

# RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

08/07/2015

Territorio di Costa Paradiso –  
Impianto di Depurazione esistente –

Relazione tecnica illustrativa dell'impianto esistente,  
allegata all'istanza di autorizzazione allo scarico  
reflui depurati su suolo.

Il sottoscritto, Ing. G. Piero Cassitta iscritto all'albo degli Ing. della provincia di Sassari al n° 229, a seguito di incarico dell'Amministrazione della Comunità di Costa Paradiso ha proceduto alla redazione della relazione tecnica illustrativa dell'insediamento e del relativo sistema di trattamento reflui in ossequio ai disposti della normativa vigente in merito alla richiesta di autorizzazione allo scarico a suolo dei reflui depurati.

## Premesse

Le seguenti note sono un estratto della relazione generale allegata al progetto definitivo del completamento del sistema fognario e depurativo del comprensorio in oggetto, progetto che ha ottenuto tutti pareri da parte delle autorità competenti ivi compreso l'approvazione dello studio di Valutazione Impatto Ambientale.

Tale progetto, a firma dell'Ing. SAVI è stato reso disponibile allo scrivente dalla società committente.

## Lo stato di fatto

Nel 1979 la società ISVITUR S.p.A. rassegnava al Comune di Trinità d'Agultu un progetto di Fognatura che, pur tenendo conto delle necessità fognarie dell'intero comprensorio, non ipotizzava l'allaccio a detto impianto per le costruzioni già dotate di "pozzi perdenti", privilegiando viceversa il collegamento delle nuove costruzioni a cubatura intensiva.

L'ubicazione dell'impianto, quale recapito finale dei liquami raccolti dalle reti fognarie, costituiva l'elemento primo della scelta progettuale, cui faceva seguito il recapito delle acque depurate.

L'autorità comunale imponeva, all'epoca, la scelta tecnica di convogliare le acque nere ad un depuratore posto a monte e di disperdere le acque depurate nel sottosuolo, inibendo la costruzione dell'impianto di depurazione medesimo in prossimità della linea di spiaggia e con smaltimento delle acque depurate in mare.

Furono pertanto realizzate quattro Stazioni di Pompaggio cui facevano e fanno capo specifiche reti a gravità e, nonostante la indubbia maggior complessità del sistema, il servizio fognario ha assolto in maniera ineccepibile il suo compito; solo l'utilizzo improprio e non autorizzato delle acque depurate ha comportato sanzioni da parte della A.S.L. territorialmente competente.

Nel Novembre 1992 era stata redatta la prima stesura del Progetto Generale Sommario della Fognatura del Comprensorio di Costa Paradiso - Frazione del Comune di Trinità d'Agultu e Vignola.

Gli elaborati, a seguito di raccomandazioni sia scritte che verbali intercorse con i Funzionari dell'Assessorato Difesa e Ambiente della Regione Autonoma della Sardegna, furono modificati per dare origine ad un successivo aggiornamento del Giugno 1995.

Dal 1979 ad oggi sono già stati redatti ed approvati e parzialmente eseguiti n. 5 Stralci Esecutivi mirati soprattutto al potenziamento della rete fognaria a gravità, con un ulteriore Lotto Esecutivo di potenziamento dell'impianto di Depurazione esistente.

In ottemperanza ai prescritti del Decreto Legislativo n. 152 del 03/04/2006 e s.m.i. e fermo restando i contenuti delle Direttive Regionali dell'Assessorato della Difesa dell'Ambiente "Disciplina regionale degli scarichi" (d.g.r. 10/12/2008 n.69/25) e "Misure di tutela quali-quantitativa delle risorse idriche tramite riutilizzo delle acque reflue depurate" (d.g.r. 30/12/2008 n.75/15), nel febbraio 2011 è stato redatto il Progetto Generale con modifica al sistema di smaltimento finale delle acque depurate, mantenendo quanto viceversa già previsto per la rete di raccolta dei liquami a gravità, con modesti affinamenti tecnici alle Stazioni di Sollevamento esistenti e con un importante aggiornamento tecnologico del ciclo depurativo, di cui si prevede il potenziamento con l'inserimento di un trattamento di filtrazione a garanzia della completa "intercettazione" dei fanghi (in uscita dai sedimentatori), di una sezione di disinfezione mediante radiazioni Ultra Violette e "copertura" mediante ipoclorito di sodio e, ad ulteriore affinamento finale, di una sezione di fitodepurazione, la cui realizzazione sarà "valutata" (se opportuna) in base alla qualità delle acque depurate in uscita dall'Impianto di Depurazione.

Nel corso della redazione della Valutazione d'Impatto Ambientale dei lavori di cui trattasi, a cura della Società Sardegna Ingegneria S.c.a.r.l. di Cagliari, è emersa la necessità di apportare alcune modifiche e integrazioni al Progetto Generale nel settembre 2011, giusta nota 02/09/2011 prot.n.CCP/224 CA/gS della Comunità del Territorio "Costa Paradiso" che segnatamente sono state:

- stralciare i condotto fognari per l'allacciamento dei lotti O8, O10, O11 in quanto non edificabili;
- stralciare i condotti fognari a gravità per i lotti L39, L65 e L38 nonché L55, L54 ed L25 e prevederne l'allacciamento a mezzo di sollevamenti privati;
- prevedere, per i tratti da realizzare al di fuori delle sedi stradali (con particolare riferimento a quelli da realizzarsi in aree a verde), l'esecuzione degli scavi essenzialmente a mano, al fine di ridurre al minimo gli interventi invasivi sulla vegetazione preesistente.
- L'area in esame si colloca nel settore costiero settentrionale della Sardegna (Gallura Nord- occidentale), nel tratto compreso tra il sistema sabbioso antistante la piana del Coghinas e Portobello di Gallura.

La località è raggiungibile tramite la litoranea che va da Castelsardo a Santa Teresa di Gallura e distante poco più di 12 Km dal bivio per Isola Rossa. Questo caratteristico tratto di costa, dato dalla presenza di rosse e accidentate scogliere, lavorate dal vento e dal mare ed intervallate di tanto in tanto da belle calette, si presenta in uno scenario di fitta e rigogliosa vegetazione di macchia mediterranea.

La tipologia prevalente è di costa rocciosa, con elementi di grande valenza geomorfologica e paesaggistica, come le falesie e le scogliere di Porto Leccio e Costa Paradiso. Nei settori più interni i rilievi arrivano ai 400 metri s.l.m. con morfologia di alterazione residuale, con numerosi torrioni rocciosi, inselberg e tor. La copertura del suolo è costituita da macchia mediterranea di diversa qualità, con limitati boschi e macchia mediterranea di tipo evoluto.

G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

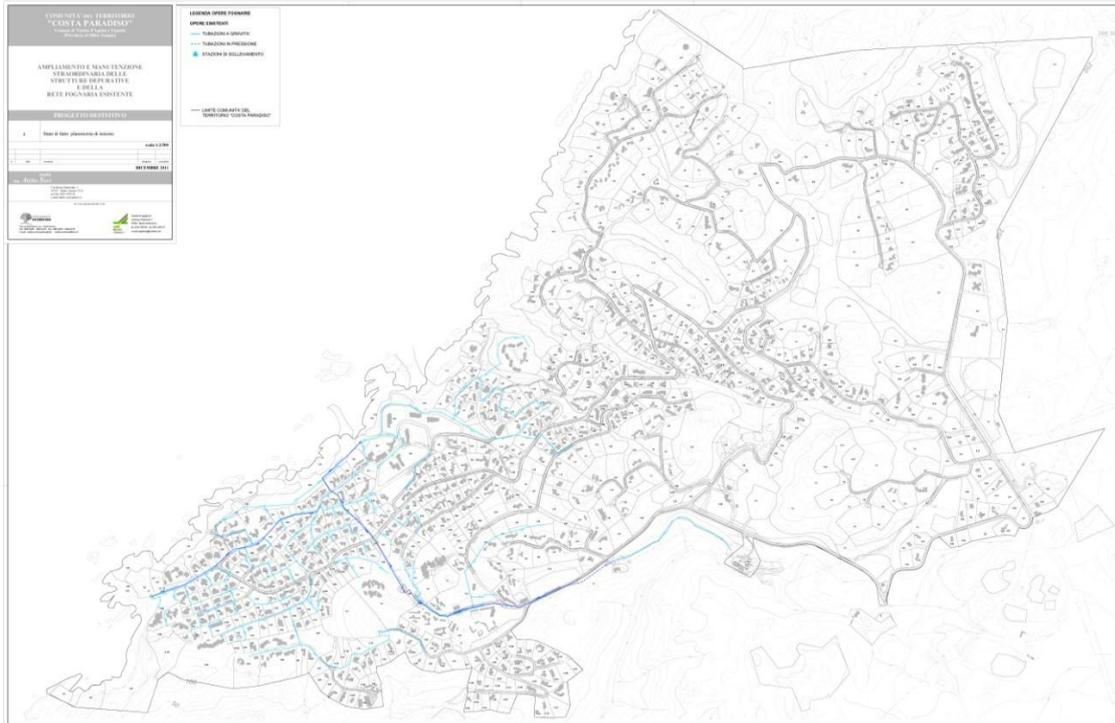
Il Comprensorio Turistico di Costa Paradiso è una porzione del territorio costiero del Comune di Trinità d'Agultu e Vignola di cui occupa una fascia della lunghezza di circa 4 km.



*Vista di Costa Paradiso*

Il sistema di disinquinamento del comprensorio di Costa Paradiso può essere sostanzialmente suddiviso in due Settori principali “La Piana” e “La Sarrera” oltre all’Impianto di Depurazione esistente.

Le opere fognarie sino ad oggi realizzate sono concentrate in quell'ampio settore di Costa Paradiso noto col nome di “La Piana”. Esso è servito da una rete nera a gravità che convoglia i reflui in 4 stazioni di pompaggio (Li Tamerici, Maya 9, Maya 50 e Maya 95) interconnesse a creare una “catena”, cosicchè la sola Stazione Maya 95 (che riceve i reflui sollevati dalle altre stazioni poste a livelli più bassi) convoglia le acque all’esistente Impianto di Depurazione posto in una valletta oltre il crinale dell’area residenziale a circa 130,00 m.s.l.m.



Planimetria stato di fatto con indicati in azzurro i collettori esistenti (Cfr. tavola 2.4 Stato di fatto: planimetria di insieme).

Le unità immobiliari ricadenti nel settore “La Serrera”, privo sia di collettori fognari che di stazioni di sollevamento, recapitano invece i reflui, singolarmente, in fosse settiche private, tipo Imhoff all’interno dei singoli lotti.

L’impianto esistente si sviluppa nel fondo valle di un piccolo corso d’acqua interno ed è, per sua localizzazione e per la vegetazione esistente, poco visibile dal percorso stradale e da percorsi pedonali. Gli edifici ed i manufatti sono edifici tecnici dove il materiale prevalente, per ragioni funzionali, è il cemento armato.

L’impianto esistente è del tipo biologico a fanghi attivi ad areazione prolungata con stabilizzazione aerobica dei fanghi in un unico stadio ed ha una potenzialità di circa 4.000 Abitanti Equivalenti, a cui sono oggi allacciati circa 3.950 abitanti, con una pressoché totale saturazione della capacità depurativa.

La linea di trattamento comporta la rimozione della sostanza organica e dell’azoto attraverso l’adozione di una configurazione impiantistica che prevede la pre-denitrificazione.



*Vista dell'esistente impianto di depurazione.*

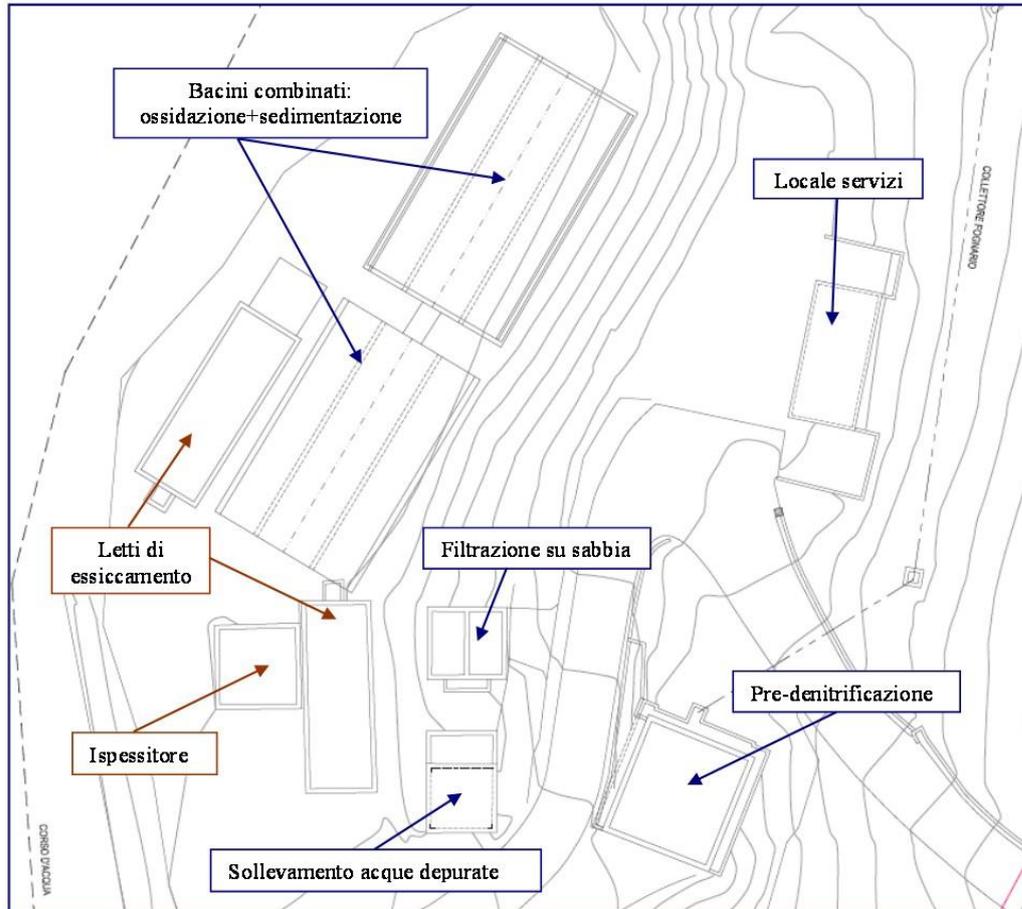
Come si può osservare dalla planimetria di seguito riportata, le linee acque e fanghi dell'impianto di trattamento prevedono le seguenti sezioni:

Linea acque:

-  grigliatura fine;
-  pre-denitrificazione;
-  ossidazione/nitrificazione;
-  sedimentazione finale;
-  filtrazione su sabbia/disinfezione;
-  sollevamento acque depurate.

Linea fanghi:

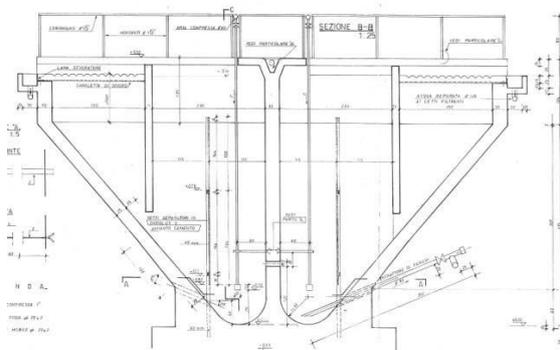
-  ispessimento;
-  disidratazione naturale.



Planimetria dell'impianto di depurazione esistente di Costa Paradis

(Cfr. tavola 3.3 Planimetria di dettaglio impianto di depurazione: stato di fatto).

Il comparto di ossidazione/nitrificazione è costituito da due bacini combinati in calcestruzzo. Nella parte centrale delle vasche è realizzato il processo biologico, mentre nella parte esterna viene effettuata la separazione della biomassa dal liquame depurato (sedimentazione finale).



Bacini combinati di ossidazione/nitrificazione e sedimentazione esistenti

G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

## La linea Acque in dettaglio

Di seguito viene riportata una breve descrizione delle diverse fasi di trattamento che costituiscono la linea acque.

### Grigliatura fine

La sezione di grigliatura è costituita da una griglia autopulente con luce di passaggio pari a 3 mm (modello Aqua-guard). La griglia è installata in un apposito canale con griglia di by-pass nella struttura muraria, che consente il deflusso delle acque in arrivo a gravità direttamente nel comparto di pre-denitrificazione.

La griglia installata presenta le seguenti caratteristiche:

tipo: a nastro continuo;

numero di unità: 1;

larghezza canale:	750 mm;
altezza:	250 mm;
interspazio tra le barre:	3 mm;
portata max:	300 m <sup>3</sup> /h.



*Fase di grigliatura fine.*

## Denitrificazione

La sezione è costituita da un unico manufatto in calcestruzzo e presenta le seguenti caratteristiche:

larghezza:	6,8	m;
lunghezza:	7,5	m;
volume:	204	m <sup>3</sup> ;
altezza utile:	4	m;
sistema di miscelazione:		
n. mixer sommersi	1;	
potenza installata	2,5	kW;
potenza assorbita	1,35	kW;
velocità di rotazione	700	giri/min.



*Fase di Denitrificazione.*

Il comparto è dotato di paratoie di deviazione dei flussi idraulici, che permettono il by-pass per gli eventuali interventi di manutenzione.

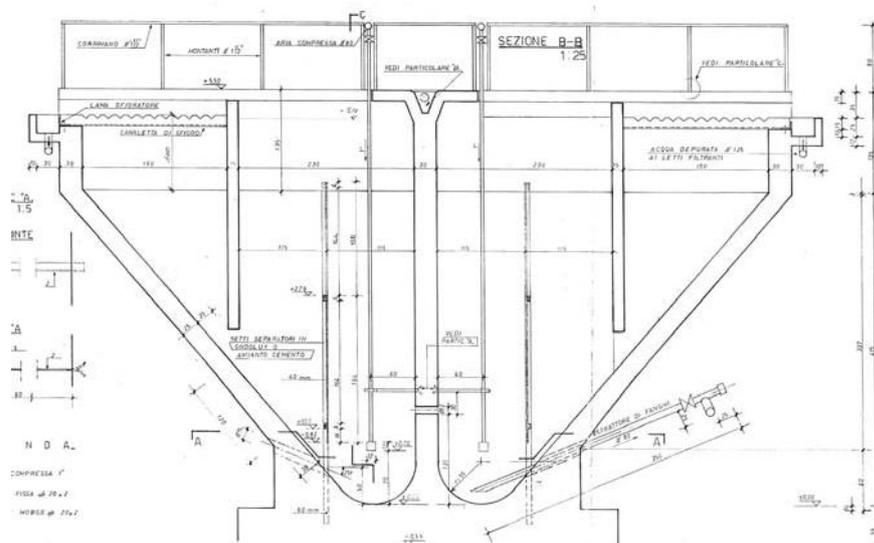
### Ossidazione/nitrificazione

Il comparto di ossidazione/nitrificazione è costituito da due bacini combinati in calcestruzzo. Nella parte centrale delle vasche è realizzato il processo biologico, mentre nella parte esterna viene effettuata la separazione della biomassa dal liquame depurato (sedimentazione finale). I due bacini operano in parallelo.

Le vasche di ossidazione/nitrificazione hanno le seguenti caratteristiche:

n. vasche: 2;  
 altezza utile: 5 m;  
 volume utile unitario: 316 m<sup>3</sup>;  
 volume utile totale: 632 m<sup>3</sup>.

Il sistema di aerazione (del tipo a bolle fini) è costituito da 64 diffusori a candela con portata unitaria di 15 Nm<sup>3</sup>/h, che vengono alimentati da due soffianti (di cui una di riserva fatta però funzionare saltuariamente in parallelo nei momenti di punta) della portata rispettivamente di 600 e 700 Nm<sup>3</sup>/h, con prevalenza di 6 m.



Sezione Bacini combinati di ossidazione/nitrificazione e sedimentazione.



*Bacini combinati di ossidazione/nitrificazione e sedimentazione.*

### Sedimentazione finale

La separazione tra la biomassa e il liquame depurato avviene, come precedentemente evidenziato, nella parte esterna dei due bacini combinati.

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche delle quattro unità (due per linea) di sedimentazione finale.

volume totale: 240 m<sup>3</sup>;

superficie totale: 126 m<sup>2</sup>.



*Bacini combinati di ossidazione/nitrificazione e sedimentazione.*

### Filtrazione su sabbia/Disinfezione

G.Piero CASSITA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) – Tel. 079/660336 – Fax 079/662541 – E-mail: [giampiero@studio.cassita.com](mailto:giampiero@studio.cassita.com)

A monte del pozzetto di scarico finale delle acque depurate sono state realizzate due unità di filtrazione su sabbia (Figura 1.1 /5) che risultano dismesse dopo i primi anni di funzionamento.



*Fase di filtrazione finale.*

In considerazione delle modalità di smaltimento delle acque depurate (disperdimento nel terreno) onde evitare eventuali compromissioni della esistente flora, non veniva effettuata alcuna disinfezione finale; a seguito delle specifiche richieste degli Enti di controllo, detta vasca e la successiva (cui sono allacciate le pompe di rilancio delle acque depurate) sono state adibite a bacini di contatto per la disinfezione finale con un tempo di contatto (alla massima portata di 20 l/s) di circa 15'.

## Linea fanghi

La linea di trattamento fanghi è costituita da una fase di ispessimento e da una fase di disidratazione su letti di essiccamento.

### Ispessitore

L'ispessitore è di tipo statico. Il manufatto è costituito da una vasca in calcestruzzo armato con fondo inclinato a 45° convergente al centro.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono:

larghezza:	5,00	m;
lunghezza:	5,00	m;
altezza:	3,70	m;
superficie:	25	m <sup>2</sup> ;
volume utile:	96	m <sup>3</sup> .

### Disidratazione

A valle della fase di ispessimento è presente una fase di disidratazione del fango su letti di essiccamento.

Il comparto è costituito da due unità per una superficie totale di 100 m<sup>2</sup>.

## Gestione

### Grigliatura

Fase preliminare che trattiene il materiale grossolano che viene trascinato dai liquami provenienti dalla rete fognaria. Lo scopo di tale fase non è solo quello di separare il citato materiale quanto anche quello di salvaguardare il resto delle apparecchiature (pompe in primis).

Risulta fondamentale, quindi, procedere alla pulizia periodica delle griglie: il materiale di risulta, assimilato agli RSU, deve essere raccolto in idonei contenitori ed avviato allo smaltimento come RSU e non depositato in luoghi o zone (letti di essiccamento) non idonee allo scopo.

### Dissabbiatura

In presenza di tale fase, separazione del materiale in sospensione (più fine) dal liquame da trattare, anche esso pericoloso per le apparecchiature presenti nel depuratore e interferente per le altre fasi. Di solito si presenta come un canale con sabbia sul fondo e va regolarmente pulito per evitare fenomeni di trascinamento; le sabbie vanno smaltite secondo le vigenti normative ambientali.

### Ossidazione

Importantissimo è l'apporto di ossigeno che può avvenire in diversi modi e con diversi tipi di pompe soffianti.

Per una efficiente depurazione, il colore del liquame contenuto nella vasca deve essere "nocciola intenso" e non vi deve essere un'eccessiva presenza di croste di fango o schiume in superficie che, nelle migliori delle ipotesi, limitano lo scambio dell'ossigeno e, nei casi limite, creano un substrato sul quale possono addirittura trovarsi forme vegetative. Molto spesso si rileva la presenza di modeste quantità di schiume o croste negli spigoli delle vasche (comunque non è un'anomalia grave) ove i flussi generati dalle soffianti sono di minor intensità.

Altro utile indicatore del corretto funzionamento della fase ossidativa (e del depuratore in generale) è l'olfatto: un depuratore che funzioni come si deve "non puzza"!

In caso di verifica delle problematiche citate si deve immediatamente provvedere alla misurazione dell'ossigeno disciolto nella massa ed intervenire sulle soffiante o le condutture di adduzione, se permane eventuale stato di carenza di ossigeno si renderà necessario inoculare ossigeno puro da bombole esterne in riserva.

### Sedimentazione

Posta dopo la fase di ossidazione, serve per separare, in modo definitivo, il liquame dal fango che, viene inviato all'essiccamento o al ricircolo per rimpinguare la quantità di "fango attivo" in ossidazione.

Per una corretta gestione sarebbe opportuno facilitare il processo di sedimentazione del fango anche con l'aggiunta di sostanze all'uopo preposte ancorchè con un'aggravio di spesa per il gestore. Dal contro, un'eccessiva presenza di fanghi galleggianti, può portare a fenomeni di trascinarsi degli stessi nella successiva fase di disinfezione.

### Disinfezione

Detta anche "clorazione" in quanto, nella maggior parte dei nostri depuratori, viene usato ipoclorito di sodio per eliminare la carica batterica presente nelle acque di scarico. Questa fase avviene all'interno di un manufatto che presenta delle paratie che inducono il liquame a fare un percorso a "zig zag" per diminuire la portata e per aumentare il tempo di contatto con il disinfettante. In questa fase il liquame deve avere una certa limpidezza e deve scorrere con la giusta velocità per evitare fenomeni di ristagno; all'interno della vasca di clorazione non vi devono essere fanghi superficiali e schiume persistenti, se non quelle prodotte in minime quantità a causa dei salti di flussi che, comunque, devono dileguarsi poco dopo.

Necessita un controllo costante del cloro residuo al fine di garantire il rispetto dei limiti di cloro residuo nell'effluente finale.

### Scarico finale

Dopo la fase di disinfezione il liquame viene scaricato nel corpo recettore; di fondamentale importanza dal punto di vista giuridico e non è il pozzetto finale di ispezione e campionamento detto anche pozzetto "fiscale", che deve essere individuato ed ubicato in modo inequivocabile sulla planimetria di dettaglio dell'impianto in modo da consentire, a qualsivoglia organo di controllo, di accedere alle operazioni di prelievo delle acque di scarico.

Prescrizione: per verificare l'effettiva "limpidezza" dello scarico si prescrive che il fondo del pozzetto (o in alternativa se presente un salto all'uscita della clorazione presenta) sia rivestito di materiale bianco (es.: piastrelle o resina ).

### Essiccamento dei fanghi

L'essiccamento dei fanghi avviene, all'interno dei letti di essiccamento.

Occorre verificare è la modalità di deposito dei fanghi nei letti di essiccamento:

essi devono essere distribuiti correttamente ed uniformemente evitando in ogni caso:

- ✚ la crescita eccessiva di forme vegetative;
- ✚ la formazione di cumuli di fanghi essiccati;
- ✚ la miscelazione con altri tipi di rifiuti (grigliato, sabbie, etc) prodotti dal depuratore.

## Il Progetto di completamento

### La linea acque

La linea acque rimarrà la linea di processo principale dell'impianto; ad essa è funzionalmente collegata la linea fanghi.

seguito degli interventi in progetto, essa sarà costituita dalle seguenti unità:

- ✚ equalizzazione e sollevamento iniziale (1 linea nuova);
- ✚ grigliatura fine (2 linee, una esistente(\*) e una nuova);
- ✚ denitrificazione (3 linee, una esistente(\*) e due nuove);
- ✚ nitrificazione (4 linee, due esistenti(\*) e due nuove);
- ✚ decantazione finale (4 linee, due esistenti(\*) e due nuove);
- ✚ defosfatazione simultanea (4 linee, due esistenti e due nuove);
- ✚ filtrazione finale (1 linea nuova);
- ✚ disinfezione (1 linea nuova);
- ✚ sollevamento finale (1 linea nuova).

La linea acque si completa con il ricircolo delle acque madri provenienti dalla linea fanghi in testa all'impianto attraverso una stazione di sollevamento con relativa tubazione in pressione.

Il by-pass generale dell'impianto avviene attraverso un collettore posto a monte delle sezioni di grigliatura e recapita le acque a monte della clorazione (al fine di garantire quanto meno l'inertizzazione batterica), con esclusione della successiva fase di disinfezione con Raggi UV, per lo scarico nella stazione di sollevamento finale.

**Equalizzazione** - L'equalizzazione ha lo scopo di laminare le portate al fine di ottenere un flusso regolare e continuo (anche nelle ore notturne) all'impianto di depurazione consentendo una regolarità depurativa.

La vasca di equalizzazione sarà completamente interrata e realizzata a fianco della strada principale di accesso a Costa Paradiso.

La vasca sarà equipaggiata con un agitatore sommerso e cinque pompe sommergibili: 1+1R a servizio dell'impianto esistente e 2+1R a servizio del nuovo impianto (due linee gemelle).

**Grigliatura fine** - La grigliatura ha lo scopo di intercettare la massima parte dei corpi grossolani presenti in fognatura.

Essa avviene attraverso due griglie automatiche a nastro continuo con luce di 3 mm, una esistente posta in testa al vecchio impianto e una nuova posta in testa alle due nuove linee e dotata di by-pass. Il grigliato è raccolto in appositi cassonetti.

**Trattamento biologico a fanghi attivi di denitrificazione-nitrificazione** - Il trattamento biologico è realizzato su due linee esistenti e due linee nuove poste in parallelo, che garantiscono adeguati margini di flessibilità operativa e hanno lo scopo di rimuovere il carico organico e ossidare l'azoto organico e ammoniacale presenti.

Le linee esistenti sono costituite da due bacini combinati nei quali il trattamento ossidativo si svolge nel setto centrale, mentre la funzione di decantazione si svolge nel setto esterno. I due bacini combinati prevedono a monte un unico bacino di denitrificazione equipaggiato di agitatore sommerso. Nei due bacini combinati si è prevista la sostituzione del sistema di diffusione aria e delle relative soffianti con pannelli diffusori a bolle fini e compressori volumetrici con motori comandati da inverter nonché delle lame di sfioro dei sedimentatori ormai usurate.

**Decantazione secondaria** - La decantazione secondaria ha lo scopo di chiarificare l'effluente del processo biologico a fanghi attivi e di alimentare il circuito dei fanghi di ricircolo. La biomassa in eccesso rispetto alle esigenze di stabilità del processo biologico viene allontanata sotto forma di fanghi biologici di supero. La decantazione viene realizzata nel settore esterno dei due bacini combinati esistenti e nei due bacini nuovi a pianta circolare. Il ricircolo dei fanghi ed il rilancio dei fanghi biologici di supero avviene attraverso un nuovo sistema di prelievo del fango medesimo dal bacino di denitrificazione (mediante arresto del mixer e del sistema di ricircolo del mixed liquor) per i due bacini combinati esistenti, e attraverso nuove pompe sommerse per le due linee di nuova costruzione.

**Defosfatazione** - La defosfatazione ottenuta mediante co-precipitazione simultanea nei comparti di nitrificazione sia esistenti che nuovi, utilizzando trattamento chimico-fisico di dosaggio di una soluzione commerciale di cloruro ferrico, ed ha lo scopo di eliminare il fosforo (non utilizzato nei processi di sintesi cellulare) trasformandolo nella forma insolubile.

**Filtrazione finale** - La filtrazione finale ha lo scopo di affinare le caratteristiche dell'effluente dalla decantazione finale nel caso in cui, a causa di imprevedibili peggioramenti delle caratteristiche di sedimentabilità del fango biologico, si verificano fuoriuscite di solidi sospesi e per migliorare le caratteristiche dell'effluente prima dell'invio nella fase di disinfezione a mezzo di raggi ultravioletti. Essa può avere inoltre lo scopo di trattenere i fanghi chimici prodotti in caso di post- precipitazione (eventuale e futura) qualora si ravvisasse la presenza di specifici inquinanti.

La filtrazione finale viene realizzata attraverso una serie di filtri a tela ed è by-passabile. Questi vengono installati in una nuova vasca a monte della disinfezione.

**Disinfezione con ipoclorito di sodio a raggi U.V.** - La disinfezione con raggi U.V. ha lo scopo di abbattere la carica batterica residua presente nell'effluente finale ed è prevista utilizzando moduli verticali con lampade ad amalgama di mercurio di ultima generazione del tipo a bassa pressione ed alta intensità.

La disinfezione con ipoclorito di sodio ha lo scopo di creare una copertura di disinfezione più duratura nel tempo e ciò a favore di sicurezza.

**Sollevamento finale** - Il sollevamento finale ha lo scopo di indirizzare le acque depurate dalla valletta in cui è ubicato l'impianto al punto di scarico nel Rio "La Sarrera".

Il sollevamento utilizza 3+1 R pompe sommerse ad asse verticale.

## Linea fanghi

La linea fanghi è la linea di processo che raccoglie tutti i fanghi prodotti dall'impianto sia esistente che nuovo ed è pertanto funzionalmente legata alla linea acque.

A seguito degli interventi in progetto essa sarà costituita dalle seguenti unità:

-  ispessimento (1 linea esistente);
-  disidratazione meccanica (1 linea nuova).

**Ispessimento** - L'ispessimento ha lo scopo di ridurre il tenore di umidità dei fanghi a monte dell'unità di disidratazione meccanica. Esso è costituito da un bacino esistente a pianta quadrata che verrà dotato di un agitatore lento (del tipo "a cancello") e di una copertura leggera.

**Disidratazione meccanica** - La disidratazione meccanica ha lo scopo di ridurre ulteriormente il tenore di umidità dei fanghi ispessiti e di conseguenza i loro volumi al fine di contenere i costi di smaltimento degli stessi. Questa fase avverrà mediante l'utilizzo di una filtropressa a nastro di nuova fornitura, i fanghi così disidratati verranno inviati allo smaltimento, mentre le acque madri separate verranno inviate, da una stazione di sollevamento, in testa all'impianto.

## Dotazione idrica e dimensionamento

### Il fabbisogno idrico del P.D.L.

Il fabbisogno idrico del comprensorio della Comunità di Costa Paradiso discende dal potenziale volumetrico insediabile nello stesso negli scenari di vigenza del piano attuativo del comprensorio stesso.

Ancor prima di procedere alla illustrazione delle risorse e le modalità di approvvigionamento idrico a scopo idropotabile del comprensorio di Costa Paradiso, negli scenari ipotizzabili (attuale, 2025,2041), necessita procedere alla determinazione dei fabbisogni in relazione al carico antropico insediato e insediabile nell'ambito oggetto del presente studio.

### L'inquadramento urbanistico

Il comprensorio di che trattasi è identificato nel P.U.C. in adeguamento al Piano Paesaggistico Regionale, giusta delibera C.C. n° 30 del 10/12/2010, come zona "F" turistica oggetto di P.d.L. con in seguenti Parametri Urbanistici<sup>1</sup> :

✳ St (P.d.F.)	2.775.000,00	mq
✳ St (P.U.C.)	3.336.164,00	mq
✳ It	0.20	mc/mq (P.d.F.)
✳ Potenzialità Volumetrica	647.500,00	mc
✳ Abitanti insediabili	10.792,00	ab (Utilizzato parametro dimensionale di 60 mc/ab)
✳ Abitanti insediati al 2010	9.542,00	ab

Il potenziale insediativo del comprensorio non può essere variato nel tempo in quanto lo stesso discende da criteri dimensioni del piano urbanistico generale, criteri connessi allo sviluppo costiero del comune di Trinità d'Agultu e Vignola, e dalle caratteristiche morfometriche del litorale.

### Riferimenti tecnico/normativi delle zone 'F'

La verifica del potenziale volumetrico delle zone 'F' turistiche viene effettuata secondo quanto previsto dall'art.6 della L.R. 8/2004 come integrata dalla relativa Circolare esplicativa, nonché dell'art. 4 del D.A. 2266/U/83

Tale verifica si articolata nelle seguenti fasi:

1 - dimensionamento dei posti letto turistici secondo i criteri indicati dal D.A. n.2266/83, ridotti del 50%, e calcolo dei corrispondenti volumi adottando il parametro di **60 mc/ab**;

2 - computo dei volumi totali esistenti nelle zone "F" costiere, compresi quelli realizzati nei piani attuativi vigenti che, pur non essendo ancora completati, si trovano in condizioni

<sup>1</sup> Cfr Tav. 1.1.1 Relazione tecnica illustrativa allegata al P.U.C. in adeguamento al P.P.R.

tali da aver determinato il "mutamento consistente ed irreversibile dello stato dei luoghi" di cui al comma 2 dell'art.4;

3 - calcolo dei volumi residuali ammissibili nelle zone "F", detratti quelli di cui al punto 2.

L'art. 4 per il dimensionamento dei posti letto:

*Per le zone F costiere la capacità insediativa massima, salvo diversa dimostrazione in sede di strumento urbanistico comunale, calcolata sulla fruibilità ottimale del litorale determinata secondo i seguenti parametri:*

- 2 posti-bagnante/ml per costa sabbiosa la cui fascia abbia una larghezza superiore a 50 mt.;
- 1,5 posti-bagnante/ml per costa sabbiosa la cui fascia abbia una larghezza compresa tra 50 e 30 mt.;
- 1 posto-bagnante/ml per costa sabbiosa la cui fascia abbia una larghezza inferiore a 30 mt.;
- 0,5 posti bagnante/ml per costa rocciosa.

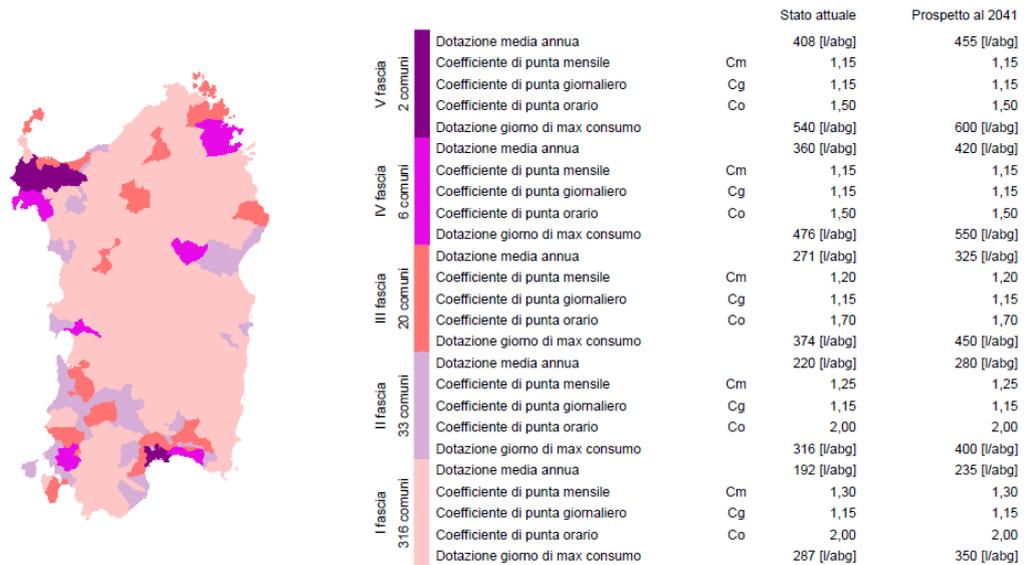
Da quanto su esposto risulta come il potenziale volumetrico della zona in esame, come verificato alla luce della procedura testè illustrata, costituisca valore massimo non ulteriormente modificabile alla luce dell'impalcato normativo vigente.

## Il fabbisogno allo stato attuale

Abitanti insediati<sup>2</sup> 9.542,00 abitanti

Dotazione idrica 460,00 l/ab/gg<sup>3</sup> per insediamenti turistici

### Distribuzione territoriale dei fabbisogni idropotabili



Dalla tabella su riportata, fonte piano regionale acquedotti della Sardegna, si evince che per l'ambito in esame (I fascia) si ha:

☀	Coefficiente di punta mensile	attuale 1,30	al 2041	1,30
☀	Coefficiente di punta giornaliero	attuale 1,15	al 2041	1,15
☀	Coefficiente di punta orario	attuale 2,00	al 2041	2,00

Fabbisogni allo stato attuale:

$9.542 \times 0.460 \times 1,15 = 5.047,72$  mc/gg nel mese di punta (agosto)

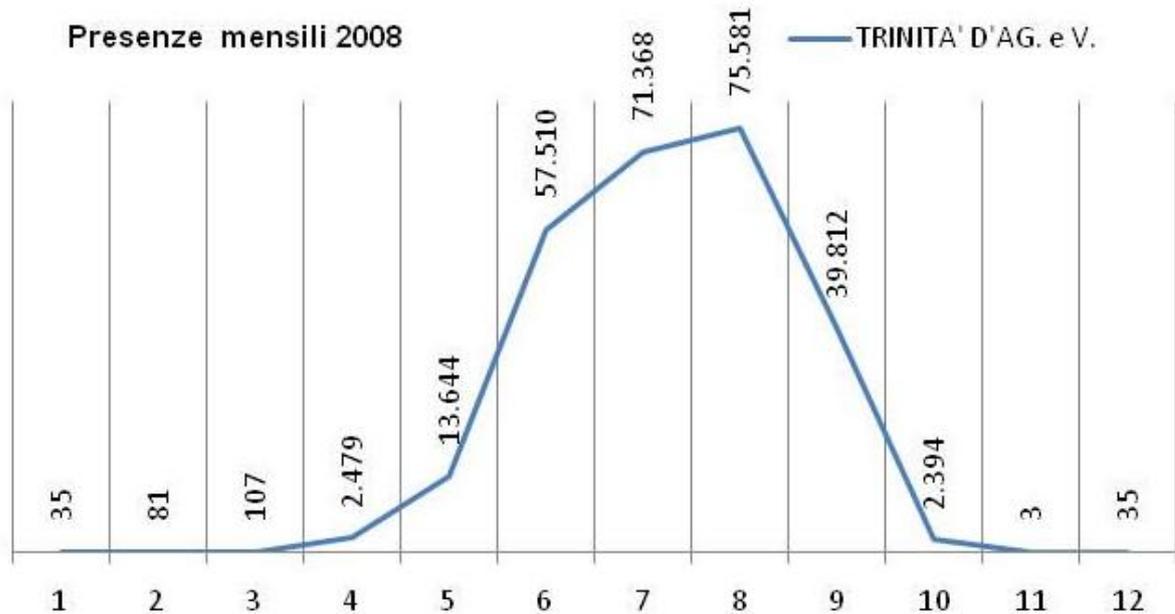
I valori delle dotazioni unitarie medie sono state calcolate su dati statistici monitorati nei comuni turistici campione nei mesi di luglio, agosto e settembre.

Onde disporre di dati attendibili per la determinazione delle portate idropotabili, nel comprensorio turistico, su base annua, necessita disaggregare i dati per fabbisogni mensili.

<sup>2</sup> Cfr relazione PUC tav. 1.1.1

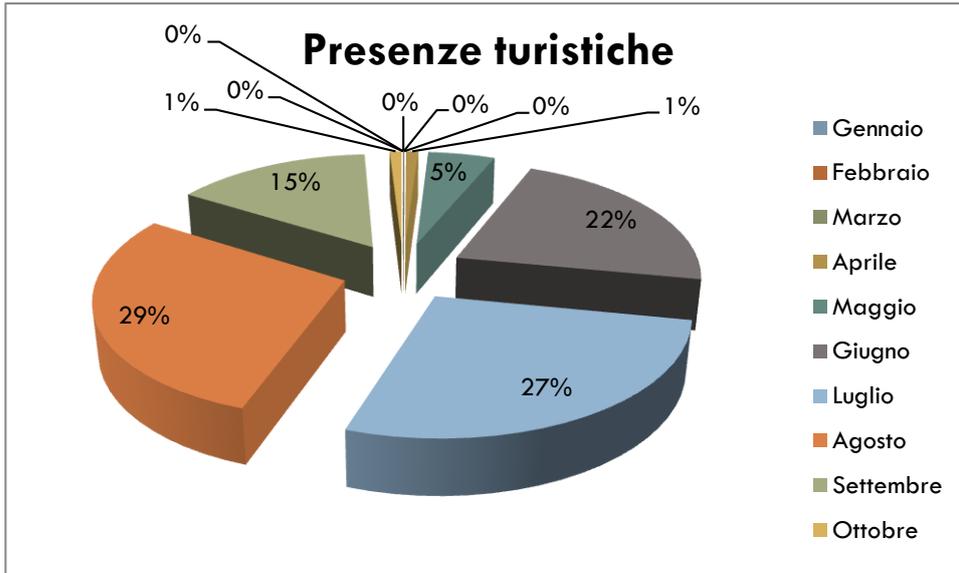
<sup>3</sup> Cfr Piano Regionale degli acquedotti della Sardegna

L'analisi viene effettuata attraverso la parametrizzazione delle presenze turistiche nel territorio del comune di Trinità d'Agultu e Vignola, dai dati statici monitorati dalla Provincia Olbia Tempio Ass.to al Turismo anno 2008.



Sulla base dei dati riportati, gli stessi vengono parametrizzati percentualmente per mese:

Presenze	Mese	%
35.00	Gennaio	0.01%
81.00	Febbraio	0.03%
107.00	Marzo	0.04%
2 479.00	Aprile	0.94%
13 644.00	Maggio	5.19%
57 510.00	Giugno	21.86%
71 368.00	Luglio	27.13%
75 581.00	Agosto	28.73%
39 812.00	Settembre	15.13%
2 394.00	Ottobre	0.91%
3.00	Novembre	0.00%
35.00	Dicembre	0.01%
<b>263 049.00</b>	<b>Totale</b>	<b>100.00%</b>



Nel mese di Luglio, Agosto e Settembre, nel comune di Trinità d'Agultu e Vignola si ha il 71 % delle presenze turistiche su base annua.

I consumi idrici monitorati nel 2012 sono stati i seguenti (sola fornitura Abbanoa):

<b>Consumi monitorati</b>			
<b>Lecture</b>	<i>Valori</i>	<i>Valori nel periodo</i>	<b>%</b>
<b>data</b>	<i>mc</i>	<i>mc</i>	
<b>04/10/12</b>	490 941		
		36 681	16.86%
<b>11/01/13</b>	527 622		
		89 583	41.18%
<b>05/07/13</b>	617 205		
		91 297	41.96%
<b>30/09/13</b>	708 502		
<b>TOTALE</b>	<i>mc/anno</i>	<b>217 561</b>	<b>100.00%</b>

A tali valori si somma la portata idrica emunta dai pozzi del campo idrico sito in zona agricola, in ragione di :

$$Q_{\text{pozzi}} = 80\,000 \text{ mc/anno}$$

$$Q_{\text{Tot}} = 297\,561 \text{ mc/anno}$$

Al fine della stima del carico antropico nel comprensorio in esame in funzione del periodo, necessita disaggregare i dati delle portate idrico-potabili per mese.

Nota la popolazione massima insediata nel mese di Agosto, come da dato del P.U.C. e quindi da parametri regionali noti, si può determinare il carico antropico totale disaggregato per mese e quindi stimare i fabbisogni idrici negli orizzonti temporali 2025 e 2041, peraltro coincidenti per le motivazioni precedentemente esposte.

L'affinamento del calcolo statistico determina una maggiore accuratezza nella stima del fabbisogno idrico futuro e quindi delle fonti di approvvigionamento, a tal fine la 'campana' delle presenze turistiche nel comune di Trinità, va ragguagliata alla specificità della zona turistica di Costa Paradiso.

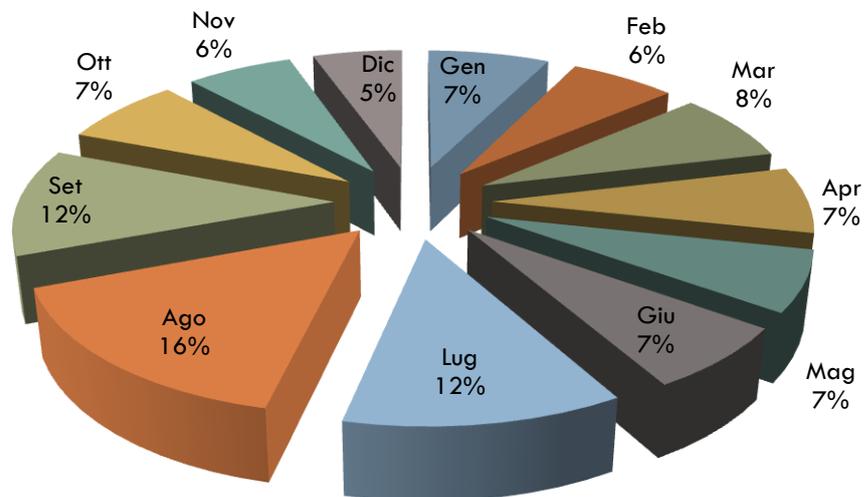
Tale operazione è stata effettuata attraverso il monitoraggio mensile dei consumi elettrici delle stazioni di sollevamento e del depuratore, parametrizzando

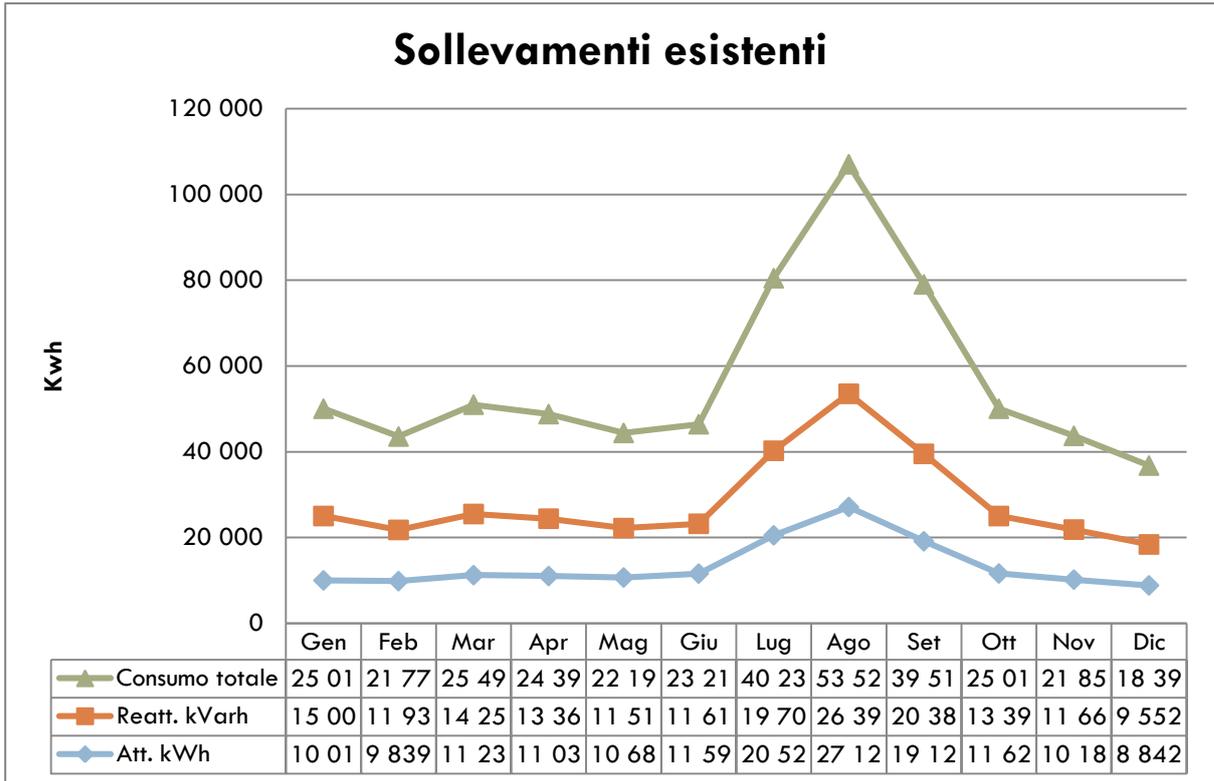
percentualmente questi ultimi, è possibile stabilire con ottima approssimazione i consumi idrici mensili e quindi i corrispondenti carichi antropici.

### Consumi totali sollevamenti esistenti su base annua (2012)

Att. kWh	10 011	9 839	11 234	11 030	10 688	11 594	20 527	27 121	19 129	11 625	10 189	8 842	161 829
Reatt. kVarh	15 007	11 939	14 257	13 362	11 510	11 616	19 708	26 399	20 387	13 394	11 669	9 552	178 800
Consumo totale	25 018	21 778	25 491	24 392	22 198	23 210	40 235	53 520	39 516	25 019	21 858	18 394	340 630

### Consumo totale sollevamenti esistenti





Si riporta di seguito il quadro di raffronto, percentualizzato, dei consumi elettrici ed idrici su base annua, come può facilmente dedursi dalla tabella i dati dei due parametri sono pressoché uguali, le leggere variazioni sono dovute all'utilizzo strategico delle acque provenienti dal campo idrico.

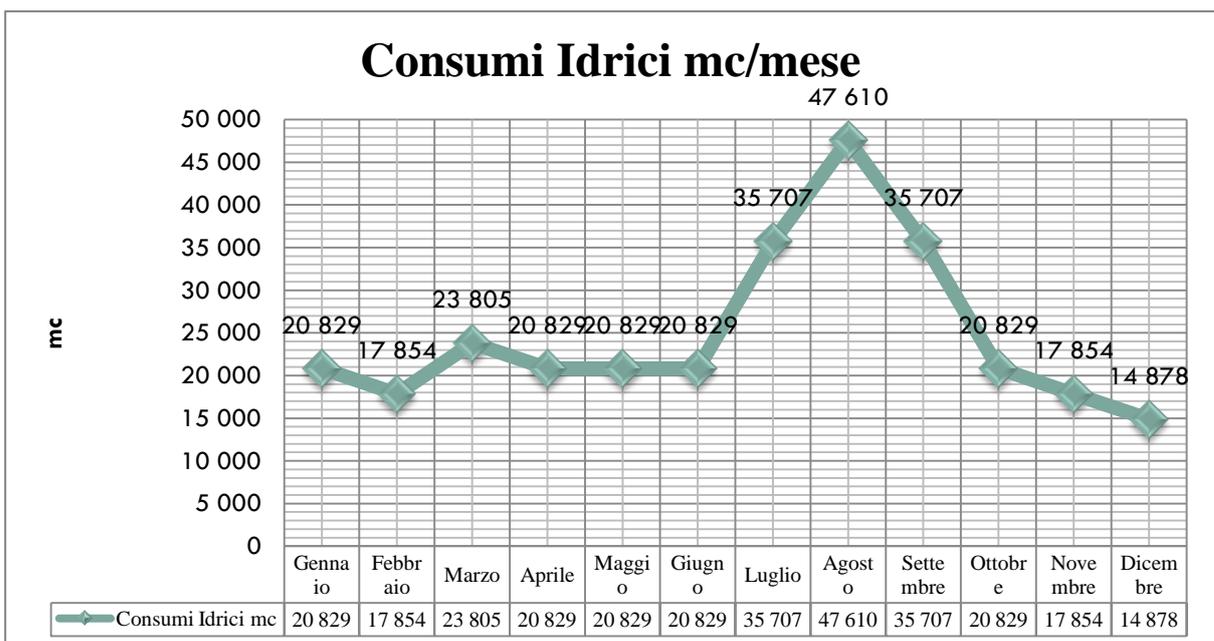
Mese	Consumi elettrici	Consumi Idrici
	%	%
<b>Gennaio</b>	7.00%	
<b>Febbraio</b>	6.00%	
<b>Marzo</b>	8.00%	
<b>Aprile</b>	7.00%	
<b>Maggio</b>	7.00%	
<b>Giugno</b>	7.00%	
<b>Nel Periodo</b>	<b>42.00%</b>	<b>41.18%</b>
<b>Luglio</b>	12.00%	
<b>Agosto</b>	16.00%	
<b>Settembre</b>	12.00%	
<b>Nel Periodo</b>	<b>40.00%</b>	<b>41.96%</b>
<b>Ottobre</b>	7.00%	
<b>Novembre</b>	6.00%	
<b>Dicembre</b>	5.00%	
<b>Nel Periodo</b>	<b>18.00%</b>	<b>16.86%</b>

Ora considerato che la portata massima idrico-potabile base annua è pari a:

$$Q_{Tot} = 297\,561 \text{ mc/anno}$$

Si riporta di seguito il consumo mensile di acqua idro-potabile:

Mese	Consumi elettrici	Consumi Idrici	Consumi Idrici
	%	%	mc
<b>Gennaio</b>	7.00%		20 829
<b>Febbraio</b>	6.00%		17 854
<b>Marzo</b>	8.00%		23 805
<b>Aprile</b>	7.00%		20 829
<b>Maggio</b>	7.00%		20 829
<b>Giugno</b>	7.00%		20 829
<b>Nel Periodo</b>	<b>42.00%</b>	<b>41.18%</b>	<b>124 976</b>
<b>Luglio</b>	12.00%		35 707
<b>Agosto</b>	16.00%		47 610
<b>Settembre</b>	12.00%		35 707
<b>Nel Periodo</b>	<b>40.00%</b>	<b>41.96%</b>	<b>119 024</b>
<b>Ottobre</b>	7.00%		20 829
<b>Novembre</b>	6.00%		17 854
<b>Dicembre</b>	5.00%		14 878
<b>Nel Periodo</b>	<b>18.00%</b>	<b>16.86%</b>	<b>53 561</b>
<b>SOMMANO</b>	<b>100.00%</b>	<b>100.00%</b>	<b>297 561</b>



G.Piero CASSITTA Ingegnere

Tal grafico si evince come la portata idrica massima si abbia nel mese di Agosto:

$$Q_{\text{Agosto}} = 47\,610 \text{ mc}$$

Il carico antropico massimo, nel periodo, agosto 2012, è pari a 9.542 abitanti equivalenti, come peraltro determinato nelle note precedenti.

Si ha così il seguente scenario del carico antropico annuale:

Mese	Consumi elettrici	Consumi Idrici	Abitanti equivalenti	Dotazione idrica
	%	mc	n°/mese	l/ab/gg
<b>Gennaio</b>	7.00%	20 829	129 413	
<b>Febbraio</b>	6.00%	17 854	100 191	
<b>Marzo</b>	8.00%	23 805	147 901	
<b>Aprile</b>	7.00%	20 829	125 239	
<b>Maggio</b>	7.00%	20 829	129 413	
<b>Giugno</b>	7.00%	20 829	125 239	
<b>Luglio</b>	12.00%	35 707	221 852	
<b>Agosto</b>	16.00%	47 610	295 802	
<b>Settembre</b>	12.00%	35 707	214 695	
<b>Ottobre</b>	7.00%	20 829	129 413	
<b>Novembre</b>	6.00%	17 854	107 348	
<b>Dicembre</b>	5.00%	14 878	89 456	
<b>SOMMANO</b>	<b>100.00%</b>	<b>297 561</b>	<b>1 815 962</b>	<b>164</b>

Il carico antropico attuale su base annua è di 1 815 962 abitanti/anno, con una dotazione idrica unitaria media su base annuale pari a:

$$q_{\text{unit}} = 164 \text{ lt/ab/gg}$$

Valore sensibilmente inferiore con le dotazioni unitarie per gli abitanti fluttuanti, determinati dal piano regolatore generale degli acquedotti della Sardegna (460 lt/ab/gg).

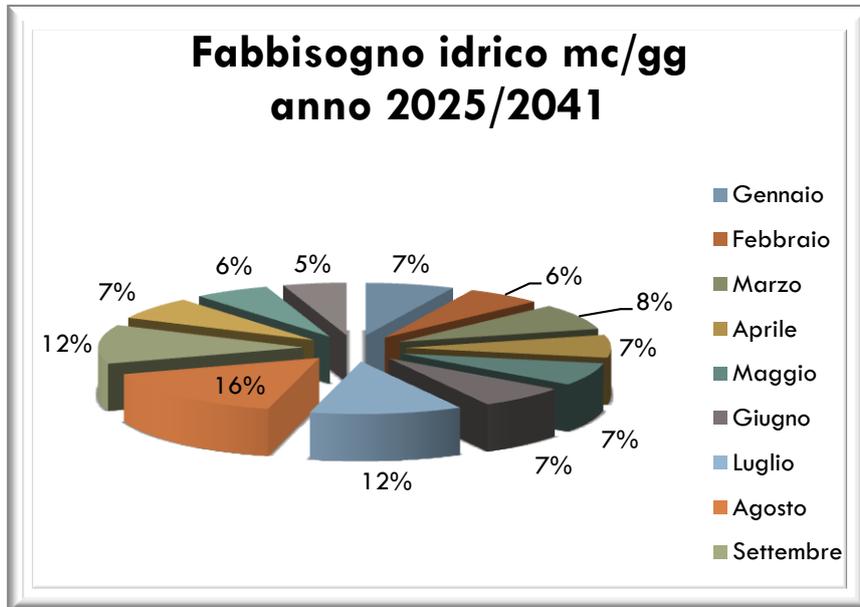
Nello scenario 2025-2041 si ha una popolazione massima insediabile nel P.d.L., nel periodo di massima punta (Agosto) pari a:

$$P_{2025-2041} = 10\,792 \text{ abitanti/gg}$$

Si ipotizza una dotazione idrica unitaria di 460 l/ab/gg, ed un coefficiente di punta pari a 1,15.

Si ha il seguente scenario

Mese	Consumi elettrici	Abitanti equivalenti	Abitanti equivalenti	Fabbisogno idrico	Fabbisogno idrico
	%	n°/gg	n°/mese	mc/mese	mc/gg
<b>Gennaio</b>	7.00%	4 722	146 367	77 428	2 498
<b>Febbraio</b>	6.00%	4 047	113 316	59 944	2 141
<b>Marzo</b>	8.00%	5 396	167 276	88 489	2 854
<b>Aprile</b>	7.00%	4 722	141 645	74 930	2 498
<b>Maggio</b>	7.00%	4 722	146 367	77 428	2 498
<b>Giugno</b>	7.00%	4 722	141 645	74 930	2 498
<b>Luglio</b>	12.00%	8 094	250 914	132 734	4 282
<b>Agosto</b>	16.00%	10 792	334 552	176 978	<b>5 709</b>
<b>Settembre</b>	12.00%	8 094	242 820	128 452	4 282
<b>Ottobre</b>	7.00%	4 722	146 367	77 428	2 498
<b>Novembre</b>	6.00%	4 047	121 410	64 226	2 141
<b>Dicembre</b>	5.00%	3 373	104 548	55 306	1 784
<b>SOMMANO</b>	<b>100.00%</b>	<b>67 450</b>	<b>2 057 225</b>	<b>1 088 272</b>	



**Q<sub>2025-2041</sub> = 1 088 272 mc/anno**

### Analisi dei fabbisogni anno 2025/2042 - sintesi

Si ipotizza la saturazione del p.d.l. al 2025, saturazione che non consente ulteriori incrementi antropici e pertanto la proiezione al 2045 permane invariata.

La saturazione del P.d.L. porterà ad una popolazione massima insediata pari a 10.792 abitanti (valore massimo di presenze nel mese di Agosto).

Poiché nel mese di Agosto statisticamente si ha il del totale delle presenze annuali, si ha il seguente scenario:

Abitanti (periodo di punta-mese di agosto)	10.792	ab
--	--------	----

Ragguagliando la curva ISTAT delle presenze nel comune con i dati di Costa Paradiso, considerando una dotazione di 460 l/ab/gg si ha un fabbisogno teorico pari a

$$Q_{2025-2041} = 1\ 088\ 272\ \text{mc/anno}$$

Dei quali 80.000 mc/anno da emungimento di pozzi ed il resto da fornitura Abbanoa

A parere dello scrivente, comunque, in relazione alla tipologia dell'insediamento, è estremamente improbabile che le dotazioni unitarie possano essere superiori ai 200-250 l/ab/gg, con un fabbisogno ragguagliato quindi non superiore ai 500 000 mc/anno.

## Compatibilità Idraulica delle opere in progetto

### PERICOLOSITÀ IDRAULICA NELL'AMBITO IN ESAME

#### Premesse

Il presente studio, unitamente alle tavole a corredo, è finalizzato alla compatibilità idraulica delle opere in progetto all'interno del p.d.l. di che trattasi, in ossequio alle risultanze della conferenza istruttoria (CI) in data 12/02/2013, sulla procedura di Valutazione Impatto Ambientale di dette opere.

*L'area in esame si colloca nel settore costiero settentrionale della Sardegna (Gallura Nord-occidentale), nel tratto compreso tra il sistema sabbioso antistante la piana del Coghinas e Portobello di Gallura.*

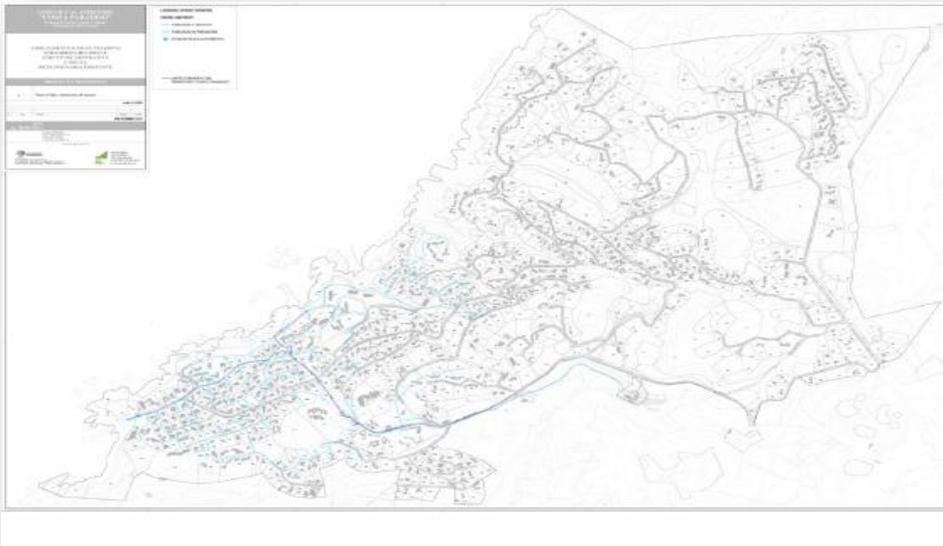
*La località è raggiungibile tramite la litoranea che va da Castelsardo a Santa Teresa di Gallura e distante poco più di 12 Km dal bivio per Isola Rossa. Questo caratteristico tratto di costa, dato dalla presenza di rosse e accidentate scogliere, lavorate dal vento e dal mare ed intervallate di tanto in tanto da belle calette, si presenta in uno scenario di fitta e rigogliosa vegetazione di macchia mediterranea.*

*La tipologia prevalente è di costa rocciosa, con elementi di grande valenza geomorfologica e paesaggistica, come le falesie e le scogliere di Porto Leccio e Costa Paradiso. Nei settori più interni i rilievi arrivano ai 400 metri s.l.m. con morfologia di alterazione residuale, con numerosi torrioni rocciosi, inselberg e tor. La copertura del suolo è costituita da macchia mediterranea di diversa qualità, con limitati boschi e macchia mediterranea di tipo evoluto.*

*Il Comprensorio Turistico di Costa Paradiso è una porzione del territorio costiero del Comune di Trinità d'Agultu e Vignola di cui occupa una fascia della lunghezza di circa 4 km.*

*Il sistema di disinquinamento del comprensorio di Costa Paradiso può essere sostanzialmente suddiviso in due Settori principali "La Piana" e "La Sarrera" oltre all'Impianto di Depurazione esistente.*

*Le opere fognarie sino ad oggi realizzate sono concentrate in quell'ampio settore di Costa Paradiso noto col nome di "La Piana". Esso è servito da una rete nera a gravità che convoglia i reflui in 4 stazioni di pompaggio (Li Tamerici, Maya 9, Maya 50 e Maya 95) interconnesse a creare una "catena", cosicché la sola Stazione Maya 95 (che riceve i reflui sollevati dalle altre stazioni poste a livelli più bassi) convoglia le acque all'esistente Impianto di Depurazione posto in una valletta oltre il crinale dell'area residenziale a circa 130,00 m.s.l.m.*



E' stato quindi predisposto il progetto di completamento della rete fognaria, con relative stazioni di sollevamento, e il completamento del sistema di depurazione delle acque reflue.

La rete fognaria in progetto interessa buona parte del comprensorio in esame e conseguentemente i sub bacini idrografici attraversati.

In generale i bacini idrografici del comprensorio di Costa Paradiso sono interessati dalla rete in progetto con le seguenti modalità:

- ⊕ In parallelismo con l'asta idraulica del sub bacino interessato;
- ⊕ In attraversamento della linea di drenaggio del compluvio;
- ⊕ In attraversamento stradale in corrispondenza di tombotti esistenti.

Il presente studio è volto alla determinazione della compatibilità idrogeologica delle opere infrastrutturali e si articola nelle seguenti fasi:

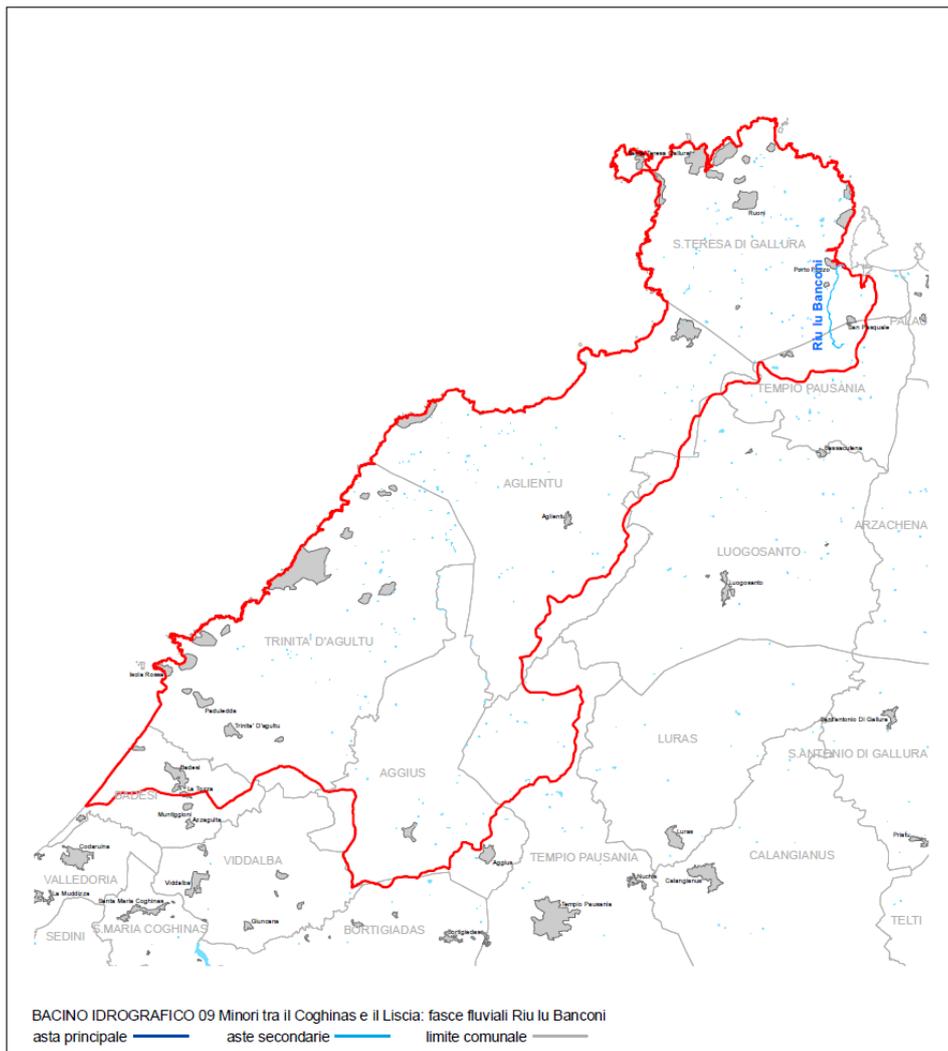
- a. Individuazione degli ambiti di pericolosità idraulica all'interno del comprensorio di Costa Paradiso;
- b. Individuazione di eventuali criticità negli ambiti succitati;
- c. Individuazione delle soluzioni progettuali volte all'eliminazione delle criticità.

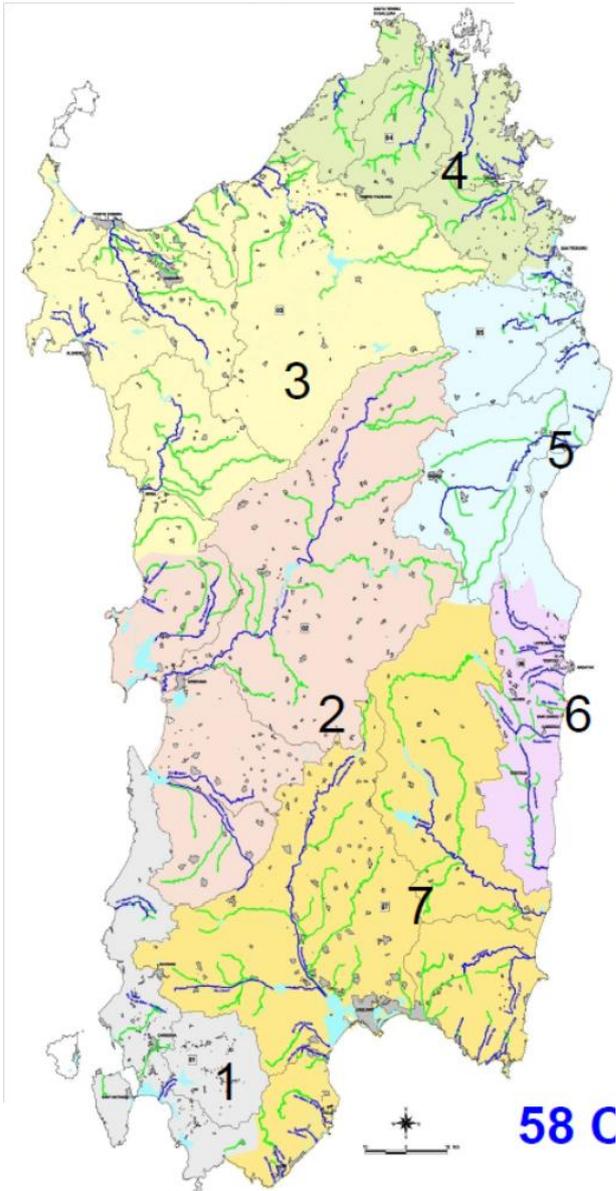
### Il Progetto e le N.T.A. del P.A.I.

Il progetto attiene al completamento e razionalizzazione del sistema di collettamento, depurazione e scarico della rete di acque reflue del comprensorio turistico in esame.

### Il bacino di appartenenza

L'ambito in studio ricade fisicamente nel territorio del Comune di Trinità d'Agultu e Vignola, i compluvi vengono ricadono nei bacini minori fra il fiume Coghinas ed il fiume Liscia, (Bacino idrografico n°4).





**BACINO IDROGRAFICO:**

-  **01 SULCIS**
-  **02 TIRSO**
-  **03 COGHINAS-MANNU-TEMO**
-  **04 LISCIA**
-  **05 POSADA-CEDRINO**
-  **06 SUD ORIENTALE**
-  **07 FLUMENDOSA-CAMPIDANI  
CIXERRI**

G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

## Le N.T.A. del PAI

All'art. 23 delle N.T.A. del PAI, aggiornate con Decreto del Presidente della Regione Sardegna n. 35 del 21 marzo 2008 punto 6 letteralmente si riporta:

6. *Gli interventi, le opere e le attività ammissibili nelle aree di pericolosità idrogeologica molto elevata, elevata e media sono effettivamente realizzabili soltanto:*

a. *se conformi agli strumenti urbanistici vigenti e forniti di tutti i provvedimenti di assenso richiesti dalla legge;*

b. *subordinatamente alla presentazione, alla valutazione positiva e all'approvazione dello studio di compatibilità idraulica o geologica e geotecnica di cui agli articoli 24 e 25, nei casi in cui lo studio è espressamente richiesto dagli articoli: 8, comma 9; 13, commi 3, 4 e 8; 19, comma 4; 22, comma 4; 27, comma 6; 28, comma 8; 29, comma 3; 31, comma 6; 32, comma 4; 33, comma 5; Allegato E; Allegato F. Lo studio è presentato a cura del soggetto proponente, unitamente al progetto preliminare redatto con i contenuti previsti dal DPR 21.12.1999, n. 554 e s.m.i., ed approvato dall'Assessorato Regionale ai Lavori Pubblici prima del provvedimento di assenso al progetto, tenuto conto dei principi di cui al comma 9.*

7. *Nel caso di interventi per i quali non è richiesto lo studio di compatibilità idraulica o geologica e geotecnica i proponenti garantiscono comunque che i progetti verifichino le variazioni della risposta idrologica, gli effetti sulla stabilità e l'equilibrio dei versanti e sulla permeabilità delle aree interessate alla realizzazione degli interventi, prevedendo eventuali misure compensative.*

8. *Anche in applicazione dei paragrafi 3.1.a) e 3.1.b) del D.P.C.M. 29.9.1998, nelle aree di pericolosità idrogeologica sono consentiti esclusivamente gli interventi espressamente elencati negli articoli da 27 a 34 e nelle altre disposizioni delle presenti norme, nel rispetto delle condizioni ivi stabilite comprese quelle poste dallo studio di compatibilità idraulica o geologica e geotecnica, ove richiesto. ....*

9 *Allo scopo di impedire l'aggravarsi delle situazioni di pericolosità e di rischio esistenti nelle aree di pericolosità idrogeologica tutti i nuovi interventi previsti dal PAI e consentiti dalle presenti norme devono essere tali da:*

a. *migliorare in modo significativo o comunque non peggiorare le condizioni di funzionalità del regime idraulico del reticolo principale e secondario, non aumentando il rischio di inondazione a valle;*

b. *migliorare in modo significativo o comunque non peggiorare le condizioni di equilibrio statico dei versanti e di stabilità dei suoli attraverso trasformazioni del territorio non compatibili;*

c. *non compromettere la riduzione o l'eliminazione delle cause di pericolosità o di danno potenziale nè la sistemazione idrogeologica a regime;*

d. non aumentare il pericolo idraulico con nuovi ostacoli al normale deflusso delle acque o con riduzioni significative delle capacità di invasamento delle aree interessate;

e. limitare l'impermeabilizzazione dei suoli e creare idonee reti di regimazione e drenaggio;

f. favorire quando possibile la formazione di nuove aree esondabili e di nuove aree permeabili;

g. salvaguardare la naturalità e la biodiversità dei corsi d'acqua e dei versanti;

h. non interferire con gli interventi previsti dagli strumenti di programmazione e pianificazione di protezione civile;

i. adottare per quanto possibile le tecniche dell'ingegneria naturalistica e quelle a basso impatto ambientale;

l. non incrementare le condizioni di rischio specifico idraulico o da frana degli elementi vulnerabili interessati ad eccezione dell'eventuale incremento sostenibile connesso all'intervento espressamente assentito;

m. assumere adeguate misure di compensazione nei casi in cui sia inevitabile l'incremento sostenibile delle condizioni di rischio o di pericolo associate agli interventi consentiti;

n. garantire condizioni di sicurezza durante l'apertura del cantiere, assicurando che i lavori si svolgano senza creare, neppure temporaneamente, un significativo aumento del livello di rischio o del grado di esposizione al rischio esistente;

o. garantire coerenza con i piani di protezione civile.

10. I singoli interventi consentiti dai successivi articoli 27, 28, 29, 31, 32 e 33 non possono comportare aumenti di superfici o volumi utili entro e fuori terra ovvero incrementi del carico insediativo che non siano espressamente previsti o non siano direttamente e logicamente connessi alla tipologia degli interventi ammissibili nelle aree rispettivamente disciplinate e non possono incrementare in modo significativo le zone impermeabili esistenti se non stabilendo idonee misure di mitigazione e compensazione.

11. In caso di eventuali contrasti tra gli obiettivi degli interventi consentiti dalle presenti norme prevalgono quelli collegati alla tutela dalle inondazioni e alla tutela dalle frane.

12. Sono fatte salve e prevalgono sulle presenti norme le disposizioni delle leggi e quelle degli strumenti di gestione del territorio e dei piani di settore in vigore nella Regione Sardegna che prevedono una disciplina più restrittiva di quella stabilita dal PAI per le aree di pericolosità idrogeologica.

-----  
In sintesi trattandosi di opere infrastrutturali a rete di completamento dell'esistente, in ambito classificato urbanisticamente come 'F' turistico con insediamento residenziale/ricettivo/commerciale esistente, il completamento della rete infrastrutturale è coerente con lo strumento urbanistico generale vigente P.U.C., con il piano attuativo

p.d.l. che specificatamente prevede la realizzazione di tali opere come necessarie alle volumetrie realizzate e/o pianificate.

Pertanto l'intervento ai sensi del richiamato art. 23 e art. 27 delle N.T.A. del PAI è ammissibile previa predisposizione dello studio di compatibilità idro-geologica dell'intervento e il rispetto tutto dell'intero impalcato del piano dell'asseto idrogeologico.

### Elaborazioni effettuate

E' stato predisposta opportuna cartografia aggiornata in scala 1:2000 per l'ambito in esame nella cartografia sono riportati, tra l'altro, tutti i ponti con quota dell'alveo e dell'estradosso degli stessi.

E' stato quindi elaborato un DTM maglia 2, per l'intera area in studio.

Al fine dell'accuratezza dello studio sono stati utilizzati i files raster lidar con maglia 1 metro.

Sulla base della carta dell'uso del suolo, redatta in scala 1:10000, carta tematica del P.U.C. in adeguamento al P.P.R., è stata redatta la carta del **CN** in condizioni di saturazione **CNIII**, in relazione alla peculiarità geologiche del sub ambito in esame, alla densità edilizia ed alla morfologia, si fissa prudenzialmente un valore del CNIII pari a 95.

Le portate di piena di piena sono riferite a tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

Sono state effettuate le simulazioni in moto permanente per ogni tempo di ritorno.

Sono state determinate le aree a pericolosità idraulica nei bacini considerati, pericolosità moderata, media, elevata e molto elevata in relazioni al tempo di ritorno.

## INQUADRAMENTO DELL'AREA DI STUDIO

Gli ambiti interessati dal presente studio sono ubicati in corrispondenza della costa nord-occidentale della Sardegna, in comune di Trinità di Agultu, località Costa Paradiso e sono classificati nel vigente strumento urbanistico come zone turistiche 'F' oggetto di p.d.l. in fase di saturazione edilizia.



## IDROLOGIA- DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA

L'analisi idrologica è finalizzata alla valutazione delle portate di piena di assegnata probabilità di accadimento (sintetizzata nel parametro "*tempo di ritorno*"), indispensabili ai fini della modellazione idraulica per la valutazione degli effetti sul territorio di eventi di inondazione.

Lo studio idrologico dovrà pertanto fornire l'inquadramento generale dell'area di studio sulla base dei dati idroclimatici ufficiali (Servizio Idrografico), delle caratteristiche morfologiche e di copertura del suolo e di eventuali altri studi disponibili.

Il bacino idrografico è l'area topografica di raccolta delle acque che scorrono sulla superficie del suolo confluenti verso un determinato corpo idrico recettore. Ogni bacino idrografico è separato da quelli contigui dalla cosiddetta linea dello spartiacque. Tale linea interseca l'asta fluviale principale in un determinato punto che prende il nome di *sezione di chiusura* del bacino stesso. Detta sezione è di fondamentale importanza in quanto in corrispondenza di essa si viene a raccogliere la portata complessiva del bacino e quindi quella del relativo corso d'acqua.

In relazione alla limitata superficie dei bacini in esame, gli stessi sono caratterizzati da una superficie omogenea e per caratteristiche geologiche che l'uso del suolo.

Preliminarmente, sulla scorta dei tematismi di base quali:

- a. Carta dell'uso del suolo
- b. Carta geologica
- c. Carta clivometrica
- d. Carta delle fasce altimetriche

è stato creato il modello digitale del terreno interessato dallo studio.

Quindi utilizzando la procedura HEC-GEOHMS sono stati individuati i compluvi e relativi bacini scolanti dell'ambito interessato.

Dall'intersezione della carta dell'uso del suolo, nella quale in relazione alle varie tipologie delle coperture vegetali e della permeabilità dei suoli sono state assegnati i valori del CN e del coefficiente di attrito, con il bacino interessato, è stata determinata la carta dei CN.

In linea generale, le caratteristiche di un bacino idrografico, comunque definito, si possono suddividere in tre gruppi: caratteristiche morfometriche, caratteristiche geologiche, caratteristiche vegetazionali.

Si esaminano di seguito le caratteristiche morfometriche, le quali hanno una influenza diretta sullo scorrimento superficiale.

Le caratteristiche morfometriche sono di definizione abbastanza semplice da un punto di vista quantitativo per mezzo di opportuni parametri, che esprimono le dimensioni planimetriche, la forma, il rilievo, le pendenze del bacino, la struttura della rete idrografica e i tempi di percorrenza delle diverse aste fluviali di cui la rete è composta.

Lo studio viene redatto sui sottobacini come dianzi determinati.

L'area  $A$  del bacino è la superficie (misurata in  $\text{km}^2$ ) della proiezione orizzontale del bacino delimitato dallo spartiacque idrografico.

Il perimetro  $P$  è la lunghezza (in  $\text{km}$ ) del contorno del bacino.

Per esprimere la dimensione longitudinale del bacino si assume in genere la lunghezza dell'asta fluviale (espressa in  $\text{km}$ ) dallo spartiacque sino alla sezione di chiusura del bacino.

La trasformazione afflussi – deflussi è una determinata sequenza di operazioni che permette, conoscendo l'altezza di precipitazione e la durata di un evento meteorico, di ottenere la portata che defluisce per la sezione di chiusura del bacino idrografico.

Nelle comuni schematizzazioni della trasformazione afflussi - deflussi si fa l'ipotesi che il tempo impiegato da una goccia di pioggia per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, scorrendo sempre in superficie, sia una costante che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta.

E' facile rendersi conto dei limiti di tale assunzione, tenendo conto del fatto che lo scorrimento superficiale avviene per la maggior parte in canalizzazioni naturali, anche di dimensioni molto ridotte: in esse, la velocità dell'acqua che scorre in superficie dipende dall'altezza d'acqua, che ovviamente varia al variare della portata.

A favore della affermazione precedentemente descritta, vi è la considerazione che la velocità dell'acqua si mantiene, in genere, pressoché costante da monte verso valle, dal momento che la diminuzione di pendenza è bilanciata dai cambiamenti di larghezza, di profondità e di scabrezza, costituiscono specificità i micro bacini di costa paradiso in quanto gli stessi sono caratterizzate da elevate pendenze dell'asta idrica, pendenza che a volta aumenta in corrispondenza dello sbocco a mare in relazione alla particolare conformazione della costa generalmente a falesia.

Il tempo impiegato da una goccia d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura prende il nome di tempo di corrivazione. A ogni punto del bacino corrisponde dunque un particolare valore del tempo di corrivazione.

Un importante punto del bacino è quello idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura, cioè il punto dello spartiacque da cui ha origine l'asta principale della rete idrografica. Il tempo di corrivazione di questo punto, che è il tempo impiegato da una goccia d'acqua per percorrere l'intera asta fluviale principale, dall'origine sullo spartiacque topografico alla sezione di chiusura, è il maggiore tra quelli di tutti i punti del bacino e prende il nome di tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di corrivazione viene stimato in genere utilizzando formule empiriche derivate dall'analisi di una gran quantità di casi reali, che esprimono il legame mediamente esistente tra il tempo di corrivazione e alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione.

Le linee che uniscono i punti del bacino con uguale tempo di corrivazione prendono il nome di linee isocorrive. Il tracciamento delle isocorrive richiede, in linea di principio, che si sia a conoscenza del tempo di corrivazione di ogni punto del bacino idrografico. La determinazione diretta del tempo di corrivazione è però alquanto laboriosa. Si calcola allora, per ogni punto del bacino che è necessario considerare, non il valore del tempo di corrivazione, ma quello di un'altra grandezza, che sia di più facile determinazione, e che risulti proporzionale al tempo di corrivazione.

### Metodologie di calcolo delle portate di piena

Le metodologie di calcolo delle portate di massima piena utilizzate nel presente studio rispettano i contenuti delle Linee Guida del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Autonoma della Sardegna.

#### Metodi Diretti

La valutazione delle Piene (VAPI) in Sardegna riporta due metodi di stima regionali, basati sulla distribuzioni probabilistiche log-normale e Two Components Extreme Values applicati a dati massimi annuali di portata al colmo.

La prima metodologia introdotta da Lazzari nel 1967, esprime la portata al colmo come:

$$\text{Log } Q(T) = 0.3583 * z(T) + 0.956 * \text{Log}(A * z_m) - 8.731$$

per i bacini della parte occidentale dell'isola e

$$\text{Log } Q(T) = 0.4413 * z(T) + 0.746 * \text{Log}(A * z_m) - 6.257$$

per i bacini della parte orientale.

La seconda, in base a studi più recenti interpreta i fenomeni di piena con la distribuzione TCEV (Two Components Extreme Values), nella quale la probabilità di non superamento è data dalla miscela di due distribuzioni esponenziali del tipo:

$$P(x \leq X) = e^{\left( -\lambda_1 e^{-\frac{x}{\theta_1}} - \lambda_2 e^{-\frac{x}{\theta_2}} \right)}$$

caratterizzata dai quattro parametri  $\lambda_1, \theta_1, \lambda_2, \theta_2$ .

I due termini della distribuzione rappresentano le due distribuzioni di probabilità nelle quali si può ritenere scomponibile la distribuzione di probabilità dei massimi annuali di piena:

Una prima distribuzione, con parametri  $\lambda_1$  e  $\theta_1$ , è quella che caratterizza i valori più frequenti della portata di piena massima annuale, mentre la seconda distribuzione, con parametri  $\lambda_2$  e  $\theta_2$ , caratterizza la componente eccezionale della portata di piena massima annuale.

$$z = \frac{x}{\vartheta_1} - \ln(\lambda_1) = (x - \varepsilon) / \theta_1 \text{ definita variabile ridotta, con } \varepsilon_1 = \vartheta_1 \ln(\lambda_1)$$

$$\vartheta^* = \frac{\vartheta_2}{\vartheta_1} ; \lambda^* = \frac{\lambda_2}{\lambda_1^{\vartheta^*}}$$

In base all'analisi regionale l'intero territorio della Sardegna è diviso in due zone idrologicamente omogenee nelle quali i parametri valgono rispettivamente:

$$\ln(\varepsilon_1) = -1.1954 + 0.9235 \ln(S) ; \lambda_1 = 6.286 \quad \text{per i bacini occidentali}$$

$$\ln(\varepsilon_1) = 0.9982 + 0.6452 \ln(S) ; \lambda_1 = 4.571 \quad \text{per i bacini orientali}$$

mentre

$$\lambda^* = 0.3938 \quad e \quad \theta^* = 5.8866 \quad \text{per tutto il territorio regionale}$$

Per quanto concerne il campo di applicazione di questa metodologia, si rileva che essa deriva dall'analisi di serie storiche relative alle stazioni che sottendono bacini di estensione superiore a circa 60 Km<sup>2</sup>, pertanto l'applicazione di tale formula non fornisce risultati soddisfacenti per i bacini oggetto del presente studio.

### Metodi empirici

I metodi empirici si basano generalmente sull'osservazione dei soli dati di portata al colmo in siti diversi e cercano di individuare correlazioni con caratteristiche geomorfologiche dei bacini permettendo di ottenere modelli regressivi che in funzione delle caratteristiche geomorfologiche forniscono la portata al colmo o il contributo unitario per km<sup>2</sup>.

Per la Sardegna è stata ricavata la curva inviluppo dei massimi di piena che permette di ricavare il valore del contributo unitario di piena,  $q$ , secondo le espressioni aggiornate al 1969:

$$q = 207 A^{-0.6} \text{ m}^3/\text{s.Km}^2 \quad \text{per } 21 \text{ Km}^2 < A < 1000 \text{ Km}^2$$

$$q = 45.8 A^{-0.106} \text{ m}^3/\text{s.Km}^2 \quad \text{per } A < 21 \text{ Km}^2$$

La portata di piena al colmo (Sirchia-Fassò) risulta pertanto pari a:

$$Q_p = \psi S q \text{ m}^3/\text{s}$$

Il parametro da utilizzare nelle formule per i diversi bacini sardi è fornito dalla Figura 4 (Fassò, 1969).

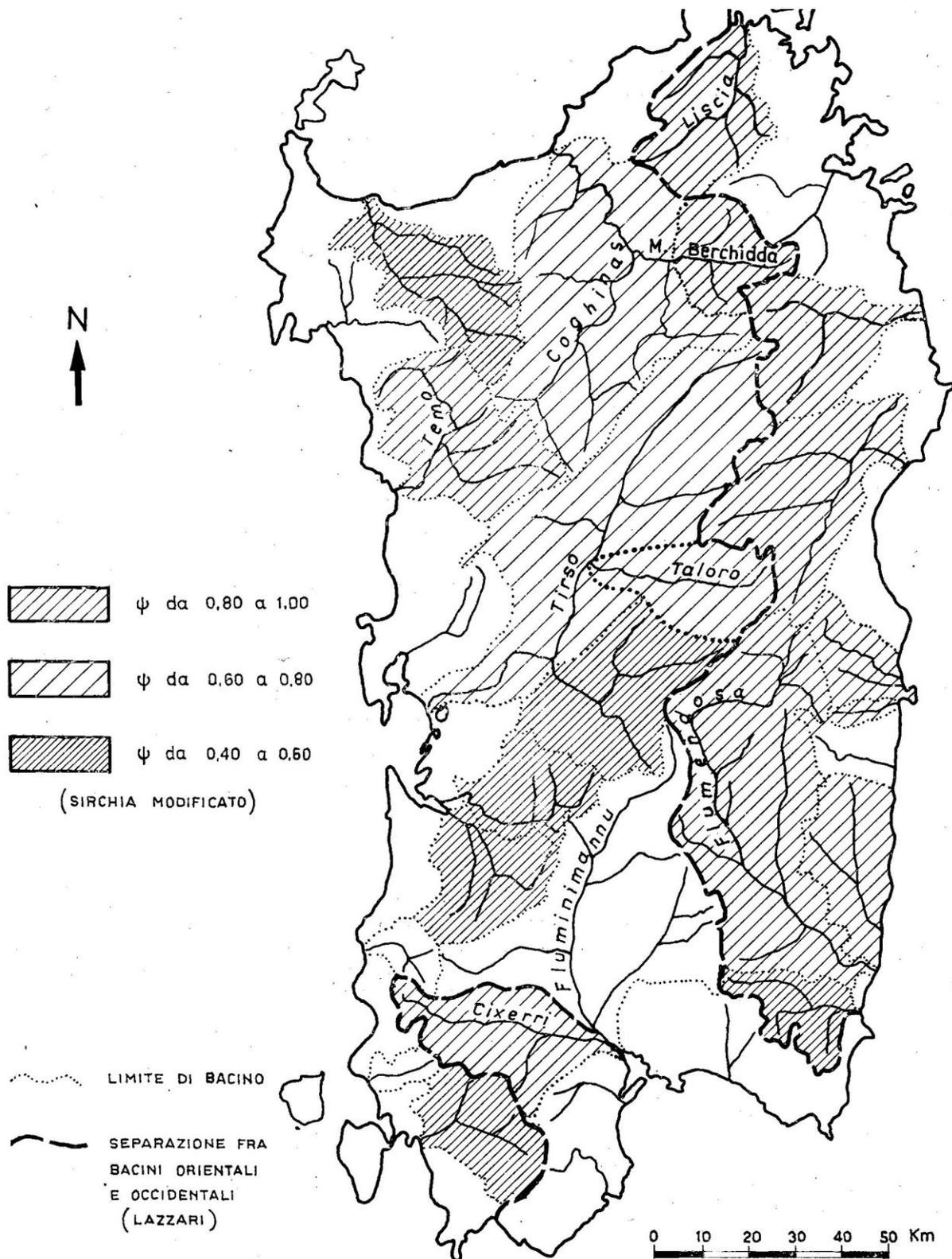


FIG. 4: Classificazione dei bacini in base alle piene.

G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

### Metodi indiretti

La portata di piena viene espressa dalla formula razionale come prodotto dell'intensità di precipitazione,  $i$ , di assegnata durata 'd' e periodo di ritorno  $T_r$ , il coefficiente di assorbimento  $\Phi$ , la superficie del bacino  $A$ , il coefficiente di laminazione  $\varepsilon(\Theta)$ :

$$Q = i(\Theta, T_r, r(\Theta, A)) * \Phi * A * \varepsilon(\Theta)$$

Dove  $\Theta$  indica il valore di durata critica, mentre  $r(\Theta, A)$  rappresenta il fattore di conguaglio della precipitazione all'area del bacino espresso in funzione della durata critica della precipitazione e della superficie del bacino stesso.

L'intensità di precipitazione che determina la massima portata di piena viene ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica, che esprime la variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata della precipitazione ad assegnata frequenza di accadimento o tempo di ritorno.

Tale curva viene rappresentata dall'equazione:

$$h(T) = \alpha * d^n$$

La metodologia di calcolo utilizzata nel presente lavoro segue la metodologia regionale che si basa sull'inferenza statistica del modello TCEV della variabile aleatoria adimensionale :

$$h' = h(d) / \bar{h}(d)$$

I parametri  $\alpha(T)$  e  $n(T)$  della curva normalizzata per la Zona Omogenea a cui appartengono i bacini in esame vengono determinati in relazione ai tempi di ritorno fissati per il presente studio:

**T 50, T 100, T 200, T500.**

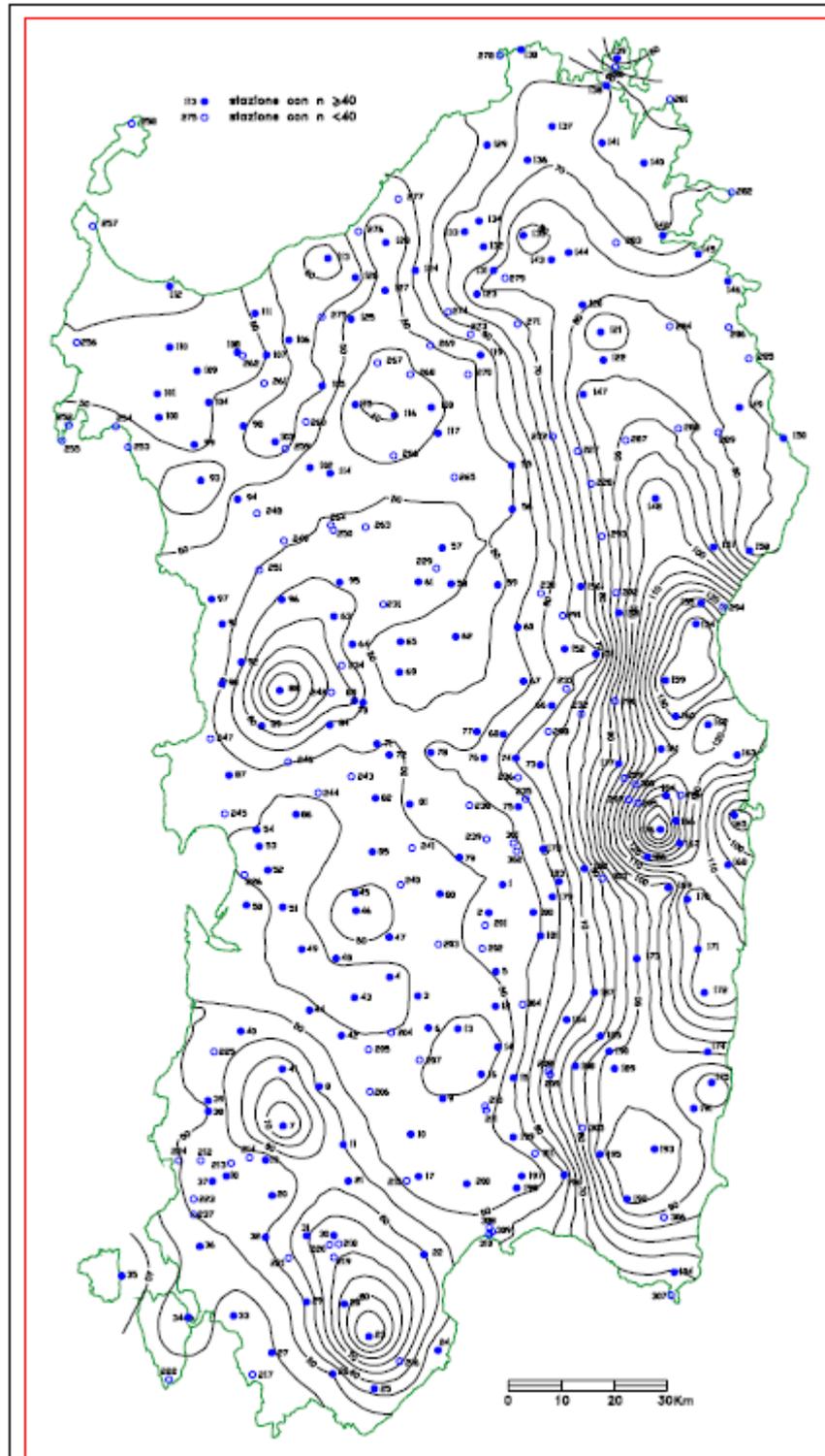
Nella tabella vengono riportati i citati parametri della curva normalizzata:

Area	T 50		T 100		T 200		T 500	
	$\alpha$	$n$	$\alpha$	$n$	$\alpha$	$n$	$\alpha$	$n$
<b>SZO 2</b>	2,28815	-0,01411	2,61597	-0,01547	2,94379	-0,01684	3,37715	-0,01865

La pioggia media per le diverse durate è funzione della pioggia media giornaliera secondo la seguente espressione:

$$\bar{h}(d) = \frac{\bar{h}_g}{0.886 * 24^{(-0.493 + 0.476 \text{Log}(\bar{h}_g))}} * d^{(-0.493 + 0.476 \text{Log}(\bar{h}_g))}$$

Dove  $\bar{h}_g$  si ricava dalla distribuzione spaziale sull'intera Sardegna.



G.Piero CASSITA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassita.com](mailto:giampiero@studio.cassita.com)

Con il metodo del CN si stima la precipitazione netta cumulata (mm) come funzione della precipitazione lorda cumulata antecedente, della copertura ed uso del suolo e delle condizioni iniziali di umidità del suolo.

**Il valore del coefficiente di afflusso**  $\Phi$  ( nella precedente Formula Razionale ), può essere Calcolato con il metodo del SCS-Curve Number, che permette di ricavare la pioggia netta in base all'espressione:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I)^2}{(h_{lorda} + S - I)}$$

dove  $h_{lorda}$  è la pioggia stimata per assegnata distribuzione di probabilità, S (in mm) rappresenta l'assorbimento del bacino, espresso dalla relazione:

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

e  $I_a$  è l'assorbimento iniziale, legato empiricamente al parametro S dalla relazione:

$$I_a = 0.2S$$

I valori del parametro di assorbimento CN e della relativa capacità massima di assorbimento S vanno determinati per le sezioni idrologiche d'interesse facendo riferimento alla ben nota metodologia SCS-CN utilizzando la Carta Litologica e quella di Uso del Suolo alla scala 1:10 000 predisposte nel riordino delle conoscenze dell'assetto ambientale del territorio comunale.

**Il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area**  $r(\Theta, A)$ , legato alla durata,  $\Theta$ , e alla superficie del bacino, A, è espresso da diverse formulazioni tra cui quella, utilizzata nel VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report:

$$\begin{aligned} r &= 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40+0.0208 \ln(4.6-\ln(A)))} && \text{per } A < 20 \text{ km}^2 \\ r &= 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40+0.003832 (4.6-\ln(A)))} && \text{per } A > 20 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

in cui  $d$  è la durata della precipitazione ed A è la superficie del bacino (espressa in  $\text{km}^2$ )

**Il coefficiente di laminazione**,  $\varepsilon(t)$ , dovrà essere opportunamente valutato a seconda dell'estensione e delle caratteristiche topografiche del bacino idrografico sotteso facendo riferimento ai ben noti modelli concettuali della corrivazione e dell'invaso.

**La durata di pioggia critica** ( $\Theta_c$ ), nel caso del modello di corrivazione, utilizzato nella procedura VAPI Sardegna, è assunta pari alla somma del tempo di formazione del deflusso superficiale ( $t_f$ ) e del tempo di corrivazione ( $t_c$ ),  $\Theta_c = t_c + t_f$ , dove  $t_c$  è ricavabile dal confronto critico di diverse espressioni empiriche :

Formula di Ventura:	$T_c = 0.1272 \cdot \left( \frac{A}{i_{m.a}} \right)^{\frac{1}{2}}$
Formula di Giandotti:	$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{(z_m - z_c)}}$
2ª Formula del Pasini:	$T_c = \frac{0.108 \cdot (A \cdot L)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{i_{m.a}}}$
Formula di Viparelli:	$T_c = \frac{L}{3.6 \cdot V}$
Formula SCS (Soil Conservation Service)	$T_c = \frac{1}{0.6} \cdot L_p^{0.8} \cdot \frac{\left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 \cdot \sqrt{i_{m.b}}}$
Formula di Kirpich:	$T_c = 0.000325 \cdot \frac{(L \cdot 1000)^{0.77}}{(i_{m.a})^{0.77}}$

dove:

- $T_c (h)$  è il tempo di corrivazione
- $A (km^2)$  è l'area del bacino
- $i_{m.a}$  è la pendenza media dell'asta principale
- $i_{m.b}$  è la pendenza media del bacino espressa in percentuale
- $L (km)$  è la lunghezza dell'asta principale
- $L_p (ft)$  è la lunghezza dell'asta principale
- $z_m (m s.l.m.)$  è la quota media del bacino
- $z_c (m s.l.m.)$  è la quota della sezione di chiusura
- $V (m/s)$  è una velocità media (fittizia) di deflusso compresa tra 1 e 1.5 m/s

Le formule sopra riportate sono quelle indicate dalle Linee Guida del P.A.I. ad eccezione della Formula di Kirpich che viene riportata nel presente elaborato in quanto è una relazione che ben si adatta a bacini di piccola estensione (< di 0.08 Km<sup>2</sup>) come alcuni di quelli oggetto del presente studio.

Le espressioni del tempo di corrivazione forniscono, per il medesimo bacino, risultati spesso discordanti caratterizzati da ampi intervalli di variabilità. Tale variabilità è imputabile al carattere sperimentale delle formule utilizzate e alla non perfetta similitudine fra le caratteristiche morfometriche dei bacini in studio con quelle dei bacini utilizzati per la formulazione delle relazioni.

Fra le espressioni sopra riportate si è visto, ad esempio, che la relazione del Pasini, in generale, ben si adatta ai piccoli bacini sardi, mentre quella del Giandotti, pur essendo una fra le formule più diffuse, applicata indifferentemente a bacini di qualsiasi dimensione, a rigore, dovrebbe essere valida esclusivamente per bacini di estensione compresa fra 170 km<sup>2</sup> e 70.000 km<sup>2</sup>.

G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

Nei piccoli bacini montani, inoltre, sottostima il valore di  $T_c$ .

La relazione del SCS, analogamente, risulta affidabile nei piccoli bacini, prevalentemente pianeggianti, la cui superficie non superi i 2000 acri ossia 8,094 km<sup>2</sup>.

La formula del Viparelli richiede una certa sensibilità e attenzione nell'applicazione in quanto è a discrezione dell'operatore attribuire alla velocità media (fittizia) di deflusso  $V$  un qualsivoglia valore compreso tra 1 e 1.5 m/s. Si capisce quindi la limitata affidabilità dei risultati che essa offre in un bacino naturale, la quale, invece, tende ad aumentare quando la formula viene utilizzata in canali regolarizzati o in bacini di limitata estensione e caratteristiche omogenee.

La relazione del Ventura, infine, dovrebbe essere applicata, a rigore, solo per valori della pendenza im.a compresa fra il 3% e il 4%.

Per i bacini in studio sono state applicate tutte le relazioni sopra riportate e i risultati ottenuti sono stati sottoposti a confronto critico in modo da poter scegliere il più attendibile.

La formulazione VAPI-Sardegna del tempo di corrvazione è stata ricavata per i bacini idrografici chiusi alle sezioni dove esistono misuratori di portata e quindi non validata per bacini di superficie minore di 50 km<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda il tempo di formazione del ruscellamento superficiale,  $t_f$ , si può utilizzare la seguente formulazione:

$$t_f = \frac{I_a}{i(\Theta_c, r)}$$

dove  $I_a$  rappresenta l'assorbimento iniziale e  $i(\Theta_c)$  l'intensità di pioggia corrispondente alla durata critica. La stima di questo valore viene effettuata in maniera iterativa

La relazione fondamentale del metodo del CN è la seguente:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

dove  $P_{net}$  è la precipitazione netta cumulata al tempo  $t$ ,  $P$  è la precipitazione totale cumulata allo stesso tempo,  $I_a$  è la cosiddetta perdita iniziale,  $S$  è il massimo volume specifico (espresso in mm) di acqua che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione.

Questa relazione è valida solo per  $P$  maggiore o uguale ad  $I_a$ , mentre nel caso in cui l'altezza totale cumulata di precipitazione risulti inferiore ad  $I_a$  si ha  $P_{net} = 0$  e pertanto il deflusso è nullo.

Anche in questo caso, in realtà, con l'introduzione di  $I_a$  si vuol tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale.

I due parametri  $S$  ed  $I_a$  si dovranno determinare mediante operazioni di taratura del modello. Dall'analisi di risultati ottenuti dall'SCS in numerosi piccoli bacini sperimentali, è stata proposta la relazione empirica che lega  $I_a$  ad  $S$  e che consente di stimare la prima, essendo nota la seconda:

$$I_a = 0.2 S$$

I valori incrementali di precipitazione netta (al fine di ricostruire il pluviogramma della precipitazione netta) possono essere calcolati sulla base delle differenze tra i valori cumulati forniti.

Il massimo volume di ritenzione  $S$  è evidentemente una caratteristica del bacino o di sue aliquote quando si lavori, ad esempio, parzializzando il bacino attraverso una griglia di elementi superficiali.

Considerata la difficoltà di fare una attribuzione diretta, il valore di  $S$  è normalmente attribuito attraverso l'uso di un parametro intermedio, il **curver number  $CN$** , secondo le relazioni:

$$S = \begin{cases} \frac{25400 - 254CN}{CN} & \text{unità metriche} \\ \frac{1000 - 10CN}{CN} & \text{unità americane} \end{cases}$$

Il parametro *CN* è un numero adimensionale e varia da 100 (per corpi idrici) a circa 30 per suoli permeabili con elevati tassi di infiltrazione.

Il *CN* è quindi essenzialmente legato alla natura del suolo, al tipo di copertura vegetale ed alle condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione.

Per quanto riguarda la natura del suolo, *SCS* ha classificato i tipi di suolo in quattro gruppi:

- **Gruppo A:** suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili. Capacità di infiltrazione molto elevata.
- **Gruppo B:** suoli aventi moderata potenzialità di deflusso. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A e con maggiore aliquota di argilla e limo. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizione di saturazione.
- **Gruppo C:** suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta. Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e collodi. Scarsa capacità di infiltrazione.
- **Gruppo D:** suoli con potenzialità di deflusso molto elevata. Argille con elevata capacità di rigonfiamento, suoli sottili con orizzonti pressochè impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.

Nella Tabella 3.1 sono riportati, per tali gruppi di suolo sopra elencati, i valori del parametro *CN*. L'attribuzione in tabella fa anche riferimento al tipo di copertura derivante dal suo uso (uso del suolo), in particolare di tipo agrario ed urbano.

Per quanto riguarda l'influenza dello stato di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico, l'*SCS* individua tre classi caratterizzate da differenti condizioni iniziali (*AMC=Antecedent Moisture Condition*) a seconda del valore assunto dall'altezza di pioggia caduta nei cinque giorni precedenti l'evento meteorico. I valori di precipitazione antecedente che determinano l'attribuzione della classe *AMC* sono riportati nella Tabella 3.2

I valori in tabella si riferiscono ad una condizione media di umidità del terreno all'inizio della precipitazione. Il metodo dell'*SCS* fornisce, inoltre, la possibilità di prendere in considerazione anche situazioni diverse da quelle medie classificate nei tre possibili stati di *AMC*.

Nel caso di bacini estesi, con aliquote di terreno appartenenti a gruppi classificati diversamente, si può adoperare un valore medio pesato di *CN*:

$$CN_m = \frac{\sum A_i CN}{\sum A_i} \quad (3.9)$$

Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO SUOLO			
	A	B	C	D
<b>TERRENO COLTIVATO</b>				
Senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
<b>TERRENO DA PASCOLO</b>				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	90
<b>PRATERIE</b>				
Buone condizioni	30	58	71	78
<b>TERRENI BOSCOSE O FORESTATI</b>				
Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
<b>SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI</b>				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
<b>AREE COMMERCIALI (impermeabilità 85%)</b>	89	92	94	95
<b>DISTRETTI INDUSTRIALI (imper. 72%)</b>	81	88	91	93
<b>AREE RESIDENZIALI</b>				
Impermeabilità media %	77	85	90	92
65	61	75	83	87
38	57	72	81	86
30	54	70	80	85
25	51	68	79	84
<b>PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI</b>	98	98	98	98
<b>STRADE</b>				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 3.1: Valori di CN per i diversi tipi di suolo e copertura

## L'ambito in esame

### Analisi morfometrica dei bacini

L'analisi quantitativa delle forme del territorio comunale è stata realizzata mediante la creazione di un modello digitale del terreno che ha consentito di riprodurre ed analizzarne la morfologia.

Dal modello digitale sono state ricavate, mediante specifiche funzioni di calcolo, informazioni morfometriche, quali appunto la variazione della pendenze e l'orientazione geografica dei versanti.

Il codice adottato calcola per ogni cella elementare di territorio il valore del parametro ricercato, permettendo poi di visualizzarlo mediante un modello ombreggiato o una scala cromatica.

Ai sensi della Legge 183/89 l'intero territorio della Sardegna è considerato un bacino idrografico unico di interesse regionale. Sulla base di altri studi di settore (SISS, Piano Acque), comunque collegati e pertinenti alle attività previste nella presente iniziativa, per la superficie territoriale sarda è stata approvata la suddivisione in sette sub-bacini, ognuno dei quali caratterizzato in grande da generali omogeneità geomorfologiche, geografiche, idrologiche. Come si può vedere nell'immagine, la zona oggetto del presente studio fa parte del sub-bacino del Liscia.

Il bacino idrografico è l'area topografica di raccolta delle acque che scorrono sulla superficie del suolo confluenti verso un determinato corpo idrico recettore. Ogni bacino idrografico è separato da quelli contigui dalla cosiddetta linea dello spartiacque. Tale linea interseca l'asta fluviale principale in un determinato punto che prende il nome di *sezione di chiusura* del bacino stesso. Detta sezione è di fondamentale importanza in quanto in corrispondenza di essa si viene a raccogliere la portata complessiva del bacino e quindi quella del relativo corso d'acqua. Il bacino idrografico principale è formato dall'unione di più sottobacini rappresentati dai bacini idrografici dei singoli affluenti del corso d'acqua principale.

Nel caso in esame, ogni singola cella del modello rappresenta 16 m<sup>2</sup> di territorio reale.

### La Clivometria

Esistono diversi criteri e metodi per valutare l'acclività dei versanti ai fini geomorfologici.

Nel quadro dell'attività di accertamento della vocazione del territorio alla urbanizzazione ed alla edificazione, la carta clivometrica è stata ricavata, con alcune modifiche, in accordo ai criteri indicati da J. Demek (1971).

Le classi di acclività sono state scelte in funzione dei processi geomorfici che possono avere luogo, dell'utilizzazione del territorio ai fini agricolo-forestali, della viabilità e dell'ingegneria civile. Nel caso in studio, i limiti tra le classi sono stati correlati con i parametri di resistenza al taglio dei terreni, ricavati sia dai dati disponibili in letteratura per materiali geologicamente simili sia dai dati sperimentali di indagini geotecniche in sito ed in laboratorio disponibili per il territorio comunale.

Sono state considerate otto classi, di ampiezza disuguale, crescente al crescere della inclinazione dei versanti:

*Superfici pianeggianti:* con questo termine sono indicate le superfici topografiche con inclinazione inferiore a 3° (pendenza inferiore a 5%). Rientrano in questa categoria unicamente le aree costiere ed i fondivalle alluvionali. Entro questi limiti di inclinazione del suolo si possono verificare difficoltà di drenaggio superficiale delle acque meteoriche.

*Superfici sub-pianeggianti:* con questo termine sono indicate le superfici topografiche con inclinazione compresa tra 3° e 5° (pendenza 5% - 9%). Anche in questa classe rientrano perlopiù le aree costiere, i fondivalle alluvionali ed alcuni isolati settori alla sommità dei rilievi collinari. Entro questi limiti di inclinazione sono già possibili processi di erosione del suolo nel caso di superfici con campi coltivati. Non sussistono difficoltà per l'agricoltura meccanizzata, il trasporto e le opere di ingegneria civile.

*Versanti debolmente acclivi:* sono così indicate le superfici con inclinazione compresa tra 5° e 10° (pendenza 9% - 18%). Si tratta di alcune porzioni di coni di deiezione attuali o terrazzati e dei settori di raccordo tra le aree pianeggianti ed i versanti. A causa di una topografia minutamente irregolare è possibile che localmente vengano raggiunti valori di inclinazione esterni alla classe, pur restando la pendenza media entro i limiti suddetti. Sono possibili processi di erosione del suolo per ruscellamento anche sotto copertura vegetale continua. È ancora possibile l'agricoltura meccanizzata mentre il trasporto è limitato ai veicoli speciali, trattori, cingolati, ecc. Spesso i dissesti in questa classe riguardano i tagli di strade a mezza costa per franamento di scarpate di media altezza, sostenute in modo inadeguato e insufficientemente drenate. Possibili anche fenomeni di erosione concentrata agevolati da localizzati aumenti della pendenza.

*Versanti moderatamente acclivi:* hanno inclinazione compresa tra 10° e 15° (pendenza 18% - 27%). Entro questi limiti di inclinazione, oltre ai processi di erosione del suolo per ruscellamento, sono possibili movimenti del suolo per "creep" e soliflusso e possono avere inizio fenomeni di frana. Il limite superiore di questa classe costituisce il limite per l'agricoltura meccanizzata. L'inclinazione costituisce un serio vincolo per il trasporto e le opere di ingegneria civile.

*Versanti acclivi:* hanno inclinazione compresa tra 15° e 25° (pendenza 27% - 47%). Si tratta di scarpate di terrazzi, falde detritiche, tratti di cresta, nonché di sporadiche porzioni di versante con copertura regolitica. Secondo Demek in questa classe di inclinazione possono aver luogo intensi processi erosivi di ogni tipo, anche sotto copertura forestale. "Creep" e frane possono essere frequenti. In questa classe cade inoltre il limite dell'uso dei trattori, mentre serie restrizioni esistono nel campo dell'ingegneria civile. Condizioni di stabilità critica per pendii in argille sovra consolidate fessurate con resistenza al taglio ridotta per completo rammollimento (perdita di coesione intercetta).

*Versanti ripidi:* hanno inclinazione compresa tra 25° e 35° (pendenza 47% - 70%). Condizioni di stabilità critica per terreni attritivi (sabbie e conglomerati) debolmente

cementati in condizioni sismiche o per aumento delle pressioni neutre a seguito di intense precipitazioni.

*Versanti molto ripidi:* hanno inclinazione compresa tra 35° e 45° (pendenza 70% - 100%). Accanto ai processi erosivi in precedenza menzionati, vi può essere una forte tendenza ai processi gravitativi, quali crolli e frane. Difficoltà di transito rendono queste aree inutilizzabili per l'agricoltura. Condizioni limite stabilità terreni attritivi cementati (sabbie e conglomerati) per pareti di elevata altezza (oltre 10 m).

*Versanti estremamente ripidi:* hanno inclinazione maggiore di 45° (pendenza maggiore di 100%). In questa classe sono accentuati i processi gravitativi. L'accesso è estremamente difficile e si è prossimi alle condizioni limite per lo sfruttamento delle foreste, benché il rimboschimento sia localmente ancora possibile. In queste aree i processi di denudazione raggiungono la massima intensità sotto forma di crolli, frane, distacchi di massi. Si tratta di aree non utilizzabili economicamente, per lo più prive di copertura forestale. Stabilità limite per terreni cementati per pareti di media altezza.

L'analisi dell'ambito finalizzata alla conoscenza dei sotto bacini idraulici e delle caratteristiche morfometriche degli stessi, mostra una sensibile acclività dei versanti.

I brevi corsi d'acqua scorrono generalmente in compluvi fortemente incisi a volte con versanti estremamente ripidi.

L'edificazione è avvenuta normalmente nelle parti sub pianeggianti in sub ambiti morfologicamente definiti dal reticolo di drenaggio.

Le interferenze con tale reticolo sono dovute essenzialmente all'attraversamento dello stesso da parte del reticolo stradale, in quota, e sempre con tombotti sottodimensionati rispetto alla portata dell'idraulica del bacino sotteso.

Costituisce una parziale differenziazione il sub bacino A1 che interessa la parte sud ovest del piano attuativo (pdl) di che trattasi.

In tale bacino solamente la parte a monte presenta un alveo inciso, identificabile e tracciabile, mentre nella parte centrale il tessuto edificato e infrastrutturale ha pesantemente trasformato l'originaria morfologia rendendo difficoltosa l'identificazione del piano di scorrimento della linea di drenaggio.

### **La geologia**

Si rimanda alla relazione di settore allegata

### **L'idrogeologia**

Si rimanda alla relazione di settore allegata

## Il Sub Bacino identificato come "B1"

In corrispondenza della parte sud del comparto in esame si diparte la linea di drenaggio che attraversando l'intero comparto, con sensibile pendenza si snoda verso valle in direzione nord-ovest, impostata su granitoidi del bacino ercinico gallurese.

Attraversa un ambito interamente antropizzato con presenza di attraversamenti stradali per sfociare quindi a mare.

L'andamento del rio è moderatamente sinuosa e monocursale, si snoda in incisione sensibilmente marcata a monte, con pendenze discrete.

L'attraversamento delle viabilità esistenti, avviene mediante tombotti in cls vibrato del diametro interno dal 300 al 600 mm.

### Caratteristiche del sub Bacino

	Sub-B1
<b>A</b>	0.23
<b>L</b>	0.75
<b>i</b>	0.185
<b>h</b>	0
<b>Hm</b>	100.36
<b>Jm</b>	0.147
<b>CN</b>	95
<b>S</b>	13.4
<b>I<sub>a</sub></b>	2.7

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ A – Superficie del sottobacino espressa in Km<sup>2</sup>;
- ▶ L – Lunghezza dell'asta fluviale espressa in Km
- ▶ I – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ h – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ Hm – Quota media pesata sull'area m.s.l.m.
- ▶ Jm – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ CN – Il Curve Number
- ▶ S – Assorbimento del bacino mm
- ▶ I<sub>a</sub> – Assorbimento iniziale mm

Si calcola quindi il tempo di corrivazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

<b>tc(Viparelli)</b>	<b>0.21</b>
<b>tc(Ventura)</b>	0.142
<b>t<sub>c</sub> (SCS)</b>	0.236
<b>t<sub>c</sub> (Giand)</b>	0.380
<b>t<sub>c</sub> (Pasini)</b>	0.157
<b>t<sub>c</sub> (Kirpich)</b>	0.102
<b>t<sub>c</sub> (calc)</b>	<b>0.10</b>

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

$$t_c = 0.10$$

### Il Sub Bacino identificato come "C1"

	<b>Sub B-C1</b>
<b>A</b>	0.28
<b>L</b>	0.54
<b>i</b>	0.173
<b>h</b>	0
<b>Hm</b>	98.57
<b>Jm</b>	0.1487
<b>CN</b>	95
<b>S</b>	13.4
<b>I<sub>a</sub></b>	2.7

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ A – Superficie del sottobacino espressa in Km<sup>2</sup>;
- ▶ L – Lunghezza dell'asta fluviale espressa in Km
- ▶ I – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ h – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ Hm – Quota media pesata sull'area m.s.l.m.
- ▶ Jm – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ CN – Il Curve Number

- ▶ S – Assorbimento del bacino mm
- ▶  $I_a$  – Assorbimento iniziale mm

Si calcola quindi il tempo di corrvazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

<b>tc(Viparelli)</b>	<b>0.1200</b>
<b>tc(Ventura)</b>	0.162
<b>t<sub>c</sub> (SCS)</b>	0.188
<b>t<sub>c</sub> (Giand)</b>	0.368
<b>t<sub>c</sub> (Pasini)</b>	0.149
<b>t<sub>c</sub> (Kirpich)</b>	0.081
<b>t<sub>c</sub> (calc)</b>	<b>0.081</b>

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

$$t_c = 0.081$$

## Il Sub Bacino identificato come "D1"

	Sub B-D1
<b>A</b>	0.083
<b>L</b>	0.47
<b>i</b>	0.190
<b>h</b>	0
<b>Hm</b>	94
<b>Jm</b>	0.165
<b>CN</b>	95
<b>S</b>	13.4
<b>I<sub>a</sub></b>	2.7

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ A – Superficie del sottobacino espressa in Km<sup>2</sup>;
- ▶ L – Lunghezza dell'asta fluviale espressa in Km
- ▶ I – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ h – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ Hm – Quota media pesata sull'area m.s.l.m.
- ▶ Jm – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ CN – Il Curve Number
- ▶ S – Assorbimento del bacino mm
- ▶ I<sub>a</sub> – Assorbimento iniziale mm

Si calcola quindi il tempo di corrvazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

<b>tc(Viparelli)</b>	<b>0.1</b>
<b>tc(Ventura)</b>	0.084
<b>t<sub>c</sub> (SCS)</b>	0.160
<b>t<sub>c</sub> (Giand)</b>	0.240
<b>t<sub>c</sub> (Pasini)</b>	0.090
<b>t<sub>c</sub> (Kirpich)</b>	0.070
<b>t<sub>c</sub> (calc)</b>	<b>0.07</b>

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

$$t_c = 0.070$$

G.Piero CASSITTA Ingegnere

## Il Sub Bacino identificato come "E1"

	Sub B-E1
A	0.64
L	1.695
i	0.176
h	0
Hm	162.75
Jm	0.11
CN	95
S	13.4
I <sub>a</sub>	2.7

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ A – Superficie del sottobacino espressa in Km<sup>2</sup>;
- ▶ L – Lunghezza dell'asta fluviale espressa in Km
- ▶ I – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ h – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ Hm – Quota media pesata sull'area m.s.l.m.
- ▶ Jm – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ CN – Il Curve Number
- ▶ S – Assorbimento del bacino mm
- ▶ I<sub>a</sub> – Assorbimento iniziale mm

Si calcola quindi il tempo di corrvazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

tc(Viparelli)	0.5
tc(Ventura)	0.243
t <sub>c</sub> (SCS)	0.465
t <sub>c</sub> (Giand)	0.563
t <sub>c</sub> (Pasini)	0.335
t <sub>c</sub> (Kirpich)	0.194
t <sub>c</sub> (calc)	0.19

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

$$t_c = 0.19$$

G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) – Tel. 079/660336 – Fax 079/662541 – E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

## Il Sub Bacino identificato come "F1"

	Sub B-F1
<b>A</b>	0.564
<b>L</b>	1.327
<b>i</b>	0.1923
<b>h</b>	0
<b>Hm</b>	165.58
<b>Jm</b>	0.1252
<b>CN</b>	95
<b>S</b>	13.4
<b>I<sub>a</sub></b>	2.7

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ A – Superficie del sottobacino espressa in Km<sup>2</sup>;
- ▶ L – Lunghezza dell'asta fluviale espressa in Km
- ▶ I – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ h – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ Hm – Quota media pesata sull'area m.s.l.m.
- ▶ Jm – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ CN – Il Curve Number
- ▶ S – Assorbimento del bacino mm
- ▶ I<sub>a</sub> – Assorbimento iniziale mm

Si calcola quindi il tempo di corrvazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

<b>tc(Viparelli)</b>	<b>0.4</b>
<b>tc(Ventura)</b>	0.218
<b>t<sub>c</sub> (SCS)</b>	0.366
<b>t<sub>c</sub> (Giand)</b>	0.485
<b>t<sub>c</sub> (Pasini)</b>	0.277
<b>t<sub>c</sub> (Kirpich)</b>	0.156
<b>t<sub>c</sub> (calc)</b>	<b>0.16</b>

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

$$t_c = 0.16$$

## Il Sub Bacino identificato come “A1”

Sub B A1	
A	0.15
L	0.718
i	0.153
h	0
Hm	56.6
Jm	0.128
CN	95
S	13.4
I <sub>a</sub>	2.7

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ A – Superficie del sottobacino espressa in Km<sup>2</sup>;
- ▶ L – Lunghezza dell’asta fluviale espressa in Km
- ▶ I – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ h – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ Hm – Quota media pesata sull’area m.s.l.m.
- ▶ Jm – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ CN – Il *Curve Number*
- ▶ S – Assorbimento del bacino mm
- ▶ I<sub>a</sub> – Assorbimento iniziale mm

Si calcola quindi il tempo di corrvazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

tc(Viparelli)	0.2
tc(Ventura)	0.127
t <sub>c</sub> (SCS)	0.251
t <sub>c</sub> (Giand)	0.438
t <sub>c</sub> (Pasini)	0.145
t <sub>c</sub> (Kirpich)	0.106
t <sub>c</sub> (calc)	0.11

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

$$t_c = 0.11$$

#### I CALCOLI IDRAULICI

Con l'applicazione del metodo dianzi riportato, si calcolano quindi le portate nei vari bacini in relazione ai tempi di ritorno:  $T_r=50$ ,  $T_r=100$ ,  $T_r=200$  e  $T_r=500$ , le portate vengono espresse in mc/s.

Si procede al calcolo secondo il metodo indiretto, la portata di piena viene espressa dalla formula razionale come prodotto dell'intensità di precipitazione,  $i$ , di assegnata durata 'd' e periodo di ritorno  $T_r$ , il coefficiente di assorbimento  $\Phi$ , la superficie del bacino  $A$ , il coefficiente di laminazione  $\varepsilon(\Theta)$ .

Valori alla base del calcolo:  $\hat{h}_g = 60$ , valore che si ricava dalla distribuzione spaziale sull'intera Sardegna, come da grafico riportato a pag. 8 della presente relazione.

Tempo di ritorno  $T_r = 50$  -

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.288	0.138	2.288	-0.014

	Sub-B1	Sub B-C1	Sub_B_D1	Sub B-E1	Sub B-F1	Sub b-A1
A	0.23	0.28	0.083	0.64	0.564	0.152
$t_f$ (fin)	0.02	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02
$\Theta_c$	0.12	0.10	0.09	0.22	0.18	0.22
$\hat{h}(d)$	10.66	9.92	9.46	13.20	12.26	13.19
$h'(d)$	1.71	1.66	1.63	1.86	1.80	1.86
$h(d)$	18.21	16.47	15.42	24.50	22.12	24.47
r	0.950	0.942	0.961	0.941	0.940	0.965
$h(d)_{\text{ragg}}$	17.29	15.51	14.82	23.06	20.78	23.61
$h(d)_{\text{netta}}$	7.64	6.29	5.78	12.31	10.42	12.78
$i(\Theta, r)$	143.72	158.09	172.64	104.85	116.32	107.60
$\phi$	0.442	0.405	0.390	0.534	0.501	0.541
$\varepsilon$	1	1	1	1	1	1
Q	4.05	4.99	1.55	9.95	9.13	2.46

Tempo di ritorno  $T_r = 100$

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.616	0.175	2.616	-0.015

	Sub-B1	Sub B-C1	Sub_B_D1	Sub B-E1	Sub B-F1	Sub b-A1
A	0.23	0.28	0.083	0.64	0.564	0.152
$t_f (fin)$	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.02
$\Theta_c$	0.12	0.10	0.09	0.22	0.18	0.22
$\hat{h}(d)$	10.63	9.89	9.43	13.15	12.22	13.14
$h'(d)$	1.80	1.74	1.70	2.00	1.93	2.00
$h(d)$	19.15	17.18	16.01	26.34	23.60	26.30
r	0.949	0.941	0.960	0.941	0.939	0.965
$h(d)_{ragg}$	18.18	16.17	15.37	24.79	22.17	25.38
$h(d)_{netta}$	8.33	6.78	6.19	13.78	11.57	14.29
$i(\Theta, r)$	152.37	166.48	180.83	113.73	125.16	116.72
$\phi$	0.458	0.419	0.402	0.556	0.522	0.563
$\epsilon$	1	1	1	1	1	1
Q	4.46	5.43	1.68	11.24	10.23	2.78

Tempo di ritorno  $T_r = 200$

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
<b>2.944</b>	0.207	2.944	-0.017

	Sub-B1	Sub B-C1	Sub_B_D1	Sub B-E1	Sub B-F1	Sub b-A1
<b>A</b>	<b>0.23</b>	<b>0.28</b>	<b>0.083</b>	<b>0.64</b>	<b>0.564</b>	<b>0.152</b>
$t_f (fin)$	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.03
$\Theta_c$	0.12	0.10	0.08	0.22	0.18	0.22
$\hat{h}(d)$	10.60	9.86	9.41	13.12	12.19	13.21
$h'(d)$	1.89	1.81	1.77	2.15	2.05	2.15
$h(d)$	20.07	17.89	16.62	28.15	25.04	28.44
$r$	0.949	0.941	0.960	0.941	0.939	0.965
$h(d)_{ragg}$	19.05	16.84	15.96	26.49	23.52	27.45
$h(d)_{netta}$	9.02	7.29	6.62	15.25	12.70	16.09
$i(\Theta, r)$	161.00	174.68	188.85	122.38	133.89	124.49
$\phi$	0.473	0.433	0.415	0.576	0.540	0.586
$\epsilon$	1	1	1	1	1	1
$Q$	4.87	5.88	1.81	12.53	11.33	3.08

Tempo di ritorno  $T_r = 500$

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
<b>3.377</b>	0.239	3.377	-0.019

	Sub-B1	Sub B-C1	Sub_B_D1	Sub B-E1	Sub B-F1	Sub b-A1
<b>A</b>	<b>0.23</b>	<b>0.28</b>	<b>0.083</b>	<b>0.64</b>	<b>0.564</b>	<b>0.152</b>
$t_f (fin)$	0.02	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
$\Theta_c$	0.12	0.10	0.08	0.21	0.17	0.21
$\hat{h}(d)$	10.57	9.82	9.37	13.08	12.15	13.07
$h'(d)$	2.02	1.93	1.87	2.34	2.22	2.34
$h(d)$	21.39	18.93	17.49	30.58	27.03	30.54
$r$	0.949	0.941	0.960	0.941	0.939	0.965
$h(d)_{ragg}$	20.30	17.82	16.80	28.77	25.38	29.46
$h(d)_{netta}$	10.03	8.04	7.26	17.26	14.30	17.87
$i(\Theta, r)$	173.07	186.68	201.11	134.16	145.76	137.69
$\phi$	0.494	0.451	0.432	0.600	0.563	0.607
$\epsilon$	1	1	1	1	1	1
<b>Q</b>	<b>5.46</b>	<b>6.55</b>	<b>2.00</b>	<b>14.31</b>	<b>12.86</b>	<b>3.53</b>

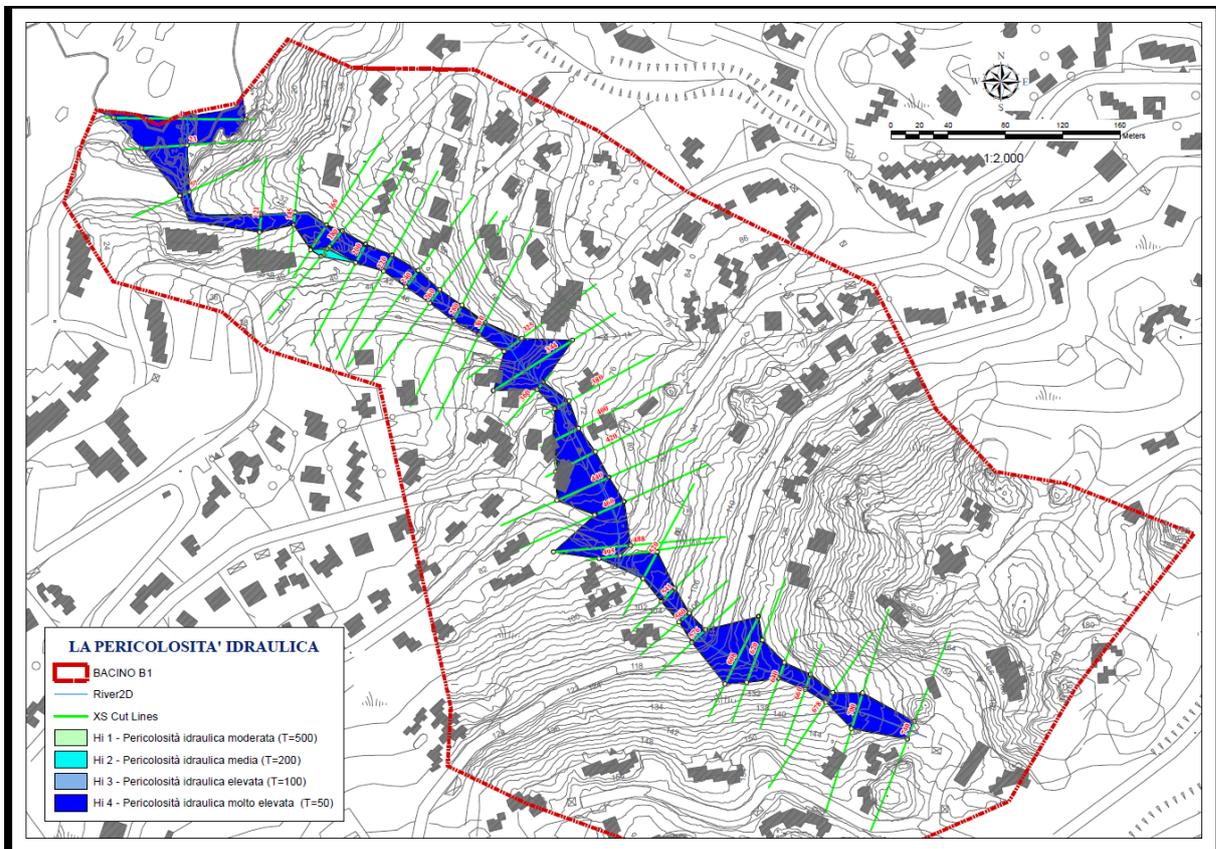
## La pericolosità Idraulica di bacini in esame

Al fine della elaborazione del modello con il codice HECRAS, si riporta, nelle tavole allegate, la perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica.

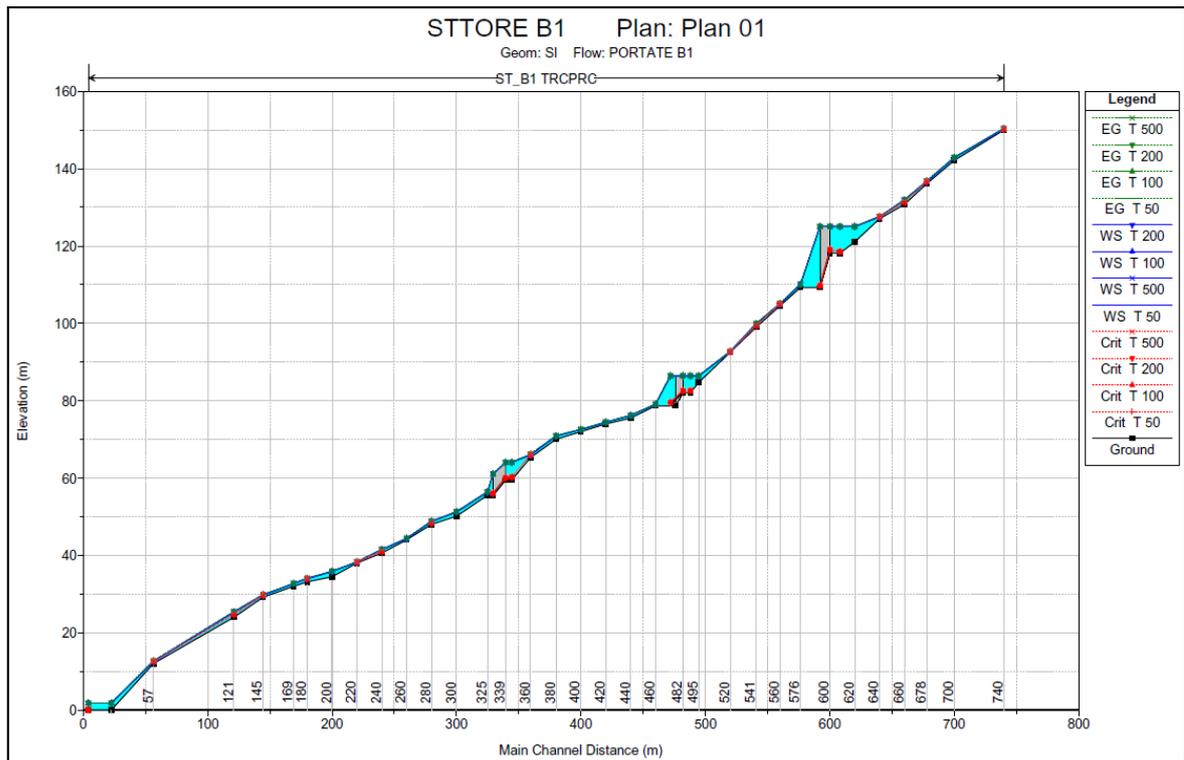
Come si evince dalla succitata cartografia, si evidenziano delle criticità connesse per la maggior parte al sottodimensionamento dei sottopassi stradali.

Infatti in corrispondenza di tali attraversamenti si verifica una tracimazione della corrente con possibile determinazione di erosione accentuata e per la struttura stradale e per i sottoservizi in attraversamento della stessa (condotte fognarie in pressione e/o a gravità).

### BACINO 'B1'<sup>4</sup>



<sup>4</sup> La figura è fuori scala



La planimetria ed il profilo idraulico mostrano per il bacino in esame, le criticità in corrispondenza degli attraversamenti stradali.

## CONFRONTO FRA I RISULTATI OTTENUTI CON I VARI METODI

### **Metodi diretti**

Per i bacini di piccole dimensioni, quali quelli in esame, i metodi diretti forniscono valori di portate eccessivamente elevati.

### **Metodo log-normale**

I risultati di tale metodo risultano significativi se viene rispettata la seguente condizione:

$A \times H_m > 5 \times 10^9$  indicando con A la superficie del bacino espressa in mq e con Hm l'altezza media del bacino.

### **Metodi empirici**

Il metodo empirico del Sirchia mostra per i bacini in esame, valori di portata al colmo di gran superiori a quelli determinati con altre metodologie, pertanto non sono state considerate tali portate.

## ALLEGATO 1 – IL CODICE HECRAS

### Il codice di calcolo HEC RAS

HEC RAS è un codice sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Il software è in grado di analizzare e risolvere i calcoli legati al tracciamento del profilo idrico di un corso d'acqua in regime di moto permanente e/o in regime di moto vario, nonché le problematiche legate al trasporto solido.

In ciascuna di queste tre tipologie di studio il programma è in grado di utilizzare sia le proprietà intrinseche del terreno (in particolare in termini di coefficiente di scabrezza di Manning), sia le proprietà geometriche della sezione del corso d'acqua.

La modellazione è stata effettuata interagendo il modello idraulico con il modello GIS del territorio (HEC-GEORAS).

### Componenti idrauliche dell'analisi

Questa componente del sistema di modellazione è da utilizzare per il calcolo della superficie idrica di correnti gradualmente variate. Il sistema può analizzare una rete di canali o un singolo corso d'acqua.

Per l'analisi del moto, HEC RAS richiede la portata nota su ogni ramo (o parte di esso), inoltre è necessario definire le condizioni al contorno a monte (che saranno valide per una corrente veloce) e a valle (che saranno valide per una corrente lenta) dei rami unitamente alle caratteristiche delle confluenze; il software permette di imporre una corrente lenta, un regime di corrente veloce ovvero di determinare autonomamente il profilo della corrente in regime misto.

Le condizioni al contorno utilizzabili sono:

- ⊕ altezza nota del pelo libero;
- ⊕ passaggio per l'altezza critica;
- ⊕ altezza di moto uniforme (per una particolare pendenza assegnata);
- ⊕ scala delle portate.

La procedura di calcolo è basata sulla risoluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia, in cui le perdite di carico sono valutate tramite il coefficiente di scabrezza di Manning.

È possibile valutare i fenomeni di contrazione e allargamento della corrente tramite opportuni coefficienti di contrazione/espansione allorquando si abbiano variazioni di sezione in corti tratti (è il caso ad esempio in cui si hanno restringimenti dovuti al passaggio tra le pile di un ponte ed il conseguente allargamento).

Nei casi in cui la corrente non dovesse essere gradualmente variata viene utilizzata l'equazione del momento della quantità di moto (automaticamente, con l'opzione "regime misto", nei passaggi da corrente veloce a lenta, o su opzione nelle confluenze).

Il punto di partenza è l'input della geometria del sistema, costituito dal corso d'acqua principale e da tutti gli affluenti, le sezioni trasversali, tutte le interferenze (ponti, passaggi all'interno di condotte circolari, a sezione rettangolare e comunque di

qualunque forma, chiuse, ma in generale ogni variazione di sezione e/o la sua ostruzione).

Ogni sezione, di un determinato ramo del corso d'acqua, è identificata univocamente da un numero positivo, crescente nel verso opposto a quello di scorrimento della corrente (quindi da valle verso monte).

In generale ognuna di queste sezioni è suddivisa in tre porzioni che in prima istanza possono essere pensate come la savanella centrale (*main channel*) e le due aree golenali adiacenti (*left overbank* e *right overbank*). Tale suddivisione consente di ripartire la corrente in tre porzioni, considerando, per ognuna, velocità, portata e scabrezza diverse (è il caso, ad esempio, di savanella rivestita ed aree golenali con una certa copertura vegetale), ma con pari energia totale.

Una volta completato l'input geometrico dei dati, occorre fornire i valori di portata da mettere in conto nelle sezioni.

Nei casi di moto permanente il valore della portata  $Q$  è costante nel tempo, e sarà possibile fornire un valore di  $Q$  per ciascuna sezione, o, più semplicemente, si può inserire il valore solo nelle sezioni che hanno un cambiamento di portata. Nei casi di moto vario è possibile fornire un idrogramma con portata variabile col passo temporale desiderato. Nei casi di moto vario è possibile valutare l'efficacia di un'eventuale cassa d'espansione, così come gli effetti di un'idrovora che da tale area di espansione dovesse pompare le acque su un altro corpo idrico etc.

I risultati ottenuti tramite il calcolo possono essere visualizzati graficamente, quali ad esempio l'andamento del profilo longitudinale con l'indicazione del fondo del corso d'acqua, l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme, la quota del pelo libero, l'altezza totale e tutte le altre grandezze che servono a descrivere compiutamente il moto.

Ovviamente le stesse grandezze possono essere ricavate in forma tabellare sezione per sezione.

### **I calcoli idraulici**

La metodologia utilizzata per la valutazione delle grandezze idrauliche che regolano il moto della corrente è il Metodo II descritto in "*Backwater Curves in River Channels*" EM 1110-2-1409 (USACE 1959).

Le grandezze idrauliche fondamentali, che intervengono nei processi che determinano il profilo della corrente ed i fenomeni legati al trasporto solido, sono la velocità della corrente, l'altezza del pelo libero, l'energia totale ed il suo gradiente.

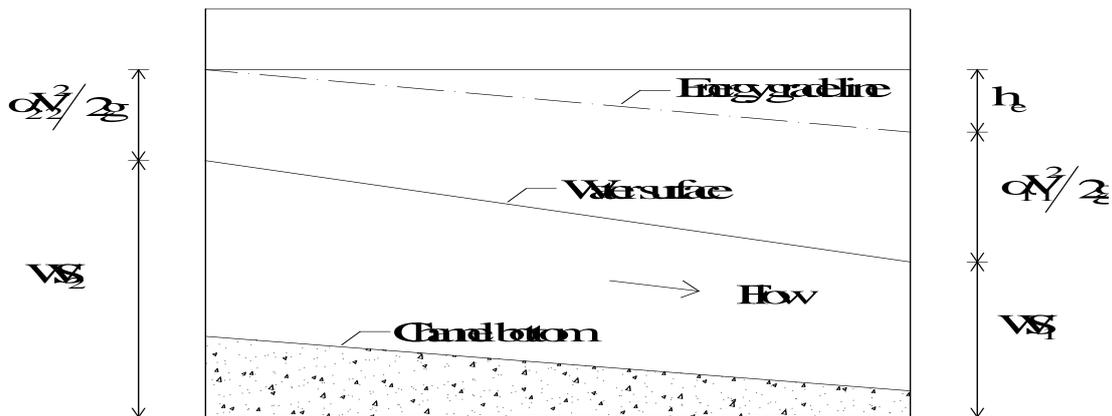


Fig. 3.1 - Carichi idraulici in due sezioni di calcolo consecutive

Nella Fig. 3.1 sono messe in evidenza le grandezze che compaiono nell'equazione (1) (equazione di bilancio dell'energia).

$$W_{s2} + \frac{\alpha_2 V_2^3}{2g} = W_{s1} + \frac{\alpha_1 V_1^3}{2g} + h_e \quad (1)$$

in cui si hanno:

$g$ : accelerazione di gravità;

$h_e$ : perdita di energia;

$V_1, V_2$ : velocità media, riferita all'area della sezione bagnata, e relativa alla portata data;

$W_{s1}, W_{s2}$ : quota del pelo libero della corrente (per il dato valore di portata) rispetto uno zero convenzionale;

$\alpha_1, \alpha_2$ : coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche (o coeff. di Coriolis);

L'input della geometria del sistema svolge un ruolo determinante proprio perché tramite la definizione di questa avviene il calcolo del profilo di corrente. Occorre quindi fornire al programma le sezioni trasversali del fiume e le distanze relative tra queste.

Come già scritto le perdite per attrito sono calcolate tramite il Metodo II descritto in "Backwater Curves in River Channels" EM 1110-2-1409 (USACE 1959).

Come riportato nell'equazione 2), la perdita di carico " $h_e$ " è data dalla somma di due componenti:

$h_f$ : perdita di energia per attrito

$h_o$ : perdita di energia legata alla forma della sezione

$$h_e = h_f + h_o \quad (2)$$

Le perdite dovute alla contrazione o all'allargamento della sezione sono valutate nel termine  $h_o$ .

### Perdite per attrito

Come già scritto la sezione trasversale è suddivisa in porzioni aventi analoghe proprietà idrauliche nella direzione del flusso, ciascuna di queste è suddivisa in *sub-sezioni* ed in ciascuna di esse le perdite per attrito sono calcolate tramite la relazione:

$$hf = \sum \left( \frac{Q^2}{K^2} \right) \quad (3)$$

in cui:

$$K = \sum \left( \frac{A^{5/2}}{n} \right) \quad (4)$$

$A_{1j}, A_{2j}$ : aree delle sezioni, normali al flusso, rispettivamente di valle e di monte;

NSS: numero totale di *sub-sezioni* in cui è suddivisa una sezione;

K: total conveyance del tratto compreso tra le due sezioni

$L_j$ : distanza tra le  $j$  esime *sub-sezioni*;

$n_j$ : coeff. di scabrezza di Manning tra le  $j$  esime *sub-sezioni*;

Q: portata;

$R_{1j}, R_{2j}$ : raggi idraulici delle corrispondenti sezioni.

### Perdite per contrazione ed espansione

Le perdite per contrazione ed espansione della corrente sono valutate tramite l'equazione 5) riportata di seguito:

$$h_o = C_L \frac{V^2}{2g} \quad (5)$$

in cui  $C_L$  è il coefficiente di contrazione (positivo) o espansione (negativo).

Ogni sezione descritta da un numero N di punti è suddivisa, come già detto in precedenza in tre "porzioni" (*left overbank, main channel, right overbank*), come illustrato in Fig. 3.2.

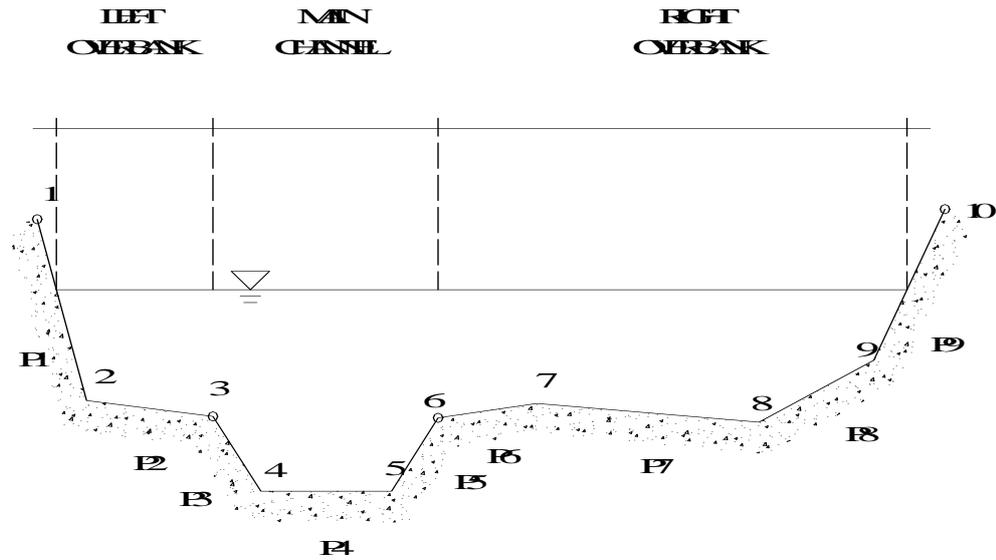


Fig. 3.2 - Suddivisione della sezione in 3 componenti

Ogni porzione è ulteriormente suddivisa in *sub-section*, come illustrato in Fig. 3.3.

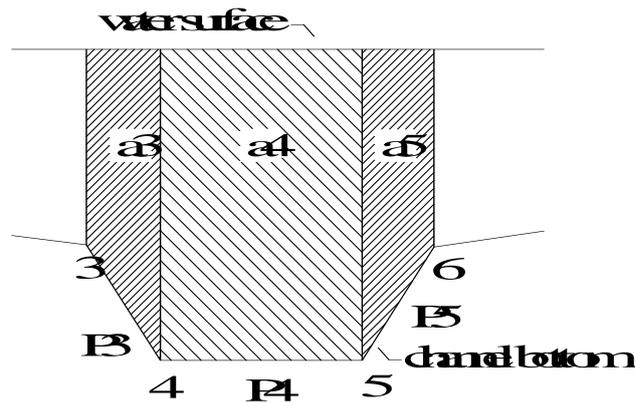


Fig. 3.3 - Scomposizione di una componente della sezione in sub-sezioni

Ad esempio l'area corrispondente al *main channel* è data dalla sommatoria delle aree delle *sub-section* che la compongono secondo quanto riportato in Fig. 3.3:

$$A_i = a_3 + a_4 + a_5 \quad (6)$$

così come

$$P_i = p_3 + p_4 + p_5 \quad (7)$$

in cui  $P$  è il contorno bagnato della sezione.

Il raggio idraulico del *main channel* è calcolato come rapporto tra le somme delle aree  $A_k$  e la somma dei contorni bagnati  $P_k$  delle singole *sub-section* tramite la relazione:

$$R_i = \frac{A_i}{P_i} \quad (8)$$

dove  $A_i$ ,  $P_i$  ed  $R_i$  sono rispettivamente l'area, il contorno bagnato ed il raggio idraulico della  $i$ -esima *sub-section*.

Il coefficiente di Coriolis  $\alpha$ , che tiene conto della distribuzione della distribuzione della velocità all'interno della sezione trasversale, viene calcolato tramite la relazione:

$$\alpha = \quad (9)$$

### Sezioni interpolate

Talvolta è necessario interpolare le sezioni per un tratto in cui la definizione della geometria non sia stata sufficientemente dettagliata. Questo accade soprattutto per evitare che venga valutata ad esempio una forte perdita di energia per un allargamento e/o restringimento che nella realtà è graduale e non istantaneo come può accadere tra due sezioni non interpolate.

### Le giunzioni

Le connessioni tra due o più rami di un canale è denominata "giunzione" nella quale un ramo di valle viene connesso con altri che ovviamente stanno a monte. Questa particolare situazione può essere risolta in due modi, come già accennato, ovvero mediante:

EQUAZIONE DELL'ENERGIA TOTALE. Equilibrio delle energie totali delle correnti nelle sezioni immediatamente a monte della confluenza ed immediatamente a valle<sup>5</sup> di questa (metodologia da preferire nei casi in cui non si hanno particolari dissipazioni di energia tra le sezioni di monte e di valle);

EQUAZIONE DEL MOMENTO. Equilibrio dei momenti delle quantità di moto tra le stesse sezioni di cui sopra (situazione questa da preferire quando l'angolo di incidenza del canale di monte è tale da provocare considerevoli perdite di energia).

Ponti ed attraversamenti in sezioni chiuse

Particolare attenzione merita la presenza di eventuali ponti e/o attraversamenti all'interno di sezioni chiuse (scatolari, circolari, ovoidali etc.).

Per ciò che riguarda la perdita di energia, questa viene suddivisa in tre componenti:

nella sezione di valle si ha perdita di energia per "brusco allargamento" della corrente fluida;

nella sezione intermedia, la quale può essere modellata in maniera da ridurre i fenomeni turbolenti;

nella sezione di monte in cui viene ad aversi una contrazione della corrente e la conseguente formazione di moti vorticosi.

Per rendere definito il problema occorre fornire 4 sezioni, due delle quali rispettivamente a monte e a valle dell'interferenza in cui siano trascurabili i fenomeni

<sup>5</sup> Può accadere che una delle correnti di monte risulti avere una energia inferiore alla corrente di valle.

dovuti alla contrazione della corrente (Fig. 3.4, sezioni 4 e 1), le altre due immediatamente a monte e a valle del manufatto (sezioni 2 e 3), in queste è necessario imporre un'area inefficace.

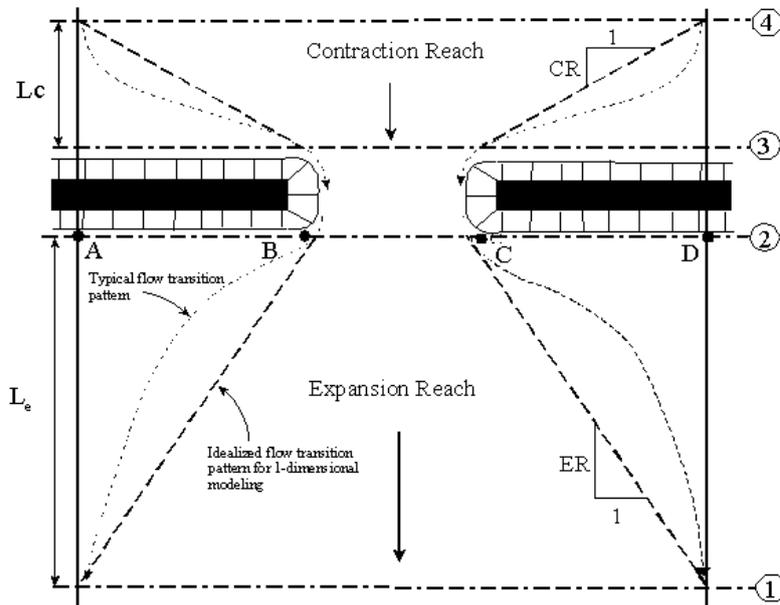


Fig. 3.4 - Geometria di un passaggio ristretto

Le metodologie utilizzate per attribuire i valori ad  $L_c$  ed  $L_e$  sono diffusamente dibattute in "Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis" (RD-42 HEC, 1995).

HEC RAS offre diverse possibilità di risolvere il problema richiamate di volta in volta dall'utente, per i casi più frequenti nella pratica sono da preferirsi l'equazione di bilancio dell'energia, l'equazione di bilancio del momento della quantità di moto e talvolta l'equazione di Yarnell.

### Determinazione del profilo di moto permanente

Il calcolo è stato effettuato sulla base dei seguenti elementi:

il profilo della corrente è stato valutato considerando un moto permanente per tronchi omogenei chiusi alle sezioni di interesse. Rispetto alle reali condizioni del moto, che in generale presenta variazioni di portata nel tempo, si avranno delle differenze, tuttavia, l'involuppo dei massimi livelli idrici riscontrabili in un transitorio di portata variabile non sono, in generale, superiori dei livelli idrici riscontrabili in moto permanente, ovviamente per la data portata assunta; la portata considerata è stata considerata costante lungo i diversi tratti omogenei degli alvei studiati, con incrementi in corrispondenza delle confluenze; le perdite di carico sono state valutate con la consueta espressione di Chezy e valutazione del coefficiente  $\square$  mediante la formula di Manning, ponendo cautelativamente il coefficiente  $n=0.040$  nella savanella nelle condizioni attuali, corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a  $S=28.57$ , ed  $n=0.020$  nelle aree golenali, e nella savanella nelle condizioni di progetto successivamente alla sua pulizia e regolarizzazione, corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a  $S=50$ .

La soluzione adottata non interferisce con il reticolo idrografico e neppure con le aree di esondazione ai vari tempi di ritorno.

## La mitigazione

In relazione alle problematiche derivanti dalla insufficienza dimensionale dei tombotti di attraversamento stradale, insufficienza che determina non solo pericolosità idraulica sulla viabilità di p.d.l., ma anche problematiche erosive sulle condotte in attraversamento, viene effettuato il calcolo dimensionale volto al corretto dimensionamento dei tombotti.

In fase di cantiere verranno, unitamente alle condotte fognarie realizzati gli adeguamenti dimensionali degli attraversamenti.

Per quanto attiene alle interferenze delle opere in progetto, condotte a gravità o in pressione, con i corpi idrici, si evidenziano due scenari:

- ⊕ Attraversamento del corso d'acqua trasversalmente alla linea di deflusso;
- ⊕ Interferenza longitudinale, in parallelismo, in corrispondenza di sviluppo di tratti di condotta parallelamente all'alveo e comunque in ambito di pericolosità idraulica molto elevata.

## Le problematiche legate all'erosione

Come specificato nelle note precedenti, la morfologia dei luoghi unitamente alla antropizzazione avvenuta negli ultimi 40 anni, di fatto determina delle criticità idrauliche in corrispondenza degli attraversamenti stradali, gli alvei fortemente incisi contengono le portate dei compluvi anche con tempi di ritorno di 500 anni, salvo alcune situazioni di valle.

La realizzazione delle condotte a completamento dello schema esistente determina la necessità dell'attraversamento di alcuni compluvi o, in alcuni casi, il posizionamento di condotte in parallelismo con i corsi d'acqua.

I manufatti di attraversamento fluviale sono oggi oggetto di particolare attenzione da parte delle istituzioni preposte al governo idraulico del territorio, a seguito del verificarsi nel recente passato di svariati eventi alluvionali in occasione dei quali essi hanno evidenziato un livello di vulnerabilità spesso preoccupante, testimoniato dagli innumerevoli danneggiamenti e crolli.



Le foto rappresentano il risultato dell'erosione e trasporto della corrente idraulica lungo una carreggiata in corrispondenza di evento meteorico sensibile (settembre 2013 provincia OT), sono state messe a nudo e totalmente stravolte le linee infrastrutturali lungo la viabilità.



La foto in alto a sx mostra il collasso di un rilevato stradale, interessato da sottoservizi idrici, fognari, elettrici, con tombotto di sezione insufficiente a smaltire la portata idraulica determinata da un evento meteorico sensibile (sempre settembre 2012 in Gallura).

Anche prescindendo dai problemi di collasso o danneggiamento del ponte per effetti erosivi di varia natura, l'analisi di diversi eventi alluvionali più o meno recenti ha evidenziato come la presenza di un attraversamento sottodimensionato possa indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo fluviale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e persino sullo stesso regime delle portate di piena nel corso dell'evento. Non sono infrequenti, infatti, i casi di migrazioni laterali d'alveo indotti dalle infrastrutture del ponte, in particolare dei rilevati di accesso, di riduzione della capacità di deflusso e conseguente rialzo dei livelli del pelo libero di monte, e di formazione di invasi temporanei a monte del manufatto di attraversamento favoriti dalla parziale ostruzione della luce del manufatto ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente.

La formazione di tali invasi temporanei può avere conseguenze particolarmente rilevanti, poiché da un lato può provocare un sensibile rialzamento dei livelli a monte e conseguente sormonto dell'impalcato, dall'altro l'insorgenza di sollecitazioni anomale sia del rilevato stradale. Ciò può portare al collasso dell'infrastruttura, fenomeno che si sviluppa usualmente in tempi piuttosto brevi; si verifica così lo svaso rapido del volume idrico accumulato a monte, che si traduce in un incremento anche notevole delle portate di piena a valle rispetto alla situazione di alveo indisturbato, oltre al pregiudizio al sistema di sottoservizi presente.

Ora il sistema idrologico di Costa Paradiso è, come visto, caratterizzato da brevi compluvi con forti pendenze, mediamente circa il 15%.

La limitata superficie scolante dei bacini non determina portate di rilievo, generalmente nell'ordine di 4-5 mc/s con un caso di circa 12 mc/s.



La figura mostra una vista tridimensionale dell'ambito in studio con evidenziati le linee di drenaggio e la rete di collettamento fognario.

Per valutare le tendenze evolutive dell'alveo dei seppur brevi corsi d'acqua, è stato necessario stimarne la capacità di trasporto.

Come capacità di trasporto si intende la massima quantità di sedimenti che la corrente idraulica è in grado di trasportare, tale quantità è pari al trasporto solido effettivo solo quando nell'alveo è disponibile una quantità di materiale sufficiente.<sup>6</sup>

La determinazione del bilancio sedimentologico consente di valutare se un tratto dell'alveo è in erosione o in deposito.

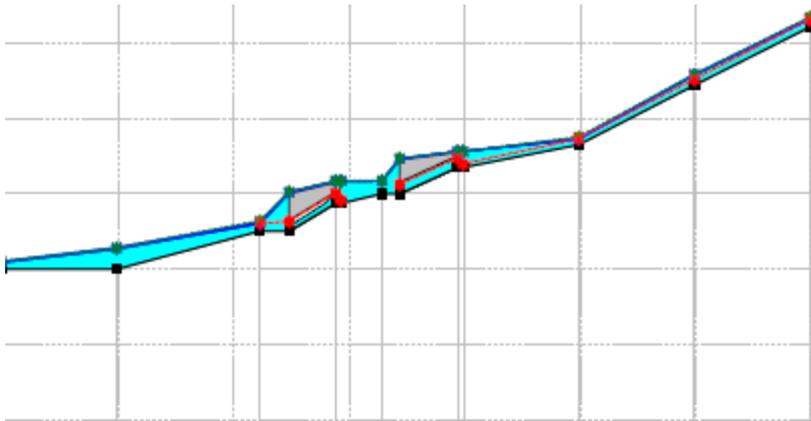
Al fine della definizione del bilancio si suddividono i tronchi in tratti omogenei da un punto di vista morfologico.

Per l'identificazione del tronco morfologico si fa riferimento al criterio proposto da Montgomery e Buffington.

Secondo tale criterio la tipologia prevalente dei corsi d'acqua di Costa Paradiso è del tipo *steep-pool* o sequenza di zone ad elevato moto turbolento, esse nei pressi di salti, e zone a flusso più tranquille.

---

<sup>6</sup> Cfr *Rischio idraulico e difesa del territorio* Adriano Murachelli/Vittoria Riboni



La figura, che rappresenta il profilo idraulico del tronco D1, è esemplificativa del concetto esposto.

In corrispondenza degli attraversamenti, causa insufficienza dei manufatti sottostanti, si ha un innalzamento del livello idrico a monte, la tracimazione sulla strada, quindi il salto di valle.

#### La stima dell'erosione

Per la stima dell'erosione dei bacini si considera la relazione di Gavrilovic:

—

In mc/anno, dove

$h$  = precipitazione totale media annua (mm)

$A_b$  = superficie del bacino (Km<sup>2</sup>) 0.083

$T$  = coefficiente di temperatura pari — con  $t'$  temperatura media annua.

$Z$  = coefficiente di erosione relativa.

Il parametro coefficiente erosione viene calcolato con la relazione:

—

$X$  = coefficiente protezione del suolo

$Y$  = coefficiente geolitologico di erodibilità del suolo

$G$  = coefficiente rappresentativo del tipo di processo erosivo principale

$I$  = pendenza media della superficie del bacino

In relazione al tipo di copertura vegetale, macchie di vegetazione rade, si fissa il valore di  $X = 0.2$

In relazione alla tipologia del substrato roccioso (moderata resistenza all'erosione)

$Y = 0.2$

In relazione al grado di erosione di versante si fissa il valore

$G = 0.1$

Pendenza media della superficie del bacino  
0.15

I =

Precipitazione media annua<sup>7</sup> h = 610 mm

**TAB. 6 - PRECIPITAZIONI MEDIE ANNUALI DEI COMUNI DELLA PROVINCIA DI OLBIA TEMPIO  
(SERIE STORICA 1925-2008)**

	COMUNE	PREC. MEDIA [mm]		COMUNE	PREC. MEDIA [mm]
1	Aggius	870	14	Luogosanto	760
2	Aglientu	780	15	Luras	780
3	Alà dei Sardi	860	16	Monti	790
4	Arzachena	580	17	Olbia	660
5	Badesi	530	18	Oschiri	610
6	Berchidda	930	19	Padru	720
7	Bortigiadas	720	20	Palau	670
8	Buddusò	740	21	San Teodoro	610
9	Budoni	570	22	Santa Teresa Gallura	640
10	Calangianus	860	23	Sant'Antonio di Gallura	670
11	Golfo Aranci	460	24	Telti	760
12	La Maddalena	440	25	Tempio Pausania	870
13	Loiri Porto San Paolo	650	26	Trinità d'Agultu e Vignola	610

$$T = 1.1$$

$$Z = 0.019$$

Sostituendo i valori nell'equazione del trasporto, riferita al bacino D1 si ha

$$Q_t = 1.58 \text{ mc/anno}$$

La lunghezza dell'asta idraulica è pari a 0.47 Km

La superficie bagnata dell'alveo, ipotizzando portate con tempo di ritorno 50 anni, è pari a 1.180 mq; cautelativamente si ipotizza che l'intero volume di sedimenti sia discenda dall'erosione dell'alveo.

In tali condizioni si ha un abbassamento medio annuo del ventre dell'alveo pari a circa 2 mm/anno; ciò determina in relazione alla particolare condizione morfologica di steep pool un valore massimo medio fino a 1 cm/anno nelle sezioni limitrofe ai salti.

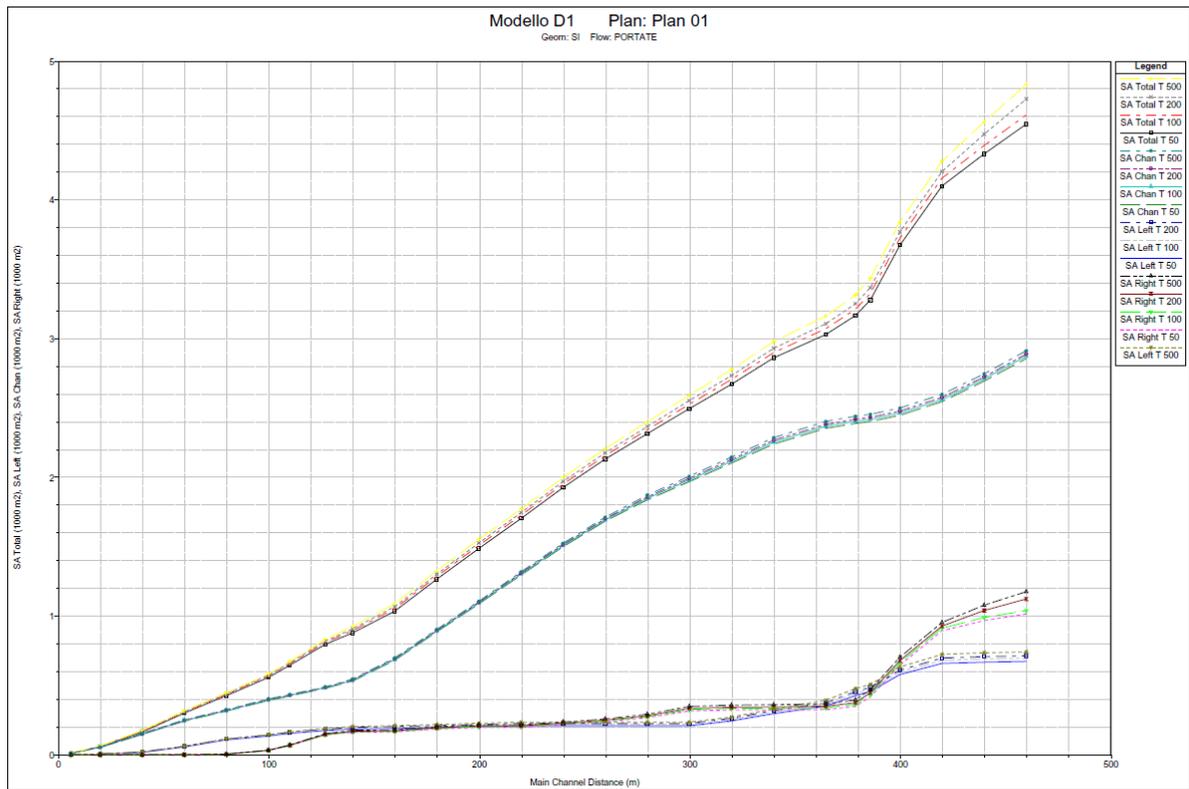
Tali valori in senso assoluto sono ininfluenti sulle condizioni di esercizio di condotte collocate a circa 1.5 metri al disotto della quota di terreno naturale.

In sintesi la criticità idrogeologica delle opere in progetto è determinata esclusivamente dal sottodimensionamento dei tombotti stradali e quindi dall'eventualità di collasso dei rilevati sui quali si collocano tratti delle tubazioni fognarie.

L'elemento di mitigazione è pertanto necessario e comprende:

<sup>7</sup> Allegato 1 - Delib.G.R. n. 21/34 del 5.6.2013

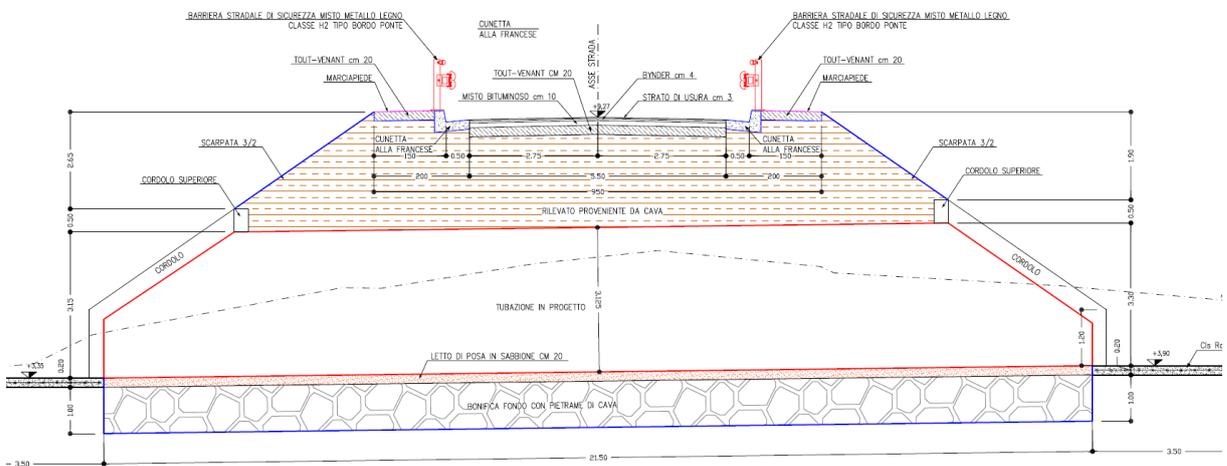
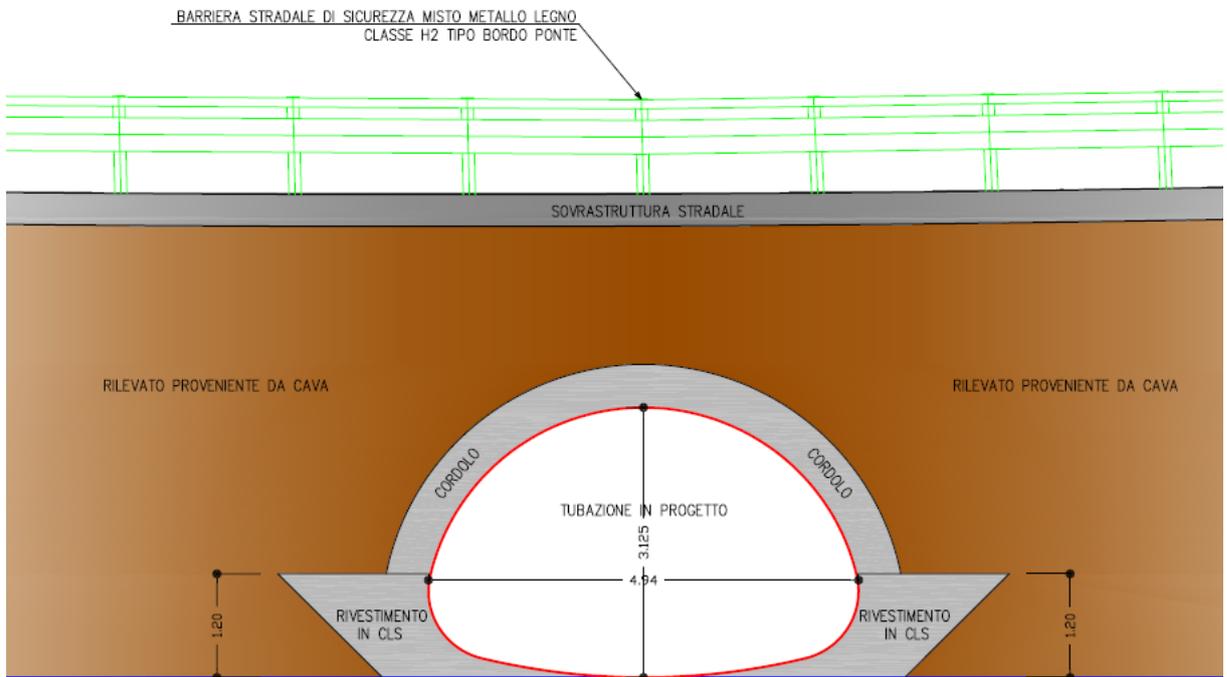
- a. La sostituzione dei tombotti come da calcolo idraulico allegato;
- b. Realizzazione degli attraversamenti stradali secondo tipologia indicata nei punti seguenti;
- c. Protezione comunque dei tratti di tubazione in parallelo con il corso idrico si da evitare fenomeni di erosione differenziata sul materiale di ricoprimento.



G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

## I tombotti



L'attraversamento della viabilità da parte dei compluvii studiati, è stato effettuato con tubazione in acciaio zincato del tipo *tubosider* con sezione a luce ellittica dalle caratteristiche dimensionali coerenti con le portate ai vari tempi di ritorno come da calcoli idraulici allegati.

Caratteristiche dei materiali impiegati nella costruzione della condotta:

G.Piero CASSITTA Ingegnere

Via Garibaldi 35 - 07023 Calangianus (OT) - Tel. 079/660336 - Fax 079/662541 - E-mail: [giampiero@studio.cassitta.com](mailto:giampiero@studio.cassitta.com)

Le lamiere in acciaio del tipo S235JR, secondo la norma EN 10025-2 Aprile 2005, devono avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

• <b>carico unitario di rottura a trazione</b>	Rm	≥ 360	N/mm <sup>2</sup>
• <b>carico unitario di snervamento</b>	ReH	≥ 235	N/mm <sup>2</sup>
• <b>allungamento percentuale</b>	Sp. > 1.0 ÷ ≤ 1.5 mm.	A	≥ 18 %
	Sp. > 1.5 ÷ ≤ 2.0 mm.	A	≥ 19 %
	Sp. > 2.0 ÷ ≤ 2.5 mm.	A	≥ 20 %
	Sp. > 2.5 ÷ < 3.0 mm.	A	≥ 21 %
	Sp. ≥ 3.0 ÷ ≤ 40.0 mm.	A	≥ 26 %

La bulloneria utilizzata avrà le seguenti caratteristiche

Vengono utilizzati bulloni ad alta resistenza classe 8.8, aventi le caratteristiche meccaniche indicate nella norma EN ISO 898-1 (viti) e nella norma EN 20898-2 (dadi).

A seconda, del tipo di ondulazione sono impiegate le seguenti tipologie di bulloni con le relative coppie di serraggio:

Ondulazione tipo	Bullone tipo	Coppie di serraggio Classe 8.8	
		Min. <sup>a</sup> Nm.	Max. <sup>b</sup> Nm.
T70 T100	M12	45	90 <sup>c</sup>
T150 T200	M20	220	439 <sup>c</sup>

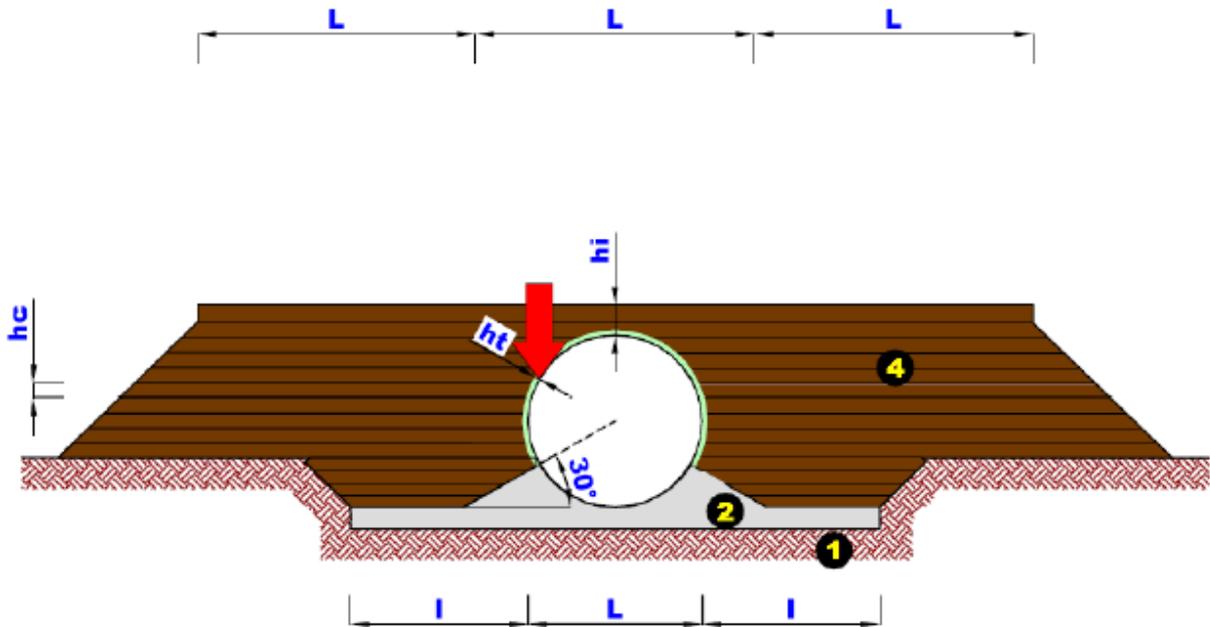
- a** Il numero dei bulloni con serraggio minimo non può comunque superare il 10 % della quantità totale dei bulloni utilizzati nelle giunzioni longitudinali.  
**b** Secondo la norma CNR-UNI 10011/97.  
**c** Valori superiori alla coppia di serraggio max. sono ammissibili previo verifica sperimentale che il serraggio applicato non determini la rottura dei bulloni.

La funzione statica della condotta è assicurata non solo dalla struttura in acciaio, ma anche dal terreno compattato nell'intorno della stessa e costituente il blocco tecnico.

Per uno strato intorno alla condotta di 20 cm, denominato strato "ht", si prescrive l'impiego di materiale monogranulare diametro max. 5 mm.

Si esclude tassativamente che per la realizzazione dello strato "ht" si ricorra a materiali di pezzatura superiore a 10 cm.

La posa in opera dovrà avvenire secondo il seguente schema:



- 1** sterro generale (livello da determinare in funzione della portanza dei terreni in loco da verificare preventivamente attraverso prova su piastra)
- 2** fondazione artificiale e letto di posa
- 4** rilevato laterale di tenuta
- l** valore pari a L
- L** luce condotta (5 m)
- ht** 20 cm. sabbia  $\varnothing$  max. 5 mm.
- hc** 20 | 30 cm. max. altezza dello strato
- hi** altezza di rilevato minima, atta a permettere la circolazione dei mezzi di cantiere

La rimanente parte del blocco tecnico sarà realizzata con materiale da rilevato stradale classificato secondo la norma AASHTO M145-91, ossia secondo CNR UNI 10006, del gruppo A1-A2-A3, con assenza di impurezze organiche ed inorganiche.

Per l'ultimo strato, prima della fondazione stradale, si prescrive la realizzazione di uno strato, di altezza minima 30 cm, con materiali del gruppo A1-A2-4-A2-5.

La gralunometria delle pezzature deve soddisfare i requisiti generali specificati dalla norma EN 13242.

Per la durata nel tempo, al fine di evitare l'innesto prematuro di fenomeni di corrosione delle lamiere ed assicurare le prestazioni ottimali si prescrive di adottare materiali che

offrano una resistività elettrica maggiore almeno di 8000 Ohm/cm e con un Ph prossimo al valore neutro di 7 (valori compresi tra 6 e 8).

Inoltre, è opportuno evitare infiltrazioni d'acqua nel blocco tecnico di terreno intorno al manufatto, le quali potrebbero variare nel tempo le caratteristiche meccaniche e di compattazione del materiale.

Per garantire la compattazione del blocco tecnico non inferiore al 85 % della densità massima fornita dalla prova Proctor modificata secondo la norma EN 13286-2 è necessario che il materiale impiegato sia tale da raggiungere un modulo elastico “E<sub>s</sub>” almeno pari a 100 MPa (120 MPa per compattazione al 90 % della densità massima fornita dalla prova Proctor modificata).

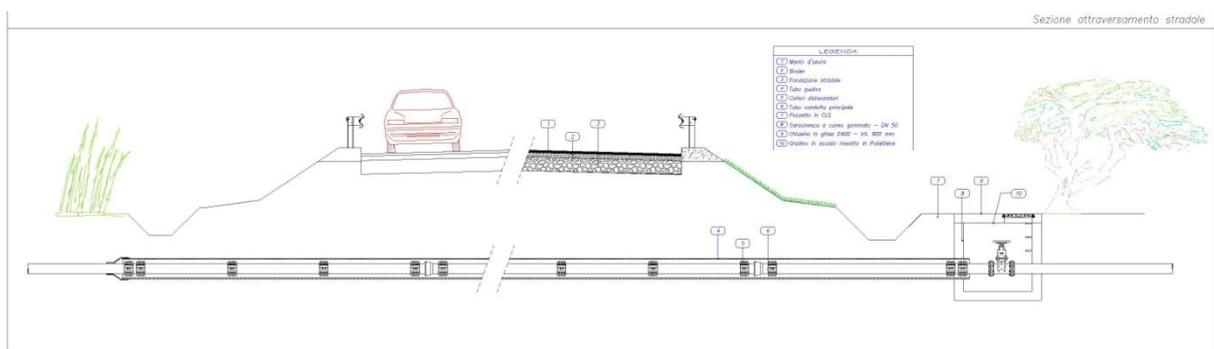
Il rivestimento in calcestruzzo del becco di flauto viene previsto sino alla quota di massimo livello idraulico, rivestimento solidarizzato con la soletta di monte ammortata si da evitare qualunque fenomeno di *piping*.

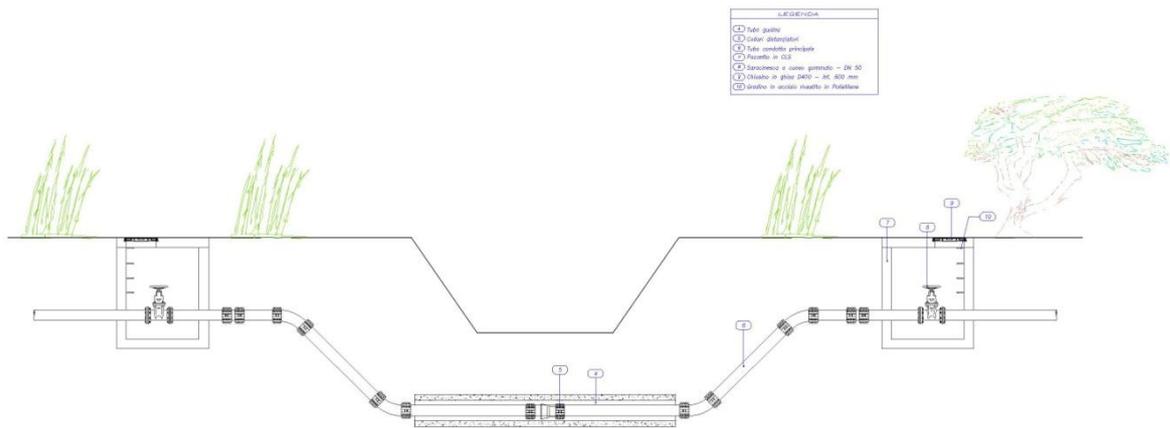
## Gli attraversamenti delle condotte

### Attraversamenti in corrispondenza dei rilevati

A tal proposito, in seguito a valutazioni di tipo tecnico-economico e logistico che sconsigliano il superamento dell'intersezione mediante un attraversamento, è stata adotta, come elemento di mitigazione una soluzione che prevede l'attraversamento in subalveo da parte della condotta DN 100 immediatamente a monte del tombino esistente.

Come si evince anche dalla Figura seguente l'attraversamento del corso d'acqua sarà realizzato ponendo in opera una tubazione-guaina di acciaio DN 300 inclusa in un getto monolitico di cls Rck 300, al cui interno verrà posta la condotta in ghisa sferoidale DN 100 così che, in caso di eventuali guasti, sia possibile il suo sfilamento senza interrompere il deflusso negli alvei interessati.

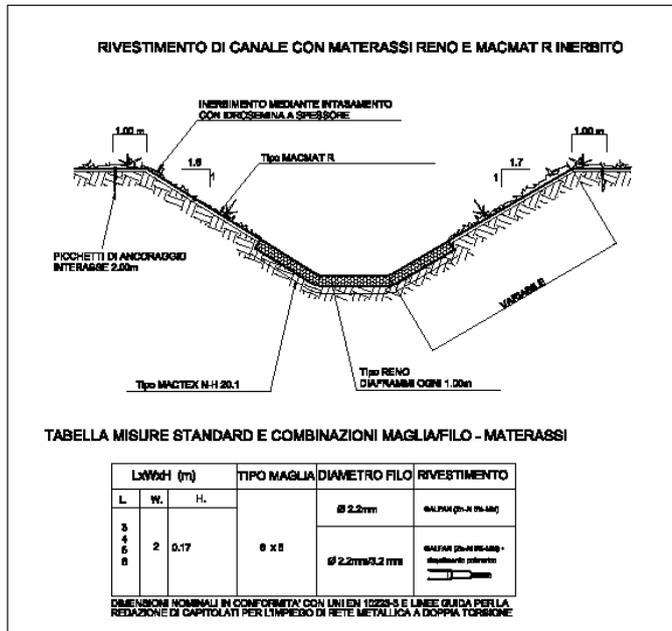




In corrispondenza degli attraversamenti e dei parallelismi in alveo si dovrà procedere alla protezione dello stesso.

Il rivestimento al fine dell'eliminazione delle problematiche connesse all'erosione e al mantenimento del valore paesaggistico, viene proposto con metodi dell'ingegneria naturalistica:

- ▶ Rivestimento fondo con materassino del tipo reno in ciotoli dello spessore di cm 17, saturato con sabbia;
- ▶ Rivestimento scarpate con materassino tridimensionale da inverdire.



## Sintesi

Con le mitigazioni proposte le opere in progetto sono conformi alle prescrizioni del PAI, alle condizioni di esercizio anche con piene in tempi di ritorno di 500 anni.

Necessita, ovviamente, procedere periodicamente al mantenimento delle condizioni dell'alveo dei vari compluvi con interventi di manutenzione ordinaria.

