



PROVINCIA SUD SARDEGNA



COMUNE DI VILLACIDRO



COMUNE DI GUSPINI



REGIONE SARDEGNA



COMUNE DI SAN GAVINO MONREALE



COMUNE DI GONNOSFANADIGA



CONSORZIO INDUSTRIALE PROVINCIALE M.C. VILLACIDRO

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO IN AREA INDUSTRIALE

NEI COMUNI DI VILLACIDRO E S.GAVINO MONREALE (SU)

Potenza massima di immissione in rete: 20 000 kW

Potenza installata lato DC: 25,197 MWp

B

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE DI RETE PER LA CONNESSIONE

SE 220/150kV e raccordi aerei, potenziamento elettrodotto Villacidro-Guspini

B. Progetto definitivo

B.56

*NUOVA S.E. DI GUSPINI
RELAZIONE IDRAULICA*

COMMITTENTE

GREENENERGYSARDEGNA2

IL PROGETTISTA



BETTIOL ING. LINO S.R.L.

Società di Ingegneria

S.L.: Via G. Marconi 7 - 31027 Spresiano (TV)

S.O.: Via Panà 56ter - 35027 Noventa Padovana (PD)

Tel. 049 7332277 - Fax. 049 7332273

E-mail: bettiolinglinosrl@legalmail.it

DATA: MARZO 2021

Sommarrio

1. PREMESSA.....	3
2. MOTIVAZIONI DELL'OPERA	4
3. UBICAZIONE DELL'INTERVENTO	6
4. CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA DELL'AREA.....	7
4.1. Premesse e caratteristiche generali	7
4.2. Inquadramento territoriale	8
4.3. Descrizione della rete idraulica ricettrice	9
4.4. Criticità idrauliche rilevate per l'area in esame	10
4.5. Inquadramento geologico.....	12
5. GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE.....	13
5.1. Precipitazioni di progetto.....	14
5.2. Calcolo delle portate di piena	17
5.3. Provvedimenti per il contenimento dei deflussi.....	20
5.3.1. Verifica idraulica del dispositivo di limitazione delle portate	23
5.3.2. Verifica idraulica dello sfioro di troppo pieno e della capacità di smaltimento del ricettore per i manufatti intermedi	23
5.3.3. Verifica idraulica dello sfioro di troppo pieno e della capacità di smaltimento del ricettore.....	25
5.4. Descrizione della rete di smaltimento delle acque meteoriche	26
5.5. L'impianto di trattamento delle acque di piattaforma dei trasformatori	27
6. CONCLUSIONI.....	28

1. PREMESSA

Su incarico di Green Energy Sardegna 2 S.r.l. si è provveduto a redigere il progetto definitivo per gli interventi indicati da Terna e necessari per connettere un nuovo impianto da fonte rinnovabile di Green Energy Sardegna 2 alla cabina primaria di e-distribuzione di Villacidro (SU).

Oggetto della presente relazione tecnica è la descrizione degli aspetti specifici idraulici relativi alla costruzione di una nuova Stazione Elettrica di interconnessione tra la rete RTN a 220kV e la rete RTN a 150kV nel comune di Guspini (SU), di seguito indicata S.E..

Per tali opere il progetto sarà presentato alla Regione Sardegna, Direzione generale dell'industria Assessorato dell'industria Servizio energia ed economia verde che rilascerà l'Autorizzazione Unica ai sensi dell'articolo 12 del D.Lgs. n. 387 del 2003.

Infatti, ai sensi dell'articolo 20 comma 2 della L.R. n. 9 del 2006 e dell'articolo 1 comma 17 della L.R. n. 5 del 2009, confermata dall'articolo 58 della L.R. n. 24 del 2016, l'amministrazione procedente, competente al rilascio dell'Autorizzazione unica per la costruzione e l'esercizio degli impianti di produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili con potenza termica installata inferiore ai 300 MW, e relative opere connesse, ai sensi dell'articolo 12 del D.Lgs. n. 387 del 2003, è la Regione Autonoma della Sardegna.

2. MOTIVAZIONI DELL'OPERA

Green Energy Sardegna 2 S.r.l. ha ottenuto da E-distribuzione preventivo di connessione con numero di protocollo 0267100 in data 19/12/2019.

Di tale preventivo fa parte integrante il documento prot. 0070210 del 09/10/2019 con cui Terna invia a e-distribuzione, in virtù dell'art.34 del TICA, la Soluzione Tecnica Minima Generale (S.T.M.G.) per connettere il nuovo impianto da fonte rinnovabile di Green Energy Sardegna 2 alla cabina primaria di e-distribuzione di Villacidro (SU)

Il codice unico di rintracciabilità della pratica di connessione assegnato da e-distribuzione è il seguente: **T0737100**.

Il codice pratica assegnato da Terna è il seguente: **201900272**.

Terna individua nella STMG le seguenti opere da realizzare per connettere il nuovo impianto di Green Energy Sardegna 2 S.r.l. alla CP di e-distribuzione di Villacidro:

- realizzazione di:
 - *nuova Stazione Elettrica (SE) di trasformazione a 220/150 kV della RTN da inserire in entra-esce alla linea della RTN a 220 kV "Oristano –Sulcis" a cui collegare le linee della RTN a 150 kV "Guspini – Villacidro" e "Pabillonis – Guspini" e la CP Guspini;*
 - *Potenziamento/rifacimento della linea RTN a 150 kV nel tratto compreso tra la CP Villacidro e la nuova SE a 220/150 kV.*

Gli interventi sono funzionali alla connessione in rete del nuovo impianto di produzione da fonte rinnovabile di tipo solare-fotovoltaico da 27 MWp di Green Energy Sardegna 2 S.r.l. (potenza in immissione richiesta 20 MW) denominato "Figuniedda" da realizzarsi in comune di Villacidro (SU) e agli impianti di produzione ad altri produttori connessi in AT e MT che hanno accettato i preventivi di connessione e condividono le stesse opere di rete da autorizzare e realizzare.

La realizzazione del sopracitato campo fotovoltaico consente di aumentare la produzione di energia di fonti rinnovabili che non comportano nessun tipo di emissione di anidride carbonica e di altri agenti inquinanti. Tali opere consentono quindi rispondere alla sempre maggior richiesta di energia eliminando però l'emissione di quelle sostanze (combustibili fossili) che sono le principali responsabili dell'aumento dell'inquinamento che sta subendo il pianeta.

Le opere di seguito descritte costituiscono pertanto, ai sensi dell'art. 12 D.Lgs. 387/2003 e delle linee guida nazionale D.M. 10/09/2010, infrastruttura indispensabile alla costruzione e all'esercizio dell'impianto a fonte rinnovabile e pertanto vengono autorizzate nell'ambito del procedimento di autorizzazione unica.

Gli interventi previsti oggetto del progetto definitivo sono dunque i seguenti:

- nuova Stazione Elettrica di interconnessione tra la rete RTN a 220kV e la rete RTN a 150kV;
- raccordi aerei a 220kV per inserire in entra-esce la nuova SE nella linea a 220kV "Oristano-Sulcis";
- raccordi aerei 150kV per la connessione della Guspini-Pabillonis alla nuova SE 220/150;
- raccordi aerei 150 kV per la connessione della Guspini-Villacidro alla nuova SE 220/150;
- n.2 nuovi elettrodotti aerei in semplice terna a 150 kV di tipo unificato per connettere in antenna la CP Guspini alla nuova SE;
- potenziamento del tratto di linea aerea a150 kV "Villacidro-Guspini" nel tratto compreso tra la nuova SE e la CP di Villacidro.

Tali opere di rete sono indispensabili per poter trasportare l'energia pulita prodotta dal campo fotovoltaico a cui sono connesse. Senza tali opere infatti si creerebbe un esubero di energia che non potrebbe essere trasportata e di conseguenza distribuita alle utenze creando problematiche al sistema elettrico locale.

Green Energy Sardegna 2 S.r.l. ha assunto il ruolo di capofila nella progettazione e autorizzazione delle suddette opere di rete indicate nel STMG.

3. UBICAZIONE DELL'INTERVENTO

Le opere previste in progetto si sviluppano esclusivamente nel comune sotto riportato:

REGIONE	PROVINCIA	COMUNE
Sardegna	Provincia del Sud Sardegna	Villacidro, San Gavino Monreale, Gonnosfanadiga, Guspini

La nuova S.E. di Guspini sarà ubicata nel comune di Guspini (SU) in un'area lungo il tracciato dell'ex ferrovia Montevecchio Sciria-San Gavino Monreale, a nord di essa in un'area a destinazione agricola. La nuova stazione sarà posta a circa 800m dalla SS126 e vi si accederà imboccando il tracciato dell'ex ferrovia, che dovrà essere adeguato e asfaltato, proprio dalla SS126.



Figura 1: Ortofotocarta, in giallo l'area interessata dall'intervento di realizzazione della nuova S.E. di Guspini a nord del centro dell'abitato di Guspini.

4. CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA DELL'AREA

4.1. Premesse e caratteristiche generali

Gli studi da effettuare per l'inquadramento e la caratterizzazione del rischio idraulico ed il conseguente dimensionamento delle opere idrauliche andranno sviluppati correlando le seguenti tipologie di analisi:

- 1) Analisi e rilievo degli elementi fisici naturali ed antropici caratterizzanti i corsi d'acqua ed il territorio interessato;
- 2) Analisi storiche;
- 3) Analisi idrologiche ed idrauliche;
- 4) Valutazione ed utilizzo di studi già effettuati.

Vista la tipologia di intervento che prevede l'impermeabilizzazione di un territorio ora ad uso agricolo o comunque a verde si ipotizza una gestione delle acque meteoriche tale da garantire l'invarianza idraulica dei deflussi mediante una verifica di compatibilità idraulica delle opere.

L'obiettivo primario della verifica delle compatibilità idraulica delle previsioni degli strumenti urbanistici vigenti con le condizioni di dissesto presenti o potenziali, è quello di dimostrare, mediante uno specifico elaborato di valutazione, che non viene aggravato l'esistente livello di rischio idraulico né viene pregiudicata la possibilità di riduzione di tale livello.

Deve pertanto essere verificata l'ammissibilità della previsione infrastrutturale, considerando le interferenze tra i dissesti idraulici presenti o potenziali e le destinazioni o trasformazioni d'uso del suolo. In secondo luogo, va evidenziato che l'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione contribuisce all'incremento del coefficiente di deflusso ed al conseguente aumento del coefficiente udometrico delle aree trasformate; pertanto ogni previsione edificatoria che provochi una significativa variazione di permeabilità superficiale dovrà prevedere misure compensative volte a mantenere costante il coefficiente udometrico secondo il principio dell'"invarianza idraulica".

In linea generale, secondo la normativa di settore, risultano idraulicamente compatibili gli interventi che:

- siano compatibili con l'assetto idraulico di progetto;
- non comportino riduzione delle aree inondabili utili alla laminazione del colmo di piena;

- non comportino aumenti di portata per gli scenari di riferimento, anche in considerazione all'eventuale aumento delle superfici impermeabili;

- sia possibile, sulla base delle condizioni di pericolosità emerse dalle analisi, adottare misure, anche a livello locale, per renderle idonee.

Gli elaborati prodotti dovranno rappresentare le problematiche presenti, le analisi e le valutazioni svolte con le relative risultanze.

Le valutazioni e le verifiche di seguito esposte risponderanno alle indicazioni ed alle prescrizioni della normativa di settore vigente nel territorio interessato dalle opere di progetto.

4.2. Inquadramento territoriale

Il territorio comunale di Guspini è ubicato nella parte centro- meridionale della Sardegna. Dista alcune decine di chilometri dalla costa occidentale dell'isola, che va a lambire a Nord, lo Stagno di San Giovanni e Marceddì.

Il comune è situato all'interno della Provincia del Medio Campidano, e precisamente al confine con i Comuni di Arbus ad ovest, di Terralba e San Nicolò d'Arcidano a nord – nordest, Pabillonis ad est, Gonnosfanadiga a sud e, in ultimo, a ovest tramite l'isola amministrativa di quest'ultimo territorio comunale. Il territorio nel suo complesso spazia da vaste aree pianeggianti a rilievi di discreta entità.

Il bacino idrografico dove risulta ubicata l'area oggetto di indagine genera il corso d'acqua denominato "Rio Flumini Mannu" che ha origine dalla confluenza di due torrenti nei pressi di Pabillonis, il rio Bellu e il rio Malu; il suo corso si dirige verso nord attraversando il comune di San Nicolò d'Arcidano per sfociare nello stagno di San Giovanni.



Foto 1 Inquadramento generale dell'area ove sarà ubicata la nuova SE di Guspini.

4.3. Descrizione della rete idraulica ricettrice

L'affluente naturale principale del Flumini Mannu è il riu Sitzzerri, chiamato nel primo tratto riu di Montevecchio, che sorge nei pressi della vecchia miniera di Montevecchio. Il tratto terminale di questo corso d'acqua è stato incanalato in modo da defluire direttamente nello stagno di San Giovanni.

Un secondo flusso d'acqua appartenente al bacino del Flumini Mannu è il riu Mogoro, che nasce dalle pendici meridionali del monte Arci per sfociare nello stagno di San Giovanni, a Marceddi.

Altri corsi d'acqua del 1° ordine sono, oltre al Rio Mannu di Fluminimaggiore, il Rio Naracauli e il Rio Piscinas che drenano le aree minerarie dismesse dell'Arburese – Guspinese.

Il Riu Melas, affluente del Flumini Bellu risulta essere il ricettore delle acque dell'area oggetto di indagine.

Il convogliamento delle acque verso il ricetto avviene attraverso una rete superficiale fossati e scoli, in parti ai lati delle stradine di accesso ai fondi agricoli ed in parte anche all'interno delle proprietà.

Trattasi di rete superficiale privata che funge, in caso di precipitazioni meteoriche rapide ed intense, da vettore di raccolta e scarico verso la rete idraulica ricettrice di valle.

4.4. Criticità idrauliche rilevate per l'area in esame

A quanto risulta dalle ricerche effettuate, l'area non è definita a pericolosità idraulica secondo quanto si evince dalle mappe di pericolosità ricavate dal geoportale della Regione Sardegna.

L'ambito in esame si sviluppa esternamente ad aree definite ad "Esondazione e dissesti morfologici a carattere torrentizio" ed esternamente alla Fascia C di delimitazione delle fasce fluviali (PAI).

Analogamente, la verifica della perimetrazione delle aree a rischio idraulico del PAI conferma che le opere previste in progetto si sviluppano esternamente ad aree definite a "rischio idraulico".

Si veda a tal proposito gli estratti delle perimetrazioni del PAI riportati nelle figure seguenti.

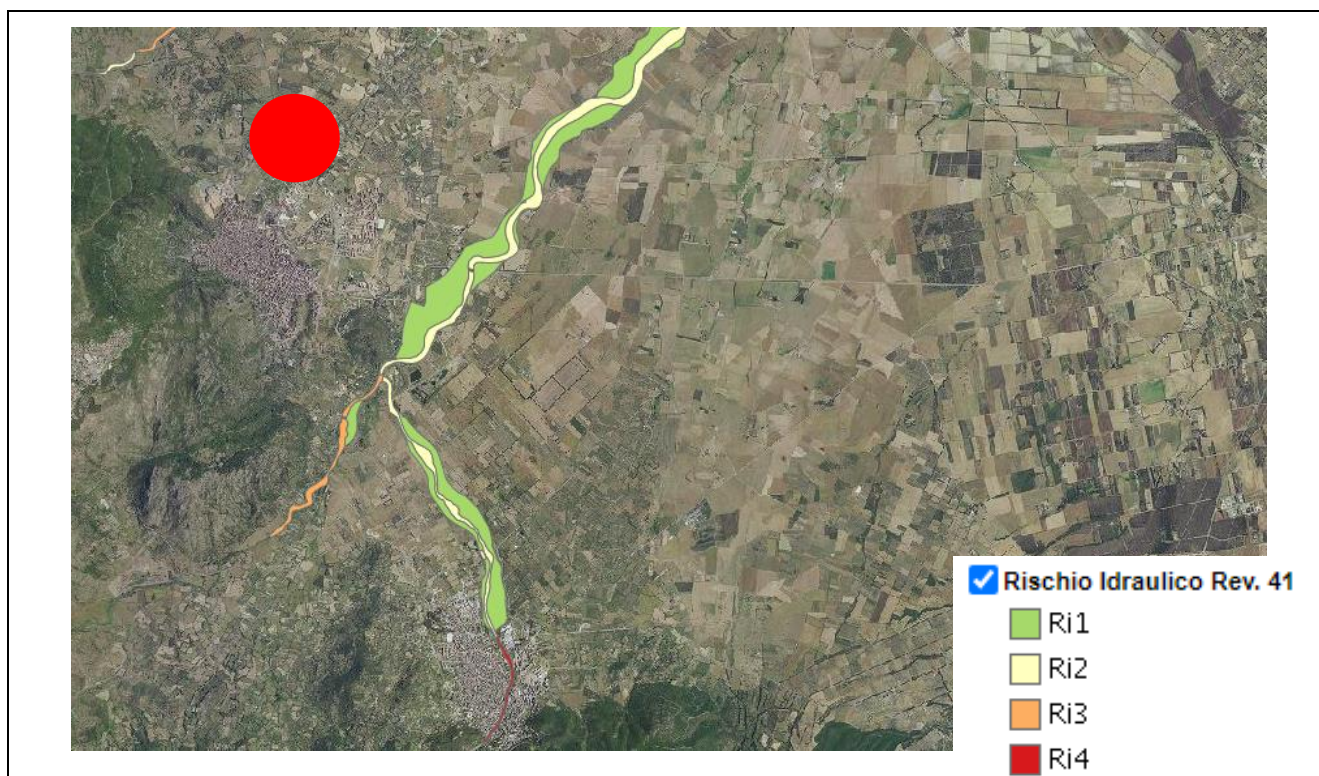


Figura 2 – Estratto Carta rischio alluvioni PAI (fonte <http://www.sardegnageoportale.it>)

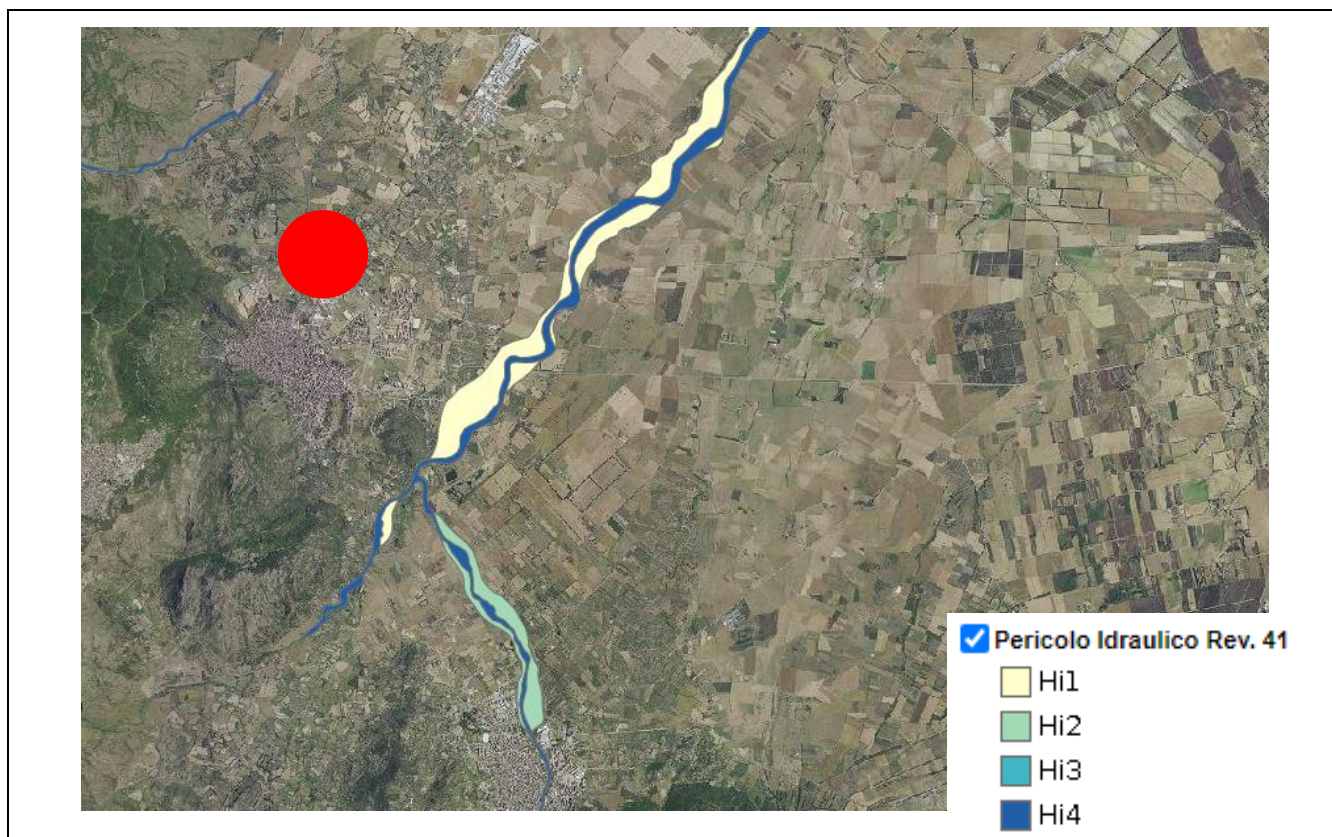


Figura 3 – Estratto Carta rischio pericolo idraulico PAI (fonte <http://www.sardegnaegeoportale.it>)

Si ritiene che le opere previste in progetto non siano in grado di trasformare lo stato dei luoghi in maniera tale da creare particolari impatti di tipo idraulico ai siti in esame.

Non si ritiene inoltre che il sedime della stazione elettrica rientri in aree pericolose non perimetrate nella cartografia di piano che possiedono significativa pericolosità idraulica.

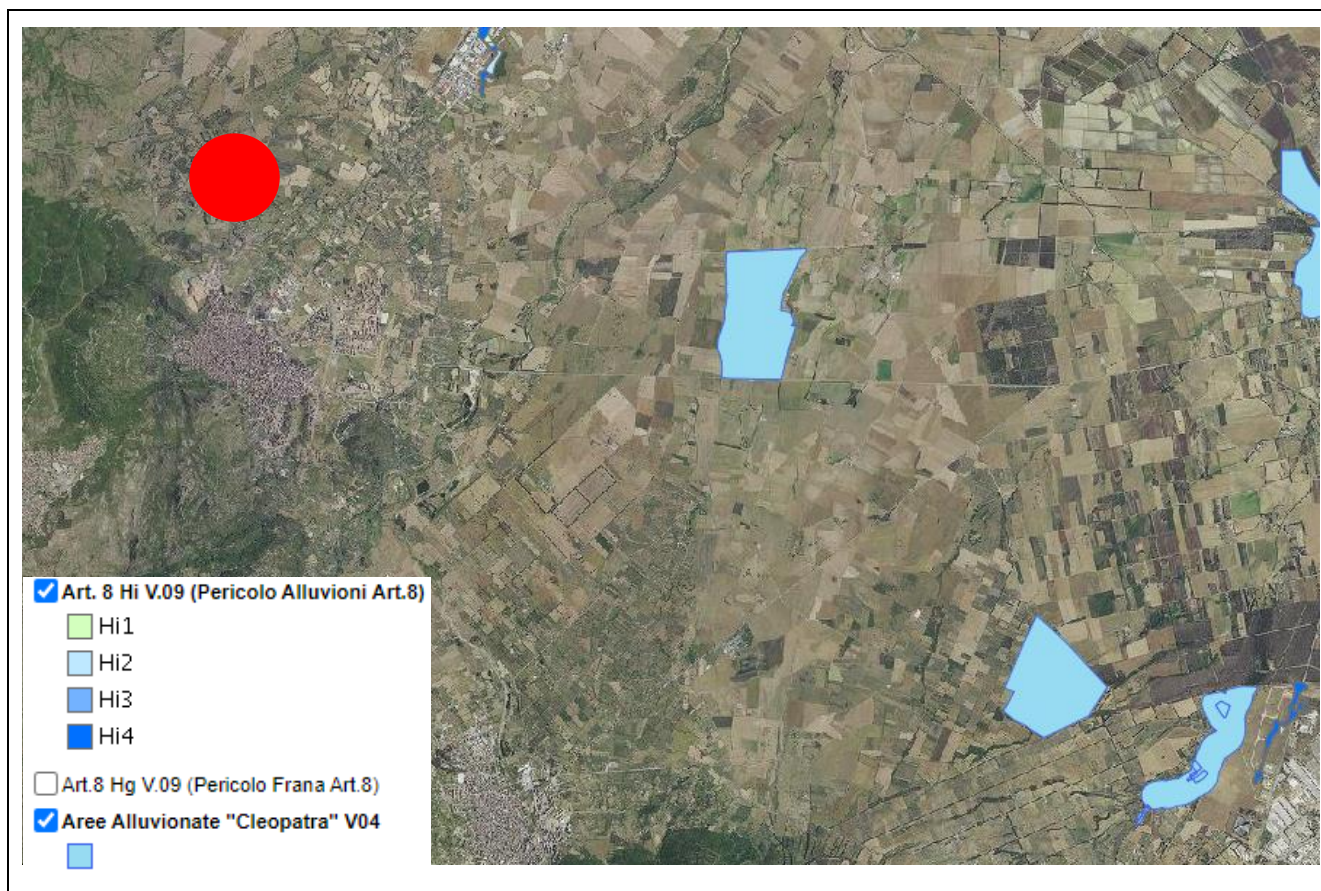


Figura 4 – Estratto Carta Pericolo alluvioni ed aree alluvionate (fonte <http://www.sardegnaoportale.it>)

Ai sensi della normativa di settore, la presente costituisce relazione idraulica dell'intervento con particolare riferimento all'attuazione della stazione elettrica, ed è volta a verificare che le condizioni di deflusso conseguenti alla realizzazione delle opere previste in progetto non siano più gravose di quelle attuali.

Al fine di non aggravare le condizioni della rete idraulica ricettrice saranno quindi individuati gli opportuni accorgimenti che consentano di assorbire l'effetto dei succitati maggiori deflussi meteorici, secondo il principio dell'invarianza idraulica.

4.5. Inquadramento geologico

Per la caratterizzazione geologica dell'area si fa riferimento alla relazione geologica inerente la realizzazione delle opere previste in progetto da realizzarsi nel Comune di Guspini, redatta dal dott. Geol. Giovanni Mandis.

A quanto si può apprendere dalla lettura del documento, la forma dominante del sito è una piana alluvionale sub-pianeggiante, debolmente digradante verso nord-est, geneticamente da ricondursi al

riempimento della fossa tettonica del Campidano avvenuto dall'Oligocene al Quaternario ed in particolare al deposito Pleistocenico di conoidi alluvionali di raccordo con la piana stessa.

Dal punto di vista geomorfologico, il territorio interessato dalla proposta progettuale, evidenziata col colore verde nel documento, è compresa nella zona fra la località "Nuracci" e "Spina Zurpa" (dove è segnata la stazione elettrica), si osserva che la linea attraversa una vasta superficie terminale della piana alluvionale campidanese, che sta per evolvere poco più a meridione, verso una morfologia più movimentata che annuncia le prime formazioni collinari di natura vulcanica terziaria, ma a luoghi appartenenti alle litologie del basamento paleozoico.

Dal punto di vista idrogeologico, vista la presenza di corrivazione idrica superficiale (vd. asta fluviale Rio Terra Maistus e altre aste minori come il "Rio Urradili", "Riu su Monti", "Riu su boi", "Riu Pratzidus" e altri), la zona risulta caratterizzata da strati acquiferi sotterranei in falde di tipo freatiche, ma anche da falde acquifere semi-profonde e piuttosto profonde multistrato.

A quanto risulta al geologo, nei dintorni e non lontano dall'ampia area oggetto d'interesse sono state fatte varie perforazioni per ricerca di strati acquiferi sotterranei, interessanti le formazioni geologiche locali. Tali ricerche, hanno reso nota in questa parte della piana alluvionale del Campidano, l'esistenza di strati acquiferi su tre livelli fondamentali: il primo superficiale e compreso nell'intervallo stratigrafico delle alluvioni ubicato fra i -5/-7 m fino a -12/-15 m ; - il secondo compreso fra i -35 m fino a -60/-75 m ; - ed il terzo intercettabile dopo i -90 /-120 m, fino a -150/-200 m di profondità.

Cautelativamente e per proteggere gli acquiferi profondi non si prevedereanno infiltrazioni delle acque meteoriche nel sottosuolo.

5. GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE

Per quanto concerne il contenuto dello studio idraulico in questione si fa riferimento alle indicazioni della normativa di settore ed in particolare dalle norme tecniche a corredo del PAI.

Si intende pertanto procedere secondo il principio dell'"Invarianza Idraulica" prevedendo per tutti gli interventi edilizi o infrastrutturali che comportino trasformazioni del territorio tali da modificare il regime idraulico esistente, una specifica "valutazione di compatibilità idraulica" volta a verificare che le condizioni di deflusso conseguenti ai lavori non siano più gravose di quelle attuali.

Si prevede pertanto di analizzare le alterazioni del regime idraulico indotte dalla futura realizzazione delle opere e di dimensionare degli specifici volumi di laminazione atti a compensare il surplus dei deflussi dovuti alla trasformazione dell'area che prevede una maggiore impermeabilizzazione del suolo.

Per far ciò si procederà con i passaggi esposti di seguito:

- analisi degli eventi piovosi e determinazione di quello più gravoso per l'area in esame, in funzione del tempo di corrivazione, della durata dell'evento e del suo tempo di ritorno;
- determinazione delle portate di piena prima e dopo l'intervento;
- bilancio idrico, con determinazione degli eventuali maggiori volumi d'acqua da smaltire, derivanti dall'intervento;
- formulazione delle prescrizioni, da adottare nei riguardi dei realizzatori delle opere, affinché gli interventi di progetto non aggravino la situazione idraulica preesistente.

5.1. Precipitazioni di progetto

L'intensità di precipitazione che determina la massima portata di piena (intensità critica) è ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica che, com'è noto, esprime la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata della precipitazione ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno T.

Tale curva ha solitamente la seguente notazione: $h = a \cdot t^n$

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per la verifica della compatibilità idraulica delle opere previste in progetto, si utilizza il modello probabilistico TCEV. Visti gli studi che hanno interessato il territorio della Regione Sardegna si riscontra che il modello probabilistico ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche.

Il modello probabilistico TCEV è fondato sull'ipotesi che i valori estremi della grandezza idrologica considerata provengano da due differenti popolazioni di variabili aleatorie, originate da fenomeni meteorici diversi. La prima popolazione comprende gli eventi ordinari più frequenti e meno intensi e costituisce lo componente di base mentre lo seconda raccoglie gli eventi più rilevanti e rari e costituisce lo componente straordinaria.

Per la stima dei parametri della distribuzione viene usualmente adottata una procedura di tipo gerarchico. Essa procede attraverso tre successivi livelli di regionalizzazione nel primo dei quali viene ripartito il territorio in esame in una o più Zone Omogenee (ZO) contraddistinte ognuno da valori costanti dei due parametri di λ^* , θ^* , e quindi del coefficiente d'asimmetria. Al secondo livello di regionalizzazione il territorio viene ulteriormente ripartito in Sottozone Omogenee (SZO) con valori costanti del parametro λ e quindi del coefficiente di variazione, mentre al terzo livello vengono stimati in ogni punto del territorio i valori della pioggia indice μ . I valori dei parametri sono usualmente determinati mediante un procedimento iterativo basato sul metodo di massima verosimiglianza.

Dalla documentazione consultata risulta che nell'applicazione del modello TCEV in Sardegna sono stati utilizzati i dati delle 46 stazioni pluviografiche e delle 200 stazioni pluviometriche con il maggior numero di osservazioni.

Le indagini svolte al terzo livello di regionalizzazione hanno consentito di individuare una relazione di tipo monomio tra il valore della pioggia indice $\mu(\tau)$ e quello della durata τ , i cui coefficienti sono funzione del valore della media μ della pioggia giornaliera nel medesimo sito. Esprimendo la durata τ in ore e l'altezza di pioggia in mm, questa relazione risulta

$$\mu(\tau) = a_1 \cdot \tau^{b_1}$$

dove i due coefficienti a_1, b_1 , hanno le espressioni:

$$a_1 = \frac{\mu_G}{0,886 \cdot 24^{b_1}} \quad \text{e} \quad b_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log(\mu_G).$$

Per determinare mediante le espressioni teoriche l'altezza di pioggia giornaliera con tempo di ritorno T assegnato in una specifica località, occorre calcolare tramite le relazioni soprariportate il valore di x' e moltiplicarlo per lo pioggia indice μ_G nel punto considerato.

Allo scopo di evitare le complesse determinazioni numeriche connesse con l'impiego delle due espressioni, sono state ricavate per le tre SZO delle relazioni esplicite di x' in funzione del logaritmo decimale del tempo di ritorno TR.

In sintesi lo schema di calcolo per le piogge brevi e intense è il seguente.

L'altezza di pioggia con assegnato tempo di ritorno TR in anni si ottiene moltiplicando la pioggia indice $\mu(\tau)$ per un coefficiente di crescita espresso come: $h(t) = (a_1 \cdot a_2) \cdot t^{(b_1+b_2)}$.

Dove i coefficienti a_2, b_2 , si determinano con le relazioni seguenti per differenti T e τ

a) per tempi di ritorno T <= 10 ANNI

$$\text{SZO 1 } a_2 = 0.66129 + 0.85935 \text{ Log}_{10} T ; b_2 = -1.8438 \cdot 10^{-4} - 1.3539 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T$$

$$\text{SZO 2 } a_2 = 0.64597 + 0.89777 \text{ Log}_{10} T ; b_2 = -5.6073 \cdot 10^{-3} + 7.0047 \cdot 10^{-4} \text{ Log}_{10} T$$

$$\text{SZO 3 } a_2 = 0.62235 + 0.95656 \text{ Log}_{10} T ; b_2 = -2.4882 \cdot 10^{-2} + 4.5884 \cdot 10^{-2} \text{ Log}_{10} T$$

b) per tempi di ritorno T > 10 ANNI

$$\text{SZO 1 } a_2 = 0.46420 + 1.0376 \text{ Log}_{10} T$$

$$b_2 = -0.18448 + 0.22960 \text{ Log}_{10} T - 3.3216 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$b_2 = -1.0469 \cdot 10^{-2} - 7.8505 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

$$\text{SZO 2 } a_2 = 0.43797 + 1.0890 \text{ Log}_{10} T$$

$$b_2 = -0.18722 + 0.24862 \text{ Log}_{10} T - 3.6305 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$b_2 = -6.3887 \cdot 10^{-3} - 4.5420 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

$$\text{SZO 3 } a_2 = 0.40926 + 1.1441 \text{ Log}_{10} T$$

$$b_2 = -0.19060 + 0.26448 \text{ Log}_{10} T - 3.8969 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$b_2 = 1.4929 \cdot 10^{-2} + 7.1973 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

Nel nostro caso, per la zona in esame, risulta una pioggia indice di 50 mm e le elaborazioni delle precipitazioni massime per 5, 10, 15, 30, 45 minuti e 1, 3, 6, 12, 24 ore sono state ricavate applicando tali relazioni rientrando nella SZO1.

Tale analisi suddetta fornisce curve segnalatrici di possibilità pluviometrica a due parametri nella forma $h = a \cdot t^n$ in funzione del tempo di ritorno.

Assunto un tempo di ritorno pari a 100 anni l'equazione è (t è espresso in minuti):

Per tempi di pioggia inferiori all'ora: $h = 52,6 \cdot t^{0,459}$ e,

Per tempi di pioggia superiori all'ora: $h = 52,6 \cdot t^{0,289}$.

Si riassume di seguito graficamente le elaborazioni pluviometriche condotte.

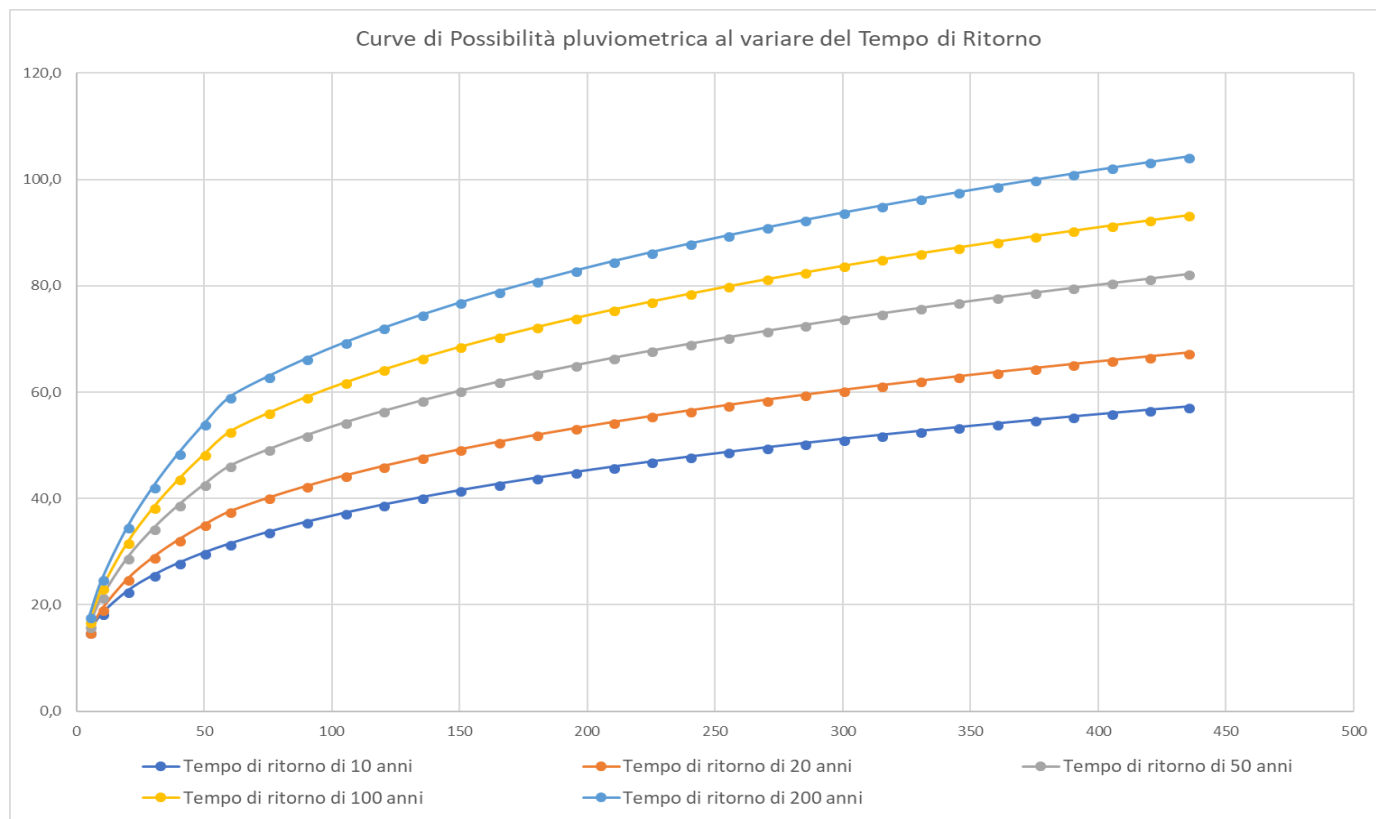


Figura 5 Altezza di precipitazione per vari tempi di ritorno al variare della durata di pioggia

Tutti calcoli di dimensionamento esposti nei capitoli seguenti faranno pertanto riferimento ad un tempo di ritorno di progetto pari a 100 anni.

5.2. Calcolo delle portate di piena

L'intervento viene classificato a significativa impermeabilizzazione potenziale. Per questi interventi vanno normalmente dimensionati i tiranti idrici ammessi all'interno dell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.

Data la tipologia e l'estensione dell'area, la valutazione del volume di invaso è stata eseguita con il metodo detto "delle piogge" che si basa sulla curva di possibilità pluviometrica, sulle caratteristiche di permeabilità della superficie e sulla portata massima, supposta costante, imposta in uscita dal sistema.

La valutazione della portata fluente è stata pertanto calcolata con il metodo cinematico, che ipotizza che la portata in una ipotetica sezione terminale cresca e si esaurisca linearmente nel tempo, come se l'intero bacino fosse costituito da una superficie rettangolare piana, investita da una precipitazione di intensità $j=h/t$ costante nel tempo.

La portata massima è espressa nella forma:

$$Q = \psi \cdot \varphi \cdot \frac{S \cdot h}{t}$$

Il tempo di corrivazione, e analogamente, il valore del coefficiente di ritardo ψ sono stati stimati in funzione della dimensione dell'area, della pendenza media della stessa e del coefficiente di deflusso nelle due situazioni esaminate.

Per valutare il coefficiente di deflusso medio φ , sono state individuate le aree con caratteristiche omogenee (a verde, impermeabili, ecc.), assegnando a ciascuna di esse un prefissato valore convenzionale del coefficiente di deflusso. In funzione della loro estensione, il valore di φ è stato valutato con una media ponderale sull'area.

Tabella 1 Progetto della nuova stazione elettrica - Destinazione superfici di progetto

tipo di superficie	tipo di pavimentazione	Superficie		φ
		[m ²]	[%]	[-]
Piazzola 1 Nord	area a ghiaio	1305,8	3,6%	0,6
Piazzola 2 Nord	area a ghiaio	3406,7	9,3%	0,9
Piazzola 3 Nord	area a ghiaio	2727,8	7,5%	0,6
Piazzola 4 Nord	area a ghiaio	2164,8	5,9%	0,6
Piazzola 5 Nord	area a ghiaio	2791,5	7,6%	0,6
Piazzola 6 Nord	area a ghiaio	1419,9	3,9%	0,6
Viabilità lato nord	Impermeabile	3509,1	9,6%	0,9
Piazzola 1 Sud	area a ghiaio	978,1	2,7%	0,6
Piazzola 1 Sud	area a ghiaio	2828,6	7,7%	0,6
Piazzola 1 Sud	area a ghiaio	2785,4	7,6%	0,6
Piazzola 1 Sud	area a ghiaio	1416,9	3,9%	0,6
Viabilità lato sud	Impermeabile	7947,5	21,8%	0,9
Spazio per edificio integrato stazione di trasf.	Impermeabile	1275,2	3,5%	0,9
Locali servizio lato ovest	Impermeabile	59,5	0,2%	0,9
Marciapiede di accesso lato sud	Impermeabile	89,1	0,2%	0,9
spazio perimetrale	Impermeabile	1822,0	5,0%	0,9
Totale		36528	100%	
Coefficiente di deflusso medio			φ	0,749

Curve segnalatrici a 2 parametri, Tr = 100 anni				
Metodo VAPI Sardegna	(fonte: http://www.gndci.cnr.it/it/vapi/welcome_it.htm e vari)			
tp<1 ora	a=	52,59		
	n=	0,459		
tp>1 ora	a=	52,59		
	n=	0,287		
<u>Tempo di corrivazione</u>				
	t=	16,70	[min]	
<u>Altezza di precipitazione</u>				
	h=	29,3	[mm]	
<u>Intensità di precipitazione</u>				
	i=	105,1	[mm/ora]	
<u>Coefficiente di ritardo</u>				
	ψ=	0,8		
<u>Portata</u>				
	Q=	0,639	[m ³ /s]	
		2299,9	[m ³ /ora]	
<u>Coefficiente udometrico</u>				
	u=	174,9	[l/s,ha]	

Nelle condizioni attuali l'area si presenta a prato ed il valore di portata massima con tempo di ritorno centenario risulta:

PORTATA STATO DI FATTO				
<u>Coefficiente di deflusso medio attuale</u>				
	φ=	0,10	[-]	
<u>Tempo di corrivazione</u>				
	t=	30,00	[min]	
<u>Altezza di precipitazione</u>				
	h=	38,3	[mm]	
<u>Intensità di precipitazione</u>				
	i=	76,5	[mm/ora]	
<u>Coefficiente di ritardo</u>				
	ψ=	0,44		
<u>Portata</u>				
	Q=	0,034	[m ³ /s]	
		123,0	[m ³ /ora]	
<u>Coefficiente udometrico</u>				
	u=	9,4	[l/s,ha]	

Nelle ipotesi di progetto, il coefficiente di deflusso medio assume un valore di 0,749, il valore di portata massima risulta essere pari a circa 639 l/s. Il coefficiente udometrico massimo aumenta fino a 174,9 l/(s x ha) contro i 9,4 l/(s x ha) stimati per la situazione attuale dell'area.

5.3. Provvedimenti per il contenimento dei deflussi

Il principio di invarianza idraulica applicato al caso in esame richiede che vengano individuate le aree cui attribuire funzioni compensative o mitigative, in modo che la trasformazione territoriale dell'area non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa.

Al fine di soddisfare tale principio si è pertanto proceduto a determinare la durata dell'evento meteorico che, per un tempo di ritorno di progetto pari a 100 anni, massimizza il valore dei volumi complessivi a servizio del comparto in esame.

Il valore della massima portata defluente dall'area considerata, equivalente al limite di 9,4 l/s per ettaro, è pari a 34,2 l/s e corrisponde al valore di portata di piene generato "ante-operam"; imposto questo valore, il massimo volume di invaso è stato calcolato variando la durata della precipitazione. La figura seguente illustra e riassume i risultati del calcolo.

Garantire di scaricare verso valle un valore massimo corrispondenza al valore di portata che il bacino attualmente può generare dà garanzia che non siano peggiorare le condizioni di deflussi.

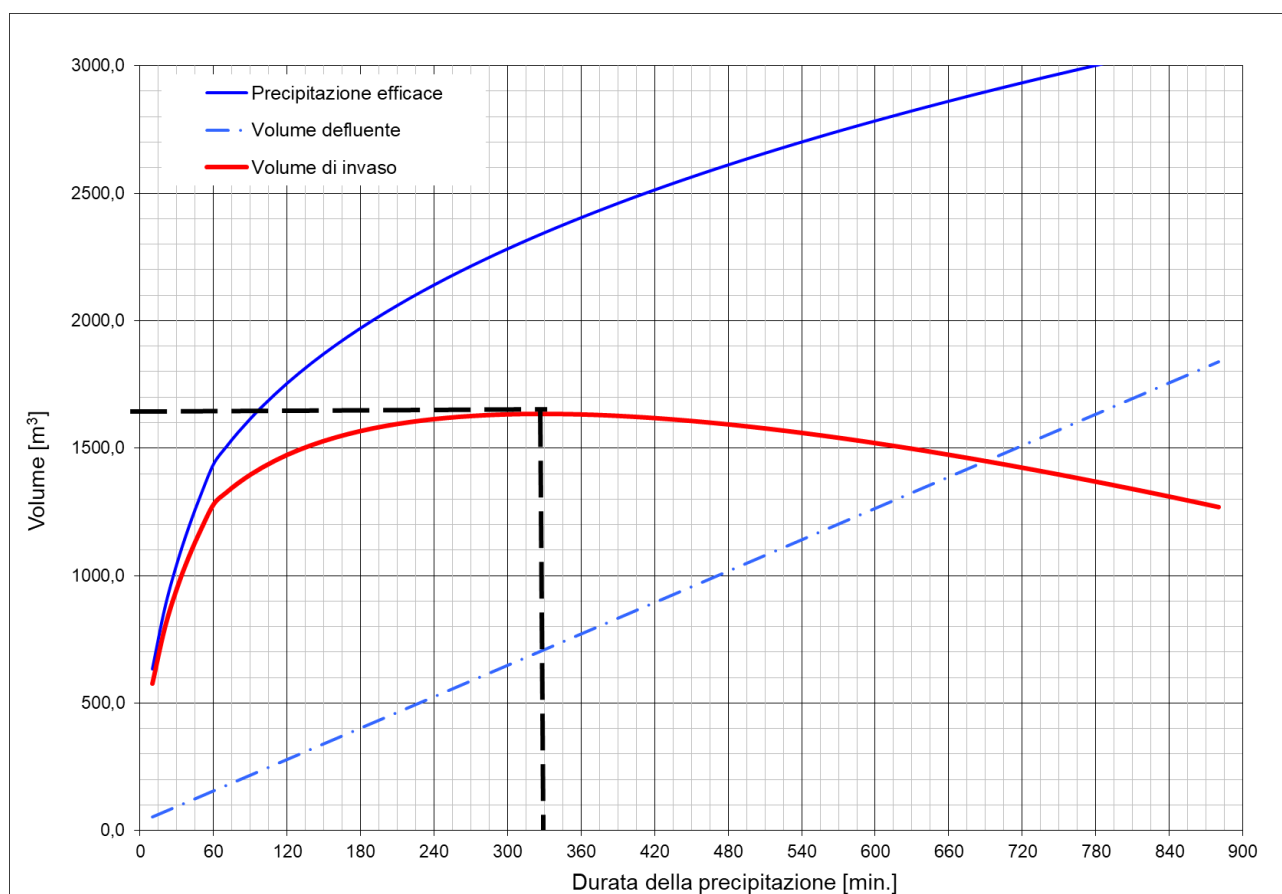


Figura 6 Volume da invasare in funzione della durata della precipitazione per TR 100 anni

Come si può vedere il volume minimo da invasare per il comparto in esame è pari a 1632,1 m³, equivalenti a circa 447,6 m³/ha per una precipitazione della durata di 330 minuti.

Date le caratteristiche geologiche del sottosuolo, come già anticipato la mitigazione idraulica potrà essere ottenuta accumulando i maggiori volumi di piena derivanti dalla sistemazione finale dell'area di progetto.

Tale volume sarà ricavato realizzando una rete di raccolta ed invaso delle acque meteoriche interna al compendio in esame e mediante la sagomatura di un nuovo fossato di scolo in grado di raccogliere e scaricare le acque della piattaforma verso la scolina di raccolta delle acque meteoriche esistente. Nella tabella seguente sono riportati i valori puntuali degli invasi previsti in progetto.

Tabella 2 Indicazione dei volumi di invaso previsti in progetto.

Sub.	descrizione invaso	numero elementi	Invaso utile	sviluppo	Volume di invaso
		[n.]	[m ² /m]	[m - m ²]	[m ³]
<i>Rete superficiale</i>					
Fossato di invaso	fossato superficiale		5,040	170,0	856,8
<i>Rete tubata</i>					
collettore - Tratto nord 1-7	condotta Ø800		0,503	166,5	83,7
collettore - Tratto est 1-11	condotta Ø800		0,503	171,5	86,3
collettore - Tratto sud 1-18	condotta Ø800		0,503	179,5	90,3
collettore - Tratto ovest 18-19 7-9	condotta Ø800		0,503	146,5	73,7
collettore - Tratto 2-12	condotta Ø800		0,503	171,5	86,2
collettore - Tratto 3-13	condotta Ø800		0,503	171,5	86,2
collettore - Tratto 4-15	condotta Ø800		0,503	163,5	82,2
collettore - Tratto 5-16	condotta Ø800		0,503	163,5	82,2
collettore - Tratto 6-17	condotta Ø800		0,503	163,5	82,2
pozzetto limitazione scarico		1	4,800		4,8
pozzetto di controllo intermedio 1,5x1,5		2	1,440		2,9
pozzetto di ispezione 1,5x1,5		12	1,440		17,3
pozzetto di ispezione 1,25x1,25		22	1,250		27,5
TOTALE					1662,2

L'attuazione di tutto il volume con la previsione di realizzare il fossato di invaso sul fronte est dell'area complessiva permette la corretta gestione dei deflussi del nuovo comparto da realizzare.

Le portate saranno convogliate al canale ricettore attraverso un manufatto di regolazione con bocca tarata appositamente dimensionato in modo da scaricare la massima portata ammissibile, pari a circa 34,2 l/s.

Portate maggiori di quelle ammesse, comportando un aumento del livello nel canale, rendono possibile l'invaso. Al termine dell'evento di pioggia, quando le condizioni del canale ricettore lo permetteranno, l'invaso si vuoterà per gravità.

A completamento della rete necessaria per la gestione delle acque meteoriche di deflusso, data la notevole pendenza dell'area, prima dello scarico nel fossato terminale di invaso, è prevista la realizzazione di due manufatti di controllo dei deflussi "intermedi" costituiti da un pozzetto un calcestruzzo 150x150 cm dotato di un setto di separazione con bocca tarata.

Le dimensioni geometriche del foro di scarico sono state dimensionate in modo da scaricare al fossato di invaso la portata massima che il sistema di invaso interno alla centrale riesce a gestire in funzione del reti realizzate. Da uno specifico calcolo, risulta che la massima portata da gestire è di 68,8 l/s per ogni singolo manufatto per un totale di 137,6.

Il dimensionamento è stato eseguito con le formule della foronomia.

Il carico idraulico è stato determinato ipotizzando a monte un livello idrometrico pari alla soglia di sfioro, mentre a valle un livello idrometrico coincidente con l'intradosso del tubo di scarico Ø600 mm verso la rete ricettrice.

La regolazione avverrà con un foro circolare in modo da far transitare a valle con il carico idraulico di 20 cm la massima portata ammissibile. Applicando le relazioni della foronomia con un coefficiente di deflusso pari a 0,5, la portata scaricata risulta pari a:

$$Q_s = 0,5 \cdot \frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,2} = 0,070 \text{ mc/s} = 70,0 \text{ l/s.}$$

Il valore di portata scaricabile con un foro circolare di 30 cm è paragonale al valore di calcolo.

La portata eccedente questo valore sarà invasata a monte della soglia di sfioro nel volume di accumulo dislocato nella rete tubata. Un ulteriore aumento del livello nel pozzetto stesso sarà smaltito attraverso uno sfioro di troppo pieno verso l'invaso superficiale posto a quota inferiore.

Nella tavola grafica allegata è rappresentato lo schema di raccolta delle acque meteoriche della piattaforma e la posizione planimetrica del nuovo canale che concretizzano il sistema di invaso di progetto.

5.3.1. Verifica idraulica del dispositivo di limitazione delle portate

Prima dello scarico è prevista la realizzazione di un manufatto di regolazione delle portate costituito da un pozzetto un calcestruzzo 150x150 cm dotato di un setto di separazione con bocca tarata.

Le dimensioni geometriche del foro di scarico sono state appositamente dimensionate in modo da scaricare al ricettore la massima portata ammissibile di circa 34,2 l/s. Il dimensionamento è stato eseguito con le formule della foronomia.

Il carico idraulico è stato determinato ipotizzando un carico massimo di 0,7 m.

Applicando le relazioni della foronomia con un coefficiente di deflusso pari a 0,59, la portata scaricata risulta pari a:

$$Q_s = 0,5 \cdot \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,71} = 0,0327 \text{ m}^3/\text{s} = 32,7 \text{ l/s.}$$

Il valore di portata scaricabile con un foro circolare di 15 cm è paragonale al valore di calcolo. Tuttavia, è sconsigliato scendere sotto i 20 cm di diametro per evitare problemi di intasamento e difficoltà di manutenzione. Si opta pertanto per una sezione di regolazione circolare di diametro di 20 cm.

La portata eccedente sarà invasata a monte della soglia di sfioro nel volume di accumulo dislocato nel canale e nelle rete interrata. Un ulteriore aumento del livello nel pozzetto stesso sarà smaltito attraverso uno sfioro di troppo pieno verso lo scolo.

5.3.2. Verifica idraulica dello sfioro di troppo pieno e della capacità di smaltimento del ricettore per i manufatti intermedi

Nella tavola di progetto allegata, sono descritte le dimensioni geometriche dello sfioro di troppo pieno che deve poter far fronte ad un evento di piena con tempo di ritorno di 100 anni:

Larghezza dello sfioro: 1,5 m

Portata di piena con Tr 100 anni: 639 l/s che suddivisa per i due manufatti intermedi risulta: 319,4 l/s.

La portata scaricata dallo sfioro di troppo pieno è stata stimata con le formule della foronomia. La tipologia della soglia può essere assimilata ad uno stramazzo in parete sottile a vena aderente senza contrazione laterale, in questo caso il coefficiente di deflusso può essere assunto pari a 0,40.

Note le caratteristiche geometriche del manufatto e la portata da scaricare a valle, è possibile stimare l'altezza di sfioro e verificare se è compatibile con la giacitura altimetrica della rete e dei manufatti idraulici.

$$Q = C_q \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

di conseguenza:

$$h = \left(\frac{0,3194}{0,4 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 0,244 \text{ m.}$$

Nel caso si verifichi la condizione di invaso saturo e di precipitazione massima, la portata di progetto con tempo di ritorno di 100 anni (2x319,4 l/s) verrà scaricata verso il ricettore con un carico massimo sui due stramazzi stramazzo pari a 24,4 cm. Tale valore è compatibile con le caratteristiche delle rete e dei manufatti di raccolta ed invaso delle acque meteoriche.

Il dimensionamento del tratto terminale di scarico verso il ricettore è stato condotto anch'esso per la portata con tempo di ritorno di 100 anni, assumendo a base di calcolo i seguenti parametri:

Diametro condotta: Ø 600 mm

Pendenza collettore: 5,0 %

Coefficiente di scabrezza (Strickler): 70 m^{1/3}/s

In condizioni di moto uniforme, la portata di calcolo viene convogliata con un tirante liquido pari a circa 0,41 m, vale a dire con un grado di riempimento della condotta del 68%.

E' quindi verificata la capacità di scarico dello sfioro di troppo pieno e del tronco terminale di scarico al ricettore.

Il manufatto sarà dotato di paratoia per intercettare eventuali versamenti accidentali di sostanze inquinanti prima dello scarico nella rete ricettrice.

5.3.3. Verifica idraulica dello sfioro di troppo pieno e della capacità di smaltimento del ricettore

Nella tavola di progetto allegata, sono descritte le dimensioni geometriche dello sfioro di troppo pieno che deve poter far fronte ad un evento di piena con tempo di ritorno di 100 anni:

Larghezza dello sfioro: 1,5 m

Portata di piena con Tr 100 anni: 638,8 l/s.

La portata scaricata dallo sfioro di troppo pieno è stata stimata con le formule della foronomia. La tipologia della soglia può essere assimilata ad uno stramazzo in parete sottile a vena aderente senza contrazione laterale, in questo caso il coefficiente di deflusso può essere assunto pari a 0,40.

Note le caratteristiche geometriche del manufatto e la portata da scaricare a valle, è possibile stimare l'altezza di sfioro e verificare se è compatibile con la giacitura altimetrica della rete e dei manufatti idraulici.

$$Q = C_q \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

di conseguenza:

$$h = \left(\frac{0,6388}{0,4 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 0,386 \text{ m.}$$

Nel caso si verifichi la condizione di invaso saturo e di precipitazione massima, la portata di progetto con tempo di ritorno di 100 anni (638,8 l/s) verrà scaricata verso il ricettore con un carico massimo sullo stramazzo pari a 31,9 cm. Tale valore compatibile per le caratteristiche delle rete e dei manufatti di raccolta ed invaso delle acque meteoriche.

Il dimensionamento del tratto terminale di scarico verso il collettore ricettore è stato condotto anch'esso per la portata con tempo di ritorno di 100 anni, assumendo a base di calcolo i seguenti parametri:

Diametro condotta: Ø 800 mm

Pendenza collettore: 4,0 %

Coefficiente di scabrezza (Strickler): $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

In condizioni di moto uniforme, la portata di calcolo viene convogliata con un tirante liquido pari a circa 0,56 m, vale a dire con un grado di riempimento della condotta del 70%.

E' quindi verificata la capacità di scarico dello sfioro di troppo pieno e del tronco terminale di scarico al ricettore.

5.4. Descrizione della rete di smaltimento delle acque meteoriche

Il complesso infrastrutturale sarà dotato di una rete interrata in grado di raccogliere le acque meteoriche provenienti dalla viabilità e dalle piattaforme di alloggio delle apparecchiature.

La rete verrà realizzata mediante la posa in opera di tubazioni in calcestruzzo vibrocompresso ad alta resistenza, con incastro a bicchiere, rispondenti alle norme UNI EN 1916, a sezione circolare anche con base di appoggio piana, di diametro interno utile pari a 800 mm.

Le tubazioni saranno armate con gabbia elettrosaldata costituita da spirale e barre longitudinali in acciaio B450 C e calcolate in modo di garantire il transito di carichi di 1^a categoria.

Tutta la rete interna del comparto in esame verrà collegata al fossato di invaso sul confine est, mediante due pozzetti di ispezione in c.a. di dimensioni interne utili di 150x150 cm dotato di una strozzatura Ø300 mm con paratoia di sezionamento da manovrare in caso di situazioni di emergenza come meglio descritto di seguito.

Il collegamento al fossato di invaso avverrà quindi attraverso due condotte di diametro interno pari a 600 mm con adeguata protezione dello sbocco mediante posa di roccia di idonea pezzatura.

Il collettamento delle piazzole e della viabilità interna al comparto avverrà mediante caditoie e pozzetti di raccolta delle acque di piattaforma. La classe dei chiusini in ghisa è prevista in cl. D400 kN e F900 kN in funzione dei carichi previsti sulla piattaforma stradale. Le indicazioni specifiche sono riportate negli elaborati grafici allegati.

A valle dei manufatti di regolazione intermedi verrà ricavato il fossato di invaso collegato mediante specifica condotta e manufatto di controllo finale alla rete ricettrice di valle.

La rete interna al complesso della nuova stazione elettrica verrà quindi collegata al fossato di invaso posta a quota inferiore, realizzato a est del comparto, e mediante un pozzetto di controllo finale in c.a. di dimensioni interne utili di 150x150 alla rete ricettrice di valle non regolata

Il collegamento al fossato avverrà attraverso una condotta di diametro interno pari a 800 mm con adeguata protezione dello sbocco mediante posa di roccia di idonea pezzatura.

Come già anticipato, il fossato di invaso è concepito in modo da permettere l'implementazione del volume di invaso prevedendone il prolungamento verso ovest lungo il perimetro sud della stazione.

Tutto il sistema di raccolta ed invaso delle acque meteoriche previsto è meglio descritto negli elaborati grafici a corredo del progetto dell'opera e dovranno essere oggetto di una specifica progettazione esecutiva.

Come già anticipato, l'unica criticità rilevabile è relativa alla presenza di n. 2 trasformatori di tensione che contengono all'interno dell'apparecchiatura una quantità d'olio variabile tra i 60 e i 70 m³ cadauno.

L'olio normalmente non deve uscire da tali apparecchiature, ma in caso di guasto o rottura potrebbero verificarsi degli accidentali versamenti nel terreno. Vista la remota possibilità di incidenti e/o rotture che possono causare perdite di olio si ritiene sufficiente prevedere un sistema di raccolta mediante panni oleo assorbenti del materiale eventualmente disperso nel terreno.

Per quanto concerne eventuali contaminazioni che potrebbero interessare le superfici della viabilità e dei piazzali, si ritiene opportuno dotare i 2 manufatti di controllo e regolazione delle portate intermedi di una paratoia di chiusura del flusso verso il ricettore in modo da bloccare eventuali sversamenti accidentali nella rete di raccolta delle acque meteoriche.

Si ritiene che dette superfici possono essere escluse dalle disposizioni del PTA perché si prevede una specifica procedura da inserire nel DVR con la descrizione delle modalità organizzativo-gestionali e degli accorgimenti tecnici per evitare la contaminazione delle acque meteoriche.

5.5. L'impianto di trattamento delle acque di piattaforma dei trasformatori

La rete di raccolta delle acque meteoriche è dotata di un impianto di trattamento collegato alle vasche di alloggio dei trasformatori. Tale impianto prevede un sistema di trattamento di acque meteoriche da oli minerali di tipo off-line con accumulo e rilancio delle acque.

L'impianto sarà costituito da una o più vasche monoblocco in cemento armato a perfetta tenuta idraulica, nelle quali si svolgono le seguenti fasi di trattamento:

- accumulo delle acque di pioggia;
- separazione delle acque di prima pioggia da quelle successive;

- sollevamento;
- disoleazione gravimetrica;
- filtrazione a coalescenza;
- scarico delle acque depurate.

Il volume d'acqua di pioggia sarà stoccato in una o più vasche a perfetta tenuta stagna, ed entro un periodo che varia tra 48 e 96 ore verrà trasferito per mezzo di un'elettropompa sommersa allo stadio di trattamento successivo.

Qualora durante lo svuotamento del bacino di accumulo ricominciasse l'attività precipitativa, un sensore di rilevamento della ripresa dell'evento meteorico darà un opportuno segnale al quadro elettrico di comando inibendo l'azione della pompa di scarico, e determinando così il reset del ciclo di funzionamento.

Le vasche dovranno essere monolitiche in calcestruzzo armato vibrato, a perfetta tenuta idraulica. All'ingresso sarà presente una valvola a galleggiante in acciaio inox/pead per la chiusura dell'alimentazione del sistema al raggiungimento del massimo volume accumulabile. Il sollevamento sarà realizzato con elettropompa sommersa monofase dotata di n. 1 o 2 elettrolivelli (avvio ed arresto) e tubo di mandata in pead di adeguato diametro.

Il sistema di trattamento (disoleatore) sarà dotato di filtro a coalescenza, dispositivo di chiusura a galleggiante al raggiungimento del massimo quantitativo nominale accumulabile di liquido leggero con dispositivo di estrazione dell'olio accumulato.

Tutti i manufatti saranno provvisti di soletta carrabile per carichi di 1^a categoria completa di chiusini di ispezione in numero adeguato in ghisa sferoidale cl. D 400 kN.

L'effluente dovrà essere conforme alla normativa vigente in materia per scarico in acque superficiali o sul suolo secondo disposizioni normative vigenti.

6. CONCLUSIONI

Per la verifica dell'ammissibilità della previsione infrastrutturale, considerando le interferenze tra i dissesti idraulici presenti o potenziali e la trasformazione d'uso del suolo che si attuerà con la realizzazione della nuova SE, sono state definite e dimensionate le misure compensative volte e

mantenere costante la portata scaricata verso la rete ricettrice di valle secondo il principio dell'“invarianza idraulica”.

Lo studio è stato redatto in modo da verificare e garantire che gli interventi previsti siano idraulicamente compatibili e, in particolare risulta che:

- le opere non alterano l'assetto idraulico esistente;
- non comportano una riduzione delle aree inondabili utili alla laminazione del colmo di piena;
- non comportano aumenti di portata per gli scenari di riferimento, anche in considerazione dell'aumento delle superfici impermeabili previsto con l'edificazione della nuova SE;

Per quanto riguarda la compatibilità idraulica delle nuove opere, nei capitoli che precedono sono stati calcolati e verificati i volumi minimi compensativi necessari a seguito dell'impermeabilizzazione prevista in progetto. Tali volumi saranno ottenuti attraverso il sur-dimensionamento della rete di raccolta dei deflussi e da un nuovo fossato di invaso delle acque a monte dello scarico verso la rete ricettrice di valle.

Si raccomanda nella redazione della progettazione esecutiva ed alla direzione dei lavori dell'opera di:

1. verificare le quote di scorrimento dei ricettori e dei collettori di invaso per garantire una corretta gestione degli scarichi;
2. garantire la continuità idraulica dei drenaggi esistenti e verificare in fase di esecuzione l'assenza di eventuali apporti al bacino in esame esterni all'ambito oggetto di intervento;
3. non modificare i deflussi dell'area esterna all'ambito oggetto di intervento;
4. verificare in fase di costruzione ed esercizio il corretto posizionamento degli sfiori di troppo pieni e delle strozzature per la regolazione delle portate;
5. favorire sia la crescita della vegetazione spontanea durante il periodo vegetativo, sia l'interposizione sistematica di massicciata nei punti critici del canale, per garantire il rallentamento delle acque di sgrondo e l'inibizione dei fenomeni erosivi;
6. effettuare adeguate ispezioni, controlli e manutenzioni delle opere per dare la necessaria garanzia di sicurezza al funzionamento del sistema idraulico concepito.

Il progettista

Ing. Giulia Bettiol