





## **RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA**

**INDICE**

<b>1. GENERALITÀ E DESCRIZIONE .....</b>	<b>1</b>
1.1 SITUAZIONE ATTUALE.....	1
1.2 INQUADRAMENTO PAI .....	3
1.3 SCELTA DEL SISTEMA FOGNARIO E RECETTORI FINALI .....	4
1.3.1 APPROCCIO METODOLOGICO PER LA STIMA DELLE PORTATE .....	7
1.3.2 METODO DEL SIRCHIA – CURVA INVILUPPO DEI MASSIMI CONTRIBUTI UNITARI .....	7
1.3.3 MODELLO PROBABILISTICO .....	8
1.3.4 METODO RAZIONALE .....	8
1.4 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO $\Phi$ .....	13
1.5 TEMPO CARATTERISTICO DEI BACINI (TRONCHI STRADALI) .....	13
1.6 COEFFICIENTE DI RAGGUAGLIO AREALE.....	14
1.7 CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA .....	14
1.7.1 APPLICAZIONE DELLA FORMULA RAZIONALE.....	14
1.7.2 SCALE DI DEFLUSSO .....	15
1.7.3 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	15
1.7.4 CALCOLO PORTATE PLUVIALI E SCELTA TUBAZIONI .....	16
1.8 MANUFATTI ORDINARI.....	17
1.8.1 POZZETTI DI LINEA.....	17
1.8.2 POZZETTI DI CONFLUENZA .....	17
1.8.3 DIMENSIONAMENTO CADITOIE .....	17
1.8.4 SCAVI PER LE TUBAZIONI.....	20
<b>2. FOSSI DI GUARDIA .....</b>	<b>21</b>
2.1 SCELTA PROGETTUALE .....	21
2.2 INDIVIDUAZIONE DEI BACINI IMBRIFERI .....	21
2.2.1 FORMULA RAZIONALE E MODELLO TCEV .....	21
2.3 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO $\Phi$ .....	22
2.4 STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE.....	22
2.5 CALCOLO PORTATE DEI BACINI .....	23
2.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FOSSI DI GUARDIA .....	24
2.7 VERIFICA CUNETTA STRADA VICINALE BAU E CANNAS TRATTO 1 .....	26
2.8 VERIFICA CUNETTA STRADA VICINALE OVEST TRATTO 2.....	27
2.9 DIMENSIONAMENTO CANALE LATO NORD ISTITUTO TECNICO SERGIO ATZENI – TRATTO 4 .....	28
<b>3. CALCOLO STATICO .....</b>	<b>30</b>
3.1 CARICO DEL TERRENO .....	30
3.2 CARICHI MOBILI.....	31
3.3 CARICHI TOTALI .....	31
3.4 INTERAZIONE TUBO-TERRENO E VERIFICHE .....	31



## **1. GENERALITÀ E DESCRIZIONE**

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle opere idrauliche per la raccolta e il collettamento delle acque pluviali di piattaforma e di corrivazione delle aree non edificate limitrofe alla nuova circonvallazione Ovest di Oristano.

Per quanto riguarda lo smaltimento delle acque raccolte nei terreni agricoli limitrofi alla nuova viabilità si precisa da subito che, nel tratto in progettazione, non insiste alcun alveo inciso.

Attualmente, come verrà precisato nei paragrafi successivi, tutte le acque ricadenti in queste aree vengono in parte drenate dagli stessi terreni e in parte raccolte da un sistema di captazione costituito da una serie di canali di scolo del consorzio di Bonifica dell'Oristanese.

La soluzione tecnica progettuale si è quindi sviluppata, per quanto sopra esposto, prevedendo la collocazione di fossi di guardia insistenti lateralmente alla nuova viabilità per la captazione delle acque e il convogliamento verso la rete esistente di canali di dreno.

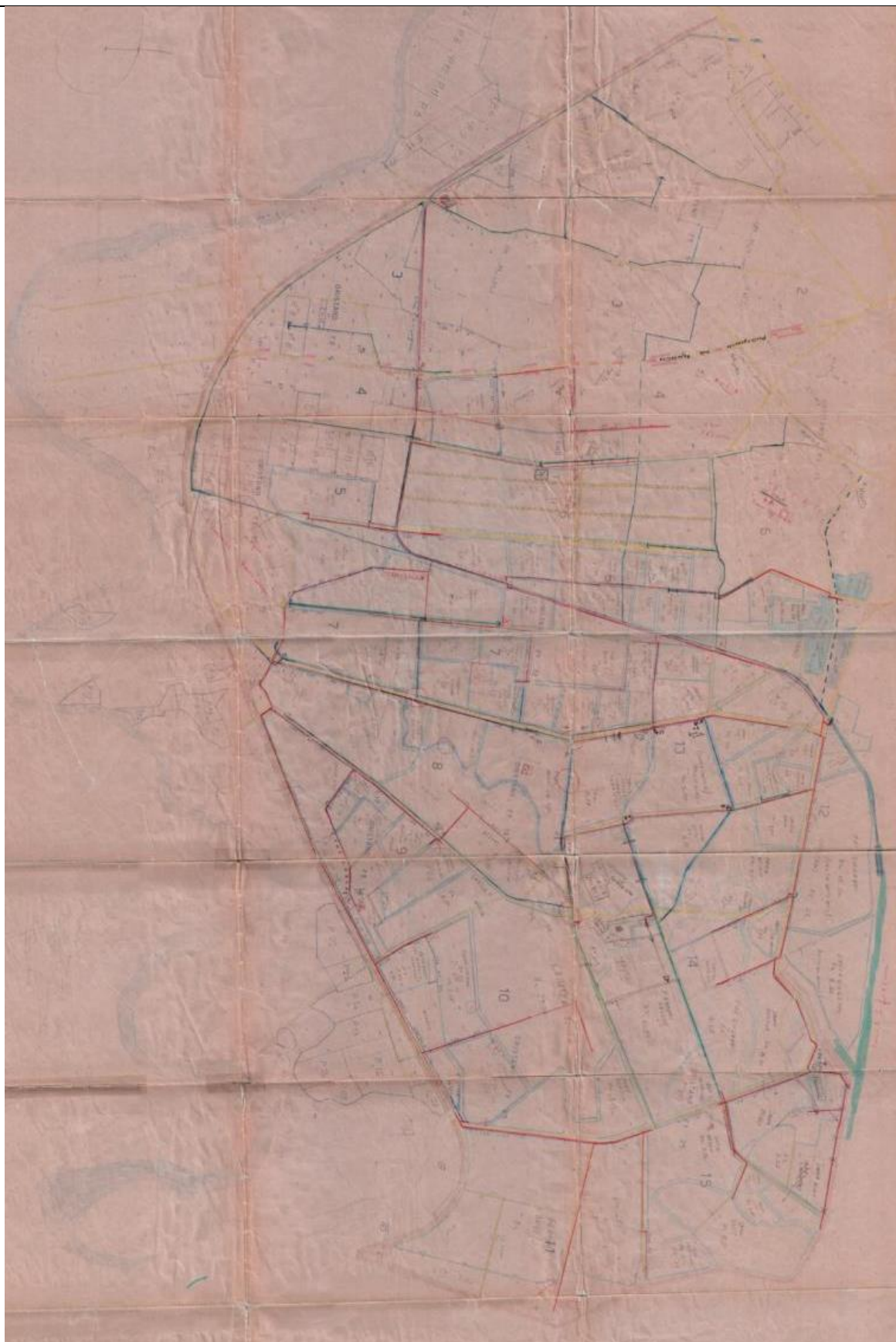
### **1.1 SITUAZIONE ATTUALE**

La nuova viabilità in progetto ricade nel territorio a ovest di Oristano il quale risulta attraversato dal Canale di San Giovanni in corrispondenza del tratto terminale del fiume Tirso. La circolazione idrica superficiale nella zona di interesse è regolata dalla presenza di numerosi canali di scolo appartenenti alla rete irrigua del Consorzio di Bonifica dell'Oristanese.

Le acque sono drenate attraverso questa rete di canali e in parte attraverso gli stessi terreni che hanno mantenuto l'originaria permeabilità.

Il sistema di tali canali è stato realizzato per convogliare le acque verso il canale di San Giovanni, che a sua volta versa nello stagno di Santa Giusta per poi giungere al mare.

Nell'immagine sotto la planimetria con indicazione della rete di drenaggio del Consorzio di Bonifica dell'Oristanese.



**Figura 1 – Planimetria rete di drenaggio Consorzio di Bonifica dell'Oristanese**



L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di terreni alluvionali con variazioni di permeabilità legate essenzialmente alla percentuale dei materiali fini che variano da argilloso-limosi a sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi.

La falda acquifera si osserva già a profondità di alcuni metri, dai -1.00 m dal piano di campagna nelle aree più lontane dal centro dell'abitato, a profondità di circa -4.00m nella zona industriale.

## 1.2 INQUADRAMENTO PAI

La viabilità in progetto a nord di Viale Repubblica ricade nelle aree di pericolosità idraulica moderata Hi1 delimitate dal PAI della Regione Sardegna (Tronco critico B2TC006 sub-bacino n.2 "Tirso"). Tali aree sono quelle inondabili dal fiume Tirso per tempi di ritorno di 500 anni. Nell'immagine sotto l'inquadramento dell'intervento nella cartografia PAI.



Figura 2 – Inquadramento PAI

Secondo l'art. 30 delle Norme di Attuazione del PAI, *fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 24, nelle aree di pericolosità idraulica moderata, come il caso in esame, compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi.*

Si evidenzia, facendo seguito a quanto sopra premesso, che la stessa relazione generale del PUC afferma che il Piano Urbanistico Comunale, redatto in adeguamento al PAI, è coerente con le limitazioni d'uso prescritte negli ambiti soggetti a rischio idrogeologico.



L'intervento in progetto rispetta le prescrizioni di cui all'art. 23 comma 9 che di seguito si riporta per completezza:

*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 né 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.*

### **1.3 SCELTA DEL SISTEMA FOGNARIO E RECETTORI FINALI**

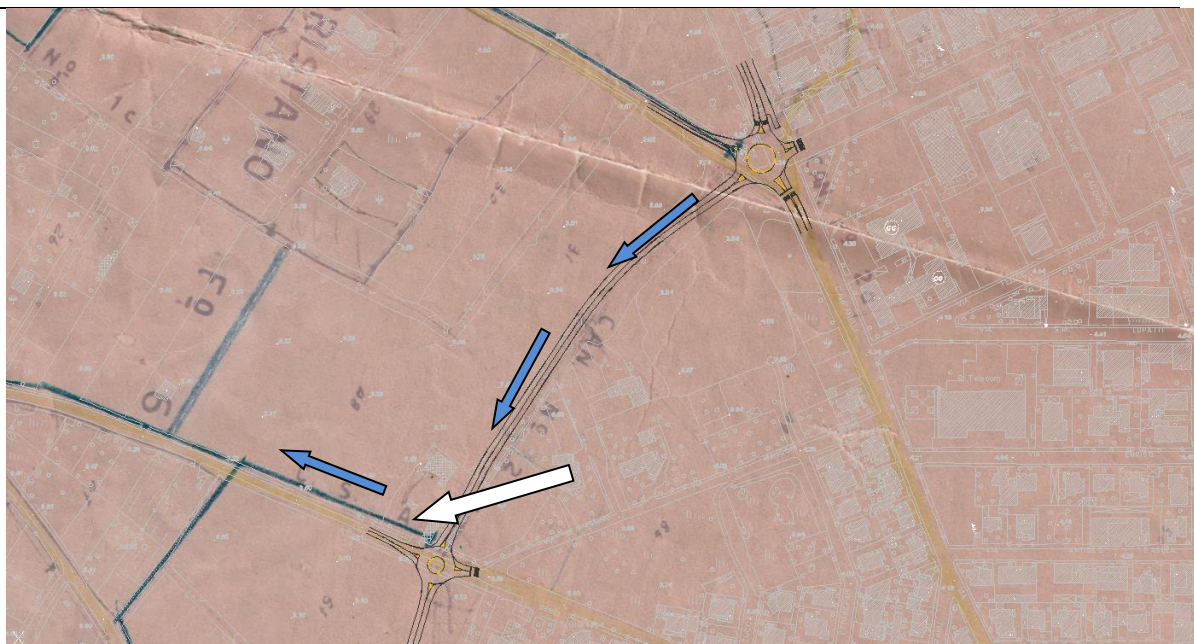
Il presente progetto prevede la realizzazione di una rete per consentire la raccolta delle acque pluviali di piattaforma del tratto di viabilità oggetto d'intervento.

La rete è stata divisa nei seguenti tronchi.

1. TRATTO 1
2. TRATTO 2
3. TRATTO 3
4. TRATTO 4

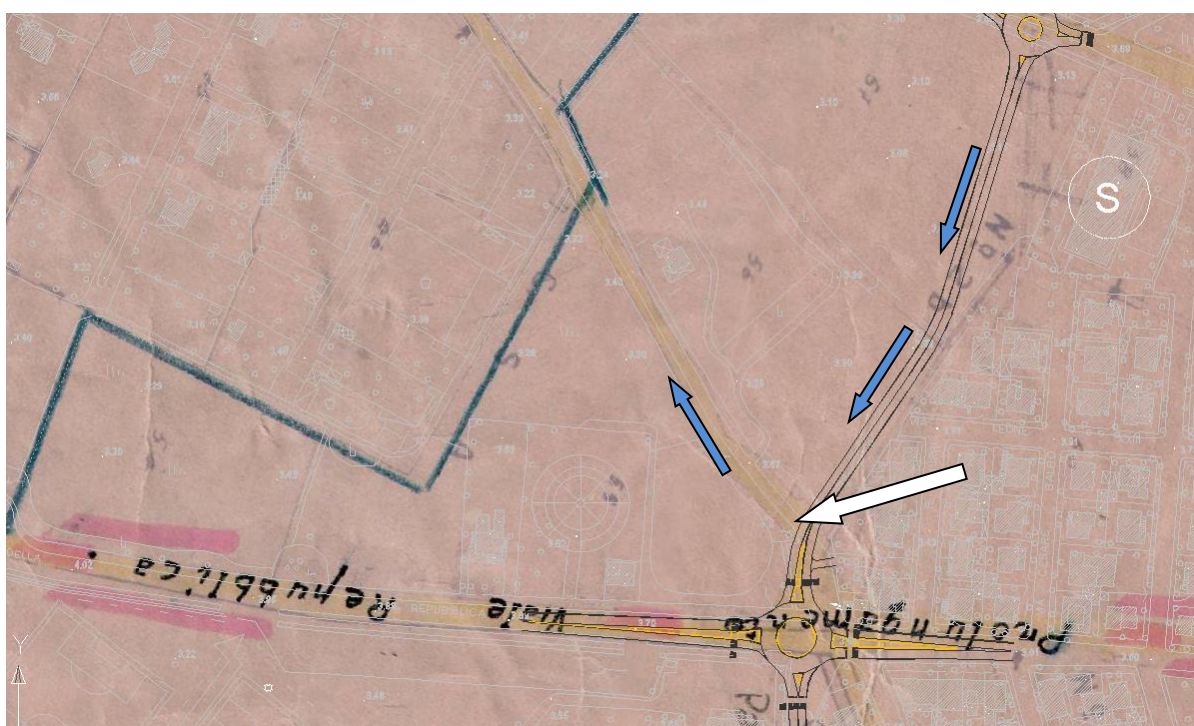
I ricettori finali delle acque pluviali di piattaforma sono stati individuati nell'esistente rete di drenaggio costituente il sistema di infrastrutturazione irrigua del Consorzio di Bonifica dell'Oristanese.

In particolare l'acqua drenata dal **tratto 1** verrà convogliata nel canale C. S. A. del Consorzio di Bonifica come illustrato nell'immagine sotto. La freccia bianca indica il punto di recapito, le frecce blu i flussi idrici.



**Figura 3 – Recettore finale tratto 1**

L'acqua del **tratto 2** verrà indirizzata nel canale del consorzio di Bonifica che insiste lungo una strada sterrata in prossimità di Viale Repubblica come indicato nell'immagine sotto.



**Figura 4 – Recettore finale tratto 2**

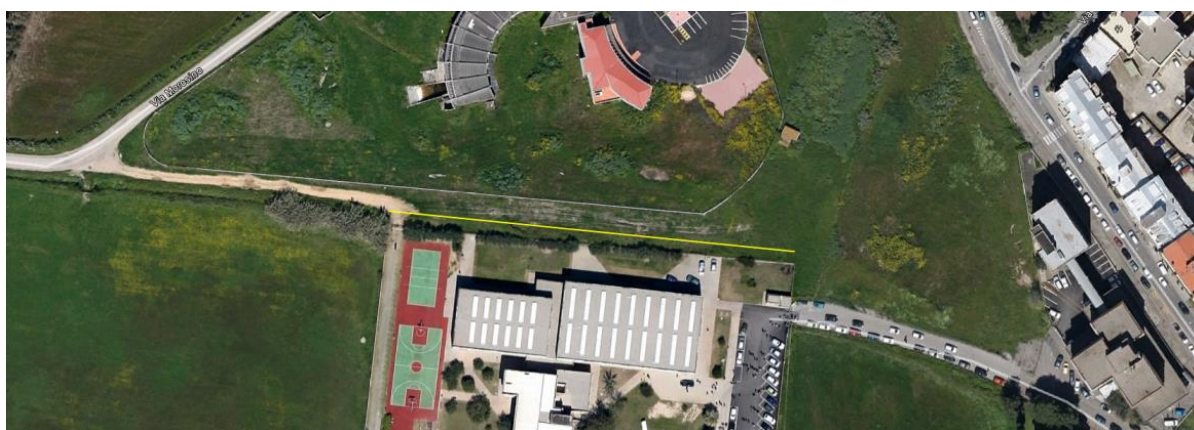
Il **tratto 3** e il **tratto 4** conferiscono le acque drenanti nel canale di scolo del Consorzio di Bonifica che insiste lungo il lato nord della recinzione della scuola come evidenziato nell'immagine sotto.





**Figura 5 - Recettore finale tratto 3 e 4**

Poiché il tratto di canale che fiancheggia la recinzione nord dell'istituto Sergio Atzeni risulta allo stato attuale dismesso e ricoperto da detriti sarà necessaria la realizzazione di un nuovo canale a sezione trapezoidale (Base maggiore = 3,00 m; base inferiore = 1,00 m e altezza circa 1 m) che si colleghi al canale esistente. Questo tratto di canale da realizzare avrà uno sviluppo di circa 132 m. Tratto in giallo dell'immagine sotto riportata.



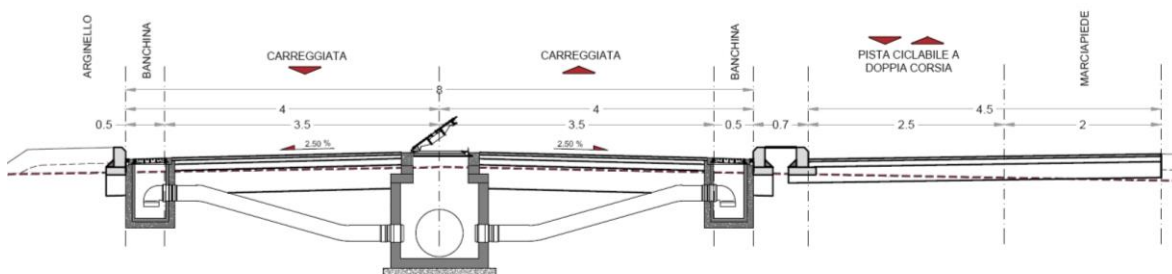
**Figura 6 – Nuovo canale trapezoidale da realizzare lato nord Istituto Tcnico Atzeni**

La larghezza utile della piattaforma stradale compreso marciapiede e pista ciclabile utilizzata per i calcoli di dimensionamento idraulico è stata presa pari a 13,5 m.

Solo per la parte del tratto 4 antistante la scuola si è considerata una larghezza pari a 15,5 metri per tenere conto dello spartitraffico centrale.

I collettori principali verranno posizionati al centro della carreggiata. Si rimanda per ulteriori dettagli alle specifiche tavole di progetto.

Nell'immagine sotto la sezione stradale prevista in progetto con posizionamento delle tubazioni per la raccolta delle acque di piattaforma, i pozzetti d'ispezione e le caditoie stradali.



**Figura 7 – Sezione tipo con opere di smaltimento acque di piattaforma**

### **1.3.1 APPROCCIO METODOLOGICO PER LA STIMA DELLE PORTATE**

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 Regione 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 e le caratteristiche dimensionali e morfologici dei bacini interessati.

Dovendo stimare le portate relativi a piccoli bacini costituiti da tronchi di viabilità, in questo studio si è dovuto ricorrere all'analisi degli afflussi superficiali e all'applicazione di un metodo matematico per la trasformazione afflussi-deflussi secondo le più usuali e appropriate teorie e tecniche proprie dell'Ingegneria idraulica.

Una breve esposizione dei diversi metodi più utilizzati sarà utile per valutare quale tra questi possa costituire il modello più appropriato per il caso in esame.

### **1.3.2 METODO DEL SIRCHIA – CURVA INVILUPPO DEI MASSIMI CONTRIBUTI UNITARI**

Il metodo proposto dal Sirchia e aggiornato alla fine degli anni sessanta dal prof. Ing. C.A. Fassò, è basato sulla curva inviluppo dei massimi eventi osservati e consiste nel tracciare la

curva rappresentativa dei massimi contributi in funzione di uno o più parametri morfologici del bacino.

La prima formulazione della curva per la Regione 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 presente 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, ubicazione, e tempo di ritorno dell'evento di piena considerato.

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

$$Q = P_s \cdot q \cdot S$$

essendo  $S$  la superficie del bacino contribuente in  $\text{Km}^2$ ,  $q$  il contributo unitario espresso in  $\text{m}^3/(\text{sKm}^2)$  e  $P_s$  il 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:

$$q = 207S^{-0.60} \text{ per } 21 < S < 1000 [\text{km}^2]$$

$$q = 45,8S^{-0.106} \text{ per } S < 21 [\text{km}^2]$$

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

$$P_s = P_s' \cdot P_a$$

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.

### **1.3.3 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  $S \cdot H_m$  sia superiore ai  $50 \text{ Km}^3$ ; pertanto non è applicabile al caso in esame dove i valori di  $S \cdot H_m$  sono assai modesti.

### **1.3.4 METODO RAZIONALE**

La portata di piena è espressa dalla ben nota Formula Razionale come prodotto tra l'intensità di precipitazione,  $i$ , di assegnata durata  $d$  e periodo di ritorno  $Tr$ , il coefficiente di assorbimento  $\Phi$ , la superficie del bacino  $A$  il coefficiente di laminazione  $\varepsilon(t)$ :

$$Q = i[\Theta \cdot Tr \cdot \Theta \cdot A] \cdot \Phi \cdot A \cdot \varepsilon(\Theta)$$

dove con  $\Theta$  si è indicato il valore di durata critica, mentre  $r(\Theta, A)$ , rappresenta il fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino, espresso in funzione della durata,  $\Theta$ , e della superficie del bacino,  $A$ .

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.

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.

**FORMULAZIONE CLASSICA**

Nella trattazione proposta da Cao-Puddu, ulteriormente elaborata ed aggiornata di recente, l'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:

$$h = h_1 * T_p^{(A+Bu)}$$

essendo  $h_1$  l'altezza di pioggia di durata unitaria data dalla relazione:

$$\log h_1 = C + Du$$

ove  $T_p$  è espresso in ore,  $u$  è il frattile della distribuzione normale corrispondente alla probabilità di non superamento ed i quattro parametri A-B-C-D dipendono dal gruppo pluviometrico cui si riferiscono.

	A	B	C	D
<b>Gruppo I</b>	1.273175	0.179731	0.305043	0.017146
<b>Gruppo II</b>	1.296258	0.167487	0.359699	0.017941
<b>Gruppo III</b>	1.379027	0.164598	0.418225	0.009093
<b>Gruppo IV</b>	1.460799	0.191831	0.497194	0.04125

Secondo la formulazione classica del metodo, la portata massima corrispondente ad eventi di pari probabilità si ottiene considerando l'altezza di pioggia di durata pari al tempo di corruzione  $t_c$  del bacino, che rappresenta, per definizione, il tempo necessario affinché una particella d'acqua possa giungere dai punti più lontani del bacino fino alla sezione considerata.

**La zona in esame ricade nel gruppo 1****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 formulato 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:

$$h(T,t) = (a_1 a_2') * t^{(n_1 + n_2')} \quad t \leq 1 \text{ ora}$$

$$h(T,t) = (a_1 a_2'') * t^{(n_1 + n_2'')} \quad t > 1 \text{ ora}$$

Il metodo di calcolo è evidenziato di seguito:

1) carta delle SZO >>>> individuare la sottozona omogenea (SZO)

2) carta delle isoiete >>>> leggere la pioggia indice giornaliera  $\square_g$  (espressa in mm)

**Eventi estremi di precipitazione giornaliera**

L'altezza di pioggia giornaliera  $h_T$  con assegnato tempo di ritorno  $T$  in anni, per le tre sottozone, è data da:

$$SZO 1 \quad h(T) = \mu_g K_T = \mu_g [0.69319 + 0.72015 \log_{10} T + 3.1364 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2]$$

$$SZO 2 \quad h(T) = \mu_g K_T = \mu_g [0.60937 + 0.91699 \log_{10} T + 3.9932 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2]$$

$$SZO 3 \quad h(T) = \mu_g K_T = \mu_g [0.47839 + 1.22460 \log_{10} T + 5.3321 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2]$$

La pioggia indice giornaliera  $\square_g$  è la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera.



$K_T$  è il coefficiente (adimensionale) di crescita espresso in funzione del tempo di ritorno  $T$ .

### **Eventi estremi di piogge brevi ed intense**

#### **Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica**

La pioggia indice  $\mu(\tau)$  di durata  $\tau$  (ovvero la media dei massimi annui delle piogge di durata  $\tau$ ) può essere espressa in forma monomia:

$$\mu(\tau) = a_1 \tau^{n_1}$$

dove i coefficienti  $a_1$  e  $n_1$  si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera  $m_g$ :

$$a_1 = m_g / (0.886.24^{n_1}) ; n_1 = -0.493 + 0.476 \log_{10} m_g$$

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

$$h_T(\tau) = \mu(\tau) K_T(\tau) = (a_1 a_2) \tau^{(n_1 + n_2)}$$

dove i coefficienti  $a_2$  e  $n_2$  si determinano con le relazioni seguenti per differenti  $T$  e  $\tau$

a) per tempi di ritorno  $T \leq 10$  anni

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

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

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

b) per tempi di ritorno  $T > 10$  anni

$$SZO 1 \quad a_2 = 0.46378 + 1.0386 \log_{10} T$$

$$n_2 = -0.18449 + 0.23032 \log_{10} T - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \log_{10} T \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

$$SZO 2 \quad a_2 = 0.44182 + 1.0817 \log_{10} T$$

$$n_2 = -0.18676 + 0.24310 \log_{10} T - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

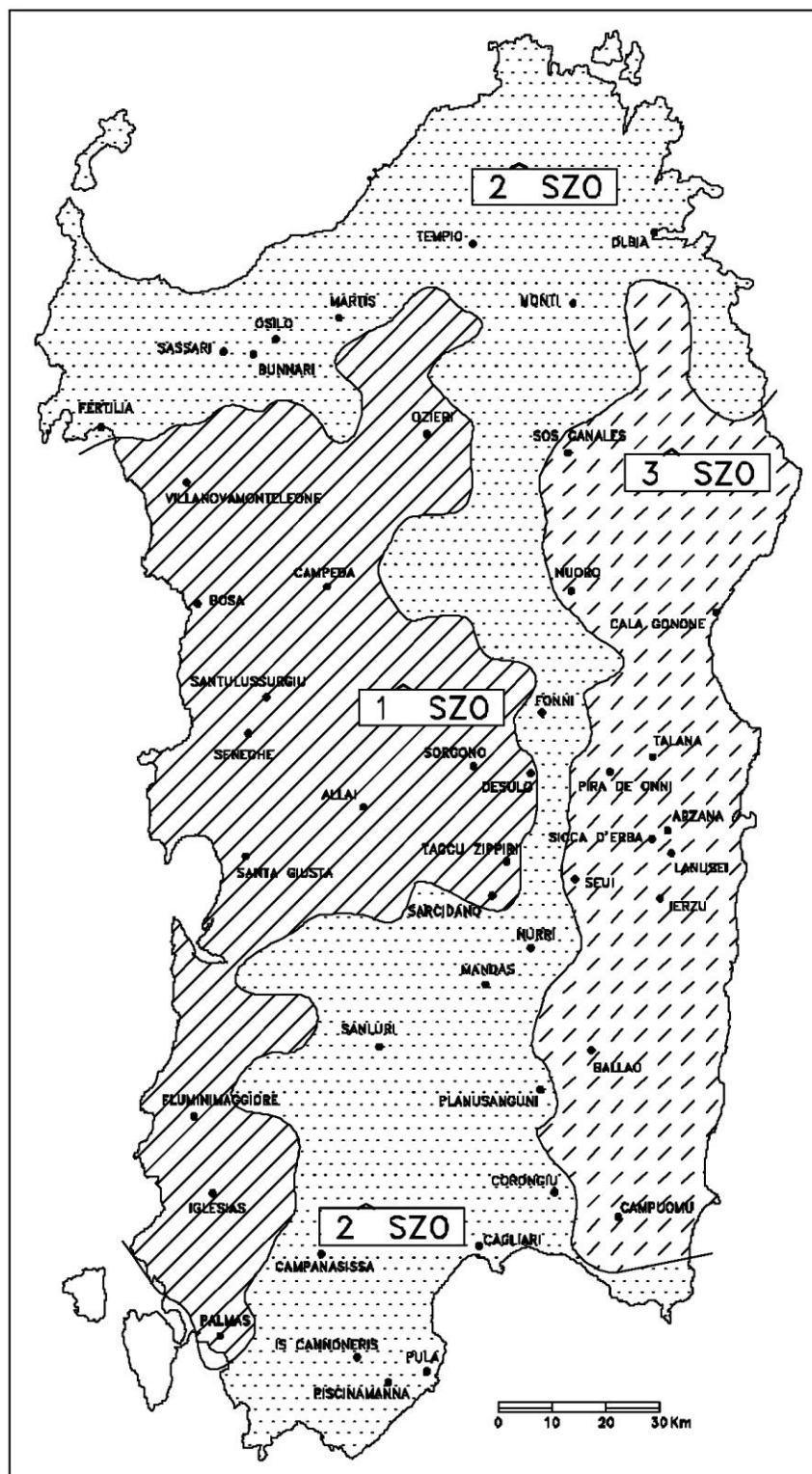
$$n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \log_{10} T \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

$$SZO 3 \quad a_2 = 0.41273 + 1.1370 \log_{10} T$$

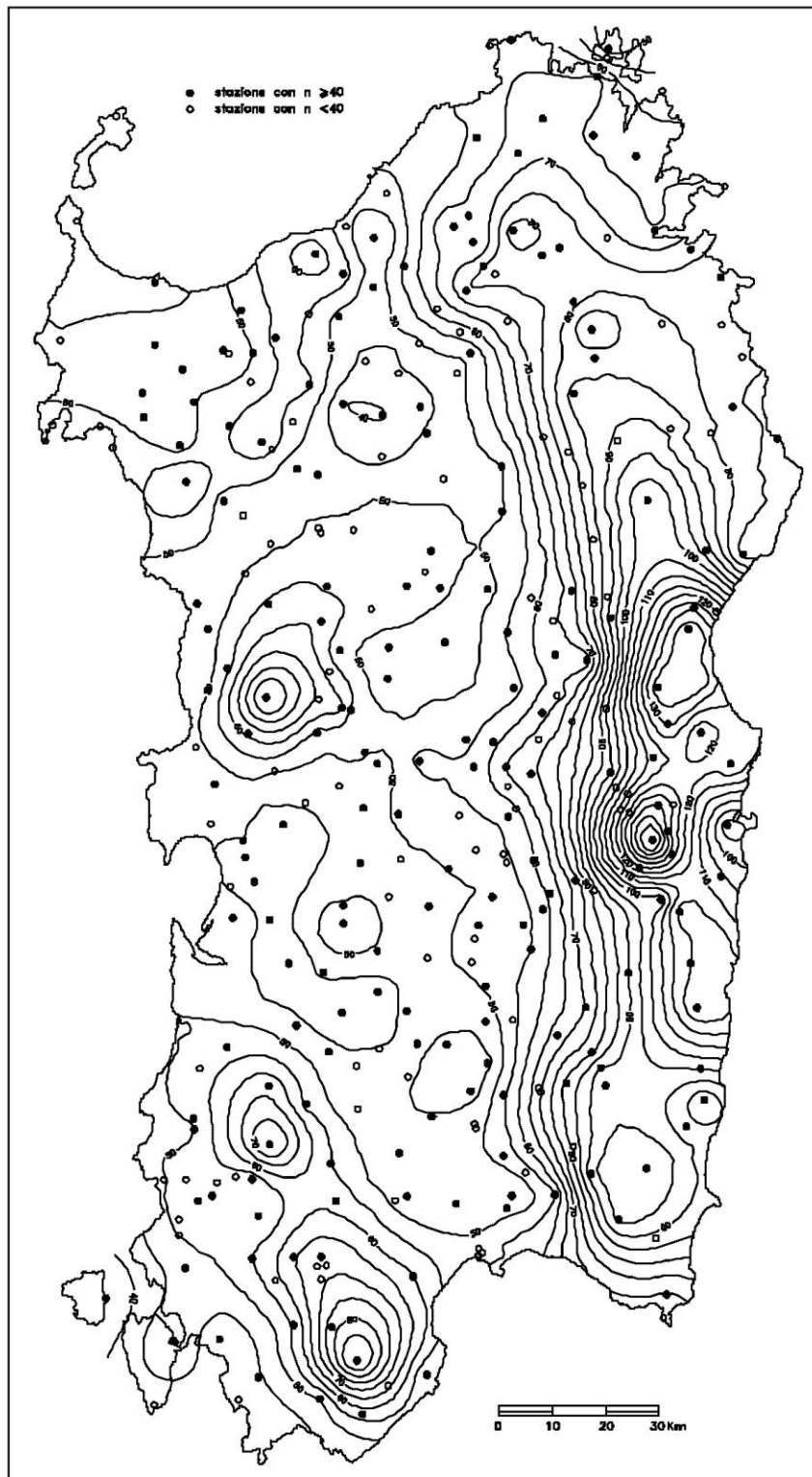
$$n_2 = -0.19055 + 0.25937 \log_{10} T - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \log_{10} T \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

Nel caso di che trattasi, dalla carta delle isoiete si desume un valore medio cautelativo  $\mu_g = 45 \text{ mm}$  mentre dalla carta delle sotto zone omogenee si stabilisce che il bacino in esame appartiene alla **sottozona SZO 1**.



**Figura 8 Sotto Zone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. I parametri per ciascuna zona del modello TCEV sono riportati in tabella (da Deidda ed al., 1993)**



**Figura 9 Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997)**

Tipo di copertura		Classe del suolo			
		A	B	C	D
<b>Aree residenziali<sup>(1)</sup></b>					
Area media dei lotti	Area impermeabile (%)				
1/8 acro o meno	65	77	85	90	92
1/4 acro	38	61	75	83	87
1/3 acro	30	57	72	81	86
1/2 acro	25	54	70	80	85
1 acro	20	51	68	79	84
<b>Parcheggi pavimentati, tetti, viali d'accesso<sup>(2)</sup></b>		98	98	98	98
<b>Strade urbane ed extraurbane</b>					
pavimentate, a dorso di mulo e con fognatura <sup>(3)</sup>		98	98	98	98
in ghiaia		76	85	89	91
sterrate		72	82	87	89
<b>Aree commerciali e professionali (impermeabili per l'85%)</b>		89	92	94	95
<b>Distretti industriali (impermeabili per il 72%)</b>		81	88	91	93
<b>Spazi aperti, prati, parchi, campi da golf, cimiteri etc.</b>					
in buone condizioni: copertura erbosa sul 75% o più		39	61	74	80
in discrete condizioni: copertura erbosa sul 50+75 %		49	69	79	84
<sup>(1)</sup> Si assume che il deflusso dalla casa e dal viale di accesso sia diretto verso la strada, con una minima quantità di acqua del tetto diretta al prato, dove potrebbe aver luogo un'infiltrazione addizionale. <sup>(2)</sup> Si assume che le rimanenti aree permeabili (prato) si trovino nelle condizioni di un buon pascolo. <sup>(3)</sup> In alcuni climi particolarmente caldi degli Stati Uniti CN si può assumere uguale a 95.					

## 1.4 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO $\Phi$

Per la valutazione del coefficiente di afflusso, si fa ricorso al metodo CN (Curve Number) del Soil Conservation Service.

Per definizione si intende per pioggia netta la grandezza

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

dove

$$S = 254 * (100 / \text{CN} - 1)$$

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 Antecedent Moisture Condition).

Il valore dell'infiltrazione iniziale è dato dalla:

$$I_a = 0,2 * S$$

Dalla tabella a lato si evince che il CN da utilizzare per il caso in esame è pari a **98** (Strade urbane pavimentate).

## 1.5 TEMPO CARATTERISTICO DEI BACINI (TRONCHI STRADALI)

Il calcolo idraulico del tempo caratteristico dei diversi bacini ottenuti considerando una fascia stradale avente larghezza media di 13,5 m (ad eccezione della zona antistante la

**scuola Sergio Atzeni alla quale è stata assegnata un larghezza di 15,5 m per tenere conto dello spartitraffico centrale), si è basato sulle seguenti ipotesi:**

- Moto uniforme: la sezione bagnata in ogni tratto è ricavata dalle usuali formule del moto uniforme.
- Funzionamento autonomo della rete: si considera ogni tratto di calcolo idraulicamente indipendente dagli altri, escludendo l'influenza di eventuali rigurgiti.
- Funzionamento sincrono della rete: si ipotizza che si raggiunga contemporaneamente il massimo livello idrico di progetto in tutte le canalizzazioni in modo che, per qualsiasi tronco, il tempo di concentrazione e il volume invasato massimo siano pari a quelli corrispondenti alle condizioni di massimo colmo in tutta la rete.

Dopo queste ipotesi ne consegue che il dimensionamento deve procedere da monte verso valle ed è calcolato con la seguente relazione:

$$\tau_i = \tau_0 + \sum_{j \in P_j} \frac{L_j}{v_j} + \frac{L_i}{v_i}$$

con:

- $P_j$  : insieme dei tronchi appartenenti al percorso idraulicamente più lungo
- $\tau_0$  : tempo di afflusso in fogna, ovvero la durata dello scorrimento superficiale in corrispondenza del colmo di piena, a monte del percorso idraulicamente più lungo (h)
- $L_j$  : lunghezza del tronco j (m)
- $v_j$  : Velocità del tronco j in corrispondenza del colmo di piena (m/h)
  - $L_i$  : lunghezza del tronco in esame
  - $v_i$  : velocità del tronco da dimensionare

## 1.6 COEFFICIENTE DI RAGGUAGLIO AREALE

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

$$r(A, d) = 1 - (0,0394 * A^{0,354}) * d^{(-0,40 + 0,0208 * \ln(4,6 - \ln(A)))} \quad \text{per } A < 20 \text{ Km}^2$$

$$r(A, d) = 1 - (0,0394 * A^{0,354}) * d^{(-0,40 + 0,003832 * (4,6 - \ln(A)))} \quad \text{per } A > 20 \text{ Km}^2$$

Nel caso in esame si ottiene:

$$r(A, d) = 1 - (0,0394 * A^{0,354}) * d^{(-0,40 + 0,0208 * \ln(4,6 - \ln(A)))} = 0.969405 \quad \text{per } A < 20 \text{ km}^2$$

## 1.7 CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA

Tra i valori di portata ottenuti con il modello log-normale e quelli ottenuti con il modello TCEV si è deciso di utilizzare questi ultimi in quanto il **modello TCEV** è capace di interpretare più fedelmente eventi di breve durata, come quelli in esame visti i ridotti tempi di corrivazione, utilizzando curve di distribuzione con un maggior numero di parametri.

I bacini in esame ricadono nella **sottozona 1** e si è assunto un **indice di pioggia  $\mu g$  pari a 45**.

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle portate di piena per i bacini in esame relativi a **tempi di ritorno pari a 20 anni**. Le portate sono state calcolate, come anzidetto, con l'applicazione del modello TCEV, corrette con il **coefficiente di ragguaglio r** valido per piccoli bacini e considerando come coefficiente di afflusso un **CN pari a 98**.

### 1.7.1 APPLICAZIONE DELLA FORMULA RAZIONALE

Per ogni tronco sono noti: lunghezza, area contribuyente e il **tempo di afflusso in fogna  $\tau_0$**  preso cautelativamente pari a **5 minuti**.

Da questi dati si è calcolata per ogni tronco la portata di pioggia (modello TCEV) con la quale si è dimensionato poi lo speco in base al seguente processo iterativo:

- Si è ipotizzato un valore della velocità in fogna (vi) di prima iterazione pari a 1 m/s.
- Si è calcolato il tempo di percorrenza del tronco di fognatura come precedentemente indicato.
- Con questo valore del tempo caratteristico si è calcolata l'intensità di pioggia
- Nota l'area pluviometrica totale d'interesse del collettore e nota l'intensità si è calcolata la portata di prima iterazione ipotizzando la pendenza del tronco.
- Fissata la pendenza e predimensionato il tipo di collettore, si è calcolata la portata specifica e quindi le scale di deflusso.
- Si è ricavato il riempimento e soprattutto la velocità specifica corrispondente la quale, moltiplicata per la pendenza utilizzata, fornisce la velocità del canale da confrontare con quella utilizzata nell'iterazione. Si è ripetuto il ciclo fino alla convergenza delle iterazioni.

### **1.7.2 SCALE DI DEFLUSSO**

Le scale di deflusso sono lo strumento fondamentale per la scelta dello speco in quanto forniscono

tutti i valori necessari (portata e velocità specifica, riempimento, ecc..).

Nel progetto le scale sono state costruite considerando il coefficiente di scabrezza di Manning

ottenendo quindi l'equazione di Chezy nella seguente forma:

$$Q(h, i, n) = \frac{1}{n} \cdot \Omega(h) \cdot R(h)^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

con:

- Q : portata [m3/s]
- h : altezza di corrente [m]
- i : pendenza del tronco
- n : coefficiente di scabrezza di Kutter, pari a 0.25 (specchi in PVC)
- $\Omega$  : area bagnata [m2]
- R : raggio idraulico [m]

Inoltre si considerano anche le altre grandezze presenti nelle relazioni:

- b(h): larghezza della superficie libera [m]
- C(h): contorno bagnato [m]
- r: grado di riempimento [%]

Per le condotte circolari si hanno le seguenti relazioni:

$$\Phi = \arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)$$

$$b(h) = 2r \cdot \sin \Phi$$

$$C(h) = 2r \cdot \Phi$$

$$\Omega(h) = r^2 (\Phi - \sin \Phi \cdot \cos \Phi)$$

### **1.7.3 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO**

Il dimensionamento è stato guidato dai seguenti criteri:

- Si è optato per condotte circolari in **PVC SN8**.
- Si è cercato di non differenziare eccessivamente le pendenze dei tronchi utilizzando valori convenzionalmente adottati per garantire più facilmente il rispetto della livelletta nella fase di posa in opera.



- Il dimensionamento è stato effettuato in modo da garantire velocità delle corrente comprese tra 0,5 (minima) e 4 (massima) m/s.

#### **1.7.4 CALCOLO PORTATE PLUVIALI E SCELTA TUBAZIONI**

Con le relazioni precedenti si può effettuare il dimensionamento delle tubazioni direttamente dai valori della portata bianca.

Ai fini del calcolo si è considerata per semplicità un'unica condotta in asse con la strada in progetto per cui le lunghezze di calcolo delle tubazioni, riportate nella tabella seguente, possono leggermente discostarsi da quelle reali, per cui si rimanda alle tavole progettuali di dettaglio della reti di smaltimento delle acque meteoriche per evincere la reale lunghezza delle tubazioni. I tratti di condotta inoltre sono stati considerati senza soluzione di continuità anche all'interno delle rotatorie.

Di seguito si riportano le grandezze caratteristiche dei bacini in esame e le relative portate calcolate con il metodo razionale utilizzando il modello TCEV.

BACINO	LUNGHEZZA TUBAZIONE m	LUNGHEZZA ASTA BACINO	LARGHEZZA MEDIA m	AREA Km <sup>2</sup>	PENDENZA %	CN	TEMPO DI RITORNO	Tc = T ingresso (5 min) + Tpercordanza min	ALTEZZA DI PIOGGIA TCEV mm per durata pari al Tc	ALTEZZA DI PIOGGIA TCEV mm/h	ALTEZZA DI PIOGGIA (coeff. di ragguaglio e h netta CN 98) mm	ALTEZZA DI PIOGGIA (coeff. di ragguaglio e h netta CN 98) mm/h	PORTATA mc/s
TRATTO 1	328.5	328.5	13.5	0.0044	0.100	98	20	12.66	20.92	99	15.78	75	0.09
TRATTO 2	240.0	240.0	13.5	0.0032	0.100	98	20	10.98	19.9	109	14.80	81	0.07
TRATTO 3+4 (fino alla prog 132.5 m del tratto 4)	410.5	410.5	13.5	0.0055	0.100	98	20	14.09	21.73	93	16.55	70	0.11
TRATTO 4 (da via Lussu sez. 30 prog. 475 m a sez 20 prog. 310.81 m)	178.5	178.5	13.5	0.0024	0.334	98	20	7.98	17.79	134	12.79	96	0.06
TRATTO 4 (da sez.20 prog. 310.81 m a sez 10 prog. 132.5 m)	163.0	341.5	15.5	0.0049	0.100	98	20	12.74	20.86	98	15.71	74	0.10

Nella tabella successiva si evidenziano i diametri delle tubazioni utilizzati nei diversi tratti. Si osserva che questi variano da un minimo di 500 a un massimo di 630 mm.

Il rapporto  $Q/Q_r$  varia da 0,44 a 0,64 per cui le tubazioni lavorano con un grado di riempimento massimo pari a circa il 65%: valore molto cautelativo che non si è voluto superare per garantire un buon grado di sicurezza vista l'importanza dell'arteria viaria. Anche le velocità della corrente, (range 0.71 m/s ÷ max 1.00 m/s) garantiscono un buon

funzionamento della rete preservandola sia dai rischi legati a eccessiva usura delle parti superficiali a contatto con il fluido che da fenomeni di eccessiva turbolenza.

BACINO	LUNGHEZZA TUBAZIONE m	PORTATA mc/s	TUBAZIONE DN est mm	TUBAZIONE DN int mm	KUTTER	VELOCITA' m/s	Q/q <sub>r</sub>
TRATTO 1	328.5	0.09	630	593.2	0.25	0.71	0.44
TRATTO 2	240.0	0.07	500	470.8	0.25	0.67	0.64
TRATTO 3+4 (fino alla prog 132.5 m del tratto 4)	410.5	0.11	630	593.2	0.25	0.75	0.54
TRATTO 4 (da via Lussu sez. 30 prog. 475 m a sez 20 prog. 310.81 m)	178.5	0.06	500	470.8	0.25	1.00	0.30
TRATTO 4 (da sez. 20 prog. 310.81 m a sez 10 prog. 132.5 m)	163.0	0.10	630	593.2	0.25	0.74	0.52

I diametri esterni delle tubazioni impiegati nella rete progettata sono quindi i seguenti: **DN 500, 630 mm**. Le tubazioni saranno in **PVC SN8**. Per i raccordi tra caditoie e collettori principali si utilizzeranno tubazioni in **PVC DN 200 SN8**.

## 1.8 MANUFATTI ORDINARI

### 1.8.1 POZZETTI DI LINEA

Per poter provvedere alla pulizia e all'ispezione dei collettori è stato necessario disporre lungo i collettori dei pozzetti di linea che permettano l'accesso in fogna.

Il loro posizionamento è stato effettuato dopo aver precedentemente individuato l'ubicazione di quelli di confluenza, in modo da evitare che ci fossero tratti di fognatura più lunghi di **20 m** privi di ispezione.

I pozzetti sono conformati in modo da non introdurre apprezzabili perdite di carico per le portate di tempo asciutto e da evitare il ristagno del liquame e quindi la formazione di depositi putrescibili.

### 1.8.2 POZZETTI DI CONFLUENZA

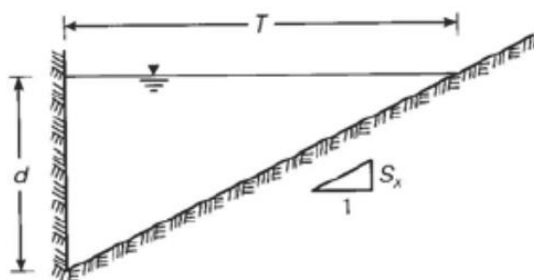
I pozzetti di confluenza sono disposti in corrispondenza di tutte le intersezioni tra i collettori, anche tra quelli a pendenze diverse, realizzando quindi dei piccoli salti all'interno dei pozzetti stessi.

Tuttavia, a causa delle basse portate in gioco e i bassi valori di dislivelli, si possono trascurare tutte le problematiche legate alla dissipazione di energia.

### 1.8.3 DIMENSIONAMENTO CADITOIE

Il deflusso in cunetta è stato verificato sia con riferimento al massimo tirante idrico pari nel caso in esame all'altezza del marciapiede, sia rispetto alla massima larghezza in sommità della sezione bagnata al fine di evitare allagamenti che interessino ampie porzioni di corsia stradale.

È stata calcolata prima la portata per metro lineare di strada quindi la portata massima che può defluire in cunetta attraverso la seguente formula:



$$Q = 0.376 \left[ \frac{1}{n S_x} \right] d^{8/3} S_0^{1/2}$$

Le caditoie sono costituite da una luce d'intercettazione, da un pozzetto sottostante e da una condotta trasversale alla strada che le collega al più vicino canale di fognatura.

Il calcolo è stato eseguito considerando un tratto sfavorevole ossia il tratto 3 più parte del tratto 4 fino allo sbocco nel canale laterale in corrispondenza dell'ingresso della scuola Atzeni. Questo tronco presenta una pendenza longitudinale di circa lo 0,1% e lunghezza complessiva di 420 m.

Nella fase di dimensionamento si è determinato:

- a quale interasse disporre le caditoie considerando anche le portate by-passate (non trattenute);
- quali dimensioni geometriche dare alle luci d'intercettazione.

Di seguito si elencano i calcoli eseguiti.

Sede stradale		ip	74 mm/h
So	0.1 %		Caditoia
Sx	2.5 %	Lungh	0.5 m
		Largh W	0.5 m
Largh	4 m		
Ks	66 m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>		
T	0.99 m		
<b>Calcolo la portata per metro lineare di strada</b>			
Q1	0.0001 m <sup>3</sup> /s	0.082 l/s	
<b>Portata massima che può defluire in cunetta</b>			
Qmax	0.001644043 m <sup>3</sup> /s	1.644 l/s	Q=0.376*Ks*T <sup>8/3</sup> *Sx <sup>5/3</sup> *So <sup>1/2</sup>
<b>Interasse massimo senza by-passato</b>			
Inter max	20 m		
Interasse	20 m		
<b>Portata per tratto</b>			
Qt	0.001644444 m <sup>3</sup> /s	1.644 l/s	<Qmax

Ip: pari a 74 mm/h secondo i calcoli eseguiti nei paragrafi precedenti per il tratto in questione, per le finalità del calcolo il valore appare molto cautelativo.

T: massima larghezza della sommità della sezione bagnata (posta pari a 0.99 m)

Ks: coefficiente di scabrezza = 66

Sx: pendenza trasversale della strada = 0,025 (è stato utilizzato il valore di massima pendenza trasversale)

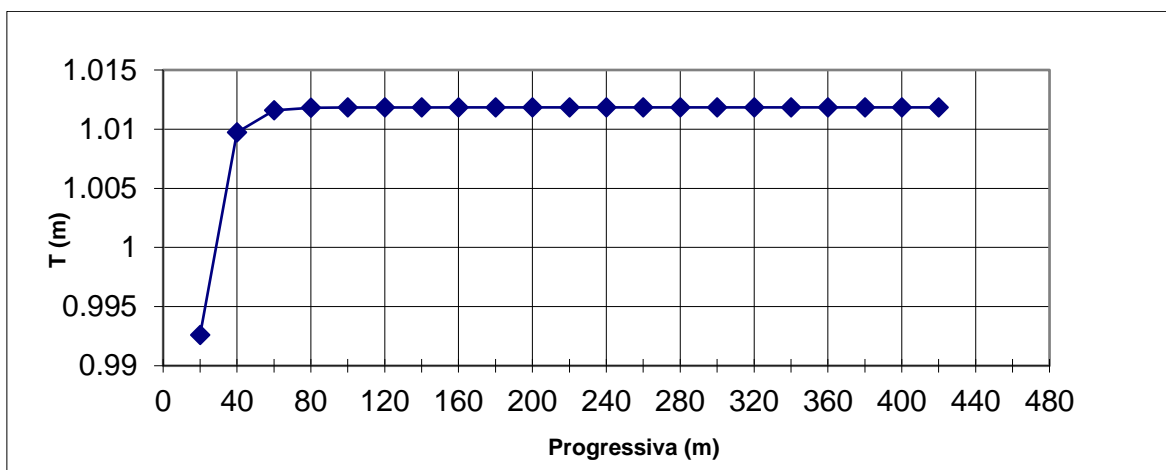
S0: pendenza longitudinale della strada nel tratto in questione pari a circa lo 0,1%.

Si è potuto così calcolare il tirante idrico corrispondente alla massima larghezza della sezione bagnata:

$$s' = T \times S_x = 0,02475 \text{ m}$$

Si è verificato che il tirante idrico collocando le **caditoie con passo di 20 m** ha un valore accettabile poiché variabile da circa 2,5 cm in prossimità del cordolo del marciapiede sino a 0 cm a distanza di circa 1 m da esso.

Il calcolo è stato eseguito considerando le portate d'acqua by-passate dalle caditoie condotto considerano l'efficienza di smaltimento per ogni singola caditoia. Dal grafico sottostante si evince che le portate di progetto sono smaltibili con un'interasse di caditoie pari a 20 m con impegno di una sezione di larghezza inferiore a 0.99 m.



### Riassunto

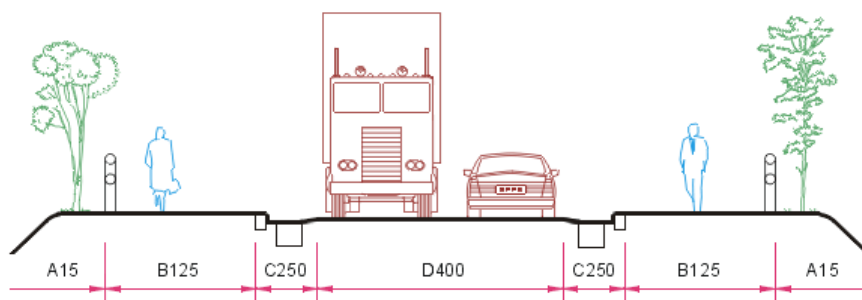
Caditoia	Progr	T
1	20	0.9925908768
2	40	1.0097214253
3	60	1.0115973920
4	80	1.0118108180
5	100	1.0118352003
6	120	1.0118379871
7	140	1.0118383056
8	160	1.0118383420
9	180	1.0118383462
10	200	1.0118383467
11	220	1.0118383467
12	240	1.0118383467
13	260	1.0118383467
14	280	1.0118383467
15	300	1.0118383467
16	320	1.0118383467
17	340	1.0118383467
18	360	1.0118383467
19	380	1.0118383467
20	400	1.0118383467
21	420	1.0118383467

Si riportano a titolo di esempio i calcoli eseguiti per il tratto in esame progressiva riferita al tratto 20 e 140 m. Si osserva come le portate smaltibili dalle caditoie ( $Q_{max}$ ) sono superiori a quelle di progetto  $Q$  relative al tratto.

Caditoia	1		Progressiva	20	
Q	0.001644444	m3/s	1.644	l/s	<Qmax= 1.644 l/s
T	0.992590877	m			$T=(Q/(0.376*K_s*S_x^{5/3}*S_o^{1/2}))^{(3/8)}$
Eo	0.845985381				$E_o=1-(1-W/T)^{2.67}$
Qw	0.001391176	m3/s			$Q_w=E_o*Q$
Qs	0.000253268	m3/s			$Q_s=(1-E_o)*Q$
A	0.012315458	m2		d2	0.025 m
V	0.133526859	m/s	Da grafico Rf=1 --> portata frontale tutta intercettata		
Rf	1				
Rs	0.696867223				
Qint	0.00156767	m3/s	1.568	l/s	
Qb	7.6774E-05	m3/s	0.077	l/s	

Caditoia	7		Progressiva	140	
Q	0.001730858	m3/s	1.731	l/s	<Qmax= 1.644 l/s
T	1.011838306	m			$T=(Q/(0.376*K_s*S_x^{5/3}*S_o^{1/2}))^{(3/8)}$
Eo	0.837916855				$E_o=1-(1-W/T)^{2.67}$
Qw	0.001450315	m3/s			$Q_w=E_o*Q$
Qs	0.000280543	m3/s			$Q_s=(1-E_o)*Q$
A	0.012797709	m2		d2	0.025 m
V	0.135247483	m/s	Da grafico Rf=1 --> portata frontale tutta intercettata		
Rf	1				
Rs	0.691976814				
Qint	0.001644444	m3/s	1.644	l/s	
Qb	8.64137E-05	m3/s	0.086	l/s	

Le caditoie avranno dimensioni 50x50 cm e i chiusini saranno di classe C250: carico di rottura KN 250. Questi chiusini devono essere adottati, secondo la norma UNI EN 124, ai bordi delle strade che si estendono al massimo fino a 0,5 m sulle corsie di circolazione e fino a 0,2 m sui marciapiedi - banchine stradali e parcheggi per autoveicoli pesanti. Si veda la figura sotto.



**Figura 10 – Classificazione chiusini secondo normativa**

### **1.8.4SCAVI PER LE TUBAZIONI**

Le pendenze longitudinali delle tubazioni seguiranno l'andamento indicato nelle tavole progettuali, e saranno interrate a una profondità variabile sotto il piano stradale pari a circa 1,2/ 1,5 m (quota fondo tubo).

Si adotteranno le seguenti sezioni di scavo misurate sopra la generatrice superiore:

LARGHEZZE DI SCAVO	
DIAMETRO NOMINALE TUBAZIONE	L (m)
DN200	0.70
DN250	
DN300	
DN350	0.80
DN400	
DN450	0.90
DN500	
DN550	1.00
DN600	
DN700	1.30
DN800	
DN900	1.80
DN1000	

## **2. FOSSI DI GUARDIA**

### **2.1 SCELTA PROGETTUALE**

La strada in progetto insiste lungo terreni agricoli pressoché pianeggianti che conservano l'originario grado di permeabilità. Si è ritenuto necessario per garantire il regolare deflusso delle acque ricadenti in queste aree eseguire dei fossi di guardia ai piedi del rilevato stradale. Tali fossi di guardia hanno come ricettori finali i canali esistenti di scolo del Consorzio di Bonifica dell'Oristanese. I ricettori dove confluiranno le acque dei fossi di guardia previsti in progetto sono gli stessi individuati per il deflusso delle acque di piattaforma per cui si rimanda a quanto già discusso nei paragrafi precedenti circa la loro ubicazione.

### **2.2 INDIVIDUAZIONE DEI BACINI IMBRIFERI**

Poiché i terreni che fiancheggiano la nuova viabilità sono pressoché pianeggianti e in parte urbanizzati, non è stato possibile individuare in maniera puntuale la geometria di tali bacini. Inoltre lungo tutta l'area insistono diversi canali di scolo che rendono difficile ipotizzare precise aree di drenaggio.

L'estensione dei bacini per il dimensionamento dei fossi di guardia è stata ricavata considerando una fascia parallela alla viabilità di larghezza tale da garantire una stima cautelativa dei diversi bacini afferenti i fossi di guardia in progetto.

Le larghezze di tali fasce sono visibili nelle tabelle successive.

#### **2.2.1 FORMULA RAZIONALE E MODELLO TCEV**

Anche in questo caso è stato utilizzato il **modello TCEV**. Dalla carta delle isoiete si desume un valore medio cautelativo  $\mu_g = 45 \text{ mm}$  mentre dalla carta delle sotto zone omogenee si stabilisce che i bacini in esame appartengono alla **sottozona SZO 1**.

**Il tempo di ritorno** è stato assunto **pari a 50 anni, tempo adeguato al tipo di opera in progetto**.



## 2.3 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO $\Phi$

Per la valutazione del coefficiente di afflusso si è fatto ricorso anche in questo caso al metodo CN (Curve Number) del Soil Conservation Service.

Dalla tabella sotto riportata e in base all'uso del suolo e alle caratteristiche dei terreni della zona in esame è stato assunto un CN pari a **80** (spazi aperti, prati ecc.; vedere figura nella pagina seguente).

Tipo di copertura		Classe del suolo			
		A	B	C	D
<b>Aree residenziali<sup>(1)</sup></b>					
Area media dei lotti	Area impermeabile (%)				
1/8 acro o meno	65	77	85	90	92
1/4 acro	38	61	75	83	87
1/3 acro	30	57	72	81	86
1/2 acro	25	54	70	80	85
1 acro	20	51	68	79	84
<b>Parcheggi pavimentati, tetti, viali d'accesso<sup>(2)</sup></b>		98	98	98	98
<b>Strade urbane ed extraurbane</b>					
pavimentate, a dorso di mulo e con fognatura <sup>(3)</sup>		98	98	98	98
in ghiaia		76	85	89	91
sterrate		72	82	87	89
<b>Aree commerciali e professionali (impermeabili per l'85%)</b>		89	92	94	95
<b>Distretti industriali (impermeabili per il 72%)</b>		81	88	91	93
<b>Spazi aperti, prati, parchi, campi da golf, cimiteri etc.</b>					
in buone condizioni: copertura erbosa sul 75% o più		39	61	74	80
in discrete condizioni: copertura erbosa sul 50+75 %		49	69	79	84
(1) Si assume che il deflusso dalla casa e dal viale di accesso sia diretto verso la strada, con una minima quantità di acqua del tetto diretta al prato, dove potrebbe aver luogo un'infiltrazione addizionale. (2) Si assume che le rimanenti aree permeabili (prato) si trovino nelle condizioni di un buon pascolo. (3) In alcuni climi particolarmente caldi degli Stati Uniti CN si può assumere uguale a 95.					

## 2.4 STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per ogni fosso sono noti: lunghezza, area contribuyente e il **tempo di afflusso  $\tau_0$**  preso pari a **5 minuti**.

Da questi dati si è calcolata per ogni fosso di guardia la portata di pioggia (modello TCEV) con la quale si è dimensionata la sezione del fosso in base al seguente processo iterativo:

- Si è ipotizzato un valore della velocità ( $v_i$ ) di prima iterazione pari a 1 m/s.
- Si è calcolato il tempo di percorrenza del tratto di cunetta come precedentemente indicato.
- Con questo valore del tempo caratteristico si è calcolata l'intensità di pioggia
- Nota l'area pluviometrica totale d'interesse della cunetta e nota l'intensità si è calcolata la portata di prima iterazione in base alla pendenza del tronco.
- Fissata la pendenza e predimensionato il fosso, si è calcolata la portata specifica e quindi le scale di deflusso.
- Si è ricavato il riempimento e soprattutto la velocità specifica corrispondente la quale, moltiplicata per la pendenza utilizzata, fornisce la velocità del canale da confrontare con quella utilizzata nell'iterazione. Si è ripetuto il ciclo fino alla convergenza delle iterazioni.

## 2.5 CALCOLO PORTATE DEI BACINI

Utilizzando i metodi e le formule esposte nei paragrafi precedenti sono state ottenute le seguenti portate relative ai diversi fossi previsti in progetto:

BACINO FOSSO	LUNGHEZZA TRATTO	LARGHEZZA MEDIA m	AREA Km <sup>2</sup>	PENDENZA MINIMA DI VERIFICA %	CN	TEMPO DI RITORNO	Tc=T ingresso (5 min)+Tpercorrenza min	ALTEZZA DI PIOGGIA TCEV mm per durata pari al Tc	ALTEZZA DI PIOGGIA TCEV mm/h	ALTEZZA DI PIOGGIA (coeff. di ragguaglio e h netta CN 98) mm	ALTEZZA DI PIOGGIA (coeff. di ragguaglio e h netta CN 98) mm/h	PORTATA DI VERIFICA mc/s
TRATTO 1 OVEST (compreso tratto di 109 m in tubo DN 600)	310. 0	200	0.062 0	0.223	80	50	12.60	23.65	113	1.61	8	0.1 3
TRATTO 1 EST	161. 0	100	0.016 1	0.215	80	50	11.54	23.83	124	1.39	7	0.0 3
TRATTO 2 OVEST	222. 0	180	0.040 0	0.104	80	50	13.04	23.99	110	1.70	8	0.0 9
TRATTO 2 EST	84.0	100	0.008 4	0.104	80	50	10.19	21.7	128	1.12	7	0.0 2
TRATTO 3+4 OVEST (fino alla prog 132.5 m del tratto 4)	308. 0	180	0.055 4	0.111	80	50	14.69	25.16	103	2.05	8	0.1 3
TRATTO 4 EST (fino alla prog 132.5 m)	175. 0	60	0.010 5	0.115	80	50	15.06	25.42	101	2.12	8	0.0 2
TRATTO 4 EST (da via Lussu sez. 30 prog. 475 m a sez 10 prog. 132.5 m)	350. 0	100	0.035 0	0.060	80	50	20.35	28.72	85	3.23	10	0.0 9
TRATTO 4 OVEST (da sez. 27 prog. 427 m a sez 23 prog. 350 m)	93.0	100	0.009 3	0.050	80	50	12.05	23.23	116	1.50	7	0.0 2

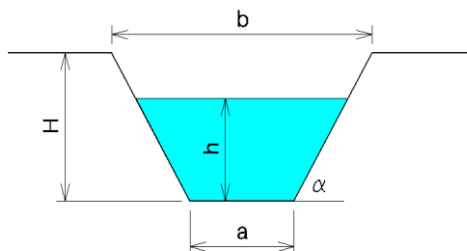
## 2.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia previsti in progetto hanno tutti le seguenti dimensioni minime con riferimento alla figura successiva:

**b= 1,0 m**

**a=0,5 m**

**H=0,5 m**



Le altezze sono variabili da 0,5 m minimo a circa 1 m e comunque dovranno avere una profondità tale da rispettare le quote di fondo cunetta indicate nelle specifiche tavola progettuale codici CI-02-03-04-05 - RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. Le pendenze dovranno garantire i deflussi nella direzione indicata nelle suddette tavole progettuali.

Sono state utilizzate le seguenti formule per il dimensionamento dei fossi di guardia in moto uniforme:

Contorno bagnato  $Pb = a + 2h / \sin \alpha$

Area di deflusso  $A = h[a + h \cdot \tan(90 - \alpha)]$

Raggio idraulico  $Ri = \frac{A}{Pb}$

Portata  $Q = AV$   
 $V = c \sqrt{R_i \cdot p}$

Velocità

Il coefficiente di scabrosità di Kutter è stato posto pari a 75 in quanto trattasi di canali in terra. (vedere tabella successiva).

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

Utilizzando le formule sopra indicate si sono ottenuti i risultati indicati nella tabella successiva.

BACINO FOSSO	LUNGHEZZA TRATTO	LARGHEZZA MEDIA m	AREA Km <sup>2</sup>	PENDENZA MINIMA DI VERIFICA %	PORTATA DI VERIFICA mc/s	SEZIONE TRAPEZOIDALE b=1.0; a=0.5; H=0.5 m				
						KUTTER	VELOCITA' m/s	h ALTEZZA D'ACQUA CON PORTATA DI VERIFICA m	PORTATA SMALTIBILE mc/s	COEFFICIENTE DI SICUREZZA
TRATTO 1 OVEST	206.0	200	0.0620	0.223	0.13	0.75	0.68	0.30	0.33	2.54
TRATTO 1 EST	161.0	100	0.0161	0.215	0.03	0.75	0.41	0.13	0.33	11.00
TRATTO 2 OVEST	222.0	180	0.0400	0.104	0.09	0.75	0.46	0.30	0.23	2.53
TRATTO 2 EST	84.0	100	0.0084	0.104	0.02	0.75	0.27	0.13	0.23	11.40
TRATTO 3+4 OVEST (fino alla prog 132.5 m del tratto 4)	308.0	180	0.0554	0.111	0.13	0.75	0.53	0.36	0.24	1.81
TRATTO 4 EST (fino alla prog 132.5 m)	175.0	60	0.0105	0.115	0.02	0.75	0.29	0.13	0.24	11.95
TRATTO 4 EST (da via Lussu sez. 30 prog. 475 m a sez 10 prog. 132.5 m)	350.0	100	0.0350	0.060	0.09	0.75	0.38	0.35	0.35	3.89
TRATTO 4 OVEST (da sez. 27 prog. 427 m a sez 23 prog. 350 m)	93.0	100	0.0093	0.050	0.02	0.75	0.22	0.16	0.16	7.90

I valori ottenuti riscontrabili nella tabella sopra riportata permettono di asserire che i fossi di guardia previsti in progetto sono in grado di smaltire le portate relative a tempi di ritorno di 50 anni con adeguato grado di sicurezza. Le velocità sono sempre contenute, massimo 0,68 m/s, in modo tale da evitare l'erosione delle pareti.

## 2.7 VERIFICA CUNETTA STRADA VICINALE BAU E CANNAS TRATTO 1

Le acque meteoriche raccolte dai fossi di guardia e dalle caditoie stradali del tratto 1 verranno convogliate verso la rete di drenaggio esistente del consorzio di bonifica che insiste sulla strada vicinale Bau e Cannas. Si rende necessaria una risagomatura di questo canale per un tratto di circa 140 m come indicato nella tavola codice CI-02- Rete Smaltimento Acque Meteoriche. Il canale avrà in linea di massima una sezione trapezoidale con base maggiore di 1,5 m e base inferiore di 0,5 m. L'altezza sarà di minimo 1 m e comunque tale da garantire i deflussi delle acque nella direzione indicata dalla suddetta tavola.

Considerando le portate raccolte dalle tubazioni e dalle cunette nel tratto 1 in base alle tabelle riportate nei paragrafi precedenti, si evince che la portata di verifica è pari a 0,25 mc/s.

Di seguito si riportano i calcoli eseguiti in moto uniforme relativi al tratto di canale da risagomare dai quali si osserva come la sezione adottata sia in grado di far defluire la portata di verifica anzidetta.

<b>H</b> ⇒ <b>1,00</b>	ALTEZZA [m]	
<b>a</b> ⇒ <b>0,50</b>	[m]	
<b>b</b> ⇒ <b>1,50</b>	[m]	
<b>h</b> ⇒ <b>0,48</b>	[m]	
<b>p</b> ⇒ <b>0,15%</b>	Pendenza	
<b>m</b> ⇒ <b>0,75</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter	

DATI RISULTANTI	
-----------------	--

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua h =		
Inclinazione scarpato	$\alpha$	⇒ <b>63,4</b>
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \sin \alpha$	⇒ <b>1,573 [m]</b>
Area di deflusso	$A = h[a + h \operatorname{tg}(90 - \alpha)]$	⇒ <b>0,355 [m²]</b>
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒ <b>0,226 [m]</b>

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

FORMULE (moto uniforme)			
Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{R_i p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{R_i}}{m + \sqrt{R_i}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter
CARATTERISTICHE SEZIONE			
RISULTATI			
<b>c</b>	⇒	<b>38,78</b>	
<b>V</b>	⇒	<b>0,71</b>	<b>[m/sec]</b>
<b>Q</b>	⇒	<b>0,254</b>	<b>[m<sup>3</sup>/sec]</b>

## 2.8 VERIFICA CUNETTA STRADA VICINALE OVEST TRATTO 2

Le acque meteoriche raccolte dai fossi di guardia e dalle caditoie stradali del tratto 2 verranno convogliate verso la rete di drenaggio esistente del consorzio di bonifica che insiste sulla strada vicinale ovest. Si rende necessaria una risagomatura di questo canale per un tratto di circa 180 m come indicato nella tavola codice CI-03- Rete Smaltimento Acque Meteoriche in quanto il canale allo stato attuale risulta completamente ricoperto di detriti. Sarà necessario realizzare due cavalcafossi con soletta in cls da 20 cm (4x3,5 m) e tubo DN 80. Il canale avrà in linea di massima una sezione trapezoidale con base maggiore di 1,5 m e base inferiore di 0,5 m. L'altezza sarà di minimo 1 m e comunque tale da garantire i deflussi delle acque nella direzione indicata dalla suddetta tavola.

Considerando le portate raccolte dalle tubazioni e dalle cunette nel tratto 2 in base alle tabelle riportate nei paragrafi precedenti, si evince che la portata di verifica è pari a 0,18 mc/s.

Di seguito si riportano i calcoli eseguiti in moto uniforme relativi al tratto di canale da risagomare dai quali si osserva come la sezione adottata sia in grado di far defluire la portata di verifica anzidetta.



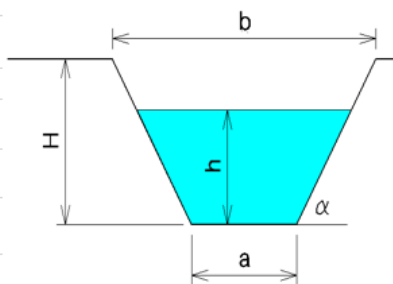
<b>H</b> ⇒ <b>1,00</b>	ALTEZZA [m]	
<b>a</b> ⇒ <b>0,50</b>	[m]	
<b>b</b> ⇒ <b>1,50</b>	[m]	
<b>h</b> ⇒ <b>0,40</b>	[m]	
<b>p</b> ⇒ <b>0,15%</b>	Pendenza	
<b>m</b> ⇒ <b>0,75</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter	

DATI RISULTANTI	
-----------------	--

<b>CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua h =</b>	
Inclinazione scarpata	$\alpha$ ⇒ <b>63,4</b>
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \tan \alpha$ ⇒ <b>1,394 [m]</b>
Area di deflusso	$A = h[a + h \tan(90 - \alpha)]$ ⇒ <b>0,280 [m²]</b>
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$ ⇒ <b>0,201 [m]</b>



<b>CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE per varie altezze d'acqua</b>			
FORMULE (moto uniforme)			
Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

CARATTERISTICHE SEZIONE	
RISULTATI	
<b>c</b> ⇒	<b>37,40</b>
<b>V</b> ⇒	<b>0,65 [m/sec]</b>
<b>Q</b> ⇒	<b>0,182 [m³/sec]</b>

## 2.9 DIMENSIONAMENTO CANALE LATO NORD ISTITUTO TECNICO SERGIO ATZENI – TRATTO 4

Come detto nei paragrafi precedenti si rende necessario realizzare un canale in terra di collegamento tra il punto di scarico delle acque rilasciate dal nuovo sistema di collettamento previsto in progetto in prossimità dell'ingresso nord dell'istituto Sergio Atzeni e l'esistente canale di scolo del consorzio di Bonifica che si sviluppa a partire dallo spigolo nord-ovest dell'istituto. Tale canale in realtà era già presente in questo tratto come si evince dalle cartografia messa a disposizione dal Consorzio di Bonifica dell'Oristanese, ma risulta allo stato attuale ricoperto da terreno di riporto e quindi dismesso.

Le portate da considerare per il dimensionamento idraulico sono quelle che arrivano dalle tubazioni che raccolgono le acque di piattaforma e dai fossi di guardia.

Considerando i dati riportati nelle tabelle consultabili nei paragrafi precedenti si evince che la portata totale che il nuovo canale dovrà smaltire è pari a 0,49 mc/s. I calcoli sotto riportati evidenziano che il canale progettato è in grado di smaltire la portata prevista.

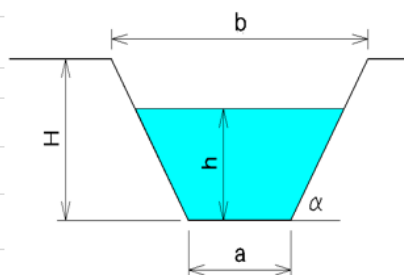
<b>H</b> ⇒ <b>1,00</b>	ALTEZZA [m]	
<b>a</b> ⇒ <b>1,00</b>	[m]	
<b>b</b> ⇒ <b>3,00</b>	[m]	
<b>h</b> ⇒ <b>0,47</b>	[m]	
<b>p</b> ⇒ <b>0,10%</b>	Pendenza	
<b>m</b> ⇒ <b>0,75</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter	

DATI RISULTANTI		
-----------------	--	--

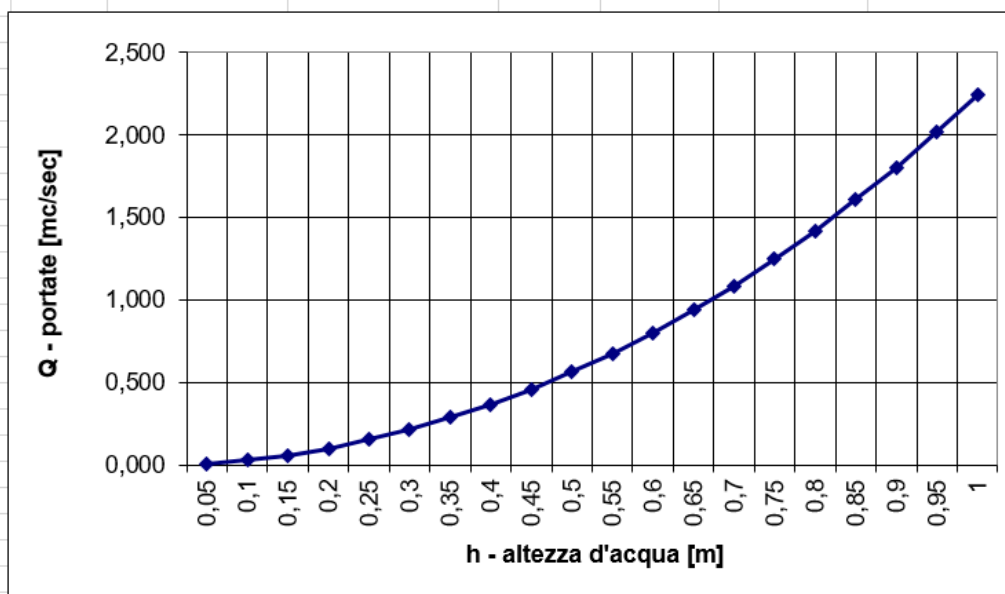
<b>CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua h =</b>		
Inclinazione scarpato	$\alpha$	⇒ <b>45,0</b>
Contorno bagnato	$Pb = a + 2h / \tan \alpha$	⇒ <b>2,329</b> [m]
Area di deflusso	$A = h[a + h \tan(90 - \alpha)]$	⇒ <b>0,691</b> [m <sup>2</sup> ]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒ <b>0,297</b> [m]



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

CARATTERISTICHE SEZIONE	
RISULTATI	

<b>c</b>	⇒	<b>42,07</b>
<b>V</b>	⇒	<b>0,72</b> [m/sec]
<b>Q</b>	⇒	<b>0,501</b> [m <sup>3</sup> /sec]



### **3. CALCOLO STATICO**

La deformazione diametrale della condotta è determinata dai carichi esterni complessivi dati dalla somma di:

- carico del terreno sovrastante;
- carico di traffico o carichi mobili.

#### **3.1 CARICO DEL TERRENO**

Il carico sul tubo determinato dal terreno dipende anche dalla tipologia di scavo dove la tubazione viene posata.

Il carico del terreno in trincea infinita è dato dalla formula:

$$q_t = C \cdot \gamma \cdot H$$

dove:

C = coefficiente del carico per il riempimento in trincea infinita assunto pari a 1

$\gamma$  = peso specifico del terreno [Kg/m<sup>3</sup>] si assume pari a 1600 kg/mc;

H = altezza del riempimento misurata a partire dalla generatrice superiore [m].

C	1
$\gamma$	1600 kg/mc
H	0,7 m

$$q_{\text{terr.}} = 1120 \text{ kg/mc}$$

**3.2 CARICHI MOBILI**

Come per il carico del terreno anche nel caso di carichi mobili derivanti da traffico stradale, agricolo o ferroviario, le pareti della trincea assorbono una parte del carico.

Assumiamo per il calcolo come condizione prudenziale quella meno favorevole e cioè il caso di trincea infinita, dove il carico mobile  $q_m$  può essere ricavato con la formula:

$$q_m = \frac{3}{2 \pi} \cdot \frac{P}{(H + D/2)^2} \cdot \phi$$

dove:

P = carico concentrato rappresentato da una ruota o coppia di ruote [Kg];

D = diametro esterno nominale della tubazione [m];

H = altezza del riempimento misurato a partire dalla generatrice superiore del tubo [m];

$\phi$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto dinamico dei carichi indicati con P, i cui valori sono indicati nella tabella sotto riportata.

Traffico	$\phi$
Stradale	$1 + 0,3/H$
Ferroviario	$1 + 0,6/H$

P 8000 kg

H 0,7 m

D 0,6 m

FI 1,428571

q mobili = 5459,51 kg/mq

**3.3 CARICHI TOTALI**

q totali = q terreno + q mobili = 6579,51 kg/mc

**Carico a metro = q tot x D = 3947,705 kg/m**

**3.4 INTERAZIONE TUBO-TERRENO E VERIFICHE**

Le flessioni  $\Delta y$  e  $\Delta x$ , di un anello elastico sottoposto ad un carico sono rette dalla formula di Spangler:

$$\Delta y = N_{\Delta y} \frac{Q \times D^3}{8 \times E \times I}$$

$$\Delta x = N_{\Delta x} \frac{Q \times D^3}{8 \times E \times I}$$

dove:

$I$  = momento d'inerzia della parete del tubo =  $S^3/12$  per i tubi lisci ( $s$  = spessore del tubo).

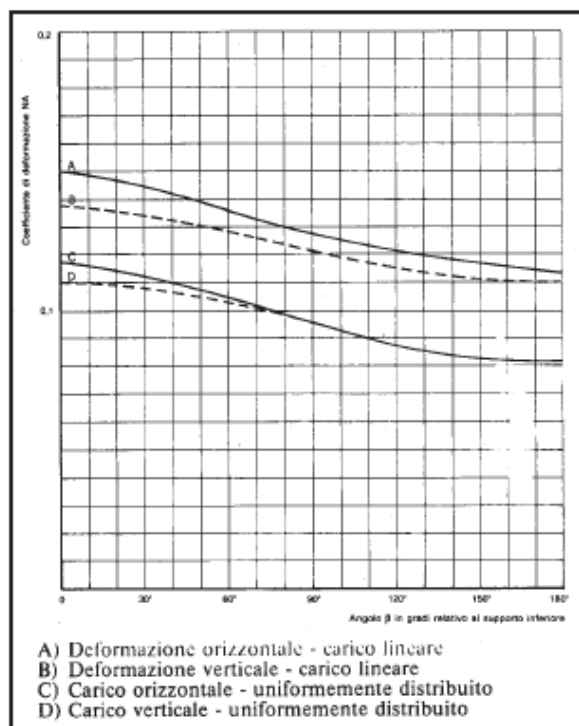
$E$  = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo.

$N\Delta y = N\Delta x$  = coefficienti variabili in funzione di  $\alpha$  e di  $\beta$

$\alpha$  = angolo di distribuzione del carico.

$\beta$  = angolo di supporto del letto di posa.

I valori di  $N^3y$  ed  $N^3x$ , calcolati teoricamente sono rappresentati nella figura sotto.



Da tale diagramma appare che l'andamento della flessione verticale è assai simile a quello della flessione orizzontale e ciò anche nei casi estremi, cioè per:

$\alpha = 0^\circ$  = carico concentrato sulla generatrice superiore del tubo.

$\alpha = 180^\circ$  = carico distribuito sull'intera semisezione del tubo.

Ponendo  $\alpha = 180^\circ$  e quindi  $\beta = 180^\circ$  si ricava dal diagramma sopra:

$$N\Delta y = N\Delta x = 0,083$$

da cui sostituendo si ottiene:

$$\Delta y = \frac{0,083 \times Q \times D^3}{8 \times E \times I}$$

È da notare che nel caso di un tubo flessibile interrato, la deformazione laterale  $\Delta x$  comprime il terreno che, a sua volta, sviluppa una reazione nei confronti del tubo, proporzionale a  $E_1$  (modulo di elasticità del terreno).

Pertanto in funzione del diverso comportamento del terreno deriva che le deformazioni  $\Delta x$  e  $\Delta y$  del tubo (per  $\alpha = \beta = 180^\circ$ ), si attenuano allineandosi alle seguenti versioni della formula di Spangler:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,083 \times Q \times D^3}{8 \times E \times I + 0,061 \times E_1 \times D^3}$$

e per un tubo liscio

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125 \times Q}{E \times (s/D)^3 + 0,0915 \times E_1}$$

H	0,7	m
T	2	
Q	3947,705	Kg/m
E	3000 MPa	30591,49 Kg/cmq 3120000 kg/mq
s	0,0186	m
D	0,6	m
E1	423000	kg/mq

**Deformazione iniziale =  $\Delta x = \Delta y = 0,0127 = 1,27\%$**

La suddetta formula è valida per determinare la deformazione iniziale per  $t = 0$ . Per tenere conto delle variazioni nel tempo sia delle caratteristiche del PVC, sia del comportamento del terreno, si inserisce nella suddetta formula un coefficiente T.

Si ottiene pertanto:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125 \times T \times Q}{E/T \times (s/D)^3 + 0,0915 \times E_1}$$

dove:

T = 2 (valore normalmente raccomandato).

I valori di E1 si possono calcolare in base all'espressione:

$$E_1 = \frac{9 \times 10^4}{\alpha'} (H + 4) \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

dove:

H = altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo (m).

$\alpha'$  = fattore dipendente dalla compattazione del rinfiamento del tubo. Esso appare collegato alla prova Proctor dalla seguente tabella.

Prova Proctor	$\alpha'$
95%	1,0
90%	1,5
85%	1,5 <sup>2</sup>
80%	1,5 <sup>3</sup>
75%	1,5 <sup>4</sup>

I valori di E1 variano notevolmente sia in funzione del tipo di materiale usato come riempitivo, sia in funzione del grado di compattazione.



Si tenga ben presente che l'ipotesi di un modulo di elasticità  $E1$  per il terreno deriva da una semplificazione. In realtà il terreno non è affatto elastico ed il valore di  $E1$  aumenta con la compressione.

**Deformazione nel tempo =  $\Delta x = \Delta y = 0,0255 = 2,55\%$**

Il risultato della verifica è positivo se le deformazioni diametrali calcolate non superano quelle ammissibili (secondo la norma 2,5% a breve termine e 8% a lungo termine per i tubi SN 2 mentre 8% iniziale e 10% a lungo termine per i tubi SN 4, SN 8 e SN 16).

**Alla luce dei calcoli ottenuti le verifiche risultano positive in quanto le deformazioni diametrali sono inferiori all'8% iniziale e 10% a lungo termine considerando un ricoprimento di 70 cm.**

**La verifica è risultata comunque positiva fino a spessori di ricoprimento pari a 30 cm. Nel progetto comunque si adotteranno spessori minimi di ricoprimento pari a 60/70 cm a partire dalla generatrice superiore dei tubi.**