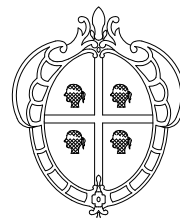




REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessorato dei Lavori Pubblici



Ente acque della Sardegna

Servizio Progetti e Costruzioni

**COMPLETAMENTO FUNZIONALE DELLE OPERE DI DERIVAZIONE DELLE RISORSE
DEL BASSO FLUMENDOSA AL SERBATOIO DEL MULARGIA**

INTERVENTI COMPENSATIVI PER IL COMUNE DI ARMUNGIA

COMPLETAMENTO DELLA VIA SAN SEBASTIANO

PROGETTO ESECUTIVO

DOCUMENTI

allegato:

B4

Relazione specialistica e di calcolo rete acque bianche

scala:

-

B4_relazione acque bianche_rev02.doc

Redatto dallo **Studio Progetti Integrati**

Progettista

ing. Sandro Catta

Collaboratori

ing. Valentina Amorino

ing. Michela Carta

ing. Carla Marcis

ing. Irene Pili

Il Direttore Generale

ing. Giorgio Sanna

Il Direttore f.f. del Servizio

ing. Bruno Loffredo

Marzo 2011

Il progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche a servizio del nuovo tracciato stradale della via San Sebastiano, nel comune di Armungia, ha avuto inizio con lo studio della conformazione e della tipologia dell'area, individuando l'andamento delle pendenze e le caratteristiche di resistenza al moto dell'acqua meteorica nel terreno. Successivamente si è stabilito, in prima approssimazione, i punti più adatti alla disposizione di elementi di raccolta e allontanamento.

Il sistema di drenaggio verrà realizzato mediante l'utilizzo di caditoie di captazione superficiale di nuova realizzazione, laddove le verifiche di progetto lo impongano. Si prevede a tal proposito l'utilizzo di tubazioni in PVC SN8 – materiale che garantisce, rispetto ai metallici, maggiore resistenza all'aggressività delle acque trasportate e dei terreni di posa – poste in opera con adeguate pendenze che garantiscono il deflusso. Si procederà inoltre alla realizzazione di cunette laterali opportunamente dimensionate, oltre alla previsione delle necessarie pendenze della sovrastruttura stradale.

I DATI DI PROGETTO

La determinazione della portata da smaltire è strettamente legata al volume massimo di pioggia che può cadere, in un dato intervallo temporale, sull'area di progetto. Si tratta dunque di arrivare alla conoscenza di una variabile pluviometrica caratteristica, detta "altezza di precipitazione critica". Per la stima di questo valore, si è fatto riferimento allo studio del Prof. Pietro Puddu "Determinazione di zone pluviometriche omogenee per le piogge di breve durata mediante l'uso delle piogge massime giornaliere - Applicazione alla Sardegna".

Nel suddetto studio, l'autore ha preso in esame tutti i dati relativi alle piogge intense di durata inferiore alle 24 ore verificatesi in Sardegna negli ultimi anni ed è giunto alla individuazione di quattro diversi gruppi di stazioni, caratteristici di regimi pluviometrici omogenei, per ognuno dei quali ha definito una "curva di possibilità pluviometrica". Questa è una relazione statistica che lega l'altezza di precipitazione critica calcolata in un determinato intervallo di tempo, con il cosiddetto "periodo di ritorno", ovvero quell'intervallo temporale per il quale si può ammettere, con un certo grado di probabilità, che l'evento critico non possa essere superato.

La curva di possibilità pluviometrica ha una espressione del seguente tipo:

$$h = h_1 \times t^n$$

dove:

- h = altezza di precipitazione di durata t ;
- t = intervallo temporale di misurazione dell'evento meteorico;
- h_1, n = costanti caratteristiche di ogni gruppo pluviometrico omogeneo.

Il territorio di Armungia viene individuato, nello studio del Prof. Puddu, come appartenente al terzo

gruppo di stazioni. Nell'espressione della curva di possibilità pluviometrica, vengono dunque definiti i coefficienti h_1 ed n sopra menzionati, validi per la stima del valore h . Questi hanno la seguente espressione:

$$\log h_1 = 1.38058 + 0.8845 \times u$$

$$n = 0.35997 + 0.02868 \times u$$

dove "u" è il frattile della distribuzione normale standardizzata corrispondente alla probabilità di non superamento dell'evento P , ovvero del tempo di ritorno $T=1/(1-P)$.

Fissato il periodo di ritorno T , in funzione dell'importanza dell'opera da realizzare, si individua immediatamente il valore di u , dalle tabelle della curva di distribuzione normale standardizzata. In altre parole, u corrisponde al valore dell'ascissa che intercetta la distribuzione normale standardizzata in modo che l'area di questa corrisponda al valore di probabilità di non superamento dell'evento critico. Chiamata con $N(x)$ l'espressione della curva di distribuzione normalizzata, individuata in un piano di ascisse x , il ragionamento fatto equivale a dire che esiste un valore u tale che:

$$\int_{-\infty}^u N(x)dx = P$$

dove, appunto, il valore della probabilità P viene fissato in funzione del tempo di ritorno.

Per un'opera come quella del sistema di smaltimento delle acque meteoriche all'interno dell'area in oggetto è sembrato opportuno impostare (garantendo anche un sovradimensionamento) un tempo di ritorno di 40 anni, a cui corrisponde una probabilità del 97.5% del non superamento dell'evento critico. A tale tempo corrisponde il valore di u pari a 1,960. Dunque, i valori delle costanti h_1 e n sono rispettivamente:

$$h_1 = 56,226623 \text{ (mm)}$$

$$n = 0,4161828$$

È dimostrato che l'evento meteorico critico, per il quale è opportuno calcolare la portata di progetto, avviene prendendo in considerazione un particolare intervallo, chiamato "*tempo di corrivazione τ* ".

Il tempo di corrivazione τ , viene definito come il tempo necessario alla particella di acqua che risiede nel punto idraulicamente più lontano alla percorrenza del tratto che la divide dalla sezione per la quale viene calcolato il tempo. La stima di questo tempo non è agevole, anche in considerazione della notevole mole di formule proposte in letteratura, spesso calibrate in funzione di particolari condizioni, non sempre riproducibili in contesti diversi. I parametri che entrano in gioco per la determinazione del tempo di corrivazione, sono:

- A = area del bacino (m^2);
- L = lunghezza dell'asta (m): si intende, con questo termine, la distanza dalla sezione per la quale si valuta il tempo di corrivazione e il punto idraulicamente più lontano da esso (per "percorso idraulico" si intende un generico percorso della singola particella di acqua,

valutato non planimetricamente, ma tenendo conto delle maggiorazioni di percorso derivate dalla percorrenza di segmenti in pendenza);

- i = pendenza media del bacino;
- K_s = resistenza al moto delle particelle fluide offerta dalla tipologia del bacino ($m^{1/3}/sec$);
- j = intensità di precipitazione (mm/ora); si definisce come rapporto tra l'altezza di precipitazione e l'intervallo di tempo considerato: ($j = h/t = a \cdot t^{n-1}$).

La formula qui proposta per la stima del tempo di corrivazione, espresso in ore, è quella del Civil Engineering Department dell'Università del Maryland, che ben si adatta a bacini pressoché pianeggianti e di dimensioni ridotte:

$$\tau = 26.3 \times (L / K_s)^{0.6} \times j^{-0.4} \times i^{-0.3}$$

INDIVIDUAZIONE DEI BACINI E DETERMINAZIONE PORTATE DI PROGETTO

Per la stima dei tempi di corrivazione, è stata individuata l'area del bacino corrispondente all'area interessata dalla nuova viabilità con l'aggiunta di una ridotta area del resto dell'abitato che, vista la quota stradale, andrà sicuramente a scaricare nella nuova rete di smaltimento.

È opportuno tenere presente l'incidenza del coefficiente K_s (di Gauckler-Strickler), che esprime la resistenza al moto delle particelle fluide. Questo è stato valutato, per le superficie in esame, nella misura di $65 m^{1/3}/s$ (si è considerato un coefficiente medio avendo a che fare con abitazioni e annessi giardini ma anche rete viaria).

Il metodo di calcolo è per tentativi: fissate area del bacino A , lunghezza dell'asta L , coefficiente di Gauckler-Strickler K_s e pendenza media del bacino i , si ipotizza un valore dell'intensità j . Si ottiene dunque un primo valore del tempo di corrivazione τ dall'espressione del Civil Engineering Department. Questo va confrontato col valore di t che deriva da j :

$$t = (h_1 / j)^{1/(1-n)}$$

Noto che l'evento più sfavorevole (la portata di pioggia maggiore) avviene per $t=\tau$, il procedimento si arresta quando viene trovato un valore di j che soddisfa questa condizione.

Una volta definito il tempo di corrivazione τ , si passa all'individuazione della portata di progetto, espressa in mc/sec , attraverso il metodo cosiddetto razionale. La formula è la seguente:

$$Q = \phi \times A \times h \times 10^{-6} \times \tau^{-1}$$

dove con ϕ si è indicato il coefficiente di deflusso, parametro che indica il rapporto tra la portata reale che arriva sulla caditoia e quella teorica, dedotta col metodo razionale. Il coefficiente di deflusso va posto in relazione alla tipologia dell'area; rappresenta una buona ipotesi il valore 0,3 per l'area in oggetto, infatti, l'area in esame è del tipo residenziale ed è presumibile che la quasi totalità dell'acqua debba essere smaltita attraverso dei tombini.

Di seguito si riporta un'immagine che illustra la distribuzione del contorno della nuova viabilità – la posizione delle caditoie sarà tale da garantire una copertura uniforme dell'intera superficie – e

l'estensione del bacino.

Attraverso il valore della portata saremo in grado di effettuare, una verifica sulla capacità di smaltimento delle acque meteoriche e valutare quindi localmente eventuali punti di criticità. Si procederà a questo punto con l'inserimento di nuovi tombini opportunamente dimensionati.

L'area di progetto è stata dunque suddivisa in due settori: un primo settore di sinistra, che va a confluire su una caditoia esistente in prossimità dell'inizio della salita, il cui andamento altimetrico costantemente degradante verso detta caditoia consente senza alcun problema lo smaltimento delle acque bianche; un secondo settore, di più complessa previsione.

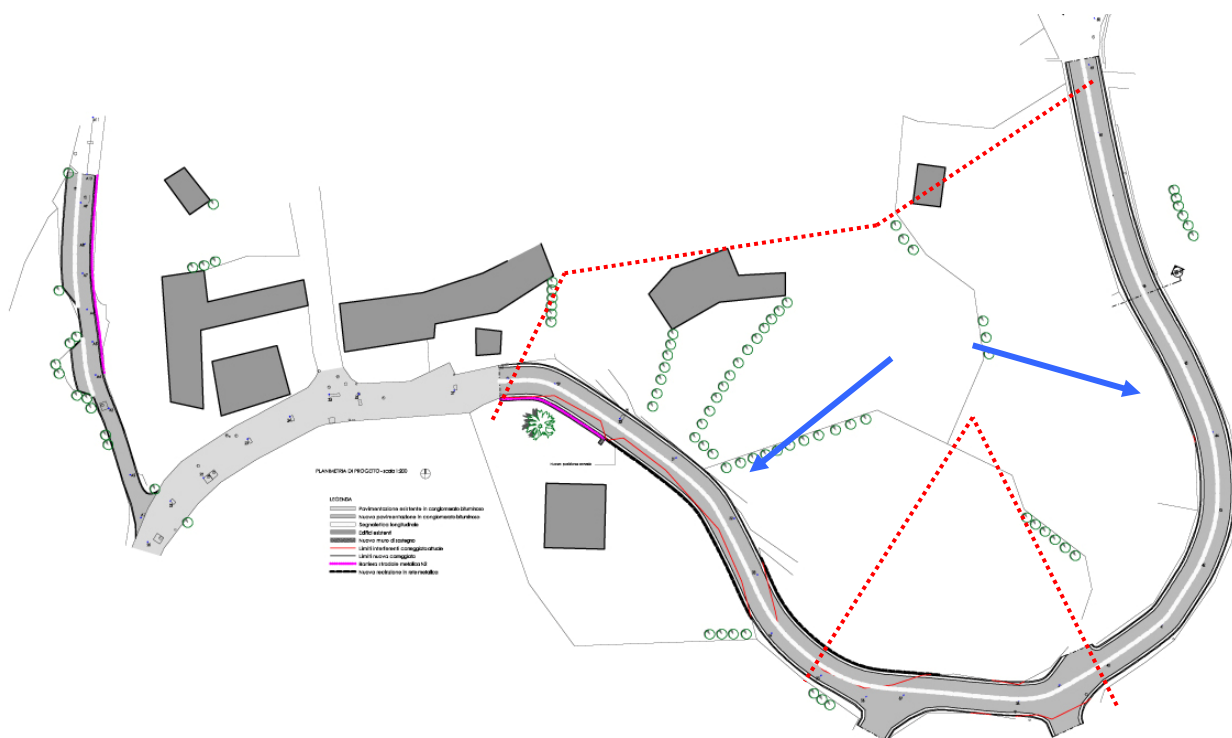
Detto settore difatti presenta tracciato stradale parzialmente in contropendenza. La soluzione adottata prevede dunque il collettamento delle nuove caditoie verso un pozzetto esistente, sito nel tratto della via San Sebastiano più prossimo al cimitero, ovvero la parte destra rispetto all'immagine sotto riportata. Detto pozzetto presenta elevata profondità e consente dunque il mantenimento di una sufficiente pendenza del collettore, che invece non sarebbe garantita collegando le nuove caditoie a quelle esistenti (di profondità non superiore a 50 cm; si veda la foto riportata a seguire) in prossimità dell'inizio del tratto oggetto del presente completamento.



Caditoia esistente in prossimità dell'inizio del nuovo tratto stradale.



Pozzetto esistente ove viene indirizzato il nuovo collettore.



Planimetria del tracciato con individuazione della superficie e dell'asta di bacino.

Nella seguente tabella sono indicati i valori presi in considerazione con la relativa portata di progetto calcolata.

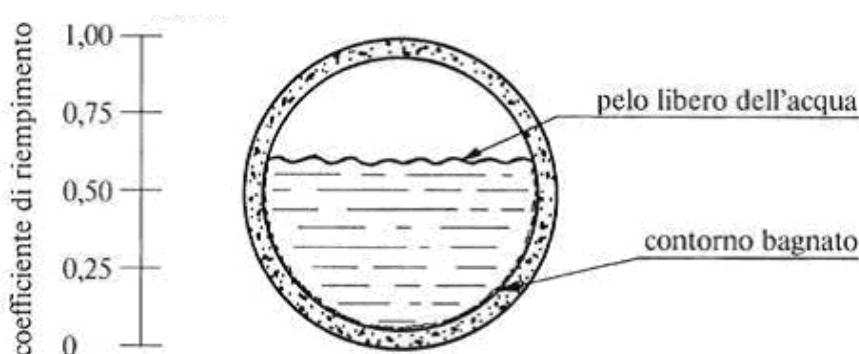
Bacino	A (mq)	L (m)	I (m/m)	Ks (m ^{1/3} /s)	J (m/h)	τ (ore)	h (mm)	φ	Q (mc/s)
1	7000	80	0,05	65	0,4589	0,0277	12,6503	0,3	0,2658

CALCOLO IDRAULICO

Dal punto di vista idraulico, le condotte in PVC SN8, si calcolano considerandole come dei canali a pelo libero. Le formule di verifica sono quelle tipiche delle correnti non in pressione. Ne risulta che la determinazione dei parametri idraulici di progetto si effettua utilizzando la formula di Gauckler-Strickler, introducendo un coefficiente di scabrezza (K_s) pari a 120, corrispondente ad una tubazione in PE strutturato.

Si ha:

$$v = K_s \times R_H \times if^{1/2}$$



ove:

- v = velocità;
- R_H = raggio idraulico;
- if = pendenza del condotto (rapporto tra il dislivello di due punti e la loro distanza).

In questo modo è stato possibile, scegliere il diametro commerciale da utilizzare. Com'è noto infatti una sezione eccessivamente sottodimensionata non consentirebbe di recepire nuove esigenze di portata, mentre un sovradimensionamento eccessivo porterebbe a condizioni di esercizio non ottimali, con velocità eccessivamente ridotte.

In particolare i calcoli di verifica sono stati condotti mediante un software.

I collegamenti dalle caditoie verranno realizzati con tubazioni in PVC SN8 del diametro nominale pari a 400 mm. La fase di progetto prevede quindi:

1. determinazione dell'area di pertinenza del bacino in esame (dalla cartografia);
2. determinazione della massima portata di calcolo;
3. verifica delle capacità di smaltimento a seguito dell'imposizione del diametro scelto.

I risultati possono riassumersi nella seguente tabella:

Bacino	Q (mc/s)	D_i (mm)	i_f (m/m)	y/D
1.A	0,1329	376,6	0,0068	0,50

Infatti, come emerge dagli altri elaborati progettuali, il bacino esaminato si divide in due tronchi, con due differenti reti di smaltimento. Delle due si analizza quella più problematica, ovvero con sezione minore della tubazione e minor pendenza della stessa. La portata sopra calcolata verrà dunque considerata al 50%.

Risulta evidente che una tubazione del diametro esterno di 400 mm garantisca lo smaltimento delle acque piovane, pur in condizioni critiche valutate sui 40 anni, con una percentuale di riempimento della sezione circa pari al 50% in altezza.