

INTERVENTI DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE FUORI SEDE DEL NUOVO VIADOTTO DI SVINCOLO DI TORNIMPARTE

PROGETTO DEFINITIVO

- STUDIO IDROLOGICO IDRAULICO -
RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
A10201	-	D	A24	VI000	SID	RE	003	A	-

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
A	21/01/2022	Emissione	V. Agostini	E. Cipolloni	A. Polastri

File: 06_A10201-DA24VI000SIDRE003A

IL PROGETTISTA	IL RUP
 <p>MARIO PETRANGELI & ASS SRL Ingegneria di Ponti e Grandi Strutture</p> <p>Ing. Andrea Polastri (Direttore Tecnico) Ing. Riccardo Maria Rotatori Ing. Luca Glicinetti</p>	 <p>strada dei PARCHIspa A24 autostrade A25</p> <p>Ing. Tonino Russo</p>

INDICE

1	Premessa	3
2	Idrogeologia e idrografia	4
3	Idrologia.....	5
3.1	Tempo di ritorno di progetto.....	6
3.2	Curve di pioggia PSDA.....	6
3.3	Precipitazioni di notevole intensità e breve durata	8
3.4	Procedura VAPI.....	9
3.4.1	Primo e secondo livello di regionalizzazione	12
3.4.2	Terzo livello di regionalizzazione	13
3.5	Validazione VAPI.....	15
4	Determinazione delle portate del Torrente Raio	18
4.1	Regionalizzazione delle portate secondo la procedura VAPI	20
4.1.1	Tempo di concentrazione	20
4.1.2	Intensità di pioggia	20
4.1.3	Coefficiente di ragguaglio.....	21
4.1.4	Coefficiente di deflusso	21
4.1.5	Calcolo della portata di progetto con VAPI	23
4.2	Regionalizzazione delle portate secondo la procedura PSDA Abruzzo	25
4.3	Intervento di progetto.....	26
4.3.1	Sistemazione provvisoria.....	26
4.3.2	Sistemazione definitiva.....	27
5	Sistema di drenaggio	27
5.1	Introduzione	27
5.2	Dimensionamento Idraulico	29
5.2.1	Formula razionale	29
5.2.2	Dati pluviometrici	31
5.3	Verifiche idrauliche.....	32
5.4	Dimensionamento impianto di prima pioggia.....	35
6	Considerazioni conclusive.....	37
	APPENDICE A – METODO CALCOLO CURVE POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA	38
	APPENDICE B – CONFRONTO LEGGI DI PIOGGIA: TORNIMPARTE.....	40
	APPENDICE C – ANALISI STORICA LEGGI DI PIOGGIA: L'AQUILA	46

1 Premessa

La società Strade dei Parchi (SDP), con contratto n. MPA383 del 18/10/2021, ha affidato alla scrivente società di ingegneria MARIO PETRANGELI & ASSOCIATI SRL, con sede in Roma Largo dell'Amba Aradam n.11 codice fiscale e P:IVA 06401731002 , iscritta alla CCIAA di Roma al n 06401731002, l'incarico di redigere la presente relazione idrologica e idraulica, per la Progettazione Definitiva relativa agli interventi di demolizione e ricostruzione fuori sede del nuovo viadotto di svincolo di Tornimparte, sull'Autostrada A24 Roma-L'Aquila Teramo.

La stessa è basata sui risultati dei rilievi e delle indagini eseguiti dalla scrivente nell'area di diretto interesse progettuale.

2 Idrogeologia e idrografia

L'area interessata dall'intervento in progetto è ubicata in corrispondenza dello svincolo autostradale "Tornimparte", nel Comune di Tornimparte (AQ).

Dal punto di vista morfologico l'area di studio è caratterizzata da una serie di dorsali allineate in direzione NNO-SSE, separate da stretti valli occupate da depositi terrigeni di età messiniana, con versanti che presentano un'alta energia del rilievo.

Il sito si sviluppa lungo uno di questi valloni su di un versante in destra idrografica del Torrente Raio, quest'ultima delimitata a NE dalla dorsale carbonatica di M.te Orsello (2043 m s.l.m.) e a SW da M.te Rotondo (2060 m s.l.m.).

Il pattern di drenaggio è di tipo parallelo ed i corsi d'acqua secondari presentano corsi poco sviluppati vista la vicinanza tra gli spartiacque ed il livello di base rappresentato dal Torrente Raio.

Nel fondo valle si rileva una coltre detritica derivante dal disfacimento delle formazioni calcaree che costituiscono i rilievi, con permeabilità da media a buona poggiante su ammassi rocciosi mesozoici permeabili.

Dal punto di vista topografico l'area è posta ad una quota media di circa 1100 m s.l.m. e risulta ubicata all'interno del Bacino del Torrente Raio.

Dal punto di vista idrogeologico i materiali presenti nel sottosuolo del sito di interesse appartengono al *Complesso idrogeologico di piattaforma carbonatica*.

Si tratta di depositi di calcari detritici, micritici con intercalazioni dolomitiche, calcari organogeni e brecce calcaree della successione laziale abruzzese, con spessori variabili da qualche centinaio a 1500 m; E' sede di articolati ed imponenti acquiferi che alimentano le maggiori sorgenti della regione.

Fonti bibliografiche attribuiscono a questi terreni un'infiltrazione efficace media annua compresa fra 800 - 1000 mm/anno (Boni et al., 1986; Boni et al., 1988).

I valori del coefficiente di conducibilità idraulica "K" possono essere individuati nel range di 10^{-4} - 10^{-5} cm/sec.

Le misure eseguite nei piezometri installati nell'area di studio non hanno rilevato la presenza di acqua di falda.

Quanto in precedenza descritto è riportato nell'elaborato "OP01_07-D383007001GG_Carta idrogeolitologica".

3 Idrologia

L'analisi idrologica è stata fatta valutando i seguenti dati pluviometrici e regionalizzazioni delle piogge relativi alla zona di interesse:

- Pluviografo di Tornimparte: precipitazioni di massima intensità di durate pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore
- Pluviografo de L'Aquila: precipitazioni di massima intensità di durate pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore
- Precipitazioni di notevole intensità e breve durata di 10 pluviografi della zona
- Regionalizzazione contenuta nel Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) della Regione Abruzzo
- Regionalizzazione delle piogge del Progetto VAPI

I dati di precipitazione di massima intensità registrati ai pluviografi di Tornimparte e L'Aquila sono stati utilizzati per determinare le curve di possibilità pluviometrica utilizzando la metodologia riportata in

Appendice A. La "Relazione illustrativa dello Studio idrologico per la valutazione delle piene", contenuta nel Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) della Regione Abruzzo, riporta i parametri delle curve di possibilità pluviometrica relativi a vari tempi di ritorno. Come riportato nel paragrafo 2.5.1 di tale pubblicazione, "poiché i coefficienti della curva sono stati stimati utilizzando le precipitazioni di durata compresa tra 1 e 24 ore, la sua validità è limitata ad un intervallo di durate non troppo diverso dal precedente. Se ne sconsiglia pertanto l'uso per $d \leq 0.5$ ore o $d \geq 30$ ore".

Il sistema di drenaggio di piattaforma va in crisi in occasione di eventi meteorici di forte intensità e breve durata (durate comprese tra 5 e 15 minuti). Per tali eventi le curve di pioggia contenute nel PSDA forniscono valori di intensità di pioggia non attendibili, anche perché tali curve sono a due parametri e quindi l'intensità di pioggia da esse ottenute tende all'infinito per durate tendenti a 0. Si è quindi deciso di utilizzare le curve di possibilità pluviometrica a tre parametri (TCEV) pubblicate all'interno del volume "Valutazione delle Piene in Italia" (GNDICI, 1994). In particolare, lo studio del territorio oggetto di intervento è contenuto nel capitolo F – Valutazione delle piene nei bacini delle sezioni idrografiche di Roma e Pescara a cura di G. Calenda, F. Campolo, C. Cosentino e R. Guercio. In questo studio, le curve di possibilità pluviometrica sono state ottenute imponendo che il rapporto tra l'altezza di pioggia di 5 minuti e quella della pioggia oraria sia costante su tutta l'area esaminata e pari a 0.278, valore ottenuto dallo studio delle piogge intense della stazione pluviometrica di Roma Macao. Si è quindi proceduto alla validazione di tale legge di pioggia in funzione degli altri dati disponibili; in particolare si sono verificati i seguenti aspetti:

- Che per durate pari a 30 minuti e ad un'ora la legge di pioggia a tre parametri fornisca valori prossimi a quelli forniti dalla legge di pioggia del PSDA.
- Che i rapporti tra le altezze di pioggia di 5 e 15 minuti e la pioggia oraria fornite dalla legge TCEV siano simili a quelli ottenuti dalle misure di breve durata e forte intensità registrate nei pluviometri presenti in prossimità della zona di intervento

Come ulteriore validazione della regionalizzazione VAPI, sono state inoltre condotte le seguenti analisi riportate in Appendice:

- Appendice B: confronto tra le curve di possibilità pluviometrica ricavate dai dati del pluviografo di Tornimparte e le curve del VAPI. Da tale confronto si evince che le curve del VAPI sono più cautelative.
- Appendice C: analisi storica delle leggi di pioggia ricavate dai dati del pluviografo de L'Aquila, la quale ha messo in evidenza che, in corrispondenza di tale stazione, negli ultimi anni non vi è stato un incremento nelle precipitazioni di massima intensità misurate.

Il pluviografo di Tornimparte è stato scelto in quanto risulta essere il più prossimo all'area di intervento e presenta una serie storica molto lunga (61 anni di serie complete dal 1933 al 2002). Su questi dati non è

stato però possibile valutare l'evoluzione delle precipitazioni negli ultimi anni, in quanto si fermano al 2002. Per tale analisi si sono invece utilizzati i dati del pluviografo de L'Aquila (74 anni di serie complete dal 1933 al 2019), che comunque risulta essere abbastanza vicino alla zona dell'intervento (circa 22 km in linea d'aria).

Le validazioni hanno portato alle seguenti conclusioni:

- Negli ultimi anni non si è registrato un incremento delle intensità di pioggia nella zona oggetto di intervento
- Il VAPI riprende bene l'andamento delle curve della regionalizzazione contenute nel PSDA per durate superiori alla mezz'ora e sovrastima le curve di possibilità pluviometrica calcolate a partire dai dati misurati sul pluviografo di Tornimparte (confronto fatto per durate superiori all'ora)
- La forzante utilizzata per la determinazione della legge TCEV della procedura VAPI (rapporto tra l'altezza di pioggia di 5 minuti e un'ora pari a 0.278) trova riscontro nei dati di notevole intensità registrati ai pluviografi presenti in zona

Alla luce di tutto questo, si è ritenuto corretto l'utilizzo delle curve di pioggia contenute nello studio VAPI.

3.1 Tempo di ritorno di progetto

La normativa nazionale (NTC 2018 e Circolare Esplicativa del 2019) impone di dimensionare i ponti e i tombini con la portata di piena relativa al tempo di ritorno di 200 anni. La normativa non prescrive invece il tempo di ritorno dell'evento meteorico col quale dimensionare il sistema di drenaggio autostradale. Si è scelto di utilizzare un tempo di ritorno pari a 20 anni, come consigliato dalla letteratura scientifica per la categoria di opere in cui ricadono i manufatti da dimensionare.

Tipo di opera	Periodo di ritorno (anni)
ponti e difese fluviali	100+150
difese dei torrenti	20+100
dighe	500+1000
bonifiche	15+25
fognature urbane	5+10
tombini e ponticelli per piccoli corsi d'acqua	30+50
sottopassi stradali	50+100
cunette o fossi di guardia per strade importanti	10+20

Tabella 1: tipi di opera e tempi di ritorno orientativi (Fognature, Da Deppo e Datei)

Tale scelta è stata presa anche basandosi sul fatto che il rischio residuo per gli utenti è molto basso e di breve durata. Il verificarsi di un evento meteorico di maggiore intensità genererebbe solamente uno scorrimento dell'eccesso di pioggia lungo il margine laterale per un'ampiezza ridotta e per un tempo molto limitato, dell'ordine di pochi minuti. Inoltre un evento meteorico di tale intensità genera una notevole diminuzione della visibilità, paragonabile alla presenza di nebbia, e pertanto l'utente è portato a diminuire la velocità con conseguente miglioramento della tenuta del veicolo. Si fa presente che le reti fognarie, a cui sono assimilabili i collettori di piattaforma, non rientrano in quanto prescritto dalla Direttiva Alluvioni in base alla definizione riportata nell'art. 2 aggiornato nel settembre 2013 che, nel definire le alluvioni, esclude quelle causate da impianti fognari.

3.2 Curve di pioggia PSDA

Il PSDA contiene in allegato delle mappe (Tavole da C0606 a C0610) riportanti le isolinee relative ai valori dei parametri a ed n per i seguenti tempi di ritorno: 20, 50, 100, 200 e 500 anni. Nelle seguenti figure si riportano gli stralci di tali mappe relativi ai tempi di ritorno di 20 e 200 anni.

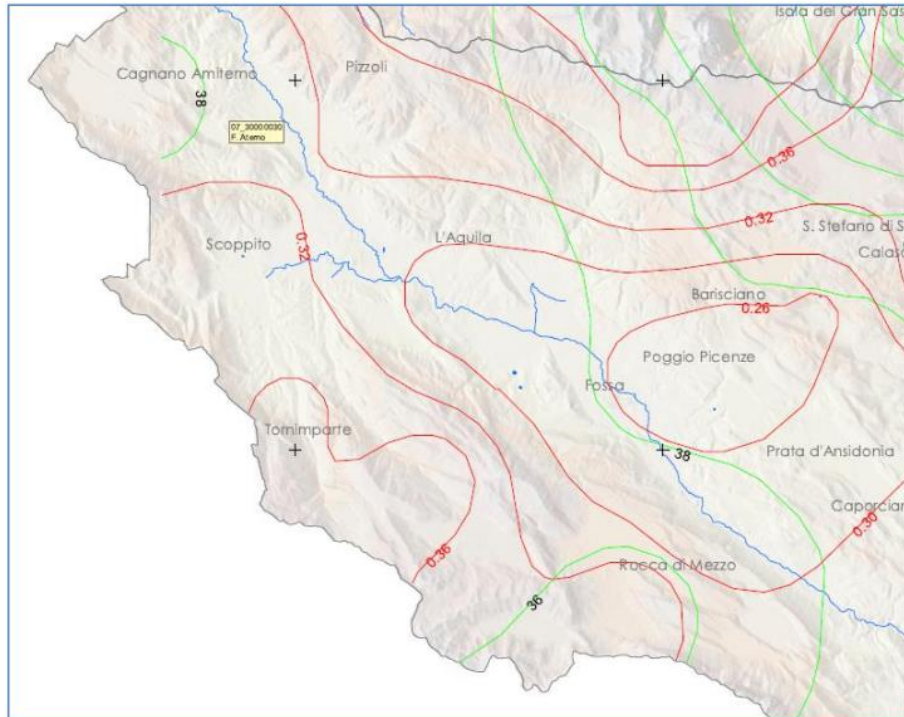


Figura 1: PSDA Abruzzo – Stralcio elaborato CO606 – Parametri a ed n per Tr 20 anni

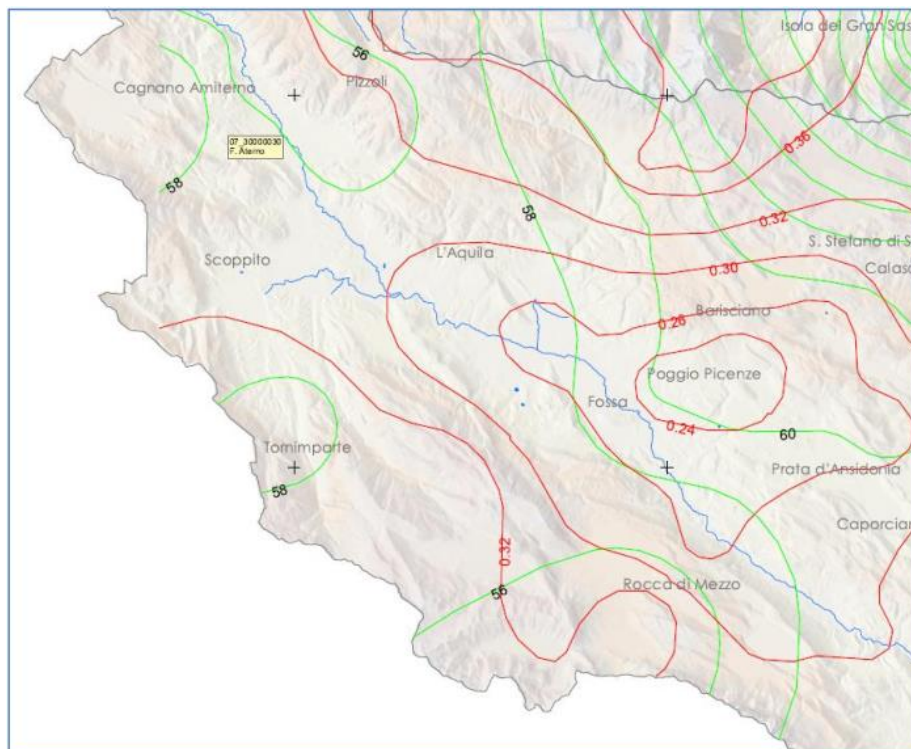


Figura 2: PSDA Abruzzo – Stralcio elaborato CO609 – Parametri a ed n per Tr 200 anni

L'intensità di pioggia è ottenuta con la formula a due parametri:

$$i(t) = a t^{n-1}$$

Dove t rappresenta la durata dell'evento considerato.

Nella seguente tabella si riportano i valori dei parametri a ed n relativi ai tempi di ritorno di 20 e 200 anni e alla zona d'intervento, posizionata poco a sud-est rispetto a Tornimparte.

	Tr (anni)	Tr (anni)
	20	200
a	37	58
n	0.37	0.33

Tabella 2: Parametri a ed n delle curve di pioggia del PSDA per $Tr = 20$ e 200 anni

3.3 Precipitazioni di notevole intensità e breve durata

Il pluviometro più prossimo alla zona d'intervento è quello di Tornimparte. Negli Annali Idrologici sono stati trovati 61 dati relativi alla pioggia massima annuale di durata pari a un'ora ma pochi dati relativi alle piogge brevi (6 per durata pari a 5 minuti, uno per durata pari a 15 minuti e 29 per durata pari a 30 minuti). Inoltre in tali dati non sono presenti serie complete e quindi non è possibile utilizzarli per un'analisi statistica. Dall'analisi di questi dati si può vedere che la massima altezza di pioggia di durata pari a 5 minuti è di 11 mm, mentre quella relativa ad una durata di un'ora è pari a 42.4 mm. Il rapporto tra le due altezze è pari a 0.259, valore inferiore rispetto a quello utilizzato per la determinazione delle curve a tre parametri del VAPI (0.278).

Poiché le misure di breve durata su questo pluviometro sono poche e quindi quanto ottenuto non è statisticamente attendibile, si è deciso di allargare l'analisi recuperando le misure sui pluviometri più prossimi alla zona in esame.

Nella seguente tabella sono riportati, per ogni stazione di misura, il numero di dati disponibili ed il valore massimo per le durate di 5, 15 e 30 minuti e di un'ora. Tali valori saranno utilizzati nel paragrafo relativo alla validazione della Procedura VAPI.

In figura è riportata l'ubicazione dei pluviometri considerati e la posizione del viadotto oggetto di intervento.

Stazione	5 minuti		15 minuti		30 minuti		1 ora	
	Num. Dati	Max	Num. Dati	Max	Num. Dati	Max	Num. Dati	Max
Tornimparte	6	11	1	13.8	29	43	61	42.4
Casamaïna	1	9.6	2	18.2			3	23.4
L'Aquila	4	15	21	29.4	41	36.8	75	43.2
Sella di Corno	4	14.2	6	25.8	10	46.8	15	58.2
Termine	4	8.4	1	12.6	10	35.8	50	46
San Pelino	2	11.6	1	6	1	12	14	27.8
Passo Capannelle			1	4.8	2	12.8	17	31
Rocca di Mezzo	5	16.8	4	27.4	9	36.8	38	52
Balze Santa Lucia	1	6.8			10	32.6	24	59.3
Sorgenti del Peschiera					1	9	2	15.6
	Tot. Dati	Max	Tot. Dati	Max	Tot. Dati	Max	Tot. Dati	Max
	27	16.8	37	29.4	113	46.8	299	59.3

Tabella 3: Misure pluviometriche da Annali Idrografici



Figura 3: ubicazione piezometri prossimi all'area di progetto

3.4 Procedura VAPI

Il progetto VAPI (Valutazione Piene) sviluppato dal *Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche* (GNDCI) del Consiglio Nazionale delle Ricerche [CNR, 1994] ha per obiettivo la valutazione delle piene dei corsi d'acqua italiani, basata su una regionalizzazione delle piogge intense eseguita seguendo una metodologia omogenea su tutto il territorio nazionale. Come detto in precedenza, lo studio dell'area di interesse è riportato nel rapporto sul *Compartimento di Roma e Pescara*. Secondo la procedura VAPI, la regionalizzazione delle piogge intense viene eseguita utilizzando come distribuzione di probabilità la legge TCEV (Two Component Extreme Value), avendo ipotizzato che i massimi annuali delle piogge intense di breve durata siano dovuti a due categorie di fenomeni: quelli che generano gli eventi ordinari, cui compete la maggior parte dei massimi annuali, e quelli, molto più rari, che generano eventi di assoluta eccezionalità, cui competono gli out-liers. In base a recenti acquisizioni della meteorologia mediterranea, questa distinzione troverebbe anche qualche giustificazione fisica nella natura dei fenomeni meteorologici che danno luogo ai diversi tipi di eventi. La componente bassa della TCEV, riferita agli eventi ordinari, è spesso indicata come componente base, mentre la componente alta riferita agli eventi straordinari, è indicata come componente straordinaria. La legge TCEV è, dunque, la distribuzione del massimo valore X di una popolazione composta da due popolazioni distinte d'eventi indipendenti: una componente inferiore E_1 e una componente superiore E_2 , che si verificano entrambe secondo processi poissoniani di parametri Λ_1 e Λ_2 e i cui valori X_1 e X_2 sono distribuiti esponenzialmente con parametri Θ_1 e Θ_2 . La probabilità cumulata TCEV si esprime:

$$P(X) = e^{-\Lambda_1} e^{-\left(\frac{X}{\Theta_1}\right) - \Lambda_2} e^{-\left(\frac{X}{\Theta_2}\right)} \quad (1.1)$$

dove x è il generico valore della variabile X e $P(x)$ è la relativa probabilità cumulata.

I parametri della (1.1) sono:

$$\Lambda_1 = E(N_1)$$

$$\Lambda_2 = E(N_2)$$

dove N_1 e N_2 rappresentano il numero degli arrivi nel tempo unitario nei due processi poissoniani, e:

$$\Theta_1 = E(X_1)$$

$$\Theta_2 = E(X_2)$$

La (1.1) può essere scritta nella forma:

$$P(X) = e^{-\Lambda_1} e^{-\left(\frac{X}{\Theta_1}\right) - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*}} e^{-\left(\frac{X}{\Theta_1}\right)} \quad (1.1')$$

avendo posto:

$$\Lambda^* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\Theta^*}} \quad (1.2)$$

$$\Theta^* = \frac{\Theta_2}{\Theta_1} \quad (1.3)$$

Se la variabile X è distribuita secondo la TCEV:

- il coefficiente di asimmetria ξ dipende soltanto da Λ^* e Θ^* ,
- il coefficiente di variazione γ dipende da Λ^* , Θ^* e Λ_1 ,
- la media μ dipende da tutti e quattro i parametri Λ^* , Θ^* , Λ_1 e Θ_1 e si esprime:

$$\mu = \left[\ln \Lambda_1 + 0.5772 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda^{*j}}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\Theta^*}\right) \right] \Theta_1 = \beta \Theta_1 \quad (1.4)$$

La TCEV è generalmente espressa nella sua forma standardizzata:

$$P(X) = e^{-\Lambda_1} e^{-\frac{\beta}{\mu X} X} - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{-\frac{\beta}{\Theta^* \mu X} X} \quad (1.5)$$

con ovvio significato dei simboli.

Secondo la procedura proposta da Versace e al. (1989) vengono considerati tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- al primo livello regioni omogenee rispetto ai parametri Λ^* e Θ^* , da cui deriva l'omogeneità anche rispetto al coefficiente di asimmetria;
- al secondo livello zone omogenee anche rispetto al parametro Λ_1 , da cui deriva l'omogeneità anche rispetto al coefficiente di variazione;
- al terzo livello sottozone omogenee rispetto alla dipendenza del parametro Θ_1 - e quindi della media - da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

Si procede come segue:

A. al primo livello di regionalizzazione:

- in base ai valori dei coefficienti di asimmetria empirici, s'individuano, in prima approssimazione, delle regioni omogenee;

- in ciascuna regione viene eseguita la stima dei parametri Λ^* e Θ^* con il metodo proposto da Fiorentino e Gabriele (1985), applicando il criterio della massima verosimiglianza a tutte le variabili che ricadono in essa;
- con la legge standardizzata (1.5) si determinano gli intervalli di confidenza, con livello di significatività α , del coefficiente di asimmetria, e si verifica se l'ipotesi di omogeneità è verificata, con quel livello di significatività, per le regioni individuate;
- se tale condizione non è soddisfatta, si modificano le regioni e si riprende la procedura.

B. al secondo livello di regionalizzazione, avendo fissato i valori di Λ^* e Θ^* determinati al primo livello:

- in base ai valori dei coefficienti di variazione empirici, s'individuano, in prima approssimazione, delle zone omogenee;
- si stimano con il criterio della massima verosimiglianza i parametri $\Lambda_{1,i}$ relativi a ciascuna stazione;
- si determinano i coefficienti di variazione della componente base di ciascuna stazione tramite la:

$$\gamma_{1,i} = \frac{1,2825}{\ln \Lambda_{1,i} + 0,57722} \quad (1.6)$$

- in ciascuna zona omogenea si calcola il coefficiente di variazione della zona γ_1 come media dei $\gamma_{1,i}$ relativi a quella zona;
- per ciascuna zona omogenea si calcola la stima di Λ_1 introducendo γ_1 nella (1.6);
- con la legge standardizzata (1.5) si determinano gli intervalli di confidenza, con livello di significatività α , del coefficiente di variazione, e si verifica se l'ipotesi di omogeneità è verificata, con quel livello di significatività, per le zone individuate;
- se questa condizione non è soddisfatta, si modificano le zone e si riprende la procedura.

C. al terzo livello di regionalizzazione, avendo fissato i valori di Λ^* , Θ^* e Λ_1 determinati ai precedenti livelli, per cui risulta fissato il parametro β dato dalla (1.4):

- s'individuano, in prima approssimazione, in base all'andamento della media con la quota z , le sottozone omogenee;
- s'interpolano gli andamenti di $\mu(Z)$ con la legge prescelta, e si verifica l'adattamento;
- se l'adattamento non risulta soddisfacente, si modificano le sottozone e si riprende la procedura.

Per la regionalizzazione italiana si è utilizzato un criterio geografico, ed è sempre stato possibile conservare la continuità territoriale delle aree omogenee.

La distribuzione di probabilità del massimo giornaliero di pioggia h_d si scrive:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_1} e^{-\left(\frac{h_d}{\mu_{hd}}\right)^{\beta}} - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta^* \mu_{hd}}\right)^{\beta}} \quad (1.7)$$

dove con μ_{hd} si è indicato il valore medio delle massime altezze giornaliere.

Sostituendo nella (1.7) il coefficiente di crescita:

$$k = \frac{h_d}{\mu_{hd}} \quad (1.8)$$

Si ottiene:

$$P(k) = e^{-\Lambda_1} e^{-(k\beta)} - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{1}{\Theta^*} k\beta\right)} \quad (1.9)$$

che in forma implicita fornisce la curva di crescita $k(T_r)$ della variabile h_d , dove T_r è il tempo di ritorno di h_d :

$$T = \frac{1}{1-P(k)} \quad (1.10)$$

Nella seguente figura viene indicata l'area interessata dal progetto assieme al codice identificativo della sottozona omogenea al terzo livello di regionalizzazione.

Nella regionalizzazione VAPI dei Compartimenti di Roma e Pescara gli autori del rapporto hanno scelto di utilizzare la procedura standard.

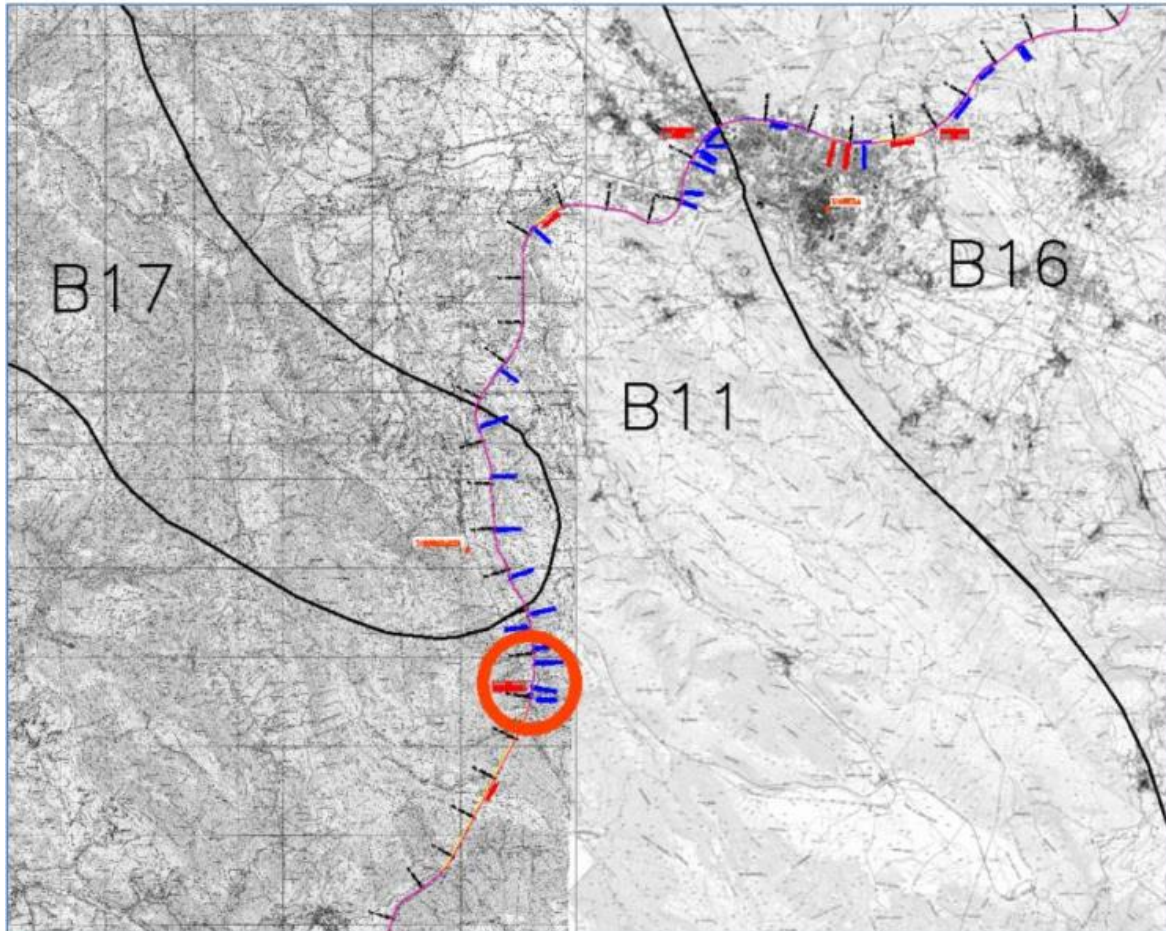


Figura 4: Sottozona VAPI con la posizione del tratto di autostrada oggetto di intervento

3.4.1 Primo e secondo livello di regionalizzazione

Al primo e al secondo livello di regionalizzazione sono state identificate tre regioni coincidenti con le zone omogenee (di cui solamente una - zona B - interessa l'opera in progetto) in cui l'ipotesi della costanza del coefficiente di variazione e del coefficiente d'asimmetria può essere accettata, indicate come:

- zona A (*Tirrenica*), che interessa la fascia del litorale tirrenico e si protende all'interno lungo le valli dei principali corsi d'acqua;
- zona B (*Appenninica*), che interessa l'ampia fascia dell'Appennino propriamente detto, con le propaggini dei colli Albani, e i monti Lepini, Ausoni e Aurunci, nonché, separati da questa zona, i gruppi montuosi nell'entroterra tirrenico a nord-ovest del Tevere (i massicci dell'Amiata e del Cetona con i monti Vulsini; e i monti Cimini con i monti della Tolfa e i monti Sabatini);
- zona C (*Adriatica*), che interessa una ristretta fascia del litorale adriatico e si protende con ristrette lingue lungo le valli dei corsi d'acqua.

I parametri Λ^* e Θ^* , determinati al primo livello di regionalizzazione per la regione d'interesse, sono indicati nella seguente tabella:

Regione	Λ^*	θ^*
B	0,762	1,241

Tabella 4: Parametri del primo livello di regionalizzazione

Il parametro Λ_1 , determinato al secondo livello di regionalizzazione per la zona d'interesse, e la corrispondente funzione β sono indicati nella seguente tabella:

Regione	Λ_1	β
B	22,017	4,359

Tabella 5: Parametri del secondo livello di regionalizzazione

3.4.2 Terzo livello di regionalizzazione

Pioggia indice

Al terzo livello di regionalizzazione sono state individuate delle sottozone omogenee in cui è accettabile l'ipotesi che la media del massimo annuale dell'altezza giornaliera μ_{hd} , che prende il nome di pioggia indice, dipenda linearmente dalla sola quota z :

$$\mu_{hd} = c z + d \quad (1.11)$$

Delle sottozone omogenee individuate quella che interessa le opere in esame è la zona B11, in cui i parametri della regressione con la quota assumono i valori indicati nella seguente tabella.

Sottozona	c [mm/m]	d [mm]
B11	0,02300	35,60075

Tabella 6: Terzo livello di regionalizzazione – parametri della regressione della media sulla quota

Piogge di massima intensità e breve durata

Si è adottata la legge intensità-durata-frequenza (IDF) a tre parametri:

$$i_t(T_r) = \frac{a(T_r)}{(b+t)^m} \quad (1.12)$$

dove:

- b è un parametro di trasformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata t sia dal tempo di ritorno,
- m è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata sia dal tempo di ritorno,
- $a(T_r)$ è un parametro dipendente dal tempo di ritorno, ma indipendente dalla durata.

La (1.12) può essere messa nella forma:

dove $i_0(T_r)$ è l'intensità istantanea con tempo di ritorno T_r . La pioggia indice è data dalla media di i_t , che risulta:

$$\mu_{it} = \mu_{i0} \left(\frac{b}{b+t} \right)^m \quad (1.12')$$

dove μ_{i0} è la media dell'intensità istantanea.

L'esponente m e il parametro di deformazione temporale b sono stati assunti indipendenti dal tempo di ritorno T_r , in modo da imporre il parallelismo sul piano logaritmico delle leggi IDF relative a diversi tempi di ritorno. Per ricavare tali parametri sono state fatte le seguenti ipotesi:

A su tutto il territorio considerato:

a) l'intensità media di 24 ore μ_{i24} è proporzionale all'intensità media giornaliera μ_{id} :

$$\mu_{i24} = \delta \mu_{id} \quad (1.13)$$

dove il coefficiente di proporzionalità è assunto costante su tutto il territorio considerato, con valore $\delta = 1,15$;

b) il rapporto tra l'intensità media della pioggia di 5' e quella della pioggia oraria è costante su tutta l'area esaminata, assunto pari al valore ottenuto dallo studio delle piogge intense della stazione pluviometrica di Roma (Macao):

$$r = \frac{\mu_{i5'}}{\mu_{i1}} = \left(\frac{b+1}{b+0,0833} \right)^m = 3,336$$

da cui si ricava per ciascuna zona omogenea il coefficiente di trasformazione temporale:

$$b = \frac{1-0,0833 r^{1/m}}{r^{1/m}-1} \quad (1.14)$$

B sulle sottozone omogenee identificate per i massimi giornalieri dell'anno:

c) l'intensità istantanea media μ_{i0} è dipendente dalla quota z secondo la relazione:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{hd}(z)}{\bar{\mu}_{hd}} \quad (1.15)$$

dove $\bar{\mu}_{i0}$ e $\bar{\mu}_{hd}$ sono la media sulla sottozona omogenea di μ_{i0} e μ_{hd} .

Da queste ipotesi si ricava per ciascuna sottozona omogenea l'esponente:

$$m = \frac{\ln\left(\frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}}\right)}{\ln\left[1 + \frac{24(r^{1/m}-1)}{1-0,0833 r^{1/m}}\right]} \quad (1.16)$$

La distribuzione di probabilità dell'intensità di pioggia i_t di durata t , allora, si scrive:

$$P(i_t) = e^{-\Lambda_1} e^{-\left[\frac{i_t}{\mu_{i0}(z)} \beta \left(\frac{b+t}{b}\right)^m\right]} - \Lambda_1^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{-\left[\frac{i_t}{\Theta^* \mu_{i0}(z)} \beta \left(\frac{b+t}{b}\right)^m\right]} \quad (1.17)$$

dove con $\mu_{i0}(z)$ si è indicata l'intensità istantanea media della sottozona, dipendente dalla quota z :

$$\mu_{i0}(z) = \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \delta \frac{cz+d}{24} \quad (1.18)$$

Sostituendo nella (1.17) il coefficiente di crescita:

$$k = \frac{i_t}{\mu_{i0}(z)} \left(\frac{b+t}{b} \right)^m$$

si ottiene di nuovo la (1.9).

Nella sottozona d'interesse i valori dei parametri b , m e $\bar{\mu}_{i0}/\bar{\mu}_{i24}$ che compaiono nella (1.17) sono riportati nella seguente tabella.

Sottozona	b (h)	m	$\frac{\bar{\mu}_{10}}{\bar{\mu}_{124}}$
B11	0,10346	0,67822	40,323

Tabella 7: Regionalizzazione delle piogge intense – parametri della sottozona delle relazioni IDF

Il tratto autostradale oggetto di intervento presenta una quota massima pari a circa 1100 m slm, mentre il bacino interferente presenta una quota media pari a 1550 m slm. Nella seguente tabella si riportano i valori dei parametri della curva di possibilità pluviometrica di progetto relativi ai tempi di ritorno di 20 e 200 anni calcolati rispettivamente in relazione alle quote di 1100 e 1550 m slm. L'unico parametro influenzato dalla quota è "a".

	Tr (anni)	Tr (anni)
	20	200
Quota	1100	1550
a	40.755	65.851
b	0.10346	0.10346
m	0.67822	0.67822

Tabella 8: Parametri delle curve di possibilità pluviometrica VAPI

3.5 Validazione VAPI

Scopo di questo paragrafo è validare le curve di possibilità pluviometrica del VAPI mettendole a confronto con quelle riportate nel PSDA per durate comprese tra 30 minuti e due ore e con le misure di forte intensità e breve durata registrate nei pluviometri della zona per durate inferiori ai 30 minuti.

Si fa presente che il tempo di corrivazione con cui si dimensionano gli elementi del sistema di drenaggio di piattaforma può variare tra i 5 ed i 15 minuti. Il tempo di corrivazione del bacino interferente, come si vedrà più avanti, risulta pari a circa 1.4 ore utilizzando Giandotti, come previsto nel PSDA, e a circa 0.7 ore utilizzando la procedura VAPI (media pesata tra Giandotti e Kirpich).

Per quanto riguarda il confronto con le curve del PSDA, l'obiettivo è dimostrare che nell'intervallo sopra citato le leggi di pioggia forniscano valori prossimi tra loro e quindi che le curve del VAPI siano in continuità con quelle del PSDA. Si fa comunque presente che le curve del PSDA, essendo a due parametri, forniscono valori poco attendibili relativamente alle brevi durate.

Nella seguente tabella si riportano i valori di intensità di pioggia ottenuti con il VAPI ed il PSDA per i tempi di ritorno di 20 e 200 anni. Il confronto è riportato anche graficamente.

Durata		Tr = 20 anni			Tr = 200 anni		
ore	minuti	PSDA Abruzzo	VAPI	Variazioni	PSDA Abruzzo	VAPI	Variazioni
0.500	30	57.26	57.40	0.25%	92.28	92.75	0.51%
0.583	35	51.96	52.58	1.20%	83.23	84.96	2.09%
0.667	40	47.77	48.65	1.85%	76.10	78.61	3.30%
0.750	45	44.35	45.38	2.32%	70.33	73.32	4.26%
0.833	50	41.50	42.60	2.64%	65.54	68.83	5.03%
0.917	55	39.08	40.21	2.87%	61.48	64.97	5.67%
1.000	60	37.00	38.12	3.03%	58.00	61.60	6.20%
1.083	65	35.18	36.29	3.14%	54.97	58.63	6.66%
1.167	70	33.58	34.65	3.21%	52.31	55.99	7.04%
1.250	75	32.15	33.19	3.25%	49.95	53.63	7.38%
1.333	80	30.87	31.87	3.26%	47.83	51.50	7.67%
1.417	85	29.71	30.68	3.26%	45.93	49.57	7.93%
1.500	90	28.66	29.59	3.24%	44.20	47.81	8.15%
1.583	95	27.70	28.59	3.21%	42.63	46.19	8.36%
1.667	100	26.82	27.67	3.17%	41.19	44.71	8.54%
1.750	105	26.01	26.82	3.12%	39.87	43.33	8.70%
1.833	110	25.26	26.03	3.07%	38.64	42.06	8.84%
1.917	115	24.56	25.30	3.01%	37.51	40.87	8.97%
2.000	120	23.91	24.61	2.95%	36.45	39.77	9.09%

Tabella 9: Confronto intensità di pioggia PSDA – VAPI

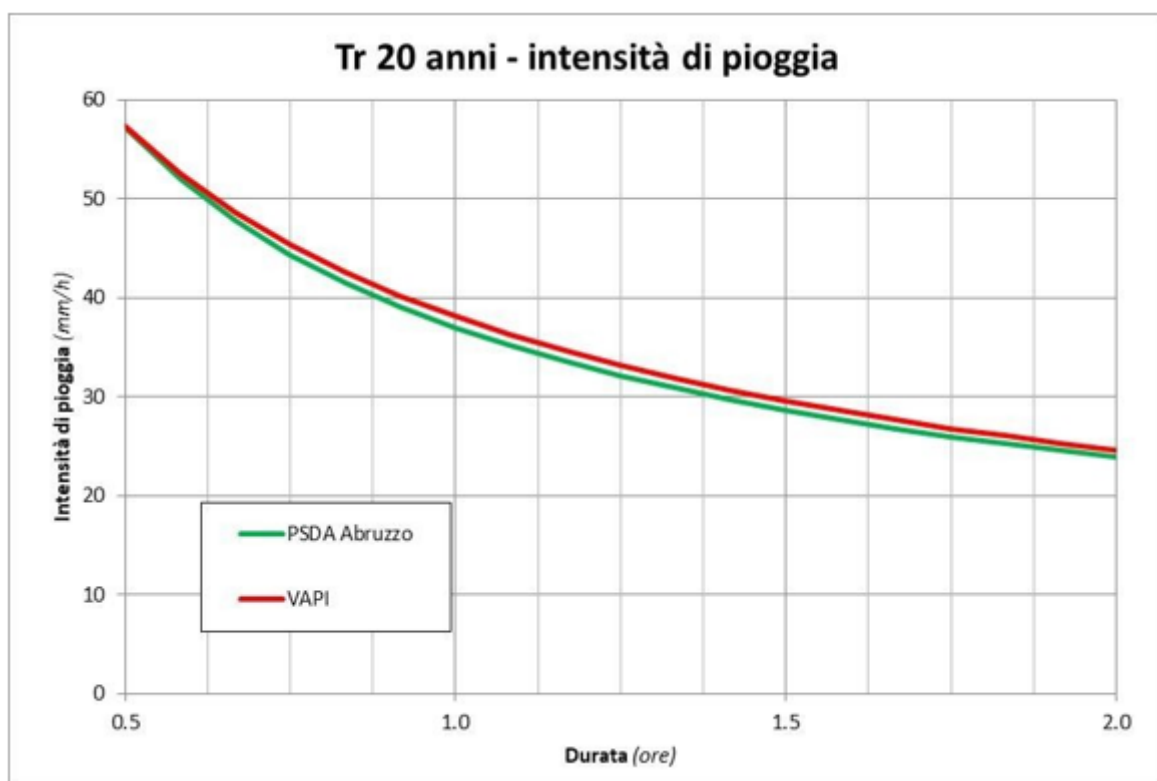


Figura 5: Confronto intensità di pioggia PSDA – VAPI per Tr=20 anni

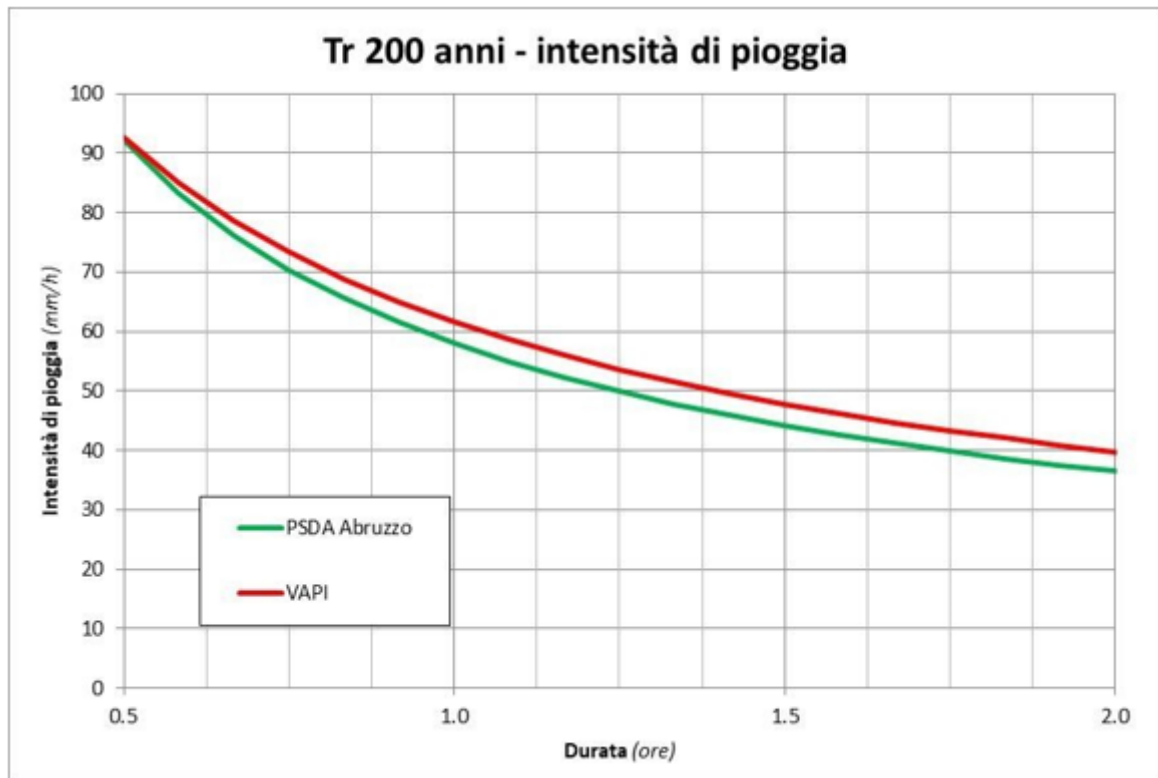


Figura 6: Confronto intensità di pioggia PSDA – VAPI per $Tr=200$ anni

Come si vede dalla tabella e dai grafici sopra riportati, i valori dell'intensità di pioggia ottenuti con la formula del VAPI sono molto simili a quelli ottenuti con la formula del PSDA regionale.

In particolare, il VAPI è sempre più cautelativo rispetto al PSDA con scostamenti che arrivano al massimo al 3.26 % nel caso del tempo di ritorno di 20 anni e al 9.09 % nel caso del tempo di ritorno di 200 anni. Pertanto si può sostenere che la curva del VAPI ripercorre in maniera abbastanza fedele i valori ottenuti con le curve del PSDA nell'intervallo di tempo considerato. Si ricorda che le curve del PSDA non forniscono risultati realistici per durate inferiori ai 30 minuti.

Il secondo aspetto riguarda il confronto con i dati pluviometrici riportati nei paragrafi precedenti. In particolare si vuole dimostrare che per durate inferiori ai 30 minuti l'andamento delle curve del VAPI approssimi bene quello dei dati misurati.

A tale scopo sono stati calcolati i rapporti tra le altezze massime registrate per durate pari a 5, 15 e 30 minuti con quelle massime orarie. Tali rapporti sono poi stati calcolati anche con le curve del VAPI (sono indipendenti dal tempo di ritorno considerato).

La seguente tabella contiene i rapporti sopra citati, dai quali si vede come il VAPI riprenda abbastanza bene l'andamento delle massime altezze di pioggia misurate; in particolare le sottostima del 2 e del 5% per durate pari a 5 e 30 minuti, mentre le sovrastima di poco più dell'8% per durate pari a 15 minuti.

	h_5/h_{ora}	h_{15}/h_{ora}	h_{30}/h_{ora}
Dati pluviometrici	0.283	0.496	0.789
Curve VAPI 1994	0.278	0.541	0.753
D percentuale	1.92%	-8.37%	4.82%

Tabella 10: Confronto dati misurati sui pluviometri con curve VAPI

Nella seguente tabella si riporta invece il confronto tra i rapporti ottenuti con i dati pluviometrici e quelli ottenuti con le curve PSDA relative al tempo di ritorno di 20 anni. Si vede che per durate pari a 5 e 15 minuti il PSDA fornisce valori sovrastimati rispettivamente del 41 e del 21 %.

	h_5/h_{ora}	h_{15}/h_{ora}	h_{30}/h_{ora}
Dati pluviometrici	0.283	0.496	0.789
Curve PSDA	0.399	0.599	0.774
D percentuale	-40.75%	-20.77%	1.95%

Tabella 11: Confronto dati misurati sui pluviometri con curve PSDA

In base a quanto esposto in questo paragrafo, si può sostenere che le curve del VAPI possono essere utilizzate per il dimensionamento del sistema di drenaggio e per il calcolo della portata di piena del Torrente Raio in quanto per durate superiori ai 30 minuti seguono abbastanza fedelmente le curve del PSDA, mentre per durate inferiori seguono l'andamento dei dati registrati sui pluviometri, cosa che non avviene utilizzando le curve del PSDA.

4 Determinazione delle portate del Torrente Raio

In corrispondenza dell'intervento di progetto scorre il tratto iniziale del Torrente Raio, il quale è un affluente di destra del Fiume Aterno, nel quale confluisce nella zona ovest del Comune di L'Aquila. Il corso d'acqua sottopassa l'autostrada all'interno di un tombino scatolare di dimensioni interne pari a 4.5x6.0 m e pendenza del fondo pari al 7.5%. Tale opera, di lunghezza pari a circa 80 m, è già sufficientemente lunga e quindi non è necessario il suo prolungamento.

Nel Piano Stralcio Difesa Alluvioni della Regione Abruzzo sono riportate le portate al colmo del Torrente Raio relativamente al bacino chiuso subito prima della confluenza nell'Aterno. A tale bacino, avente un'area sottesa pari a 227.1 km², è associata una portata al colmo duecentennale pari a 361 m³/s, come riportato dalla seguente tabella, estratta dall'Allegato B_6.1 del PSDA. Tali portate sono state calcolate considerando una percentuale di bacino impermeabile pari al 50 %. Nella seguente tabella sono riportati anche i fattori di crescita utilizzati per il calcolo delle portate al colmo.

Tab.30e Bacino idrografico del fiume Aterno-Pescara. **Sez.RA1** - Fattori di crescita per il calcolo delle portate al colmo mediante analisi statistica diretta e corrispondenti valori di Q_T , coefficienti di deflusso Ψ per l'applicazione del modello razionale e corrispondenti valori di Q_T , curve di riduzione delle portate medie $r_{D,m}$ e corrispondenti portate medie in assegnata durata $Q_{D,T}$.

	$T=20$ anni	$T=50$ anni	$T=100$ anni	$T=200$ anni	$T=500$ anni
K_T	2.48	3.33	3.97	4.62	5.46
Q_T (m ³ /s)- Analisi statistica diretta	194	260	310	361	426
Ψ (-)	-	-	-	-	-
Q_T (m ³ /s)- Modello razionale	-	-	-	-	-

Tabella 12: PSDA: Portate al colmo del Torrente Raio in corrispondenza della confluenza nell'Aterno

Il bacino avente come sezione di chiusura l'imbocco del tombino autostradale presenta un'area molto inferiore (circa 12.3 km²), pertanto non si può utilizzare la portata contenuta nel PSDA. Nella Figura 10 è rappresentato il bacino tracciato su cartografia CTR, mentre nella seguente tabella si riportano le sue caratteristiche.

A_{tot}	12.316	km ²	Area del bacino
L	6.44	km	Lunghezza dell'asta principale
H_{Max}	2000	m slm	Quota massima del bacino
H_0	1095	m slm	Quota in corrispondenza della sezione di chiusura
H_{medio}	1547.5	m slm	Quota media
i_m	0.1405	m/m	Pendenza media

Tabella 13: Parametri caratteristici del bacino

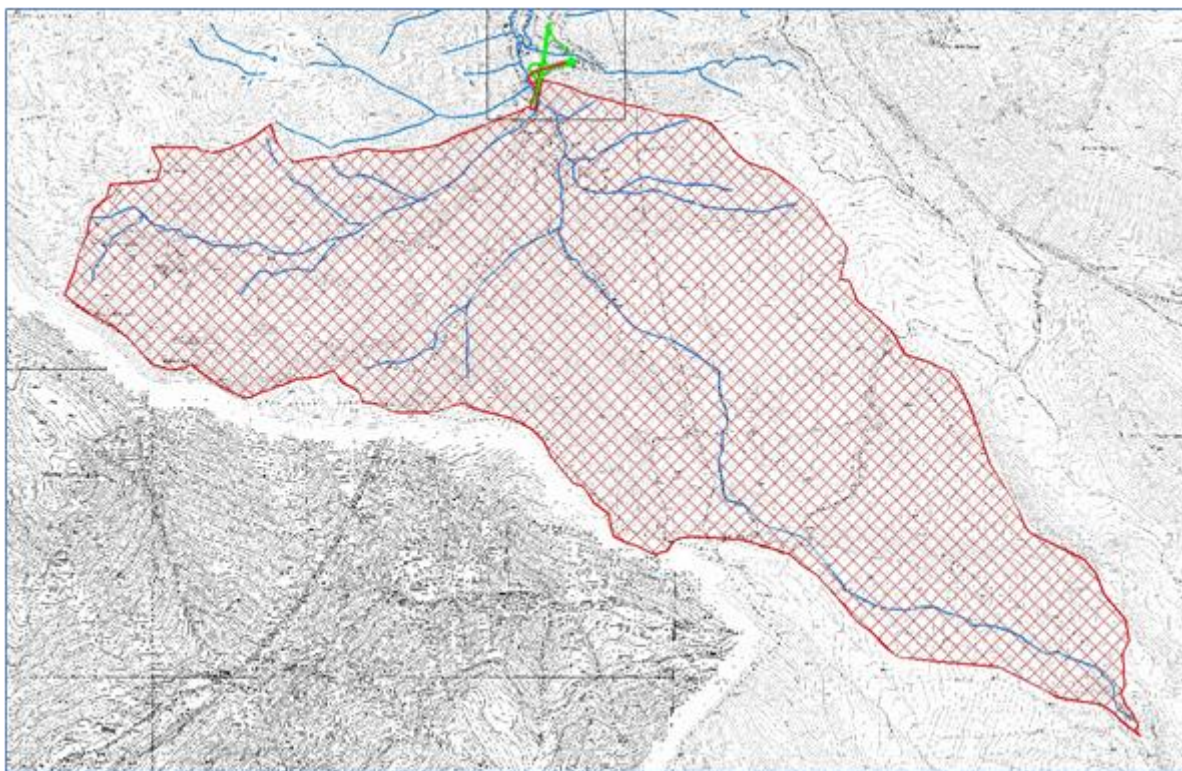


Figura 7: Bacino tracciato su cartografia CTR

Il bacino del Torrente Raio fa parte del bacino del Fiume Aterno-Pescara, ma si trova al confine col bacino del Fiume Tevere. Nel calcolo della portata si è quindi utilizzata sia la procedura di “Regionalizzazione delle Portate” contenuta nel PSDA della Regione Abruzzo che la “Regionalizzazione delle Portate secondo la procedura VAPI” messa a punto da Calenda, Mancini ed altri (2003).

Quest’ultima metodologia è stata sviluppata sull’intero bacino del Tevere e per i corsi d’acqua minori che sfociano a mare nel territorio Laziale e fornisce i valori dei coefficienti di deflusso da utilizzare per il calcolo delle portate. Poiché il bacino del Raio è esterno al bacino del Fiume Tevere, si è applicata la stessa metodologia stimando il coefficiente di deflusso in funzione della geolitologia dei bacini.

Per fare ciò si è utilizzato lo “Schema idrogeologico dell’Italia Centrale” messo a punto da Boni, Bono e Capelli nel 1986. In particolare si è utilizzata la Carta Idrogeologica in scala 1:500.000 che copre l’intera Italia centrale, compreso il territorio dell’AdB Tevere. In questo modo si sono potuti associare i complessi idrogeologici della Regione Abruzzo alle 14 classi di formazione geologica riportati nello studio di Calenda.

Nei prossimi paragrafi si riporta il calcolo della portata di progetto con le due metodologie sopra citate

4.1 Regionalizzazione delle portate secondo la procedura VAPI

Secondo la metodologia proposta da Calenda e altri, la portata di progetto è calcolata con la formula:

$$Q(T) = 278 \cdot \phi(T) \cdot A_b \cdot i(r_b, T) \cdot r(A_b, r_b)$$

In cui:

- T è il tempo di ritorno dell'evento considerato;
- $Q(T)$ è la massima portata al colmo (mc/s) relativa al tempo di ritorno considerato;
- A_b è l'area del bacino (kmq);
- r_b è il tempo di concentrazione o corrivazione del bacino (ore);
- $i(r_b, T)$ è l'intensità di pioggia (m/h) relativa al tempo di corrivazione e al tempo di ritorno T ;
- $\phi(T)$ è il coefficiente di deflusso relativo al tempo di ritorno T ;
- $r(A_b, r_b)$ è il coefficiente di ragguaglio all'area delle piogge.

Di seguito sono meglio dettagliati i parametri che servono per la determinazione della portata di progetto dei singoli bacini interessati.

4.1.1 Tempo di concentrazione

Secondo tale metodologia, il tempo di corrivazione va calcolato con la formula di Giandotti per i bacini aventi superficie superiore ai 75 kmq e con la formula di Kirpich per quelli avente superficie inferiore ad 1 kmq. Tra 1 e 75 kmq il tempo di corrivazione va calcolato come media pesata dei valori ottenuti con le due metodologie. In sintesi si ha:

Per $A_b \geq 75$: $\tau_b = \tau_{bG}$

Per $75 > A_b > 1$: $\tau_b = \tau_{bG} \frac{(A_b - 1)}{74} + \tau_{bK} \frac{(75 - A_b)}{74}$

Per $A_b \leq 1$: $\tau_b = \tau_{bK}$

In cui:

Formula di Giandotti $r_{bG} = \frac{5 \sqrt{A_b + 1.875 \cdot L_b}}{\sqrt{y_m}}$

Formula di Kirpich $\tau_{bK} = 0.93 \cdot \left(\frac{L_b}{\sqrt{y_{max}/L_b}} \right)^{0.77}$

Con:

- L_b lunghezza dell'asta principale del bacino (km);
- y_m altitudine media del bacino rispetto alla sezione di chiusura (m);
- y_{max} altezza del punto più elevato del bacino rispetto alla sezione di chiusura (m).

4.1.2 Intensità di pioggia

Per il calcolo dell'intensità di pioggia si fa riferimento alla legge intensità-durata-frequenza (IDF) a tre parametri riportata nel capitolo Idrologia.

Per ogni tratto di autostrada, per ogni sottozona VAPI è stata considerata una quota media dei bacini in modo da poter utilizzare una formula sola.

Quando un bacino ricade all'interno di più sottozone VAPI, la portata è stata calcolata utilizzando la curva più cautelativa o quella che interessa la maggior parte del bacino

4.1.3 Coefficiente di ragguglio

Per il coefficiente di ragguglio si usa la formula:

$$r = 1 - e^{-1.1 t^{0.25}} + e^{-1.1 t^{0.25} - 0.00386 A_b}$$

In cui t è assunto pari a τ_b , espresso in ore.

4.1.4 Coefficiente di deflusso

La zona indagata dallo studio è stata suddivisa in 14 classi di formazioni geologiche. Queste classi sono state poi accorpate in sei gruppi ad ognuno dei quali è stato associato un valore di coefficiente di deflusso.

La determinazione dei coefficienti di deflusso è stata fatta tarando tali valori sui bacini nei quali sono presenti misurazioni di portata (stazioni idrometrografiche).

Nella seguente tabella si riportano le 14 classi di formazioni geologiche con relativa Classe di regionalizzazione del coefficiente di deflusso.

Codice SIT	Classe reg.	Descrizione
AL2-3	4	Alluvioni recenti limoso-sabbioso-ghiaiose. Depositi fluviali. (Olocene)
DT	1	Detrito di falda. Coni di deiezione. Depositi morenici. (Olocene - Pleistocene)
AL1	6	Sedimenti fluvio-lacustri e fluvio palustri. Alluvioni antiche da argillose a ghiaiose.
TR	1	Travertini. (Pleistocene)
T	4	Vulcaniti (tufi, lava, etc., variamente intercalati). (Pleistocene - Pliocene)
SAM	6	Sedimenti prevalentemente argillosi con intercalazioni di sabbie più o meno argillose. (Pleistocene - Pliocene)
BL	3	Blocchi a pacchi di strati di tipi litologici diversi (calcarei, arenarie, alfoliti, etc...). (Micene inferiore - Cretaceo medio)
AT	2	Arenarie torbiditiche con intercalazioni di argilloscisti e marnoscisti. Banchi di marne ("Macigno" ouct.). (Miocene medio - Ologocene)
CMA	1	Alternanza di marne, calcari e calcari con selce ben stratificati ("Scaglia toscana", "Maiolica", "Diaspri", "Calcari selciferi", "Calcari marnosi rossastri"). (Eocene - Lias inferiore)
DC	1	Depositi carbonatici costituiti da calcari bianchi e grigiastri senza apparente stratificazione, a luoghi carsificati ("Calcere massiccio"). (Lias inferiore)
F	3	Marne, calcari marnosi e alternanza di arenarie e marne ("Marnosa -arenacea"), intercalazioni di calcari detritici e marne Arenacee. Alternanza di strati argillosi ed arenacei a sedimentazione gradata; livelli calcarenitici e conglomeratici ("Molasse"). (Miocene superiore - medio)
F2	5	Come precedente per il bacino del Mignone
C	2	Depositi carbonatici costituiti da calcari detritici talora debolmente carsificati, a volte marnosi (Miocene medio). Depositi costituiti prevalentemente da calcari a luoghi carsificati, con intercalazioni di calcari dolomitici, calcari marnosi e lenti di bauxite (Cretaceo superiore - Lias medio). Depositi carbonatici costituiti da dolomie bianche o grigie stratificate, talora laminate (Lias inferiore - Trias superiore).
LAGO	n. c.	Laghi

Tabella 14: Suddivisione in classi geologiche omogenee e classi di regionalizzazione del coefficiente di deflusso

ϕ_f	Tipo curva	Parametri			$\phi(200)$
		cost	a	b	
ϕ_1	$\phi(T) = cost$	0.01000	-	-	0.01000
ϕ_2	$\phi(T) = cost$	0.12100	-	-	0.12100
ϕ_3	$\phi(T) = a \ln(T) + b$	-	0.01552	0.19048	0.27271
ϕ_4	$\phi(T) = a \ln(T) + b$	-	0.03644	0.15681	0.34988
ϕ_5	$\phi(T) = a \ln(T) + b$	-	0.02647	0.51894	0.65919
ϕ_6	$\phi(T) = a \ln(T) + b$	-	0.01040	0.79570	0.85080

Tabella 15: Parametri per il calcolo del coefficiente di deflusso

Nella seguente tabella è riportata l'associazione tra i complessi idrogeologici contenuti nella Carta Idrogeologica di Boni, Bono e Capelli con le classi di formazione geologica dello studio di Calenda con relative classi regionali del coefficiente di deflusso.

Complessi idrologici - Boni, Bono e Capelli	Codice SIT associato	Classe reg.
Complesso dei depositi detritici di limitato spessore	AL2-3	4
Complesso dei depositi detritici di notevole spessore	AL1	6
Complesso dei travertini	TR	1
Complesso delle vulcaniti	T	4
Complesso delle argille marine	SAM	6
Complesso dei flysch argillosi con intercalazioni litoidi	BL e F	3
Complesso dei flysch arenacei	AT	2
Complesso marnoso-calcarenitico	F	3
Complesso di piattaforma carbonatica	C	2
Complesso del margine della piattaforma carbonatica	BL	3
Complesso dei depositi di scarpata	BL	3
Complesso dei depositi pelagici	CMA	1
Complesso di transizione bacino-piattaforma	CMA	1
Complesso dolomitico	C	2

Tabella 16: Parametri per il calcolo del coefficiente di deflusso

4.1.5 Calcolo della portata di progetto con VAPI

Il bacino del Torrente Raio, chiuso in corrispondenza del tombino autostradale, ricade interamente all'interno della sottozona B11. La quota media del bacino è pari a circa 1550 m slm.

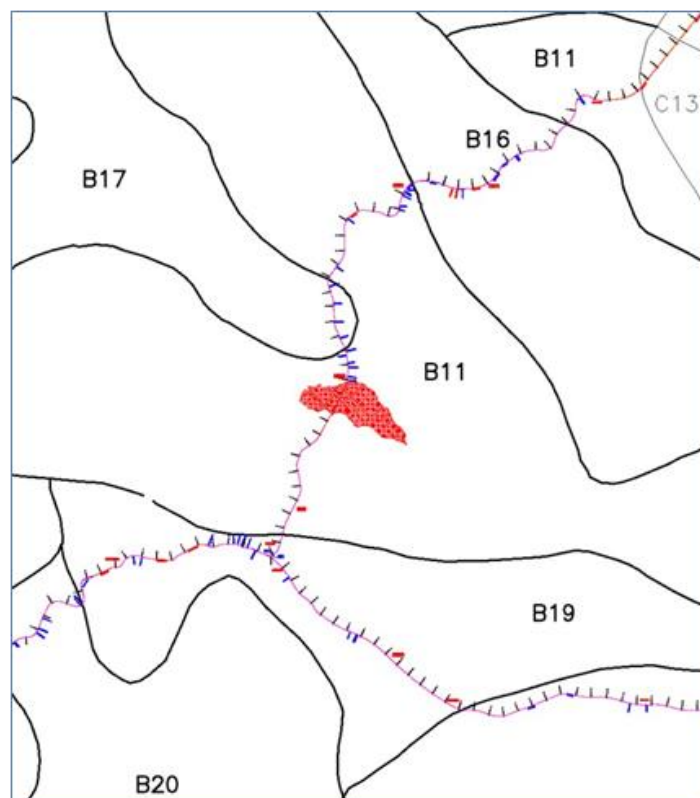


Figura 8: Bacino Torrente Raio su sottozona VAPI

La seguente tabella riporta i risultati del calcolo del tempo di corrivazione del bacino, del coefficiente di ragguglio dell'area e della pioggia di progetto relativa al tempo di ritorno di 200 anni.

Opera	Tempo di corrivazione			Coeff. ragguglio	Sottozona VAPI e quota	Pioggia Tr 200 anni
	Giandotti	Kirpich	VAPI			
	ore	ore	ore			mm/h
Tombino Raio	1.39	0.58	0.71	0.983	B11 - 1550 m slm	76.04

Tabella 17: Calcolo pioggia di progetto (Tr 200 anni)

Sovrapponendo il bacino allo “Schema idrogeologico dell'Italia Centrale” messo a punto da Boni, Bono e Capelli nel 1986, si evince che esso ricade interamente nel “Complesso di piattaforma carbonatica”, al quale gli autori associano un “ruscellamento ridottissimo (inferiore all'1% delle precipitazioni) ed effimero”.

Nella seguente figura si riporta il bacino del Torrente Raio (in blu) e una parte del confine del Bacino del Fiume Tevere (in verde) sovrapposti all'elaborato di Boni, Bono e Capelli.

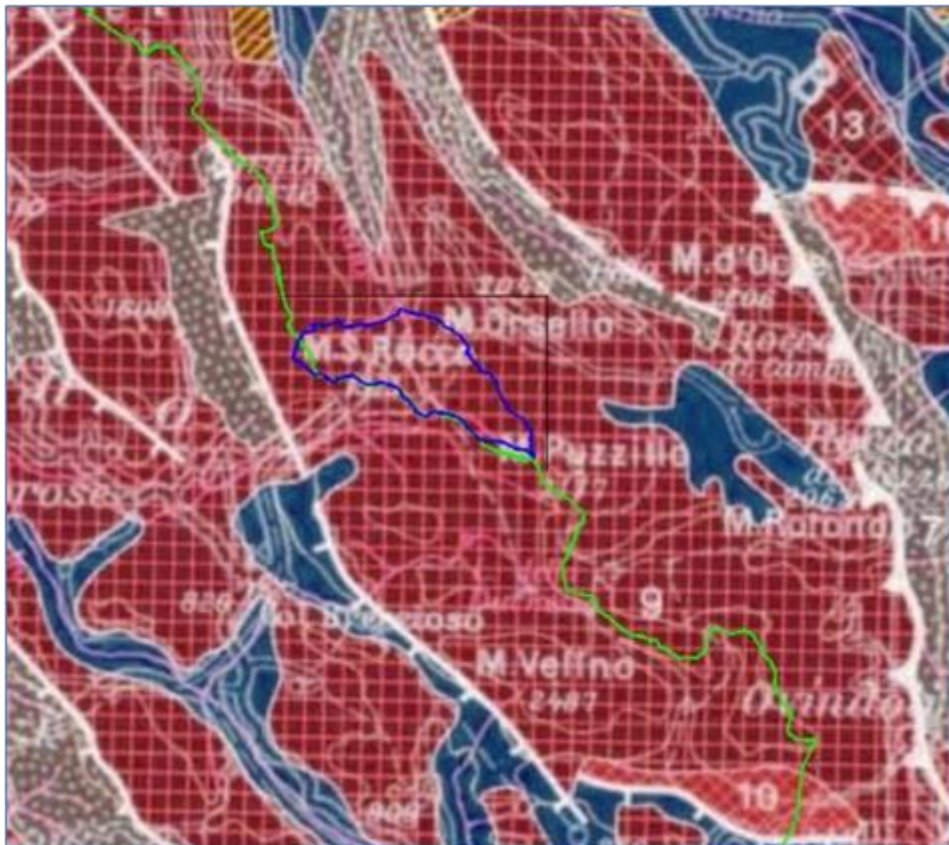


Figura 9: Bacino Torrente Raio su “Schema idrogeologico dell'Italia centrale”



Complesso di piattaforma carbonatica

Successione calcarea (intraobsoletti, oospariti e biomicriti prevalenti) e calcareo-dolomitica di piattaforma subsidente, priva di significative intercalazioni terrigena; sono stati unificati i lembi calcarei miocenici trasgressivi sui carbonati mesozoici. (GIURASSICO p.p. - MIOCENE INFERIORE).

Spessore da poche centinaia a circa 3000 metri.

Questa monotona successione carbonatica, formata da strati di spessore considerevole (mediamente 50 cm) e priva di significative intercalazioni plastiche, ha reagito alle sollecitazioni tettoniche come una massa rigida e fragile. La piattaforma carbonatica è stata interessata da tre successive fasi tettoniche: a) smembramento in grandi settori, divisi da profondi solchi orientati NO-SE, progressivamente colmati da depositi terrigeni (6), (7), (8); b) generale traslazione verso NE con conseguente restringimento dei solchi ed accavallamento dei carbonati sui depositi terrigeni; c) ultima fase marcatamente distensiva, particolarmente attiva in corrispondenza dei solchi preesistenti e lungo la periferia. La piattaforma risulta oggi suddivisa in strutture sufficientemente definite corrispondenti ai diversi sistemi idrogeologici individuati. Le successive fasi tettoniche, diversamente caratterizzate, oltre ad aver determinato l'assetto idrogeologico regionale, hanno sviluppato un particolare tipo di permeabilità che condiziona i caratteri idrogeologici dell'intero dominio. I carbonati di piattaforma sono stati minutamente frammentati da un esteso reticolo di fratture, distribuito in modo uniforme, che solo localmente assume particolare sviluppo. Tali condizioni hanno favorito un processo di infiltrazione particolarmente intenso, ma omogeneamente distribuito, che ha dato origine ad un reticolo carsico, ancora in piena evoluzione, molto esteso e ramificato, ma raramente penetrabile e spettacolare. L'abbondantissima infiltrazione alimenta falde imponenti che saturano la base delle strutture carbonatiche e drenano, con moto lento, verso le grandi sorgenti poste alla periferia dei sistemi carsici, caratterizzate da regimi di portata generalmente molto regolari.

Falde carsiche imprigionate si estendono sotto i depositi fliocoidi (6) e (7) e argillosi (5) rispettivamente nelle depressioni intrappenniniche e nelle zone costiere.

Il ruscellamento è ridottissimo (inferiore all'1% delle precipitazioni) ed effimero; il reticolo di drenaggio, immaturo, non incide le strutture tanto da raggiungere la quota di saturazione. I corsi d'acqua perenni alimentati dalla falda dei carbonati sono una eccezione (Valle dell'Aniene). L'infiltrazione efficace media annua varia localmente da 800 a 1000 mm, in rapporto all'entità delle precipitazioni; la media sull'intero complesso è stata valutata 886 mm.

La precipitazione media annua varia localmente da 1000 a 2000 mm; la media sul complesso è stata valutata 1250 mm.

Queste rocce si estendono, con spessore di alcune centinaia di metri («Calcare massiccio») alla base del (12) e (13).

Figura 10: Stralcio della legenda dello "Schema idrogeologico dell'Italia centrale"

A tale complesso idrogeologico, nella metodologia proposta da Calenda, è associata la classe regionale 2 e quindi un coefficiente di deflusso pari a 0.121. Come si evince dalla seguente tabella, si ottiene quindi una portata di progetto duecentennale pari a 30.94 mc/s.

Opera	Area bacino suddivisa per CLASSI REGIONALI						Coeff. defl. medio	Portata
	1	2	3	4	5	6	ϕ medio	
	km^2	km^2	km^2	km^2	km^2	km^2		mc/s
Tombino Raio	0	12.316	0	0	0	0	0.121	30.94

Tabella 18: Calcolo coefficiente di deflusso e portata di progetto secondo VAPI AdB Tevere (Tr 200 anni)

4.2 Regionalizzazione delle portate secondo la procedura PSDA Abruzzo

La seconda metodologia utilizzata per il calcolo della portata è quella contenuta nel PSDA della Regione Abruzzo. Il calcolo della portata indice, ossia il valore atteso di portata al colmo massima annuale, viene calcolato con la seguente formula:

$$\hat{m}_Q = 0.00858 \cdot A_{imp}^{0.6506} \cdot m_g^{1.4387}$$

Nella quale:

A_{imp} = l'area sottesa classificata come impermeabile secondo le indicazioni del S.I.M.N. (km^2);

m_g = pioggia indice di durata 1 giorno (mm).

Per quanto riguarda il bacino del Raio chiuso in corrispondenza dell'immissione nell'Aterno, lo studio riporta una percentuale di area impermeabile pari al 50%. Ciò è dovuto al fatto che la parte bassa del bacino è fortemente antropizzata e inoltre racchiude complessi idrogeologici più impermeabili quali "Depositi detritici di limitato spessore", "Flysch", "Marne-calcareni" e "Margine della piattaforma carbonatica".

Alla luce di ciò e del fatto che l'intero bacino chiuso in corrispondenza dell'intervento è non antropizzato e ricade all'interno di un complesso idrogeologico molto permeabile, ad esso si può associare una percentuale di area impermeabile pari al 25 % e quindi $A_{imp} = 3.079 km^2$.

La pioggia indice è invece stata valutata nel baricentro del bacino utilizzando le isolinee riportate nella Tavola C0605 del PSDA, dalle quali si è ottenuto un valore pari a 60 mm.

Dai dati sopra riportati si è ottenuto un valore di portata indice pari a 6.45 m³/s.

Le portate relative ai diversi tempi di ritorno si ottengono moltiplicando la portata indice per il Fattore di crescita della Zona Appennica, che è riportato nella Tabella 9 dello Studio Idrologico del PSDA. Nella seguente tabella sono riportati, in funzione del tempo di ritorno, i fattori di crescita e le relative portate al colmo.

Tr anni	Fattore crescita	Q mc/s
5	1.20	7.72
20	2.48	15.99
50	3.33	21.47
100	3.97	25.6
200	4.62	29.79
500	5.46	35.21

Tabella 19: Calcolo portata di progetto secondo PSDA Abruzzo

La portata relativa a Tr=5 anni è stata sfruttata, in via del tutto cautelativa, ai fini del dimensionamento dei tubi tipo Armco, costituenti la sistemazione provvisoria del Torrente Raio durante le operazioni di realizzazione del Viadotto.

4.3 Intervento di progetto

Gli interventi di progetto per il Torrente Raio possono essere così riassunti:

- Sistemazione Provvisoria: durante la costruzione del nuovo Viadotto di Svincolo si prevede una sistemazione del Torrente mediante 2 tubi tipo Armco DN1000 affiancati e rilevato provvisorio per consentire il transito dei mezzi di cantiere. Il tratto "intubato" avrà una lunghezza di circa 30 m a cavallo della nuova pila 6. Il ricoprimento al di sopra della del tubo sarà pari a 1 m circa.
- Sistemazione definitiva: al fine di proteggere la pila 6 del Viadotto in progetto si prevede la realizzazione di una gabbionata di altezza totale pari circa a 3 m che eviterà l'erosione delle opere. L'intervento verrà esteso per circa 20 m a cavallo della pila sopra citata.

4.3.1 Sistemazione provvisoria

Si riportano a seguire il dimensionamento dei tubi Armco unitamente ad una rappresentazione dell'intervento.

Dati di calcolo

D m = Diametro interno del canale
w % = Livello percentuale riempimento del canale
i m/m = Pendenza del canale
k = Coefficiente di scabrezza

Q m³/s = Portata della condotta

Utilizzando 2 tubi si ottiene $Q = 2 \times 4.52 = 9.04 \text{ mc/s} > 7.72 \text{ mc/s}$.

La verifica risulta soddisfatta.

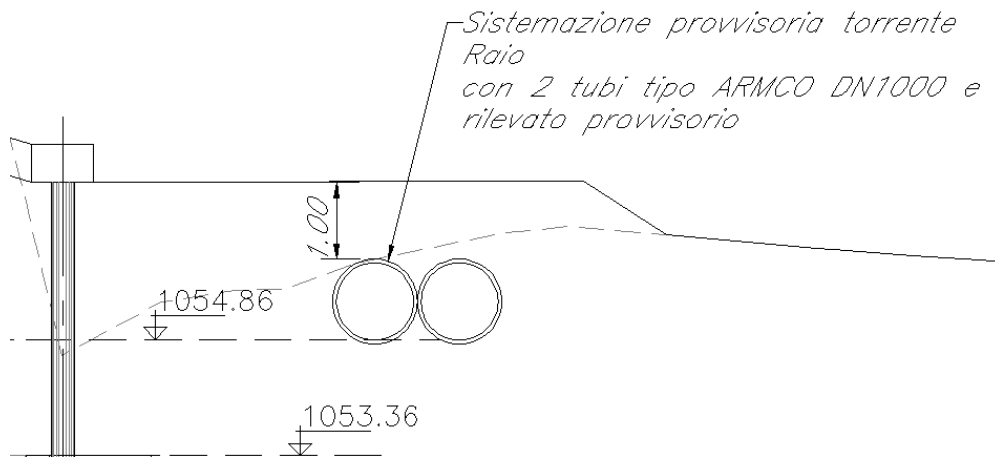


Figura 11: sistemazione provvisoria

4.3.2 Sistemazione definitiva

Si riporta a seguire la rappresentazione grafica dell'intervento.

Si tiene a specificare che tale intervento seguirà il naturale andamento del torrente.

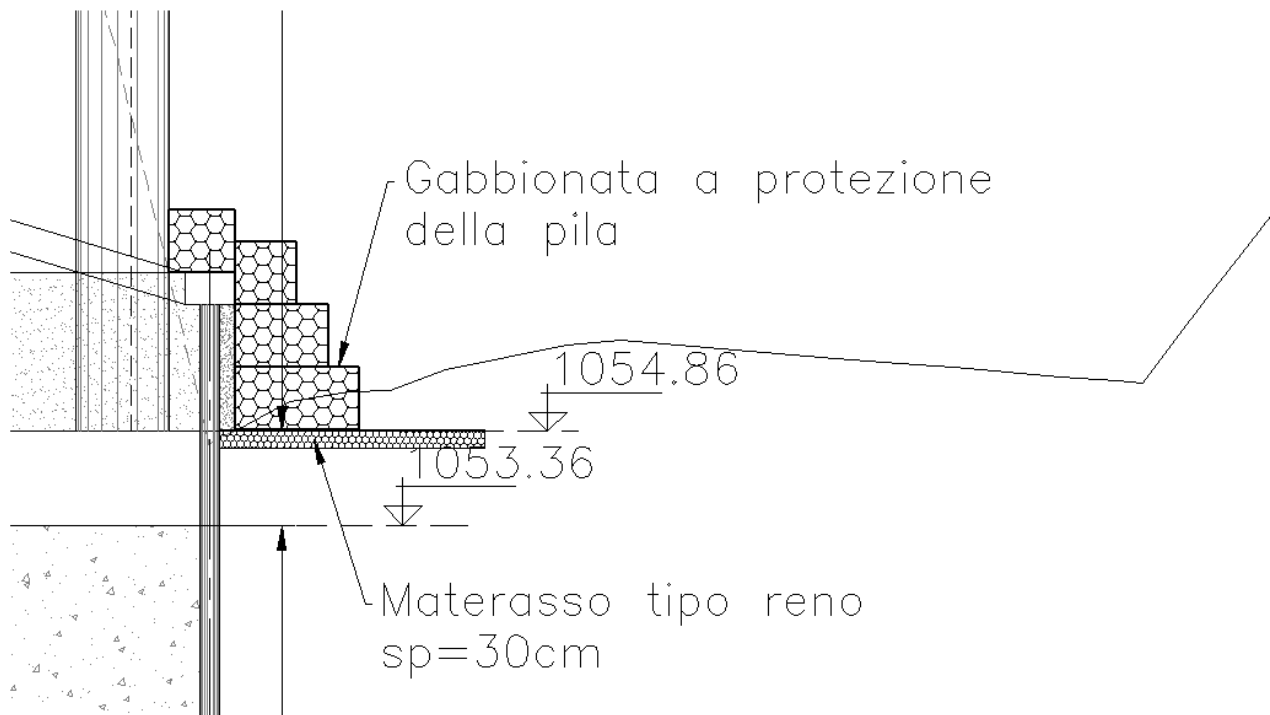


Figura 12: sezione intervento definitivo

5 Sistema di drenaggio

5.1 Introduzione

Nel tratto oggetto di intervento verrà realizzato un nuovo sistema di drenaggio di piattaforma dimensionato in funzione dell'evento meteorico avente tempo di ritorno pari a 20 anni.

Non essendoci una normativa in materia, la scelta del tempo di ritorno sulla base del quale dimensionare gli elementi idraulici del sistema di drenaggio è stata fatta facendo riferimento alla bibliografia tecnica, in particolare a quanto contenuto nel manuale di progettazione "Le opere idrauliche nelle costruzioni

stradali” di Da Deppo – Datei. Nella tabella 1.4 di tale testo viene consigliato di utilizzare un tempo di ritorno compreso tra 10 e 20 anni per il dimensionamento di “cunette o fossi di guardia per strade importanti”.

La raccolta e lo smaltimento delle acque di piattaforma dell’impalcato verranno effettuati per mezzo di caditoie disposte ad interasse minimo di 10 m, con discendente verticale innestato sul cielo di un collettore posto al disotto dello sbalzo di soletta. Le acque così raccolte verranno convogliate nell’impianto di trattamento delle acque di prima pioggia e successivamente recapitate nella canalizzazione esistente attraverso un mezzo tubo in calcestruzzo. Le acque di piattaforma delle rampe B e C di immissione, così come nello stato di fatto, verranno riversate sul suolo mediante embrici prefabbricati e mezzi tubi in PVC, anch’essi disposti ad interasse minimo di 10m. Per quanto attiene il Tronco principale A si prevede la posa in opera di un mezzo tubo in calcestruzzo in testa al muro e realizzazione di un canale trapezoidale in calcestruzzo al piede che permetterà il convogliamento delle acque nella canalizzazione esistente.

Il Torrente Raio costituisce il recapito di tutte le canalizzazioni esistenti.

A seguire una rappresentazione del sistema di drenaggio descritto, per ogni dettaglio si rimanda agli elaborati specifici.

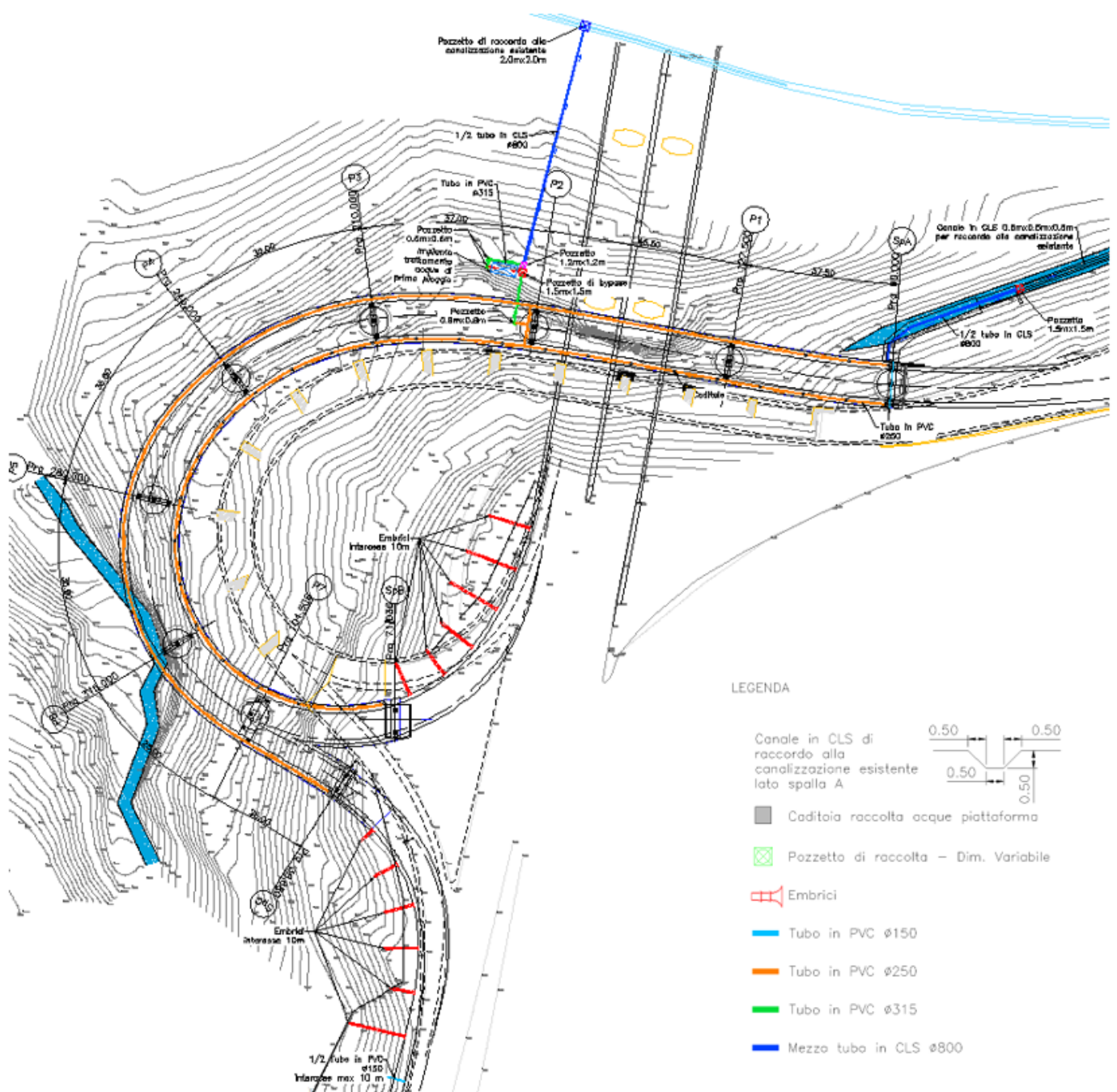


Figura 13: schema rete drenaggio (vedi tavola)

5.2 Dimensionamento Idraulico

5.2.1 Formula razionale

Il modello afflussi-deflussi adottato è quello cinematico o della corrivazione, secondo il quale il massimo dei deflussi si ha in corrispondenza di precipitazioni di durata pari al tempo di corrivazione del bacino τ_c . Il tempo di corrivazione è definito come il *tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura*; se la durata della precipitazione fosse inferiore al tempo τ_c solo una parte del bacino contribuirebbe alla formazione della portata, che risulterebbe pertanto di minore entità; viceversa, se la durata dell'evento fosse maggiore, l'intensità della pioggia sarebbe minore e quindi meno intenso il colmo di piena.

In figura è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di durata, rispettivamente, minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione. Si noti come per un tempo di pioggia pari a quella di corrivazione l'idrogramma di piena assume la forma triangolare.

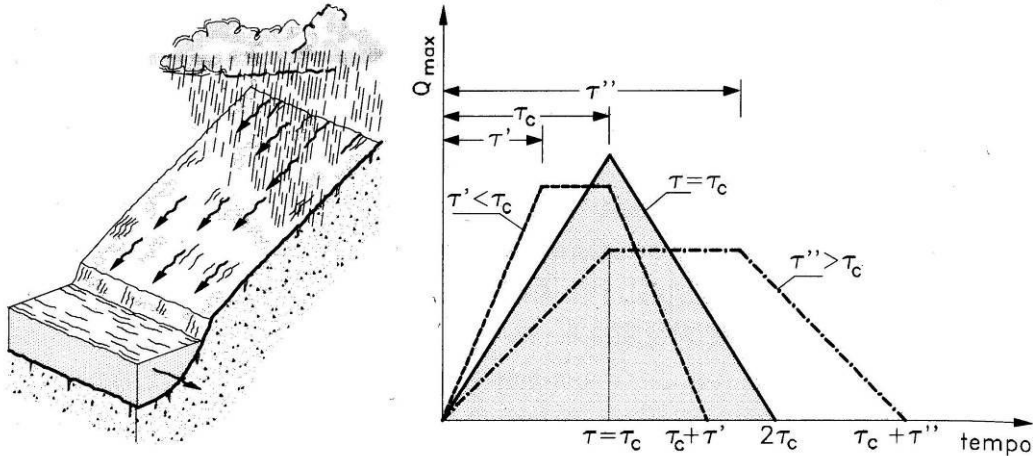


Figura 14: Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione

Il tempo di corrivazione si determina mediante la seguente formula:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di entrata in rete, ossia il tempo massimo necessario alle gocce d'acqua per raggiungere la rete di drenaggio dal punto di caduta (il tempo di entrata è funzione, generalmente, della densità della rete di drenaggio e della natura delle superfici scolanti); t_r è il tempo di traslazione lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo ("asta principale").

Il tempo di ingresso in rete t_a viene posto pari a 5 minuti per tenere in conto il forte effetto d'invaso che si ha all'inizio della precipitazione, mentre il tempo di traslazione t_r alla generica sezione può essere valutato con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_i}$$

dove:

- N: numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione facenti parte dell'asta principale;
- L_i : lunghezza del tronco i-esimo;
- v_i : velocità nel tronco i-esimo.

Nota la curva di possibilità pluviometrica per il tempo di ritorno T prefissato, la massima portata di piena può essere calcolata per ogni sezione di progetto partendo da monte verso valle, determinando per ciascuna di esse l'area drenata e il tempo di corrivazione.

Nell'applicazione del criterio sopra descritto, inoltre, è necessario fare altre due ipotesi fondamentali:

- la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione di un ben determinato tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = \frac{\phi \cdot A \cdot I_d(T)}{1000 \cdot 3600} [m^3/s]$$

in cui:

- ϕ = coefficiente di deflusso, assunto pari a: 0.90 per le superfici impermeabili, 0.60 per le scarpate, 0.3 per le aree verdi;
- A = area del bacino (in m^2);
- $I_d(T)$ = intensità di pioggia (in mm/h), relativa alla durata d per un assegnato tempo di ritorno T .

L'intensità di pioggia, nel caso in esame, verrà calcolata sulla base delle curve di possibilità pluviometrica determinate per la stazione "Isola Del Gran Sasso". Il primo passo necessario è quello di ricondurre la curva di possibilità pluviometrica per il tempo di ritorno di interesse ad una funzione esponenziale del tipo:

$$y = ax^n$$

Dove:

- y : altezza di pioggia (mm);
- x : durata della precipitazione (ore).

Fatto ciò è quindi possibile calcolare l'intensità di pioggia come:

$$I_d(T) = \frac{at_c^{(n-1)}}{1000}$$

Con I_d in m/h e t_c espresso in ore.

Si specifica che i parametri a ed n sono funzione del tempo di ritorno, a tal proposito, nei dimensionamenti esposti nei paragrafi successivi, è stato considerato un tempo di ritorno $Tr = 20$ anni, come anticipato.

5.2.2 Dati pluviometrici

Ai fini del dimensionamento degli elementi costituenti il sistema di drenaggio si è sfruttata la curva di possibilità pluviometrica relativa alla zona B17 del VAPI. I parametri a ed n che descrivono tale curva sono deducibili dal grafico che segue, nel quale sono rappresentate anche la curva ottenuta mediante analisi pluviometrica e quella relativa alla zona B11 del VAPI. Si noti come la curva utilizzata sia di gran lunga la più cautelativa. Tutte le curve sono relative a $Tr = 20$ anni.

Per la trattazione completa relativa alla determinazione delle leggi di pioggia si rimanda al documento allegato.

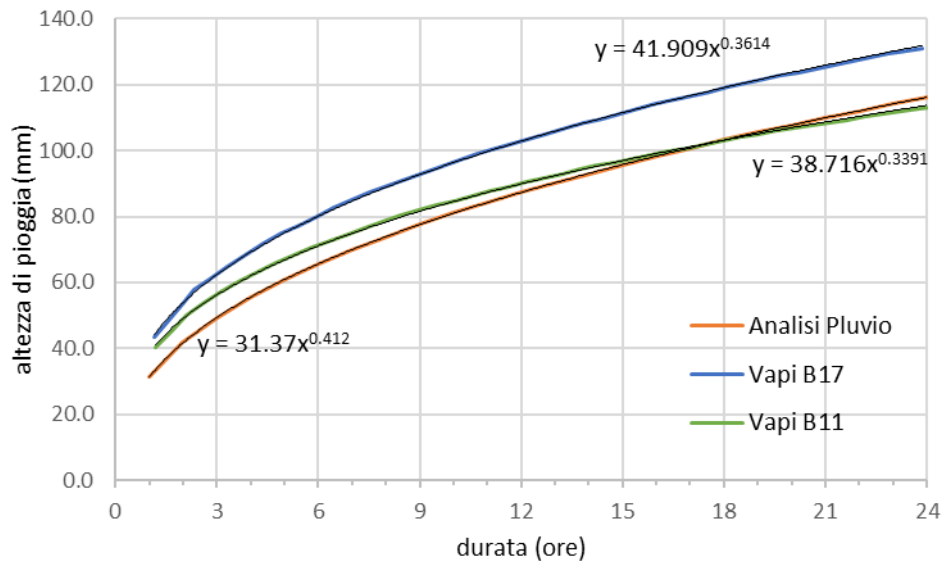


Figura 15: curve di possibilità pluviometrica

5.3 Verifiche idrauliche

La verifica idraulica degli elementi di drenaggio in progetto è stata effettuata ipotizzando condizioni di moto uniforme, si è quindi verificato che il grado di riempimento degli stessi fosse $\leq 70\%$.

La modalità di verifica ipotizzata si articola nelle seguenti fasi:

- 1) Calcolo della max portata (Q_{max}) che l'elemento è in grado di supportare in funzione della pendenza e del grado di riempimento massimo consentito;
- 2) Calcolo della portata di piena (Q) in funzione di un tempo di ritorno di 20 anni;
- 3) Verifica della condizione $Q < Q_{max}$ (verifica sul max riempimento).

Per il calcolo di Q_{max} si è sfruttata la formula di Chezy:

$$Q = k_s \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \cdot A \quad [m^3/s]$$

Dove:

- R indica il raggio idraulico, espresso in m^2 ;
- A indica la sezione idraulica, espressa in m^2 ;
- J indica la pendenza, espressa in m/m ;
- k_s indica il coefficiente di scabrezza di Strickler, espresso in $m^{1/3}/s$, posto pari a 90 per tubazioni in materiale plastico e a 40 per i tubi in cls.

Per il calcolo della portata di piena si è invece sfruttata la relazione riportata in precedenza.

Si riportano a seguire le aree di afferenza degli elementi ritenuti più critici e quindi oggetto di verifica.

Si specifica che il foglio Excel utilizzato ragiona su condotte circolari, pertanto, nella verifica dei mezzi tubi, è risultato necessario limitare il riempimento del tubo al 35% (percentuale riferita al tubo intero), equivalente ad un riempimento del 70% su mezzo tubo.

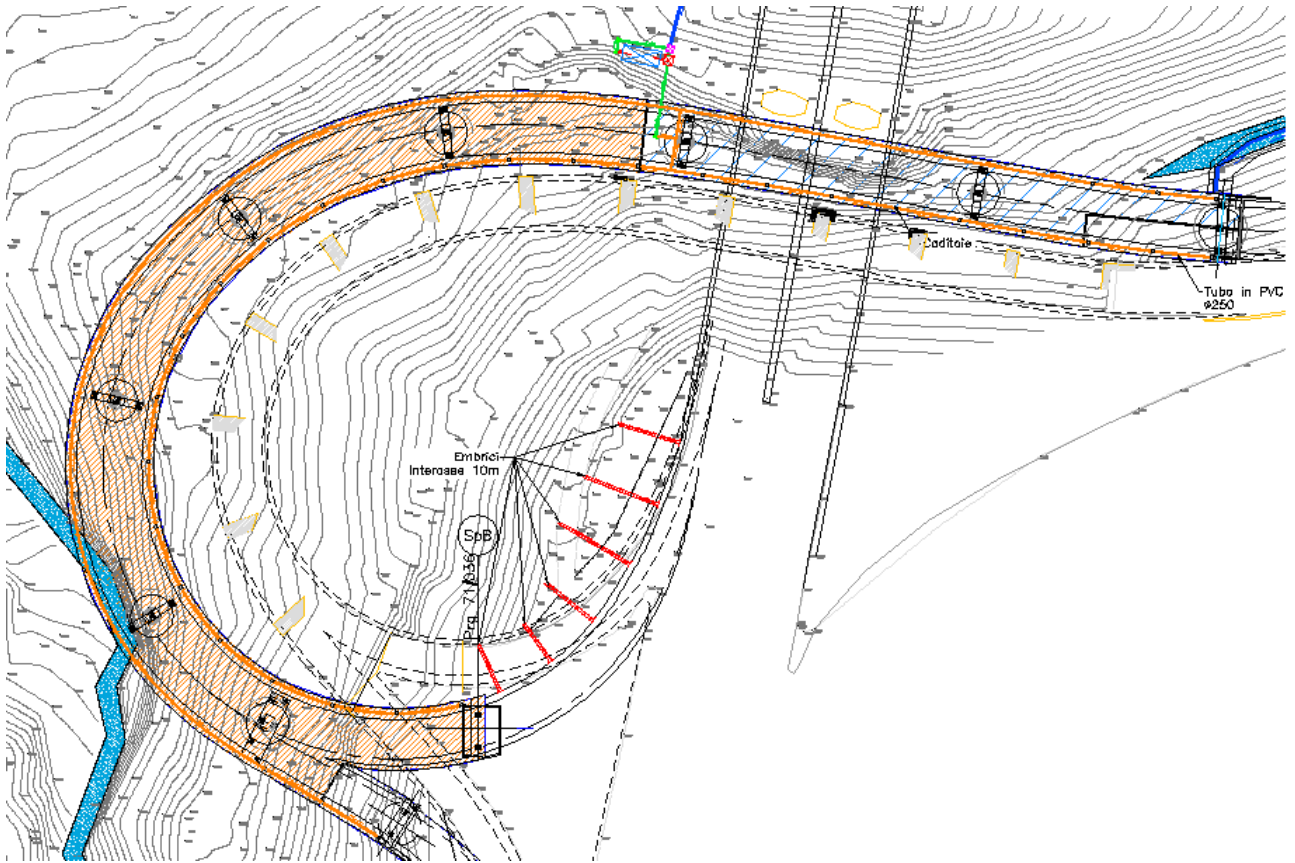


Figura 16: Area drenata elemento 1 = 2400 mq

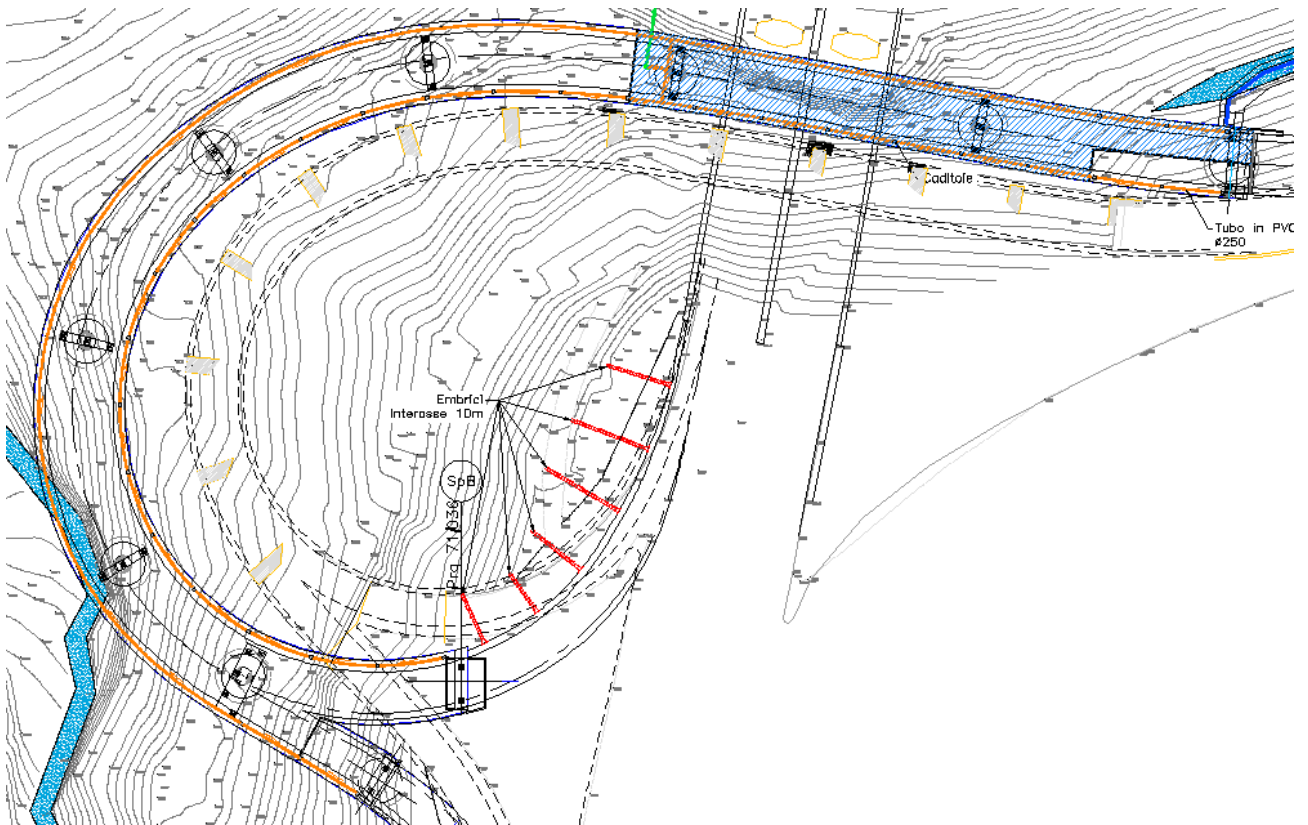


Figura 17: Area drenata elemento 2 = 850 mq

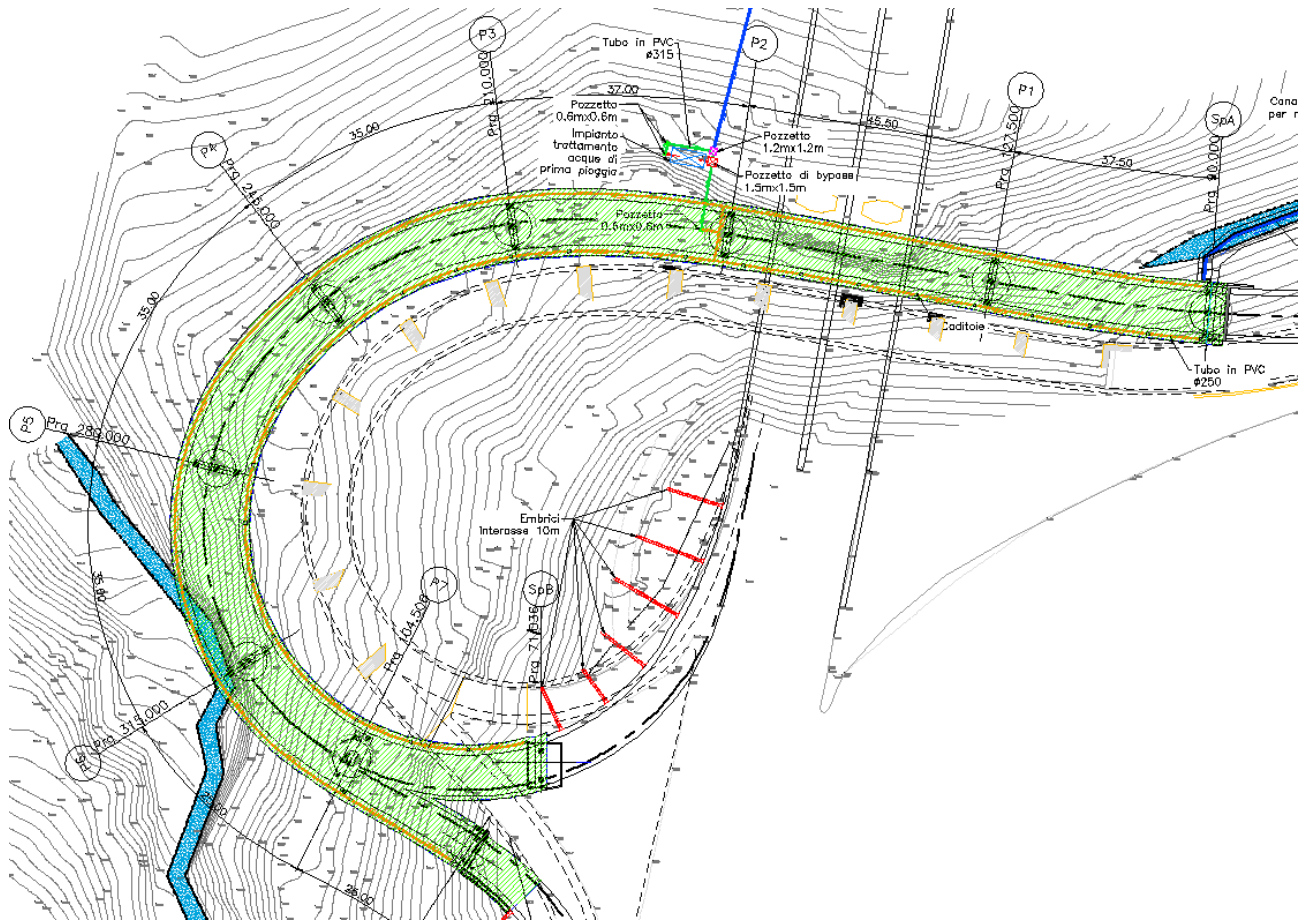


Figura 18: Area drenata elemento 3/4 = 3540 mq

SUPERFICI DRENATE

Elemento	A verde	A Scarpate (in orizzontale)	Superficie pavimentata	Totale
1	0	0	2400	2400 Condotta PVC D250
2	0	0	850	850 Condotta PVC D250
3	0	0	3540	3540 Condotta PVC D315
4	560	0	3540	4100 1/2 tubo CLS D800

Parametri della equazione di possibilità pluviometrica (Tr = 20 anni)

a	mm*h ⁽⁻ⁿ⁾	41.909
n		0.3614

Sezioni circolari condotte

Formula di Gauckler-Strickler

$$V = K_s * RH^{(2/3)} * i^{(1/2)}$$

	scabrezza K _s =	Tubo PVC	1/2 tubo CLS	1/2 tubo CLS	
Pendenza	J (m/m)	0.045	0.02	0.04	0.15
Diametro	D (mm)	250	250	315	800
Riempimento	y/D	0.70	0.70	0.70	0.35
Altezza d'acqua	h (m)	0.175	0.175	0.221	0.280
Sezione liquida	A (mq)	0.03670	0.03670	0.05827	0.15679
Perimetro bagnato	p (m)	0.49558	0.49558	0.62443	1.01288
Raggio idraulico	RH=A/C (m)	0.07406	0.07406	0.09331	0.15479
Velocità media	V (m/sec)	3.367	2.245	3.703	4.466
Portata	Q (mc/sec)	0.124	0.082	0.216	0.700

Tempo di ritardo iniziale	Dtc	ore	0.0833	pari a	5.0	minuti
---------------------------	-----	-----	--------	--------	-----	--------

AREE RAGGUAGLIATE	A verde	(x1.5) Scarpate	Superficie pavimentata
Coeff deflusso	0.30	0.60	0.90

Elemento	mq	mq	mq	Totale mq	Lunghezza condotta L (m)
1	0	0	2160	2160	179
2	0	0	765	765	85
3	0	0	3186	3186	10
4	168	0	3186	3354	56

Elemento	Diametro condotta	Velocità media V (m/sec)	Tempo di corrivazione Dtc+L/V (ore)	Intensità di pioggia (m/h)	Portata Q (mc/sec)
1	250	3.37	0.0981	0.185	0.111
2	250	2.25	0.0939	0.190	0.040
3	315	2.62	0.0992	0.183	0.162
4	800	4.47	0.1026	0.179	0.167

VERIFICHE

Elemento	Diametro	Q (mc/sec)	Qmax (mc/sec)	Verifica Q<Qmax
1	250	0.111	0.124	OK
2	250	0.040	0.082	OK
3	315	0.162	0.216	OK
4	800	0.167	0.700	OK

Si specifica che nella verifica dell'elemento 4 è stato considerato anche l'ulteriore contributo di portata fornito da una fascia di terreno di larghezza 10 m a cavallo del mezzo tubo in cls (considerata come area verde).

5.4 Dimensionamento impianto di prima pioggia

Il trattamento delle acque di dilavamento superficiale verrà effettuato per mezzo di un impianto di prima pioggia con funzionamento in discontinuo, costituito dai seguenti elementi:

- Vasca di accumulo;

- Vasca di sedimentazione/disolazione;
- Pozzetto di by-pass.

Le suddette vasche saranno prefabbricate in C.A.V. garantite alla tenuta stagna.

La sezione di disolazione sarà idonea al trattamento delle acque meteoriche contenenti idrocarburi e permetterà lo scarico delle acque nel rispetto dei limiti relativi al D.Lgs. 152/06 per scarico in acque superficiali.

In questa sede è stato calcolato il volume minimo della vasca di accumulo, considerando una superficie drenata di 3540 mq (vedi figura successiva) e un'altezza di prima pioggia pari a 5 mm.

Superficie drenata = 3540 mq

H prima pioggia = 5 mm

Volume minimo vasca accumulo = $3540 \cdot 0.005 = 17.7 \text{ mc}$

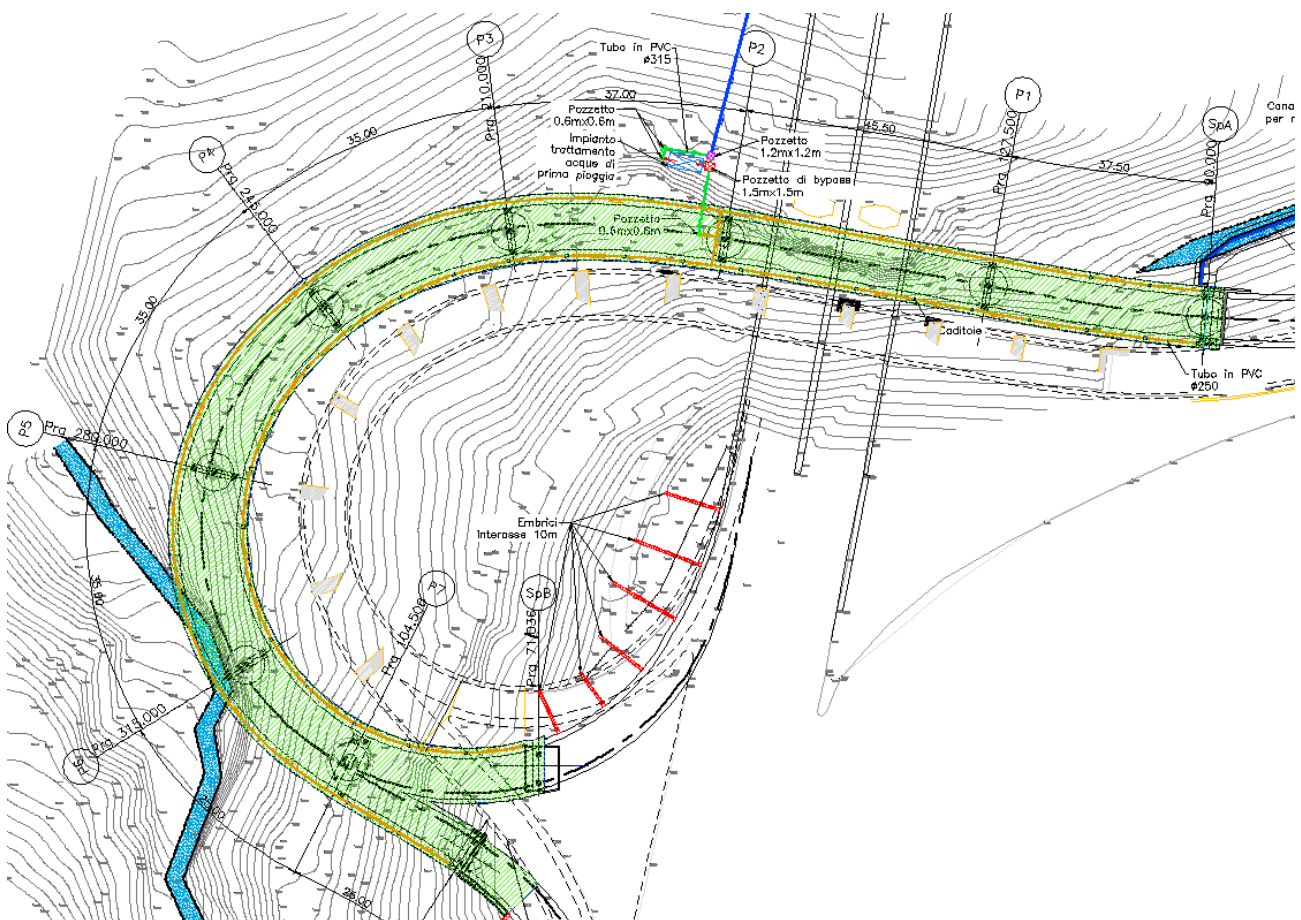


Figura 19: Superficie drenata impianto di prima pioggia

Si riporta a seguire una sezione tipologica dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia in discontinuo. Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato specifico.

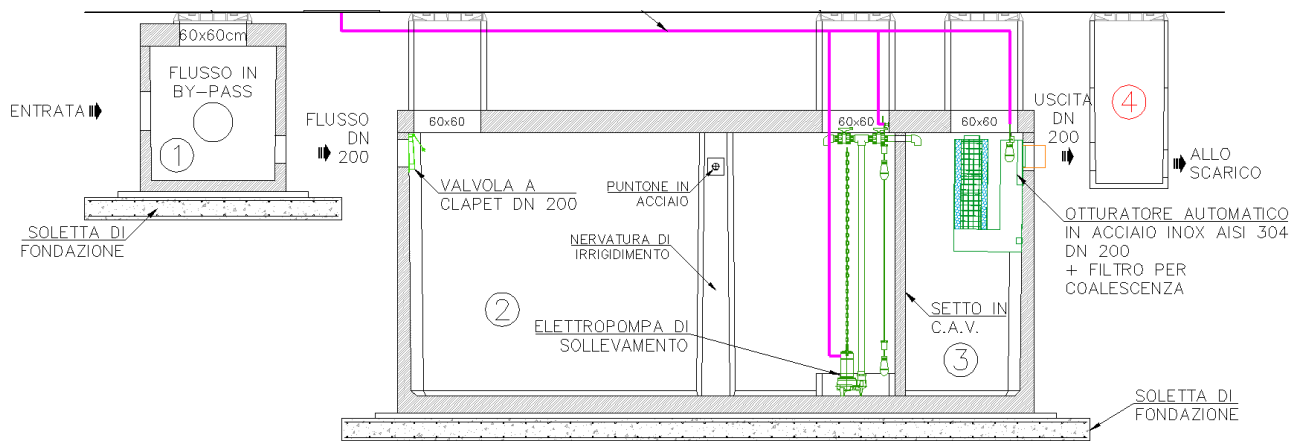


Figura 20: Tipologico impianto di prima pioggia in discontinuo

6 Considerazioni conclusive

Il presente studio riassume e commenta i risultati del rilievo idrologico e idraulico, nonché dei dimensionamenti idraulici delle opere in progetto, realizzati dalla scrivente su incarico della società Strada dei Parchi (SDP), per la Progettazione Definitiva relativa agli interventi di demolizione e ricostruzione fuori sede del nuovo viadotto di svincolo di Tornimparte, sull'Autostrada A24 Roma-L'Aquila Teramo.

I rilievi eseguiti non hanno messo in evidenza la presenza di acqua nei piezometri installati nell'area di studio.

Dal punto di vista idrologico e idraulico, nell'area di diretto interesse progettuale, non sono stati individuati fenomeni riferibili alle acque di scorrimento superficiale, tali da determinare condizioni di rischio a danno delle opere in progetto. Tale dato è altresì confermato dall'esame delle cartografie del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico PAI dell'Autorità dei Bacini Regionali ed Interregionali del Fiume Sangro, dalle quali risulta che nel settore occupato dove saranno realizzate le opere in progetto, non sono presenti forme prodotte da processi di instabilità correlabili all'azione delle acque di scorrimento superficiale.

Tuttavia, sono previsti interventi di protezione delle pile e relative fondazioni sia in fase provvisoria che definitiva.

Inoltre, si noti come il sistema di drenaggio previsto sia tale da consentire il transito delle portate di progetto con adeguati margini di sicurezza.

APPENDICE A – METODO CALCOLO CURVE POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

La metodologia utilizzata per il calcolo delle curve di possibilità pluviometrica è quella che prevede il tracciamento delle curve di caso critico, e successivamente la caratterizzazione statistica delle altezze di pioggia oraria.

Le curve di caso critico rappresentano le massime altezze annue di precipitazione (in mm di pioggia) misurate relativamente alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Indicate con M il numero delle durate prefissate ($j = 1, 2, \dots, M$) in base al quale si intende tracciare le curve, e con N il numero degli anni di osservazione ($i = 1, 2, \dots, N$), si ottengono M serie di N valori empirici $h_i(t_j)$. Ordinata ogni serie M in senso decrescente, si ottengono, così, M serie di N valori empirici di altezze di pioggia $h_i(t_j)$ ordinati in senso decrescente, in cui i valori contrassegnati dallo stesso indice i prendono il nome di i -esimo caso critico; le linee che uniscono i punti rappresentativi dello stesso caso critico (per M durate t_j diverse) prendono il nome di curve di caso critico delle altezze di precipitazione. Le curve così determinate presentano un andamento irregolare che varia notevolmente da caso a caso; ai fini pratici è utile regolarizzare gli andamenti delle curve empiriche con curve analitiche interpolatrici del tipo:

$$h(t) = a t^n \quad (1)$$

valida per le altezze di pioggia, o l'equivalente, valida per le intensità:

$$i(t) = a t^{n-1} \quad (2)$$

Volendo regolarizzare gli andamenti dei valori empirici delle altezze di pioggia, si linearizza la (1) passando alla forma logaritmica:

$$\log h(t) = n \log t + \log a \quad (3)$$

Ponendo poi $y(x) = \log h(t)$, $x = \log t$, $\alpha = n$, $\beta = \log a$, si ottiene la forma semplificata:

$$y(x) = \alpha x + \beta \quad (4)$$

che rappresenta l'equazione di una retta.

Per determinare, per ogni i -esimo caso critico dei valori empirici, gli i -esimi α_i e gli i -esimi coefficienti β_i della i -esima curva interpolante:

$$y_i(x_j) = \alpha_i x_j + \beta_i, \quad (5)$$

si è utilizzato il metodo dei minimi quadrati, imponendo, cioè, che essi assumano valori tali da rendere minima, per ogni caso critico, la somma dei quadrati degli scarti tra i valori empirici (osservati) $y'_i(x_j)$ ed i corrispondenti valori $y_i(x_j)$ della retta interpolante:

$$S_i = \sum [y_i(x_j) - y'_i(x_j)]^2 = \sum [\alpha_i x_j + \beta_i - y'_i(x_j)]^2 \quad (6)$$

Derivando la (6) rispetto ai coefficienti α_i e β_i , uguagliando a zero tali derivate e risolvendo il sistema delle due equazioni nelle due incognite α_i e β_i si ottiene:

$$\alpha_i = \frac{\sum (x_j - \bar{x}) y'_i(x_j)}{\sum (x_j - \bar{x})^2} \text{ e } \beta_i = \bar{y}'_i - \alpha_i \bar{x} \quad (7)$$

Dove \bar{y}'_i e \bar{x} sono le medie, rispetto alle M durate j , dei valori empirici $y'_i(x_j)$ e dei valori x_j delle durate stesse:

$$\bar{y}'_i = \frac{1}{M} \sum y'_i(x_j) \text{ e } \bar{x} = \frac{1}{M} \sum x_j \quad (8)$$

Per ogni caso critico, determinati i coefficienti α_i , si ottengono immediatamente i coefficienti n_i , mentre per ottenere i coefficienti β_i basta invertire la $\beta_i = \log a_i$.

Con questo metodo può accadere che le rette rappresentanti i casi critici si incrocino; per ovviare a tale inconveniente si è imposto a priori il parallelismo tra le rette interpolatrici, imponendo, cioè, che esse abbiano tutte lo stesso coefficiente angolare:

$$y_i(x) = \alpha x + \beta_i, \quad (9)$$

In tal caso i coefficienti β_i e l'unico valore di α possono essere determinati imponendo che essi assumano valori tali da rendere minima la somma dei quadrati degli scarti tra i valori empirici $y'_i(x_j)$ ed i corrispondenti valori $y_i(x_j)$ delle rette interpolanti, per tutti i casi critici contemporaneamente:

$$S = \sum \sum [y_i(x_j) - y'_i(x_j)]^2 = \sum \sum [\alpha x_j + \beta_i - y'_i(x_j)]^2 \quad (10)$$

Derivando la (10) rispetto ai coefficienti α e β_i , uguagliando a zero tali derivate e risolvendo il sistema di due equazioni nelle incognite α e β_i si ottiene:

$$\alpha = \frac{\sum \sum (x_j - \bar{x}) y'_i(x_j)}{N \sum (x_j - \bar{x})^2} \quad \text{e} \quad \beta_i = \bar{y}'_i - \alpha \bar{x} \quad (11)$$

Per la determinazione della frequenza empirica di non superamento si è utilizzata l'espressione di Weibull.

Successivamente si sono inseriti i parametri della distribuzione di Gumbel

$$P[h(t)] = e^{-e^{-\alpha[h(t) - x_{01}]}} = e^{-e^{-\alpha_1 t^{-n} (a t^n - x_{01} t^n)}} = e^{-e^{-\alpha_1 (a - x_{01})}} = P(a) \quad (12)$$

relativi alla distribuzione delle altezze orarie di pioggia, per associare a ciascun tempo di ritorno il valore del parametro a che compare nella (1) e nella (2). I parametri della distribuzione di Gumbel si stimano in funzione di media e varianza secondo le note espressioni:

$$\alpha_1 = \frac{1,2825}{\sigma_1}$$

$$x_{01} = \mu_1 - 0.45006\sigma_1$$

APPENDICE B – CONFRONTO LEGGI DI PIOGGIA: TORNIMPARTE

La stazione pluviometrica di Tornimparte è quella più prossima alla zona di intervento. Tale pluviometro è rimasto in funzione solo fino al 2002, quindi non è stato possibile verificare se vi sia stato un recente incremento nei valori delle intensità di pioggia.

Nella seguente tabella si riportano, i dati di pioggia massimi annuali relativi alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, mentre in quella successiva sono riportati i casi critici ordinati.

Anno	Durata (h)					Anno	Durata (h)				
	1	3	6	12	24		1	3	6	12	24
1933	17.8	32.4	40.8	50.0	70.2	1968	34.0	47.6	47.6	49.6	73.6
1934	26.4	37.0	39.4	48.5	55.6	1969	21.0	22.0	32.6	57.0	77.8
1935	33.0	43.0	68.0	75.4	90.0	1970	23.2	32.0	32.0	42.0	48.6
1938	20.0	28.6	51.2	69.0	81.2	1971	34.8	35.8	36.0	42.0	71.8
1940	9.8	23.4	44.4	65.4	72.4	1973	19.2	21.4	22.0	26.6	32.6
1941	9.6	24.4	31.0	35.2	58.2	1974	15.0	20.5	21.0	31.5	44.0
1942	13.0	24.6	33.0	33.0	60.0	1975	20.4	22.6	28.8	50.4	59.4
1943	12.4	30.0	46.0	90.4	128.6	1976	15.0	20.8	24.8	43.4	61.6
1944	12.4	22.8	40.6	59.2	73.6	1977	16.8	27.0	41.0	51.0	57.6
1945	18.2	27.0	27.4	41.6	46.6	1978	31.4	34.0	34.0	45.0	56.0
1946	38.4	38.4	40.0	53.4	66.0	1979	18.0	30.0	44.6	53.6	90.2
1947	20.2	26.2	36.8	61.2	74.6	1980	20.0	54.0	72.0	88.6	90.2
1948	25.2	31.2	35.4	41.8	57.2	1981	14.0	38.0	53.0	79.4	88.2
1949	15.6	30.0	42.2	62.2	85.4	1982	22.2	25.2	39.0	87.6	92.8
1950	18.0	23.8	37.4	55.8	79.6	1983	16.0	23.6	45.0	58.8	72.4
1951	29.6	29.6	30.2	43.0	53.0	1984	13.4	26.4	40.4	62.0	62.0
1952	19.6	25.0	44.8	71.0	88.0	1986	21.6	27.0	37.4	50.6	53.2
1953	14.0	16.6	26.6	38.6	48.6	1988	26.0	52.2	78.0	95.0	103.4
1954	15.6	20.0	29.0	41.6	41.6	1989	42.4	50.4	50.6	63.0	96.0
1955	38.0	44.6	45.0	45.0	57.0	1990	16.8	31.0	53.0	86.8	108.6
1957	11.8	20.2	29.2	35.6	60.8	1991	40.4	41.6	49.4	80.0	104.2
1958	16.6	23.0	35.6	59.8	82.0	1993	26.2	33.0	55.4	73.4	77.4
1959	17.2	27.2	40.0	59.8	73.6	1994	16.0	30.0	43.0	75.8	104.0
1960	17.0	23.6	36.0	48.0	59.4	1995	26.0	41.6	51.0	65.0	95.2
1961	16.6	27.8	50.6	76.6	102.4	1996	25.6	40.0	56.6	61.4	80.0
1962	19.0	26.8	35.6	49.2	74.4	1997	23.0	40.4	53.0	72.0	85.0
1963	29.6	35.4	36.2	53.8	88.4	1999	22.8	33.4	51.0	95.2	161.4
1964	20.8	28.4	40.4	58.4	72.8	2000	13.6	24.8	39.2	65.4	101.2
1965	16.6	24.6	37.6	60.0	79.8	2001	13.4	30.8	44.6	50.6	65.8
1966	23.2	26.6	32.0	42.4	68.0	2002	28.0	32.6	33.6	34.0	47.0
1967	22.6	23.2	40.4	67.6	85.6						

Tabella 20: Tornimparte – massimi annuali relativi alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore

Casi	Durata (h)					Casi	Durata (h)				
	1	3	6	12	24		1	3	6	12	24
1	42.4	54.0	78.0	95.2	161.4	32	19.2	27.8	40.0	55.8	73.6
2	40.4	52.2	72.0	95.0	128.6	33	19.0	27.2	39.4	53.8	72.8
3	38.4	50.4	68.0	90.4	108.6	34	18.2	27.0	39.2	53.6	72.4
4	38.0	47.6	56.6	88.6	104.2	35	18.0	27.0	39.0	53.4	72.4
5	34.8	44.6	55.4	87.6	104.0	36	18.0	27.0	37.6	51.0	71.8
6	34.0	43.0	53.0	86.8	103.4	37	17.8	26.8	37.4	50.6	70.2
7	33.0	41.6	53.0	80.0	102.4	38	17.2	26.6	37.4	50.6	68.0
8	31.4	41.6	53.0	79.4	101.2	39	17.0	26.4	36.8	50.4	66.0
9	29.6	40.4	51.2	76.6	96.0	40	16.8	26.2	36.2	50.0	65.8
10	29.6	40.0	51.0	75.8	95.2	41	16.8	25.2	36.0	49.6	62.0
11	28.0	38.4	51.0	75.4	92.8	42	16.6	25.0	36.0	49.2	61.6
12	26.4	38.0	50.6	73.4	90.2	43	16.6	24.8	35.6	48.5	60.8
13	26.2	37.0	50.6	72.0	90.2	44	16.6	24.6	35.6	48.0	60.0
14	26.0	35.8	49.4	71.0	90.0	45	16.0	24.6	35.4	45.0	59.4
15	26.0	35.4	47.6	69.0	88.4	46	16.0	24.4	34.0	45.0	59.4
16	25.6	34.0	46.0	67.6	88.2	47	15.6	23.8	33.6	43.4	58.2
17	25.2	33.4	45.0	65.4	88.0	48	15.6	23.6	33.0	43.0	57.6
18	23.2	33.0	45.0	65.4	85.6	49	15.0	23.6	32.6	42.4	57.2
19	23.2	32.6	44.8	65.0	85.4	50	15.0	23.4	32.0	42.0	57.0
20	23.0	32.4	44.6	63.0	85.0	51	14.0	23.2	32.0	42.0	56.0
21	22.8	32.0	44.6	62.2	82.0	52	14.0	23.0	31.0	41.8	55.6
22	22.6	31.2	44.4	62.0	81.2	53	13.6	22.8	30.2	41.6	53.2
23	22.2	31.0	43.0	61.4	80.0	54	13.4	22.6	29.2	41.6	53.0
24	21.6	30.8	42.2	61.2	79.8	55	13.4	22.0	29.0	38.6	48.6
25	21.0	30.0	41.0	60.0	79.6	56	13.0	21.4	28.8	35.6	48.6
26	20.8	30.0	40.8	59.8	77.8	57	12.4	20.8	27.4	35.2	47.0
27	20.4	30.0	40.6	59.8	77.4	58	12.4	20.5	26.6	34.0	46.6
28	20.2	30.0	40.4	59.2	74.6	59	11.8	20.2	24.8	33.0	44.0
29	20.0	29.6	40.4	58.8	74.4	60	9.8	20.0	22.0	31.5	41.6
30	20.0	28.6	40.4	58.4	73.6	61	9.6	16.6	21.0	26.6	32.6
31	19.6	28.4	40.0	57.0	73.6						

Tabella 21: Tornimparte – casi critici ordinati

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno.

Tr (anni)	P(a)	a (mm/h)
2	0.5000	19.24
3	0.6667	21.74
5	0.8000	24.52
10	0.9000	28.02
15	0.9333	29.99
20	0.9500	31.37
25	0.9600	32.43
30	0.9667	33.30
35	0.9714	34.03
40	0.9750	34.66
45	0.9778	35.22
50	0.9800	35.71
60	0.9833	36.57
70	0.9857	37.29
80	0.9875	37.92
90	0.9889	38.47
100	0.9900	38.96
150	0.9933	40.86
200	0.9950	42.20
300	0.9967	44.10
400	0.9975	45.44
500	0.9980	46.48
1000	0.9990	49.71
n	0.412	

Tabella 22: Tornimparte – parametri delle curve di possibilità pluviometrica

Il pluviometro di Tornimparte ricade all'interno della sottozona B17 del VAPI. Considerando la quota a cui è installato lo strumento, pari a 886 m slm, si ottengono i seguenti parametri delle curve TCEV.

$$i_t(T_r) = \frac{a_i(T_r)}{(b+t)^m}$$

VAPI B17			
Sottozona B17 quota 886 m slm			
Tr	a	b	m
20	43.739	0.08860	0.65318
50	50.365	0.08860	0.65318
100	55.376	0.08860	0.65318
200	60.405	0.08860	0.65318
500	67.095	0.08860	0.65318

Tabella 23: Tornimparte – parametri delle curve TCEV del VAPI sottozona B17 e quota 886 m slm

Nei seguenti grafici si riporta, per diversi tempi di ritorno, il confronto dell'andamento delle curve delle altezze di pioggia in funzione della durata dell'evento, ottenute con le due metodologie sopra riportate. La curva del VAPI della sottozona B17 è sempre superiore a quella ottenuta partendo dai dati pluviometrici. Tale scostamento è pari a circa il 30% considerando la durata di un'ora e a circa il 15% considerando la durata di 24 ore.

Il tratto autostradale oggetto di intervento e l'unico bacino interferente ricadono però entrambi nella

sottozona VAPI B11. Il tratto autostradale presenta una quota massima pari a circa 1100 m slm, mentre il bacino presenta una quota media pari a 1550 m slm. Di seguito si riportano i dati relativi alla quota di 1100 m slm. In questo caso lo scostamento rispetto alle curve ottenute dai dati pluviometrici è compreso tra un +20% in corrispondenza della durata oraria fino a un -3% in corrispondenza della durata giornaliera. L'uguaglianza tra i valori di pioggia si ha in corrispondenza di una durata di 18 ore circa. Pertanto anche in questo caso la curva di pioggia è più cautelativa di quella calcolata sul pluviometro di Tornimparte relativamente ai tempi di corrivazione che interessano il progetto. Dato che nella procedura VAPI le piogge aumentano con la quota, questo sarà ancora più vero considerando la quota di 1550 m slm.

VAPI B11			
Sottozona B11 quota 1100 m slm			
Tr	a	b	m
20	40.755	0.10346	0.67822
50	46.930	0.10346	0.67822
100	51.599	0.10346	0.67822
200	56.285	0.10346	0.67822
500	62.518	0.10346	0.67822

Tabella 24: Tornimparte – parametri delle curve TCEV del VAPI sottozona B11 e quota 1100 m slm

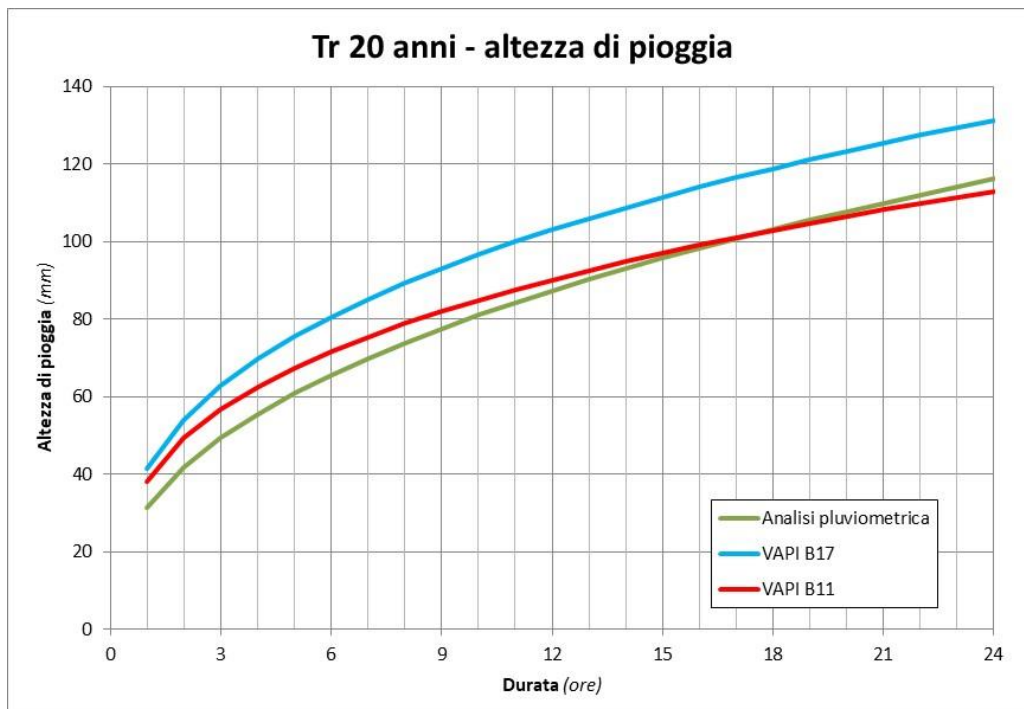


Figura 21: Tornimparte – confronto leggi di pioggia Tr 20 anni

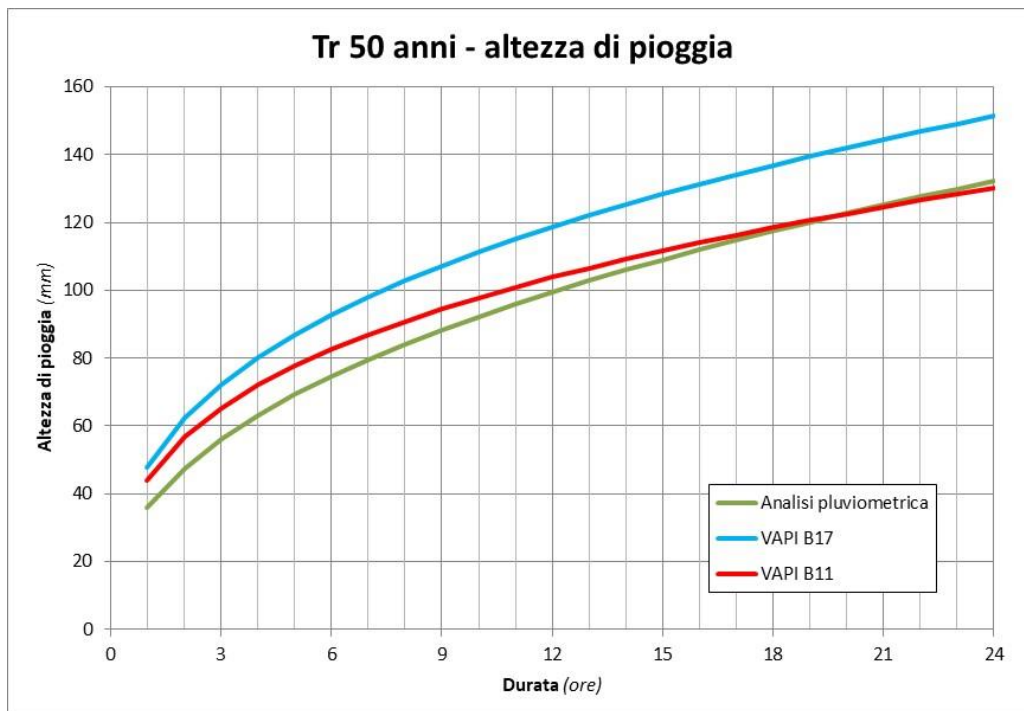


Figura 22: Tornimparte – confronto leggi di pioggia Tr 50 anni



Figura 23: Tornimparte – confronto leggi di pioggia Tr 100 anni

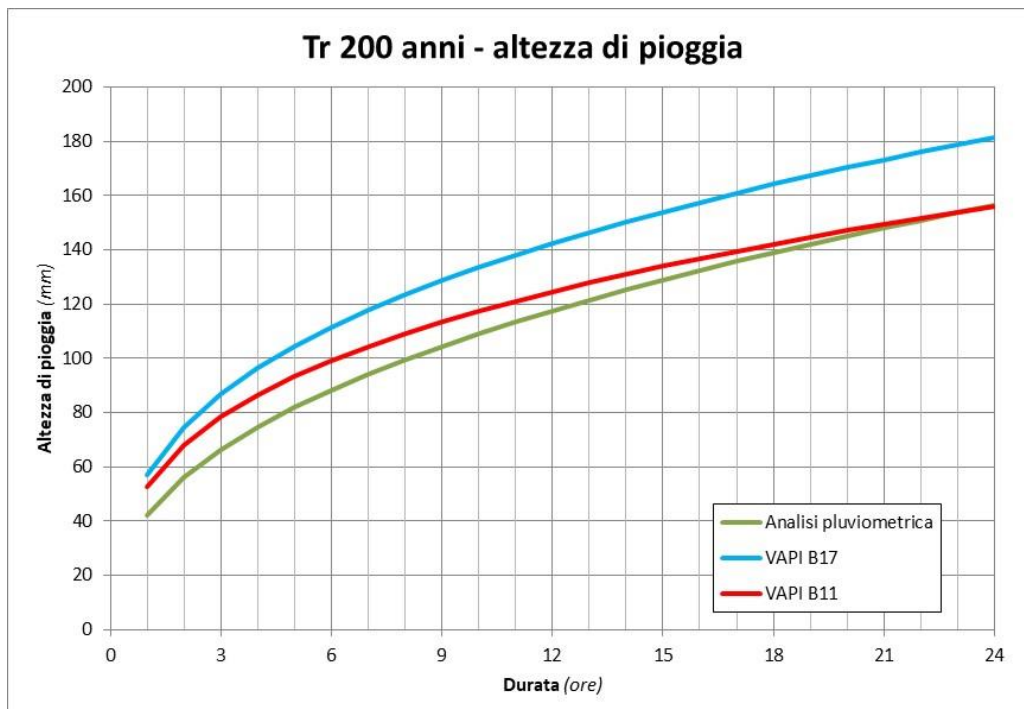


Figura 24: Tornimparte – confronto leggi di pioggia Tr 200 anni

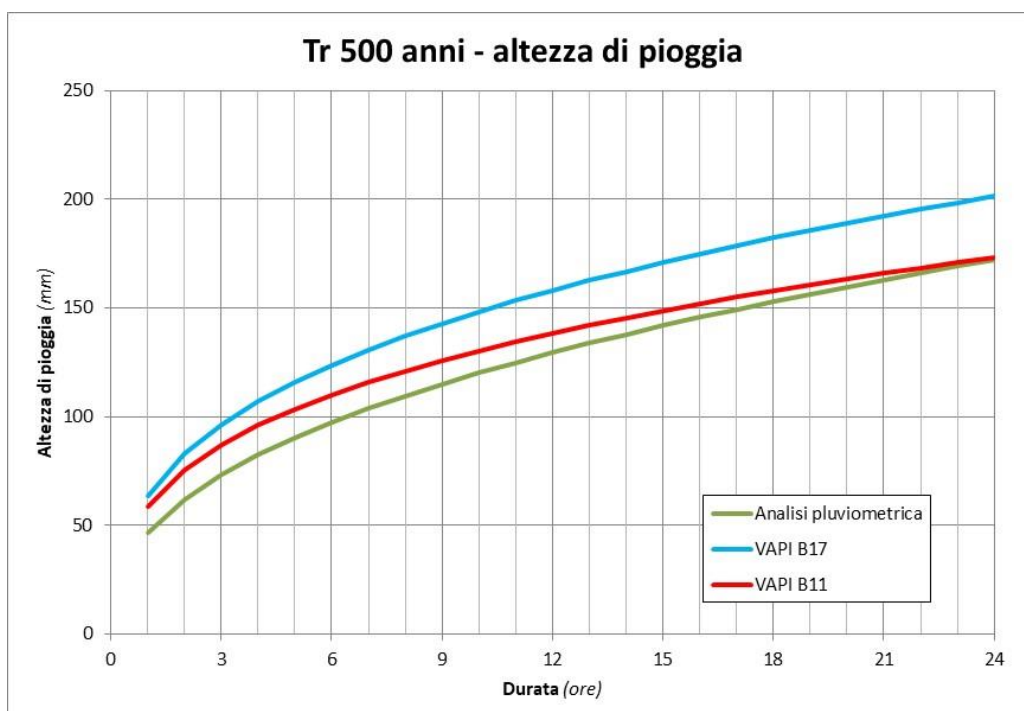


Figura 25: Tornimparte – confronto leggi di pioggia Tr 500 anni

APPENDICE C – ANALISI STORICA LEGGI DI PIOGGIA: L’AQUILA

Al fine di verificare se il regime pluviometrico nella zona ha subito variazioni negli ultimi anni, si sono analizzati i dati di pioggia registrati al pluviometro de L’Aquila, che dista circa 22 km in linea d’aria dall’intervento di progetto.

I dati di pioggia massimi annuali relativi alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore disponibili su questo pluviometro arrivano al 2019 e sono riportati nella seguente tabella:

Anno	Durata (h)					Anno	Durata (h)				
	1	3	6	12	24		1	3	6	12	24
1933	14.6	21.0	23.2	27.8	40.6	1981	10.4	13.8	25.0	26.0	35.0
1934	14.2	18.2	23.0	24.0	27.8	1982	11.0	18.0	26.4	50.8	69.6
1935	23.8	38.0	45.4	60.6	61.0	1983	9.2	13.0	15.8	24.2	29.8
1936	17.6	27.8	30.2	44.4	65.4	1985	25.6	25.6	34.2	53.2	69.2
1939	26.4	26.8	26.8	43.8	50.2	1986	17.0	21.8	23.0	39.6	61.6
1943	6.8	11.2	15.8	28.6	41.2	1987	14.2	17.8	21.8	29.0	42.0
1946	8.8	23.6	29.2	38.8	45.2	1988	14.2	27.4	37.0	43.4	45.0
1947	14.0	21.4	36.8	56.0	65.6	1989	34.2	35.4	35.6	39.2	48.2
1948	20.0	24.0	25.4	27.0	27.0	1990	15.8	16.6	27.2	41.6	57.8
1949	26.0	37.8	44.6	44.6	47.0	1991	43.2	47.8	48.2	48.2	48.4
1950	31.2	41.2	41.2	41.2	41.4	1992	26.8	28.4	28.6	28.6	36.8
1951	6.0	10.8	17.0	30.2	40.6	1993	9.0	16.4	28.8	36.8	38.0
1952	43.2	45.2	45.2	49.4	49.6	1994	19.6	21.2	25.4	39.6	39.8
1953	27.2	27.2	27.2	27.2	27.4	1995	27.0	27.6	27.6	30.0	40.0
1955	26.2	32.2	32.4	32.4	40.8	1996	22.0	23.8	23.8	28.0	29.2
1956	10.0	20.0	21.0	24.0	41.0	1997	25.8	28.6	29.0	31.8	39.8
1957	11.8	19.8	21.6	24.0	33.2	1998	14.0	29.0	35.0	41.8	48.0
1958	10.0	13.0	21.0	32.4	34.6	1999	29.4	31.4	31.4	31.4	46.4
1959	29.0	37.2	37.4	37.4	37.4	2000	9.6	20.4	22.8	28.0	40.4
1960	12.6	21.2	29.8	39.0	47.0	2001	6.6	14.6	18.2	28.6	29.4
1961	10.6	19.6	25.4	42.0	56.8	2002	13.2	20.8	26.4	26.4	27.2
1962	17.6	19.6	23.4	29.6	44.8	2003	13.6	20.0	29.6	34.4	49.6
1963	9.8	14.0	18.4	25.4	39.4	2004	13.4	17.6	21.4	23.4	40.0
1964	13.0	12.6	21.8	31.4	37.2	2005	17.6	27.6	30.4	30.8	32.0
1965	23.4	23.4	23.4	34.2	37.6	2007	25.2	25.6	25.6	25.8	32.6
1966	13.0	23.0	23.8	33.8	37.2	2008	10.0	16.4	22.4	32.2	36.6
1967	13.6	14.0	15.2	23.8	28.6	2009	15.2	18.2	21.8	25.4	40.0
1968	22.0	33.0	33.0	35.2	41.0	2010	12.2	27.8	47.8	56.0	57.2
1969	25.4	27.0	34.8	43.0	57.0	2011	23.4	32.8	37.8	39.4	47.2
1970	13.0	20.6	23.8	30.0	37.4	2012	26.4	29.2	29.2	30.0	43.4
1971	23.4	44.6	45.0	45.2	67.6	2013	21.2	22.2	22.4	26.4	37.8
1972	10.0	22.4	29.4	44.4	48.8	2014	19.0	24.2	31.2	41.0	46.2
1973	32.6	39.0	40.0	40.0	47.2	2015	23.6	28.0	35.6	38.2	40.0
1975	18.4	19.2	27.8	34.8	42.2	2016	18.8	18.8	22.6	25.4	29.2
1977	15.4	21.4	27.4	40.2	41.4	2017	16.0	19.6	19.6	29.4	34.6
1979	14.0	17.2	28.0	34.8	48.4	2018	35.0	40.4	40.4	40.6	63.0
1980	11.0	25.0	38.0	47.6	48.6	2019	14.0	27.4	31.8	35.6	36.2

Tabella 25: L’Aquila – massimi annuali relativi alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore

Per valutare l’andamento delle piogge nel tempo, si sono ricavate le seguenti tre serie di curve di possibilità pluviometrica:

- Analisi pluviometrica: fatta utilizzando tutti i dati
- Analisi pluviometrica storica: utilizzando i dati fino al 1999 incluso

- Analisi pluviometrica recente: utilizzando i dati a partire dal 2000

Di seguito si riportano i casi critici relativi alle tra analisi pluviometriche.

Casi	Durata (h)					Casi	Durata (h)				
	1	3	6	12	24		1	3	6	12	24
1	43.2	47.8	48.2	60.6	69.6	38	15.8	22.4	27.4	34.2	41.0
2	43.2	45.2	47.8	56.0	69.2	39	15.4	22.2	27.2	33.8	40.8
3	35.0	44.6	45.4	56.0	67.6	40	15.2	21.8	27.2	32.4	40.6
4	34.2	41.2	45.2	53.2	65.6	41	14.6	21.4	26.8	32.4	40.6
5	32.6	40.4	45.0	50.8	65.4	42	14.2	21.4	26.4	32.2	40.4
6	31.2	39.0	44.6	49.4	63.0	43	14.2	21.2	26.4	31.8	40.0
7	29.4	38.0	41.2	48.2	61.6	44	14.2	21.2	25.6	31.4	40.0
8	29.0	37.8	40.4	47.6	61.0	45	14.0	21.0	25.4	31.4	40.0
9	27.2	37.2	40.0	45.2	57.8	46	14.0	20.8	25.4	30.8	40.0
10	27.0	35.4	38.0	44.6	57.2	47	14.0	20.6	25.4	30.2	39.8
11	26.8	33.0	37.8	44.4	57.0	48	14.0	20.4	25.0	30.0	39.8
12	26.4	32.8	37.4	44.4	56.8	49	13.6	20.0	23.8	30.0	39.4
13	26.4	32.2	37.0	43.8	50.2	50	13.6	20.0	23.8	30.0	38.0
14	26.2	31.4	36.8	43.4	49.6	51	13.4	19.8	23.8	29.6	37.8
15	26.0	29.2	35.6	43.0	49.6	52	13.2	19.6	23.4	29.4	37.6
16	25.8	29.0	35.6	42.0	48.8	53	13.0	19.6	23.4	29.0	37.4
17	25.6	28.6	35.0	41.8	48.6	54	13.0	19.6	23.2	28.6	37.4
18	25.4	28.4	34.8	41.6	48.4	55	13.0	19.2	23.0	28.6	37.2
19	25.2	28.0	34.2	41.2	48.4	56	12.6	18.8	23.0	28.6	37.2
20	23.8	27.8	33.0	41.0	48.2	57	12.2	18.2	22.8	28.0	36.8
21	23.6	27.8	32.4	40.6	48.0	58	11.8	18.2	22.6	28.0	36.6
22	23.4	27.6	31.8	40.2	47.2	59	11.0	18.0	22.4	27.8	36.2
23	23.4	27.6	31.4	40.0	47.2	60	11.0	17.8	22.4	27.2	35.0
24	23.4	27.4	31.2	39.6	47.0	61	10.6	17.6	21.8	27.0	34.6
25	22.0	27.4	30.4	39.6	47.0	62	10.4	17.2	21.8	26.4	34.6
26	22.0	27.2	30.2	39.4	46.4	63	10.0	16.6	21.8	26.4	33.2
27	21.2	27.0	29.8	39.2	46.2	64	10.0	16.4	21.6	26.0	32.6
28	20.0	26.8	29.6	39.0	45.2	65	10.0	16.4	21.4	25.8	32.0
29	19.6	25.6	29.4	38.8	45.0	66	10.0	14.6	21.0	25.4	29.8
30	19.0	25.6	29.2	38.2	44.8	67	9.8	14.0	21.0	25.4	29.4
31	18.8	25.0	29.2	37.4	43.4	68	9.6	14.0	19.6	25.4	29.2
32	18.4	24.2	29.0	36.8	42.2	69	9.2	13.8	18.4	24.2	29.2
33	17.6	24.0	28.8	35.6	42.0	70	9.0	13.0	18.2	24.0	28.6
34	17.6	23.8	28.6	35.2	41.4	71	8.8	13.0	17.0	24.0	27.8
35	17.6	23.6	28.0	34.8	41.4	72	6.8	12.6	15.8	24.0	27.4
36	17.0	23.4	27.8	34.8	41.2	73	6.6	11.2	15.8	23.8	27.2
37	16.0	23.0	27.6	34.4	41.0	74	6.0	10.8	15.2	23.4	27.0

Tabella 26: L'Aquila – casi critici ordinati “Analisi pluviometrica”

Casi	Durata (h)					Casi	Durata (h)				
	1	3	6	12	24		1	3	6	12	24
1	43.2	47.8	48.2	60.6	69.6	29	15.4	22.4	27.4	34.8	41.4
2	43.2	45.2	45.4	56.0	69.2	30	14.6	21.8	27.2	34.8	41.2
3	34.2	44.6	45.2	53.2	67.6	31	14.2	21.4	27.2	34.2	41.0
4	32.6	41.2	45.0	50.8	65.6	32	14.2	21.4	26.8	33.8	41.0
5	31.2	39.0	44.6	49.4	65.4	33	14.2	21.2	26.4	32.4	40.8
6	29.4	38.0	41.2	48.2	61.6	34	14.0	21.2	25.4	32.4	40.6
7	29.0	37.8	40.0	47.6	61.0	35	14.0	21.0	25.4	31.8	40.6
8	27.2	37.2	38.0	45.2	57.8	36	14.0	20.6	25.4	31.4	40.0
9	27.0	35.4	37.4	44.6	57.0	37	13.6	20.0	25.0	31.4	39.8
10	26.8	33.0	37.0	44.4	56.8	38	13.0	19.8	23.8	30.2	39.8
11	26.4	32.2	36.8	44.4	50.2	39	13.0	19.6	23.8	30.0	39.4
12	26.2	31.4	35.6	43.8	49.6	40	13.0	19.6	23.8	30.0	38.0
13	26.0	29.0	35.0	43.4	48.8	41	12.6	19.2	23.4	29.6	37.6
14	25.8	28.6	34.8	43.0	48.6	42	11.8	18.2	23.4	29.0	37.4
15	25.6	28.4	34.2	42.0	48.4	43	11.0	18.0	23.2	28.6	37.4
16	25.4	27.8	33.0	41.8	48.4	44	11.0	17.8	23.0	28.6	37.2
17	23.8	27.6	32.4	41.6	48.2	45	10.6	17.2	23.0	28.0	37.2
18	23.4	27.4	31.4	41.2	48.0	46	10.4	16.6	21.8	27.8	36.8
19	23.4	27.2	30.2	40.2	47.2	47	10.0	16.4	21.8	27.2	35.0
20	22.0	27.0	29.8	40.0	47.0	48	10.0	14.0	21.6	27.0	34.6
21	22.0	26.8	29.4	39.6	47.0	49	10.0	14.0	21.0	26.0	33.2
22	20.0	25.6	29.2	39.6	46.4	50	9.8	13.8	21.0	25.4	29.8
23	19.6	25.0	29.0	39.2	45.2	51	9.2	13.0	18.4	24.2	29.2
24	18.4	24.0	28.8	39.0	45.0	52	9.0	13.0	17.0	24.0	28.6
25	17.6	23.8	28.6	38.8	44.8	53	8.8	12.6	15.8	24.0	27.8
26	17.6	23.6	28.0	37.4	42.2	54	6.8	11.2	15.8	24.0	27.4
27	17.0	23.4	27.8	36.8	42.0	55	6.0	10.8	15.2	23.8	27.0
28	15.8	23.0	27.6	35.2	41.4						

Tabella 27: L'Aquila – casi critici ordinati “Analisi pluviometrica storica”

Casi	Durata (h)					Casi	Durata (h)				
	1	3	6	12	24		1	3	6	12	24
1	35.0	40.4	47.8	56.0	63.0	11	15.2	20.8	25.6	29.4	37.8
2	26.4	32.8	40.4	41.0	57.2	12	14.0	20.4	22.8	28.6	36.6
3	25.2	29.2	37.8	40.6	49.6	13	13.6	20.0	22.6	28.0	36.2
4	23.6	28.0	35.6	39.4	47.2	14	13.4	19.6	22.4	26.4	34.6
5	23.4	27.8	31.8	38.2	46.2	15	13.2	18.8	22.4	26.4	32.6
6	21.2	27.6	31.2	35.6	43.4	16	12.2	18.2	21.8	25.8	32.0
7	19.0	27.4	30.4	34.4	40.4	17	10.0	17.6	21.4	25.4	29.4
8	18.8	25.6	29.6	32.2	40.0	18	9.6	16.4	19.6	25.4	29.2
9	17.6	24.2	29.2	30.8	40.0	19	6.6	14.6	18.2	23.4	27.2
10	16.0	22.2	26.4	30.0	40.0						

Tabella 28: L'Aquila – casi critici ordinati “Analisi pluviometrica recente”

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno e relativi alle tre analisi idrologiche effettuate:

Tr (anni)	P(a)	a (mm)		
		Completa	Storica	Recente
2	0.5000	16.63	16.68	16.43
3	0.6667	18.91	19.02	18.48
5	0.8000	21.45	21.62	20.75
10	0.9000	24.64	24.89	23.61
15	0.9333	26.44	26.74	25.23
20	0.9500	27.70	28.03	26.36
25	0.9600	28.67	29.02	27.23
30	0.9667	29.46	29.83	27.93
35	0.9714	30.12	30.51	28.53
40	0.9750	30.70	31.10	29.05
45	0.9778	31.21	31.62	29.50
50	0.9800	31.66	32.09	29.91
60	0.9833	32.44	32.89	30.61
70	0.9857	33.10	33.57	31.20
80	0.9875	33.67	34.15	31.71
90	0.9889	34.18	34.67	32.16
100	0.9900	34.63	35.13	32.57
150	0.9933	36.36	36.90	34.12
200	0.9950	37.58	38.16	35.22
300	0.9967	39.31	39.93	36.77
400	0.9975	40.54	41.19	37.86
500	0.9980	41.49	42.16	38.71
1000	0.9990	44.44	45.18	41.36
		Completa	Storica	Recente
	n	0.290	0.297	0.269

Tabella 29: L'Aquila – parametri delle curve di possibilità pluviometrica relative alle tre analisi idrologiche

Nei seguenti grafici si riporta, per diversi tempi di ritorno, il confronto dell'andamento delle curve delle altezze di pioggia in funzione della durata dell'evento, ottenute con le tre analisi idrologiche sopra riportate.

Confrontando le curve si vede come l'inserimento dei dati pluviometrici relativi agli ultimi anni (dal 2000 in poi) abbiano abbassato la curva delle altezze di pioggia, quindi si può affermare che nella zona del L'Aquila non vi sia stato un incremento delle intensità di pioggia.

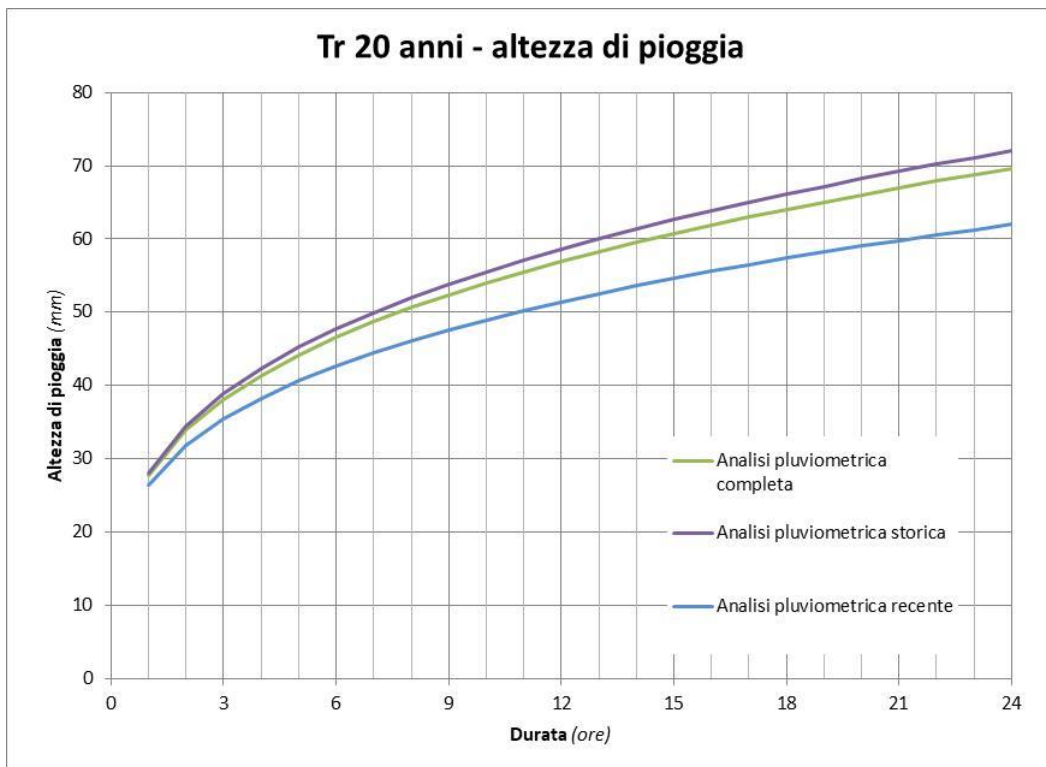


Figura 26: L'Aquila – confronto leggi di pioggia Tr 20 anni

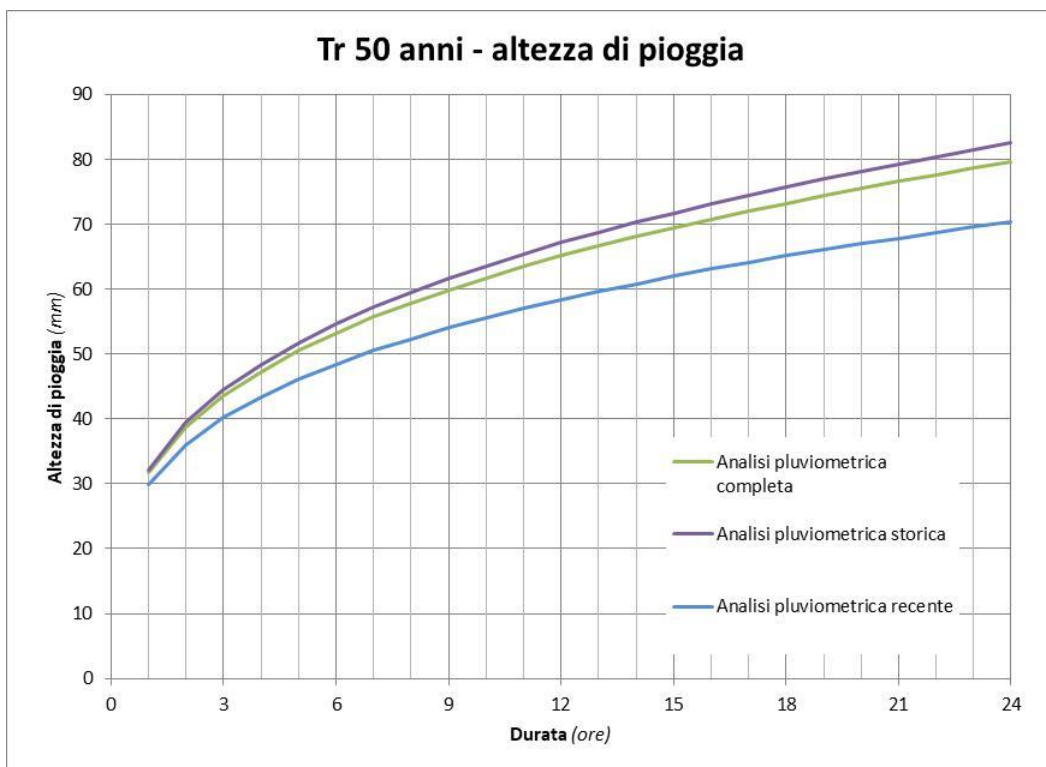


Figura 27: L'Aquila – confronto leggi di pioggia Tr 50 anni

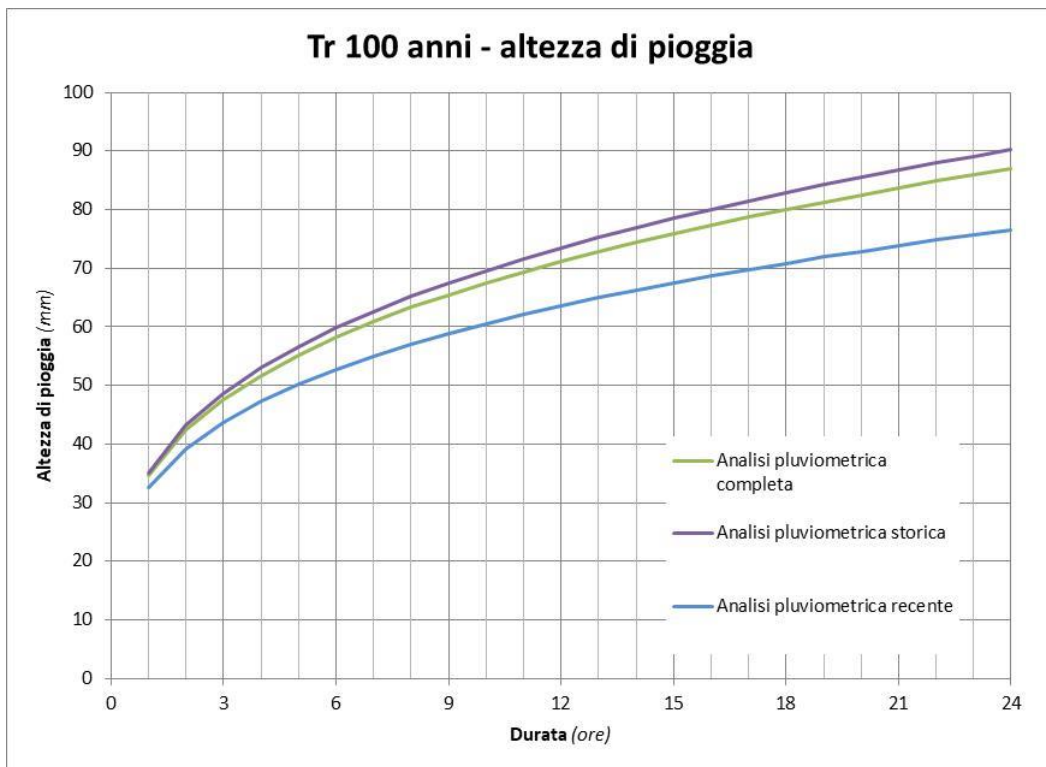


Figura 28: L'Aquila – confronto leggi di pioggia Tr 100 anni

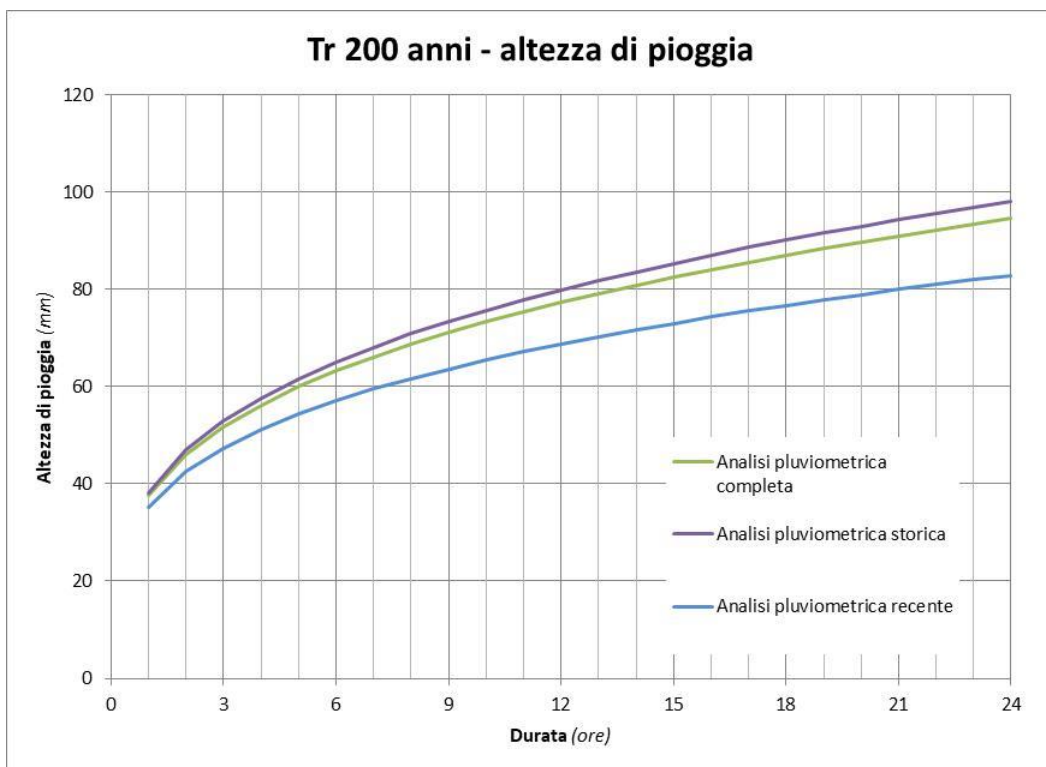


Figura 29: L'Aquila – confronto leggi di pioggia Tr 200 anni

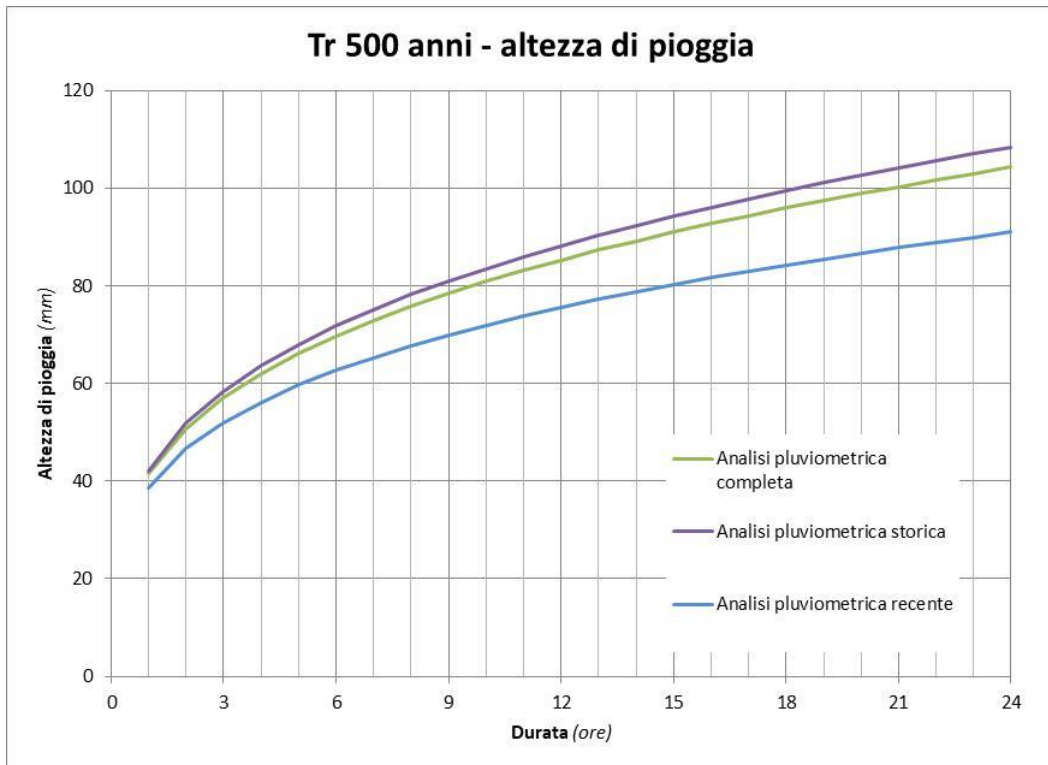


Figura 30: L'Aquila – confronto leggi di pioggia Tr 500 anni