

Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Centro Settentrionale



NUOVO PORTO COMMERCIALE DI FIUMICINO

PROGETTO ESECUTIVO I LOTTO FUNZIONALE I STRALCIO "Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere"

Committente Il presidente AVV. Francesco Maria Di Majo Il responsabile del procedimento Dott. Ing. Maurizio Marini Il coordinatore generale Dott. Ing. Giuseppe Solinas		Progettazione ACQUA TECNO Ing. Renato Marconi Ing. Paolo Turbolente Ing. Barbara Doronzo	Consulenza specialistica impiantistica: ELTEC S.r.l. Elaborazioni tecniche per l'ingegneria
Titolo elaborato RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICA-IDROLOGICA		Elaborato A.2202.12 PE REL IMP.02	Scala ---
Data Ottobre 2020	Preparato	Controllato	Approvato
Revisione	Data		
01	Giugno 2021		
02	Febbraio 2022		

1. INTRODUZIONE.....	2
2. STUDIO IDROLOGICO	2
2.1 DISTRIBUZIONE DI PROBABILITA'	3
2.2 REGIONALIZZAZIONE DELLE PIOGGE DELL'ITALIA CENTRALE	4
2.3 LEGGE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA A TRE PARAMETRI – STIMA IDF RELATIVA AL CENTRO DI SCROSCIO E INTERVALLI DI CONFIDENZA PER I QUANTILI.....	6
2.4 APPLICAZIONE DELLA IDF – RAGGUAGLIO ALL'AREA.....	16
2.5 RISULTATI	20
3. METODO INFERENZA STATISTICA.....	22
4. CONFRONTI CURVE IDF GENERATE - METODO VAPI E METODO INFERENZA STATISTICA.....	27
5. DETERMINAZIONE DEI BACINI TRIBUTARI	28
6. ASSUNZIONI IDROLOGICHE DI CALCOLO.....	31
7. DIMENSIONAMENTO RETE FOGNARIA BIANCA.....	41
8. VERIFICA DEI TRATTI FINALI DI SCARICO A MARE DELLA RETE FOGNARIA	84

1. INTRODUZIONE

La presente relazione specialistica ha come oggetto l'analisi idraulica finalizzata alle condizioni di smaltimento delle acque meteoriche a seguito della realizzazione del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino. In particolare, verranno descritte le scelte progettuali adottate per il sistema fognario a servizio del Primo Lotto Funzionale.

2. STUDIO IDROLOGICO

La progettazione e il dimensionamento della rete fognaria a servizio di un'area richiedono la conoscenza preliminare delle curve di possibilità pluviometrica caratterizzanti tale area di interesse. Di seguito quindi la definizione delle curve di possibilità pluviometrica o IDF (Intensità durata frequenza) in funzione di assegnati tempi di ritorno, per l'area comprendente il Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino.

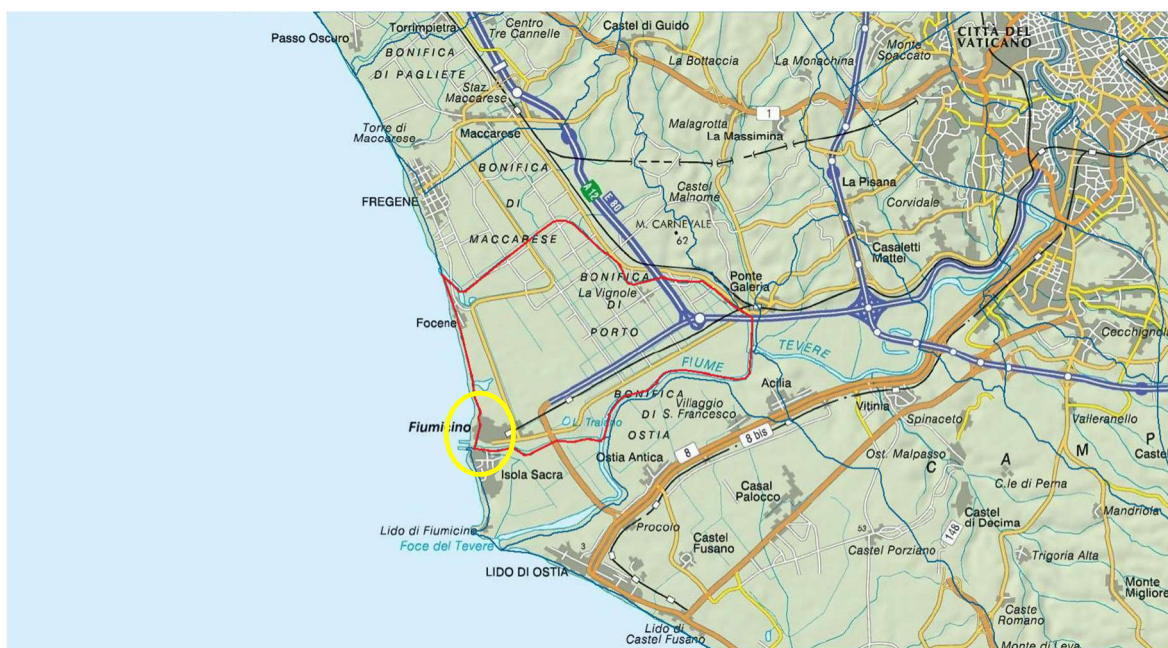


Figura 1 - Inquadramento dell'area

Sulla zona di retroterra rispetto all'area d'intervento insiste l'agglomerato urbano di Fiumicino.

La caratterizzazione pluviometrica del territorio in esame è stata eseguita in base ai valori di precipitazione ottenuti secondo il metodo di calcolo derivato da procedure di regionalizzazione VAPI (Valutazione delle Piene) di seguito esposto.

Si possono distinguere due tipi di curva di possibilità climatica:

- La curva IDF PUNTUALE, relativa cioè al centro di scroscio (punto di massima intensità della precipitazione) dell'evento meteorico, avendo ipotizzato che tale centro di scroscio sia baricentrico al bacino di interesse.
- La curva IDF Raggiagliata all'Area: nota l'altezza di pioggia nel centro di scroscio, il volume di afflusso dell'intero bacino può essere stimato operando il *ragguaglio all'Area*, del bacino della misura puntuale.

Al diminuire dell'Area del bacino interessata dall'evento meteorico e all'aumentare del tempo di pioggia, il coefficiente di ragguaglio tende a valori unitari e la IDF raggiagliata, dunque, tende ai valori della IDF del centro di scroscio.

2.1 DISTRIBUZIONE DI PROBABILITA'

Secondo la procedura VAPI¹, la regionalizzazione delle piogge intense viene eseguita utilizzando come distribuzione di probabilità la legge TCEV (Two Component Extreme Value). La scelta di una distribuzione a due componenti è basata sull'ipotesi che i massimi annuali delle piogge intense di breve durata possono essere dovute a due categorie di fenomeni: quelli che generano gli eventi ordinari, cui compete la maggior parte dei massimi annuali, e quelli, molto più rari, che generano eventi di assoluta eccezionalità, cui competono gli *out-liers* (eventi assolutamente straordinari, la cui intensità supera di gran lunga le intensità inferiori di pari durata). La componente bassa della TCEV, riferita agli eventi ordinari, è spesso indicata come *componente base*, mentre la componente alta riferita agli eventi straordinari, è indicata come *componente straordinaria*.

La distribuzione TCEV si esprime come:

$$P_X(x) = e^{-\Lambda_1 e^{\frac{x}{\Theta_1}} - \Lambda_2 e^{\frac{x}{\Theta_2}}}$$

Dove X è la variabile, x è un generico valore di X ed i parametri indicano:

- Λ_1 e Λ_2 il valore atteso del numero degli eventi che nell'intervallo di tempo unitario, ad esempio l'anno, appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta;

¹ sviluppata dal gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR, 1994)

- Θ_1 e Θ_2 il valore atteso dell'intensità degli eventi che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta.

Volendo porre:

$$\Theta_* = \frac{\Theta_2}{\Theta_1}$$
$$\Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\Theta_*}}$$

La TCEV diventa:

$$P_X(x) = e^{-\Lambda_1 e^{\frac{x}{\Theta_1}} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\Theta_*} e^{\frac{x}{\Theta_* \Theta_1}}}$$

2.2 REGIONALIZZAZIONE DELLE PIOGGE DELL'ITALIA CENTRALE

Data la rarità degli eventi straordinari, la stima dei parametri relativi a questa componente, sulla base delle osservazioni eseguite in una singola stazione pluviometrica (o anche in più stazioni, che come spesso accade, dispongono di serie pluviografiche di limitata durata temporale), risulta poco efficiente (specialmente per ciò che concerne la stima dei parametri relativi agli eventi con tempi di ritorno superiori ai 50 anni).

Per ottenere una stima più efficiente si può ricorrere a una regionalizzazione, stimando i parametri della TCEV sulla base delle osservazioni eseguite in tutte le stazioni di una regione omogenea.

In questo paragrafo è sinteticamente riportata la regionalizzazione delle piogge intense svolta nell'ambito del progetto VAPI su un'ampia fascia dell'Italia Centrale, comprendente tra l'altro, tutti i bacini del Compartimento di Roma del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, ossia il bacino del Tevere e i bacini minori con foce lungo il litorale del Lazio². A fine relazione si riportano le Sottozone individuate nel progetto VAPI e un particolare del bacino 1785 facente parte della sottozona omogenea A4 (fonte dei dati Istituto Idrografico e Mareografico di Roma).

2.2.1 PRIMO LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE

Al primo livello di regionalizzazione sono state individuate tre macro-regioni omogenee rispetto al

² (Calenda e al. 1994; Calenda e Cosentino, 1996)

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

coefficiente di asimmetria, definite dagli autori: regione Tirrenica (A), regione Appenninica (B) e Regione Adriatica (C).

REGIONE	Λ_*	Θ_*
A	0.174	3.490
B	0.762	1.241
C	0.795	2.402

Tabella 1 - Parametri del primo livello di regionalizzazione - In verde i parametri relativi alla zona oggetto del presente studio.

2.2.2 SECONDO LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE

Al secondo livello di regionalizzazione le stesse tre regioni individuate al primo livello sono ipotizzate omogenee anche rispetto al coefficiente di variazione.

REGIONE	Λ_1	β
A	29.314	4.48
B	22.017	4.359
C	27.806	5.301

Tabella 2 - Parametri del secondo livello di regionalizzazione - In verde i parametri relativi alla zona oggetto del presente studio.

2.2.3 TERZO LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE

Al terzo livello di regionalizzazione gli autori ipotizzano che nell'ambito di una sottozona omogenea la media dell'altezza giornaliera μ_{hd} dipenda linearmente dalla sola quota z della stazione:

$$\mu_{hd} = c z + d$$

Sono state individuate 78 sottozone, 21 per la zona A, 42 per la zona B, e 15 per la zona C.

Nella sottozona interessata dal presente studio (A4) i parametri della regressione e il coefficiente di correlazione assumono i valori indicati in tabella.

	N	c [mm/m]	d [mm]	ρ

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

A4	13	0.03390	67.67	0.833
----	----	---------	-------	-------

2.3 LEGGE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA A TRE PARAMETRI - STIMA IDF RELATIVA AL CENTRO DI SCROSCIO E INTERVALLI DI CONFIDENZA PER I QUANTILI

Per una corretta descrizione dei fenomeni pluviometrici, si utilizza una legge di possibilità pluviometrica a tre parametri che ha il vantaggio, rispetto a quella abitualmente utilizzata a due parametri, di descrivere con maggiore accuratezza gli eventi meteorici che presentano durate inferiori ad un ora; quest'ultima presenta infatti l'inconveniente di fornire valori di intensità di pioggia tendenti all'infinito per le basse durate.

L'espressione generica della curva di possibilità pluviometrica per il punto p (centro di scroscio dell'evento meteorico) assume dunque la seguente espressione:

$$h_p = \frac{a(Tr) t}{(b + t)^m}$$

Dove:

Tr è il tempo di ritorno;

b^3 è un parametro di deformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata t, sia dal tempo di ritorno Tr;

m è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno;

a(Tr) è un parametro dipendente dal tempo di ritorno ma indipendente dalla durata.

Assumendo che la media delle intensità sia esprimibile come:

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

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

Assumendo che l'intensità media di 24 ore μ_{i24} è proporzionale all'intensità media giornaliera:

$$\mu_{i24} = \delta \mu_{id} ; \text{ dove il coefficiente di proporzionalità, vale } \delta = 1.15$$

³ I parametri 'b' e 'm' 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.

Da questo discende che anche per μ_{i24} vale la relazione lineare con la quota:

$$\mu_{i24} = \delta \frac{c z + d}{24}$$

e dunque:

$$\mu_{i0}(z) = \frac{\overline{\mu_{i0}}}{\overline{\mu_{i24}}} \delta \frac{c z + d}{24}$$

I valori dei parametri $\frac{\overline{\mu_{i0}}}{\overline{\mu_{i24}}}$, b , m relativi alla sottozona A4 sono riportati nella tabella seguente:

	N	b [h]	m	$\frac{\overline{\mu_{i0}}}{\overline{\mu_{i24}}}$
A4	4	0.1705	0.7881	49.62

Tabella 3 - Regionalizzazione piogge intense - parametri delle relazioni IDF relative al centro di scroscio.

Sostituendo le formule di cui sopra nella distribuzione TCEV, si ricava (omissis) la distribuzione di probabilità dell'intensità i_t , relativa alla durata generica t .

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

La formula di cui sopra non è immediatamente invertibile, sostituendo in quest'ultima il coefficiente di crescita k , definito come:

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

Si ottiene:

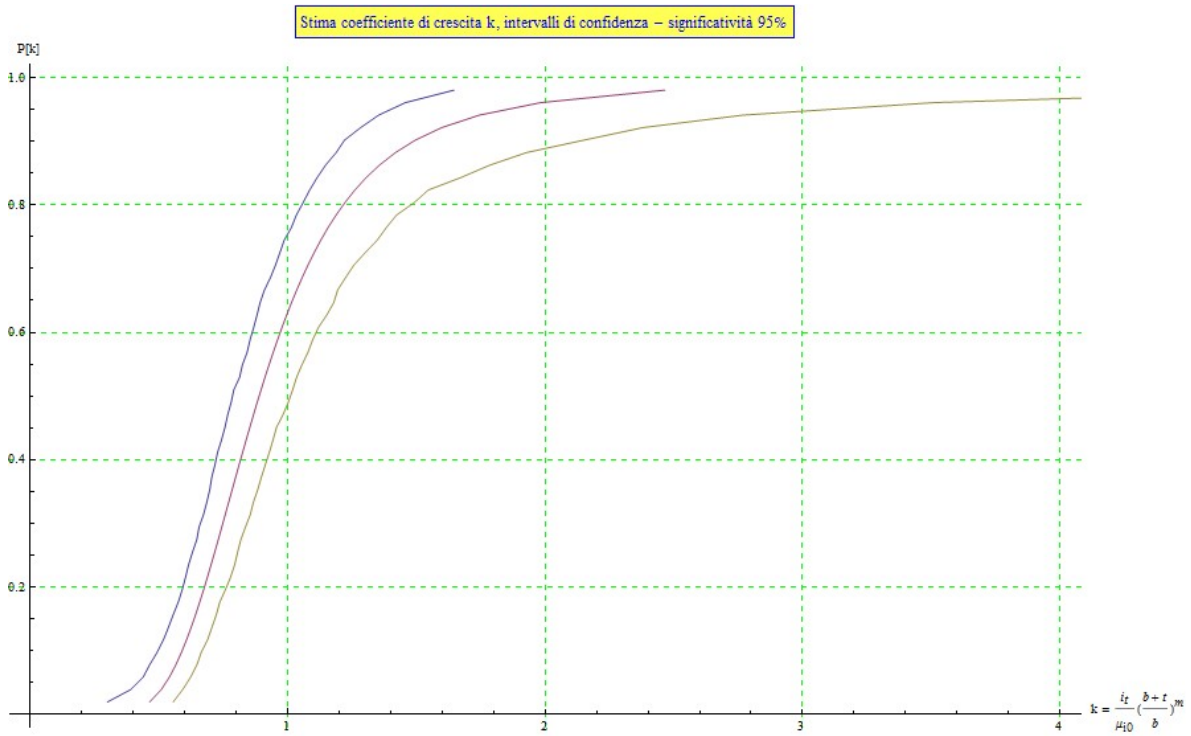
$$P(k, Tr) = e^{-\Lambda_1} e^{-[\beta k]_{-\Lambda_1} \Lambda_1^{1/\theta_*}} e^{-\left[\frac{\beta k}{\theta_*}\right]}$$

Quest'ultima, non ancora esplicitabile in forma esatta, si è risolta per via numerica (tramite il metodo di Newton) al fine di ricavare i quantili k della distribuzione. Tramite il metodo Montecarlo

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

(generazione di 1000 campioni di 56 elementi), si sono altresì tracciati gli intervalli di confidenza dei quantili stimati adottando un livello di significatività del 95%.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

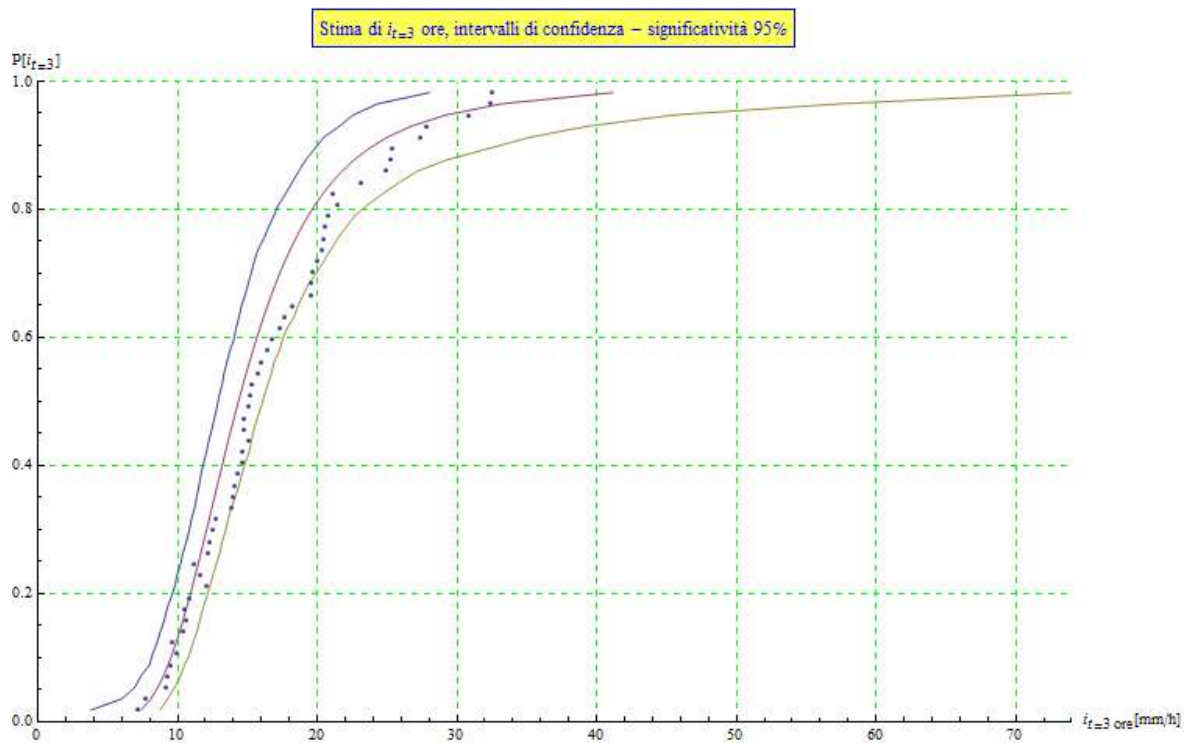
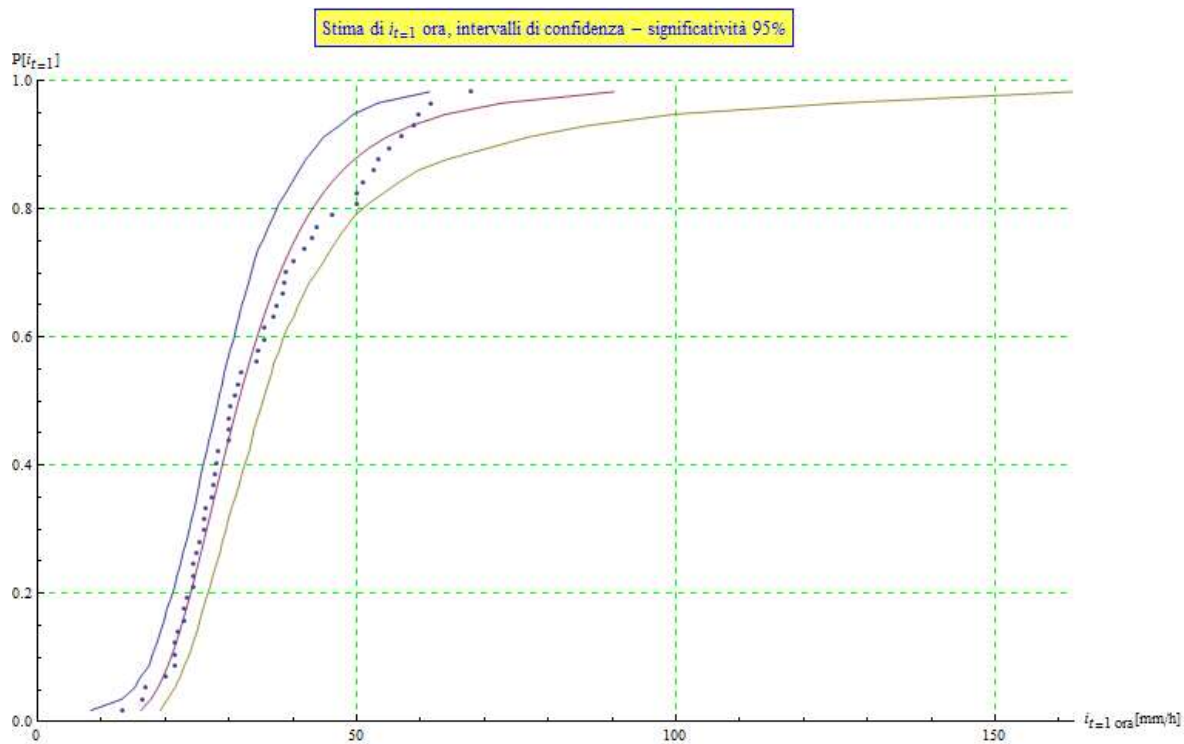


Di seguito si riportano i valori del coefficiente di crescita k per assegnati tempi di ritorno:

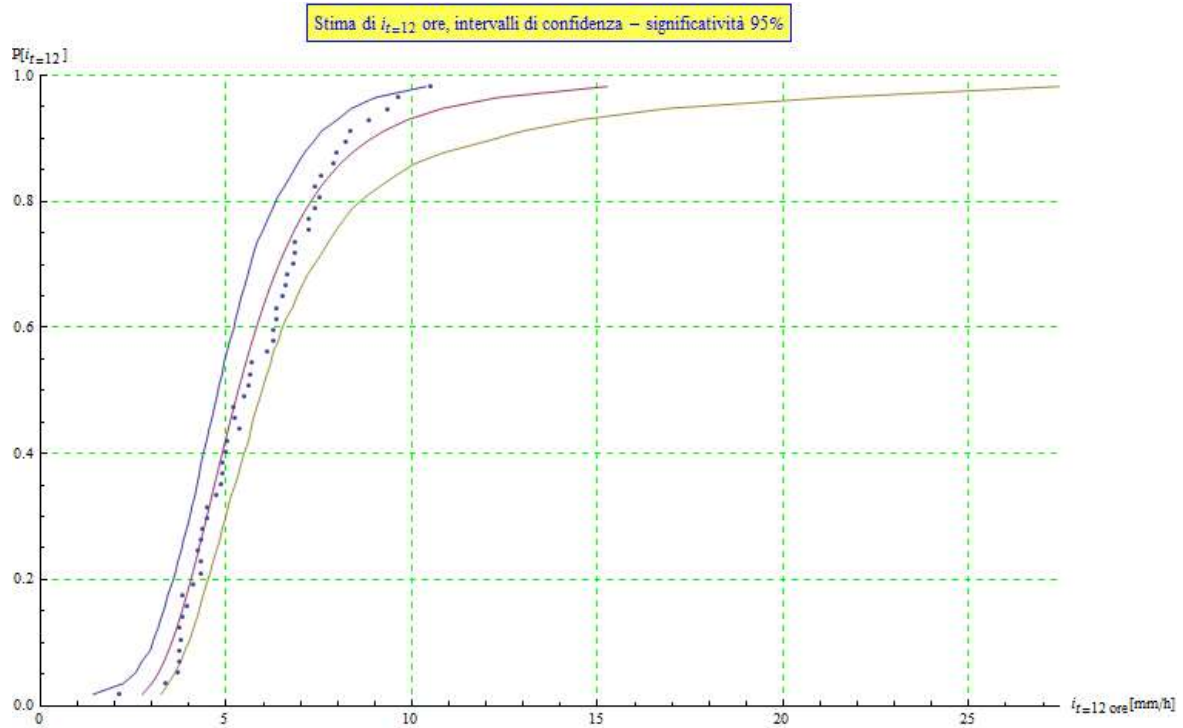
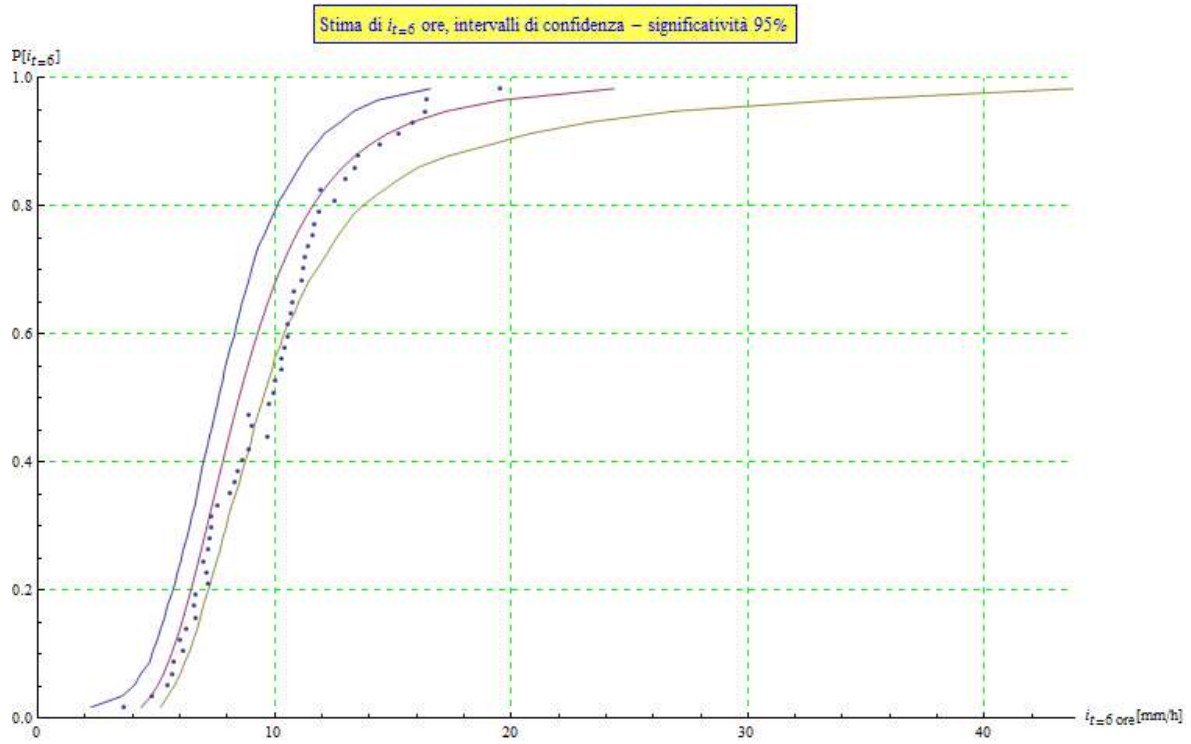
Tr	P(Tr)	K
200	0.995	3.5179
100	0.99	2.979
50	0.98	2.45
20	0.95	1.83
10	0.9	1.48
5	0.8	1.22

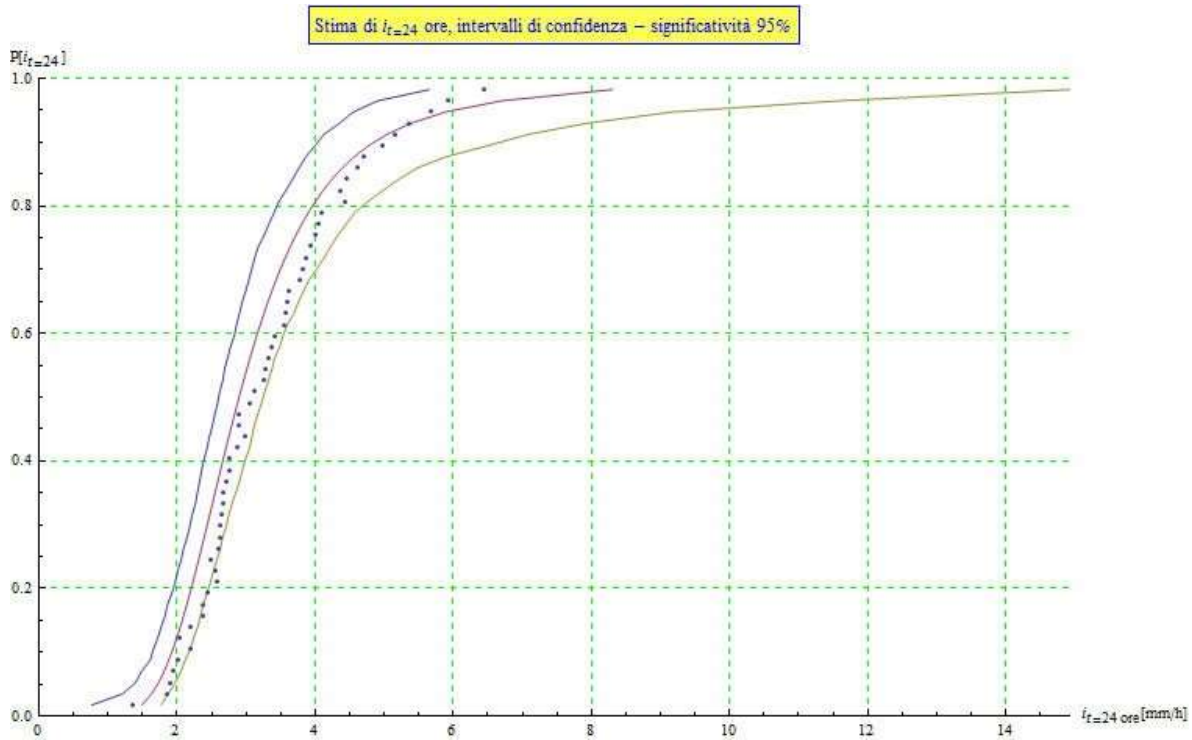
Dai coefficienti di crescita si sono poi stimati i valori della IDF $i[t,Tr]$ e relativi intervalli di confidenza con significatività 95%.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE



Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE





Per la stima di $a(T_r)$ risulta conveniente linearizzare l'espressione della IDF introducendo la seguente trasformazione temporale:

$$\theta_t = (b + t)$$

E passando ai logaritmi:

$$\log i_{t,T_r} = \log a_{T_r} - m \log \theta_t$$

Avendo imposto il parallelismo delle trasformate lineari risulta:

$$\log a_{T_r} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M \log i_{t,T_r} + m \frac{1}{M} \sum_{t=1}^M \log \theta_t$$

Essendo $j = 1 - M$ il numero di intervalli temporali per cui si è calcolata la i_t

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle IDF e relativi parametri relative al centro di scroscio per assegnati tempi di ritorno

PARAMETRI ZONA A4	
Λ^*	0.174
Λ_1	29.314
Θ^*	3.49
β	4.48
δ	1.1
c	0.0339
d	67.67
z_{medio}	1
μ_{i24}	3.1031
r	49.62
$\mu_{i0(z)}$	153.976
b	0.1705
m	0.7881

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

t	0.1	0.25	0.5	0.75	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Θ	0.2705	0.4205	0.6705	0.9205	1.1705	2.1705	3.1705	4.1705	5.1705	6.1705	7.1705	8.1705	9.1705	10.1705	11.1705	12.1705	13.1705	14.1705	15.1705	16.1705	17.1705	18.1705	19.1705	20.1705	21.1705	22.1705	23.1705	24.1705
log(Θ)	-0.5678327	-0.3762	-0.173601	-0.03598	0.06837	0.33656	0.50113	0.62019	0.71353	0.79032	0.85555	0.91225	0.96239	1.00734	1.04807	1.08531	1.1196	1.15139	1.181	1.20872	1.23478	1.25937	1.28263	1.30472	1.32573	1.34578	1.36494	1.38329

Tr = 200 Anni	alfa	0.0088973	0.0126	0.018195	0.023357	0.02823	0.04592	0.0619	0.07683	0.09101	0.10462	0.11777	0.13053	0.14297	0.15512	0.16701	0.17869	0.19016	0.20145	0.21258	0.22354	0.23437	0.24506	0.25563	0.26608	0.27642	0.28666	0.29681	0.30686
	i(t,Tr)	395.389	279.271	193.344	150.615	124.633	76.608	56.830	45.787	38.653	33.625	29.871	26.951	24.607	22.679	21.063	19.687	18.499	17.463	16.549	15.737	15.010	14.355	13.762	13.221	12.726	12.272	11.852	11.464
	log(i,t)	2.597	2.446	2.286	2.178	2.096	1.884	1.755	1.661	1.587	1.527	1.475	1.431	1.391	1.356	1.324	1.294	1.267	1.242	1.219	1.197	1.176	1.157	1.139	1.121	1.105	1.089	1.074	1.059
	log(ai)	2.1495152																											
	h(t,Tr) = at/(b+t) ^m	39.538865	69.8177	96.67192	112.9612	124.633	153.215	170.49	183.149	193.264	201.751	209.1	215.607	221.46	226.793	231.698	236.246	240.492	244.476	248.234	251.791	255.171	258.393	261.472	264.422	267.255	269.98	272.607	275.143
	kr=	3.5179																											

Tr = 100 Anni	alfa	0.0088973	0.0126	0.018195	0.023357	0.02823	0.04592	0.0619	0.07683	0.09101	0.10462	0.11777	0.13053	0.14297	0.15512	0.16701	0.17869	0.19016	0.20145	0.21258	0.22354	0.23437	0.24506	0.25563	0.26608	0.27642	0.28666	0.29681	0.30686
	i(t,Tr)	334.820	236.490	163.726	127.543	105.540	64.872	48.124	38.773	32.732	28.474	25.296	22.822	20.837	19.205	17.837	16.671	15.665	14.788	14.014	13.326	12.711	12.156	11.654	11.196	10.777	10.392	10.037	9.708
	log(i,t)	2.525	2.374	2.214	2.106	2.023	1.812	1.682	1.589	1.515	1.454	1.403	1.358	1.319	1.283	1.251	1.222	1.195	1.170	1.147	1.125	1.104	1.085	1.066	1.049	1.032	1.017	1.002	0.987
	log(ai)	2.0773022																											
	h(t,Tr) = at/(b+t) ^m	33.481986	59.1224	81.86294	95.65691	105.54	129.745	144.373	155.093	163.658	170.845	177.069	182.578	187.535	192.051	196.204	200.056	203.651	207.025	210.207	213.22	216.082	218.81	221.418	223.916	226.315	228.623	230.847	232.995
	kr=	2.979																											

Tr = 50 Anni	alfa	0.0088973	0.0126	0.018195	0.023357	0.02823	0.04592	0.0619	0.07683	0.09101	0.10462	0.11777	0.13053	0.14297	0.15512	0.16701	0.17869	0.19016	0.20145	0.21258	0.22354	0.23437	0.24506	0.25563	0.26608	0.27642	0.28666	0.29681	0.30686
	i(t,Tr)	275.364	194.495	134.652	104.894	86.799	53.353	39.578	31.888	26.919	23.418	20.804	18.770	17.137	15.795	14.669	13.711	12.884	12.162	11.525	10.960	10.454	9.997	9.584	9.208	8.863	8.547	8.255	7.984
	log(i,t)	2.440	2.289	2.129	2.021	1.939	1.727	1.597	1.504	1.430	1.370	1.318	1.273	1.234	1.199	1.166	1.137	1.110	1.085	1.062	1.040	1.019	1.000	0.982	0.964	0.948	0.932	0.917	0.902
	log(ai)	1.9923978																											
	h(t,Tr) = at/(b+t) ^m	27.536377	48.6237	67.32602	78.6705	86.7989	106.705	118.735	127.552	134.596	140.507	145.625	150.157	154.233	157.947	161.363	164.531	167.488	170.263	172.879	175.357	177.711	179.955	182.099	184.154	186.127	188.025	189.854	191.62
	kr=	2.45																											

Tr = 20 Anni	alfa	0.0088973	0.0126	0.018195	0.023357	0.02823	0.04592	0.0619	0.07683	0.09101	0.10462	0.11777	0.13053	0.14297	0.15512	0.16701	0.17869	0.19016	0.20145	0.21258	0.22354	0.23437	0.24506	0.25563	0.26608	0.27642	0.28666	0.29681	0.30686
	i(t,Tr)	205.680	145.276	100.577	78.349	64.833	39.851	29.563	23.818	20.107	17.492	15.539	14.020	12.800	11.798	10.957	10.241	9.623	9.084	8.609	8.186	7.808	7.468	7.159	6.878	6.620	6.384	6.166	5.964
	log(i,t)	2.313	2.162	2.002	1.894	1.812	1.600	1.471	1.377	1.303	1.243	1.191	1.147	1.107	1.072	1.040	1.010	0.983	0.958	0.935	0.913	0.893	0.873	0.855	0.837	0.821	0.805	0.790	0.776
	log(ai)	1.8656828																											
	h(t,Tr) = at/(b+t) ^m	20.567987	36.3189	50.28842	58.76205	64.8335	79.7022	88.6881	95.2736	100.535	104.95	108.773	112.158	115.203	117.977	120.528	122.895	125.103	127.176	129.13	130.981	132.739	134.415	136.017	137.552	139.025	140.443	141.809	143.129
	kr=	1.83																											

Tr = 10 Anni	alfa	0.0088973	0.0126	0.018195	0.023357	0.02823	0.04592	0.0619	0.07683	0.09101	0.10462	0.11777	0.13053	0.14297	0.15512	0.16701	0.17869	0.19016	0.20145	0.21258	0.22354	0.23437	0.24506	0.25563	0.26608	0.27642	0.28666	0.29681	0.30686
	i(t,Tr)	166.342	117.491	81.341	63.365	52.434	32.229	23.909	19.263	16.261	14.146	12.567	11.338	10.352	9.541	8.862	8.283	7.783	7.347	6.962	6.621	6.315	6.039	5.790	5.562	5.354	5.163	4.986	4.823
	log(i,t)	2.221	2.070	1.910	1.802	1.720	1.508	1.379	1.285	1.211	1.151	1.099	1.055	1.015	0.980	0.948	0.918	0.891	0.866	0.843	0.821	0.800	0.781	0.763	0.745	0.729	0.713	0.698	0.683
	log(ai)	1.7734934																											
	h(t,Tr) = at/(b+t) ^m	16.634219	29.3727	40.67041	47.52341	52.4336	64.4586	71.7259	77.0519	81.3071	84.8776	87.9697	90.7069	93.1696	95.4129	97.4765	99.3901	101.176	102.852	104.433	105.93	107.352	108.707	110.003	111.244	112.436	113.582	114.687	115.754
	kr=	1.48																											

Tabella 4 - Valori Curve IDF regolarizzate per il centro di scroscio per Assegnati Tempi di Ritorno – a = a(Tr), b = 0.1705, m = 0.7881

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

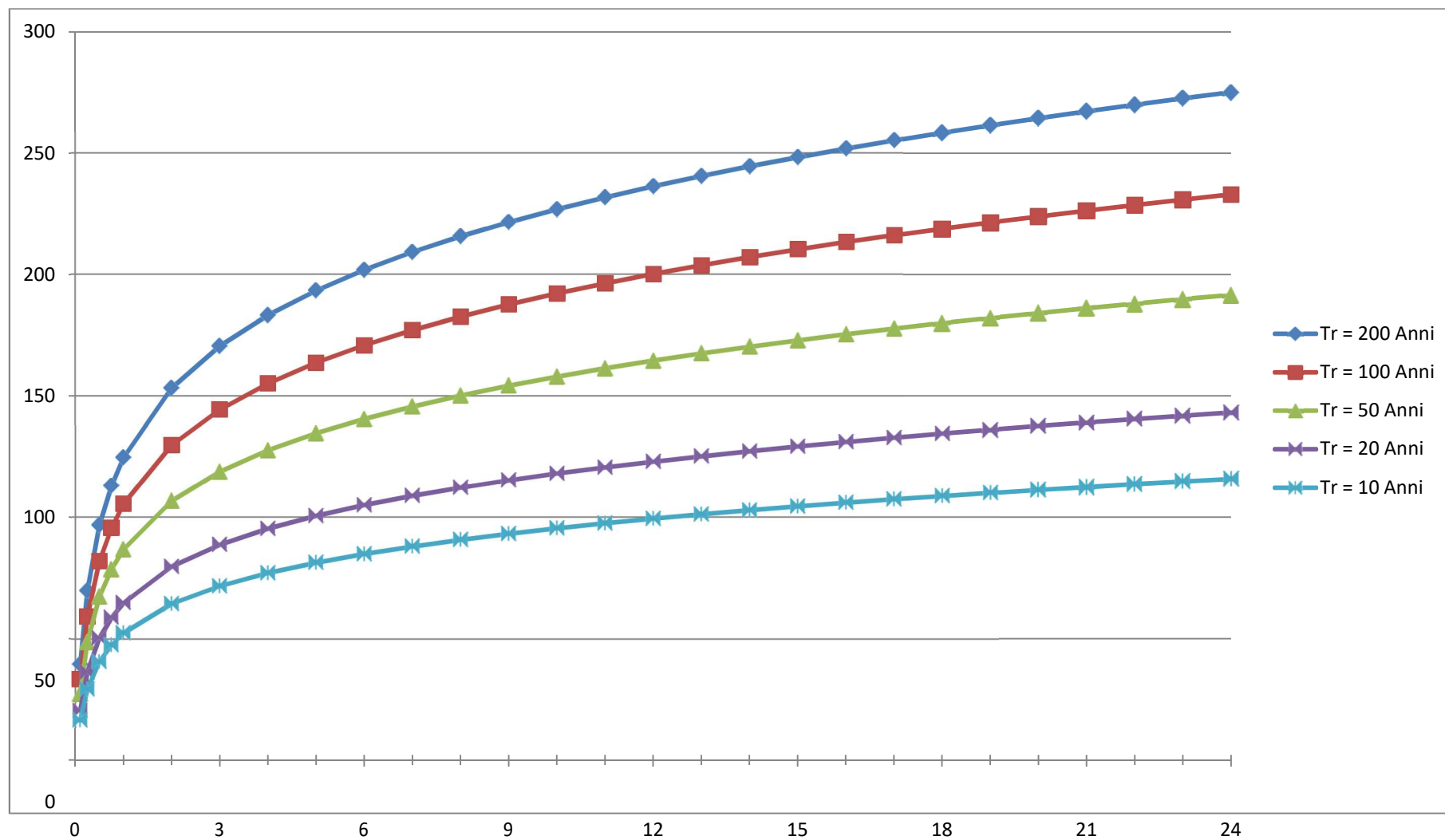


Tabella 5 – Correlazione Altezze-Durata per assegnati Tr, regolarizzazione con curva a tre parametri - Curve relative al Centro di scroscio

2.4 APPLICAZIONE DELLA IDF - RAGGUAGLIO ALL'AREA

La metodologia descritta nei paragrafi precedenti consente di determinare la pioggia in un punto dello spazio, che, di norma, coincide con la localizzazione di una stazione pluviografica e che, secondo un'ipotesi verosimile viene fatto coincidere con il centro di scroscio (h_p). A causa dell'elevata variabilità spaziale del fenomeno meteorico, il volume affluito complessivamente sopra un certo bacino di drenaggio risulta tuttavia minore di quello che si otterrebbe distribuendo uniformemente sull'area del bacino stesso l'altezza di precipitazione caduta nel centro di scroscio. Questa circostanza indica la necessità di ragguagliare all'area di interesse il valore dell'altezza di pioggia calcolato nel centro di scroscio per un assegnato periodo di ritorno.

Nella letteratura tecnico-scientifica il problema del ragguaglio spaziale è generalmente affrontato in modo empirico, come dimostrano molte delle metodologie proposte dai vari autori e, soprattutto, le tecniche di usuale impiego pratico. In generale, la soluzione del problema viene condotta introducendo un fattore di riduzione, con cui viene riscalfato il quantile h_p , T_r . In base alla dimensione del bacino (A) e alla durata presa in considerazione (d) viene stimato il rapporto:

$$ARF = \frac{h_m(A, d)}{h_p}$$

Una soddisfacente interpolazione delle stime del coefficiente ARF si ottiene con la relazione:

$$ARF = (1 + \bar{w}A^a d^{-b})^{-c}$$

i cui parametri, stimati in base alle curve di attenuazione relative al più esteso campione di dati sperimentali tuttora disponibile e riportate dal *Flood Studies Report*⁴ del Natural Environmental Research Council britannico, sono pari a , $\bar{w} = 0.02$ $a = 0.37$, $b = 0.48$, e $c = 2$, per d espresso in ore ed A in km^2 .

A questa impostazione si possono far risalire anche le relazioni tradizionalmente impiegate in Italia (ad esempio Colombo, Puppini, Moisello & Papiri) così come quelle presenti nei “*Rapporti di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia*” elaborate dal GNDCI nei sopracitati studi sviluppati nell'ambito del progetto VAPI.

Facendo riferimento a quanto riportato nel Rapporto di sintesi, ad oggi non sono ancora stati resi disponibili parametri specifici per l'area di Roma e Pescara mentre per la più generica area di Bologna

⁴ Cfr. NERC, “Flood Studies Report”, 5 vol., Natural Environmental Research Council, London, 1975

– Pisa – Roma e zona emiliana del bacino del PO, viene riportato la seguente formula empirica di interpolazione dei coefficienti ARF:

$$ARF = 1 - (1 - e^{c_1 A}) e^{c_2 d^{c_3}}$$

in cui i coefficienti c_1 , c_2 , e c_3 sono stati stimati con riferimento ad un'area rappresentata dal bacino del fiume Reno chiuso a Casalecchio ($A = 1051 \text{ km}^2$), utilizzando 5 anni di precipitazioni rilevate in 30 stazione pluviografiche. I valori dei 3 coefficienti sono:

$$c_1 = 0.01298; c_2 = 0.67; c_3 = 0.33;$$

Si è pertanto scelto di utilizzare una risoluzione classica, largamente diffusa in letteratura.

Note le altezze di pioggia nel centro di scroscio h_p (punto di massima intensità dell'evento meteorico), stimato il coefficiente ARF con una delle formule sopra proposte, si calcola dunque h_m (valore di calcolo per i volumi di afflusso relativi all'area A).

$$h_m = ARF h_p$$

Seguono le tabelle delle stime del coefficiente ARF ricavate dalle formule interpolanti sopra descritte per varie durate e superfici

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

	t _{pioggia} [ore]	Area [km ²]										
		0.01	0.05	0.1	0.5	1	5	10	20	30	40	50
Natural Environmental Research Council: ARF = (1+0.02 A ^{0.37} D ^{-0.48}) ⁻²	0.1	0.98	0.96	0.95	0.91	0.89	0.81	0.77	0.71	0.68	0.65	0.6
	0.25	0.99	0.97	0.97	0.94	0.93	0.87	0.84	0.80	0.77	0.75	0.7
	0.5	0.99	0.98	0.98	0.96	0.95	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.8
	0.75	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.92	0.90	0.87	0.86	0.84	0.8
	1	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.93	0.91	0.89	0.87	0.86	0.8
	2	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.91	0.90	0.8
	3	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.91	0.9
	4	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.9
	5	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.9
	6	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.9
	7	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.94	0.9
	8	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.97	0.97	0.96	0.95	0.94	0.9
	9	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.9
	10	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.9
	11	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.9
	12	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.9
	13	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96	0.9
	14	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96	0.9
	15	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96	0.9
	16	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.9
	17	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.9
	18	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96	0.9
	19	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96	0.9
	20	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96	0.9
21	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96	0.9	
22	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.9	
23	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.9	
24	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.9	

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

	t _{pioggia} [ore]	Area [km ²]														
		0.01	0.05	0.1	0.5	1	5	10	20	30	40	50	100	250	500	1000
Rapporto Sintesi VAPI: Bologna-Pisa-Roma-Emiliano fiumePO. ARF = $1 - \{1 - \exp(-c_1 * A)\} \exp(-c_2 * d^{c_3})$	0.1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.95	0.91	0.83	0.76	0.70	0.65	0.47	0.30	0.27	0.27
	0.25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.85	0.79	0.73	0.69	0.52	0.37	0.35	0.35
	0.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.87	0.81	0.76	0.72	0.57	0.44	0.41	0.41
	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.93	0.88	0.82	0.78	0.74	0.60	0.48	0.46	0.46
	1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.94	0.88	0.83	0.79	0.76	0.63	0.51	0.49	0.49
	2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.90	0.86	0.83	0.79	0.69	0.59	0.57	0.57
	3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85	0.82	0.72	0.63	0.62	0.62
	4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.96	0.92	0.89	0.86	0.83	0.75	0.67	0.65	0.65
	5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	0.85	0.77	0.69	0.68	0.68
	6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.96	0.93	0.90	0.88	0.86	0.78	0.71	0.70	0.70
	7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.97	0.94	0.91	0.89	0.87	0.80	0.73	0.72	0.72
	8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.97	0.94	0.91	0.89	0.87	0.81	0.75	0.74	0.74
	9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.97	0.94	0.92	0.90	0.88	0.82	0.76	0.75	0.75
	10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.97	0.95	0.92	0.90	0.89	0.83	0.77	0.76	0.76
	11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.93	0.91	0.89	0.83	0.78	0.77	0.77
	12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.93	0.91	0.90	0.84	0.79	0.78	0.78
	13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.93	0.92	0.90	0.85	0.80	0.79	0.79
	14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.93	0.92	0.90	0.85	0.81	0.80	0.80
	15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.91	0.86	0.81	0.81	0.81
	16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.91	0.86	0.82	0.81	0.81
	17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.91	0.87	0.83	0.82	0.82
	18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.92	0.87	0.83	0.82	0.82
	19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.88	0.84	0.83	0.83
	20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.88	0.84	0.84	0.83
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.95	0.94	0.92	0.88	0.85	0.84	0.84	
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.95	0.94	0.93	0.89	0.85	0.84	0.84	
23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.93	0.89	0.85	0.85	0.85	
24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.93	0.89	0.86	0.85	0.85	

2.5 RISULTATI

Per il calcolo della IDF da utilizzare in fase di progetto si raccomanda l'utilizzo della seguente formula:

$$h_{progetto} = \frac{a(Tr) t}{(b + t)^m} * ARF \quad [mm]$$

Dove:

$a(Tr)$ in funzione del tempo di ritorno e ricavabile dalla tabella riassuntiva sottostante.

Tr	a(Tr)
200	141.10
100	119.48
50	98.26
20	73.40
10	59.36

t tempo di pioggia [ore]

b 0.1705 [ore]

m 0.7881

ARF Areal Reduction Factor

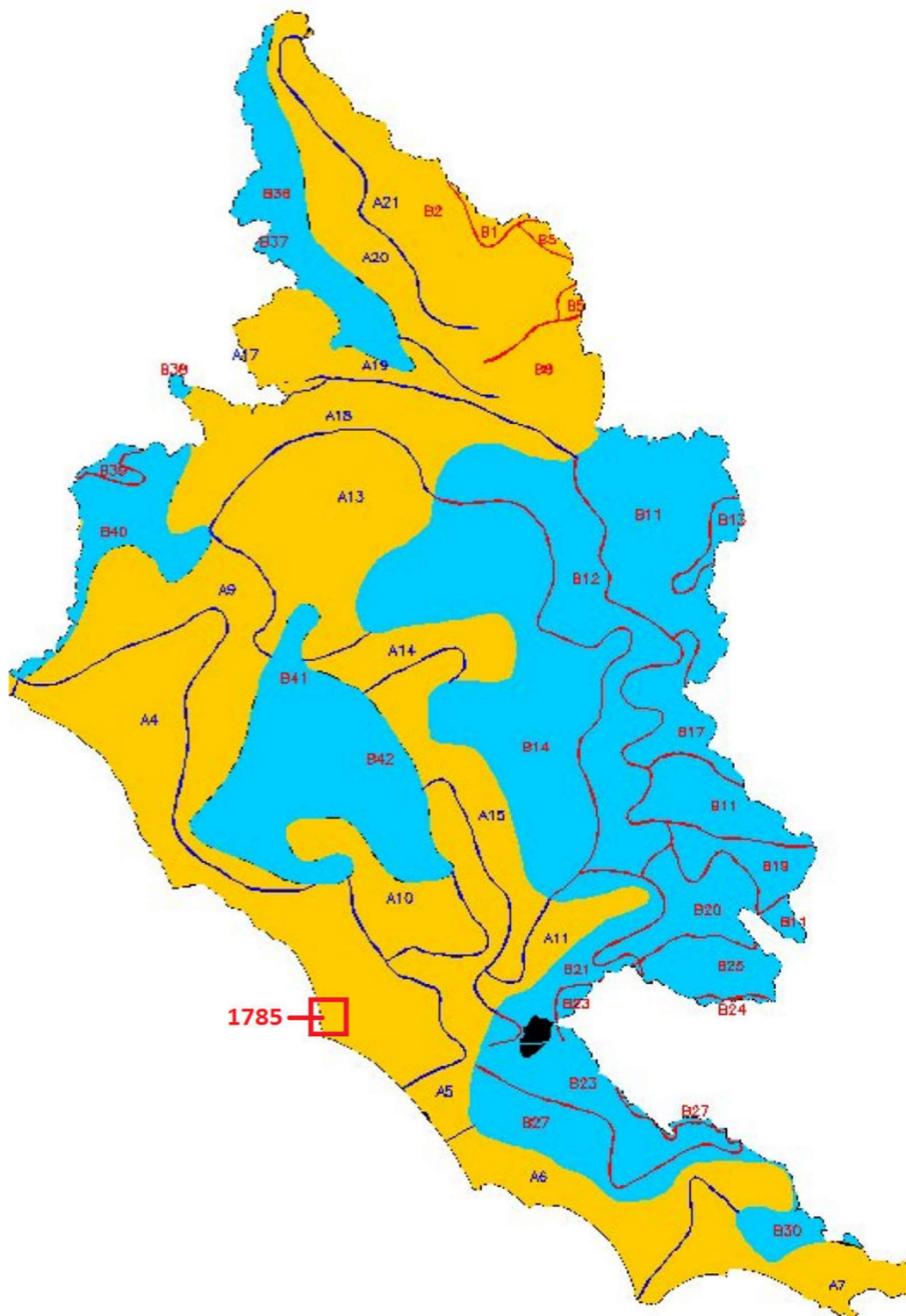


Figura 2 - Sottozone Omegenee rispetto ai parametri TCEV progetto VAPI



Figura 3 - Particolare bacino 1785 – Sottozona A4

3. METODO INFERENZA STATISTICA

Si riporta di seguito una sintesi dello studio di inferenza statistica basato sull'analisi delle serie storiche dei dati disponibili delle precipitazioni intense e di durata breve (1, 3, 6, 12 e 24 ore), registrati nelle stazioni di Ostia, Maccarese, Fiumicino Aeroporto, Fregene e Isola Sacra (fonte dei dati Servizio Idrografico e Mareografico di Roma). I dati delle stazioni elencate, essendo queste ubicate nelle immediate vicinanze dell'aeroporto, nella zona pianeggiante costiera del bacino del fiume Tevere, sono stati raccolti e filtrati in un campione ordinato di 105 elementi.

I modelli probabilistici usati, si basano sulle seguenti ipotesi:

- Che gli elementi della serie statistica siano tra loro stocasticamente indipendenti, nel senso che la probabilità di verificarsi di ciascuno non sia modificata dagli eventi precedenti (caratteristiche di non persistenza).
- Che la serie sia anche stazionaria, nel senso che le caratteristiche statistiche della serie non siano dipendenti dal tempo

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Per eliminare la persistenza è necessario che gli eventi selezionati siano sufficientemente distanti nel tempo, mentre la non stazionarietà dovuta alla stagionalità degli eventi meteorici può essere eliminata considerando intervalli di tempo grosso modo annuali.

A tal fine si sono selezionati i dati uniti delle stazioni pluviometriche, utilizzando il metodo dei massimi annuali. La serie empirica è selezionata considerando solo la massima altezza di pioggia registrata di ciascun anno. Si è ricavato così un campione di 56 elementi i quali possono essere pensati come determinazioni di un'unica variabile casuale h_t , e la serie come un campione estratto a caso da una popolazione con distribuzione di probabilità $P_{h,t}$ comune⁵.

DURATE [ORE]						
Osservazioni		1	3	6	12	24
N	anno	mm	mm	mm	mm	mm
1	1928	30	58.7	70	79	91.9
2	1929	26.4	42	53.4	53.6	57.2
3	1931	27.8	28.6	28.8	40.2	59.6
4	1932	27.2	38.2	40	51.6	52.4
5	1933	27.6	36.6	39.8	46	62.8
6	1937	55	97.2	98.4	98.4	106.2
7	1939	24.4	43	69.8	76.4	80

8	1941	31	49.4	68.6	73.2	73.2
9	1942	35.6	61	64.2	64.2	64.2
10	1943	20	31.4	42.8	52.4	52.6
11	1945	13.4	27.8	43.8	53.6	63
12	1946	59	63.4	77.8	88.6	94.4
13	1950	34.6	44.2	58	67.4	82
14	1953	22	61.4	98	112	154.6
15	1956	34.2	45.2	54.2	60	63.4
16	1958	24.4	31	42	47.4	48.6
17	1959	30.2	41.5	43.5	67.5	85.4
18	1960	32	36.2	36.8	44.5	46.6
19	1961	50	64.2	64.4	90.8	104.6
20	1962	38.4	46	60	82.4	98.4
21	1963	37.4	44	53.5	56.8	78.5
22	1964	37	53	63.5	100	112.8
23	1965	52.6	76	81	106	142.4
24	1966	43	50.4	64.8	65.8	71.8
25	1967	25.4	45.2	45.4	45.4	58.6
26	1968	26	54.6	62.6	62.6	64
27	1970	46.2	47.4	61.6	90	110.6
28	1971	26.2	35	43	51.8	62.4
29	1973	31.5	31.8	43	59	69.4
30	1974	40	82	91.4	94.4	97

⁵ Calenda G. – Mancini C. et al. “Modelli stocastici di Piena”

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

31	1975	23	42.2	49.8	58.4	65
32	1976	24.4	29.8	36	49.4	57
33	1977	57	69.2	71.8	88.8	93
34	1978	21.6	37.6	71.2	95.6	123.8
35	1981	24.8	44.4	50.6	50.6	78
36	1982	21.6	21.6	21.6	25.4	32.6
37	1983	30	32.4	34.2	44.6	44.6
38	1984	50	83.4	86.8	86.8	106.8
39	1985	17	23	34.4	52	66
40	1986	61.6	74.6	75	75	75
41	1987	38.8	59	59.8	78.2	119.4
42	1988	59.6	97.6	117	126.2	128.8
43	1989	43.6	75.8	80.2	86.8	86.8
44	1990	67.8	92.4	94.8	115.6	136
45	1991	28	43.8	43.8	60.2	61.8
46	1992	23.4	28.8	48.8	62.2	69.4
47	1993	21.4	60	67.4	68.2	68.8
48	1994	30	36.8	37.6	45.6	61.4
49	1995	28.2	45.6	61.6	79.6	86.4
50	1996	53.4	61.6	67.8	81.8	95.8
51	1997	35.4	47.8	51.8	76	80.8
52	1998	38.6	51.8	67	75	90.8
53	1999	41.8	58.6	58.6	58.6	66
54	2000	16.4	27.4	32.8	44.6	48.4
55	2001	23	33.4	39.4	44.8	45.6
56	2002	51	62.2	63.4	82.4	85.8

Per il calcolo delle precipitazioni è stata utilizzata la espressione della curva di probabilità pluviometrica del tipo:

$$h = a t^n$$

dove

h= altezza di pioggia (mm)

t = tempo di pioggia (ore)

a, n = coefficienti funzione della durata della pioggia e del tempo di ritorno stimati dalla serie empirica sopradescritta tramite distribuzione di probabilità di Gumbel.

N=	56	56	56	56	56
$M = \frac{\sum h_i}{N}$	34.64	50.13	58.70	69.53	80.04
$\sum X^2$	9241.16	19044.49	21250.21	25484.55	38819.28
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum X^2}{N-1}}$	12.96	18.61	19.66	21.53	26.57
$\alpha = 1,283 / \sigma$	0.10	0.07	0.07	0.06	0.05
$\beta = M - 0,5772 / \alpha$	28.81	41.76	49.86	59.84	68.09

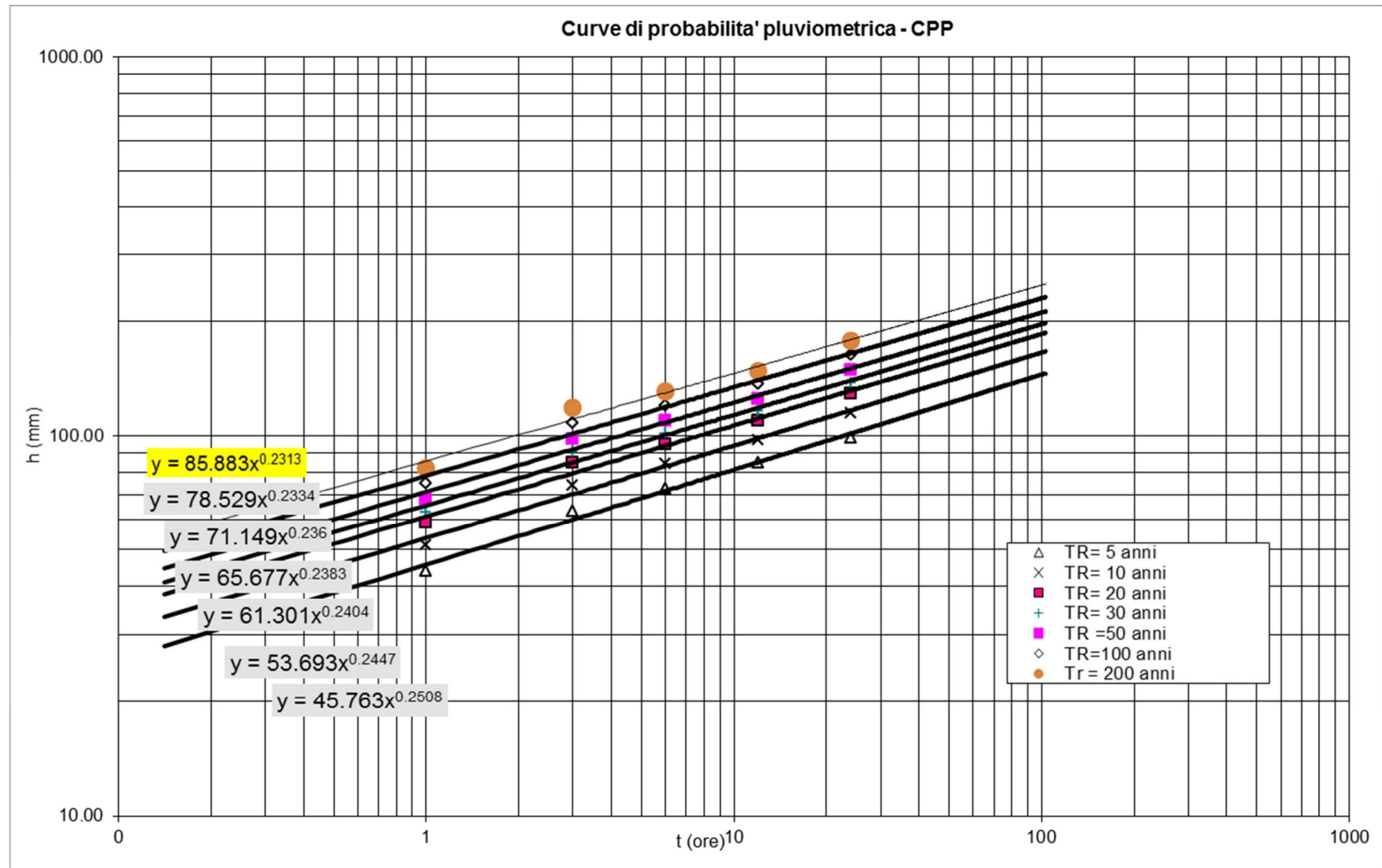
Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Tempo di ritorno		1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
2 anni	hmax=	32.51 mm	47.07 mm	55.47 mm	65.99 mm	75.68 mm
5 anni	hmax=	43.96 mm	63.51 mm	72.84 mm	85.01 mm	99.15 mm
10 anni	hmax=	51.55 mm	74.40 mm	84.34 mm	97.60 mm	114.69 mm
20 anni	hmax=	58.82 mm	84.84 mm	95.36 mm	109.67 mm	129.59 mm
30 anni	hmax=	63.00 mm	90.84 mm	101.71 mm	116.62 mm	138.17 mm
50 anni	hmax=	68.23 mm	98.35 mm	109.64 mm	125.31 mm	148.89 mm
100 anni	hmax=	75.29 mm	108.48 mm	120.34 mm	137.02 mm	163.35 mm
200 anni	hmax=	82.31 mm	118.57 mm	130.99 mm	148.69 mm	177.75 mm

Dall'interpolazione lineare risultano i parametri stimati di a e n:

Parametri CPP		TR anni
a	n	
45.76	0.251	5
53.69	0.245	10
61.30	0.240	20
65.67	0.238	30
71.15	0.236	50
78.53	0.233	100
85.88	0.231	200

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

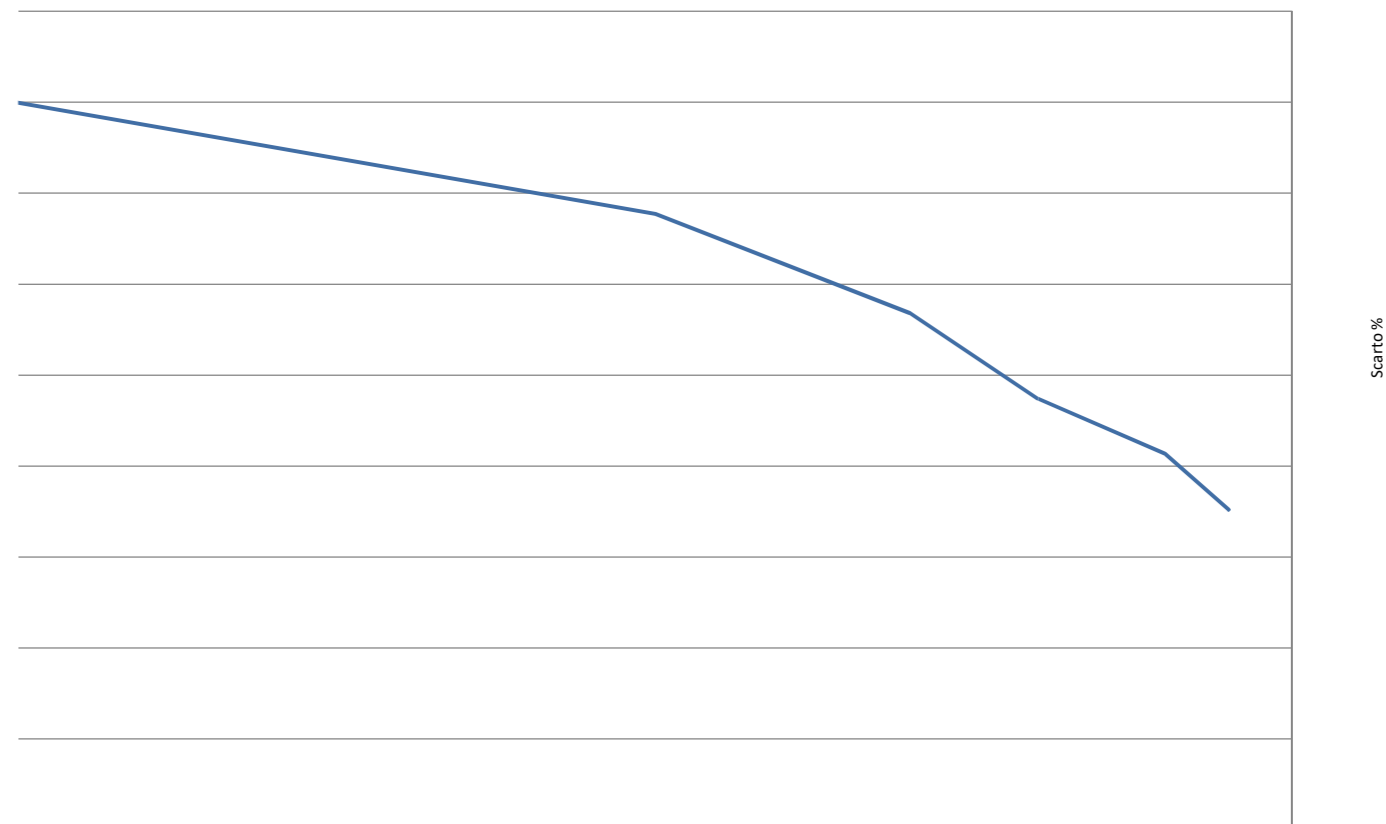


Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

4. CONFRONTI CURVE IDF GENERATE - METODO VAPI E METODO INFERENZA STATISTICA

t [ore]		0.1	0.25	0.5	0.75	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
Tr = 100 Anni	Inf.stat	$h(t,Tr) = at^n$	20.995686	35.49032	52.79223	66.59669	78.529	92.31887	101.4823	108.5303	114.3325	119.3028	123.6733	127.5884	131.1446	134.4095	137.433	140.2526	142.8974	145.3906	147.7508	149.9932	152.1307	154.1738	156.1317	158.0121	159.8218	161.5666	163.2516	164.8813
	VAPI	$h(t,Tr) = at/(b+t)^m$	33.481986	59.12243	81.86294	95.65691	105.5404	129.7447	144.3726	155.0929	163.658	170.8449	177.0687	182.5783	187.5352	192.0506	196.2045	200.0562	203.6512	207.0254	210.2071	213.2197	216.0821	218.8103	221.4177	223.9159	226.3147	228.6227	230.8471	232.9947
	Delta%	$h(vapi)-h(inf.st.)$	37.29%	39.97%	35.51%	30.38%	25.59%	28.85%	29.71%	30.02%	30.14%	30.17%	30.16%	30.12%	30.07%	30.01%	29.95%	29.89%	29.83%	29.77%	29.71%	29.65%	29.60%	29.54%	29.49%	29.43%	29.38%	29.33%	29.28%	29.23%
Tr = 50 Anni	Inf.stat	$h(t,Tr) = at^n$	19.022553	32.15501	47.83092	60.33807	71.149	83.64292	91.94517	98.33081	103.5877	108.0909	112.0507	115.5979	118.8199	121.778	124.5173	127.072	129.4682	131.7271	133.8654	135.8972	137.8338	139.6849	141.4588	143.1625	144.8021	146.3829	147.9095	149.3861
	VAPI	$h(t,Tr) = at/(b+t)^m$	27.536377	48.62368	67.32602	78.6705	86.79892	106.7051	118.7354	127.5521	134.5962	140.5069	145.6255	150.1567	154.2334	157.947	161.3632	164.5309	167.4876	170.2626	172.8793	175.3569	177.711	179.9547	182.0992	184.1538	186.1266	188.0247	189.8541	191.6204
	Delta%	$h(vapi)-h(inf.st.)$	30.92%	33.87%	28.96%	23.30%	18.03%	21.61%	22.56%	22.91%	23.04%	23.07%	23.06%	23.02%	22.96%	22.90%	22.83%	22.77%	22.70%	22.63%	22.57%	22.50%	22.44%	22.38%	22.32%	22.26%	22.20%	22.15%	22.09%	22.04%
Tr = 30 Anni	Inf.stat	$h(t,Tr) = at^n$	17.557675	29.67883	44.14758	55.69159	65.67	77.2018	84.86471	90.75861	95.61073	99.76714	103.422	106.696	109.6698	112.4002	114.9286	117.2865	119.4982	121.5831	123.5568	125.4321	127.2195	128.9281	130.5654	132.1379	133.6512	135.1103	136.5194	137.8822
	VAPI	$h(t,Tr) = at/(b+t)^m$	23.47493	41.45199	57.39584	67.06709	73.99661	90.96672	101.2227	108.7389	114.7441	119.783	124.1466	128.0095	131.4849	134.6508	137.5631	140.2636	142.7842	145.1499	147.3807	149.4928	151.4997	153.4125	155.2407	156.9922	158.6741	160.2922	161.8518	163.3575
	Delta%	$h(vapi)-h(inf.st.)$	25.21%	28.40%	23.08%	16.96%	11.25%	15.13%	16.16%	16.54%	16.67%	16.71%	16.69%	16.65%	16.59%	16.52%	16.45%	16.38%	16.31%	16.24%	16.16%	16.09%	16.03%	15.96%	15.89%	15.83%	15.77%	15.71%	15.65%	15.59%
Tr = 20 Anni	Inf.stat	$h(t,Tr) = at^n$	16.389303	27.70386	41.20979	51.9856	61.3	72.06442	79.2174	84.71909	89.24832	93.12815	96.53979	99.59595	102.3719	104.9205	107.2807	109.4817	111.5462	113.4924	115.3347	117.0852	118.7537	120.3486	121.8769	123.3448	124.7574	126.1194	127.4347	128.7069
	VAPI	$h(t,Tr) = at/(b+t)^m$	20.567987	36.31891	50.28842	58.76205	64.83348	79.70215	88.68809	95.2736	100.5351	104.95	108.7733	112.1578	115.2029	117.9767	120.5284	122.8945	125.103	127.1757	129.1303	130.9809	132.7392	134.4152	136.0169	137.5516	139.0252	140.4429	141.8094	143.129
	Delta%	$h(vapi)-h(inf.st.)$	20.32%	23.72%	18.05%	11.53%	5.45%	9.58%	10.68%	11.08%	11.23%	11.26%	11.25%	11.20%	11.14%	11.07%	10.99%	10.91%	10.84%	10.76%	10.68%	10.61%	10.54%	10.47%	10.40%	10.33%	10.26%	10.20%	10.14%	10.08%
Tr = 10 Anni	Inf.stat	$h(t,Tr) = at^n$	13.782521	23.29746	34.65521	43.71709	51.55	60.60229	66.61757	71.24419	75.05304	78.31576	81.18477	83.75483	86.08924	88.23252	90.21728	92.06818	93.80437	95.44099	96.99031	98.46237	99.86549	101.2067	102.492	103.7263	104.9143	106.0596	107.1657	108.2356
	VAPI	$h(t,Tr) = at/(b+t)^m$	16.634219	29.37267	40.67041	47.52341	52.43363	64.45857	71.72589	77.05187	81.3071	84.87763	87.96967	90.70689	93.16956	95.41287	97.47654	99.3901	101.1762	102.8525	104.4332	105.9299	107.3519	108.7074	110.0028	111.2439	112.4357	113.5823	114.6874	115.754
	Delta%	$h(vapi)-h(inf.st.)$	17.14%	20.68%	14.79%	8.01%	1.69%	5.98%	7.12%	7.54%	7.69%	7.73%	7.71%	7.66%	7.60%	7.53%	7.45%	7.37%	7.29%	7.21%	7.13%	7.05%	6.97%	6.90%	6.83%	6.76%	6.69%	6.62%	6.56%	6.50%
Tr = 5 Anni	Inf.stat	$h(t,Tr) = at^n$	11.753242	19.86724	29.55273	37.28038	43.96	51.67947	56.80908	60.7545	64.00255	66.78489	69.23147	71.42313	73.41383	75.24154	76.93407	78.51246	79.99301	81.38867	82.70988	83.96519	85.16173	86.30546	87.40148	88.45412	89.46716	90.44387	91.38711	92.29942
	VAPI	$h(t,Tr) = at/(b+t)^m$	13.654896	24.11179	33.38601	39.01158	44.01	52.91352	58.8792	63.25125	66.74434	69.67536	72.21359	74.46055	76.48213	78.32365	80.0177	81.58853	83.0547	84.43078	85.72839	86.95698	88.12434	89.23698	90.30039	91.31922	92.29752	93.23875	94.14595	95.0218
	Delta%	$h(vapi)-h(inf.st.)$	13.93%	17.60%	11.48%	4.44%	0.11%	2.33%	3.52%	3.95%	4.11%	4.15%	4.13%	4.08%	4.01%	3.94%	3.85%	3.77%	3.69%	3.60%	3.52%	3.44%	3.36%	3.29%	3.21%	3.14%	3.07%	3.00%	2.93%	2.87%

INFERENZA STATISTICA			
Tr	ai	n t<1h	n t>1h
5	43.96	0.5729	0.251
10	51.55	0.5729	0.245
20	61.3	0.5729	0.240
30	65.67	0.5729	0.238
50	71.149	0.5729	0.236
100	78.529	0.5729	0.233



5. DETERMINAZIONE DEI BACINI TRIBUTARI

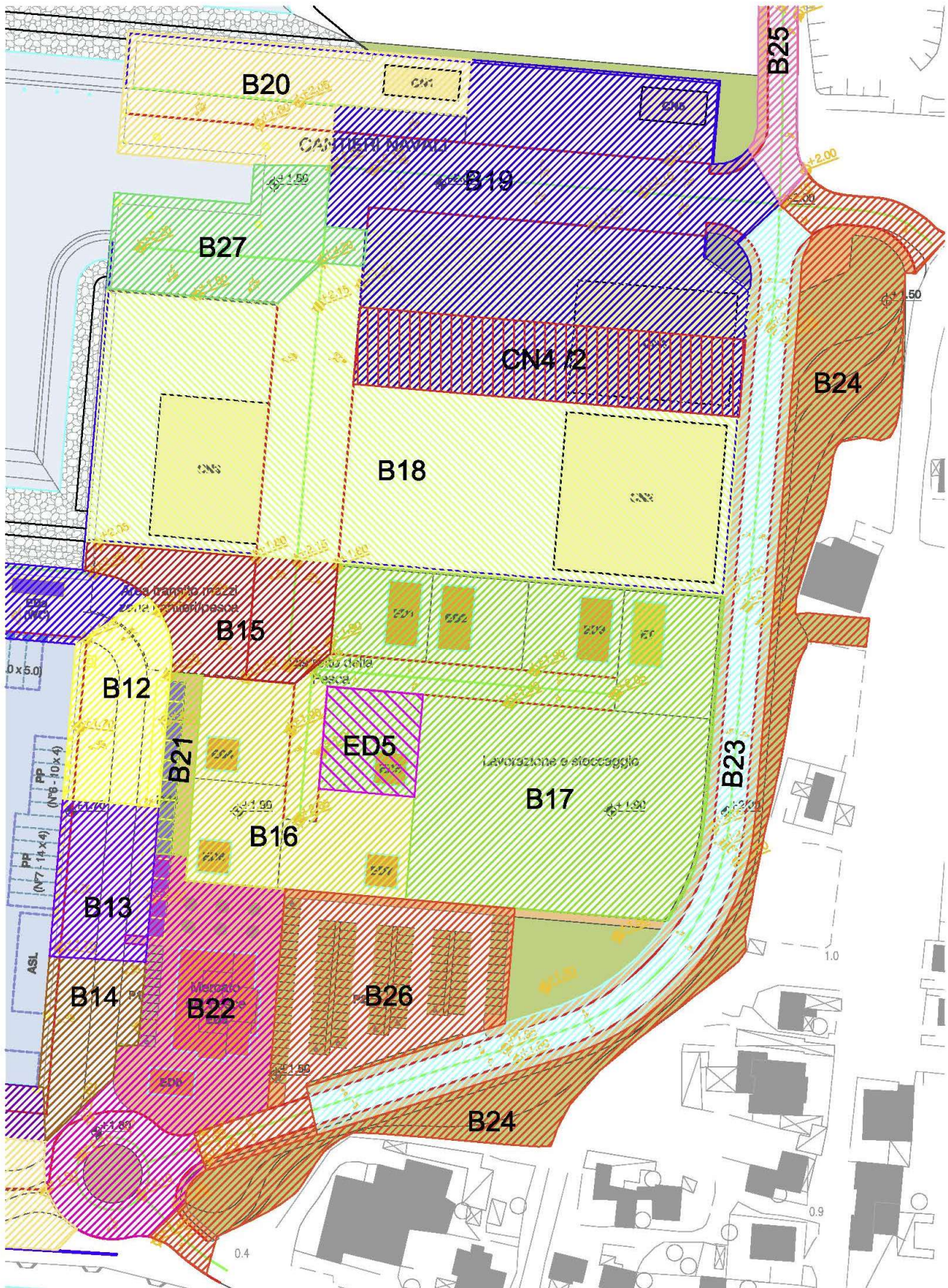
La prima fase necessaria per la progettazione e il dimensionamento della rete fognaria a servizio dell'area oggetto di studio, e conseguentemente per la determinazione delle portate di transito nelle dorsali della rete stessa, è la valutazione dei bacini tributari attraverso i quali viene quindi suddivisa l'area complessiva di studio.

L'area oggetto di intervento la si può pensare suddivisa ipoteticamente in tre aree, in funzione della destinazione d'uso di ognuna di esse: in particolare si distingue l'area "Darsena pescherecci", nella quale si individuano le aree di "Sopraflutto", "Sottoflutto" e "Banchina di riva", l'area "Cantieri navali" e l'area "Distretto della pesca"; confinante, infine, con l'area "Cantieri navali" e l'area "Distretto della pesca" vi è localizzata una strada di collegamento e di "cerniera", con funzioni di accesso alla presente area d'intervento e di collagamento ai futuri lotti previsti più a nord. A tergo di essa, vi è una fascia a verde di connessione all'abitato esistente e relative infrastrutture viarie: tale sedime (bacino B24), adeguatamente drenato con fossetto di guardia e caditoie, avrà un proprio scarico indipendente a mare nel porto canale (tratta fognaria N2-N25).

Di seguito i bacini tributari identificati per l'area in esame.

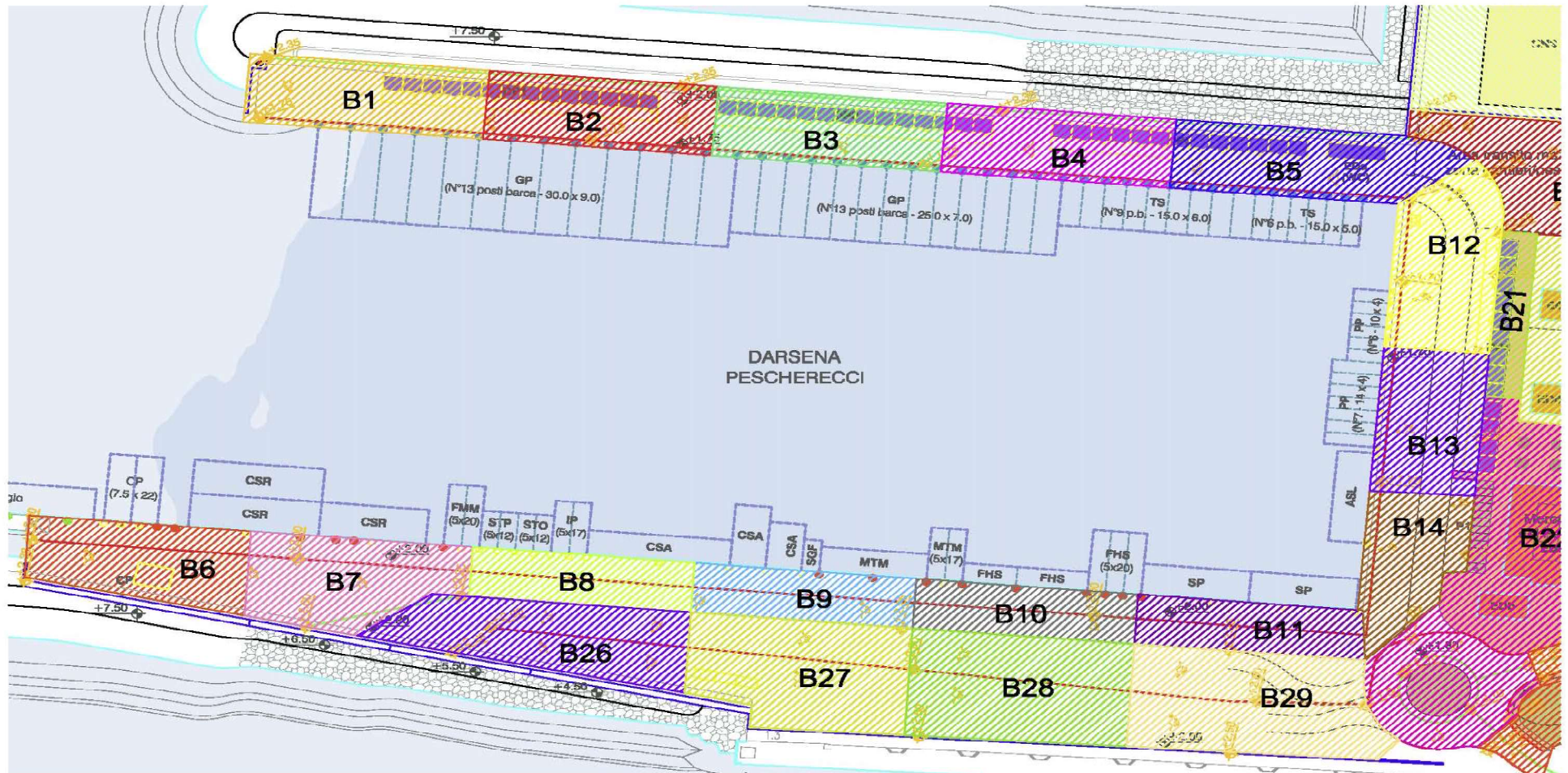
	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)
SOTTOFLUTTO	B1	1527.60	0.15
	B2	1459.20	0.15
	B3	1459.20	0.15
	B4	1459.20	0.15
	B5	1715.79	0.17
SOPRAFLUTTO	B6	1507.12	0.15
	B7	1607.84	0.16
	B8	1021.78	0.10
	B9	1021.78	0.10
	B10	1021.78	0.10
	B11	1045.96	0.10
	B26	1800.27	0.18
	B27	2088.99	0.21
	B28	2164.66	0.22
	B29	2283.24	0.23
BANCHINA DI RIVA	B12	1647.20	0.16
	B13	1399.50	0.14
	B14	1206.93	0.12
DISTRETTO DELLA PESCA	B15	2186.46	0.22
	B16	4231.59	0.42
	B17	10883.19	1.09
	B21	549.26	0.05
	B22	4709.00	0.47
	ED5	913.77	0.09
CANTIERI NAVALI	B18	18100.55	1.81
	B19	11642.00	1.16
	B20	3108.15	0.31
	B27	2255.09	0.23
	CN4/2	2772.67	0.28
SEDE STRADALE	B23	5372.93	0.54
	B24	6346.50	0.63
	B25	4003.37	0.40
	B26	3945.77	0.39

Bacini tributari zona Distretto della Pesca e Cantieri navali



Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Bacini tributari zona Darsena Pescherecci (Sopraflutto, Sottoflutto e Banchina di riva)



6. ASSUNZIONI IDROLOGICHE DI CALCOLO

Per la valutazione delle portate pluviali massime defluenti da un bacino si fa riferimento al metodo di calcolo cinematico, secondo il quale la portata massima è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso.

In questo metodo semplificativo si assume il concetto che le gocce di pioggia cadute nello stesso istante in punti differenti del bacino impieghino tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura, tempi che sono funzione solo della geometria dei canali e delle superfici scolanti, **trascurando quindi tutti i fenomeni di moto vario**. Il metodo della corrivazione fornisce una portata massima, relativa al tempo di ritorno T_r caratteristico dell'evento di precipitazione di riferimento, per il bacino i -esimo definita dalla relazione:

$$Q_{max} = \varphi i(T_r, t_c) A$$

In cui:

Q_{max} = portata massima defluente dal bacino i -esimo in m^3/s ;

i = Intensità di pioggia in mm/h funzione del tempo di pioggia (assunto pari al tempo di corrivazione del bacino) e del tempo di ritorno dell'evento meteorico;

A = Superficie del bacino scolante;

φ = Coefficiente di afflusso del bacino.

Si sottolinea che la stima della portata massima defluente dal bacino, che dovrà poi essere smaltita dalla rete fognaria, è influenzata da differenti elementi caratteristici sia del bacino scolante di riferimento sia dell'evento meteorico, oltre a fattori quali la superficie del bacino e i dati sulle precipitazioni registrati nella località in esame. In particolare alcuni elementi che influiscono sulla portata defluente sono propri del territorio costituente il bacino, come la permeabilità, la rugosità, la forma, l'estensione e la pendenza del bacino, le caratteristiche dell'eventuale vegetazione presente, lo stato di imbibizione del suolo precedentemente all'evento meteorico; altri elementi dipendono invece dalle caratteristiche della precipitazione, quali l'intensità, la durata, le variazioni d'intensità durante l'evento, le variazioni d'intensità da un punto all'altro del bacino; vi sono inoltre degli elementi funzione della sistemazione urbanistica, rappresentata dal rapporto tra la superficie impermeabile – quindi quella occupata dai manti stradali impermeabili e dalle costruzioni edilizie – e quella permeabile sistemata a verde; infine si individuano degli elementi legati alle dimensioni e alle pendenze della rete scolante.

Per la stima della portata massima sarà quindi necessario fissare, in primo luogo, un coefficiente unico di riduzione comprendente gli effetti di tutte le cause riduttrici sopra indicate: quest'ultimo è rappresentato dal coefficiente di afflusso, ovvero la quota parte di precipitazione che si trasforma in deflusso superficiale e raggiunge la rete fognaria.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Il coefficiente di afflusso φ è in sostanza riconducibile a quattro fattori, ovvero l'impermeabilità, il ritardo, la ritenuta e la distribuzione della pioggia.

Fattore di impermeabilità

Il fattore di impermeabilità φ_1 rappresenta le caratteristiche di permeabilità della superficie scolante: varia sensibilmente con l'altezza e la durata delle piogge.

Per la stima di φ_1 ci si attiene a dati sperimentali adottati nelle comuni progettazioni, come la scala di Frühling riportata nelle tabelle allegate di seguito; si sottolinea che i valori caratteristici sotto riportati si riferiscono a piogge della durata di un'ora, quindi conformi alle durate caratteristiche per il caso di studio (vedasi assunzioni indicate nelle pagine seguenti).

Elementi analitici:

Tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto	0,9 ÷ 0,8
Lastricati ben connessi	0,8 ÷ 0,7
Lastricati ordinari	0,7 ÷ 0,5
Macadam e selciati	0,6 ÷ 0,4
Superfici battute	0,3 ÷ 0,15
Superfici non battute, parchi, boschi, giardini, terre coltivate	0,1 ÷ 0

Elementi globali:

Costruzioni dense (centri cittadini)	0,8 ÷ 0,7
Costruzioni spaziate (semintensive)	0,6 ÷ 0,5
Zone a villini (città giardino)	0,35 ÷ 0,25
Aree non edificate (piazze, campi da gioco, ecc.)	0,20 ÷ 0,15
Giardini, parchi, boschi	0,10 ÷ 0

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un nuovo porto commerciale, costituito quindi per la sua quasi totalità da superfici impermeabili: si ritiene quindi opportuno, viste anche le tabelle sopra riportate, di considerare un coefficiente di impermeabilità pari a 0.90, caratteristico quindi di superfici scolanti impermeabili.

φ_1 = permeabilità della superficie scolante pari a 0.90 per zone servizi portuali

Fattore di ritardo

Il fattore di ritardo φ_2 tiene conto del tempo che intercorre tra l'inizio della pioggia e la formazione dell'onda di piena nella sezione di chiusura considerata e quindi dei fenomeni di invaso che si verificano all'interno della rete di raccolta: comprende quindi gli effetti della ritenuta superficiale e della distribuzione; si considera unitamente al fattore d'impermeabilità in quanto quest'ultimo, se impiegato da solo, restituirebbe eccessivi valori di portata, soprattutto nel caso di bacini con scarsa pendenza ed elevata estensione.

Per la stima di φ_2 ci si attiene alla formula empirica di Bürkli:

$$\psi = i/\sqrt[n]{A}$$

con i la pendenza media del bacino scolante di riferimento e A la sua area.

Fissata l'area e la pendenza media del bacino, tenendo conto anche della forma e della capacità di ritenuta superficiale dello stesso, l'applicazione della formula succitata richiede di definire l'indice n : tale valutazione verrà fatta adottando il criterio di far corrispondere i valori minori di n ai bacini caratterizzati da basse pendenze, da forme estese tali da generare un minore contributo d'afflusso e da terreni con una maggiore capacità di ritenuta; viceversa i valori maggiori di n verranno associati ai bacini caratterizzati da forti pendenze e da una forma raccolta.

Nella tabella di seguito sono riportati i valori del fattore di ritardo φ_2 in funzione dell'area A e della pendenza media i del bacino, e quindi conseguentemente dell'indice n : in particolare, per bacini con pendenze non superiori a 0.01, i valori di φ_2 sono compresi tra 0.37 e 0.82; per bacini con area minore di 5 ha si possono considerare valori anche superiori a 0.82, fino a raggiungere prudenzialmente l'unità.

A	i		
	0,001	0,005	0,010
	n = 4	n = 6	n = 8
5 ha	0,67	0,76	0,82
10 ha	0,56	0,68	0,75
20 ha	0,47	0,60	0,69
30 ha	0,43	0,57	0,66
50 ha	0,37	0,52	0,61

Con riferimento al caso in esame, il bacino complessivo è caratterizzato da una pendenza media bassa e da un'area di poco inferiore a 10 ha: dalla tabella sopra riportata il fattore di ritardo assume quindi un valore compreso tra 0.56 e 0.67 rispettivamente per un'area di 10 ha e 5 ha, fissando una pendenza media i del bacino pari a 0.001 (il valore dell'indice n risulta quindi pari a 4). Cautelativamente tra i due valori del fattore di ritardo succitati si considera il caso "peggiore" in termini di formazione di deflusso (che genera quindi una portata maggiore), ovvero quello relativo ad un bacino di estensione pari a 5 ha caratterizzato da un valore di $\varphi_2 = 0.67$. A favore di sicurezza si è scelto quindi di fissare il fattore di ritardo a partire dalla formula di Bürkli, arrotondando a 0.70 il valore tabellato di 0.67 rappresentativo di bacini con estensione pari a 5 ha e pendenza 0.001 ($n = 4$).

$\varphi_2 =$ fattore di ritardo pari a 0.70

Fattore di ritenuta

Il fattore di ritenuta φ_3 rappresenta la quantità di acqua che durante un evento meteorico non genera un deflusso superficiale in quanto rimane aderente al suolo, riempie le cavità della superficie di impatto, aderisce alle piante, ecc. La capacità di ritenuta delle superfici risulta massima all'inizio dell'evento meteorico, fino a raggiungere un valore pari ad 1 quando tutte le superfici sono bagnate e le cavità riempite, per cui la pioggia che impatta sulla superficie si trasforma per la sua totalità in deflusso superficiale. Si ritiene comunque cautelativo non considerare l'effetto indotto dalla capacità di ritenuta delle superfici, così da tenere in considerazione anche l'eventualità per cui la pioggia critica si verifichi poco dopo un'altro evento meteorico: si fissa quindi il valore del fattore di ritenuta φ_3 pari ad 1, ipotizzando nullo il beneficio di ritenuta indotto dalle superfici, cioè considerando il caso di superfici già completamente bagnate.

$$\varphi_3 = \text{fattore di ritenuta pari a } 1.00$$

Fattore di distribuzione

Il fattore di distribuzione areale della pioggia φ_4 tiene in considerazione del fatto che l'intensità di un evento meteorico non risulta costante su di una stessa zona, ma è caratterizzata invece da una variabilità areale. Differenti studi dimostrano tale variabilità, tra i quali quello di Frühling indica che ad una distanza di circa 3.00 km dal punto di massima intensità dell'evento, questa si riduca di circa la metà, con una curva di decrescenza a forma di parabola ad asse orizzontale; lo studio di Metcalf indica inoltre che il fattore di distribuzione è in generale prossimo all'unità e che si reduce a 0.95 per aree di 400 ha, mentre per aree alquanto minori non conviene tenerne conto.

Con riferimento al caso in esame si considera quindi un fattore di distribuzione pari ad 1.00, così da trascurare l'effetto della distribuzione areale della pioggia, ipotizzando quindi cautelativamente un evento meteorico costante su tutto il bacino, vista anche l'estensione contenuta del bacino di riferimento.

$$\varphi_4 = \text{fattore di distribuzione areale (o di riduzione areale) pari a } 1.00$$

Riassumendo, il coefficiente di afflusso φ è riconducibile al prodotto di quattro fattori, ovvero il fattore di impermeabilità φ_1 , il fattore di ritardo φ_2 , il fattore di ritenuta φ_3 e il fattore di distribuzione areale della pioggia φ_4 : assumendo i valori di $\varphi_1 = 0.90$, $\varphi_2 = 0.70$, $\varphi_3 = 1.00$ e $\varphi_4 = 1.00$, il coefficiente di afflusso φ del bacino di riferimento risulta pari a 0.63.

Ne risulta quindi un valore finale $\varphi = 0.63$.

Riferendosi all'area oggetto di intervento, per i bacini maggiormente estesi per i quali vi è quindi un fattore di asincronia e di ritardo (quindi per i bacini costituenti le aree dedicate al distretto della pesca, ai cantieri navali e alla sede stradale) - essendo caratterizzati da dorsali di lunghezza medio-lunga - si ritiene opportuno considerare il coefficiente di afflusso sopra stimato pari a 0.63.

Si sottolinea invece il fatto che per i bacini che costituiscono le aree destinate alla banchina di riva, al sopraflutto e al sottoflutto, ovvero bacini caratterizzati da un'estensione contenuta e quindi nettamente minori di quelli succitati, dove i fenomeni sopra indicati (asincronia e ritardo) sono ridotti per l'assenza di una rete fognaria significativa e l'estensione modesta in gioco, si considera invece un coefficiente di afflusso cautelativo maggiore. Tale scelta è legata al fatto di avere, nelle aree di sopraflutto, sottoflutto e banchine di riva, dei bacini contenuti di estensione areale inferiore all'ettaro, serviti da dorsali caratterizzate da distanze e volumi fognari limitati, unitamente alla presenza di tratti grigliati. Per tenere in considerazione di tali elementi si è ipotizzato, per le aree succitate, un coefficiente φ maggiore rispetto a quello precedentemente stimato – sicuramente più rappresentativo per bacini estesi e dotati di reti fognarie medio-lunghe con maggiori volumi fognari a disposizione – così da ottenere una portata massima defluente dal bacino i-esimo più cautelativa, con la quale poter poi verificare la rete fognaria di progetto e i tratti grigliati.

In particolare, considerando come punto di partenza sempre il coefficiente di afflusso φ precedentemente stimato pari a 0.63 – il quale rappresenta il parametro tecnico di riferimento – è stato ritenuto più cautelativo - e quindi come “mero margine di sicurezza” - considerare per i bacini costituenti la banchina di riva, il sopraflutto e il sottoflutto un coefficiente di afflusso φ maggiore pari a 0.75. Ovviamente fissare un valore maggiore per φ comporta conseguentemente una maggiore portata massima defluente dal bacino i-esimo, a parità di evento meteorico considerato: in particolare, l'aumento del coefficiente φ da 0.63 a 0.75 può essere tradotto anche come una maggiorazione del deflusso superficiale per il bacino i-esimo di circa il 20%.

Riassumendo, per i bacini maggiormente estesi e quindi serviti da dorsali di lunghezza medio-lunga, ovvero quelli costituenti le aree dedicate al distretto della pesca, ai cantieri navali e alla sede stradale, si ritiene opportuno considerare – dalle assunzioni conservative fatte, a seguito delle valutazioni sopra illustrate - il coefficiente di afflusso pari a 0.63.

Per quanto riguarda invece i bacini costituenti la banchina di riva, il sopraflutto e il sottoflutto, caratterizzati cioè da un'estensione areale nettamente minore, in cui vi sono distanze brevi e dorsali con volumi fognari limitati (unitamente alla presenza di tratti grigliati), si è scelto di utilizzare sempre il coefficiente di afflusso 0.63 ma maggiorato del 20% a margine di cautela (cioè $0.63 * 1.20 = 0.75$), così da raggiungere un valore di 0.75 (ne deriva conseguentemente una maggiorazione dei deflussi sempre del 20%).

Sempre partendo dalla formulazione di φ adottata e confrontando il coefficiente precedentemente stimato $\varphi = 0.63$ con quello maggiorato $\varphi = 0.75$, dall'analisi dei quattro fattori dai quali deriva il coefficiente di afflusso complessivo si sottolinea che il fattore di impermeabilità φ_1 rimane invariato pari a 0.90 in quanto tutta l'area di intervento risulta per la quasi totalità impermeabile, così come rimangono invariati il fattore di ritenuta φ_3 e il fattore di distribuzione φ_4 entrambi pari ad 1.00, in quanto vengono trascurati gli effetti indotti dai due fenomeni; assumendo φ pari a 0.75 invece di 0.63 significa implicitamente assumere un fattore di ritardo φ_2 ben maggiore di 0.70 (valore fissato per la stima di $\varphi = 0.63$), esattamente pari a $\varphi_2 = 0.833$, perciò addirittura superiore ai più alti valori tabellati prima esaminati e dunque assai cautelativo in termini di verifiche idrauliche della rete fognaria e dei tratti grigliati di tali specifiche zone.

Un secondo parametro da definire è il tempo di corrivazione, ovvero il tempo impiegato dalla goccia d'acqua caduta nel punto più lontano per raggiungere la sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione è dato dalla somma di due contributi, di cui il primo è il tempo di accesso t_a e il secondo è rappresentato dal tempo di rete t_r .

La determinazione di tale tempo è di fondamentale importanza nell'applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi in quanto la portata massima defluente da un bacino, secondo la teoria del metodo cinematico, è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata proprio pari al tempo di corrivazione, in quanto corrispondente a quella più critica.

Il tempo di accesso t_a rappresenta il tempo impiegato dalla goccia d'acqua a raggiungere il collettore fognario, ovvero il punto di immissione nella rete fognaria. Per la stima di t_a si fa riferimento a quanto indicato in letteratura; in particolare Fair fornisce i seguenti valori tabellati:

centri urbani intensivi con frequenti cadute	$t_a < 5'$
centri commerciali con basse pendenze	$t_a = 10' \div 15'$
aree residenziali estensive con cadute non frequenti	$t_a > 20'$

Sempre per quanto riguarda il tempo di accesso t_a , è stata recentemente ricavata (1996/1997) con il metodo del condotto equivalente la formula di Mambretti-Paoletti, valida per bacini con estensione areale fino a 10 ha, definita dalla seguente espressione:

$$t_{ai} = \left[\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} 120 S_i^{0.30}}{S_i^{0.375} (a\varphi)^{0.25}} \right]^{\frac{4}{n+3}}$$

con t_{ai} il tempo di accesso dell' i -esimo bacino, a ed n i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica, S_i la superficie del bacino i -esimo, s_i la pendenza media del bacino i -esimo e φ_i il coefficiente di afflusso medio del bacino i -esimo.

Di seguito si allega la tabella riassuntiva di riferimento dei tempi di accesso, espressi in minuti, valutati con l'applicazione della formula succitata per valori di n compresi tra 0.4 e 0.6.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

S [ha]	s [m/m]	$a \cdot \varphi$ [mm/h ⁿ]			
		10	30	50	70
1	0,003	7,5	5,5	5,0	4,5
	0,010	4,5	3,5	3,0	3,0
	0,050	2,5	2,0	1,5	1,5
2	0,003	9,5	7,0	6,0	5,5
	0,010	6,0	4,5	4,0	3,5
	0,050	3,0	2,5	2,0	2,0
5	0,003	13,0	9,5	8,5	7,5
	0,010	8,0	6,0	5,0	4,5
	0,050	4,0	3,0	2,5	2,5
10	0,003	17,0	12,0	10,5	9,5
	0,010	10,0	7,5	6,5	6,0
	0,050	5,0	4,0	3,5	3,0
20	0,003	21,5	15,5	13,5	12,0
	0,010	12,5	9,0	8,0	7,5
	0,050	6,5	5,0	4,0	4,0

Per valori intermedi è valida l'interpolazione lineare.

Considerando il caso di studio, i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica a ed n sono pari rispettivamente a 51.55 e 0.5729 per eventi meteorici caratterizzati da un tempo di ritorno di 10 anni e durata inferiore ad 1 ora (vedasi assunzioni indicate nelle pagine seguenti), i bacini di riferimento presentano un'estensione areale compresa tra 0.05 e 1.81 ha e pendenza media molto bassa, mentre il coefficiente di afflusso assume valore pari a 0.63 per i bacini maggiormente estesi – cioè quelli che compongono il distretto della pesca, i cantieri navali e la sede stradale – e 0.75 per quelli con estensione contenuta – cioè quelli che compongono la banchina di riva, il sopraflutto e il sottoflutto –.

Con riferimento ai valori tabellati sopra riportati relativi alla formula di Mambretti-Paoletti, per una superficie del bacino i -esimo di 1 ha e pendenza media di 0.003, essendo il prodotto $a\varphi$ compreso tra 30 e 50 mm/hⁿ (infatti si ha 32 mm/hⁿ con $\varphi = 0.63$ e 39 mm/hⁿ con $\varphi = 0.75$), il tempo di accesso t_a sarà compreso tra 5.5 e 5.0 minuti.

A seguito delle caratteristiche dei vari bacini individuati nell'area oggetto di intervento e del fatto che la pendenza media dei singoli bacini è sempre inferiore a quella minima tabellare (0.003 m/m), si assume in conclusione un tempo di accesso costante pari a 6 minuti, pari all'arrotondamento per eccesso dei vari valori tabellari appena descritti.

Il tempo di rete t_r rappresenta invece il tempo di percorrenza della goccia d'acqua all'interno della rete fognaria in esame, fino ad arrivare alla sezione di chiusura della tratta stessa, ed è pari a:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{v_i}$$

con L_i la lunghezza della tratta i -esima del percorso idraulicamente più lungo e v_i la velocità di percorrenza all'interno del tratto i -esimo della rete.

Con riferimento al caso di studio, per tratti della rete con lunghezza compresa tra 60 e 250 m circa, considerando la velocità all'interno della rete pari mediamente ad 1 m/s, il tempo di rete t_r assume valori compresi tra 1 e 4 minuti circa: tale intervallo limitato deriva dalla scelta metaprogettuale di “frazionare” la rete fognaria in più sottoreti indipendenti o al più “magliate” in corrispondenza di pochi nodi, in quanto diversamente sarebbe necessario realizzare una rete con dorsali significativamente lunghe, essendo l'area complessiva di intervento ampia, con diametri grandi e ricoprimenti risicati, condizione non ottimale per il caso specifico.

Considerando quindi i due contributi di tempo, ovvero 6 minuti per il tempo di accesso e 1-4 minuti per il tempo di rete, **il tempo di corrivazione assume valori compresi tra 7 e 10 minuti; cautelativamente, si è assunto un tempo di corrivazione costante pari a 7 minuti.**

La scelta di utilizzare il tempo di corrivazione più piccolo tra i valori compresi nell'intervallo individuato, permette di far riferimento ad un grado di sicurezza crescente all'aumentare del grado di importanza della dorsale fognaria, a seguito dell'aumento della differenza tra tempo di corrivazione reale e tempo di corrivazione costante ipotizzato.

Questo garantisce conseguentemente un margine di sicurezza differente tra le dorsali principali, di maggiore ampiezza del bacino drenato, e le dorsali secondarie, più contenute: maggiore per le prime e minore per le seconde, in modo da garantire prestazionalità idraulica crescente all'aumentare dell'importanza della singola dorsale fognaria.

Risulta inoltre necessario definire i parametri a ed n caratteristici della curva IDF, per poter poi stimare l'intensità di precipitazione.

La stima dei fattori a ed n è stata svolta nei capitoli precedenti attraverso l'applicazione di due metodi: in primo luogo si è applicato il metodo VAPI, basato sulla regionalizzazione delle piogge intense, e successivamente il metodo di Inferenza Statistica. Prendendo a riferimento la Tabella e il Grafico rappresentati il confronto delle curve IDF generate con il metodo VAPI e con il metodo di Inferenza Statistica (Capitolo 4), si nota come lo scarto assuma valori contenuti.

Un aspetto da tenere in considerazione è legato al fatto che il metodo VAPI è maggiormente rappresentativo nel caso in cui si faccia riferimento ad aree ampie, mentre il metodo di Inferenza Statistica lo si può considerare sito-specifico, ovvero localizzato e quindi maggiormente adatto al caso di aree contenute e comunque per le quali siano disponibili campioni di dati misurati sulle stazioni contermini abbastanza corposi.

Per le considerazioni di cui sopra si è ritenuto adeguato associare ai parametri a ed n i valori stimati con il metodo di Inferenza Statistica. Come è possibile notare nel capitolo di applicazione del metodo di Inferenza Statistica, le curve IDF sono state ricavate a partire da osservazioni di precipitazioni con durate pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per durate inferiori a 1 ora si è fatto riferimento a indagini svolte sulla stessa area oggetto di studio, ma considerando le osservazioni caratterizzanti eventi brevi ed intensi, di durata inferiore ai 60 minuti.

Per la stima dell'intensità di precipitazione, necessaria per il successivo dimensionamento della rete fognaria a servizio dell'area oggetto di intervento, si assume la curva IDF caratterizzata dai parametri $a = 51.55$ e $n = 0.5729$ rappresentante eventi di precipitazione con tempo di ritorno pari a 10 anni e durata inferiore ad 1 ora.

Una volta fissati i parametri sopra illustrati è possibile calcolare l'intensità di pioggia i_c , ovvero l'intensità di pioggia critica caratterizzata da un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione, ed infine la portata di picco Q_{max} con l'applicazione del metodo cinematico.

L'intensità di pioggia si desume dalla seguente formula:

$$i = a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

(a, n) = parametri caratteristici della curva di possibilità climatica;

t_c = tempo di corrivazione del bacino afferente espresso in ore.

L'intensità di pioggia nell'area oggetto di intervento risulta quindi pari a:

$$i = 51.55 (7 \text{ minuti})^{0.5729-1} = 129.04 \text{ mm/ora}$$

Determinati così tutti i parametri idrologici che concorrono a fornire il valore della massima portata idrologica (sollecitazione idrologica), occorre comparare quest'ultima con la massima portata smaltibile da ogni condotta (risposta prestazionale idraulica).

Per verificare la capacità di smaltimento delle portate meteoriche da parte della rete fognaria progettata si può far riferimento all'officiosità della rete stessa, attraverso la stima della massima portata smaltibile a bocca piena dai collettori fognari costituenti la rete (**vedasi paragrafo 7**).

La valutazione dell'officiosità si basa sull'applicazione della formula di moto uniforme per le correnti a pelo libero, ovvero la formula di Chezy:

$$Q_{max} = k_s \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

k_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;

R = raggio idraulico (pari a $D/4$, a bocca piena, per le sezioni circolari);

i = pendenza di posa del collettore;

A = area bagnata della condotta.

Rispetto a tale valore massimo, poi, una volta accertato il fatto che la tubazione sia in grado con riempimento ottimale (94%) o a bocca piena di smaltire la massima portata idrologica in ingresso, occorre verificare anche con quale reale grado di riempimento si realizzi il passaggio del picco: la condizione progettuale qui imposta è che esso risulti sempre e comunque nell'ordine massimo dell'80%, ove possibile anche < 70%.

Per verificare le reali condizioni di funzionamento dei tratti finali (totalmente e/o parzialmente sotto battente medio marino) delle fogne bianche di progetto, si procederà anche a più specifiche valutazioni di calcolo, mediante l'utilizzo dell'espressione più generale in uso per rappresentare la perdita di carico delle condotte in pressione:

$$J_{TOT} = 1.5 \frac{v^2}{2g} + \beta_r L \frac{Q^2}{D^5}$$

dove il primo e il secondo termine rappresentano rispettivamente le perdite concentrate e distribuite, con v la velocità nella condotta, β_r il coefficiente di resistenza dimensionale, L e D la lunghezza e il diametro interno della condotta e Q la portata massima convogliata dalla rete e tributaria dello scarico considerato. La stima delle perdite concentrate (primo addendo) richiede la valutazione della velocità del flusso all'interno della tubazione, data dal rapporto tra la portata defluente nella condotta e l'area interna della condotta stessa ($v = Q/A$), mentre per valutare le perdite di carico distribuite (secondo addendo) in letteratura sono presenti diverse formule empiriche, tra le quali si evidenziano la formula di Colebrook-White e la formula di Hazen-Williams (**vedasi paragrafo 8**).

7. DIMENSIONAMENTO RETE FOGNARIA BIANCA

Per una chiara comprensione di quanto verrà di seguito esposto, si rimanda allo specifico elaborato grafico di progetto relativo alle reti fognarie.

Come già introdotto precedentemente, l'area oggetto di intervento la si può pensare suddivisa ipoteticamente in tre aree, ovvero l'area "Darsena pescherecci", l'area "Cantieri navali" e l'area "Distretto della pesca"; confinante con l'area "Cantieri navali" e l'area "Distretto della pesca" vi è localizzata una strada di collegamento ed accesso, che si sviluppa a tergo del nuovo porto rispetto alla linea di costa.

Ad eccezione dei soli tratti terminali di scarico a mare, previsti in cls, tutti i condotti fognari per acque meteoriche sono stati previsti in polipropilene corrugato SN16, per coniugare in maniera ottimale le esigenze (in parte discordanti) di resistenza strutturale e di flessibilità, di resistenza chimica alle acque saline e di prestazionalità idraulica (ridotta scabrezza).

Il tratto meridionale della sede stradale di collegamento risulta servita, per la raccolta e smaltimento delle acque meteoriche, da una dorsale DN_i600 PP (diametro interno di 600 mm), caratterizzata nella sua prevalenza da una pendenza 0.1% (tratto N3-N11). Solamente i tratti finali di tale dorsale presentano una pendenza maggiore, che aumenta da monte verso valle, in quanto su tali tratti andranno a gravare anche la zona dedicata a parcheggio (bacino B26) e la zona che verrà successivamente dedicata a Mercato del pesce (bacino B22): in particolare, la pendenza della dorsale prevede una prima variazione a pendenza 0.2% (tratto N11-N12), e una seconda variazione a pendenza 0.3% (tratto N12-N13). Infine, la portata convogliata dalla dorsale viene scaricata nel recettore finale attraverso un tratto di condotta DN800 CLS pendenza 1.5% passante nell'area di sopraflutto (tratto N13-N14).

Parallelamente alla succitata dorsale vi è, lato monte, un'ulteriore dorsale fognaria (tratto N2-N25) che inizia con una condotta DN_i400 PP pendenza 0.5% (tratto N2-N22) a servizio di una strada di collegamento tra la nuova sede stradale e la viabilità/edificazione esistente; essa poi prosegue (N22-N23) con una lunga tratta DN_i600 PP (diametro interno di 600 mm), caratterizzata da una pendenza costante 0.1%, che drena tutta la fascia di verde prevista da progetto a connessione con l'edificio esistente e una porzione marginale (con caditoie) della stessa, ricevendo anche gli apporti superficiali di un modesto fossetto di guardia contiguo alla citata sede stradale di collegamento. Infine, per sottopassare la viabilità esistente e scaricare a mare, tale dorsale termina con una tratta terminale (N23-N25) caratterizzata da una prima porzione in polietilene DN630 PE100 PN10 (diametro interno di 555,2 mm) con pendenza 0.2% (tratto N23-N24) e da una seconda porzione DN600 CLS pendenza 1.0% (tratto N24-N25).

Il tratto settentrionale della sede stradale di collegamento risulta anch'essa servita, per la raccolta e smaltimento delle acque meteoriche, da una dorsale DN_i600 PP (diametro interno di 600 mm), caratterizzata nella sua prevalenza da una pendenza 0.1% (tratto N1-N3).

In corrispondenza di tale nodo N3 parte una seconda dorsale fognaria DN800 PP pendenza 0.1% (tratto N3-N4), che gira verso mare attraverso la zona dei cantieri navali.

Tale dorsale presenta scopi fondamentali plurimi: smaltire verso mare sia le acque convogliate dal tratto iniziale di condotta DN_i600 PP pendenza 0.1% (tratto N1-N3), così da sgravarne il tratto più a valle da tali acque (tratto N3-N13, che funge solamente da troppo pieno per la dorsale N3-N4), sia quelle direttamente tributarie della zona d'ingresso della cantieristica navale.

Il collegamento tra le due dorsali N1-N4 e N3-N14 ha fundamentalmente la funzione di magliare il sistema fognario, avendo così a disposizione un volume di franco tale da garantire comunque l'adeguato smaltimento delle acque anche in caso di eventi meteorici critici. Il tratto di dorsale DN_i600 a valle del nodo N3 prevede quindi lo smaltimento, per eventi di pioggia ordinari, esclusivamente delle acque meteoriche ricadenti sul corrispondente tratto di sede stradale (tratto N3-N13), e funge da troppo pieno per la dorsale DN_i800 ad essa collegata nel caso di eventi critici tali da mettere in crisi quest'ultima dorsale e rigurgitare l'intero sistema fognario (ad es., in caso di mareggiate e alte maree).

L'ulteriore scopo della dorsale DN_i800 PP N3-N4 è, come detto, quello di permettere la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche defluenti dal bacino ad essa tributario appartenente all'area ad uso cantieri navali (bacino B19). Infatti, l'area destinata a cantieri navali è servita, per il convogliamento delle acque meteoriche verso il recettore, da due differenti dorsali, di cui la prima è quella sopra citata (tratto N3-N4).

In corrispondenza del nodo N4 la portata convogliata da tale dorsale viene suddivisa uniformemente su due tratti analoghi, caratterizzati però da verso di scorrimento opposto. In particolare si individua il ramo N4-N5 (destra idraulica) con DN_i800 PP pendenza 0.5% e tratto finale N5-N6 con DN1000 CLS pendenza 1%, e il ramo N4-N9 (sinistra idraulica) con DN_i800 PP pendenza 0.5% e tratto finale N9-N10 con DN1000 CLS pendenza 1.5%.

Quest'ultimo ramo, oltre a smaltire la frazione di portata in arrivo dalla dorsale principale DN_i800 tratto N3-N4, si farà carico anche delle acque raccolte dalla seconda dorsale a servizio dell'area cantieri navali, posto più a sud, caratterizzata da condotta DN_i600 PP pendenza 0.3% (tratto N7-N8).

All'interno dell'area cantieri navali sono inoltre previsti cinque "lotti" destinati a cantieri navali (edifici con rispettivi piazzali), di cui alcuni verranno realizzati in tempi successivi come finiture definitive dei piazzali ed altri invece saranno realizzati contestualmente al presente progetto. Nella configurazione definitiva di calcolo, comunque sia, tutti sono stati considerati finiti ed integralmente realizzati ed impermeabilizzati.

Per i vari "lotti" attualmente non è noto il punto esatto dell'allacciamento delle rispettive acque meteoriche alla rete fognaria, avendo predisposto qui vari allacci (tutti DN_i400 PP) su ognuno di essi per lasciare aperte diverse possibilità realizzative delle reti interne; per tale motivo, il dimensionamento dei tratti costituenti il sistema fognario sopra descritto è stato svolto seguendo differenti ipotesi di allacciamento, così da poter stimare i bacini tributari ai vari tratti di rete, mantenendo per ognuno di essi la versione più cautelativa (i.e. bacino maggiore). Ad esempio, a seguito della posizione sua planimetrica, per il lotto CN4 (con rispettivo piazzale) si può ipotizzare il suo collegamento sia sulla dorsale DN_i800 (tratto N3-N4), sia sul ramo DN_i600 (tratto N7-N8): per tale motivo entrambe le dorsali sono state dimensionate considerando l'edificio CN4 (con piazzale) tributario in entrambi i casi di ognuna di esse, a fini cautelativi, fatto salvo ovviamente che poi a mare, nella tratta N8-N10, tale superficie comparirà conteggiata una sola volta.

Per il lotto CN3, l'allaccio delle sue acque meteoriche alla rete fognaria risulta collocato in corrispondenza del tratto N8-N9 DN_i800 PP.

L'area destinata a distretto della pesca è servita invece da una rete fognaria caratterizzata da una dorsale principale, di cui un primo tratto DN_i500 PP pendenza 0.3% (tratto N15-N17), un secondo tratto DN_i600 PP pendenza 0.5% (tratto N17-N20), e un tratto finale passante per la banchina di riva DN800 CLS pendenza 1.5% per lo scarico delle acque nel recettore (tratto N20-N21). Su tale dorsale si collegano inoltre due rami secondari, caratterizzati entrambi da condotta DN_i400 PP pendenza 0.5%: in corrispondenza del nodo N17 si allaccia, in sinistra idraulica, il tratto N16-N17, mentre più a valle sul nodo N19 vi è l'allaccio, in destra idraulica, del tratto N18-N19.

Analogamente all'area cantieri navali, anche nel comparto dedicato a distretto della pesca verranno realizzati in tempi successivi degli edifici (ED_b, ED_c, ED1, ED2, ED3, ED4, ED5, ED6, ED7 e ET) con rispettivo piazzale, per i quali non si conosce attualmente l'allaccio alla rete fognaria. Per tale motivo, anche in questo caso sono state fatte delle assunzioni in fase di dimensionamento della rete, sempre in un'ottica conservativa dei dimensionamenti. In particolare, per la sua posizione planimetrica, ED5 (con rispettivo piazzale) può collegarsi alla rete fognaria sia sul primo tratto della dorsale principale DN500 (tratto N15-N17), oppure sul ramo secondario N16-N17 DN400.

Per tale motivo, entrambe le dorsali sono state dimensionate considerando l'edificio ED5 (con piazzale) potenzialmente tributario in entrambi i casi.

Una seconda ipotesi è stata introdotta per l'edificio ED4 (con rispettivo piazzale): analogamente a quanto esposto precedentemente per l'edificio CN3 appartenente al comparto cantieri navali, si considera a scopo cautelativo l'allaccio dell'edificio ED4 (con piazzale) al tratto N16-N17, oltre all'eventualità che tale edificio venga invece collegato più a valle sul tratto N17-N20, sgravando quindi il ramo a monte.

Da sottolineare che la progettazione del sistema fognario a servizio del Primo Lotto Funzionale garantisce sempre il ricoprimento necessario delle condotte, prevedendo in alcuni punti un ricoprimento minimo comunque di entità pari a 85 cm.

Da precisare inoltre il fatto che sia per l'area cantieri navali sia per il distretto della pesca, le aree destinate agli edifici e ai rispettivi piazzali di futura realizzazione verranno, in molti casi, lasciate depresse con pavimentazione in tout venant stradale (quindi con superficie semipermeabile); tenendo comunque in considerazione che tali aree saranno destinate ad essere impermeabili, per il dimensionamento della rete fognaria si introduce fin da ora, come già anticipato, l'ipotesi di bacini tributari caratterizzati da superficie esclusivamente ed integralmente impermeabile.

Di seguito, si riportano i risultati ottenuti per il dimensionamento della rete fognaria: per ogni tratto sono state stimate, a partire dall'intensità di pioggia critica precedentemente calcolata ($i_c = 129.04$ mm/ora) considerando un evento meteorico con durata pari al tempo di corrivazione 7 minuti e tempo di ritorno pari a 10 anni, le portate massime idrologiche Q defluenti dai rispettivi bacini tributari attraverso l'applicazione del metodo cinematico.

Inoltre, per ogni tratto fognario sono state calcolate anche le portate massime smaltibili in condizione di bocca piena o quasi e quindi franco nullo Q_{off} (officiosità idraulica), con l'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy, evidenziando altresì il reale grado di riempimento corrispondente alla specifica portata idrologica di riferimento del tratto.

Dalla tabella seguente si dimostra che tutti i rami costituenti la rete fognaria sono in grado di smaltire la portata decennale con un grado di riempimento della condotta contenuto, inferiore ovunque all'80%.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	coeff afflusso (-)	Q (l/ora)	Q (l/s)	U (l/s*ha)	DNi (mm)	p (%)	Grado riempimento (%)	Qoff (l/s)
TRATTO N1-N3	B25	4003	0.40	0.63	325463	90.4	226	600 PP	0.1	43	258.6
TRATTO N3-N4	BT1	15645	1.56	0.63	1271932	353.3	226	800 PP	0.1	61	556.9
TRATTO N4-N5	BT1/2 + B20	10931	1.09	0.63	888650	246.8	226	800 PP	0.5	32	1245.3
TRATTO N5-N6	BT1/2 + B20	10931	1.09	0.63	888650	246.8	226	1000 CLS	1.0	23	2235.2
TRATTO N4-N8	BT1/2	7823	0.78	0.63	635966	176.7	226	800 PP	0.5	27	1245.3
TRATTO N7-N8	B18	18101	1.81	0.63	1471526	408.8	226	600 PP	0.3	80	447.9
TRATTO N8-N9	BT2	25406	2.54	0.63	2065414	573.7	226	800 PP	0.5	50	1245.3
TRATTO N9-N10	BT2	25406	2.54	0.63	2065414	573.7	226	1000 CLS	1.5	32	2737.5
TRATTO N3-N11	B23	5373	0.54	0.63	436805	121.3	226	600 PP	0.1	50	258.6
TRATTO N11-N12	B23 + B26	9319	0.93	0.63	757585	210.4	226	600 PP	0.2	57	365.7
TRATTO N12-N13	B23+B26+B22	14028	1.40	0.63	1140414	316.8	226	600 PP	0.3	65	447.9
TRATTO N13-N14	B23+B26+B22	14028	1.40	0.63	1140414	316.8	226	800 CLS	1.5	32	1509.8
TRATTO N15-N17	B17	10883	1.09	0.63	884774	245.8	226	500 PP	0.3	78	275.4
TRATTO N16-N17	B16	4232	0.42	0.63	344017	95.6	226	400 PP	0.5	52	196.1
TRATTO N18-N19	B15	2186	0.22	0.63	177753	49.4	226	400 PP	0.5	36	196.1
TRATTO N19-N20	BT3	16937	1.69	0.63	1376910	382.5	226	600 PP	0.5	62	578.2
TRATTO N20-N21	BT3	16937	1.69	0.63	1376910	382.5	226	800 CLS	1.5	36	1509.8
TRATTO N2-N22	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	400 PP	0.5	67	196.1
TRATTO N22-N23	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	600 PP	0.1	56	258.6
TRATTO N23-N24	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	630 PE PN10	0.2	51	297.3
TRATTO N24-N25	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	600 CLS	1.0	35	572.4

BT1 = B25 + B19

BT2 = BT1/2 + B27 + B18 - CN4/2

BT3 = B17 + B16 + B15 + B21 - ED5

Come si può notare dalla tabella sopra, il grado di riempimento delle condotte è nella maggior parte dei casi limitato: la scelta di sovradimensionare la rete fognaria progettata è legata al fatto che l'area attualmente oggetto di intervento rappresenta il Primo Lotto Funzionale del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino. Infatti, il progetto complessivo del nuovo porto prevede la realizzazione di un secondo lotto localizzato a monte (a nord) del primo.

Il sovradimensionamento della rete è quindi legato, oltre che alla volontà generale di mantenere un margine adeguato di sicurezza idraulica rispetto agli eventi pluviometrici più severi del $T_r > 10$ anni, all'eventualità di possibili allacci futuri a monte sul tratto fognario N1-N3, caratterizzato da condotta DN_i600 PP pendenza 0.1%, che andranno quindi a gravare sulla dorsale fognaria progettata.

Con riferimento al progetto del Primo Lotto Funzionale, infatti, dalla tabella risulta che il tratto N1-N3 sul quale si ipotizza un eventuale allaccio futuro in testata è in grado di convogliare verso valle una portata pari a 90.4 l/s, con un grado di riempimento di 42.6%. L'ufficiosità della condotta DN_i600 PP pendenza 0.1%, per cui con franco nullo, è pari a 258.6 l/s: questo porta a concludere che, anche nell'eventualità di un futuro allaccio del secondo lotto, la condotta è in grado di smaltire comunque una portata aggiuntiva di 168 l/s circa, corrispondente ad un'area di circa 7400 mq.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Prevedendo però un grado di riempimento tale da non superare un valore dell'80% circa, così da garantire un franco sufficiente di sicurezza in caso di eventi meteorici critici, la portata massima aggiuntiva che la condotta è in grado di smaltire è invece pari a 140 l/s circa, alla quale corrisponde un'area di 6200 mq circa.

Nella tabella seguente si dimostra che, anche nel caso di una portata aggiuntiva pari a 140 l/s massimo a seguito dell'eventuale allaccio futuro, le condotte aggravate (evidenziate in arancione in tabella) delle dorsali fognarie interessate sono comunque in grado di smaltire la portata meteorica garantendo comunque un grado di riempimento inferiore o uguale all'80% circa.

	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	coeff afflusso (-)	Q (l/ora)	Q (l/s)	U (l/s*ha)	DNi (mm)	p (%)	Grado riempimento (%)	Qoff (l/s)
TRATTO N1-N3	B25	10203	1.02	0.63	829440	230.4	226	600 PP	0.1	79	258.6
TRATTO N3-N4	BT1	21845	2.18	0.63	1775908	493.3	226	800 PP	0.1	78	556.9
TRATTO N4-N5	BT1/2 + B20	14030	1.40	0.63	1140638	316.8	226	800 PP	0.5	36	1245.3
TRATTO N5-N6	BT1/2 + B20	14030	1.40	0.63	1140638	316.8	226	1000 CLS	1.0	27	2235.2
TRATTO N4-N8	BT1/2	10922	1.09	0.63	887954	246.7	226	800 PP	0.5	32	1245.3
TRATTO N7-N8	B18	18101	1.81	0.63	1471526	408.8	226	600 PP	0.3	80	447.9
TRATTO N8-N9	BT2	28505	2.85	0.63	2317402	643.7	226	800 PP	0.5	53	1245.3
TRATTO N9-N10	BT2	28505	2.85	0.63	2317402	643.7	226	1000 CLS	1.5	34	2737.5
TRATTO N3-N11	B23	5373	0.54	0.63	436805	121.3	226	600 PP	0.1	50	258.6
TRATTO N11-N12	B23 + B26	9319	0.93	0.63	757585	210.4	226	600 PP	0.2	57	365.7
TRATTO N12-N13	B23+B26+B22	14028	1.40	0.63	1140414	316.8	226	600 PP	0.3	65	447.9
TRATTO N13-N14	B23+B26+B22	14028	1.40	0.63	1140414	316.8	226	800 CLS	1.5	32	1509.8
TRATTO N15-N17	B17	10883	1.09	0.63	884774	245.8	226	500 PP	0.3	78	275.4
TRATTO N16-N17	B16	4232	0.42	0.63	344017	95.6	226	400 PP	0.5	52	196.1
TRATTO N18-N19	B15	2186	0.22	0.63	177753	49.4	226	400 PP	0.5	36	196.1
TRATTO N19-N20	BT3	16937	1.69	0.63	1376910	382.5	226	600 PP	0.5	62	578.2
TRATTO N20-N21	BT3	16937	1.69	0.63	1376910	382.5	226	800 CLS	1.5	36	1509.8
TRATTO N2-N22	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	400 PP	0.5	67	196.1
TRATTO N22-N23	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	600 PP	0.1	56	258.6
TRATTO N23-N24	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	630 PE PN10	0.2	51	297.3
TRATTO N24-N25	B24	6346.50	0.63	0.63	515953	143.3	226	600 CLS	1.0	35	572.4

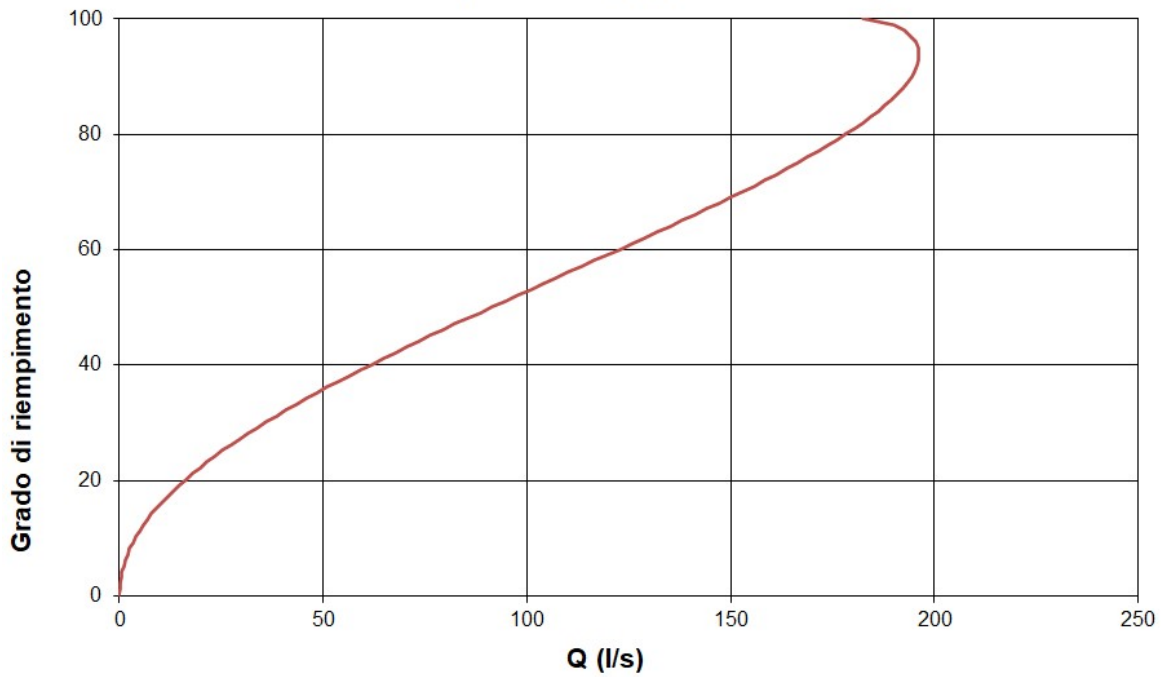
BT1 = B25 + B19

BT2 = BT1/2 + B27 + B18 - CN4/2

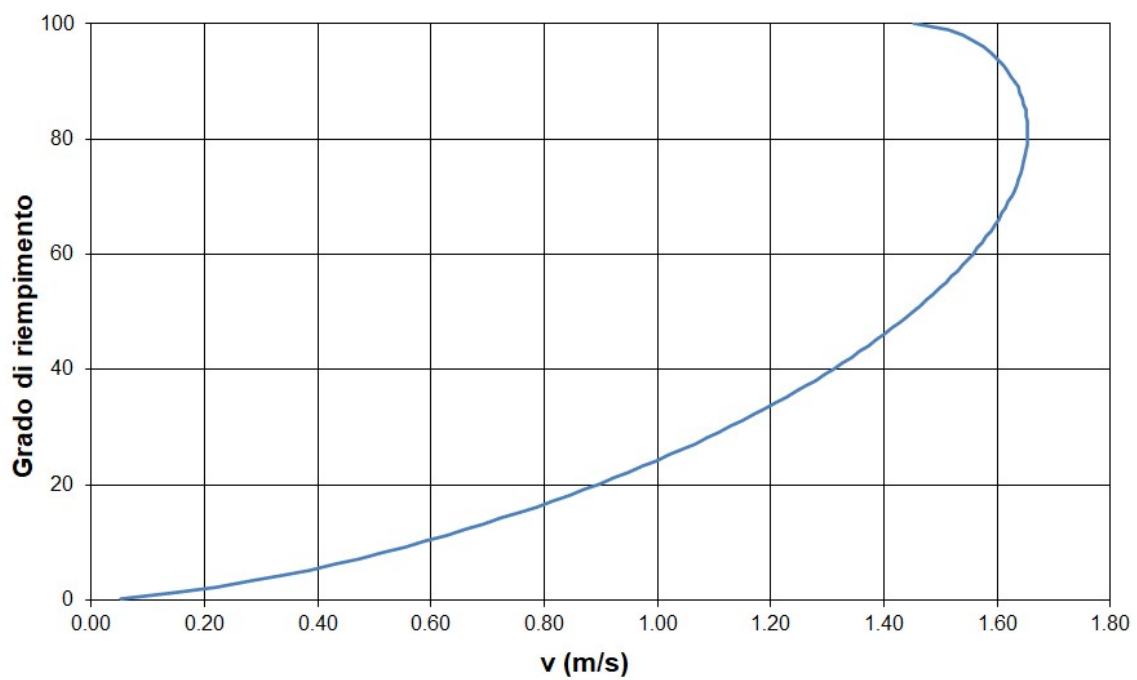
BT3 = B17 + B16 + B15 + B21 - ED5

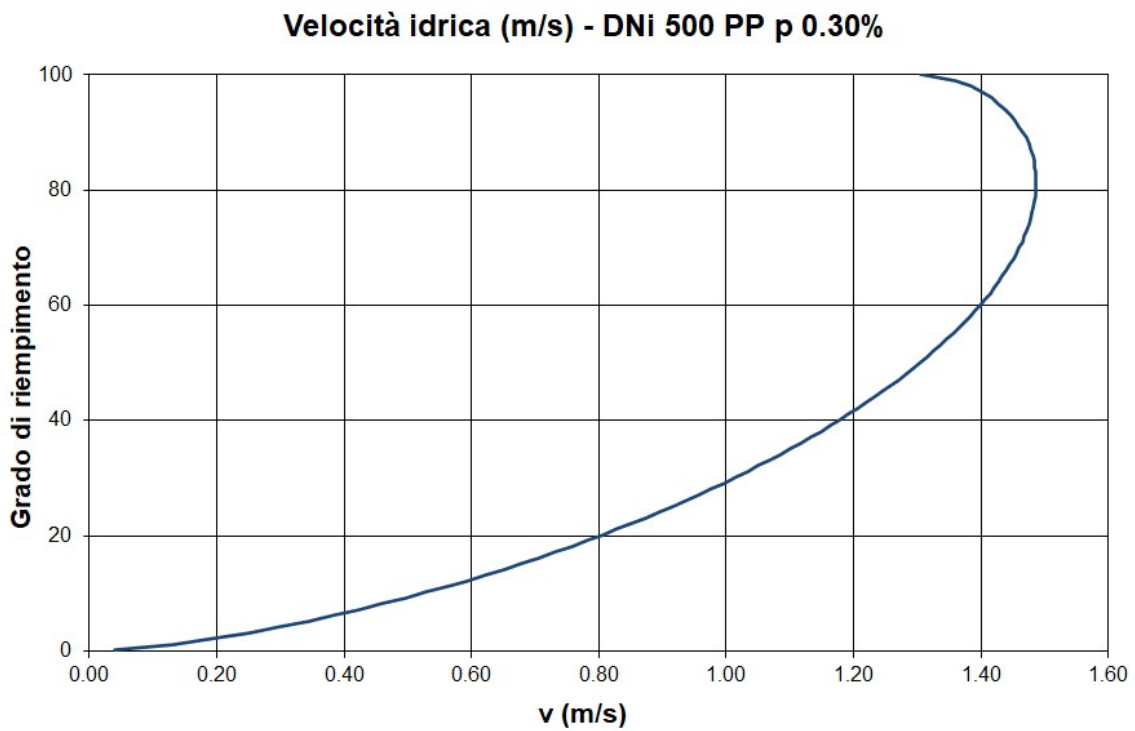
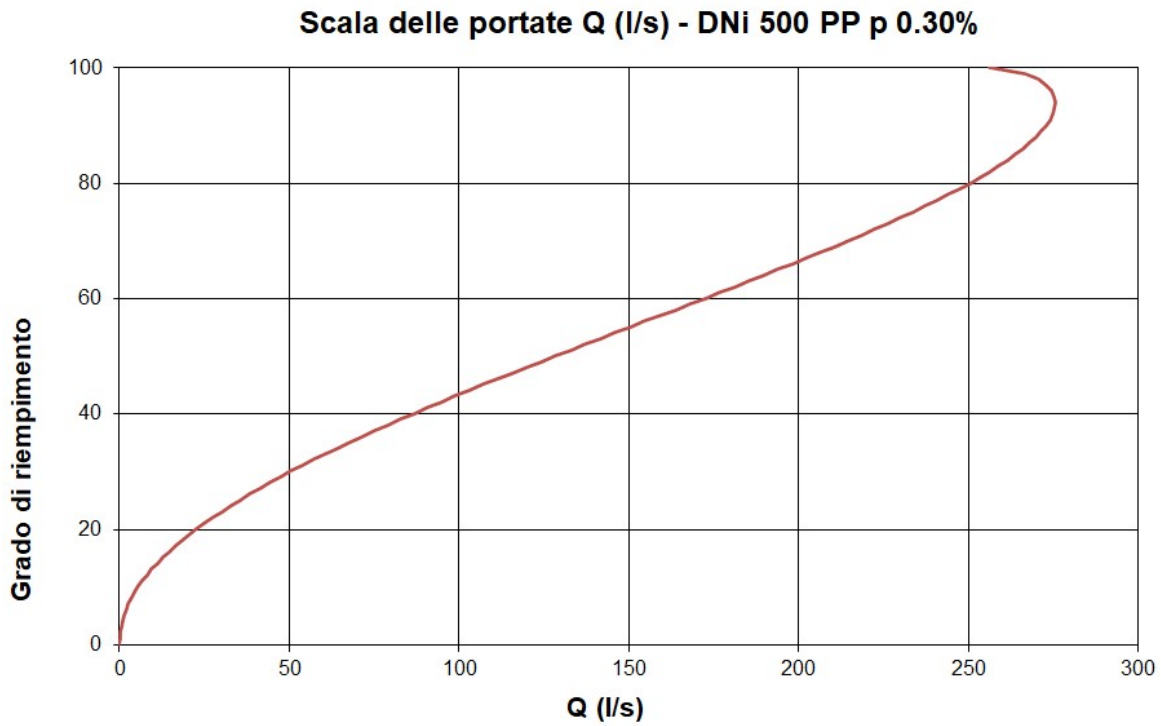
Le figure di seguito rappresentano gli andamenti della “Scala delle portate” e della “Scala delle velocità” per le differenti tipologie e tratte di condotte costituenti il sistema fognario c.d. “bianco” sopra descritto.

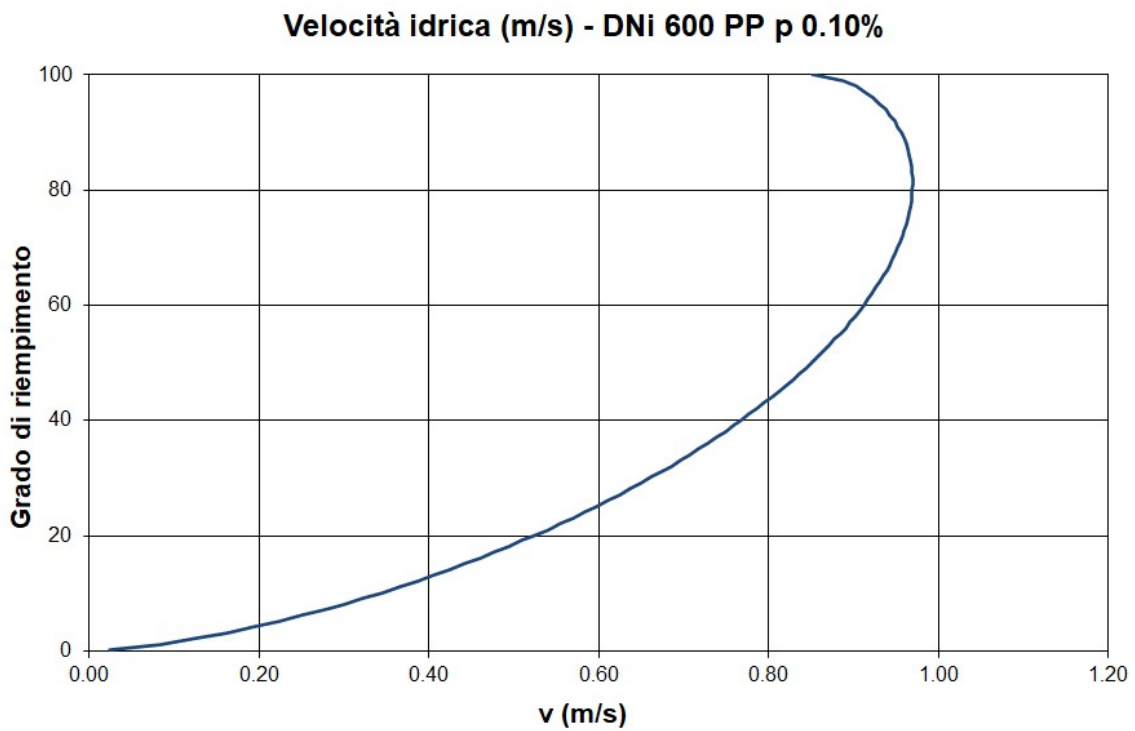
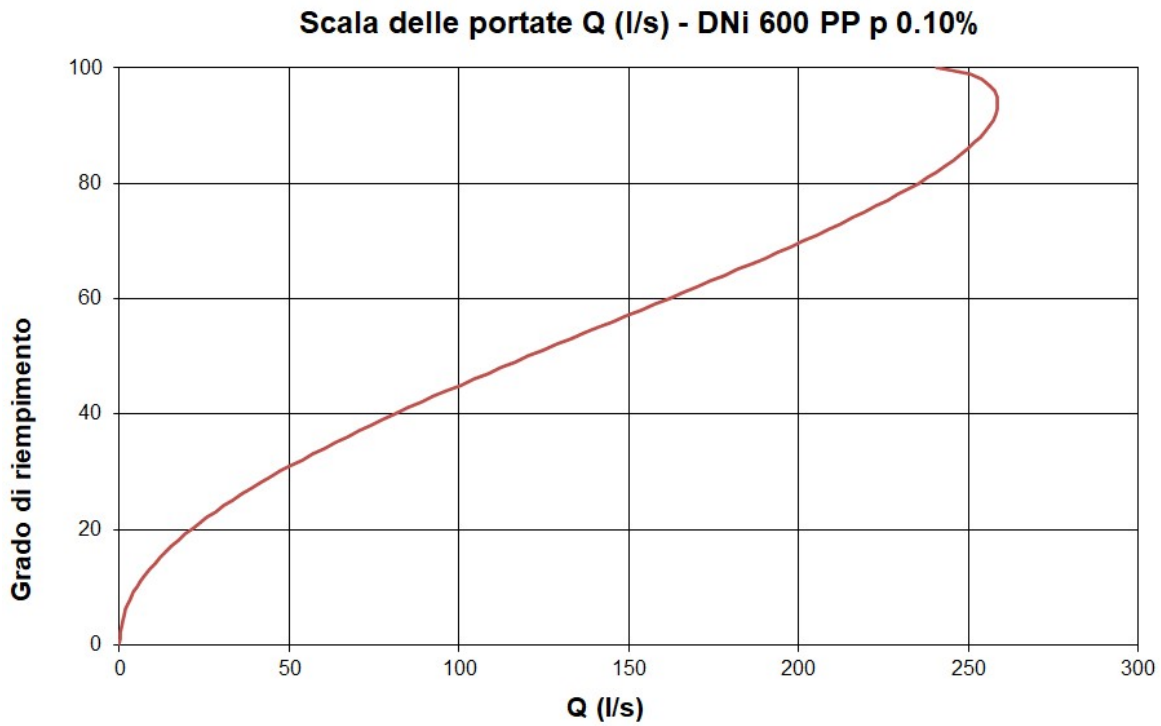
Scala delle portate Q (l/s) - DNi 400 PP p 0.50%



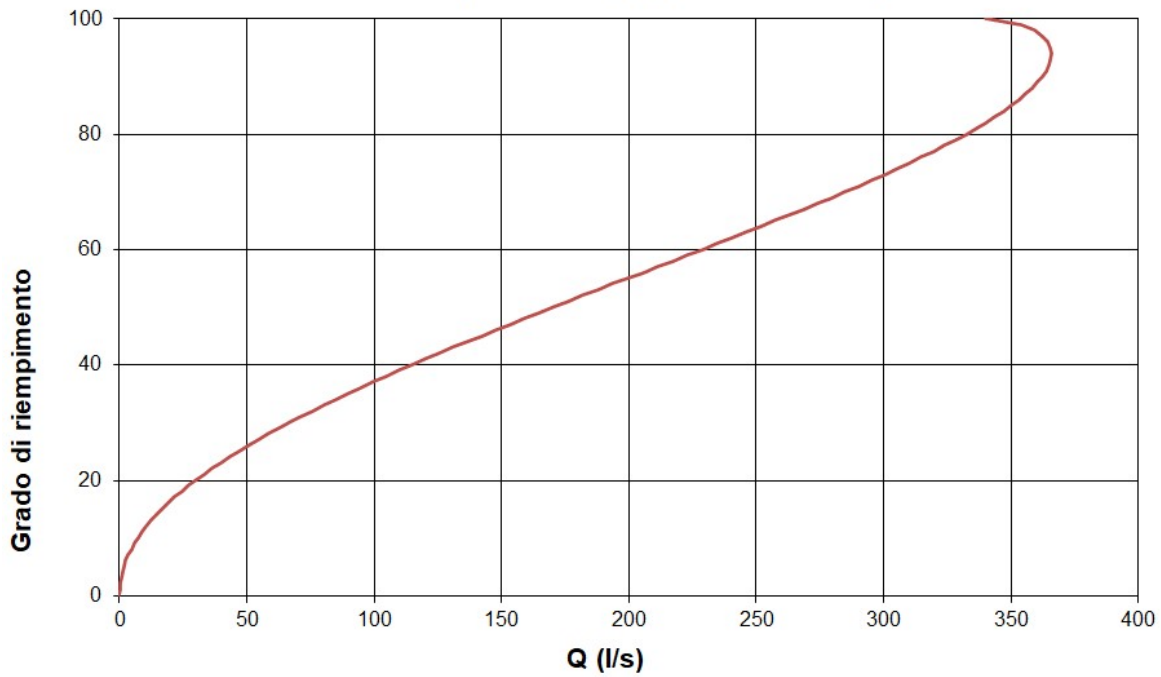
Velocità idrica (m/s) - DNi 400 PP p 0.50%



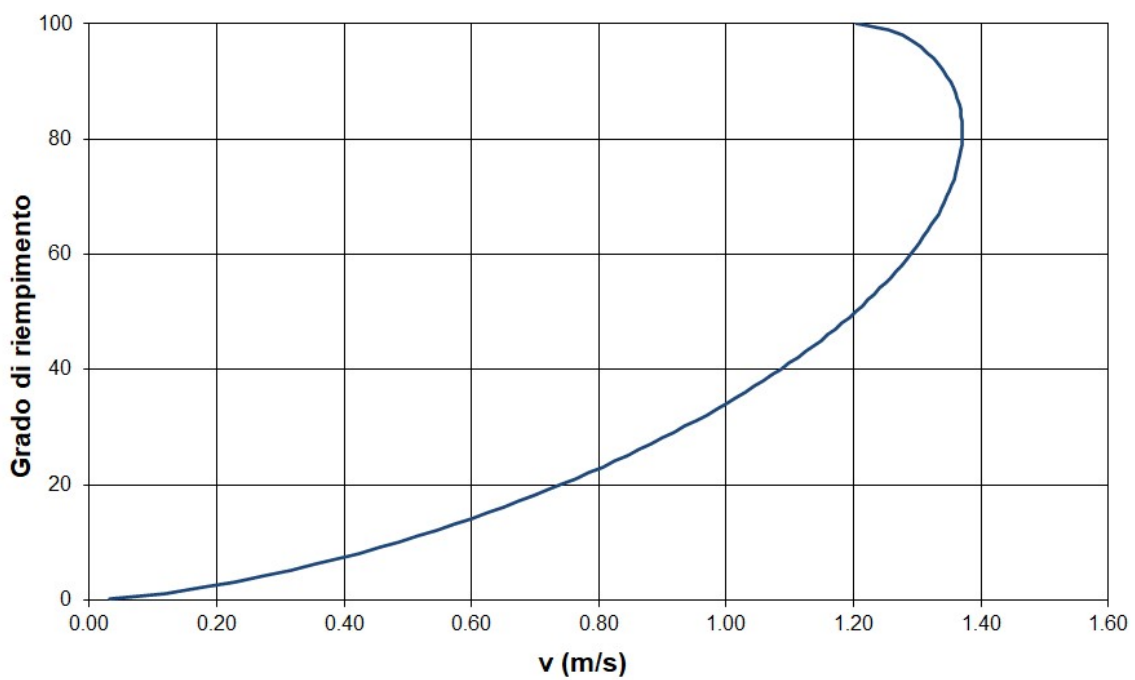




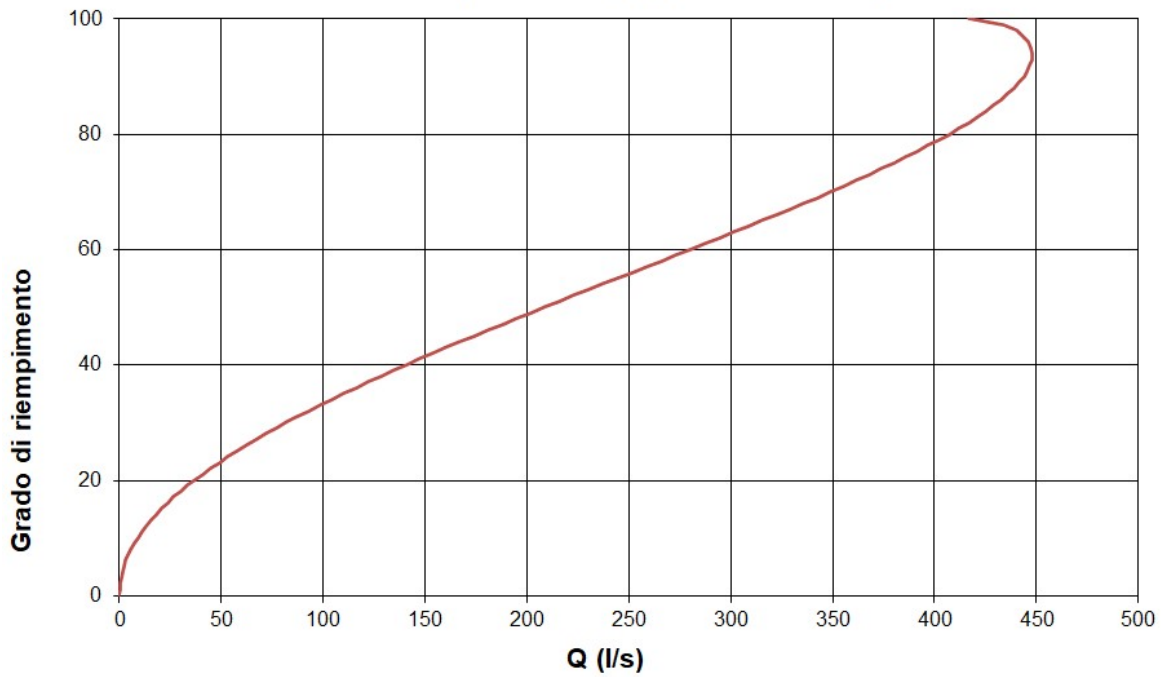
Scala delle portate Q (l/s) - DNi 600 PP p 0.20%



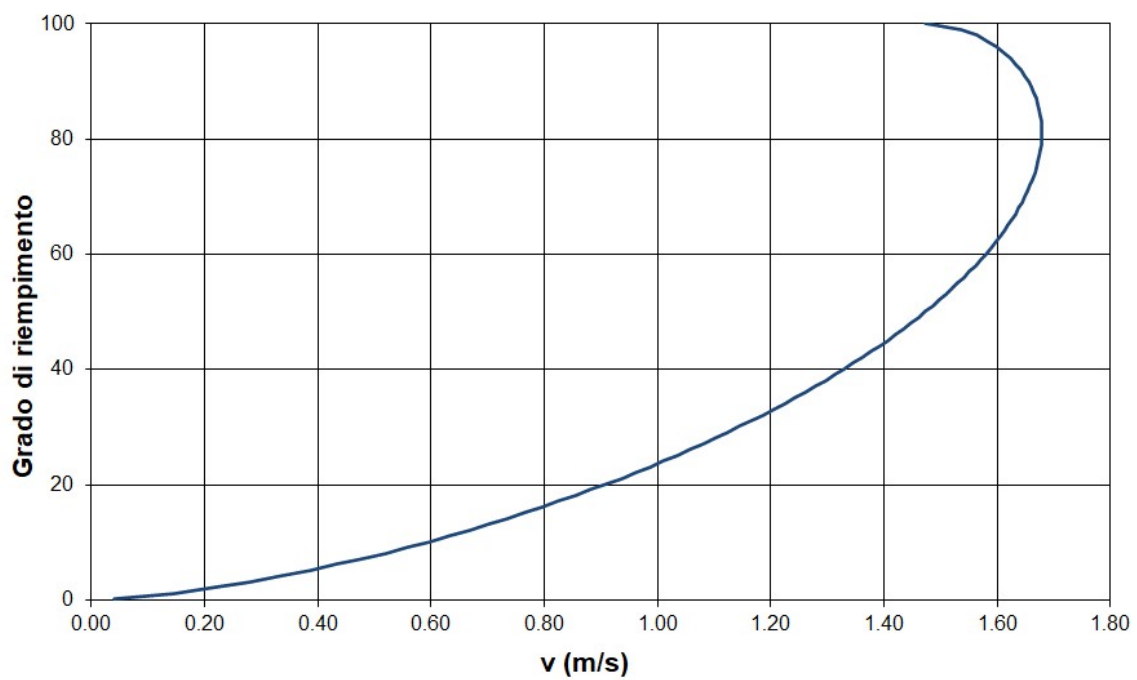
Velocità idrica (m/s) - DNi 600 PP p 0.20%



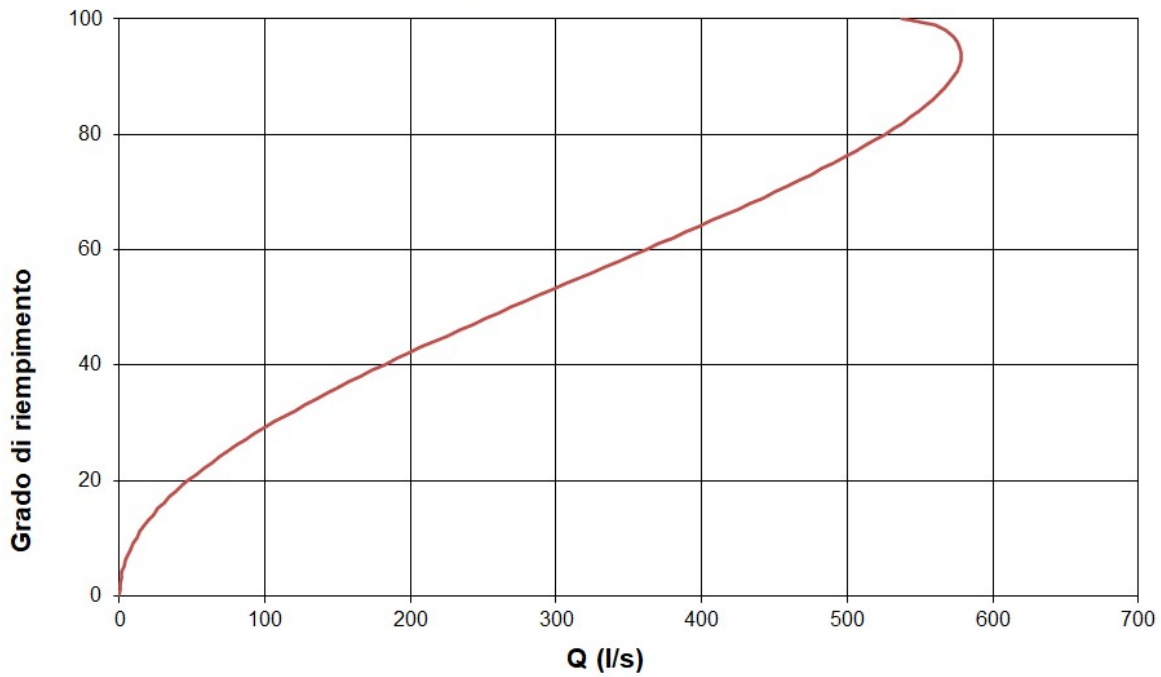
Scala delle portate Q (l/s) - DNi 600 PP p 0.30%



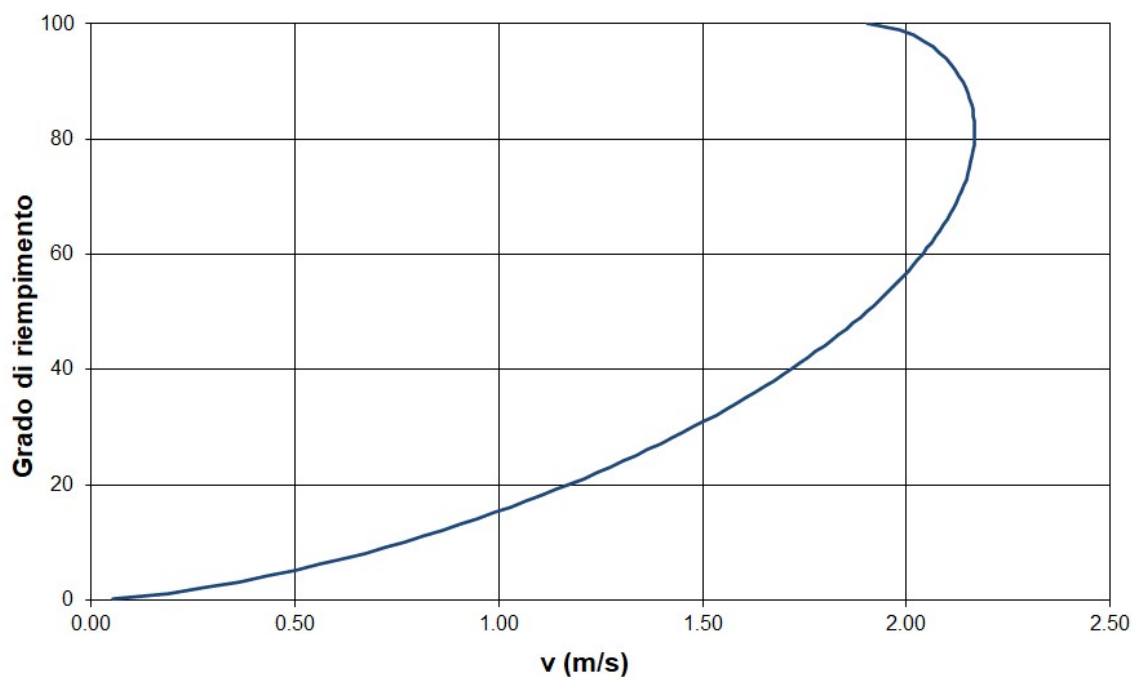
Velocità idrica (m/s) - DNi 600 PP p 0.30%

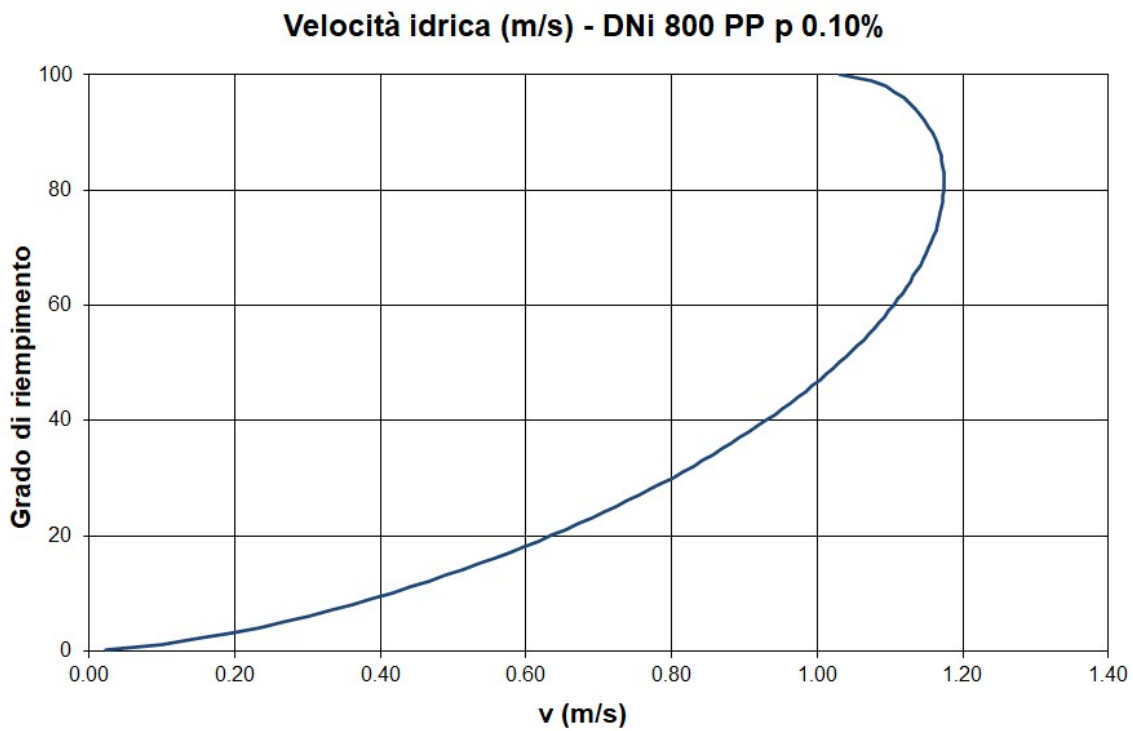
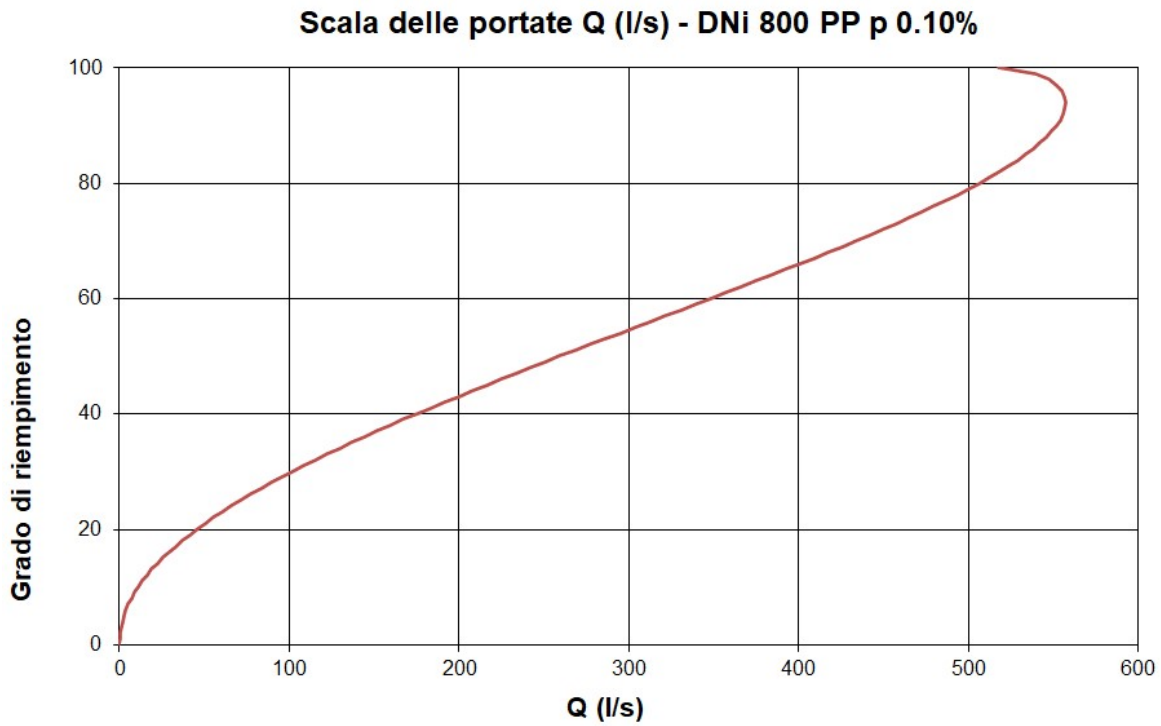


Scala delle portate Q (l/s) - DNi 600 PP p 0.50%

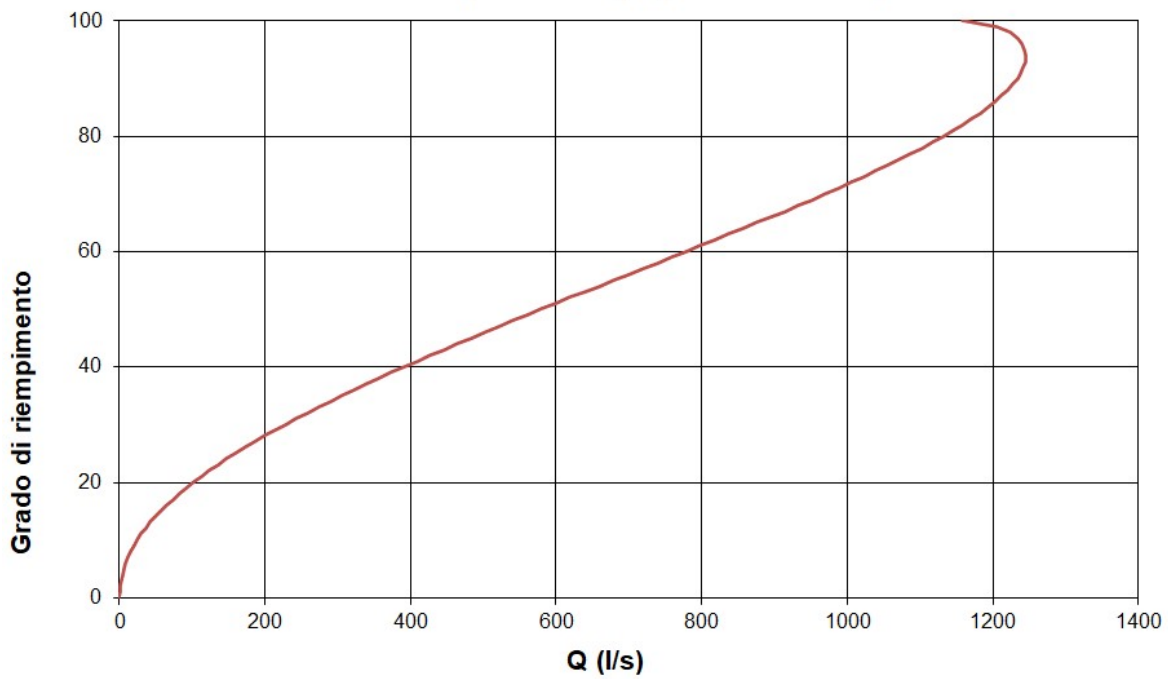


Velocità idrica (m/s) - DNi 600 PP p 0.50%

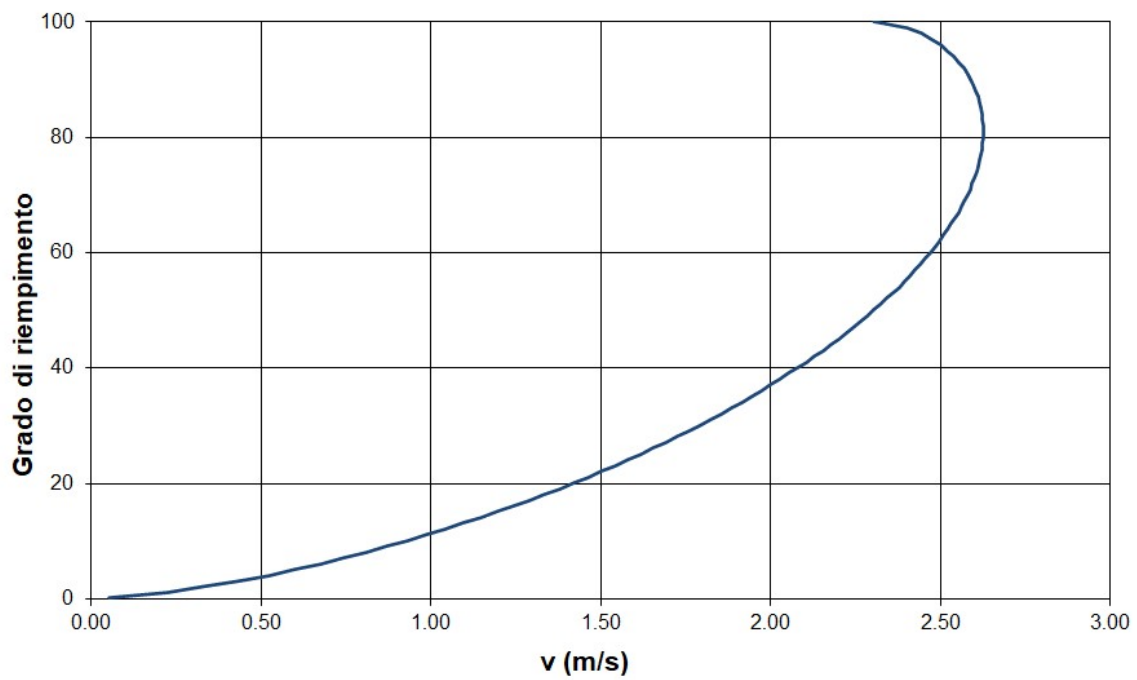




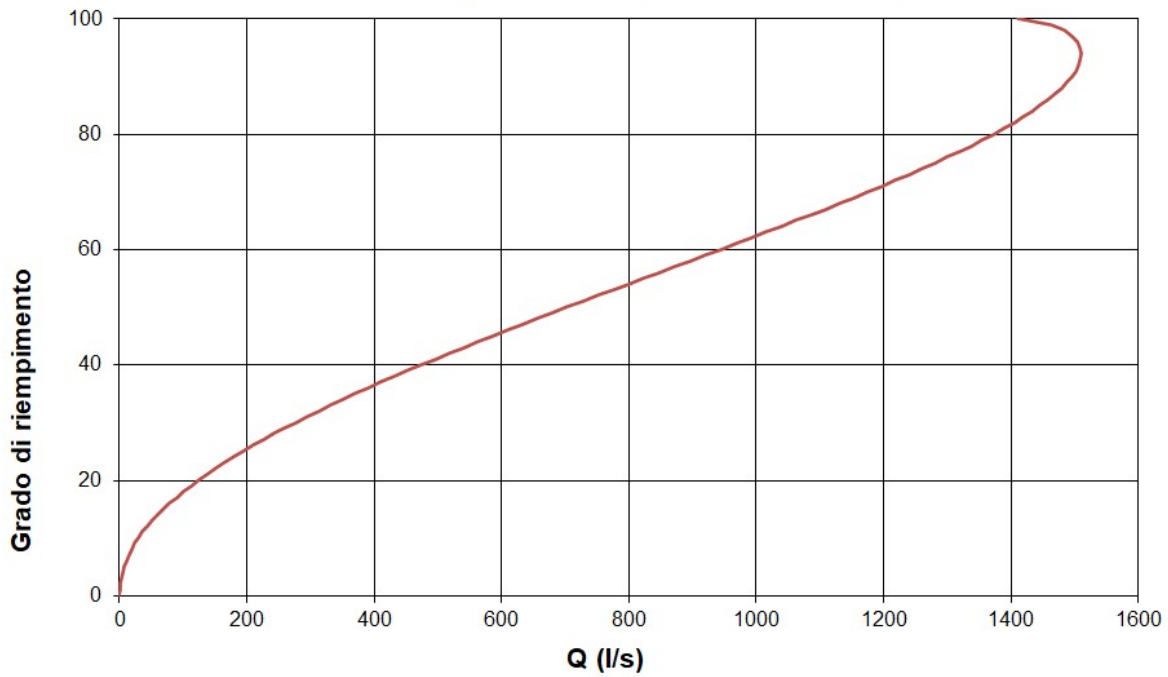
Scala delle portate Q (l/s) - DNi 800 PP p 0.50%



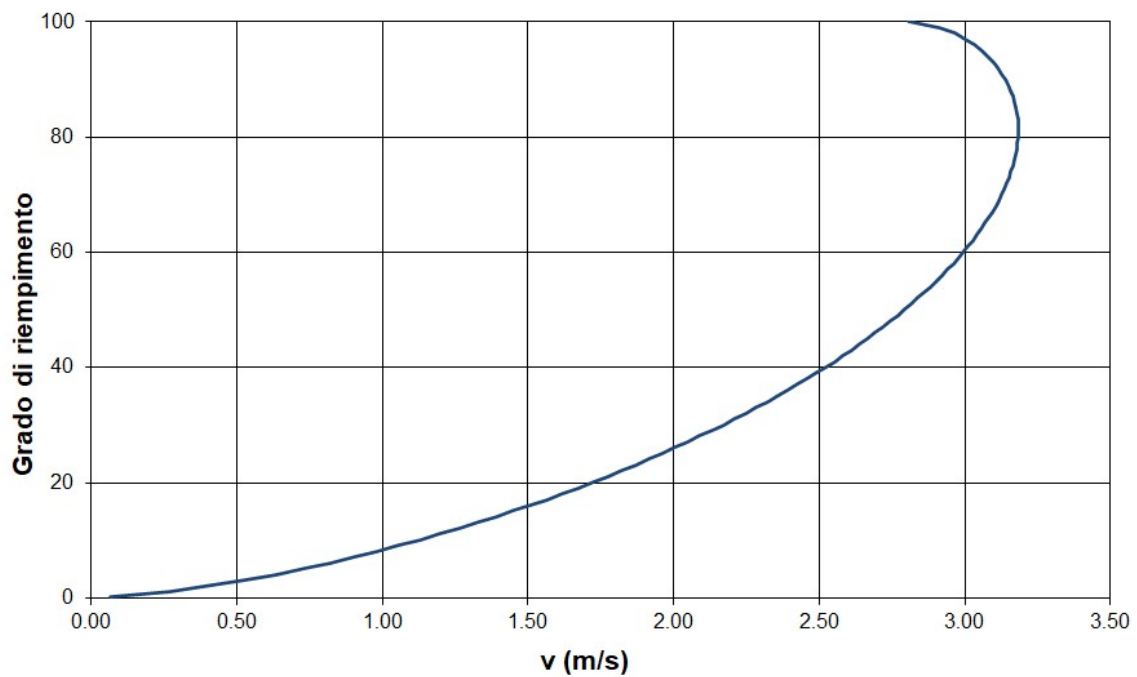
Velocità idrica (m/s) - DNi 800 PP p 0.50%



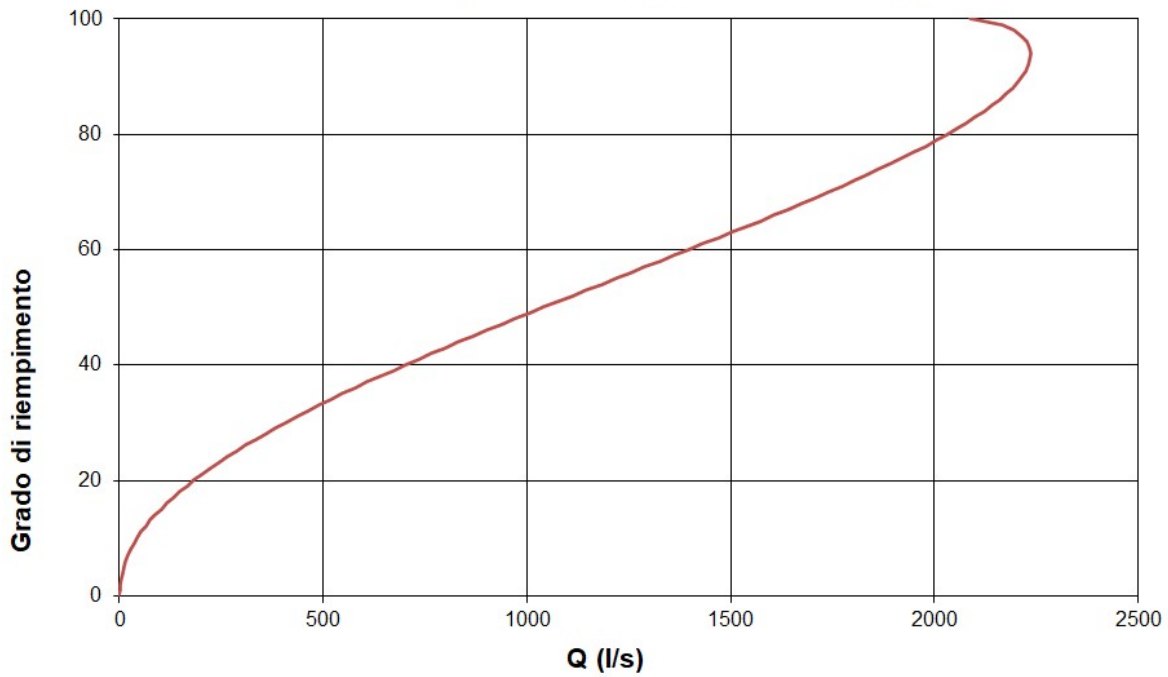
Scala delle portate Q (l/s) - DNi 800 CLS p 1.50%



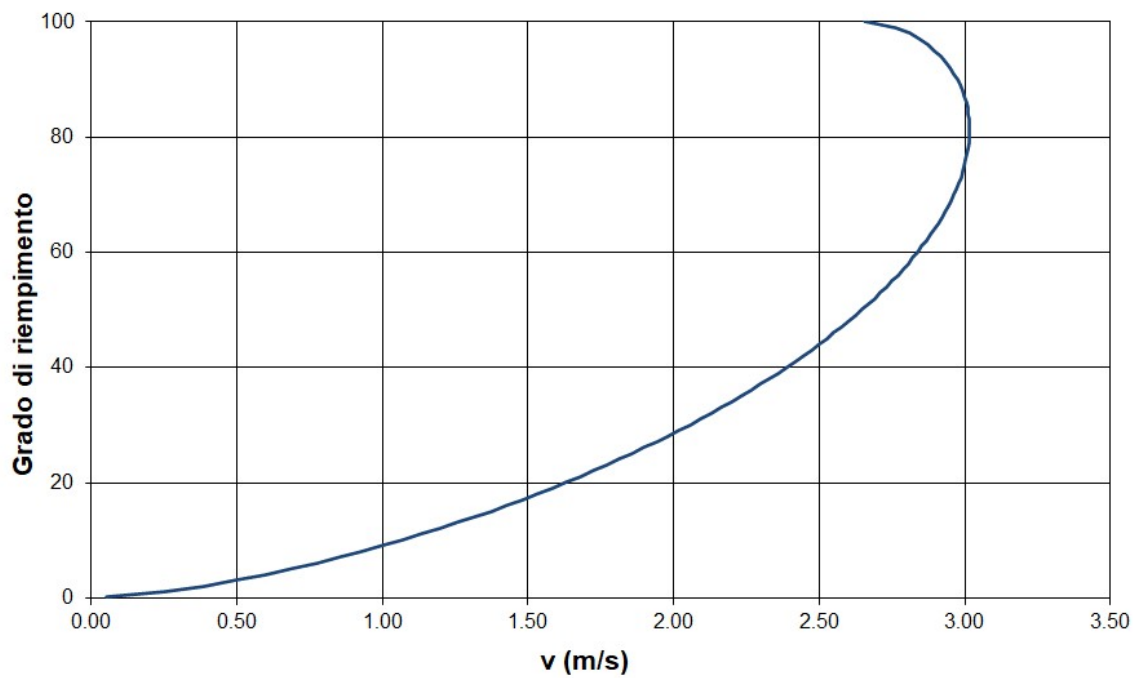
Velocità idrica (m/s) - DNi 800 CLS p 1.50%

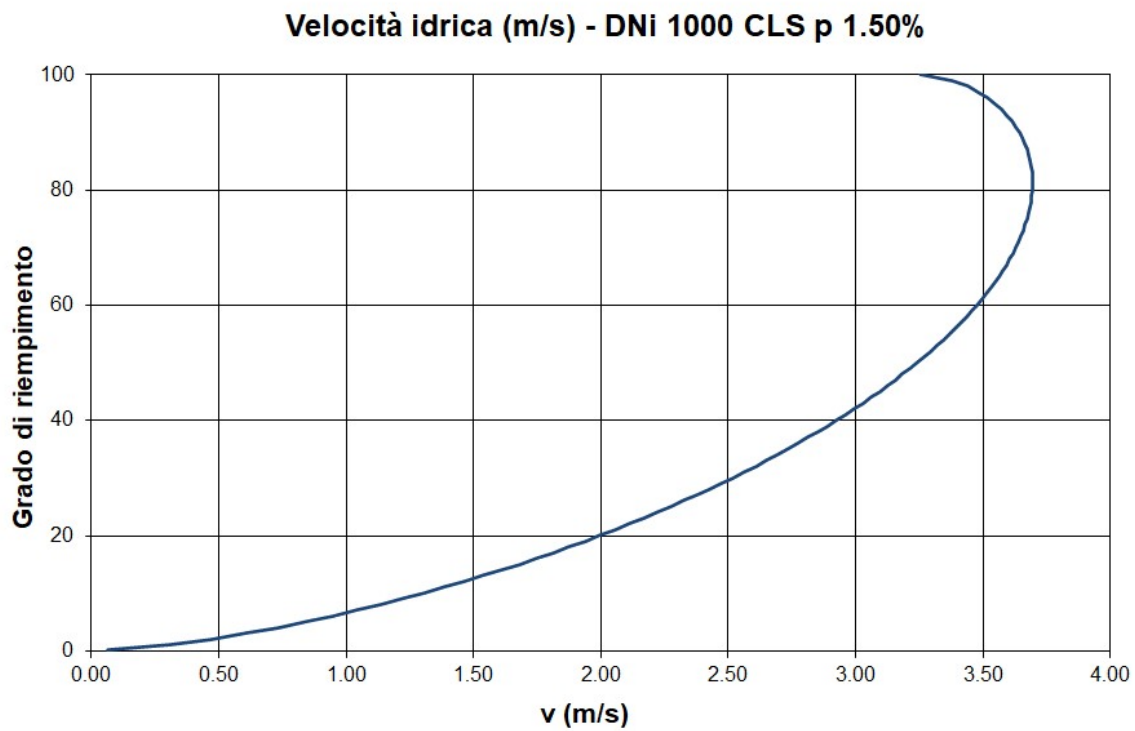
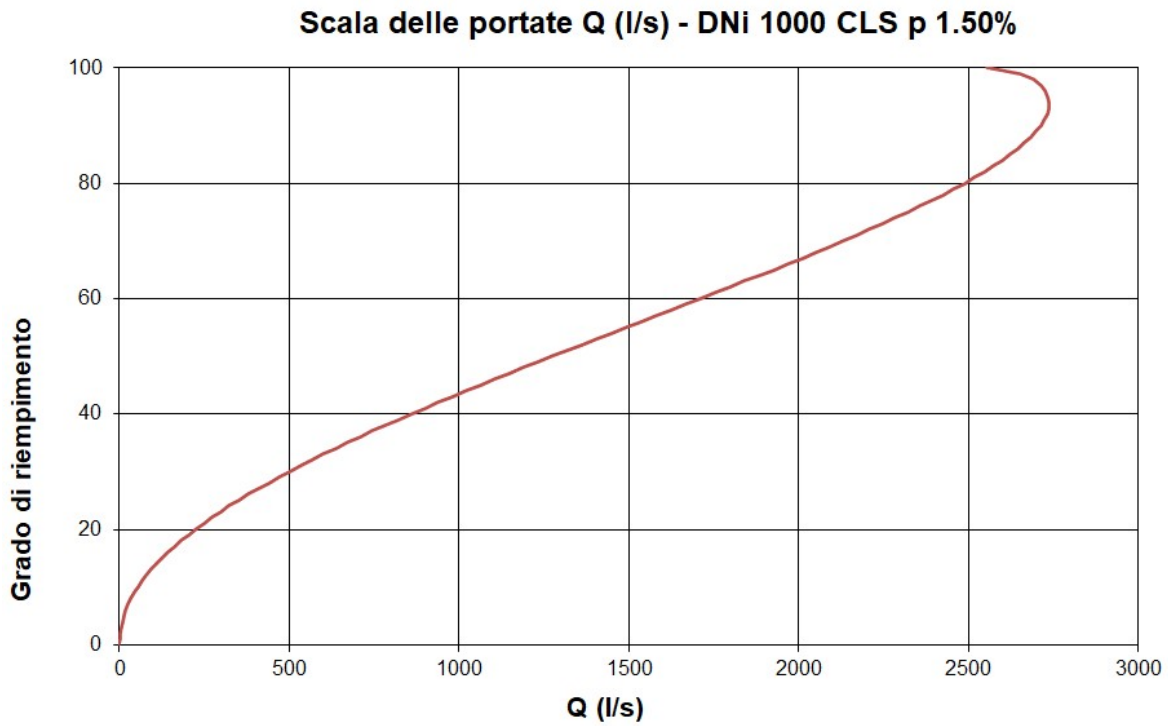


Scala delle portate Q (l/s) - DNi 1000 CLS p 1.00%

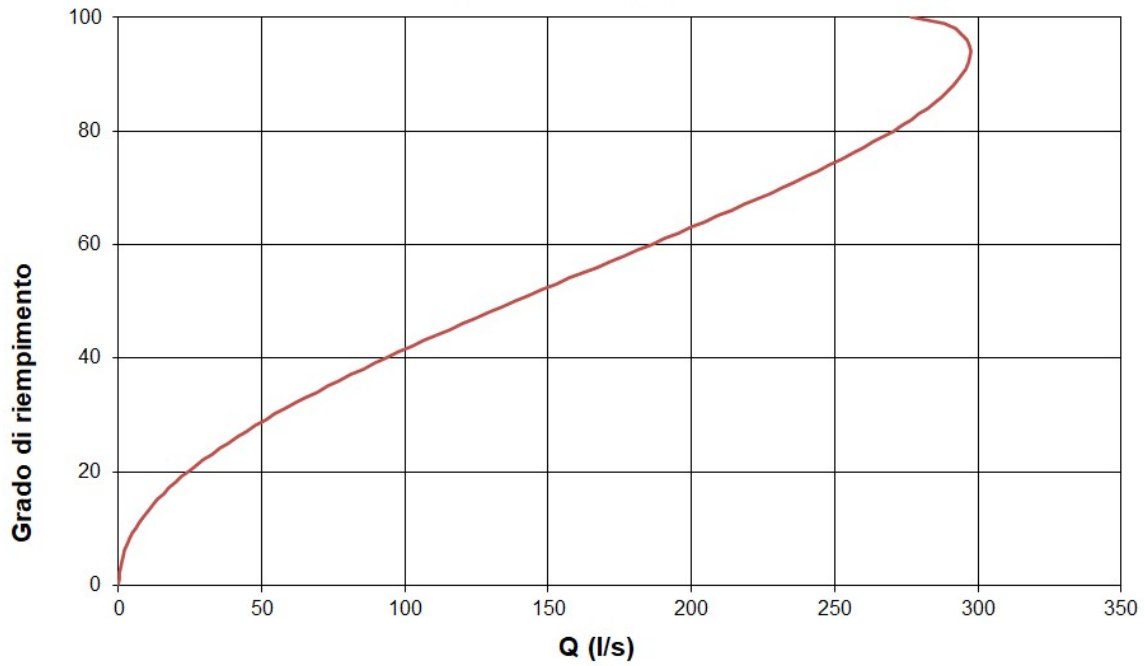


Velocità idrica (m/s) - DNi 1000 CLS p 1.00%

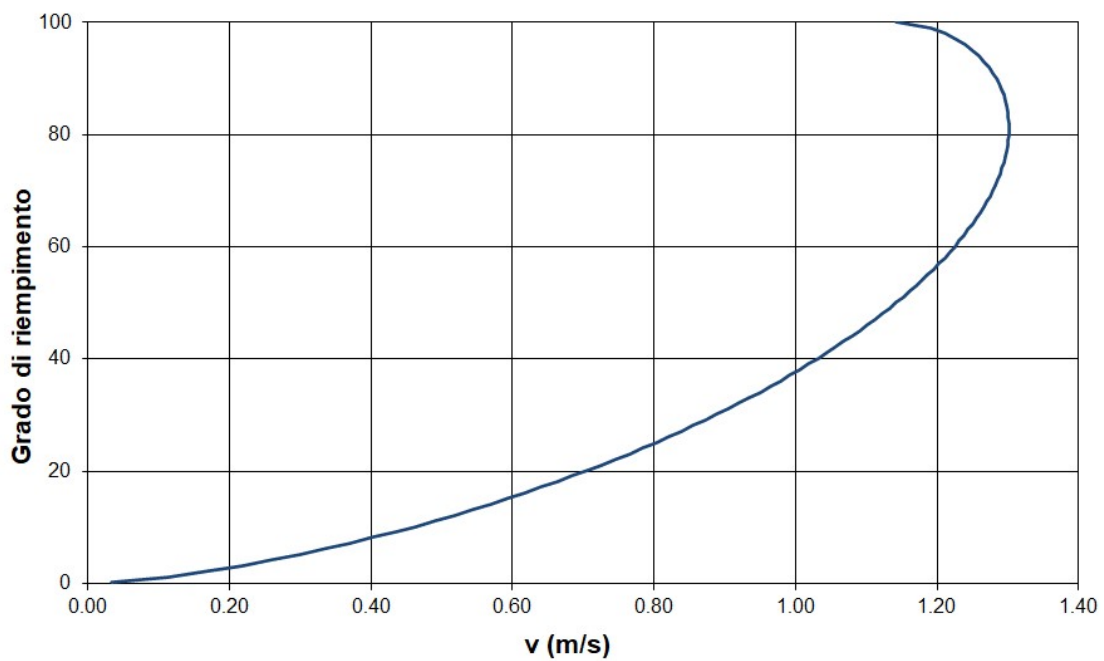


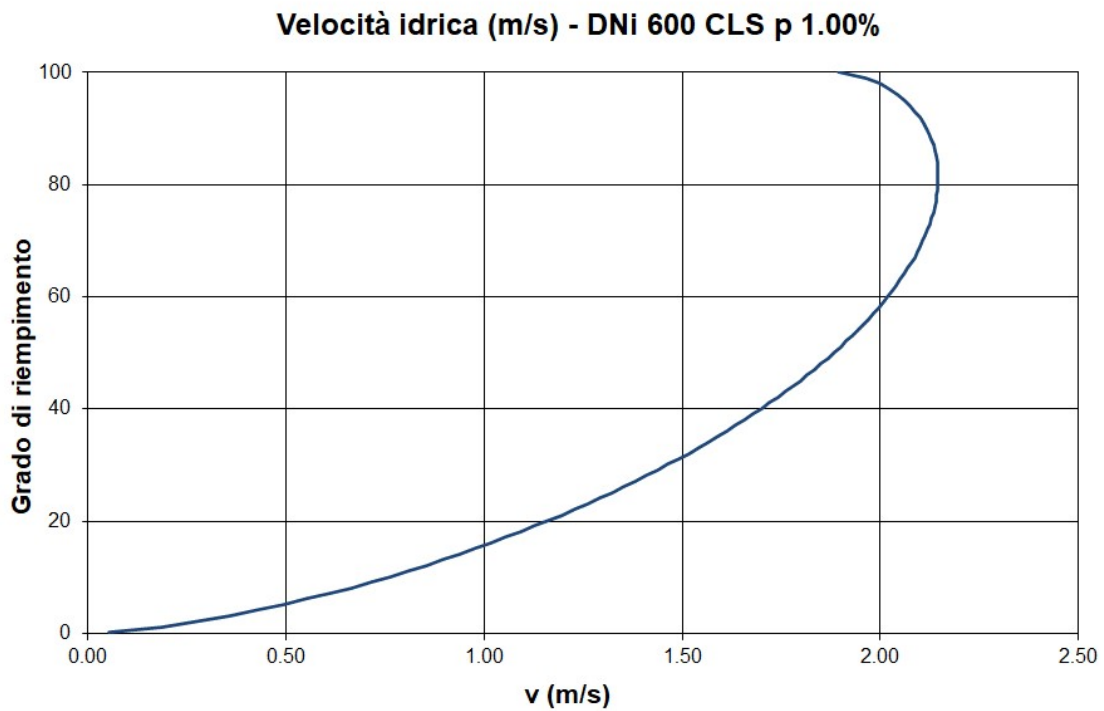
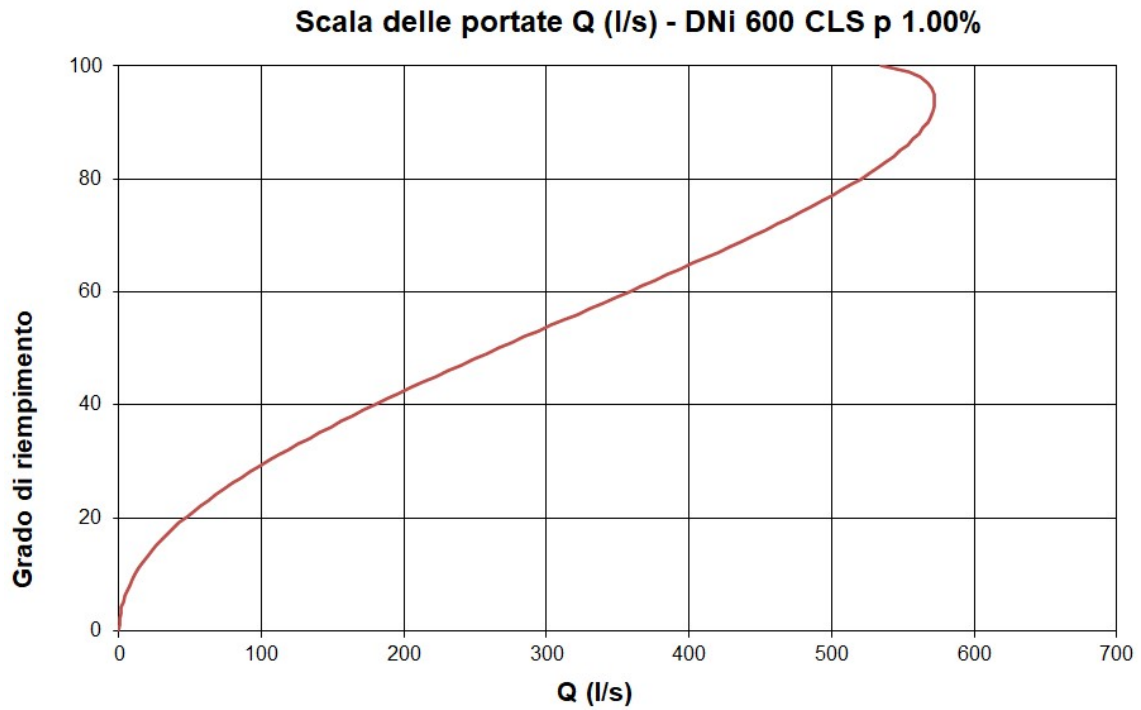


Scala delle portate Q (l/s) - DN 630 PE PN10 p 0.20%



Velocità idrica (m/s) - DN 630 PE PN10 p 0.20%





Si verifica ora l'ufficiosità del fossetto di guardia contiguo alla strada di collegamento di progetto, tributario delle acque derivanti dalla scarpatina ad ovest del fossetto e di quelle defluenti da una porzione, seppur contenuta, dell'area verde di progetto ad est del fossetto (area verde di connessione tra la nuova area di progetto e l'edificato esistente).

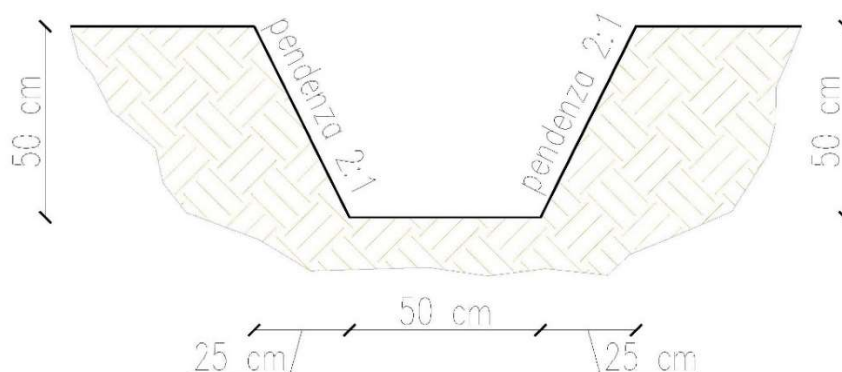
Il fosso sarà caratterizzato da una sagoma costante per tutta la sua lunghezza, con larghezza al fondo e altezza pari a 50 cm, pendenza delle sponde 2:1, larghezza in sommità pari a 100 cm e pendenza al fondo 0.10%; ne risulta quindi un'area bagnata di 0.38 mq.

Dall'applicazione della formula di Chezy in condizioni di moto permanente e uniforme, considerando un coefficiente di scabrezza di γ di Bazin 1.30 m^{1/2} (ovvero rappresentativo di canali in terra con vegetazione soggetti a diserbo regolare), l'ufficiosità del fosso risulta pari a 0.13 mc/s (130 l/s) ipotizzando franco nullo.

Come indicato sopra, la portata meteorica afferente al fosso è costituita per la quasi totalità da quella defluente dalla scarpatina ad ovest dello stesso, di estensione areale ridotta, ed in minima parte da un'eventuale portata residuale derivante dall'area verde adiacente al fosso, che per la sua aliquota maggioritaria è – come descritto in precedenza – drenata dalla nuova tratta fognaria di progetto N2-N23: la verifica viene comunque condotta cautelativamente ipotizzando un bacino tributario del fosso pari alla metà del bacino B24, considerando quindi un'area nettamente maggiore rispetto a quella effettivamente incidente sul fosso in esame: la portata massima derivante dal bacino tributario di riferimento è quindi pari a 72 l/s circa (metà della portata derivante da B24, ovvero 143.3 l/s/2).

Si dimostra quindi che il fosso, caratterizzato da un'ufficiosità con franco nullo pari a 130 l/s, è in grado di convogliare una portata massima nettamente maggiore dei 72 l/s ad esso tributari; in particolare quest'ultima portata verrà smaltita con un franco pari a 15 cm circa, assolutamente adeguato alle finalità del fossetto, e con velocità ideali nell'ordine di 0.3 m/s circa

SEZIONE FOSSO DI GUARDIA



FOSSO DI GUARDIA CONTIGUO A NUOVA SEDE STRADALE PENDENZA 0.1% - FRANCO NULLO

Condizioni approssimate di moto uniforme

Formola di Bazin II

$$Q = AV$$

$$V = K \sqrt{RJ}$$

$$K = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R + y}}$$

A = Area sezione utile

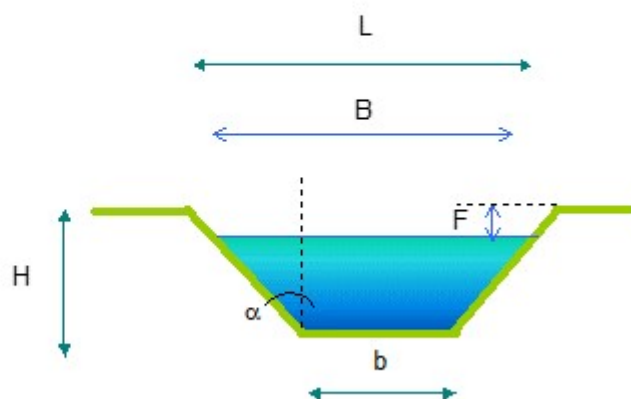
R = raggio idraulico = A/C

C = Contorno bagnato

J = Pendenza

γ = coefficiente di scabrezza

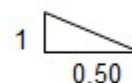
F = franco di sicurezza o di bonifica



L = 1.00 m
b = 0.50 m
H = 0.50 m
F = 0.00 m
J = 0.00100 m/m

$\text{tg}(\alpha) = 0.50 \Rightarrow$ pendenza sponde = $\text{ctg}(\alpha) = 1 / 0.50$

B = 1.00 m
A = 0.38 mq
C = 1.62 m
R = 0.23 m



Canali in terra con vegetazione soggetti a diserbo regolare ▼

$\gamma = 1.30 \text{ m}^{1/2}$

K = 23.51

V = 0.36 m/sec

$Q_s = 0.13 \text{ mc/sec}$

FOSSO DI GUARDIA CONTIGUO A NUOVA SEDE STRADALE PENDENZA 0.1% - CON FRANCO

Condizioni approssimate di moto uniforme

Formola di Bazin II

$$Q = AV$$

$$V = K \sqrt{RJ}$$

$$K = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R + y}}$$

A = Area sezione utile

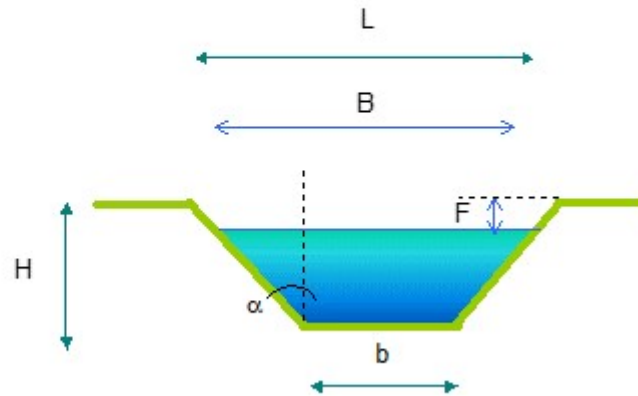
R = raggio idraulico = A/C

C = Contorno bagnato

J = Pendenza

γ = coefficiente di scabrezza

F = franco di sicurezza o di bonifica



L = 1.00 m

b = 0.50 m

H = 0.50 m

F = 0.15 m

J = 0.00100 m/m

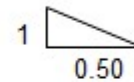
$\text{tg}(\alpha) = 0.50 \Rightarrow$ pendenza sponde = $\text{ctg}(\alpha) = 1 / 0.50$

B = 0.85 m

A = 0.24 mq

C = 1.28 m

R = 0.18 m



Canali in terra con vegetazione soggetti a diserbo regolare ▼

$\gamma = 1.30 \text{ m}^{1/2}$

K = 21.59

V = 0.29 m/sec

$Q_s = 0.07 \text{ mc/sec}$

Si faccia ora riferimento alle aree di banchina di sopraflutto e sottoflutto e di banchina di riva.

Per lo smaltimento delle acque meteoriche l'**area di sopraflutto** sarà dotata di una linea di canalette grigliate per tutta la sua lunghezza (vicino alla sponda), e di una linea di caditoie parallela alle griglie ma a copertura di una sola parte, quella più larga, della pavimentazione di banchina.

La linea di canalette grigliate è stata definita ipotizzando di suddividere la lunghezza complessiva del sopraflutto in tratti di uguale lunghezza, così da servire ogni tratto con moduli di canalette grigliate indipendenti ed autonome, dove ogni modulo sarà caratterizzato da un proprio scarico verso il mare.

Ogni modulo presenta una lunghezza pari a circa 62 metri, ed è caratterizzato da uno schema simmetrico rispetto ad un pozzetto centrale in cui si ha lo scarico finale delle acque meteoriche raccolte dalle griglie verso il recettore. Ogni modulo è costituito da due elementi simmetrici rispetto ad un pozzetto centrale, ognuno di lunghezza pari a 30 m. L'elemento prevede una sagoma crescente avanzando verso il pozzetto, tale da garantire la sezione bagnata utile necessaria per il convogliamento delle acque meteoriche defluenti dai bacini tributari anch'essi progressivamente crescenti. In particolare, l'elemento è costituito da un primo tratto di griglia di lunghezza 10 m e sezione bagnata utile pari a 30 x 36 cm, un secondo tratto di lunghezza 10 m e sezione utile 30 x 42 cm, ed infine un ultimo tratto di lunghezza 10 m e sezione utile 30 x 47 cm.

Nei tratti in cui vi sono sia le griglie sia le caditoie in parallelo, un ragionamento analogo di simmetria viene applicato anche per queste ultime: in particolare si prevede per ogni tratto il posizionamento di 5 caditoie con equidistanza pari a 12.5 m circa, le quali sono collegate tra di loro attraverso due rami simmetrici rispetto alla caditoia centrale, caratterizzati da diametro crescente avanzando verso la caditoia centrale, in quanto analogamente a quanto accade per le canalette grigliate si verifica contestualmente all'avanzamento verso la caditoia centrale la crescita dei bacini tributari: in particolare, si individua un primo tratto DNe200 PP (diametro interno 172 mm) e un secondo tratto DNe250 PP (diametro interno 218 mm). Le acque meteoriche convogliate dalle caditoie verranno poi inviate al pozzetto centrale della rispettiva linea di canalette grigliate parallela attraverso una condotta DNe315 PP (diametro interno 272 mm) pendenza 3%, per scaricare infine da qui a mare.

Il dimensionamento delle canalette grigliate è stato svolto usufruendo di un programma di calcolo online messo a disposizione da una ditta produttrice (ACO), il quale si basa su un modello a moto permanente per il dimensionamento idraulico delle griglie. Di seguito sono illustrati i dimensionamenti delle griglie per le tipologie prese a riferimento nello studio.

Si ricorda che come coefficiente di afflusso si è considerato, cautelativamente, un valore $\varphi = 0.75$.

La verifica è stata svolta sia per i tratti di sopraflutto serviti esclusivamente dalle canalette grigliate (bacini B6 e B7), sia per i tratti serviti da canalette grigliate e caditoie retrostanti.

Nei tratti in cui si hanno esclusivamente canalette grigliate il bacino tributario è l'area caratterizzante il tratto complessivo (bacino B6 e B7); diversamente, per i tratti serviti sia da griglie sia caditoie, una porzione di area convoglierà le acque alle griglie (bacini B8, B9, B10 e B11), mentre l'area rimanente tributerà le acque alle caditoie (bacini B26, B27, B28 e B29): conseguentemente, in quest'ultimo caso l'area tributaria alle griglie sarà minore rispetto all'area tributaria ai tratti serviti esclusivamente da canalette grigliate.

Le canalette grigliate da predisporre dovranno quindi presentare caratteristiche pari a quelle minime ottenute dal dimensionamento allegato di seguito, oppure caratteristiche equipollenti in termini di sezione utile minima.

Prendendo a riferimento il dimensionamento svolto su un tratto di sopraflutto servito esclusivamente con canalette grigliate (*scheda “Verifica griglia sopraflutto”*), rappresentativo dei bacini B6 e B7, la portata in uscita dall'elemento di griglie di lunghezza totale 30 m è pari a 34.195 l/s, per cui essendo il tratto complessivo (di lunghezza 62 m) realizzato simmetricamente, la portata totale in ingresso al pozzetto centrale sarà pari al doppio di tale valore, perciò pari a 68.4 l/s.

Tale portata verrà smaltita nel recettore attraverso un tratto di condotta DN400 CLS pendenza 1.5%. Prendendo a riferimento l'efficienza della condotta, attraverso l'applicazione della formula di Chezy la portata massima smaltibile dalla condotta in condizione di bocca piena è pari a 237.78 l/s, per cui la portata raccolta dalla linea di canalette grigliate verrà smaltita con un grado di riempimento del 38.5% circa (ampiamente verificato).

Facendo riferimento invece al dimensionamento svolto su un tratto di sopraflutto servito da canalette griglie e caditoie (*scheda “Verifica sopraflutto bis”*), rappresentativo dei bacini B8, B9, B10 e B11, la portata smaltita dall'elemento di griglie di lunghezza totale 30 m è pari a 13.287 l/s, quindi nettamente minore rispetto al caso precedente in quanto a parità di lunghezza dell'elemento l'area tributaria è inferiore. Analogamente al caso precedente, essendo il tratto complessivo (di lunghezza 62 m) realizzato simmetricamente, la portata totale convogliata dalle griglie al pozzetto centrale è il doppio del valore precedentemente indicato, ovvero pari a 26.6 l/s.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

A tale portata sarà da aggiungere, però, quella raccolta dalla linea di caditoie per lo stesso tratto di lunghezza, così da stimare la portata complessiva in ingresso al pozzetto centrale.

Tale stima viene eseguita considerando il tratto di sopraflutto sul quale grava la situazione peggiore, ovvero il bacino indicato con dicitura B29. Considerando anche per tali aree cautelativamente un coefficiente di efflusso pari a 0.75 (dorsali fognarie di modesta entità), la portata convogliata delle caditoie ricadenti su tale tratto verso il pozzetto centrale è di 61.4 l/s.

Conseguentemente, la portata complessiva convogliata al pozzetto centrale da griglie e caditoie è di 88 l/s (26.6 l/s griglie + 61.4 l/s caditoie): tale portata verrà smaltita come per il caso precedente, con una condotta DN400 CLS pendenza 1.5%, la quale presenta un'efficienza di 237.78 l/s (smaltimento con grado di riempimento 44% circa).

	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	coeff def (-)	Q (l/ora)	Q (l/s)	DNi (mm)	p (%)	Grado riempimento (%)	Qoff (l/s)
SOPRAFLUTTO	B6	1507.12	0.15		246204	68.4	400 CLS	1.5	39	237.78
	B7	1607.84	0.16		246204	68.4	400 CLS	1.5	39	237.78
	B8	1021.78	0.10		95666	26.6				
	B9	1021.78	0.10		95666	26.6				
	B10	1021.78	0.10		95666	26.6				
	B11	1045.96	0.10		95666	26.6				
	B26	1800.27	0.18	0.75	174234	48.4	272 PP	3	38	171.77
	B27	2088.99	0.21	0.75	202178	56.2	272 PP	3	41	171.77
	B28	2164.66	0.22	0.75	209501	58.2	272 PP	3	42	171.77
	B29	2283.24	0.23	0.75	220978	61.4	272 PP	3	43	171.77
	B29+B11				316644	88.0	400 CLS	1.5	44	237.78

Dalle schede di seguito allegate rappresentanti le verifiche delle canalette grigliate griglie si nota un grado di riempimento contenuto: tale sovradimensionamento viene giustificato dal fatto di garantire un franco di sicurezza così da permettere lo smaltimento delle acque meteoriche anche nel caso in cui si verificano eventi di pioggia con tempo di ritorno maggiore di quello ipotizzato in fase di dimensionamento (10 anni), e in secondo luogo – ma non meno importante - per garantire con eventi di precipitazione ordinari il corretto smaltimento delle acque anche nel caso in cui le canalette grigliate siano parzialmente intasate (a seguito, ad esempio, di evento in concomitanza di ultima manutenzione “datata” delle canalette grigliate).

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



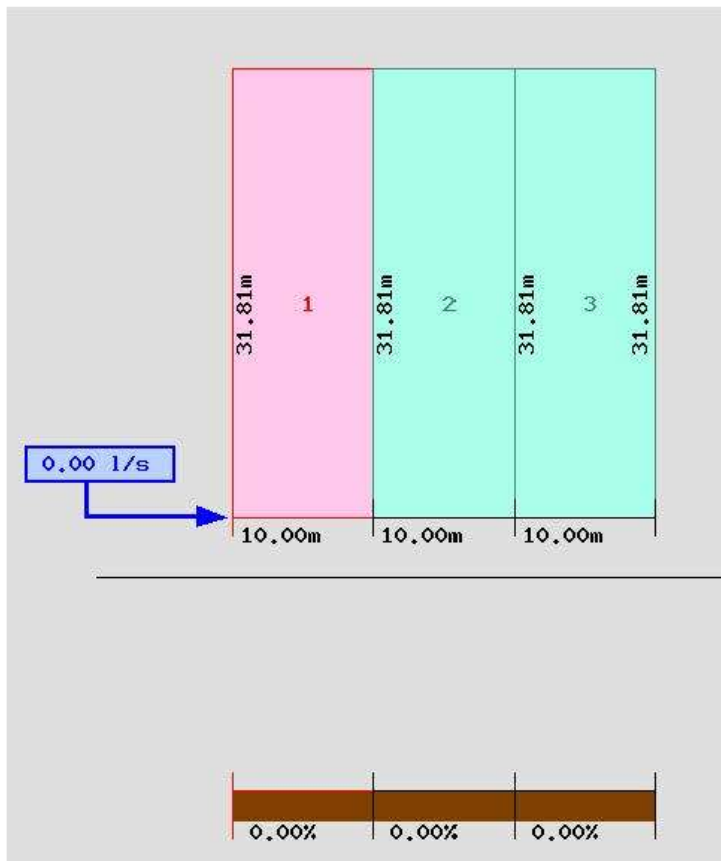
+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto: **verifica griglia sopraflutto** Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ PIOVOSITÀ SPECIFICATA

Tolleranza per le
Variazioni Climatiche (%) 0.0
Intensità delle Precipitazioni
di Progetto (mm/h) 129.00

DIAGRAMMA DI DRENAGGIO



ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto: verifica griglia sopraflutto
Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ INPUT

Sistema canale: Serie S
N. Simulazione: 1



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sistema	S 300	S 300	S 300							
L - Larghezza (mm)	300	300	300							
H- Altezza (mm)	360	420	470							
Lunghezza (m)	10.00	10.00	10.00							

Viscosità cinematica (m ² /s)	1.14x10 ⁻⁶	Area di drenaggio (m ²)	954.30
Scabrezza (Chezy/Manning) (m)	0.0001	Coefficiente di deflusso	1.00
Intensità delle precipitazioni (l/s x m)	0.0358 (129.00mm/h)	Lunghezza Canale (m)	30.00

+ RISULTATO

Portata (l/s): 34.195
Velocità Max. (m/s): 1.00
Altezza libera min (m): 0.204
Percentuale di riempimento (%): 42.72%
Lunghezza (m): 30.00 (Lunghezza Completa)

Note:

ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

CALCOLO IDRAULICO ACO

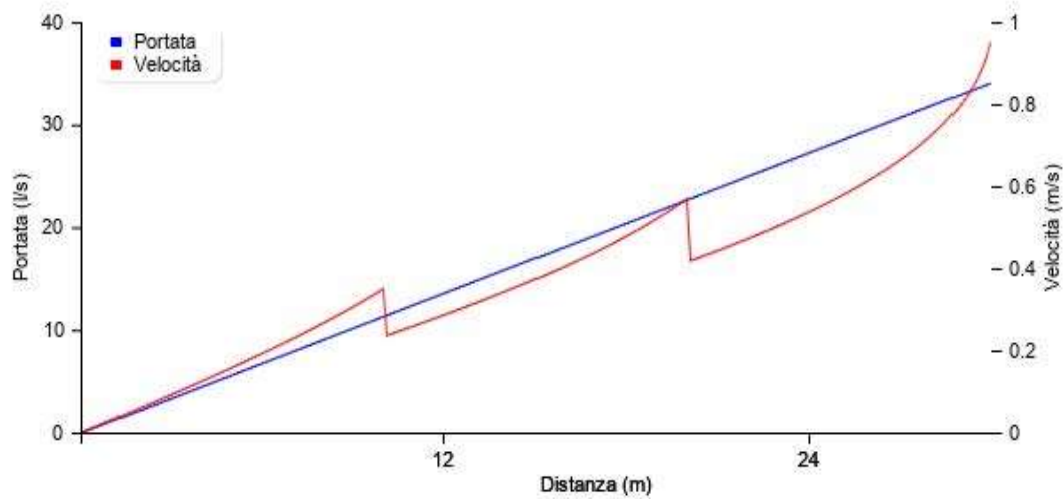
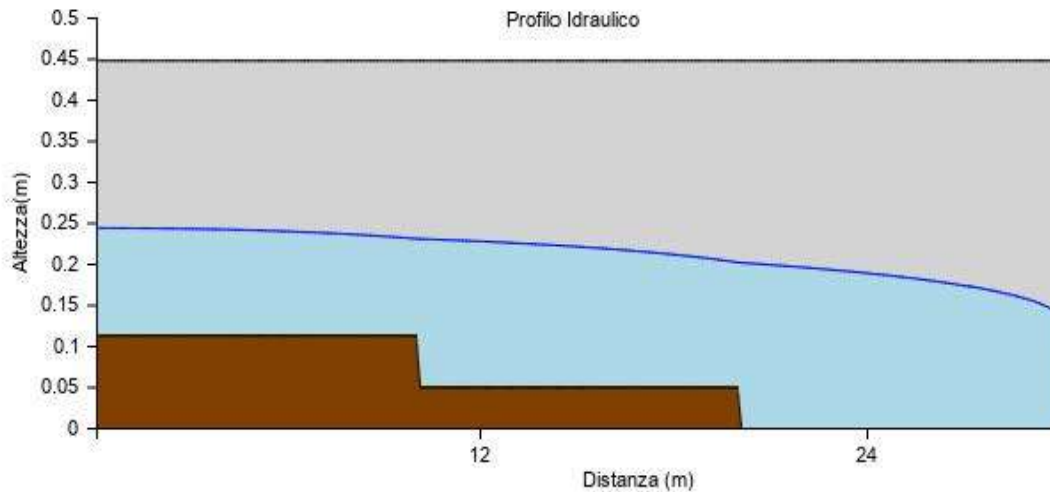
Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto:
verifica griglia sopraflutto

Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020



ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



+ SPECIFICHE PROGETTO

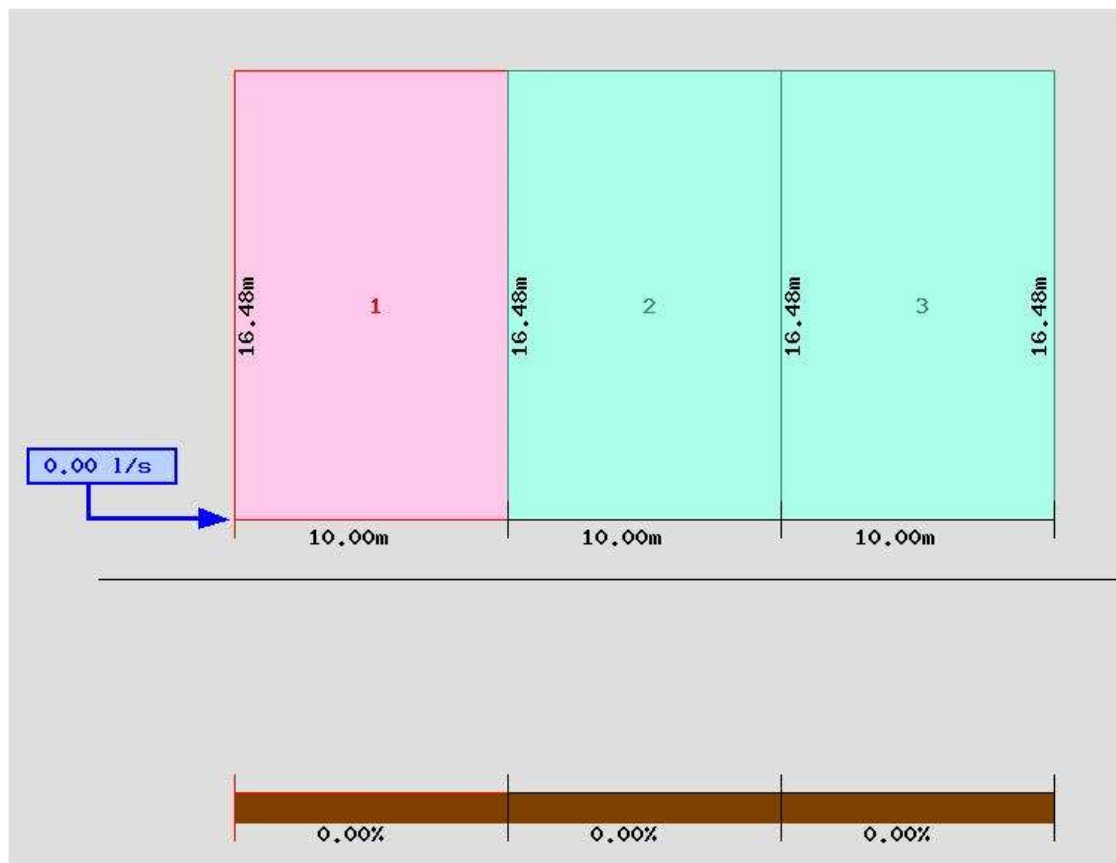
Nome Progetto:
verifica sopraflutto bis

Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ PIOVOSITÀ SPECIFICATA

Tolleranza per le
Variazioni Climatiche (%) 0.0
Intensità delle Precipitazioni
di Progetto (mm/h) 129.00

DIAGRAMMA DI DRENAGGIO



ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto: verifica sopraflutto bis
Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ INPUT

Sistema canale: Serie S
N. Simulazione: 2



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sistema	S 300	S 300	S 300							
L - Larghezza (mm)	300	300	300							
H- Altezza (mm)	360	420	470							
Lunghezza (m)	10.00	10.00	10.00							

Viscosità cinematica (m ² /s)	1.14x10 ⁻⁶	Area di drenaggio (m ²)	494.40
Scabrezza (Chezy/Manning) (m)	0.0001	Coefficiente di deflusso	0.75
Intensità delle precipitazioni (l/s x m)	0.0358 (129.00mm/h)	Lunghezza Canale (m)	30.00

+ RISULTATO

Portata (l/s): 13.287
Velocità Max. (m/s): 0.71
Altezza libera min (m): 0.274
Percentuale di riempimento (%): 23.25%
Lunghezza (m): 30.00 (Lunghezza Completa)

Note:

ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

CALCOLO IDRAULICO ACO

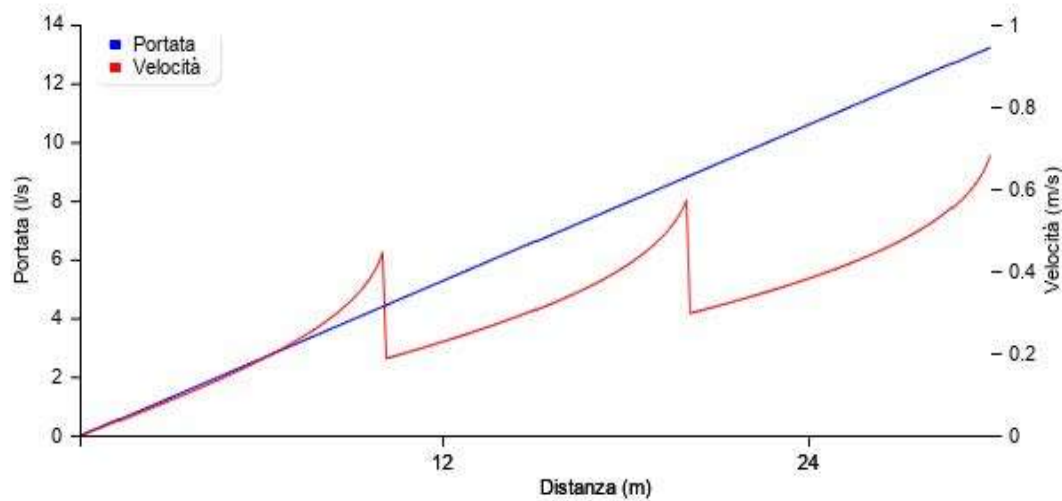
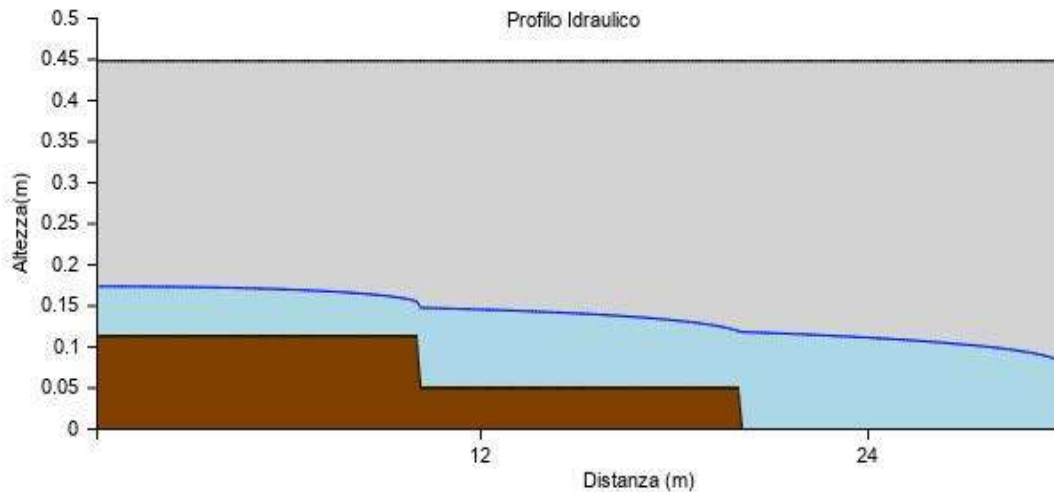
Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto:
verifica sopraflutto bis

Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020



ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

L'area di sottoflutto sarà dotata, per la sua larghezza contenuta, esclusivamente di una linea di canalette grigliate per tutta la sua lunghezza.

Analogamente a quanto precedentemente illustrato per il sopraflutto, la linea di griglie è stata definita ipotizzando di suddividere la lunghezza complessiva del sottoflutto in tratti di uguale lunghezza per poter servire ogni tratto con moduli di canaletta grigliata indipendenti, dove ogni modulo sarà caratterizzato da un proprio scarico a mare.

Ogni modulo, di lunghezza pari a 64 m, è caratterizzato da uno schema simmetrico rispetto ad un pozzetto centrale in cui si ha lo scarico finale delle acque meteoriche raccolte dalle griglie verso il recettore. Ogni modulo è costituito da due elementi simmetrici rispetto al pozzetto centrale, ognuno di lunghezza pari a 31 m. L'elemento prevede una sagoma crescente avanzando verso il pozzetto, tale da garantire la sezione bagnata utile necessaria per il convogliamento delle acque meteoriche defluenti dai bacini tributari progressivamente crescenti. L'elemento è costituito da un primo tratto di griglia di lunghezza 11 m e sezione bagnata utile pari a 30 x 36 cm, un secondo tratto di lunghezza 10 m e sezione utile 30 x 42 cm, ed infine un ultimo tratto di lunghezza 10 m e sezione utile 30 x 47 cm.

Il dimensionamento delle canalette grigliate è stato realizzato analogamente a quanto descritto per la soluzione dell'area di sopraflutto; di seguito viene illustrato il dimensionamento delle canalette grigliate per le tipologie prese a riferimento nello studio, con riferimento ai bacini B1, B2, B3, B4 e B5. Le canalette grigliate da predisporre dovranno quindi presentare caratteristiche pari a quelle minime ottenute dal dimensionamento allegato di seguito, oppure caratteristiche equipollenti in termini di sagoma interna.

Dal dimensionamento (*scheda "Verifica griglia sottoflutto"*) risulta che la portata in uscita dall'elemento di griglia è pari a 18.995 l/s, per cui essendo il tratto complessivo (di lunghezza 64 m) realizzato simmetricamente, la portata totale in ingresso al pozzetto centrale sarà pari al doppio di tale valore, perciò pari a 37.9 l/s. Tale portata verrà smaltita attraverso un tratto di condotta DN400 CLS pendenza 1.5%. Prendendo a riferimento l'officiosità della condotta, attraverso l'applicazione della formula di Chezy la portata massima smaltibile dalla condotta in condizione di bocca piena è pari a 237.78 l/s, per cui la portata raccolta dalla linea di griglie verrà smaltita con un grado di riempimento del 28% circa (ampiamente verificato).

Analogamente a quanto esposto sopra, il grado di riempimento delle griglie risulta contenuto con lo scopo di garantire un franco di sicurezza così da permettere lo smaltimento delle acque meteoriche sia nel caso di eventi di pioggia eccezionali, sia con eventi di precipitazione ordinari nell'eventualità di canalette grigliate parzialmente intasate (a seguito, ad esempio, di evento in concomitanza di ultima manutenzione "datata" delle canalette grigliate).

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



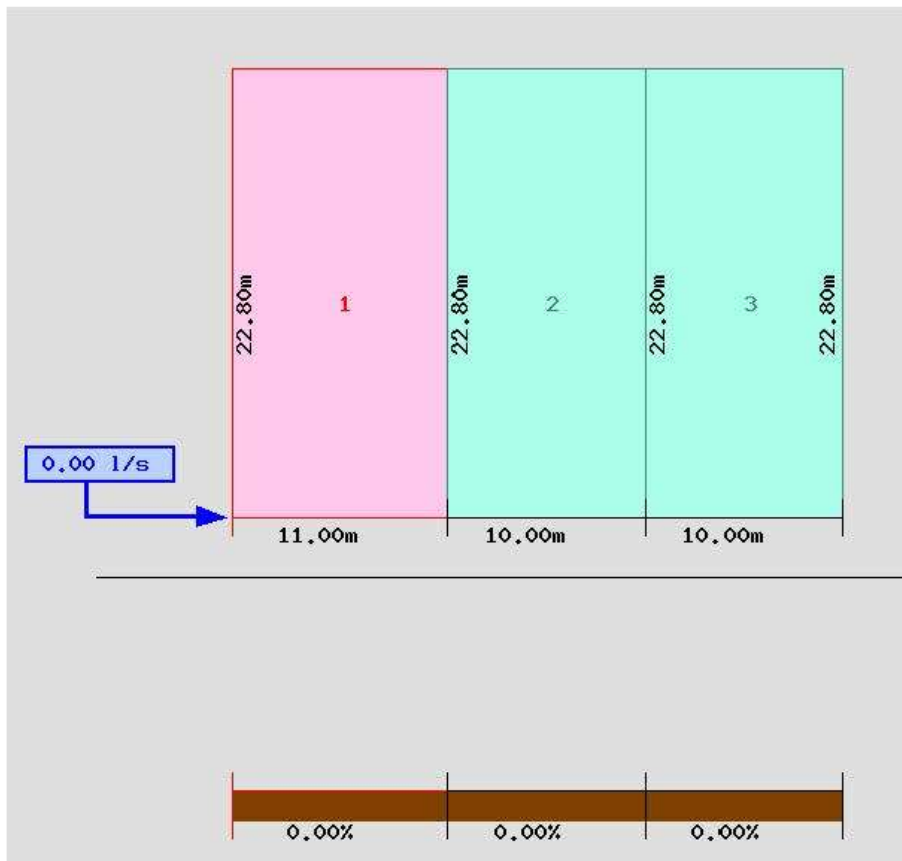
+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto: **verifica griglia sottoflutto** Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ PIOVOSITÀ SPECIFICATA

Tolleranza per le
Variazioni Climatiche (%) 0.0
Intensità delle Precipitazioni
di Progetto (mm/h) 129.00

DIAGRAMMA DI DRENAGGIO



ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto: verifica griglia sottoflutto
Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ INPUT

Sistema canale: Serie S
N. Simulazione: 1



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sistema	S 300	S 300	S 300							
L - Larghezza (mm)	300	300	300							
H- Altezza (mm)	360	420	470							
Lunghezza (m)	11.00	10.00	10.00							

Viscosità cinematica (m ² /s)	1.14x10 ⁻⁶	Area di drenaggio (m ²)	706.80
Scabrezza (Chezy/Manning) (m)	0.0001	Coefficiente di deflusso	0.75
Intensità delle precipitazioni (l/s x m)	0.0358 (129.00mm/h)	Lunghezza Canale (m)	31.00

+ RISULTATO

Portata (l/s): 18.995
Velocità Max. (m/s): 0.81
Altezza libera min (m): 0.256
Percentuale di riempimento (%): 29.10%
Lunghezza (m): 31.00 (Lunghezza Completa)

Note:

ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



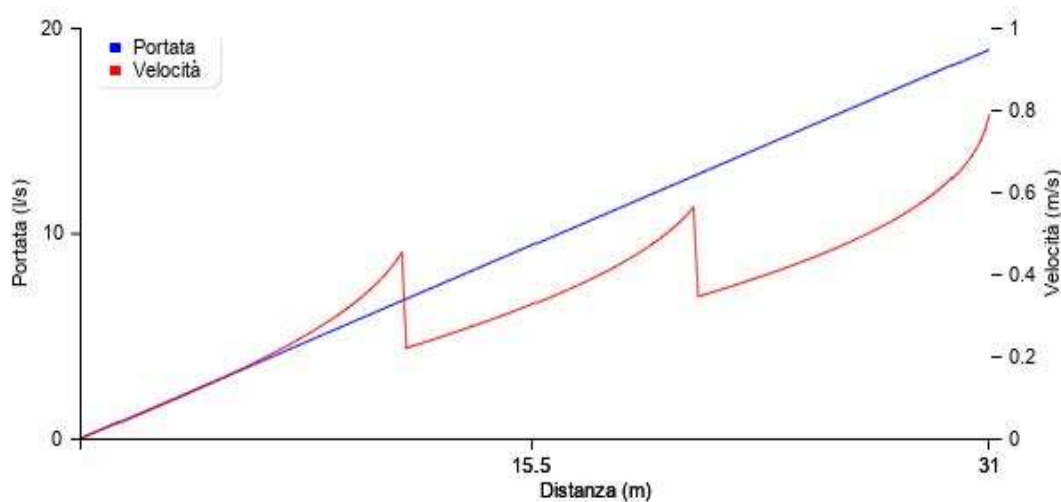
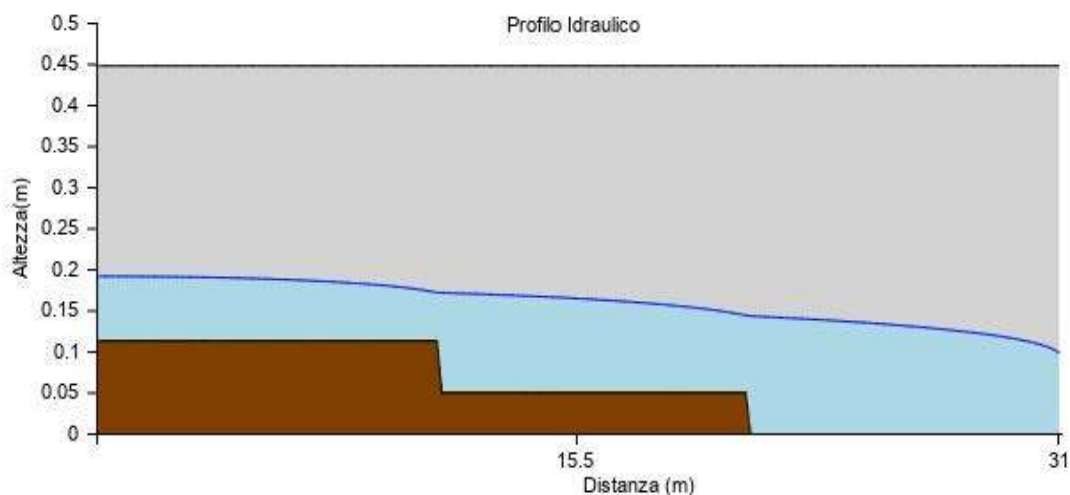
+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto:

verifica griglia sottoflutto

Progettista: Massimo Plazzi

Data: 11-11-2020



ACO Passavant S.p.A.

Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

In ultimo, la **banchina di riva** risulta servita, come per il sottoflutto, esclusivamente da una linea di griglie per tutta la sua lunghezza, ipotizzando di suddividere la lunghezza complessiva della banchina in tratti di uguale lunghezza per poter servire ogni tratto con moduli di canaletta grigliata indipendenti, dove ogni modulo sarà caratterizzato da un proprio scarico a mare.

Ogni modulo presenta una lunghezza pari a 48 m, ed è caratterizzato da uno schema simmetrico rispetto ad un pozzetto centrale in cui si ha lo scarico finale delle acque meteoriche raccolte dalle griglie verso il recettore. Ogni modulo è costituito da due elementi simmetrici rispetto al pozzetto centrale, ognuno di lunghezza pari a 23 m. L'elemento prevede una sagoma crescente avanzando verso il pozzetto, tale da garantire la sezione bagnata utile necessaria per il convogliamento delle acque meteoriche defluenti dai bacini tributari progressivamente crescenti. L'elemento è costituito da un primo tratto di griglia di lunghezza 10 m e sezione bagnata utile pari a 30 x 36 cm ed un secondo tratto di lunghezza 13 m e sezione utile 30 x 42 cm.

Il dimensionamento delle canalette grigliate si è svolto analogamente a quanto previsto per la soluzione dell'area di sopraflutto e di sottoflutto; di seguito, è illustrato il dimensionamento delle canalette grigliate per le tipologie prese a riferimento nello studio, per i bacini B12, B13 e B14. Le canalette grigliate da predisporre dovranno quindi presentare caratteristiche pari a quelle minime ottenute dal dimensionamento allegato di seguito, oppure caratteristiche equipollenti.

Dal dimensionamento (*scheda “Verifica griglia banchina riva”*) è stata stimata una portata in uscita dall'elemento di griglia pari a 18.136 l/s, per cui essendo il tratto complessivo (di lunghezza 48 m) realizzato simmetricamente, la portata totale in ingresso al pozzetto centrale sarà pari al doppio di tale valore, ovvero 36.3 l/s. Tale portata verrà smaltita attraverso un tratto di condotta DN400 CLS pendenza 1.5%. Prendendo a riferimento l'efficienza della condotta, attraverso l'applicazione della formula di Chezy la portata massima smaltibile dalla condotta in condizione di bocca piena è pari a 237.78 l/s, per cui la portata raccolta dalla linea di griglie verrà smaltita con un grado di riempimento del 27.5% circa (ampiamente verificato).

Come già introdotto per il caso di sopraflutto e sottoflutto, il grado di riempimento delle griglie risulta contenuto per garantire un franco di sicurezza e permettere quindi lo smaltimento delle acque meteoriche sia nel caso di eventi di pioggia eccezionali, sia con eventi di precipitazione ordinari nell'eventualità che le canalette grigliate siano parzialmente intasate (a seguito, ad esempio, di evento in concomitanza di ultima manutenzione “datata” delle canalette grigliate).

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



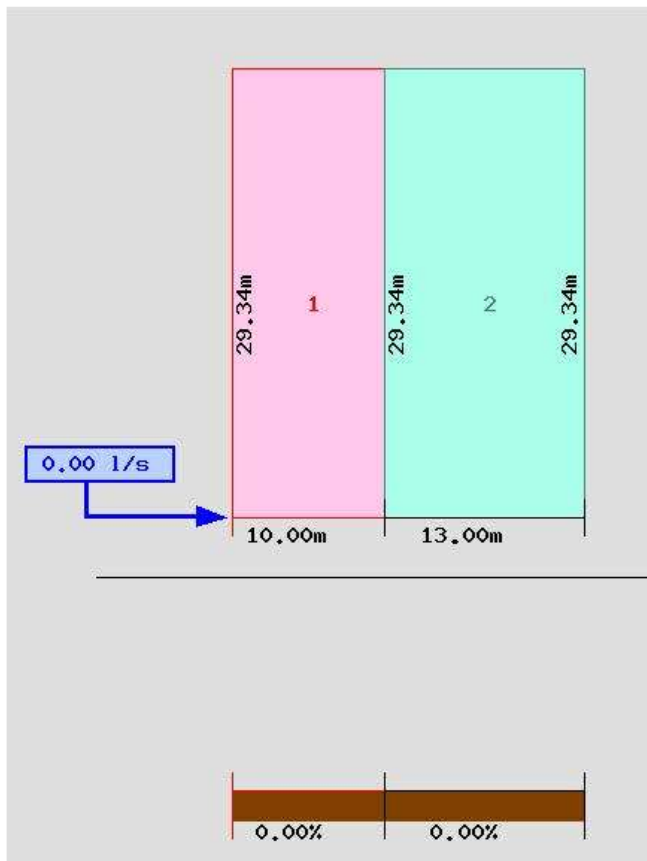
+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto: **verifica griglia banchina riva** Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ PIOVOSITÀ SPECIFICATA

Tolleranza per le
Variazioni Climatiche (%) 0.0
Intensità delle Precipitazioni
di Progetto (mm/h) 129.00

DIAGRAMMA DI DRENAGGIO



ACO Passavant S.p.A.
Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto: verifica griglia banchina riva
Progettista: Massimo Plazzi
Data: 11-11-2020

+ INPUT

Sistema canale: Serie S
N. Simulazione : 1



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sistema	S 300	S 300								
L - Larghezza (mm)	300	300								
H- Altezza (mm)	360	420								
Lunghezza (m)	10.00	13.00								

Viscosità cinematica (m²/s)	1.14x10 ⁻⁶	Area di drenaggio (m²)	674.82
Scabrezza (Chezy/Manning) (m)	0.0001	Coefficiente di deflusso	0.75
Intensità delle precipitazioni (l/s x m)	0.0358 (129.00mm/h)	Lunghezza Canale (m)	23.00

+ RISULTATO

Portata (l/s): 18.136
Velocità Max. (m/s): 0.79
Altezza libera min (m): 0.238
Percentuale di riempimento (%): 33.73%
Lunghezza (m): 23.00 (Lunghezza Completa)

Note:

ACO Passavant S.p.A.
Via Bevilera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

CALCOLO IDRAULICO ACO

Software di calcolo Idraulico per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio lineare ACO Drain



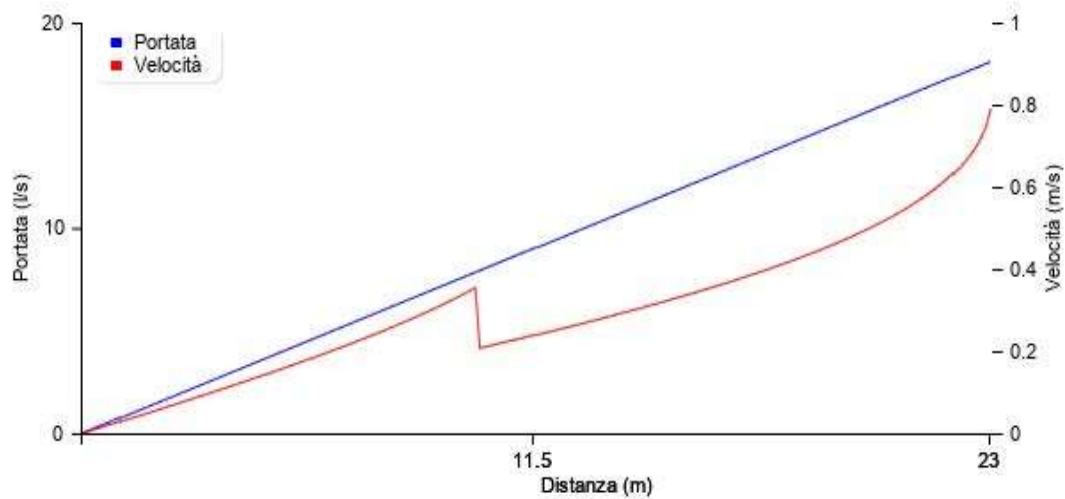
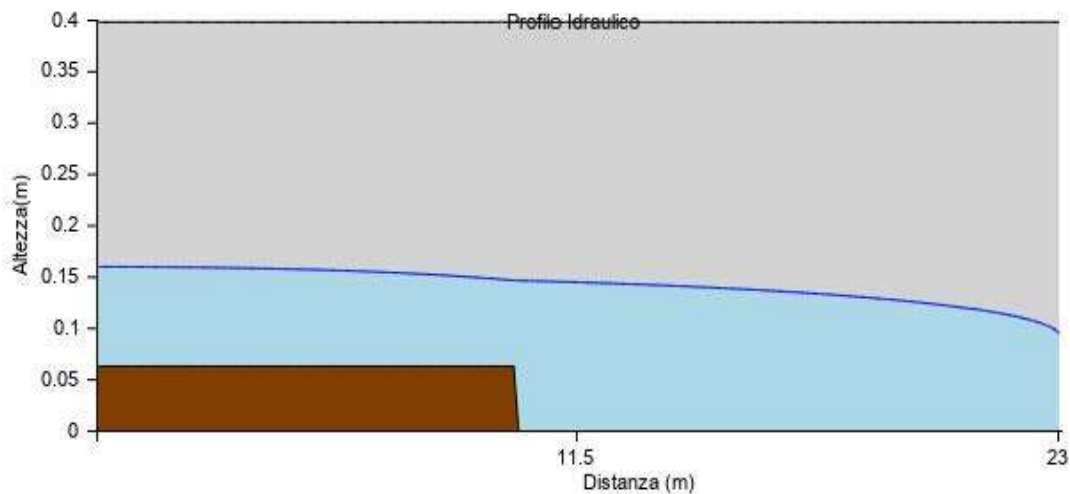
+ SPECIFICHE PROGETTO

Nome Progetto:

verifica griglia banchina riva

Progettista: Massimo Plazzi

Data: 11-11-2020



ACO Passavant S.p.A.

Via Beviera 41
42011 Bagnolo in Piano
Italia

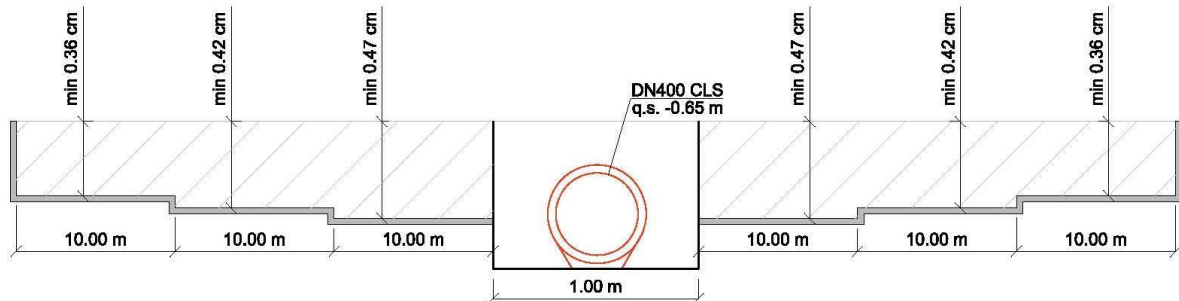
Tel. +39 0522 958111
Fax +39 0522 958254

info@aco.it
www.aco.it

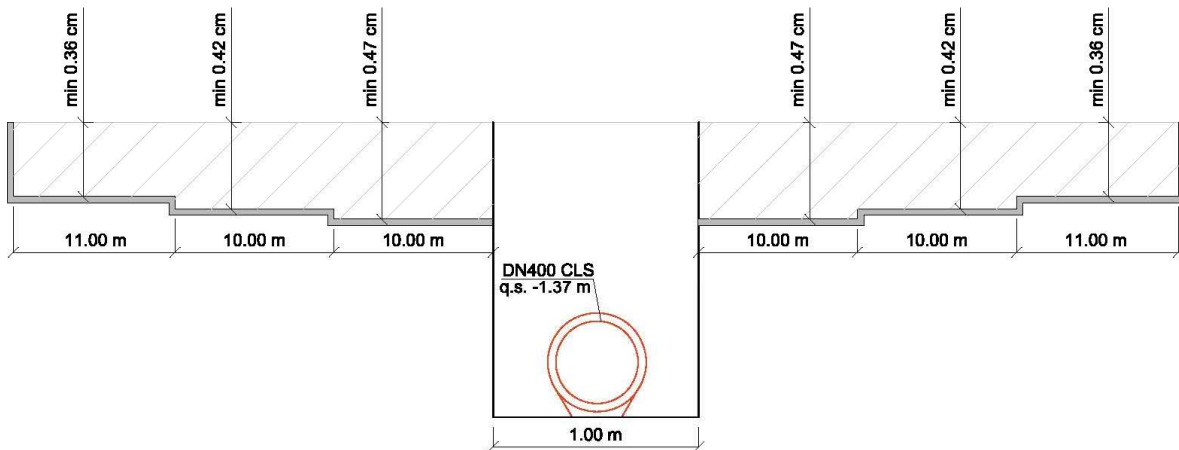
Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Nell'immagine seguente, vengono riportati gli schemi grafici (profili) dei “blocchi indipendenti” di canalette grigliate previsti in tutte le 3 zone servite, prima elencate e descritte.

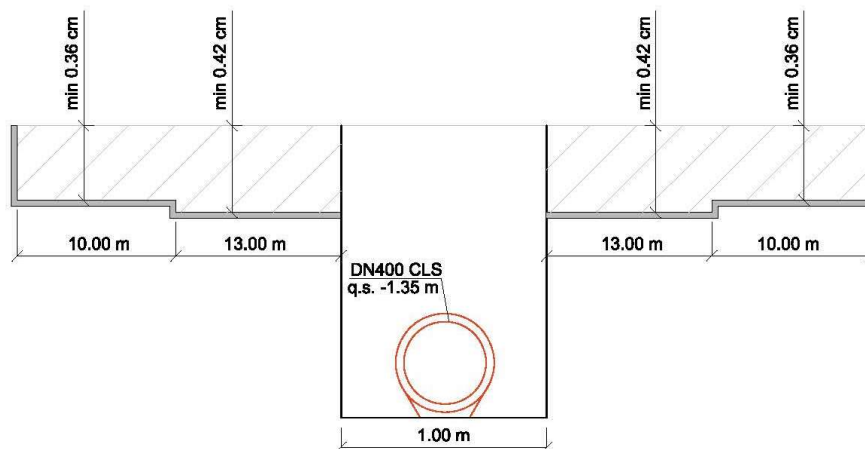
GRIGLIA SOPRAFLUTTO



GRIGLIA SOTTOFLUTTO



GRIGLIA BANCHINA DI RIVA



Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

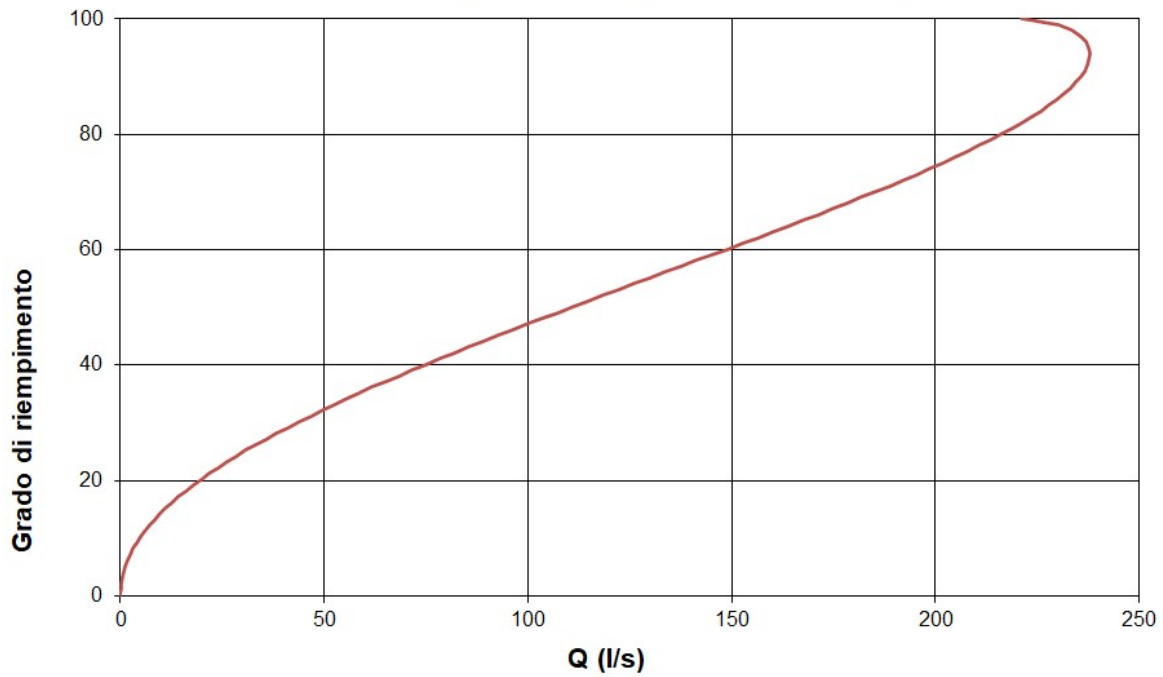
Infine, si riporta di seguito il quadro sinottico tabellare delle risultanze numeriche ottenute nelle ultime due casistiche, cio per l'area di sottoflutto e per la banchina di riva.

	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	Q (l/ora)	Q (l/s)	DNi (mm)	p (%)	Grado riempimento (%)	Qoff (l/s)
SOTTOFLUTTO	B1	1527.60	0.15	136764	38.0	400 CLS	1.5	28	237.78
	B2	1459.20	0.15	136764	38.0	400 CLS	1.5	28	237.78
	B3	1459.20	0.15	136764	38.0	400 CLS	1.5	28	237.78
	B4	1459.20	0.15	136764	38.0	400 CLS	1.5	28	237.78
	B5	1715.79	0.17	136764	38.0	400 CLS	1.5	28	237.78

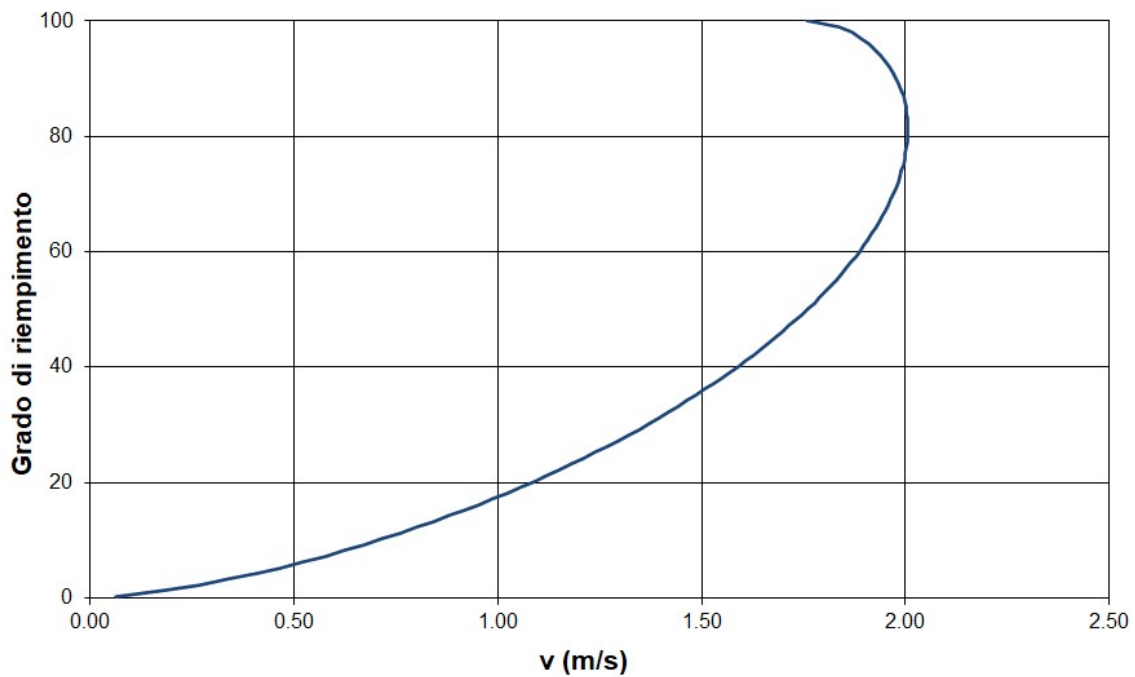
	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	Q (l/ora)	Q (l/s)	DNi (mm)	p (%)	Grado riempimento (%)	Qoff (l/s)
BANCHINA DI RIVA	B12	1647.20	0.16	130579.2	36.3	400 CLS	1.5	27.5	237.78
	B13	1399.50	0.14	130579.2	36.3	400 CLS	1.5	27.5	237.78
	B14	1206.93	0.12	130579.2	36.3	400 CLS	1.5	27.5	237.78

Le figure di seguito rappresentano gli andamenti della “Scala delle portate” e della “Scala delle velocità” per le differenti tipologie di condotte costituenti il sistema fognario sopra descritto, nei rami delle singole dorsali di scarico a mare (DNe315 PP + DN400 CLS).

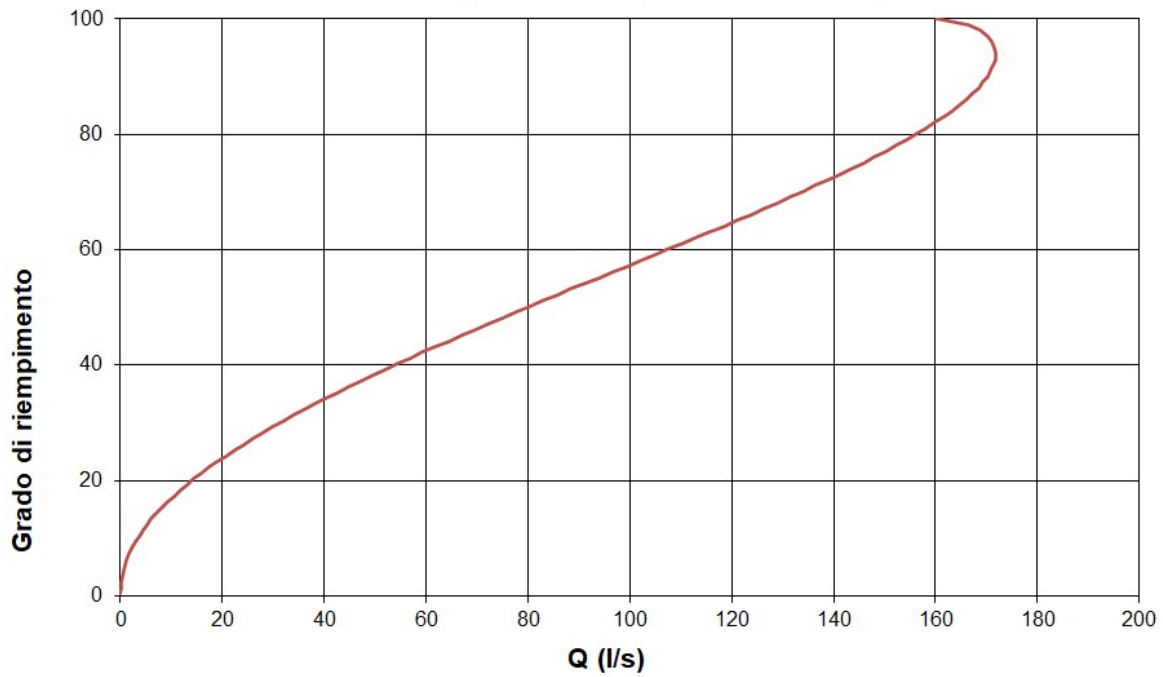
Scala delle portate Q (l/s) - DNi 400 CLS p 1.50%



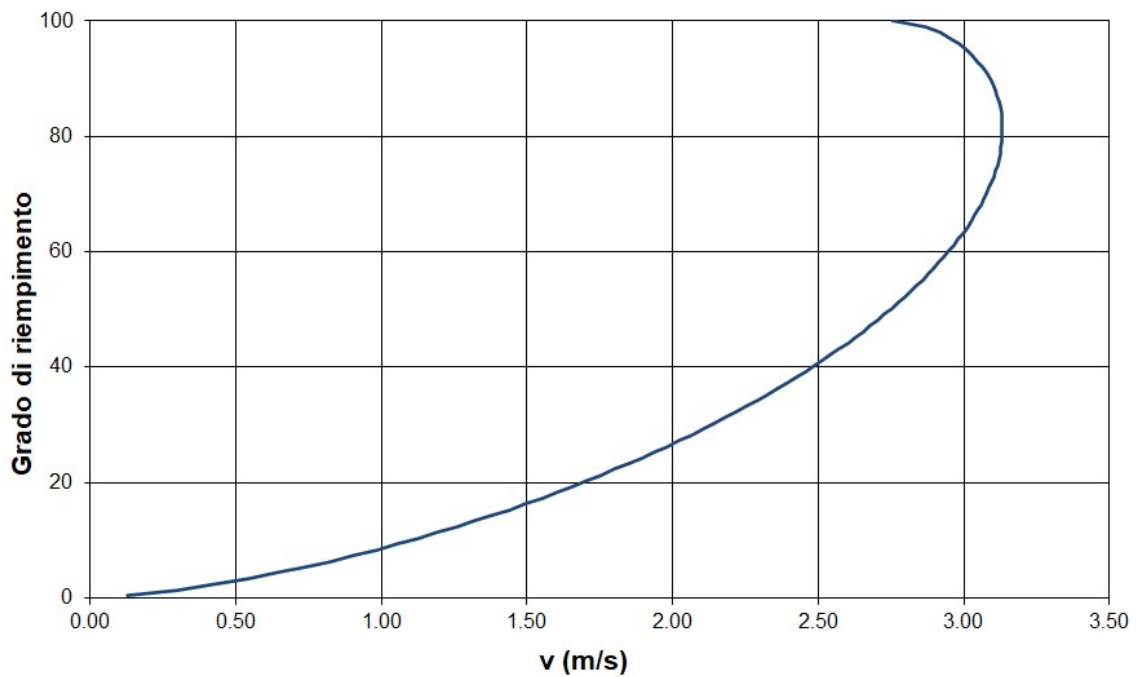
Velocità idrica (m/s) - DNi 400 CLS p 1.50%



Scala delle portate Q (l/s) - DNi 272 PP p 3.00%



Velocità idrica (m/s) - DNi 272 PP p 3.00%



8. VERIFICA DEI TRATTI FINALI DI SCARICO A MARE DELLA RETE FOGNARIA

Si verificano ora i tratti finali della rete fognaria bianca di progetto, ovvero le condotte che consentono lo scarico a mare delle acque meteoriche raccolte e convogliate dalla rete stessa. Questa ulteriore verifica risulta necessaria in quanto i tratti finali della rete, per garantire sia un buon funzionamento del sistema fognario sia un adeguato ricoprimento della stessa, sono caratterizzati da una quota di scorrimento al di sotto del livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), prevedendo quindi la sommergenza di tutta/parte della tubazione. Diversamente, invece, per i rami iniziali ed intermedi, caratterizzati da quote di scorrimento e di tirante idrico superiore o comunque nell'ordine del livello di medio mare.

Fino ad ora la totalità del sistema fognario di progetto è stato dimensionato e verificato stimando la massima portata smaltibile a bocca piena dai collettori fognari con l'applicazione della formula di moto uniforme per le correnti a pelo libero, ovvero la formula di Chezy.

Solamente per i tratti finali che risultano in parte sommersi in quanto caratterizzati da una quota di scorrimento inferiore al medio mare, verrà di seguito implementata un'ulteriore verifica di funzionamento in pressione. In particolare, per ogni condotta finale di scarico verrà stimato, in funzione della rispettiva portata decennale tributaria precedentemente stimata (portata idrologica), il battente differenziale di spinta a monte, generato dal riempimento della condotta a seguito dell'inevitabile condizione di sommergenza della tubazione. Come ulteriore passaggio di verifica, si accerterà che il conseguente livello idrico presente nel pozzetto di monte del tratto sommerso non induca condizioni sfavorevoli di deflusso (rigurgito e/o sommergenza) alle dorsali in esso in arrivo, restando così valide per esse le calcolazioni di Chezy del paragrafo precedente.

La stima della perdita di carico di una condotta si ottiene ipotizzando il deflusso dell'acqua tra due serbatoi, rappresentanti nel caso in esame il pozzetto immediatamente a monte del tratto finale della rete e il mare, collegati da una condotta, ovvero il tratto finale di scarico a mare della rete fognaria di progetto. L'espressione più generale per rappresentare la perdita di carico della condotta è:

$$J_{TOT} = 1.5 \frac{v^2}{2g} + \beta_r L \frac{Q^2}{D^5}$$

dove il primo e il secondo termine rappresentano rispettivamente le perdite concentrate e distribuite, con v la velocità nella condotta, β_r il coefficiente di resistenza dimensionale, L e D la lunghezza e il diametro interno della condotta e Q la portata massima convogliata dalla rete e tributaria dello scarico considerato. La stima delle perdite concentrate richiede la valutazione della velocità del flusso all'interno della tubazione, data dal rapporto tra la portata defluente nella condotta e l'area interna della condotta stessa ($v = Q/A$). Per valutare le perdite di carico distribuite in letterature sono presenti diverse formule empiriche, tra le quali si evidenziano la formula di Colebrook-White e la formula di Hazen-Williams.

Formula di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$$

con λ il coefficiente adimensionale di resistenza, funzione della scabrezza del tubo e del numero di Reynolds, ε la scabrezza del tubo e D il suo diametro interno. Di seguito si allega la tabella riassuntiva dei valori di scabrezza in mm per condotte in cemento armato: nel caso in esame si farà riferimento cautelativamente ad un valore di scabrezza pari a 3 mm, rappresentativo di condotte in CLS in servizio da più anni.

Tubazione in cemento	ε mm
Cemento amianto (nuovi)	0,03
In servizio	0,10 - 0,4
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (nuovi)	0,10 - 0,15
Come sopra, in servizio da più anni	1 - 3
Gallerie con intonaco di cemento, a seconda del grado di finitura e delle condizioni di servizio	1 - 10

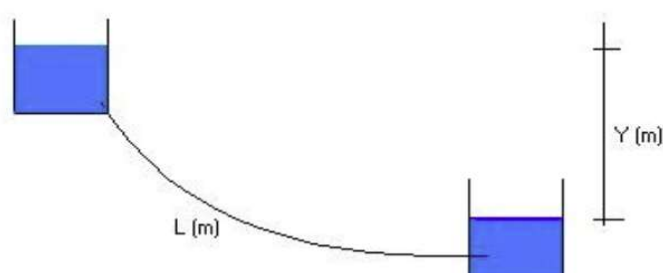
Formula di Hazen-Williams:

$$J = \frac{10.675 Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.8704}}$$

con Q la portata della condotta, C la scabrezza del tubo e D il suo diametro interno; si sottolinea che il coefficiente di scabrezza per condotte in CLS è pari a 100.

Per ogni tratto finale di scarico a mare verrà valutata la perdita di carico distribuita applicando entrambe le formule sopra riportate, sommando poi al valore “peggiore” tra i due stimati le perdite concentrate.

La perdita totale, sommata alla quota di 0.00 m s.l.m. di medio mare, verrà confrontata con la quota di scorrimento e con la quota di intradosso della condotta (“cervello” della condotta) in arrivo al pozzetto immediatamente a monte del tratto di scarico, così da verificare l’effetto indotto dallo scarico in pressione sulla rete fognaria di monte.



Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

TRATTO N5-N6

Il tratto di scarico N5-N6 è caratterizzato da un tubo in CLS DN1000 e pendenza di 1%, al quale convogliano le acque smaltite dal tratto fognario principale immediatamente a monte, ovvero il tratto N4-N5 costituito da una condotta DN_i 800 PP pendenza 0.5% con quota di scorrimento, in corrispondenza dell'ultimo pozzetto N5 lungo la dorsale, pari a -0.73 m s.l.m.; inoltre sempre nel pozzetto N5 vi è l'arrivo anche di un ramo secondario DN_i 400 PP pendenza 0.1% con sedime parallelo al fronte mare, con quota di scorrimento +0.35 m s.l.m.

Dall'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy, la portata idrologica stimata defluente dal rispettivo bacino tributario è pari a 246.8 l/s, incrementata poi a 316.8 l/s con l'ipotesi di un eventuale allaccio futuro aggiuntivo (si vedano le valutazioni fatte nei capitoli precedenti).

Si riportano di seguito le immagini del procedimento di calcolo delle perdite distribuite per il tratto finale DN1000 e portata idrologica pari a 316.8 l/s (0.3168 mc/s):

Formula di Colebrook-White:

D m = Diametro della condotta
Q m³/s = Portata della condotta
E mm = Scabrezza

Risultati del calcolo:

Scabrezza Relativa	0.003
Area sezione [m ²]	0.785398163
Velocità [m/s]	0.403362287
Viscosità cinematica [m ² /s] (Nota: come fluido si è assunta l'acqua a 20 °C)	1.006E-6
Numero di Reynolds	400956.54771372
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	0.026489716757954
Perdita di Carico (cadente) con la formula di Darcy [m/m]	0.000219758

Formula di Hazen-Williams:

D mm = Diametro interno
Q l/s = Portata della condotta
J m/km = Perdita di carico
C = Coefficiente di scabrezza

Il valore peggiore di perdita distribuita è restituito dalla formula di Hazen-Williams essendo pari a 0.025 cm/m; la lunghezza del tratto N5-N6 è di 5.52 m, perciò la perdita distribuita sarà 0.138 cm.

Con diametro interno pari ad 1.00 m e portata 316.8 l/s la velocità del flusso nella condotta è pari a 0.40 m/s, perciò le perdite concentrate sono 1.24 cm: risulta quindi una perdita di carico totale di 1.38 cm, arrotondata per eccesso a 0.02 m.

Rispetto al livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), il carico indotto dalla sommergenza del tratto di scarico N5-N6 in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte N5 raggiunge la quota di +0.02 m s.l.m., compresa quindi tra la quota di scorrimento (-0.73 m s.l.m.) e di intradosso (+0.07 m s.l.m.) nel pozzetto succitato del tratto N4-N5 della rete fognaria principale DN_i 800 PP.

Considerando un grado di riempimento della condotta N4-N5 dell'80%, il livello raggiunto al suo interno ipotizzando assenza di sommergenza sarebbe pari a -0.09 m s.l.m., mentre con la portata idrologica precedentemente stimata (316.8 l/s) la quota di massimo riempimento risulta -0.44 m s.l.m. essendo il grado di riempimento del 36% circa: in entrambi i casi il livello raggiunto è inferiore al carico stimato nel pozzetto N5 (+0.02 m s.l.m.).

Si deduce quindi che la sommergenza del tratto di scarico N5-N6 genera, nel tratto di rete fognaria immediatamente a monte N4-N5, un rigurgito verso monte senza indurre però la condizione di funzionamento in pressione. Tale modalità di funzionamento idraulico è accettabile, alla luce delle condizioni al contorno del sistema.

Per quanto riguarda invece il ramo secondario, esso non è interessato da alcun rigurgito in quanto la sua quota di scorrimento nel pozzetto N5 è di +0.35 m s.l.m., quindi nettamente superiore alla quota di carico +0.02 m s.l.m. indotta dalla sommergenza del tratto di scarico.

TRATTO N9-N10

Il tratto di scarico N9-N10 è caratterizzato da un tubo in CLS DN1000 e pendenza di 1.5%, al quale convogliano le acque smaltite dal tratto fognario principale immediatamente a monte, ovvero il tratto N8-N9 costituito da una condotta DN_i 800 PP pendenza 0.5% con quota di scorrimento, in corrispondenza dell'ultimo pozzetto N9 lungo la dorsale, pari a -0.73 m s.l.m.; sempre nel pozzetto N9 vi è l'arrivo di un ramo secondario DN_i 600 PP pendenza 0.1% con sedime parallelo al fronte mare, con quota di scorrimento +0.31 m s.l.m.

Dall'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy, la portata idrologica stimata defluente dal rispettivo bacino tributario è pari a 573.7 l/s, incrementata poi a 643.7 l/s con l'ipotesi di un eventuale allaccio futuro aggiuntivo (si vedano le valutazioni fatte nei capitoli precedenti).

Si riportano di seguito le immagini del procedimento di calcolo delle perdite distribuite per il tratto finale DN1000 e portata idrologica pari a 643.7 l/s (0.6437 mc/s):

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Formula di Colebrook-White:

D m = Diametro della condotta
Q m³/s = Portata della condotta
E mm = Scabrezza

Risultati del calcolo:

Scabrezza Relativa	0.003
Area sezione [m ²]	0.785398163
Velocità [m/s]	0.819584295
Viscosità cinematica [m ² /s] (Nota: come fluido si è assunta l'acqua a 20 °C)	1.006E-6
Numero di Reynolds	814696.11829026
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	0.026316411468779
Perdita di Carico (cadente) con la formula di Darcy [m/m]	0.000901347

Formula di Hazen-Williams:

D mm = Diametro interno
Q l/s = Portata della condotta
J m/km = Perdita di carico
C = Coefficiente di scabrezza

Il valore peggiore di perdita distribuita è restituito, anche se con differenza praticamente nulla, dalla formula di Hazen-Williams essendo pari a 0.091 cm/m; la lunghezza del tratto N9-N10 è di 5.18 m, perciò la perdita distribuita sarà 0.471 cm.

Con diametro interno pari ad 1.00 m e portata 643.7 l/s la velocità del flusso nella condotta è pari a 0.82 m/s, perciò le perdite concentrate sono 5.14 cm: risulta quindi una perdita di carico totale di 5.61 cm, arrotondata per eccesso a 0.06 m.

Rispetto al livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), il carico indotto dalla sommergenza del tratto di scarico N9-N10 in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte N9 raggiunge la quota di +0.06 m s.l.m., inferiore quindi - anche se di poco - alla quota di intradosso (+0.07 m s.l.m.) nel pozzetto succitato del tratto N8-N9 della rete fognaria principale.

Considerando un grado di riempimento della condotta N8-N9 dell'80%, il livello raggiunto al suo interno ipotizzando assenza di sommergenza sarebbe pari a -0.09 m s.l.m., mentre con la portata idrologica precedentemente stimata (643.7 l/s) la quota di massimo riempimento risulta -0.31 m s.l.m. essendo il grado di riempimento del 53% circa: in entrambi i casi il livello raggiunto è inferiore al carico stimato nel pozzetto N9 (+0.06 m s.l.m.).

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Si deduce quindi che la sommergenza del tratto di scarico N9-N10 genera, nel tratto di rete fognaria immediatamente a monte N8-N9, un rigurgito verso monte senza indurre però - anche se con franco minimo - la condizione di funzionamento in pressione. Tale modalità di funzionamento idraulico è accettabile, alla luce delle condizioni al contorno del sistema.

Per quanto riguarda invece il ramo secondario, esso non è interessato da alcun rigurgito in quanto la sua quota di scorrimento nel pozzetto N9 è di +0.31 m s.l.m., quindi nettamente superiore alla quota di carico +0.06 m s.l.m. indotta dalla sommergenza del tratto di scarico.

TRATTO N20-N21

Il tratto di scarico N20-N21 è caratterizzato da un tubo in CLS DN800 e pendenza di 1.5%, al quale convogliano le acque smaltite dal tratto fognario immediatamente a monte N19-N20, costituito da una condotta DN_i 600 PP pendenza 0.5% con quota di scorrimento, in corrispondenza dell'ultimo pozzetto N20 lungo la dorsale, pari a -0.45 m s.l.m.

Dall'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy, la portata idrologica stimata defluente dal rispettivo bacino tributario è pari a 382.5 l/s (0.3825 mc/s) (si vedano le valutazioni fatte nei capitoli precedenti); si riportano di seguito le immagini del procedimento di calcolo delle perdite distribuite per il tratto finale DN800:

Formula di Colebrook-White:

D m = Diametro della condotta
Q m³/s = Portata della condotta
E mm = Scabrezza

Risultati del calcolo:

Scabrezza Relativa	0.00375
Area sezione [m ²]	0.502654824
Velocità [m/s]	0.760959572
Viscosità cinematica [m ² /s] (Nota: come fluido si è assunta l'acqua a 20 °C)	1.006E-6
Numero di Reynolds	605136.83658052
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	0.028060811807602
Perdita di Carico (cadente) con la formula di Darcy [m/m]	0.001035646

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Formula di Hazen-Williams:

D	<input type="text" value="800"/>	mm	=	Diametro interno
Q	<input type="text" value="382.5"/>	l/s	=	Portata della condotta
J	<input type="text" value="1.03"/>	m/km	=	Perdita di carico
C	<input type="text" value="100"/>		=	Coefficiente di scabrezza

Il valore peggiore di perdita distribuita è restituito, anche se con differenza praticamente nulla, dalla formula di Colebrook-White essendo pari a 0.104 cm/m; la lunghezza del tratto N20-N21 è di 3.08 m, perciò la perdita distribuita sarà 0.32 cm. Con diametro interno pari ad 0.80 m e portata 382.5 l/s la velocità del flusso nella condotta è pari a 0.76 m/s, perciò le perdite concentrate sono 4.43 cm: risulta quindi una perdita di carico totale di 4.75 cm, arrotondata per eccesso a 0.05 m.

Rispetto al livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), il carico indotto dalla sommergenza del tratto di scarico N20-N21 in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte N20 raggiunge la quota di +0.05 m s.l.m., compresa quindi tra la quota di scorrimento (-0.45 m s.l.m.) e di intradosso (+0.15 m s.l.m.) nel pozzetto succitato del tratto N19-N20 della rete fognaria principale.

Considerando un grado di riempimento della condotta N19-N20 dell'80%, il livello raggiunto al suo interno ipotizzando assenza di sommergenza sarebbe pari a +0.03 m s.l.m., mentre con la portata idrologica precedentemente stimata (382.5 l/s) la quota di massimo riempimento risulta -0.08 m s.l.m. essendo il grado di riempimento del 62% circa: in entrambi i casi il livello raggiunto è inferiore al carico stimato nel pozzetto N20 (+0.05 m s.l.m.).

Si deduce quindi che la sommergenza del tratto di scarico N20-N21 genera, nel tratto di rete fognaria immediatamente a monte N19-N20, un rigurgito verso monte senza indurre però la condizione di funzionamento in pressione. Tale modalità di funzionamento idraulico è accettabile, alla luce delle condizioni al contorno del sistema.

TRATTO N13-N14

Il tratto di scarico N13-N14 è caratterizzato da un tubo in CLS DN800 e pendenza di 1.5%, al quale convogliano le acque smaltite dal tratto fognario immediatamente a monte N12-N13, costituito da una condotta DN_i 600 PP pendenza 0.3% con quota di scorrimento, in corrispondenza dell'ultimo pozzetto N13 lungo la dorsale, pari a 0.00 m s.l.m.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Dall'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy, la portata idrologica stimata defluente dal rispettivo bacino tributario è pari a 316.8 l/s (0.3168 mc/s) (si vedano le valutazioni fatte nei capitoli precedenti); si riportano di seguito le immagini del procedimento di calcolo delle perdite distribuite per il tratto finale DN800:

Formula di Colebrook-White:

D m = Diametro della condotta
Q m³/s = Portata della condotta
E mm = Scabrezza

Risultati del calcolo:

Scabrezza Relativa	0.00375
Area sezione [m ²]	0.502654824
Velocità [m/s]	0.630253575
Viscosità cinematica [m ² /s] (Nota: come fluido si è assunta l'acqua a 20 °C)	1.006E-6
Numero di Reynolds	501195.68588469
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	0.02810107931786
Perdita di Carico (cadente) con la formula di Darcy [m/m]	0.000711445

Formula di Hazen-Williams:

D mm = Diametro interno
Q l/s = Portata della condotta
J m/km = Perdita di carico
C = Coefficiente di scabrezza

Il valore peggiore di perdita distribuita è restituito dalla formula di Hazen-Williams essendo pari a 0.073 cm/m; la lunghezza del tratto N13-N14 è di 6.68 m, perciò la perdita distribuita sarà 0.49 cm. Con diametro interno pari ad 0.80 m e portata 316.8 l/s la velocità del flusso nella condotta è pari a 0.63 m/s, perciò le perdite concentrate sono 3.04 cm: risulta quindi una perdita di carico totale di 3.52 cm, arrotondata per eccesso a 0.04 m.

Rispetto al livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), il carico indotto dalla sommergenza del tratto di scarico N13-N14 in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte N13 raggiunge la quota di +0.04 m s.l.m., compresa quindi tra la quota di scorrimento (0.00 m s.l.m.) e di intradosso (+0.60 m s.l.m.) nel pozzetto succitato del tratto N12-N13 della rete fognaria principale.

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Considerando un grado di riempimento della condotta N12-N13 dell'80%, il livello raggiunto al suo interno ipotizzando assenza di sommergenza sarebbe pari a +0.48 m s.l.m., mentre con la portata idrologica precedentemente stimata (316.8 l/s) la quota di massimo riempimento risulta +0.39 m s.l.m. essendo il grado di riempimento del 65% circa: in entrambi i casi il livello raggiunto è superiore al carico stimato nel pozzetto N13 (+0.04 m s.l.m.).

Si deduce quindi che la sommergenza del tratto di scarico N13-N14 non induce rigurgito verso monte, ma viceversa si genera un effetto di richiamo per lo smaltimento verso mare delle portate meteoriche convogliate dalla rete fognaria bianca tributaria dello scarico in esame.

TRATTO N24-N25

Il tratto di scarico N24-N25 è caratterizzato da un tubo in CLS DN600 e pendenza di 1%, al quale convogliano le acque smaltite dal tratto fognario immediatamente a monte N23-N24, costituito da una condotta DN630 PE PN10 pendenza 0.2% con quota di scorrimento, in corrispondenza dell'ultimo pozzetto N24 lungo la dorsale, pari a -0.48 m s.l.m.

Dall'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy, la portata idrologica stimata defluente dal rispettivo bacino tributario è pari a 143.3 l/s (0.1433 mc/s) (si vedano le valutazioni fatte nei capitoli precedenti); si riportano di seguito le immagini del procedimento di calcolo delle perdite distribuite per il tratto finale DN600:

Formula di Colebrook-White:

D m = Diametro della condotta
Q m³/s = Portata della condotta
E mm = Scabrezza

Risultati del calcolo:

Scabrezza Relativa	0.005
Area sezione [m ²]	0.282743338
Velocità [m/s]	0.506820075
Viscosità cinematica [m ² /s] (Nota: come fluido si è assunta l'acqua a 20 °C)	1.006E-6
Numero di Reynolds	302278.37475149
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	0.030662703400771
Perdita di Carico (cadente) con la formula di Darcy [m/m]	0.000669337

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Formula di Hazen-Williams:

D	<input type="text" value="600"/>	mm	=	Diametro interno
Q	<input type="text" value="143.3"/>	l/s	=	Portata della condotta
J	<input type="text" value="0.68"/>	m/km	=	Perdita di carico
C	<input type="text" value="100"/>		=	Coefficiente di scabrezza

Il valore peggiore di perdita distribuita è restituito, anche se con differenza praticamente nulla, dalla formula di Hazen-Williams essendo pari a 0.068 cm/m; la lunghezza del tratto N24-N25 è di 8.42 m, perciò la perdita distribuita sarà 0.57 cm. Con diametro interno pari ad 0.60 m e portata 143.3 l/s la velocità del flusso nella condotta è pari a 0.51 m/s, perciò le perdite concentrate sono 1.96 cm: risulta quindi una perdita di carico totale di 2.54 cm, arrotondata per eccesso a 0.03 m.

Rispetto al livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), il carico indotto dalla sommergenza del tratto di scarico N24-N25 in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte N24 raggiunge la quota di +0.03 m s.l.m., compresa quindi tra la quota di scorrimento (-0.48 m s.l.m.) e di intradosso (+0.07 m s.l.m.) nel pozzetto succitato del tratto N23-N24 della rete fognaria principale.

Considerando un grado di riempimento della condotta N23-N24 dell'80%, il livello raggiunto al suo interno ipotizzando assenza di sommergenza sarebbe pari a -0.04 m s.l.m., mentre con la portata idrologica precedentemente stimata (143.3 l/s) la quota di massimo riempimento risulta -0.20 m s.l.m. essendo il grado di riempimento del 51% circa: in entrambi i casi il livello raggiunto è inferiore al carico stimato nel pozzetto N24 (+0.03 m s.l.m.).

Si deduce quindi che la sommergenza del tratto di scarico N25-N24 genera, nel tratto di rete fognaria immediatamente a monte N23-N24, un rigurgito verso monte senza indurre però la condizione di funzionamento in pressione. Tale modalità di funzionamento idraulico è accettabile, alla luce delle condizioni al contorno del sistema.

Di seguito si allega la tabella riassuntiva del funzionamento dei differenti scarichi a mare sopra analizzati: in particolare per funzionamento “ottimo” si intende la condizione per cui la sommergenza del tratto di scarico non induce alcun rigurgito nella rete fognaria a monte, ma induce piuttosto un effetto di richiamo sullo smaltimento della portata meteorica verso mare; con funzionamento “buono” si descrive invece il caso in cui la sommergenza può indurre sì un leggero rigurgito nei tratti fognari di monte, senza innescare comunque alcun funzionamento in pressione in essi.

SCARICO A MARE	FUNZIONAMENTO
TRATTO N5-N6	BUONO
TRATTO N9-N10	BUONO
TRATTO N20-N21	BUONO
TRATTO N13-N14	OTTIMO
TRATTO N24-N25	BUONO

Analogamente a quanto sopra, di seguito verranno verificati gli scarichi a mare in corrispondenza delle banchine di sopraflutto, sottoflutto e di riva.

SCARICHI SOPRAFLUTTO

Come spiegato nei capitoli precedenti, lo smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sulla banchina di sopraflutto vengono raccolte e smaltite attraverso delle linee di canalette grigliate e caditoie disposte lungo tutta la lunghezza della banchina stessa. In particolare, si è ipotizzato di suddividere la banchina in tratti di uguale lunghezza, così da servire ogni tratto con moduli di canalette grigliate e caditoie indipendenti ed autonome; ogni modulo sarà inoltre caratterizzato da un proprio scarico a mare.

Per la banchina di sopraflutto gli scarichi a mare sono costituiti da un tratto di condotta in CLS DN400 con pendenza 1.5%, ai quali convogliano le acque meteoriche raccolte dal tratto fognario ad essi tributario. In particolare, la rete fognaria, costituita da moduli di canalette grigliate e caditoie, smaltisce le acque meteoriche verso mare attraverso un primo tratto di condotta DN_i 272 PP pendenza 3%, e successivamente attraverso il tratto di scarico succitato; si sottolinea che in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte dello scarico, la condotta DN_i 272 PP presenta una quota di scorrimento pari a -0.05 m s.l.m.

Con riferimento al tratto di banchina di sopraflutto e alla rispettiva rete fognaria che, dall'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy, risulta il caso "peggiore" in termini di portata idrologica defluente dal rispettivo bacino tributario, si riportano di seguito le immagini del procedimento di calcolo delle perdite distribuite per il tratto finale DN400.

Si considera come portata idrologica quella massima tra i valori stimati per i vari scarichi a servizio del sopraflutto, pari a 88.0 l/s (0.088 mc/s) (si vedano le valutazioni fatte nei capitoli precedenti).

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Formula di Colebrook-White:

D m = Diametro della condotta
Q m³/s = Portata della condotta
E mm = Scabrezza

Risultati del calcolo:

Scabrezza Relativa	0.0075
Area sezione [m ²]	0.125663706
Velocità [m/s]	0.70028175
Viscosità cinematica [m ² /s] (Nota: come fluido si è assunta l'acqua a 20 °C)	1.006E-6
Numero di Reynolds	278442.04771372
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	0.034702617570371
Perdita di Carico (cadente) con la formula di Darcy [m/m]	0.002169331

Formula di Hazen-Williams:

D mm = Diametro interno
Q l/s = Portata della condotta
J m/km = Perdita di carico
C = Coefficiente di scabrezza

Il valore peggiore di perdita distribuita è restituito dalla formula di Colebrook-White essendo pari a 0.217 cm/m; la lunghezza del tratto di scarico è di 6.20 m, perciò la perdita distribuita sarà 1.34 cm. Con diametro interno pari ad 0.40 m e portata 88.0 l/s la velocità del flusso nella condotta è pari a 0.70 m/s, perciò le perdite concentrate sono 3.75 cm: risulta quindi una perdita di carico totale di 5.09 cm, arrotondata per eccesso a 0.06 m.

Rispetto al livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), il carico indotto dalla sommergenza del tratto di scarico in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte raggiunge la quota di +0.06 m s.l.m., compresa quindi tra la quota di scorrimento (-0.05 m s.l.m.) e di intradosso (+0.22 m s.l.m.) nel pozzetto succitato del tratto DN_i 272.

Si deduce quindi che la sommergenza del tratto di scarico non induce rigurgito verso monte, ma viceversa si genera un effetto di richiamo per lo smaltimento verso mare delle portate meteoriche convogliate dalla rete fognaria bianca tributaria dello scarico in esame, essendo il carico indotto dalla sommergenza nettamente minore dal livello raggiungibile all'interno dalla condotta.

SCARICHI SOTTOFLUTTO

L'area di sottoflutto sarà dotata, per la raccolta e smaltimento delle acque meteoriche, di una linea di canalette grigliate e caditoie per tutta la sua lunghezza.

Analogamente alla banchina sopraflutto, la linea di griglie è stata definita ipotizzando di suddividere la banchina di sottoflutto in tratti di uguale lunghezza così da servire ogni tratto con moduli di canaletta grigliata e caditoie indipendenti, dove ogni modulo sarà caratterizzato da un proprio scarico a mare.

Per la banchina di sottoflutto gli scarichi a mare sono costituiti da un tratto di condotta in CLS DN400 con pendenza 1.5%, ai quali convogliano le acque meteoriche raccolte dal tratto fognario ad essi tributario.

In particolare la rete fognaria smaltisce le acque meteoriche verso mare attraverso un primo tratto di condotta DN_i 272 PP pendenza 3%, e successivamente attraverso il tratto di scarico succitato; si sottolinea che in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte dello scarico, la condotta DN_i 272 PP presenta una quota di scorrimento pari a +0.84 m s.l.m.

Con riferimento al tratto di banchina di sottoflutto e alla rispettiva rete fognaria, dall'applicazione della formula di moto uniforme di Chezy la portata idrologica defluente dal rispettivo bacino tributario risulta pari a 38.0 l/s (0.038 mc/s) (si vedano le valutazioni fatte nei capitoli precedenti); si riportano di seguito le immagini del procedimento di calcolo delle perdite distribuite per il tratto finale DN400.

Formula di Colebrook-White:

D m = Diametro della condotta
Q m³/s = Portata della condotta
E mm = Scabrezza

Risultati del calcolo:

Scabrezza Relativa	0.0075
Area sezione [m ²]	0.125663706
Velocità [m/s]	0.302394392
Viscosità cinematica [m ² /s] (Nota: come fluido si è assunta l'acqua a 20 °C)	1.006E-6
Numero di Reynolds	120236.3387674
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	0.035042456073828
Perdita di Carico (cadente) con la formula di Darcy [m/m]	0.000408469

Relazione idrologica
Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino
PROGETTO ESECUTIVO – PRIMO LOTTO FUNZIONALE

Formula di Hazen-Williams:

D	<input type="text" value="400"/>	mm	=	Diametro interno
Q	<input type="text" value="38"/>	l/s	=	Portata della condotta
J	<input type="text" value="0.42"/>	m/km	=	Perdita di carico
C	<input type="text" value="100"/>		=	Coefficiente di scabrezza

Il valore peggiore di perdita distribuita è restituito, anche se con differenza praticamente nulla, dalla formula di Hazen-Williams essendo pari a 0.042 cm/m; la lunghezza del tratto di scarico è di 3.08 m, perciò la perdita distribuita sarà 0.13 cm. Con diametro interno pari ad 0.40 m e portata 38.0 l/s la velocità del flusso nella condotta è pari a 0.30 m/s, perciò le perdite concentrate sono 0.70 cm: risulta quindi una perdita di carico totale di 0.83 cm, arrotondata per eccesso a 0.01 m.

Rispetto al livello di medio mare (0.00 m s.l.m.), il carico indotto dalla sommergenza del tratto di scarico in corrispondenza del pozzetto immediatamente a monte raggiunge la quota di +0.01 m s.l.m., quindi nettamente inferiore alla quota di scorrimento (+0.84 m s.l.m.) nel pozzetto succitato del tratto DN_i 272.

Si deduce quindi che la sommergenza del tratto di scarico non induce rigurgito verso monte, ma viceversa si genera un effetto di richiamo per lo smaltimento verso mare delle portate meteoriche convogliate dalla rete fognaria bianca tributaria dello scarico in esame, essendo il carico indotto dalla sommergenza addirittura minore della quota di scorrimento della condotta.

BANCHINA DI RIVA

La banchina di riva risulta servita, come per il sottoflutto, esclusivamente da una linea di griglia per tutta la sua lunghezza, definite ipotizzando di suddividere la banchina in tratti di uguale lunghezza così da servire ogni tratto con moduli di canaletta grigliata indipendenti; ogni modulo è poi servito da un proprio scarico a mare.

Per la banchina di riva gli scarichi a mare sono costituiti da un tratto di condotta in CLS DN400 con pendenza 1.5%, ai quali convogliano le acque meteoriche raccolte dalle canalette grigliate ad essi tributarie: in particolare le portate raccolte dalle canalette vengono scaricate in primo luogo direttamente in un pozzetto di raccolta, e successivamente vengono smaltite a mare attraverso lo scarico finale. Dato che le canalette grigliate risultano molto superficiali e non essendoci ulteriori reti fognarie collegate immediatamente a monte del pozzetto di raccolta, è possibile concludere che la sommergenza del tratto di condotta di scarico non induce alcun problema sul buon funzionamento delle canalette, essendo posizionate a quote nettamente superficiali rispetto allo scarico stesso.

In ragione di tutte le definizioni e calcolazioni prodotte ed illustrate nel presente elaborato, si ritiene il sistema fognario di smaltimento delle acque meteoriche del Primo Lotto Funzionale del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino adeguatamente dimensionato e progettato sotto l'aspetto idraulico.