



REGIONE  
LAZIO



UFFICIO SPECIALE  
RICOSTRUZIONE LAZIO



# PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

## PER OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA

### Frazione di Collegentilesco - Comune di Amatrice (RI)

#### Committente



REGIONE  
LAZIO



UFFICIO SPECIALE  
RICOSTRUZIONE LAZIO

R.U.P.: Ing. Pasquale CHIARIELLO



#### RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

ELABORATO

IDR301REC

DATA FEBBRAIO 2022

SCALA

-

Società di progettazione



Il Progettista  
Ing. Fabio Colletti

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	Nov. 2021	REVISIONE RAMO EST	
2	Feb. 2022	AGGIORNAMENTO VINCOLI	
3			
4			
5			

## INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>3.</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE.....</b>	<b>4</b>
<b>3.1.</b>	<b>Acque nere.....</b>	<b>4</b>
<b>2.1.</b>	<b>Acque bianche.....</b>	<b>5</b>
<b>2.2.</b>	<b>Rete idrica.....</b>	<b>5</b>
<b>4.</b>	<b>INQUADRAMENTO DELL'AREA E PIANIFICAZIONE TERRITORIALE.....</b>	<b>6</b>
<b>4.1.</b>	<b>Il Distretto Idrografico.....</b>	<b>7</b>
<b>4.2.</b>	<b>Pianificazione di bacino.....</b>	<b>10</b>
<b>5.</b>	<b>ANALISI IDROLOGICA.....</b>	<b>13</b>
<b>5.1.</b>	<b>Rapporto regionale VAPI Roma e Pescara.....</b>	<b>13</b>
<b>5.1.1.</b>	<b>Premessa.....</b>	<b>13</b>
<b>5.1.2.</b>	<b>Base dati utilizzata.....</b>	<b>14</b>
<b>5.1.3.</b>	<b>Leggi di variazione dei coefficienti di crescita con il periodo di ritorno.....</b>	<b>15</b>
<b>5.1.4.</b>	<b>Stima del valor medio della variabile casuale altezza massima di pioggia.....</b>	<b>20</b>
<b>5.2.</b>	<b>Quadro riassuntivo rapporto VAPI – determinazione degli afflussi.....</b>	<b>28</b>
<b>6.</b>	<b>RETE DI DRENAGGIO ACQUE BIANCHE.....</b>	<b>31</b>
<b>6.1.</b>	<b>Definizione dei bacini scolanti.....</b>	<b>31</b>
<b>6.2.</b>	<b>Calcolo delle portate meteoriche.....</b>	<b>34</b>
<b>6.3.</b>	<b>Dimensionamento idraulico e verifica dei collettori.....</b>	<b>37</b>
<b>6.3.1.</b>	<b>Verifiche idrauliche.....</b>	<b>37</b>
<b>6.4.</b>	<b>Verifiche statiche.....</b>	<b>39</b>
<b>6.4.1.</b>	<b>Carico dovuto al rinterro.....</b>	<b>41</b>
<b>6.4.2.</b>	<b>Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili.....</b>	<b>44</b>
<b>6.4.3.</b>	<b>Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo.....</b>	<b>46</b>
<b>6.4.4.</b>	<b>Eventuale carico dovuto alla pressione idrostatica esterna.....</b>	<b>47</b>
<b>6.4.5.</b>	<b>Verifica della tubazione flessibile allo stato ultimo di deformabilità.....</b>	<b>47</b>
<b>7.</b>	<b>RETE DI DRENAGGIO ACQUE NERE.....</b>	<b>49</b>
<b>7.1.</b>	<b>Stima della popolazione.....</b>	<b>49</b>
<b>7.1.1.</b>	<b>Gli abitanti residenti attuali.....</b>	<b>49</b>
<b>7.1.2.</b>	<b>Gli abitanti residenti previsti.....</b>	<b>49</b>

7.2.	Le dotazioni idriche .....	50
7.3.	Calcolo delle portate nere.....	51
7.4.	Dimensionamento idraulico e verifica dei collettori.....	52
7.4.1.	Verifiche idrauliche .....	53
7.4.2.	Impianto di sollevamento .....	54
7.5.	Verifiche statiche.....	56
7.5.1.	Carico dovuto al rinterro .....	58
7.5.2.	Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili.....	60
7.5.3.	Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo .....	63
7.5.4.	Eventuale carico dovuto alla pressione idrostatica esterna .....	63
7.5.5.	Verifica della tubazione flessibile allo stato ultimo di deformabilità .....	63
8.	<b>RETE DI ADDUZIONE IDRICA .....</b>	<b>65</b>
8.1.	La domanda idropotabile.....	65
8.2.	Dimensionamento idraulico e verifica delle tubazioni .....	66
8.3.	Dimensionamento dello spessore delle tubazioni .....	67
8.4.1.	Verifica di resistenza delle tubazioni alla pressione idraulica .....	68
8.4.	Verifiche statiche.....	69
8.5.1.	Carico dovuto al rinterro .....	71
8.5.2.	Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili.....	73
8.5.3.	Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo .....	75
8.5.4.	Eventuale carico dovuto alla pressione idrostatica esterna.....	76
8.5.5.	Verifica della tubazione flessibile allo stato ultimo di deformabilità .....	76

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 3 /77

## 1. PREMESSA

Il presente documento rappresenta la relazione idrologico-idraulica del progetto definitivo-esecutivo “Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese” nel Comune di Amatrice (RI) – Codice Opera: OOURB\_M\_002\_02\_2017 1° stralcio, bandito dall’Ufficio Speciale Ricostruzione Lazio CUP: C78E18000380001 CIG: 869324223E.

Nei capitoli che seguono si fornisce dapprima una breve descrizione delle opere previste in progetto, poi si riporta una breve sintesi dell’inquadramento dell’area da punto di vista territoriale e della pianificazione di bacino, infine si illustrano i criteri di dimensionamento delle reti idriche e fognarie ed infine si riportano i calcoli idraulici e le verifiche effettuate nelle ipotizzate condizioni di esercizio.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Ai fini della difesa, della salvaguardia e del corretto sfruttamento del territorio, il PAI costituisce il documento di sintesi delle azioni promulgate dalla Pubblica Amministrazione (ai diversi livelli) e dagli Enti competenti nell’ambito della prevenzione del rischio idrogeologico.

Si riporta innanzitutto brevemente il contesto normativo nazionale alla base della redazione dello studio:

- Legge 18/5/1989, n. 183, “Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo”;
- Decreto Legge 12/10/2000, n. 279, "Interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato e in materia di protezione civile, nonché a favore di zone colpite da calamità naturali", convertito con modificazioni dalla legge 11.12.2000, n. 365;
- D.P.C.M. 29/09/1998, “Atto di indirizzo e coordinamento per l’individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all’art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180”;
- D. lgs 23/02/2010, n.49 “Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni”;
- Altre disposizioni normative.

In aggiunta, per quanto attiene agli aspetti di pericolosità e rischio idraulico si fa riferimento alle Norme di Attuazione e agli allegati al PAI:

- Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico dell’ex Autorità di Bacino Interregionale del fiume Tronto, approvato con deliberazione amministrativa del Consiglio Regionale n.121/4 del 07/11/2008 (BURA del 21/01/2009);

Infine si fa riferimento alla seguente bibliografia tecnica:

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 4 /77

- Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia: sintesi del rapporto regionale nei bacini delle sezioni idrografiche di Roma e Pescara (Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche linea 1) a cura di G. Calenda, F. Campolo, C. Cosentino e R. Guercio.

Si seguono le seguenti norme tecniche:

- D.M.LL.PP. 12/12/85 - 'Normativa tecnica sulle tubazioni': Criteri di progettazione, realizzazione e collaudo delle tubazioni indipendentemente dal materiale delle stesse.
- UNI EN 13476-1:2008 Sistemi di tubazioni di materia plastica per connessioni di scarico e collettori di fognatura interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte1: Requisiti generali e caratteristiche prestazionali.

E le seguenti specifiche tecniche:

- Acqua Pubblica Sabina spa ATO 3 Lazio Centrale – “Specifiche tecniche reti idriche e fognarie”.

### 3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Gli interventi complessivi previsti in progetto sono i seguenti:

- realizzazione delle condotte e dei pozzetti per la rete fognaria delle acque nere;
- realizzazione delle condotte e dei pozzetti per la rete fognaria delle acque bianche;
- realizzazione della rete di adduzione idrica;
- realizzazione delle canalizzazioni ed installazione dei punti luce per la rete di illuminazione pubblica;
- predisposizione di cavidotti per l'energia elettrica;
- predisposizione dei cavidotti per la rete telefonica e dati;
- realizzazione dello scavo per l'impianto di gas metano.

Il dimensionamento delle nuove opere è stato sviluppato in funzione della futura esigenza abitativa.

#### 3.1. Acque nere

Lo smaltimento delle acque reflue domestiche avverrà con un collettore principale DN 315, in Polipropilene ad alta densità (PPHM) a doppia parete, che corre lungo il borgo, dotato di pozzetti di salto per diminuire le velocità e di pozzetti di ispezione ogni 25 m circa, di dimensioni 150x150 cm, per il collegamento degli scarichi dei vari aggregati edilizi secondo le previsioni della futura esigenza abitativa.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 5 /77

La lunghezza della dorsale principale del centro abitato di Collegentilese è di:

- Ramo SO: circa 310 m.
- Ramo SE: circa 299 m.
- Ramo E: circa 153 m.
- Anello: circa 102 m.

Attraverso la dorsale le acque nere saranno avviate al depuratore centrale del Comune di Amatrice (viadotto San Lorenzo) con impianto di sollevamento.

## 2.1. Acque bianche

Le acque bianche verranno coltate da una fognatura separata DN 400, Polipropilene ad alta densità (PPHM) a doppia parete, che corre lungo le tre strade principali dell'abitato. Saranno previsti pozzetti di salto e pozzetti di ispezione 150x150 cm ogni 25 m circa, per il collegamento degli scarichi dei vari aggregati edilizi secondo le previsioni della futura esigenza abitativa. Al centro delle strade saranno previsti pozzetti con griglia per intercettazione delle acque superficiali.

La lunghezza della dorsale interna al centro abitato di Collegentilese è di:

- Ramo SO: circa 310 m.
- Ramo SE: circa 301 m.
- Ramo E: circa 149 m.

Le acque coltate dai rami SO e SE saranno poi inviate verso il recapito ultimo sito nel punto B della planimetria allegata, invece quelle raccolte dal ramo E avranno come recapito il sottosuolo (mediante opportuno sistema di filtrazione con pozzo drenante).

## 2.2. Rete idrica

Considerato che il centro abitato, a seguito della distruzione per la crisi sismica del 24 agosto 2016 e successive, verrà completamente ristrutturato urbanisticamente e che la condotta esistente è ormai fatiscente, si provvede alla realizzazione di una nuova rete di distribuzione idrica.

Il tracciato percorre la viabilità principale per il quale si prevede la realizzazione dei tratti principali e quelli secondari che si diramano tra le vie del centro storico. Durante questa fase vengono eseguiti gli stacchi dalla condotta principale con tubazione distributrice e chiuse in superficie con tappo, quantificate secondo le previsioni della futura esigenza abitativa e adeguatamente segnalate.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentileseo nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 6 /77

Lo schema ipotizzato prevede una condotta interrata in Pead DN 75 PN 25 posizionata sulle tre strade principali del paese. Dalla dorsale principale saranno diramati gli stacchi con tubazioni DN 32 PN 25 verso i pozzetti con contatori e successivamente verso i fabbricati con tubazione DN 16 PN 25.

La dorsale interna al paese ha una lunghezza di:

- Ramo SO: circa 358 m.
- Ramo SE: circa 179 m.
- Ramo E: circa 169 m.
- Diramazioni secondarie: 262 m.

La rete verrà completata con la posa in opera nella piazzetta principale di una colonnina antincendio e di un idrante fuori terra, connesso al percorso dell'acquedotto, per consentire il carico alle autobotti VV.FF.

#### **4. INQUADRAMENTO DELL'AREA E PIANIFICAZIONE TERRITORIALE**

L'intervento oggetto della presente relazione è ubicato nel Comune di Amatrice, in provincia di Rieti, nella frazione denominata "Collegentileseo", distante in linea d'aria circa 5 km dal centro storico di Amatrice, gravemente danneggiato dagli eventi sismici del 2016.

Collegentileseo, una delle 69 frazioni di Amatrice, conta una popolazione residente attuale di circa 15 abitanti e una popolazione fluttuante di circa 80 abitanti durante la stagione estiva.

L'abitato sorge su di un colle a circa 1030 m sul livello del mare medio.



**Figura 1 - Inquadramento territoriale**

Nel seguito si descrive brevemente l'area in analisi, definendone gli aspetti di inquadramento fisico e territoriale, con particolare riguardo alla pianificazione di bacino cui afferisce.

#### **4.1. Il Distretto Idrografico**

L'area oggetto dello studio rientra idrograficamente all'interno del territorio di competenza del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale, a cui si fa comunque esplicito riferimento per tutti gli aspetti idrologici ed idraulici trattati di seguito.

L'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale è stata istituita inizialmente insieme ad altri sei distretti idrografici dall'art. 63 del D.Lgs 152/2006, e poi modificata con la L 221/2015, il DM 24/10/2016 ed il DPCM 04/04/2018.



**Figura 2 – Distretti Idrografici italiani**

La superficie totale del distretto idrografico dell'Appennino Centrale, con la legge n. 221 del 28 dicembre 2015 (art. 51, comma 5, lettera d), viene stabilita pari a 42506 kmq.

L'intera superficie del distretto è così suddivisa:

 <b>UFFICIO SPECIALE RICOSTRUZIONE LAZIO</b>	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 9 /77

<b>Regione</b>	<b>Superficie compresa nel distretto (kmq)</b>	<b>% di territorio ricoperta nel distretto</b>
Abruzzo	9.238,08	21,734
Emilia Romagna	45,89	0,108
Lazio	13.642,84	32,096
Marche	9.220,29	21,692
Molise	132,37	0,311
Toscana	1.809,71	4,258
Umbria	8.416,03	19,800
<b>Stato</b>	<b>Superficie compresa nel distretto (kmq)</b>	<b>% di territorio ricoperta nel distretto</b>
Città del Vaticano	0,794	0,002

**Tabella 1 – Suddivisione superfici Distretto per regioni**



**Figura 3 – Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale**

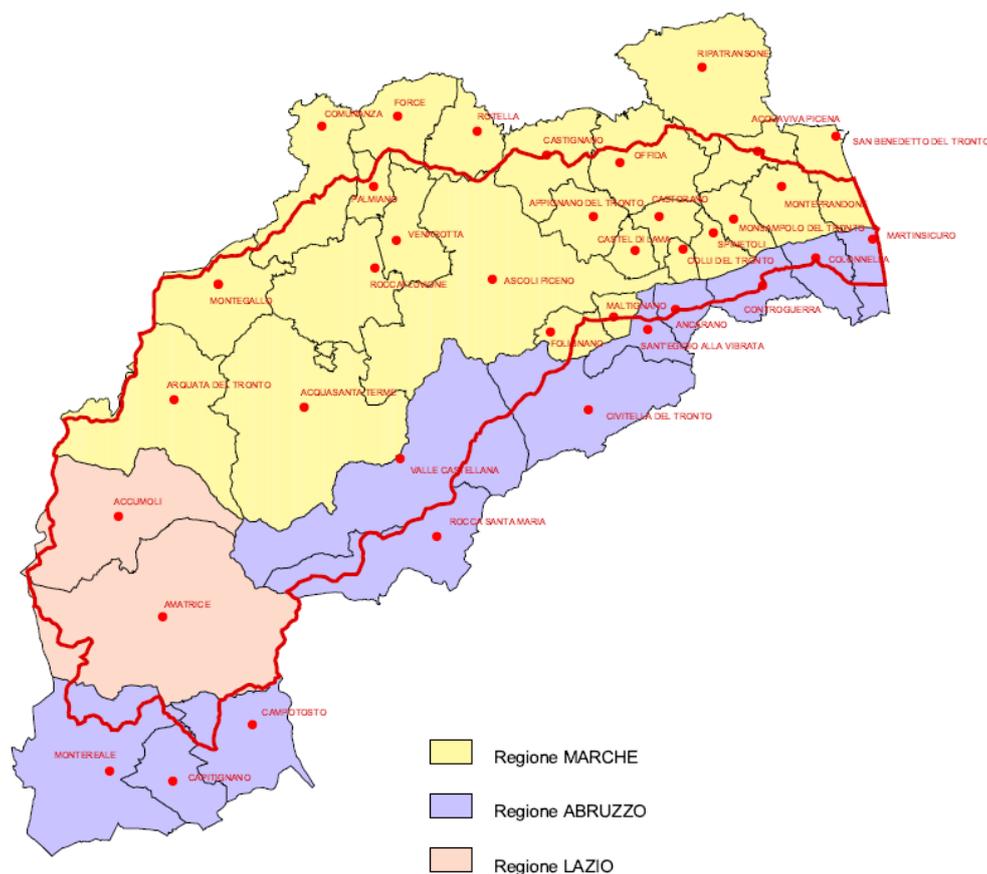
## **4.2. Pianificazione di bacino**

Ai fini della difesa, della salvaguardia e del corretto sfruttamento del territorio, il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) costituisce il documento di sintesi delle azioni promulgate dalla Pubblica Amministrazione (ai diversi livelli) e dagli Enti competenti nell'ambito della prevenzione del rischio idrogeologico.

Nelle aree di pericolosità idraulica e di pericolosità da frana il PAI ha le finalità di garantire adeguati livelli di sicurezza di fronte al verificarsi di eventi idrogeologici e tutelare quindi le attività umane, i beni economici ed il patrimonio ambientale e culturale esposti a potenziali danni.

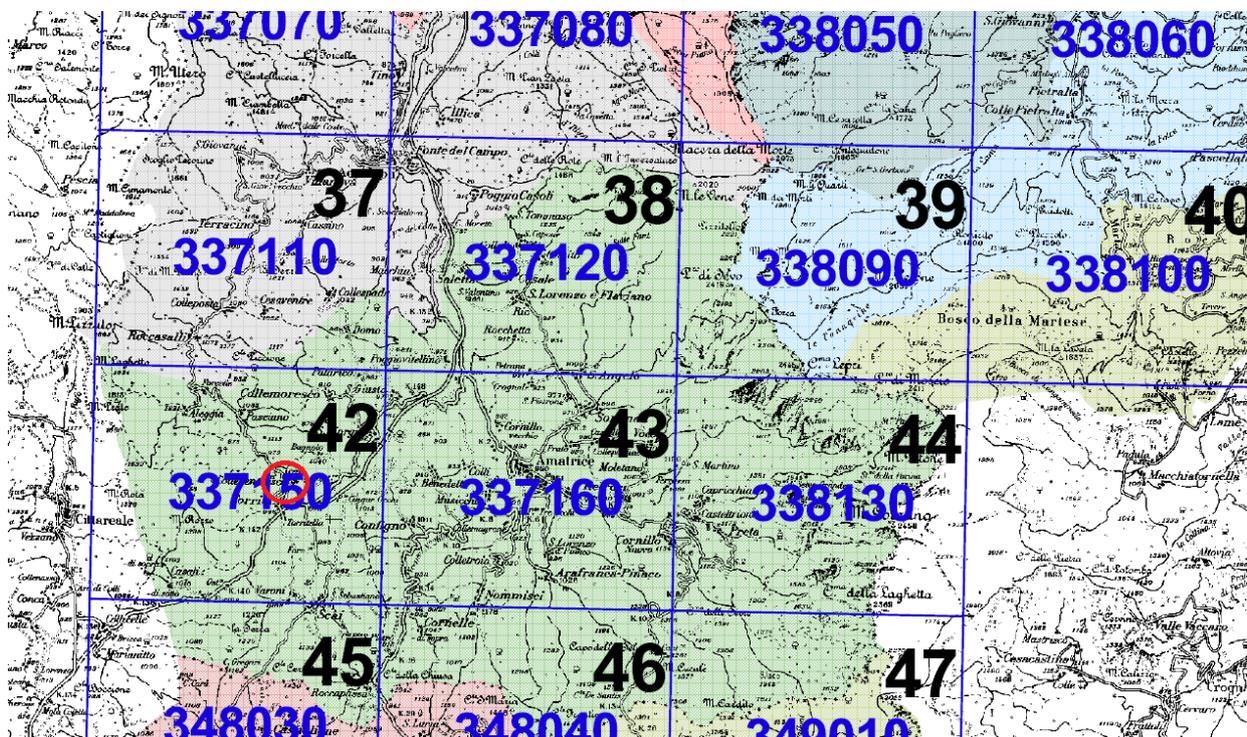
La presente analisi di inquadramento idrologico ed idraulico è finalizzata alla caratterizzazione del territorio ed in particolare ad individuare le eventuali aree di vincolo.

Le valutazioni preliminari si fondano sulla disamina delle cartografie rese disponibili dal Geoportale della Regione Lazio e dal sito dell'ex Autorità di Bacino Interregionale del fiume Tronto.



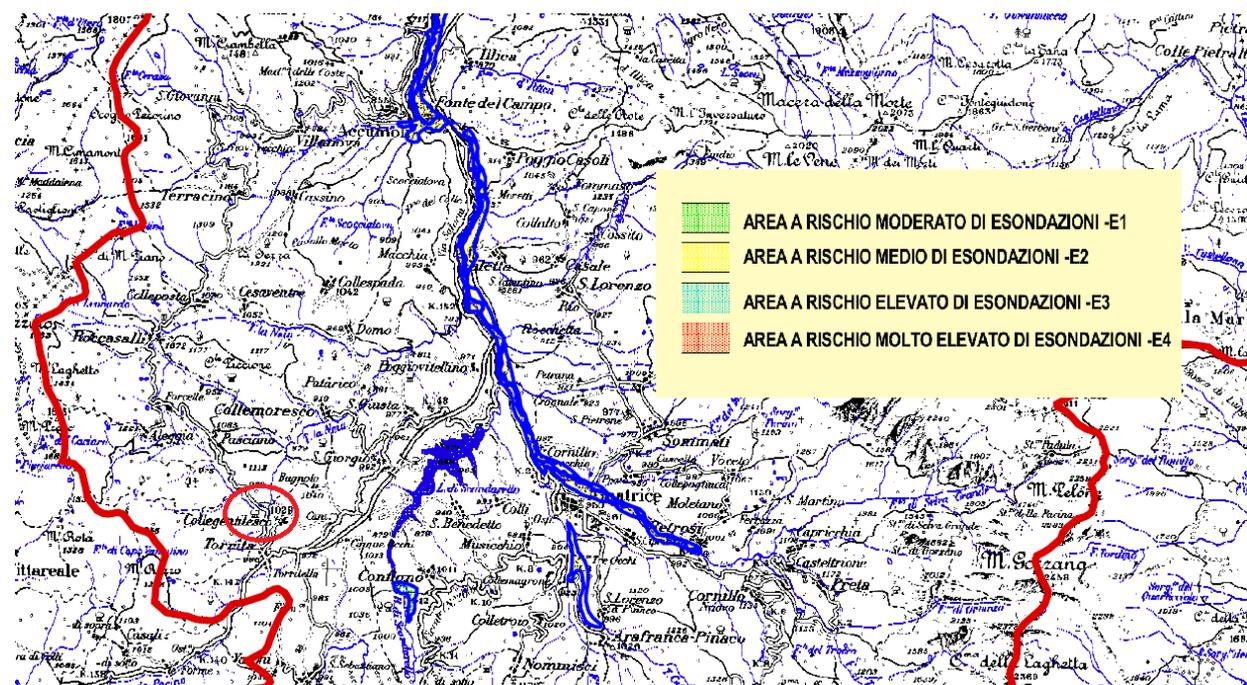
**Figura 4 - Bacino idrografico dell'ex AdB Interregionale del fiume Tronto (Tav.1 PAI).**

Nello specifico e con riferimento alla Tav.4 “taglio cartografico” redatta dal PAI, la zona in oggetto ricade nella tavola “337150”.

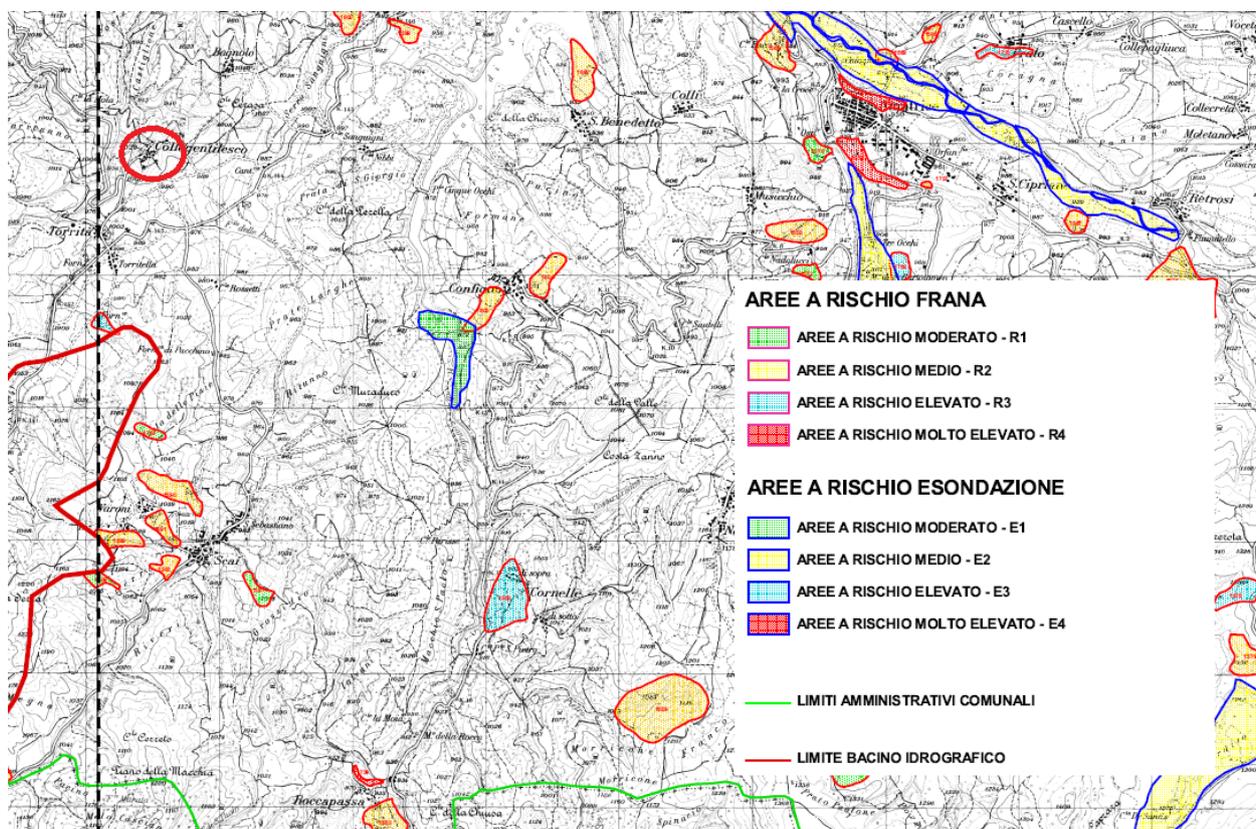


**Figura 5 - Taglio cartografico con individuazione area di intervento (Tav.4 PAI)**

Come evidente dalla Tav.8 “carta territoriale delle aree esondabili” e dalla Tav. 9.07 e 9.08 “carta del dissesto e delle aree esondabili” del PAI riportate a seguire, la zona di Collegentilese non risulta ricadere all’interno di zone soggette a rischi di natura idraulica o geologica, non sono presenti quindi aree a rischio esondazione o rischio frana.



**Figura 6 - Carta territoriale aree esondabili con individuazione area di intervento (Tav.8 PAI)**



**Figura 7 - Carta del dissesto e delle aree esondabili con individuazione area di intervento (Tav.9.07 e 9.08 PAI)**

## 5. ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica è desunta dallo studio VAPI (*Valutazione delle Piene*) nei bacini idrografici delle sezioni idrografiche di Roma e Pescara, di cui si riporta una breve sintesi riassuntiva.

L'adozione di tale metodo di indagine idrologica garantisce risultati già ampiamente testati e quindi ritenuti sufficientemente cautelativi rispetto a quelli desumibili dai metodi tradizionali di elaborazione statistica.

### 5.1. Rapporto regionale VAPI Roma e Pescara

#### 5.1.1. Premessa

Il presente capitolo si basa sulle analisi pluviometriche effettuate dall'U.O. 1.34, mentre per le analisi idrometriche esso costituisce una sintesi tratta dal volume *Valutazione delle Piene in Italia* (GNDCI, 1994) ed

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 14 /77

in particolare dal 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.

Lo studio si articola in tre fasi: nella prima fase sono stati regionalizzati i massimi annuali delle piogge giornaliere; nella seconda la regionalizzazione è stata estesa alle relazioni intensità-durata-frequenza. Nella terza fase, infine, si è proceduto alla regionalizzazione delle portate di piena.

Per garantire l'omogeneità e la confrontabilità dei risultati a livello nazionale è stato adottato il modello regionale TCEV, modificato al terzo livello attraverso l'introduzione di un modello a tre parametri per la valutazione delle piogge intense.

Gli Autori fanno presente che molti sono i problemi aperti che necessitano di ulteriore approfondimento. I risultati ottenuti dimostrano la necessità del raffinamento della procedura e dell'introduzione di ipotesi più significative di quelle adottate in questo studio. In particolare:

- per quanto riguarda le precipitazioni sembra opportuno estendere la dipendenza della pioggia indice ad altri fattori geomorfoclimatici oltre alla quota del sito, al fine di ottenere delle relazioni più significative;
- per quanto riguarda la regionalizzazione delle curve di crescita delle portate, sembra necessario un diverso procedimento di applicazione del modello TCEV;
- per quanto riguarda la stima della portata indice, è necessario completare l'indagine attraverso l'applicazione di ulteriori metodi oltre la semplice analisi regressiva valor medio di portata – area del bacino.

La presentazione sintetica dei risultati, che si riporta nel seguito, fornisce unicamente le indicazioni essenziali all'applicazione delle procedure proposte per il calcolo della portata di massima piena, condotta con il metodo razionale, in seguito descritto, utilizzando i valori di intensità di pioggia determinati attraverso l'elaborazione statistica dei dati di pioggia.

### 5.1.2. Base dati utilizzata

#### Pluviometria

L'area interessata dallo studio riguarda i bacini di competenza dell'Ufficio di Roma del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN), ossia il bacino del Tevere e i bacini minori con foce nel tratto laziale del litorale Tirrenico, tra il fosso Tafone (incluso) e il fiume Garigliano (escluso).

Per tenere conto delle informazioni al contorno la regionalizzazione delle piogge è stata eseguita su un'area molto più ampia, che interessa un intero tratto dell'Italia Centrale, che si estende dal promontorio di Piombino alla foce del Garigliano sul Tirreno, e include i litorali marchigiano e abruzzese sull'Adriatico.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 15 /77

Su questo territorio sono state considerate 964 stazioni pluviometriche, di cui sono state raccolte le serie dei massimi annuali delle piogge giornaliere, la cui numerosità è indicata nella tabella 1.

numerosità della serie	<i>&lt; 20</i>	<i>20 ÷ 29</i>	<i>≥ 30</i>
numero di stazioni	<i>206</i>	<i>131</i>	<i>627</i>

**Tabella 2 - Numerosità delle serie dei massimi annuali delle piogge giornaliere**

Tra queste, 309 serie sono attrezzate con strumento registratore: sono state raccolte le serie delle piogge di massima intensità e breve durata, la cui numerosità è indicata nella tabella seguente.

numerosità della serie	<i>10 ÷ 19</i>	<i>≥ 20</i>
numero di stazioni	<i>86</i>	<i>223</i>

**Tabella 3 - Numerosità delle serie delle piogge di massima intensità e breve durata**

Ai fini della regionalizzazione dei massimi annuali delle altezze di pioggia giornaliere sono state complessivamente utilizzate le serie di 628 stazioni pluviometriche, di cui 626 con numerosità di almeno 30 anni e 2 con numerosità compresa tra 30 e 20 anni, queste ultime selezionate per coprire zone che altrimenti sarebbero rimaste scoperte.

Ai fini della regionalizzazione delle piogge di massima intensità e breve durata sono state complessivamente utilizzate le serie di 309 stazioni pluviometriche, di cui 86 con numerosità compresa tra 10 e 19 anni.

### **5.1.3. Leggi di variazione dei coefficienti di crescita con il periodo di ritorno**

#### Pluviometria

#### Piogge giornaliere

Per la distribuzione di probabilità delle massime altezze di pioggia giornaliere,  $h_d$ , è stata adottata la legge TCEV, espressa nella forma:

	<p align="center">Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</p>	<p align="center">RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</p>
		<p align="center">IDR.301.RE.C</p>
		<p align="center">Pag. 16 / 77</p>

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_1 e^{-\beta \frac{h_d}{\mu_{hd}}}} - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{\frac{\beta}{\Theta^*} \frac{h_d}{\mu_{hd}}} \quad (5.1)$$

dove  $\mu_{hd}$  è la media di  $h_d$ ,  $\Lambda^*$  e  $\Theta^*$  sono due parametri da cui dipende il coefficiente di asimmetria della distribuzione,  $\Lambda_1$  è un parametro che insieme ai due precedenti determina il coefficiente di variazione, e  $\beta$  è una funzione dei tre precedenti parametri.

Sostituendo nella (4.1) il coefficiente di crescita:

$$k = \frac{h_d}{\mu_{hd}} \quad (5.2)$$

si ottiene:

$$P(k) = e^{-\Lambda_1 e^{-\beta k}} - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{-\frac{\beta}{\Theta^*} k} \quad (5.3)$$

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

$$T = \frac{1}{1 - P(k)} \quad (5.4)$$

La (4.3) non è purtroppo esplicitabile in forma esatta, ma può essere invertita con la seguente espressione approssimata, valida per:

$$0,1 \leq \Lambda^* \leq 0,9$$

$$1,1 \leq \Theta^* \leq 10$$

Posto:

	<p>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</p>	RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA
		IDR.301.RE.C
		Pag. 17 / 77

$$x = \ln\{-\ln[-P(k)]\}$$

$$x_0 = \frac{\Theta^*}{1-\Theta^*} \ln \Lambda^*$$

$$A = 0,8288(\Theta^* - 0,4315)^{0,3456}$$

a) per  $x \leq x_0$ :

$$k = \frac{x + Ae^{-B_1(x_0 - x)} C_1}{\beta}$$

con:

$$B_1 = 1,345 \frac{\Theta^* - 1}{(\Theta^* - 1,092)^{0,9319}}$$

$$C_1 = 0,8118 + 0,2453e^{-0,1731(\Theta^* - 1)}$$

b) per  $x \geq x_0$ :

$$k = \frac{\Theta^*(x + \ln \Lambda^*) + Ae^{-B_2(x - x_0)} C_2}{\beta}$$

con:

$$B_2 = 0,6501(\Theta^* - 1) + 0,009705(\Theta^* - 1)^2$$

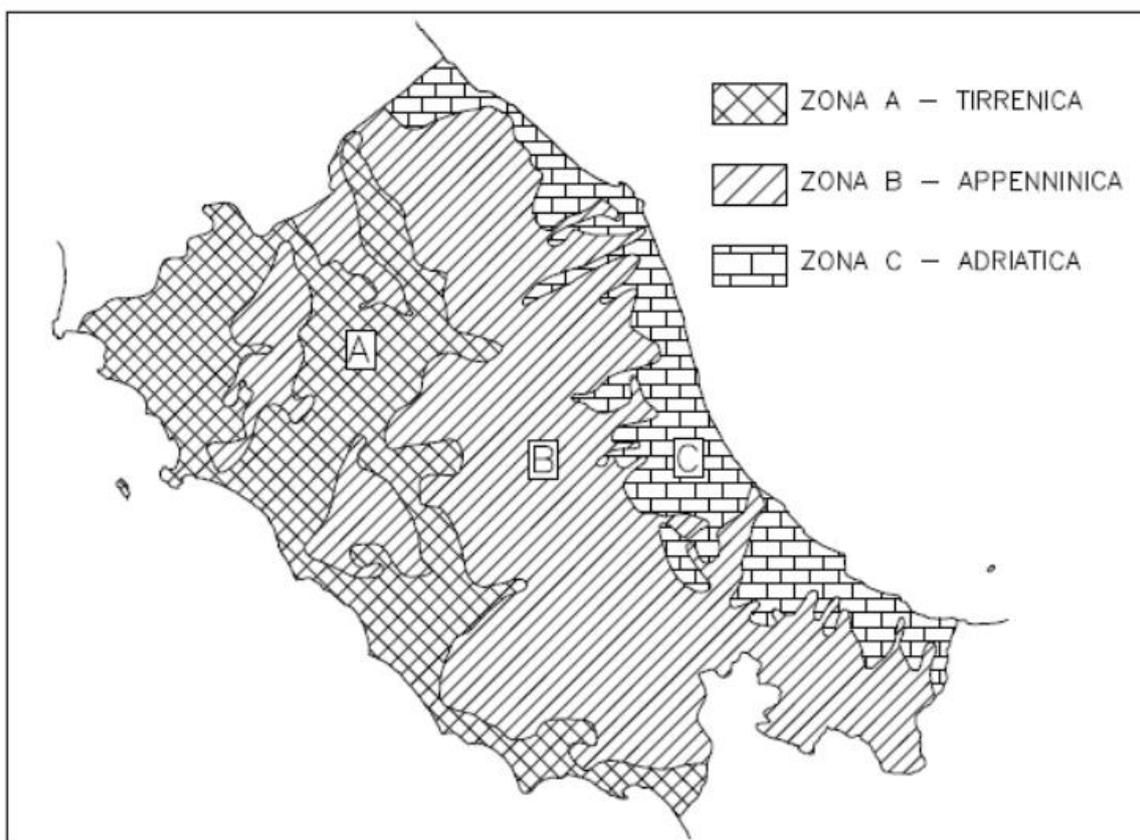
$$C_2 = 1 + 0,08680(\Theta^* - 1)^{0,5942}$$

Al primo e al secondo livello di regionalizzazione sono state identificate tre regioni omogenee, in cui l'ipotesi della costanza del coefficiente di variazione e del coefficiente di 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;

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 18 /77

- *zona B (Appenninica)*, che interessa l'ampia fascia dell'Appennino propriamente detto, con le propagini 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.



**Figura 8 - Sottozone pluviometricamente omogenee del I e II livello di regionalizzazione**

**L'area di Collegentilese ricade fa parte della Zona B - Appenninica.**

I parametri  $\Lambda^*$  e  $\Theta^*$  determinati al primo livello di regionalizzazione per le tre zone, sono indicati nella Tabella seguente.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 19 /77

regione	$\Lambda^*$	$\Theta^*$
<i>A</i>	<i>0,174</i>	<i>3,490</i>
<i>B</i>	<i>0,762</i>	<i>1,241</i>
<i>C</i>	<i>0,795</i>	<i>2,402</i>

**Tabella 4 - Parametri del primo livello di regionalizzazione**

Il parametro  $\Lambda_1$ , determinato al secondo livello di regionalizzazione per le tre zone, e la corrispondente funzione  $\beta$  sono indicati nella Tabella seguente.

Regione	$\Lambda_1$	$\beta$
<i>A</i>	<i>29,31</i>	<i>4,480</i>
<i>B</i>	<i>22,02</i>	<i>4,359</i>
<i>C</i>	<i>27,81</i>	<i>5,301</i>

**Tabella 5 - Parametri al secondo livello di regionalizzazione**

Più utile dal punto di vista pratico è la forma inversa della (5.3) per cui, fissato un valore  $T$  del periodo di ritorno, si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita  $K_T$ . Per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile.

Si riportano di seguito, nella Tabella 8, i valori di  $K_T$  ottenuti numericamente dalla (5.3) per alcuni valori del periodo di ritorno.

<b>T (anni)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>500</b>	<b>1000</b>
$K_T$ (SZOA)	0.89	1.22	1.49	1.84	1.97	2.29	2.45	2.98	3.52	4.23	4.77
$K_T$ (SZOB)	0.96	1.25	1.45	1.64	1.70	1.83	1.89	2.07	2.26	2.51	2.70
$K_T$ (SZOC)	0.90	1.29	1.59	1.90	2.01	2.22	2.32	2.64	2.96	3.38	3.70

**Tabella 6 - Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita  $K_T$  per le piogge giornaliere, per alcuni valori del periodo di ritorno  $T$**

Nelle pratiche approssimazioni, è possibile anche fare riferimento alle seguenti espressioni semplificate:

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. <b>20</b> /77

$$K_T = \left( \frac{\theta_* \text{Ln } \Lambda_*}{\eta} + \frac{\text{Ln } \Lambda_1}{\eta} \right) + \frac{\theta_*}{\eta} \text{Ln } T \quad (5.5)$$

che, dati i valori assunti dai parametri della distribuzione TCEV nell'area esaminata, diventa:

$$(SZOA) K_T = -0.6086 + 0.779 \text{Ln } T$$

$$(SZOB) K_T = 0.6419 + 0.289 \text{Ln } T$$

$$(SZOC) K_T = 0.5296 + 0.459 \text{Ln } T \quad (5.6a; 5.6b; 5.6c)$$

Per valori del periodo di ritorno superiori a 10 anni, l'errore nell'uso delle (5.6) in luogo della (5.3) è sempre inferiore al 10 %.

#### Piogge brevi

Considerata la relativa limitatezza dei dati pluviografici rispetto alla quantità di dati pluviometrici, è stato elaborato un modello probabilistico, relativo alle piogge brevi che impiega l'informazione regionale stabilita per i massimi annuali delle piogge giornaliere.

Per impiegare l'informazione regionale, si è assunta l'ipotesi che la curva di crescita, stabilita per i massimi delle piogge giornaliere, sia valida anche per rappresentare la distribuzione di probabilità dei coefficienti probabilistici di crescita dei massimi annuali delle piogge di durata inferiore.

### **5.1.4. Stima del valor medio della variabile casuale altezza massima di pioggia**

#### Leggi di probabilità pluviometriche

Le leggi di probabilità pluviometriche definiscono come varia la media del massimo annuale dell'intensità di pioggia su una fissata durata  $d$ ,  $\mu[l(d)]$ , con la durata stessa.

Tali leggi devono essere strettamente monotone, in quanto mediamente l'intensità di pioggia media per una durata superiore deve essere necessariamente minore di quella per una durata inferiore. Inoltre, per una durata molto piccola devono raggiungere un valore finito, rappresentante al limite per  $d$  che tende a zero, la media del massimo annuale dell'intensità di pioggia istantanea.

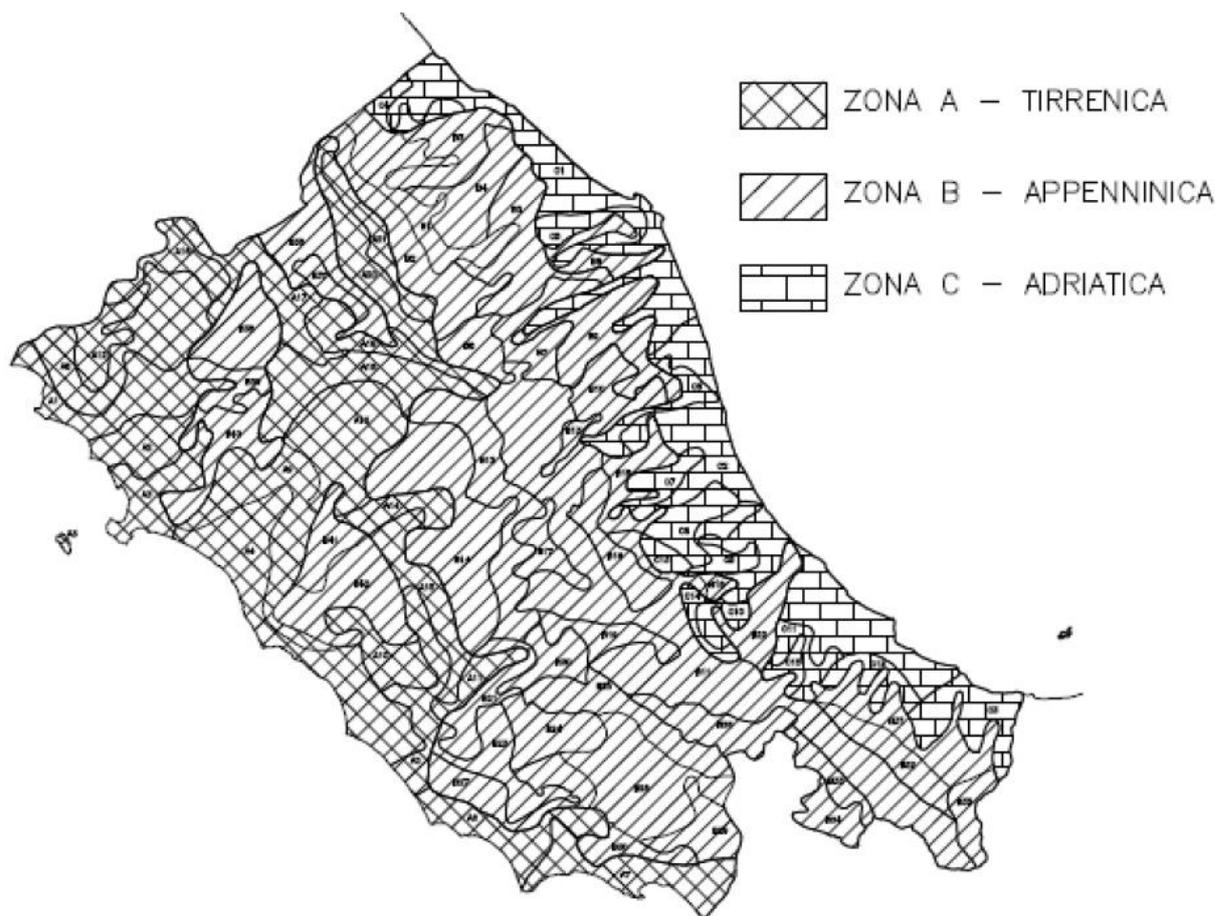
Pioggie giornaliere

Al terzo livello di regionalizzazione sono state individuate delle *zone omogenee* in cui è accettabile l'ipotesi che la media del massimo annuale dell'altezza giornaliera  $\mu(h_d)$ , che prende il nome di *pioggia indice*, dipenda linearmente dalla sola quota  $z$  della stazione:

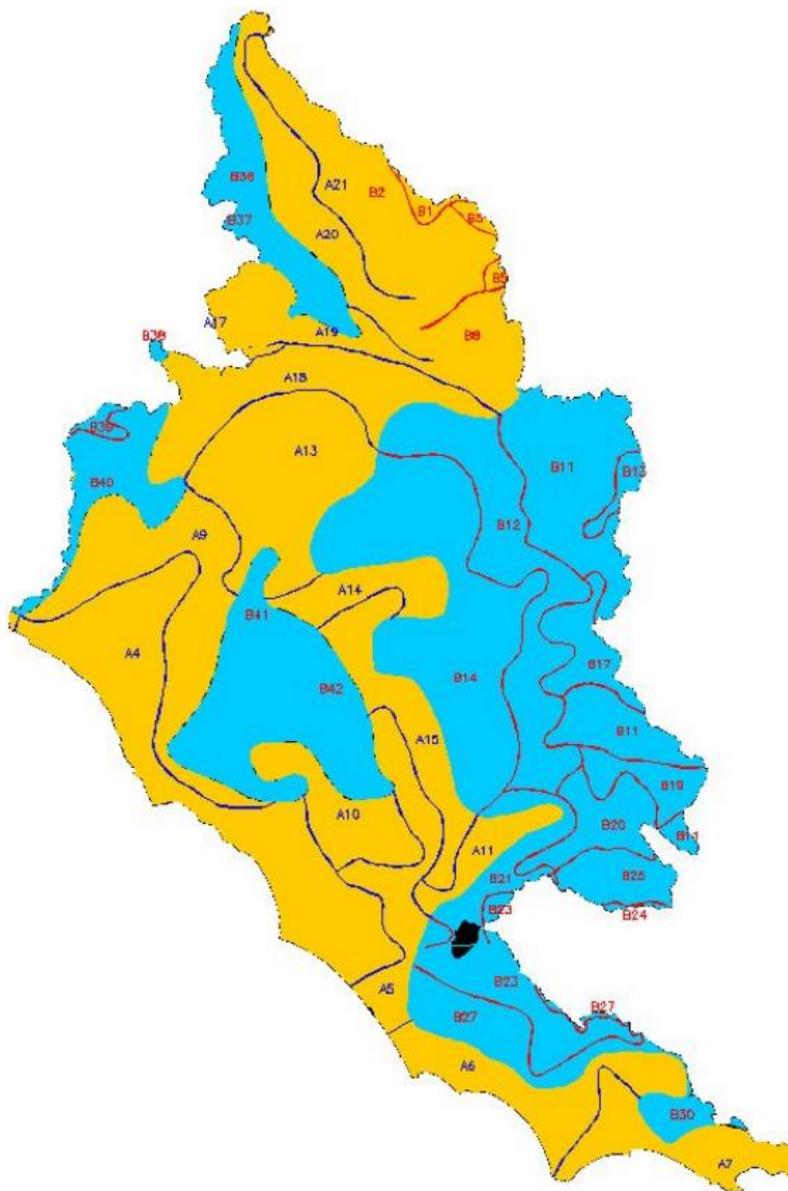
$$m[h_g] = C Z + D \quad (5.8)$$

I parametri della (4.8) non assumono unico valore per l'intera regione esaminata: è stato invece possibile identificare delle aree pluviometriche omogenee (APO), in ognuna delle quali se ne può ottenere una stima univoca.

Sono state individuate 78 APO, rappresentate nella figura seguente, in cui i parametri della regressione assumono i valori indicati nella Tabella 9.



**Figura 9 – Aree Pluviometricamente Omogenee (APO) del III livello di regionalizzazione**



**Figura 10 – Sottozone pluviometricamente omogenee dei bacini regionali della regione Lazio.**

**Dalle due immagini precedenti si ricava che la zona di Collegentilese oggetto di studio ricade nella Area Pluviometricamente Omogenea APO B11.**

Sottozona	N	c (mm/m)	d (mm)	sottozona	N	c (mm/m)	D (mm)
A1	10	0,01892	55,64	B19	6	0,01418	36,02
A2	8	0,02785	59,22	B20	5	0,01098	57,23
A3	9	0,02738	64,43	B21	6	0,15691	16,83
A4	13	0,03390	67,67	B22	7	0,01890	76,65
A5	7	0,03031	60,09	B23	5	0,04972	60,54
A6	8	0,13518	66,15	B24	7	0,07960	30,38
A7	7	0,03582	67,72	B25	10	0,02089	64,28
A8	16	0,01680	62,79	B26	9	0,13532	-48,29
A9	7	0,02671	61,61	B27	5	0,05786	67,35
A10	5	0,06301	67,83	B28	12	0,03599	63,48
A11	3	0,07624	41,70	B29	5	0,03152	87,30
A12	6	0,01510	72,77	B30	4	0,05066	68,93
A13	9	0,02714	50,42	B31	11	0,00116	60,07
A14	4	0,02517	62,33	B32	7	0,04004	27,64
A15	4	0,03647	68,78	B33	6	0,01264	54,93
A16	4	0,02592	52,00	B34	4	0,25615	-85,09
A17	7	0,10165	15,14	B35	5	0,07432	15,64
A18	11	0,02208	58,80	B36	7	0,05270	40,46
A19	5	0,03408	41,11	B37	2	0,03513	33,42
A20	7	0,03637	49,62	B38	10	0,01874	40,79
A21	4	0,02854	43,38	B39	4	0,04514	38,13
B1	13	0,03028	43,52	B40	8	0,04250	58,21
B2	5	0,02250	42,59	B41	4	0,08894	34,37
B3	11	0,03478	49,18	B42	9	0,02237	71,20
B4	10	0,02747	62,61	C1	19	0,00482	57,46
B5	13	0,03136	53,96	C2	34	0,02822	64,04
B6	6	0,03764	44,54	C3	8	0,05900	42,12
B7	9	0,01863	49,36	C4	5	0,06381	49,63
B8	4	0,02219	50,91	C5	6	0,01574	61,16
B9	16	0,04546	46,32	C6	5	0,01374	58,39
B10	9	0,04145	37,12	C7	5	0,00985	62,40
B11	44	0,02300	35,60	C8	7	0,07690	50,19
B12	13	0,04292	45,49	C9	6	0,02767	51,23
B13	2	0,01793	20,47	C10	7	0,11377	38,98
B14	13	0,05343	55,04	C11	5	0,02573	57,44
B15	6	0,00153	69,69	C12	4	0,02395	44,17
B16	12	0,02565	22,88	C13	3	0,04634	-5,21
B17	5	0,00722	64,41	C14	4	0,03330	32,01
B18	3	0,00128	62,43	C15	4	0,00655	57,57

**Tabella 7 - Terzo livello di regionalizzazione: parametri della regressione della media sulla quota**
Piogge brevi

Il terzo livello di regionalizzazione per le piogge di massima intensità e breve durata è stato svolto seguendo due procedure alternative, illustrate nei punti che seguono.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 24 /77

#### METODO DELLE ZONE OMOGENEE

Per ottenere le leggi di probabilità pluviometrica, l'elaborazione effettuata è stata rivolta a stabilire una relazione durata-intensità-frequenza, attraverso una legge del tipo:

$$i_t(T) = \frac{a(T)}{(b+t)^m} \quad (5.9a)$$

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;
- $a(T)$  è un parametro dipendente dal tempo di ritorno, ma indipendente dalla durata.

La (4.9a) può essere messa nella forma:

$$i_t(T) = i_0(T) \left( \frac{b}{b+t} \right)^m$$

dove  $i_0(T)$  è l'intensità istantanea con tempo di ritorno  $T$ . La *pioggia indice* è data dalla media di  $i_t$ , che risulta:

$$\mu_{it} = \mu_{i0} \left( \frac{b}{b+t} \right)^m \quad (5.9b)$$

dove  $\mu_{i0}$  è la media dell'intensità istantanea.

Il *coefficiente di crescita* da introdurre nella (4.3) è quindi:

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

L'esponente  $m$  e il parametro di deformazione temporale  $b$  sono stati assunti indipendenti dal tempo di ritorno  $T$ , 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  $\mu_{i24}$  è proporzionale all'intensità media giornaliera  $\mu_{id}$ :

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<p align="center"><b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b></p>
		<p align="center">IDR.301.RE.C</p>
		<p align="center">Pag. 25 / 77</p>

$$\mu_{i24} = \delta \cdot \mu_{id} \quad (5.10)$$

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):

$$r = \frac{\mu_{i5'}}{\mu_{i1}} = \left( \frac{b+1}{b+0,0833} \right)^m = 3,36$$

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

$$b = \frac{1 - 0,0833r^{1/m}}{r^{1/m} - 1} \quad (5.11)$$

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

- a) l'intensità istantanea media  $\mu_{i0}$  è dipendente dalla quota  $z$  della stazione pluviometrica secondo la relazione:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{hd}(z)}{\bar{\mu}_{hd}} \quad (45.12)$$

dove  $\mu_{i0}$  e  $\mu_{hd}$  sono la media sulla zona omogenea di  $\mu_{i0}$  e  $\mu_{hd}$ .

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

$$m = \frac{\ln\left(\frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}}\right)}{\ln\left[1 + \frac{24(r^{1/m} - 1)}{1 - 0,0833r^{1/m}}\right]} \quad (5.13)$$

I valori regionali dei parametri  $b$ ,  $m$  e  $\bar{\mu}_{i0}/\bar{\mu}_{i24}$  che compaiono nella (5.13) sono riportati nella Tabella seguente.

Sottozona	<i>b</i> (h)	<i>m</i>	$\mu_{10}/\mu_{124}$	sottozona	<i>b</i> (h)	<i>m</i>	$\mu_{10}/\mu_{124}$
A1	0,1660	0,7810	4,890	B19	0,1135	0,6951	4,148
A2	0,1528	0,7597	4,683	B20	0,1170	0,7010	4,190
A3	0,1454	0,7478	4,574	B21	0,1585	0,7690	4,772
A4	0,1705	0,7881	4,962	B22	0,1101	0,6895	4,108
A5	0,1621	0,7748	4,828	B23	0,1398	0,7387	4,494
A6	0,1137	0,6955	4,150	B24	0,1040	0,6792	4,038
A7	0,1054	0,6816	4,054	B25	0,0986	0,6700	3,980
A8	0,1323	0,7263	4,389	B26	0,0908	0,6565	3,902
A9	0,1502	0,7555	4,645	B27	0,1366	0,7335	4,449
A10	0,1415	0,7415	4,518	B28	0,1168	0,7007	4,188
A11	0,1744	0,7943	5,026	B29	0,0895	0,6542	3,889
A12	0,1251	0,7145	4,293	B30	0,1222	0,7097	4,256
A13	0,1484	0,7526	4,618	B31	0,0902	0,6555	3,896
A14	0,1521	0,7586	4,673	B32	0,1071	0,6844	4,073
A15	0,1326	0,7269	4,393	B33	0,0806	0,6389	3,813
A16	0,1427	0,7434	4,535	B34	0,0940	0,6620	3,933
A17	0,1728	0,7917	5,000	B35	0,0977	0,6684	3,971
A18	0,1498	0,7549	4,639	B36	0,1434	0,7446	4,545
A19	0,1729	0,7919	5,002	B37	0,1141	0,6962	4,156
A20	0,1456	0,7482	4,577	B38	0,1670	0,7826	4,906
A21	0,1437	0,7450	4,549	B39	0,0971	0,6674	3,965
B1	0,1168	0,7006	4,188	B40	0,1136	0,6953	4,149
B2	0,1603	0,7718	4,799	B41	0,1673	0,7830	4,911
B3	0,1252	0,7146	4,294	B42	0,1279	0,7190	4,329
B4	0,1015	0,6748	4,010	C1	0,1408	0,7403	4,508
B5	0,1302	0,7230	4,361	C2	0,1107	0,6905	4,115
B6	0,1354	0,7314	4,431	C3	0,1156	0,6986	4,173
B7	0,1275	0,7185	4,325	C4	0,1123	0,6932	4,134
B8	0,1768	0,7981	5,066	C5	0,1281	0,7195	4,333
B9	0,1455	0,7479	4,575	C6	0,0957	0,6650	3,950
B10	0,1136	0,6953	4,149	C7	0,1129	0,6942	4,141
B11	0,1035	0,6782	4,032	C8	0,1001	0,6725	3,996
B12	0,1097	0,6887	4,102	C9	0,1076	0,6852	4,079
B13	0,0685	0,6173	3,730	C10	0,1034	0,6781	4,031
B14	0,1380	0,7357	4,468	C11	0,1101	0,6895	4,108
B15	0,1048	0,6804	4,047	C12	0,1100	0,6894	4,107
B16	0,1051	0,6811	4,051	C13	0,0821	0,6414	3,825
B17	0,0889	0,6532	3,884	C14	0,0897	0,6547	3,892
B18	0,1167	0,7005	4,187	C15	0,0863	0,6488	3,861

**Tabella 8 - Regionalizzazione delle piogge intense: parametri regionali delle relazioni IDF**

METODO DELL'INTERPOLAZIONE SPAZIALE DEI PARAMETRI LOCALI

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

$$h_t(T) = a(T) t^n$$

(5.13a)

dove:

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 27 / 77

- $n$  è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno;
- $a(T)$  è un parametro dipendente dal tempo di ritorno, ma indipendente dalla durata.

La (4.13a) può essere messa nella forma:

$$h_t(T) = h_l(T) t^n$$

dove  $h_l(T)$  è l'altezza di pioggia oraria con tempo di ritorno  $T$ . La *pioggia indice* è data dalla media di  $h_t$ , che risulta:

$$\mu_{ht} = \mu_{hl} t^n \tag{5.13b}$$

Il *coefficiente di crescita* da introdurre nella (4.3) è quindi:

$$k = \frac{h_t}{\mu_{hl}} \left( \frac{l}{t} \right)^n$$

L'esponente  $n$  è stato assunto indipendente dal tempo di ritorno  $T$ , in modo da imporre il parallelismo sul piano logaritmico delle leggi IDF relative a diversi tempi di ritorno.

I parametri  $\mu_{hl}$  e  $n$  sono ricavati per interpolazione dei valori calcolati per ciascuna stazione pluviometrica.

#### Piogge areali

Al momento non è stata condotta un'indagine specifica sul ragguglio all'area delle stime regionali puntuali delle precipitazioni.

Il modello delle piogge brevi proposto, però, può essere integrato esprimendo l'altezza raggugliata all'area,  $m[h(A, t)]$  con la relazione:

$$m[h(A, t)] = m'_o \left( \frac{b}{b + t} \right)^{m'} \tag{5.14}$$

In cui:

$$\begin{aligned} m' &= m + k_1 A \\ m'_o &= k_2 m_o \end{aligned}$$

in cui  $A$  è l'area del bacino.

	<p align="center">Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</p>	<p align="center">RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</p>
		<p align="center">IDR.301.RE.C</p>
		<p align="center">Pag. 28 /77</p>

## 5.2. Quadro riassuntivo rapporto VAPI – determinazione degli afflussi

Nel seguente paragrafo si riportano tutti i dati idrologici ricavati dallo studio VAPI precedentemente riassunto, ai fini della verifica idraulica delle reti bianche.

Definita infatti la sottozona pluviometricamente omogenea in cui ricade il sito di interesse, sono noti i parametri idrologici. A questo punto, è dunque possibile applicare le formule di cui sopra per la stima della media del massimo annuale dell'intensità di pioggia di assegnata durata  $d$ ,  $m[l(d)]$ , in funzione della durata stessa.

Il bacino in questione appartiene all'APO A11, si ricavano pertanto i seguenti parametri idrologici:

<b>Z</b>	<b><math>\mu_{io}</math></b>
<b>[m slm]</b>	<b>[mm]</b>
1030	114.55

Sottozona	N	c	d	b	m	$\mu_{i0}/\mu_{i24}$
		(mm/m)	(mm)	(h)		
<b>B11</b>	44	0.023	35.6	0,1035	0,6782	4.032

**Tabella 9 - Parametri idrologici del bacino nella Sottozona B11**

In definitiva, per la zona oggetto di studio, dall'applicazione delle formule (5.9b) e (5.12), si ottengono le intensità di pioggia variabili riportati a seguire (considerando la quota media dell'intero bacino).

T	$K_T$	d [h]						
		0.17	0.5	1	3	6	12	24
[anni]	[-]	$\mu[l(d)]$						
		[mm/h]						
2	0.89	59.84	34.82	22.41	10.17	6.00	3.50	2.03
5	1.22	82.03	47.73	30.72	13.95	8.22	4.79	2.78
10	1.49	100.18	58.29	37.52	17.03	10.04	5.86	3.40
20	1.84	123.72	71.99	46.34	21.03	12.40	7.23	4.19
25	1.97	132.46	77.07	49.61	22.52	13.28	7.74	4.49
40	2.29	153.97	89.59	57.67	26.18	15.43	9.00	5.22
50	2.45	164.73	95.85	61.70	28.01	16.51	9.63	5.58
100	2.98	200.37	116.59	75.04	34.06	20.08	11.71	6.79
200	3.52	236.68	137.72	88.64	40.24	23.72	13.83	8.02
500	4.23	284.42	165.49	106.52	48.35	28.50	16.62	9.64
1000	4.77	320.73	186.62	120.12	54.53	32.14	18.75	10.87

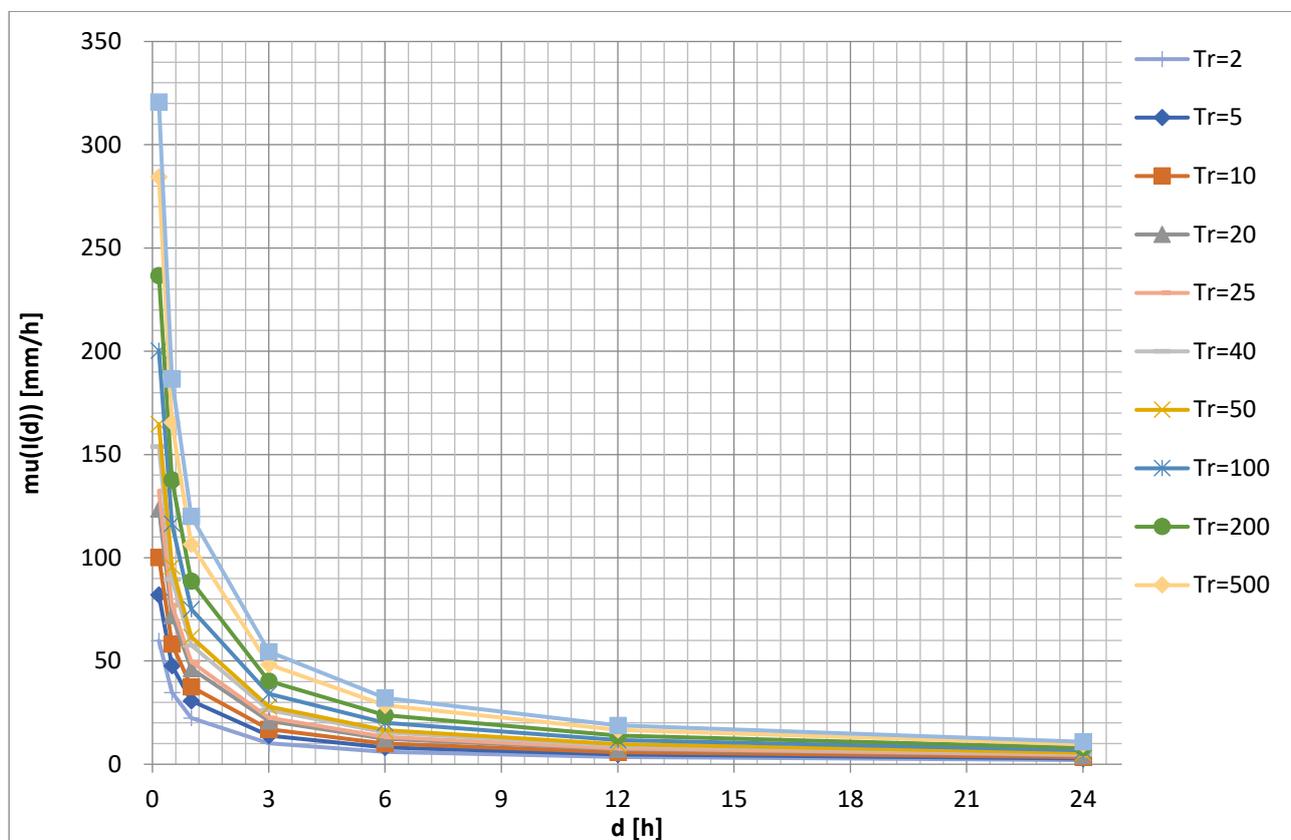
**Tabella 10 - Intensità di pioggia per assegnata durata  $d$  e periodo di ritorno  $T$**

Infine, note le medie delle massime intensità di pioggia, moltiplicando per la relativa durata di tempo  $d$  in cui l'intensità media è stata calcolata, si possono stimare le medie delle massime altezze probabili di pioggia per assegnata durata  $d$  e periodo di ritorno  $T$ ,  $\mu[h(d, T)]$ :

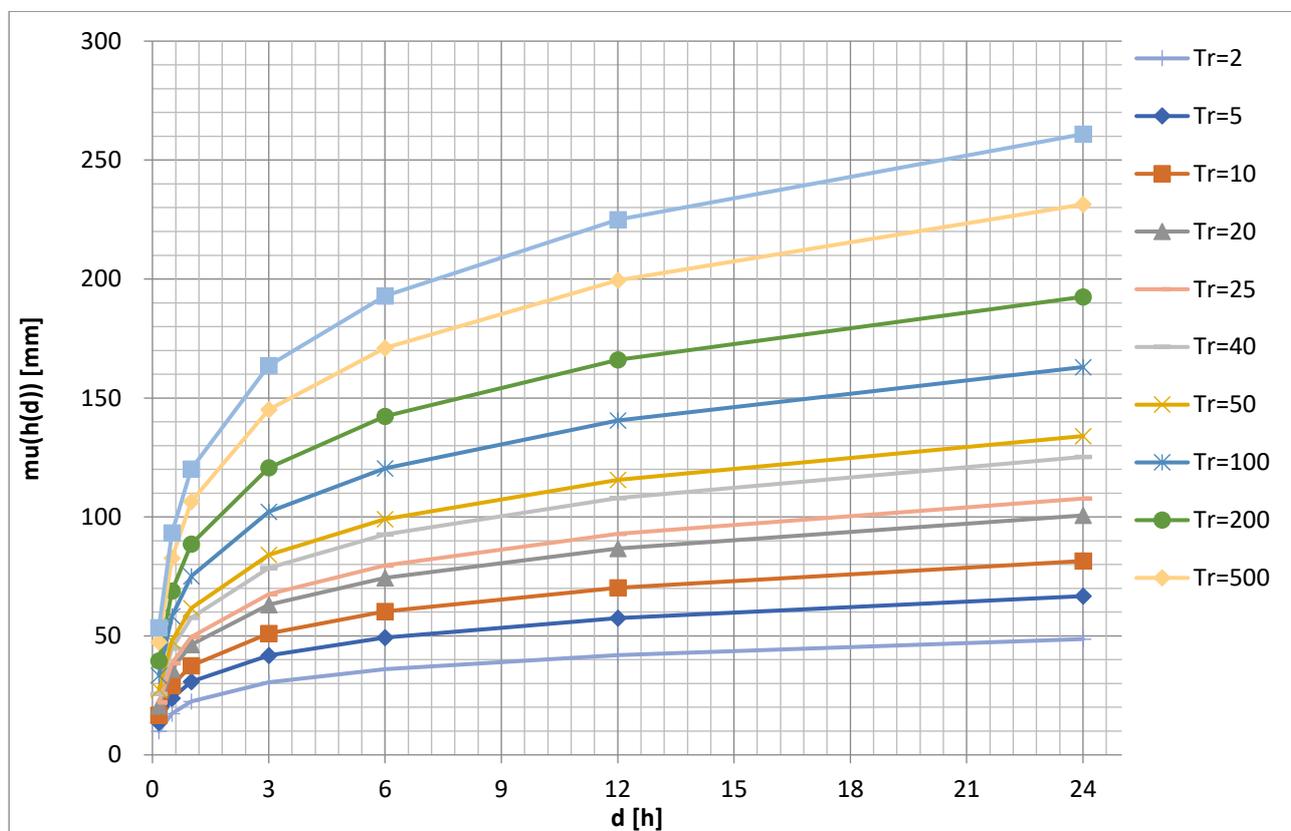
		d [h]						
		0.17	0.5	1	3	6	12	24
T	$K_T$	$\mu[h(d)]$						
[anni]	[-]	[mm]						
2	0.89	9.97	17.41	22.41	30.52	35.98	41.97	48.68
5	1.22	13.67	23.87	30.72	41.84	49.33	57.53	66.73
10	1.49	16.70	29.15	37.52	51.10	60.24	70.27	81.50
20	1.84	20.62	35.99	46.34	63.10	74.40	86.77	100.64
25	1.97	22.08	38.54	49.61	67.56	79.65	92.90	107.75
40	2.29	25.66	44.80	57.67	78.53	92.59	107.99	125.26
50	2.45	27.46	47.93	61.70	84.02	99.06	115.54	134.01
100	2.98	33.39	58.29	75.04	102.19	120.49	140.53	163.00
200	3.52	39.45	68.86	88.64	120.71	142.32	166.00	192.53
500	4.23	47.40	82.75	106.52	145.06	171.03	199.48	231.37
1000	4.77	53.45	93.31	120.12	163.58	192.86	224.95	260.90

**Tabella 11 - Altezze di pioggia probabili per assegnata durata  $d$  e periodo di ritorno  $T$**

Le tabelle riassuntive appena ricavate possono essere graficizzate, ottenendo le seguenti curve di probabilità pluviometrica per la zona in esame:



**Figura 11 - Curve di probabilità pluviometrica (espresse in termini di intensità di pioggia) per assegnati periodi di ritorno  $T$**

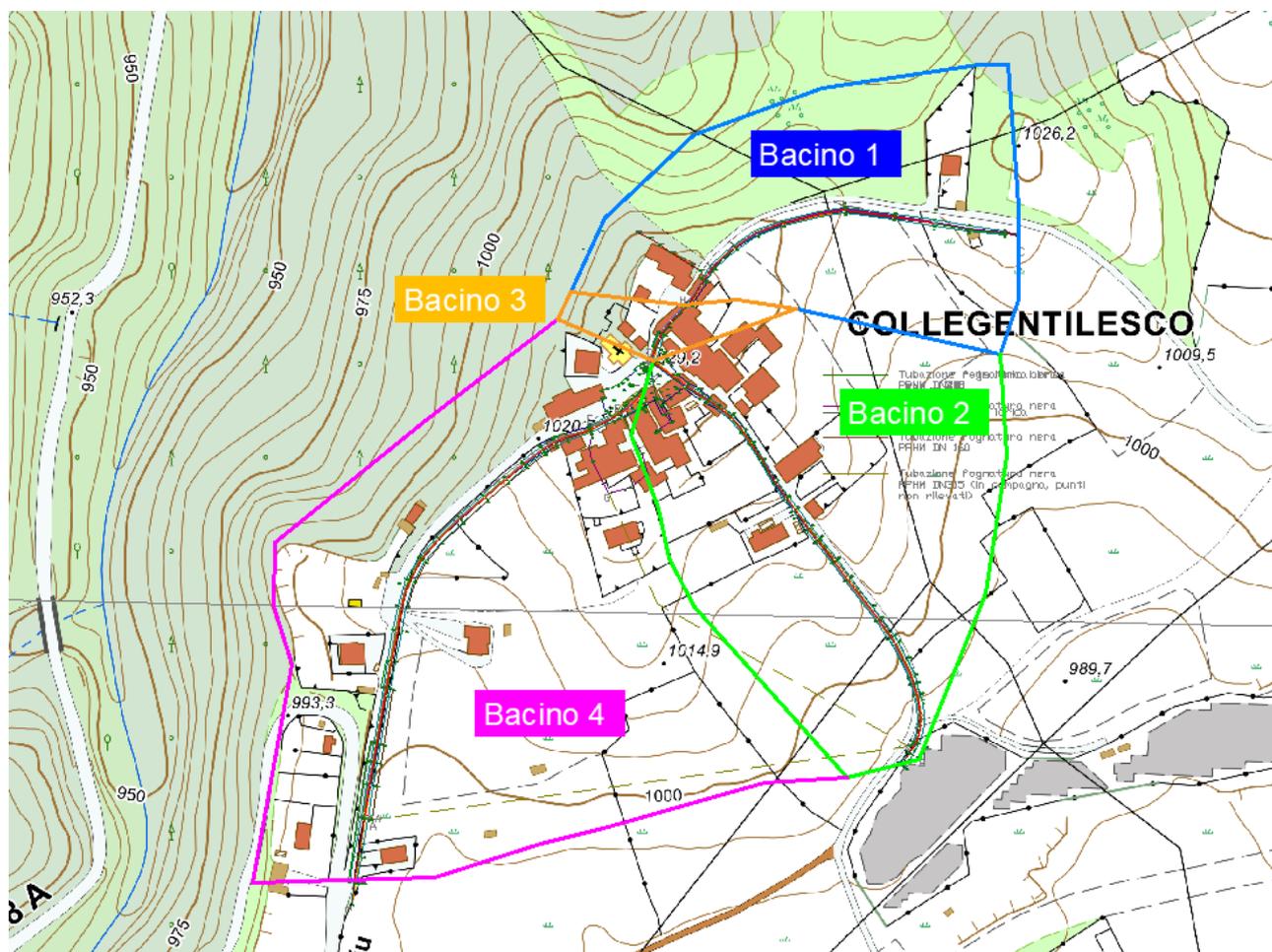


**Figura 12 - Curve di probabilità pluviometrica (espresse in termini di altezze di pioggia) per assegnati periodi di ritorno  $T$**

## 6. RETE DI DRENAGGIO ACQUE BIANCHE

### 6.1. Definizione dei bacini scolanti

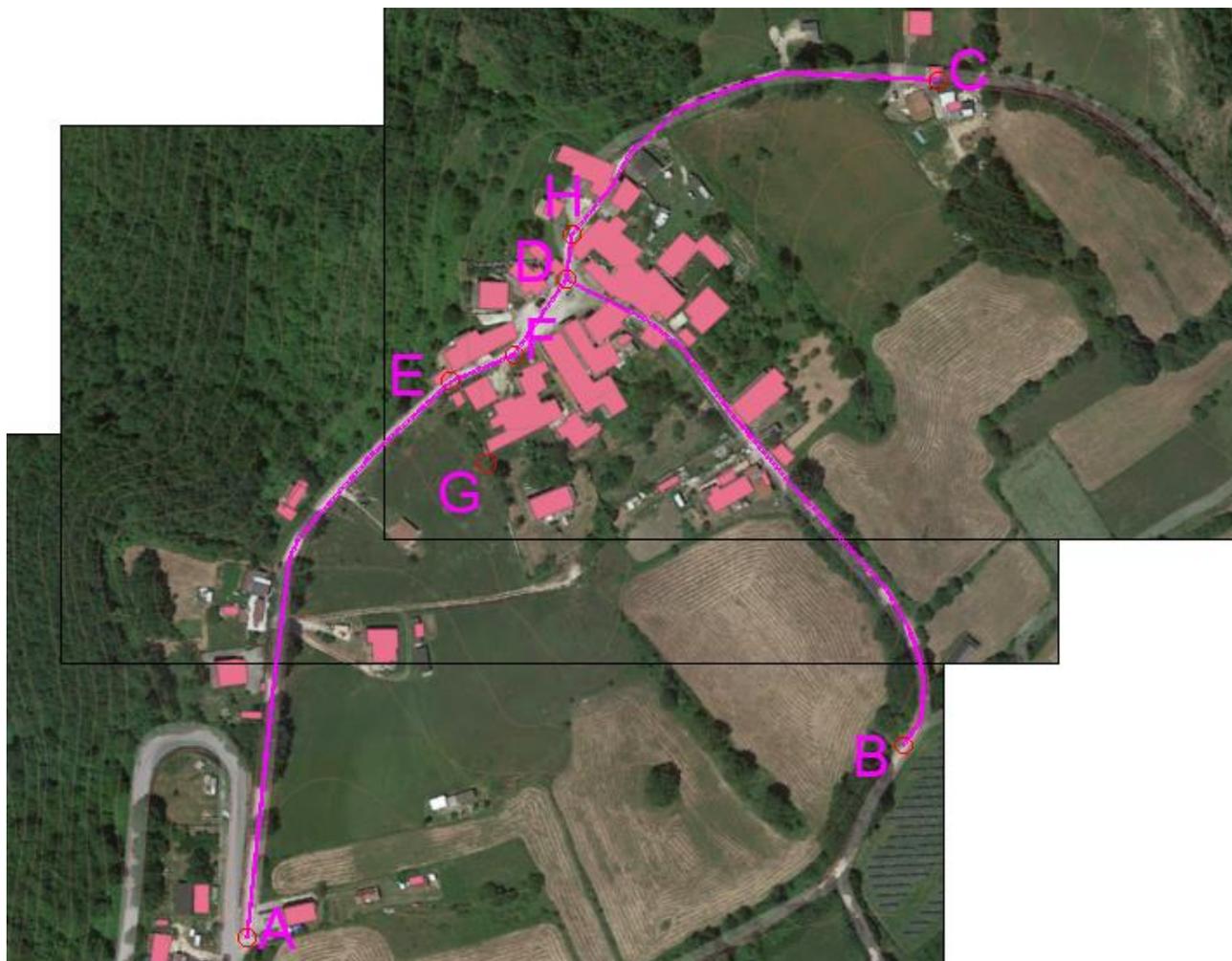
Le superfici dei bacini scolanti della rete di fognatura bianca di progetto sono state calcolate in funzione della topografia dei luoghi, considerando le linee di displuvio presenti sui vari crinali del colle su cui sorge l'abitato. La suddivisione dei bacini scolanti per ogni tronco di rete è riportata a seguire.



**Figura 13 - Definizione dei bacini dei tronchi di fognatura**

Con riferimento alla figura seguente, dove si individuano i nodi principali delle reti, si riportano le quote geodetiche di ogni nodo della rete e le aree dei bacini contribuenti per ogni tronco di progetto.

Si chiarisce che, come tutto il sistema di progetto, anche la rete del ramo est (bacino 1) funzionerà a gravità dal nodo H al nodo C. Considerando anti-economico e non conveniente dal punto di vista tecnico e manutentivo un eventuale pompaggio dal punto depresso verso il nodo H posto più in quota, atteso il dislivello e le portate stimate, il recapito ultimo di tale rete una volta che entrerà in funzione sarà lo stesso stradello che dall'ultimo edificio si estende verso sud-est in zona non urbanizzata. Nella fase seconda di progettazione, dovrà essere previsto a valle del nodo C un opportuno sistema di smaltimento dell'acqua piovana tramite pozzo filtrante a dispersione, in modo da immettere nel sottosuolo per filtrazione le acque bianche collettate. In tal modo si evita anche di sovraccaricare eccessivamente la rete a gravità e i ricettori finali.



**Figura 14 – Nodi principali della rete**

<b>Nodo</b>	<b>Quota</b>
<b>[-]</b>	<b>[m]</b>
A	997.89
B	991.16
C	1017.24
D	1028.29
H	1029.60

<b>Rete</b>	<b>Pozz. Iniziale</b>	<b>Pozz. Finale</b>	<b>L</b>	<b>Bacino</b>	<b>Σ A<sub>i</sub></b>
<b>[-]</b>	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>	<b>[m]</b>	<b>[-]</b>	<b>[m<sup>2</sup>]</b>
RETE 1	C	H	148.82	1	3487
RETE 2	B	D	264.00	2	3268
RETE 3	H	D	37.10	3	2388
RETE 4	D	A	310.18	4	2822

**Tabella 12 – Quote nodi e aree bacini della rete bianca**

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 34 /77

## 6.2. Calcolo delle portate meteoriche

Il calcolo portate al colmo meteoriche può essere ottenuta attraverso l'applicazione della metodologia indiretta, ossia della trasformazione tra afflussi meteorici e deflussi idrologici.

Uno dei metodi indiretti di trasformazione afflussi-deflussi più usati è il “metodo razionale” o “della corrivazione”.

Tale modello di trasformazione si basa sul più generale metodo della corrivazione, elaborando considerazioni puramente cinematiche e tralasciando la valutazione del fenomeno di invaso. Tale metodo fu ideato dalla scuola idraulica tedesca con riferimento allo studio dei bacini naturali e successivamente esteso all'analisi dei bacini ed alvei artificiali.

Le principali ipotesi alla base della costituzione del metodo sono le seguenti:

- Moto Uniforme: pelo libero parallelo al fondo;
- Moto Autonomo: il moto in ciascun tronco della rete risulta indipendente dal deflusso in eventuali affluenti o confluenti;
- Moto Sincrono: la rete risulta sincronizzata ovvero in ciascun tronco della rete si raggiunge contemporaneamente il massimo grado di riempimento;
- Alveo cilindrico: sezione costante;
- La formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- Ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- La velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- La portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Si definisce inoltre “tempo di corrivazione”  $t_c$  il tempo necessario alla generica goccia d'acqua caduta nel punto più lontano del bacino rispetto alla sezione di chiusura per entrare nella rete e raggiungere la sezione di chiusura stessa.

Nella ipotesi di pluviogramma rettangolare si mostra come la portata massima in una generica sezione di una rete si ottenga per una pioggia di durata pari al tempo massimo di corrivazione del bacino sotteso.

Con le ipotesi semplificative fatte prima, la portata può essere calcolata con la formula razionale secondo cui:

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

esprimendo la portata  $Q$  in  $m^3/s$ , l'intensità di pioggia  $i$  in  $mm/h$  e la superficie del bacino  $A$  in ettari.

Il coefficiente  $\phi$  rappresenta invece il coefficiente di afflusso, ovvero il rapporto tra il volume efficace di pioggia ed il volume totale di precipitazione. Esso dipende da diversi fattori, alcuni intrinseci del bacino (quali tipo di pavimentazione, pendenza, etc.), altri variabili da evento ad evento (quali stato di umidità iniziale del suolo, altezza totale di precipitazione, etc.). Tuttavia nella pratica ingegneristica si ammette che esso sia una costante del bacino, facendo normalmente riferimento ai valori che detto coefficiente può assumere in condizioni particolarmente svantaggiose.

Nel caso in esame, dunque, facendo riferimento ad un tempo di ritorno di 20 anni e alla tabella seguente, in funzione della percentuale del tipo di superficie per ogni sottobacino, si ricavano i vari coefficienti di afflusso.

Tipo di Superficie	Tempo di ritorno					
	10	20	50	100	200	500
Asfalto	0.81	0.855	0.9	0.95	0.975	1
Calcestruzzo, tetti	0.83	0.875	0.92	0.97	0.985	1
Coltivazioni	0.36	0.395	0.43	0.47	0.52	0.57
Pascoli ( $i > 7\%$ )	0.42	0.455	0.49	0.53	0.565	0.6
Boschi ( $i > 7\%$ )	0.41	0.445	0.48	0.52	0.55	0.58

**Tabella 13 – Valori del coefficiente di afflusso  $\phi$  al variare del tipo di pavimentazione e del periodo di ritorno**

Di norma il tempo di corrivazione della sezione terminale di un generico tratto viene assunto pari a:

$$t_c = t_c' + t_p$$

dove:

- $t_c'$  è il massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte (oppure il tempo di ruscellamento del tratto stesso, a breve descritto, se tale tempo è superiore);
- $t_p$  è il tempo di percorrenza del tratto stesso, cioè il tempo necessario affinché la goccia d'acqua percorra l'intero tratto di fognatura, calcolato per ogni tratto come rapporto tra la lunghezza L del tratto di fogna in metri e la velocità v di percorrenza in m/s.

Per i tratti iniziali, in cui non vi sono fogne confluenti, il valore del tempo di corrivazione è dato da:

$$t_c = t_r + t_p$$

in cui  $t_r$  è definito 'tempo di ruscellamento', cioè il tempo massimo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto a partire dal punto di caduta; al tempo di ruscellamento si assegnano normalmente

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 36 / 77

valori compresi tra i 5 e i 10 minuti, a seconda se l'area sottesa è più o meno urbanizzata, più o meno pendente. Nel caso in esame, trattandosi di piccole aree scoperte ed impermeabili, a vantaggio di sicurezza si assegna per ogni tronco di rete un tempo di ruscellamento pari a 2 minuti.

In funzione di tali considerazioni, la determinazione delle portate pluviali si effettua partendo da monte verso valle e procedendo per tentativi: si fissa una velocità di deflusso  $v$ , si valuta il tempo di percorrenza  $t_p$  (nota la lunghezza del tronco) ed il tempo di ruscellamento  $t_r$  (da stima) e dunque conseguentemente il tempo di corrivazione  $t_c$ . A questo punto si calcola l'intensità media di pioggia  $i$  (dalla Curva di Probabilità Pluviometrica precedentemente ricavata), e successivamente, assegnati  $\varphi$  e  $A$ , e fissato un determinato valore del periodo di ritorno  $T$ , si determina infine il valore della portata pluviale massima  $Q$  tramite la formula razionale.

Scelto lo speco fognario che più si adatta a tale portata, dalla scala di deflusso si determinerà l'altezza idrica e la relativa velocità  $v$ . Se essa coincide (o si discosta poco) con la velocità di partenza ipotizzata, abbiamo determinato il valore della portata pluviale, altrimenti si procederà ad una nuova iterazione di calcolo. Determinata  $Q$ , si verifica il grado di riempimento dello speco e le velocità minime e massime delle portate pluviali.

Il periodo di ritorno  $T$  adoperato per dimensionare le reti pluviali è in genere pari a 20 anni.

Di seguito si riportano i valori di portata del bacino per i diversi sottobacini della rete.

Rete	Pozz. Iniziale	Pozz. Finale	L	Bacino	$\Sigma A_i$	$v_m$	$T_r$	$T_p$	$T_c$	$i(T_c, T)$	$h(T_c, T)$	$\varphi$	$Q_p(T_c, T)$
[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m <sup>2</sup> ]	[m/s]	[h]	[h]	[h]	[mm/h]	[mm]	[-]	[m <sup>3</sup> /s]
RETE 1	C	H	148.82	1	3487	3.90	0.03	0.01	0.04	187.8	8.3	0.4	0.073
RETE 2	B	D	264.00	2	3268	4.70	0.03	0.02	0.05	187.8	9.2	0.4	0.118
RETE 3	H	D	37.10	3	2388	2.60	0.03	0.00	0.04	187.8	7.0	0.4	0.050
RETE 4	D	A	310.18	4	2822	3.90	0.03	0.02	0.07	187.8	13.3	0.4	0.059

**Tabella 14 - Valori delle portate meteoriche di progetto per i vari sottobacini**

dove le grandezze fisiche riportate rappresentano:

$L$  = lunghezza della condotta;

$A$  = area del bacino sotteso alla condotta;

$T_r$  = tempo di ruscellamento della condotta;

$T_p$  = tempo di percorrenza della condotta;

$T_c$  = tempo di corrivazione della condotta;

$i_c$  = intensità critica della condotta;

$h_c$  = altezza di pioggia critica della condotta;

$\varphi$  = coefficiente di afflusso medio del bacino sotteso;

$Q_p$  = portata al colmo di piena

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 37 /77

## 6.3. Dimensionamento idraulico e verifica dei collettori

### 6.3.1. Verifiche idrauliche

Il dimensionamento dei collettori di progetto è stato condotto in condizioni teoriche di moto uniforme.

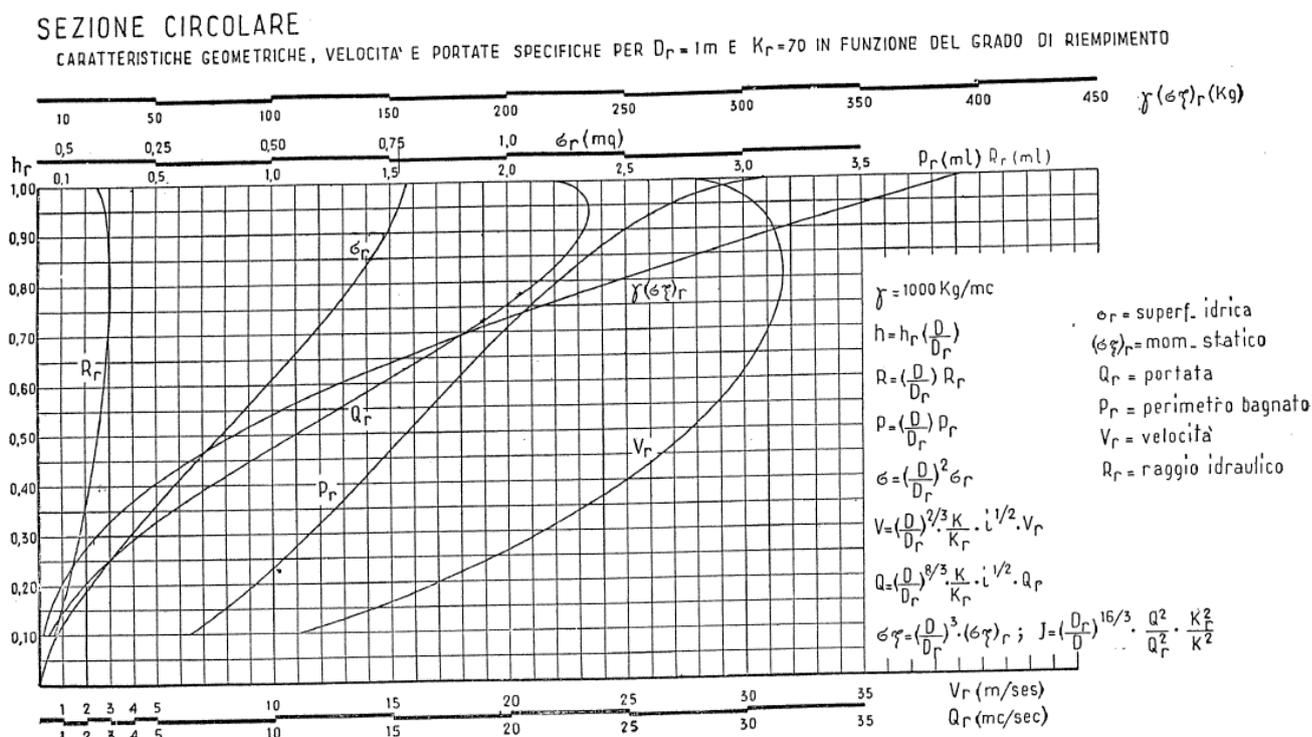
Una volta note le massime portate di acqua bianca per ogni tronco della nuova fognatura, si procede con la verifica idraulica delle sezioni di progetto dei collettori.

In ipotesi di moto uniforme la corrente scorre in un alveo cilindrico con la superficie libera a distanza costante dal fondo; in essa le caratteristiche idrauliche (velocità, sezione, portata) non variano nello spazio e nel tempo. La letteratura tecnica fornisce numerosi esempi di formule per il calcolo delle caratteristiche in moto uniforme. Nel caso in esame, per la verifica idraulica delle sezioni di progetto dei collettori, è stata adottata la formula di Gauckler-Strickler, che consente di stimare la massima portata smaltibile dalla condotta:

$$Q = K_s * \sigma * R^{2/3} * i^{1/2} \quad (16)$$

con  $K_s$  coefficiente di scabrezza (espresso in  $m^{1/3}/s$ ),  $\sigma$  area della sezione idraulica (in  $m^2$ ),  $R$  raggio idraulico (in  $m$ ) e  $i$  pendenza media della condotta.

La formula consente, nota la geometria della sezione idrica, e noti i valori di pendenza dei collettori, diametri nominali, materiale, ed impostato un certo grado di riempimento, di determinare le caratteristiche idrauliche della corrente che si instaurano al passaggio delle varie portate, grazie all'uso di una scala di deflusso per sezioni circolari, come quella riportata nella figura seguente.



**Figura 15 - Scala di deflusso per sezione circolare**

Se tali valori risultano in accordo con le limitazioni idrauliche sulle velocità medie di deflusso (0.5-4 m/s), risulterà possibile ritenere conclusa la fase di dimensionamento relativo al tronco in analisi, procedendo dunque al successivo tronco di valle.

Per quanto concerne il valore del coefficiente di scabrezza  $K$ , questo dipende dalla natura delle pareti che costituiscono lo speco. Per valori elevati di tale coefficiente si tende a pareti sostanzialmente lisce. Nel caso in esame di fognature circolari in materiale plastico (PPHM), si è fissato un coefficiente di scabrezza pari a 100.

Le pendenze di progetto sono costanti lungo il profilo longitudinale della condotta. Sono comunque presenti pozzetti di salto di quota.

Per il dimensionamento della rete, si è dapprima ipotizzata la geometria dei collettori, costituita da spechi circolari con  $D \geq 0.3$  m per fognature miste e bianche, in accordo a quanto previsto dalla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 11633 del 07/01/74 - punto E.

Pertanto si è successivamente controllato che, con la portata massima per il periodo di ritorno di venti anni, non si determini il funzionamento in pressione del collettore, verificando al contempo che il grado di riempimento ( $h/D$ ) non superi il valore di 0.70 e che la velocità di deflusso sia compresa nell'intervallo 0.5 – 4 m/s.

I risultati del dimensionamento e della verifica dei collettori di progetto sono riportati nella seguente tabella.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 39 / 77

Rete	Pozz. Iniziale	Pozz. Finale	$v_m$	$Q_p$ ( $T_c, T$ )	$i$	DN	$D_i$	K	$Q_r$	$h_r$	VER. $h_r$	$v'$	VER. $v$
[-]	[-]	[-]	[m/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[-]	[mm]	[mm]	[m <sup>1/3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[-]	[m/s]	[-]
RETE 1	C	H	3.90	0.073	0.083	400	359.4	100	2.704	0.235	OK	3.912	OK
RETE 2	B	D	4.70	0.118	0.092	400	359.4	100	4.167	0.295	OK	4.684	OK
RETE 3	H	D	2.60	0.050	0.036	400	359.4	100	2.835	0.240	OK	2.587	OK
RETE 4	D	A	3.90	0.059	0.098	400	359.4	100	2.016	0.205	OK	3.920	OK

**Tabella 15 - Verifica idraulica della rete bianca di progetto**

dove le grandezze fisiche riportate rappresentano:

$i$  = pendenza della condotta;

DN = diametro nominale della condotta;

$D_i$  = diametro interno della condotta;

K = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;

$Q_r$  = portata idrica di riferimento;

$h_r$  = grado di riempimento;

$v_r$  = velocità idrica di riferimento;

$v$  = velocità media in condotta.

Come evidente dalle calcolazioni idrauliche eseguite, controllando di non superare un grado riempimento massimo degli specchi pari al 70%, tutti i tronchi di tubazione in oggetto risultano idonei a smaltire la portata meteorica di progetto.

## 6.4. Verifiche statiche

Dapprima si accerta che la condotta si comporta come rigida o deformabile, a seconda delle due condizioni:

$$R \geq \frac{1}{12} \quad \text{condotta a comportamento rigido}$$

$$R < \frac{1}{12} \quad \text{condotta a comportamento deformabile}$$

In cui R è il coefficiente di elasticità in sito ottenuto come:

$$R = \frac{SN}{E_s}$$

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. <b>40</b> /77

Dove SN è la rigidezza anulare (o circonferenziale) ed  $E_s$  è il modulo elastico del terreno di rinterro che avvolge la tubazione.

SN ( $N/mm^2$ ) è pari a:

$$SN = \frac{EI}{Dm^3}$$

In cui:

- E ( $N/mm^2$ ) è il modulo di elasticità del materiale costituente la condotta. Esso è stato assunto pari a  $1400 N/mm^2$ ;
- I ( $mm^3$ ) è il momento di inerzia trasversale della striscia unitaria di parete del tubo rispetto all'asse neutro della parete strutturalmente resistente. Esso si assume pari a  $S^3/12$ , in cui S è lo spessore della tubazione;
- Dm (mm) è il diametro medio della tubazione.

Per quanto riguarda  $E_s$  esso dipende dal tipo e grado di compattazione del materiale di riempimento caratterizzante il rinterro e, in accordo con il valore cautelativo utilizzato nelle verifiche statiche delle condotte acquedottistiche, si è posto pari a  $1 N/mm^2$ .

La rigidezza di una tubazione dipende, dunque, dal confronto tra le caratteristiche del materiale e quelle del terreno. Si riportano di seguito i valori caratteristici della tubazione e del terreno.

**Dati**

Materiale	DN [mm]	$D_e$ [mm]	$D_m$ [mm]	s [mm]	I [ $mm^3$ ]	E [ $N/mm^2$ ]
PPHM	400.0	400.0	379.7	20.3	697	1400

**Tipo di tubazione**

SN [ $N/mm^2$ ]	$E_s$ [ $N/mm^2$ ]	R [-]	Tubazione
0.018	1.0	0.02	flessibile

Viene confermata quindi la caratteristica di **tubazione flessibile** (rispetto al terreno circostante).

Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni rigide sono le seguenti:

- valutazione dei carichi che gravano sulla condotta detti carichi ovalizzanti:

a) carico dovuto al rinterro

b) carico dovuto ai sovraccarichi mobili

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 41 /77

- c) carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo
- d) carico dovuto alla pressione idrostatica esterna (in presenza di falda)
- verifica allo stato limite ultimo di deformabilità

Per poter effettuare queste verifiche, si scelgono i punti di maggior criticità lungo la condotta da verificare. In questo caso essendo la condotta interrata sotto terreno si sceglie di verificare gli estremi di un range di altezze di ricoprimento che comprende tutti i valori delle coperture di progetto dei tratti in esame.

Le sezioni più significative sono state scelte infatti con il criterio di individuare le condizioni staticamente più gravose tenendo presente che, in generale, quote di scorrimento particolarmente elevate determinano sforzi dovuti principalmente al peso proprio del terreno sovrastante, mentre quote di scorrimento superficiali inducono sollecitazioni causate prevalentemente dai veicoli in transito.

### 6.4.1. Carico dovuto al rinterro

Le disposizioni per il carico dovuto al rinterro fornite dalla norma UNI 7517/76 rispecchiano le ipotesi di **Spangler**. Tale carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga. Nella prima c'è una resistenza passiva data dalla reazione laterale del terreno di rinfianco mentre nella seconda questa viene a mancare in quanto non c'è collaborazione attrittiva delle pareti della trincea. Per indicare la trincea stretta occorre che almeno una delle due condizioni seguenti siano verificate:

$$B \leq 2D \quad H \geq 1.5B$$

$$2D < B < 3D \quad H \geq 3.5B$$

Dove B è la larghezza della trincea a livello della generatrice superiore del tubo, H è l'altezza del rinterro al di sopra di questa generatrice e D è il diametro esterno della tubazione.

Le sezioni oggetto di verifica saranno:

- **Rete 1 – tratto C-H;**

B=3.0 m;

h min=0.99 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=3.00 m; **Tipo di trincea: LARGA**

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<p align="center"><b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b></p>
		<p align="center">IDR.301.RE.C</p>
		<p align="center">Pag. 42 /77</p>

- **Rete 2 – tratto B-D;**

B=3.0 m;

h min=0.99 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=3.79 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 3 – tratto D-H;**

B=3.0 m;

h min=0.99 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=1.76 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 4 – tratto D-A;**

B=3.0 m;

h min=0.99 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=3.49 m; **Tipo di trincea: LARGA**

Nei casi in cui vi è **trincea larga** Il carico totale dovuto al rinterro è definito come:

$$q_t = C_e * \gamma_t * D^2$$

In cui:

- $q_t$  = carico verticale dovuto al rinterro per unità di lunghezza (N/m);
- $\gamma_t$  = peso specifico del terreno di rinterro (N/m<sup>3</sup>). Come mostrato nelle sezioni tipo di scavo il rinterro viene effettuato con miscela betonabile, per cui si è assunto un peso specifico pari 20 KN/m<sup>3</sup> (tipico del misto di cava di sabbia e ghiaia);
- D = diametro esterno del tubo (m);
- $C_e$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga. Il coefficiente  $C_e$  è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Cautelativamente viene calcolato con le formule:

$$C_e = 0.1 + 0.85 * \frac{H}{D} + 0.33 * \left(\frac{H}{D}\right)^2 \quad \text{per } \frac{H}{D} \leq 2.66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 * \frac{H}{D} \quad \text{per } \frac{H}{D} > 2,66$$

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Colgentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 43 /77

In realtà, dato che in trincea larga viene meno la collaborazione attrittiva delle pareti della trincea, che sono notevolmente distanti dal prisma di terreno direttamente gravante sul cielo della tubazione, di solito si calcola il carico dovuto al peso stesso del prisma sovrastante ( $\gamma_t \cdot H \cdot D$ ). In questa sede si calcolano entrambi e si utilizza il più gravante sulla condotta.

Nei casi in cui vi è **trincea stretta** il carico totale dovuto al rinterro è definito come:

$$q_t = C_d * \gamma_t * B * D$$

In cui:

- $q_t$  = carico verticale dovuto al rinterro per unità di lunghezza (N/m);
- $\gamma_t$  = peso specifico del terreno di rinterro (N/m<sup>3</sup>). Come mostrato nelle sezioni tipo di scavo il rinterro viene effettuato con miscela betonabile, per cui si è assunto un peso specifico pari 20 KN/m<sup>3</sup> (tipico del misto di cava di sabbia e ghiaia);
- B = Larghezza effettiva della trincea a livello della generatrice superiore del tubo (m);
- $C_d$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta. Il coefficiente  $C_d$  è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Viene calcolato con la formula:

$$C_d = \frac{1 - \exp\left(-2 * K * \tan \theta * \frac{H}{B}\right)}{2 * K * \tan \theta}$$

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

In cui:

- K è il coefficiente di spinta passiva del terreno;
- $\theta$  è l'angolo di attrito tra materiale di riempimento e pareti della trincea;
- $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del materiale di riempimento;

Normalmente si pone  $\varphi = \theta$  data la difficoltà di attribuire a  $\theta$  un valore diverso giustificabile.

Nel nostro caso  $\varphi$  è pari a 33°.

Si riporta la tabella dal quale sono stati ricavati l'angolo d'attrito interno e il peso specifico del terreno di riempimento:

#### DATI DEI VARI TIPI DI TERRENO DI RIPIRTO

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Angolo di attrito interno <math>\varphi</math> (gradi)</i>	<i>Peso specifico <math>\gamma_t</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Peso di volume del terreno immerso <math>\gamma'</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>
<i>Argilla fangosa</i>	20	20	16,9
<i>Argilla sabbiosa</i>	14	18	15,9
<i>Argilla umida comune</i>	12	20	16,4
<i>Fango con polvere di roccia</i>	25	18	16,9
<i>Loess</i>	18	21	15,9
<i>Marna</i>	22	21	16,9
<i>Misto di cava di ghiaia e ciottoli</i>	37	20	16,8
<i>Misto di cava di sabbia e ghiaia</i>	33	20	16,5
<i>Sabbia argillosa</i>	15	18	15,9
<i>Sabbia secca</i>	31	15	15,9
<i>Sabbia umida</i>	34	17	16,4
<i>Terra secca</i>	14	17	15,5
<i>Terra umida</i>	25	20	16,0
<i>Terreno misto compatto</i>	33	20	16,4
<i>Terreno misto sciolto</i>	15	18	15,9
<i>Terreno paludoso</i>	12	17	9,9
<i>Terreno sabbioso</i>	30	19	15,8

Tipologia terreno

#### 6.4.2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

La valutazione del carico sulla generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo di circolazione ad altezza H sopra la generatrice del tubo, qualora si tratti, come in questo caso, di un sovraccarico verticale concentrato dovuto a veicoli su ruote si calcola con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione:

$$q_m = P_v * \varphi_m * D$$

In cui:

- $q_m$  = il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati di convogli appartenenti a una certa categoria tipo, in N/m;
- $P_v$  = è la pressione verticale sulla generatrice del tubo dovuta a sovraccarichi mobili concentrati (N/m<sup>2</sup>);
- $\Phi_m$  = è il fattore dinamico, rappresenta un coefficiente di incremento e per strade vale  $1+0.3/H$  in cui H è l'altezza del rinterro in m sulla generatrice del tubo;
- D = diametro esterno tubo.

 <b>UFFICIO SPECIALE RICOSTRUZIONE LAZIO</b>	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 45 /77

Per la scelta della pressione  $P_v$  dovuta ai sovraccarichi mobili la legge n. 313 del 5 maggio 1976 prevede come carico più oneroso quello derivato da HT45 con carico per ruota pari a 75 KN. In questa sede si fa riferimento alla DIN 1072 utilizzando per la verifica la classe HT60, condizione peggiorativa rispetto alla legge n.313 con HT45 (come si può vedere da tabella sottostante).

<i>Classe</i>	<i>Carico per ruota P (KN)</i>	<i>Classe</i>	<i>Carico per ruota (KN)</i>	
			<i>Anteriore Pa</i>	<i>Posteriore Pp</i>
<i>HT60</i>	100	<i>LT12</i>	20	40
<i>HT45</i>	75	<i>LT6</i>	10	20
<i>HT38</i>	62,5	<i>LT3</i>	5	10
<i>HT30</i>	50			
<i>HT26</i>	35			

### Tipologie di traffico (DIN 1072)

Per calcolare  $P_v$  si fa riferimento al grafico sottostante:

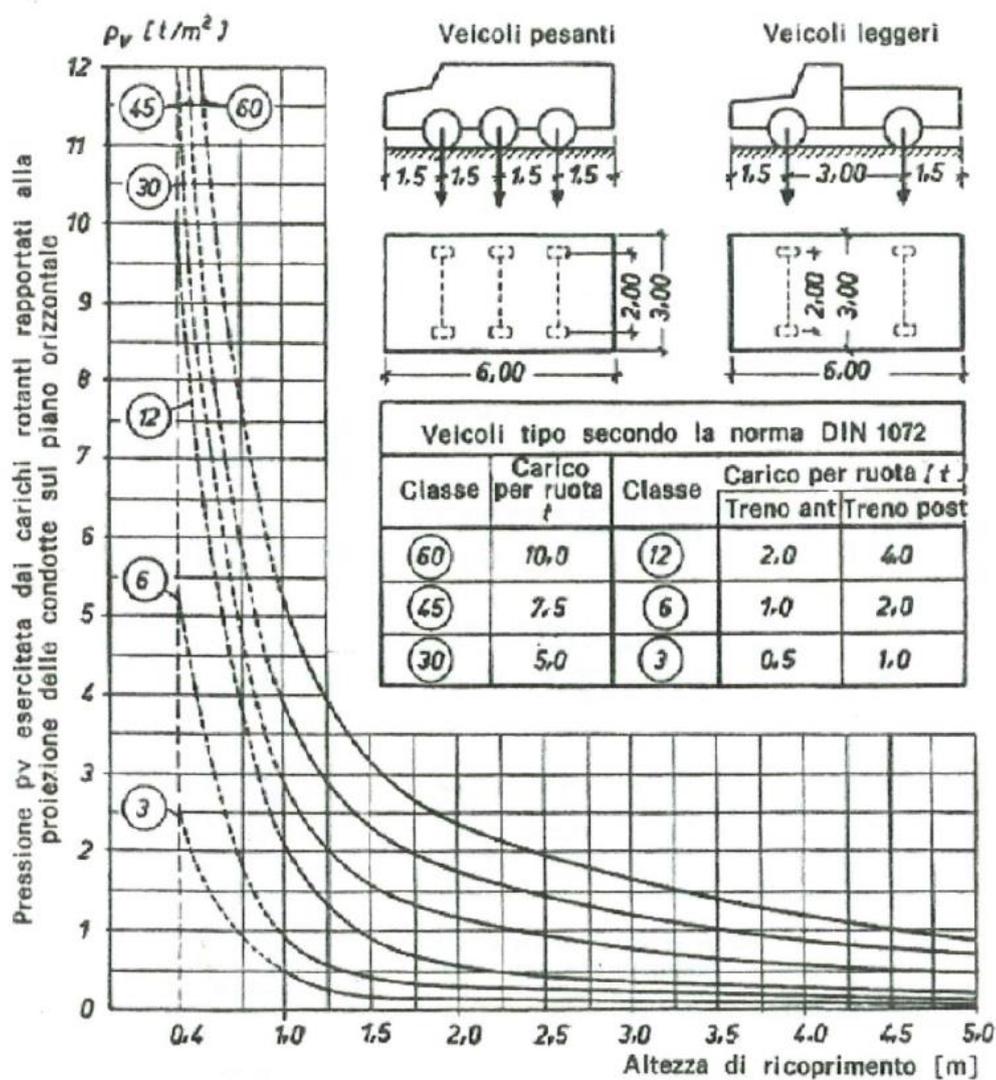


Figura 1 - calcolo di Pv in funzione di h

O in alternativa alla formula:

$$P_v = 0.5281 * P * H^{-1.0461}$$

In cui Pv è in KN/m<sup>2</sup>, P è il carico per ruota, H è l'altezza di ricopertura del tubo.

### 6.4.3. Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 47 /77

Il carico verticale sulla generatrice del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti, si calcola in base alla norma UNI 7517, con la formula:

$$P_a = 5788 * d^2$$

In cui:

- Pa= carico (N/m);
- d è il diametro interno del tubo (m)

#### 6.4.4. Eventuale carico dovuto alla pressione idrostatica esterna

Nel caso in esame non è contemplata la posa di condotte al di sotto di falda freatica.

#### 6.4.5. Verifica della tubazione flessibile allo stato ultimo di deformabilità

Se la tubazione è deformabile, la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di deformazione, la cui definizione dipende in modo significativo da:

- tipo di posa (trincea stretta, trincea larga)
- materiale di sottofondo e di rinfianco
- grado di costipamento

In tale condizione, occorre verificare che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

La verifica all'inflessione diametrale della tubazione fa uso della nota formula di Spangler per tubazioni a sezione circolare.

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0.083 QR^3}{EI + 0.061 E_r R^3}$$

La deformazione del tubo, secondo tale formula, risulta dipendente dai parametri geometrici, come il raggio o spessore della tubazione e il momento di inerzia rispetto a un qualunque asse diametrale, e soprattutto dalle caratteristiche meccaniche sia del materiale di rinterro che di quello costituente la condotta, come il modulo di elasticità normale E.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 48 / 77

Si riporta l'esito delle verifiche statiche per la sezione di scavo della condotta più cautelativa, che è risultata essere quella dotata dell'altezza di ricoprimento minore.

### Tipo di trincea

B [mm]	H [mm]	Trincea
3000	990	larga

#### 1.a Carico dovuto al rinterro (trincea stretta)

$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	K [-]	$C_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_t$ [kN/m]	$q_{t \text{ prisma}}$ [kN/m]	$q_{t \text{ prog}}$ [kN/m]
20	33	0.29	0.31	7.44	7.92	7.92

#### 1.b Carico dovuto al rinterro (trincea larga)

$C_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_t$ [kN/m]	$q_{t \text{ prisma}}$ [kN/m]	$q_{t \text{ prog}}$ [kN/m]
4.23	13.52	7.92	13.52

#### 2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

$\phi_m$ [-]	Tipo di carico	Classe di carico	P [kN]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_m$ [kN/m]
1.30	HT	45	75	40.03	20.86

#### 3. Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

$P_a$ [kN/m]
0.93

#### 4. Carico totale gravante sul tubo

$Q_{tot}$ [kN/m]
35.31

#### Verifica all'inflessione diametrale (condotte flessibili)

Angolo supporto [°]	$K_x$ [-]	$Q_{tot}$ [N/mm]	$\Delta_x$ [mm]	$\Delta_x/D$ [%]	$\Delta_x/D \text{ lim}$ [%]	Verifica
90	0.096	34.38	18.037	4.509	5.0	OK

Dai calcoli svolti risulta uno schiacciamento laterale della sezione circolare della tubazione di circa 18 mm, accettabili per un materiale flessibile come il polipropilene.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 49 /77

## 7. RETE DI DRENAGGIO ACQUE NERE

### 7.1. Stima della popolazione

#### 7.1.1. Gli abitanti residenti attuali

Per la stima degli abitanti residenti attuali nelle località interessate dalle opere è stato acquisito il dato relativo agli “utenze TARI” fornito dai tecnici comunali e aggiornato al 2016 (ante sisma).

Il dato della popolazione residente complessiva (pari a 177 abitanti, approssimato per eccesso a 200 unità) è stato preliminarmente suddiviso tra i vari fabbricati usando un criterio di proporzionalità sull'estensione superficiale del singolo edificio e sul numero di piani degli stessi.

Sulla base di tale dato, gli abitanti che attualmente saranno interessati dalle opere di progetto, per ogni tronco della rete, con riferimento ai nodi principali definiti in Figura 14, risultano essere pari a:

<b>Rete</b>	<b>Pozz. Iniziale</b>	<b>Pozz. Finale</b>	<b>Abitanti attuali (ante-sisma)</b>
	[-]	[-]	[ab]
RETE 1	C	H	21
RETE 2	D	B	65
RETE 3	D	F	17
RETE 4	F	E	11
RETE 5	F	G	39
RETE 6	G	B	10
RETE 7	E	A	8
RETE 8	A	B	7
RETE 9	H	D	16
RETE 10	E	G	6

**Tabella 16 – Numero di abitanti residenti (ante-sisma) per tronco di rete**

#### 7.1.2. Gli abitanti residenti previsti

Per le previsioni demografiche ad un orizzonte temporale (lungo termine) che sia coerente con la “vita tecnico-economica utile” delle opere, si è tenuto conto, innanzitutto, dell’orizzonte temporale in cui può avvenire il completamento dei processi di ricostruzione post-sisma e di urbanizzazione della frazione.

Dalle indicazioni ricevute dai tecnici del Comune di Amatrice, rispettando i principi base di ricostruzione delle zone colpite dal terremoto 2016, si desume che il numero di abitanti futuri ritornerà con tutta probabilità ad essere quello ante-sisma, pertanto a base del dimensionamento di progetto risultano i seguenti dati:

<b>Rete</b>	<b>Pozz. Iniziale</b>	<b>Pozz. Finale</b>	<b>Abitanti futuri</b>
	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>	<b>[ab]</b>
RETE 1	C	H	21
RETE 2	D	B	65
RETE 3	D	F	17
RETE 4	F	E	11
RETE 5	F	G	39
RETE 6	G	B	10
RETE 7	E	A	8
RETE 8	A	B	7
RETE 9	H	D	16
RETE 10	E	G	6

**Tabella 17 – Numero di abitanti residenti previsti per tronco di rete**

## 7.2. Le dotazioni idriche

Al fine di giungere alla definizione dei valori di portata da garantire è necessario stabilire la dotazione idrica giornaliera pro capite (quantitativo giornaliero medio annuo d'acqua assegnato per abitante espresso in litri/giorno/abitante), riferita all'orizzonte temporale relativo alla vita utile dell'opera in progetto.

La stima della dotazione idrica pro capite da assegnare alla popolazione servita deve fare riferimento ai valori indicati sulla normativa di riferimento vigente. In particolare, il concetto di dotazione idrica media annua pro capite è stato introdotto dal Piano Regolatore Generale degli Acquedotti (P.R.G.A.) disposto dalla legge n. 129 del 4 febbraio 1963 e approvato con D.M. del 16 marzo 1967 (G.U. del 15 giugno 1967, n.148, S.O.).

L'aggiornamento - Allegato A - del P.R.G.A. recante le stime delle dotazioni idriche per ciascun ambito territoriale ottimale al 2040 (così come le stime al 2015 delle dotazioni pro capite a livello comprensoriale nei comuni della Regione Lazio), è basato su criteri ispirati al risparmio idrico ed alla ottimizzazione dello sfruttamento della risorsa idrica, oltre che sulla sua adattabilità agli eventuali mutamenti dello scenario di applicazione.

Per il dimensionamento e verifica idraulica della rete fognaria in esame, ricadente nell'ATO 3, le dotazioni idriche pro capite assunte sono pari a 350 l/ab\*g (Aggiornamento del P.R.G.A., Allegato A – Tabella 6 - Dotazioni idriche pro capite per Ambito Territoriale Ottimale).

Ambito Territoriale Ottimale	DOTAZIONE AL 2040 (l/ab*g)
A.T.O. 1	350
A.T.O. 2	350
A.T.O. 3	350
A.T.O. 4	350
A.T.O. 5	350

Figura 16 – Dotazioni idriche pro-capite per Ambito Territoriale Ottimale (Tabella 6 PRGA Lazio)

### 7.3. Calcolo delle portate nere

Sulla base delle precedenti osservazioni si è proceduto quindi al calcolo della portata media nera giornaliera  $Q_{m,n}$  che circolerà in fognatura. Si è proceduto successivamente al calcolo della portata nera nell'ora di massimo consumo  $Q_{p,n}$  moltiplicando la  $Q_{m,n}$  per un coefficiente di punta dedotto dalla formula di Babbitt, funzione del numero di abitanti espressi in migliaia:

$$C_p = \frac{5}{Ab^{1/6}}$$

Inoltre è stato assunto un coefficiente riduttivo  $\epsilon$  pari a 0.8 che tiene conto dell'acqua dispersa che non perviene in fognatura.

Si riporta una tabella riassuntiva delle portate medie nere e di punta nere di progetto:

Bacino	Abitanti di progetto [ab]	Dot. Idrica [l/ab*g]	c [-]	$Q_{m,n}$ [l/s]	$C_p$ [-]	$Q_{p,n}$ [l/s]
RETE 1	21	350	0.8	0.07	9.5	0.66
RETE 2	65	350	0.8	0.21	7.9	1.66
RETE 3	17	350	0.8	0.06	9.8	0.55
RETE 4	11	350	0.8	0.04	10.6	0.38
RETE 5	39	350	0.8	0.13	8.6	1.08
RETE 6	10	350	0.8	0.03	10.9	0.34
RETE 7	8	350	0.8	0.03	11.1	0.30
RETE 8	7	350	0.8	0.02	11.5	0.25
RETE 9	16	350	0.8	0.05	10.0	0.52
RETE 10	6	350	0.8	0.02	11.7	0.23

Tabella 18 – Portate nere di progetto

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 52 /77

## 7.4. Dimensionamento idraulico e verifica dei collettori

Per quanto concerne la scelta dello speco si è deciso di utilizzare una forma circolare.

Nel dimensionamento e nella scelta del diametro si è tenuto conto delle seguenti considerazioni, oggetto anche di successive verifiche idrauliche.

La fogna circolare si dimensiona in modo che con la portata massima prevista essa si riempie solo parzialmente, con un livello idrico inferiore a quello a cui compete la massima capacità di trasporto. Infatti è buona norma lasciare un adeguato spazio libero al di sopra del pelo libero per facilitare il movimento dell'aria soprastante. Nelle fogne nere infatti il liquame spesso arriva, e conseguentemente defluisce, in modo irregolare e può dare luogo a fenomeni di piccole onde, che potrebbero chiudere momentaneamente in modo completo lo speco. Nella pratica tecnica per fogne circolari aventi diametri fino a 600 mm si tollera un grado di riempimento pari al 50%;

Date le pendenze dei tratti e le portate defluenti la norma "Istruzioni per la Compilazione degli Elaborati dei progetti di Fognature" emanata nel 1974 dal Consiglio Superiore del Ministero dei LL.PP raccomanda, in fase di progettazione e dimensionamento dello speco, di prevedere per le minori portate un valore di velocità almeno pari a 0.5 m/s, al fine di evitare l'instaurarsi di condizioni favorevoli alla sedimentazione delle sostanze trasportate. L'accumulo di sostanze sedimentate, infatti, può ridurre la sezione idrica, fino all'occlusione pressoché totale della fogna, se i depositi con il tempo si consolidano, diventando difficilmente asportabili. Inoltre i depositi sono generalmente putrescibili, e danno luogo allo sviluppo di gas maleodoranti o addirittura tossici (H<sub>2</sub>S) o infiammabili (CH<sub>4</sub>);

Secondo le norme prima citate la velocità massima relativa alla portata di punta non deve superare 5 m/s per limitare il degrado ed erosione delle pareti dovuto all'azione meccanica dell'acqua e del materiale solido trascinato dalla corrente (valore portato a 4 m/s secondo le Specifiche Tecniche per le fognature nere di APS).

Si riportano a seguire le quote geodetiche di ogni tronco di progetto.

<b>Nodo</b>	<b>Quota</b>
<b>[-]</b>	<b>[m]</b>
A	997.43
B	990.81
C	1016.82
D	1028.20
E	1018.90
F	1025.03
G	1021.19
H	1028.20

**Tabella 19 – Quote nodi della rete nera**

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 53 /77

Si chiarisce inoltre che la rete del ramo est (bacino 1) è l'unica che funzionerà in pressione dal nodo H al nodo C, grazie all'installazione di un piccolo pompaggio nel pozzetto del punto più depresso della rete. I reflui ivi accumulati saranno inviati direttamente al nodo più alto per poi proseguire a gravità verso il nodo D.

### 7.4.1. Verifiche idrauliche

Alla luce di queste considerazioni si è scelto di utilizzare lungo le dorsali principali un tubo in PPHM di diametro DN pari a 315 mm SN 16.

Il dimensionamento dei collettori di progetto è stato condotto in condizioni teoriche di moto uniforme.

Nel caso in esame, per la verifica idraulica delle sezioni di progetto dei collettori, è stata adottata la formula di Gauckler-Strickler, che consente di stimare la massima portata smaltibile dalla condotta.

Pertanto si è successivamente controllato che, con la portata massima  $Q_{p,n}$  per il periodo di ritorno di venti anni, non si determini il funzionamento in pressione del collettore, verificando al contempo che il grado di riempimento ( $h/D$ ) non superi il valore di 0.50 e che la velocità di deflusso sia compresa nell'intervallo 0.5 – 4 m/s.

La verifica con la portata  $Q_{m,n}$  invece è stata svolta con riferimento alla sola portata media nera, al fine di constatare che non si determinino velocità inferiori ai minimi consentiti.

Di seguito si riportano le tabelle in cui si può notare come le verifiche idrauliche sono rispettate sia in condizione di deflusso della portata minima che con quella massima.

Rete	Pozz. Iniziale	Pozz. Finale	L	$Q_{p,n}$	i	DN	K	$h_r$	VER. $h_r$	v
[-]	[-]	[-]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[-]	[mm]	[m <sup>1/3</sup> /s]	[m]	[-]	[m/s]
RETE 2	D	B	269.80	<b>0.00166</b>	0.092	315	100	0.050	OK	1.334
RETE 3	D	F	36.44	<b>0.00172</b>	0.063	315	100	0.055	OK	1.173
RETE 4	F	E	43.86	<b>0.00210</b>	0.096	315	100	0.055	OK	1.451
RETE 5	F	G	66.44	<b>0.00108</b>	0.100	315	100	0.040	OK	1.201
RETE 6	G	B	232.00	<b>0.00165</b>	0.131	315	100	0.045	OK	1.484
RETE 7	E	A	163.00	<b>0.00240</b>	0.098	315	100	0.060	OK	1.547
RETE 8	A	B	288.00	<b>0.00265</b>	0.023	315	100	0.085	OK	0.938
RETE 9	H	D	28.82	<b>0.00117</b>	0.036	315	100	0.050	OK	0.831
RETE 10	E	G	35.20	<b>0.00023</b>	0.065	315	100	0.020	OK	0.615

**Tabella 20 - Verifica idraulica alla portata di punta nera di progetto**

Rete	Pozz. Iniziale	Pozz. Finale	L	$Q_{p,n}$	i	DN	K	$h_r$	VER. $h_r$	v
[-]	[-]	[-]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[-]	[mm]	[m <sup>1/3</sup> /s]	[m]	[-]	[m/s]
RETE 2	D	B	269.80	<b>0.00021</b>	0.092	315	100	0.015	OK	0.604
RETE 3	D	F	36.44	<b>0.00018</b>	0.063	315	100	0.015	OK	0.500

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 54 /77

RETE 4	F	E	43.86	<b>0.00021</b>	0.096	315	100	0.015	OK	0.618
RETE 5	F	G	66.44	<b>0.00013</b>	0.100	315	100	0.015	OK	0.629
RETE 6	G	B	232.00	<b>0.00018</b>	0.131	315	100	0.015	OK	0.720
RETE 7	E	A	163.00	<b>0.00024</b>	0.098	315	100	0.020	OK	0.753
RETE 8	A	B	288.00	<b>0.00026</b>	0.023	315	100	0.030	OK	0.477
RETE 9	H	D	28.82	<b>0.00012</b>	0.036	315	100	0.015	OK	0.377
RETE 10	E	G	35.20	<b>0.00002</b>	0.065	315	100	0.005	OK	0.245

**Tabella 21 - Verifica idraulica alla portata media nera di progetto**

Come prevedibile, atteso il numero estrapolatamente esiguo di abitanti su alcuni tronchi della rete, per rispettare i limiti minimi di velocità in condotta sarebbero necessari diametri minori del DN 315. Al fine di limitare il numero di diametri da portare in cantiere, e comunque considerano eventuali espansioni demografiche future del centro abitato, si accetteranno in alcuni tronchi della rete velocità di scorrimento leggermente più basse di quelle normative senza inficiare significativamente il deflusso verso valle.

## 7.4.2. Impianto di sollevamento

L'impianto di sollevamento da installare nel pozzetto del nodo C del ramo est, necessario per convogliare in pressione i reflui verso il recapito più alto (nodo H) è stato dimensionato in funzione dei seguenti dati progettuali:

- $Q = 0.66 \text{ l/s}$
- Prevalenza geodetica  $H_g = 1029.08 - 1016.67 = 12.41 \text{ m}$

È stato poi scelto il diametro della tubazione di mandata, in funzione del quale sono state calcolate le perdite di carico distribuite, che sommate alla prevalenza geodetica forniscono il valore della prevalenza totale da assegnare al sollevamento.

La perdita di carico distribuita  $J \cdot L$  può essere calcolata applicando l'equazione di Darcy:

$$J \cdot L = L \cdot \frac{10.29}{K_S^2} \frac{Q^2}{D^{16/3}}$$

Dove:

- L è la lunghezza della tubazione [m]
- D è il diametro della tubazione [m]
- Q è la portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
- g è l'accelerazione di gravità =  $9.81 \text{ m/s}^2$
- $K_S$  è il coefficiente di Strickler pari a  $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 55 /77

Nel caso in esame, nell'ipotesi di adottare tubazioni in PEAD con DN160.

Risolvendo l'equazione sopra riportata si ottiene:

- $J = 0.00001 \text{ m/m}$
- $J \cdot L = 0.001 \text{ m}$
- $V = 0.07 \text{ m/s}$

Sono state poi considerate le perdite di carico concentrate, valutabili con l'espressione:

$$Z = \zeta_i \frac{v^2}{2g}$$

Assumendo i seguenti valori del coefficiente di resistenza localizzata  $\zeta$

- $\zeta = 0.6$  gomito a  $90^\circ$  (due)
- $\zeta = 0.4$  giunto a T
- $\zeta = 1$  uscita a spigolo vivo
- $\Sigma \zeta = 1+1 = 2.0$

Sostituendo i valori si ottiene  $Z = 0.0001 \text{ m}$ .

La prevalenza totale del sollevamento vale pertanto:

$$\Delta H = 12.41+0+0 = 12.41 \text{ m}$$

La potenza necessaria risulta quindi:

$$P = \frac{\gamma * Q * \Delta H}{\eta}$$

Dove:

- $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua =  $9.81 \text{ kN/m}^3$
- $Q = 0.66 \text{ l/s}$
- $\Delta H = 12.41 \text{ m}$
- $\eta$  = rendimento della macchina =  $0.6$

Sostituendo i dati si ottiene  $P = 0.13 \text{ kW}$ , pertanto si adotteranno due pompe sommergibili della potenza di  $0.75 \text{ kW}$ , di cui una attiva ed una di riserva, ad asse verticale con comando a galleggiante, alloggiato in apposito manufatto di sollevamento di dimensioni  $200 \times 200 \text{ cm}$  con elementi prefabbricati.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 56 /77

## 7.5. Verifiche statiche

Dapprima si accerta che la condotta si comporta come rigida o deformabile, a seconda delle due condizioni:

$$R \geq \frac{1}{12} \quad \text{condotta a comportamento rigido}$$

$$R < \frac{1}{12} \quad \text{condotta a comportamento deformabile}$$

In cui R è il coefficiente di elasticità in sito ottenuto come:

$$R = \frac{SN}{E_s}$$

Dove SN è la rigidezza anulare (o circonferenziale) ed  $E_s$  è il modulo elastico del terreno di rinterro che avvolge la tubazione.

SN (N/mm<sup>2</sup>) è pari a:

$$SN = \frac{EI}{Dm^3}$$

In cui:

- E (N/mm<sup>2</sup>) è il modulo di elasticità del materiale costituente la condotta. Esso è stato assunto pari a 1400 N/mm<sup>2</sup>;
- I (mm<sup>3</sup>) è il momento di inerzia trasversale della striscia unitaria di parete del tubo rispetto all'asse neutro della parete strutturalmente resistente. Esso si assume pari a  $S^3/12$ , in cui S è lo spessore della tubazione;
- Dm (mm) è il diametro medio della tubazione.

Per quanto riguarda  $E_s$  esso dipende dal tipo e grado di compattazione del materiale di riempimento caratterizzante il rinterro e, in accordo con il valore cautelativo utilizzato nelle verifiche statiche delle condotte acquedottistiche, si è posto pari a 1 N/mm<sup>2</sup>.

La rigidezza di una tubazione dipende, dunque, dal confronto tra le caratteristiche del materiale e quelle del terreno. Si riportano di seguito i valori caratteristici della tubazione e del terreno.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 57 /77

**Dati**

Materiale	DN [mm]	D <sub>e</sub> [mm]	D <sub>m</sub> [mm]	s [mm]	I [mm <sup>3</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]
PPHM	315.0	315.0	298.9	16.1	348	1400

**Tipo di tubazione**

SN [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	R [-]	Tubazione
0.018	1.0	0.02	flessibile

Viene confermata quindi la caratteristica di **tubazione flessibile** (rispetto al terreno circostante).

Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni rigide sono le seguenti:

- valutazione dei carichi che gravano sulla condotta detti carichi ovalizzanti:
  - a) carico dovuto al rinterro
  - b) carico dovuto ai sovraccarichi mobili
  - c) carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo
  - d) carico dovuto alla pressione idrostatica esterna (in presenza di falda)
  
- verifica allo stato limite ultimo di deformabilità

Per poter effettuare queste verifiche, si scelgono i punti di maggior criticità lungo la condotta da verificare. In questo caso essendo la condotta interrata sotto terreno si sceglie di verificare gli estremi di un range di altezze di ricoprimento che comprende tutti i valori delle coperture di progetto dei tratti in esame.

Le sezioni più significative sono state scelte infatti con il criterio di individuare le condizioni staticamente più gravose tenendo presente che, in generale, quote di scorrimento particolarmente elevate determinano sforzi dovuti principalmente al peso proprio del terreno sovrastante, mentre quote di scorrimento superficiali inducono sollecitazioni causate prevalentemente dai veicoli in transito.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 58 /77

### 7.5.1. Carico dovuto al rinterro

Le disposizioni per il carico dovuto al rinterro fornite dalla norma UNI 7517/76 rispecchiano le ipotesi di **Spangler**. Tale carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga. Nella prima c'è una resistenza passiva data dalla reazione laterale del terreno di rinfianco mentre nella seconda questa viene a mancare in quanto non c'è collaborazione attrittiva delle pareti della trincea. Per indicare la trincea stretta occorre che almeno una delle due condizioni seguenti siano verificate:

$$B \leq 2D \quad H \geq 1.5B$$

$$2D < B < 3D \quad H \geq 3.5B$$

Dove B è la larghezza della trincea a livello della generatrice superiore del tubo, H è l'altezza del rinterro al di sopra di questa generatrice e D è il diametro esterno della tubazione.

Le sezioni oggetto di verifica saranno:

- **Rete 1 – tratto C-H;**

B=3.0 m;

h min=1.43 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=3.43 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 2 – tratto B-D;**

B=3.0 m;

h min=1.33 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=3.53 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 3 – tratto D-H;**

B=3.0 m;

h min=1.74 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=2.14 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 4 – tratto D-A;**

B=3.0 m;

h min=1.54 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=3.94 m; **Tipo di trincea: LARGA**

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Colgentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 59 /77

Nei casi in cui vi è **trincea larga** Il carico totale dovuto al rinterro è definito come:

$$q_t = C_e * \gamma_t * D^2$$

In cui:

- $q_t$  = carico verticale dovuto al rinterro per unità di lunghezza (N/m);
- $\gamma_t$  = peso specifico del terreno di rinterro (N/m<sup>3</sup>). Come mostrato nelle sezioni tipo di scavo il rinterro viene effettuato con miscela betonabile, per cui si è assunto un peso specifico pari 20 KN/m<sup>3</sup> (tipico del misto di cava di sabbia e ghiaia);
- D = diametro esterno del tubo (m);
- $C_e$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga. Il coefficiente  $C_e$  è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Cautelativamente viene calcolato con le formule:

$$C_e = 0.1 + 0.85 * \frac{H}{D} + 0.33 * \left(\frac{H}{D}\right)^2 \quad \text{per } \frac{H}{D} \leq 2.66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 * \frac{H}{D} \quad \text{per } \frac{H}{D} > 2,66$$

In realtà, dato che in trincea larga viene meno la collaborazione attrittiva delle pareti della trincea, che sono notevolmente distanti dal prisma di terreno direttamente gravante sul cielo della tubazione, di solito si calcola il carico dovuto al peso stesso del prisma sovrastante ( $\gamma_t * H * D$ ). In questa sede si calcolano entrambi e si utilizza il più gravante sulla condotta.

Nei casi in cui vi è **trincea stretta** Il carico totale dovuto al rinterro è definito come:

$$q_t = C_d * \gamma_t * B * D$$

In cui:

- $q_t$  = carico verticale dovuto al rinterro per unità di lunghezza (N/m);
- $\gamma_t$  = peso specifico del terreno di rinterro (N/m<sup>3</sup>). Come mostrato nelle sezioni tipo di scavo il rinterro viene effettuato con miscela betonabile, per cui si è assunto un peso specifico pari 20 KN/m<sup>3</sup> (tipico del misto di cava di sabbia e ghiaia);
- B = Larghezza effettiva della trincea a livello della generatrice superiore del tubo (m);
- $C_d$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta. Il coefficiente  $C_d$  è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Viene calcolato con la formula:

$$C_d = \frac{1 - \exp(-2 * K * \tan \theta * \frac{H}{B})}{2 * K * \tan \theta}$$

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 60 /77

$$K = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

In cui:

- K è il coefficiente di spinta passiva del terreno;
- $\theta$  è l'angolo di attrito tra materiale di riempimento e pareti della trincea;
- $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del materiale di riempimento;

Normalmente si pone  $\varphi = \theta$  data la difficoltà di attribuire a  $\theta$  un valore diverso giustificabile.

Nel nostro caso  $\varphi$  è pari a  $33^\circ$ .

Si riporta la tabella dal quale sono stati ricavati l'angolo d'attrito interno e il peso specifico del terreno di riempimento:

#### DATI DEI VARI TIPI DI TERRENO DI RIPORTO

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Angolo di attrito interno <math>\varphi</math> (gradi)</i>	<i>Peso specifico <math>\gamma_t</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Peso di volume del terreno immerso <math>\gamma^1</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>
<i>Argilla fangosa</i>	20	20	16,9
<i>Argilla sabbiosa</i>	14	18	15,9
<i>Argilla umida comune</i>	12	20	16,4
<i>Fango con polvere di roccia</i>	25	18	16,9
<i>Loess</i>	18	21	15,9
<i>Marna</i>	22	21	16,9
<i>Misto di cava di ghiaia e ciottoli</i>	37	20	16,8
<i>Misto di cava di sabbia e ghiaia</i>	33	20	16,5
<i>Sabbia argillosa</i>	15	18	15,9
<i>Sabbia secca</i>	31	15	15,9
<i>Sabbia umida</i>	34	17	16,4
<i>Terra secca</i>	14	17	15,5
<i>Terra umida</i>	25	20	16,0
<i>Terreno misto compatto</i>	33	20	16,4
<i>Terreno misto sciolto</i>	15	18	15,9
<i>Terreno paludoso</i>	12	17	9,9
<i>Terreno sabbioso</i>	30	19	15,8

Tipologia terreno

### 7.5.2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

La valutazione del carico sulla generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo di circolazione ad altezza H sopra la generatrice del tubo, qualora si tratti, come in questo caso, di un sovraccarico verticale

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 61 /77

concentrato dovuto a veicoli su ruote si calcola con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione:

$$q_m = P_v * \varphi_m * D$$

In cui:

- $q_m$  = il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati di convogli appartenenti a una certa categoria tipo, in N/m;
- $P_v$  = è la pressione verticale sulla generatrice del tubo dovuta a sovraccarichi mobili concentrati (N/m<sup>2</sup>);
- $\Phi_m$  = è il fattore dinamico, rappresenta un coefficiente di incremento e per strade vale  $1+0.3/H$  in cui H è l'altezza del rinterro in m sulla generatrice del tubo;
- D = diametro esterno tubo.

Per la scelta della pressione  $P_v$  dovuta ai sovraccarichi mobili la legge n. 313 del 5 maggio 1976 prevede come carico più oneroso quello derivato da HT45 con carico per ruota pari a 75 KN. In questa sede si fa riferimento alla DIN 1072 utilizzando per la verifica la classe HT60, condizione peggiorativa rispetto alla legge n.313 con HT45 (come si può vedere da tabella sottostante).

Classe	Carico per ruota P (KN)	Classe	Carico per ruota (KN)	
			Anteriore Pa	Posteriore Pp
HT60	100	LT12	20	40
HT45	75	LT6	10	20
HT38	62,5	LT3	5	10
HT30	50			
HT26	35			

### Tipologie di traffico (DIN 1072)

Per calcolare  $P_v$  si fa riferimento al grafico sottostante:

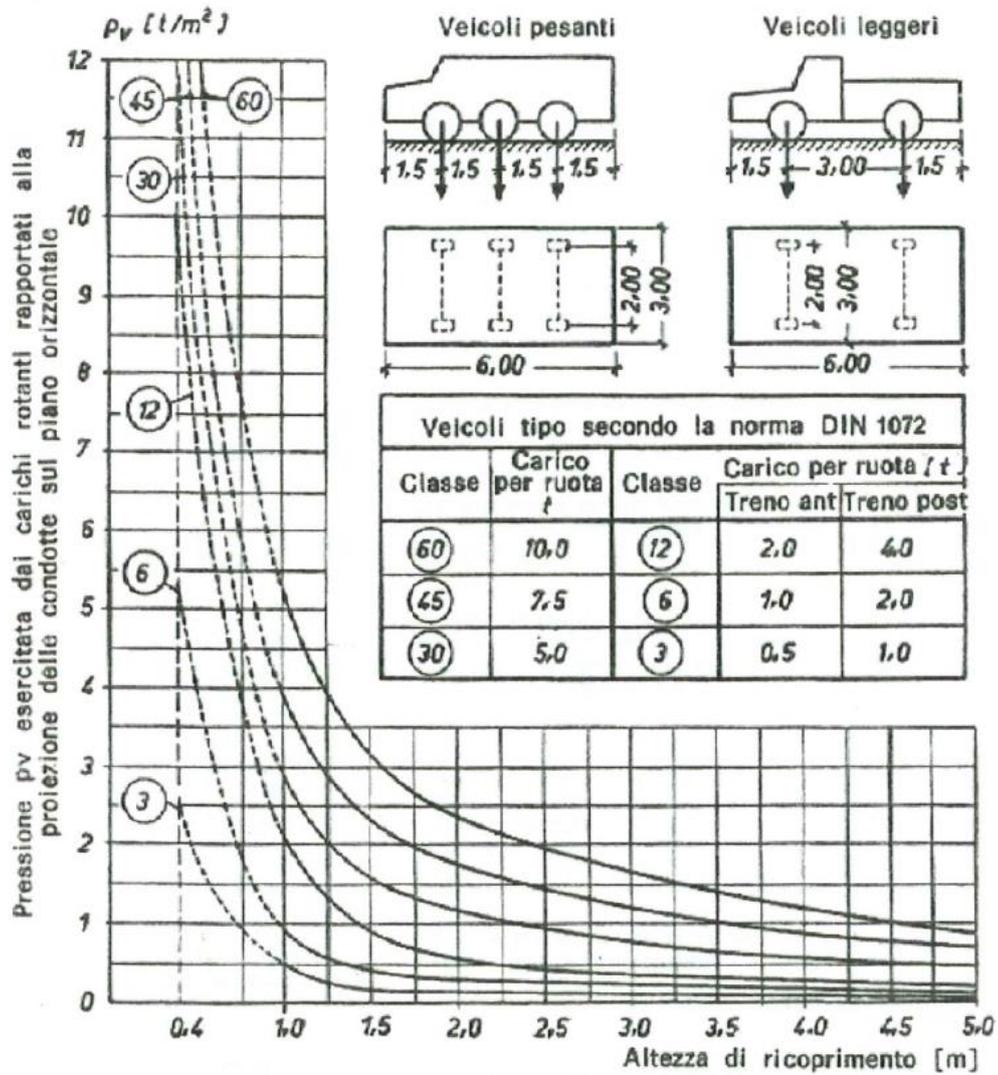


Figura 2 - calcolo di  $P_v$  in funzione di  $h$

O in alternativa alla formula:

$$P_v = 0.5281 * P * H^{-1.0461}$$

In cui  $P_v$  è in  $KN/m^2$ ,  $P$  è il carico per ruota,  $H$  è l'altezza di ricopertura del tubo.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 63 /77

### 7.5.3. Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti, si calcola in base alla norma UNI 7517, con la formula:

$$P_a = 5788 * d^2$$

In cui:

- $P_a$ = carico (N/m);
- $d$  è il diametro interno del tubo (m)

### 7.5.4. Eventuale carico dovuto alla pressione idrostatica esterna

Nel caso in esame non è contemplata la posa di condotte al di sotto di falda freatica.

### 7.5.5. Verifica della tubazione flessibile allo stato ultimo di deformabilità

Se la tubazione è deformabile, la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di deformazione, la cui definizione dipende in modo significativo da:

- tipo di posa (trincea stretta, trincea larga)
- materiale di sottofondo e di rinfiacco
- grado di costipamento

In tale condizione, occorre verificare che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

La verifica all'inflessione diametrale della tubazione fa uso della nota formula di Spangler per tubazioni a sezione circolare.

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0.083 QR^3}{EI + 0.061 E_t R^3}$$

La deformazione del tubo, secondo tale formula, risulta dipendente dai parametri geometrici, come il raggio o spessore della tubazione e il momento di inerzia rispetto a un qualunque asse diametrale, e soprattutto dalle

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 64 /77

caratteristiche meccaniche sia del materiale di rinterro che di quello costituente la condotta, come il modulo di elasticità normale E.

Si riporta l'esito delle verifiche statiche per la sezione di scavo della condotta più cautelativa, che è risultata essere quella dotata dell'altezza di ricoprimento minore.

### Tipo di trincea

B [mm]	H [mm]	Trincea
3000	1330	larga

#### 1.a Carico dovuto al rinterro (trincea stretta)

$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	K [-]	$C_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_t$ [kN/m]	$q_{t \text{ prisma}}$ [kN/m]	$q_{t \text{ prog}}$ [kN/m]
20	33	0.29	0.41	7.71	8.38	8.38

#### 1.b Carico dovuto al rinterro (trincea larga)

$C_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_t$ [kN/m]	$q_{t \text{ prisma}}$ [kN/m]	$q_{t \text{ prog}}$ [kN/m]
7.19	14.28	8.38	14.28

### 2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

$\phi_m$ [-]	Tipo di carico	Classe di carico	P [kN]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_m$ [kN/m]
1.23	HT	45	75	29.39	11.35

### 3. Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

$P_a$ [kN/m]
0.57

### 4. Carico totale gravante sul tubo

$Q_{tot}$ [kN/m]
26.20

### Verifica all'inflessione diametrale (condotte flessibili)

Angolo supporto [°]	$K_x$ [-]	$Q_{tot}$ [N/mm]	$\Delta_x$ [mm]	$\Delta_x/D$ [%]	$\Delta_x/D \text{ lim}$ [%]	Verifica
90	0.096	25.62	13.251	4.207	5.0	OK

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 65 /77

Dai calcoli svolti risulta uno schiacciamento laterale della sezione circolare della tubazione di circa 13 mm, accettabili per un materiale flessibile come il polipropilene.

## 8. RETE DI ADDUZIONE IDRICA

Per la stima degli abitanti residenti previsti nelle località interessate dalle condotte idriche ci si è avvalsi dei dati già acquisiti per il dimensionamento delle opere fognarie.

Secondo quanto già riportato, quindi, nel più recente degli studi per l'aggiornamento del Piano Regolatore Generale degli Acquedotti della Regione Lazio (2004), per Amatrice viene ritenuta congrua la dotazione idrica giornaliera pro-capite pari a 350 l/(ab\*g).

### 8.1. La domanda idropotabile

Sulla base delle precedenti considerazioni demografiche, assegnate le dotazioni idriche pro-capite, sono state quindi stimate le portate di fabbisogno media giornaliera ( $Q_m$ ), del giorno di massimo consumo ( $Q_g$ ) e di punta oraria ( $Q_p$ ):

$$Q_m = \frac{P \times d}{86400}$$

dove:

$Q_m$  = portata media giornaliera (l/s);

P = n° abitanti futuri;

d = dotazione (l/ab\*g).

Per quanto riguarda la portata nel giorno dei massimi consumi  $Q_g$  essa è stata calcolata moltiplicando la portata media giornaliera per un coefficiente  $\alpha_g$  preso in letteratura ed adatto a configurazioni simili a quella di progetto stimato pari a 1.6; la portata nell'ora dei massimi consumi  $Q_{hmax}$  è stata calcolata invece moltiplicando la portata media giornaliera per un coefficiente di punta  $\alpha_h$  stimato pari a 2.5.

Pertanto risulta:

Bacino	Abitanti di progetto	$Q_a$	$\alpha_g$	$Q_g$	$\alpha_h$	$Q_h$	$\alpha_{hmin}$	$Q_{hmin}$
	[ab]	[l/g]	[-]	[l/s]	[-]	[l/s]	[-]	[l/s]
RETE 1	37	0.15	1.6	0.24	2.5	0.38	0.1	0.02
RETE 2	65	0.26	1.6	0.42	2.5	0.66	0.1	0.03

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 66 /77

RETE 3	98	0.40	1.6	0.63	2.5	0.99	0.1	0.05
--------	----	------	-----	------	-----	------	-----	------

**Tabella 22 – Portate idriche di progetto**

## 8.2. Dimensionamento idraulico e verifica delle tubazioni

Di seguito si riporta il calcolo delle perdite di carico nel tratto di condotte di progetto in PEAD DN 75 PN 25 per l'alimentazione del centro di Collegentilese, con una portata massima prevista nell'ora di massimo consumo pari a circa 1.4 l/s.

Per la verifica delle condotte in pressione è necessario definire l'andamento delle perdite di carico totali (locali e distribuite) lungo il tracciato.

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite lungo le condotte in moto uniforme è stata scelta la formula di Chézy nella formulazione di Gauckler Strickler:

$$\Delta H = i \times L = 10,293 \left( \frac{Q^2}{c^2 D_n^{5,33}} \right) L$$

dove:

- L = lunghezza della condotta
- D<sub>n</sub> = diametro nominale della condotta
- Q = portata
- ΔH = perdite di carico
- i = pendenza piezometrica
- c = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler

Per il coefficiente di scabrezza c si è fatto riferimento al caso di condotte in servizio corrente, assumendo il valore 120 (corrispondente al coefficiente 0.008 di Manning).

Noti i valori di L, DN e Q, pertanto, con riferimento ai nodi principali definiti in Figura 14, otteniamo i seguenti parametri di dimensionamento:

RETE	Pozz. Iniziale	Pozz. Finale	L	Q <sub>a</sub>	Q <sub>g</sub>	Q <sub>h</sub>	DN	Formula	J	y	H <sub>g</sub>	ΔH	v
[-]	[-]	[-]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[mm]	[-]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]
RETE 1	C	D	191.93	0.00015	0.00024	0.00038	75	Gauckler-Strickler	0.00002	0.003	20.2	20.223	0.03

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>							<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>			
								IDR.301.RE.C			
								Pag. 67 / 77			

RETE 2	D	B	155.88	0.00026	0.00042	0.00066	75	Gauckler-Strickler	0.00005	0.008	42.1	42.148	0.06
RETE 3	D	A	358.33	0.00055	0.00088	0.00137	75	Gauckler-Strickler	0.00021	0.077	53.3	53.337	0.12

**Tabella 23 – Verifica idraulica dell’adduttrice idrica di progetto**

Da tale calcolo risulta che le perdite di carico ripartite sulla condotta adduttrice principale DN 75 ammontano a pochi millimetri, con una velocità dell’acqua in condotta molto limitata.

Alle perdite di carico distribuite vanno aggiunte (se presenti) le **perdite di carico concentrate** che, nel caso di moto uniforme nelle condotte in pressione vengono calcolate con la formula:

$$\Delta H = K \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

con:

$\Delta H$  = perdita di carico concentrata in m;

K = coefficiente di perdita concentrata;

v = velocità media della corrente in m/s;

g = accelerazione di gravità in m<sup>2</sup>/s.

Il coefficiente di perdita concentrata dipende dalla contrazione della vena che si verifica in prossimità di eventuali singolarità della condotta.

### 8.3. Dimensionamento dello spessore delle tubazioni

Lo spessore delle tubazioni di progetto è stato dimensionato e verificato per resistere alle sollecitazioni indotte dalla pressione interna dell’acqua, dal peso del terreno di ricoprimento e dai carichi accidentali applicati in superficie.

Nel seguito sono descritti e riportati i calcoli di verifica statica relativi alla condotta di progetto sottoposta alla pressione idraulica di esercizio.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 68 /77

### 8.4.1. Verifica di resistenza delle tubazioni alla pressione idraulica

La resistenza delle tubazioni di progetto alla pressione interna dell'acqua è stata verificata considerando le più gravose condizioni di funzionamento possibili, comprensive dei fenomeni di moto vario elastico.

Per la stima della massima sovrappressione di moto vario elastico per le tubazioni si è assunto il massimo valore ammissibile indicato nella tab. III del D.M. LL.PP. del 12/12/85 "Norme tecniche per le tubazioni" in funzione della pressione idrostatica.

Pressione idrostatica	Pressione daN/cm <sup>2</sup>			
	0-6	6-10	10-20	20-30
Sovrappressione di colpo d'ariete max ammissibile	3	3-4	4-5	5-6

Nel caso in questione la possibile massima pressione idrostatica sulle tubazioni di progetto si può assumere pari a:

- ca. **5.3 atm** per la condotta adduttrice DN 75 (differenza tra la quota massima di sfioro del serbatoio di Bagnolo pari a 1050 m s.l.m. e la quota geodetica minima della tubazione pari a 996.74 m s.l.m., letta dal profilo altimetrico della condotta).

Si considera pertanto, il seguente valore della massima sovrappressione di moto vario elastico  $\Delta p_{max}$ :

$$\Delta p_{max} \approx 3 \text{ atm}$$

Associata alle caratteristiche geometriche delle tubazioni in PEAD prescelte per le condotte di progetto (DN 75 spessore 10.3 mm) è la PMA (pressione massima ammissibile), pari per il DN 75 PN 25 a 30 bar, con:

$$PMA = 1.2 \times PFA = 1.2 \times 25 = 30 \text{ bar}$$

dove

PFA = pressione d'esercizio ammissibile (a 20° C pari a PN)

Per il **DN 75**, considerando che la massima pressione idrostatica sulla condotta è pari a ca. 5.3 atm e che la massima sovrappressione di moto vario elastico è pari a circa 3 atm, il valore della massima pressione a cui possono essere sottoposte le tubazioni in opera risulta pari a :

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 69 /77

$$P_n = 5.3 + 3.0 = \approx 8.3 \text{ atm} \approx 8.2 \text{ bar} < 30 \text{ bar}$$

valore inferiore alla suddetta PMA (pressione massima ammissibile).

## 8.4. Verifiche statiche

Dapprima si accerta che la condotta si comporta come rigida o deformabile, a seconda delle due condizioni:

$$R \geq \frac{1}{12} \quad \text{condotta a comportamento rigido}$$

$$R < \frac{1}{12} \quad \text{condotta a comportamento deformabile}$$

In cui R è il coefficiente di elasticità in sito ottenuto come:

$$R = \frac{SN}{E_s}$$

Dove SN è la rigidezza anulare (o circonferenziale) ed  $E_s$  è il modulo elastico del terreno di rinterro che avvolge la tubazione.

SN (N/mm<sup>2</sup>) è pari a:

$$SN = \frac{EI}{Dm^3}$$

In cui:

- E (N/mm<sup>2</sup>) è il modulo di elasticità del materiale costituente la condotta. Esso è stato assunto pari a 1400 N/mm<sup>2</sup>;
- I (mm<sup>3</sup>) è il momento di inerzia trasversale della striscia unitaria di parete del tubo rispetto all'asse neutro della parete strutturalmente resistente. Esso si assume pari a  $S^3/12$ , in cui S è lo spessore della tubazione;
- Dm (mm) è il diametro medio della tubazione.

Per quanto riguarda  $E_s$  esso dipende dal tipo e grado di compattazione del materiale di riempimento caratterizzante il rinterro e, in accordo con il valore cautelativo utilizzato nelle verifiche statiche delle condotte acquedottistiche, si è posto pari a 4 N/mm<sup>2</sup>.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 70 /77

La rigidità di una tubazione dipende, dunque, dal confronto tra le caratteristiche del materiale e quelle del terreno. Si riportano di seguito i valori caratteristici della tubazione e del terreno.

#### **Dati**

Materiale	DN [mm]	D <sub>e</sub> [mm]	D <sub>m</sub> [mm]	s [mm]	I [mm <sup>3</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]
Pead	75.0	75.0	64.7	10.3	91	800

#### **Tipo di tubazione**

SN [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	R [-]	Tubazione
0.269	4.0	0.07	flessibile

Viene confermata quindi la caratteristica di **tubazione flessibile** (rispetto al terreno circostante).

Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni rigide sono le seguenti:

- valutazione dei carichi che gravano sulla condotta detti carichi ovalizzanti:
  - a) carico dovuto al rinterro
  - b) carico dovuto ai sovraccarichi mobili
  - c) carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo
  - d) carico dovuto alla pressione idrostatica esterna (in presenza di falda)
  
- verifica allo stato limite ultimo di deformabilità

Per poter effettuare queste verifiche, si scelgono i punti di maggior criticità lungo la condotta da verificare. In questo caso essendo la condotta interrata sotto terreno si sceglie di verificare gli estremi di un range di altezze di ricoprimento che comprende tutti i valori delle coperture di progetto dei tratti in esame.

Le sezioni più significative sono state scelte infatti con il criterio di individuare le condizioni staticamente più gravose tenendo presente che, in generale, quote di scorrimento particolarmente elevate determinano sforzi dovuti principalmente al peso proprio del terreno sovrastante, mentre quote di scorrimento superficiali inducono sollecitazioni causate prevalentemente dai veicoli in transito.

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 71 /77

### 8.5.1. Carico dovuto al rinterro

Le disposizioni per il carico dovuto al rinterro fornite dalla norma UNI 7517/76 rispecchiano le ipotesi di **Spangler**. Tale carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga. Nella prima c'è una resistenza passiva data dalla reazione laterale del terreno di rinfianco mentre nella seconda questa viene a mancare in quanto non c'è collaborazione attrittiva delle pareti della trincea. Per indicare la trincea stretta occorre che almeno una delle due condizioni seguenti siano verificate:

$$B \leq 2D \quad H \geq 1.5B$$

$$2D < B < 3D \quad H \geq 3.5B$$

Dove B è la larghezza della trincea a livello della generatrice superiore del tubo, H è l'altezza del rinterro al di sopra di questa generatrice e D è il diametro esterno della tubazione.

Le sezioni oggetto di verifica saranno:

- **Rete 1 – tratto C-H;**

B=3.0 m;

h min=1.03 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=1.59 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 2 – tratto D-H;**

B=3.0 m;

h min=1.06 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=1.21 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 3 – tratto B-D;**

B=3.0 m;

h min=1.10 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=1.22 m; **Tipo di trincea: LARGA**

- **Rete 4 – tratto D-A;**

B=3.0 m;

h min=1.05 m; **Tipo di trincea: LARGA**

h max=1.40 m; **Tipo di trincea: LARGA**

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 72 / 77

Nei casi in cui vi è **trincea larga** Il carico totale dovuto al rinterro è definito come:

$$q_t = C_e * \gamma_t * D^2$$

In cui:

- $q_t$  = carico verticale dovuto al rinterro per unità di lunghezza (N/m);
- $\gamma_t$  = peso specifico del terreno di rinterro (N/m<sup>3</sup>). Come mostrato nelle sezioni tipo di scavo il rinterro viene effettuato con miscela betonabile, per cui si è assunto un peso specifico pari 20 KN/m<sup>3</sup> (tipico del misto di cava di sabbia e ghiaia);
- D = diametro esterno del tubo (m);
- $C_e$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga. Il coefficiente  $C_e$  è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Cautelativamente viene calcolato con le formule:

$$C_e = 0.1 + 0.85 * \frac{H}{D} + 0.33 * \left(\frac{H}{D}\right)^2 \quad \text{per } \frac{H}{D} \leq 2.66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 * \frac{H}{D} \quad \text{per } \frac{H}{D} > 2,66$$

In realtà, dato che in trincea larga viene meno la collaborazione attritiva delle pareti della trincea, che sono notevolmente distanti dal prisma di terreno direttamente gravante sul cielo della tubazione, di solito si calcola il carico dovuto al peso stesso del prisma sovrastante ( $\gamma_t * H * D$ ). In questa sede si calcolano entrambi e si utilizza il più gravante sulla condotta.

Nei casi in cui vi è **trincea stretta** Il carico totale dovuto al rinterro è definito come:

$$q_t = C_d * \gamma_t * B * D$$

In cui:

- $q_t$  = carico verticale dovuto al rinterro per unità di lunghezza (N/m);
- $\gamma_t$  = peso specifico del terreno di rinterro (N/m<sup>3</sup>). Come mostrato nelle sezioni tipo di scavo il rinterro viene effettuato con miscela betonabile, per cui si è assunto un peso specifico pari 20 KN/m<sup>3</sup> (tipico del misto di cava di sabbia e ghiaia);
- B = Larghezza effettiva della trincea a livello della generatrice superiore del tubo (m);
- $C_d$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta. Il coefficiente  $C_d$  è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Viene calcolato con la formula:

$$C_d = \frac{1 - \exp\left(-2 * K * \tan \theta * \frac{H}{B}\right)}{2 * K * \tan \theta}$$

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 73 /77

$$K = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

In cui:

- K è il coefficiente di spinta passiva del terreno;
- $\theta$  è l'angolo di attrito tra materiale di riempimento e pareti della trincea;
- $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del materiale di riempimento;

Normalmente si pone  $\varphi = \theta$  data la difficoltà di attribuire a  $\theta$  un valore diverso giustificabile.

Nel nostro caso  $\varphi$  è pari a  $33^\circ$ .

Si riporta la tabella dal quale sono stati ricavati l'angolo d'attrito interno e il peso specifico del terreno di riempimento:

#### DATI DEI VARI TIPI DI TERRENO DI RIPORTO

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Angolo di attrito interno <math>\varphi</math> (gradi)</i>	<i>Peso specifico <math>\gamma_t</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Peso di volume del terreno immerso <math>\gamma^1</math> (kN/m<sup>3</sup>)</i>
<i>Argilla fangosa</i>	20	20	16,9
<i>Argilla sabbiosa</i>	14	18	15,9
<i>Argilla umida comune</i>	12	20	16,4
<i>Fango con polvere di roccia</i>	25	18	16,9
<i>Loess</i>	18	21	15,9
<i>Marna</i>	22	21	16,9
<i>Misto di cava di ghiaia e ciottoli</i>	37	20	16,8
<i>Misto di cava di sabbia e ghiaia</i>	33	20	16,5
<i>Sabbia argillosa</i>	15	18	15,9
<i>Sabbia secca</i>	31	15	15,9
<i>Sabbia umida</i>	34	17	16,4
<i>Terra secca</i>	14	17	15,5
<i>Terra umida</i>	25	20	16,0
<i>Terreno misto compatto</i>	33	20	16,4
<i>Terreno misto sciolto</i>	15	18	15,9
<i>Terreno paludoso</i>	12	17	9,9
<i>Terreno sabbioso</i>	30	19	15,8

Tipologia terreno

### 8.5.2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

La valutazione del carico sulla generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo di circolazione ad altezza H sopra la generatrice del tubo, qualora si tratti, come in questo caso, di un sovraccarico verticale

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 74 /77

concentrato dovuto a veicoli su ruote si calcola con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione:

$$q_m = P_v * \varphi_m * D$$

In cui:

- $q_m$  = il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati di convogli appartenenti a una certa categoria tipo, in N/m;
- $P_v$  = è la pressione verticale sulla generatrice del tubo dovuta a sovraccarichi mobili concentrati (N/m<sup>2</sup>);
- $\Phi_m$  = è il fattore dinamico, rappresenta un coefficiente di incremento e per strade vale  $1+0.3/H$  in cui H è l'altezza del rinterro in m sulla generatrice del tubo;
- D = diametro esterno tubo.

Per la scelta della pressione  $P_v$  dovuta ai sovraccarichi mobili la legge n. 313 del 5 maggio 1976 prevede come carico più oneroso quello derivato da HT45 con carico per ruota pari a 75 KN. In questa sede si fa riferimento alla DIN 1072 utilizzando per la verifica la classe HT60, condizione peggiorativa rispetto alla legge n.313 con HT45 (come si può vedere da tabella sottostante).

Classe	Carico per ruota P (KN)	Classe	Carico per ruota (KN)	
			Anteriore Pa	Posteriore Pp
HT60	100	LT12	20	40
HT45	75	LT6	10	20
HT38	62,5	LT3	5	10
HT30	50			
HT26	35			

### Tipologie di traffico (DIN 1072)

Per calcolare  $P_v$  si fa riferimento al grafico sottostante:

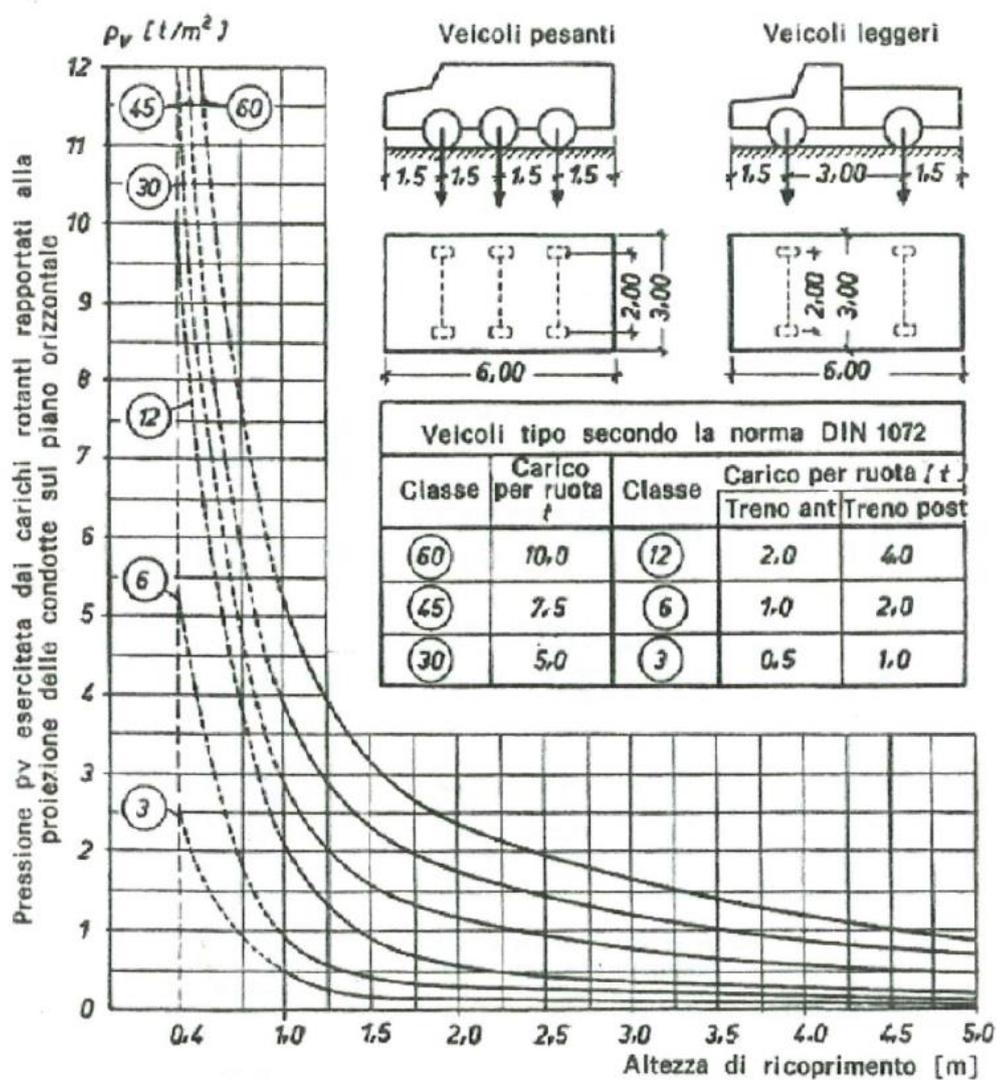


Figura 3 - calcolo di Pv in funzione di h

O in alternativa alla formula:

$$P_v = 0.5281 * P * H^{-1.0461}$$

In cui Pv è in KN/m<sup>2</sup>, P è il carico per ruota, H è l'altezza di ricopertura del tubo.

### 8.5.3. Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

	<p align="center"><b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b></p>	<p align="center"><b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b></p>
		<p align="center">IDR.301.RE.C</p>
		<p align="center">Pag. 76 / 77</p>

Il carico verticale sulla generatrice del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti, si calcola in base alla norma UNI 7517, con la formula:

$$P_a = 5788 * d^2$$

In cui:

- Pa= carico (N/m);
- d è il diametro interno del tubo (m)

#### 8.5.4. Eventuale carico dovuto alla pressione idrostatica esterna

Nel caso in esame non è contemplata la posa di condotte al di sotto di falda freatica.

#### 8.5.5. Verifica della tubazione flessibile allo stato ultimo di deformabilità

Se la tubazione è deformabile, la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di deformazione, la cui definizione dipende in modo significativo da:

- tipo di posa (trincea stretta, trincea larga)
- materiale di sottofondo e di rinfianco
- grado di costipamento

In tale condizione, occorre verificare che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

La verifica all'inflessione diametrale della tubazione fa uso della nota formula di Spangler per tubazioni a sezione circolare.

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0.083 QR^3}{EI + 0.061 E_r R^3}$$

La deformazione del tubo, secondo tale formula, risulta dipendente dai parametri geometrici, come il raggio o spessore della tubazione e il momento di inerzia rispetto a un qualunque asse diametrale, e soprattutto dalle caratteristiche meccaniche sia del materiale di rinterro che di quello costituente la condotta, come il modulo di elasticità normale E.

	<b>Opere di Urbanizzazione nella frazione di Collegentilese nel Comune di Amatrice (RI)</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA</b>
		IDR.301.RE.C
		Pag. 77 / 77

Si riporta l'esito delle verifiche statiche per la sezione di scavo della condotta più cautelativa, che è risultata essere quella dotata dell'altezza di ricoprimento minore.

### Tipo di trincea

B [mm]	H [mm]	Trincea
3000	1030	larga

#### 1.a Carico dovuto al rinterro (trincea stretta)

$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	K [-]	$C_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_t$ [kN/m]	$q_{t \text{ prisma}}$ [kN/m]	$q_{t \text{ prog}}$ [kN/m]
20	33	0.29	0.32	1.45	1.55	1.55

#### 1.b Carico dovuto al rinterro (trincea larga)

$C_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_t$ [kN/m]	$q_{t \text{ prisma}}$ [kN/m]	$q_{t \text{ prog}}$ [kN/m]
23.17	2.61	1.55	2.61

#### 2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

$\phi_m$ [-]	Tipo di carico	Classe di carico	P [kN]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_m$ [kN/m]
1.29	HT	45	75	38.40	3.72

#### 3. Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

$P_a$ [kN/m]
0.03

#### 4. Carico totale gravante sul tubo

$Q_{tot}$ [kN/m]
6.36

#### Verifica all'inflessione diametrale (condotte flessibili)

Angolo supporto [°]	$K_x$ [-]	$Q_{tot}$ [N/mm]	$\Delta_x$ [mm]	$\Delta_x/D$ [%]	$\Delta_x/D \text{ lim}$ [%]	Verifica
90	0.096	6.33	0.374	0.498	5.0	OK

Dai calcoli svolti risulta uno schiacciamento laterale della sezione circolare della tubazione di circa 0.4 mm, abbondantemente accettabili per un materiale flessibile come il polietilene.