

data:

aggiornamento:

SETTEMBRE 2011

Allegato

PIANO URBANISTICO COMUNALE VARIANTE

Elaborati:

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA
NEL TERRITORIO COMUNALE
RELAZIONE GENERALE

STRATEGIE & PROGETTO srl
"Totus Tuus"
P.zza Marghinotti,1-Cagliari
tel. 070-670868 - fax 070-665813
email:studioingmaurizioloddo@yahoo.it



WORKSHOP

 AutoCAD by AUTODESK
Licenza 347-19785962

SOCIETA' DI INGEGNERIA

Ing. Melissa Atzeni

Ing. Pablo Navarro

Ing. Manuela Pillai

Ing. Andrea Scozzafava

Il Progettista:

Ing. Maurizio Loddo

Il Consulente:

Ing. Antonio Liverani

Collaborazione:

Ing. Luigi Zucca

Il Committente:

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	IL TERRITORIO DI SAN SPERATE.....	4
2.1	Aspetti generali.....	4
2.2	CLIMA.....	5
2.3	IDROGEOLOGIA.....	6
3	STUDIO IDROLOGICO.....	8
3.1	APPROCCIO METODOLOGICO.....	8
3.1.1	<i>Metodo di Sirchia - Curva inviluppo dei massimi contributi unitari.....</i>	<i>9</i>
3.1.2	<i>Modello probabilistico.....</i>	<i>10</i>
3.1.3	<i>Metodo Razionale.....</i>	<i>10</i>
3.1.3.1	<i>Altezza di pioggia critica.....</i>	<i>10</i>
3.1.3.2	<i>Formulazione classica.....</i>	<i>11</i>
3.1.3.3	<i>Modello TCEV.....</i>	<i>12</i>
3.1.3.4	<i>Durata della pioggia critica.....</i>	<i>14</i>
3.1.4	<i>Scelta del tempo di ritorno.....</i>	<i>15</i>
3.1.5	<i>Scelta del metodo per la stima della portata di piena.....</i>	<i>16</i>
3.2	RISULTATI OTTENUTI – VALORI DELLE PORTATE DI PIENA.....	16
4	STUDIO IDRAULICO.....	16
4.1	GENERALITA’.....	16
4.2	Costruzione del modello matematico.....	17
4.2.1	<i>Modello del terreno.....</i>	<i>17</i>
4.2.2	<i>Condizioni al contorno.....</i>	<i>18</i>
4.3	Verifiche idrauliche dirette.....	18
4.3.1	<i>Correnti a pelo libero.....</i>	<i>18</i>
4.3.2	<i>Luci a stramazzo e sotto battente.....</i>	<i>18</i>
4.4	Risultati ottenuti nella configurazione attuale.....	19
5	ELEMENTI A RISCHIO.....	20
6	IL RISCHIO IDRAULICO.....	21
7	CONCLUSIONI.....	22

1 PREMESSA

Il presente studio è stato redatto dallo scrivente ing. Antonio Liverani per conto dell'ing. Maurizio Loddo, incaricato dall'Amministrazione comunale di San Sperate per la redazione della Variante del Piano Urbanistico Comunale.

Il suo scopo primario è quello di definire, con apposita indagine dettagliata anche sul campo:

- la pericolosità idraulica nelle aree di tutto il territorio comunale;
- la presenza e la distribuzione nel territorio degli elementi a rischio, valutandone anche il peso e quindi l'importanza intrinseca;
- il livello di rischio idraulico al quale risultano esposte le suddette aree.

L'esposizione testuale è articolata in due sezioni distinte:

- A. INQUADRAMENTO GEO-AMBIENTALE DEL TERRITORIO E ANALISI STORICA
- B. STUDIO DI DETTAGLIO DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA NEL TERRITORIO - ELEMENTI A RISCHIO E RISCHIO IDRAULICO

Gli studi e le indagini sul territorio sono stati effettuati seguendo i criteri stabiliti nelle Linee Guida del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della regione Sardegna senza tenere conto degli effetti prodotti dai recenti interventi di sistemazione idraulica operati dalla stessa Amministrazione comunale e dal Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale.

Di questi interventi si dovrà tenere conto in una successiva proposta di variante del PAI quando le opere saranno collaudate e funzionanti.

Gli elaborati che fanno parte del presente lavoro, riguardante gli aspetti idraulici, sono:

ELENCO ELABORATI

N.	Elab.	Rev.	Oggetto	Formato
1	R	01	Relazione Generale	A4
2	R1	01	Allegati alla relazione – Calcoli idraulici e schemi grafici	A4

2 IL TERRITORIO DI SAN SPERATE

2.1 Aspetti generali

Il sistema idrografico del bacino è sub-dendritico con zone a forma arborescente nel settore orientale, sub-parallelo con tratti talvolta debolmente meandri formi, ma generalmente regolari e rettilinei.

La densità del drenaggio è medio-bassa, indicativa di terreni dotati di una certa tenacità e difficilmente erodibili. Gli impluvi sono comunque ben marcati, molti dei quali impostati su preesistenti linee di faglia.

Nella parte occidentale la densità di drenaggio si riduce bruscamente, il reticolo è grossolano, gli alvei principali hanno tracciati più o meno sinuosi, talvolta con segmenti anastomizzati.

I corsi d'acqua sono tutti costituiti da canali rivestiti, o comunque a sezione regolare trapezia, contraddistinti da portate modeste per gran parte dell'anno e da lunghi periodi di secca nella stagione estiva. Tuttavia, in coincidenza di intense precipitazioni piovose, gli alvei principali sono soggetti a piene improvvise.

In prossimità di Ussana, a circa 1 km a est dell'abitato, il Rio Flumineddu è stato catturato mediante la realizzazione di un canale artificiale, per convogliare le acque sul Rio Mannu che scorre nella stessa direzione. Si tratta di un canale lungo alcuni chilometri e con direttrice sud est-nord ovest, arginato bilateralmente con l'argine sinistro realizzato a ridosso del rilevato della SS. N. 466.

A seguito di detto intervento, il vecchio tronco pertanto non è più alimentato dal rio originario, bensì dal corso d'acqua riu Mitza Sorru, che nasce alle pendici di un piccolo rilievo collinare, B.cu Sa Giustizia (m 190 s.l.m.) situato in prossimità della S.S. 466 a sud ovest dell'abitato di Dolianova. Il suo sviluppo complessivo, sino alla confluenza col Rio Mannu è di circa 19 Km, alternando tratti sinuosi ad altri rettilinei, inscritto in un bacino idrografico avente superficie di circa 28 Km².

Il tracciato ha direzione est-ovest e attraversa i centri urbani di Monastir e San Sperate, prima di confluire, in sinistra idrografica, sul Rio Mannu. Le pendenze del rio, noto anche col nome di Riu Concias, sono molto contenute, mediamente inferiori all'uno per cento, nel tratto finale addirittura inferiori allo 0,5%.

L'alveo è stato oggetto di numerosi interventi di sistemazione idraulica, regolarizzando ampi tratti con una sezione rivestita in conglomerato cementizio sia nel fondo che nelle sponde. Permangono tuttavia ampi tronchi con alveo originario, la cui sezione appare inadeguata a contenere eventuali piene.

A seguito della cattura, che ha ridimensionato notevolmente il bacino alimentatore, le portate idriche sono calate notevolmente, ciò nonostante, in occasione di precipitazioni particolarmente intense e

prolungate, il Rio Concias è ancora capace di prendere corpo significativamente, in particolare nel tratto a valle di Monastir.

2.2 CLIMA

Per la caratterizzazione climatica dell'area in cui ricade il territorio comunale, si è fatto riferimento ai dati delle stazioni di Dolianova per quanto concerne la pluviometria, ed a quella di Donori per le temperature.

Il clima dell'area in studio è tipicamente mediterraneo con temperature medie annue comprese tra 7° (in gennaio) e 24° che viene raggiunta nel mese di agosto. La media annua delle precipitazioni varia dai 500 ai 600 mm e sono concentrate nel periodo autunno-inverno, mentre il periodo estivo è caratterizzato da accentuata aridità.

Per la caratterizzazione termopluviometrica dell'area in studio si è fatto riferimento alla stazione di Santa Giusta, che risulta la più vicina sia dal punto di vista geografico che climatico, e della quale vengono qui di seguito riportati i dati ventennali relativi alla pluviometria, temperatura ed evapotraspirazione (Tab. 1; Tav.2) ed relativo diagramma (Fig. 1).

Nel diagramma e nella tabella che segue vengono portati i dati relativi alla pluviometria, temperatura ed evapotraspirazione .

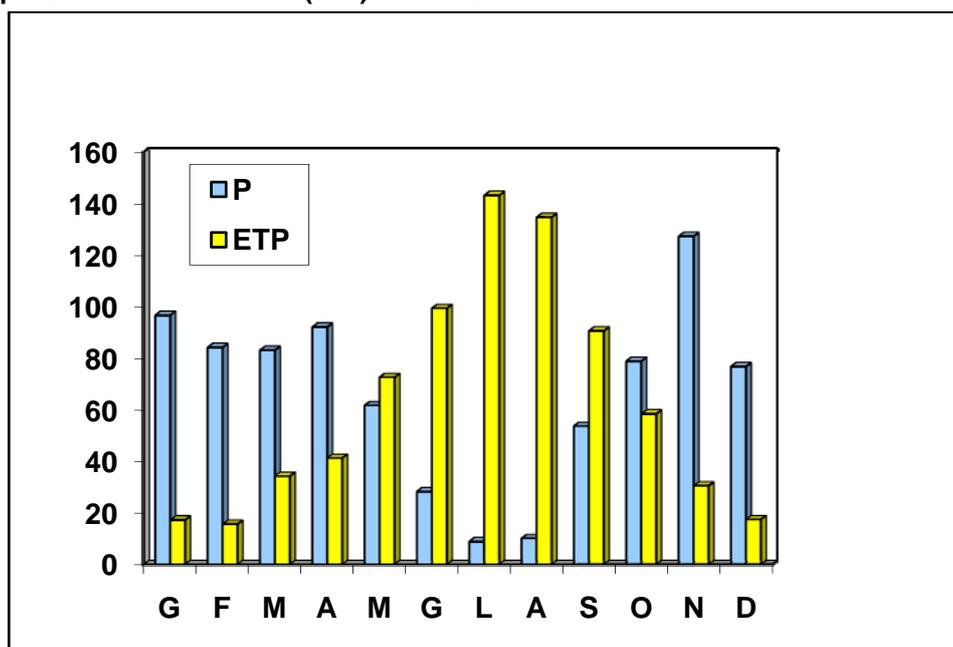
REGIONE: SARDEGNA

STAZIONE: DOLIANOVA (P)
DONORI (T)

Quota m. s.l.m.:

Pluviometria media annua (mm): 543

Evapotraspirazione media annua (mm): 832



Per. osserv. 1983-1992	Pluviometria mm	Temperature Celsius	Evapotraspirazione potenziale mm (Thornthwaite)
Gennaio	96.6	7.2	17.1
Febbraio	84.1	6.8	15.5
Marzo	83.0	10.1	34.2
Aprile	92.0	10.9	41.2
Maggio	61.6	14.9	72.5
Giugno	28.2	18.4	99.3
Luglio	8.8	23.4	143.1
Agosto	10.0	23.6	134.6
Settembre	53.6	19.6	90.5
Ottobre	78.8	15.3	58.3
Novembre	127.2	10.8	30.4
Dicembre	76.7	7.5	17.4

2.3 IDROGEOLOGIA

L'idrogeologia del bacino è in stretta dipendenza con le litologie affioranti e può essere distinto in due grandi settori: l'area orientale, contraddistinta in prevalenza da litologie poco permeabili, e l'area centrale e occidentale, caratterizzata da litologie dotate di una discreta permeabilità.

Nel settore orientale, coincidente con le aree altimetricamente più elevate, la natura del terreno è in massima parte sfavorevole alla ritenzione delle acque meteoriche, in quanto è costituito in prevalenza da metamorfiti e graniti, litologie la cui permeabilità è legata esclusivamente alla fessurazione e alla presenza di diaclasi. Una certa permeabilità, per fessurazione, può riscontrarsi nei porfidi e varie rocce filoniana, in grado di alimentare qualche piccola sorgente. Si tratta comunque di litologie discontinue o poco estese, pertanto trattasi di acquiferi di scarso significato che non influenzano l'idrologia del settore. Qualche falda temporanea e di modesta consistenza può riscontrarsi nei bassi versanti, laddove le coltri detritiche e d'alterazione raggiungono spessori di una certa entità.

Le condizioni idrogeologiche superficiali di questo settore si riflettono sulla distribuzione e sull'entità della circolazione idrica sotterranea. Sono infatti molto esigue le sorgenti perenni e le portate risentono immediatamente delle variazioni pluviometriche, indice di un deflusso sotterraneo breve e piuttosto superficiale.

Nel settore centrale e occidentale, altimetricamente meno elevato rispetto al precedente, prevalgono invece le litologie granulari, dotate di una discreta permeabilità per porosità e che, in virtù dell'estensione e di un significativo spessore, costituiscono importanti acquiferi per la regione.

Importanti idrostrutture sono ad esempio le arenarie e le sabbie situate in territorio di Dolianova, capaci di immagazzinare cospicui volumi d'acqua che danno luogo alla formazione di falde più o meno profonde.

B. STUDIO DI DETTAGLIO DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA NEL TERRITORIO - ELEMENTI A RISCHIO E RISCHIO IDRAULICO

In accordo con le *Linee Guida* del PAI, in questa sezione si procederà dapprima alla valutazione delle portate di piena in corrispondenza delle sezioni di controllo più significative dei bacini gravanti sulle aree sensibili del territorio comunale.

Le aste e relative sezioni di controllo oggetto dello studio sono le seguenti:

1	Gora is trumulonis	63-60	63-60
2	Canale strada comunale Sarrai	62 -54 -61 -59	62 -54 -59
3	Canale bonifica n. 7	54 -53 -55	54 - 55
4	Canale di bonifica n. 8	51	51
5	Canale S.P. Sperate-Villasor	50 - 52	50
6	Rio Mannu di San Sperate	Oggetto di studio del PAI RAS	
7	Riu San Gemiliano	11a - 11 - 10 - 10a - 4 - 2 - 1	11a - 10a - 4 -1
8	Affluente rio San Gemiliano	10A -3	10A
9	Riu Abis	11A -18 -14 -15 -17 -16 -9 -25 - 34 -35-32-33- 33A	11a -14 -17 -34 -33A
10	Affluente Rio Abis	17 -8 -7 -6 -5	17 -7
11	Rio Ponti Becciu	24A -24 -20 -19 -27 -26 -28B -28 -28A -31-30 -29 -29A	24A -24 -28 -29A
12	Affluente Rio Ponti Becciu	23-22-21	23
13	Rio Flumineddu	Variante PAI approvata RAS	

Le portate di piena, per i tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni, relative a ciascuna sezione, saranno introdotte nei calcoli, oltre che, nei casi più rilevanti, nei processi di simulazione idraulica, per costruire il profilo di moto permanente delle correnti. In questo modo potranno essere individuate le aree inondabili e il loro livello di pericolosità idraulica in relazione alla probabilità dell'evento, in accordo con i disposti del DPCM 29/09/98 che definisce 4 livelli di pericolosità idraulica, associabili rispettivamente alle seguenti probabilità di superamento della portata al colmo di piena:

p=0.002 (500 anni) p=0.005 (200 anni) p=0.01 (100 anni) p=0.02 (50 anni)

Nei territori interessati dalle esondazioni saranno rilevate le presenze degli elementi a rischio, valutandone il peso, pervenendo in tal modo alla definizione delle aree esposte al rischio idraulico.

3 STUDIO IDROLOGICO

3.1 APPROCCIO METODOLOGICO

Come è noto dalla bibliografia tecnica alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti, la valutazione della portata di piena può essere condotta col metodo diretto o, in mancanza di dati idrologici, col metodo indiretto.

Il primo fonda la sua trattazione su un'analisi statistica degli eventi di piena rilevati sui bacini principali del territorio; il secondo si basa invece su un processo di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali.

Un altro metodo per la valutazione delle portate di piena nei bacini della Sardegna, concettualmente diverso dai due precedenti, utilizza la così detta "Curva del Sirchia"; è un metodo empirico fondato sulla rilevazione e successiva analisi dei valori di portata al colmo nei corsi d'acqua della Sardegna, al fine di stabilire una correlazione tra detti valori le caratteristiche dimensionali e morfologiche dei bacini interessati.

Non avendosi a disposizione indicazioni utili per l'individuazione dei valori delle portate di piena nei bacini in interesse, in questo studio si è dovuto ricorrere all'analisi degli afflussi superficiali e alla applicazione di un modello matematico per la trasformazione afflussi-deflussi secondo le più usuali e appropriate teorie.

Una breve esposizione dei diversi metodi più utilizzati sarà utile per valutare quali tra questi possano costituire i modelli più fedeli per i casi in esame.

3.1.1 Metodo di Sirchia - Curva inviluppo dei massimi contributi unitari

Il metodo proposto dal Sirchia e aggiornato alla fine degli anni sessanta dal Fassò, basato sulla curva inviluppo dei massimi eventi osservati, consiste nel tracciare la curva rappresentativa dei massimi contributi in funzione di uno o più parametri morfologici dei bacini.

La prima formulazione della curva per la Sardegna fu data dal Sirchia il quale ne propose l'utilizzazione diretta per i bacini più "impervi e rocciosi", mentre per gli altri suggerì l'adozione di un coefficiente correttivo.

Nel nostro caso sarebbe più appropriato considerare l'ultima formulazione della teoria della curva inviluppo; teoria per la quale il valore della portata di piena al colmo nasce dall'interazione di molteplici aspetti: caratteristiche morfologiche del bacino, suo grado di copertura riguardo alla vegetazione, ubicazione, e tempo di ritorno dell'evento di piena considerato.

Come più dettagliatamente riportato sul Rapporto regionale Sardegna, VAPI '91, al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti, detta curva ha la seguente espressione:

$$Q = P_s * q * S$$

essendo **S** la superficie del bacino contribuente in Km², **q** il contributo unitario espresso in m³/(s Km²) e **P_s** un coefficiente di riduzione.

La curva inviluppo dei massimi valori fu aggiornata dal Fassò tenendo conto dei valori di portata registrati durante le alluvioni del '51; e per la valutazione dei massimi contributi sono suggerite le seguenti espressioni analitiche:

$$q = 207 S^{-0.60} \quad \text{per } 21 < S < 1000 \text{ (Km}^2\text{)}$$

$$q = 45,8 S^{-0.106} \quad \text{per } S < 21 \text{ (Km}^2\text{)}$$

Per quanto attiene al valore del coefficiente **P_s**, conformemente a quanto indicato nella pubblicazione sopra citata, si assume l'espressione seguente:

$$P_s = P_s' * P_a$$

dove **P_s'** è un coefficiente correttivo relativo alla zona idrografica di appartenenza del bacino; mentre **P_a** è un valore che dipende dalla superficie stessa del bacino.

Sia la curva determinata dal Sirchia che quella aggiornata dal Fassò si riferiscono a contributi relativi ad eventi di piena rilevati quasi esclusivamente sui bacini orientali; mentre ai rimanenti bacini, quali per esempio quelli del basso Campidano, competono valori molto inferiori, cosicché questo metodo ha la tendenza a sovrastimare i valori delle portate di piena, ma ciò non riguarda il nostro caso.

3.1.2 *Modello probabilistico*

Questo metodo (E. Lazzari 1968), basato sull'analisi della regressione delle trasformate logaritmiche delle portate al colmo di piena, ha consentito di determinare delle relazioni che legano il valore medio del colmo di piena alla superficie e all'altitudine media del bacino.

Ma, come lo stesso autore evidenzia, l'esiguo numero di osservazioni disponibile limita il campo di applicabilità del metodo ai soli bacini per i quali il prodotto S^*Hm sia superiore ai 50 Km^3 ; pertanto, fatta eccezione per il rio Mannu (il cui bacino in corrispondenza della foce assume un valore $S^*Hm=101.12\text{km}^3$), non è applicabile alla maggior parte dei bacini in esame dove i valori di $[S^*Hm]$ sono assai modesti.

3.1.3 *Metodo Razionale*

Questo metodo si basa sulla seguente espressione classica della portata:

$$Q_P = i_{[\tau, T_R, r(\tau, A)]} * \Phi * A * \varepsilon(\tau)$$

espressione di un modello deterministico elementare a fondamento cinematico, con il seguente significato dei simboli:

$i_{[\tau, T_R, r(\tau, A)]}$	Intensità di pioggia
T_R	Tempo di ritorno
$r(\tau, A)$	Coefficiente di ragguglio areale
A	Area del bacino
τ	Durata della pioggia critica
Φ	Coefficiente di assorbimento
$\varepsilon(\tau)$	Coefficiente di laminazione

Nell'applicazione del metodo si suole adottare l'ipotesi semplificativa che consiste nell'attribuire lo stesso tempo di ritorno sia all'evento di piena che all'evento di pioggia.

3.1.3.1 *Altezza di pioggia critica*

Nella valutazione dell'entità della precipitazione può applicarsi sia la metodologia classica proposta dal Puddu e successivamente aggiornata con i nuovi dati acquisiti; sia il metodo di più recente pubblicazione, che prevede la definizione delle curve di possibilità pluviometrica sulla base del modello TCEV.

3.1.3.2 Formulazione classica

Nella trattazione proposta da Cao-Puddu, ulteriormente elaborata ed aggiornata di recente, l'insieme delle stazioni pluviometriche dell'ambito territoriale isolano è stato suddiviso in quattro gruppi caratterizzati da comportamenti "omogenei" nei riguardi degli eventi di pioggia; sulla base di questa considerazione, l'espressione delle curve di possibilità pluviometriche assume la forma seguente:

$$h = h_1 T_p^{(\alpha+\beta u)}$$

dove:

h_1 è l'altezza di pioggia di durata unitaria data dalla relazione

$$\log h_1 = \delta + \gamma \cdot u$$

T_p è la durata della precipitazione

u è il frattile della distribuzione normale corrispondente alla probabilità di non superamento assegnata

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ parametri dipendenti dal gruppo omogeneo di appartenenza, riportati nelle seguente tabella:

1° gruppo	$\gamma = 0.305041$	$\delta = -0.017147$
	$\alpha = 1.273178$	$\beta = 0.179732$
2° gruppo	$\gamma = 0.359696$	$\delta = -0.01794$
	$\alpha = 1.296212$	$\beta = 0.167488$
3° gruppo	$\gamma = 0.418212$	$\delta = 0.009093$
	$\alpha = 1.379048$	$\beta = 0.164598$
4° gruppo	$\gamma = 0.497207$	$\delta = 0.041251$
	$\alpha = 1.460774$	$\beta = 0.191832$

Secondo l'applicazione classica del metodo, la portata massima corrispondente a eventi di pari probabilità si ottiene considerando un'altezza di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione del bacino considerato (tempo necessario affinché la particella idraulicamente più lontana raggiunga la sezione di calcolo); il che equivale ad ammettere che il tempo di salita al colmo dell'idrogramma di piena coincida con detto tempo di corrivazione, nell'ipotesi di precipitazione netta uniforme in tutto il bacino.

3.1.3.3 Modello TCEV

Più recentemente si è osservato, anche in ambito nazionale, che eventi di pioggia particolarmente intensi sfuggivano alla capacità di previsione delle curve di possibilità pluviometriche formulate col modello log-normale.

Si è reso pertanto necessario sviluppare un modello capace di interpretare più fedelmente eventi di breve durata, anche utilizzando curve di distribuzione con un maggior numero di parametri.

In detta recente trattazione si è riscontrata l'impossibilità di adottare, per tempi di ritorno superiori ai 10 anni, un unico tipo di funzione monomia; si è invece reso necessario separare la casistica in due tipologie di eventi: piogge di durata inferiore a un'ora e piogge di durata superiore a un'ora.

Le equazioni elaborate sono:

$$h(T, t) = (a_1 a_2') * t^{(b_1 + b_2')} \quad t \leq 1 \text{ ora}$$

$$h(T, t) = (a_1 a_2'') * t^{(b_1 + b_2'')} \quad t > 1 \text{ ora}$$

Dove

$$a_1 = \frac{\mu_g}{0.886 * 24^{b_1}}$$

$$b_1 = -0.493 + 0.476 * \text{Log } \mu_g$$

avendo indicato con μ_g il valore medio giornaliero della pioggia il cui valore è rilevabile nella seguente carta.

La figura 1 mostra la distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997).

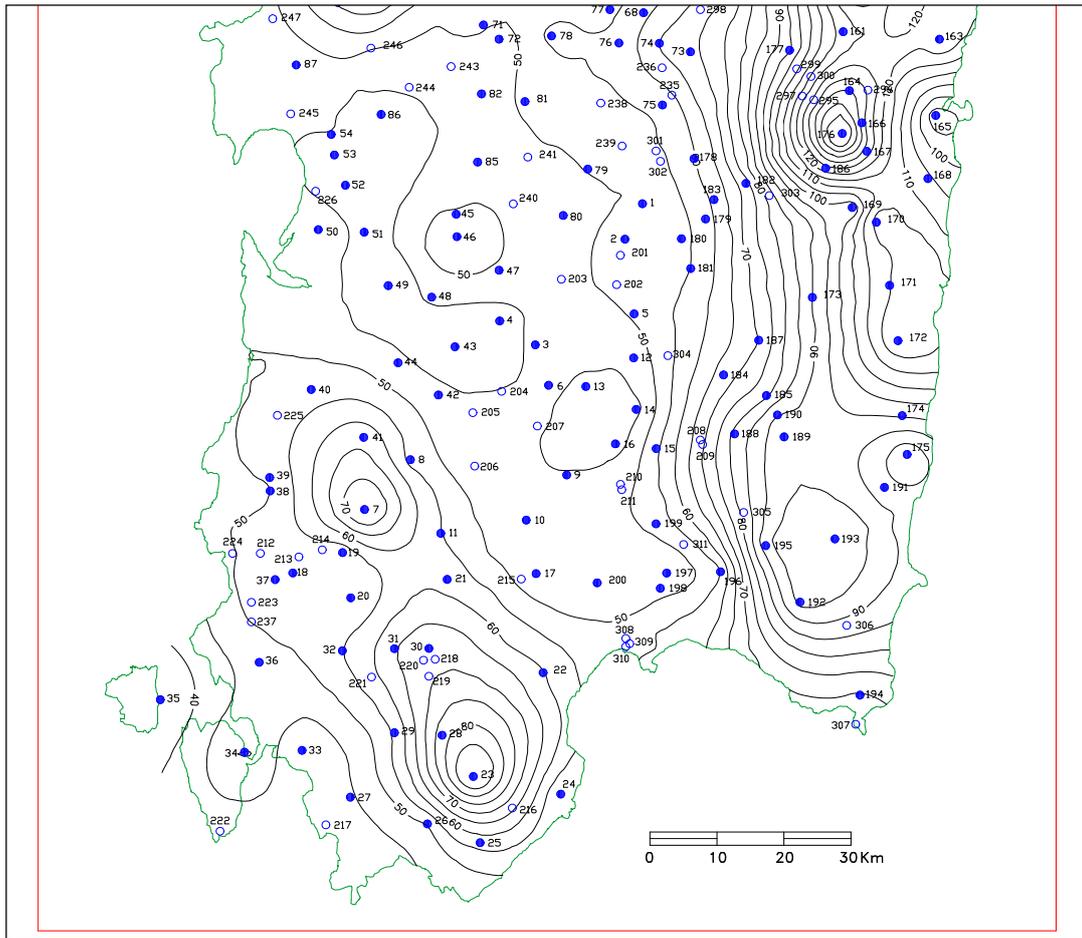


Figura 1 - Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna.

I parametri a_2' , a_2'' e b_2' , b_2'' contraddistinguono invece la sottozona di appartenenza.

3.1.3.3.1 Valutazione del coefficiente di afflusso Φ

Per la valutazione del coefficiente di afflusso, si fa ricorso al metodo CN (*curve number*) del Soil Conservation Service, che secondo gli autori trova impiego ottimale nell'ambito dei piccoli bacini.

Per definizione si intende per pioggia netta la grandezza

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

dove

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

Il valore del CN è tabellato per differenti combinazioni di suolo e copertura vegetale; il parametro S, rappresenta la quantità d'acqua immagazzinabile nel bacino, e quindi nel terreno ed è legato alla possibilità di infiltrazione, e alle condizioni di umidità precedenti (*AMC - Antecedet Misture Condition*).

Il valore dell'infiltrazione iniziale è dato dalla:

$$I_a = 0.2 * S$$

3.1.3.3.2 Coefficiente di ragguglio areale R

Per il coefficiente di ragguglio areale si assumono le seguenti espressioni:

$$r = 1 - (0.0394 A^{0.354}) \tau^{(-0.40 + 0.0208 \ln(4.6 - \ln(A)))} \quad \text{per } A < 20 \text{ km}^2$$

$$r = 1 - (0.0394 A^{0.354}) \tau^{(-0.40 + 0.03832 \ln(4.6 - \ln(A)))} \quad \text{per } A > 20 \text{ km}^2$$

3.1.3.4 Durata della pioggia critica

Per la valutazione della durata della pioggia critica si è assunto il modello utilizzato nella procedura VAPI Sardegna; si è quindi ammesso che la durata della pioggia corrisponda alla somma del tempo necessario per la formazione del deflusso superficiale e del tempo di corrivazione del bacino:

$$\tau = \tau_c + \tau_f$$

dove

τ_c è il tempo di corrivazione

τ_f è il tempo necessario per la formazione del ruscellamento superficiale.

La valutazione del tempo di corrivazione viene fatta attraverso un confronto critico delle seguenti formule empiriche:

Formula di Ventura	$\tau_c = 0.127 \left(\frac{S}{J_m} \right)^{\frac{1}{2}}$	J_m pendenza media dell'asta S superficie del bacino in km^2
Formula di Giandotti	$\tau_c = \frac{4S^{\frac{1}{2}} + 1.5L}{0.8(H_m - H_s)^{\frac{1}{2}}}$	H_m altitudine media del bacino H_s quota della sezione di controllo in m s.l.m.
Formula di Pasini	$\tau_c = \frac{0.108(S * L)^{\frac{1}{3}}}{J_m^{\frac{1}{2}}}$	J_m pendenza media dell'asta L lunghezza in Km della stessa S superficie del bacino
Formula di Viparelli	$\tau_c = \frac{L}{3.6V}$	L lunghezza in Km dell'asta V velocità media di scorrimento da assumersi su valori compresi tra 1 m/s e 1.5 m/s.

Formula VAPI Sardegna	$\tau_c = 0.212 * A^{0.231} \left(\frac{H_m}{J_m} \right)^{0.289}$	<i>Hm</i> altitudine media del bacino <i>Jm</i> la pendenza media del reticolo
Formula Soil Conservation Service	$\tau_c = 1.67 \frac{100L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 * i_{versante}^{0.5}}$	<i>i</i> pendenza media del bacino <i>L</i> lunghezza asta principale in piedi

Il tempo di formazione del ruscellamento superficiale, viene calcolato mediante la seguente espressione:

$$\tau_f = \frac{I_a}{i_{[(\tau_c + \tau_f), r]}}$$

dove

- I_a**: rappresenta l'assorbimento iniziale
- I** : intensità di pioggia relativa alla durata critica

La pendenza media dell'asta principale è invece valutata mediante la relazione

$$\sqrt{J_m} = \frac{L}{\sum_1^n \frac{l_i}{\sqrt{i_i}}}$$

dove :

- L** è la lunghezza dell'asta
- l_i** lunghezza del tratto *i-esimo* a pendenza omogenea
- i_i** la pendenza del tratto *i-esimo* a pendenza omogenea

In questo studio si è adottata la condizione più sfavorevole ponendo $\tau_f = 0$

3.1.4 Scelta del tempo di ritorno

Secondo quanto riportato nelle "Linee Guida" di cui all'art. 3 delle Norme di Attuazione del P.A.I., le portate di piena sono state calcolate per eventi con tempi di ritorno corrispondenti ai quattro livelli di pericolosità:

LIVELLO PERICOLOSITÀ	CLASSE	TEMPI RITORNO (ANNI)
MODERATO	Hi 1	500
MEDIO	Hi 2	200
ELEVATO	Hi 3	100
MOLTO ELEVATO	Hi 4	50

Ciò è in accordo con i disposti del DPCM 29/09/98 che definisce 4 livelli di pericolosità idraulica, associabili rispettivamente alle seguenti probabilità di superamento della portata al colmo di piena:

p=0.002 (500 anni) p=0.005 (200 anni) p=0.01 (100 anni) p=0.02 (50 anni)

3.1.5 Scelta del metodo per la stima della portata di piena

Non disponendo di informazioni dirette sulle portate nei bacini in studio, si è fatto ricorso al metodo indiretto "razionale", utilizzando per il calcolo dell'altezza di pioggia critica le curve di possibilità pluviometrica derivate con l'applicazione del modello probabilistico TCEV (Two Component Extreme Value); per un doveroso raffronto è stato applicato anche il metodo Classico in cui le curve di possibilità climatica sono basate sulla distribuzione log-normale.

La valutazione del tempo di corrivazione dei bacini interessati è ottenuta, come già accennato, attraverso un confronto critico delle formule empiriche sopra riportate.

3.2 RISULTATI OTTENUTI – VALORI DELLE PORTATE DI PIENA

Nelle tabelle di calcolo allegate figurano i dati morfometrici relativi a tutti i bacini esaminati e i risultati ottenuti attraverso i calcoli sopra descritti. Si è ritenuto utile esporre i suddetti dati anche in uno schema riepilogativo riportato nell'allegato alla presente relazione.

4 STUDIO IDRAULICO

4.1 GENERALITA'

Lo studio del comportamento idraulico delle aste fluviali dei bacini esaminati è stato svolto con le consuete metodologie che conducono alla costruzione del profilo di moto permanente della corrente. Nei casi più complessi è stato costruito il modello matematico del reticolo idrografico per effettuare la

simulazione mediante calcolo automatico. Viceversa, per le aste più semplici, dove (viste le pendenze di fondo) generalmente si instaurano correnti in regime veloce, le sezioni dell'alveo e le luci delle opere di attraversamento sono state verificate semplicemente con le note relazioni dell'idraulica che forniscono le curve di portata e altri elementi essenziali per valutare la loro compatibilità con i valori delle portate di piena.

4.2 Costruzione del modello matematico

Per i corsi idrici più importanti le verifiche idrauliche sono state condotte lungo tutto lo sviluppo dei tratti critici, attraverso una serie di sezioni trasversali ottenute da rilievi topografici (intorno all'alveo) e dalla cartografia regionale e il DEM, nelle aree golenali esterne. Dette sezioni sono distribuite lungo il percorso delle diverse aste, dislocate nei punti topograficamente e idraulicamente più rappresentativi: punti di discontinuità, come ponti, confluenze, salti di fondo, e in corrispondenza di importanti variazioni della forma e della scabrezza dell'alveo.

I corsi d'acqua per i quali è stata eseguita la simulazione su modello sono:

- Il Rio San Gemiliano
- Rio Abis e affluente in sinistra.
- Rio Ponti Becciu.
- Rio Santa Mannu di San Sperate.

lo studio dei profili di moto permanente è stato eseguito con l'ausilio del codice di simulazione "River Analysis System" ver. 4.1.0 – marzo 2010, realizzato da U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, noto più comunemente con l'acronimo di "HEC-RAS".

4.2.1 Modello del terreno

Per la costruzione del modello ciascuna asta fluviale, nel programma di simulazione sono stati inseriti:

- Planimetria del corso d'acqua di tutto lo sviluppo in studio;
- Sezioni trasversali dell'alveo nello stato attuale, estese alle aree golenali limitrofe suscettibili di essere sommerse durante le piena.

I suddetti elementi sono stati introdotti nel programma per mezzo delle coordinate piane dei vertici delle poligonali che li costituiscono, con riferimento topografico locale. In particolare, le sezioni, viste da monte verso valle, sono riferite all'asse del corso d'acqua, come riportato in planimetria, e al livello medio marino (quota zero). Inoltre per la caratterizzazione fisico-geometrica di queste ultime, sono stati definiti per ogni sezione posizione delle sponde, scabrezza delle superfici e posizione di eventuali argini e manufatti.

4.2.2 **Condizioni al contorno**

Le condizioni al contorno che rappresentano il sistema idrico in studio sono così individuate:

- Contorno di monte : altezza di moto uniforme della corrente con valore noto della pendenza.
- Contorno di valle : battente idrico costante noto o altezza di moto uniforme.

A completamento della serie di dati occorrenti per far girare il programma di simulazione, sono stati infine inseriti i valori delle portate ottenuti con lo studio descritto nel precedente punto 3.2.

4.3 **Verifiche idrauliche dirette**

Come già anticipato, per i casi più semplici, dove per le forti pendenze e le caratteristiche di copertura degli alvei si instaurano per lo più correnti in regime veloce, le sezioni dell'alveo e le luci delle opere di attraversamento sono state verificate semplicemente con le note relazioni dell'idraulica. Le formule utilizzate per la determinazione delle grandezze idrauliche e geometriche sono illustrate qui di seguito.

4.3.1 **Correnti a pelo libero**

Riguardano piccoli torrenti e canali anche artificiali generalmente in terra, ma talvolta rivestiti, almeno in corrispondenza delle opere di attraversamento (anche se spesso detti rivestimenti hanno subito danni).

Le espressioni utilizzate sono quelle di Gaukler-Strickler:

$$V = X \cdot (R \cdot J)^{1/2} \quad - \quad X = k \cdot R^{1/6}$$

- dove: V velocità media della corrente [m/s]
R raggio idraulico della sezione bagnata [m]
J pendenza di fondo del canale
k coefficiente di scabrezza

4.3.2 **Luci a stramazzo e sotto battente**

L'efflusso dalle luci verrà studiato con le classiche formule della foronomia, pratica applicazione del teorema di Bernoulli.

Per le luci a stramazzo in parete sottile:

$$Q = \mu \cdot b \cdot h \cdot (2g \cdot h)^{0.5}$$

- dove : Q portata della corrente in m³/s
b larghezza dello stramazzo in m
h carico dello stramazzo in m

μ coefficiente di efflusso.

Il coefficiente di efflusso per gli stramazzi in parete sottile vale in prima approssimazione:

$$\mu_s = 0.402$$

E per le luci a stramazzo a larga soglia:

$$\mu_{ls} = 0.385$$

Le luci sotto battente sono governate dalle stesse espressioni utilizzate per le luci a stramazzo, con l'adozione di appropriati coefficienti di deflusso a seconda delle loro caratteristiche geometriche.

4.4 Risultati ottenuti nella configurazione attuale

Considerata la durata relativamente lunga degli eventi di piena, le simulazioni sono state condotte in regime di moto stazionario, inserendo il valore massimo degli idrogrammi di piena.

I profili di moto permanente così ottenuti, in corrispondenza delle quattro serie di valori della portata associate ai corrispondenti livelli di pericolosità, hanno permesso di tracciare i contorni delle aree suscettibili di allagamento, riportati successivamente nelle carte della *pericolosità idraulica*.

Nelle tabelle allegate (*Profili di moto permanente*) compaiono i valori numerici che definiscono i suddetti profili delle correnti. Per ciascuna sezione sono presentati i seguenti valori (partendo dalla 2^a colonna a sinistra):

- Lunghezza progressiva del canale riferita alla foce in metri.
- Portata totale in m³/s -
- Quota del fondo dell'alveo, in metri, riferita al medio mare.
- Quota del pelo libero della corrente, ancora in metri sul medio mare.
- Velocità media della corrente in m/s -
- Pendenza della linea di energia totale.
- Area della sezione bagnata in m² -
- Larghezza del pelo libero in metri.
- Numero di Froude.

Le suddette informazioni sono restituite dal programma di simulazione, e ad esse ne sono state affiancate alcune ulteriori, riferite alla geometria dell'alveo, per un immediata valutazione degli effetti della piena; esse sono:

- Quota della riva (lato più depresso), con relativo franco in metri.
- Livello di attenzione da 0 a 3.

Come si può osservare nelle tabelle, i franchi negativi sono riportati in rosso tra parentesi; i livelli di attenzione sono fissati convenzionalmente come segue:

0	→	franco > 0.50 m
1	→	m 0.50 > franco > 0.20 m
2	→	m 0.20 > franco > 0.00 m
3	→	franco < 0.00 m (franco negativo)

Questi valori permettono di valutare con immediatezza la pericolosità idraulica nei terreni attraversati e insieme alle planimetrie della pericolosità, che ne rappresentano una restituzione topografica, forniscono un quadro completo e particolareggiato della situazione.

Un esame critico dei tabulati, con riferimento alle aree antropizzate, conduce alle considerazioni sintetizzate qui di seguito.

5 ELEMENTI A RISCHIO

Con diretto riferimento al paragrafo 4.3 delle *Linee Guida* del PAI, la carta degli elementi a rischio di inondazione (e di frana) rappresenta tutti gli elementi a rischio ai sensi del DPCM 29.09.1998 e nella cartografia sono pertanto rappresentati tutti gli elementi nei quali è ipotizzabile una qualche forma di danno per:

- l'incolumità delle persone;
- gli agglomerati urbani comprese le zone di espansione urbanistica;
- le aree su cui insistono insediamenti produttivi, impianti tecnologici di rilievo (distributori di benzina, serbatoi di gas), in particolare quelli definiti a rischio rilevante ai sensi di legge;
- le infrastrutture a rete (reti distribuzione idrica, energetica, telefonica; reti di fognatura; reti di trasporto urbano) e le vie di comunicazione di rilevanza strategica anche a livello locale;
- il patrimonio ambientale e i beni culturali, storici, architettonici d'interesse rilevante;
- le aree sede di servizi pubblici (strutture di soccorso - ospedali, vigili del fuoco), e privati, di impianti sportivi e ricreativi, strutture ricettive e infrastrutture primarie.

Per la elaborazione della carta in esame sono stati analizzati tutti i dati disponibili rilevati dalla Cartografia IGM, la Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 e le fotografie aeree. La cartografia

degli elementi a rischio è restituita in scala 1:10000.

La classificazione degli elementi a rischio è riportata nella seguente tabella.

Classi	Elementi	Peso
E1	Aree libere da insediamenti e aree improduttive; zona boschiva; zona agricola non edificabile; demanio pubblico non edificato e/o edificabile	0.25
E2	Aree con limitata presenza di persone; aree extraurbane, poco abitate; edifici sparsi Zona agricola generica (con possibilità di edificazione); zona di protezione ambientale, rispetto, verde privato; Parchi, verde pubblico non edificato; infrastrutture secondarie	0.50
E3	Nuclei urbani non densamente popolati; infrastrutture pubbliche (strade statali, provinciali e comunali strategiche, ferrovie, lifelines, oleodotti, elettrodotti, acquedotti); aree sedi di significative attività produttive (insediamenti artigianali, industriali, commerciali minori); zone per impianti tecnologici e discariche RSU o inerti, zone a cava.	0.75
E4	Centri urbani ed aree urbanizzate con continuità (densità abitativa superiore al 20% della superficie fondiaria); nuclei rurali minori di particolare pregio; zone di completamento; zone di espansione; grandi insediamenti industriali e commerciali; servizi pubblici prevalentemente con fabbricati di rilevante interesse sociale; infrastrutture pubbliche (infrastrutture viarie principali strategiche); zona discarica speciali o tossico nocivi; zona alberghiera; zona campeggi e villaggi turistici; beni architettonici, storici e artistici	1.00

Tabella 1. Classificazione degli elementi a rischio.

6 IL RISCHIO IDRAULICO

Seguendo la classificazione qualitativa definita nel DPCM del 29/09/1998 e la usuale metodologia di origine anglo-sassone di valutazione del rischio indicata nelle Linee Guida del PAI, il Rischio Idraulico è definito come il prodotto dei seguenti tre fattori:

$$R_i = H_i * E * V$$

dove:

- R_i : rischio idraulico totale, quantificato secondo 4 livelli riportati in Tabella 4, dove sono evidenziati gli estremi superiore delle classi.
- H_i : pericolosità (natural Hazard) ossia la probabilità di superamento della portata al colmo di piena; in accordo col DPCM 29/09/98 anche essa è valutata in 4 livelli corrispondenti ai valori 0.02, 0.01, 0.005, 0.002. Detti valori "**p**" sono legati ai tempi di ritorno "T" dalla relazione

$$p = 1/T$$

- E : elementi a rischio, come definiti nel precedente capitolo 5; il loro valore (peso) è convenzionalmente stabilito tra 0 e 1 .
- V : vulnerabilità intesa come capacità a resistere alla sollecitazione indotte dall'evento e quindi dal grado di perdita degli elementi a rischio E in caso del manifestarsi del fenomeno. Ogni qualvolta si ritenga a rischio la vita umana, ovvero per gli elementi di tipo E4, E3 e parte di E2, la vulnerabilità, secondo quanto si evince dal DPCM, sarà assunta pari all'unità; per quanto concerne gli elementi di altro tipo occorrerebbe provvedere ad effettuare analisi di dettaglio sui singoli cespiti ma esse esulano dai limiti delle attività previste dal dispositivo di legge e, pertanto, anche a tali elementi si attribuirà un valore di vulnerabilità ancora unitario.

7 CONCLUSIONI

Nell'allegato Calcoli idraulici sono riportati i valori del pelo libero della corrente in corrispondenza di tutte le sezioni significative dei corsi d'acqua del territorio di San Sperate. Questi valori, introdotti nella cartografia di dettaglio ricavata dal DEM regionale con curve di livello a equidistanza 1 metro, hanno consentito di delimitare le aree esposte al rischio idraulico.

Nella planimetria generale sono quindi evidenziate le suddette aree, che, come si può notare dalla grafica, sono abbastanza raccolte nell'intorno delle stesse aste. Si evidenzia ancora che la causa principale delle esondazioni è da attribuire alla insufficienza delle luci degli attraversamenti, che sono assai numerosi nel territorio.

Eventuali interventi di mitigazione dovranno essere mirati alla eliminazione delle ostruzioni, in quanto i canali esistenti sono generalmente ben dimensionati.

IL RELATORE