

PROPONENTE
ESE GALIELLO S.R.L.
Via Lavaredo, 44/52
30174 Venezia



PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO

LAAP ARCHITECTS
urban quality consultants

LAAP ARCHITECTS Srl
via Francesco Laurana 28
90143 - Palermo - Italia
t 091.7834427 - fax 091.7834427
laap.it - info@laap.it

Numero di commessa laap: 365

Architetto e Dottore Agrotecnico Antonino Palazzolo



CONSULENTE
Dott. Geologo Salvatore Lo Verme



N° COMMESSA

1561

**IMPIANTO AGRIVOLTAICO GALIELLO
POTENZA FOTOVOLTAICA 53,8 MW IN DC (POTENZA IN IMMISSIONE 50 MW) + 20 MW SISTEMA DI ACCUMULO
CITTA' METROPOLITANA DI PALERMO
IMPIANTO COMUNE DI MONREALE
OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN COMUNI DI MONREALE, PIANA DEGLI ALBANESI,
SANTA CRISTINA GELA E BELMONTE MEZZAGNO**

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

CODICE ELABORATO

PD.05

NOME FILE: 365_CARTIGLIO_r00.dwg

| REV. | DATA | DESCRIZIONE REVISIONE | REDATTO | VERIFICA | APPROVAZIONE |
|------|------------|-----------------------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| 00 | 30/04/2024 | PRIMA EMISSIONE | Dott. Geol. Salvatore Lo Verme | Arch. Sandro Di Gangi | Arch. e Agr. Antonino Palazzolo |

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PREMESSA | 4 |
| 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 7 |
| 3. DATI GENERALI IMPIANTO | 8 |
| 3.1. Inquadramento impianto | 10 |
| 4. IDROGEOLOGIA..... | 15 |
| 4.1. Considerazioni di carattere idrogeologico locale | 18 |
| 5. CLIMATOLOGIA..... | 22 |
| 6. CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE IDRAULICHE | 25 |
| 6.1. Calcolo delle altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno | 25 |
| 6.2. Determinazione del tempo di ritorno T | 29 |
| 6.3. Applicazione del metodo tcev al caso in studio..... | 29 |
| 6.4. Calcolo delle portate bianche e verifiche idrauliche | 31 |
| 6.5. Calcolo delle portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno | 32 |
| 6.6. Determinazione caratteristiche dei bacini..... | 32 |
| 7. CALCOLI APPORTI IDRICI E DIMENSIONAMENTO CANALI..... | 39 |
| 7.1. Bacino 1 | 39 |
| 7.2. Bacino 2 | 41 |
| 7.3. Bacino 3A..... | 43 |
| 7.4. Bacino 3B..... | 45 |
| 7.5. Bacino 4 | 47 |
| 7.6. Bacino 5 | 49 |
| 7.7. Bacino 6 | 51 |
| 7.8. Bacino 7 | 53 |
| 7.9. Bacino 8 | 55 |
| 7.10. Bacino 9 | 57 |
| 7.11. Bacino 10 | 59 |
| 7.12. Bacino 11 | 61 |
| 7.13. Bacino 13 | 63 |
| 7.14. Bacino 14 | 65 |
| 7.15. Bacino 15 | 67 |
| 7.16. Bacino 16 | 69 |
| 7.17. Bacino 17 | 71 |
| 7.18. Bacino 17 Bis..... | 73 |
| 7.19. Bacino 18 | 75 |
| 7.20. Bacino 19 | 77 |
| 7.21. TABELLA RIEPILOGATIVA TIPOLOGIA CANALI..... | 79 |
| 8. VERIFICHE IDRAULICHE TUBI ARMCO DI PROGETTO | 80 |
| 8.1. Verifica tubo Armco 1..... | 83 |
| 8.2. Verifica tubo Armco 2..... | 85 |
| 8.3. Verifica tubo Armco 3..... | 87 |
| 8.4. Verifica tubo Armco 4..... | 88 |
| 9. CONSIDERAZIONI SULLA ERODIBILITA' DEI CANALI E MISURE DI SALVAGUARDIA | 90 |
| 10. CALCOLI CANALI TRAPEZOIDALI SMALTIMENTO ACQUE..... | 92 |
| 11. APPENDICI..... | 93 |
| 11.1. Calcoli canali trapezoidali smaltimento acque..... | 93 |
| 12. ALLEGATI..... | 94 |

12.1. Carta dei bacini idrografici 94

1. PREMESSA

La società LAAP Architects Srl è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto agrivoltaico denominato "Galiello" di potenza fotovoltaica **53,8 MW** in DC (potenza in immissione **50 MW**) e integrato da un sistema di accumulo da **20 MW**, ubicato nei Comuni di Monreale (PA), Piana degli Albanesi (PA), Santa Cristina Gela (PA) e Belmonte Mezzagno (PA) e proposto dalla società ESE Galiello S.r.l. con sede legale in Venezia via Lavaredo 44/52 CAP 30174, d'ora in avanti chiamato **Proponente**.

Nello specifico si propone la realizzazione di:

1. **Un impianto agrivoltaico** su di un'area di circa 101,9 ettari sito nel territorio comunale di Monreale (PA), costituito da due tipologie di strutture ovvero: tracker ad inseguimento monoassiale, composti da 30 o 15 moduli fotovoltaici da **640 Wp** disposti su una singola fila di altezza minima 2,10 m per l'attività colturale e stringhe a telaio fisso, di altezza minima 1,30 m per l'attività zootecnica, composti da 26 moduli fotovoltaici da **595 Wp** disposti su due file.

L'impianto agrivoltaico sarà suddiviso in **13 sottocampi**, così nominati:

- **Area impianto "Castellana"** ulteriormente suddiviso in 4 lotti nominati **GC1, GC2, GC3 e GC4**;
- **Area impianto "Sparaciotta"** ulteriormente suddiviso in 4 lotti nominati **GS1, GS2, GS3 e GS4**;
- **Area impianto "Marinesi"** ulteriormente suddiviso in 5 lotti nominati **GM1, GM2, GM3, GM4 e GM5**;

Al loro interno sono previste:

- mantenimento e ampliamento dell'attività colturale e zootecnica
- **opere di mitigazione** come fasce arboree/arbustive lungo il perimetro esterno dell'impianto
- **opere civili e idrauliche** a servizio dell'impianto e della produzione agricola

Da un punto di vista elettromeccanico, per il sistema di conversione dell'energia elettrica si è ipotizzato di installare un sistema di conversione DC/AC del tipo distribuito; tale tecnologia prevede l'adozione di inverter di piccola taglia (250 e 350 kW) installati all'interno del campo agrivoltaico in modo distribuito. Il sistema di trasformazione prevede l'installazione di trasformatori MT/BT 20/0.8 kV della taglia di 2.5, 2.0, 1.5 ed 1.25 MVA ubicati all'interno di apposite cabine di trasformazione all'interno del campo stesso (cabine di campo). Tutte le cabine di campo saranno collegate tra di loro in entra-esce ed infine ad una cabina utente all'interno della sottostazione utente SSEU.

1. **Cavidotti interrati interni al sito 36 kV** per collegare tra di loro, in entra-esce, le cabine di campo. Verranno utilizzati cavi unipolari in formazione a trifoglio adatti alla posa direttamente interrata;
2. **Cavidotti interrati esterni al sito 36 kV** per il collegamento tra le cabine di campo site all'interno dei lotti GC4 e GM5 e l'edificio utente sito all'interno della sottostazione utente SSEU;
3. **Sottostazione Utente SSEU** ubicata nel comune di Santa Cristina Gela, contenente l'edificio utente per la raccolta dei cavidotti a 36 kV provenienti dall'impianto agrivoltaico dalla quale partirà un successivo cavidotto che verrà collegato alla stazione RTN tramite inserimento in antenna a 36 kV con la sezione a 36 kV di una nuova stazione elettrica di

trasformazione Terna a 36/150/220 kV. All'interno della sottostazione utente sarà ubicato inoltre un **sistema di accumulo elettrochimico BESS** avente una potenza nominale di **20,8 MW**.

4. Una nuova **stazione elettrica Terna di trasformazione a 36/150/220 kV**, ubicata nel comune di Santa Cristina Gela, da inserire in doppio entra-esce alla linea RTN 220 kV "Bellolampo-Caracoli-Ciminna"
5. Una nuova **linea elettrica AT di raccordo**, ubicata nel comune di Santa Cristina Gela e Belmonte Mezzagno, da inserire in doppio entra-esce alla linea RTN 220 kV "Bellolampo-Caracoli-Ciminna"

La connessione alla rete RTN di TERNA è basata sulla soluzione tecnica minima generale per la connessione STMG, con codice pratica 202304451, ricevuta per l'impianto in oggetto da TERNA S.p.A.

Nell'ambito dei lavori sono state previste delle opere di protezione e regimentazione idrauliche al fine di salvaguardare il reticolo idrografico presente nei luoghi.

Le scelte progettuali sono state condotte in modo tale da avere opere ad "impatto zero" sull'esistente reticolo idrografico, recapitando le acque superficiali convogliate dai fossi di guardia presso gli impluvi ed in solchi di erosione naturali esistenti.

L'obiettivo che si vuole raggiungere è quello di intercettare e allontanare tempestivamente le acque di scorrimento superficiale all'interno della zona oggetto di intervento, al fine di garantire la vita utile delle opere civili, riducendo le operazioni di manutenzione al minimo indispensabile.

La presente relazione ha lo scopo di verificare dal punto di vista idraulico tutte le sezioni delle strutture di progetto tenendo conto delle portate di progetto dei bacini idrografici sottesi, al fine di garantire un corretto smaltimento delle acque.

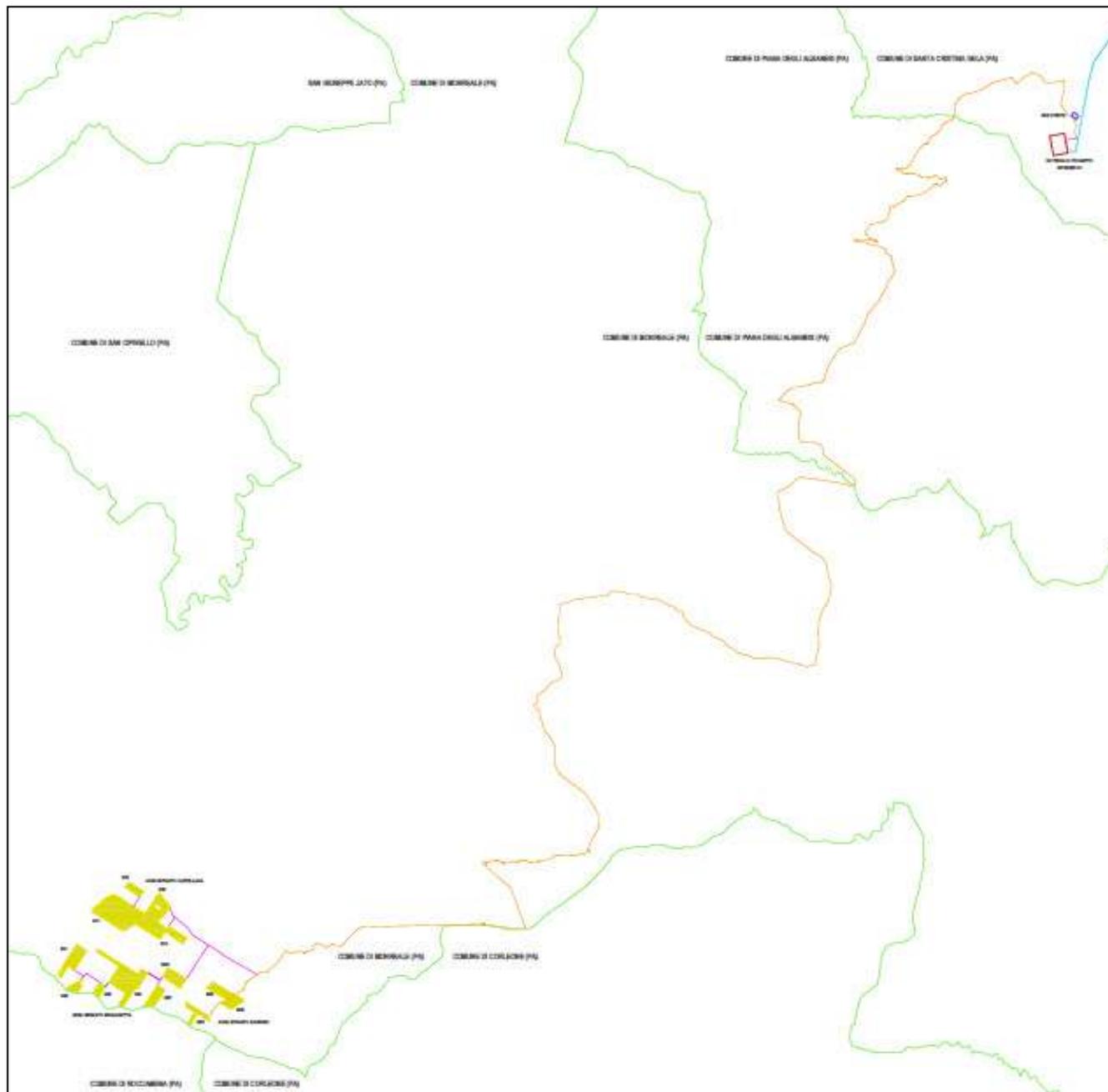


Figura 1. Schema generale impianto

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la realizzazione della presente relazione si è fatto riferimento, tra l'altro, alla seguente normativa:

“Norme per il governo del territorio”;

- Linee Guida Compatibilità Idraulica - Decreto Assessoriale Regione Sicilia n. 117 del 7 luglio 2021;
- Nota n. 112363 del 09.07.2021 del Dirigente Generale dell'ASSESSORATO REGIONALE DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ' - DIPARTIMENTO REGIONALE TECNICO;
- D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni – Cap. 6 punto 12 - FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Decreto Regione Siciliana del 4 luglio 2000, “Piano Stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico”.

3. DATI GENERALI IMPIANTO

Nella tabella seguente sono riepilogate in forma sintetica le principali caratteristiche tecniche dell'impianto in progetto.

Tabella 1. Tabella sinottica dati di progetto

| ESE GALIELLO S.R.L. | |
|---|---|
| Luogo di installazione: | Località: Comuni di Monreale (PA), Piana Degli Albanesi (PA), Santa Cristina Gela (PA) e Belmonte Mezzagno (PA) |
| Denominazione impianto: | Impianto Agrivoltaico Galiello |
| Dati area di progetto: | Area impianto Agrivoltaico: Monreale (PA) SSE Utente: Santa Cristina Gela (PA) |
| Informazioni generali del sito: | Zona prevalentemente rurale a basso tasso di inurbamento. |
| Potenza (MW): | Impianto fotovoltaico: 50 MW BESS: 20,8 MW |
| Superficie catastale | 101,95 ha |
| Superficie Agricola (SAgricola) | 73,42 ha |
| Superficie dei moduli (SModuli) | 24,04 ha |
| SAgricola/STotale > 70% | 82,9% |
| LAOR (Smoduli/STotale) < 40% | 27,1% |
| Producibilità elettrica minima (FVagri ≥ 0,6 x FVstandard) | 111 % |
| Tipo strutture di sostegno: | Strutture in materiale metallico ad inseguimento solare mono-assiali Strutture in materiale metallico del tipo a telaio fisso |
| Inclinazione piano dei moduli (Tilt): | Le strutture fisse avranno un angolo di tilt di circa 30° rispetto al piano orizzontale |
| Caratterizzazione urbanistico/vincolistica: | Piano Regolatore di Monreale; Piano Regolatore di Piana degli Albanesi; Piano Regolatore di Santa Cristina Gela; Beni Paesaggistici D.Lgs. 42/04; |
| Connessione: | Connessione ad uno stallo a 36 kV della nuova stazione TERNA nel Comune di Santa Cristina Gela (PA) |



| | |
|---|---|
| Rete di collegamento: | Linea area di raccordo AT a elettrodotto 220 kV "Bellolampo – Caracoli - Ciminna" nei comuni di Santa Cristina Gela (PA) e Belmonte Mezzagno (PA) |
| Coordinate Impianto Agrivoltaico | Punto baricentrico impianto: 37°51'27.05"N, 13°11'4.88"E SSE Utente: 37°58'25.70"N, 13°20'30.37"E |

3.1. Inquadramento impianto

L'intervento è da realizzarsi in zona agricola in località Contrada Galiello nel comune di Monreale (PA) e opere di rete nei comuni di Piana Degli Albanesi (PA), Santa Cristina Gela (PA) e Belmonte Mezzagno (PA). Nel dettaglio si ricordi che:

- il Comune di Monreale è interessato dalle aree di impianto "Castellana", "Marinesi" e "Sparaciotta" e da alcuni tratti del cavidotto interrato di connessione alla RTN;
- il Comune di Piana degli Albanesi è interessato da una porzione di nuovo cavidotto interrato 36 kV su viabilità asfaltata di connessione alla RTN;
- Il Comune di Santa Cristina Gela è interessato dalla SE RTN Terna di progetto, dalla Sottostazione Utente, dalla restante porzione di nuovo cavidotto interrato 36 kV su viabilità asfaltata di connessione alla RTN e da una porzione di nuovo elettrodotto RTN a 220 kV di collegamento alla "Bellolampo - Caracoli - Ciminna";

In generale, l'area deputata all'installazione dell'impianto agrivoltaico in oggetto risulta essere adatta allo scopo in quanto presenta una buona esposizione alla radiazione solare ed è facilmente accessibile attraverso le vie di comunicazione esistenti. I diritti reali sulle aree selezionate per l'installazione dei tracker fotovoltaici previsti nel progetto, sono stati acquisiti mediante accordo contrattuale stipulato con i relativi proprietari.

Di seguito le coordinate di un punto baricentrico delle tre aree d'impianto:

37°51'27.05"N

13°11'4.88"E

L'impianto, comprensivo di campi agrivoltaici, cabina di consegna e cavidotti, si trova all'interno delle seguenti cartografie e fogli di mappa catastali:

- Fogli IGM in scala 1:25.000 di cui alle seguenti codifiche: 258-I-SO-Rocche di Rao, 258-I-NO-Piana degli Albanesi e 258-I-NE-Marineo.
- CTR in scala 1:10.000, di cui alle seguenti codifiche: 607110, 607150, 607120, 607080, 607040, 608010.
- Fogli di mappa nn. 166, 194, 195, 167, 168, 169, 151, 150, 149, 152, 126, 127, 128 nel Monreale (PA), nn. 22, 18, 19, 20, 16 e 17 nel comune di Piana degli Albanesi e nn. 10, 11, 13 e 14 nel Comune di Santa Cristina Gela (PA)

Di seguito una tabella che riassume le particelle interessate dalla realizzazione dell'impianto:

Tabella 2. Particelle catastali interessate dalla realizzazione dell'impianto

| Impianto | | Comune | Foglio | Particelle |
|--|-----|---------------------|--------|--|
| Area impianto "Castellana" | GC1 | Monreale | 194 | 263, 264, 574, 575, 265, 266, 267, 268, 269, 455, 270, 433, 391, 271, 262 |
| | GC2 | | 194 | 350, 351, 352, 14 |
| | GC3 | | 194 | 356, 357, 259 |
| | GC4 | | 194 | 360, 453, 295, 294, 400, 293, 292, 324, 323 |
| Area impianto "Sparaciotta" | GS1 | Monreale | 194 | 126, 129, 130, 133, 127, 128, 131, 132, 162, 138, 139 |
| | GS2 | | 194 | 544, 545, 543, 186 |
| | GS3 | | 194 | 207, 208, 399 |
| | GS4 | | 194 | 172, 173, 539, 218, 217, 216, 215, 225, 226, 227, 600, 245, 246, 247, 374, 375, 376 |
| Area impianto "Marinesi" | GM1 | Monreale | 194 | 236, 237, 381 |
| | GM2 | | 194 | 332, 434, 333 |
| | GM3 | | 166 | 217, 244 |
| | GM4 | | 166 | 97, 227, 229, 790, 230 |
| | GM5 | | 166 | 261, 262, 789, 834 |
| Impianto SSE Utente | | Santa Cristina Gela | 14 | 221 |

Di seguito si riporta l'inquadramento su IGM (Scala 1:25000), CTR (Scala 1:10000), ortofoto (Scala 1:10000) e catastale (1:10000) delle opere in progetto. Per una migliore rappresentazione si riporta agli elaborati cartografici (cod. PD.23 "Carta del layout di progetto su corografia IGM", cod. PD.24 "Carta del layout di progetto su planimetria CTR", cod. PD.25 "Carta del layout di progetto su ortofoto")

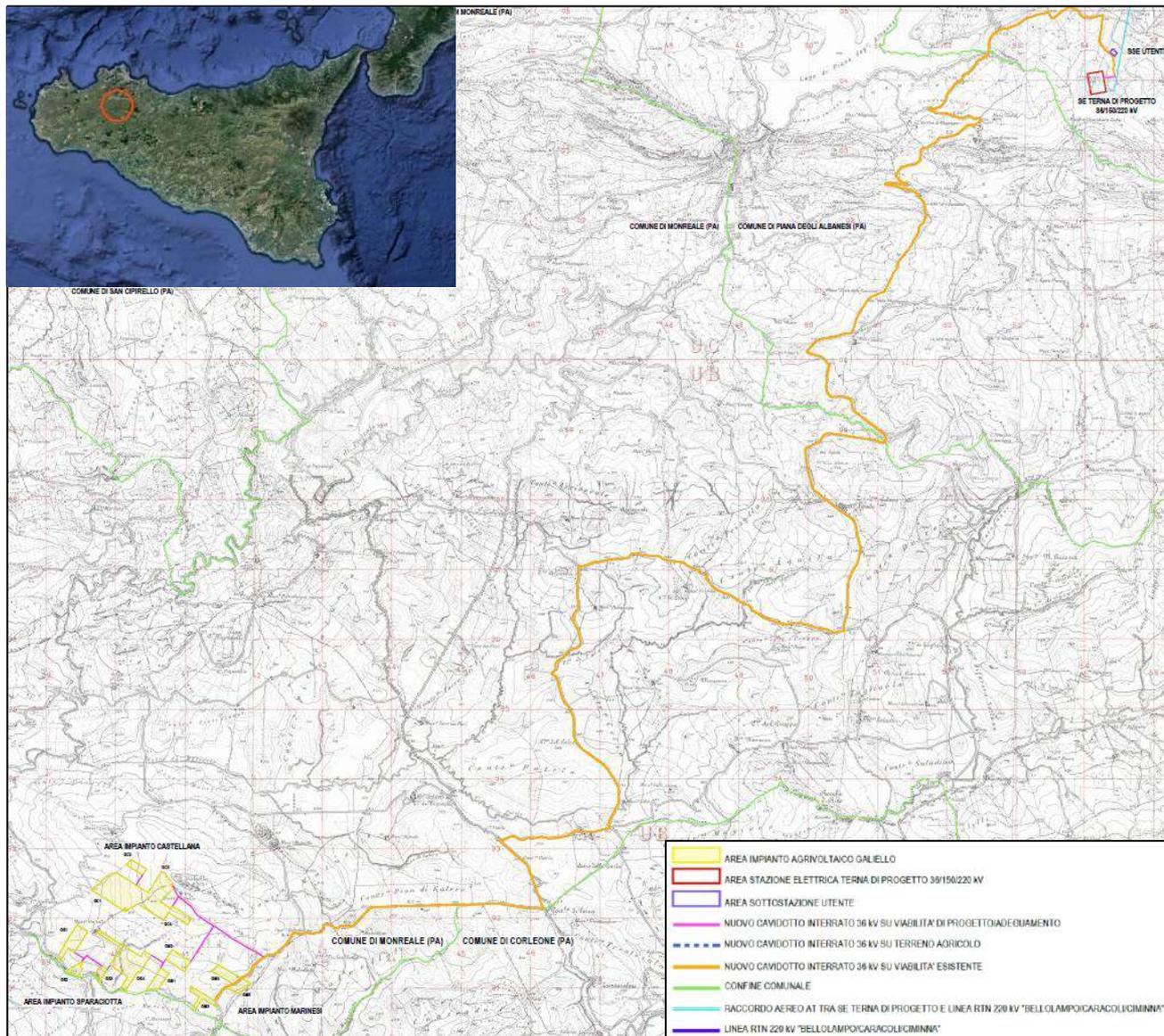


Figura 2. Localizzazione del sito e Inquadramento IGM (Scala 1:25.000) delle opere in progetto

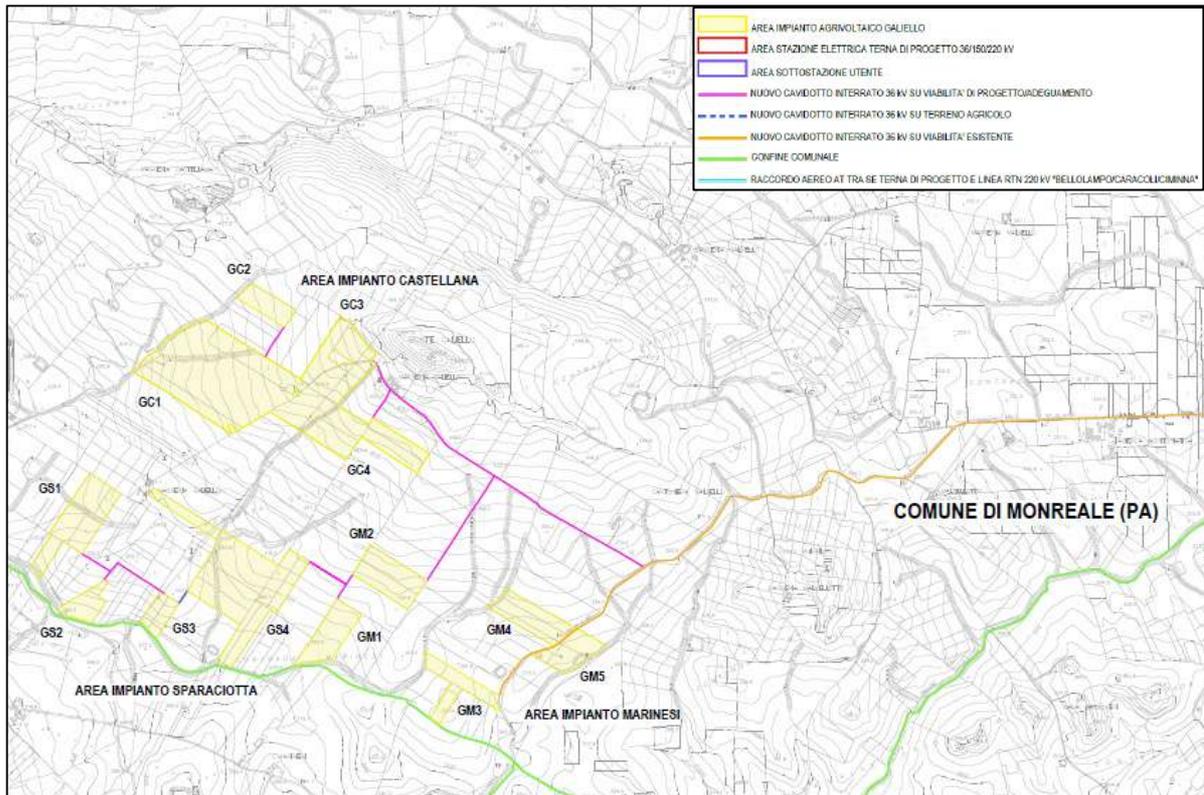


Figura 3. Inquadramento opere in progetto (impianto) su CTR (Scala 1:10.000)

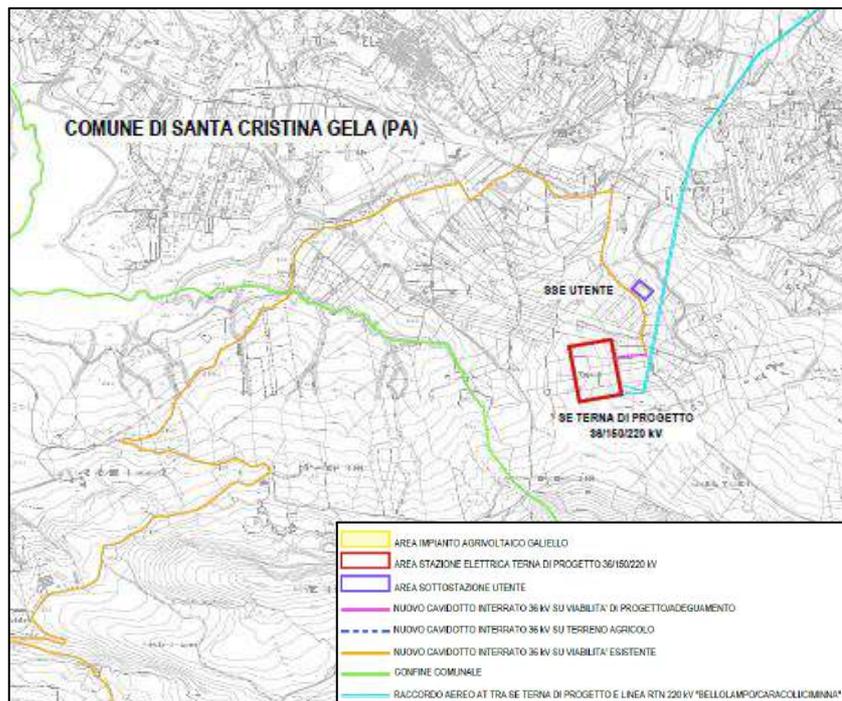


Figura 4. Inquadramento opere di progetto (area stazioni) su CTR (Scala 1:10.000)



Figura 5. Inquadramento opere di progetto (impianto) su Ortofoto (Scala 1:10.000)

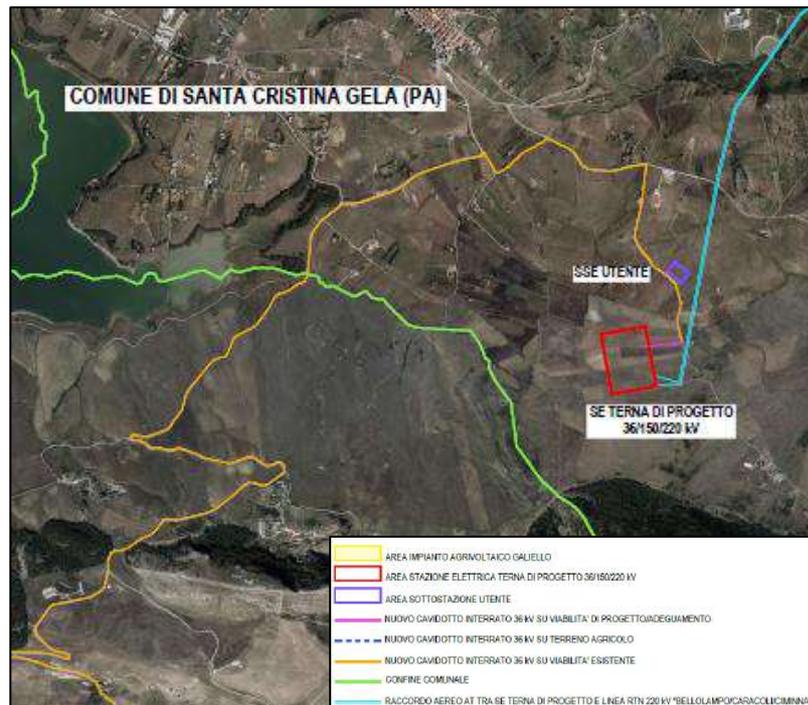


Figura 6. Inquadramento opere di progetto (aree stazioni) su Ortofoto (Scala 1:10.000)

4. IDROGEOLOGIA

Nel presente paragrafo avente come oggetto “l'idrogeologia” sono stati evidenziati i caratteri di permeabilità degli affioramenti litologici, lo sviluppo del reticolo idrografico e la presenza di eventuali falde ed il loro andamento. A tal proposito è stata redatta apposita carta tematica in scala 1: 10.000 sulla quale sono stati rappresentati graficamente gli elementi desunti.

Dal punto di vista idrologico l'area in esame ricade all'interno di un sottobacino del Fiume Belice, nella sua porzione settentrionale. L'impianto ricade in prossimità della confluenza del Fiume “Pietralunga” sul Fiume “Belice destro”. L'asta principale del sottobacino di interesse è rappresentata da un vallone senza denominazione, posto a sud dell'impianto, che delimita il confine tra il comune di Monreale e Roccamena e scorre in direzione ovest per poi immettersi in sinistra idraulica sul Fiume “Belice destro”.

Lo sviluppo asimmetrico della rete idrografica all'interno del sottobacino è senza dubbio influenzato principalmente dalla litologia dell'area e solo secondariamente dalla topografia.

In linea di massima, la rete idrografica si presenta poco sviluppata sull'intera area, con incisioni (Foto n.1) talora marcate ed in fase di approfondimento; ciò indica la presenza di terreni scarsamente permeabili o impermeabili e facilmente erodibili. Il reticolo idrografico è abbastanza gerarchizzato ma ancora in via di sviluppo con aste del primo ordine che si immettono in aste di terzo e quarto ordine.



Foto n. 1 – Incisione causata dallo scorrimento dell'acqua

Dal punto di vista idrogeologico è stata approntata una accurata indagine al fine di verificare le caratteristiche di permeabilità, le condizioni di deflusso superficiale e la circolazione e distribuzione delle acque nel sottosuolo, che sono determinate dalle diverse condizioni chimico-fisiche delle rocce presenti.

La **Permeabilità**, è la capacità che la roccia di lasciarsi attraversare dall'acqua. Essa, quindi, dipende dalla porosità della roccia, ma soprattutto dai reciproci rapporti che i meati hanno all'interno della stessa: meati isolati o intercomunicanti tra loro. Nel primo caso si avranno delle rocce impermeabili; nel secondo caso, se i pori raggiungono e superano le dimensioni in cui si manifestano esclusivamente fenomeni di capillarità, si avranno rocce permeabili.

Al fine di definire meglio le caratteristiche di permeabilità, i litotipi affioranti nell'area sono stati raggruppati in cinque classi in funzione del grado di permeabilità di seguito specificate:

ROCCE PERMEABILI PER FRATTURAZIONE E CARSIAMO: Calcari e calcari dolomitici

Questi depositi sono scarsamente permeabili per porosità e altamente permeabili per fessurazione e carsismo. Tale permeabilità tende ad aumentare nel tempo, cioè è legata all'azione solvente dell'acqua (carsismo). Si tratta quindi di permeabilità secondaria in quanto si sviluppa dopo la genesi della roccia. Sono quasi sempre sede di accumulo di acqua quando sono soddisfatte le caratteristiche geometriche idonee all'accumulo di acqua (sinclinali, ecc.).

I calcari e calcari dolomitici sono caratterizzate da una scarsa permeabilità per porosità e da una elevata permeabilità per fessurazione e carsismo. Tale permeabilità gli è conferita dall'intenso grado di fratturazione in cui verte l'ammasso a causa degli stress tettonici subiti e tende ad aumentare nel tempo a causa dell'azione di dissoluzione operata dall'acqua (carsismo). Si tratta quindi di permeabilità secondaria in quanto si sviluppa dopo la genesi della roccia.

ROCCE A PERMEABILITA' ALTA PER POROSITA': Detriti di falda. Essendo rappresentati da elementi a granulometria molto variabile con inclusi eterogranulari sono caratterizzati da valori di permeabilità molto variabili nell'ambito della medio-alta permeabilità. Tale parametro varia in funzione della percentuale di elementi granulometricamente più grossi presenti nel deposito.

ROCCE A PERMEABILITA' MEDIA: Depositi alluvionali e depositi eluvio colluviali. Sedimenti fini costituiti da una matrice limo-argillosa che ingloba frammenti litici di diversa dimensione aumentandone la permeabilità. La pezzatura degli inclusi è solitamente compresa tra il millimetro e qualche metro (Foto n. 2) e la loro disposizione all'interno della matrice non è omogenea. Pertanto il deposito presenta una anisotropia composizionale sia in senso orizzontale che verticale. La permeabilità varia in funzione della percentuale di elementi a granulometria grossolana.



Foto n. 2 – Inclusi di dimensioni metriche



Foto n. 3 – Inclusi di dimensioni centimetriche e decimetriche

ROCCE A PERMEABILITA' BASSA: Marne argillose e sabbiose grigio azzurre.

Trattasi di rocce aventi una permeabilità primaria bassa. La permeabilità di tali depositi è legata all'azione operata dagli agenti endogeni (fratture indotte da stress tettonici) che tende a diminuire nel tempo a causa dell'ostruzione delle fratture operato dal materiale pelitico trasportato dalla circolazione delle acque. Si tratta quindi di permeabilità secondaria in quanto si sviluppa dopo la genesi della roccia e tende a diminuire nel tempo.

ROCCE IMPERMEABILI: Peliti, Peliti argillose e sabbiose

Tali depositi caratterizzati da una vastissima varietà di materiali fini è finissimi, appartenenti ai terreni a componente prevalentemente argillosa (affioranti estesamente nell'area di studio); hanno da un lato una alta porosità primaria, dall'altro un comportamento praticamente impermeabile. Questo è dovuto al fatto che i pori presentano una dimensione così piccola da non favorire, in condizioni di pressione normale, l'infiltrazione delle acque. Ciò vuol dire che tali depositi non presentano una "porosità utile" tale da permettere ai pori di superare i diametri della capillarità e quindi di rendere intercomunicanti i meati. La presenza talora di frazioni sabbiose è così minima da non influenzare il comportamento impermeabile dei depositi.

4.1. Considerazioni di carattere idrogeologico locale

Da quanto esposto si evince che nel bacino in studio la circolazione idrica sotterranea risulta assente o limitata alla porzione più superficiale caratterizzata dalla presenza di depositi eluvio colluviali per uno spessore massimo di circa 3 metri. Come si evince dalla carta idrogeologica allegata in quasi tutta l'area di studio, a causa dell'assetto geologico-stratigrafico, caratterizzato da una prevalenza di terreni argillosi e argilloso sabbiosi e marnosi, da poco permeabili a praticamente impermeabili è favorito il ruscellamento a scapito dell'infiltrazione che avviene solo nei depositi a permeabilità alta o medio alta. I depositi più permeabili presentano una permeabilità per porosità da media ad elevata in funzione della distribuzione granulometrica dei sedimenti e sono sede di falde idriche, in genere superficiali e di consistenza molto limitata, a causa degli spessori piuttosto modesti di tali depositi.

Si osservano inoltre emergenze idriche di irrisoria portata in corrispondenza del contatto tra i terreni di copertura detritica con i terreni argillosi impermeabili. Tali emergenze alimentano abbeveratoi o si perdono lungo i versanti, e raramente risultano captate per lo sfruttamento irriguo.

In definitiva i terreni che affiorano nell'area in esame presentano una condizione di permeabilità poco variabile sia in relazione alla varietà dei termini costituenti le varie successioni stratigrafiche, sia alla frequente variabilità degli aspetti litologici e strutturali riscontrabili all'interno delle singole unità che compongono tali successioni.

Infine da rimarcare che dai rilievi condotti e dallo studio dei terreni affioranti che comprendono sia l'area in esame che quella dell'immediato intorno, non sono state rilevate strutture idrogeologiche significative né la presenza di una falda idrica in senso stretto tale da potere interferire con il sito di studio.

Dal punto di vista idraulico, l'area oggetto di intervento non ricade in aree vincolate come si evince dalle allegatte cartografie del PAI-Idraulica.

Pertanto considerato che:

I siti d'intervento sono posizionati al di fuori o nelle porzioni più alte del reticolo idrografico (alle scaturigini) (figura 10), si esclude che si possano innescare fenomeni di esondazione e/o alluvionamento degli impianti;

Il reticolo idrografico non intercetta le aree d'impianto, ad eccezione del lotto identificato con la sigla CG1-CG2-CG3 e del lotto GS4 ove il reticolo li attraversa, ma non interferisce con l'impianto in quanto aree prive di strutture. Le interferenze con il reticolo idrografico (vedi carta allegata), sono state gestite in modo da non ostacolare il loro naturale e regolare deflusso verso valle. Laddove è stato necessario prevedere degli attraversamenti sono stati progettati appositi tubi "armco" dimensionati per fare defluire le acque provenienti da monte.

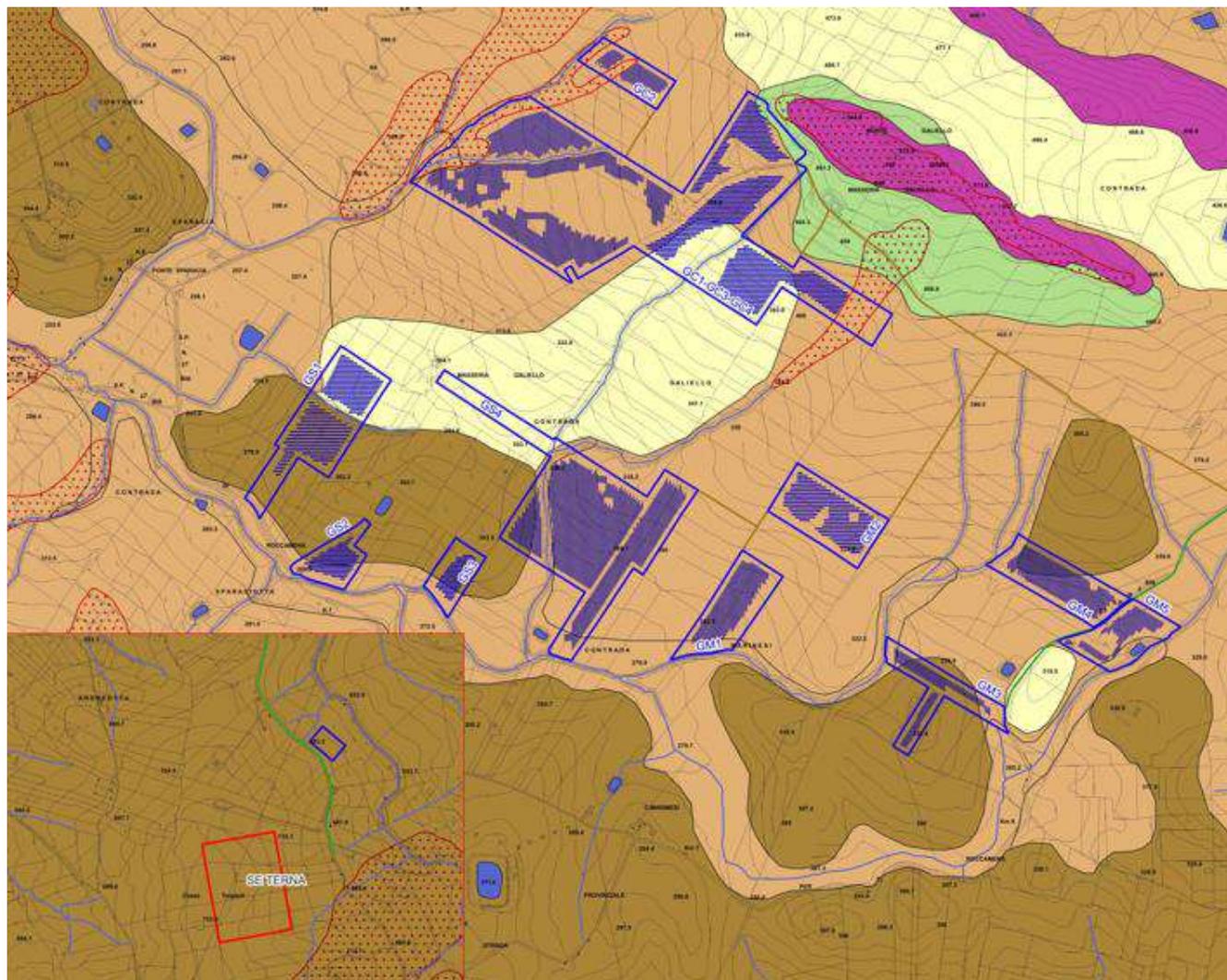
In ogni caso si tratta di attraversamenti di fossi o canali di modesta entità a decorso stagionale che drenano le acque di bacini idrografici aventi superfici molto modeste e talora coincidenti con il perimetro dell'impianto.

Pertanto si ritiene che le strutture in progetto non interferiscano in modo significativo con la rete drenante dell'area non modificando le attuali vie di scorrimento e non interferendo al normale deflusso delle acque verso valle. Inoltre la realizzazione di fossi di guardia e di deflusso sul margine della viabilità in progetto consentirà una migliore regimentazione delle acque.

Sono assenti pozzi in tutta l'area rilevata è da quanto riferito dai coltivatori della zona tutte le perforazioni eseguite a scopo di ricerca idrica non hanno mai rinvenuto acqua;

Le uniche fonti di approvvigionamento sono rappresentate dagli invasi artificiali che raccolgono le acque defluenti durante i periodi piovosi per essere riutilizzate nel periodo estivo;

Dalle ricerche eseguite sul portale SGI dell'Ispra e sul PRGA della Regione Sicilia – Provincia di Palermo è scaturito che non esistono pozzi o sorgenti nelle aree rilevate.



LEGENDA

IDROGEOLOGIA

- Complesso impermeabile
- Complesso a permeabilità bassissima
- Depositi mediamente permeabili per porosità
- Complesso altamente permeabile per carsismo, fratturazione/fessurazione
- Depositi altamente permeabili per porosità

FRANE CENSITE DAL P.A.I.

- depositi permeabili per porosità

IDROGRAFIA

- Laghi
- Reticolo idrografico

- Impianto agri fotovoltaico Perimetro lotti

- Moduli

IMPIANTI STAZIONI

- SE TERNA
- SSE Utente

CAVIDOTTI

- Nuovo cavidotto 36 kV su viabilità esistente
- Cavidotto di progetto
- Nuovo cavidotto 36 kV su viabilità di progetto

Figura 7. Carta idrogeologica

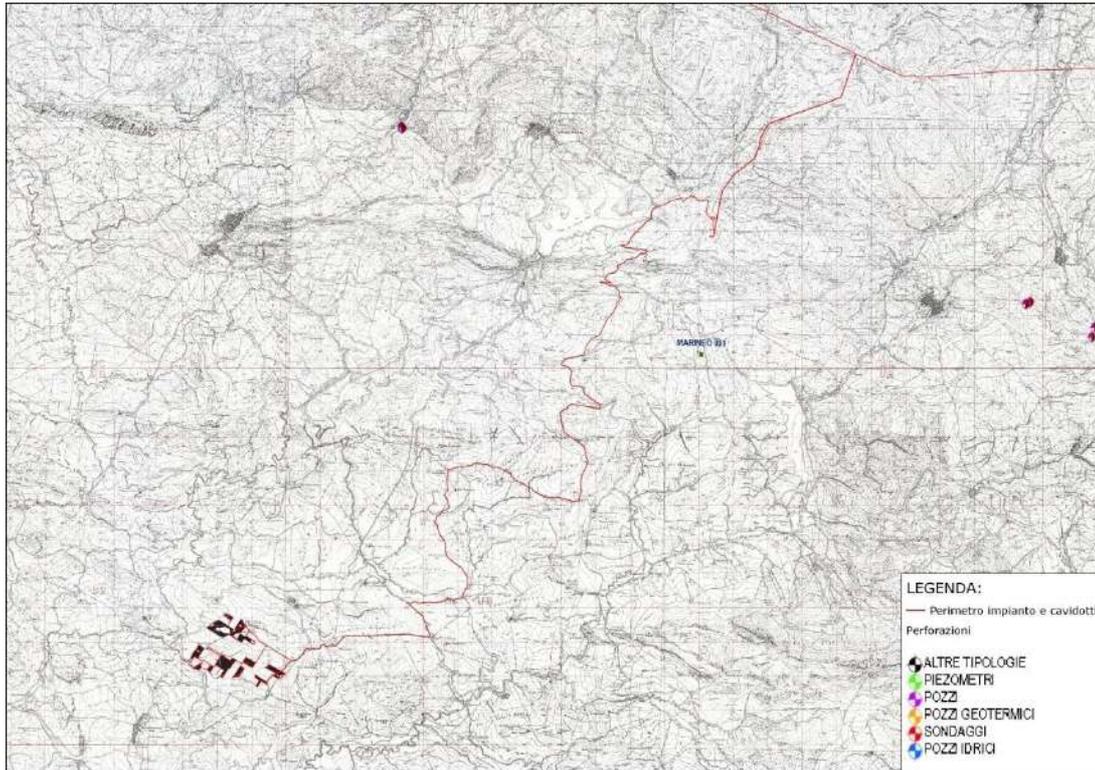


Figura 8. Pozzi per acqua – Fonte dati SGI

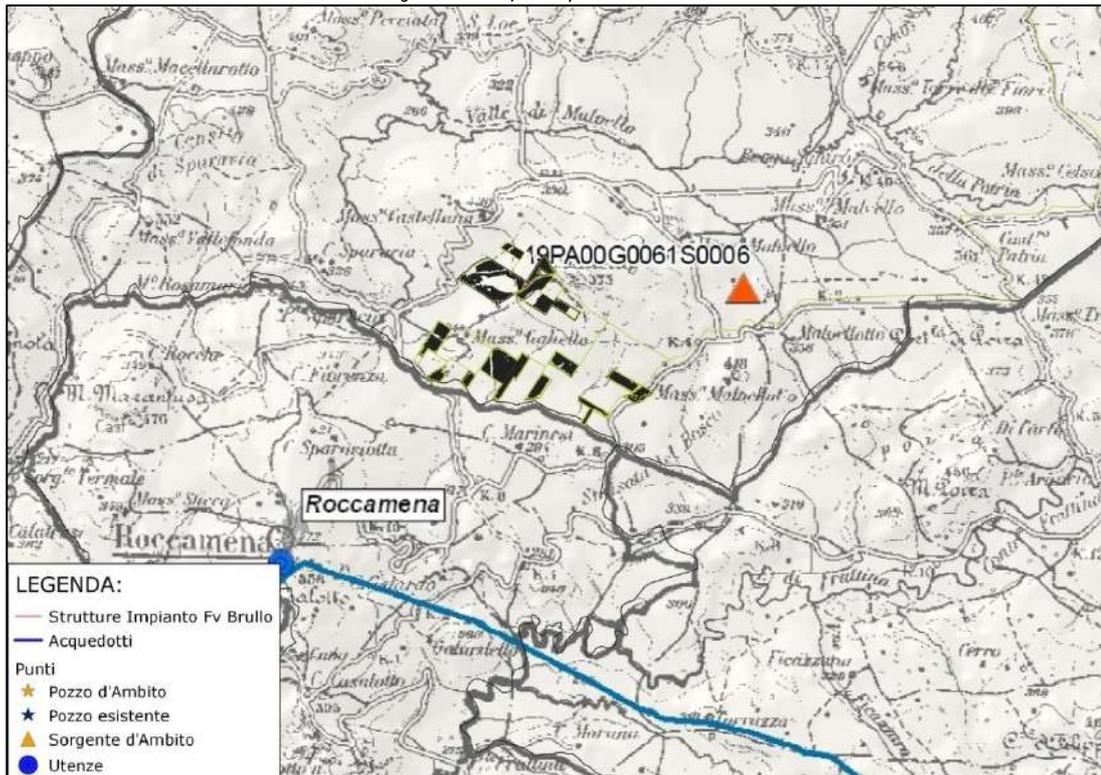


Figura 9. Stralcio PRGA - Regione Sicilia - Provincia di Palermo

Si ritiene che le strutture fondali degli impianti non possano interagire con alcuna falda o con il reticolo idrografico e che pertanto quanto in progetto non interferisca con il contesto idrogeologico nel quale s'inserisce.

5. CLIMATOLOGIA

Per la determinazione delle caratteristiche climatiche del sito in esame sono stati utilizzati i dati registrati dalle stazioni termopluviometriche e pluviometriche ricadenti nel settore esaminato ed elaborati per il trentennio 1965-1994.

Vengono di seguito riportate le tabelle con l'elenco delle stazioni pluviometriche ricadenti all'interno del bacino del Fiume Belice e i dati registrati dalle stazioni termopluviometriche e pluviometriche ricadenti all'interno del bacino in esame.

| STAZIONE | LOCALITA' | STRUMENTO | QUOTA (m s.l.m.) | COORDINATE (UTM) | |
|-------------------------|-------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|---------|
| | | | | Lat. | Long. |
| Diga Arancio | Diga Arancio | Pluviometro | 190 | 4.166.991 | 327.930 |
| Montevago | Montevago | Pluviometro | 460 | 4.176.394 | 320.777 |
| Partanna | Partanna | Termo- pluviometro | 407 | 4.176.557 | 313.430 |
| Castelvetrano | Castelvetrano | Termo- pluviometro | 190 | 4.173.062 | 304.528 |
| Gibellina | Gibellina | Pluviometro | 410 | 4.183.792 | 320.937 |
| Roccamena | Roccamena | Pluviometro | 480 | 4.189.005 | 337.194 |
| Corleone | Corleone | Termo- Pluviometro | 594 | 4.186.905 | 350.362 |
| Ficuzza | Ficuzza | Termo- Pluviometro | 681 | 4.194.198 | 356.380 |
| Piana degli Albanesi | Piana degli Albanesi | Pluviometro | 740 | 4.205.426 | 349.235 |
| Piana dei Greci | Piana dei Greci | Pluviometro | 616 | 4.203.576 | 349.201 |
| San Giuseppe Jato | San Giuseppe Jato | Termo- Pluviometro | 450 | 4.203.743 | 340.416 |

Figura 10. Elenco delle stazioni pluviometriche e termo-pluviometriche

L'analisi del regime pluviometrico è stata effettuata attraverso gli annali idrologici pubblicati dalla Regione Siciliana; in particolare, sono stati presi in considerazione i dati inerenti il periodo 1965-1994 e registrati dalle stazioni di rilevamento ricadenti all'interno del bacino del Fiume Belice.

Dalle analisi effettuate si evince che nel periodo suddetto il valore di piovosità media annua è pari a circa 617,80 mm. Inoltre, nello stesso periodo considerato, l'anno più piovoso è risultato il 1976 nel quale sono stati registrati 948.40 mm. di pioggia; l'anno meno piovoso, invece, è stato il 1970, con appena 200.80 mm. Il mese più piovoso relativo al periodo considerato è stato quello di Febbraio del 1976 che ha fatto registrare ben 137.8 mm di pioggia.

In generale, nell'arco di ogni singolo anno, i giorni più piovosi ricadono nel semestre autunno-vernino e in particolare, nell'intervallo temporale Ottobre-Febbraio mentre le precipitazioni diventano decisamente di scarsa entità nel periodo compreso tra Maggio e Settembre.

In definitiva, i caratteri pluviometrici riportati delineano un clima di tipo temperato mediterraneo, caratterizzato da precipitazioni concentrate nel periodo autunnale e invernale e quasi assenti in quello estivo.

Carta delle precipitazioni medie annue

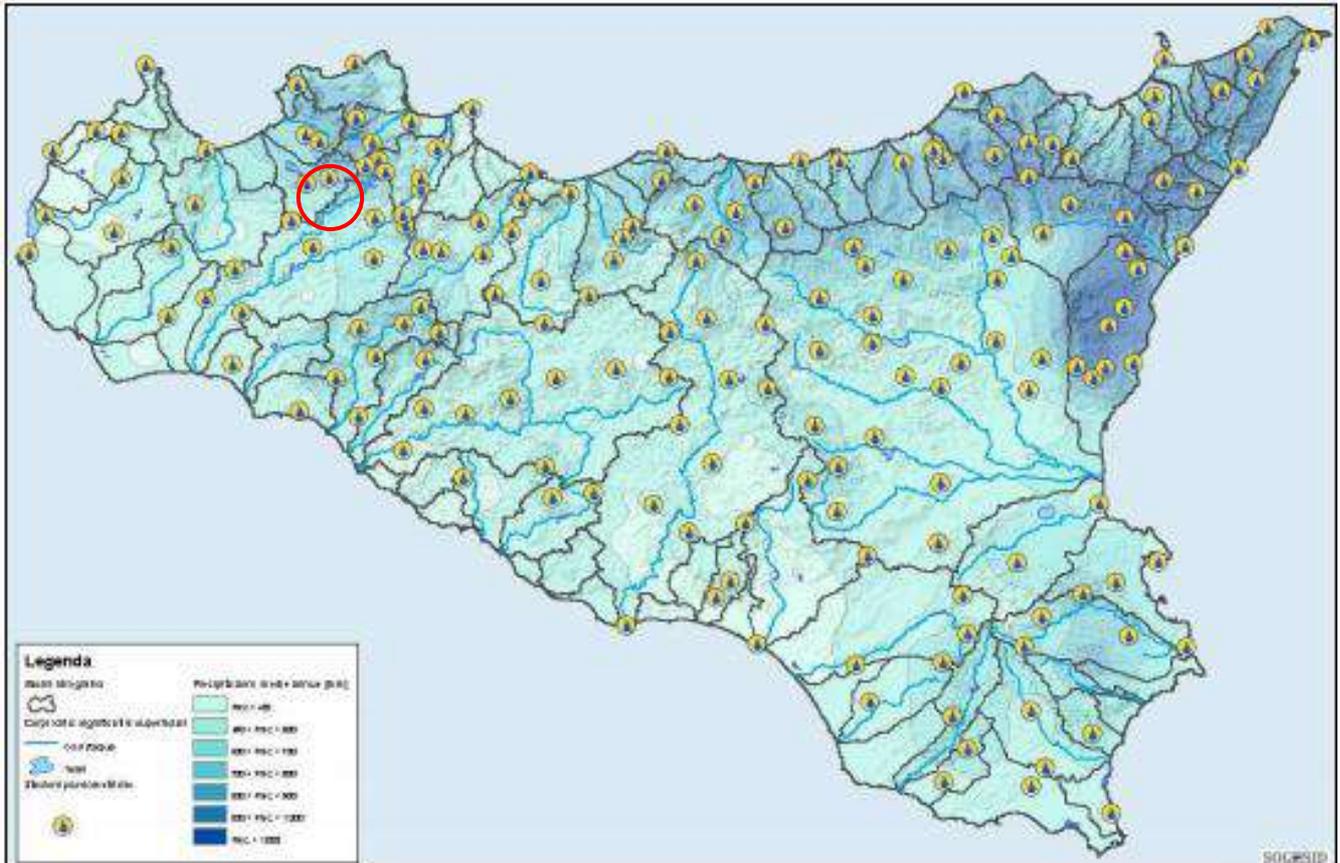


Figura 11 Carta delle precipitazioni medie annue

Regime termometrico

Per l'analisi delle condizioni termometriche si è fatto riferimento ai dati registrati dalle stazioni di Partanna, Castelvetro, Corleone, Ficuzza e San Giuseppe Jato, essendo queste ultime, tra quelle ricadenti all'interno del bacino del Fiume Belice in aree limitrofe, dotate di termopluviografo.

Prendendo in considerazione i dati rilevati nel periodo trentennale compreso tra il 1965 ed il 1994 e confrontando i valori relativi alle escursioni termiche annuali o a quelle mensili, il territorio in esame mostra un andamento termico piuttosto regolare. Naturalmente nell'analisi della termometria, nonché della pluviometria, che caratterizza l'area considerata, bisogna tenere conto della vastità del bacino idrografico, che comprende sia le zone montane dell'entroterra che le aree costiere meridionali della Sicilia; pertanto i dati medi relativi all'intero bacino sono puramente indicativi poiché le condizioni locali variano notevolmente a seconda della zona del bacino presa in esame.

Riferendosi alle medie stagionali si ottengono valori nella norma se si calcola l'escursione tra la temperatura media diurna e quella notturna, mentre forti differenze si ricavano dal confronto, per un dato mese, fra la temperatura diurna massima e quella minima notturna.

L'analisi dei dati mostra che nei mesi più caldi (Luglio e Agosto) la temperatura media è pari a 25.7°C e si raggiungono temperature massime di circa 43.0°C; invece, nel mese più freddo (Gennaio) la temperatura media è pari a 9.3°C e si raggiungono temperature minime anche inferiori allo 0° (-4.8 °C). Complessivamente, la temperatura media annua dell'intero territorio in esame è pari a 16.8°C.

Carta delle temperature medie annue

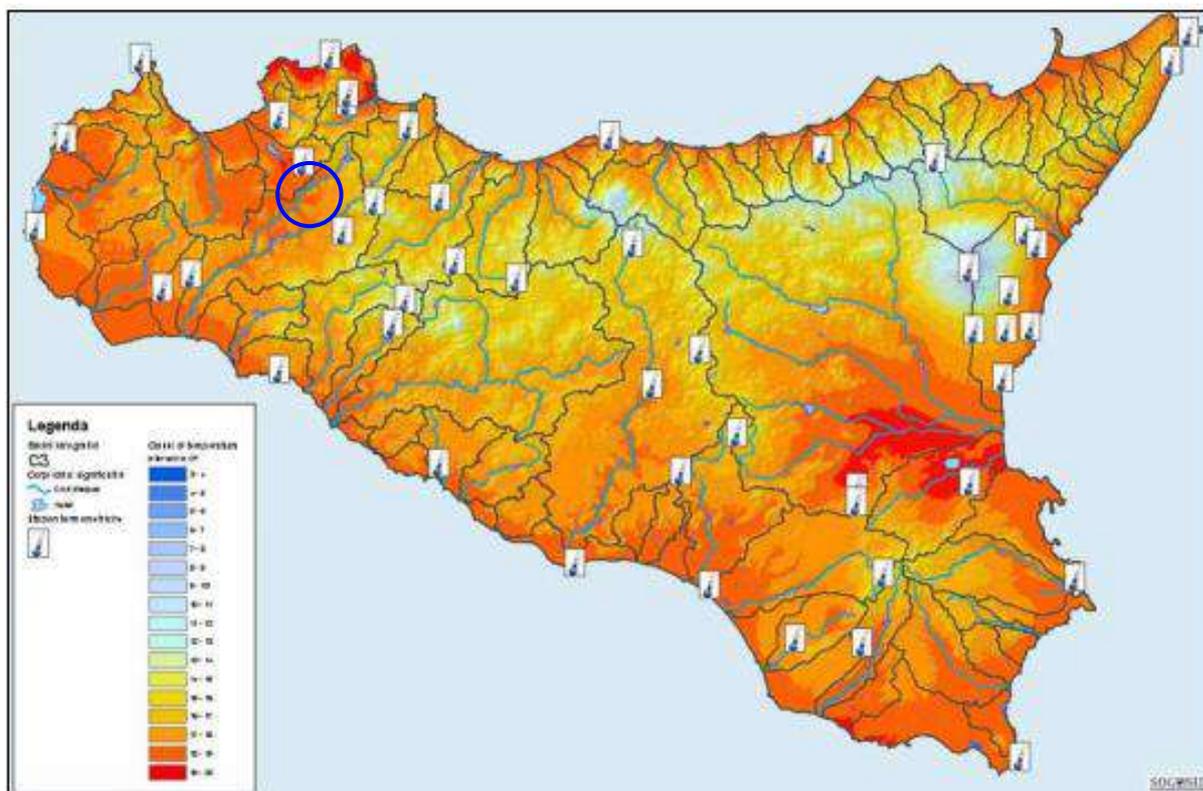


Figura 12. Carta delle temperature medie annue

6. CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE IDRAULICHE

Con riferimento agli obiettivi suddetti si richiamano alcuni criteri di base utilizzati nella scelta delle diverse soluzioni individuate, al fine di migliorare l'inserimento dell'infrastruttura nel territorio senza tuttavia trascurare i criteri di rendimento energetico dell'impianto:

- Rispetto dell'orografia del terreno (limitazione delle opere di scavo/riporto) prediligendo l'ubicazione delle opere su aree con pendenze minime in modo da limitare le alterazioni morfologiche;
- Massimo riutilizzo della viabilità esistente e disposizione delle piazzole di montaggio/stoccaggio per quanto possibile in adiacenza a strade e piste esistenti in modo da limitare gli interventi di nuova viabilità;
- Realizzazione della nuova viabilità (ridotta a brevi tratti) rispettando l'orografia del terreno e secondo la tipologia esistente in zona o attraverso modalità di realizzazione che tengono conto delle caratteristiche percettive generali del sito;

La durabilità sia dell'area che delle strutture dello stesso impianto, devono essere garantiti da un sistema idraulico efficace di allontanamento e drenaggio delle acque meteoriche.

Nella previsione delle opere di regimentazione idraulica si è intervenuti dando priorità al mantenimento delle condizioni di equilibrio idrogeologico preesistenti prima della realizzazione degli interventi e nello stesso tempo si è cercato di proteggere le opere civili presenti all'interno della zona in oggetto e la relativa viabilità attraverso la realizzazione di una adeguata rete di smaltimento.

Si precisa che gli interventi previsti sono quelli che riguardano la realizzazione e o l'adeguamento delle stradelle esistenti e la rete di smaltimento delle acque.

Le piazzole e la viabilità, saranno realizzate con materiali drenanti, avranno dimensioni contenute, seguiranno l'andamento orografico originario e non variano assolutamente il reticolo idrografico preesistente e pertanto non sono state previste opere di protezione idraulica.

La progettazione idraulica delle opere previste in progetto richiede come elemento fondamentale la conoscenza della cosiddetta portata di progetto relativa alla sezione del bacino sotteso.

Nei bacini in cui non si dispone di misure di portata, si ricorre a modelli matematici di tipo indiretto che consentono, a partire dagli afflussi meteorici registrati sul bacino, di ricostruire i deflussi alla sezione terminale dello stesso.

Il processo di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi dipende da una notevole molteplicità di fattori, tra i quali la distribuzione spazio-temporale della pioggia e le grandezze caratteristiche delle superfici interessate dall'evento meteorico quali l'impermeabilità e la scabrezza.

Il metodo adottato nella presente relazione è un modello indiretto per la stima della portata di massima piena di assegnato tempo di ritorno.

6.1. calcolo delle altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno

Per il dimensionamento delle opere idrauliche si fa riferimento alla sezione del bacino sotteso dell'area in esame.

La grandezza di riferimento da prendere in considerazione per la valutazione delle portate è data dalla valutazione del tempo di corrivazione t_c .

Il tempo di corrivazione t_c è il tempo che occorre alla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino in esame.

La letteratura specialistica, propone diverse formule empiriche per la valutazione del tempo di corrivazione t_c .

Considerato che i bacini idrografici studiati per le varie verifiche idrauliche sono molto piccoli e addirittura inferiori al Km² si è optato per l'utilizzo della Formula di Kirpich che risulta la più utilizzata in letteratura per bacini aventi superfici < di 10 Km²:

Formula di Kirpich

$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

Dove:

L = Lunghezza asta principale in Km

i = pendenza media del percorso

Delta H = Differenza tra l'altitudine massima del bacino e l'altitudine della sezione di sbocco in m

Per la determinazione dell'altezza di pioggia, dell'intensità della pioggia si è ricorso al metodo TCEV seguendo una tecnica di regionalizzazione dei dati pluviometrici, messa a punto dall'Università degli Studi di Palermo.

Tale metodo si basa sull'assunzione che l'osservazione empirica dei campioni dei massimi annuali delle precipitazioni di breve durata ha portato a riconoscere l'esistenza di alcuni valori estremamente più elevati degli altri, denominati "outliers".

Infatti, la distribuzione di frequenza empirica dei valori della variabile idrologica, riportati in carta probabilistica da Gumbel, mostra un andamento a gomito che testimonia l'esistenza di due distinte distribuzioni: una relativa ai valori più contenuti della variabile e l'altra relativa ai valori più alti.

Una corretta interpretazione statistica di tali valori straordinari è quella di considerarli appartenenti ad una popolazione diversa, legata ad una differente fenomenologia meteorologica, che deve essere riprodotta dalla legge di distribuzione di probabilità.

Per tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici è stata proposta la legge di probabilità, denominata TCEV (Two Component Extreme Value distribution) o legge di distribuzione a doppia componente.

Il metodo probabilistico TCEV è una legge a quattro parametri ed a causa della notevole variabilità della stima dei parametri stessi con la dimensione campionaria, esso necessita di una indagine di tipo regionale.

Si possono individuare tre livelli gerarchici:

1. nel primo, la Sicilia si può ritenere una zona pluviometrica omogenea,
2. nel secondo, si individuano delle aree, denominate "sottozone pluviometriche omogenee"; la Sicilia è stata suddivisa in tre sottozone, che sono sempre le stesse, qualunque sia la durata in esame (vedi figura 15 di seguito allegata):

- A - sottozona Ovest
- B - sottozona Nord Est
- C - sottozona Sud Est

In ciascuna sottozona, qualunque sia la durata in esame, e per valori di tempo di ritorno $T \geq 10$ anni, sono state ottenute le seguenti espressioni approssimate:

- Sottozona A
 $h^t, T = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$
- Sottozona B
 $h^t, T = 0,5135 - 0,002264t + (0,000198t^2 + 0,00329t + 1,0508) \cdot \log T$
- Sottozona C

$h't,T = 0,5015 - 0,003516t + (0,000372t^2 + 0,00102t + 1,1014) * \log T$
 in cui $h't,T$ è il valore dell'altezza di pioggia ht,T di fissata durata t e tempo di ritorno T rapportata alla media μ della TCEV.

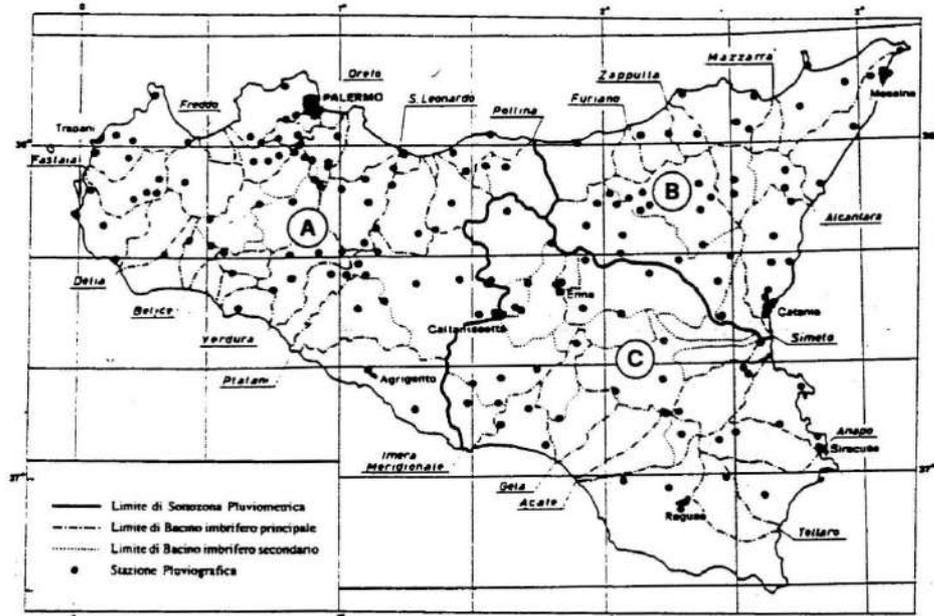


Figura 13. Sottozone pluviometriche omogenee

L'equazione della curva di probabilità pluviometrica si ottiene moltiplicando ciascuna delle precedenti per la legge di variazione della media con la durata.

$$H_{t,T} = h' t * \mu (t)$$

Per il territorio siciliano la media teorica μ coincide con la media campionaria m_c per cui nel terzo livello di regionalizzazione è stato individuato un criterio regionale per la stima di m_c .

Per ciascuna delle 172 stazioni pluviografiche siciliane, che vantano almeno 10 anni di funzionamento, la media m_c è esprimibile in funzione della durata t secondo la seguente legge monomia:

$$m_c = a t^n$$

Questo risultato consente di definire la curva di possibilità pluviometrica con i solo due parametri "a" ed "n".

Questi valori sono riportati per ciascuna stazione pluviometrica [Cannarozzo, D'Asaro e Ferro, 1993].

Per i siti sprovvisti di stazione di misura i coefficienti "a" ed "n" possono essere stimati sulla base delle *iso-a* e delle *iso-n*, non essendo stato rilevato né un legame interno tra le due costanti, né una variabilità in funzione dell'altitudine media.

Si riportano di seguito le immagini delle curve *iso a* e *iso n* della Regione Sicilia.

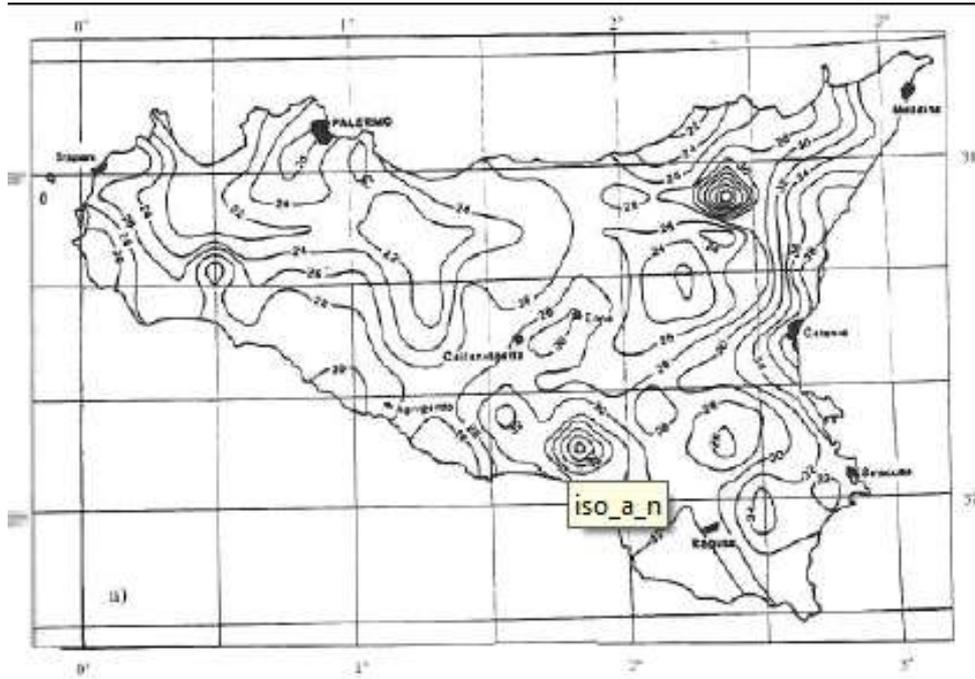


Figura 14. Curve Iso a

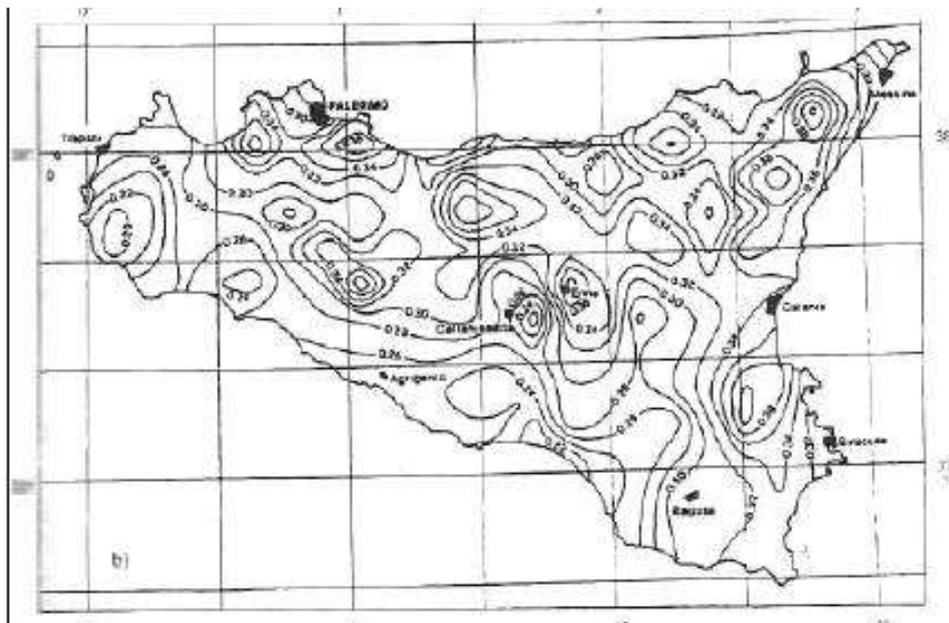


Figura 15. Curve Iso n

6.2. Determinazione del tempo di ritorno T

Il rischio idraulico a cui si può sottoporre la struttura e/o la porzione di territorio interessato dall'evento dipendono essenzialmente da tre componenti principali:

- Pericolosità idraulica dell'evento considerato e del Tempo di Ritorno;
- Valore delle cose a rischio;
- Vulnerabilità delle cose a rischio.

La pericolosità idraulica relativa al superamento della portata di dimensionamento delle opere può determinare il temporaneo innalzamento dei livelli idrici a monte e nella peggiore delle ipotesi, il collasso del manufatto per raggiunta vetustà o cattivo stato di manutenzione dello stesso. La frequenza del fenomeno idraulico è direttamente connessa con il Tempo di Ritorno che rappresenta il lasso temporale nel quale un dato evento ha probabilità di accadere almeno una volta. Un basso tempo di ritorno individua una probabilità alta di verifica dell'evento idraulico, un alto tempo di ritorno una bassa probabilità.

Il valore delle cose esposte a rischio, nel caso di viabilità assume aspetto rilevante per la possibilità di perdita di vita umana, mentre aspetto secondario assume l'allagamento di terreni agrari scarsamente antropizzati o danni alle strutture viarie stesse.

In relazione a quanto sopra, per la redazione dei calcoli idraulici dei canali di progetto è stato considerato un tempo di ritorno par a T=30 anni. Per la verifica dei tubi Armco è stato considerato un tempo di ritorno par a T=200 anni.

6.3. Applicazione del metodo tcev al caso in studio

L'intervento oggetto del presente studio ricadete nella provincia di Palermo e si trova nella sottozona A e pertanto l'espressione utilizzata è la seguente:

$$h'_{t,T} = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) * \log T$$

Noti tempo di ritorno e durata dell'evento pluviometrico (tempo di corrivazione) è possibile calcolare il termine $h'_{t,T}$.

Per valutare le altezze di pioggia relative al prefissato tempo di ritorno T, si farà riferimento alla seguente equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1898,1990) sulla base delle altezze di pioggia di breve durata misurate, dai pluviografi siciliani, in eventi per i quali si disponeva anche dell'analogo valore relativo alla durata di 60 minuti:

$$h_{t,T}/h_{60,T} = 0.208 t^{0.386}$$

in cui si è indicato con $h_{t,T}$ l'altezza di pioggia di durata t inferiore all'ora e tempo di ritorno T, con $H_{60,T}$ l'altezza di pioggia di durata 60 min e pari al tempo di ritorno e con t la durata della pioggia espressa in minuti.

Questa formula è stata ritenuta valida per valori di tempo di corrivazione $t_c < 1$ h.

Moltiplicando tale valore per la media delle altezze di pioggia di durata pari a 60 minuti si ottiene l'altezza di pioggia relativa al tempo di corrivazione, da cui risulta una intensità di pioggia pari a:

$$i = h(t_c)/t_c \text{ (mm/h)}$$

Quindi, per determinare l'altezza di pioggia corrispondente a un dato tempo di ritorno e a una assegnata durata sarà necessario determinare i parametri "a" ed "n".

In base al posizionamento geografico dell'intervento in oggetto, (vedi Fig. 18) e facendo riferimento alle carte dei valori a ed n per il territorio siciliano (Lo Conti et al. 2007), sono stati stimati dei valori medi di a ed n, nei seguenti valori (vedi Fig. 19 e Fig. 20):

$$a = 27,75$$

n = 0,2441

A questo punto è possibile computare il valore della media campionaria m_c , e determinare il valore dell'altezza di pioggia in corrispondenza della quale si registra il valore massimo della portata al colmo della piena.

In definitiva il metodo consente di determinare altezze di pioggia e le relative intensità senza ricorrere ad elaborazioni dei dati di pioggia ma basandosi su criteri di regionalizzazione già messi a punto per la Sicilia dall'Università di Palermo.

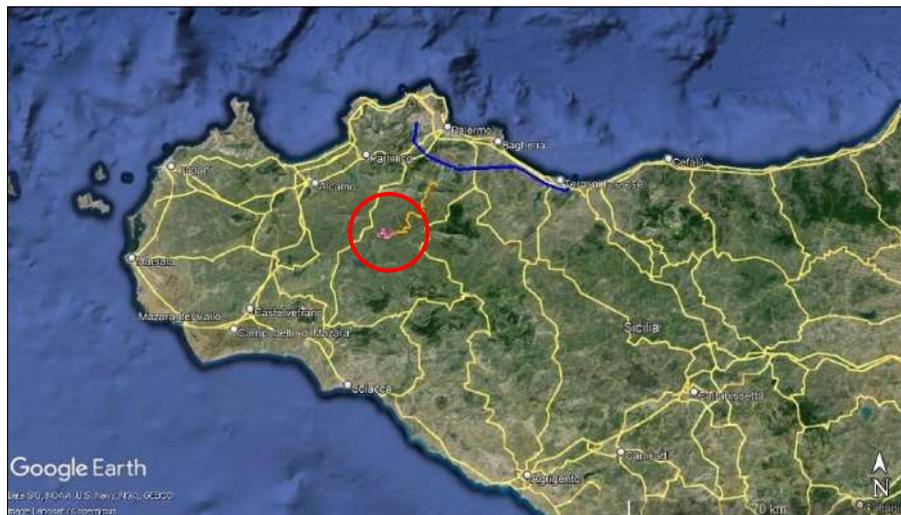


Figura 16. Posizionamento geografico area oggetto di intervento

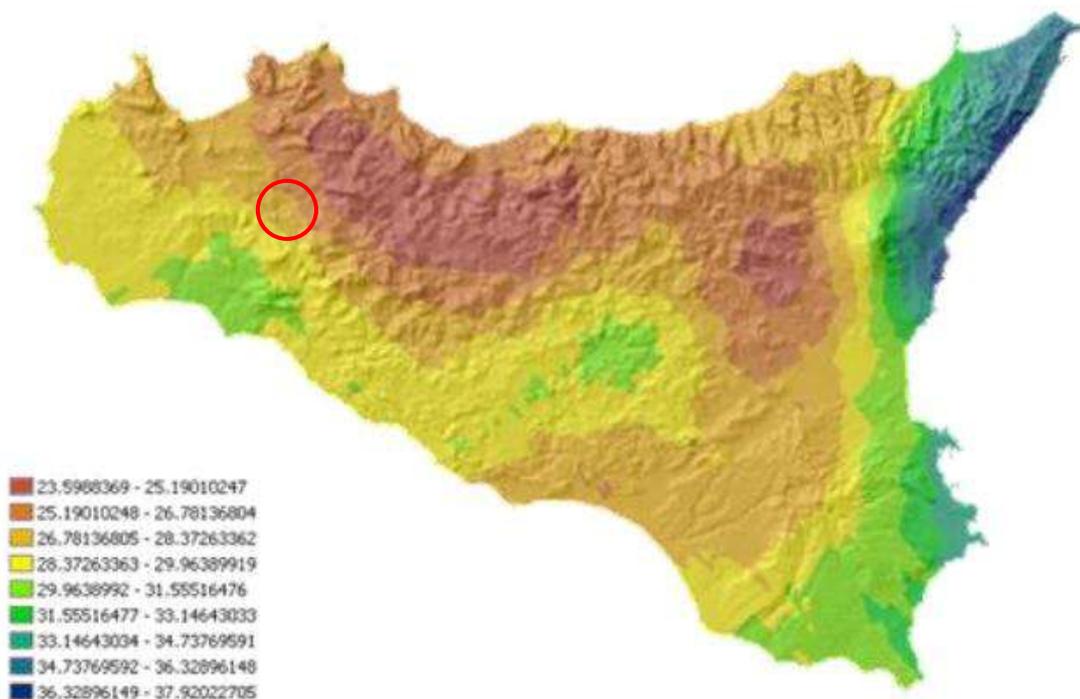


Figura 17. Valori dei coefficienti a per il territorio siciliano (Lo Conti et al, 2007)

Zona di intervento



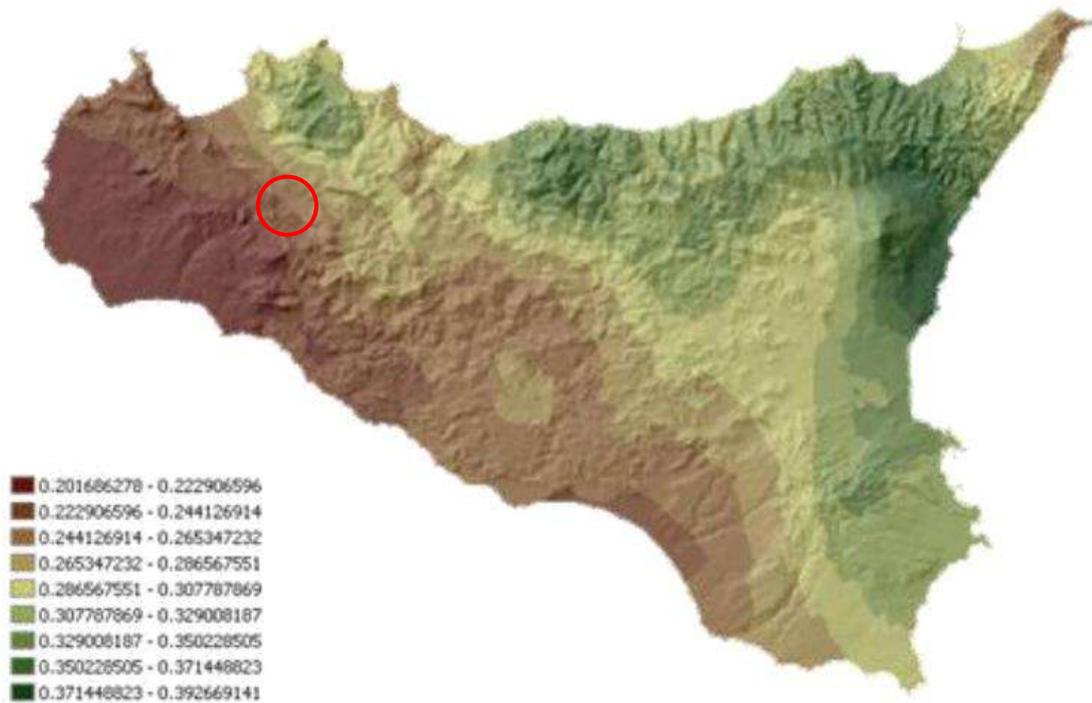


Figura 18. Valori dei coefficienti n per il territorio siciliano (Lo Conti et al, 2007)

Zona di intervento



6.4. Calcolo delle portate bianche e verifiche idrauliche

Una volta acquisiti i dati idrologici, geomorfologici e tutte le informazioni necessarie alla progettazione e le superfici del bacino sotteso, è stato possibile eseguire la verifica delle portate di progetto con quelle effettivamente smaltibili in base alle sezioni di progetto.

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso nei bacini scolanti. Nell'applicare un modello afflussi-deflussi risulta pertanto necessario quantificare le perdite per infiltrazione allo scopo di potere valutare la pioggia netta, ovvero quella che dà effettivamente luogo al deflusso.

Nel presente studio, all'interno della formula razionale, è stato utilizzato il metodo del coefficiente di afflusso ϕ . Tale coefficiente rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso e il volume totale di pioggia caduto sull'area sottesa ad una data sezione, e il suo uso comporta considerare le perdite proporzionali all'intensità media di pioggia.

La stima del valore di ϕ , relativamente a ciascuna superficie omogenea (tipo di suolo, tessitura, caratteristiche locali di permeabilità) è stata condotta facendo riferimento ai valori I coefficienti di afflusso suggeriti dalla tabella allegata al provvedimento prot. 112363 del 9/07/2021 della Regione Sicilia.

Nell'area d'impianto sono presenti coltivazioni prevalentemente cerealicole o pascoli che insistono su un substrato la cui permeabilità varia da mediamente permeabile a impermeabile i cui limiti sono perimetrali nella carta idrogeologica allegata. Grazie a ciò è stato possibile calcolare per ogni singolo bacino i coefficienti di afflusso proporzionali alla superficie effettivamente occupata dalla

tipologia di coltura praticata in relazione alla permeabilità del sito. I valori del coefficiente di afflusso per le varie aree in funzione delle colture e della permeabilità del sito sono di seguito tabellati:

| Tipologia | Coefficiente di afflusso (Φ) |
|--|-------------------------------------|
| Superfici Permeabili - Aree agricole in esercizio (Vigneti-uliveti) | 0.05 |
| Superfici Permeabili - Aree agricole in esercizio (seminativi) | 0.1 |
| Superfici Permeabili - Aree agricole in esercizio (seminativi) e qualche serra | 0.2 |
| Superfici Permeabili - Superfici naturali a verde (Incolti - pascoli) | 0.2 |
| Superfici poco permeabili - Aree agricole in esercizio (seminativi) | 0.5 |
| Superfici semipermeabili - strade in terra battuta o stabilizzato | 0.6 |
| Superfici impermeabili - serre | 1 |
| Superfici Impermeabili – pannelli fotovoltaici | 0.9 |

Per il dimensionamento delle opere idrauliche si fa riferimento alla sezione di chiusura del bacino sotteso dell'area in esame e nel caso alla somma delle aree dei micro bacini sottesi alla sezione di chiusura considerata.

Nello specifico, considerato che i bacini considerati sono caratterizzati da diversi coefficienti di permeabilità e coltivazioni, nell'assunzione del coefficiente di afflusso si è proceduto all'assunzione del coefficiente di afflusso maggiore al fine di mantenere un margine di sicurezza maggiore nel dimensionamento delle opere idrauliche. Tale coefficiente è stato posto uguale a 0,5.

6.5. Calcolo delle portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno

Il calcolo delle portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno, che interessano la sezione di chiusura di un dato bacino, presuppone l'adozione di un modello di piena cioè di un modello matematico che a partire dalle altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno consenta di pervenire alla portata di pari T.

Per il bacino in studio è stato adottato il metodo di De Martino e Cotecchia [Supino,1965] che consente di determinare la portata al colmo QT di fissato tempo di ritorno T che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino con la seguente relazione:

$$Q = \phi i A/3.60 \quad (2)$$

dove sono:

ϕ = coefficiente di deflusso

$i = h/Tc =$ intensità di pioggia

A = superficie sottesa

Tale portata è quella di progetto per il dimensionamento delle opere idrauliche previste.

6.6. Determinazione caratteristiche dei bacini

Per la verifica idraulica occorre individuare preliminarmente i bacini idrografici delle aree oggetto di intervento e per tale scopo si utilizzano le aerofotogrammetrie e le cartografie esistenti. In particolare si è fatto riferimento alla cartografia in scala 1:10.000 (Carta Tecnica Regionale 2012-2013) in quanto risulta essere la più rappresentativa dello stato dei luoghi oggetto d'intervento a cui è stata sovrapposta una carta topografica derivata dal DTM 2*2 metri fornito dalla Regione Sicilia. I bacini idrografici



perimetrati sono stati indicati con un numero progressivo da 1 a 19. Su alcune porzioni di impianto non sono stati individuati e calcolati i bacini idrografici utili al dimensionamento dei canali in quanto le acque di scorrimento non intersecano viabilità e piazzole in progetto.

Anche nel calcolo delle pendenze dei canali in progetto, nei vari tratti dell'impianto, si è ritenuto opportuno utilizzare la carta topografica derivata dal DTM con maglia 2*2 metri. La carta derivata è costituita da isoipse con passo ogni metro in modo da avere un maggior dettaglio. Si riportano di seguito gli stralci dei bacini individuati e sottesi alle strutture in progetto (per i dettagli vedasi la Carta dei bacini idrografici e delle opere di sistemazione idraulica in scala 1:2.000):

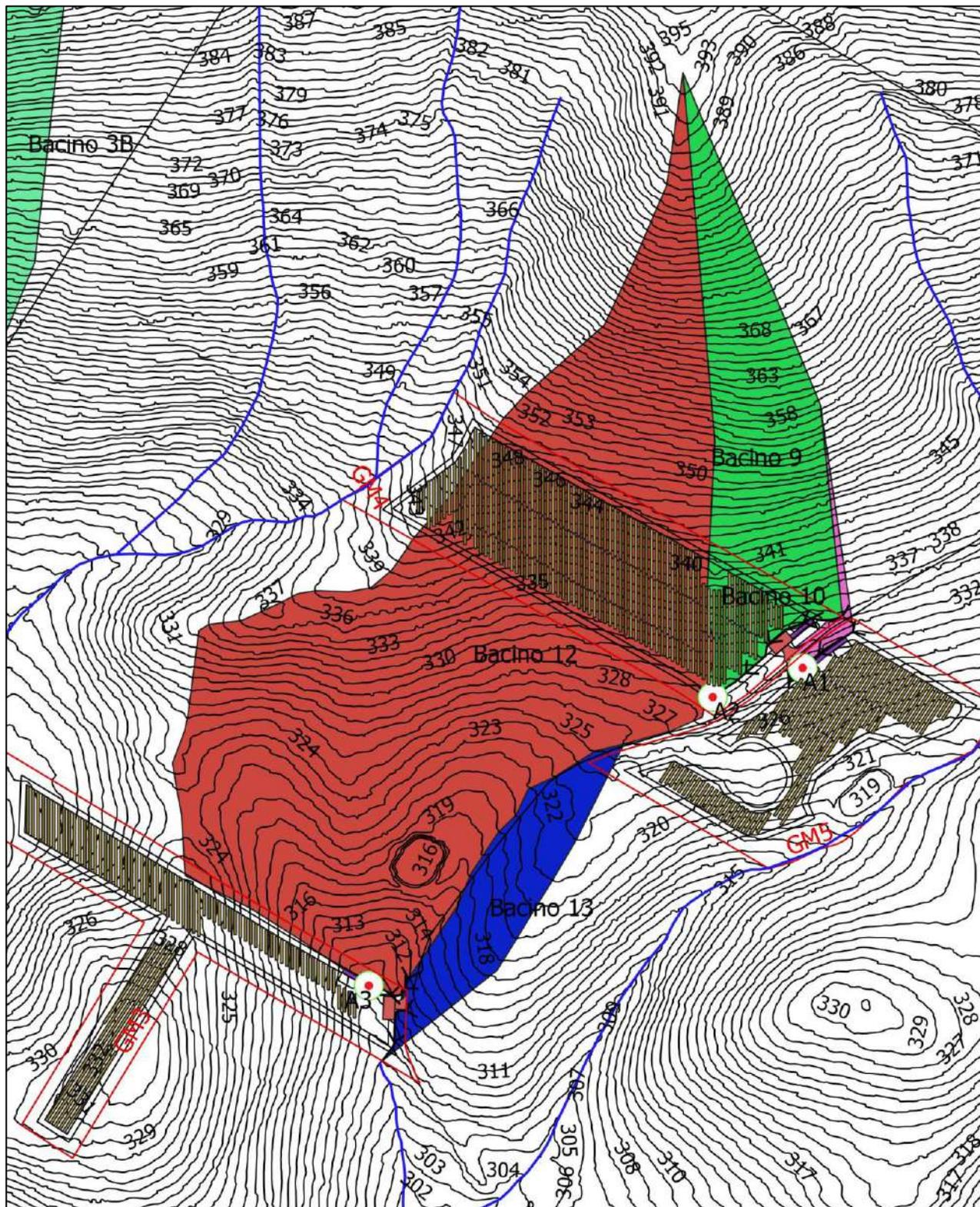


Figura 19. Vista di insieme dei bacini idrografici 9-10-12 e 13

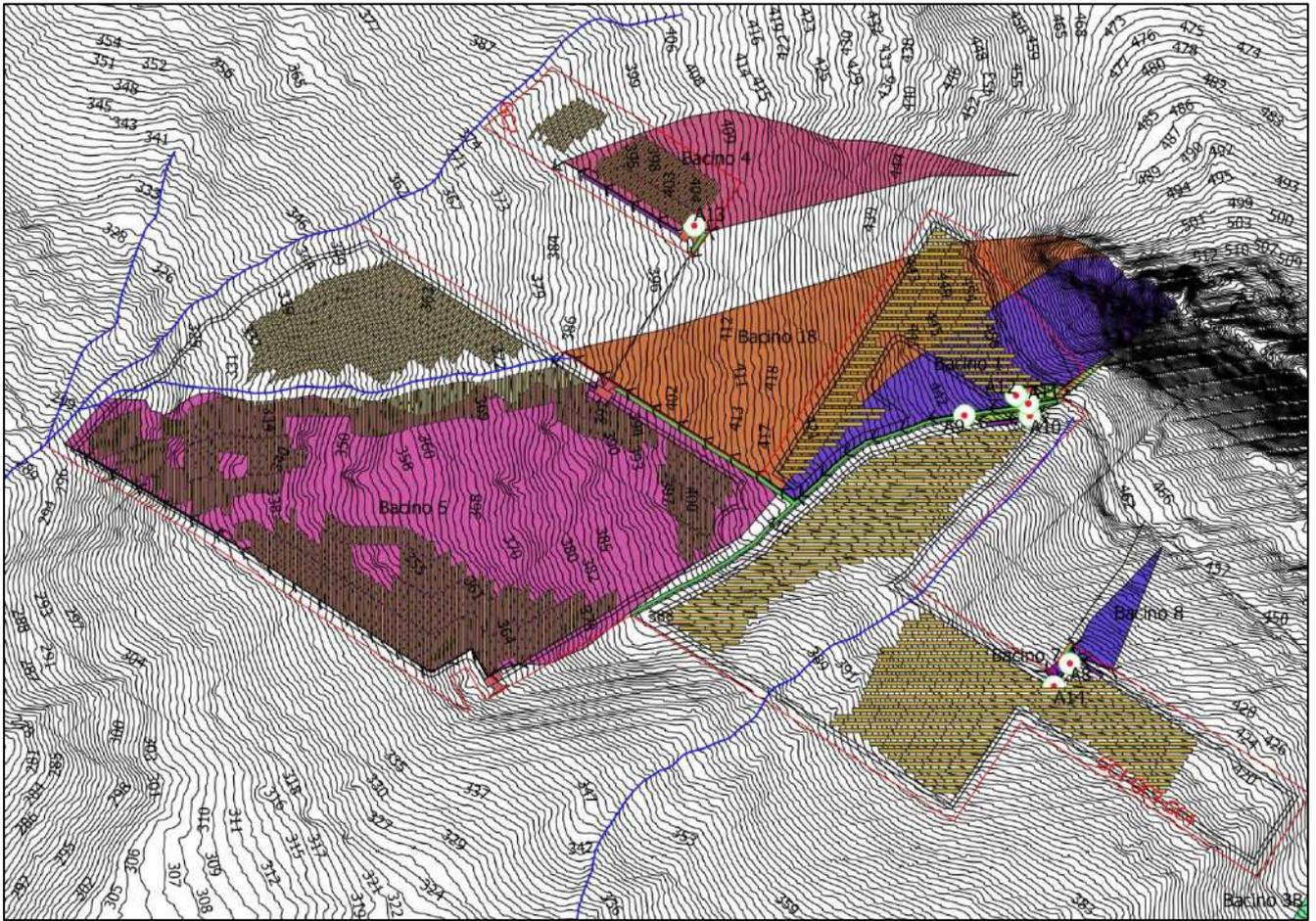


Figura 20. Vista di insieme dei bacini idrografici 1-1B-4-5-6-7-8-18 e 19

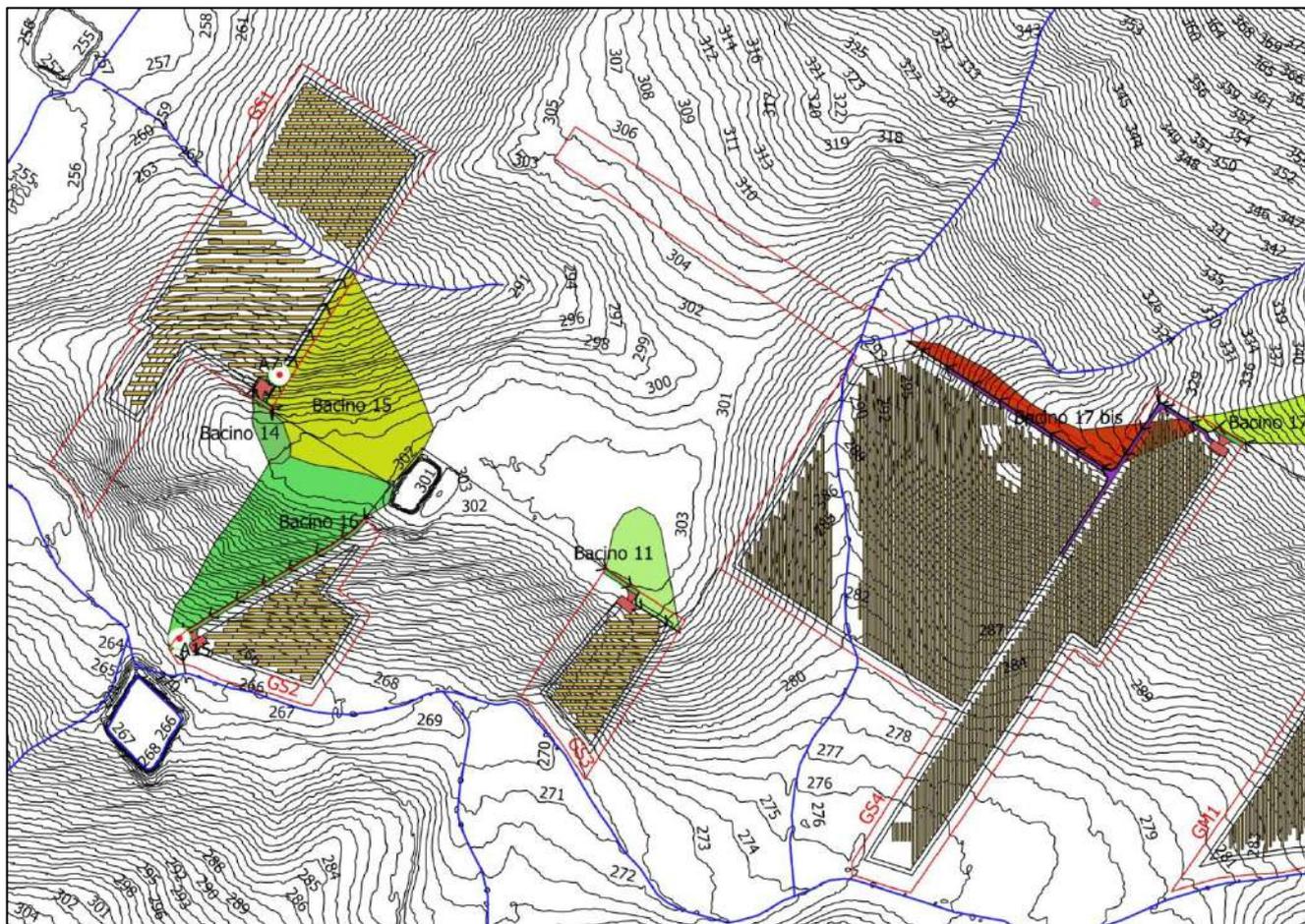
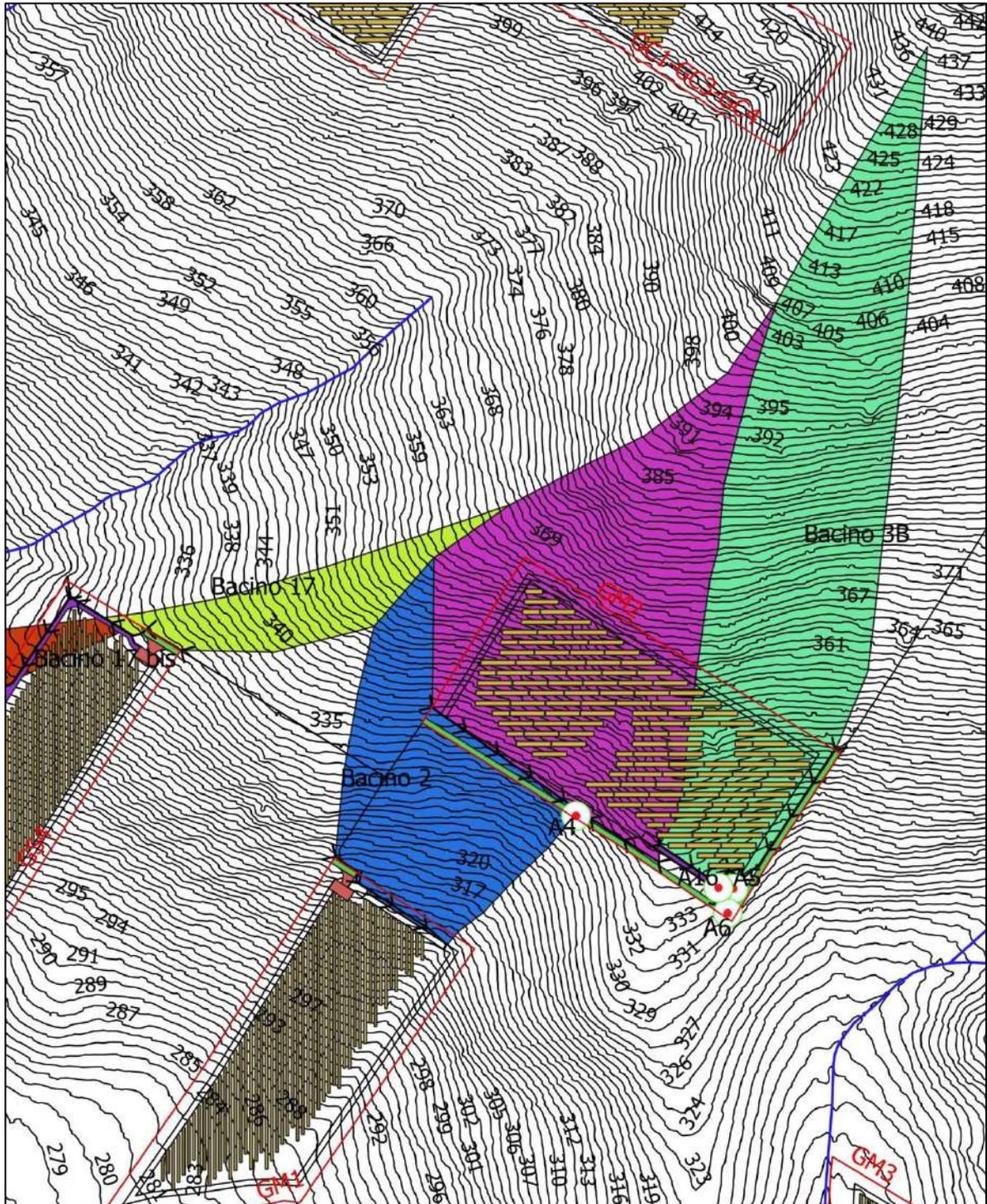


Figura 21. Vista di insieme del bacino idrografico 11-14-15-16 e 17 Bis



Come evidenziato nelle precedenti figure, alcune porzioni d'impianto ricadono in aree nelle quali la viabilità e le piazzole sono assenti e le acque defluenti non intercettano alcuna struttura. In questi casi non è stato indicato e dimensionato alcun canale di raccolta acque. Inoltre alcune porzioni d'impianto ricadono in aree nelle quali la viabilità è parallela alle linee di deflusso delle acque. In questi casi e laddove la viabilità non raccoglie acque dalle aree d'impianto ma solo quella defluente sulle strade o nelle

immediate vicinanze non è stato indicato e dimensionato alcun canale di raccolta acque. In queste sedi la viabilità sarà costeggiata da canalette standard previste negli elaborati delle sezioni stradali tipo allegate al progetto.

7. CALCOLI APPORTI IDRICI E DIMENSIONAMENTO CANALI

7.1. Bacino 1

BACINO 1

Formula di Kirpich $t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | |
|--|-------|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | 0.036 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.500 Km |
| Quota massima | zmax= | 542.000 m |
| Quota minima | zmin= | 415.000 m |
| Quota media | Zmed= | 478.500 m |
| Dislivello medio | ΔH= | 63.500 m |
| pendenza media asta | i = | 0.254 |
| Tempo di corrivazione: | | |
| Kirpich | tc= | 0.066 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h _{60,T} | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.036 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 20.30396 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 307.8587 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 1.552677 | 0.5 | 307.8587 | 0.036 |

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

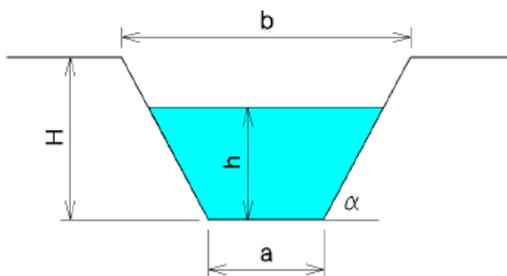
$$Q = 1.552677 \text{ mc/sec}$$

Tuttavia considerato che su tale bacino confluiscono i deflussi dei bacini 6 e 19 la portata totale da verificare sarà pari a $1,55 + 0.15 + 0.09 = 1,79$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza minima del 4,29 %, che scorre parallelamente alla strada interna fino allo sbocco sul Bacino 18.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "F" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 1.10 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.20 | [m] |
| b | ⇒ 1.30 | [m] |
| h | ⇒ 1.05 | [m] |
| p | ⇒ 4.3% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.2. Bacino 2

BACINO 2

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.033 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.339 | Km |
| Quota massima | zmax= | 360.000 | m |
| Quota minima | zmin= | 310.000 | m |
| Quota media | Zmed= | 335.000 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 25.000 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.147 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.060 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata T

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h _{60,T} | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.033 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,385} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 19.61102 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 325.3416 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

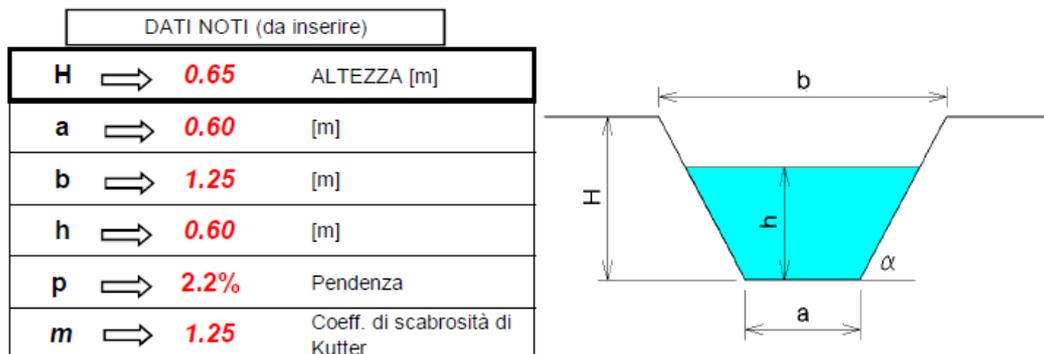
| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 1.488031 | 0.5 | 325.3416 | 0.033 |

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 1.488031 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza minima del 5.55 %, che scorre parallelamente alla strada interna fino allo sbocco sull'impluvio del lotto GM1.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "D" avente la seguente sezione:



7.3. Bacino 3A

BACINO 3A

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.068 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.475 | Km |
| Quota massima | zmax= | 409.000 | m |
| Quota minima | zmin= | 333.000 | m |
| Quota media | Zmed= | 371.000 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 38.000 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.160 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.076 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova $h_{60, T}$

| $h_{60,T}$ | a | n | A |
|------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.068 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 21.41843 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 282.772 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|---------|-------|
| 2.668426 | 0.5 | 282.772 | 0.068 |

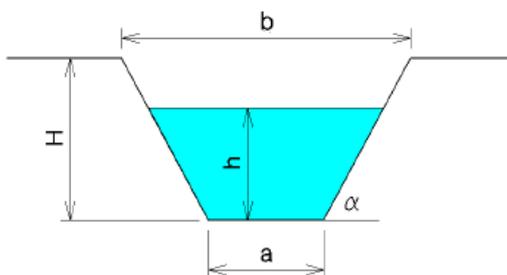
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 2.668426 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza minima del 2.08 %, che scorre parallelamente alla strada interna riversandosi sul tubo armco A4.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "F" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 1.10 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.20 | [m] |
| b | ⇒ 1.30 | [m] |
| h | ⇒ 1.05 | [m] |
| p | ⇒ 4.3% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.4. Bacino 3B

BACINO 3B

Formula di Kirpich

$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot I)} \right]$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.078 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.772 | Km |
| Quota massima | zmax= | 439.500 | m |
| Quota minima | zmin= | 332.000 | m |
| Quota media | Zmed= | 385.750 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 53.750 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.139 | |
| Tempo di corrviazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.116 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova $h_{60, T}$

| $h_{60,T}$ | a | n | A |
|------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.078 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 25.26062 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 217.4978 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 2.363506 | 0.5 | 217.4978 | 0.078 |

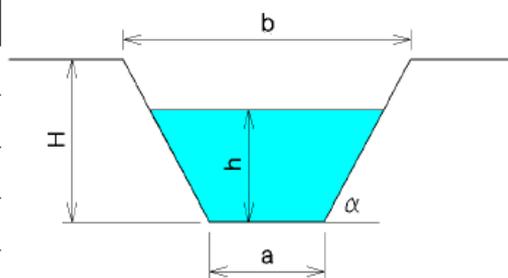
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 2.363506 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza minima del 2.22 %, che scorre parallelamente alla strada interna riversandosi sul tubl armco A1-A5 E A6 e dopo sull'impluvio a valle.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "D" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|---------------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.65 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.60 | [m] |
| b | ⇒ 1.25 | [m] |
| h | ⇒ 0.60 | [m] |
| p | ⇒ 2.2% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.5. Bacino 4

BACINO 4

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.035 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.419 | Km |
| Quota massima | zmax= | 468.000 | m |
| Quota minima | zmin= | 386.200 | m |
| Quota media | Zmed= | 427.100 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 40.900 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.195 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.064 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova $h_{60, T}$

| $h_{60,T}$ | a | n | A |
|------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.035 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 20.0333 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 314.501 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

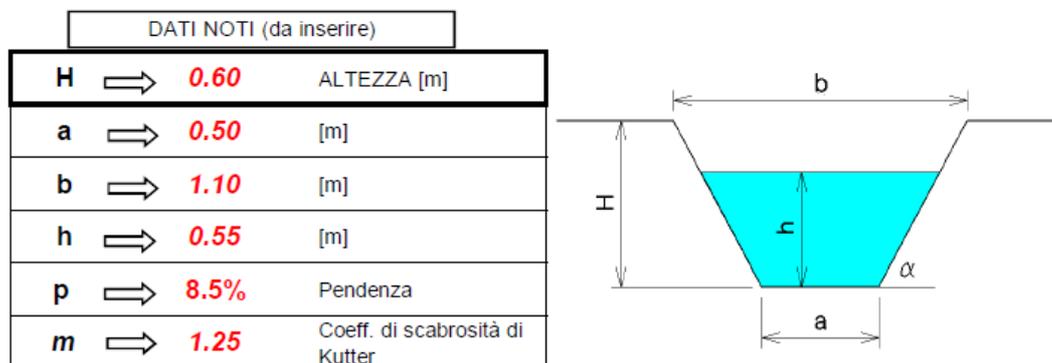
| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|---------|-------|
| 1.533454 | 0.5 | 314.501 | 0.035 |

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 1.533454 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza minima del 7.38 %, che scorre parallelamente alla strada interna riversandosi sull'impluvio a margine del lotto d'impianto.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "C" avente la seguente sezione:



7.6. Bacino 5

BACINO 5

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.163 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.812 | Km |
| Quota massima | zmax= | 415.000 | m |
| Quota minima | zmin= | 297.000 | m |
| Quota media | Zmed= | 356.000 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 59.000 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.145 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.119 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h _{60,T} | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.163 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 25.48063 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 214.5182 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|---------|--------|----------|-------|
| 4.85985 | 0.5 | 214.5182 | 0.163 |

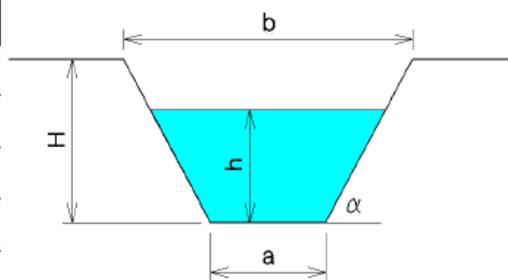
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 4.85985 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 3.04 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi sull'impluvio a valle.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "E" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 1.20 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.60 | [m] |
| b | ⇒ 1.80 | [m] |
| h | ⇒ 1.15 | [m] |
| p | ⇒ 3.0% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.7. Bacino 6

BACINO 6

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.001 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.120 Km |
| Quota massima | zmax= | | 460.400 m |
| Quota minima | zmin= | | 444.800 m |
| Quota media | Zmed= | | 452.600 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 7.800 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.130 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.028 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.001 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,306} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 14.65378 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 517.1778 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.094744 | 0.5 | 517.1778 | 0.001 |

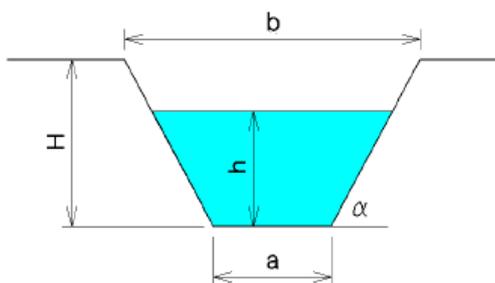
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.094744 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 7.92 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi sul tubo armco A9 e dopo sul canale presente all'interno del Bacino 1.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "A" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.30 | [m] |
| b | ⇒ 0.70 | [m] |
| h | ⇒ 0.35 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.8. Bacino 7

BACINO 7

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.001 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.050 | Km |
| Quota massima | zmax= | 428.500 | m |
| Quota minima | zmin= | 420.000 | m |
| Quota media | Zmed= | 424.250 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 4.250 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.171 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.013 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n \quad \text{Media di } H_t \text{ in funzione della durata } t$$

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova $h_{60, T}$

| $h_{60,T}$ | a | n | A |
|------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.001 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$h_{t,T} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

$h_{60,T}$

da cui risulta

$$h(tc) = 10.84203 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 835.1453 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.061708 | 0.5 | 835.1453 | 0.001 |

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

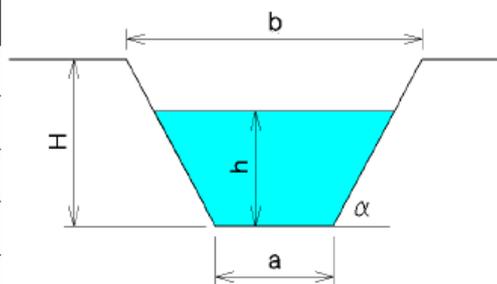
$$Q = 0.061708 \text{ mc/sec}$$

Tuttavia considerato che su tale bacino confluiscono i deflussi del bacino 8 la portata totale da verificare sarà pari a $0.06 + 0.32 = 0.38$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 14.5 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi all'interno dell'impianto.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "A" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.30 | [m] |
| b | ⇒ 0.70 | [m] |
| h | ⇒ 0.35 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.9. Bacino 8

BACINO 8

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.005 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.160 Km |
| Quota massima | zmax= | | 460.000 m |
| Quota minima | zmin= | | 426.800 m |
| Quota media | Zmed= | | 443.400 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 16.600 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.208 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.030 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.005 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 14.91254 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 502.9766 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.318901 | 0.5 | 502.9766 | 0.005 |

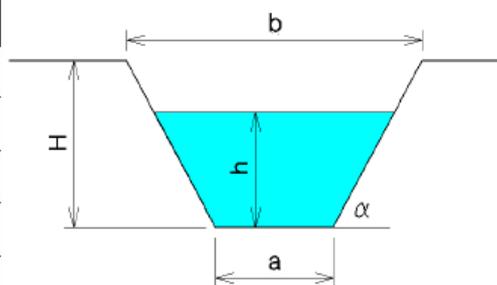
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.318901 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 5.26 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi sul bacino 7.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "A" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|---------------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.30 | [m] |
| b | ⇒ 0.70 | [m] |
| h | ⇒ 0.35 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.10. Bacino 9

BACINO 9

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | |
|--|-------|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | 0.036 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.574 Km |
| Quota massima | zmax= | 394.000 m |
| Quota minima | zmin= | 328.400 m |
| Quota media | Zmed= | 361.200 m |
| Dislivello medio | ΔH= | 32.800 m |
| pendenza media asta | i = | 0.114 |
| Tempo di corrivazione: | | |
| Kirpich | tc= | 0.100 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.036 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,385} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 23.81994 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 238.7933 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 1.200135 | 0.5 | 238.7933 | 0.036 |

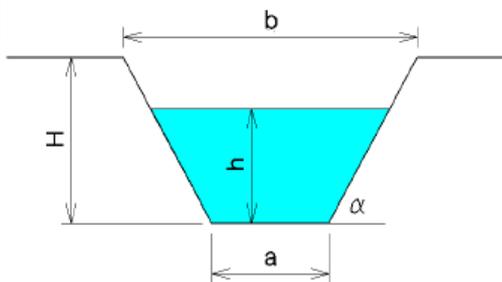
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 1.200135 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 5.14 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi sull'armco A2.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "C" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.50 | [m] |
| b | ⇒ 1.10 | [m] |
| h | ⇒ 0.55 | [m] |
| p | ⇒ 8.5% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.11. Bacino 10

BACINO 10

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.002 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.267 Km |
| Quota massima | zmax= | | 359.000 m |
| Quota minima | zmin= | | 329.200 m |
| Quota media | Zmed= | | 344.100 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 14.900 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.112 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.056 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.002 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,306} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 19.04028 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 340.9909 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.090647 | 0.5 | 340.9909 | 0.002 |

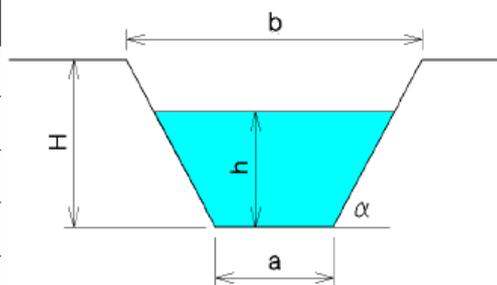
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.090647 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 3.26 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi all'interno dello stesso lotto d'impianto.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "A" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|---------------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.30 | [m] |
| b | ⇒ 0.70 | [m] |
| h | ⇒ 0.35 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.12. Bacino 11

BACINO 11

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.006 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.151 Km |
| Quota massima | zmax= | | 303.500 m |
| Quota minima | zmin= | | 298.800 m |
| Quota media | Zmed= | | 301.150 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 2.350 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.031 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.059 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h _{60,T} | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.006 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 19.43202 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 330.1216 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

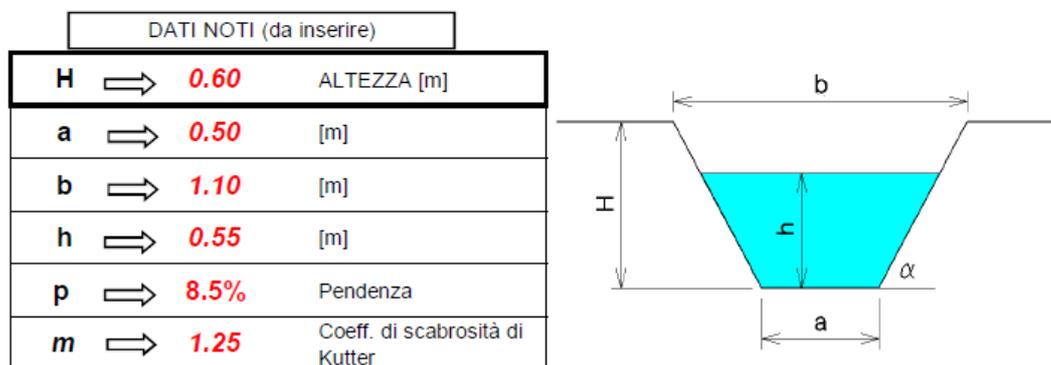
| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.296055 | 0.5 | 330.1216 | 0.006 |

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.296055 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 0.43 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi sul margine del lotto d'impianto.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "C" avente la seguente sezione:



7.13. Bacino 13

BACINO 13

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.015 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.336 Km |
| Quota massima | zmax= | | 326.000 m |
| Quota minima | zmin= | | 309.000 m |
| Quota media | Zmed= | | 317.500 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 8.500 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.051 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.090 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a \cdot T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a \cdot T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.015 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 \cdot t^{0,385} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 22.9301 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 253.7018 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|---------|--------|----------|-------|
| 0.53894 | 0.5 | 253.7018 | 0.015 |

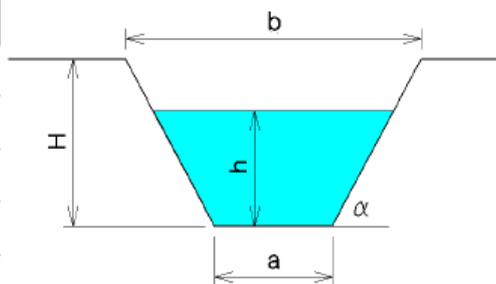
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.53894 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 6.79 %, che si sviluppa accanto alla strada interna di progetto riversandosi a valle su un impluvio naturale.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "B" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.40 | [m] |
| b | ⇒ 1.00 | [m] |
| h | ⇒ 0.55 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.14. Bacino 14

BACINO 14

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.003 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.106 Km |
| Quota massima | zmax= | | 301.300 m |
| Quota minima | zmin= | | 291.500 m |
| Quota media | Zmed= | | 296.400 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 4.900 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.092 |
| Tempo di corruzione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.029 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h _{60,T} | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.003 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 14.87925 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 504.7677 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.189638 | 0.5 | 504.7677 | 0.003 |

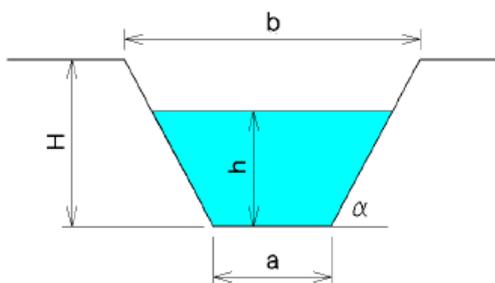
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.189638 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 5.03 %, che si sviluppa accanto alla strada e alla piazzola di progetto riversandosi sul canale del Bacino n. 15.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "A" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.30 | [m] |
| b | ⇒ 0.70 | [m] |
| h | ⇒ 0.35 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.15. Bacino 15

BACINO 15

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.026 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.249 Km |
| Quota massima | zmax= | | 302.000 m |
| Quota minima | zmin= | | 275.500 m |
| Quota media | Zmed= | | 288.750 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 13.250 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.106 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.054 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.026 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 18.79175 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 348.1924 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 1.279752 | 0.5 | 348.1924 | 0.026 |

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

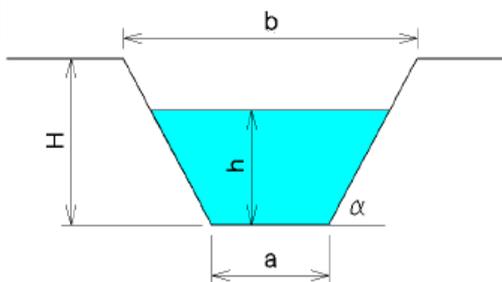
$$Q = 1.279752 \text{ mc/sec}$$

Tuttavia considerato che su tale bacino confluiscono i deflussi del bacino 14 la portata totale da verificare sarà pari a $1,28 + 0,19 = 1,47$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza dell' 5,86 %, che si sviluppa accanto alla viabilità di progetto riversandosi sull'impluvio naturale presente dentro il lotto d'impianto.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "C" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.50 | [m] |
| b | ⇒ 1.10 | [m] |
| h | ⇒ 0.55 | [m] |
| p | ⇒ 8.5% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.16. Bacino 16

BACINO 16

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.021 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.314 Km |
| Quota massima | zmax= | | 302.000 m |
| Quota minima | zmin= | | 265.900 m |
| Quota media | Zmed= | | 283.950 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 18.050 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.115 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.063 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata T

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h _{60,T} | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.021 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 19.89253 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 318.0485 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.926846 | 0.5 | 318.0485 | 0.021 |

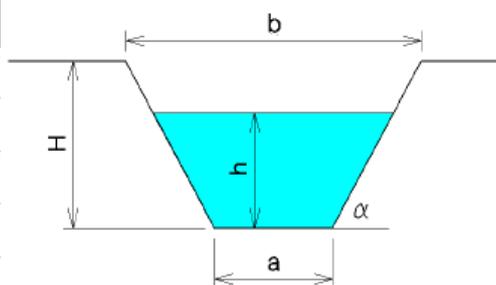
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.926846 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 4.59 %, che si sviluppa accanto alla viabilità di progetto riversandosi sull'armco A15 e dopo sull'impiuvio naturale.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "B" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|---------------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.40 | [m] |
| b | ⇒ 1.00 | [m] |
| h | ⇒ 0.55 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.17. Bacino 17

BACINO 17

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.014 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.370 | Km |
| Quota massima | zmax= | 328.000 | m |
| Quota minima | zmin= | 295.800 | m |
| Quota media | Zmed= | 311.900 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 16.100 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.087 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.079 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_t, T = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_t, T = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.014 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_t, T}{h_{60} T} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 21.76928 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 275.5575 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.526162 | 0.5 | 275.5575 | 0.014 |

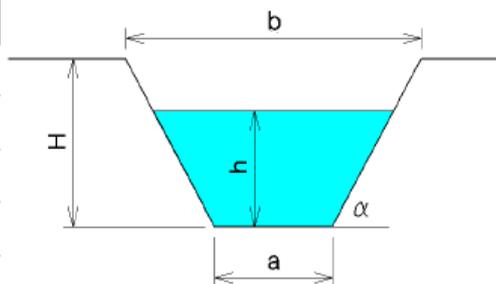
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.526162 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 2.85 %, che si sviluppa accanto alla viabilità di progetto riversandosi sull'impluvio a valle.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "B" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|---------------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.40 | [m] |
| b | ⇒ 1.00 | [m] |
| h | ⇒ 0.55 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.18. Bacino 17 Bis

BACINO 17 Bis

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|--|-----------------------|
| Superficie scolante | A= | | 0.008 Km ² |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | | 0.360 Km |
| Quota massima | zmax= | | 328.000 m |
| Quota minima | zmin= | | 296.000 m |
| Quota media | Zmed= | | 312.000 m |
| Dislivello medio | ΔH= | | 16.000 m |
| pendenza media asta | i = | | 0.089 |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | | 0.077 ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

| h _{60,T} | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.008 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 21.5249 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 280.5505 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.326724 | 0.5 | 280.5505 | 0.008 |

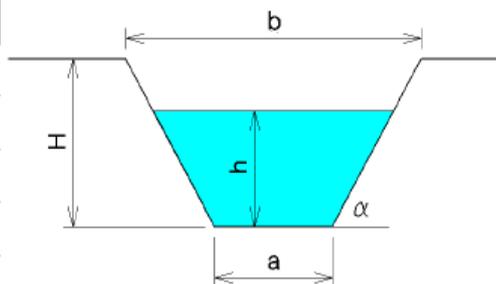
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.326724 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 1.12 %, che si sviluppa accanto alla viabilità di progetto riversandosi sull'impluvio a valle.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "B" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.40 | [m] |
| b | ⇒ 1.00 | [m] |
| h | ⇒ 0.55 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.19. Bacino 18

BACINO 18

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.067 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.239 | Km |
| Quota massima | zmax= | 506.000 | m |
| Quota minima | zmin= | 383.800 | m |
| Quota media | Zmed= | 444.900 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 61.100 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.511 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.029 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.067 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 14.69422 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 514.9156 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 4.762612 | 0.5 | 514.9156 | 0.067 |

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

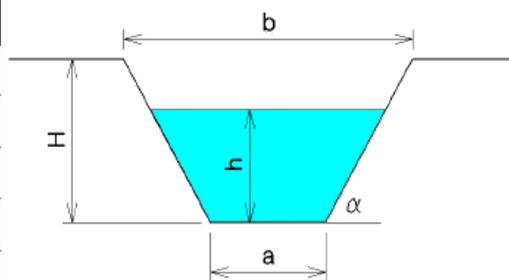
$$Q = 4.762612 \text{ mc/sec}$$

Tuttavia considerato che su tale bacino confluiscono i deflussi dei bacini 1-19 e 6 la portata totale da verificare sarà pari a $4.76 + 1,55 + 0.15 + 0.09 = 6,55$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 8,49 %, che si sviluppa accanto alla viabilità di progetto riversandosi sull'impluvio a valle.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "E" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 1.20 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.60 | [m] |
| b | ⇒ 1.80 | [m] |
| h | ⇒ 1.15 | [m] |
| p | ⇒ 3.0% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.20. Bacino 19

BACINO 19

Formula di Kirpich
$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

| DATI SUL BACINO IMBRIFERO | | | |
|--|-------|---------|-----|
| Superficie scolante | A= | 0.001 | Kmq |
| Lunghezza percorso idraulico più lungo | L= | 0.059 | Km |
| Quota massima | zmax= | 462.700 | m |
| Quota minima | zmin= | 453.800 | m |
| Quota media | Zmed= | 458.250 | m |
| Dislivello medio | ΔH= | 4.450 | m |
| pendenza media asta | i = | 0.150 | |
| Tempo di corrivazione: | | | |
| Kirpich | tc= | 0.016 | ore |

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

| Kt | t | T |
|--------|-----|------|
| | ore | anni |
| 2.0685 | 1 | 30 |
| 2.0761 | 3 | 30 |
| 2.0918 | 6 | 30 |
| 2.1389 | 12 | 30 |
| 2.2964 | 24 | 30 |

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot Kt$$

dove

$$\mu_t = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n \cdot Kt$$

per T = 1 ora si trova h₆₀, T

| h ₆₀ T | a | n | A |
|-------------------|-------|--------|-------|
| 57.40219 | 27.75 | 0.2441 | 0.001 |

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,208 t^{0,385} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 11.65906 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/tc = 743.9983 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

| Qt | ϕ | itc | A |
|----------|--------|----------|-------|
| 0.154173 | 0.5 | 743.9983 | 0.001 |

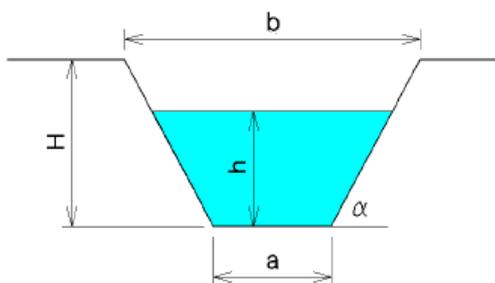
La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 0.154173 \text{ mc/sec}$$

Lo smaltimento di tale portata avviene mediante un canale a sezione trapezia, avente una pendenza del 6.25 %, che si sviluppa accanto alla viabilità di progetto riversandosi sul canale del bacino n. 1.

Dalle verifiche effettuate riportate in appendice si ricava che la sezione idonea del fosso di guardia risulta essere di tipo "A" avente la seguente sezione:

| DATI NOTI (da inserire) | | |
|-------------------------|--------|--------------------------------|
| H | ⇒ 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ 0.30 | [m] |
| b | ⇒ 0.70 | [m] |
| h | ⇒ 0.35 | [m] |
| p | ⇒ 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



7.21. TABELLA RIEPILOGATIVA TIPOLOGIA CANALI

| Caratteristiche bacini idrografici e canali di smaltimento acque | | | | | | | | | | |
|--|-----------------|--------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|------------|------------|------------------|-------------|----------------|
| DATI INPUT | | | | | | | | | OUTPUT | |
| Bacino idrografico | Superficie (mq) | Portata (Q) (mc/s) | Note alla portata di progetto | portata di progetto | Lungh. percorso idraulico (m) | H. max (m) | H. min (m) | Pend min. Canale | Tipo Canale | Portata (mc/s) |
| 1=1+19+6 | 36316 | 1.55 | 1,55+0.15+0.09 | 1.79 | 500.0 | 542.0 | 415.0 | 4.29% | F | 2.62 |
| 1 Bis | 2954 | 0.15 | | | 228.0 | 415.0 | 387.0 | no | | |
| 2 | 32931 | 1.49 | | | 339.0 | 360.0 | 310.0 | 5.55% | D | 1.99 |
| 3A | 67944 | 2.67 | 2/3 di Q | 1.78 | 475.0 | 409.0 | 333.0 | 2.08% | F | 1.82 |
| 3B | 78241 | 2.36 | 1/2 di Q | 1.18 | 772.0 | 439.5 | 332.0 | 2.22% | D | 1.25 |
| 4 | 35106 | 1.53 | | | 519.0 | 468.0 | 386.2 | 7.38% | C | 1.63 |
| 5 | 163114 | 4.86 | | | 812.0 | 415.0 | 297.0 | 3.04% | E | 5.27 |
| 6 | 1319 | 0.09 | | | 119.6 | 460.4 | 444.8 | 7.92% | A | 0.438 |
| 7=7+8 | 532 | 0.06 | 0.06+0.32 | 0.38 | 49.7 | 428.5 | 420.0 | 14.50% | A | 0.592 |
| 8 | 4565 | 0.32 | | | 160.0 | 460.0 | 426.8 | 5.26% | A | 0.357 |
| 9 | 36186 | 1.20 | | | 574.0 | 394.0 | 328.4 | 5.14% | C | 1.36 |
| 10 | 1914 | 0.09 | | | 267.0 | 359.0 | 329.2 | 3.26% | A | 0.281 |
| 11 | 6457 | 0.30 | | | 151.0 | 303.5 | 298.8 | 0.43% | C | 0.394 |
| 12 | 158886 | 4.22 | | | 852.0 | 394.0 | 310.0 | | Armco | |
| 13 | 15295 | 0.54 | | | 336.0 | 326.0 | 309.0 | 6.79% | B | 1.27 |
| 14 | 2705 | 0.19 | | | 106.0 | 301.3 | 291.5 | 5.03% | A | 0.35 |
| 15=15+14 | 26463 | 1.28 | 1.28+0.19 | 1.47 | 249.3 | 302 | 275.5 | 5.96% | C | 1.49 |
| 16 | 20982 | 0.93 | | | 314.0 | 302 | 265.9 | 4.59% | B | 1.049 |
| 17 | 13748 | 0.53 | | | 370.0 | 328.0 | 295.8 | 2.85% | B | 0.827 |
| 17 Bis | | 0.33 | | | 360.0 | 328.0 | 296.0 | 1.12% | B | 0.518 |
| 18=18+1+19+6 | 66595 | 4.76 | 4.76+1.79 | 6.55 | 639.0 | 506.0 | 383.8 | 8.49% | E | 8.81 |
| 19 | 1492 | 0.15 | | | 59.4 | 462.7 | 453.8 | 6.25% | A | 0.39 |

Le celle colorate nelle colonne "portata e portata di progetto" rappresentano le portate da verificare con i canali mentre le portate riportate nella colonna "Output-Portate" rappresenta la portata che è in grado di smaltire il canale così dimensionato.

8. VERIFICHE IDRAULICHE TUBI ARMCO DI PROGETTO

Per la determinazione della portata che può defluire attraverso la sezione circolare prevista si applica la formula di Chezy:

$$Q' = \chi \cdot A \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

$\chi = c \cdot R^{1/6}$ coefficiente di scabrezza (formula di Gauckler-Stricler)

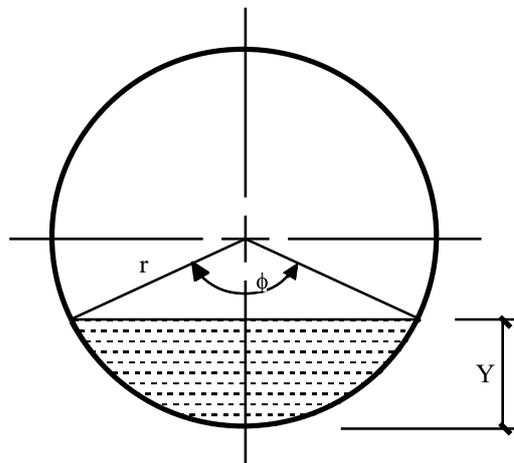
c = parametro di scabrezza che per le strutture armco è posto pari a 120.

A = area della sezione liquida

C = contorno bagnato

$R = A/C$ raggio idraulico

i = pendenza



$$Y = r \times \left(1 - \cos\left(\frac{\phi}{2}\right) \right)$$

$$A = \frac{r^2}{2} \times (\phi - \sin\phi)$$

$$C = r \times \phi$$

$$R = \frac{A}{C}$$

$$i = \frac{Y}{2 \times r}$$

Nel dimensionamento dei tubi Armco a differenza dei canali sono stati adottati tempi di ritorno pari a 200 anni e pertanto le portate di progetto sono più elevate di quelle calcolate per i canali. Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei valori di portata ricalcolati per i vari bacini ed adottati nel dimensionamento dei tubi tipo Armco.

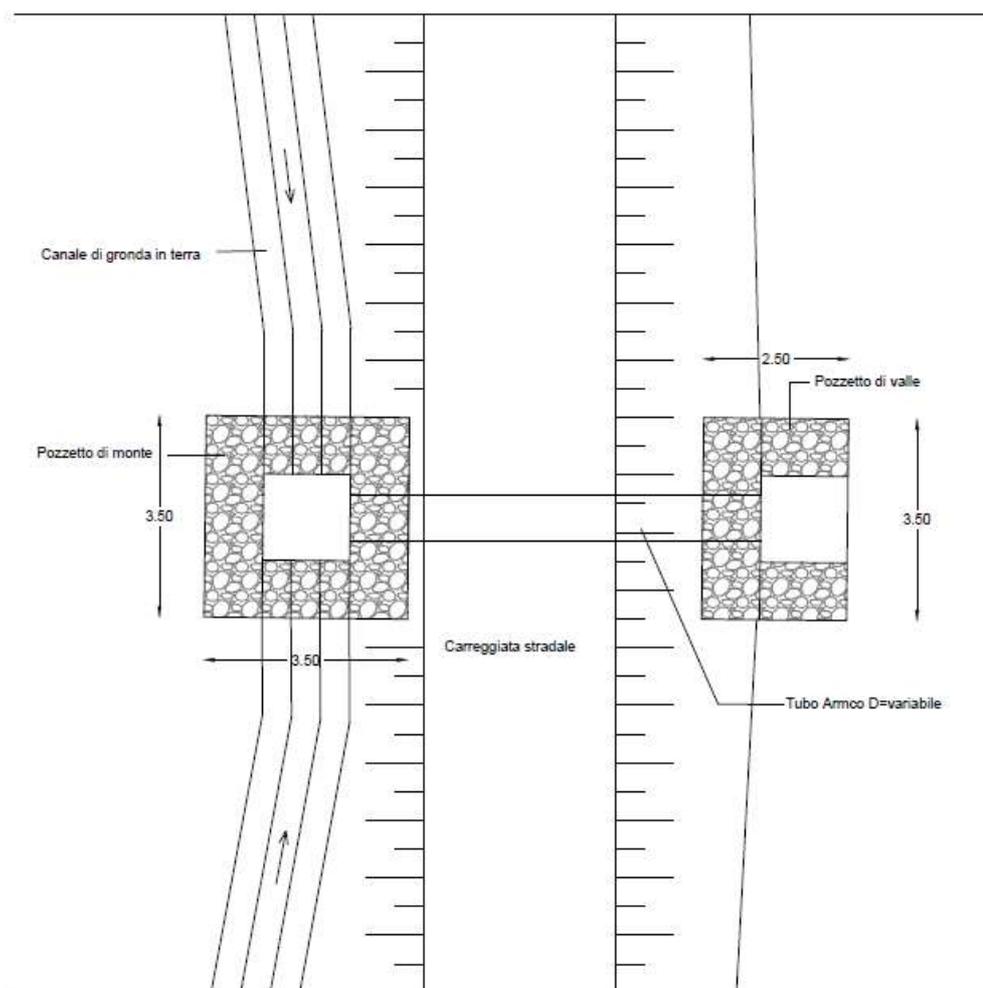
| TUBI ARMCO DATI INPUT | | | | | | | OUTPUT | |
|-----------------------|--------|----------------|----------------------------|-------------------|------------------------|----------|------------|-------------|
| Tubo armco | Bacino | Portata (mc/s) | Portata di progetto (mc/s) | Diametro tubo (m) | Numero Tubi affiancati | Pendenza | Armco tipo | Alternativa |
| A1 | 10 | 0.30 | 0.30 | 0.4 | 1 | 2.00% | 1 | |
| A2 | 9 | 1.70 | 1.70 | 0.8 | 1 | 2.00% | 3 | 2 fi=0.6 |
| A3 | 12 | 5.99 | 5.99 | 1 | 2 | 2.00% | 4 | |
| A4 | 3A | 3.79 | 3.79 | 1 | 1 | 2.50% | 4 | 2 fi=0.8 |
| A5 | 1/2 3B | 3.36 | 1.68 | 0.8 | 1 | 2.00% | 3 | 2 fi=0.6 |
| A6 | 3B | 3.36 | 3.36 | 1 | 1 | 2.00% | 4 | 2 fi=0.8 |
| A7 | 14 | 0.27 | 0.27 | 0.4 | 1 | 2.00% | 1 | |
| A8 | 8 | 0.450 | 0.45 | 0.6 | 1 | 2.00% | 2 | 2 fi=0.4 |
| A9 | 6 | 0.13 | 0.13 | 0.4 | 1 | 2.00% | 1 | |
| A10 | 6 | 0.13 | 0.13 | 0.4 | 1 | 2.00% | 1 | |
| A11 | 19 | 0.22 | 0.22 | 0.4 | 1 | 2.00% | 1 | |
| A12 | 1 | 2.200 | 2.20 | 1 | 1 | 2.00% | 4 | 3 fi=0.6 |
| A13 | 4 | 2.18 | 2.18 | 1 | 1 | 2.00% | 4 | 3 fi=0.6 |
| A14 | 7+8 | 0.09+0.45 | 0.54 | 0.6 | 1 | 2.00% | 2 | 2 fi=0.4 |
| A15 | 16 | 1.32 | 1.32 | 0.8 | 1 | 2.00% | 3 | 2 fi=0.6 |
| A16 | 1/2 3B | 3.36 | 1.68 | 0.8 | 1 | 2.00% | 3 | 2 fi=0.6 |



Le verifiche sono state eseguite per tutte le 4 tipologie di Armco nell'ipotesi più cautelativa, ovvero adottando per ogni tipologia di canale la massima portata calcolata e la pendenza minore del tubo Armco. In tal modo risultano calcolate anche le portate minori. Inoltre come previsto dalle NTC 2018 tutti i tubi tipo Armco sono stati verificati in modo che la massima portata effluente attraverso il tubo occupando una sezione massima pari ai 2/3.

Le verifiche dei tubi Tipo 2-3 e 4 sono state eseguite ipotizzando un riempimento del 66% del tubo e valutando in funzione delle portate calcolate nei bacini sottesi quale sezione fosse più idonea a smaltire la portata calcolata. Inoltre nel caso in cui i dislivelli su cui saranno posizionati i tubi Armco non fossero sufficienti per installare la sezione di tubo calcolata sarà possibile utilizzare le sezioni alternative calcolate e riportate nella colonna "alternativa" della tabella precedente.

SEZIONE TIPO TOMBINO ARMCO SINGOLO



PIANTA



SEZIONE TRASVERSALE

8.1. Verifica tubo Armco 1

Tramite un foglio di calcolo si è elaborata la tabella n.1 dove si constata che la portata di progetto viene smaltita per una altezza pari ad $h=25$ cm con n.1 tubo armco del diametro $d=40$ cm, pendenza $i=2\%$, con percentuale di riempimento pari al 62% e la velocità di deflusso è pari a 3,84 m/sec.

Pertanto la sezione prevista risulta essere idonea allo smaltimento della portata ipotizzata, a condizione che venga effettuata una continua e regolare manutenzione.

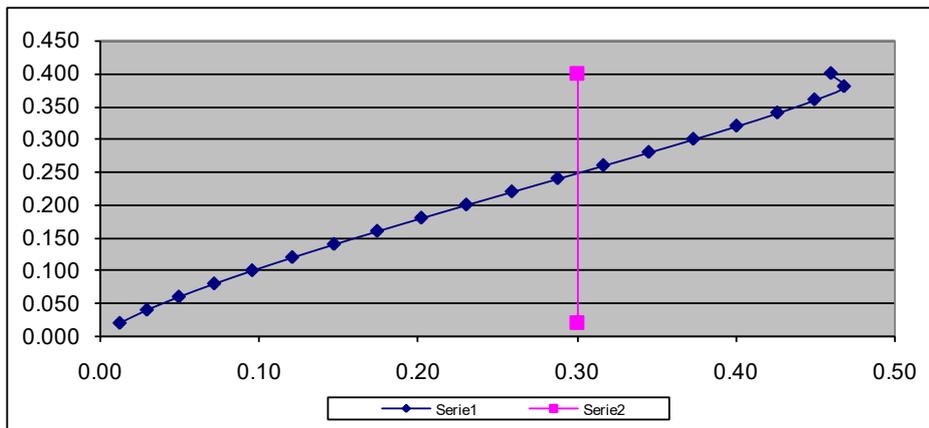
Tab. n. 1 - verifica CANALE CIRCOLARE

| | | | |
|--------------|------------------------------|-------------|----------------|
| Dati canale: | Diametro= | 0.4 | metri |
| | Area | 0.1256636 | m ² |
| | Pendenza canale= | 0.02 | m/m |
| | Coeff ScabrezzaG.-Strickler= | 120 | |
| | Portata di progetto= | 0.3 | mc/s |
| | | | in % 2% |

| % riempimento | gradi | rad. | Area defl. | Cont. Bagn. | R idr. | Portata (mc/s) | H riemp | Veloc m/s |
|---------------|--------|------|------------|-------------|--------|----------------|---------|-----------|
| 5% | 51.68 | 0.90 | 0.01 | 0.18 | 0.03 | 0.01 | 0.020 | 1.810 |
| 10% | 73.74 | 1.29 | 0.01 | 0.26 | 0.05 | 0.03 | 0.040 | 2.267 |
| 15% | 91.15 | 1.59 | 0.02 | 0.32 | 0.06 | 0.05 | 0.060 | 2.579 |
| 20% | 106.26 | 1.85 | 0.03 | 0.37 | 0.07 | 0.07 | 0.080 | 2.821 |
| 25% | 120.00 | 2.09 | 0.03 | 0.42 | 0.07 | 0.09 | 0.100 | 3.018 |
| 30% | 132.84 | 2.32 | 0.04 | 0.46 | 0.08 | 0.12 | 0.120 | 3.185 |
| 35% | 145.08 | 2.53 | 0.04 | 0.51 | 0.09 | 0.15 | 0.140 | 3.328 |
| 40% | 156.93 | 2.74 | 0.05 | 0.55 | 0.09 | 0.17 | 0.160 | 3.453 |
| 45% | 168.52 | 2.94 | 0.06 | 0.59 | 0.10 | 0.20 | 0.180 | 3.561 |
| 50% | 180.00 | 3.14 | 0.06 | 0.63 | 0.10 | 0.23 | 0.200 | 3.656 |
| 55% | 191.48 | 3.34 | 0.07 | 0.67 | 0.10 | 0.26 | 0.220 | 3.739 |
| 60% | 203.07 | 3.54 | 0.08 | 0.71 | 0.11 | 0.29 | 0.240 | 3.810 |
| 65% | 214.92 | 3.75 | 0.08 | 0.75 | 0.11 | 0.32 | 0.260 | 3.870 |
| 70% | 227.16 | 3.96 | 0.09 | 0.79 | 0.11 | 0.34 | 0.280 | 3.918 |
| 75% | 240.00 | 4.19 | 0.09 | 0.84 | 0.11 | 0.37 | 0.300 | 3.955 |
| 80% | 253.74 | 4.43 | 0.10 | 0.89 | 0.11 | 0.40 | 0.320 | 3.978 |
| 85% | 268.85 | 4.69 | 0.11 | 0.94 | 0.11 | 0.43 | 0.340 | 3.986 |
| 90% | 286.26 | 5.00 | 0.11 | 1.00 | 0.11 | 0.45 | 0.360 | 3.971 |
| 95% | 308.32 | 5.38 | 0.12 | 1.08 | 0.11 | 0.47 | 0.380 | 3.918 |
| 100% | 360.00 | 6.28 | 0.13 | 1.26 | 0.10 | 0.46 | 0.400 | 3.656 |

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

| | | | | | | | | |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 62% | 208.27 | 3.63 | 0.08 | 0.73 | 0.11 | 0.30 | 0.249 | 3.838 |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|



8.2. Verifica tubo Armco 2

Tramite un foglio di calcolo si è elaborata la tabella n. 2 dove si constata che la portata di progetto viene smaltita per una altezza pari ad $h=39,6$ cm con n.1 tubo armco del diametro $d=60$ cm, pendenza $i=2\%$, con percentuale di riempimento pari al 66% e la velocità di deflusso è pari a 5,085 m/sec.

Pertanto la sezione prevista risulta essere idonea allo smaltimento della portata ipotizzata, a condizione che venga effettuata una continua e regolare manutenzione.

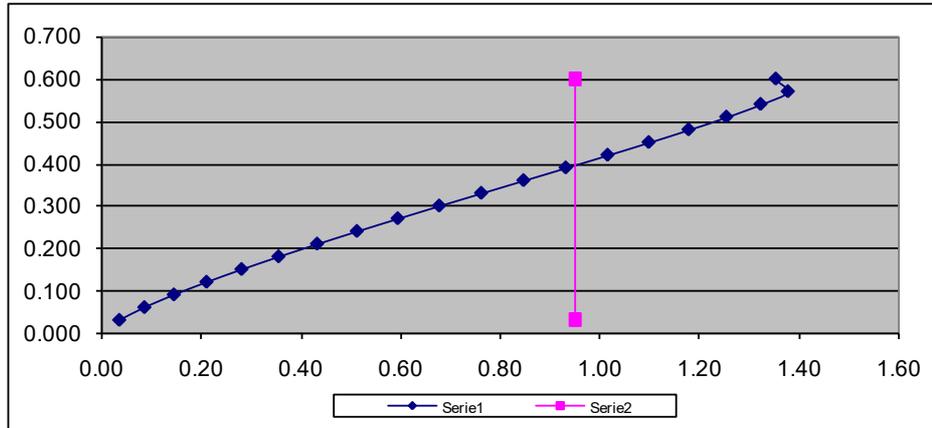
Tab. n. 2 - verifica CANALE CIRCOLARE

Dati canale: Diametro= **0.6** metri
 Area 0.2827431 mq
 Pendenza canale= **0.02** m/m in % **2%**
 Coeff ScabrezzaG.-Strickler= **120**
 Portata di progetto= **0.95** mc/s

| % riempimento | gradi | rad. | Area defl. | Cont. Bagn. | R idr. | Portata (mc/s) | H riemp | Veloc m/s |
|---------------|--------|------|------------|-------------|--------|----------------|---------|-----------|
| 5% | 51.68 | 0.90 | 0.01 | 0.27 | 0.05 | 0.03 | 0.030 | 2.372 |
| 10% | 73.74 | 1.29 | 0.03 | 0.39 | 0.07 | 0.08 | 0.060 | 2.970 |
| 15% | 91.15 | 1.59 | 0.04 | 0.48 | 0.09 | 0.14 | 0.090 | 3.380 |
| 20% | 106.26 | 1.85 | 0.06 | 0.56 | 0.10 | 0.21 | 0.120 | 3.696 |
| 25% | 120.00 | 2.09 | 0.07 | 0.63 | 0.11 | 0.28 | 0.150 | 3.955 |
| 30% | 132.84 | 2.32 | 0.08 | 0.70 | 0.12 | 0.35 | 0.180 | 4.173 |
| 35% | 145.08 | 2.53 | 0.10 | 0.76 | 0.13 | 0.43 | 0.210 | 4.361 |
| 40% | 156.93 | 2.74 | 0.11 | 0.82 | 0.14 | 0.51 | 0.240 | 4.524 |
| 45% | 168.52 | 2.94 | 0.13 | 0.88 | 0.14 | 0.59 | 0.270 | 4.667 |
| 50% | 180.00 | 3.14 | 0.14 | 0.94 | 0.15 | 0.68 | 0.300 | 4.791 |
| 55% | 191.48 | 3.34 | 0.16 | 1.00 | 0.16 | 0.76 | 0.330 | 4.899 |
| 60% | 203.07 | 3.54 | 0.17 | 1.06 | 0.16 | 0.85 | 0.360 | 4.992 |
| 65% | 214.92 | 3.75 | 0.18 | 1.13 | 0.16 | 0.93 | 0.390 | 5.071 |
| 70% | 227.16 | 3.96 | 0.20 | 1.19 | 0.17 | 1.02 | 0.420 | 5.134 |
| 75% | 240.00 | 4.19 | 0.21 | 1.26 | 0.17 | 1.10 | 0.450 | 5.182 |
| 80% | 253.74 | 4.43 | 0.23 | 1.33 | 0.17 | 1.18 | 0.480 | 5.213 |
| 85% | 268.85 | 4.69 | 0.24 | 1.41 | 0.17 | 1.26 | 0.510 | 5.223 |
| 90% | 286.26 | 5.00 | 0.25 | 1.50 | 0.17 | 1.32 | 0.540 | 5.203 |
| 95% | 308.32 | 5.38 | 0.27 | 1.61 | 0.17 | 1.38 | 0.570 | 5.134 |
| 100% | 360.00 | 6.28 | 0.28 | 1.88 | 0.15 | 1.35 | 0.600 | 4.791 |

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

| | | | | | | | | |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 66% | 217.48 | 3.80 | 0.19 | 1.14 | 0.16 | 0.95 | 0.396 | 5.085 |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|



8.3. Verifica tubo Armco 3

Tramite un foglio di calcolo si è elaborata la tabella n. 3 dove si constata che la portata di progetto viene smaltita per una altezza pari ad $h=52.9$ cm con n.1 tubo armco del diametro $d=80$ cm, pendenza $i=2\%$, con percentuale di riempimento pari al 66% e la velocità di deflusso è pari a 6,162 m/sec.

Pertanto la sezione prevista risulta essere idonea allo smaltimento della portata ipotizzata, a condizione che venga effettuata una continua e regolare manutenzione.

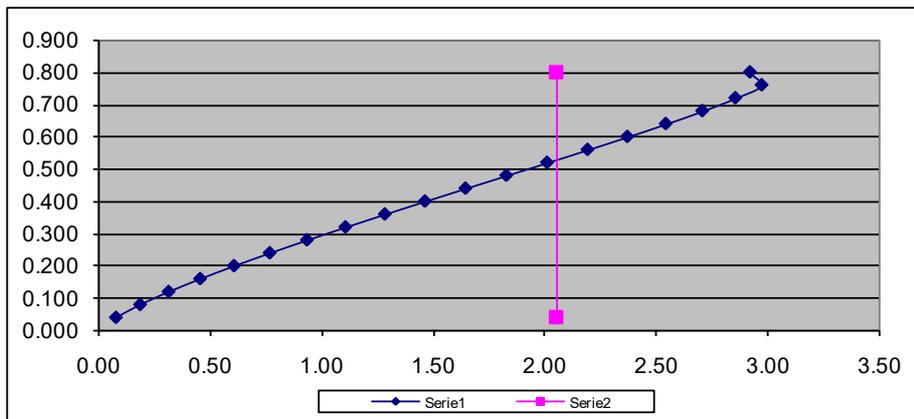
Tab. n. 3 - verifica CANALE CIRCOLARE

| | | | |
|--------------|------------------------------|-------------|----------------|
| Dati canale: | Diametro= | 0.8 | metri |
| | Area | 0.5026544 | m ² |
| | Pendenza canale= | 0.02 | m/m |
| | | | in % 2% |
| | Coeff ScabrezzaG.-Strickler= | 120 | |
| | Portata di progetto= | 2.05 | mc/s |

| % riempimento | gradi | rad. | Area defl. | Cont. Bagn. | R idr. | Portata (mc/s) | H riemp | Veloc m/s |
|---------------|--------|------|------------|-------------|--------|----------------|---------|-----------|
| 5% | 51.68 | 0.90 | 0.03 | 0.36 | 0.07 | 0.07 | 0.040 | 2.873 |
| 10% | 73.74 | 1.29 | 0.05 | 0.51 | 0.10 | 0.18 | 0.080 | 3.598 |
| 15% | 91.15 | 1.59 | 0.08 | 0.64 | 0.12 | 0.31 | 0.120 | 4.094 |
| 20% | 106.26 | 1.85 | 0.10 | 0.74 | 0.14 | 0.45 | 0.160 | 4.477 |
| 25% | 120.00 | 2.09 | 0.13 | 0.84 | 0.15 | 0.60 | 0.200 | 4.791 |
| 30% | 132.84 | 2.32 | 0.15 | 0.93 | 0.16 | 0.76 | 0.240 | 5.056 |
| 35% | 145.08 | 2.53 | 0.18 | 1.01 | 0.17 | 0.93 | 0.280 | 5.283 |
| 40% | 156.93 | 2.74 | 0.20 | 1.10 | 0.18 | 1.10 | 0.320 | 5.481 |
| 45% | 168.52 | 2.94 | 0.23 | 1.18 | 0.19 | 1.28 | 0.360 | 5.653 |
| 50% | 180.00 | 3.14 | 0.25 | 1.26 | 0.20 | 1.46 | 0.400 | 5.804 |
| 55% | 191.48 | 3.34 | 0.28 | 1.34 | 0.21 | 1.64 | 0.440 | 5.935 |
| 60% | 203.07 | 3.54 | 0.30 | 1.42 | 0.21 | 1.82 | 0.480 | 6.048 |
| 65% | 214.92 | 3.75 | 0.33 | 1.50 | 0.22 | 2.01 | 0.520 | 6.143 |
| 70% | 227.16 | 3.96 | 0.35 | 1.59 | 0.22 | 2.19 | 0.560 | 6.220 |
| 75% | 240.00 | 4.19 | 0.38 | 1.68 | 0.22 | 2.37 | 0.600 | 6.278 |
| 80% | 253.74 | 4.43 | 0.40 | 1.77 | 0.23 | 2.54 | 0.640 | 6.315 |
| 85% | 268.85 | 4.69 | 0.43 | 1.88 | 0.23 | 2.70 | 0.680 | 6.327 |
| 90% | 286.26 | 5.00 | 0.45 | 2.00 | 0.23 | 2.85 | 0.720 | 6.303 |
| 95% | 308.32 | 5.38 | 0.48 | 2.15 | 0.22 | 2.97 | 0.760 | 6.219 |
| 100% | 360.00 | 6.28 | 0.50 | 2.51 | 0.20 | 2.92 | 0.800 | 5.804 |

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

| | | | | | | | | |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 66% | 217.76 | 3.80 | 0.33 | 1.52 | 0.22 | 2.05 | 0.529 | 6.162 |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|



8.4. Verifica tubo Armco 4

Tramite un foglio di calcolo si è elaborata la tabella n. 4 dove si constata che la portata di progetto viene smaltita per una altezza pari ad $h=65.9$ cm con n.1 tubo armco del diametro $d=100$ cm, pendenza $i= 2\%$, con percentuale di riempimento pari al 66% e la velocità di deflusso è pari a 7,146 m/sec.

Pertanto la sezione prevista risulta essere idonea allo smaltimento della portata ipotizzata, a condizione che venga effettuata una continua e regolare manutenzione.

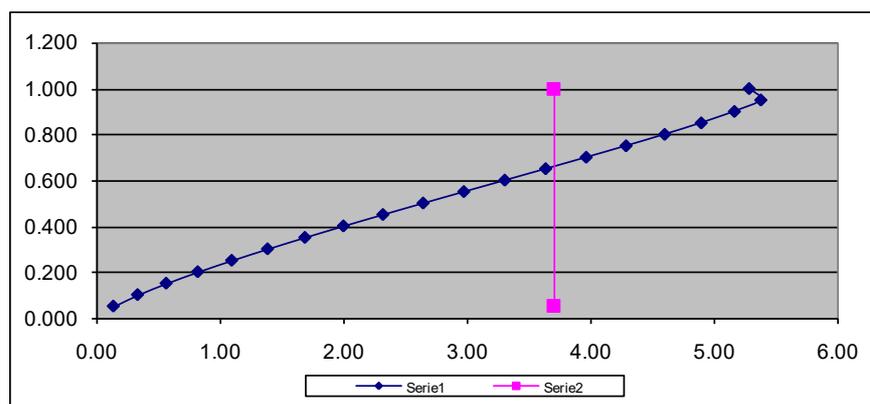
Tab. n. 4 - verifica CANALE CIRCOLARE

Dati canale: Diametro= **1** metri
 Area 0.7853975 mq
 Pendenza canale= **0.02** m/m in % **2%**
 Coeff ScabrezzaG.-Strickler= **120**
 Portata di progetto= **3.7** mc/s

| % riempimento | gradi | rad. | Area defl. | Cont. Bagn. | R idr. | Portata (mc/s) | H riemp | Veloc m/s |
|---------------|--------|------|------------|-------------|--------|----------------|---------|-----------|
| 5% | 51.68 | 0.90 | 0.04 | 0.45 | 0.09 | 0.13 | 0.050 | 3.334 |
| 10% | 73.74 | 1.29 | 0.08 | 0.64 | 0.12 | 0.33 | 0.100 | 4.176 |
| 15% | 91.15 | 1.59 | 0.12 | 0.80 | 0.15 | 0.56 | 0.150 | 4.751 |
| 20% | 106.26 | 1.85 | 0.16 | 0.93 | 0.17 | 0.82 | 0.200 | 5.196 |
| 25% | 120.00 | 2.09 | 0.20 | 1.05 | 0.19 | 1.09 | 0.250 | 5.559 |
| 30% | 132.84 | 2.32 | 0.24 | 1.16 | 0.20 | 1.38 | 0.300 | 5.866 |
| 35% | 145.08 | 2.53 | 0.27 | 1.27 | 0.22 | 1.69 | 0.350 | 6.130 |
| 40% | 156.93 | 2.74 | 0.31 | 1.37 | 0.23 | 2.00 | 0.400 | 6.360 |
| 45% | 168.52 | 2.94 | 0.35 | 1.47 | 0.24 | 2.32 | 0.450 | 6.560 |
| 50% | 180.00 | 3.14 | 0.39 | 1.57 | 0.25 | 2.64 | 0.500 | 6.735 |
| 55% | 191.48 | 3.34 | 0.43 | 1.67 | 0.26 | 2.97 | 0.550 | 6.887 |
| 60% | 203.07 | 3.54 | 0.47 | 1.77 | 0.27 | 3.31 | 0.600 | 7.018 |
| 65% | 214.92 | 3.75 | 0.51 | 1.88 | 0.27 | 3.64 | 0.650 | 7.128 |
| 70% | 227.16 | 3.96 | 0.55 | 1.98 | 0.28 | 3.97 | 0.700 | 7.217 |
| 75% | 240.00 | 4.19 | 0.59 | 2.09 | 0.28 | 4.29 | 0.750 | 7.285 |
| 80% | 253.74 | 4.43 | 0.63 | 2.21 | 0.28 | 4.60 | 0.800 | 7.328 |
| 85% | 268.85 | 4.69 | 0.67 | 2.35 | 0.28 | 4.90 | 0.850 | 7.342 |
| 90% | 286.26 | 5.00 | 0.71 | 2.50 | 0.28 | 5.17 | 0.900 | 7.314 |
| 95% | 308.32 | 5.38 | 0.75 | 2.69 | 0.28 | 5.38 | 0.950 | 7.217 |
| 100% | 360.00 | 6.28 | 0.79 | 3.14 | 0.25 | 5.29 | 1.000 | 6.735 |

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

| | | | | | | | | |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 66% | 217.15 | 3.79 | 0.52 | 1.89 | 0.27 | 3.70 | 0.659 | 7.146 |
|------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|



9. CONSIDERAZIONI SULLA ERODIBILITA' DEI CANALI E MISURE DI SALVAGUARDIA

I canali (tutti ad esclusione dei canali) le cui pendenze oscillano tra 0,00 e 7,00% saranno rivestiti in geostuoia antierosione (Figura 20).

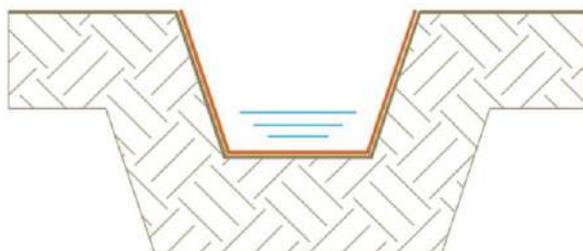


Figura 22. Sezione tipo fosso di guardia rivestito in geostuoia antierosione

Nei tratti in cui le **pendenze dei canali sono comprese tra 7,00 e 12,50%** (canale Tipo D e canale Tipo A) tali fossi di guardia in terra non saranno rivestiti con geostuoia, ma presenteranno il fondo e le sponde rivestiti con pietrame (Figura 21) di media pezzatura ($d=5-10$ cm), per uno spessore di 15 cm, al fine di ridurre l'azione erosiva della corrente idrica.

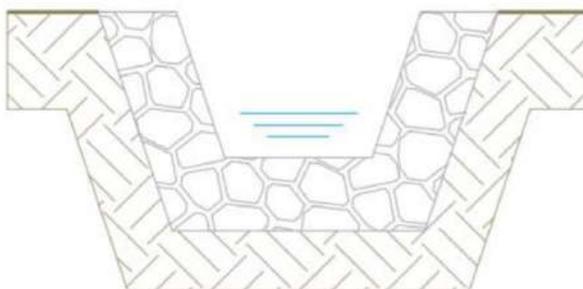


Figura 23. Sezione tipo fosso di guardia rivestito in pietrame

Laddove le pendenze dovessero essere **superiori al 12,5% (Bacino 20)** I canali saranno dotati di salti (Figura 22) che saranno realizzati in pietrame ed ubicati ad una interdistanza media pari a 4,00 m. Lo scopo è quello di ridurre la pendenza del fosso di guardia, favorendo l'eventuale deposito del materiale solido e limitando così l'azione erosiva della corrente.



Figura 24. Salti in pietrame

Per i tratti di viabilità con pendenza superiore a 15%, si procederà alla realizzazione di “Canalette in legname per tagli trasversali alla viabilità”, aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione rettangolare (Figura 23)

| | |
|--------------------|------|
| Larghezza base [m] | 0,10 |
| Spessore [m] | 0,05 |
| Altezza [m] | 0,12 |

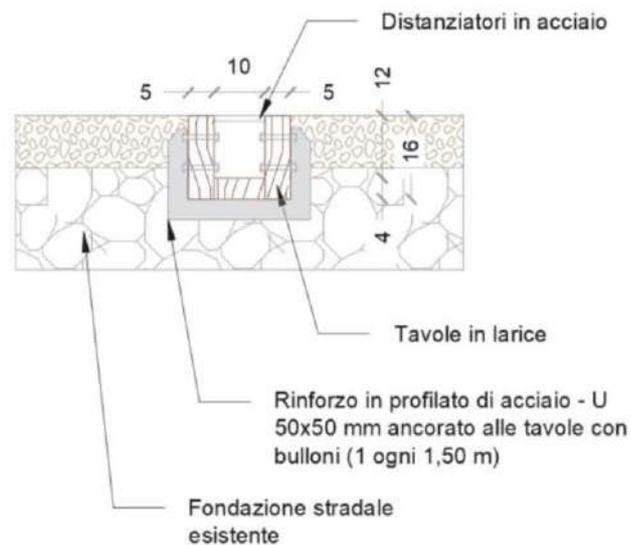
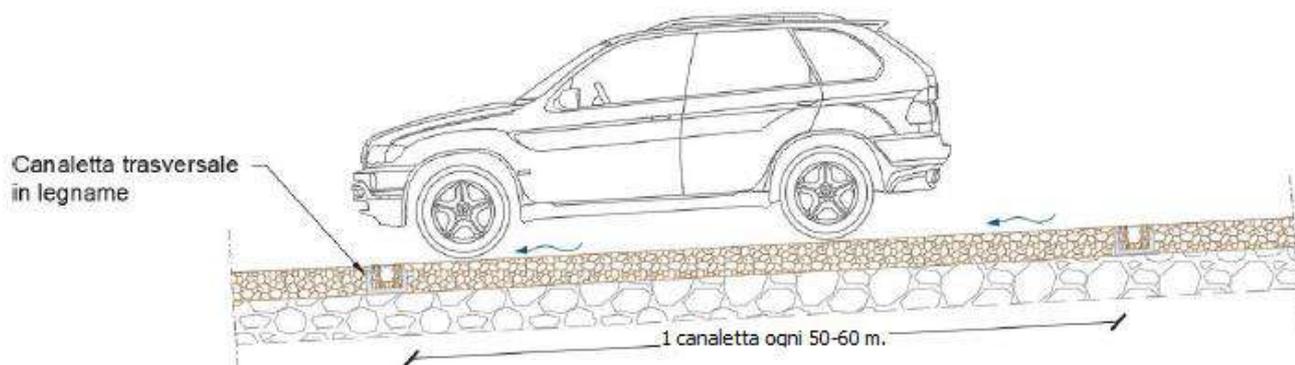


Figura 25. Sezione canaletta in legname

Tali opere trasversali a cielo aperto assolvono la funzione di limitare la lunghezza del percorso dell'acqua sul piano stradale convogliandola presso i fossi di guardia in progetto. Queste, interrompendo lo scorrimento dell'acqua, ne riducono il potere erosivo, limitando la formazione di solchi e l'approfondimento delle tracce lasciate dalle ruote dei veicoli.

La distanza tra le canalette è molto importante in quanto deve garantire lo smaltimento del deflusso superficiale prodotto sulla sede stradale e di quello sottosuperficiale intercettato, limitare l'erosione del fondo stradale ed evitare le formazioni di solchi, ma al contempo garantire una qualità di transito ragionevole. Nel caso in esame, nei tratti di utilizzo, si è deciso di **installare una canaletta ogni 50-60 m.**

L'orientamento scelto è di 30° rispetto alla perpendicolare dell'asse stradale, per evitare che le ruote gravino contemporaneamente sul manufatto e per conferire una pendenza trasversale alla canaletta. La pendenza trasversale delle canalette deve infatti garantire lo smaltimento del deflusso prodotto dal tratto di strada sotteso ed evitare la deposizione almeno del materiale più fine. A tale scopo la pendenza non è inferiore al 3-4%.



10. CALCOLI CANALI TRAPEZIOIDALI SMALTIMENTO ACQUE

Le verifiche dei canali riportate di seguito sono state eseguite considerando tutte le portate calcolate per i vari tratti di canali e adottando una pendenza del canale pari alla sua pendenza minima. Nella tabella riepilogativa dei canali sono riportate tutte le portate dei canali calcolate. Di seguito per semplicità si riportano le verifiche dei canali tipo utilizzati adottando le pendenze minime per tipologia di canale considerate.

IMPIANTO AGRIVOLTAICO GALIELLO
POTENZA FOTOVOLTAICA 53,8 MW IN DC + 20 MW SISTEMA DI ACCUMULO
CITTA' METROPOLITANA DI PALERMO
IMPIANTO E OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN COMUNI DI MONREALE
PIANA DEGLI ALBANESI, SANTA CRISTINA GELA E BELMONTE
MEZZAGNO
PROGETTO DEFINITIVO - RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA



elettrostudio

LAAP ARCHITECTS®
urban quality consultants

11. APPENDICI

11.1. Calcoli canali trapezoidali smaltimento acque

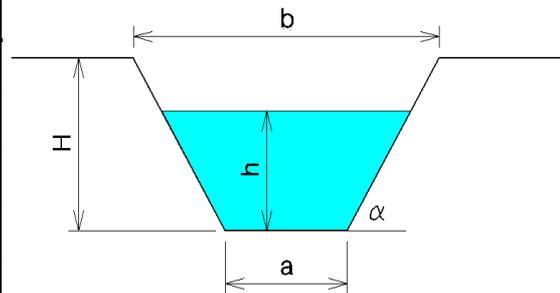
CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

Descrizione: SEZIONE TIPO "A"
Punto di sezione: BACINO 6-7-8-10-14-19

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

| | | | |
|----------|---|-------------|--------------------------------|
| H | ⇒ | 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ | 0.30 | [m] |
| b | ⇒ | 0.70 | [m] |
| h | ⇒ | 0.35 | [m] |
| p | ⇒ | 3.3% | Pendenza |
| m | ⇒ | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



DATI RISULTANTI

| | | | |
|-----------------------|---|---|---------------------------------|
| Inclinazione scarpata | α | ⇒ | 63.4 [°] |
| Contorno bagnato | $Pb = a + 2h / \text{sen } \alpha$ | ⇒ | 1.083 [m] |
| Area di deflusso | $A = h [a + h \text{ tg}(90 - \alpha)]$ | ⇒ | 0.1663 [m ²] |
| Raggio idraulico | $Ri = \frac{A}{Pb}$ | ⇒ | 0.154 [m] |

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.35$ m

FORMULE (moto uniforme)

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

RISULTATI

| | | |
|----------|---|------------------------------------|
| c | ⇒ | 23.87 |
| V | ⇒ | 1.69 [m/sec] |
| Q | ⇒ | 0.281 [m ³ /sec] |

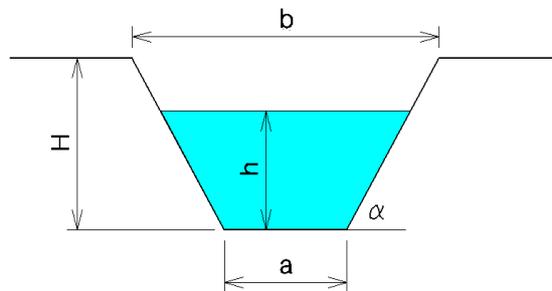
**CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**

CARATTERISTICHE SEZIONE

| | | |
|----------|-------------|-------------|
| H | 0.40 | ALTEZZA [m] |
| a | 0.30 | [m] |
| b | 0.70 | [m] |

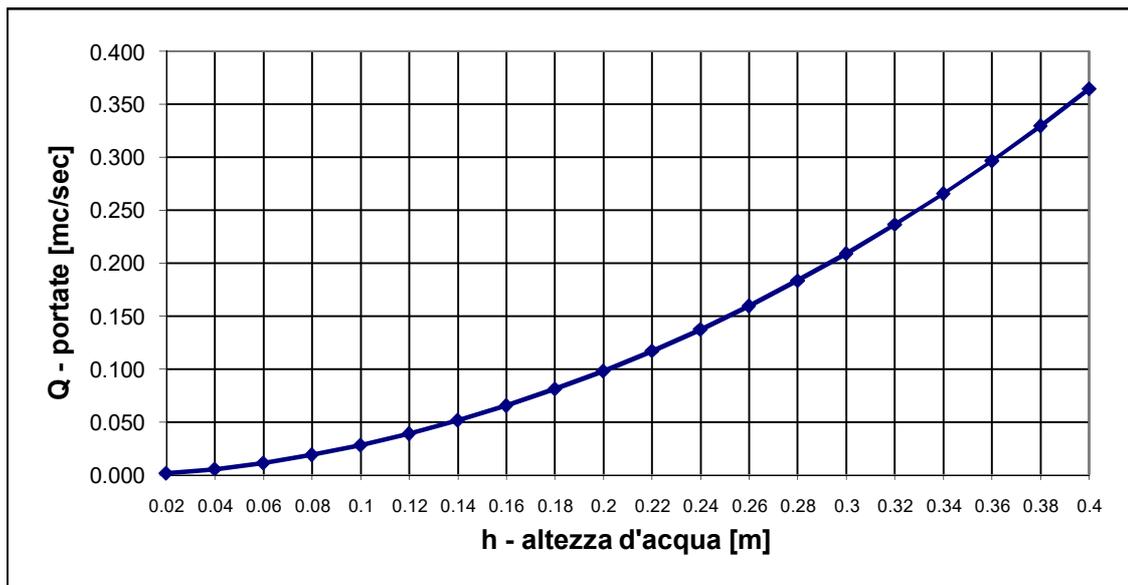
| | | |
|----------|-------------|--------------------------------|
| p | 3.3% | Pendenza |
| m | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |

| h [m] | Q[m³/sec] |
|--------------|-----------------------------|
| 0.02 | 0.001 |
| 0.04 | 0.005 |
| 0.06 | 0.011 |
| 0.08 | 0.019 |
| 0.10 | 0.028 |
| 0.12 | 0.039 |
| 0.14 | 0.051 |
| 0.16 | 0.065 |
| 0.18 | 0.081 |
| 0.20 | 0.098 |
| 0.22 | 0.117 |
| 0.24 | 0.137 |
| 0.26 | 0.159 |
| 0.28 | 0.183 |
| 0.30 | 0.209 |
| 0.32 | 0.236 |
| 0.34 | 0.265 |
| 0.36 | 0.297 |
| 0.38 | 0.330 |
| 0.40 | 0.364 |



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua

Grafico Portata / Altezza



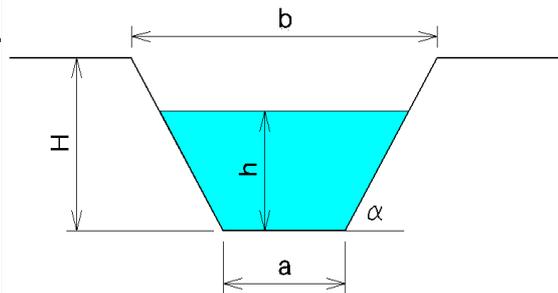
CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

Descrizione: SEZIONE TIPO "B"
Punto di sezione: BACINI 13-16-17-17Bis

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

| | | | |
|----------|---|-------------|--------------------------------|
| H | ⇒ | 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ | 0.40 | [m] |
| b | ⇒ | 1.00 | [m] |
| h | ⇒ | 0.55 | [m] |
| p | ⇒ | 1.1% | Pendenza |
| m | ⇒ | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



DATI RISULTANTI

| | | | |
|-----------------------|---|---|---------------------------------|
| Inclinazione scarpata | α | ⇒ | 63.4 [°] |
| Contorno bagnato | $Pb = a + 2h / \text{sen } \alpha$ | ⇒ | 1.630 [m] |
| Area di deflusso | $A = h [a + h \text{ tg}(90 - \alpha)]$ | ⇒ | 0.3713 [m ²] |
| Raggio idraulico | $Ri = \frac{A}{Pb}$ | ⇒ | 0.228 [m] |

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.55$ m

FORMULE (moto uniforme)

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

RISULTATI

| | | |
|----------|---|------------------------------------|
| c | ⇒ | 27.63 |
| V | ⇒ | 1.40 [m/sec] |
| Q | ⇒ | 0.518 [m ³ /sec] |

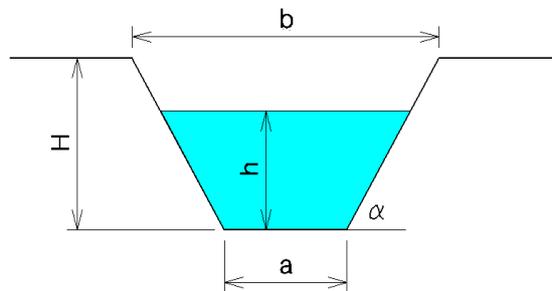
**CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**

CARATTERISTICHE SEZIONE

| | | |
|----------|-------------|-------------|
| H | 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | 0.40 | [m] |
| b | 1.00 | [m] |

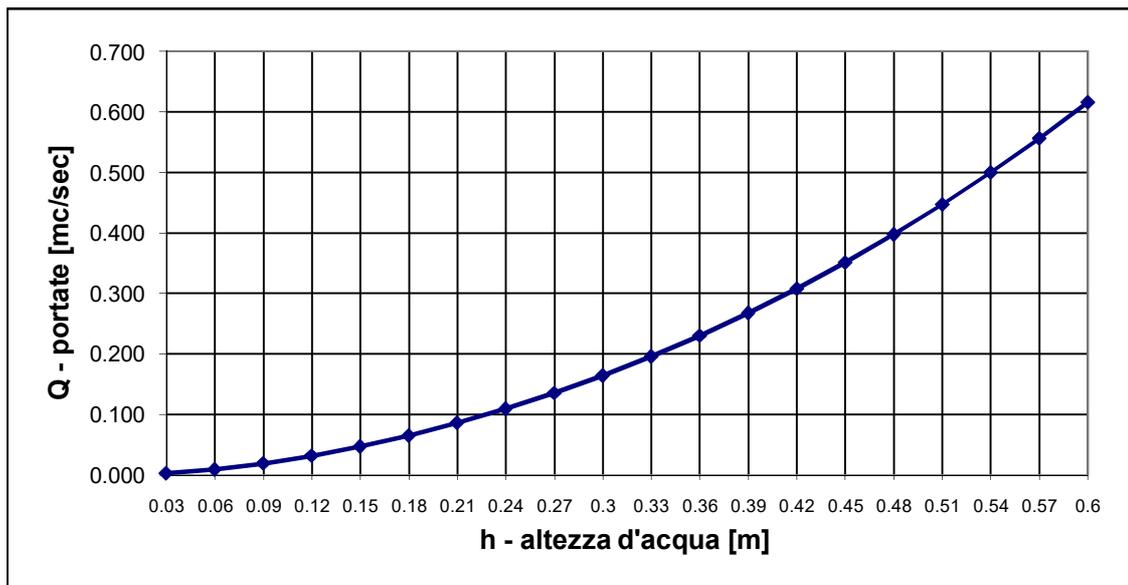
| | | |
|----------|-------------|--------------------------------|
| p | 1.1% | Pendenza |
| m | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |

| h [m] | Q[m³/sec] |
|--------------|-----------------------------|
| 0.03 | 0.002 |
| 0.06 | 0.009 |
| 0.09 | 0.019 |
| 0.12 | 0.031 |
| 0.15 | 0.047 |
| 0.18 | 0.065 |
| 0.21 | 0.086 |
| 0.24 | 0.109 |
| 0.27 | 0.135 |
| 0.30 | 0.164 |
| 0.33 | 0.195 |
| 0.36 | 0.230 |
| 0.39 | 0.267 |
| 0.42 | 0.307 |
| 0.45 | 0.351 |
| 0.48 | 0.397 |
| 0.51 | 0.447 |
| 0.54 | 0.500 |
| 0.57 | 0.556 |
| 0.60 | 0.616 |



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua

Grafico Portata / Altezza



CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

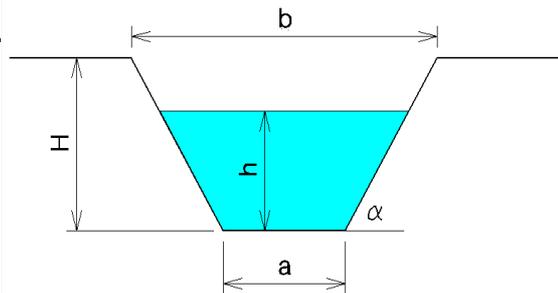
Descrizione: SEZIONE TIPO "C"

Punto di sezione: BACINI 4-9-11-15

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

| | | | |
|----------|---|-------------|--------------------------------|
| H | ⇒ | 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ | 0.50 | [m] |
| b | ⇒ | 1.10 | [m] |
| h | ⇒ | 0.55 | [m] |
| p | ⇒ | 0.4% | Pendenza |
| m | ⇒ | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



DATI RISULTANTI

| | | | |
|-----------------------|---|---|---------------------------------|
| Inclinazione scarpata | α | ⇒ | 63.4 [°] |
| Contorno bagnato | $Pb = a + 2h / \text{sen } \alpha$ | ⇒ | 1.730 [m] |
| Area di deflusso | $A = h [a + h \text{ tg}(90 - \alpha)]$ | ⇒ | 0.4263 [m ²] |
| Raggio idraulico | $Ri = \frac{A}{Pb}$ | ⇒ | 0.246 [m] |

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.55$ m

FORMULE (moto uniforme)

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

RISULTATI

| | | |
|----------|---|------------------------------------|
| c | ⇒ | 28.42 |
| V | ⇒ | 0.93 [m/sec] |
| Q | ⇒ | 0.394 [m ³ /sec] |

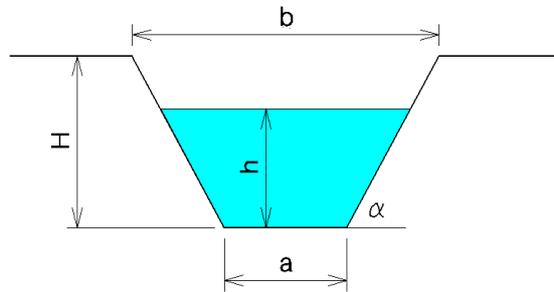
**CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**

CARATTERISTICHE SEZIONE

| | | |
|----------|-------------|-------------|
| H | 0.60 | ALTEZZA [m] |
| a | 0.50 | [m] |
| b | 1.10 | [m] |

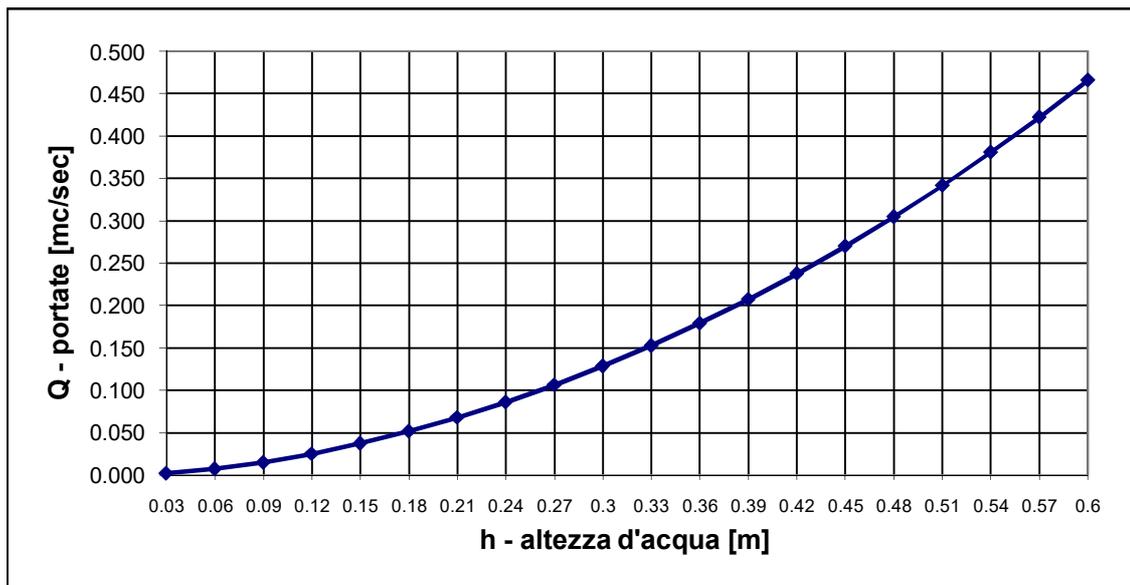
| | | |
|----------|-------------|--------------------------------|
| p | 0.4% | Pendenza |
| m | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |

| h [m] | Q[m³/sec] |
|--------------|-----------------------------|
| 0.03 | 0.002 |
| 0.06 | 0.007 |
| 0.09 | 0.015 |
| 0.12 | 0.025 |
| 0.15 | 0.037 |
| 0.18 | 0.051 |
| 0.21 | 0.068 |
| 0.24 | 0.086 |
| 0.27 | 0.106 |
| 0.30 | 0.128 |
| 0.33 | 0.153 |
| 0.36 | 0.179 |
| 0.39 | 0.207 |
| 0.42 | 0.238 |
| 0.45 | 0.270 |
| 0.48 | 0.305 |
| 0.51 | 0.342 |
| 0.54 | 0.381 |
| 0.57 | 0.422 |
| 0.60 | 0.466 |



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua

Grafico Portata / Altezza



CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

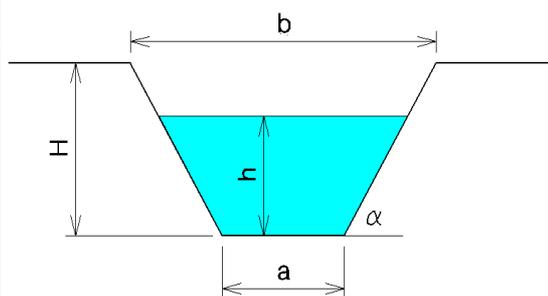
Descrizione: SEZIONE TIPO "D"

Punto di sezione: BACINI 2-3B

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

| | | | |
|----------|---|-------------|--------------------------------|
| H | ⇒ | 0.65 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ | 0.60 | [m] |
| b | ⇒ | 1.25 | [m] |
| h | ⇒ | 0.60 | [m] |
| p | ⇒ | 2.2% | Pendenza |
| m | ⇒ | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



DATI RISULTANTI

| | | | |
|-----------------------|---|---|---------------------------------|
| Inclinazione scarpata | α | ⇒ | 63.4 [°] |
| Contorno bagnato | $Pb = a + 2h / \text{sen } \alpha$ | ⇒ | 1.942 [m] |
| Area di deflusso | $A = h [a + h \text{ tg}(90 - \alpha)]$ | ⇒ | 0.5400 [m ²] |
| Raggio idraulico | $Ri = \frac{A}{Pb}$ | ⇒ | 0.278 [m] |

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0.60$ m

FORMULE (moto uniforme)

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

RISULTATI

| | | |
|----------|---|------------------------------------|
| c | ⇒ | 29.67 |
| V | ⇒ | 2.33 [m/sec] |
| Q | ⇒ | 1.259 [m ³ /sec] |

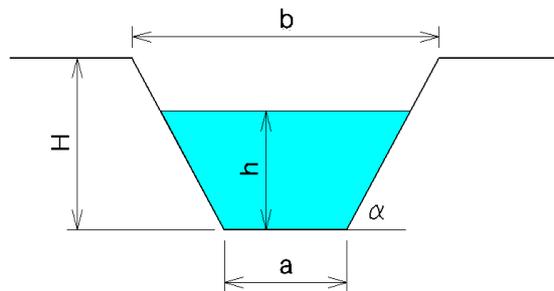
**CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**

CARATTERISTICHE SEZIONE

| | | |
|----------|-------------|-------------|
| H | 0.65 | ALTEZZA [m] |
| a | 0.60 | [m] |
| b | 1.25 | [m] |

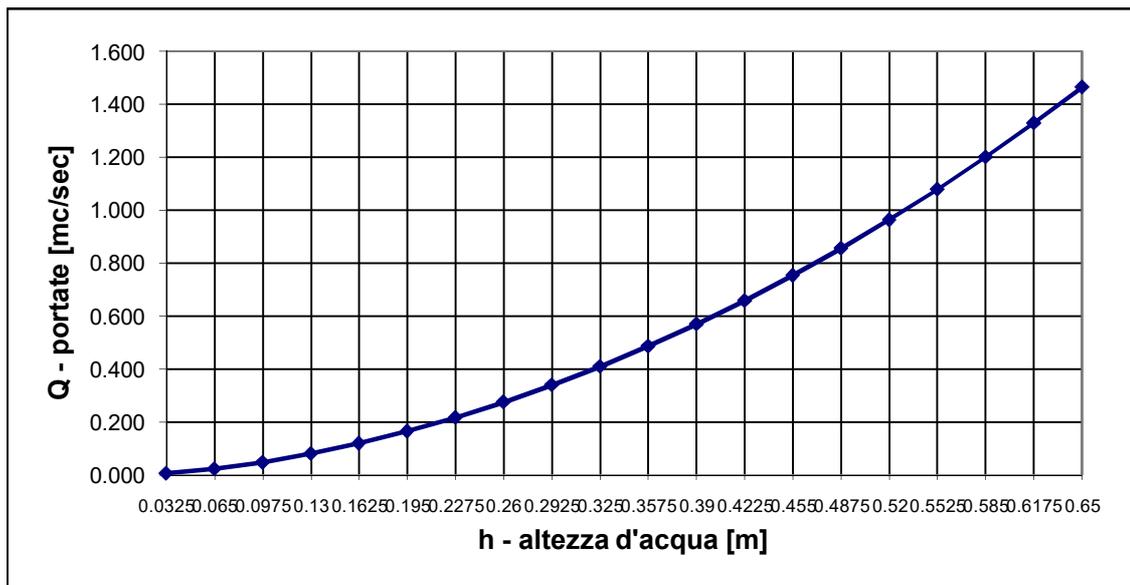
| | | |
|----------|-------------|--------------------------------|
| p | 2.2% | Pendenza |
| m | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |

| h [m] | Q[m³/sec] |
|--------------|-----------------------------|
| 0.03 | 0.006 |
| 0.07 | 0.023 |
| 0.10 | 0.048 |
| 0.13 | 0.080 |
| 0.16 | 0.119 |
| 0.20 | 0.165 |
| 0.23 | 0.217 |
| 0.26 | 0.275 |
| 0.29 | 0.340 |
| 0.33 | 0.410 |
| 0.36 | 0.487 |
| 0.39 | 0.569 |
| 0.42 | 0.658 |
| 0.46 | 0.754 |
| 0.49 | 0.856 |
| 0.52 | 0.964 |
| 0.55 | 1.079 |
| 0.59 | 1.201 |
| 0.62 | 1.329 |
| 0.65 | 1.464 |



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua

Grafico Portata / Altezza



CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

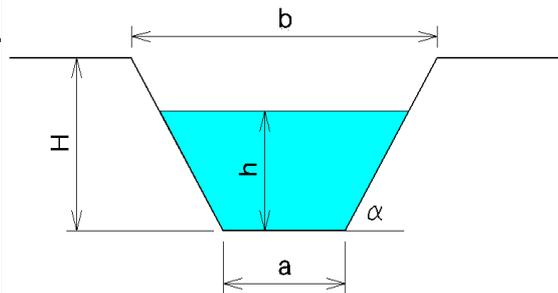
Descrizione: SEZIONE TIPO "E"

Punto di sezione: BACINI 5-18

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

| | | | |
|----------|---|-------------|--------------------------------|
| H | ⇒ | 1.20 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ | 0.60 | [m] |
| b | ⇒ | 1.80 | [m] |
| h | ⇒ | 1.15 | [m] |
| p | ⇒ | 3.0% | Pendenza |
| m | ⇒ | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



DATI RISULTANTI

| | | | |
|-----------------------|---|---|---------------------------------|
| Inclinazione scarpata | α | ⇒ | 63.4 [°] |
| Contorno bagnato | $Pb = a + 2h / \text{sen } \alpha$ | ⇒ | 3.171 [m] |
| Area di deflusso | $A = h [a + h \text{ tg}(90 - \alpha)]$ | ⇒ | 1.3513 [m ²] |
| Raggio idraulico | $Ri = \frac{A}{Pb}$ | ⇒ | 0.426 [m] |

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 1.15$ m

FORMULE (moto uniforme)

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

RISULTATI

| | | |
|----------|---|------------------------------------|
| c | ⇒ | 34.31 |
| V | ⇒ | 3.90 [m/sec] |
| Q | ⇒ | 5.276 [m ³ /sec] |

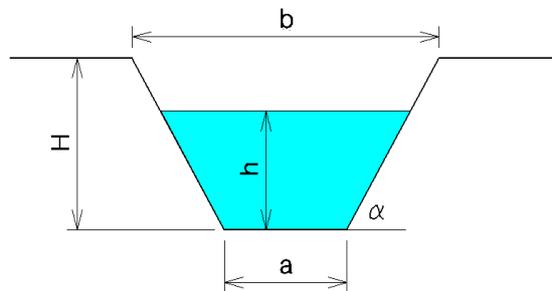
**CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**

CARATTERISTICHE SEZIONE

| | | |
|----------|-------------|-------------|
| H | 1.20 | ALTEZZA [m] |
| a | 0.60 | [m] |
| b | 1.80 | [m] |

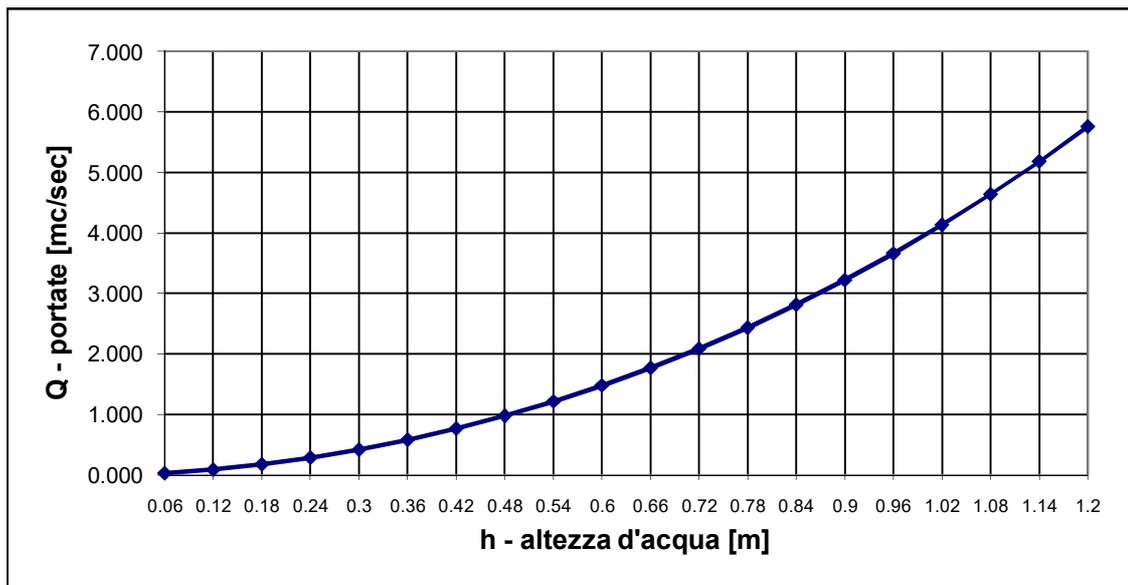
| | | |
|----------|-------------|--------------------------------|
| p | 3.0% | Pendenza |
| m | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |

| h [m] | Q[m³/sec] |
|--------------|-----------------------------|
| 0.06 | 0.023 |
| 0.12 | 0.081 |
| 0.18 | 0.167 |
| 0.24 | 0.279 |
| 0.30 | 0.416 |
| 0.36 | 0.577 |
| 0.42 | 0.762 |
| 0.48 | 0.973 |
| 0.54 | 1.210 |
| 0.60 | 1.473 |
| 0.66 | 1.764 |
| 0.72 | 2.083 |
| 0.78 | 2.432 |
| 0.84 | 2.810 |
| 0.90 | 3.219 |
| 0.96 | 3.660 |
| 1.02 | 4.134 |
| 1.08 | 4.641 |
| 1.14 | 5.182 |
| 1.20 | 5.758 |



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua

Grafico Portata / Altezza



CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE

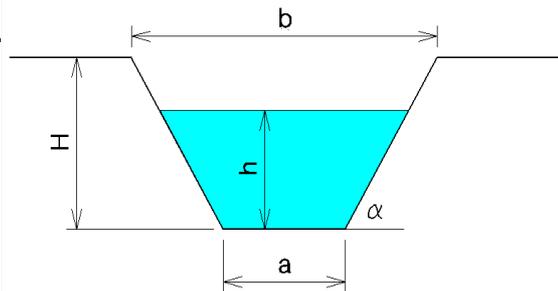
Descrizione: SEZIONE TIPO "F"

Punto di sezione: BACINO 1-3A

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

| | | | |
|----------|---|-------------|--------------------------------|
| H | ⇒ | 1.10 | ALTEZZA [m] |
| a | ⇒ | 0.20 | [m] |
| b | ⇒ | 1.30 | [m] |
| h | ⇒ | 1.05 | [m] |
| p | ⇒ | 2.1% | Pendenza |
| m | ⇒ | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |



DATI RISULTANTI

| | | | |
|-----------------------|---|---|---------------------------------|
| Inclinazione scarpata | α | ⇒ | 63.4 [°] |
| Contorno bagnato | $Pb = a + 2h / \text{sen } \alpha$ | ⇒ | 2.548 [m] |
| Area di deflusso | $A = h [a + h \text{ tg}(90 - \alpha)]$ | ⇒ | 0.7613 [m ²] |
| Raggio idraulico | $Ri = \frac{A}{Pb}$ | ⇒ | 0.299 [m] |

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 1.05$ m

FORMULE (moto uniforme)

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

RISULTATI

| | | |
|----------|---|------------------------------------|
| c | ⇒ | 30.42 |
| V | ⇒ | 2.40 [m/sec] |
| Q | ⇒ | 1.826 [m ³ /sec] |

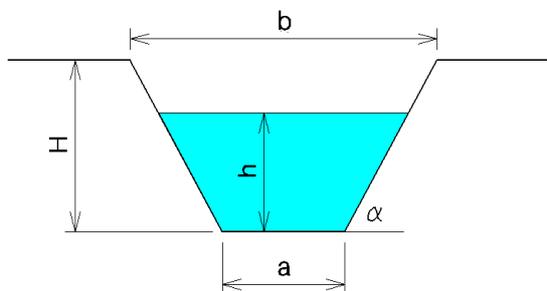
**CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**

CARATTERISTICHE SEZIONE

| | | |
|----------|-------------|-------------|
| H | 1.10 | ALTEZZA [m] |
| a | 0.20 | [m] |
| b | 1.30 | [m] |

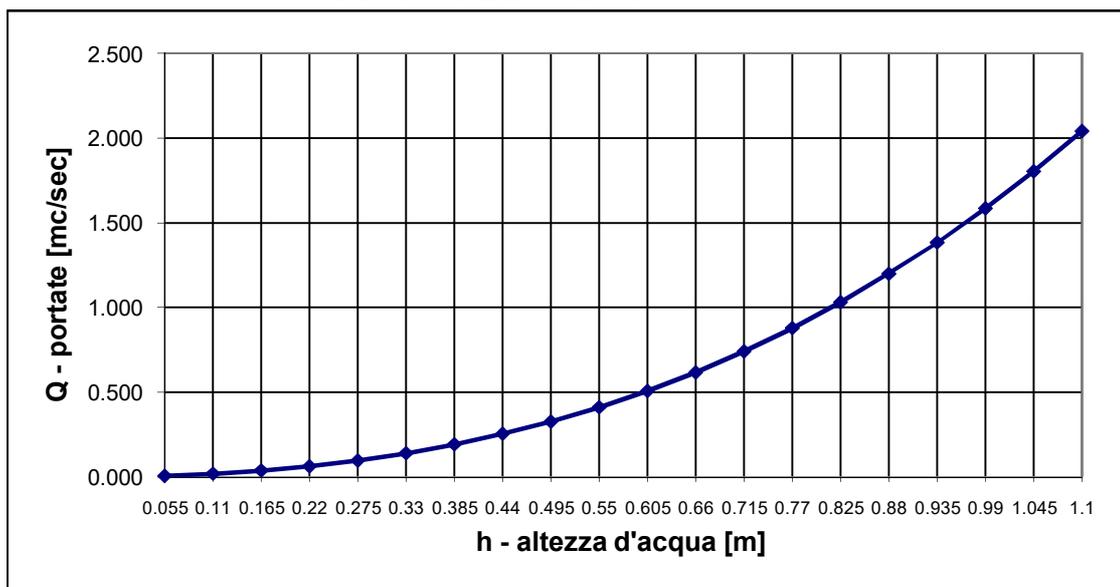
| | | |
|----------|-------------|--------------------------------|
| p | 2.1% | Pendenza |
| m | 1.25 | Coeff. di scabrosità di Kutter |

| h [m] | Q[m³/sec] |
|--------------|-----------------------------|
| 0.06 | 0.005 |
| 0.11 | 0.017 |
| 0.17 | 0.036 |
| 0.22 | 0.062 |
| 0.28 | 0.096 |
| 0.33 | 0.139 |
| 0.39 | 0.191 |
| 0.44 | 0.253 |
| 0.50 | 0.326 |
| 0.55 | 0.410 |
| 0.61 | 0.507 |
| 0.66 | 0.617 |
| 0.72 | 0.740 |
| 0.77 | 0.878 |
| 0.83 | 1.031 |
| 0.88 | 1.199 |
| 0.94 | 1.384 |
| 0.99 | 1.586 |
| 1.05 | 1.805 |
| 1.10 | 2.043 |



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua

Grafico Portata / Altezza



IMPIANTO AGRIVOLTAICO GALIELLO
POTENZA FOTOVOLTAICA 53,8 MW IN DC + 20 MW SISTEMA DI ACCUMULO
CITTA' METROPOLITANA DI PALERMO
IMPIANTO E OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN COMUNI DI MONREALE
PIANA DEGLI ALBANESI, SANTA CRISTINA GELA E BELMONTE
MEZZAGNO
PROGETTO DEFINITIVO - RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

12. ALLEGATI

12.1. Carta dei bacini idrografici

Carta dei bacini idrografici
Scala 1:2.000

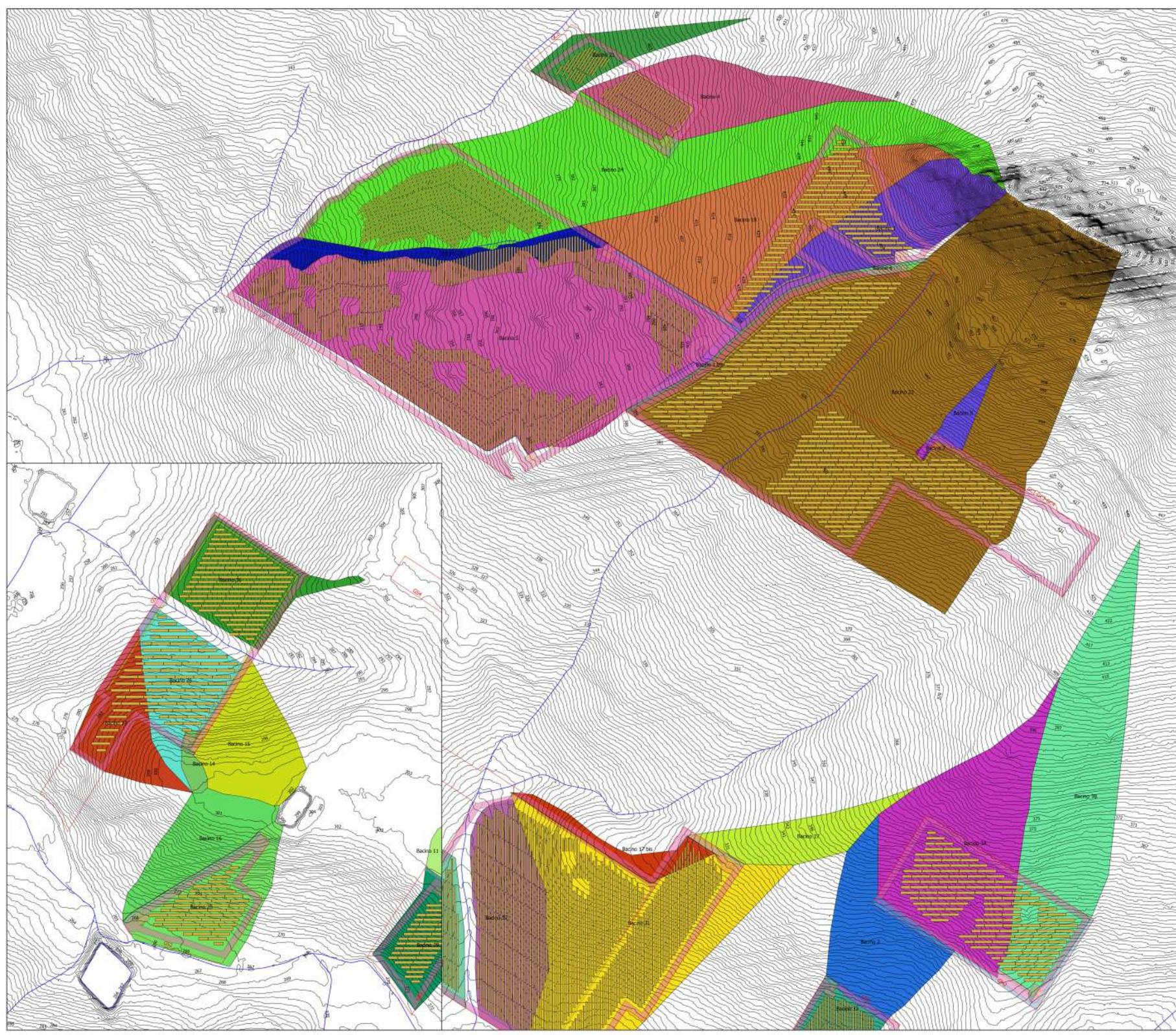
LEGENDA:

- | | |
|--|--------------------|
| — Rete idrografica da CTR | Bacino idrografico |
| □ Lotti impianto | Bacino 1 |
| ▨ Straghe impianto | Bacino 11 |
| — Cirve di livello (1 m.) | Bacino 12 |
| Struttura impianto agrivoltaco Galeati | Bacino 14 |
| □ Invasi | Bacino 15 |
| ▨ Fascia di mitigazione | Bacino 16 |
| ▨ Viabilità interna (piazzole cabine) | Bacino 17 |
| ▨ Viabilità interna (tipo 1 - accesso) | Bacino 17 bis |
| ▨ Viabilità interna (tipo 2) | Bacino 18 |
| ▨ Pista in terra battuta | Bacino 1A |
| ▨ Viabilità interna di passaggio | Bacino 3B |
| | Bacino 4 |
| | Bacino 5 |
| | Bacino 6 |
| | Bacino 7 |
| | Bacino 8 |
| | Bacino 9 |
| | Bacino 2 |
| | Bacino 1 bis |
| | Bacino 20 |
| | Bacino 21 |
| | Bacino 23 |
| | Bacino 24 |
| | Bacino 25 |
| | Bacino 26 |
| | Bacino 27 |
| | Bacino 28 |
| | Bacino 29 |
| | Bacino 30 |
| | Bacino 31 |
| | Bacino 32 |
| | Bacino 33 |
| | Bacino 33 bis |
| | Bacino 33 ter |
| | Bacino 35 |
| | Bacino 36 |
| | Bacino 37 |

Nord



Scala 1:2.000



LEGGENDA:

- Rete idrografica da CTR
- Lotti impianto
- ▨ Straghe impianto
- Cirve di livello (1 m.)
- ▨ Struttura impianto agrivoltairo Galeati
- ▨ Invasi
- ▨ Fascia di mitigazione
- ▨ Viabilità interna (piazzole cabine)
- ▨ Viabilità interna (tipo 2)
- ▨ Pista in terra battuta
- ▨ Viabilità interna di passaggio
- ▨ Bacini idrografici
- ▨ Bacino 1
- ▨ Bacino 2
- ▨ Bacino 3
- ▨ Bacino 4
- ▨ Bacino 5
- ▨ Bacino 6
- ▨ Bacino 7
- ▨ Bacino 8
- ▨ Bacino 9
- ▨ Bacino 10
- ▨ Bacino 11
- ▨ Bacino 12
- ▨ Bacino 13
- ▨ Bacino 14
- ▨ Bacino 15
- ▨ Bacino 16
- ▨ Bacino 17
- ▨ Bacino 17 bis
- ▨ Bacino 18
- ▨ Bacino 19
- ▨ Bacino 20
- ▨ Bacino 21
- ▨ Bacino 22
- ▨ Bacino 23
- ▨ Bacino 24
- ▨ Bacino 25
- ▨ Bacino 26
- ▨ Bacino 27
- ▨ Bacino 28
- ▨ Bacino 29
- ▨ Bacino 30
- ▨ Bacino 31
- ▨ Bacino 32
- ▨ Bacino 33
- ▨ Bacino 33 ter
- ▨ Bacino 35
- ▨ Bacino 36
- ▨ Bacino 37

Nord



0 100 200 m

Scala 1:2.000

Vista d'insieme - Scala 1:10.000

