

COMMITTENTE :



RETE FERROVIARIA ITALIANA - S.p.A.

DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI ANCONA

PROGETTAZIONE:



SWS engineering SPA
Via della Stazione, 27 Frac. Mattarello
38123 Trento (TN) Italia
P. IVA C.F. 00580510222



SOGGETTO TECNICO : RFI SpA - DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI ANCONA
S. O. INGEGNERIA

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA: BOLOGNA-LECCE
COMUNE DI ANCONA

PROGETTO: Comune di Ancona - Lungomare Nord

Realizzazione della scogliera di protezione della linea ferroviaria Bologna-Lecce, interrimento con gli escavi dei fondali marini, rettifica e velocizzazione della linea ferroviaria

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

SCALA

-

Foglio

1 di 1

PROGETTO/ANNO

SOTTOPR.

LIVELLO

NOME DOC.

PROGR.OP.

FASE FUNZ.

NUMERAZ.

1 8 2 6 1 8

0 0 2

P D

T G - -

0 0

0 0

E 5 0 7

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	1^ EMISSIONE	S. Monni	03 Luglio 2018	V. Gangai	02 Luglio 2018	P. Ludovico	04 Luglio 2018	G. del Vasto	04 Luglio 2018
B	2^ EMISSIONE		03 Agosto 2018	V. Gangai	02 Settemb. 2018	P. Ludovico	04 Settemb. 2018	G. del Vasto	04 Settemb. 2018
C	3^ EMISSIONE		21 Dicembre 2018	V. Gangai	26 Febbraio 2019	P. Ludovico	26 Febbraio 2019	N. D'Alessandro	26 Febbraio 2019



POSIZIONE ARCHIVIO	LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZ
				- - - -
	Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data

File:

Sommario

1	PREMESSA	2
2	LOCALIZZAZIONE DEL BACINO IMBRIFERO	3
3	DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO	5
3.1	CALCOLO DELLE ALTEZZE DI PIOGGIA PER DURATE > 1 ORA	5
3.2	CALCOLO DELLE ALTEZZE DI PIOGGIA PER DURATE < 1 ORA	6
3.3	DETERMINAZIONE DELLA PORTATA CON IL METODO DELLA “FORMULA RAZIONALE”	7
4	TOMBINI IDRAULICI PER IL SOTTOATTRAVERSAMENTO DEL RILEVATO FERROVIARIO	9
4.1	VERIFICA DEI TOMBINI IN MOTO UNIFORME	9
4.1.1	verifica tombini esistenti	10
4.1.2	verifica tombini di progetto	12
4.2	VERIFICA DEI TOMBINI IN PRESSIONE	13
5	TRINCEE DRENANTI PER LO SCOLO DELLE ACQUE DI VERSANTE	17
5.1	STIMA PORTATA ACQUA DI VERSANTE.....	17
5.2	STIMA DELLA CAPACITÀ DI INFILTRAZIONE DELLO STRATO AD ELEVATA PERMEABILITA’ SOTTO IL RILEVATO FERROVIARIO.....	18
5.3	CONCLUSIONI SUL DEFLUSSO DELLE ACQUE DI VERSANTE.....	18
6	DIMENSIONAMENTO DEI VARCHI DELLA SCOGLIERA FORANEA	20
6.1	REALIZZAZIONE COLMATA AL TERMINE DELLA COSTRUZIONE DI OGNI SETTORE	20
6.1.1	Schema di realizzazione	20
6.1.2	Dimensionamento dei varchi	23
6.1.2.1	varchi settore 1 e 2	24
6.1.2.2	varchi settore 3	25
6.2	REALIZZAZIONE COLMATA AL TERMINE DELLA COSTRUZIONE DELL’INTERA SCOGLIERA	26

1 PREMESSA

La presente relazione illustra il procedimento utilizzato per il dimensionamento idrico delle opere che collegano il bacino imbrifero e la costa marina su cui insiste la nuova linea ferroviaria. In particolare, le opere in oggetto sono:

- Tombini idraulici per lo smaltimento dell'acqua superficiale di scorrimento proveniente dal versante di monte;
- Trincee drenanti aventi la funzione di mantenimento o miglioramento delle condizioni di drenaggio attuali (acque sub-supeficiali);

2 LOCALIZZAZIONE DEL BACINO IMBRIFERO

L'area di progetto si sviluppa ad Ovest dell'attuale Porto di Ancona e il suo bacino copre un'area di circa 6 km².



Figura 1 - Localizzazione bacino, punto di vista Nord-Ovest



Figura 2 - Localizzazione bacino, punto di vista Ovest

L'intero bacino è stato suddiviso in 4 sottobacini aventi area pari a:

A1 = 2,01 km²

A2 = 2,45 km²

A3 = 0,54 km²

A4 = 0,84 km²

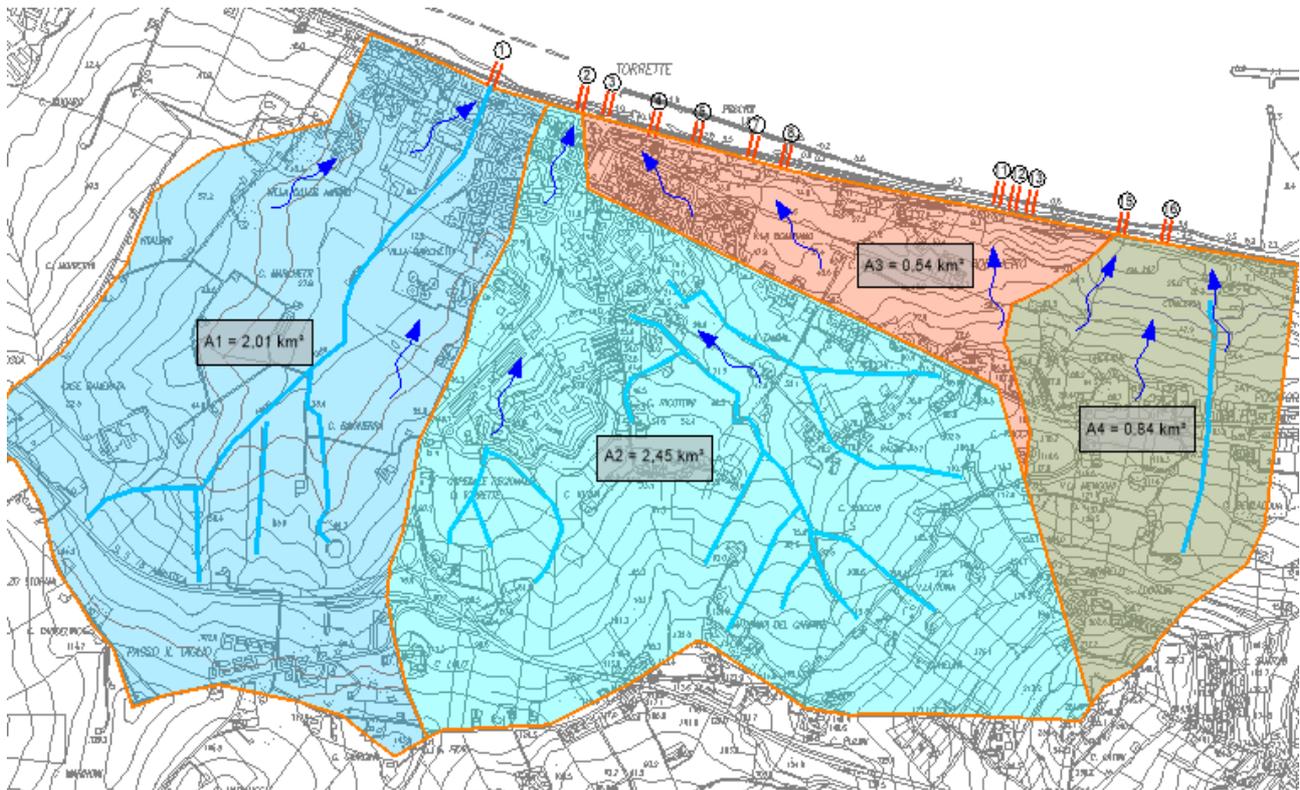


Figura 3 - Indentificazione dei sottobacini

3 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO

3.1 CALCOLO DELLE ALTEZZE DI PIOGGIA PER DURATE > 1 ORA

Per il calcolo delle altezze di pioggia sul bacino precedentemente descritto si è utilizzato lo studio condotto dalla fondazione CIMA dal titolo “La modellazione e definizione delle grandezze idrologiche utili alla progettazione per la messa in sicurezza strutturale e non strutturale del reticolo idrografico principale della Regione Marche” e precisamente la parte riservata alla regionalizzazione delle precipitazioni intense. Tramite l’analisi statistica regionale delle precipitazioni massime annuali per le durate da 1 a 24 ore, lo studio arriva a definire la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP) in funzione del tempo di ritorno T [anni] e della durata di pioggia d [ore]:

$$H(d,T) = 0.5711 \cdot \left[5.0286 \left(-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right)^{-0.0524} - 4.1950 \right] \cdot ad^n$$

Tale formula, abbinata alle mappe dei parametri a ed n, costituisce quindi il risultato finale della regionalizzazione delle altezze di pioggia estrema e durata prefissata.

Nel presente caso specifico, tramite l’uso del programma open source QGIS, stabilito un tempo di ritorno pari a 300 anni (valore richiesto in fase di attività istruttoria di RFI sebbene sia utilizzato per bacini superiori a 10 km²), si sono calcolate le altezze di pioggia nelle varie aree per poi mediarle per ricavare l’altezza di pioggia media sull’intero bacino.

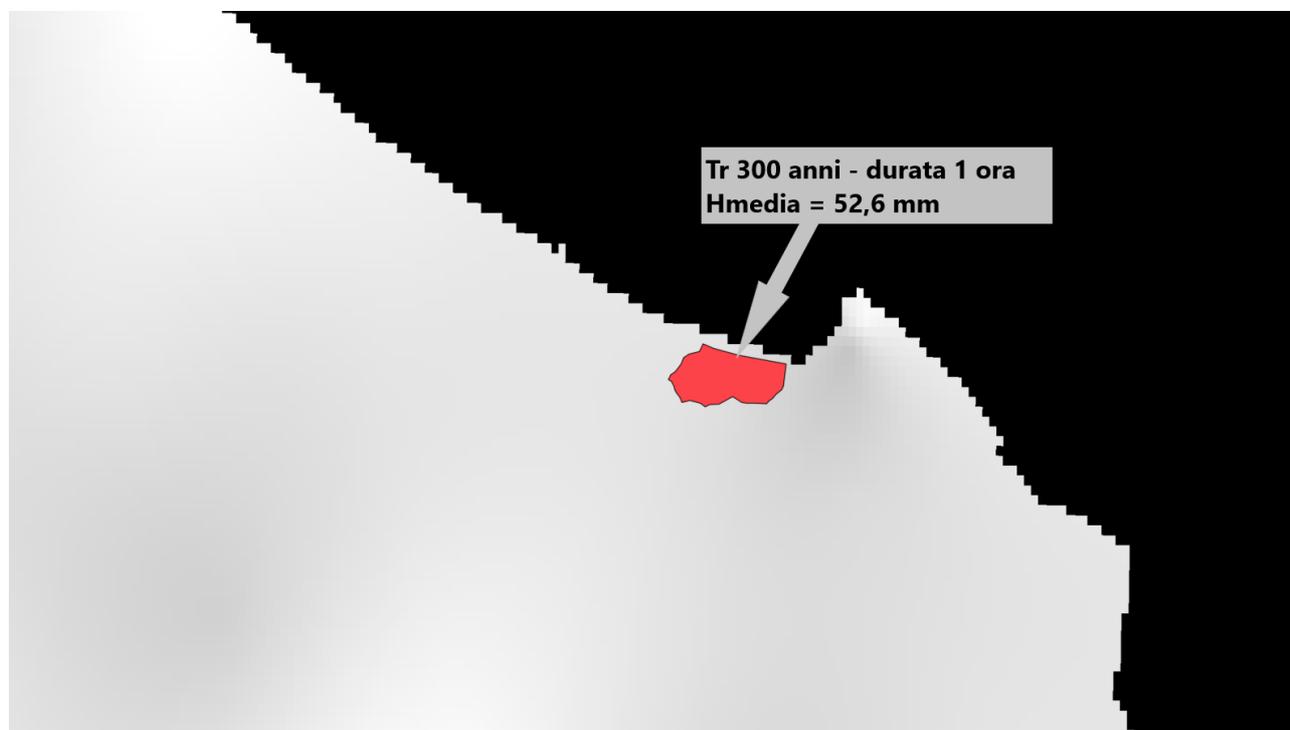


Figura 4 - Rappresentazione del bacino sul software QGIS

3.2 CALCOLO DELLE ALTEZZE DI PIOGGIA PER DURATE < 1 ORA

Nella progettazione è necessario far riferimento agli eventi meteorici di breve durata: nel caso specifico essi sono commisurati al tempo di risposta relativamente breve (inferiore all'ora) dei bacini e sottobacini in cui la superficie drenata è stata suddivisa.

Pertanto, partendo dall'altezza di pioggia ottenute per $t=1$ h, è stato necessario, applicando una nota metodologia proposta in letteratura (AAVV, Sistemi di fognatura, Manuale di progettazione, 1997, ed. HOEPLI), estendere il campo di validità delle curve di possibilità pluviometrica anche alle durate di pioggia inferiori all'ora partendo dalle serie storiche di dati disponibili che comprendono unicamente altezze di pioggia registrate per durate superiori all'ora.

In particolare, il sopraccitato metodo parte dall'osservazione che i rapporti fra le altezze di pioggia di durata inferiori all'ora e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località [Bell 1969]. Per le finalità del presente studio si è quindi ritenuto legittimo fare riferimento ai dati disponibili per il pluviografo di Milano Monviso dove, su un campione di 17 anni di osservazioni sono stati calcolati i rapporti dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata rispetto al valor medio della massima altezza annua oraria (Piga E. Salis M. Passoni G. 1990 – “Analisi statistica delle piogge intense di breve e brevissima durata nell'area metropolitana di Milano” – Città Studi, Milano).

Visto che i tempi di corrivazione caratterizzanti i bacini analizzati risultano estremamente contenuti (nettamente inferiori all'ora) e che le curve di possibilità pluviometrica sono state ottenute mediante l'elaborazione delle piogge intense aventi durate superiore o uguale all'ora, nei successivi calcoli sono stati utilizzati i seguenti rapporti tra la massima altezza di precipitazione di durata δ e la massima altezza oraria.

δ (minuti)	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r\delta=h_{\delta m}/h_{1m}$	0.155	0.178	0.215	0.241	0.304	0.449	0.568	0.7	0.799

Figura 5 – Rapporti tra h_{max} di durata δ e h_{max} di durata 1 ora

δ (min)	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r\delta$	0,155	0,178	0,215	0,241	0,304	0,449	0,568	0,7	0,799
$h\delta m$ (mm)	8,153	9,3628	11,309	12,6766	15,9904	23,6174	29,8768	36,82	42,0274
h_{1m} (mm)	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6

Figura 6 - Calcolo h_{max} di durata δ

3.3 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA CON IL METODO DELLA “FORMULA RAZIONALE”

Il metodo che utilizza la formula razionale stima la portata di picco di un bacino idrografico in funzione dell'area del bacino, del coefficiente di deflusso e della intensità di pioggia corrispondente ad un evento avente durata pari al tempo di corrivazione (tempo necessario perché le particelle d'acqua piovute in corrispondenza dei punti più remoti del bacino arrivino alla sezione dell'alveo sotto indagine).

La classica espressione della Formula Razionale è la seguente:

$$Q_{\max} = k C I A$$

dove:

$k = 0.002778$:	fattore di conversione,
C	:	coefficiente di deflusso,
I	:	intensità oraria di pioggia,
A	:	area del bacino.

Per la stima del tempo di corrivazione si utilizzano in genere formule empiriche derivate dall'analisi di una gran quantità di casi reali, che esprimono il legame mediamente esistente tra il tempo di corrivazione e alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione.

In questo caso si sono utilizzate le seguenti formule:

- Formula di Pezzoli:

$$t_c = 0,055 \frac{L}{i^{0,5}} \quad \text{ove:} \quad \begin{array}{l} t_c = \text{tempo di corrivazione (ore)} \\ L = \text{lunghezza dell'asta principale estesa fino allo spartiacque (Km)} \\ i = \text{pendenza media dell'asta principale} \end{array}$$

- Formula di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108 \cdot \sqrt[3]{A_{\text{tot}} L}}{\sqrt{i_{\text{tot}}}} \quad \begin{array}{l} t_c = \text{tempo di corrivazione (ore)} \\ L = \text{lunghezza dell'asta principale estesa allo spartiacque (Km)} \\ A_{\text{tot}} = \text{estensione bacino idrografico (Km}^2\text{)} \\ i_{\text{tot}} = \text{pendenza media dell'intera asta principale (m/m)} \end{array}$$

- Formula di Ongaro:

$$t_c = 0,18 \sqrt[3]{A_{tot} L}$$

t_c = tempo di corrivazione (ore)
 L = lunghezza dell'asta principale estesa allo spartiacque (Km)
 A_{tot} = estensione bacino idrografico (Km²)
 i_{tot} = pendenza media dell'intera asta principale (m/m)

Il coefficiente di deflusso, di natura adimensionale, rappresenta in pratica il rapporto tra i deflussi superficiali e gli afflussi meteorici ed è il fattore critico della formula razionale in quanto risulta di valutazione soggettiva ed è di conseguenza il parametro meno suscettibile ad una precisa determinazione.

I valori dei termini precedentemente descritti e delle portate calcolate sono riassunti nella tabella seguente:

L	i	i_{tot}	A_{tot}	Tc Pezzoli	Tc Pasini	Tc Ongaro	Tc progetto	ϕ	Q
km		m/m	Km ²	minuti	minuti	minuti	minuti		mc/s
1,96	0,07	0,07	2,01	24,45	38,68	17,06	30	0,4	16,45
2,5	0,1	0,1	2,45	26,09	37,49	19,76	30	0,4	20,05
0,5	0,18	0,18	0,54	3,89	9,87	6,98	10	0,4	8,50
1,4	0,18	0,18	0,84	10,89	16,12	11,40	10	0,4	13,23

Figura 7 – Valori delle portate di progetto

4 TOMBINI IDRAULICI PER IL SOTTOATTRAVERSAMENTO DEL RILEVATO FERROVIARIO

Lungo tutto il tratto interessato dall'intervento sono presenti 12 tombini idraulici la cui funzione è il collegamento idraulico del versante a monte della linea ferroviaria con il mare. L'identificazione di tali opere è descritta nell'elaborato grafico E301.

Dalla *figura 3* è possibile vedere le aree di competenza di ogni tombino idraulico, una sintesi è descritta nella tabella seguente.

Tombino	Sottobacino
1	A ₁
2	A ₂
4-5-6-7-11-12-13	A ₃
15-16	A ₄

Figura 8 – Relazione tombini e sottobacini

4.1 VERIFICA DEI TOMBINI IN MOTO UNIFORME

Il dimensionamento e la verifica dei dispositivi costituenti la rete di drenaggio sono state condotte mediante l'approccio in moto uniforme di Chezy basato sull'equazione di seguito riportata, risolvibile per via iterativa una volta noti i dati fondamentali di progetto:

$$Q = K_s R_H^{2/3} A i^{1/2} (m^3 / s)$$

dove:

Q = portata di progetto (m³/s);

K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (m^{1/3}/s);

A = area della sezione bagnata (m²);

R_H = raggio idraulico (m);

Il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a 65 m^{1/3}/s.

4.1.1 VERIFICA TOMBINI ESISTENTI

La verifica dei tombini esistenti è riassunta nella tabella seguente:

Qp (Tr= 300)	m³/s	16.45	20.05	1.06	6.61	6.61							
N° tombino		1	2	4	5	6	7	8	11	12	13	15	16
Dimensioni (BxA)	m	2,8x2,2	4x1,2	4x1,2	3x1,7		1x1,8	1,5x1,8		1x1,4	1x1		
Diametro D	m					1.45			1.45			1.45	1.45
Larghezza B	m	2.8	4	4	3	-	1	1.5	-	2	2	-	-
Altezza A	m	2.2	1.2	1.2	1.7	-	1.8	1.8	-	2	2	-	-
Tirante H	m	1.7	1.2	0.2	0.3	0.52	0.6	0.41	0.52	1.4	1.4	1.45	1.45
Pendenza P	-	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
C	m ^{1/3} /s	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65
Area A	m ²	4.8	4.8	0.8	0.9	0.5	0.6	0.6	0.5	2.8	2.8	1.7	1.7
Raggio idraulico R	m	0.77	0.75	0.18	0.25	0.29	0.27	0.27	0.29	0.58	0.58	0.36	0.36
Franco	m	0.5	0	1	1.4	0.93	1.2	1.39	0.93	0.6	0.6	0	0
Qmaning	m³/s	18.34	18.21	1.18	1.64	1.06	1.16	1.17	1.06	8.98	8.98	3.86	3.86
Velocità V	m/s	3.85	3.79	1.48	1.82	2.00	1.93	1.90	2.00	3.21	3.21	2.34	2.34
		VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Figura 9 – Verifica tombini esistenti

9 tombini risultano verificati con un franco idraulico che varia da 0,5 m a 1,4 m, i restanti 3 tombini non risultano verificati. Dei 12 tombini in oggetto solo 3 manterranno la sezione esistente (n°2, n°4 e n°5), gli altri subiranno un incremento delle dimensioni legato alle verifiche idrauliche. Nella figura seguente sono indicati tutti i tombini distinguendo in blu i tombini esistenti, in rosso quelli di progetto e in verde i tombini di progetto costruiti dopo la realizzazione della colmata. Per quanto riguarda le dimensioni delle sezioni di progetto esse sono indicate nelle tabelle seguenti, le quali riportano i calcoli delle verifiche idrauliche.

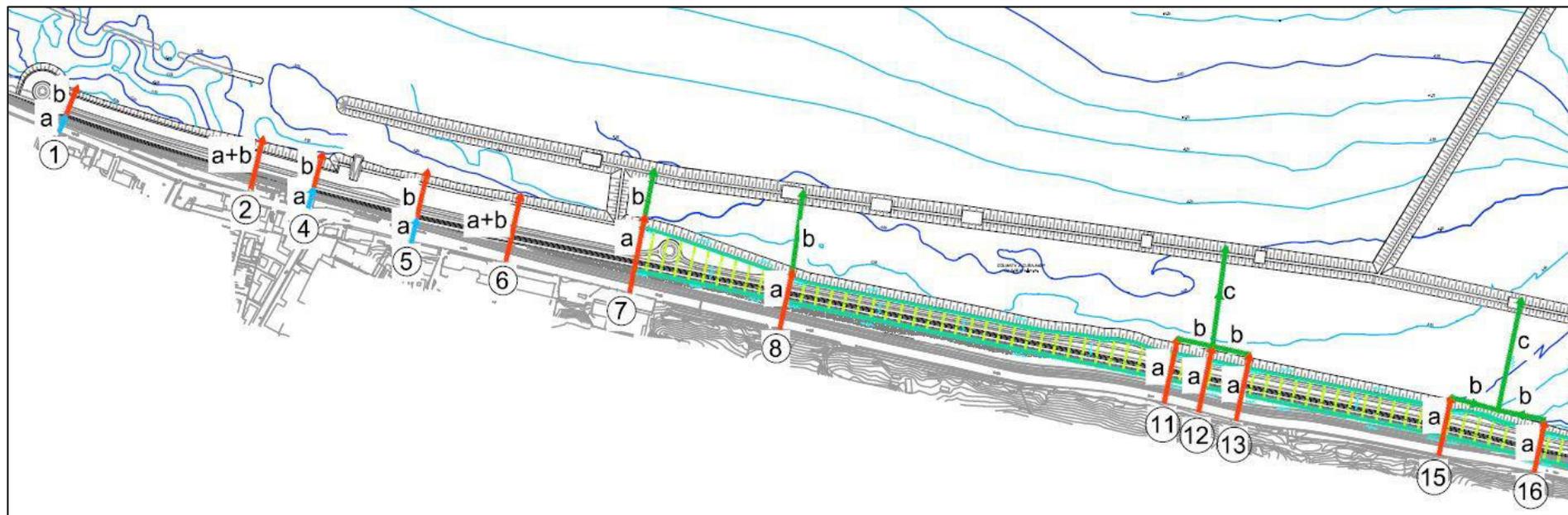


Figura 10 - Identificazione dei tombini esistenti, di progetto e post-colmata

4.1.2 VERIFICA TOMBINI DI PROGETTO

I tombini di progetto rappresentano l'estensione delle opere idrauliche esistenti. In relazione all'incertezza legata alla direzione del deflusso idrico sul bacino lungo i vari tombini e alla sensibilità dell'area caratterizzata come sito in frana, si è scelto di condurre cautelativamente le verifiche in due casi differenti:

1. Portata massima suddivisa omogeneamente per ogni tombino appartenente al sottobacino di interesse;
2. Portata massima del sottobacino concentrata su ogni tombino.

Qp (Tr= 300)	m³/s	16.45	20.05	1.06	6.61	6.61							
N° tombino		1	2	4	5	6	7	8	11	12	13	15	16
Dimensioni (BxA)	m	2,8x2,2	4x2	4x1,2	3x1,7	2x2	2x2	2x2	2x2	2x2	2x2	3x2	3x2
Larghezza B	m	2.8	4	4	3	2	2	2	2	2	2	3	3
Altezza A	m	2.2	2	1.2	1.7	2	2	2	2	2	2	2	2
Tirante H	m	1.57	1.29	0.19	0.23	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.77	0.77
Pendenza P	-	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
C	m ^{1/3} /s	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65
Area A	m ²	4.4	5.2	0.8	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	2.3	2.3
Raggio idraulico R	m	0.74	0.78	0.17	0.20	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.51	0.51
Franco	m	0.63	0.71	1.01	1.47	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.23	1.23
Qmanning	m³/s	16.53	20.17	1.09	1.08	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	6.77	6.77
Velocità V	m/s	3.76	3.91	1.43	1.57	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	2.93	2.93
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Figura 11 – Verifica con portata massima suddivisa omogeneamente per ogni tombino

Tutti i tombini risultano verificati con un franco idraulico sulla portata trecentennale che varia da 0,60 m a 1,70 m.

Qp (Tr= 300)	m³/s	16.45	20.05	8.50								13.23	
N° tombino		1	2	4	5	6	7	8	11	12	13	15	16
Dimensioni (LxH)	m	2,8x2,2	4x2	4x1,2	3x1,7	2x2	2x2	2x2	2x2	2x2	2x2	3x2	3x2
Larghezza B	m	2.8	4	4	3	2	2	2	2	2	2	3	3
Altezza A	m	2.2	2	1.2	1.7	2	2	2	2	2	2	2	2
Tirante H	m	1.6	1.3	0.72	0.91	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.25	1.25
Pendenza P	-	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
C	m ^{1/3} /s	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65
Area A	m ²	4.5	5.2	2.9	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.8	3.8
Raggio idraulico R	m	0.75	0.79	0.53	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.68	0.68
Franco	m	0.6	0.7	0.48	0.79	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.75	0.75
Qmanning	m³/s	16.95	20.39	8.66	8.59	8.58	8.58	8.58	8.58	8.58	8.58	13.35	13.35
Velocità V	m/s	3.78	3.92	3.01	3.15	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.56	3.56
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Figura 12 – Verifica con portata massima concentrata su ogni tombino

Tutti i tombini risultano verificati con un franco idraulico che varia da 0,50 m a 0,80 m.

4.2 VERIFICA DEI TOMBINI IN PRESSIONE

Si è ritenuto utile condurre un'ulteriore verifica dei tombini nel caso di deflusso in pressione dovuto eventualmente allo sbocco impedito dal livello del mare, utilizzando lo schema tipo rappresentato nella figura seguente:

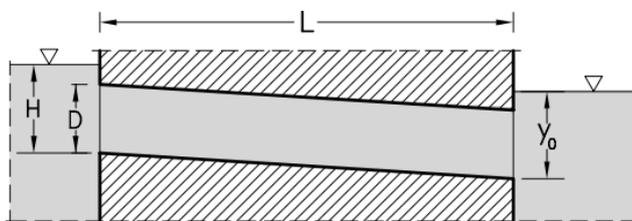


Figura 13 - Schema tipo tombino in pressione

Il valore $\Delta h = (H - y_0)$ è il dislivello tra il carico di monte e quello di valle ed è dato, trascurando cautelativamente la velocità nel canale all'imbocco e allo sbocco, dalla consueta equazione:

$$\Delta h = k_i \frac{v^2}{2g} + \frac{2gL}{k_s^2 R_H^{4/3}} \cdot \frac{v^2}{2g} + k_s \frac{v^2}{2g}$$

v = velocità;

L = lunghezza del tombino;

R_H = raggio idraulico;

k_i = coefficiente all'ingresso;

k_s = coefficiente allo sbocco;

dove i termini k_i e k_s rappresentano i coefficienti per il calcolo delle perdite all'ingresso e all'uscita del tratto considerato e assumono i valori descritti nella tabella seguente.

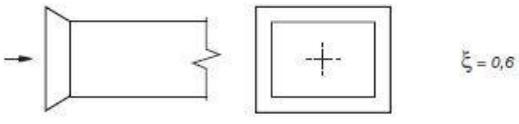
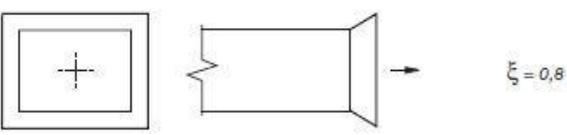
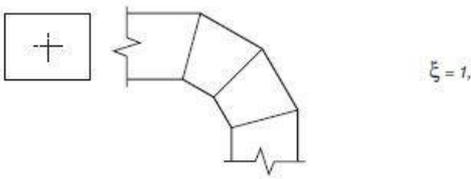
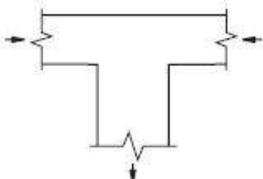
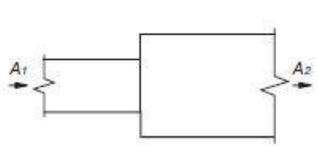
<p><i>Imbocco con invito</i></p>  <p>$\xi = 0,6$</p>	<p><i>Sbocco con invito</i></p>  <p>$\xi = 0,8$</p>										
<p><i>Curva a 90° a due segmenti</i></p>  <p>$\xi = 1,2$</p>	<p><i>Confluenza a T</i></p>  <p>$\xi_T = 1,3$</p>										
<p><i>Allargamento senza invito</i></p>  <table border="1" data-bbox="598 772 710 918"> <thead> <tr> <th>A_2/A_1</th> <th>ξ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,1</td> <td>0,9</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>0,2</td> </tr> </tbody> </table>	A_2/A_1	ξ	0,1	0,9	0,2	0,7	0,4	0,4	0,6	0,2	
A_2/A_1	ξ										
0,1	0,9										
0,2	0,7										
0,4	0,4										
0,6	0,2										

Figura 13 - Coefficienti per il calcolo delle perdite di carico concentrate

Per comprendere meglio il calcolo del termine Δh , si riporta, ad esempio, lo schema planimetrico utilizzato per la verifica del tombino 15:

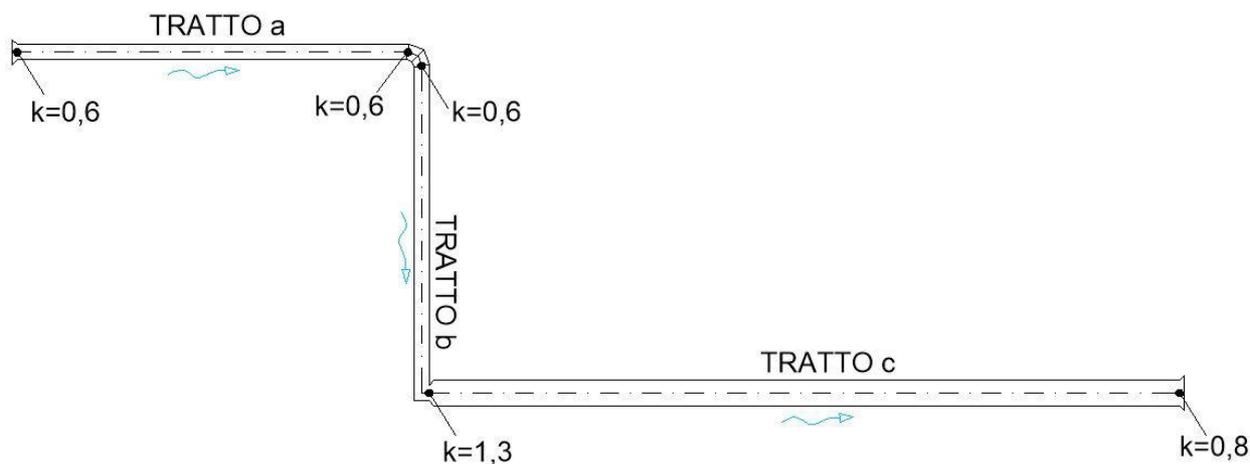


Figura 14 - Schema planimetrico tombino n° 15

Note la sezione del tombino, la lunghezza, la scabrezza e la portata che scorre al suo interno, su ogni tratto sono state calcolate le perdite all'ingresso, all'uscita e quelle distribuite. La somma delle perdite dei vari tratti costituisce il Δh pari al dislivello tra il carico di monte e il carico di valle. Il "tratto a" è relativo al tombino che percorre il rilevato ferroviario, dalla Via Flaminia alla scogliera radente; il "tratto b" e il "tratto c" sono relativi al prolungamento del tombino successivamente alla realizzazione della colmata.

Si riporta di seguito la tabella contenente i calcoli per la verifica in pressione dei tombini:

	TRATTO		1a	2a	4a	5a	6a	7a	8a	11a	12a	13a	15a	16a
	Forma tombino		RETT	RETT	RETT	RETT	RETT	RETT	RETT	RETT	RETT	RETT	RETT	RETT
	Coeff. Ingresso tratto	k1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	Coeff. Uscita tratto	k2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	Scabrezza	K	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65	65
Dimensioni Tombino	Base / Diametro	B [m]	2.80	4.00	4.00	3.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	3.00	3.00
	Altezza	H [m]	2.20	2.00	1.20	1.70	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	Lunghezza	L [m]	20	30	30	30	30	102	75	85	85	85	80	75
	Superficie	S [m ²]	6.16	8.00	4.80	5.10	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	6.00	6.00
	Raggio ldr	R [m]	0.62	0.67	0.46	0.54	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60
	Portata di progetto	Q [m³/s]	16.45	20.05	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	13.23	13.23
	Termine cinematico	V ² /2g [m]	0.36	0.32	0.16	0.14	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.25	0.25
	Perdite imbocco	Δhi [m]	0.22	0.19	0.10	0.08	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.15	0.15
	Perdite sbocco	Δhs [m]	0.07	0.06	0.03	0.03	0.05	0.05	0.05	0.14	0.14	0.14	0.15	0.15
	Perdite distr.	Δhd [m]	0.06	0.08	0.06	0.04	0.08	0.27	0.20	0.23	0.23	0.23	0.18	0.17
	Perdite sul tratto totali	Δh_{trat} [m]	0.36	0.33	0.19	0.16	0.26	0.46	0.39	0.51	0.51	0.51	0.48	0.47
	TRATTO		1b	2b	2b	5b	6b	7b	8b	11b		13b	15b	16b
	Forma tombino		RETT	RETT	RETT	RETT	CIRC	RETT	RETT	RETT		RETT	RETT	RETT
	Coeff. Ingresso tratto	k1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.6		0.6	0.6	0.6
	Coeff. Uscita tratto	k2	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.65		0.65	0.65	0.65
	Scabrezza	K	65	65	65	65	65	65	65	65		65	65	65
Dimensioni Tombino	Base	B [m]	4.00	4.00	4.00	3.00	2.00	3.00	3.00	2.00		2.00	3.00	3.00
	Altezza	H [m]	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00		2.00	2.00	2.00
	Lunghezza	L [m]	30	35	36	40	60	50	110	50		52	68	68
	Superficie	S [m ²]	8.00	8.00	8.00	6.00	4.00	6.00	6.00	4.00		4.00	6.00	6.00
	Raggio ldr	R [m]	0.67	0.67	0.67	0.60	0.50	0.60	0.60	0.50		0.50	0.60	0.60
	Portata di progetto	Q [m³/s]	16.45	20.05	21.05	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50		8.50	13.23	13.23
	Termine cinematico	V ² /2g [m]	0.22	0.32	0.35	0.10	0.23	0.10	0.10	0.23		0.23	0.25	0.25
	Perdite imbocco	Δhi [m]	0.04	0.06	0.07	0.02	0.05	0.02	0.02	0.14		0.14	0.15	0.15
	Perdite sbocco	Δhs [m]	0.17	0.26	0.28	0.08	0.18	0.08	0.08	0.15		0.15	0.16	0.16
	Perdite distr.	Δhd [m]	0.05	0.09	0.10	0.04	0.16	0.05	0.10	0.13		0.14	0.15	0.15
	Perdite sul tratto totali	Δh_{trat} [m]	0.27	0.41	0.45	0.14	0.39	0.15	0.21	0.42		0.43	0.46	0.46
	TRATTO									c	c	c	c	c
	Forma tombino									RETT	RETT	RETT	RETT	RETT
	Coeff. Ingresso tratto	k1								0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
	Coeff. Uscita tratto	k2								0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	Scabrezza	K								65	65	65	65	65
Dimensioni Tombino	Base	B [m]								5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	Altezza	H [m]								2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	Lunghezza	L [m]								130	131	132	150	150
	Superficie	S [m ²]								10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	Raggio ldr	R [m]								0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
	Portata di progetto	Q [m³/s]								8.50	8.50	8.50	13.23	13.23
	Termine cinematico	V ² /2g [m]								0.04	0.04	0.04	0.09	0.09
	Perdite imbocco	Δhi [m]								0.02	0.02	0.02	0.06	0.06
	Perdite sbocco	Δhs [m]								0.03	0.03	0.03	0.07	0.07
	Perdite distr.	Δhd [m]								0.03	0.04	0.04	0.10	0.10
	Perdite sul tratto totali	Δh_{trat} [m]								0.09	0.09	0.09	0.23	0.23
	Perdite Totali	Δh_{tot} [m]	0.62	0.74	0.64	0.30	0.66	0.61	0.59	1.02	0.59	1.02	1.17	1.16

Figura 15 – Verifica tombini di progetto nel caso di deflusso in pressione

I valori Δh calcolati sono stati messi in relazione con le quote della strada di Via Flaminia e con le quote del piano del ferro della ferrovia di progetto come illustrato nella tabella seguente:

N° tombino		1	2	4	5	6	7	8	11	12	13	15	16
Quota del fondo allo sbocco	Q_{fs} [m]	0.49	0.30	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Livello idraulico a monte	Hm [m]	3.11	3.04	2.64	2.30	2.81	2.61	2.59	3.02	2.59	3.02	3.17	3.16
Quota strada Flaminia	Q_{str} [m]	3.8	3.90	3.95	3.40	3.18	3.34	3.35	4.76	4.18	3.88	4.05	5.38
Quota del ferro	Q_{fer} [m]	3.8	3.42	3.39	3.42	3.39	3.42	3.49	5.01	4.73	4.45	4.35	4.75
$Q_{strada} > \text{Battente Idr.}$		VERO											

Figura 16 - Verifica livello idraulico a monte rispetto alla quota della strada

Sia la quota del ferro che la strada risultano sempre maggiori del valore del livello idraulico a monte. A titolo esemplificativo si riporta schematicamente la parte di monte del tombino n° 11:

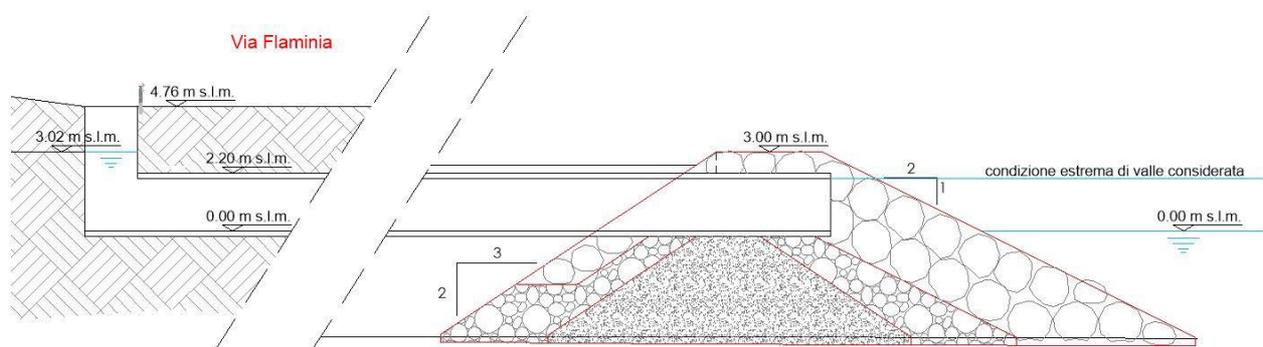


Figura 17 - Sezione tombino n° 11

Le analisi effettuate dimostrano che tutti i tombini risultano verificati in moto uniforme e nella condizione di deflusso in pressione, considerando la portata massima del sottobacino concentrata su ogni tombino per un tempo di ritorno $[Tr]$ pari a 300 anni. Nel caso di deflusso in pressione, i livelli idraulici risultano compatibili con le infrastrutture esistenti (strada Via Flaminia) e di progetto (binari ferroviari). In questa condizione, inoltre, i livelli idrici calcolati a monte dei tombini risultano sempre inferiori del livello di falda considerato nelle verifiche geotecniche, pari a circa 1 m dal piano campagna.

5 TRINCEE DRENANTI PER LO SCOLO DELLE ACQUE DI VERSANTE

Al fine di evitare che il nuovo rilevato ferroviario possa costituire un ostacolo al naturale deflusso delle acque di versante sarà posta cura e attenzione nella posa e realizzazione dello strato anticapillare e delle trincee drenanti, poiché grazie a questo strato molto permeabile si riesce a favorire lo scolo verso il mare, garantendo e/o migliorando le condizioni di drenaggio attuali. In questo modo si ritiene di non alterare l'attuale condizione di deflusso del versante.

5.1 STIMA PORTATA ACQUA DI VERSANTE

Per la stima si è utilizzata la soluzione analitica per flusso lineare non confinato:

$$q = \frac{k}{2 \cdot R} \cdot (h_1^2 - h_2^2)$$

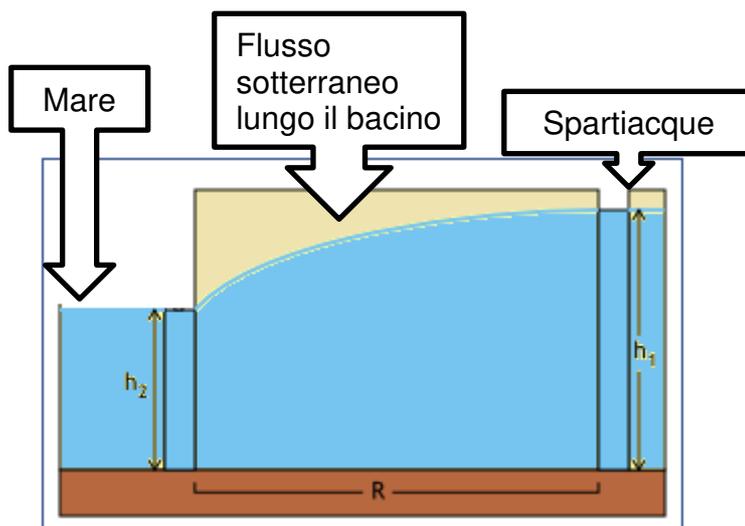


Figura 18 - Schema di calcolo

con:

$h_1 = 220$ m altezza della linea di falda a monte posta a piano campagna;

$h_2 = 0$ m livello del mare;

$K = 10^{-5}$ m/s coefficiente di permeabilità (vedi paragrafo 5.3);

$R = 1500$ m percorso di filtrazione.

Da cui si ottiene una portata di $q = 0.58$ m³/h/m (per metro di lunghezza parallelo alla costa)

5.2 STIMA DELLA CAPACITÀ DI INFILTRAZIONE DELLO STRATO AD ELEVATA PERMEABILITÀ SOTTO IL RILEVATO FERROVIARIO

La capacità d'infiltrazione può essere stimata in prima approssimazione con la legge di Darcy:

$$Q_f = KJA$$

con:

Q_f portata d'infiltrazione [m^3/s];

K permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [m/s];

J cadente piezometrica [m/m];

A superficie netta d'infiltrazione [m^2]

La cadente piezometrica J può essere posta pari a 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza della strato filtrante e la superficie della falda sia convenientemente al di sotto del fondo disperdente.

In questa sede si ipotizza:

$K = 10^{-5}$ m/s (vista anche la presenza dei pali di sabbia - vedi paragrafo 5.3)

$J = 1$ m/m

$A = 35$ mq/m (superficie netta d'infiltrazione per unità di lunghezza)

Da cui si ottiene

$Q_f = 1.26$ m³/h/m

5.3 CONCLUSIONI SUL DEFLUSSO DELLE ACQUE DI VERSANTE

In base a quanto riportato nei precedenti paragrafi si nota come la capacità di infiltrazione dello strato permeabile ($Q_f = 1.26$ m³/h/m) risulti maggiore della portata dell'acqua di versante stimata ($q = 0.58$ m³/h/m).

Nel calcolo è stata trascurata la maggiore permeabilità data dalle tubazioni poste nelle trincee drenanti e si è trascurata la capacità di accumulo dello strato permeabile stimabile in 4 200 m³ come da calcolo di seguito riportati.

Stima del Volume Utile (strato anti capillare $k = 10^{-2}$ m/s e porosità 25%)

Lunghezza lungo costa 1 600 m

Larghezza trasversale 35 m

Spessore strato anti - capillare 0.3 m

Volume 1 600 m x 35 m x 0.3 m = 16 800 m³

Ipotizzando una porosità dello strato del 25% (cfr. Valori tipici di alcuni parametri del terreno) si ottiene un volume utile per l'invaso di 4 200 m³

	n (%)	e	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)
GHIAIA	25-40	0.3-0.7	14-21	18-23
SABBIA	25-50	0.3-1.0	13-18	16-21
LIMO	35-50	0.5-1.0	13-19	16-21
ARGILLA	30-70	0.4-2.3	7-18	14-21
TORBA	75-95	3.0-19.0	1-5	10-13

Figura 19 - Valori tipici di alcuni parametri del terreno

In merito alla permeabilità del versante e del terreno in situ alla base del versante si è ipotizzato un valore di 10⁻⁵ m/s scelto da letteratura (cfr. Permeabilità tipica di alcuni suoli [Francani, 1988]).

La permeabilità di progetto delle trincee drenanti e strato anti-capillare è stata assunta pari a $k = 10^{-2}$ m/s (cfr. Permeabilità tipica di alcuni suoli [Francani, 1988]).

Tipo di suolo	K	Permeabilità
ciottoli, ghiaia (senza elementi fini)	$> 10^{-2}$	elevata
sabbia, sabbia e ghiaia	$10^{-2} + 10^{-5}$	buona
sabbia fine, limo, argilla con limo e sabbia	$10^{-5} + 10^{-9}$	cattiva
argilla omogenea	$10^{-9} + 10^{-11}$	impermeabile

Figura 20 – Permeabilità tipica di alcuni suoli [Francani, 1988]

Le tubazioni disposte nelle trincee drenanti (Dn 500 disposte parallelamente al rilevato sia a monte che a valle e Dn 250 disposte trasversalmente ad interasse 20 m) e hanno il compito di aumentare la permeabilità, la porosità e di migliorare la diffusione della acque di versante da disperdere.

Nelle successive fasi di riempimento, delle aree comprese tra il rilevato ferroviario e la scogliera foranea, le trincee e lo strato anti-capillare saranno prolungati per tutta l'area di impronta della colmata con spessore di 1 m (cfr. elaborato E302).

6 DIMENSIONAMENTO DEI VARCHI DELLA SCOGLIERA FORANEA

Il presente capitolo ha lo scopo di definire le modalità seguite per il dimensionamento dei varchi lungo la scogliera foranea. La realizzazione dei varchi avviene principalmente per due motivi:

- 1) Permettere il ricircolo dell'acqua all'interno di ogni vasca nell'attesa che in esse venga realizzata la colmata;
- 2) Consentire alla portata tracimata di fuoriuscire, in modo che i livelli d'acqua non raggiungano le quote delle infrastrutture.

Come descritto nella relazione tecnica generale, la costruzione della scogliera, sia radente che foranea crea delle aree chiuse (settori), le quali verranno riempite con inerti in modo da realizzare la colmata.

Il dimensionamento dei varchi avviene prendendo in considerazione due differenti modalità di riempimento:

- 1) Realizzazione della colmata al termine della costruzione di ogni settore;
- 2) Realizzazione della colmata al termine della costruzione dell'intera scogliera.

6.1 REALIZZAZIONE COLMATA AL TERMINE DELLA COSTRUZIONE DI OGNI SETTORE

6.1.1 SCHEMA DI REALIZZAZIONE

Lo schema utilizzato, in questo caso, per la realizzazione della colmata segue la costruzione di ogni settore, confinato su due lati opposti dalla scogliera foranea e dalla scogliera radente e sugli altri due dalle piste di cantiere. La figura di seguito descrive tale processo:

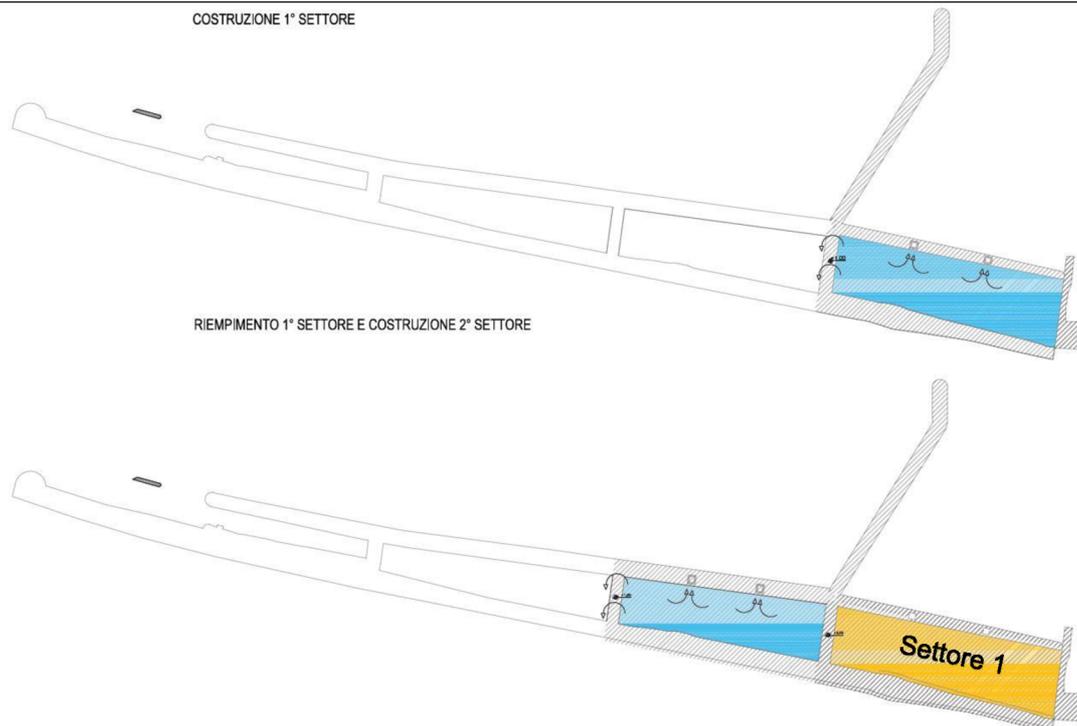


Figura 21 - Cronologia della costruzione dei settori (settore 1)

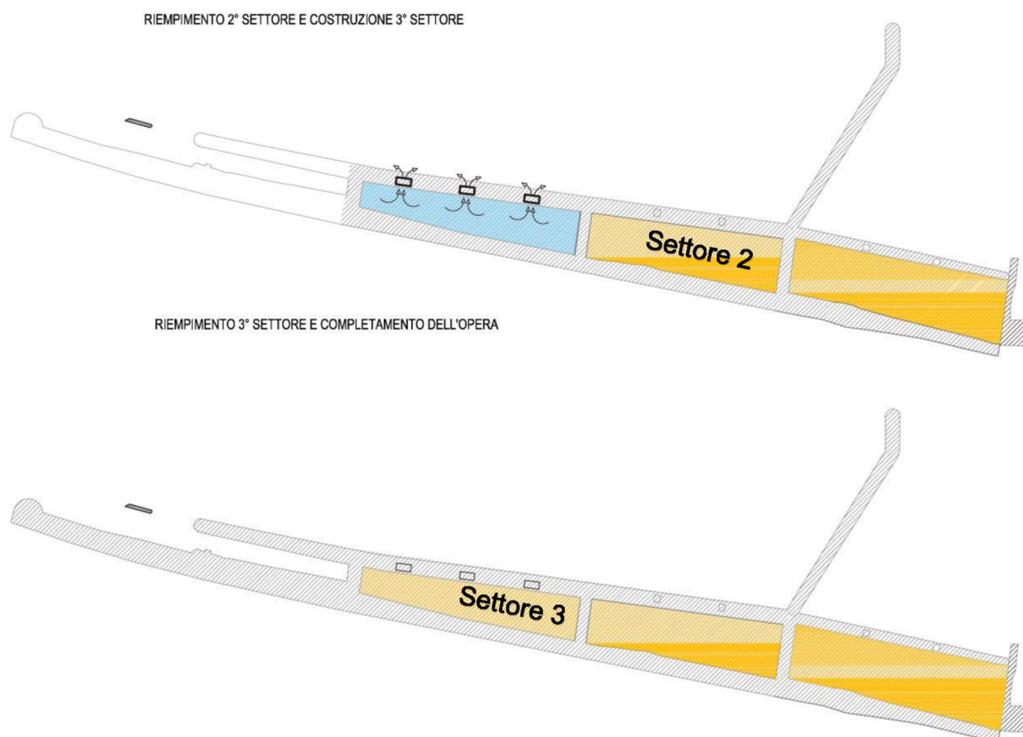


Figura 22 - Cronologia della costruzione dei settori (settori 2 e 3)

La prima fase consiste nella realizzazione dell'area chiusa limitrofa al porto, la quale risulta confinata a nord dalla scogliera foranea il cui colmo è a quota +3,00m s.l.m., a sud dalla scogliera radente a quota +3,00m s.l.m., a est dall'area di cantiere e a ovest dalla pista di cantiere il cui colmo è a quota +1,00m s.l.m.

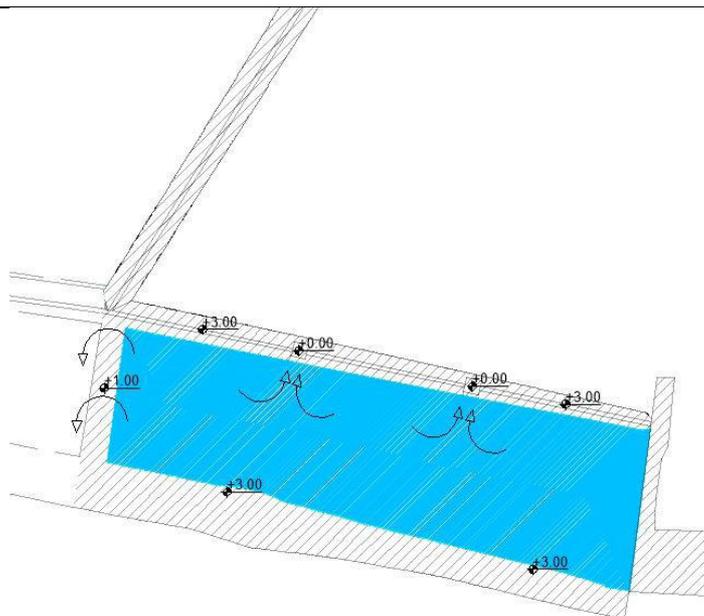


Figura 23 - Indicazione quote settore 1

La pista di cantiere posta a +1,00m e lunga circa 100m sarà sormontata non appena il livello liquido all'interno dell'area supera la quota del colmo. Inoltre, sono previsti due varchi lungo la scogliera foranea la cui soglia è posta a 0,00 m s.l.m. che permettono un migliore ricircolo dell'acqua all'interno dell'area.

La seconda fase consiste nella realizzazione del secondo settore che risulta confinato a nord dalla scogliera foranea il cui colmo è a quota +3,00m s.l.m., a sud dalla scogliera radente a quota +3,00m s.l.m., a est e a ovest dalla pista di cantiere il cui colmo è a quota +1,00m s.l.m.

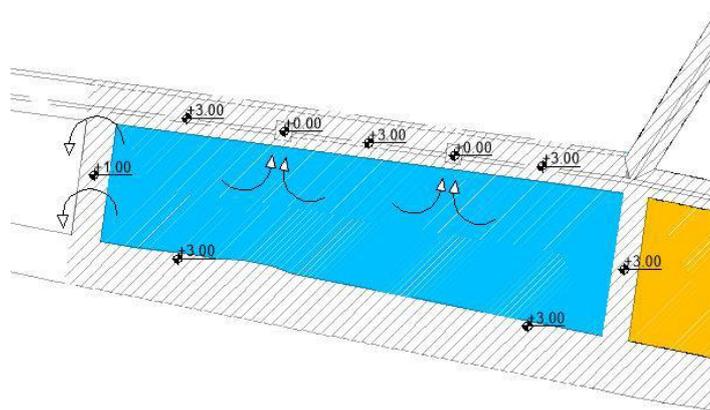


Figura 24 - Indicazione quote settore 2

Anche in questo caso la pista di cantiere posta a +1,00m e lunga circa 100 m sarà sormontata non appena il livello liquido all'interno dell'area supera la quota del colmo. Inoltre, sono previsti due varchi lungo la scogliera foranea la cui soglia è posta a 0,00 m s.l.m. che permettono un migliore ricircolo dell'acqua all'interno dell'area.

La terza fase consiste nella realizzazione del terzo settore che risulta confinato a nord-ovest dalla scogliera foranea il cui colmo è a quota +3,00m s.l.m., a sud dalla scogliera radente a quota +3,00m s.l.m. e infine a est dalla colmata del secondo settore.

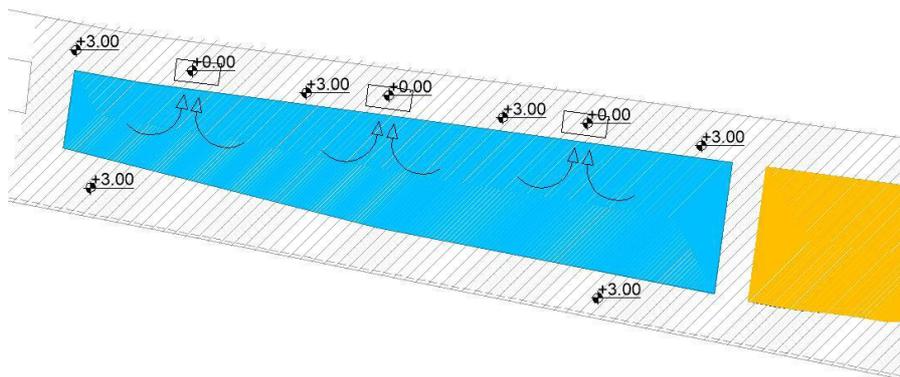


Figura 25 - Indicazione quote settore 3

In questo caso l'area risulta confinata su tre lati dalla scogliera a +3,00m s.l.m. e a est dalla colmata del settore 2, per cui, dato che non è presente la pista di cantiere che funge da soglia sfiorante, si prevedono dei varchi più grandi per consentire il ricircolo dell'acqua.

6.1.2 DIMENSIONAMENTO DEI VARCHI

Secondo quanto riportato nel paragrafo precedente in tutti e tre i settori si realizzano dei varchi atti a mettere in comunicazione l'interno dell'area chiusa con il mare aperto. Tutti i varchi hanno la forma riportata nella *Figura 28* e nella *Figura 30*, mentre le dimensioni variano a seconda del settore. I varchi del settore 1 e 2 hanno le stesse dimensioni dato che anche la pista di cantiere svolge il compito di ricircolo dell'acqua, mentre i varchi del settore 3 sono di dimensioni maggiori.

La relazione tecnica del dimensionamento delle scogliere riporta la portata di tracimazione pari a 250 l/s/m, calcolata con l'altezza d'onda di progetto pari a 2,09 m.

La lunghezza media di ogni settore è pari a circa 500 m, a cui corrisponde una portata di tracimazione di $Q_{Tr} = 125 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per il dimensionamento dei varchi è stata utilizzata la formula dello stramazzo in parete grossa:

$$Q = 0,385 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \cdot H^{3/2} = 1,705 \cdot b \cdot H^{3/2}$$

Dove:

Q = portata del getto

b = larghezza del varco

H = altezza liquida a monte della soglia (carico)

g = accelerazione di gravità

Nel caso specifico lo stramazzo risulta rigurgitato, vedi *Figura 26*, dato che il livello di valle condiziona il deflusso al di sopra dello stramazzo stesso, poiché sale al di sopra di esso.

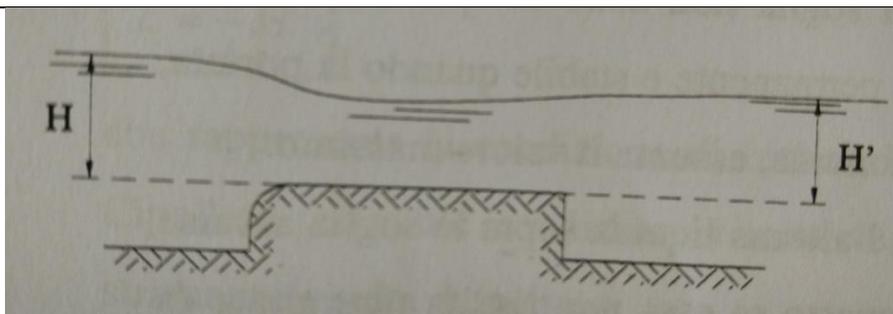


Figura 26 - Profilo tipo dello stramazzo rigurgitato

Per valutare la portata di questo stramazzo si adopera la formula precedentemente illustrata esprimendo il coefficiente di efflusso $\mu' = 0.385$ come $\mu'' = K\mu'$, dove K è detto rapporto di sommergenza e vale H/H' .

6.1.2.1 varchi settore 1 e 2

Nei primi due settori sono presenti 2 soglie sfioranti lato mare, di dimensioni pari a quelle indicate nella sezione tipo di Figura 28 e una soglia sfiorante costituita dalla pista di cantiere di lunghezza pari a circa 100 m.

Considerando l'evento estremo avente un tempo di ritorno di 30 anni ed un'altezza d'onda di 2,09m, si ipotizza il livello del mare ad una quota di +2,00 m.

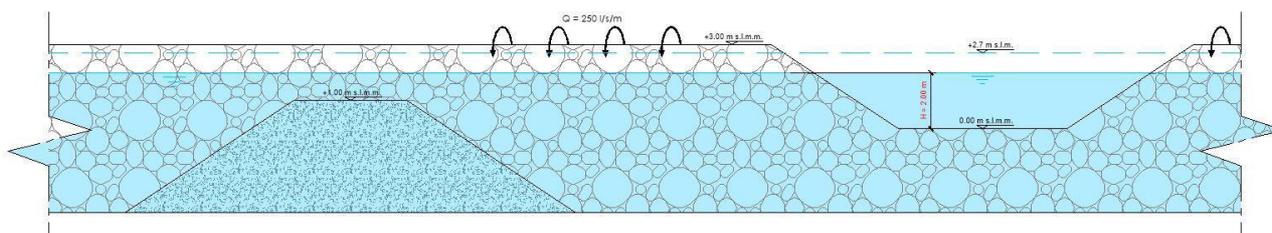


Figura 27 - Sezione tipo parallela alla scogliera foranea

Entrambi i varchi entreranno in funzione non appena il livello dell'acqua all'interno del settore supera +2,00 m, in modo da avere il carico sufficiente per smaltire la portata tracimata dalla scogliera. Quando all'interno dell'area chiusa si raggiunge il livello di +2,60 m, la portata in uscita dai varchi ($12 \text{ m}^3/\text{s} + 12 \text{ m}^3/\text{s} + 102 \text{ m}^3/\text{s} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$) è maggiore del valore della portata tracimata pari a $125 \text{ m}^3/\text{s}$.

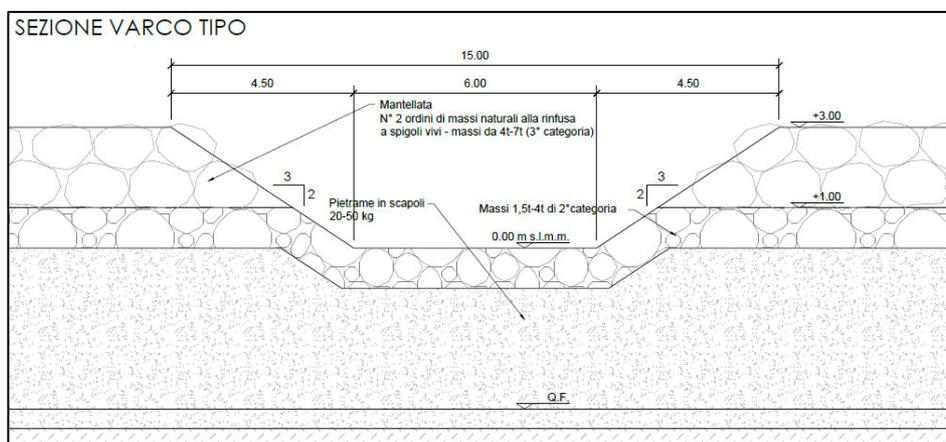


Figura 28- Sezione tipo dei varchi nel settore 1 e 2

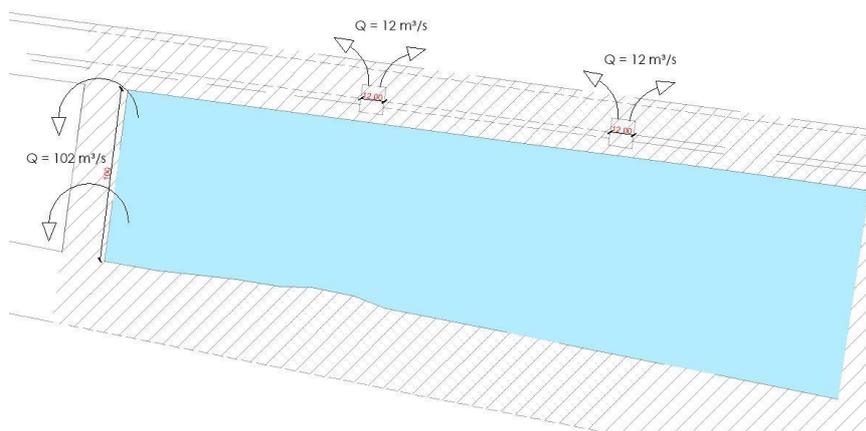


Figura 29 - Valori delle portate uscenti dal settore 1 e 2

6.1.2.2 varchi settore 3

Il settore in questione, data la sua collocazione è sprovvisto della pista di cantiere che funge da soglia sfiorante per cui si realizzano 3 varchi di dimensioni maggiori. Le dimensioni della sezione tipo dei varchi sono riportate nella *Figura 30*.

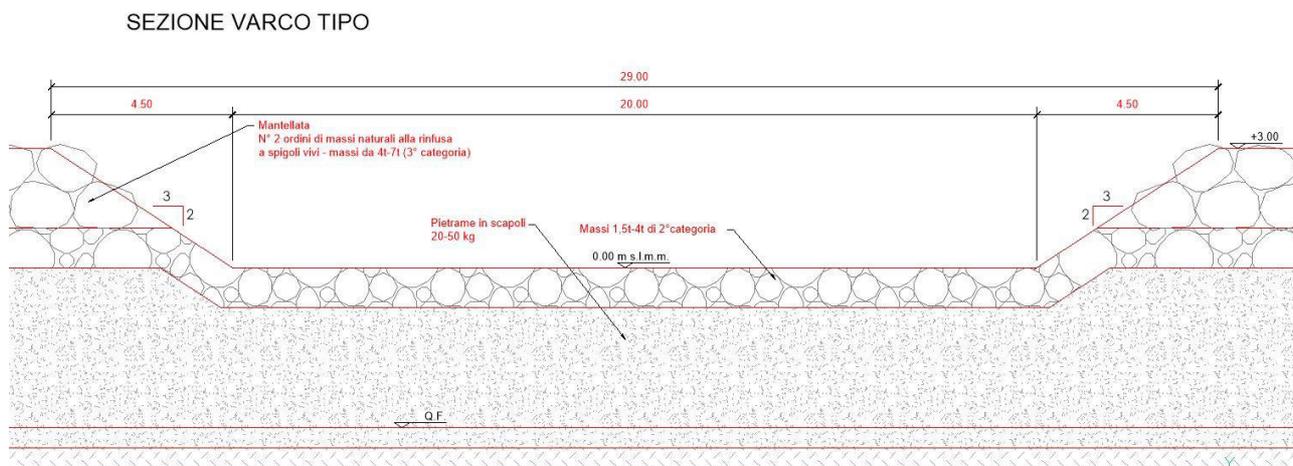


Figura 30 - Sezione tipo varco settore 3

Considerando l'evento estremo avente un tempo di ritorno di 30 anni e un'altezza d'onda di 2,09m, si ipotizza il livello del mare ad una quota di +2,00 m.

I tre varchi entreranno in funzione non appena il livello dell'acqua all'interno del settore supera +2,00 m, in modo da avere il carico sufficiente per smaltire la portata tracimata dalla scogliera. Quando all'interno dell'area chiusa si raggiunge il livello di +2,75 m, la portata in uscita dai varchi ($42 \text{ m}^3/\text{s} + 42 \text{ m}^3/\text{s} + 42 \text{ m}^3/\text{s} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$) è maggiore del valore della portata tracimata pari a $125 \text{ m}^3/\text{s}$.

I valori delle portate uscenti da ogni varco sono illustrati nella *Figura 31*.

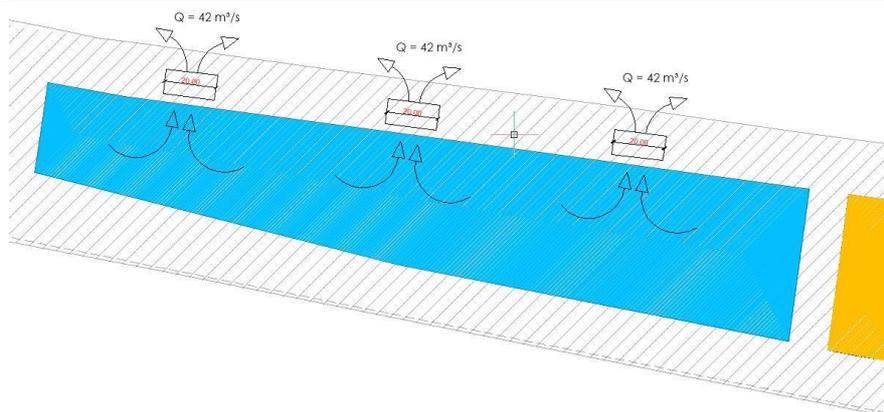


Figura 31 - valori delle portate uscenti dal settore 3

6.2 REALIZZAZIONE COLMATA AL TERMINE DELLA COSTRUZIONE DELL'INTERA SCOGLIERA

Nel caso in cui si decidesse di realizzare la colmata interamente alla fine del completamento della scogliera di protezione, bisognerebbe prevedere varchi più grandi in quanto il ricircolo dell'acqua avverrebbe unicamente dalla scogliera foranea e non anche dalla parte laterale (piste di cantiere) come nel caso precedente.

Più precisamente i varchi saranno sia in numero che in dimensione uguali a quelli previsti per il settore 3 del caso descritto in precedenza, vedi *Figura 32*.

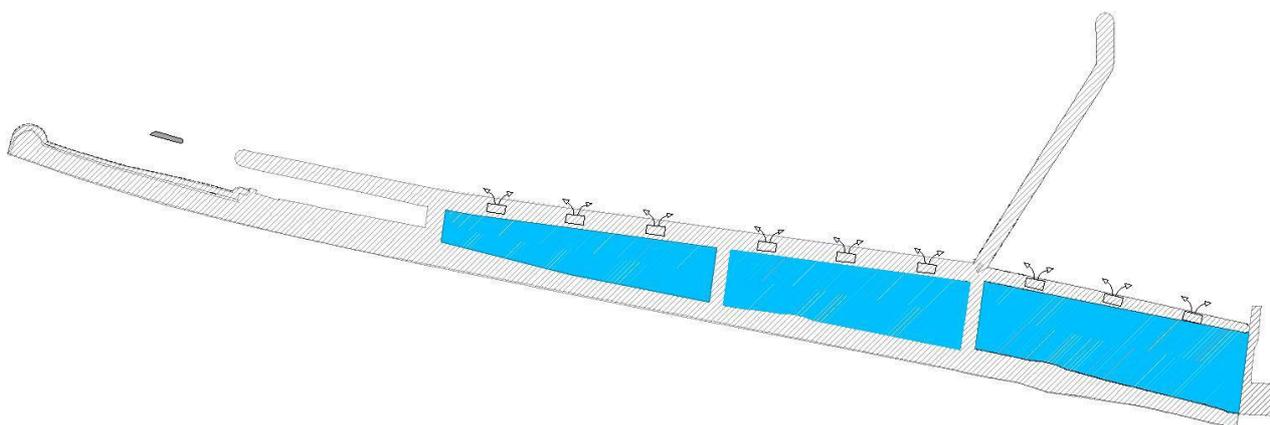


Figura 32 - Indicazione dei varchi

In conclusione, è bene precisare, che i calcoli descritti precedentemente non tengono conto della permeabilità della scogliera, pertanto i livelli idrici all'interno del settore saranno più bassi in quanto si verifica una filtrazione tra i vari strati della scogliera.