COMUNE DI CERIALE

Provincia di Savona

Area Lavori Pubblici

Interventi di riqualificazione piana ingauna di levante - II stralcio - 1° lotto - Interventi alla foce rio Carendetta.



FRESIA IVO
17.02.2023
09:34:03
GMT+01:00

PROGETTO DEFINITIVO

Il Progettista architettonico e coordinatore della sicurezza per la progettazione: *Ing. Ir. Gian Luca CORRADI*	Il Geologo: *Dott. Geol. Giovanni CARRA*
Verifiche strutturali: *Dott Ing. Roberto BARTOLOZZI*	VISTO: Il Responsabile unico del procedimento *Arch. Diego Rubagotti*

ELABORATO 2

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

approvato	ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO Dott. Ing. IVO FRESIA n. 3299X Ing. Ivo Fresia
verificato	Ing. Ir. Gian Luca Corradi
elaborato	Ing. Ivo Fresia

0	CD	CD	FR	Febbraio 2022
rev.	sigla			data

codice elaborato 0987-04-04-001R-00

SISTEMA CERTIFICATO ISO 9001:2015 IAS REGISTER Cert. N. 01296
SISTEMA CERTIFICATO ISO 14001:2015 IAS REGISTER Cert. N. 00258

Indice

1 Premessa 1

2 Analisi idrologica 2

2.1 Portate di progetto per il reticolo secondario 2

2.1.1. Definizione del tempo di corrivazione 5

2.1.2. Calcolo della percentuale di impermeabilità 8

2.1.3. Pluviometria 11

2.1.4. Determinazione delle portate per TR 25 anni 13

3 Analisi idraulica 16

3.1 Descrizione del modello numerico di simulazione 16

3.2 Condizioni al contorno 17

3.3 Definizione della scabrezza idraulica 17

3.4 Analisi dei risultati 18

3.4.1. Inquadramento planimetrico 18

3.4.2. Profili longitudinali 20

3.4.3. Tabelle dei risultati 20

Allegato 1: descrizione del codice di calcolo Mike Urban RR

Allegato 2: descrizione del codice di calcolo Mike 11 HD

Allegato 3: dimensionamento scogliera

1 Premessa

L'analisi idrologica descritta nel presente documento è stata desunta dallo studio "Analisi idrologica e Studi di dettaglio dei bacini ricadenti nell'area della Piana Ingauna di Levante – individuazione delle criticità idrauliche e proposte di intervento – ottobre 2008" redatto dal Raggruppamento formato da HYDRODATA S.p.A., ART Ambiente Risorse Territorio s.r.l. e Consorzio INTECNO-DHI. Tale studio ha fornito una serie di indicazioni relative al comportamento idrologico dei bacini della piana Ingauna di Levante. In particolare, si possono riassumere i seguenti aspetti:

1) l'analisi idrologica sui bacini principali (Torsero, Largo, Carenda, Antognano e San Rocco) è stata effettuata applicando le nuove indicazioni riportate in "Criteri ed indirizzi tecnici per la verifica e valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi idrologici di dettaglio nei bacini idrografici liguri dell'Autorità di Bacino della Regione Liguria", Maggio 2008; le portate al colmo di piena calcolate per il Rio Carenda sono risultate paragonabili a quanto indicato nel Piano di Bacino;

2) il reticolo fluviale secondario svolge la principale funzione di drenaggio di aree antropizzate ed in questo senso può essere considerato analogo ad un sistema di drenaggio urbano; in base a sopralluoghi in sito ed alle successive simulazioni idrauliche è stato evidenziato che l'effettiva criticità del reticolo si manifestata in conseguenza di eventi pluviometrici frequenti ed intensi.

Per quanto riguarda i corsi d'acqua principali, le portate al colmo per differente tempo di ritorno utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle ipotesi progettuali sono quelle indicate nel Piano. Nel corso dello studio citato in precedenza sono stati ricostruiti gli idrogrammi di portata per tempo di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni che sono stati utilizzati nel corso delle verifiche idrauliche di moto vario.

Relativamente al **reticolo secondario**, all'interno del quale ricadono gli interventi oggetto del presente progetto Definitivo, si è proceduto all'adeguamento dello studio idrologico pregresso, ed in particolare della delimitazione e definizione dei bacini contribuenti alle risultanze della nuova indagine ricognitiva di dettaglio ed alle indicazioni/osservazioni fornite dal Comitato Tecnico in seguito all'approvazione del precedente "Studio di Fattibilità" (Comune di Albenga, Comune di Ceriale, Associazioni di categoria degli agricoltori).

Proprio per le caratteristiche evidenziate, è stata adottata una metodologia per il calcolo delle portate al colmo dei bacini afferenti al reticolo secondario differente dalla metodologia CIMA, definita come standard di riferimento all'interno del Piano di Bacino, che non prende in considerazione i forti effetti di invaso e laminazione dovuti alla tipologia di reticolo. **L'analisi idrologica è stata pertanto integrata con la valutazione delle portate al colmo mediante l'applicazione di un metodo idrologico ai serbatoi lineari attraverso l'utilizzo del modulo idrologico RR del MIKE URBAN, di cui è riportata una sintetica descrizione nell'allegato 1.**

L'analisi idraulica è stata finalizzata al supporto delle attività di progettazione e articolata su due fasi principali:

- ✓ aggiornamento ed integrazione dei dati;
- ✓ simulazioni idrauliche della configurazione di progetto.

Così come descritto relativamente all'analisi idrologica, anche nel caso dell'analisi idraulica si è provveduto all'aggiornamento ed all'integrazione dei modelli numerici realizzati nel corso dello studio di fattibilità in funzione delle risultanze degli aggiornamenti conoscitivi acquisiti con la nuova indagine ricognitiva di dettaglio e delle indicazioni/osservazioni fornite dall'Organo di controllo del Protocollo di Intesa in seguito all'approvazione del precedente studio di fattibilità.

Nell'ambito del presente Progetto Definitivo – II stralcio 1° Lotto è stata sviluppata una parte degli interventi previsti nel Progetto Preliminare[1] ed in modo particolare quelli relativi al seguente canale secondario:

- **Area in sinistra Rio Carenda: Carendetta di Pineo.**

2 Analisi idrologica

2.1 Portate di progetto per il reticolo secondario

La rete di drenaggio composta dal reticolo definito come secondario è stata analizzata, dal punto di vista idrologico, mediante l'applicazione di uno specifico metodo per la determinazione delle portate al colmo. L'approccio utilizzato è quello del **metodo dell'invaso**: si ritiene infatti che tale metodologia sia la più adatta a descrivere il comportamento idrologico dei bacini secondari dove il reticolo stesso determina un significativo effetto di invaso in grado di ridurre almeno in parte le portate al colmo. Questo aspetto non è invece preso in considerazione nel caso di utilizzo di metodologie semplificate come il metodo CIMA.

Il reticolo secondario si differenzia dal reticolo principale anche per il tempo di ritorno assunto come riferimento per la progettazione: come più volte evidenziato, il reticolo assume prevalentemente funzione di drenaggio, simile a quella che può avere una rete urbana di smaltimento delle acque bianche, e per tale motivo si ritiene più opportuno dimensionare le opere **per un tempo di ritorno di 25 anni** anziché che 200 anni.

La determinazione delle portate al colmo e dei relativi idrogrammi di portata è stata effettuata mediante l'utilizzazione del codice di calcolo MIKE URBAN del DHI Water·Environment·Health.

MIKE URBAN è un software specificatamente sviluppato per la simulazione idrologica e idraulica delle reti idrauliche in ambito urbano; in particolare, il modulo idrologico (RR), applicato nel caso presente, ha permesso la definizione degli idrogrammi di piena per tempo di ritorno di 25 anni, per ogni singolo bacino gravante sulla rete di canali e scoli facente parte del reticolo di studio.

Il modello idrologico utilizzato è basato sull'utilizzo dell'equazione di continuità e dell'equazione dei serbatoi lineari, considerando in questo modo la portata idrologica proporzionale all'altezza d'acqua sul bacino. Le perdite idrologiche sono simulate considerando gli effetti di invaso, gli effetti di evapotraspirazione e dove richiesto, gli effetti di infiltrazione, determinando in questo modo l'ammontare di pioggia efficace che determina l'effettivo scorrimento superficiale:

$I_{eff}(t) = I(t) - I_E(t) - I_I(t) - I_S(t)$

dove:

I_{eff} pioggia efficace;

I precipitazione attuale;

I_E perdite per evapotraspirazione;

I_I perdite per infiltrazione;

I_S perdite per invaso.

La portata idrologica è quindi determinata come

$$Q(t) = C \cdot y_R(t)$$

dove l'altezza di pioggia $y_R(t)$ viene calcolata in funzione dell'area A del bacino, in base all'equazione di continuità espressa come

1 Progetto redatto da R.T.I. già citato per conto della Provincia di Savona – Settore Difesa del Suolo e Tutela Ambientale – Gennaio 2009.

$$I_{eff}(t)\cdot A - Q(t) = \frac{dy_R}{dt}\cdot A$$.

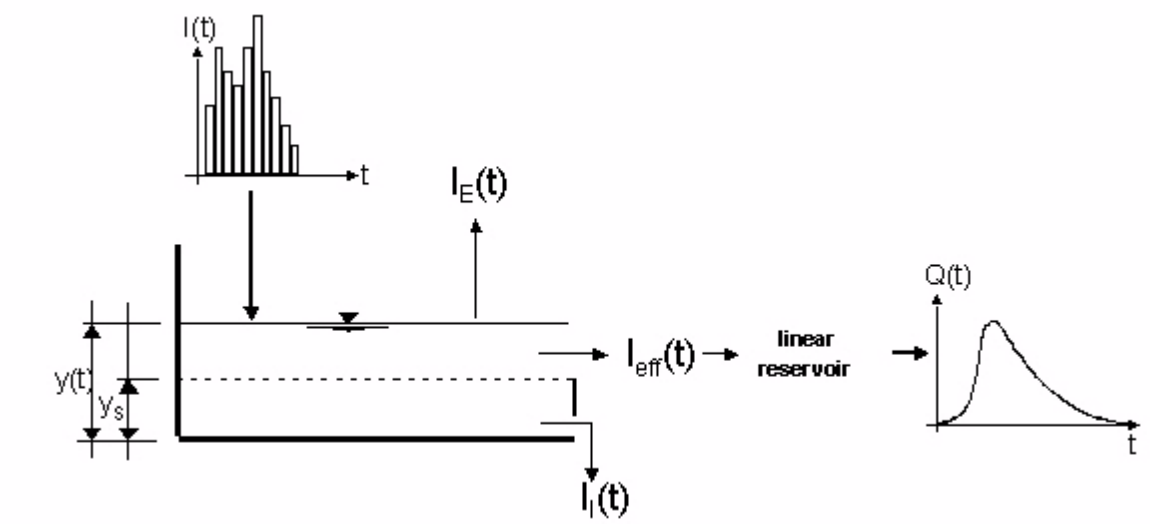


Figura 1 – Schematizzazione del processo idrologico simulato.

Il coefficiente *C* rappresenta la costante del serbatoio lineare e può essere espressa in funzione del tempo di Lag (T_L) e dell'area del bacino come

$$C = A/T_L$$.

Il codice di calcolo permette anche la possibilità di specificare la costante del serbatoio lineare in funzione delle caratteristiche del bacino (area, estensione, pendenza e percentuale di area impermeabile) come

$$K = 1/C = 0.3175\cdot A^{-0.0076}\cdot C^{-0.512}\cdot L^{0.608}\cdot S^{-0.401}$$

dove:

A	area del bacino	(ha);
C	coefficiente di impermeabilità	(0-1);
L	estensione del bacino	(m);
S	pendenza del bacino	(%).

La Figura 2 riporta la suddivisione dei bacini relativi al reticolo secondario, aggiornata in funzione delle indicazioni ricevute dal Comitato Tecnico in seguito all'esame degli elaborati dello Studio di Fattibilità.

Per ogni singolo bacino sono stati quindi calcolati i principali parametri necessari all'applicazione del modello idrologico precedentemente descritto; in particolare la Tabella 1 riporta:

- Codice Bacino: identificativo dei singoli bacini secondari rappresentato da un numero progressivo e dall'ambito di riferimento (Antognano, Carenda, San Rocco, Torsero, Largo); sono stati riportati solo i bacini dell'ambito del Carenda in quanto l'intervento in progetto ricade in tale ambito; in giallo sono evidenziati i sottobacini che interessano il corso d'acqua su cui si concentrano gli interventi;
- Area: estensione areale dei bacini in km^2;
- Quota min.: quota minima del bacino (m s.m.);

- Quota max.: quota massima del bacino (m s.m.);
- L: estensione del reticolo secondario all'interno del singolo bacino (km);
- i: pendenza del bacino (m/m).

Le quote dei bacini sono state ricavate, ove disponibile, interrogando in ambiente GIS il modello digitale del terreno ricavato dalla CTR vettoriale 1:5000 della Regione Liguria.

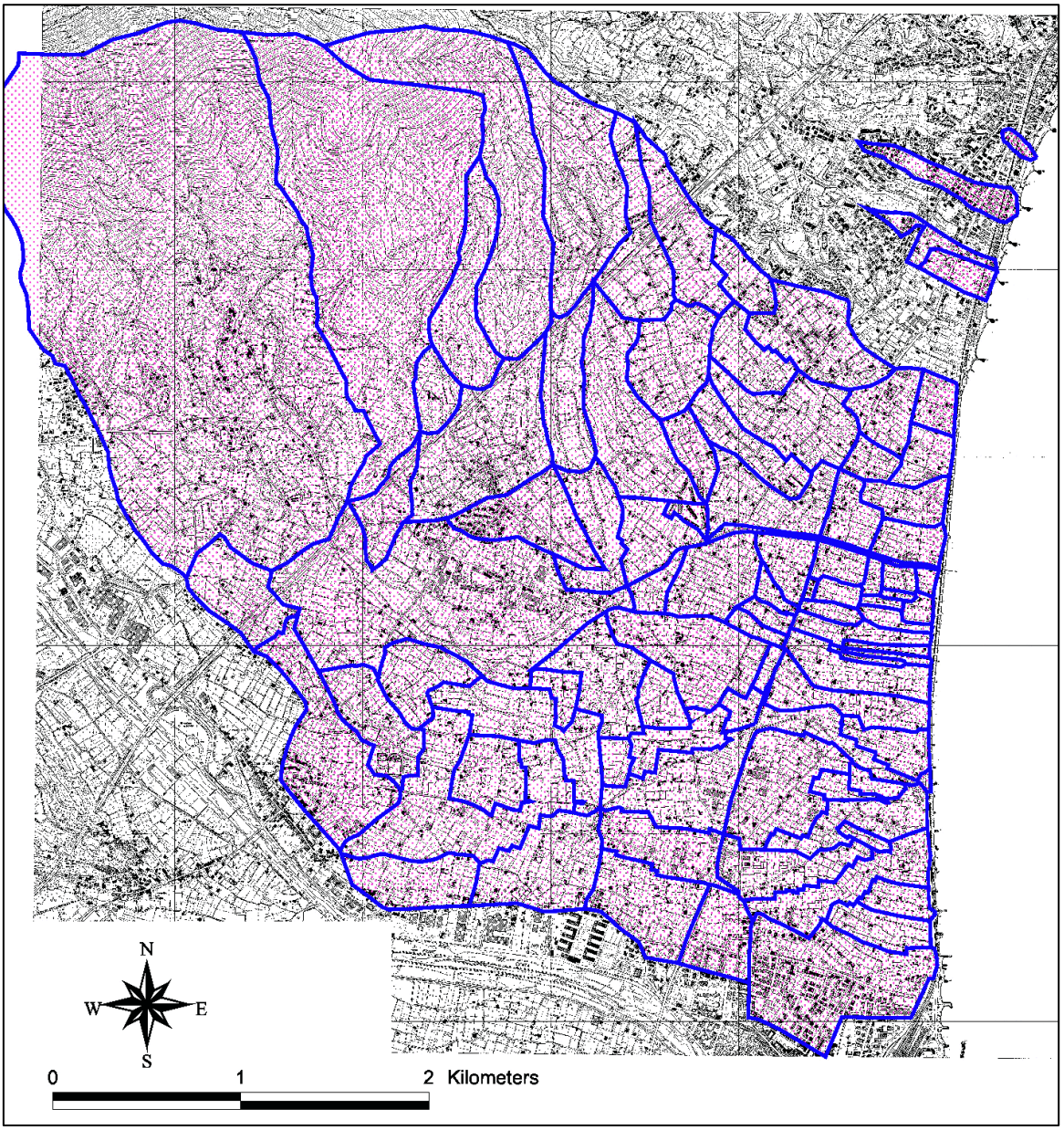


Figura 2 – Suddivisione dei bacini afferenti al reticolo secondario.

Tabella 1 – Principali parametri caratteristici dei bacini secondari.

Codice Bacino	Area (km²)	Quota min. (m s.m.)	Quota max (m s.m.)	L (km)	i m/m	Codice Bacino	Area (km²)	Quota min. (m s.m.)	Quota max (m s.m.)	L (km)	i m/m
1_CAR	3.8877	23.80	695.50	2.85	0.2357	32_CAR	0.0212	1.09	1.67	0.33	0.0018
2_CAR	1.5798	31.30	499.60	2.95	0.1587	34_CAR	0.0280	1.28	2.98	0.30	0.0057
3_CAR	0.0801	46.30	54.70	0.47	0.0179	35_CAR	0.0065	1.37	3.48	0.37	0.0058
4_CAR	0.2352	27.00	105.00	1.27	0.0614	36_CAR	0.0296	1.13	2.02	0.49	0.0018
5_CAR	0.6903	26.40	490.00	2.15	0.2156	37_CAR	0.0300	1.17	2.04	0.44	0.0020
6_CAR	0.4501	46.80	154.50	1.15	0.0937	38_CAR	0.0123	1.24	1.78	0.23	0.0023
7_CAR	0.2224	45.80	135.10	1.12	0.0797	39_CAR	0.0520	1.05	4.46	0.61	0.0056
8_CAR	0.2052	40.60	92.90	0.99	0.0528	40_CAR	0.0183	1.22	2.30	0.13	0.0087
10_CAR	0.1113	22.50	38.90	0.59	0.0278	41_CAR	0.0080	1.00	1.68	0.19	0.0036
9_CAR	1.0282	6.84	38.99	2.31	0.0139	42_CAR	0.0231	0.96	1.91	0.51	0.0019
11_CAR	0.4223	13.14	48.31	1.12	0.0315	43_CAR	0.0254	1.08	1.73	0.21	0.0031
12_CAR	0.1926	14.74	61.21	0.92	0.0508	44_CAR	0.0148	1.29	4.59	0.23	0.0142
14_CAR	0.1196	9.33	36.52	1.16	0.0235	45_CAR	0.0750	0.91	6.20	0.71	0.0075
15_CAR	0.0829	25.69	57.35	0.53	0.0594	46_CAR	0.0870	0.11	5.10	1.01	0.0049
16_CAR	0.2028	7.93	24.40	0.65	0.0255	47_CAR	0.0501	0.57	2.20	0.37	0.0044
17_CAR	0.1598	6.03	21.49	0.69	0.0224	49_CAR	0.0764	0.34	6.20	0.50	0.0118
19_CAR	0.2461	1.49	27.06	0.56	0.0457	28_CAR	0.1453	0.00	6.20	1.41	0.0044
20_CAR	0.2447	2.37	33.68	0.81	0.0388	23_CAR	0.1567	1.46	11.05	0.49	0.0196
21_CAR	0.0489	4.78	7.78	0.32	0.0094	23.1_CAR	0.0247	4.38	5.17	0.20	0.0040
22_CAR	0.1731	2.48	6.55	0.43	0.0094	18_CAR	0.3434	4.46	59.50	1.28	0.0431
24_CAR	0.0280	1.99	4.06	0.32	0.0066	18.2_CAR	0.0861	0.55	4.04	0.29	0.0121
25_CAR	0.0288	1.82	3.11	0.46	0.0028	48_CAR	0.1185	0.58	3.95	0.87	0.0039
26_CAR	0.0260	1.96	3.09	0.40	0.0028	50_CAR	0.0612	0.29	6.20	0.27	0.0220
27_CAR	0.0805	1.72	4.46	0.35	0.0079	18.1C_CAR	0.1943	1.42	12.76	0.56	0.0203
29_CAR	0.1435	0.00	6.20	1.07	0.0058	13_CAR	0.2082	23.80	45.49	0.49	0.0441
30_CAR	0.0145	0.91	1.54	0.35	0.0018	18.1A_CAR	0.0755	5.10	18.90	0.55	0.0250
31_CAR	0.0165	1.00	1.96	0.41	0.0023	18.1B_CAR	0.1319	1.87	24.23	0.76	0.0296
33_CAR	0.0705	1.04	2.96	0.93	0.0021						

2.1.1. Definizione del tempo di corrivazione

In funzione delle caratteristiche dei bacini è stato possibile calcolare il tempo di corrivazione tipico di ciascun bacino secondario e, di conseguenza, del relativo tempo di Lag espresso come $0.6 \cdot t_c$. Le formulazioni adottate per il calcolo del tempo di corrivazione sono quelle maggiormente adattabili a piccoli bacini, prevalentemente pianeggianti ed in particolare le formule di Pasini, Ventura, Kirpich e VAPI, di seguito riportate:

Formula di Ventura:

$$t_c = 0{,}1272\sqrt{\frac{S}{i}}$$

Formula di Pasini:

$$t_c = 0{,}108 \cdot \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i}}$$

Formula di Kirpich

$$t_c = 0.066 L^{0.77} \left[\frac{1000 \cdot L}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0.385}$$

Formula VAPI modificato

$$t_c = 0.2 + 0.27\sqrt{S}$$

dove:

- superficie S (km^2);
- altitudine massima Hmax (m s.m.);
- quota della sezione di chiusura Hmin (m s.m.);
- lunghezza dell'asta principale L (km);
- pendenza dell'asta principale i (m/m);

Il tempo di corrivazione da utilizzare per i calcoli idrologici è stato infine assunto considerando la media matematica dei valori desunti dalle formulazioni presentate: per ogni singolo bacino sono riportati nella Tabella 2 i rispettivi valori del tempo di corrivazione e del tempo di Lag entrambi espressi in minuti.

La Figura 3 ha la finalità di rappresentare graficamente la classificazione dei bacini secondari in funzione del rispettivo tempo di corrivazione: la maggior parte dei bacini presenta un tempo di corrivazione compreso tra 15 e 30 minuti, mentre nella parte sud, nell'ambito di riferimento dell'Antognano, sono presenti bacini con tempo di ritorno prevalentemente compresi tra 30 e 52 minuti.

Tabella 2 – Tempi di corrivazione calcolati per i bacini secondari.

Codice Bacino	Ventura (h)	Pasini (h)	Kirpich (h)	VAPI (h)	tc (min)	t - lag (min)	Codice Bacino	Ventura (h)	Pasini (h)	Kirpich (h)	VAPI (h)	tc (min)	t lag (min)
1_CAR	0.5	0.5	0.3	0.7	30	18	32_CAR	0.4	0.5	0.3	0.2	22	13
2_CAR	0.4	0.5	0.3	0.5	26	15	34_CAR	0.3	0.3	0.2	0.2	15	9
3_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	15	9	35_CAR	0.1	0.2	0.2	0.2	12	7
4_CAR	0.2	0.3	0.2	0.3	17	10	36_CAR	0.5	0.6	0.4	0.2	27	16
5_CAR	0.2	0.3	0.2	0.4	17	10	37_CAR	0.5	0.6	0.4	0.2	26	15
6_CAR	0.3	0.3	0.2	0.4	17	10	38_CAR	0.3	0.3	0.2	0.2	16	10
7_CAR	0.2	0.2	0.2	0.3	15	9	39_CAR	0.4	0.5	0.3	0.3	22	13
8_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	16	9	40_CAR	0.2	0.2	0.1	0.2	10	6
10_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	15	9	41_CAR	0.2	0.2	0.2	0.2	12	7
9_CAR	1.1	1.2	0.7	0.5	52	31	42_CAR	0.4	0.6	0.4	0.2	25	15
11_CAR	0.5	0.5	0.3	0.4	24	14	43_CAR	0.4	0.3	0.2	0.2	17	10
12_CAR	0.2	0.3	0.2	0.3	15	9	44_CAR	0.1	0.1	0.1	0.2	9	5
14_CAR	0.3	0.4	0.3	0.3	19	11	45_CAR	0.4	0.5	0.3	0.3	22	13
15_CAR	0.2	0.2	0.1	0.3	11	6	46_CAR	0.5	0.7	0.5	0.3	30	18
16_CAR	0.4	0.3	0.2	0.3	18	11	47_CAR	0.4	0.4	0.2	0.3	21	12
17_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	18	11	49_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	17	10

Codice Bacino	Ventura (h)	Pasini (h)	Kirpich (h)	VAPI (h)	tc (min)	t - lag (min)	Codice Bacino	Ventura (h)	Pasini (h)	Kirpich (h)	VAPI (h)	tc (min)	t lag (min)
19_CAR	0.3	0.3	0.1	0.3	15	9	28_CAR	0.7	1.0	0.7	0.3	40	24
20_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	18	11	23_CAR	0.4	0.3	0.2	0.3	18	11
21_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	15	9	23.1_CAR	0.3	0.3	0.2	0.2	15	9
22_CAR	0.5	0.5	0.2	0.3	23	14	18_CAR	0.4	0.4	0.3	0.4	21	12
24_CAR	0.3	0.3	0.2	0.2	15	9	18.2_CAR	0.3	0.3	0.1	0.3	16	9
25_CAR	0.4	0.5	0.3	0.2	22	13	48_CAR	0.7	0.8	0.5	0.3	35	21
26_CAR	0.4	0.4	0.3	0.2	21	12	50_CAR	0.2	0.2	0.1	0.3	12	7
27_CAR	0.4	0.4	0.2	0.3	19	11	18.1C_CAR	0.4	0.4	0.2	0.3	19	11
29_CAR	0.6	0.8	0.5	0.3	33	20	13_CAR	0.3	0.2	0.1	0.3	15	9
30_CAR	0.4	0.4	0.3	0.2	20	12	18.1A_CAR	0.2	0.2	0.2	0.3	14	8
31_CAR	0.3	0.4	0.3	0.2	20	12	18.1B_CAR	0.3	0.3	0.2	0.3	16	10
33_CAR	0.7	1.0	0.7	0.3	40	24							

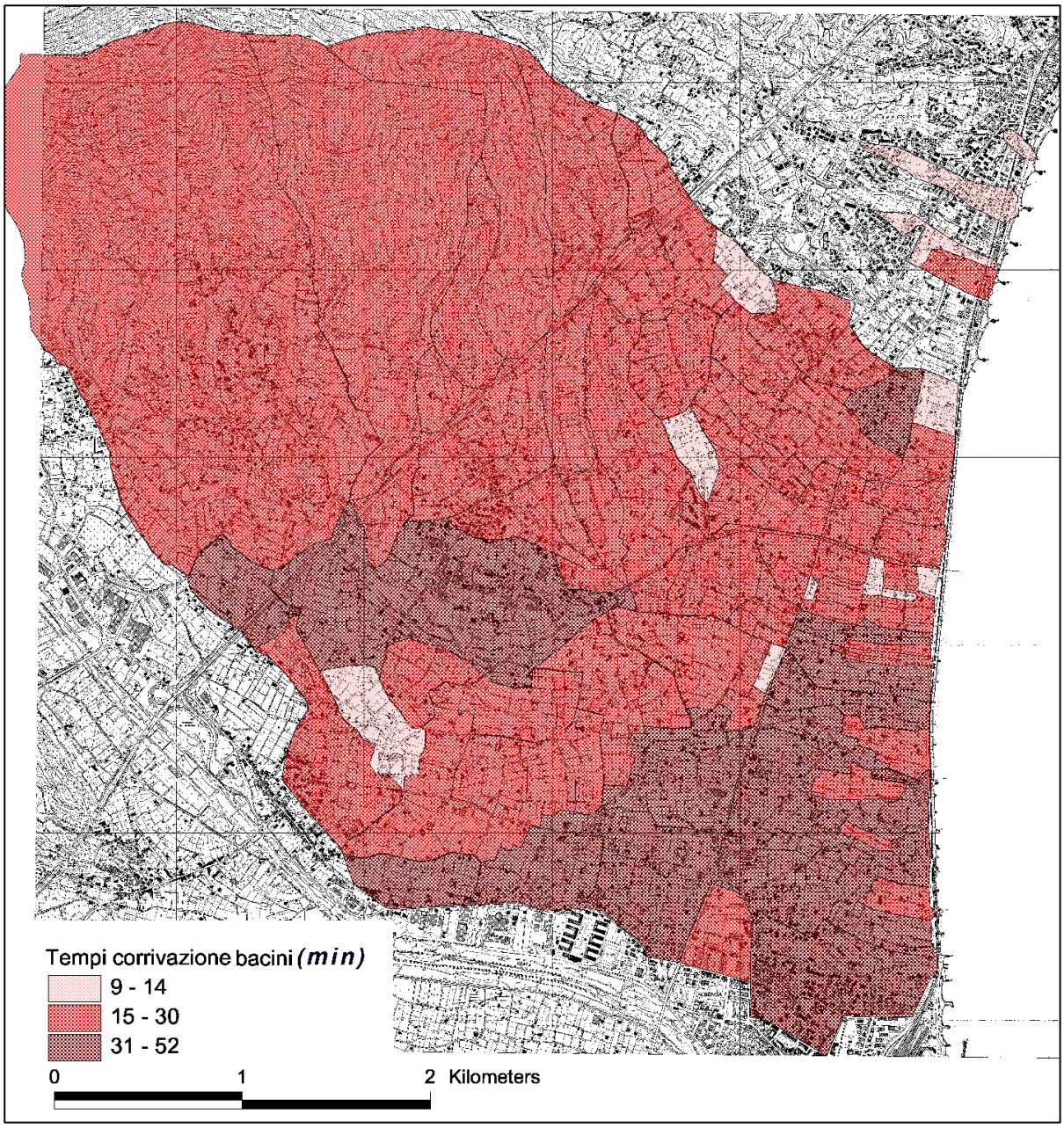


Figura 3 – Classificazione dei bacini in funzione del rispettivo tempo di corrivazione.

2.1.2. Calcolo della percentuale di impermeabilità

Il modello idrologico richiede la definizione della componente di bacino che contribuisce al deflusso superficiale e pertanto si è proceduto al calcolo della percentuale di territorio impermeabile. Ogni singolo bacino è stato quindi classificato in funzione della percentuale di impermeabilità, determinata a sua volta in funzione della tipologia di utilizzo del suolo.

L'attribuzione del coefficiente di impermeabilità al singolo bacino è stata effettuata con un significativo dettaglio avendo a disposizione la carta di uso suolo elaborata nel corso dello Studio di Fattibilità e riportata in Figura 4.

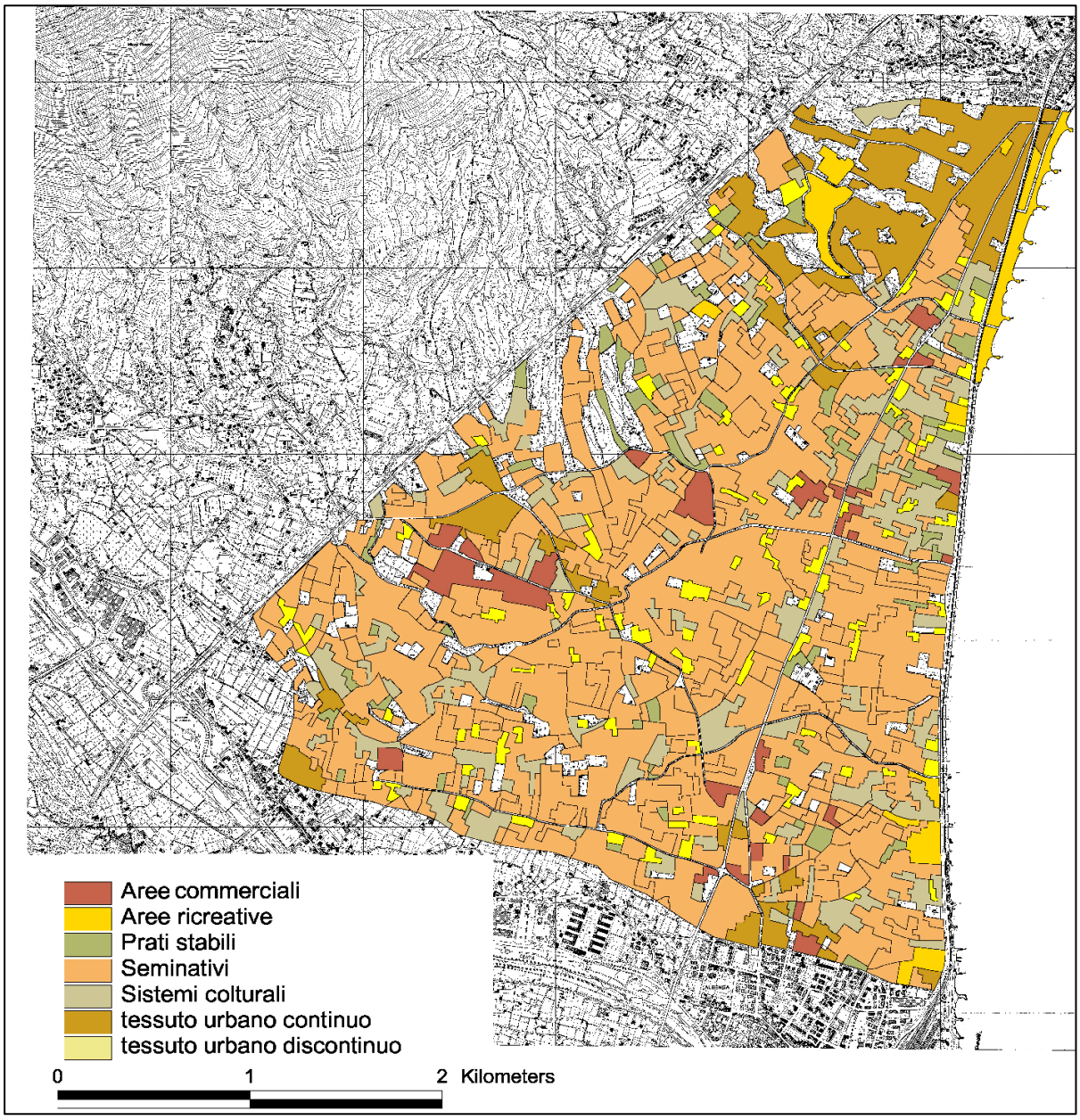


Figura 4 – Carta di utilizzo del suolo.

Le singole classi di uso suolo sono state associate ad un diverso coefficiente di impermeabilità come riportato in Tabella 3.

Tabella 3 – Classificazione dell'uso suolo e relativi coefficienti di impermeabilità.

Tipo uso suolo	% Impermeabilità
Aree Prati	55
Aree colturali	70
Aree seminativi	70
Aree commerciali	80
Aree ricreative	70
Aree urbane continue	95
Aree urbane discontinue	85

In ambito GIS, mediante la sovrapposizione del tematismo di uso suolo con i tematismi dei bacini, è stato quindi possibile calcolare la media pesata dei diversi coefficienti sul singolo bacino: i risultati ottenuti sono riportati in Tabella 4.

Tabella 4 – Coefficienti di impermeabilità applicati ai bacini secondari.

Codice Bacino	Impermeabilità %	Codice Bacino	Impermeabilità %
1_CAR	45	32_CAR	63
2_CAR	45	34_CAR	62
3_CAR	45	35_CAR	67
4_CAR	45	36_CAR	63
5_CAR	45	37_CAR	62
6_CAR	45	38_CAR	60
7_CAR	45	39_CAR	61
8_CAR	48	40_CAR	55
10_CAR	48	41_CAR	63
9_CAR	59	42_CAR	59
11_CAR	53	43_CAR	59
12_CAR	46	44_CAR	59
14_CAR	60	45_CAR	61
15_CAR	59	46_CAR	66
16_CAR	68	47_CAR	60
17_CAR	62	49_CAR	57
19_CAR	61	28_CAR	58
20_CAR	65	23_CAR	45
21_CAR	61	23.1_CAR	68
22_CAR	64	18_CAR	51
24_CAR	63	18.2_CAR	63
25_CAR	64	48_CAR	61
26_CAR	62	50_CAR	61
27_CAR	64	18.1C_CAR	62
29_CAR	59	13_CAR	59
30_CAR	64	18.1A_CAR	61
31_CAR	59	18.1B_CAR	63
33_CAR	61		

2.1.3. Pluviometria

Il dato di pioggia utilizzato per la determinazione delle portate al colmo per il tempo di ritorno di 25 anni è stato desunto dalla LSPP (Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica) certificata dal Piano di Bacino.

In particolare, la LSPP è indicata come segue:

$$h(d,T) = a(T)d^n$$

in cui:

- *h(d,T)* [mm] rappresenta la altezza di pioggia massima annuale che cade nel tempo d nell'evento avente periodo di ritorno pari a T anni;
- *a (T)* rappresenta un coefficiente moltiplicativo dipendente dal periodo di ritorno;
- *n* rappresenta l'esponente della relazione di scala.

A sua volta il coefficiente *a(T)* può essere così espresso:

$$a(T) = K_T \frac{E[H_{d_1}]}{{d_1}^n}$$

in cui

- K_T è un coefficiente moltiplicativo dipendente dal periodo di ritorno:
- $E[H_{d1}]$ è il valore atteso massimo annuale per la durata di riferimento d_1.

Tale relazione può venire poi generalizzata per la durata generica e, a seguito della regionalizzazione dei dati di pioggia, la LSPP si può scrivere nella seguente forma:

$$h(d,T) = \mathrm{KT} * \mathrm{E[H1]} * d^{0.39}$$

Il coefficiente moltiplicativo K_T è riportato nel seguente grafico in funzione del tempo di ritorno: dal grafico è stato possibile ricavare il coefficiente relativo al tempo di ritorno di 25 anni.

Ricavando il valore di *E[H1]*, espresso in funzione della posizione del bacino, dalla tabella indicata nel Piano di Bacino e riportata in Tabella 5, la LSPP si scrive nel seguente modo:

$$h(d, T = 25) = 66.57 \cdot d^{0.39}$$

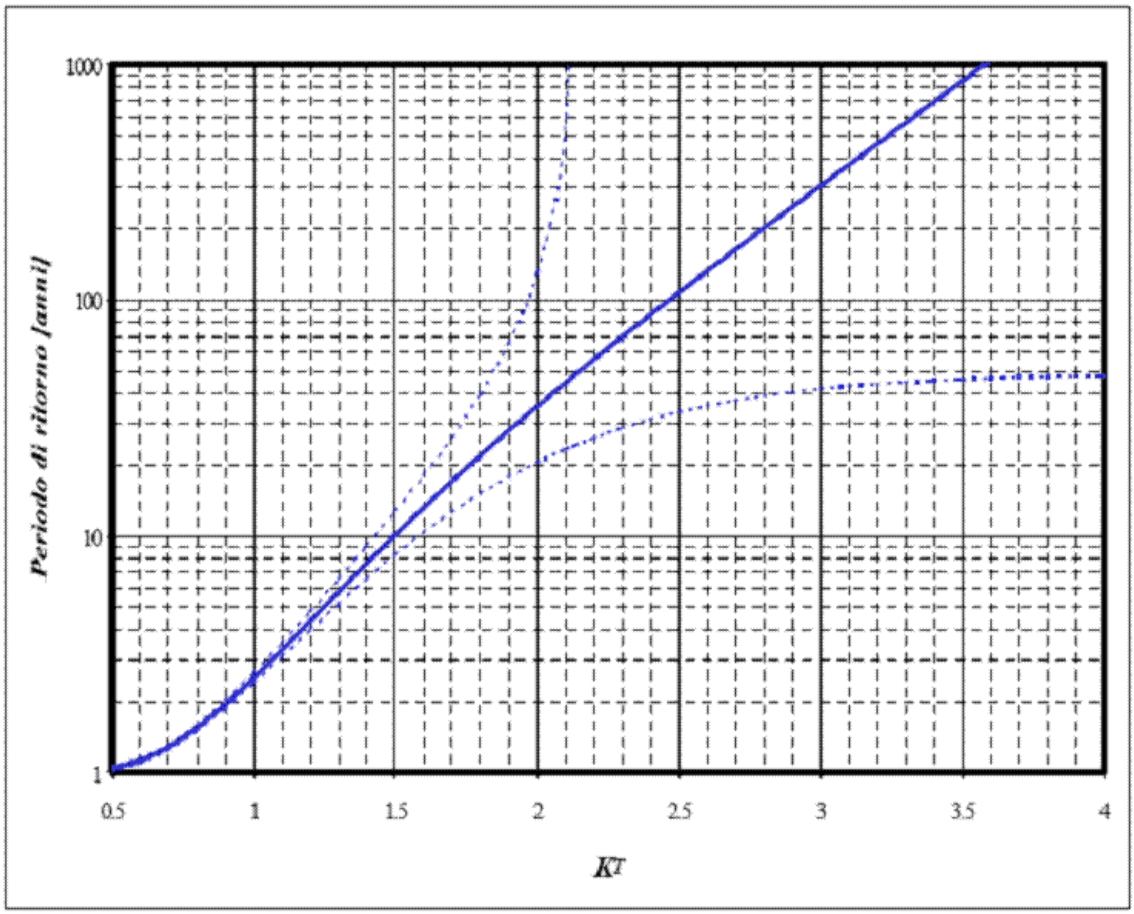


Figura 5 – Relazione tra il coefficiente moltiplicativo k_T ed il tempo di ritorno.

Tabella 5 – Parametro E[H1] in funzione della longitudine.

Longitudine		$E[H_1]$
Gradi	primi	mm
8	7.5	36.6
8	10	37
8	12.5	37.4
8	15	37.8

La durata critica di pioggia è stata definita in funzione dei diversi tempi di corrivazione calcolati per i singoli bacini. In particolare sono stati distinti 3 gruppi di bacini, aventi tempi di corrivazione simili, ai quali sono state attribuite le durate di pioggia critica di 18, 33 e 48 minuti. La scelta delle tre durate di pioggia è stata definita analizzando statisticamente le distribuzioni dei valori del tempo di corrivazione e verificandone la maggiore ricorrenza. Le tre classi sono rappresentate nella figura seguente.

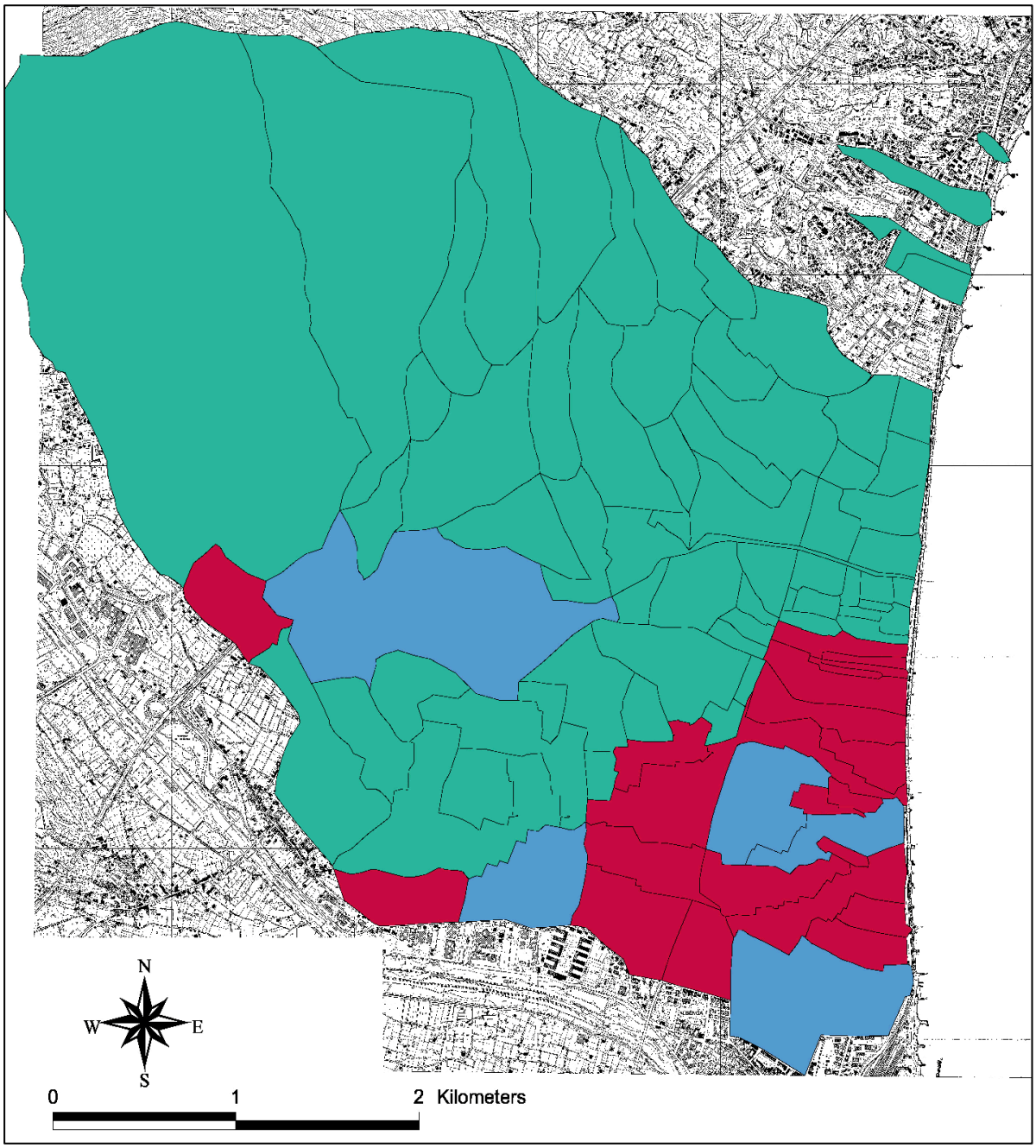


Figura 6 – Rappresentazione delle 3 classi di bacini ai quali è stata attribuita una diversa durata di pioggia critica.

2.1.4. Determinazione delle portate per TR 25 anni

Tutti i dati precedentemente elaborati sono stati inseriti all'interno del modello di simulazione idrologica implementato con MIKE URBAN, permettendo l'elaborazione degli idrogrammi di piena dei singoli bacini contribuenti.

L'ottimizzazione del modello è stata basata sulla determinazione delle corrette perdite idrologiche che determinano la trasformazione della pioggia attuale in pioggia netta o efficace. In particolare, per quanto riguarda i bacini secondari oggetto della presente analisi idrologica, riveste una notevole importanza la capacità di invaso all'interno del reticolo di drenaggio: la formazione dell'idrogramma di piena è infatti influenzata dall'effetto di invaso esercitato dal reticolo drenante.

Per questo motivo il coefficiente di perdita I_S è stato tarato in modo da determinare una capacità di invaso pari a quella rappresentata dal reticolo di drenaggio. Il reticolo nell'area di interesse presenta uno sviluppo lineare pari a circa 65000 metri e, assumendo, in funzione dei dati di rilievo relativi ai singoli fossi presenti nella piana, una sezione media di dimensioni 1.7m x 1.7m, si ottiene un volume di invaso pari a circa 190000 m^3.

La Figura 7 riporta a titolo di esempio tre idrogrammi di portata relativi a tre differenti bacini. Gli idrogrammi di portata così ottenuti sono stati utilizzati per il dimensionamento delle opere progettuali che richiedevano una verifica in moto vario.

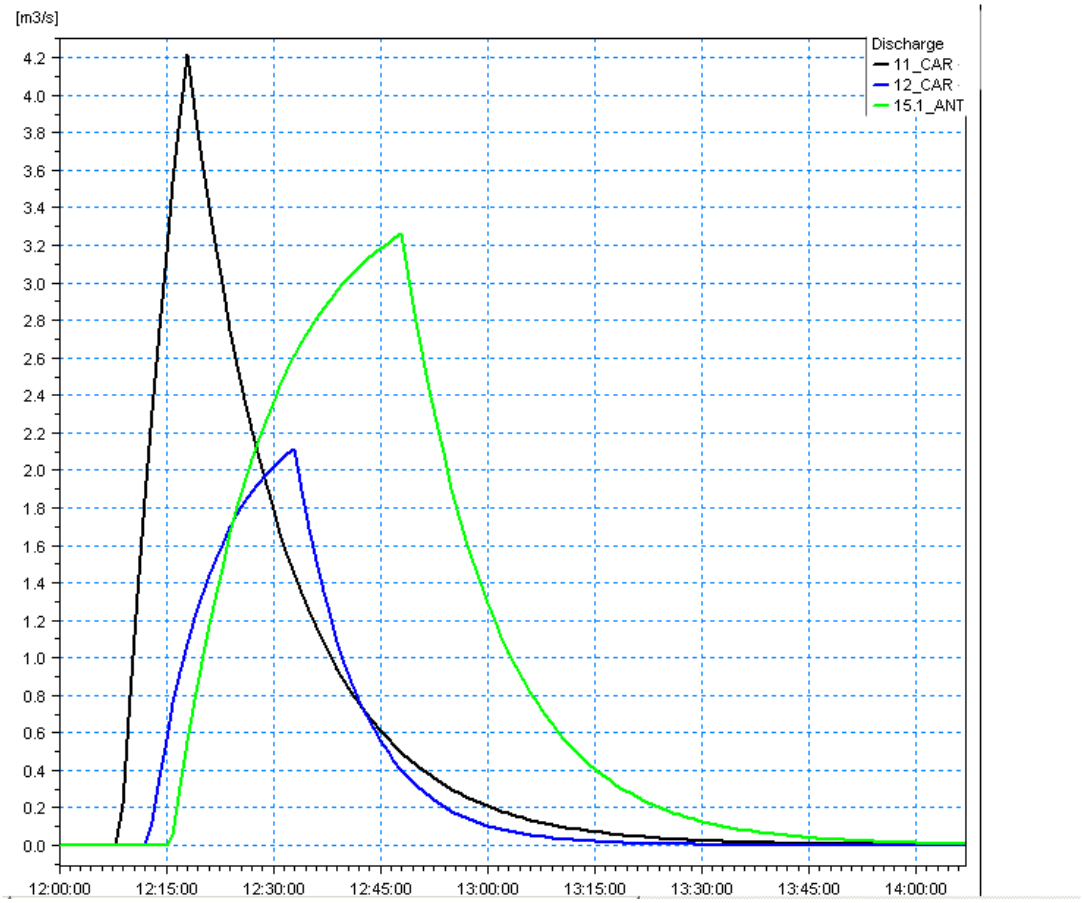


Figura 7 – Rappresentazione degli idrogrammi di piena: bacini CAR-11, CAR-12 e ANT-15.1.

I valori di portata al colmo, calcolati per tutti i bacini secondari, sono riportati in Tabella 6.

Codice Bacino	Q25 (m^3/s)	Codice Bacino	Q25 (m^3/s)	Codice Bacino	Q25 (m^3/s)
1_CAR	27.4	24_CAR	0.4	6_CAR	4.8
1_LAR	1.8	25_CAR	0.4	7_ANT	3.9
1_SRO	0.3	26_CAR	0.3	7_CAR	2.5
10_CAR	1.3	27_CAR	1.1	8_CAR	2.5
11_CAR	4.2	3_ANT	2.8	1_ANT	1.41
12_ANT	0.6	3_CAR	0.9	10_ANT	1.61
12_CAR	2.2	3_LAR	0.9	11_ANT	3.33
13_ANT	2.3	34_CAR	0.4	15_ANT	0.94
13_CAR	3.0	35_CAR	0.1	19_ANT	1.66
14_ANT	1.0	36_CAR	0.3	20_ANT	1.69
14_CAR	1.6	37_CAR	0.3	22_ANT	0.89
15.1_ANT	3.3	38_CAR	0.2	23_ANT	0.82
15_CAR	1.5	39_CAR	0.6	24_ANT	1.80
16_ANT	0.4	4.1_ANT	2.0	25_ANT	0.26
16_CAR	3.0	4_ANT	2.8	27_ANT	0.41
17_ANT	0.5	4_CAR	2.5	28_ANT	0.39
17_CAR	2.2	40_CAR	0.3	28_CAR	1.28
18.1A_CAR	1.2	41_CAR	0.1	29_ANT	1.20
18.1B_CAR	1.9	42_CAR	0.2	29_CAR	1.43
18.1C_CAR	2.7	43_CAR	0.4	30_CAR	0.20
18.2_CAR	1.4	44_CAR	0.3	31_CAR	0.21
18_CAR	3.7	45_CAR	0.9	32_CAR	0.28
19_CAR	3.8	46_CAR	0.9	33_CAR	0.66
2_ANT	3.4	47_CAR	0.6	8.1_ANT	1.31
2_CAR	12.7	48_CAR	1.0	9_ANT	1.38
2_LAR	1.2	49_CAR	1.0	18_ANT	2.4
20_CAR	3.5	5_ANT	0.7	21_ANT	3.3
21_CAR	0.7	5_CAR	7.3	26_ANT	1.3
22_CAR	2.1	50_CAR	1.1	8_ANT	1.6
23.1_CAR	0.4	6_ANT	1.8	9_CAR	8.3

Tabella 6 – Portate al colmo per tempo di ritorno di 25 anni.

3 Analisi idraulica

L'obiettivo dello studio idraulico è stato la verifica delle ipotesi progettuali finalizzate alla risoluzione delle criticità idrauliche evidenziate sul rio Carendetta di Albenga nel corso delle indagini relative al precedente Studio di Fattibilità e nel Progetto Preliminare.

Le verifiche sono state effettuate mediante la modellazione numerica degli schemi progettuali previsti sui singoli tratti di reticolo, in condizioni di moto permanente o di moto vario a seconda della tipologia di intervento previsto (impianti idrovori, aree di laminazione).

Il codice numerico utilizzato per le verifiche è il MIKE 11 del DHI Water·Environment·Health, modulo HD, di cui è riportata una sintetica descrizione nell'allegato 2.

Nel seguito sono descritti i risultati ottenuti mediante modellazione numerica sul rio Carendetta di Albenga.

Le verifiche idrauliche delle opere di progetto sono state effettuate in condizioni di deflusso di un evento con tempo di ritorno di 25 anni sul reticolo secondario.

Per maggiori dettagli e precisazioni sulle caratteristiche e finalità degli interventi progettuali previsti si rimanda agli elaborati di progetto.

Le simulazioni di verifica delle sezioni trasversali ipotizzate nella configurazione di progetto al fine di adeguare il reticolo alla portata venticinquennale sono state eseguite in moto permanente; nel caso di presenza di confluenze tra i diversi tratti si è assunta generalmente la concomitanza dell'evento con tempo di ritorno di 25 anni sui singoli bacini e, essendo le verifiche in moto permanente, la concomitanza dei colmi di portata, condizione che si può ritenere cautelativa e correttamente applicabile nel caso di dimensionamento progettuale di opere idrauliche.

3.1 Descrizione del modello numerico di simulazione

Le aste fluviali sono state modellate con approccio monodimensionale attraverso l'inserimento delle sezioni trasversali disponibili, comprensive delle geometrie delle infrastrutture interferenti con il deflusso di piena.

Le sezioni trasversali e profilo longitudinale del rio Carendetta di Albenga sono stati aggiornati sulla base di un rilievo di approfondimento finalizzato all'inserimento delle opere di progetto.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo MIKE 11 (modulo idrodinamico HD) del DHI Water·Environment·Health., del quale viene fornita una sintetica descrizione nell'allegato 2. Il modello, nello schema realizzato, assume le caratteristiche di un modello quasi-bidimensionale nei tratti in cui la schematizzazione richiede un maggior dettaglio ed in particolare in presenza di più canalette interferenti nella stessa area di studio.

La tipologia "quasi-2D" fa riferimento ad un tipo di modello numerico che, pur basandosi sulle formulazioni monodimensionali di De St.Venant, può essere applicato su una rete idraulica a maglie aperte o chiuse. Un modello quasi-bidimensionale consente di rappresentare uno schema planimetrico complesso costituito da più rami monodimensionali collegati tra loro ed eventualmente interagenti.

Un modello quasi-bidimensionale ha generalmente le seguenti caratteristiche:

- rappresenta una serie di canali monodimensionali, nei quali valgono le equazioni di De St.Venant di conservazione dell'energia e di conservazione della massa, tra loro interconnessi per mezzo di confluenze e diramazioni a creare una rete a maglia aperta o chiusa;
- su ogni ramo della rete possono essere rappresentate le strutture idrauliche presenti (sfioratori, stramazzi, tombini, ponticelli) che vengono descritte per mezzo di una forma particolare dell'equazione di conservazione dell'energia che tiene localmente conto delle perdite di carico concentrate dovute al deflusso sulla struttura;

- le condizioni di confluenza e di diramazione vengono imposte idraulicamente mediante l'uguaglianza della quota del livello idrico nelle sezioni di congiungimento tra i due rami, calcolando di conseguenza la ripartizione dei deflussi sulla base delle caratteristiche idrauliche dei tratti confluenti.

Un modello di questo tipo, pur non risolvendo le equazioni bidimensionali del moto, è comunque in grado di rappresentare adeguatamente il comportamento idraulico nella direzione del moto e nelle direzioni trasversali. Per questa ragione tale tipo di modello assume la notazione di "quasi" bidimensionale.

Il codice di calcolo MIKE 11, utilizzato per la costruzione del modello, consente di operare tale tipo di descrizione, passando direttamente dallo schema monodimensionale a quello quasi-2D mediante la semplice introduzione di più rami di deflusso.

3.2 Condizioni al contorno

Al modello numerico sono state imposte diverse tipologie di condizioni al contorno per schematizzare correttamente tutte le diverse "perturbazioni" che determinano l'effettivo comportamento idraulico del reticolo; in particolare le condizioni al contorno schematizzate sono le seguenti:

- condizione al contorno di monte: ingresso di portata localizzata nella prima sezione del tratto schematizzato;
- ingresso puntuale: contributo di portata puntuale per effetto della confluenza di un tratto non schematizzato nel modello;
- ingresso distribuito: contributo di portata distribuito su un tratto di canale proveniente da un bacino o da parte di esso;
- condizione al contorno di valle: sbocco a mare con un livello imposto pari a 0.5 m sul reticolo secondario per tenere in considerazione la presenza di un effetto ondoso contrario al deflusso;
- condizione al contorno di valle: sbocco in un corpo idrico ricettore (rio secondario che confluisce in un rio principale) con livello imposto pari alla quota del pelo libero dell'evento duecentennale (applicata nel caso del rio Fasceo).

I valori di portata in ingresso sono stati calcolati nella precedente analisi idrologica per ciascun sottobacino ricadente all'interno dell'area di studio. I valori applicati al modello numerico sono riportati all'interno delle schede di analisi dei risultati preparate per ogni tratto modellato.

3.3 Definizione della scabrezza idraulica

Ad ogni singolo tratto schematizzato nel modello numerico è stato applicato un differente coefficiente di scabrezza idraulica. La necessità di differenziare in modo dettagliato il valore di scabrezza è funzione delle diverse caratteristiche previste per le opere in progetto: in particolare sono state distinte le due diverse tipologie di rivestimento riportate in Tabella 7.

Tabella 7 - Classi di scabrezza utilizzate nel modello di simulazione.

Tipologia	Descrizione	Strickler ($m^{1/3}s^{-1}$)
Scatolare	Rivestimento in CLS su tutte le pareti	60
Sezione aperta	Sponde in CLS e fondo permeabile in ghiaia o materassi	50-55

Il coefficiente di scabrezza definito in tabella rappresenta un valore medio pesato sulla sezione, calcolato tenendo in considerazione la diversa tipologia di rivestimento della sezione (sponde e fondo alveo). La Tabella 8 riporta in conclusione i coefficienti di scabrezza applicati all'interno del modello relativamente al reticolo secondario: i valori indicati sono riferiti alle progressive di sviluppo dei singoli tratti schematizzati.

Tabella 8 - Coefficienti di scabrezza applicati.

Canale	Progr.	Strickler
(-)	(m)	($m^{1/3}s^{-1}$)
Carendetta	0	50
	400	50
	400	50
	1460	50

3.4 Analisi dei risultati

I risultati sono riportati sotto forma di schede di analisi che descrivono il comportamento idraulico dei tratti schematizzati sotto i seguenti aspetti:

- inquadramento planimetrico del canale modellato e descrizione del reticolo interagente;
- tabella riassuntiva delle portate utilizzate nella modellazione determinate nella precedente analisi idrologica: la portata risulta applicata in modo distribuito quando sono indicate due progressive di riferimento o in modo puntuale quando la progressiva è unica; la distribuzione avviene proporzionalmente alla progressiva metrica.
- profili longitudinali del canale con l'indicazione delle quote massime raggiunte dal pelo libero;
- tabella dei risultati del modello numerico riportante le principali grandezze idrauliche;
- tabella di descrizione degli attraversamenti.

3.4.1. Inquadramento planimetrico

La Figura 8 la rappresentazione planimetrica dello schema modellistico realizzato per i canali in sponda sinistra del Rio Carenda. Le linee blu rappresentano lo sviluppo planimetrico dei tratti di canale schematizzati, mentre i simboli rossi indicano l'ubicazione delle sezioni trasversali che definiscono all'interno del modello la geometria del canale.

I singoli tratti di canale sono indicati da un codice e da una progressiva iniziale e finale in metri. Nel caso di più canali o canalette interconnesse tra di loro, la connessione è indicata da una sottile linea azzurra.

La rappresentazione planimetrica è georeferenziata e sovrapposta alla Carta Tecnica Regionale vettoriale in scala 1:5000.

L'area in sponda sinistra del Rio Carenda è caratterizzata da una serie di canali in gran parte collegati tra loro, oggetti di un significativo intervento progettuale di adeguamento, ed in particolare:

- ✓ Rio Carendetta di Albenga: oltre ai contributi di portata deirvanti dai singoli bacini idrologici è previsto uno sfioratore in corrispondenza della canaletta CAR.13 allo scopo di scolmare una portata pari a 3 m3/s verso il Carendetta; analogamente, mediante un partitore, parte della portata di piena (3 m^3/s) verrà convogliata mediante il fosso CAR.46 verso il Carendetta di Pineo (CAR.14-19-47-49).
- ✓ Rio Carendetta di Pineo (CAR.14-19-47-49): oltre alle portate idrologiche indicate nel prospetto seguente, il canale riceve una portata pari a 3 m^3/s dal Carendetta di Albenga.
- ✓ CAR.46: è il vecchio tracciato del Rio Carendetta di Albenga e rappresenta l'interconnessione idraulica tra il Carendetta di Albenga e il Carendetta di Pineo; a circa metà del suo tracciato riceve, nella configurazione progettuale ideata, circa 2 m^3/s dal Carendetta di Pineo, e confluisce nel Carendetta di Pineo stesso poco a monte dello sbocco a mare;
- ✓ CAR.46-2: è una diramazione in destra del Carendetta di Pineo che convoglia parte della portata proveniente da monte (2 m^3/s) verso il CAR.46; non ha contributi diretti da bacini idrologici;

- ✓ CAR.13: rappresenta il collettore che scorre lungo le Casermette di Albenga (ex caserma militare); parte della portata (3 m^3/s) viene scolmata verso il Carendetta di Albenga;
- ✓ Scolmatore Casermette: è il nuovo canale previsto in progetto a monte delle Casermette di Albenga; confluisce insieme al CAR.13 verso il Rio Carenda.

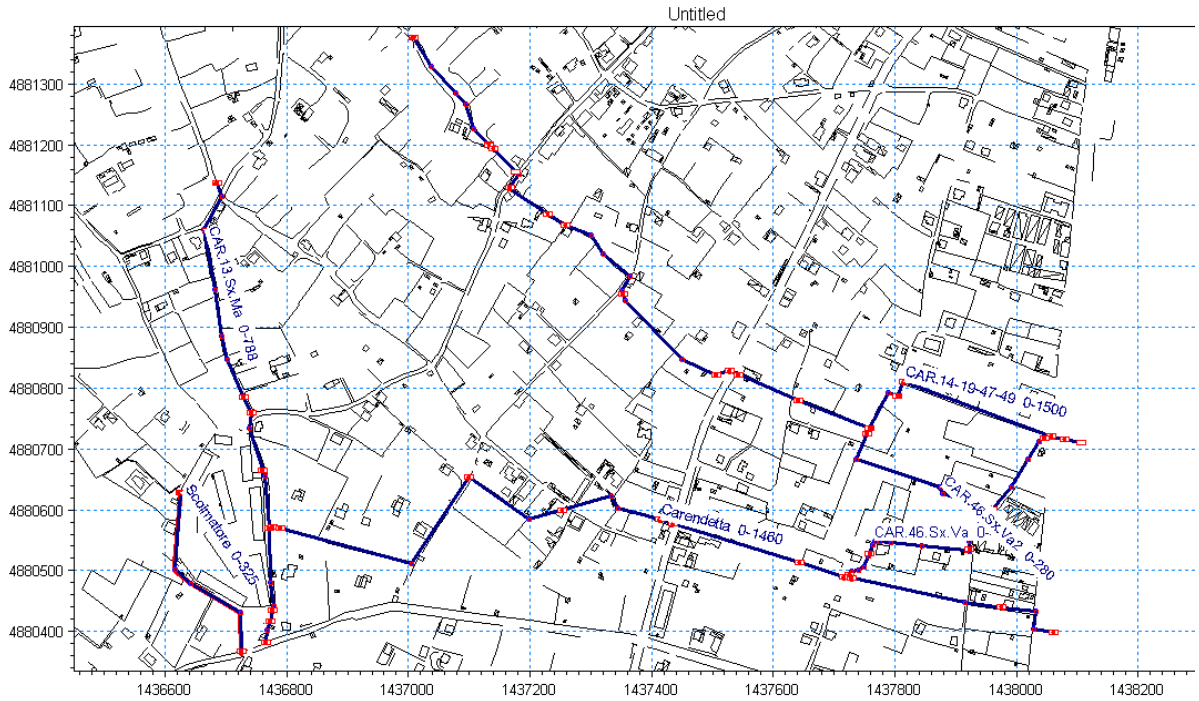


Figura 8 – Reticolo in sinistra Rio Carenda.

La verifica degli interventi di progetto sul nodo idraulico ha determinato la necessità della realizzazione di un modello integrato in modo da poter verificare l'interazione reciproca tra i vari interventi previsti. Per maggiori dettagli sugli interventi di progetto si rimanda agli elaborati di progetto.

La tabella seguente riporta le portate idrologiche relative ai bacini contribuenti; come precedentemente descritto la portata defluente in ciascun canale varia per effetto della presenza dei due partitori di portata ipotizzati nella configurazione di progetto sul CAR13 e sul Carendetta di Albenga: le portate al colmo in corrispondenza della sezione terminale dei canali CAR13 e Carendetta di Albenga sono rispettivamente 4.19 e 6.88 m^3/s.

Tabella 9 - Portate di progetto per il reticolo in sinistra Carenda.

CAR.46.Sx.VA			**TR25**	
Da Prog.	**A Prog.**	**Bacino**	**Q_{bacino}**	**Q_{tot}**
(m)	**(m)**	**(-)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**
0	465	Car.46	2.19	2.19
CAR.13.SX.MA			**TR25**	
Da Prog.	**A Prog.**	**Bacino**	**Q_{bacino}**	**Q_{tot}**
(m)	**(m)**	**(-)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**
0	-	Car.7	2.50	2.50
0	-	Car.13	3.04	5.53
0	594	Car.18.1A	1.23	6.76
594	750	Car.23.1	0.42	7.19
CARENDETTA (Albenga)			**TR25**	
Da Prog.	**A Prog.**	**Bacino**	**Q_{bacino}**	**Q_{tot}**
(m)	**(m)**	**(-)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**
0	690	Car.18.1C	2.67	2.67

593	-	Car.18.1B	1.95	4.62
690	1075	Car.18.2	1.35	5.97
1075	1340	Car.45	0.91	6.88

3.4.2. Profili longitudinali

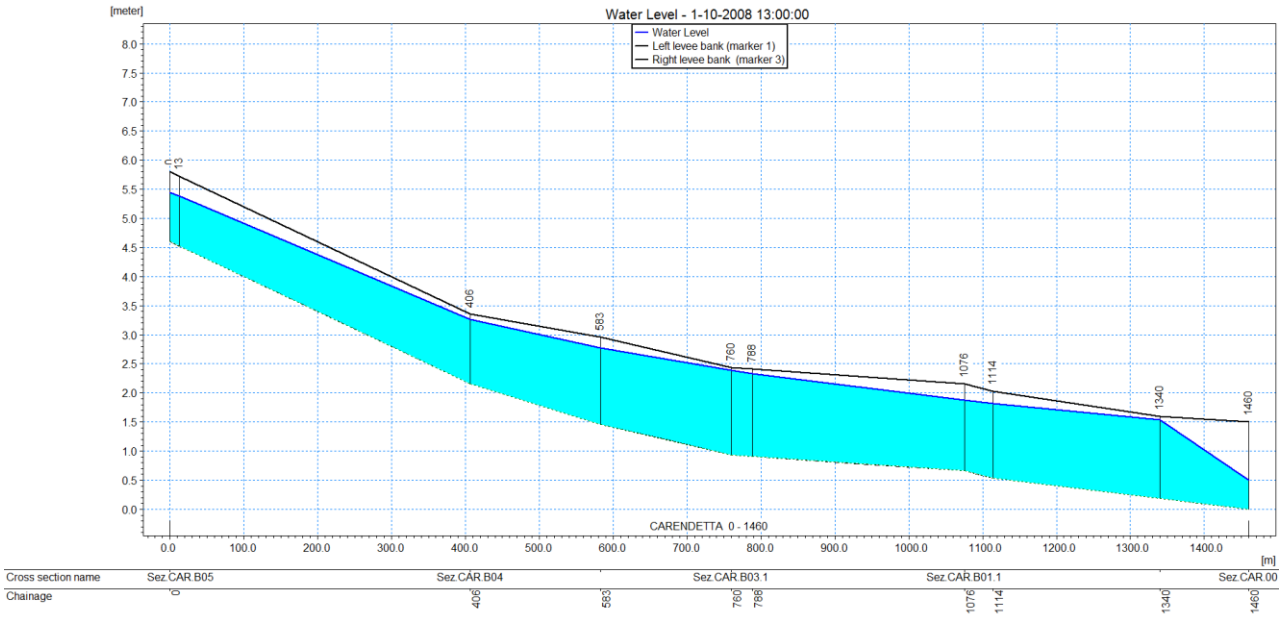


Figura 9 - Profilo longitudinale idraulico del Carendetta di Albenga.

La Figura 9 è rappresentativa del profilo idraulico del Carendetta di Albenga: le informazioni riportate sulla grafica mostrano le quote di fondo canale, la quota di sponda destra (linea nera continua), la quota di sponda sinistra (linea nera tratteggiata), l'andamento del profilo del pelo libero (riempimento azzurro). Il profilo geometrico è completato dall'indicazione delle sezioni di calcolo (progressiva della sezione indicata in corrispondenza delle linee di sponda) e dall'ubicazione di eventuali confluenze o diramazioni (linea nera verticale).

I profili riportati nella presente relazione sono in forma schematica e finalizzati alla descrizione del modello numerico realizzato ed alla comprensione del funzionamento idraulico (livelli, portate, direzioni di flusso) degli interventi di progetto.

Nelle tavole di progetto sono riportati in formato dwg tutti i profili e le sezioni trasversali con l'indicazione delle quote massime raggiunte dal pelo libero.

3.4.3. Tabelle dei risultati

Le tabelle riassumono i risultati ottenuti mediante la modellazione numerica, ed in particolare:

- codice tratto: identificativo del tratto analizzato;
- N. Sez.: identificativo della sezione trasversale;
- Progr.: progressiva longitudinale (m);
- Q. fondo: quota di fondo della sezione (m s.m.);
- y: altezza d'acqua sulla sezione (m);

- P.L.: quota del pelo libero (m s.m.);
- b: larghezza del pelo libero (m);
- A: area bagnata (m^2);
- Fr: numero di Froude (-);
- v: velocità media sulla sezione (m/s);
- H: carico assoluto (m s.m.);
- Q Sponda: quota minima di sponda (m s.m.);
- Franco: franco idraulico residuo rispetto alla sommità sponda (m).

I risultati riportati descrivono pertanto il comportamento idraulico dei singoli tratti oggetto di intervento: il franco rappresenta la differenza tra la quota di sponda minima e la quota massima raggiunta dal pelo libero. Nel caso di sezione scatolare, la quota di sponda minima coincide con la quota della copertura. In giallo sono evidenziati i risultati relativi al corpo idrico in cui sono inseriti gli interventi di progetto e che sono stati aggiornati a seguito del rilievo di dettaglio.

Tabella 10 – Principali grandezze idrodinamiche: Carendetta di Albenga, Carendetta di Pineo (CAR.14-19-47-49) e CAR46.

Codice	N.	Progr.	Q.fondo	y	P.L.	b	A	Fr	v	H	Q sponda	Franco
Tratto	Sez.	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m^2)	(-)	(m/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m)
CAR.14-19-47-49	CAR.A07	0	22.11	0.52	22.63	2.95	0.95	1.46	2.60	22.98	23.05	0.42
CAR.14-19-47-49		220	11.81	0.30	12.11	0.98	0.29	7.27	12.41	19.96	13.31	1.20
CAR.14-19-47-49		221	10.81	0.82	11.63	0.99	0.81	1.61	4.54	12.68	12.31	0.68
CAR.14-19-47-49		230	10.48	0.85	11.33	0.99	0.84	1.58	4.55	12.39	11.98	0.65
CAR.14-19-47-49		283	8.74	0.88	9.62	0.99	0.87	1.59	4.66	10.73	10.24	0.62
CAR.14-19-47-49		315	7.69	0.87	8.56	1.48	1.06	1.58	4.18	9.45	9.19	0.63
CAR.14-19-47-49	CAR.A05	395	6.03	1.01	7.04	1.41	1.26	1.30	3.85	7.79	7.53	0.49
CAR.14-19-47-49	Q44	430	5.30	1.22	6.52	1.17	1.54	1.01	3.64	7.19	6.80	0.28
CAR.14-19-47-49		602	3.48	0.85	4.33	2.49	2.12	1.13	3.27	4.88	4.98	0.65
CAR.14-19-47-49	CAR.A04	810	1.33	1.19	2.52	2.50	2.95	0.77	2.63	2.87	2.83	0.31
CAR.14-19-47-49	CAR.A04.1	834	1.08	1.33	2.41	3.00	3.98	0.55	1.97	2.61	2.58	0.17
CAR.14-19-47-49		849	1.00	1.36	2.36	3.00	4.07	0.53	1.95	2.56	2.58	0.22
CAR.14-19-47-49	CAR.A03	956	0.84	1.29	2.13	3.00	3.85	0.60	2.12	2.36	2.34	0.21
CAR.14-19-47-49	Q42	1083	0.58	1.31	1.89	3.00	3.90	0.45	1.62	2.02	2.08	0.19
CAR.14-19-47-49	Q39	1164	0.42	1.36	1.78	3.00	4.06	0.43	1.58	1.91	1.92	0.14
CAR.14-19-47-49	CAR.A02.1	1190	0.37	1.36	1.73	4.00	5.41	0.41	1.49	1.84	1.87	0.14
CAR.14-19-47-49	CAR.A01	1450	0.22	1.10	1.32	4.00	4.39	0.61	2.02	1.53	1.72	0.40
CAR.14-19-47-49	Q36	1472	0.29	0.86	1.15	4.05	2.86	2.05	5.39	2.63	1.81	0.66
CAR.46.SX.VA	Q35	0	0.55	1.48	2.03	2.50	3.70	0.21	0.81	2.06	2.05	0.02
CAR.46.SX.VA	Q34	54	0.50	1.47	1.97	2.50	3.68	0.26	1.00	2.02	2.00	0.03
CAR.46.SX.VA	Q33	237	0.35	1.47	1.82	2.50	3.67	0.31	1.17	1.89	1.85	0.03
CAR.46.SX.VA		317	0.30	1.41	1.71	2.50	3.52	0.37	1.38	1.81	1.80	0.09
CAR.46.SX.VA		465	0.22	1.10	1.32	2.50	2.76	0.76	2.50	1.64	1.72	0.40
CAR.46.SX.VA2	Q41	0	0.40	1.45	1.85	1.80	2.61	0.20	0.77	1.88	1.90	0.05
CAR.46.SX.VA2		280	0.30	1.41	1.71	1.80	2.54	0.19	0.71	1.73	1.80	0.09
CARENDETTA	Car.B05	0	4.60	0.84	5.44	1.99	1.67	0.63	1.80	5.60	5.80	0.36
CARENDETTA	Car.B05.1	13	4.52	0.87	5.39	1.99	1.73	0.76	2.21	5.64	5.72	0.33
CARENDETTA	Car.B04	406	2.16	1.11	3.27	2.50	2.76	0.54	1.78	3.43	3.36	0.09
CARENDETTA		583	1.46	1.31	2.77	3.00	3.92	0.54	1.93	2.96	2.96	0.19
CARENDETTA	Car.B03.1	760	0.93	1.46	2.39	3.00	4.36	0.48	1.82	2.55	2.43	0.05
CARENDETTA	Car.B03	788	0.91	1.43	2.34	3.50	4.98	0.46	1.70	2.48	2.41	0.07
CARENDETTA	Car.B01.1	1076	0.66	1.21	1.87	3.50	4.24	0.41	1.43	1.98	2.16	0.29

Codice	N.	Progr.	Q.fondo	y	P.L.	b	A	Fr	v	H	Q sponda	Franco
Tratto	Sez.	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m^2)	(-)	(m/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m)
CARENDETTA	Car.B01	1114	0.53	1.29	1.82	3.50	4.49	0.41	1.45	1.92	2.03	0.22
CARENDETTA		1340	0.18	1.35	1.53	2.00	2.71	0.70	2.54	1.86	1.60	0.06
CARENDETTA	Car.B00	1460	0.00	0.50	0.50	2.00	1.00	3.28	7.27	3.19	1.50	1.00

Tabelle degli attraversamenti

Le tabelle degli attraversamenti rappresentano un estratto riassuntivo del comportamento idraulico dei manufatti interferenti con il libero deflusso della portata di piena. In particolare vengono indicati:

- codice tratto: identificativo del tratto di appartenenza;
- N. Sez.: identificativo della sezione trasversale in corrispondenza del manufatto;
- Progr.: progressiva longitudinale della sezione di riferimento (m);
- P.L.: quota del pelo libero (m s.m.);
- Quota Intr.: quota di intradosso del manufatto (m s.m.);
- Franco: franco idraulico residuo rispetto all'intradosso (m).

Nelle tabelle sono inoltre evidenziati gli attraversamenti oggetto di adeguamento in quota: quota di intradosso e franco sono indicati in grassetto. I campi evidenziati in giallo sono relativi al corpo idrico su cui si concentrano gli interventi e dove sono state variate alcune quote di fondo rispetto al Progetto Preliminare a seguito dell'approfondimento topografico effettuato in questa fase. La soluzione adottata migliora i franchi idraulici rispetto alla fase precedente di quantità variabili tra i 4 cm (sez. Car.B03) e i 10 cm (Sez. Car.B01.1).

Tabella 11 – Tabella riassuntiva relativa ai manufatti di attraversamento.

Codice	Denominazione	N.	Progr.	P.L.	Quota intr.	Franco
Tratto	-	Sez.	(m)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m)
CAR.14-19-47-49	Strada Comunale		220	12.11	**12.31**	**0.20**
CAR.14-19-47-49	Via Romana		283	9.62	**10.24**	**0.62**
CAR.14-19-47-49	D1500	Q44	430	6.52	6.8	0.28
CAR.14-19-47-49	S.S. Aurelia	CAR.A04.1	834	2.41	**2.58**	**0.17**
CAR.14-19-47-49	Via Pieno	CAR.A01	1450	1.32	1.46	0.14
CAR.14-19-47-49	Ferrovia	Q36	1472	1.15	3.05	1.90
CARENDETTA	S.S. Aurelia	Car.B03	788	2.34	**2.41**	**0.07**
CARENDETTA	Via Prae	Car.B01.1	1076	1.87	**2.15**	**0.28**
CARENDETTA	Tratto Tombato		1340	1.53	1.60	0.07

La denominazione dei singoli canali e scoli è stata mantenuta congruente con l'identificativo attribuito nel corso delle indagini relative allo Studio di Fattibilità; ai codici pregressi è stato affiancato, dove possibile, un toponimo caratteristico per meglio identificare i singoli canali.

Allegato 1: descrizione del codice di calcolo Mike Urban RR

Indice

1 Premessa 1
2 Modellazione del deflusso superficiale 1
2.1 Modello A 2
2.2 Modello B 2
2.3 Modello C 5
2.4 UHM 7

1 Premessa

Mike Urban CS utilizza il motore di calcolo MOUSE per la simulazione idrodinamica delle correnti non stazionarie nelle reti di drenaggio, con l'alternanza della presenza di correnti a pelo libero ed in pressione. MOUSE permette la modellazione di un ampia gamma di strutture idrauliche, incrementi di pressione, particolari strutture idrauliche definite dall'utente, regole operative complesse, ecc..

Il modello di calcolo idrodinamico risolve le equazioni complete di De St. Venant attraverso la rete di drenaggio (a maglia chiusa o ramificata), permettendo la modellazione degli effetti di rigurgito, inversioni di flusso, sovrappressioni nei tombini, deflusso a pelo libero ed in pressione, condizioni al contorno variabili nel tempo (ad esempio effetti di marea), bacini di accumulo. Il motore di calcolo MOUSE è stato progettato per simulare qualsiasi tipologia di rete e tubazioni con sezione di qualsiasi forma. Qualsiasi struttura può essere rappresentata, comprese pompe, luci sottobattenti, sifoni ecc..

MIKE URBAN CS utilizza il modulo RR (Rainfall Runoff) per la trasformazione delle piogge in portate in ingresso alla rete di drenaggio.

2 Modellazione del deflusso superficiale

I modelli di simulazione del deflusso superficiale (Surface RunOff) disponibili sono 4:

- **Modello A**, metodo afflussi-deflussi basato sulle relazioni area/tempo di corrivazione;
- **Modello B**, basato sul modello dell'onda cinematica (serbatoio non lineare);
- **Modello C**, basato sul modello a serbatoio lineare;
- **UHM**, basato sul metodo dell'Idrogramma Unitario.

Alle opzioni precedentemente descritte (tranne che per il modello UHM) può essere accoppiato il sistema RDI (Rainfall Dependent Infiltration). **RDI** schematizza il ciclo idrologico con le equazioni di continuità che legano una serie di 4 serbatoi, ognuno rappresentante una fase del ciclo idrologico: atmosfera (formazione-fusione della neve, perdite per evapotraspirazione), superficie (accumulo nelle depressioni superficiali e scorrimento superficiale), zona radicale (infiltrazione, non saturo) e falda (accumulo e rilascio dalla falda). Il bilancio idrologico dinamico simulato consente di valutare in continuo gli apporti quantitativi in ingresso alla rete e al tempo stesso permette di operare in continuo (quindi non solo su singoli eventi) nella simulazione dei processi di apporto di sostanze inquinanti dalla superficie del bacino alla rete fognaria. Le analisi idrauliche e quelle relative ai carichi inquinanti in rete, spesso basate su eventi pluviometrici molto intensi, possono essere trasformate in un processo continuo che copre sia il periodo di pioggia sia il tempo secco. Questo permette di simulare in maniera realistica il contenuto di carichi inquinanti nelle acque avviate alla depurazione e in quelle sfiorate dagli scaricatori di piena.

2.1 Modello A

- Lo scorrimento superficiale e quindi il contributo dei singoli bacini è definito in funzione delle perdite iniziali, dell'area del bacino e della perdite idrologiche continuative. La forma dell'idrogramma contribuente è determinato dal tempo di corrivazione e della relazione tempo-area definita (T-A curve).
- Sono già definite all'interno del modello 3 relazioni tempo-area rispettivamente per bacini rettangolari (TA Curve 1), divergenti (TA Curve 2) e convergenti (TA Curve 3), come raffigurato in figura 9-1.
- Il processo di scorrimento superficiale è discretizzato nel tempo in funzione del passo di simulazione Δt; la superficie del bacino contribuente è discretizzata infatti in una serie di celle concentriche centrate sulla rispettiva sezione di chiusura. Definendo il tempo di corrivazione come t_c, il numero di celle di discretizzazione è pari a:

$$n = \frac{t_c}{\Delta t}$$

- L'area totale contribuente è pari all'area del bacino moltiplicata per il coefficiente di impermeabilità definito dall'utente.

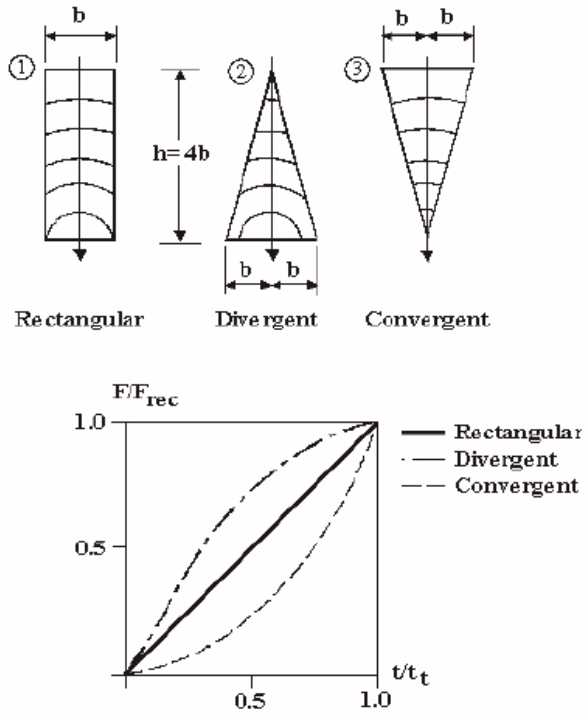


Figura 1 - Schema delle 3 curve T-A disponibili.

2.2 Modello B

Il codice di calcolo utilizza il modello dell'onda cinematica schematizzando il deflusso superficiale come una portata all'interno di un canale utilizzando l'equazione cinematica del moto. La forma dell'idrogramma dei deflussi superficiali è quindi funzione della scabrezza, pendenza e lunghezza del bacino.

Il modello accoppia all'equazione cinematica l'equazione di continuità dei volumi in base allo schema riportato nella figura 9-2.

Nel computo delle perdite vengono considerate evapotraspirazione $I_E(t)$, umidità del suolo $I_W(t)$, infiltrazione $I_I(t)$ ed accumulo superficiale $I_S(t)$, così che le piogge effettive sono pari a

$$I_{eff}(t) = I(t) - I_E(t) - I_W(t) - I_I(t) - I_S(t)$$

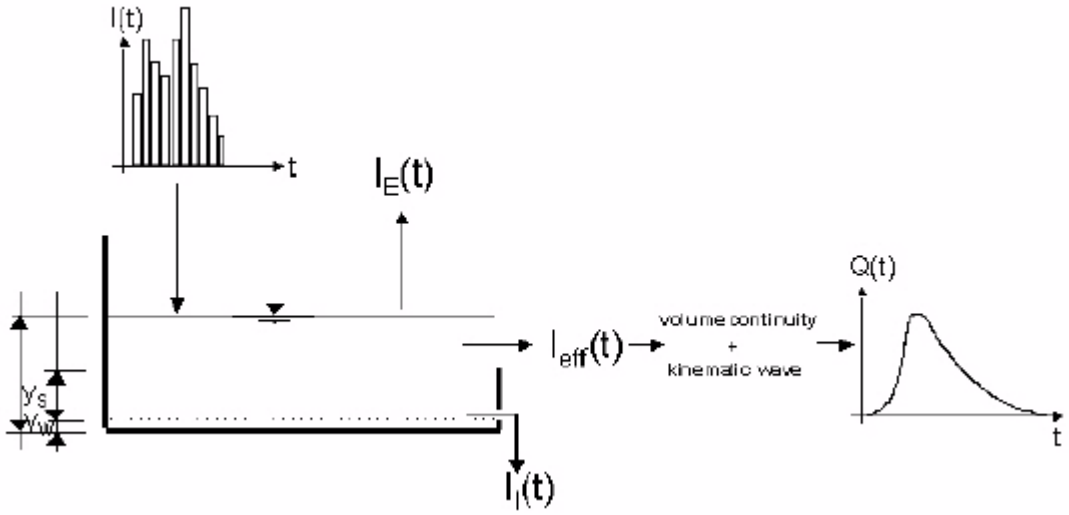


Figura 2 - Schema del funzionamento del modello idrologico B.

La precipitazione *I(t)* è assunta uniformemente distribuita sui singoli bacini, oppure può essere assegnata variabile nel tempo.

Le singole perdite sono espresse dalle seguenti espressioni:

$$I_E(t) = \begin{cases} I_{PE}(t) & for \quad (I(t) \geq I_{PE}(t)) \quad OR \quad (y(t) > 0) \\ I(t) & for \quad (I(t) < I_{PE}(t)) \quad AND \quad (y(t) = 0) \end{cases}$$

dove $I_{PE}(t)$ e y*(t)* rappresentano rispettivamente l'evapotraspirazione potenziale e l'altezza della lama d'acqua sul bacino.

$$I_W(t) = \begin{cases} I(t) - I_E(t) & for \quad y(t) < y_w \\ 0 & for \quad (I(t) \leq I_E(t)) \quad OR \quad (y(t) \geq y_w) \end{cases}$$

dove y_W è l'altezza di "umettamento".

$$I_I(t) = \begin{cases} I_H(t) & for \quad (y(t) \geq y_w) \quad AND \quad (I(t) - I_E(t) - I_W(t) \geq I_H(t)) \\ I(t) - I_E(t) - I_W(t) & for \quad (I(t) - I_E(t) - I_W(t)) < I_H(t) \\ 0 & for \quad y(t) < y_w \end{cases}$$

dove $I_H(t)$ capacità di infiltrazione calcolata con l'equazione di Horton nella sua forma

$$I_H(t) = I_{Imin} + (I_{Imax} - I_{Imin}) \cdot e^{-k_a \cdot t}$$

- Dove
- I_{MAX} = capacità massima di infiltrazione dopo un lungo periodo di tempo asciutto;

- I_{MIN} = minima capacità di infiltrazione (a saturazione);
- K_a = fattore di tempo, caratteristica del tipo di suolo.

L'equazione è implementata nel modello mediante l'espressione

$$I_{I_{CUM}}(t_p) = \int_0^{t_p} I_H dt = I_{I_{min}} \cdot t_p + \frac{I_{Imax} - I_{Imin}}{k_a} \cdot (1 - e^{-k_a t_p})$$

Nel periodo asciutto che segue l'evento di pioggia, la capacità di infiltrazione viene gradualmente riportata al suo valore iniziale utilizzando la forma inversa dell'equazione di Horton:

$$I_H(t) = I_{IT} + (I_{I_{max}} - Q_{I_T}) \cdot e^{-1/K_h t}$$

dove

I_{IT} = capacità di infiltrazione tra la fine dell'evento di pioggia e l'inizio del periodo di tempo asciutto;

t = *i*stante di inizio del tempo asciutto;

K_h = fattore di tempo in periodi asciutti, caratteristica del tipo di suolo.

Per finire la perdita per accumulo superficiale è espressa nella forma

$$I_S(t) = \begin{cases} I(t) - I_E(t) - I_W(t) - I_I(t) & for \quad y(t) \le (y_w + y_s) \\ 0 \quad f & y(t) > (y_w + y_s) \end{cases}$$

con y_s e $y(t)$ rispettivamente altezza di accumulo superficiale (piccoli invasi) e altezza della lama d'acqua cumulata al tempo t.

Calcolo dello scorrimento superficiale

Lo scorrimento superficiale ha inizio nel momento in cui l'intensità di precipitazione effettiva è maggiore di zero, ed è descritto dalla equazione cinematica del moto nella forma

$$Q(t) = M \cdot B \cdot I^{1/2} \cdot y_R(t)^{5/3}$$

- dove

M = coefficiente di Strickler;

B = larghezza di scorrimento;

I = pendenza motrice;

$y_R(t)$ = altezza di scorrimento al tempo t.

$y_R(t)$ è definita in base all'equazione di continuità di seguito riportata, con A, area del bacino contribuente.

$$I_{eff}(t) \cdot A - Q(t) = \frac{dy_R}{dt} \cdot A$$

Definizione della tipologia di copertura del suolo

E' possibile considerare 5 differenti tipologie di copertura del suolo: ogni singolo bacino viene suddiviso dal modello in 5 sotto-bacini ognuno con un area contribuente pari alla percentuale definita dalla tipologia di uso suolo.

Il modello considera ogni singolo sotto-bacino nel calcolo delle perdite, ed i singoli contributi vengono sommati tra loro per definire il contributo totale del bacino.

- Le tipologie si suddividono in:
    - aree impermeabili: pianeggianti o pendenti;
    - aree permeabili: a bassa, media o alta capacità di infiltrazione.

2.3 Modello C

- Il modello C determina l'idrogramma di portata contribuente per ciascun bacino utilizzando il metodo dei serbatoi lineari, considerando cioè lo scorrimento superficiale direttamente proporzionale all'altezza d'acqua sul bacino. Nel modello sono implementate le due versioni del metodo utilizzate in Olanda (C1) e Francia (C2).
-
- La schematizzazione dei processi idraulici e idrologici è riportata in figura 9-3.
-
- Inizialmente viene calcolata l'intensità di precipitazione effettiva che determina lo scorrimento superficiale, quindi vengono applicate l'equazione di continuità e l'equazione dei serbatoi lineari.

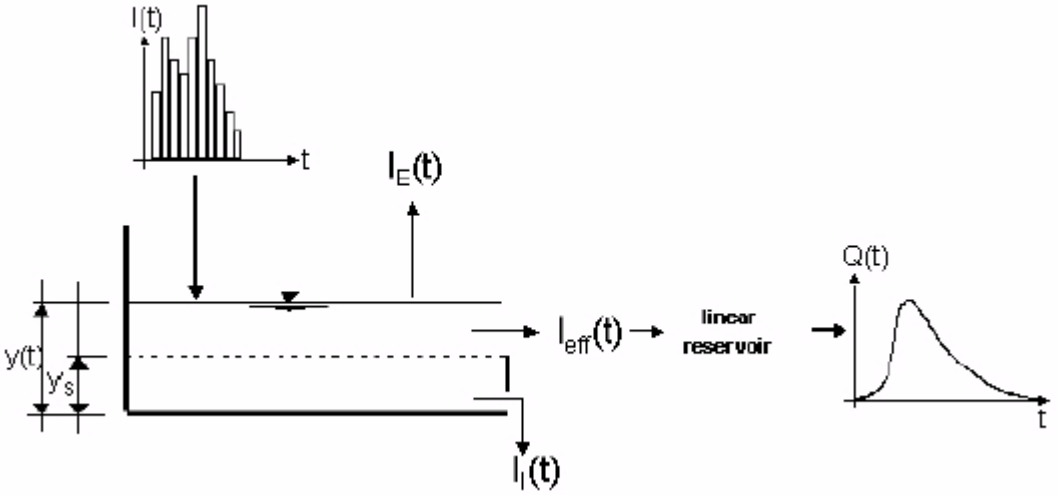


Figura 3 - Schema del funzionamento del modello idrologico C.

Le equazioni per il calcolo delle perdite sono le stesse riportate nel paragrafo 9.2 relativo al modello idrologico B, ad eccezione delle perdite relative allo stato di umidità del suolo che non sono prese in considerazione nel modello C.

In particolare, nel caso del modello C2, l'implementazione è la seguente.

Il modello idrologico utilizzato è basato sull'utilizzo dell'equazione di continuità e dell'equazione dei serbatoi lineari, considerando in questo modo la portata idrologica proporzionale all'altezza d'acqua sul bacino. Le perdite idrologiche sono simulate considerando gli effetti di invaso, gli effetti di evapotraspirazione e dove richiesto, gli effetti di infiltrazione, determinando in questo modo l'ammontare di pioggia efficace che determina l'effettivo scorrimento superficiale:

$I_{eff}(t) = I(t) - I_E(t) - I_I(t) - I_S(t)$

con:

I_{eff} pioggia efficace;

I precipitazione attuale;

I_E perdite per evapotraspirazione;

I_I perdite per infiltrazione;

I_S perdite per invaso.

La portata idrologica è quindi determinata come

$$Q(t) = C \cdot y_R(t)$$

dove l'altezza di pioggia $y_R(t)$ viene calcolata in funzione dell'area A del bacino, in base all'equazione di continuità espressa come

$$I_{eff}(t)\cdot A - Q(t) = \frac{dy_R}{dt}\cdot A$$.

Il coefficiente *C* rappresenta la costante del serbatoio lineare e può essere espressa in funzione del tempo di Lag (T_L) e dell'area del bacino come

$$C = A/T_L$$.

Il codice di calcolo permette anche la possibilità di specificare la costante del serbatoio lineare in funzione delle caratteristiche del bacino (area, estensione, pendenza e percentuale di area impermeabile) come

$$K = 1/C = 0.3175\cdot A^{-0.0076}\cdot C^{-0.512}\cdot L^{0.608}\cdot S^{-0.401}$$

A	area del bacino	(ha);
C	coefficiente di impermeabilità	(0-1);
L	estensione del bacino	(m);
S	pendenza del bacino	(%).

2.4 UHM

Il modello UHM utilizza l'Idrogramma Unitario per definire il contributo dei singoli bacini. Le perdite per infiltrazione sono in questo caso considerate costanti, proporzionali alla precipitazione (metodo razionale), definite in funzione del Curve Number del metodo SCS (U.S. Soil Conservation Service) od infine definite mediante il metodo SCS generalizzato.

Metodo Razionale

L'eccesso di precipitazione che determina lo scorrimento superficiale è definito dalla formula

$$P_{excess} = a\cdot A_f\cdot P$$

dove

a	=	coefficiente di deflusso;
A_f	=	fattore di correzione dell'area del bacino
P	=	intensità di pioggia (mm/h)

Perdite iniziali e perdite costanti

L'utente può definire una perdita idrologica iniziale, superata la quale il modello inizia a generare scorrimento superficiale, dove la pioggia eccedente che determina tale deflusso è definita da

$$P_{excess} = \begin{cases} 0; & for \quad P_{sum} < I_a + I_c\cdot dt \\ A_f\cdot P\cdot I_c; & for \quad P_{sum} > I_a \end{cases}$$

dove

P_{sum}	=	precipitazione cumulata dall'inizio dell'evento di pioggia (mm);
I_a	=	perdita iniziale definita dall'utente (mm);
I_c	=	coefficiente di perdita costante definito dall'utente (mm/h);
A_f	=	fattore di ragguaglio areale;
P	=	intensità di pioggia (mm/h);
dt	=	passo temporale di integrazione.

Metodo SCS

Il metodo del U.S. Soil Conservation Service (SCS) è stato sviluppato nel 1972 per il calcolo delle perdite durante un evento di pioggia.

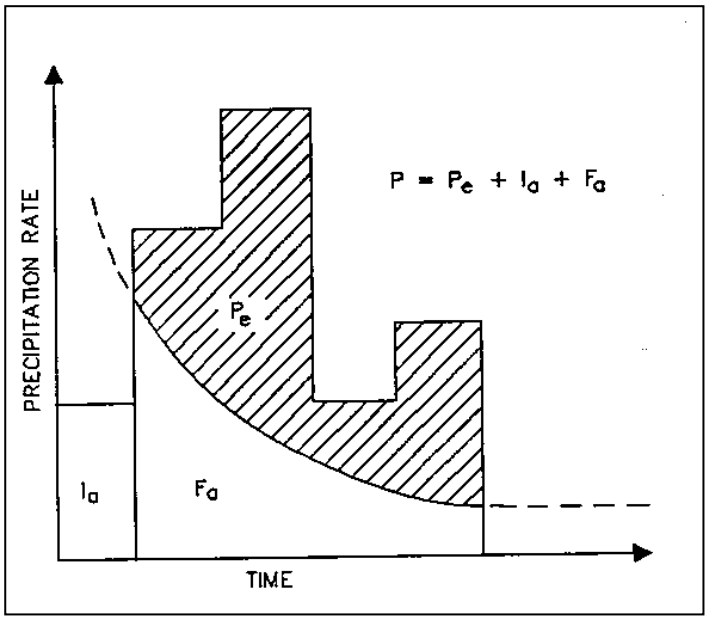


Figura 4 -Variabili del metodo SCS.

Durante un evento di pioggia, l'altezza di pioggia netta (o deflusso diretto P_e) è sempre minore o uguale all'altezza totale di pioggia P; perciò, quando inizia il deflusso superficiale, l'altezza d'acqua immagazzinata nel bacino, F_a, è minore o uguale alla massima ritenzione potenziale S.

Si individua una certa quantità di pioggia I_a (perdita iniziale) per la quale non si produce alcun deflusso; in tal modo il deflusso potenziale è definito come $P-I_a$.

L'ipotesi del metodo SCS è che il rapporto fra le quantità attuali e potenziali di perdita e precipitazione sia uguale, vale a dire:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Per il principio di continuità è:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando le precedenti equazioni si ottiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

equazione base per il calcolo dell'altezza di pioggia netta o deflusso diretto del metodo SCS.

Sono stati utilizzati i risultati di numerosi piccoli bacini sperimentali per ottenere la relazione empirica:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Ne deriva l'equazione base utilizzata nel modello UHM:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Il fattore S, ritenzione massima potenziale del bacino, è calcolato attraverso il parametro adimensionale CN, utilizzando la seguente formula empirica derivata dall'analisi del fenomeno afflussi-deflussi su un gran numero di bacini:

$$S = ((1000/CN) - 10) \cdot 25.4 \quad \text{(mm)}$$

Il valore del parametro CN (Curve Number) dipende dal tipo di suolo, dall'uso del suolo e dalle condizioni precedenti di imbibizione del suolo all'inizio dell'evento di pioggia.

Per ciascun passo di calcolo la pioggia netta è calcolata come la differenza fra la pioggia netta cumulata fra l'inizio e la fine del passo di tempo.

Metodo SCS generalizzato

Successivamente al metodo SCS precedentemente descritto è stato sviluppato un modello di perdita che non utilizza il concetto del grado di saturazione antecedente, bensì un'altezza d'acqua infiltrata.

Il metodo SCS generalizzato risulta simile a quello classico, differendo su alcuni aspetti specifici.

L'eccesso di precipitazione è sempre calcolato sulla base dell'equazione:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

ma la perdita iniziale I_a è inserita direttamente come parametro in input al modello.

La ritenzione massima potenziale S [mm] è invece calcolata in base alla seguente espressione:

$$S = ((1000)/CN) - 10) \cdot 25.4$$

.

Il parametro CN è fornito in input al modello e risulta costante durante la simulazione al pari del metodo SCS classico.

Il metodo dell'idrogramma unitario

Il metodo dell'idrogramma unitario è un semplice modello lineare che può essere usato per derivare l'idrogramma risultante da un qualsiasi quantitativo di pioggia netta.

L'idrogramma unitario rappresenta la funzione di risposta impulsiva unitaria di un sistema idrologico lineare, ovvero l'idrogramma diretto di portata risultante da un'unità di pioggia netta nella durata t_r.

Le seguenti ipotesi sono alla base del metodo:

(i) la pioggia netta ha intensità costante nella durata effettiva;

(ii) la pioggia netta è distribuita uniformemente sull'intero bacino idrografico;

(iii)il tempo di base dell'idrogramma di portata risultante da una pioggia netta di data durata è costante;

(iv)le ordinate di tutti gli idrogrammi di portata con una comune base di tempo sono direttamente proporzionali all'ammontare totale della pioggia netta rappresentata da ciascun idrogramma;

(v) è applicato il principio di sovrapposizione degli idrogrammi risultanti da periodi in continuo o isolati di pioggia netta a intensità costante;

(vi)per un dato bacino, l'idrogramma risultante da una specifica pioggia netta riflette le condizioni invariabili del bacino.

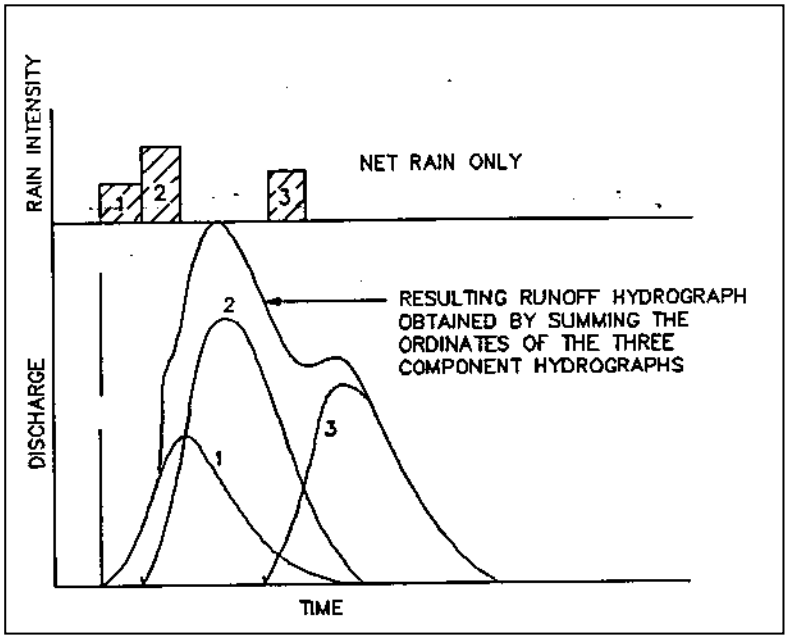


Figura 5 - Principio di sovrapposizione degli idrogrammi di portata.

In accordo con le sopraddette ipotesi, il modello ad ogni passo di tempo determina l'idrogramma corrispondente alla pioggia netta generata dal modello delle perdite nel bacino nello stesso passo di tempo, e aggiunge tale risposta al contributo di deflusso generato nel passo di tempo precedente.

Gli idrogrammi unitari SCS

Un idrogramma unitario è caratterizzato dalla durata della pioggia unitaria (t_r) e dal "lag time" (t_l) definito come la differenza di tempo fra il centro dell'evento unitario di pioggia e il picco di portata. Il tempo di picco (T_p), cioè il tempo dall'inizio dell'evento fino al momento in cui si verifica il picco di portata, può essere calcolato come:

$T_p = t_r/2 + t_l$

Nel presente modello sono specificati due tipi di idrogrammi unitari sintetici: l'SCS triangolare e l'SCS adimensionale.

L'utente deve specificare il "lag time" che deve essere utilizzato nei calcoli. Il programma mette quindi automaticamente nella giusta scala l'idrogramma applicato, facendo attenzione che l'area sotto la curva risulti unitaria.

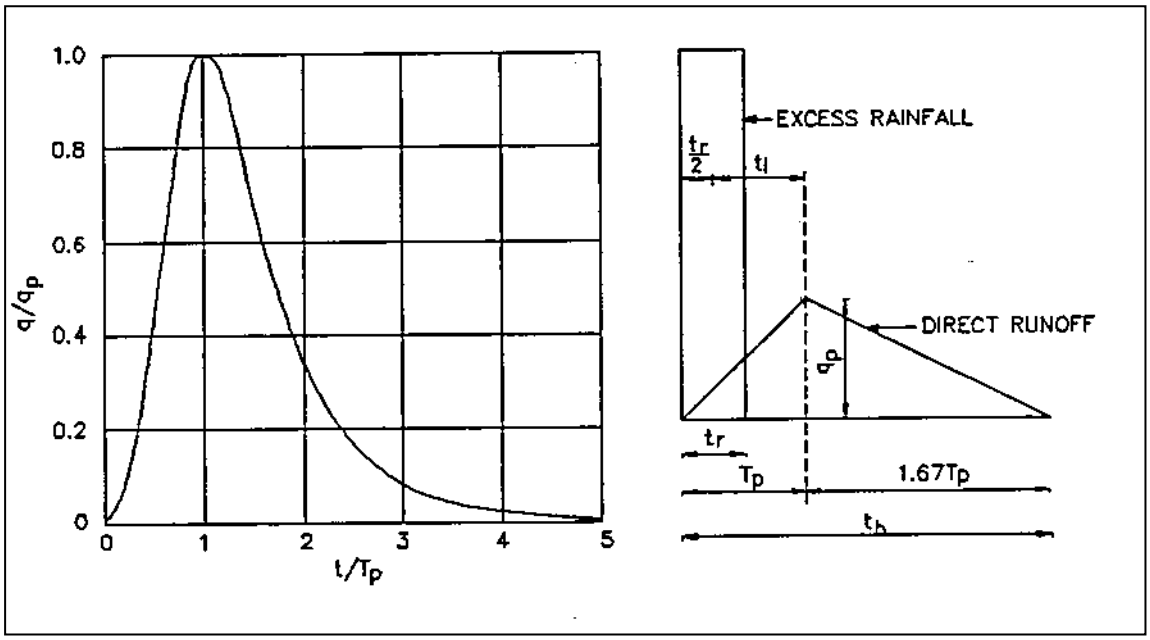


Figura 6 - Idrogrammi sintetici del Soil Conservation Service.

Il "lag time" può anche essere calcolato dai dati caratteristici del bacino utilizzando la formula sperimentale del metodo SCS:

$$t_l = \frac{\left(L \cdot 3{,}28 \cdot 10^3\right)^{0.8} \cdot \left(1000/CN - 9\right)^{0.7}}{\left(1900 \cdot Y^{0.5}\right)}$$

dove

t_l	=	lag time (ore);
L	=	lunghezza del bacino (km);
CN	=	SCS curve number;
Y	=	pendenza media del bacino (%).

Un idrogramma unitario derivato dalle curve area-tempo è considerato specifico del bacino. Di conseguenza non si può specificare un lag time arbitrario se si utilizza tale metodo. Il programma utilizza semplicemente il lag time implicitamente dato dalle curve area-tempo. Il metodo area-tempo implementato nel modulo UHM descrive una pura traslazione dello ietogramma di pioggia netta attraverso la rete di drenaggio superficiale, descritta usando il tempo di percorrenza del canale di flusso. L'idrogramma in uscita ignora quindi gli effetti di immagazzinamento nel bacino.

L'idrogramma Snyder

Il metodo di Snyder, sviluppato sulla base di un'analisi di bacini di dimensioni variabili tra 30 e 30.000 Km^2, consente di definire i parametri dell'idrogramma unitario in base alle caratteristiche del bacino scolante.

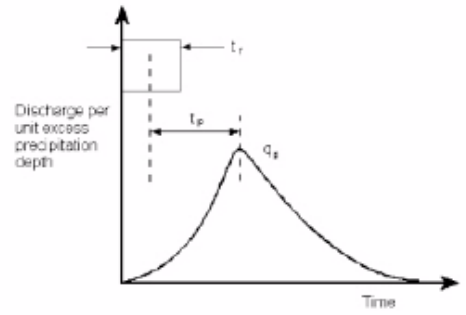


Figura 7 - ***Idrogramma unitario di Snyder.***

Per l'idrogramma unitario standard, il tempo di lag T_p, in ore, è definito in base alla durata della precipitazione t_r, anch'essa in ore secondo la formula seguente:

t_p=5.5 t_r.

Per un bacino specifico, il tempo di lag può invece essere calcolato in base alle caratteristiche della superficie scolante come segue:

$$t_p = C_1 C_t (L L_c)^{0.3}$$

dove:

C_1 =costante pari a 0.75;

C_t =coefficiente funzione del bacino;

L =distanza max lungo il reticolo principale dal limite del bacino alla chiusura, in Km;

L_c =distanza lungo il reticolo principale dal baricentro del bacino alla chiusura, in Km.

La portata al picco per unità di area drenata è definita come segue:

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{t_p}$$

dove:

q_p = portata specifica al colmo, $m^3/s/Km^2$;

C_2 = costante, pari a 2.75;

C_p = coefficiente di picco;

t_p = tempo di lag, ore.

Allegato 2: descrizione del codice di calcolo Mike 11 HD

Indice

1 Premessa 1

2 Descrizione delle condizioni di moto simulate 1

3 Equazioni generali di de saint venant 2

4 Simulazione delle correnti veloci con l'approccio dell'onda dinamica 3

5 Approssimazione dell'onda diffusiva 3

6 Descrizione in corrispondenza di strutture 3

7 Resistenza d'attrito 4

8 Condizioni iniziali 5

9 Metodo di soluzione 5

10 Condizioni al contorno 5

11 Definizione dei passi di calcolo 5

1 Premessa

Il programma MIKE 11 è stato realizzato dal DHI (Danish Hydraulic Institute) a partire dal programma SYSTEM 11 che dal 1972, anno della sua messa a punto, ad oggi, è stato usato in un grande numero di applicazioni in tutto il mondo con ottimi risultati e riconoscimenti.

MIKE 11 è un programma generale per la simulazione del flusso idrico a pelo libero in estuari, fiumi, sistemi di irrigazione e simili corpi idrici. MIKE 11 simula il flusso monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali. E' possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- azione del vento;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

L'adozione del programma di simulazione DHI\MIKE 11, consente la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di soluzione numerica molto efficiente che limita i tempi di calcolo consentendo una adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

2 Descrizione delle condizioni di moto simulate

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche:

Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito.

Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle, cioè simulare i fenomeni di rigurgito.

Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati che reti idrauliche con maglie chiuse.

3 Equazioni generali di de saint venant

MIKE 11 mediante il terzo tipo di formulazione risolve le equazioni di conservazione del volume e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) che sono derivate sulla base delle seguenti assunzioni:

a) Il fluido (acqua) è incomprimibile ed omogeneo, cioè senza significativa variazione di densità.

b) La pendenza del fondo è piccola.

c) Le lunghezze d'onda sono grandi se paragonate all'altezza d'acqua, in modo da poter considerare in ogni punto parallela al fondo la direzione della corrente: è cioè trascurabile la componente verticale dell'accelerazione e su ogni sezione trasversale alla corrente si può assumere una variazione idrostatica della pressione.

Integrando le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(\alpha\frac{Q^2}{A})+gA\frac{\partial h}{\partial x}=0$$

ed introducendo la resistenza idraulica (attrito) e le portate laterali addotte:

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(\alpha\frac{Q^2}{A})+gA\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{gQ|Q|}{C^2AR}=0$$

dove:

A = area della sezione bagnata (m2);

C = coefficiente di attrito di Chezy (m1/2 s-1);

g = accelerazione di gravità (m s-2);

h = altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);

Q = portata (m3/s);

R = raggio idraulico (m);

α = coefficiente di distribuzione della quantità di moto;

q = portata laterale addotta (m2 s-1).

4 Simulazione delle correnti veloci con l'approccio dell'onda dinamica

Per le correnti veloci viene applicata una equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

5 Approssimazione dell'onda diffusiva

L'approssimazione dell'"onda diffusiva" consiste nel trascurare tutti i termini legati alla quantità di moto nelle equazioni generali di De Saint Venant:

$$gA\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0$$

Questa formulazione assicura ancora la descrizione dell'effetto di rigurgito attraverso il termine $\partial h/\partial x$. Per ragioni di stabilità questo termine nella soluzione viene smorzato; ciò significa che vengono risolti soltanto fenomeni di rigurgito relativamente stazionari (confrontati con lo step di tempo utilizzato).

6 Descrizione in corrispondenza di strutture

Dal punto di vista matematico la descrizione della corrente attraverso stramazzi o soglie e sezioni trasversali strette è abbastanza simile. In MIKE 11 la descrizione di ogni struttura viene effettuata in un segmento di corso d'acqua.

Tipi di strutture simulate

Tipo 1. Stramazzo a larga soglia

Il programma automaticamente determina le caratteristiche di funzionamento standard dello stramazzo sulla base della geometria e dei coefficienti di perdita di carico specificati dall'utente. Viene assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni sulla soglia e vengono utilizzati diversi algoritmi per la simulazione del deflusso libero e di quello rigurgitato.

Tipo 2. Relazione Q-h

Nel caso in cui le condizioni standard di funzionamento (tipo 1) dello stramazzo non risultino adeguate (ad esempio quando è evidente una significativa curvatura delle linee di corrente) è possibile specificare

le relazioni Q-h (portate-livelli) valide per la data struttura. La relazione Q-h viene utilizzata per il deflusso libero in condizioni critiche, mentre per il deflusso rigurgitato (o sommerso) vengono utilizzati gli stessi algoritmi della struttura "tipo 1".

Tipo 3. Tombino

Un tombino può essere descritto mediante diversi algoritmi validi per condizioni di deflusso critico, rigurgitato o a "tubo pieno". il funzionamento a "tubo pieno" è a sua volta suddiviso in deflusso libero a valle, flusso rigurgitato e flusso sommerso. Deve essere inserita una relazione Q-h che contempli tutti i casi di deflusso critico allo sbocco del tombino. La portata critica è determinata da una formulazione di stramazzo a larga soglia quando l'imbocco è libero e da una formulazione di luce sotto battente quando l'imbocco è sommerso.

Tipo 4. Relazione Q-t

E' possibile inserire una qualsiasi relazione Q-t esterna per descrivere ad esempio il deflusso da una diga o un pompaggio. Questa relazione sostituisce localmente l'equazione di conservazione della quantità di moto.

Tipo 5. Relazione Q = A(Zj1) . Zj2

Il deflusso nell'ambito di una struttura può essere posto in relazione, in modo dinamico, a due qualsiasi variabili indipendenti del sistema consentendo di simulare regole operative particolari. Il deflusso da un invaso può per esempio essere correlato alla portata in ingresso e al livello nell'invaso (o al livello a valle di esso).

Tipo 6. Strutture mobili

E' possibile simulare la presenza di strutture mobili con condizioni di deflusso di tipo sfioro o luce sotto battente. Viene assegnata la geometria fissa della struttura (larghezza, quota del fondo per sistemi a sfioro tipo ventola, quota del livello massimo della paratoia per sistemi con luce sotto battente) ed una regola operativa che determina la quota della parte mobile della struttura in funzione di una delle seguenti condizioni idrodinamiche calcolate dal modello: un livello, una differenza di livelli, una portata, una differenza di portate, il tempo. Il modulo simula dinamicamente la variazione della geometria della struttura ed il flusso che ne consegue.

7 Resistenza d'attrito

MIKE 11 consente di utilizzare due diverse formulazioni della resistenza d'attrito: l'espressione di Chezy e quella di Strickler.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{C^2AR}$$

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{M^2 A^2 R^{4/3}}$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a 1/n, essendo n il coefficiente di Manning.

8 Condizioni iniziali

Le condizioni iniziali possono essere specificate dall'utente oppure essere calcolate automaticamente. Nel secondo caso viene usata la formula di Chezy per determinare i livelli idrici e le portate da considerare all'inizio della simulazione su tutta la rete o schema idraulico. In alternativa a queste due opzioni è possibile anche assumere come condizioni iniziali i risultati di una precedente simulazione effettuata sullo stesso schema idraulico.

9 Metodo di soluzione

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente:

i punti Q sono posizionati sempre a metà tra due punti h vicini;

- la distanza tra due punti h può essere variabile;
- ad ogni sezione trasversale d'alveo viene assegnato un punto h;
- ad ogni struttura viene assegnato un punto Q.

10 Condizioni al contorno

In MIKE 11 le condizioni al contorno sono distinte in esterne ed interne. Le condizioni al contorno interne sono: legami tra punti nodali, strutture, portate interne, attrito indotto dal vento. Le condizioni al contorno esterne sono: valori costanti di h e Q, valori di h e Q variabili nel tempo, relazioni tra h e Q (ad es. scala di deflusso per una sezione d'alveo).

11 Definizione dei passi di calcolo

La scelta ottimale dei passi di calcolo Dx (spazio) e Dt (tempo) da utilizzare nell'ambito di una simulazione è molto importante perché questi parametri possono condizionare pesantemente la stabilità del calcolo numerico e quindi i risultati stessi della simulazione.

Esistono due differenti criteri per determinare correttamente i passi di calcolo Dx e Dt. Essi sono descritti nel seguito.

1)Criterio di Courant

$$Cr = \frac{\sqrt{g \cdot d} + V}{Dx} \cdot Dt$$

dove:

Cr = numero di Courant;

d = altezza d'acqua media;

V = velocità media della corrente;

g = accelerazione di gravità;

Dt, Dx = passi di calcolo.

Il numero di Courant esprime quanti Dx vengono percorsi da un'onda, causata da una piccola perturbazione, che si muove in un intervallo di tempo Dt unitario.

Per correnti lente (Fr<1), il valore massimo del numero di Courant deve essere inferiore a 20.

2)Criterio della velocità.

Il criterio della velocità stabilisce che i passi Dx e Dt di calcolo siano definiti in modo tale che la corrente si muova di uno spazio Dx in un tempo maggiore di Dt, e cioè:

V *Dt < Dx

dove V è velocità media della corrente.

In definitiva entrambi i criteri esprimono il concetto che, per un dato passo di tempo Dt, Dx deve essere maggiore di un valore definito; contemporaneamente sia Dt che Dx devono essere inferiori a valori prestabiliti, in modo da descrivere correttamente il fenomeno in esame.

Il modello DHI/MIKE 11 genera automaticamente una griglia di calcolo sulla quale i nodi che rappresentano le altezze d'acqua sono localizzati in corrispondenza delle sezioni trasversali di rilievo. Nel caso in cui la distanza tra due sezioni sia maggiore di Dx, vengono inseriti ulteriori nodi intermedi di calcolo, distanti fra loro Dx o meno.

In osservanza ai sopracitati criteri è possibile definire unicamente intervalli di valori per Dx e Dt e non valori univoci per ogni simulazione.

Allegato 3: dimensionamento scogliera

Indice

1 Premessa 1
1.1 Dimensionamento della scogliera radente in massi 1
1.1.1. Formula di Iribarren 3
1.1.2. Formula di Hudson 3
2 CONCLUSIONI 5

1 Premessa

Il presente documento rappresenta il dimensionamento della scogliera in massi a protezione dello scarico a mare del rio in prossimità dell'attraversamento stradale e ferroviario durante le mareggiate.

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un imbasamento di 80 cm di spessore costituito da pietrame di cava (30-50 kg), un nucleo interno con massi di cava di II categoria e infine la mantellata esterna esposta al moto ondoso costituita da massi di cava di III categoria. Il fronte della scogliera esposta direttamente al moto ondoso è stato progettato con una pendenza di ½ per garantire una migliore stabilità dell'opera.

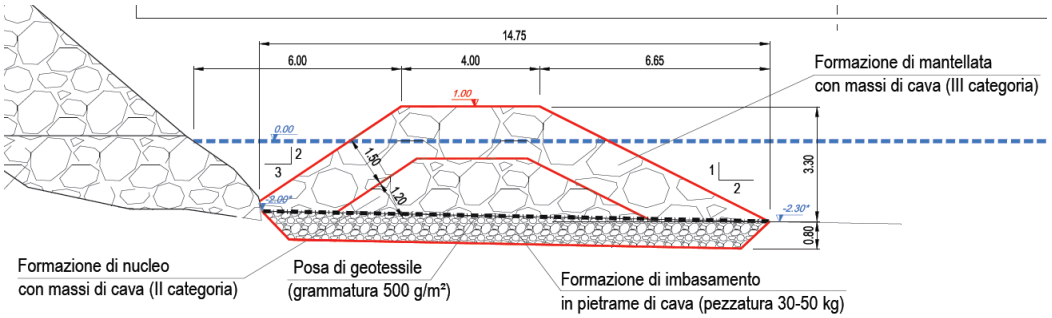


Fig. 1 Opera di difesa passiva – scogliera redente in massi

1.1 Dimensionamento della scogliera radente in massi

Il dimensionamento della scogliera è stato effettuato mediante l'applicazione di due particolari formule empiriche di letteratura, specifiche per il dimensionamento delle opere in questione: formula di Iribarren e formula di Hudson.

Per ricostruire la dinamica del moto ondoso nella zona in esame e quindi definire i parametri da inserire nei calcoli circa l'altezza dell'onda di progetto, è stata presa in considerazione l'analisi fatta in ambiente costiero del "Piano di tutela dell'ambiente marino e costiero" della regione Liguria.

Nello specifico nel capitolo relativo alla dinamica ed effetti del moto ondoso è stata individuata la zona di interesse (Fig. 2 – posizione S5) dopodiché dalla cartografia di dettaglio relativa alla distribuzione del moto ondoso è stata definita l'altezza dell'onda di progetto pari a 2 m.

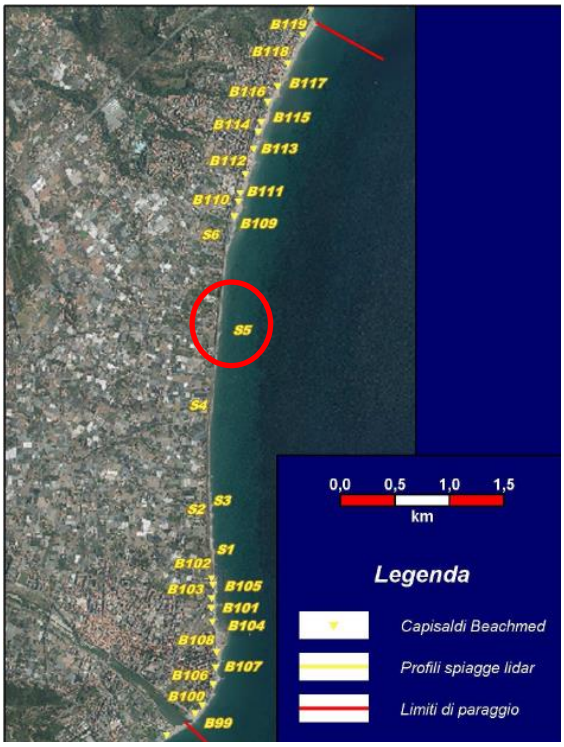


Fig. 2 **Limiti di paraggio Albenga – Ceriale ed indicazioni delle sezioni di calcolo (fonte: "Piano di tutela dell'ambiente marino e costiero" della regione Liguria)**

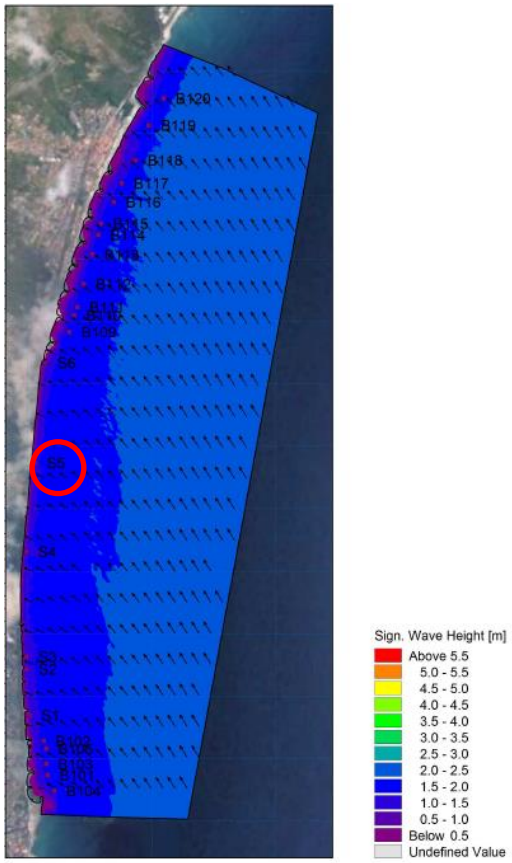


Fig. 3 **Distribuzione delle altezze d'onda e dei vettori di direzione di propagazione del moto ondoso dal largo verso riva relativa all'evento ondoso con periodo di ritorno pari a 1 anno (fonte: "Piano di tutela dell'ambiente marino e costiero" della regione Liguria)**

1.1.1. Formula di Iribarren

La formula di Iribarren si basa sul criterio di equilibrio del singolo masso della mantellata e permette di definire il peso dello stesso e quindi poi la pezzatura e il materiale da utilizzare per la realizzazione dell'opera.

$$P = \frac{NH^3\gamma_m}{(f\cos\alpha - \sin\alpha)^3\,(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1)^3}$$

Dove:

- Υ_m: peso specifico dei massi di cava (t/m^3);
- Υ_a: peso specifico dell'acqua di mare (t/m^3);
- H: altezza d'onda (m);
- N: coefficiente di forma adimensionale, di origine sperimentale (Tab. 1);
- f: coefficiente di attrito tra i massi, adimensionale e di origine sperimentale (Tab. 1);
- α: angolo di inclinazione della sponda.

Tab. 1 Coefficienti della formula di Irribarren

Tipologia di materiale	***f***	**N**
Massi naturali	2.38	0.430
Massi artificiali (parallelepipedi)	2.84	0.430
Tetrapodi	3.47	0.656

Applicando la seguente formula si ottiene che nella configurazione progettata il peso di ogni singolo masso posto nella mantellata esterna dell'opera deve essere di almeno 0.53 t.

Tab. 2 Valori dei parametri utilizzati nella formula di Irribarren

H	2	m
Υ_m	2.6	t/m^3
Υ_a	1.03	t/m^3
α	26.57	gradi
N	0.430	-
f	2.38	-

1.1.2. Formula di Hudson

La formula di Hudson per il calcolo del peso unitario dei massi della mantellata è di prassi molto più adoperata rispetto a quella di Irribarren ed è la seguente:

$$P = \frac{H^3 \gamma_m}{K_d (\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1)^3 \cot \alpha}$$

Dove:

- Υ_m: peso specifico dei massi di cava (t/m^3);
- Υ_a: peso specifico dell'acqua di mare (t/m^3);
- H: altezza d'onda (m);
- K_d: coefficiente di stabilità, funzione del tipo di masso, dal numero di strati di massi e in alcuni casi anche dalla pendenza (Fig. 4);
- α: angolo di inclinazione della sponda.

Criterio di non danneggiamento con limitata tracimazione

Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente K_D (2)		Testata K_D		Scarpa
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	Cot α
Masso naturale arrotondato	2	alla rinfusa	*1,2*	2,4	*1,1*	1,9	da 1,5 a 3,0
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	*1,6* (4)	3,2	*1,4* (4)	*2,3*	
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2,0	4,0	*1,9* *1,6* *1,3*	3,2 2,8 2,3	1,5 2,0 3,0
a spigoli vivi	<3	alla rinfusa	*2,2*	*4,5*	*2,1*	*4,2*	(5)
a spigoli vivi	2	speciale (6)	5,8	7,0	5,3	6,4	(5)
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7,0-20,0	*8,5-24,0*	--	--	
Tetrapodo e Quadripodo	2	alla rinfusa	7,0	8,0	*5,0* *4,5* 3,5	6,0 5,5 4,0	1,5 2,0 3,0
Tribar	2	alla rinfusa	*9,0*	10,0	*8,3* *7,8* 6,0	9,0 8,5 6,5	1,5 2,0 3,0
Dolos	2	alla rinfusa	15,8 (8)	31,8 (8)	*8,0* 7,0	*16,0* *14,0*	2,0 (9) 3,0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	*6,5*	7,5	--	*5,0*	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	*8,0*	9,5	*5,0*	*7,0*	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	*11,0*	22,0	--	--	(5)
Masso naturale (KRR) assortiti	-	alla rinfusa	2,2	2,5	--	--	

(1) Avvertenza: i valori di K_D scritti in *italico* non sono stati prodotti da apposite prove di laboratorio e, pertanto, sono riportati solo per consentire una progettazione preliminare dell'opera.
(2) Per pendenze comprese tra 1/1,5 e 1/5.
(3) n è il numero di elementi compresi nello spessore della mantellata (numero di strati).
(4) Non è consigliato l'uso di un singolo strato nelle mantellate di massi naturali sottoposte a onde frangenti. Nel caso di onde non frangenti, è ammissibile il singolo strato solo nel caso di una attenta posa in opera di massi.
(5) Nelle more dell'acquisizione di più dettagliate informazioni sulla variazione del coefficiente k_D con la pendenza, l'uso del k_D dovrebbe essere limitato a pendenze comprese tra 1/1,5 e 1/3. Alcune prove su elementi di mantellata in testata mostrano una relazione funzionale tra k_D e pendenza.
(6) Speciale posa in opera con l'asse maggiore del masso posto normalmente al piano della mantellata.
(7) Massi sagomati con forma parallelepipeda quando la maggiore dimensione lineare è circa 4 volte più grande della piccola (Markle e Davidson, 1979).
(8) I valori si riferiscono al criterio di "non danneggiamento" (spostamenti e oscillazioni dei massi <5%); se non si tollera l'oscillazione dei dolos (<2%) occorre ridurre il k_D del 50% (Zwamborn e Van Niekerke, 1982).
(9) La stabilità del dolos su pendenze superiori a 1/2 dovrebbe essere indagata con apposite prove su modello.

Fig. 4 Valori dei coefficienti di forma K_D della formula di Hudson

Applicando la seguente formula si ottiene che nella configurazione progettata il peso di ogni singolo masso posto nella mantellata esterna dell'opera deve essere di almeno 0.92 t.

Tab. 3 Valori dei parametri utilizzati nella formula di Irribarren

H	2	m
Υ_m	2.6	t/m^3
Υ_a	1.03	t/m^3
α	26.57	gradi
K_D	3.2	-

2 CONCLUSIONI

Analizzando i risultati ottenuti è stata scelta come soluzione progettuale di dotare la scogliera di una mantellata esterna costituita da massi con diametro medio di circa 1.2 m. Considerando quindi un volume di circa 1.4 m^3 per ciascun masso si evince che il peso unitario di ciascun blocco si aggira intorno alle 3.5 ton e quindi massi di terza categoria (peso variabile da 3 a 7 ton), rispettando cautelativamente i valori ottenuti dalle formulazioni analitiche di calcolo.