
Palazzina 2	164.00	8.95
Cabina Enel	50.00	1.73
Totale	1099.00	37.99

Fig. 24 – Tabella volumi serbatoi domestici per singolo edificio previsto in progetto

Il volume complessivo che può essere invasato dai serbatoi domestici è pari a \cong **38,00 m³**.

12. Invarianza Idraulica – Stima delle misure compensative – Serbatoio di laminazione

L'area di Via Is Prunixeddas attualmente è sprovvista di una rete di smaltimento delle acque bianche, tuttavia sui fianchi della viabilità stradale è presente una cunetta a sezione trapezia con altezza pari a 30 cm che è stata realizzata per lo scolo delle acque provenienti dai lotti di terreno posti in adiacenza. In ogni caso, l'assenza di un corpo recettore ad hoc rende necessario il dimensionamento di una vasca di laminazione, ovvero un serbatoio in grado di contenere il volume idrico in eccesso.

Nel caso specifico, il volume da invasare sarà dato dalla differenza tra l'integrale dell'idrogramma di piena nella configurazione di progetto e la configurazione ex-ante detratto dal volume laminato dai serbatoi domestici.



V idrogramma Progetto	166.00	m³
V idrogramma Ex-Ante	99.00	m³
V serbatoi domestici	38.00	m³
V vasca laminazione	29.00	m³

Fig. 25 – Tabella volumi serbatoi domestici per singolo edificio previsto in progetto

Pertanto dovrà essere garantito un sistema di accumulo che possa contenere un volume pari a 29.00 mc. A riguardo verranno utilizzati dei pozzi dreno ad anelli in CLS forato autoportanti, aventi diametro Φ 150 cm e h 50 cm per complessivi mc 0.88/anello.

Considerato che la profondità di scavo dei pozzi drenanti è pari a 2.50 m, sono previsti complessivamente:

$$2.50 \text{ m} / 0.50 \text{ m} = 5 \text{ anelli}$$

Pertanto, considerato che ogni anello è in grado di contenere 0.88 mc, ogni pozzo perdente consentirà di laminare un volume pari a:

$$5 \times 0.88 \text{ mc} = 4.40 \text{ mc}$$

Per il caso in questione è prevista la fornitura e la posa in opera di n°7 pozzi perdenti per complessivi:

$$7 \times 4.40 \text{ mc} = 30.80 \text{ mc}$$

Pertanto la condizione di verifica risulta rispettata per cui:

$$\mathbf{30.80 \text{ mc} > 29.00 \text{ mc}}$$

Tra le opere previste in progetto è inclusa anche l'installazione di un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia con volume pari a 7.00 m³ secondo quanto disposto dagli artt. 124 e 125 del D.Lgs.152/06 e nel rispetto di quanto previsto dall'All.4 della "Direttiva Regionale Riutilizzo delle acque reflue depurate" della Regione Autonoma della Sardegna approvata con D.G.R n.75/15 del 30.12.2008.

Le acque depurate, verranno immesse direttamente nei pozzi perdente dimensionati per contenere un volume pari a 30.80 mc. Considerando anche il volume della vasca di prima pioggia, si precisa che il volume immagazzinato sarà quindi pari a:

$$\mathbf{V_{serbatoi} + V_{depuratore} = 30.80 \text{ mc} + 7.00 \text{ mc} = 37.80 \text{ m}^3}$$

L'impianto di trattamento prevede la depurazione delle acque di prima pioggia e la scolmatura delle acque di seconda pioggia.

La separazione delle acque meteoriche verrà attuata mediante l'installazione di un pozzetto



scolmatore da installare a monte dell'impianto e a valle della canaletta di raccolta delle acque piovane provenienti dalla viabilità stradale del piano di lottizzazione.

Di seguito si riporta il flow diagram del trattamento che sarà installato.

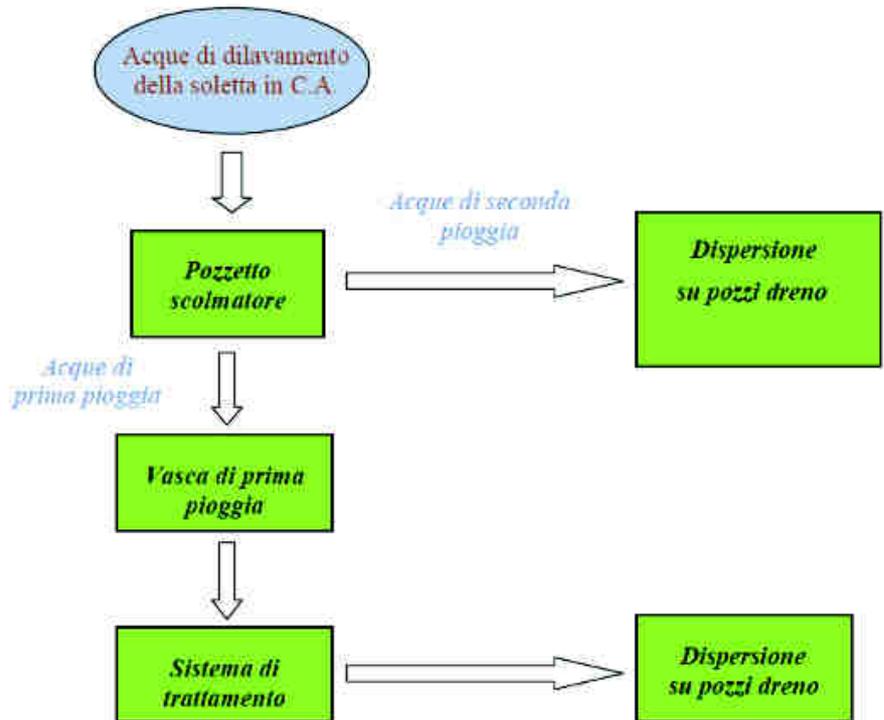


Fig. 26: Schema di flusso acque di prima pioggia

A valle della viabilità stradale, verrà posizionato un pozzetto scolmatore al fine di separare i flussi di acqua meteorica di prima pioggia e seconda pioggia. Lo scolmatore al suo interno avrà due soglie di sfioro che serviranno per la separazione delle acque di prima pioggia dalle restanti.

La prima soglia sarà del tipo triangolare e sarà posta a una quota più bassa della seconda e servirà per lo sfioro delle acque di prima pioggia.

La vasca di prima pioggia, chiamata tecnicamente "Serbatoio con separatore oli a coalescenza SOC-VR" è un separatore di oli con filtri a coalescenza "SOC-VR" per il trattamento di acque reflue ad elevato contenuto di idrocarburi e oli minerali non in emulsione, provenienti da piazzali e parcheggi.

Il sistema è costituito da una vasca cilindrica in vetroresina con comparto di sedimentazione, comparto di separazione con filtri a coalescenza e serbatoio di raccolta oli. Il sistema, è conforme al Decreto Legge 152/99 (tabella 3, allegato 5) che fissa il limite di carico inquinante residuo a 5 mg/l.

Le acque di lavaggio provenienti da piazzali e parcheggi o più in generale da quei luoghi ove



potrebbero verificarsi perdite di idrocarburi o oli minerali, devono essere depurate da sostanze oleose prima dello scarico nella rete fognaria comunale, sia per evitare la formazione di possibili miscele esplosive all'interno delle condotte fognarie sia per favorire il buon funzionamento del depuratore.

Sulla base della definizione fornita dall'art.2 della Delibera Regionale n.69/25 "Disciplina degli scarichi", in merito alle acque meteoriche di prima pioggia ("acque corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di cinque millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante; ai fini del calcolo delle portate si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti") ed in considerazione del valore della superficie scolante impermeabile corrispondente alla viabilità stradale (pari a 1.295 m²), si stima un volume di acqua di prima pioggia pari a:

$$V_p = S_p * h_p = 1.295 \text{ m}^2 * 0,005 \text{ m} = 6,475 \text{ m}^3 \approx 7.00 \text{ m}^3;$$

Pertanto, la vasca di prima pioggia dovrà essere dimensionata per contenere un volume di piena pari a 7.00 mc.

Scolmatore e Disoleatore

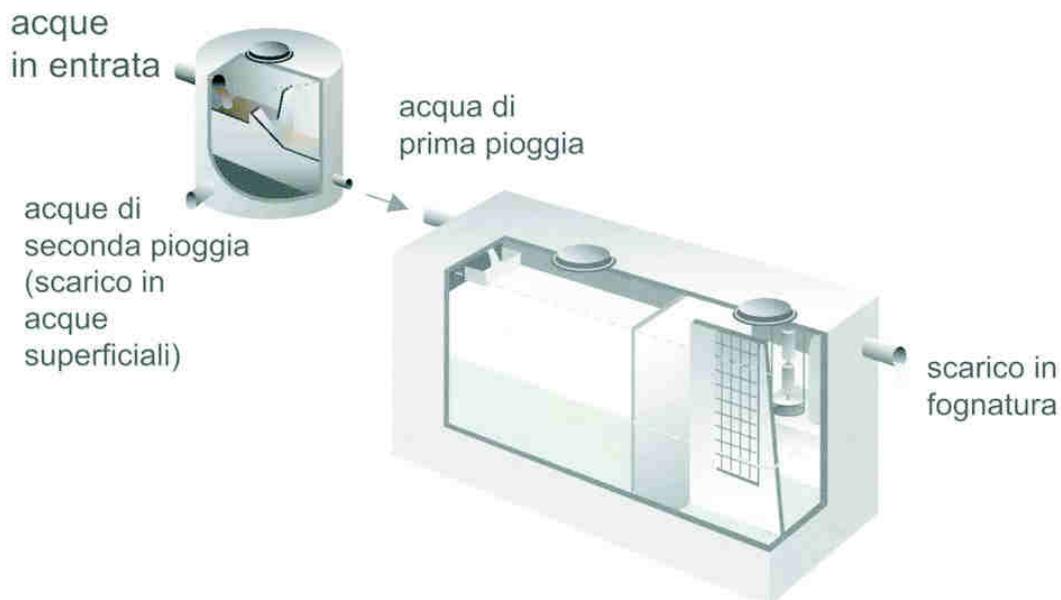


Fig. 27: Schema impianto acque di prima pioggia

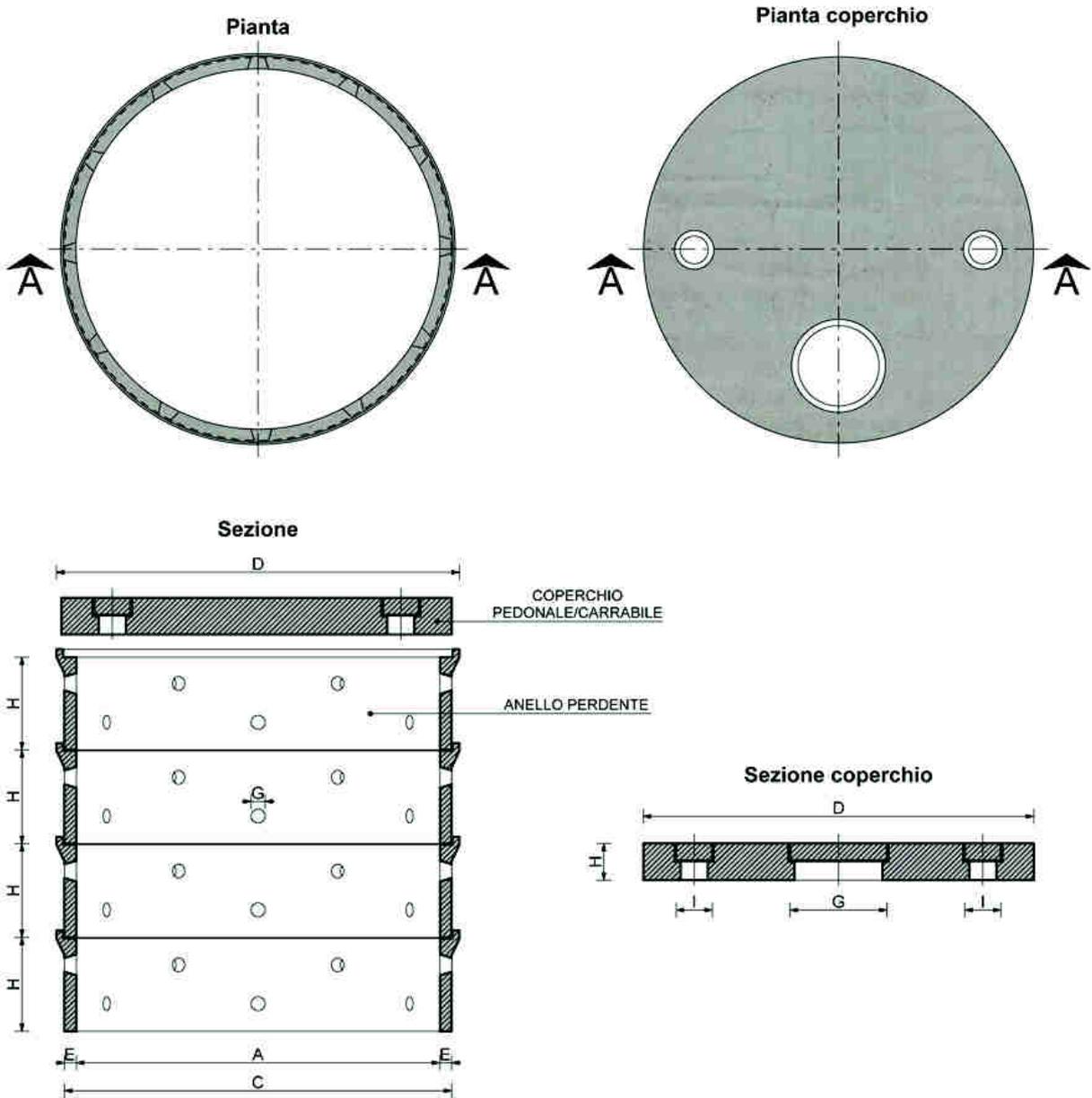


Fig. 28: Schema pozzi perdenti



Fig. 29: Schema pozzi perdenti



Fig. 30: Schema pozzi perdenti

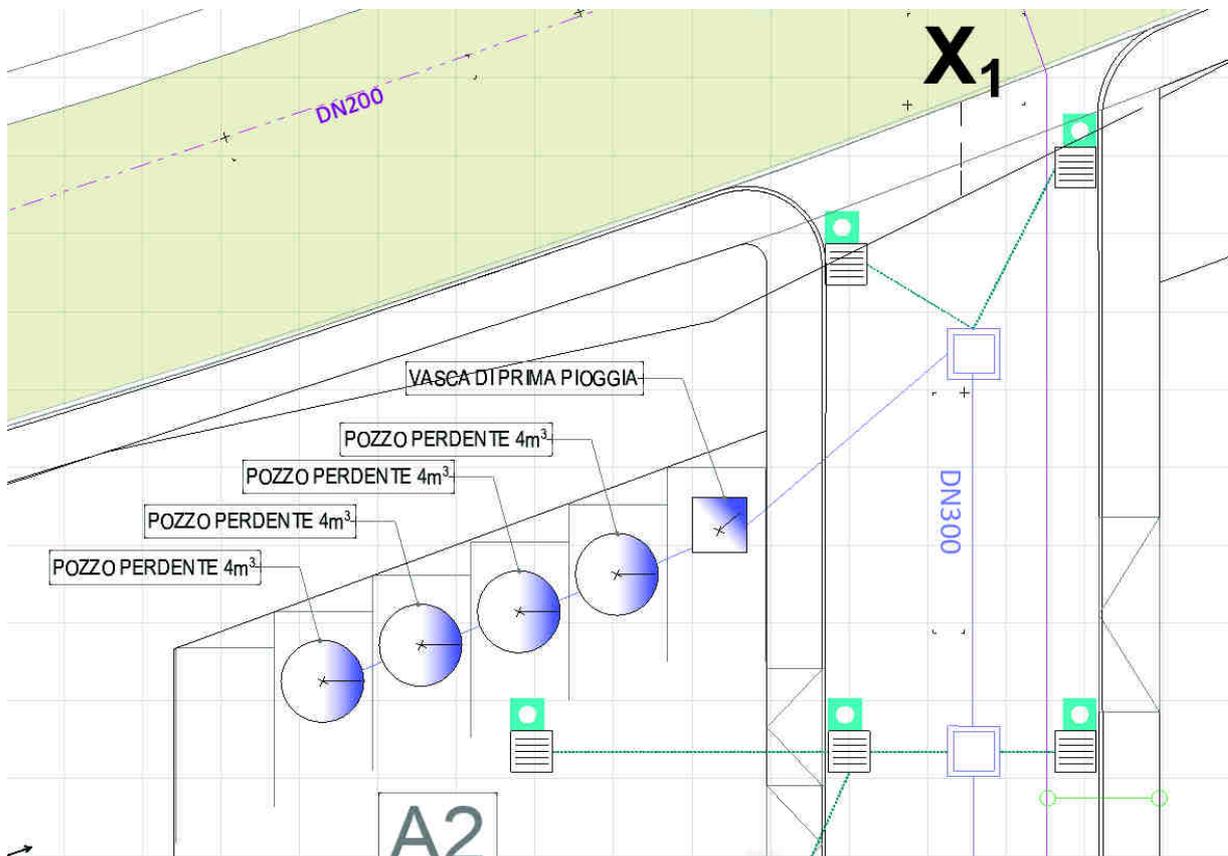


Fig. 31: Stralcio planimetrico distribuzione acque di laminazione

Sulla base di quanto sopra riportato appare evidente come la stima delle misure compensative adottate dimostrino come le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione.

13. Invarianza Idraulica – Funzionamento della vasca di laminazione a regime

Come scritto in precedenza, attualmente, la Via Is Prunixeddas non risulta dotata di collettore per lo smaltimento delle acque bianche (esiste solamente il collettore delle acque nere).

Nel caso in esame, considerando un ipotetico evento di piena con intensità superiore a quella di progetto, dovrà essere dimensionato un sistema in grado di smaltire il volume in eccesso secondo un valore di portata coerente con le caratteristiche idrauliche del recettore finale (in questo caso la cunetta stradale).

Il confronto tra la portata di progetto e quella ammissibile sottolinea l'esigenza di realizzare un'opera compensativa tale da laminare i volumi d'acqua in eccesso, così da garantire la sicurezza



idraulica della lottizzazione e il corretto funzionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche che in futuro verranno realizzate nella zona.

L'art. 3.3.1 delle Linee Guida prevede un parametro correttivo k per la definizione della massima portata scaricabile nel recettore. Nel caso specifico si è ritenuto di porre tale parametro pari a 1 in quanto la rete di smaltimento è a cielo aperto e inoltre, perché nella valutazione della capacità di smaltimento del collettore si è usato un fattore di riempimento pari al 50%.

Per laminare la piena verranno utilizzati i pozzi dreno precedentemente descritti e la cui verifica è stata eseguita mediante la combinazione delle seguenti equazioni:

$$Q_{in} - Q_{out} = \frac{dV}{dt}$$

$$Q_{out} = f_h$$

$$V = f_h$$

Ossia, rispettivamente, equazione di continuità, dipendenza della portata uscente dal carico idrico a monte del serbatoio (calcolata per un Tr 50 Anni) e dipendenza del volume invasato dal carico idrico.

Viene ora calcolato l'idrogramma in ingresso considerando l'effetto prodotto dalla laminazione dei serbatoi domestici precedentemente non considerati:

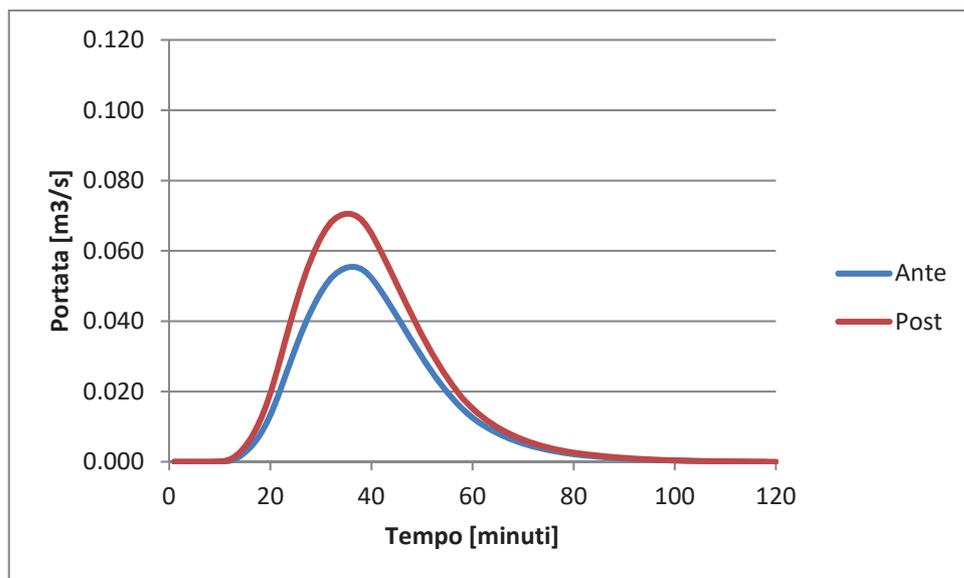


Fig. 31: Confronto tra idrogramma ex-ante ed ex-post Tr 50 Anni con il contributo dei serbatoi domestici



Pertanto, come si evince dall'idrogramma successivo, appare evidente come il contributo dei serbatoi domestici sia significativo in quanto abbassa il picco di portata in ingresso.

Sulla base dell'idrogramma di piena seguente è stata dimensionata la portata in uscita dai pozzi drenanti, la quale risulta essere pari a 0.056 m³/s. A riguardo si precisa che tale portata in eccesso verrà garantita dalla posa in opera di un tubo in PVC Φ 300 mm collegato con l'ultimo pozzo dreno e la cunetta stradale posta lungo la Via Is Prunixeddas.

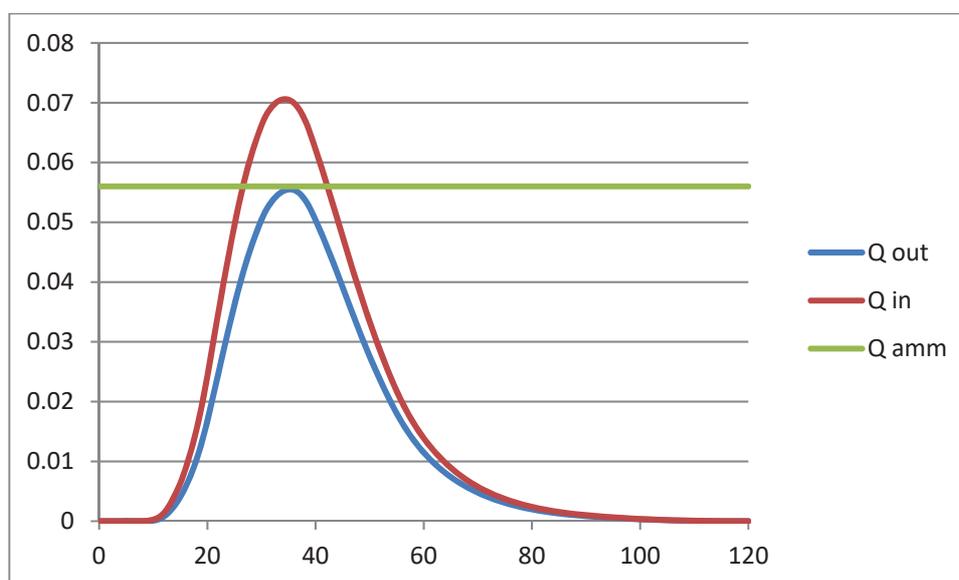


Fig. 32: Idrogramma in ingresso (rosso), in uscita (blu) e portata ammissibile (verde) per TR 50 Anni

Con questo dimensionamento si è in grado di contenere tutto il volume in eccesso, laminando la piena e contenendo il picco al di sotto dei massimi calcolati in funzione del corpo recettore (Cunetta Stradale), su cui è possibile conferire una portata max di 0.11 mc/sec, per cui è dimostrata la relazione:

$$Q_{out} < Q_{can}$$

Dove:

$$Q_{out} = 0.056 \text{ mc/s}$$

$$Q_{can} = 0.11 \text{ mc/s}$$



14. Invarianza Idraulica – Dimensionamento della rete di dreno interna

Dimensionamento collettore principale rete fognaria smaltimento acque bianche	
METODO SEMPLIFICATO	
Tratto di condotta studiato:	collettore Lunghezza tratto: 55,00 m
Qp (mc/h) = portata di progetto	Qp = 26,09000 mc/h
Qp (mc/sec) = portata di progetto	Qp = 0,00725 mc/sec
Qp = (ψ * I * A) / 0,36	7,25 lt/sec
V = velocità media di efflusso nella condotta	$v = k R^{2/3} i^{1/2}$
K = coefficiente di scabrezza Gauckler – Strickler	
R (m) = raggio idraulico = D/4	
D (m) = diametro circolare interno della condotta	
I (m/m) = pendenza della condotta	
W (%) = livello percentuale di riempimento della condotta	
Q MAX = portata smaltibile dalla sezione in progetto	
K = 120	Tabella coefficienti scabrezza di Gauckler-Strickler Tubi Pe, PVC, PRPV k = 120 Tubi nuovi gres o ghisa rivestita k = 100 Tubi in servizio con lievi incrostazioni o cemento ord. k = 80 Tubi in servizio corrente con incrostaz. e depositi k = 60 Canali con ciottoli e ghiaia sul fondo k = 40
D = 0,300 m	
I = 0,003 m/m	
V = 1,169 m/sec	
W = 50 %	
Q MAX = 0,04131 mc / sec 41,3128457 lt / sec	
verificato Q MAX > Q p	

Fig. 46: Foglio di calcolo verifica positiva condotta di dreno



15. Invarianza Idraulica – Analisi delle reti di dreno limitrofe

Considerato che l'area in esame risulta molto limitata come estensione, occorre approfondire più nel dettaglio la reale situazione esistente, mediante l'utilizzo di un modello digitale del terreno con passo a 1 m, molto più preciso (10 volte) del DTM 10 m.

Come si evince dalla fig.47, attraverso l'utilizzo del G.I.S. è stato possibile ricostruire con precisione la morfologia dell'area d'intervento. In effetti, sono stati eseguiti diversi tentativi alla scala di dettaglio, considerato che risultava essenziale determinare oltre alla superficie del bacino anche la direzione di deflusso delle acque superficiali.

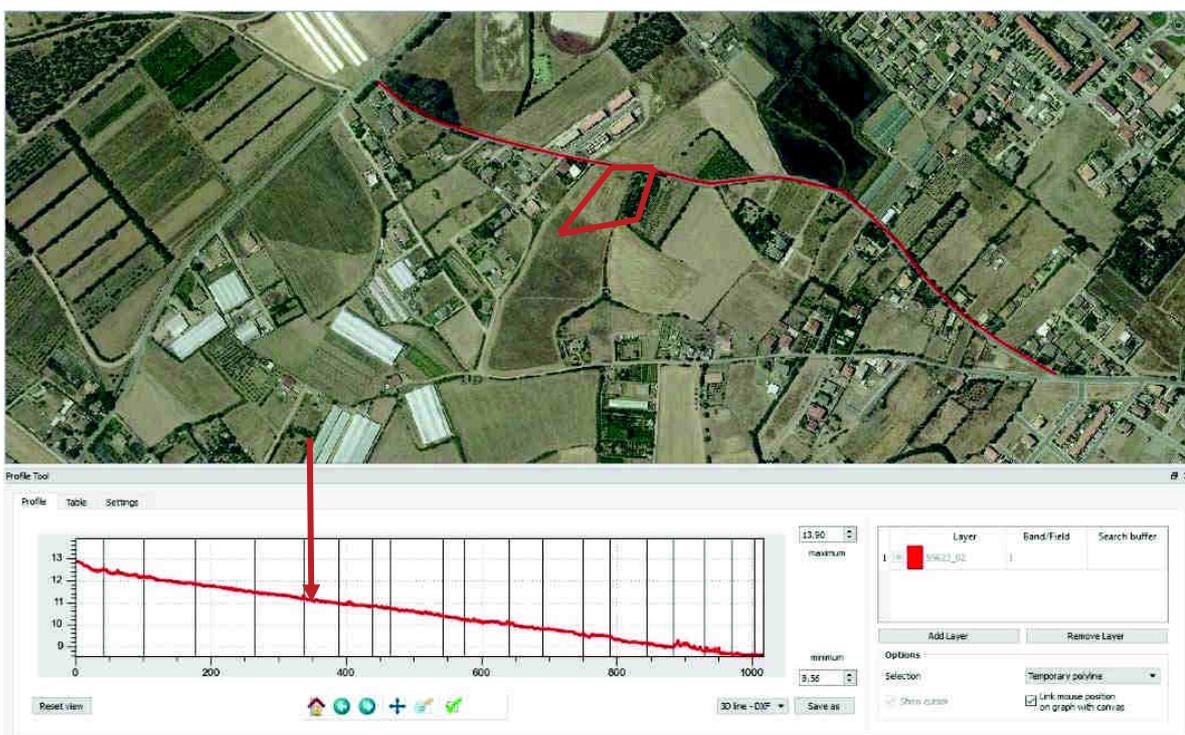


Fig. 47: Profilo piano-altimetrico dell'area d'intervento (relativa alla Via Is Prunixeddas)

Come si può notare dal profilo topografico del terreno (relativo alla Via Is Prunixeddas), l'area d'intervento costituisce parte di uno spartiacque morfologico, con pendenza verso il centro abitato di Uta.

In effetti, il modello digitale del terreno risulta molto preciso in quanto individua come direzione di deflusso principale delle acque zenitali proprio la Via Is Prunixeddas, considerato che prende come riferimento il naturale declivio del terreno (in questo caso il limite fisico della strada asfaltata).



Nel complesso, come si evince dal rilievo topografico di dettaglio, tutta l'area d'intervento corrisponde ad una zona morfologicamente in rilievo, (corrispondente ad un displuvio), laddove gli assi di dreno principali risultano sistemati prevalentemente lungo la Via Is Prunixeddas, che rappresenta il punto altimetricamente più basso rispetto al piano attuativo.

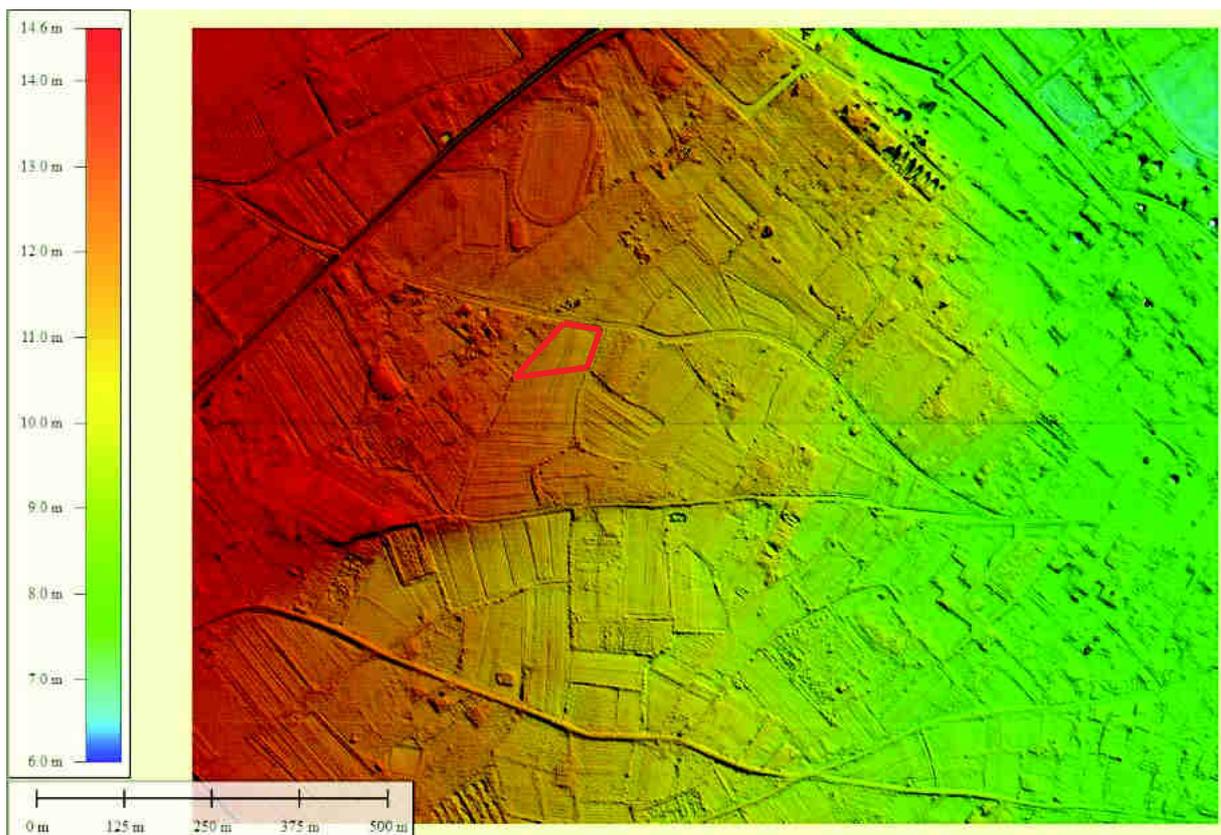


Fig. 48 –Modello altimetrico dell'area d'intervento

Costituendo la zona morfologicamente più in elevazione, le acque zenitali di ruscellamento scorrono in corrispondenza delle zone morfologicamente più depresse, ricalcando la naturale pendenza del terreno, che come rilevato in sede di analisi idrologica ha una pendenza media di circa il 3%.

Per una conferma delle quote rilevate da DTM è stato eseguito un rilievo topografico di dettaglio (Piano Quotato) con tecnica GPS differenziale (correzione istantanea dell'errore), che offre sicuramente un dettaglio in quota e in distanza orizzontale nettamente superiore rispetto al DTM 1 m (nel GPS, si parla di errori di max 2-3 cm in quota).

Il risultato del rilievo, rappresentato nelle tavole progettuali, conferma in sostanza quanto rilevato dal DTM, con un livello di qualità decisamente più alto considerato che le quote rilevate corrispondono



alle quote di progetto su cui procedere ad una sistemazione dell'area (viabilità, rete di smaltimento acque bianche, illuminazione, rete acque nere ecc...).



Fig. 49 –Modello altimetrico dell'area d'intervento – profilo topografico trasversale area d'intervento

Sulla base di queste analisi morfologiche e topografiche si ritiene di aver dimostrato come l'area d'intervento sia pertanto esente da ulteriori afflussi provenienti dalle aree limitrofe.

Per quanto concerne la capacità di deflusso esterna al piano di lottizzazione si precisa che la Via Is Prunixeddas e le cunette stradali, essendo sistemate ad una quota topograficamente più bassa, garantiscono un certo deflusso delle acque zenitali e di ruscellamento superficiale proveniente dalle aree circostanti.

Il Geologo
Dott. Geol. Manconi Simone

L'ingegnere
Dott. Ing. Luca Linguini

Dott. Ing. Giancarlo Pintus