



TERMINAL GNL NEL PORTO CANALE DI CAGLIARI PROGETTO AUTORIZZATIVO

TERMINAL GNL NEL PORTO CANALE DI CAGLIARI
PROGETTO AUTORIZZATIVO



Progettazione

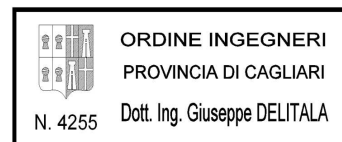
Società di ingegneria incaricata per la progettazione



COSIN S.r.l.
SOCIETÀ DI INGEGNERIA UNIPERSONALE
09134 CAGLIARI - VIA SAN TOMMASO D'AQUINO 18
Tel e fax +39 070 2346768
info@cosinsrl.it
P.IVA 03043130925

Progettista e responsabile per l'integrazione
fra le varie prestazioni specialistiche

Ing. Giuseppe Delitala



Gruppo di lavoro COSIN S.r.l.

Geologia e geotecnica

Geol. Alberto Gorini

Opere Civili

Ing. Nicola Marras

Studio di impatto ambientale

Ing. Emanuela Corona

Fotosimulazioni

Arch. Daniele Nurra

Archeologia

Archeol. Anna Luisa Sanna

Consulenze specialistiche:

Rapporto preliminare di sicurezza

Società ICARO S.r.l.

Opere antincendio

Ing. Fortunato Gangemi

Opere Marittime

Ing. Giovanni Spissu

Opere Strutturali

Ing. Francesco Fiori

Studio di impatto Acustico

Ing. Antonio Dedoni

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

1 - ELABORATI TECNICI E SPECIALISTICI

NOME FILE

D_01_ES_06_RII_R00

FORMATO

CODICE
ELAB.

D 0 1 E S 0 6 R I I R 0 0

REV. A

A4

A PRIMA EMISSIONE

Maggio 2017

Corona

Delitala

Delitala

REV. DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO



INDICE

1	PREMESSA.....	2
1.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
2	ANALISI DEL REGIME DELLE PRECIPITAZIONI.....	6
2.1	PLUVIOMETRIA.....	6
2.2	ANALISI IDROLOGICA E CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA	11
2.2.1	Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica	11
2.2.2	Calcolo delle portate di pioggia	14
3	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – METODOLOGIA.....	18
3.1	VERIFICHE IDRAULICHE RETI DI DRENAGGIO	20
3.1.1	Tempo di corrivazione della rete fognaria.....	20
3.1.2	Coefficiente di afflusso superfici di scolo	21
3.1.3	Determinazione della portata massima transitante nella rete fognaria.....	21
3.1.4	Analisi idraulica tubazioni	23
3.1.5	Analisi idraulica griglie.....	23
4	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - VERIFICHE.....	24
4.1	PARAMETRI CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	24
4.2	VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONI	25
4.3	VERIFICA IDRAULICA GRIGLIE	28
4.4	VERIFICA STATICA TUBAZIONI.....	28
4.5	DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO	29



1 PREMESSA

L'intervento in oggetto ha come obiettivo di realizzare un terminal per il GNL (Gas Naturale Liquefatto) nel Porto Canale di Cagliari. L'impianto è stato localizzato in un'area che intercetta il tracciato delle reti di trasporto del gas GPL (Gas Petrolio Liquefatto) esistenti dell'area vasta di Cagliari, ed in prossimità della dorsale Sarroch/Oristano/Porto Torres dell'ipotetico futuro metanodotto. L'obiettivo principale è quello di garantire agli utenti civili e industriali della Sardegna la possibilità di utilizzare il gas metano come fonte energetica alternativa a quelle già presenti nell'isola.

Il Terminal sarà caratterizzato da una struttura in banchina per la connessione e lo scarico del GNL dalle navi metaniere, un complesso di tubazioni criogeniche per il trasporto del fluido nella zona impianto, un sistema di stoccaggio, pompaggio, e rigassificazione del GNL.

Nel Terminal saranno installati 18 serbatoi criogenici, 9 gruppi di pompaggio, 40 vaporizzatori ad aria ambiente (AAV) e una stazione per il filtraggio, la misura e l'odorizzazione del gas naturale propedeutica all'immissione nelle reti di trasporto. Attraverso le baie di carico per le autocisterne si potrà trasportare il GNL su gomma in tutta l'isola, o rifornire le navi, attuando così le direttive europee sull'utilizzo del GNL come combustibile per le imbarcazioni.

Il progetto proposto rientra nelle linee guida del Piano Energetico Ambientale della Regione Sardegna, ed in quelle dell'Accordo di Programma Quadro per la Metanizzazione della Sardegna. La scelta progettuale adottata è inoltre in piena sinergia con le direttive europee e nazionali, sulla realizzazione di infrastrutture per i combustibili alternativi (Direttiva 2014/94/UE e D.Lgs.257/2016).

Con il Terminal di ISGAS, il porto canale potrebbe diventare, senza ulteriori infrastrutturazioni, un polo nel mediterraneo per il rifornimento delle navi che utilizzano il GNL come carburante per il trasporto marittimo. Le infrastrutture sono infatti progettate per creare un efficiente "*Bunkering Point*" (ship to ship, truck to ship, o pipe to ship).

A tal proposito si ricorda che il porto di Cagliari fa parte dei 14 porti italiani core delle reti transeuropee di trasporto (Reti TEN-T) del Regolamento UE1315/2013, che dovranno a breve garantire la "*disponibilità di combustibili puliti alternativi*".

Il proponente del progetto è la ISGAS Energit Multiutilities S.p.A, società Concessionaria, in regime di esclusiva, del servizio di distribuzione del gas nei comuni di Cagliari, Oristano e Nuoro. Attualmente ha oltre 21.000 utenti attivi. ISGAS si occupa della distribuzione e vendita dell'aria propanata (integralmente sostituibile con il metano) attraverso reti canalizzate nei vari territori comunali.

Il Terminal è stato progettato per essere un importante punto di "*Entry*" nel sistema di metanodotti della Sardegna, attualmente in fase di progettazione. Tuttavia il Terminal GNL potrà svolgere a pieno le sue funzioni anche collegandosi alla rete di trasporto del gas già esistente a servizio dell'area vasta di Cagliari.

1.1 Inquadramento geografico

L'area interessata da questo studio si trova nel Comune di Cagliari, in corrispondenza della zona portuale denominata "Porto Canale", nel settore immediatamente ad W del Capoluogo. L'area è ubicata in adiacenza al *terminal container* per lo smistamento del traffico destinato ai principali porti del Mediterraneo occidentale. Il porto si estende dal Villaggio Pescatori a S dell'area in esame, a Sa Illetta, che un tempo era un isolotto che si addentrava all'interno dello Stagno di santa Gilla.

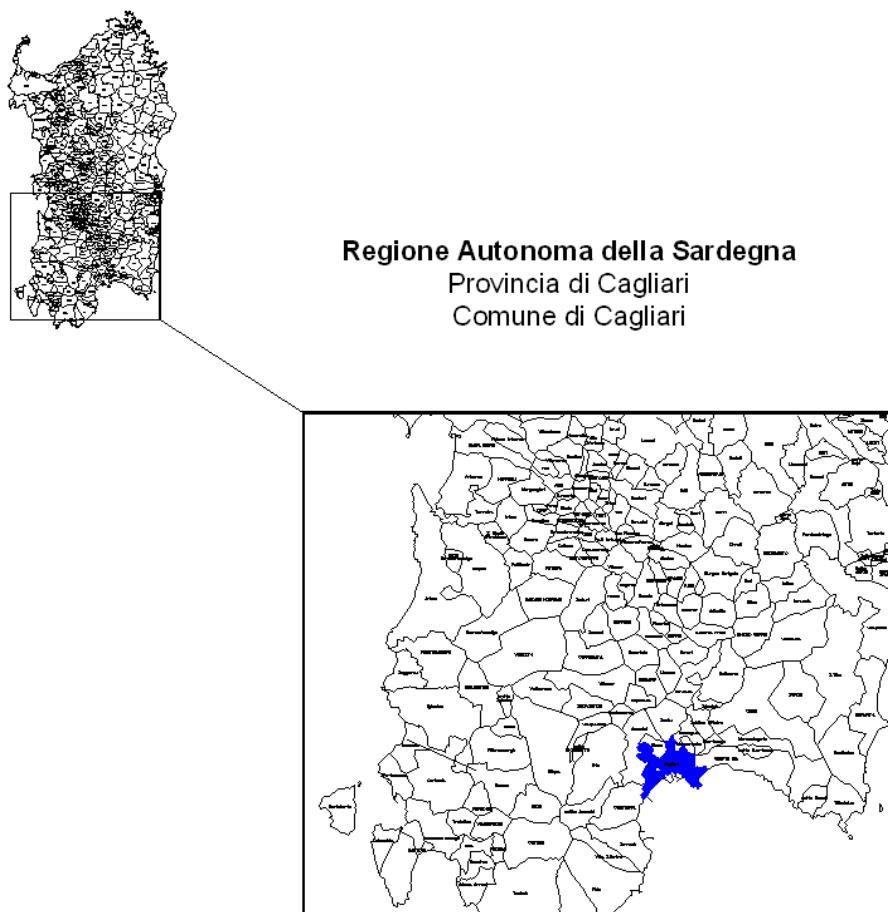


Figura 1 – Inquadramento geografico

L'area in esame ricade all'interno del Foglio 557 Sez.III – "Cagliari" dell'I.G.M. in scala 1:25.000 e alla tavola 557140 "Cagliari" nella Cartografia Tecnica Regionale, in scala 1:10.000.

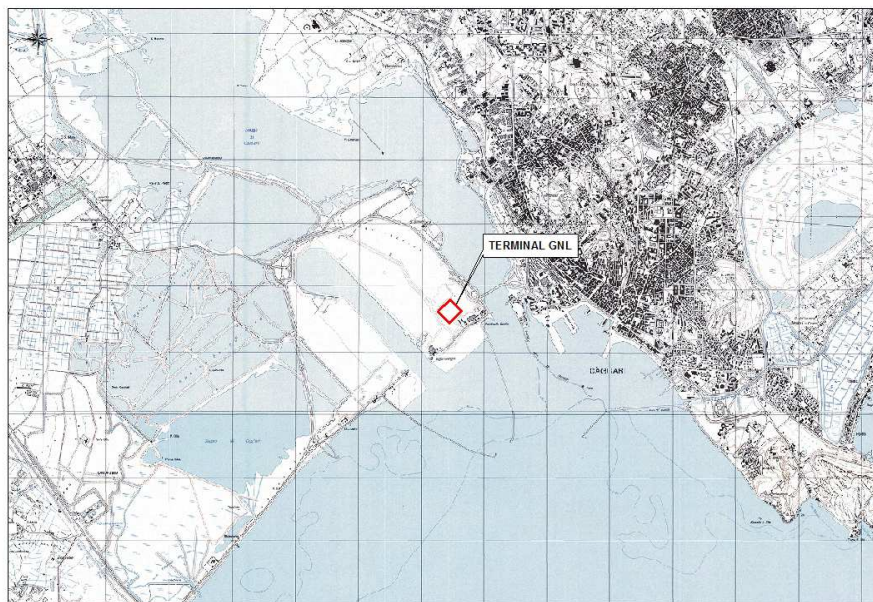


Figura 2 – Inquadramento geografico e inquadramento I.G.M.I. in scala 1:25.000.

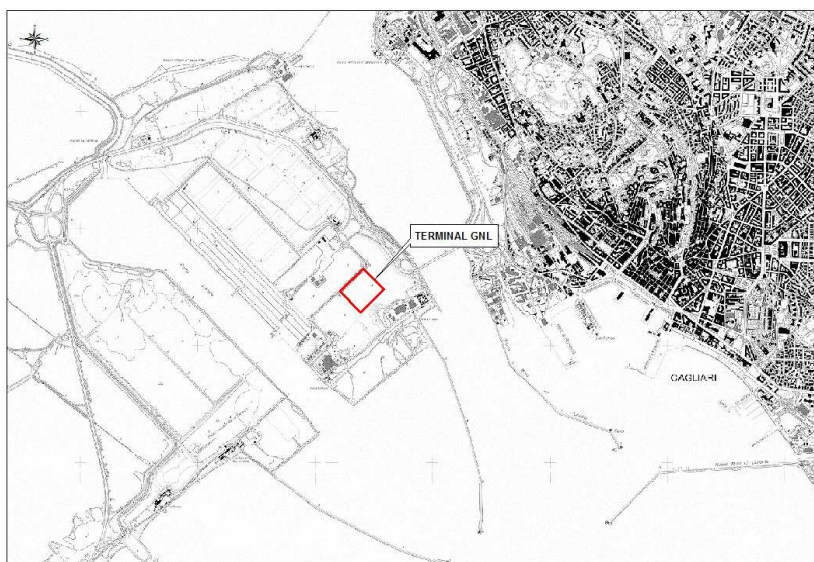


Figura 3 – Inquadramento CTR in scala 1:10.000.



Figura 4 – Inquadramento area su Ortofoto 2013.

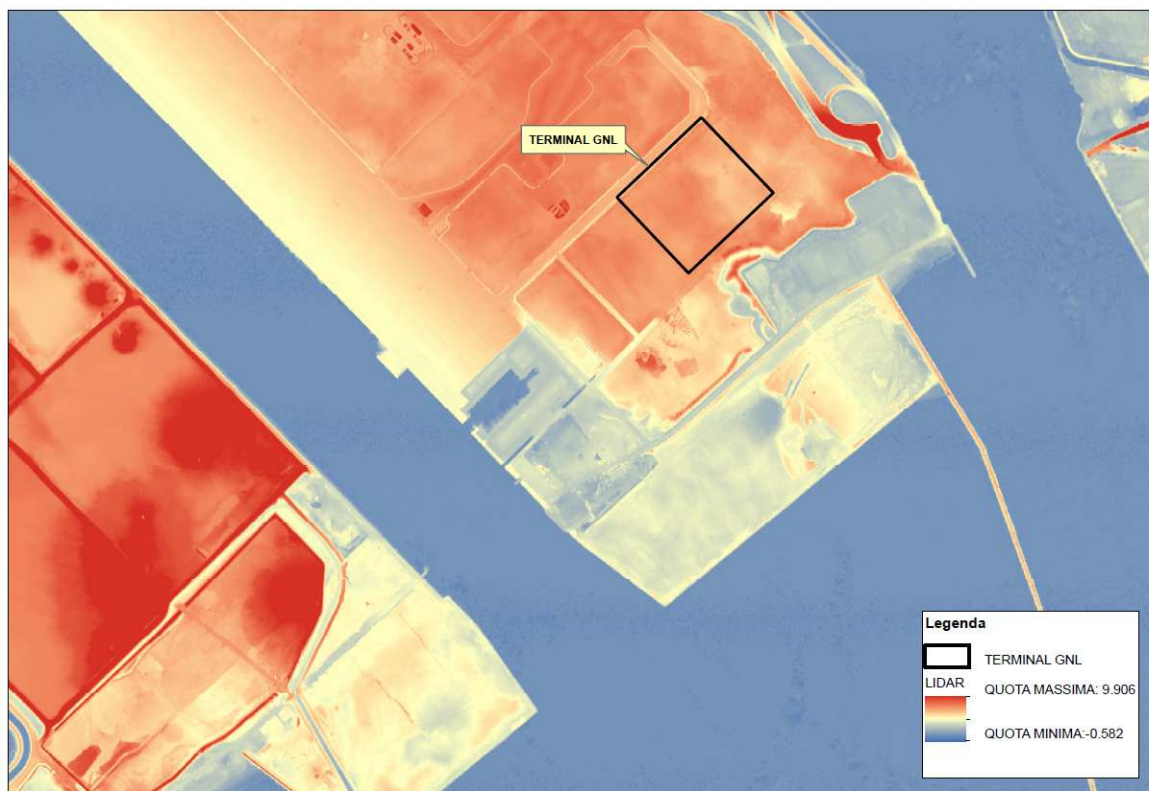


Figura 5 – Modello digitale del terreno passo 1 metro.

2 ANALISI DEL REGIME DELLE PRECIPITAZIONI

2.1 Pluviometria

Nel decennio 1950-1960 a Cagliari si sono registrate piovosità annuali variabili da un minimo di 275 mm ad un massimo di 738 mm.

In genere in pianura le precipitazioni sono a carattere piovoso, mentre le precipitazioni nevose riguardano quasi esclusivamente le zone montuose interne della Sardegna.

Il regime termico è caratterizzato da un forte contrasto tra inverno ed estate.

Gli inverni sono miti con temperature medie in gennaio che oscillano tra 6°C a nord e 11-12°C al sud, mentre le estati sono molto calde con temperature medie mensili superiori ai 22°C con massimi giornalieri che possono arrivare e superare i 40°C.

L'analisi delle caratteristiche climatiche è stata eseguita sulla base dei dati registrati nelle stazioni pluviometriche presenti nel territorio. In particolare i dati pluviometrici e termometrici utilizzati per la ricostruzione della serie storica del Golfo di Cagliari sono stati acquisiti dal Settore Idrografico dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna.

Tali dati sono stati poi integrati con i dati pubblicati dall'Ente Autonomo del Flumendosa che contiene tutte le stazioni pluviometriche di competenza del S.I. ed un ristretto numero di stazioni gestite dal Servizio Meteorologico dell'Aeronautica Militare.

I dati delle precipitazioni medie annuali, ponderato su un arco di tempo di 82 anni, mostrano che gli anni più piovosi registrati nel Golfo di Cagliari sono stati: il 1957 con 750 mm, il 1976 con 663 mm, il 1936 con 654 mm, il 1959 con 628 mm e infine il 1969 e il 1985 con 606 mm di pioggia ciascuno.

Pluviometria media mensile

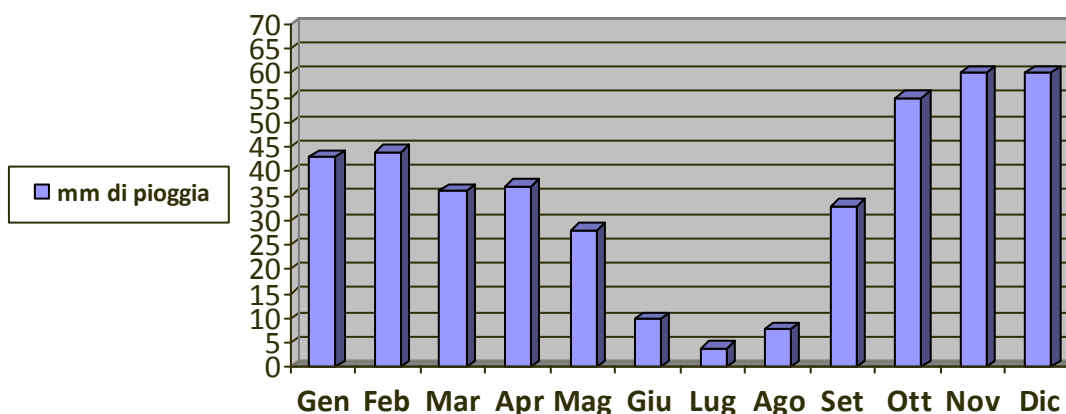


Figura 6 – Istogramma rappresentativo della distribuzione annuale delle piogge.

Il periodo più piovoso va da settembre sino a febbraio con deboli precipitazioni che aumentano in maniera graduale sino a raggiungere il massimo di precipitazione mensile nei mesi di novembre e dicembre; da marzo le precipitazioni decrescono fino a raggiungere il minimo nel mese di luglio. Relativamente alla distribuzione mensile delle piogge si osserva una massima distribuzione delle precipitazioni nei mesi autunnali (ottobre-dicembre) mentre il minimo della piovosità ricade nel mese di luglio.

Dai dati della rete meteorologica recepiti dal documento “Analisi agrometeorologica e climatologica della Sardegna – Analisi delle condizioni meteorologiche e conseguenze sul territorio regionale nel periodo ottobre 2014 – settembre 2015” redatto dall’ARPAS, è stato possibile analizzare il cumulato di precipitazioni e il numero annuale di giorni piovosi della regione Sardegna.

Le precipitazioni nel trimestre autunnale del 2014 si sono concentrate in particolare sulla parte centro-meridionale, dove hanno raggiunto dei cumulati trimestrali compresi tra 200 mm e picchi di 400 mm, mentre in alcune aree della parte Nord-orientale sono stati inferiori a 100 mm.

Nella maggior parte del territorio le precipitazioni sono state inferiori alla media climatica del 1971-2000 e solo in alcune aree hanno superato la media del 10-20%.

Per quanto riguarda tempi più recenti, le precipitazioni del primo trimestre 2015 sono state relativamente abbondanti soprattutto nelle aree centro-orientali e nella parte meridionale dell’isola, in particolare dalla Baronia all’Ogliastra e nel Sulcis, dove si sono raggiunti cumulati superiori a 500 mm fino a picchi di 800 mm; nella parte Nord-occidentale i valori sono stati più contenuti, inferiori a 250 mm, benché in linea o superiori alla media trentennale.

La Figura sottostante riporta il cumulato di precipitazione, il rapporto con la media climatica e l’indice di precipitazione standardizzata SPI del trimestre ottobre-dicembre 2014.

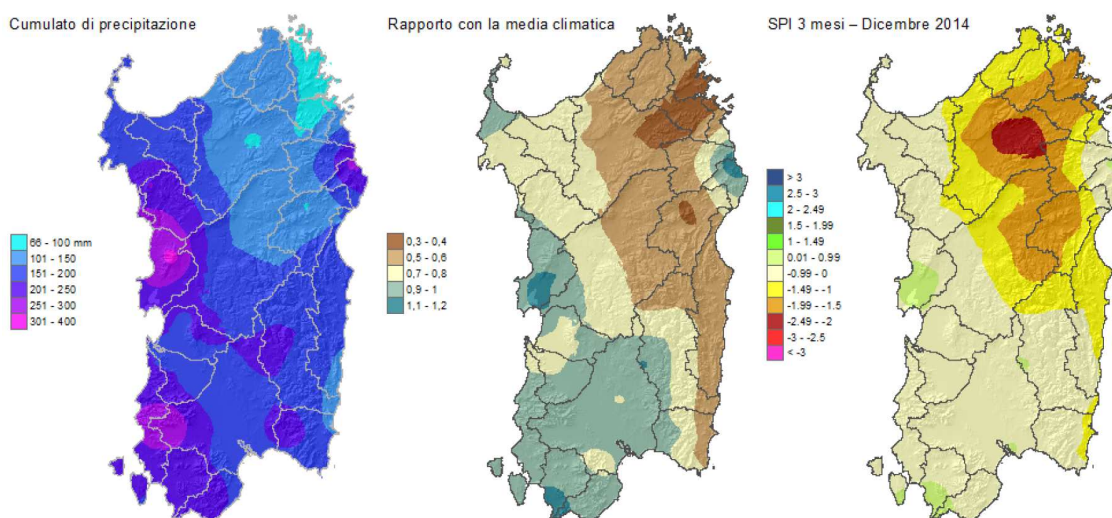


Figura 7 – Precipitazioni e anomalie del trimestre ottobre-dicembre 2014.

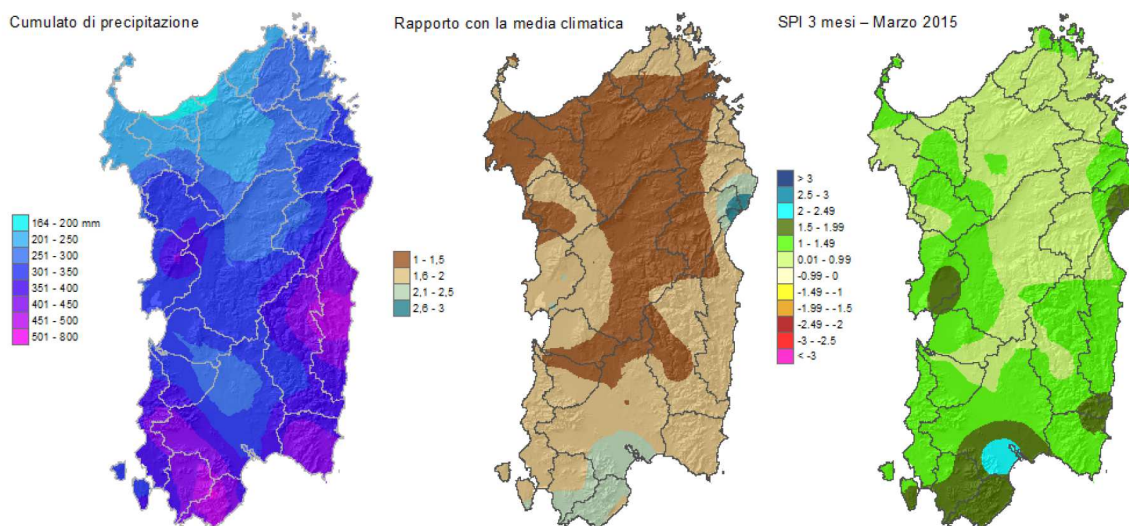


Figura 8 – Precipitazioni e anomalie del trimestre gennaio-marzo 2015.

Nel complesso il semestre ottobre-marzo è risultato più piovoso in Barbagia, Ogliastra, Baronia e Sarrabus, lungo il versante orientale e nella Planargia-Montiferru e nel Sulcis-Iglesiente nel versante occidentale, dove sono stati totalizzati valori compresi tra 600 ed oltre 1000 mm.

I valori più contenuti, tra i 300 e i 400 mm circa si sono registrati nella parte settentrionale dell'isola. Solo nella parte centro-settentrionale i cumulati sono stati inferiori ai corrispondenti valori climatici, mentre altrove sono stati superiori con incrementi che raggiungono il 50-60%.

L'indice SPI semestrale presenta valori generalmente compresi tra -1 e +1, corrispondenti alla classe *Vicino alla media*, e solo in alcune aree si raggiungono valori compresi tra 1 e 1.5 corrispondenti alla classe *Moderatamente umido*, in particolare nella parte Sud-occidentale e in maniera più circoscritta nell'Oristanese e nella Baronia.

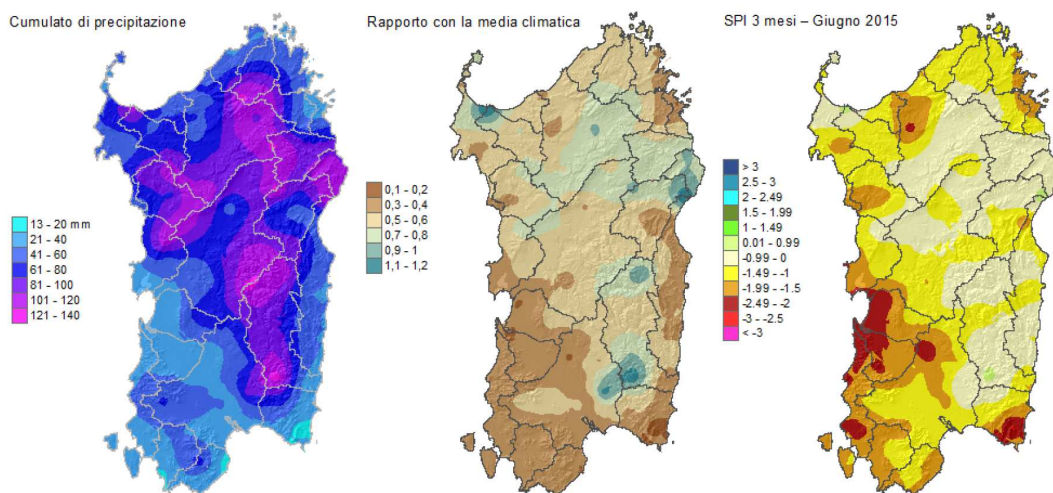


Figura 9 – Precipitazioni e anomalie del trimestre aprile-giugno 2015.

Le precipitazioni del trimestre aprile-giugno sono state relativamente scarse e solo in alcune aree circoscritte si sono raggiunti e superati i 100 mm, in particolare nella parte orientale dell'Isola; nella parte meridionale e nel Campidano in particolare si sono registrati i cumulati inferiori, con valori che per la maggior parte dei casi si collocano al di sotto dei 40 mm. Quasi ovunque i valori registrati si posizionano al di sotto della media climatica trentennale, e solo in alcune aree circoscritte superano seppure di poco la media climatica.

L'indice SPI su buona parte del territorio isolano scende al di sotto di -1 (*Moderatamente siccitoso*) fino a raggiungere valori inferiori a -2 (*Estremamente siccitoso*) in particolare nell'Oristanese.

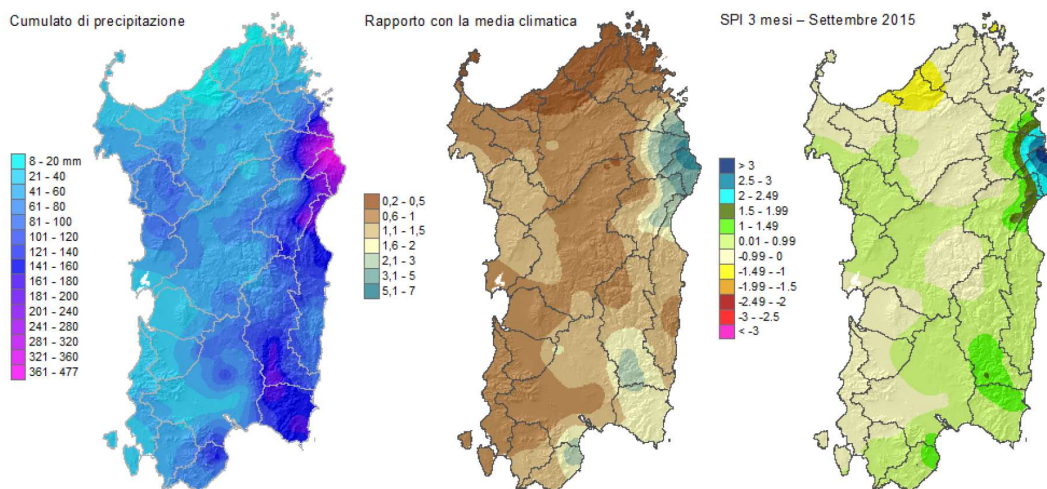


Figura 10 – Precipitazioni e anomalie del trimestre luglio-settembre 2015.

Le precipitazioni del trimestre luglio-settembre 2015 sono state modeste per la maggior parte del territorio isolano ed hanno interessato soprattutto la Sardegna Nord-orientale, in particolare la Baronia, dove i cumulati hanno superato localmente i 300 mm.

Nella parte più settentrionale dell'isola si tratta di valori inferiori alla media climatica, in alcuni casi prossimi al 20% circa.

In Baronia per contro si arriva fino a oltre 5 volte la media climatica del periodo.

L'indice SPI mostra quasi ovunque la classe *Vicino alla media*; in aree circoscritte mostra valori inferiori a -1 (*Moderatamente siccitoso*), mentre in Baronia si porta oltre +2 (*Estremamente umido*).

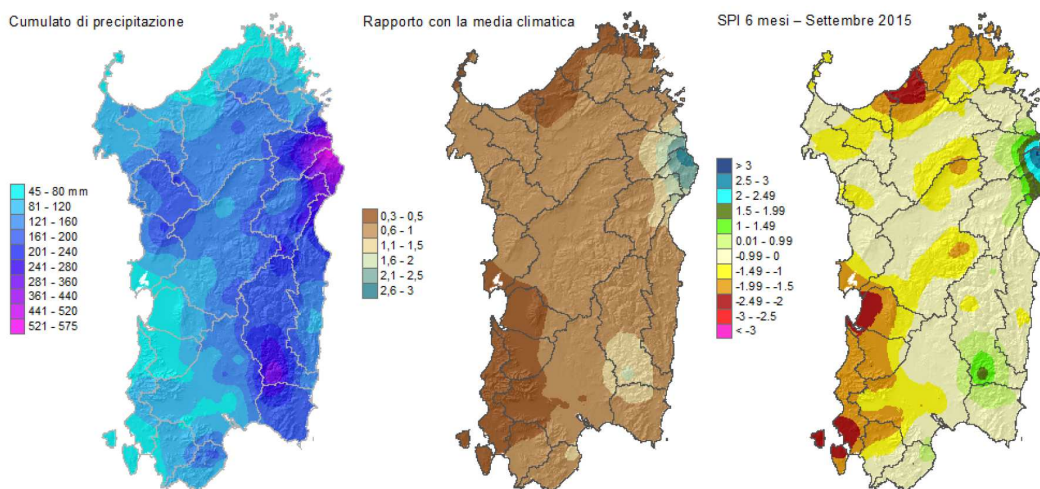


Figura 11 – Precipitazioni e anomalie del semestre aprile-settembre 2015.

Nel complesso il semestre aprile-settembre 2015 è risultato poco piovoso, soprattutto nella parte occidentale dell'Isola dove i valori stanno generalmente al di sotto dei 200 mm (nell'Oristanese e nel Campidano sono stati inferiori a 100 mm); sul versante orientale invece i valori raggiungono i 400 mm e in alcuni casi superano i 500 mm. Sulla maggior parte del territorio i cumulati non raggiungono la corrispondente media climatica.

L'indice SPI riferito al semestre evidenzia condizioni siccitose soprattutto nella parte settentrionale e Sudoccidentale dell'Isola dove si registrano valori inferiori a -1.5 (*Molto siccitoso*) e -2 (*Estremamente siccitoso*); condizioni più moderate si registrano in altre aree del centro Sardegna, mentre nella parte Nord-orientale si ha una situazione opposta di surplus idrico rappresentata dalle classi (*Moderatamente, Molto ed Estremamente umido*).



2.2 Analisi idrologica e calcolo delle portate di piena

L'analisi idrologica parte dalla valutazione dell'andamento degli afflussi meteorici intensi, con durata inferiore alle 24 ore dell'area in esame.

Per determinare le portate di una rete si effettua un'analisi statistica sull'entità delle precipitazioni di breve durata e massima intensità registrate nelle stazioni pluviometriche più vicine e quindi più rappresentative del regime delle piogge intense nell'area.

In generale le portate al colmo per i vari tempi di ritorno (2, 50, 100, 200 e 500 anni) vengono valutate sulla base di quanto indicato nelle "Linee guida per l'attività di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia", ovvero:

- per i bacini con superficie superiore ai 60kmq si fa riferimento al metodo diretto della regionalizzazione VAPI delle portate al colmo per la Sardegna secondo la distribuzione TCEV;
- per i bacini con superficie inferiore ai 60kmq, si procede con metodo indiretto mediante applicazione del metodo razionale (in particolare metodo S.C.S.).

Si ricorre a tecniche di stima semplificate, che implicano l'ipotesi di isofrequenza tra portata al colmo e idrogramma di piena, come suggerito nelle "Integrazioni Metodologiche" delle Linee Guida per la Redazione del Progetto di Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, del 2006.

2.2.1 Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica

Per definire le precipitazioni è innanzi tutto necessario definire la sottozona omogenea SZO della Regione Sardegna di appartenenza del bacino in esame, secondo la divisione riportata in figura seguente:

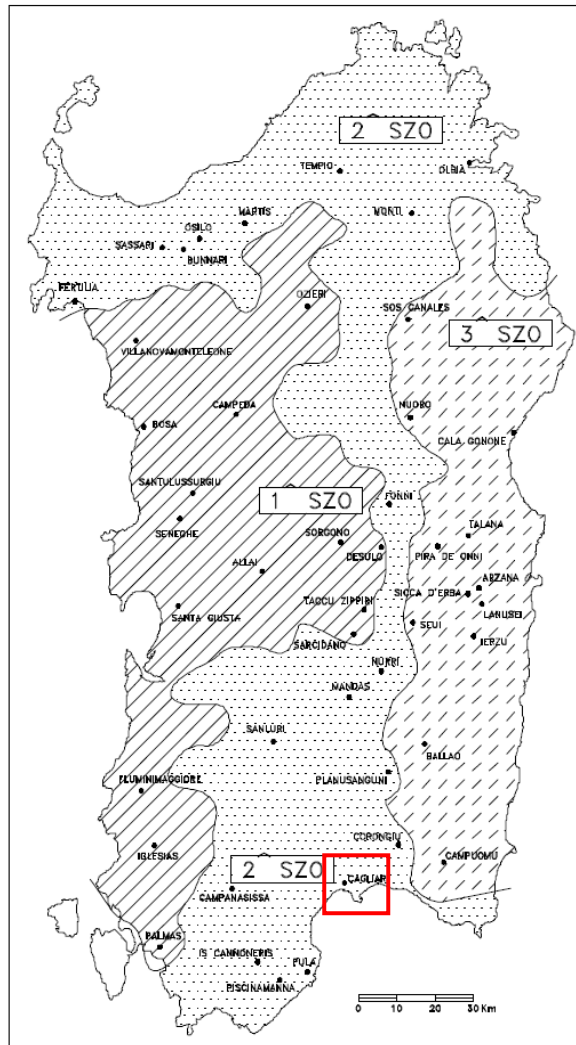


Figura 12 – Suddivisione del territorio regionale in sottozone omogenee. In rosso: l'area in esame.

Successivamente sulla base della carta delle isoiete si determina la pioggia indice giornaliera μg (espressa in mm)

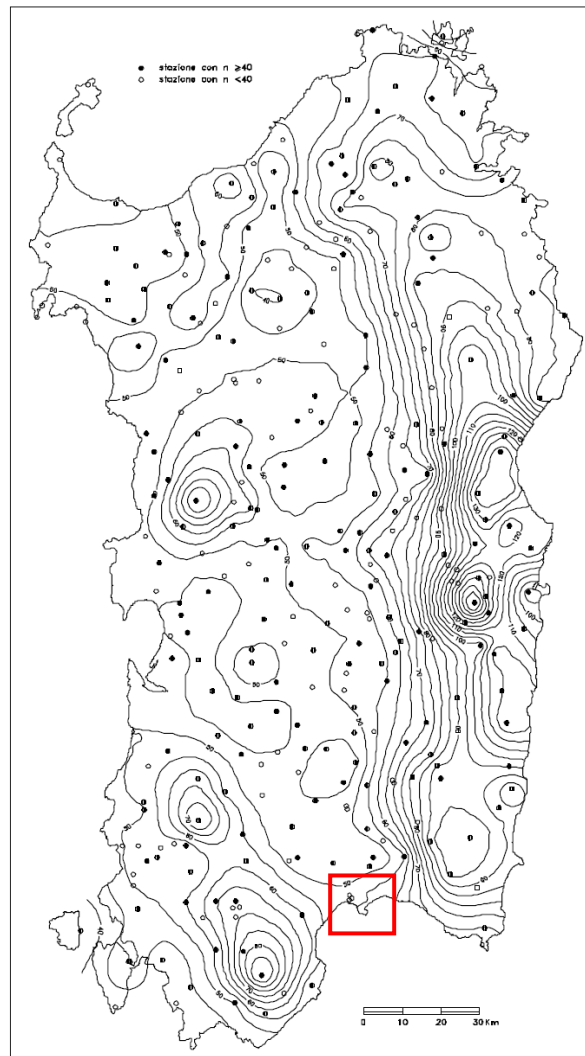


Figura 13 – Carta delle isoiete. In rosso: l'area in esame.

La pioggia indice $m(t)$ di durata t (ovvero la media dei massimi annui delle piogge di durata t) 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 μ_g :

- $a_1 = \mu_g / (0.886.24^{n_1})$;
- $n_1 = -0.493 + 0.476 \text{ Log}_{10} \mu_g$

L'altezza di pioggia $hT(T)$ di durata t con assegnato tempo di ritorno T in anni si ottiene moltiplicando la pioggia indice $\mu(T)$ per il coefficiente di crescita definito come segue:

$$K_T(\tau) = a_2 \tau^{n_2}$$

ovvero

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

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

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

$$\begin{aligned} \text{SZO 1} \quad a_2 &= 0.66105 + 0.85994 \text{ Log}_{10} T & ; \quad n_2 &= -1.3558 \cdot 10^{-4} - 1.3660 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T \\ \text{SZO 2} \quad a_2 &= 0.64767 + 0.89360 \text{ Log}_{10} T & ; \quad n_2 &= -6.0189 \cdot 10^{-3} + 3.2950 \cdot 10^{-4} \text{ Log}_{10} T \\ \text{SZO 3} \quad a_2 &= 0.62408 + 0.95234 \text{ Log}_{10} T & ; \quad n_2 &= -2.5392 \cdot 10^{-2} + 4.7188 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{SZO 1} \quad a_2 &= 0.46378 + 1.0386 \text{ Log}_{10} T \\ n_2 &= -0.18449 + 0.23032 \text{ Log}_{10} T - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 & \text{(per } \tau \leq 1 \text{ ora)} \\ n_2 &= -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T & \text{(per } \tau \geq 1 \text{ ora)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SZO 2} \quad a_2 &= 0.44182 + 1.0817 \text{ Log}_{10} T \\ n_2 &= -0.18676 + 0.24310 \text{ Log}_{10} T - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 & \text{(per } \tau \leq 1 \text{ ora)} \\ n_2 &= -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T & \text{(per } \tau \geq 1 \text{ ora)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SZO 3} \quad a_2 &= 0.41273 + 1.1370 \text{ Log}_{10} T \\ n_2 &= -0.19055 + 0.25937 \text{ Log}_{10} T - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 & \text{(per } \tau \leq 1 \text{ ora)} \\ n_2 &= 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T & \text{(per } \tau \geq 1 \text{ ora)} \end{aligned}$$

2.2.2 Calcolo delle portate di pioggia

Per il dimensionamento in esame è stato fatto riferimento a dati relativi alle precipitazioni di massima intensità verificatasi nel periodo 1924 – 2004, aventi durata variabile tra un ora e 24 ore, registrati nei pluviometri più vicini alla zona. Nella seguente tabella sono riportati anno per anno i valori di precipitazione di massima intensità per le durate di 15, 30, 45 minuti e 1, 3, 6, 12, 24 ore, utilizzati nelle successive elaborazioni.

pluviometro	cod	serie	anni disponibili	primo anno	ultimo anno	val. minimo	val. massimo	coeff. Variazione	coeff. Asimmetria
Pula	20218	5	9	1938	1964	3	7,8	0,321	0,619
		10	17	1936	1983	4,2	30	0,529	2,246
		15	13	1938	1988	7,6	30	0,369	0,797
		20	3	1936	1964	9,6	30	0,534	0,519
		30	11	1963	1988	9	40	0,484	0,474
		1 ora	30	1936	1988	9,6	45	0,47	0,409
		3	30	1936	1988	17,4	62,5	0,445	0,759
		6	30	1936	1988	20	94,6	0,467	1,361
		12	30	1936	1988	10,2	84,4	0,379	0,478
		24	30	1936	1988	10,2	85,4	0,372	0,15
		1g	42	1957	2004	20,8	135	0,445	2,126
		2	43	1957	2004	26,2	137	0,384	1,195
		3	43	1957	2004	32	137,4	0,359	0,961
		4	43	1957	2004	42	140,8	0,345	1,038
		5g	43	1957	2004	42	152,8	0,336	0,995
						media	80,84666667		
	Cagliari Osserv. Idr.	20324	5	10	1951	1977	2,4	12	0,49
		10	25	1951	1981	4	19	0,452	0,662
		15	20	1945	1981	4,4	26	0,502	0,554
		20	5	1953	1971	8	32	0,616	1,774
		30	15	1957	1981	7	30,4	0,471	0,414
		1 ora	32	1934	1981	5,1	47	0,522	0,741
		3	32	1934	1981	11,7	59	0,447	0,506
		6	32	1934	1981	16,8	125,6	0,582	2,089
		12	32	1934	1981	16,8	92,6	0,41	1,403
		24	32	1934	1981	25,6	107,4	0,43	1,128
		1g	30	1951	1980	25,6	107,4	0,423	1,422
		2	30	1951	1980	25,6	114	0,381	0,86
		3	30	1951	1980	29,8	122	0,349	0,879
		4	30	1951	1980	29,8	151,4	0,393	1,216
		5g	30	1951	1980	31,2	154,2	0,394	1,317
						media	80		

Cagliari Istituto Idr.	20325	5	7	1932	1941	3	9,6	0,333	-0,164	
		10	13	1936	1980	4	15	0,392	0,728	
		15	15	1931	1980	5	20	0,454	0,74	
		30	16	1931	1980	602	36	0,574	0,922	
		1 ora	25	1929	1980	804	62,4	0,614	1,545	
		3	25	1929	1980	14	81,6	0,606	1,641	
		6	25	1929	1980	15,6	101,4	0,575	1,447	
		12	25	1929	1980	16,4	125,4	0,584	1,318	
		24	25	1929	1980	21,2	132	0,503	1,118	
		1g	30	1924	1980	18,5	132	0,574	1,657	
		2	30	1924	1980	28,8	132	0,461	1,286	
		3	30	1924	1980	29	132	0,406	1,238	
		4	30	1924	1980	30,6	132	0,39	1,091	
		5g	30	1924	1980	31,7	132	0,388	0,979	
						media	88,81428571			
	Stazione di Cagliari	20052	5	2	1965	1984	2,6	11,2	0,881	nd
			10	4	1965	1984	8,6	13	0,169	-1,628
		15	6	1982	1987	902	25	0,375	1,125	
		30	7	1965	1987	10,6	30	0,413	1,014	
		1 ora	6	1950	1987	17,6	32	0,277	-0,025	
		3	6	1950	1987	17,6	58	0,457	0,886	
		6	6	1950	1987	17,6	70,8	0,518	0,609	
		12	6	1950	1987	17,6	77,4	0,522	0,302	
		24	6	1950	1987	17,6	85,8	0,563	0,289	
		1g	26	1933	2004	13	88,2	0,453	0,935	
		2	26	1933	2004	21	111	0,453	1,128	
		3	26	1933	2004	21	120,2	0,422	1,1	
		4	26	1933	2004	22	128,2	0,434	1,069	
		5g	26	1933	2004	22,8	131,8	0,421	1,03	
						media	70,18571429			

Tabella 1 – Dati pluviometrici di pioggia intensa.

Dall'elaborazione di tali dati si ricaveranno le curve di massima possibilità pluviometrica.

I valori di “a” e di “n” sono stati ricavati per i tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100, 200 anni al variare della durata t[ore].

In particolare sono stati ricavati due diversi valori “n1” e “n2” del parametro n validi per durate rispettivamente inferiori e superiori ad 1 ora, mantenendo inalterato il valore del parametro “a1”.

Nella seguente tabella sono riportate in forma numerica tali curve al variare del tempo di ritorno con esplicitati i valori dei parametri “a1”, “a2”, “n1” e “n2”.

		Tr(anni)					
t(ore)	t(min)	Tr5	Tr10	Tr25	Tr50	Tr100	Tr200
0,08	5,00	12,09	14,64	14,86	15,69	16,48	17,33
0,17	10,00	15,19	18,39	19,90	21,62	23,28	24,95
0,25	15,00	17,17	20,80	23,29	25,70	28,03	30,36
0,33	20,00	18,75	22,72	26,08	29,10	32,04	34,97
0,50	30,00	21,40	25,93	30,89	35,05	39,13	43,20
1,00	60,00	26,68	32,32	40,98	47,81	54,64	61,46
3,00	180,00	37,84	45,85	57,76	67,29	76,80	86,29
6,00	360,00	47,17	57,16	71,73	83,50	95,21	106,88
12,00	720,00	58,81	71,26	89,07	103,60	118,03	132,38
24,00	1 440,00	73,31	88,84	110,61	128,54	146,33	163,97
	a2	1,27	1,54	1,95	2,28	2,61	2,93
T≤1OR	n2	-0,01	-0,01	0,08	0,12	0,16	0,18
T>1OR	n2	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,02
	a1	20,97					
	n1	0,32					

Tabella 2 – Curve di probabilità pluviometrica.

Considerato che si tratta della realizzazione di nuove condotte, si è scelto come tempo di ritorno di considerare Tr = 25 anni.

3 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – METODOLOGIA

Nell'area dell'impianto è prevista una rete di smaltimento delle acque meteoriche. La rete di drenaggio raccoglie le acque meteoriche che bagnano l'area dei serbatoi, l'area dei vaporizzatori (per il drenaggio dell'acqua di condensa) e la viabilità.

Il sistema di drenaggio è costituito da:

- Tubazioni in cemento rotocompresso con DN variabile in funzione delle portate;
- Pozzetti prefabbricati in CLS;
- Canaletta di raccolta acque bianche in CLS con griglia in acciaio zincato.

Nel dettaglio la rete di drenaggio raccoglie le acque piovane che defluiscono sull'area del terminal e le convoglia nell'impianto di trattamento costituito da:

- Un pozzetto di raccolta;
- Due vasche di prima pioggia dimensionate per accogliere un volume idrico pari a circa 433 mc;
- Due pozzetti separatori.

In uscita dall'impianto di trattamento le acque, depurate dagli oli e dalle particelle di sedimento che avranno portato in soluzione durante il transito attraverso il terminal, verranno inviate alla rete di fognatura delle acque nere.

Per l'ubicazione planimetrica della rete e i dettagli si rimanda alla tavola dedicata (D_05_UR_05_RAC_R00 – “*Planimetria sistema di raccolta e collettamento acque meteoriche*”).

Nella seguente figura si riporta la planimetria della rete di smaltimento.

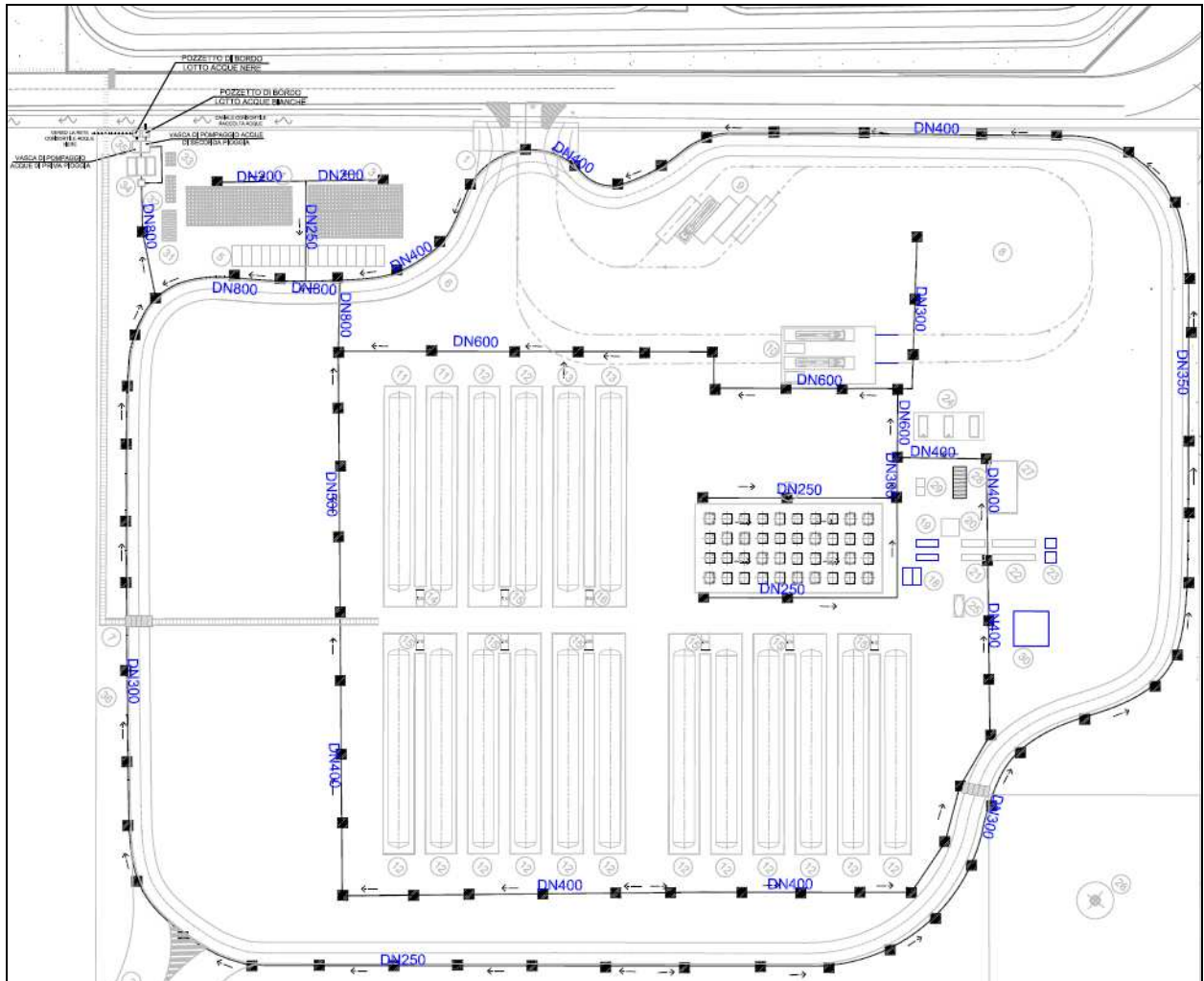


Figura 14 – Planimetria rete di smaltimento acque meteoriche. Rif. Elab. D_05_UR_05_RAC_R00.

I tipologici del pozzetto previsto a progetto e della posa delle tubazioni sono riportati nelle seguenti figure.

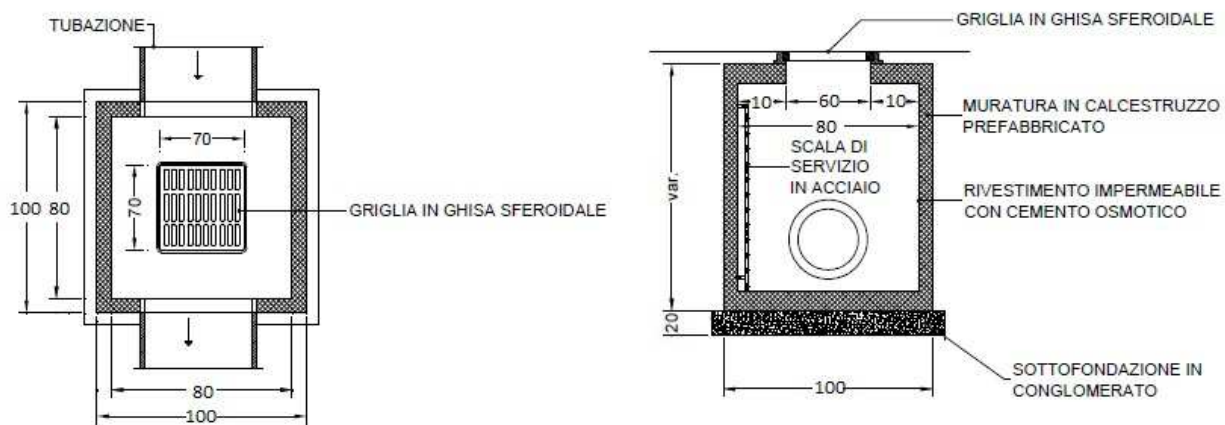


Figura 15 – Particolare pozzetto

Le verifiche di compatibilità tra la portata dimensionata per la rete di smaltimento e quella scaricabile nella rete consortile, così come le verifiche delle altimetrie dei pozzetti esistenti della rete a cui collegarsi come punti terminali degli scarichi saranno oggetto della progettazione esecutiva.

3.1 Verifiche idrauliche reti di drenaggio

Di seguito verrà fatta l'analisi idraulica volta alle verifiche delle reti di drenaggio.

3.1.1 Tempo di corrivazione della rete fognaria

Il primo parametro da calcolare è il tempo di corrivazione, definito genericamente come il tempo che l'acqua impiega a compiere il percorso tra il punto del bacino più lontano e una determinata sezione di chiusura della canalizzazione.

Per la sua stima si è assunto che il comportamento delle superfici di scolo fosse assimilabile a quello di un normale bacino idrografico in ragione delle limitate pendenze e per l'assenza di una vera e propria rete idrografica.

Per il calcolo del tempo di corrivazione (o in questo caso più propriamente detto tempo di concentrazione) è stata utilizzata la metodologia valida per le aree urbanizzate ("Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione" – HOEPLI, 1997):

$$T_c = t_a + t_r$$

Dove:

- t_a = tempo d'accesso alla rete relativo al sotto bacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo, valutato dell'ordine di 5 minuti;
- t_r = tempo di rete, somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione secondo il percorso più lungo (L) della rete fognaria
$$t_r = \sum_i L_i/v_i;$$
- v = velocità della particella liquida [m/s].

Per i tratti di tubazione successivi al primo si utilizza come tempo di accesso " t_a " il tempo di concentrazione T_c più elevato dei tratti afferenti a monte, nel caso in cui sia effettivamente più elevato del tempo di accesso calcolato per il tratto di tubazione in esame.

3.1.2 Coefficiente di afflusso superfici di scolo

La riduzione dell'afflusso (φ) alle rete è dovuta in parte al diverso grado di permeabilità delle superfici di pavimentazione e in parte al ritardo degli afflussi dovuti agli ostacoli intercettati nel cammino lungo il terminal.

In generale il coefficiente di afflusso è definito come il rapporto tra il volume idrico che raggiunge le reti di canali e il volume di pioggia totale.

Se esistono bacini tributari verrà valutato un coefficiente di afflusso pesato, secondo la formulazione:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

In generale è stato considerato un coefficiente di afflusso $\varphi = 0.83$ assunto come media del coefficiente di afflusso pari a uno delle superfici stradali (circa il 17% del totale) e di quello delle superfici restanti del terminal pari a 0.8 (coefficiente di afflusso rappresentativo del cemento industriale di cui sono costituite).

3.1.3 Determinazione della portata massima transitante nella rete fognaria

Il calcolo della portata di afflusso alle opere di drenaggio è stato eseguito considerando il metodo cinematico o della corrivazione.

Le ipotesi di base di tale metodo sono le seguenti:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Nell'ulteriore ipotesi di ietogramma rettangolare (pioggia di intensità costante) si può assumere

Nell'ipotesi di ietogramma rettangolare la portata massima in una generica sezione di una rete si ottiene per una pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso e risulta pari a:

$$Q_M = \varphi \frac{i \cdot A}{360}$$

In cui:

- φ = coefficiente di afflusso;
- i = intensità media di pioggia in mm/h per una durata pari a t_c ;
- A = superficie del bacino in ha.

In generale il tempo di corrivazione della sezione terminale di un generico tratto è stato assunto pari a:

$$t_c = t'_c + L/V$$

in cui t'_c è il massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte ed $t_p=L/V$ è il tempo di percorrenza dell'acqua nel tratto stesso (L =lunghezza tratto, V =velocità tratto), in condizioni di moto uniforme.

La determinazione della si effettua procedendo da monte verso valle per tentativi attraverso l'applicazione della metodologia seguente:

- per ogni sezione di calcolo si determina l'area totale sottesa e il coefficiente di afflusso corrispondente;
- ad ogni tratto si assegna il tempo di ruscellamento di accesso alla rete;
- si calcola il tempo di corrivazione della sezione di calcolo;

- si fissa un valore di velocità v e in funzione del tempo di corrivazione si calcola l'intensità media di precipitazione i ;
- si calcola la portata al colmo di piena.

Dalla scala di deflusso si ricava l'altezza h e la velocità corrispondente v e si verifica che il suo valore sia prossimo a quello ipotizzato in partenza, altrimenti se ne fissa un altro e si ripete il procedimento ricalcolando il tempo di corrivazione, l'intensità media di pioggia e la portata. Raggiunta la convergenza si procede al dimensionamento del tronco di valle.

3.1.4 Analisi idraulica tubazioni

L'analisi idraulica che si effettua per le tubazioni parte dalla valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni stesse.

La formula utilizzata è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{1/2} = k_s \cdot \Omega^{5/3} \cdot B^{3/2} \cdot i_f^{1/2}$$

con:

- Q = portata liquida all'interno del tubo;
- k_s = coefficiente di scabrezza (pari a 120 per tubazioni in Pe, PVC, PRFV);
- Ω = area della sezione di deflusso;
- i_f = pendenza tubazioni (pari a 0.6%);
- R = raggio idraulico;
- B = perimetro bagnato.

3.1.5 Analisi idraulica griglie

Per quanto riguarda le griglie l'analisi idraulica ha lo scopo di verificare che la portata massima derivabile da ciascuna griglia sia maggiore della portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato.

Si adotta il seguente procedimento:

- Si stabilisce il valore ammissibile del carico h ;
- Si calcola il perimetro idraulicamente attivo della griglia P ;
- Si calcola l'area della caditoia libera da ostruzioni;
- Dalla scala delle portate si ricava la portata massima derivabile.

La verifica risulta soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.

4 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - VERIFICHE

4.1 Parametri curva di possibilità pluviometrica

Come già anticipato nei paragrafi precedenti, trattandosi della realizzazione di nuove condotte, per la rete di smaltimento delle acque meteoriche si è considerato un tempo di ritorno pari a 25 anni.

I coefficienti caratteristici della curva di possibilità pluviometrica sono esposti nella seguente tabella:

I coefficienti caratterizzanti la curva sono quelli indicati nella seguente tabella:

Tr (anni)	a1	a2	n1	n2
25	20,97	1,95	0,32	0,08

Tabella 3 – Parametri caratteristici della curva di possibilità pluviometrica.

4.2 Verifica idraulica tubazioni

Si considera il calcolo della portata per una condotta a pelo libero utilizzando la formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler.

L'area dell'impianto è stata suddivisa in sub-bacini in funzione della disposizione delle griglie e dei pozzetti di raccolta, ipotizzando il percorsi più idonei per una migliore disposizione della rete di raccolta, come riportato nell'elaborato D_05_UR_RAC_R00 - "Planimetria rete di raccolta acque meteoriche".

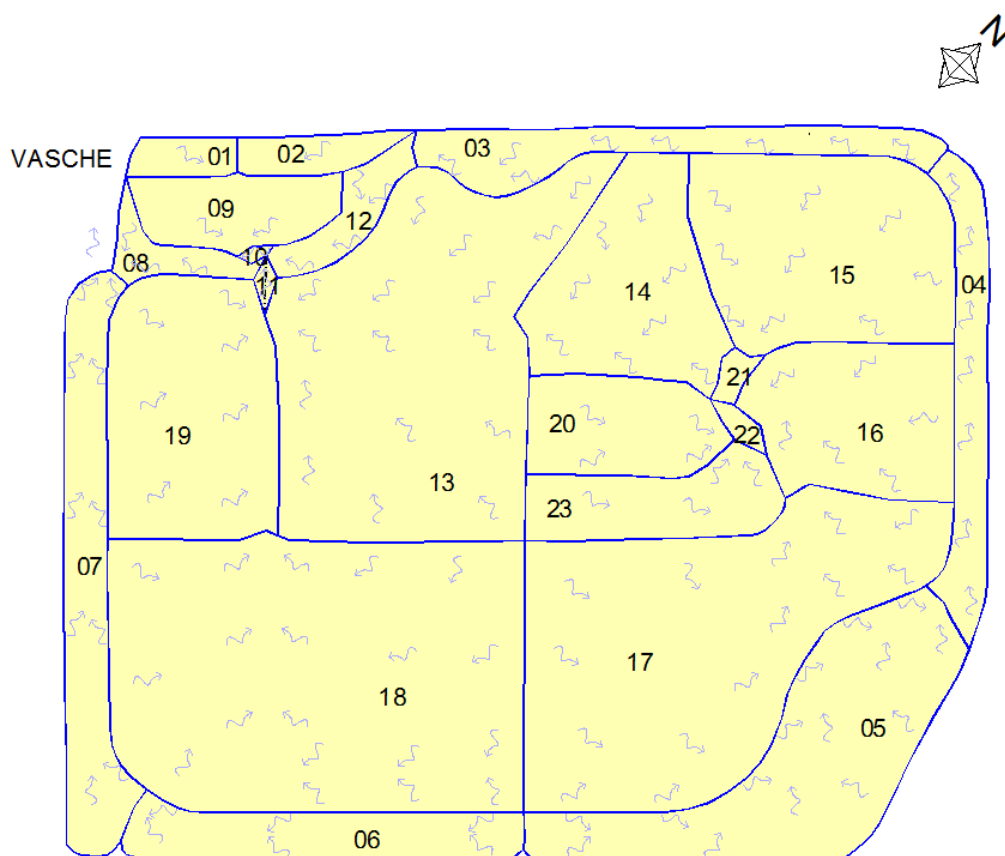


Figura 16 – Suddivisione in sub-bacini dell'area interessata dalla realizzazione dell'impianto.

Sono stati pertanto distinti gli ordini dei relativi sottobacini in modo da comprendere i contributi dei singoli bacini e l'afferenza cumulativa

SCHEMA DI CONFLUENZA SUB-BACINI RETE DI
RACCOLTA ACQUE METEORICHE

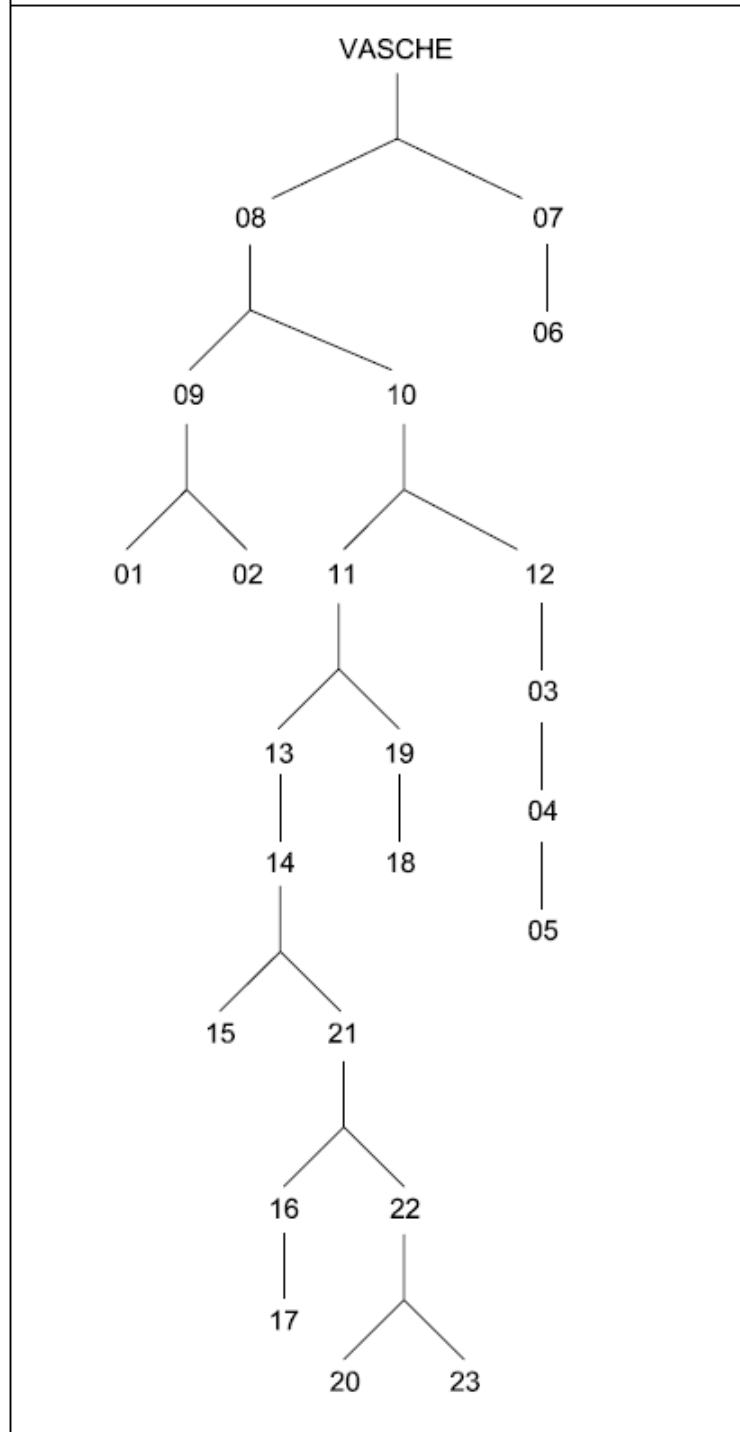


Figura 17 – Schema di confluenza dei sub-bacini dell’area impianto.

Assumendo:

- pendenza del canale $i=2\%$;
- coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler $m= 0.03$ per tubazioni in Pe, PVC, PRFV

Son state calcolate le aree totali dei bacini e le portate in modo assegnare ad ogni bacino il diametro di tubazione necessario per lo smaltimento

<i>Sub-bacini</i>	<i>Area singola (mq)</i>	<i>Bacini afferenti (mq)</i>	<i>Area totale (mq)</i>	<i>Portata Q (mc/s)</i>	<i>DN necessario (mm)</i>
01	476,39	-	476,39	0,016	DN200
02	651,72	-	651,72	0,023	DN200
03	2.117,16	04+05	9645,85	0,334	DN400
04	1.948,34	05	7528,69	0,260	DN350
05	5.580,35	-	5580,35	0,193	DN300
06	2.234,42	-	2234,42	0,077	DN250
07	3.116,88	06	5351,30	0,185	DN300
08	602,15	01+02+03+04+05+09+10+11+12+13+14+15+16+17+18+19+20+21+22+23	68497,31	2,369	DN800
09	1.570,20	01+02	2698,31	0,093	DN250
10	41,85	03+04+05+11+12+13+14+15+16+17+18+19+20+21+22+23	65196,85	2,255	DN800
11	81,99	13+14+15+16+17+18+19+20+21+22+23	54702,51	1,892	DN800
12	806,64	03+04+05	10452,49	0,361	DN400
13	10.018,28	14+15+16+17+20+21+22+23	37032,21	1,281	DN600
14	3.776,77	15+16+17+20+21+22+23	27013,93	0,934	DN600
15	5.351,59	-	5351,59	0,185	DN300
16	3.375,47	17	13445,86	0,465	DN400
17	10.070,39	-	10070,39	0,348	DN400
18	12.671,38	-	12671,38	0,438	DN400
19	4.916,93	18	17588,31	0,608	DN500
20	2.101,21	-	2101,21	0,073	DN250
21	175,60	16+17+20+22+23	28455,74	0,984	DN600
22	152,32	20+23	4264,11	0,147	DN300
23	2.010,58	-	2010,58	0,070	DN250

Tabella 4 – Dimensionamento Dei diametri della rete di raccolta.

4.3 Verifica idraulica griglie

L'analisi idraulica delle griglie deve verificare che la portata massima derivabile da ciascuna griglia sia maggiore della portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato. Assumendo i seguenti dati:

- Carico idraulico h pari a 3 cm;
- Perimetro idraulicamente attivo della griglia $P = 4 \times 70 \text{ cm} = 2.8 \text{ m}$;

La verifica è soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.

I pozzetti in CLS prefabbricati sono dotati di griglie in acciaio zincato D400 secondo UNI EN124. Il tirante generato da tale lama d'acqua, unitamente al perimetro idraulicamente attivo, sono utilizzati come input per la determinazione della portata smaltibile dalla griglia stessa. La relazione utilizzata è la seguente:

$$Q = 1.66 \cdot P \cdot h^{3/2}$$

dove:

P = perimetro idraulicamente attivo
 h = tirante.

4.4 Verifica statica tubazioni

La verifica statica di una canalizzazione interrata si conduce verificando che i carichi agenti sulla struttura generino tensioni e deformazioni ammissibili e compatibili con il materiale costituente la tubazione.

Nel caso di tubazioni in materiale plastico si parla di tubazioni deformabili, quindi è necessario verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammissibili per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Una tubazione interrata è sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, dall'acqua e da eventuali sovraccarichi accidentali.

Per effetto dell'ovalizzazione il tubo esercita sul terreno circostante una spinta; la reazione del terreno contrasta l'ovalizzazione della tubazione contribuendo a migliorarne la stabilità.

A seguito della determinazione dei carichi ovalizzanti si effettuano le seguenti verifiche:

- verifica dell'inflessione diametrale;

- verifica della sollecitazione massima di flessione;
- verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico (buckling).

4.5 Dimensionamento impianti di trattamento

Il calcolo delle portate di trattamento parte dalla definizione di acque di prima pioggia, identificate nei primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento, uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.

Per il calcolo della relativa portata si assume che tale valore venga raggiunto dopo un periodo di tempo pari a 15 min.

Il coefficiente di afflusso alla rete è stato assunto pari a 0.83 poiché circa il 20% della superficie è costituita da asfalto stradale (coefficiente=1) e il restante 80% da cemento industriale (coefficiente=0.8).

Le linee guida ARPA LG28/DT – “Criteri di applicazione DGR 286/05 e 1860/06” riguardanti il trattamento delle acque meteoriche di dilavamento, considerano come intensità della precipitazione piovosa relativa ai primi 15 min la seguente:

$$i = 20 \text{ mm/m}^2 \text{ per un tempo di } 1 \text{ h } 20 \text{ mm/m}^2 / 3600 \text{ s} = 0,0056 \text{ l/s m}^2$$

Il dimensionamento delle vasche di prima pioggia parte dalle seguenti formulazioni:

$$\text{Volume di prima pioggia: } V_{PP} = S \times 5 \text{ mm}$$

$$\text{Volume di sedimentazione (volume dei fanghi): } V_{SED} = Q \times C_f$$

$$\text{Portata : } Q = S \times i$$

Dove:

S= superficie del bacino scolante= 78.000

Cf è un coefficiente= 100

Di conseguenza la portata d'acqua dovuta all'evento meteorico è pari a:

$$Q = S \cdot i = 0,437 \text{ mc/s}$$

considerando che la superficie dell'impianto è pari a 78.000 mq.

Il Volume di prima pioggia Vpp è pari al prodotto tra la superficie scolante servita dalla rete di drenaggio e i 5 mm delle acque di prima pioggia ovvero:

$$V_{pp} = S \cdot 5 \text{ mm} = 390,00 \text{ mc}$$

Il volume di sedimentazione è pari a

$$V_{sed} = Q \cdot C_f = 0.437 \cdot 100 = 43,70 \text{ mc}$$

Di conseguenza il volume totale della vasca di impianto deve essere pari a:

$$V_{tot} = V_{pp} + V_{sed} = 433,70 \text{ mc}$$

L'impianto di trattamento è costituito da un manufatto monoblocco realizzato in vetroresina (PRFV resina poliestere rinforzata con fibra di vetro).

Il sistema di trattamento permette di trattare in continuo le acque di dilavamento separando dall'acqua i fanghi, gli oli minerali e le benzine eventualmente presenti, producendo un'acqua di scarico controllata.

L'impianto infatti è costituito da una vasca di prima pioggia o di sedimentazione e un disoleatore posto in serie, il quale separa i liquidi a basso peso specifico (olio combustibile, benzina, gasolio, ecc.).

Il disoleatore potrà essere previsto di filtro a pacco lamellare e filtro a coalescenza munito di dispositivo di scarico con otturatore a galleggiante con la funzione di chiudere il sistema ed impedire la fuoriuscita di oli quando la camera di raccolta è completamente piena.

Il funzionamento dell'impianto di trattamento è il seguente:

- Le acque di prima pioggia subiscono una prima sedimentazione per un certo periodo di tempo al fine di consentire la separazione delle sostanze sedimentabili.
- Successivamente le acque così pre-trattate, vengono avviate verso la sezione di disoleazione, ove subiscono un processo di flottazione delle sostanze leggere (oli) in sospensione.
- L'aggregazione delle particelle in emulsione si completa nell'ultima parte dell'impianto con la filtrazione. Le micro-particelle di olio aderiscono al filtro e, dopo essersi aggregate fra loro, accrescono la loro dimensione (processo di coalescenza); le aggregazioni di particelle, ora di dimensioni superiori, subiscono l'effetto di flottazione in superficie.

Quando viene superata la massima concentrazione di oli ammissibile dall'impianto, in caso di mal funzionamento dei filtri o di sversamenti accidentali in vasca, interviene un sistema automatico di otturazione a galleggiante che chiude l'uscita dell'impianto evitando così lo sversamento dell'inquinante nel ricettore.

L'impianto è perfettamente stagno e resistente agli agenti corrosivi grazie alle caratteristiche della vetroresina; inoltre può essere interrato senza deformarsi sotto la spinta del terreno o dei sovraccarichi esterni.

Di seguito si dà una rappresentazione dell'impianto. Si prevede l'impiego di due impianti in parallelo.

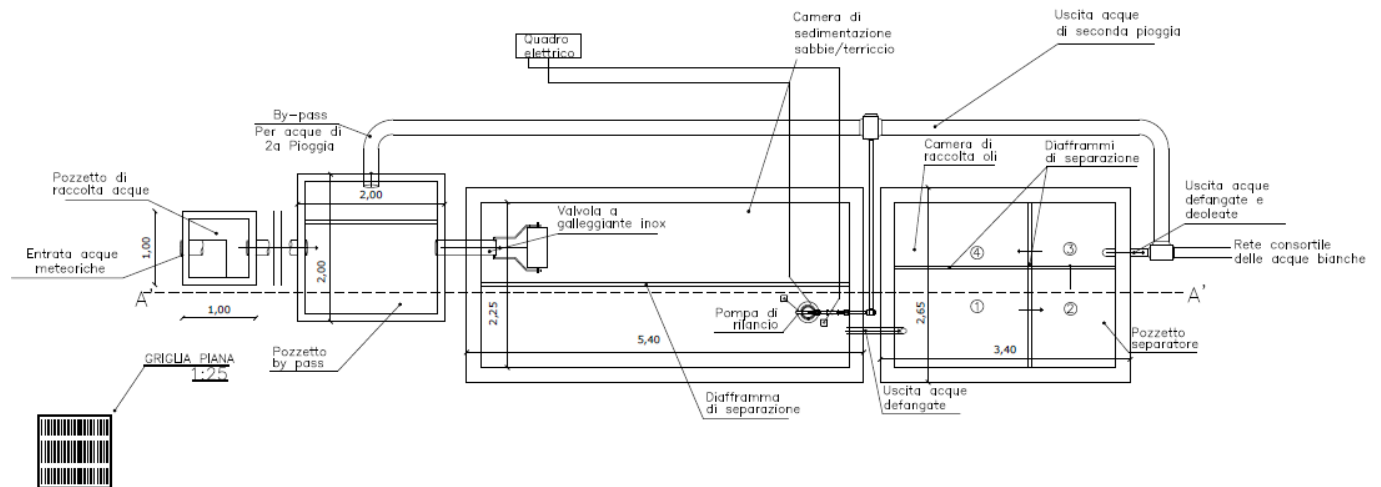


Figura 15 – Rappresentazione in pianta dell'impianto di trattamento previsto