

## NODO STRADALE E AUTOSTRADALE DI GENOVA

### Adeguamento del sistema

A7 – A10 – A12

### PROGETTO DEFINITIVO

#### OPERA A MARE NEL CANALE DI CALMA

#### IDRAULICA

#### RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE IDRAULICHE RIO RONCALLO E RIO SECCO

<b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Paolo De Paoli Ord. Ingg. Pavia N. 1739 <b>RESPONSABILE UFFICIO IDR</b>	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 <b>RESPONSABILE AREA DI PROGETTO GENOVA</b>	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 <b>RESPONSABILE FUNZIONE STP</b>
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO				DATA: FEBBRAIO 2011	REVISIONE	
	DIRETTORIO		FILE			n.	data
	codice commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo		1	MAGGIO 2012
	1107	1204	IDR9050	-1	SCALA:		

 <b>ingegneria europea</b>	<b>COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO</b> Ing. Ilaria Lavander	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	–
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	–
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Paolo De Paoli Ord. Ingg. Pavia N. 1739

<b>VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA</b> DIREZIONE OPERATIVA PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI Ing. Alberto Selleri	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>  Ing. Giorgio Fabriani	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b> 
---	--	--

**INDICE**

1	PREMESSA .....	3
2	INDAGINE CONOSCITIVA PRELIMINARE .....	4
3	PIANO STRALCIO PER IL RISCHIO IDROGEOLOGICO .....	5
4	ANALISI IDROLOGICA .....	6
4.1	Rio Roncallo .....	6
4.1.1	Bacino del Rio Roncallo a monte dell'impianto ILVA .....	6
4.1.2	Area drenante interna all'impianto ILVA .....	8
	4.1.2.1.Regime pluviometrico locale .....	9
	4.1.2.2.Calcolo della portata .....	10
4.2	Rio Secco .....	14
4.3	Eventi alluvionali recenti .....	15
5	SIMULAZIONI IDRAULICHE .....	16
5.1	Condizioni al contorno di monte .....	17
5.2	Condizioni al contorno di valle (ambito marino) .....	17
5.2.1	Marea astronomica e storm surge .....	17
5.3	Definizione delle scabrezze idrauliche .....	19
5.4	Geometria del tratto .....	19
5.5	Scenario attuale .....	20
5.5.1	Massima portata smaltibile .....	21
5.5.2	TR 5 anni .....	21
5.6	Scenario di progetto .....	22
5.6.1	TR 200 anni .....	23
5.6.2	TR 5 anni .....	25
6	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI SUI RII SECCO E RONCALLO TRA IL BANCHINAMENTO ESISTENTE E LO SBOCCO NEL CANALE DI CALMA .....	27
7	MODELLAZIONE DEL CANALE DI CALMA .....	29
7.1	Approccio metodologico .....	29
7.2	Estensione del modello e batimetria .....	30
7.3	Circolazione indotta dal vento .....	33
7.3.1	Risultati delle simulazioni .....	34
7.4	Circolazione indotta dalla piena del Rio Secco .....	44
7.4.1	Risultati delle simulazioni .....	44
7.5	Trasporto solido in piena .....	48
7.5.1	Approccio metodologico .....	49
7.5.1	Risultati .....	51
8	CONCLUSIONI .....	53

***ALLEGATI***

ALLEGATO 1 - DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO MIKE URBAN

ALLEGATO 2 - DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO MIKE 3

## 1 **PREMESSA**

Il progetto della Gronda di Ponente prevede la realizzazione di una infrastruttura quasi totalmente con sviluppo sotterraneo.

Il materiale di smarino proveniente dagli scavi costituisce quindi un volume molto rilevante di cui occorre prevederne la collocazione con un preciso piano operativo tenendo conto del contesto morfologico dell'area in esame.

Il progetto prevede di conferire il materiale di smarino, all'interno del canale di calma antistante l'Aeroporto di Genova, attraverso la realizzazione di una cassa di colmata contigua all'attuale sedime aeroportuale.

Per realizzare questo intervento occorre prevedere di dare continuità a tutti gli scarichi presenti attualmente nell'area in studio e in particolare ai rii Secco e Roncallo che recapitano nel canale di calma.

Il prolungamento a mare dei 2 rii che attraversano il sito ILVA di Genova Cornigliano, richiede la verifica idraulica della configurazione progettuale dei due canali e la propedeutica analisi idrologica per la determinazione delle portate di piena.

I 2 rii sono adiacenti l'uno all'altro (Rio Secco a ovest e Rio Roncallo a est) e entrambi hanno origine meno di 2 km a monte dell'impianto ILVA: il Rio Secco nasce alle spalle dell'abitato di Cornigliano a quota 125 m s.l.m., mentre il Rio Roncallo ha origine in località S.Pietro a quota pari a circa 135 m s.l.m.. Entrambi presentano sbocco a mare in corrispondenza dello stabilimento siderurgico. Il progetto di sistemazione prevede che il Rio Roncallo sia deviato verso est subito a monte dello stabilimento, mentre il Rio Secco risulta drenare a mare l'intera sua area di competenza.

Entrambi i bacini presentano forte urbanizzazione nella zona valliva, e in certi casi anche più a monte a causa delle interazioni con le infrastrutture di viabilità (in particolare modo l'arteria autostradale A10 Genova-Savona), soprattutto nel caso del Rio Secco.

Lo studio prevede una prima fase di analisi idrologica, con lo scopo di fornire le portate di input al modello idrodinamico monodimensionale. Quest'ultimo è finalizzato al dimensionamento dei canali e condotte di prolungamento dei 2 rii. Infine, tramite modellistica 3D si sono indagate le caratteristiche del moto all'interno del canale di calma, posto di fronte all'impianto, verificando il confronto tra le condizioni attuali e quelle di progetto, con particolare riferimento alla distribuzione delle velocità di corrente in corrispondenza dello sbocco del Rio Secco. In riferimento alla soluzione progettuale prescelta, è stata infine effettuata una stima dell'apporto solido del Rio Secco, finalizzata alla quantificazione degli accumuli di sedimento allo sbocco del Rio.

Lo schema idrografico considerato nel presente studio fa riferimento all'attuale configurazione planimetrica del rio Roncallo: in seguito alle opere previste nell'ambito del progetto "*Strada Urbana di scorrimento da Lungomare Canepa a Piazza Savio, raccordi con la viabilità ANAS di sponda sinistra del T. Polcevera e opere civili propedeutiche alla realizzazione del terzo binario della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia*", approvate nella Conferenza dei Servizi D.P.R. n 383/94 – D.P.R. n 616/77, svoltasi in data 20/09/2007, protocollo n° 118404/6529, il rio Roncallo, che precedentemente attraversava il sito ILVA per sfociare all'interno del canale di calma, è stato completamente intercettato da un nuovo collettore e deviato verso la sponda destra del Torrente Polcevera, come evidenziato nella seguente figura estratta dalle carte di progetto.

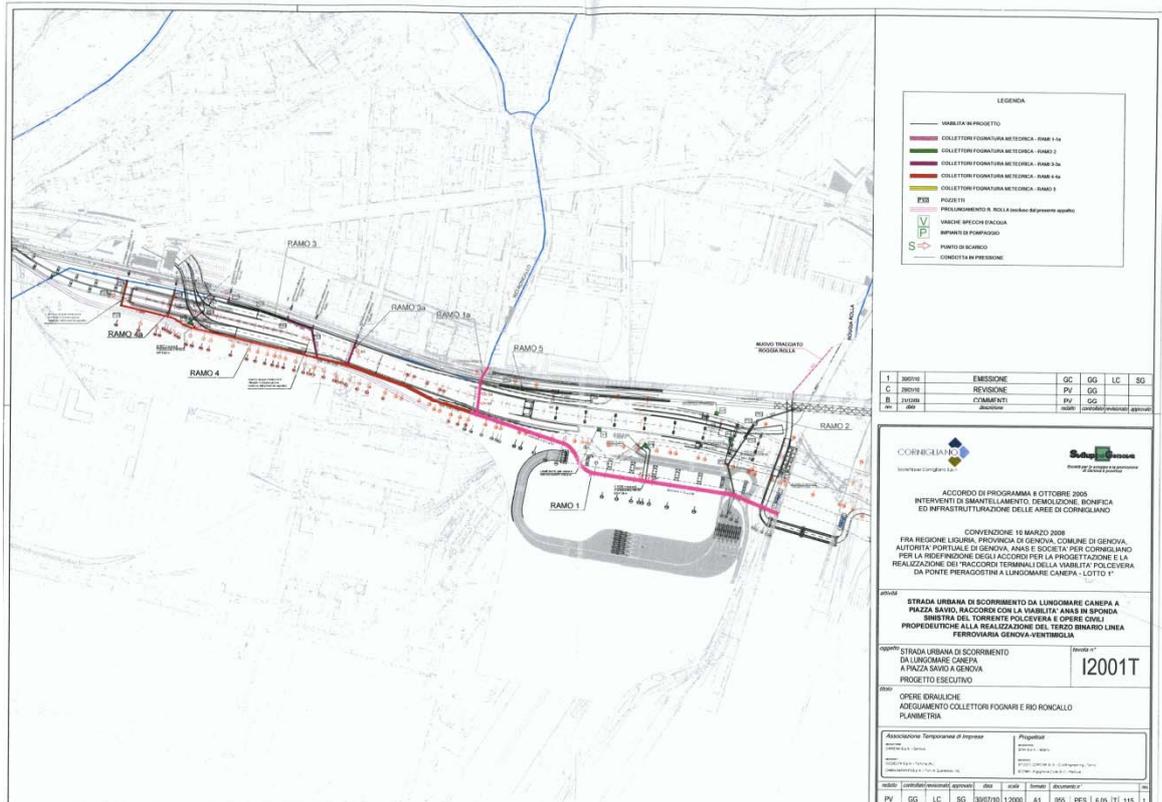


Figura 1-1 Deviazione del Rio Roncallo e nuova confluenza in Polcevera (linea viola).

## 2 INDAGINE CONOSCITIVA PRELIMINARE

I due rii, Secco e Roncallo, nel loro sviluppo planimetrico, attraversano aree ad elevata urbanizzazione e in particolare, nel tratto terminale, intersecano l'area industriale del sito ILVA di Genova Cornigliano.

Si è reso quindi indispensabile avere una conoscenza il più dettagliata possibile del percorso dei manufatti tombati per acquisire ogni informazione utile su pozzetti di raccolta, caditoie, tipologia e materiali dai manufatti tombati, pendenze ecc...

A questo scopo è stato realizzato un sopralluogo conoscitivo con il supporto del personale ILVA che ha messo a disposizione le proprie conoscenze; con il supporto di cartografie storiche sia generali che di dettaglio si è potuto prendere visione dei tracciati dei rii e della localizzazione di alcuni punti noti (pozzetti).

Sulla base di questo sopralluogo si è poi definito un piano di rilievi topografici per rilevare in quota tutte le informazioni utili alle verifiche successive.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati IDR9052 e IDR9053 che riportano planimetria e profili dei manufatti in oggetto così come desunti da appositi rilievi.

### 3 PIANO STRALCIO PER IL RISCHIO IDROGEOLOGICO

Nell'ambito del "Piano di Bacino Stralcio per la Tutela dal Rischio Idro-Geologico" degli Ambiti Regionali Liguri di Bacino 12 e 13, il Rio Roncallo è stato oggetto di studio idrologico.

Il suddetto Piano prevede che l'analisi idrologica sia condotta attraverso il metodo di calcolo approntato da C.I.M.A., che prevede formulazioni diverse in base all'estensione areale del bacino idrologico. Nel caso in esame, si applica l'espressione associata a superfici di drenaggio inferiori a 2 km<sup>2</sup>. Tale metodo prevede che la portata di massima piena associata a diversi periodi di ritorno sia calcolata adottando un contributo unitario, funzione del tipo di bacino e della sua posizione geografica, pari a quello ottenuto con riferimento a superfici scolanti aventi un'area drenata pari a 2 km<sup>2</sup>, secondo la seguente formula:

$$Q_T = k_T \cdot A \cdot U_{A=2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

dove

$U_{A=2}$  (m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>km<sup>-2</sup>) è il contributo unitario per un'area di 2 km<sup>2</sup>, in funzione della longitudine del baricentro del bacino e del CN medio.

$K_T$ =fattore di frequenza (Tabella 3-1).

A= superficie del bacino in km<sup>2</sup>.

Tabella 3-1 Fattore di frequenza adimensionale, in funzione del tempo di ritorno.

Tempo di ritorno	$K_T$
5 anni	1.295
10 anni	1.788
30 anni	2.9
50 anni	3.47
100 anni	4.25
200 anni	5.02
500 anni	6.04

Per entrambi i bacini, il contributo unitario  $U_{A=2}$  è pari a 9.55 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>km<sup>-2</sup>.

Tabella 3-2 Caratteristiche fisiografiche del bacino del Rio Roncallo.

Bacino del rio Roncallo		
Area	Km <sup>2</sup>	0.643
Longitudine		8°51'
Lunghezza	Km	1.65
Pendenza media	%	8
CN		92
UA	m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> km <sup>-2</sup>	9.55

Tabella 3-3 Portate al colmo di piena per il Rio Roncallo chiuso alla foce, riportate nel Piano Stralcio per il Rischio Idro-Geologico (metodo C.I.M.A.).

Piano Stralcio - Metodo CIMA	
TR [anni]	Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /s]
5	8
10	11
30	18
50	21
100	26
200	31
500	37

## 4 ANALISI IDROLOGICA

Per quanto riguarda la formulazione per il calcolo delle portate massime per assegnato tempo di ritorno, si è fatto riferimento al metodo utilizzato nel Piano Stralcio (metodo C.I.M.A.), così come si sono mantenuti i parametri idrologici per l'utilizzazione della stessa. Tramite utilizzo di opportuni strumenti GIS, sono invece state ricalcolate le aree drenanti per i due bacini in esame.

Il progetto di intercettazione del Rio Roncallo, citato in premessa al presente documento, prevede che, subito a monte del sito ILVA, il corso del Rio Roncallo venga deviato quasi ad angolo retto verso est, seguendo un corso parallelo alla viabilità stradale. In tal modo si evita che le acque drenate dal bacino si incanalino nel collettore al di sotto dello stabilimento, facendole confluire nell'adiacente torrente Polcevera. Ciò ha comportato la suddivisione dell'originale bacino idrografico del Roncallo in 2 sottobacini: il primo a monte del sito ILVA, rappresentante il nuovo bacino contribuente al Roncallo le cui acque vengono deviate verso il Polcevera, il secondo interno al perimetro dello stabilimento, che drena nel dismesso tronco del vecchio Rio Roncallo sino allo sbocco a mare.

Il Rio Secco, che non viene intercettato dal nuovo collettore in progetto, mantiene il suo tracciato e, raccogliendo le acque del proprio bacino idrografico, attraversa il sito ILVA e la pista aeroportuale e drena nel canale di calma.

### 4.1 Rio Roncallo

Per quanto riguarda il Rio Roncallo si è proceduto al calcolo delle portate di piena sia per il bacino idrografico del rio (seppur non più di interesse specifico per il presente studio), sia per l'area contribuente ricadente all'interno del sito ILVA fino allo sbocco nel canale di calma.

#### 4.1.1 Bacino del Rio Roncallo a monte dell'impianto ILVA

La superficie drenata a monte dell'impianto ILVA è stata calcolata essere pari a 0.69 km<sup>2</sup>, di poco superiore a quella riportata nel Piano Stralcio, pari a 0.64 km<sup>2</sup>. Tale parte di bacino è stata chiusa in corrispondenza della confluenza nel nuovo collettore futuro deviatore, il cui corso è parallelo al perimetro dell'impianto e quasi adiacente ad esso.

La lunghezza del tratto d'asta sino al deviatore è di circa 1.6 km, in direzione nord-sud.

La minima differenza in termini di area drenante deriva dall'inclusione di una maggiore porzione di bacino urbano collettato dalle nuove opere.

Mantenendo i parametri idrologici e fisiografici del Piano Stralcio (Tabella 3-2) ad esclusione del valore di area drenata (per il quale si è considerato il valore calcolato nel presente studio), si sono calcolate le portate al colmo di piena per diversi tempi di ritorno, riportate in Tabella 4-1.

A seguito del maggior valore di superficie drenata, le portate al colmo calcolate per lo studio attuale risultano leggermente superiori a quelle del Piano Stralcio.

Tabella 4-1 Portate al colmo di piena per il Rio Roncallo chiuso subito a monte dello stabilimento ILVA.

Rio Roncallo (monte)	
TR [anni]	$Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /s]
5	9
10	12
30	19
50	23
100	28
200	33
500	40

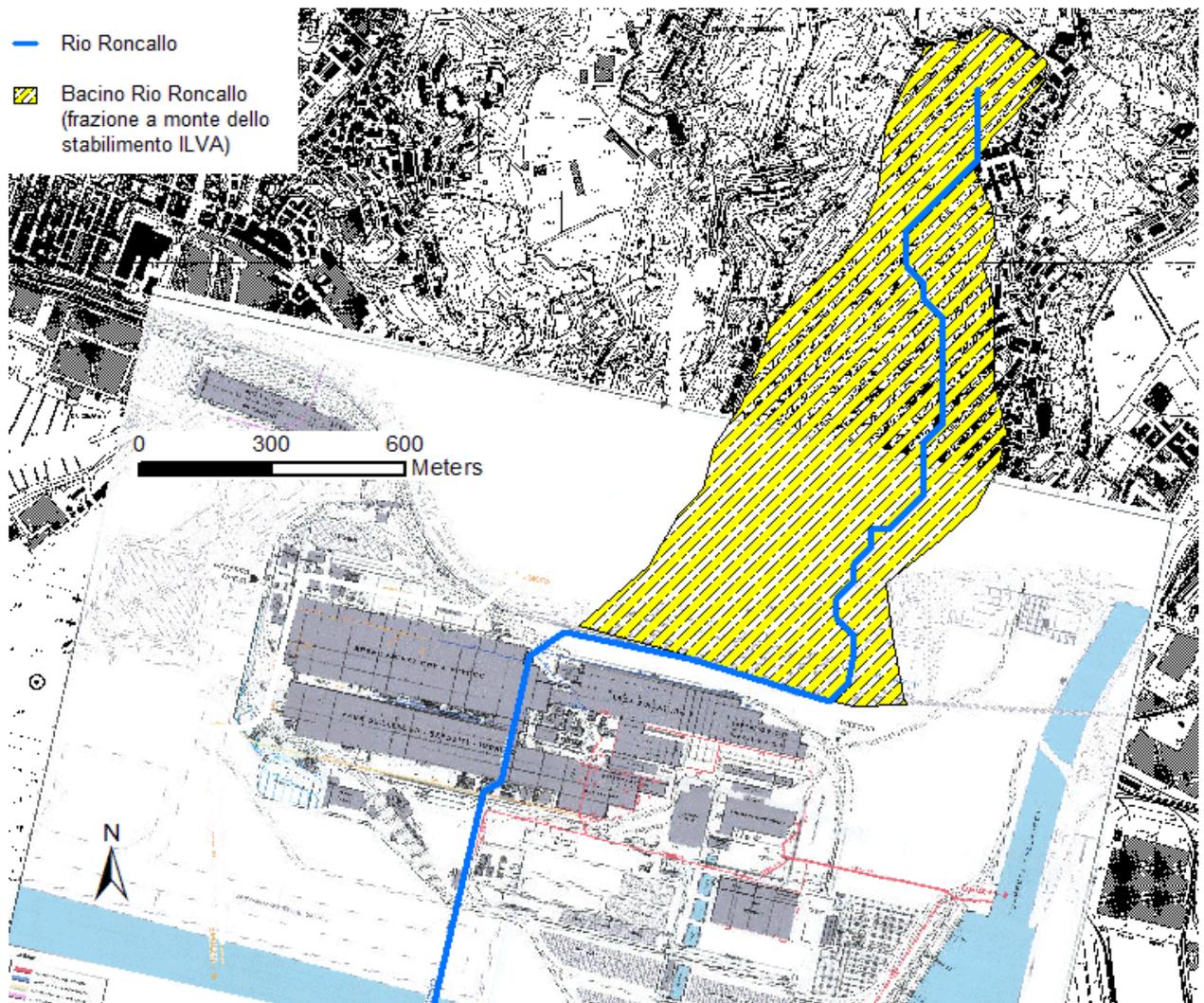


Figura 4-1 Bacino del Rio Roncallo a monte dello stabilimento ILVA.

#### 4.1.2 Area drenante interna all'impianto ILVA

La seguente figura rappresenta con un tratteggio arancione le aree residue interne allo stabilimento ILVA che ancora gravano su quello che rimane del collettore Roncallo. Il resto dei capannoni e dell'area industriale sono già collettati da una rete di drenaggio locale che scarica nel Polcevera e nel rio Secco.

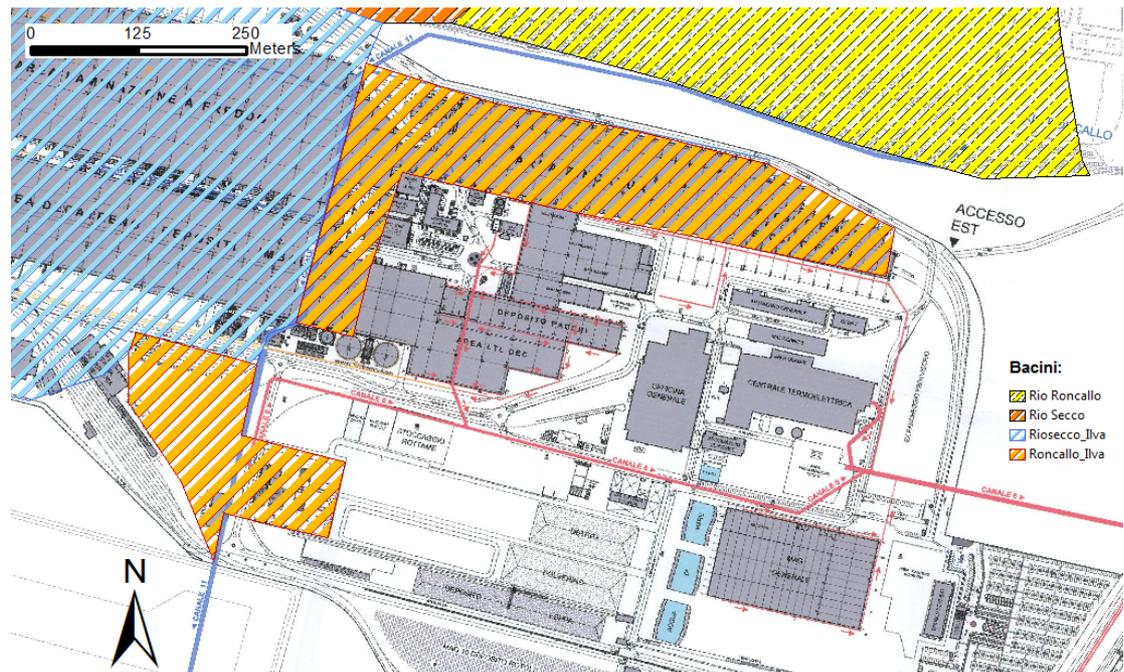


Figura 4-2 Area interna allo stabilimento ILVA drenante nell'ex-collettore Roncallo (tratteggio arancione).

A seguito delle modifiche del tracciato del rio, le aree in oggetto non rientrano più all'interno del tratto di Rio Roncallo indagato dal Piano di Bacino e possono essere pertanto studiate come aree di piattaforma. In assenza di indicazioni specifiche, nel Piano di Bacino, sulla metodologia di calcolo da adottare per la determinazione dei deflussi di piattaforma, per il presente caso è stato adottato l'approccio descritto di seguito.

Da documentazione storica il rio presenta una sezione costituita da due tubazioni a sezione circolare (diametro  $\varnothing$  2.10 m), all'interno di una struttura piena di calcestruzzo, con quota di scarico pari a -12.05 m s.m.m.. Quest'ultimo dato risulta incompatibile con le batimetrie presenti nella zona di sbocco (-8.50 ÷ -10.00 m s.m.m). Il rilievo laserscan della murata della banchina esistente, appositamente commissionato, non è stato in grado di individuare l'esatta quota di scarico in quanto la banchina risulta schermata da una struttura metallica (cfr. IDR9048); pertanto, in coerenza con la quota del fondale esistente, è stata assunta la quota di scarico a -8.00m s.l.m.m. Per ulteriori approfondimenti si rimanda alle successive fasi progettuali.

#### 4.1.2.1. Regime pluviometrico locale

Nelle procedure indirette di valutazione delle piene vanno considerate le precipitazioni di forte intensità e breve durata, caratterizzabili a partire dalle osservazioni condotte nelle stazioni pluviografiche comprese e/o prossime al bacino in esame. Tale regime, per un certo intervallo di durate dello scroscio più intenso del nubifragio, è caratterizzabile tramite la costruzione delle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica (LSPP) ottenute statisticamente a partire da registrazioni pluviografiche disponibili.

Di seguito si riportano le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per i diversi periodi di ritorno, contenute all'interno della normativa di Piano.

Per piogge con intervalli di durata inferiori all'ora:

$$h[mm] = a \cdot d^{n_1}; \quad a[mm/h^{n_1}]$$

$T_r = 10$ anni	$h [mm] = 75.93 d^{0.553}$
$T_r = 25$ anni	$h [mm] = 91.31 d^{0.558}$
$T_r = 50$ anni	$h [mm] = 102.72 d^{0.551}$
$T_r = 100$ anni	$h [mm] = 114.05 d^{0.563}$
$T_r = 200$ anni	$h [mm] = 125.33 d^{0.565}$

Per piogge con intervalli di durata superiori all'ora:

$$h[mm] = a \cdot d^{n_2}; \quad a[mm/h^{n_2}]$$

$T_r = 10$ anni	$h [mm] = 75.93 d^{0.416}$
$T_r = 25$ anni	$h [mm] = 91.31 d^{0.431}$
$T_r = 50$ anni	$h [mm] = 102.72 d^{0.438}$
$T_r = 100$ anni	$h [mm] = 114.05 d^{0.444}$
$T_r = 200$ anni	$h [mm] = 125.33 d^{0.449}$

La stazione pluviometrica da cui sono stati ricavati i parametri "a", "n<sub>1</sub>" e "n<sub>2</sub>" è la stazione "Genova Università" situata c/o l'Università degli studi di Genova in Via Balbi.

Tale stazione possiede una **serie storica di 62 anni** consecutivi, dal 1932 al 1993.

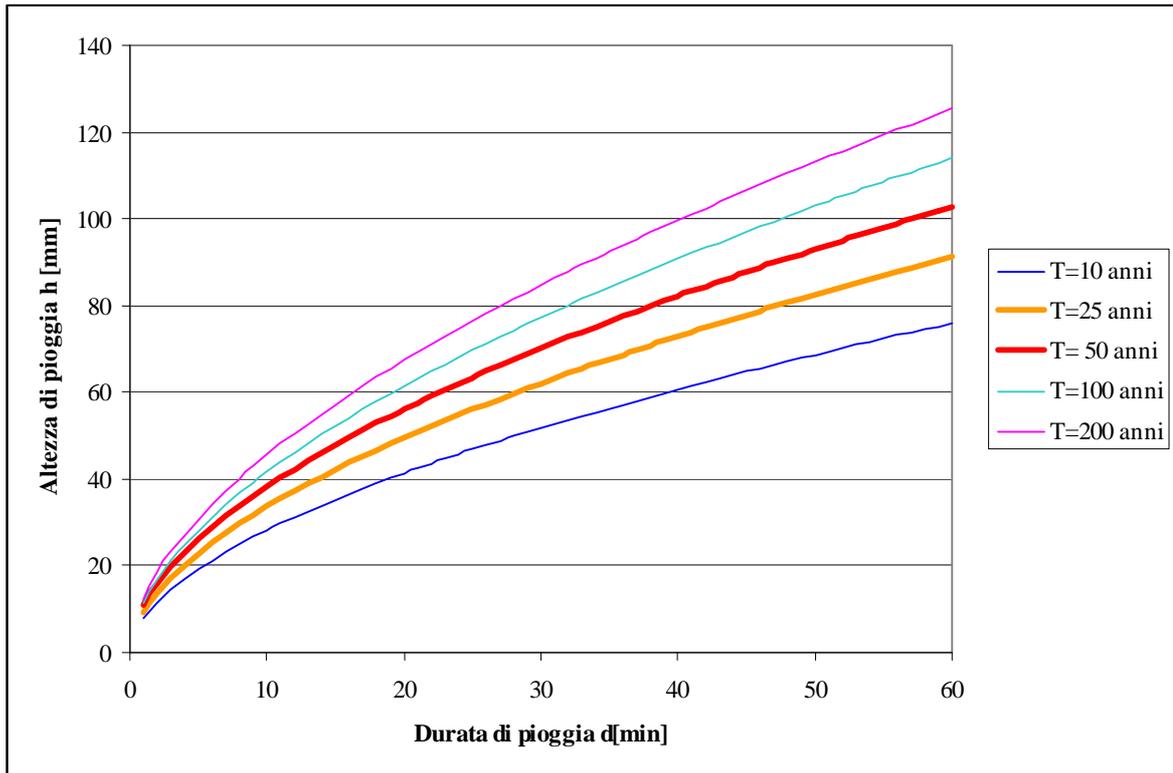


Figura 4-3 Curve di possibilità pluviometrica, durata di pioggia inferiore all'ora

Nella figura precedente si riporta l'andamento delle curve di possibilità pluviometrica espresse dalle relazioni sopra riportate (per durate inferiori all'ora) per tempi di ritorno compresi tra 10 e 200 anni. Nella tabella seguente si riportano i valori delle altezze di pioggia corrispondenti a tali curve.

Tabella 4-2 Tabella: altezza di pioggia per durate inferiori all'ora corrispondenti a tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100 e 200 anni

Tempo [min]	h (Tr10)	h (Tr25)	h (Tr50)	h (Tr100)	h (Tr200)
1	7.89	9.30	10.76	11.38	12.40
3	14.49	17.16	19.71	21.12	23.07
5	19.21	22.82	26.12	28.15	30.78
10	28.19	33.60	38.27	41.59	45.54
20	41.36	49.46	56.07	61.44	67.37
30	51.75	62.02	70.11	77.20	84.72
40	60.68	72.82	82.15	90.77	99.67
50	68.65	82.48	92.90	102.92	113.06
60	75.93	91.31	102.72	114.05	125.33

#### 4.1.2.2. Calcolo della portata

Per la valutazione delle massime portate di progetto sono stati utilizzati modelli concettuali di trasformazione afflussi-deflussi, applicati all'evento di precipitazione critica associato ad un tempo di ritorno di 50 anni, determinato come descritto in precedenza: il modello dell'invaso lineare (IUH) e il modello italiano dell'invaso.

Il modello dell'invaso lineare deriva dall'integrale di convoluzione riportato nel seguito, sotto le ipotesi di sistema lineare ed invariante e afflusso costante nel tempo.

La portata defluente legata ad un afflusso  $A(t)$  è data dall'integrale nel tempo  $t$  di un idrogramma unitario istantaneo (o IUH)  $u(t)$ , generato da un afflusso di altezza unitaria e durata infinitesima, moltiplicato per l'entità della precipitazione, ovvero dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^{t^*} [u(t - \tau) \cdot A(\tau)] \cdot d\tau.$$

Il metodo considera come predominante l'effetto di laminazione degli afflussi meteorici svolto dal volume d'acqua  $W_x$  che si deve immagazzinare (sulla superficie del bacino contribuente e all'interno degli stessi rami della rete) affinché la portata  $Q$  defluisca attraverso la sezione in esame.

Il legame portata/volume viene assunto lineare, definendo un parametro  $K$  (costante d'invaso), dimensionato come un tempo, tale che:

$$Q(t) = \frac{W_x(t)}{K}.$$

Integrando rispetto al tempo tale relazione e l'equazione di continuità, per la quale l'afflusso netto  $I(t)$  nel tempo sarà pari alla portata defluente più la variazione di volume di invaso, si ottiene l'idrogramma unitario istantaneo (IUH) dell'invaso lineare, ovvero:

$$u(t) = \frac{1}{K} e^{-\frac{t}{K}},$$

che sostituito nell'integrale di convoluzione porta, sempre nell'ipotesi di afflusso costante, a determinare la portata massima di piena come:

$$Q[m^3/s] = \varphi \cdot \frac{I(t_p) \cdot S}{360} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t_p}{K}}\right), \quad [1]$$

con  $S$  in ha,  $I$  in mm/h,  $t_p$  e  $K$  nella medesima unità di misura.

Nota la curva di possibilità pluviometrica di progetto, uguagliando a zero la derivata della [1] rispetto a  $t_p$  è possibile determinare la durata di pioggia critica, ovvero quella che produce la portata massima.

Definendo il parametro adimensionale  $r = t_p / K$ , nel caso di una curva di possibilità pluviometrica monomia (legge di potenza) di parametri  $(a, n)$ , tale condizione risulta verificata quando:

$$n = 1 - r \cdot \frac{e^{-r}}{1 - e^{-r}}. \quad [2]$$

La costante di invaso  $K$  esprime l'effetto combinato di tutti i fattori che determinano il complesso fenomeno della formazione della piena nel bacino, e riveste pertanto il significato di un parametro di taratura.

In letteratura sono disponibili diverse formule di tipo empirico per la stima di questo parametro. Poiché il fenomeno di formazione delle piene non segue in realtà leggi di tipo lineare, una maggiore accuratezza della stima è stata verificata da diversi Autori con l'adozione di ipotesi di quasi linearità, ovvero considerando il fenomeno lineare per il singolo evento di precipitazione, ma con la costante  $K$  variabile da evento a evento, in relazione all'afflusso meteorico.

In particolare si fa riferimento alla relazione proposta da Desbordes<sup>1</sup> (1975):

$$K[\text{min}] = \frac{4 \cdot S^{0,18} \cdot L^{0,15} \cdot t_p^{0,21}}{h^{0,07} \cdot (1 + \varphi)^{1,9} \cdot (100 \cdot s)^{0,36}} - 0,21, \quad [3]$$

dove, oltre ai parametri già citati, h [mm] è l'altezza di pioggia totale del pluviogramma netto, L[m] la lunghezza dell'asta principale di drenaggio.

Determinato quindi K, ed ottenuto r dalla relazione [2], può essere calcolato il tempo di pioggia  $t_p = K \cdot r$ . Poiché secondo la [3] K dipende da  $t_p$ , occorre iterare l'applicazione delle formule fino a convergenza. La portata massima di progetto Q viene quindi determinata dall'applicazione della [1].

Il metodo italiano dell'invaso lineare, originariamente concepito da Paladini (1901) e Fantoli<sup>2</sup> (1904) come metodo di verifica, fu trasformato in metodo di progetto in particolare da Puppini<sup>3</sup> (1932) e Supino<sup>4</sup> (1933), che determinarono la durata della pioggia critica e il valore della corrispondente portata in funzione di alcune caratteristiche del bacino, della rete e della curva di possibilità pluviometrica, ben prima che nella bibliografia internazionale apparisse il metodo dell'invaso lineare (IUH) descritto in precedenza.

Anche il metodo italiano assume lineare il legame tra il volume complessivamente invasato W(t) e la portata Q(t) contemporaneamente defluente nella sezione in esame; la portata al colmo viene però stimata in funzione del volume immagazzinato nel sistema bacino-rete, anziché in funzione della costante di invasato K.

Riconducendoci al metodo generale dell'invaso lineare, assumendo  $K = Q / W_M$ , dove Q e  $W_M$  rappresentano rispettivamente la portata massima e il volume di invasato massimo, la [1] può essere riscritta, adottando una CPP monomia di parametri (a, n) e imponendo che il valore di Q sia massimo (secondo la relazione [2]), come:

$$Q = n \cdot (\varphi \cdot a \cdot S)^{\frac{1}{n}} \cdot W_M^{\frac{n-1}{n}} \cdot f(n),$$

dove  $f(n)$  è una funzione che dipende solo da n.

In particolare  $f(n)$  risulta poco variabile con n (per valori di n compresi tra 0,3 e 0,6 essa assume valori variabili tra 0,78 e 0,84). Assumendo quindi cautelativamente per  $f(n)$  un valore costante pari a 0,78, la relazione precedente può essere scritta come:

$$Q[m^3 / s] = \frac{u \cdot S}{1000}, \quad [4]$$

con S in [ha], dove u [l/s/ha] è il coefficiente udometrico, definito come:

<sup>1</sup> Desbordes, M. (1975). *Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial urbain* – T.S.M. L'EAU, n.3, mars, pp.121-126, Francia.

<sup>2</sup> Fantoli, G. (1904). *Le acque di piena nelle reti delle fognature di Milano* – Comune di Milano: relazione della commissione Cipolletti, Fantoli, Soldati.

<sup>3</sup> Puppini, U. (1932). *Coefficienti udometrici per generica scala di deflusso* – L'Ingegnere.

<sup>4</sup> Supino, G. (1933). *Coefficienti udometrici per canali di fognatura* – Ricerche di Ingegneria.

$$u = 2168 \cdot \frac{n \cdot (\varphi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{w^{\left(\frac{1}{n}-1\right)}}, \quad [5]$$

dove il parametro  $a$  va inserito in  $[m/h^n]$ .

Il parametro  $w$   $[m^3/m^2]$  rappresenta il volume di invaso specifico, ovvero  $w = W_M/S$ .

Il volume di invaso massimo  $W_M$  può essere determinato come somma dei seguenti fattori:

$$W_M = w_0 \cdot S + W_P + \sum_i W_i, \quad [9]$$

dove:

$w_0$  è il volume dei piccoli invasi, ovvero un volume di invaso distribuito sulla superficie contribuente;

$W_P$  è il volume di invaso proprio, immagazzinato all'interno del ramo in esame;

$W_i$  è il volume invasato nell' $i$ -esimo tratto a monte di quello in esame.

Noto  $W_M$ , la portata può essere determinata<sup>5</sup> mediante la [5] e la [4]; poiché però il volume di invaso proprio dipende dal livello idrico nel collettore in esame, e quindi dalla portata in esso defluente, occorre procedere per via iterativa fino a convergenza.

L'applicazione dei due metodi fornisce i seguenti risultati:

Tabella 4-3 Risultati della trasformazione afflussi-deflussi.

	Q TR50 (m <sup>3</sup> /s)	t <sub>p</sub> (min)
<b>Invaso IUH</b>	4.7	15
<b>Invaso Italiano</b>	4.6	-

Assumendo la portata pari a 4.7 m<sup>3</sup>/s, un evento con una durata critica di 1 ora ed un tempo di pioggia pari a 15 minuti, si ottiene un volume contribuente pari a circa 16900 m<sup>3</sup>.

<sup>5</sup> Si nota come la formulazione adottata per il calcolo della portata sia conforme a quanto proposto nella stesura originaria degli Autori del metodo. Nell'ambito dell'ingegneria italiana è stata diffusamente utilizzata una successiva rielaborazione, che comporta l'introduzione di un valore maggiorato dell'esponente della curva di possibilità pluviometrica,  $n_0 = 4/3 \cdot n$ . Tale assunzione deriva dalla generalizzazione di un'esperienza di Fantoli (1904) che sulla base di un'analisi di 6 eventi di precipitazione nell'area urbana milanese ipotizzò una dipendenza del coefficiente di deflusso dalla radice cubica dell'altezza (e quindi del tempo) di pioggia.

Per quanto esista in generale una tendenza all'aumento del coefficiente di deflusso al crescere dell'altezza totale di pioggia, essa non risulta tuttavia descritta universalmente da una legge di potenza con esponente 1/3, ma varia grandemente da sito a sito, e in relazione alla tipologia di evento. Non appare inoltre possibile l'applicazione di tale ipotesi allo scroscio critico di progetto (intenso e di breve durata), il quale può essere contenuto in un evento di precipitazione più ampio.

Per tali ragioni si è ritenuto opportuno non adottare alcuna maggiorazione dell'esponente  $n$ , che peraltro risulta nella stima di portate al colmo di entità minore.

Tale dato è stato utilizzato per il dimensionamento dell'impianto di pompaggio in progetto, avente lo scopo di smaltire le acque di scolo drenate dal bacino in area ILVA nel collettore dell'ex Rio Roncallo.

## 4.2 Rio Secco

L'obiettivo principale del presente studio è l'analisi progettuale del prolungamento a mare del Rio Secco: per questo motivo, cautelativamente, si è assunta come portata di progetto quella relativa al bacino chiuso allo sbocco a mare. Le aree a monte e interna all'impianto siderurgico sono però state calcolate separatamente, al fine di dettagliare con più precisione l'area residua contributiva all'interno del sito ILVA, anche in funzione dell'apposito sopralluogo effettuato. In Figura 4-4 si riportano in colore diverso le due parti del bacino del Rio Secco.

L'area totale del bacino chiuso allo sbocco a mare risulta essere pari a 0.98 km<sup>2</sup>, derivante dalla somma di 0.63 km<sup>2</sup> a monte dello stabilimento e 0.35 km<sup>2</sup> residui. L'area calcolata risulta simile a quella riportata nel Piano Stralcio, pari a 0.59 km<sup>2</sup>, considerato che quest'ultima non comprende la zona di riempimento portuale (dove è situato lo stabilimento siderurgico).

Come per la parte del Rio Roncallo a monte dello stabilimento, anche in questo caso si è utilizzato il metodo C.I.M.A. per la stima delle portate al colmo di piena, i cui valori sono riportati in Tabella 4-4.

Tabella 4-4 Portate al colmo di piena per il Rio Secco chiuso allo sbocco a mare.

Rio Secco	
TR [anni]	Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /s]
5	12
10	17
30	27
50	32
100	40
200	47
500	57

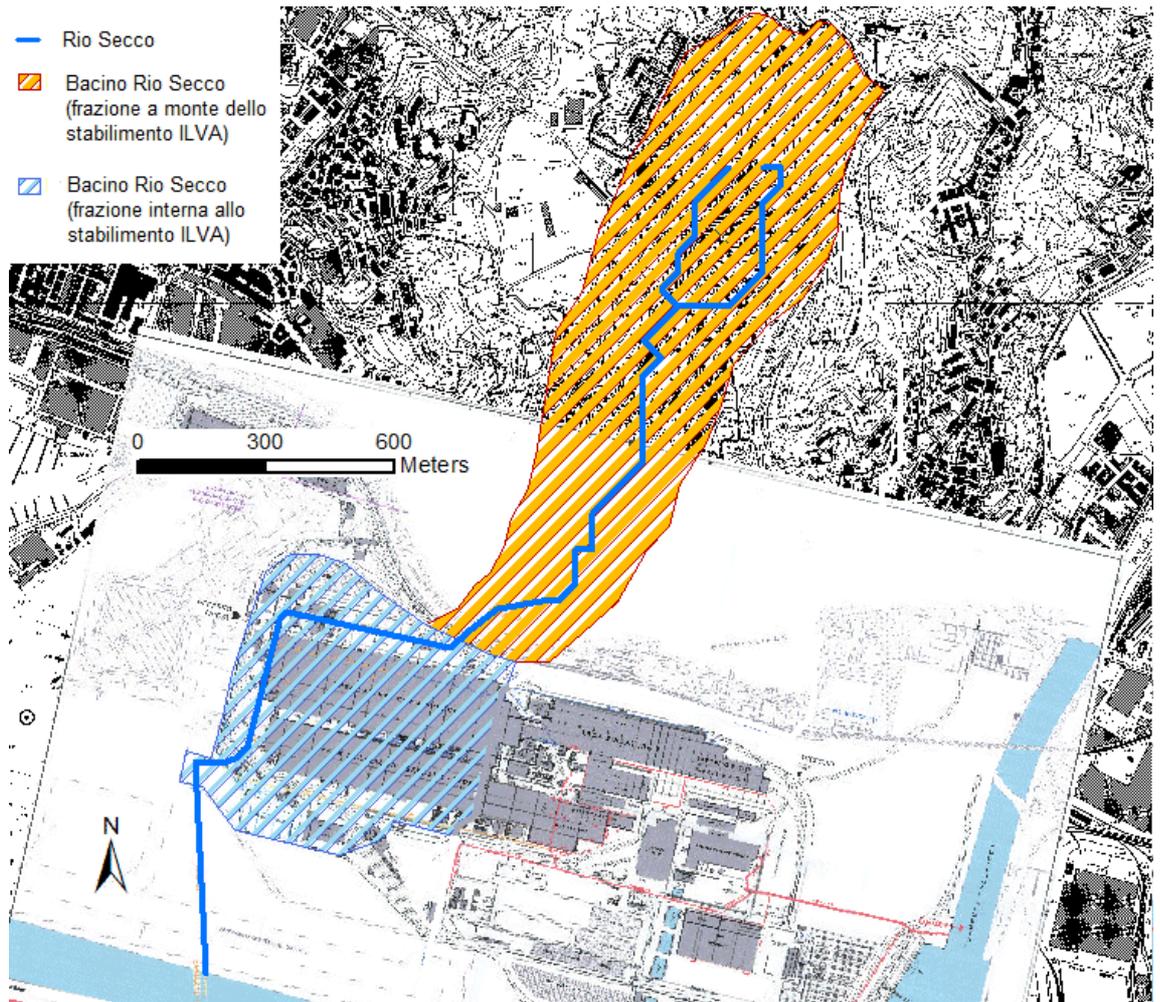


Figura 4-4 Bacino del Rio Secco, suddiviso tra parte a monte e interna allo stabilimento ILVA.

### 4.3 Eventi alluvionali recenti

Il territorio genovese è stato colpito negli ultimi anni da eventi idrologici intensi, in particolare:

- l'evento del 4 ottobre 2010 che ha interessato il ponente genovese, caratterizzato da piogge di breve durata e forte intensità; esso ha generato esondazioni nel bacino del torrente Chiaravagna e nei bacini scolanti dell'ambito 13;
- l'evento del 4 novembre 2011 che ha interessato i bacini del torrente Bisagno e del suo affluente torrente Fereggiano; tale evento ha generato diffuse esondazioni sulla parte terminale del Fereggiano (da largo Merlo alla confluenza in Bisagno) e localmente sul torrente Bisagno immediatamente a monte del tratto tombinato.

I due eventi sopra descritti hanno generato sui corsi d'acqua del genovese portate mai superiori a tempo di ritorno 200 anni:

- la piena del torrente Chiaravagna ha corrisposto a un tempo di ritorno di poco superiore a 100 anni;

- la portata generata lungo il torrente Fereggiano è stata caratterizzata da un tempo di ritorno di poco superiore a 150 anni mentre quella sul Bisagno da tempo di ritorno pari a circa 40 anni.

Le esondazioni generate durante questi eventi sono quindi spesso da ricondurre ad un sistema di reticolo idrografico vulnerabile nei tratti di attraversamento dei centri abitati a causa dell'inadeguatezza idraulica delle opere di attraversamento o idrauliche presenti.

Le opere previste nel presente Progetto sono dimensionate per un tempo di ritorno di 200 anni che oltre ad essere in linea con le prescrizioni imposte dai Piani di Assetto Idrogeologico risultano dal punto di vista idrologico coerenti con gli intensi eventi alluvionali recenti.

## 5 SIMULAZIONI IDRAULICHE

Le simulazioni idrauliche del collettore del Rio Secco sottostante lo stabilimento ILVA sono state condotte tramite l'utilizzo del software Mike Urban del Danish Hydraulic Institute (DHI). Tale codice numerico è specificamente progettato per la simulazione del moto nelle reti in pressione, con particolare riferimento alle reti di drenaggio urbano e di raccolta delle acque reflue (in Allegato 1 si riporta una descrizione del software).

La scelta è caduta su un codice per l'analisi di condotte in pressione in quanto la dimensione e geometria del collettore del Rio Secco e le portate stimate come input idrologico di monte rendono tale tipo di moto quello che meglio rappresenta le condizioni del deflusso nel tratto in esame.

Si è così ricostruita la geometria e planimetria del tratto tramite le funzionalità GIS del codice di calcolo, mentre come condizioni al contorno si sono poste quelle definite dalla precedente analisi idrologica.

Le analisi sono state eseguite simulando diversi scenari, in particolare:

1. simulazione della massima portata smaltibile: l'analisi ha evidenziato come l'attuale geometria del Rio Secco, nel tratto interno allo stabilimento ILVA, non sia in grado di convogliare portate superiori ai 10-12 m<sup>3</sup>/s;
2. scenario attuale, evento con tempo di ritorno di 5 anni: la portata massima per un evento con tempo di ritorno di 5 anni è pari a 12 m<sup>3</sup>/s, appena superiore alla capacità di portata dell'ultimo tratto del collettore, prima del suo sbocco nel canale di calma; questa simulazione è stata assunta come riferimento comparativo per lo studio della configurazione progettuale del prolungamento a mare;
3. scenari di progetto, evento con tempo di ritorno di 200 anni: in funzione di quanto previsto dalle vigenti norme di Piano, il nuovo tratto di collettore in progetto è stato verificato mediante la simulazione dell'evento con tempo di ritorno di 200 anni; sono state confrontate diverse configurazioni di progetto al fine di individuare quella migliore;
4. scenario di progetto, evento con tempo di ritorno di 5 anni: la configurazione progettuale ottimale individuata è stata studiata anche nel caso di un evento di piena quinquennale, per fornire un termine di confronto con lo scenario attuale.

Le analisi modellistiche 2, 3 e 4 sono state effettuate analizzando solo l'ultimo tratto (rispettivamente del collettore attuale e in progetto), ipotizzando che i tratti a monte,

non oggetto dell'attuale studio, fossero adeguati allo smaltimento delle portate di progetto.

Lo scenario attuale, con portata in ingresso pari all'evento con tempo di ritorno di 200 anni, non è stato modellato in quanto nessun tratto del Rio Secco è in grado di smaltire tale portata.

## 5.1 **Condizioni al contorno di monte**

Le simulazioni effettuate hanno fatto riferimento a due scenari idrologici principali studiati nel corso del presente lavoro:

- evento con tempo di ritorno di 5 anni: la portata in ingresso al modello è stata calcolata pari a  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- evento con tempo di ritorno di 200 anni: portata al colmo pari a  $47 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Entrambi gli eventi sono associati alla condizione al contorno di valle calcolata come descritto nel seguito.

## 5.2 **Condizioni al contorno di valle (ambito marino)**

La quota del livello del mare all'interno del canale di calma rappresenta la condizione al contorno di valle per il deflusso del Rio Secco. Il livello del mare è stato cautelativamente calcolato in funzione degli effetti di un possibile innalzamento del livello del mare all'occorrere di un evento meteorologico intenso, aspetto fondamentale da tenere in considerazione nel caso di tombature con sbocco a mare e quote di foce prossime od inferiori a 0 m s.l.m..

L'effetto di sovrizzo del livello medio mare all'occorrere di un evento meteorologico intenso è generalmente dato dalla somma dei 3 seguenti fenomeni:

- la marea astronomica;
- la variazione del livello di medio mare dovuto alle condizioni di tempesta (storm surge), suddivisa tra la componente attribuibile al vento (wind set-up) e quella relativa alle variazioni di pressione atmosferica (barometro inverso);
- il sovrizzo dovuto al frangimento (wave setup).

L'innalzamento del livello del medio mare causato dal moto ondoso (wave setup) avviene tipicamente nella cosiddetta surf zone, ossia nell'area compresa tra la zona dei frangenti e la linea di riva. Nella zona del canale di calma, oggetto del presente studio, le profondità minime sono dell'ordine dei 9 m. A tali profondità l'onda non è indotta al frangimento in quanto le interazioni onda-fondale sono pressoché trascurabili; sulla base di queste considerazioni, in questo caso non è stata pertanto considerata la componente di sovrizzo dovuta all'onda.

Le altre due componenti sono state analizzate in funzione degli elementi conoscitivi e dati disponibili al fine di pervenire ad una stima del livello di innalzamento medio del mare per un evento con periodo di ritorno di cinque anni, assunto sufficientemente cautelativo per le verifiche effettuate nel presente studio.

### 5.2.1 **Marea astronomica e storm surge**

L'analisi degli effetti combinati dovuti alla marea astronomica e allo storm surge in corrispondenza del tratto di litorale oggetto di studio è stata valutata partendo dai dati d'innalzamento del livello del mare registrati presso il mareografo ubicato nel porto di

Genova, nel punto di coordinate geografiche  $44^{\circ}24'36''N$  e  $08^{\circ}55'31''E$  (Figura 5-1), facente parte della rete R.M.N. (Rete Mareografica Nazionale). Data la vicinanza con la zona in studio si è ragionevolmente assunto che tali misurazioni siano valide anche per il sito di interesse.



Figura 5-1 Localizzazione della stazione mareografica di Genova (RMN) rispetto alla zona in studio. Fonte: Google Earth.

I dati registrati dal mareografo indicano il livello del mare espresso in metri con cadenza oraria per un periodo temporale di circa 13 anni (1998-2010). Per arrivare a calcolare un livello d'innalzamento associabile ad un periodo di ritorno di cinque anni risulta necessario condurre un'analisi statistica; in questo caso l'analisi è stata condotta sulla popolazione totale, ossia sono stati considerati tutti i dati serie storica, senza pertanto tener conto della loro indipendenza statistica. Dal momento che sono stati utilizzati tutti i dati registrati, è stata rispettata la sola condizione di omogeneità: in particolare, nel caso della stazione mareografica di Genova, nella stessa serie di dati sono presenti registrazioni con frequenza di 1 ora e di 10 minuti. Al fine di avere dati omogenei sono stati quindi considerati solo i dati orari.

La curva che è risultata approssimare al meglio la serie di dati è la distribuzione di Weibull a tre parametri. La regolarizzazione statistica è stata effettuata utilizzando il modulo EVA - Extreme Values Analysis del DHI (Danish Hydraulic Institute).

In Figura 5-2 sono mostrati i risultati dell'analisi statistica in termini di funzione di probabilità e limiti di confidenza e dati utilizzati. In Tabella 5-1 sono riportati i valori del livello del mare associati a diversi periodi di ritorno.

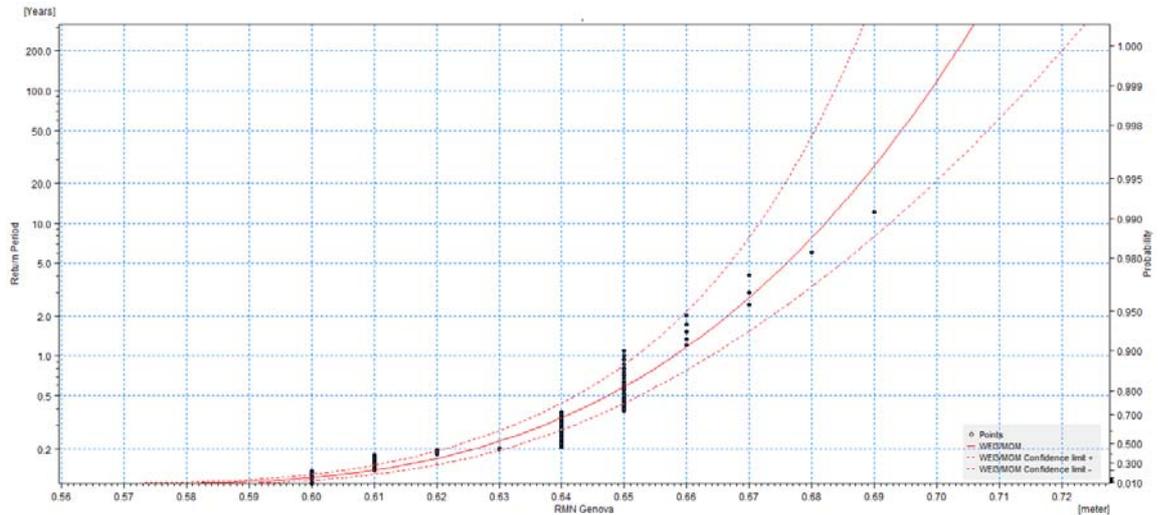


Figura 5-2 Distribuzione di probabilità dei massimi livelli di marea e storm surge.

Si può pertanto affermare, che per il periodo di ritorno di cinque anni, l'innalzamento del livello del mare dovuto agli effetti combinati di marea e storm surge risulti pari a 0.675 m l.m.m.

Tale valore è stato utilizzato come condizione al contorno di valle per tutti gli scenari di piena simulati.

Tabella 5-1 Livelli del mare per diversi periodi di ritorno  $T_R$ .

$T_R$ [anni]	Liv [m]
2	0.663
5	0.675
10	0.682
20	0.688
50	0.694
100	0.699
200	0.703

### 5.3 Definizione delle scabrezze idrauliche

La condotta che raccoglie le acque del Rio Secco è in calcestruzzo, con geometria rettangolare variabile. Alcuni tratti in progetto saranno realizzati in palancole in acciaio. Cautelativamente e, sulla base delle indicazioni del Piano Regionale Stralcio, il valore di scabrezza è stato posto pari a Manning  $0.025 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ .

### 5.4 Geometria del tratto

I dati geometrici della condotta e dei pozzetti ad essa afferenti sono stati individuati sia tramite sopralluoghi in-situ sia dall'analisi degli elaborati storici.

## 5.5 Scenario attuale

Lo scenario attuale prevede la simulazione del tratto di condotta all'interno del perimetro dello stabilimento siderurgico ILVA. In Figura 5-3 si riporta la planimetria del tratto oggetto di indagine, relativo allo scenario attuale.

Il tratto presenta una lunghezza totale pari a circa 955 m, suddivisa in 4 sottotratti di lunghezza variabile ognuno congiungente due pozzetti ispezionabili, per un totale di 3 pozzetti più lo sbocco a mare al di sotto del pelo dell'acqua.

In Tabella 5-2 sono riportati i valori geometrici del condotto in esame. Per ogni tratto, sono indicati i pozzetti di inizio e fine tratto, il codice numerico, le dimensioni dello scatolare (larghezza e altezza) e le quote di fondo di inizio e fine tratto. Nella simulazione numerica, il tratto terminale è stato suddiviso in due parti per tenere in conto del cambio di pendenza negli ultimi 10 m circa della condotta: il tratto 5 è infatti non materialmente separato dal 4, ma 8 m prima dello sbocco a mare la pendenza passa da 0.1% a circa 40%.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati IDR9052 e IDR9053 che riportano la planimetria e il profilo longitudinale del tratto in esame così come desunto da appositi rilievi.

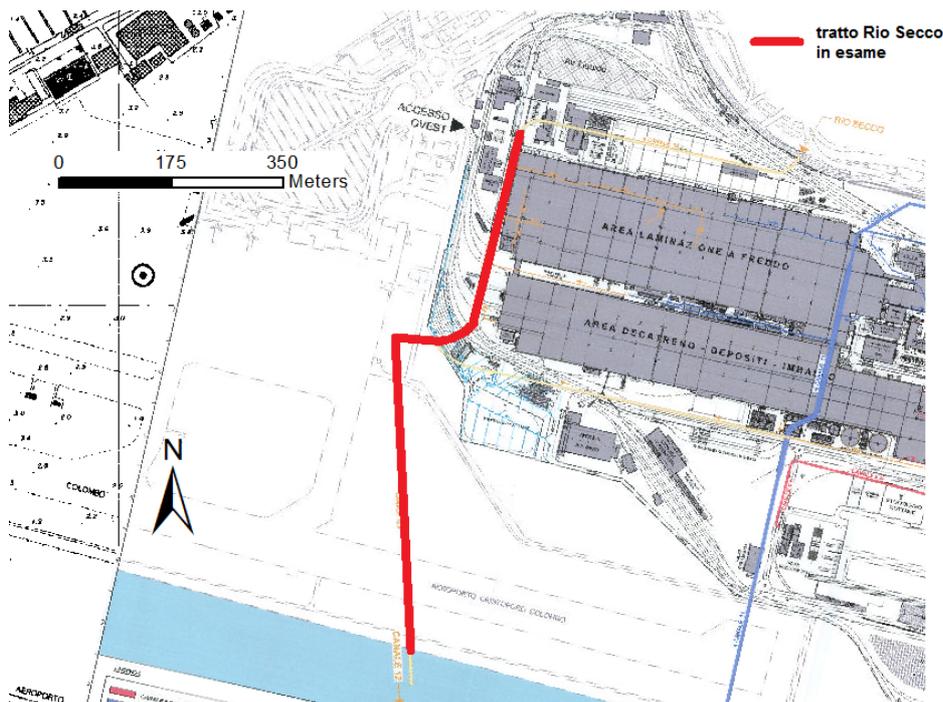


Figura 5-3 Tratto del Rio Secco oggetto della simulazione, configurazione attuale.

Tabella 5-2 Geometria e quote, scenario attuale (tutti i tratti sono a geometria rettangolare).

Da pozzetto	A pozzetto	Tratto	B	H	L	Q fondo monte	Q fondo valle
-	-	-	(m)	(m)	(m)	(m s.l.m.m)	(m s.l.m.m)
3	4	1	1.30	1.85	57.16	1.74	1.62
4	5	2	3.00	1.90	210.00	1.57	0.35
5	6	3	2.20	2.10	63.00	0.23	0.18
6	6bis	4	4.00	1.50	605.00	0.13	-0.56
6bis	Outlet	5	4.00	1.50	8.00	-0.56	-4.00

I primi risultati della modellazione dello stato attuale hanno però evidenziato una assoluta insufficienza del tratto a smaltire portate di piena significative.

In considerazione di ciò, si sono effettuate due simulazioni per lo stato attuale: la prima finalizzata alla stima della massima portata smaltibile a tubo pieno e a filo del piano campagna e la seconda associata al tempo di ritorno quinquennale.

### 5.5.1 Massima portata smaltibile

I valori riportati nelle ultime due colonne di Tabella 5-3 sono relativi alle massime portate smaltibili dai vari tratti in caso sia di tubo pieno sia di piezometrica al livello del piano campagna.

I risultati mostrano come, anche accettando un pelo libero (o piezometrica nel caso dei tratti in condotta) appena al di sotto del piano stradale, le portate smaltibili risultano inferiori a quella per tempo di ritorno di 5 anni ( $12 \text{ m}^3/\text{s}$ ), ad esclusione del tratto terminale che invece risulta verificato (seppur con qualche potenziale esondazione) per tale tempo di ritorno.

Tabella 5-3 Risultati della simulazione associata alla massima portata smaltibile, scenario attuale.

Da pozzetto	A pozzetto	Tratto	B	H	L	Q fondo monte	Q fondo valle	Capacità di portata ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	
-	-	-	(m)	(m)	(m)	(m s.l.m.m)	(m s.l.m.m)	Tubo pieno	Filo p.c.
3	4	1	1.30	1.85	57.16	1.74	1.62	5.70	6.20
4	5	2	3.00	1.90	210.00	1.57	0.35	9.00	9.20
5	6	3	2.20	2.10	63.00	0.23	0.18	8.00	10.50
6	6bis	4	4.00	1.50	605.00	0.13	-0.56	7.10	11.20
6bis	Outlet	5	4.00	1.50	8.00	-0.56	-4.00	Tratto completamente sommerso	

### 5.5.2 TR 5 anni

A seguito dei risultati illustrati nel paragrafo precedente, si è scelto di effettuare la simulazione per il tempo di ritorno quinquennale, i cui risultati sono riportati in Tabella 5-4. Si evidenzia come il pelo libero al pozzetto 6 (ultimo prima dell'outlet) risulti circa 30 cm superiore al piano campagna. Le velocità in uscita dalla condotta (necessarie per la corretta stima dell'effetto dell'opera sulle condizioni marine del tratto di calma) presentano valori pari o di poco superiori a 2 m/s.

Tabella 5-4 Risultati della simulazione associata alla portata con  $T_r=5$  anni, scenario attuale (tratto terminale).

TR5 (Q=12 m <sup>3</sup> /s) - STATO ATTUALE								
Da pozzetto	A pozzetto	Tratto	Progr .	P.L.	Quota fondo coll.	Quota somm coll.	Quota piano camp.	v
-	-	-	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/s)
6	6bis	4	0	4.05	0.13	1.63	3.74	
			605	0.68	-0.46	1.04	2.09	2.16
6bis	Outlet	5	0	0.68	-0.46	1.04	2.09	
			8	0.68	-4.00	-2.50	2.08	2.01

## 5.6 Scenario di progetto

La configurazione di progetto si differenzia dallo stato attuale per l'aggiunta di un nuovo tratto terminale in corrispondenza del prolungamento verso mare dell'attuale banchina.

La simulazione e verifica idraulica del nuovo tratto di collettore ha comportato una serie di successive simulazioni per individuare la geometria ottimale in grado di garantire il deflusso della portata con tempo di ritorno di duecento anni.

Dal momento che tutto il nuovo tratto in progetto sarà ubicato sotto il livello del mare, non è possibile trovare una configurazione che potesse garantire il deflusso a pelo libero con il franco richiesto da normativa.

Poiché il nuovo manufatto dovrà lavorare in pressione, si è pensato di valutare il franco residuo tra la piezometrica e il piano strada come riferimento per il dimensionamento dell'opera, nonché di valutare e confrontare gli effetti di rigurgito indotti verso monte nella configurazione di progetto e nella configurazione attuale (in questo caso considerando un evento di piena con tempo di ritorno di 5 anni).

Le diverse simulazioni effettuate sono relative a diverse configurazioni progettuali:

- caso A: nuovo scatolare con dimensioni di 4.5 x 3.0 metri (base x altezza), quote di scorrimento da -5 (attuale sbocco del Rio Secco) a -5.8 m s.l.m.m. (nuovo sbocco in progetto);
- caso B: scatolare 5.0 x 4.5 metri e quote di scorrimento analoghe alla precedente configurazione;
- caso C: scatolare 5.0 x 4.5 ma con quota di scorrimento da -5.0 a -5.0 m s.l.m.m.;
- caso D: realizzazione del canale con palancole poste a distanza di 4.5 metri, quota fondo regolarizzata a -10, nuovo sbocco nel canale di calma mediante scatolare 4.5 x 3.0 posto a quota -7.8 m s.l.m.m.;
- caso E – Configurazione finale: palancole distanziate di 5 metri, quota fondo regolarizzata a -10m, nuova sezione di sbocco caratterizzata da tre sezioni di luce netta totale pari a 7.8 x 3.2 m posta a quota -7.8 m s.l.m.m..

Le diverse configurazioni sono state verificate sia nel caso di evento duecentennale (verifica di progetto) sia nel caso dell'evento con tempo di ritorno di 5 anni (verifica di confronto) simulate con l'obiettivo di identificare la configurazione che:

- massimizza il franco tra il piano campagna e la quota piezometrica nel punto di inizio della nuova opera di progetto;

- ottimizza le velocità di deflusso, riducendo le possibilità di deposito nel canale di calma e al contempo garantendo velocità allo sbocco non eccessive;
- minimizza gli effetti di rigurgito verso monte nelle diverse condizioni simulate.

Nelle tabelle seguenti si riportano alcuni dei risultati ottenuti nelle diverse simulazioni effettuate.

### 5.6.1 TR 200 anni

Per lo scenario di progetto si è analizzato il deflusso relativo a un evento con tempo di ritorno duecentennale, associato a una portata pari a 47 m<sup>3</sup>/s. I valori sono riportati solo per il tratto di progetto, in quanto per il tratto attuale si è già verificata l'assoluta inadeguatezza anche per portate decisamente inferiori.

#### CASO A

I risultati (Tabella 5-5) mostrano come il tratto aggiuntivo in progetto presenti valori di pelo libero (piezometrica) inferiori al piano campagna, seppur di poco. Si osserva infatti come in corrispondenza dell'attuale sbocco del Rio Secco il pelo libero risulti circa 10 cm inferiore al piano campagna (2.01 m s.l.m.m. rispetto a 2.08 m s.l.m.m.). La velocità, pari a 3.31 m/s, risulta notevolmente superiore rispetto al valore relativo allo stato attuale (evento di riferimento TR5, velocità pari a circa 2 m/s).

Le quote del pelo libero, nonostante non comportino esondazioni, presentano solo un minimo franco rispetto al piano campagna.

Tabella 5-5 Risultati della simulazione associata alla portata con  $Tr=200$  anni, scenario di progetto (tratto terminale), caso A.

TR200 (Q=47 m <sup>3</sup> /s) - PROGETTO CASO A (SCATOLARE 4.5x3.0)						
Pozzetto	Prog r.	P.L.	Quota fondo coll.	Quota somm coll.	Quota piano camp.	v
-	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/s)
Sbocco att.	0	2.01	-5.00	-1.00	2.08	
Sbocco prog.	165	0.68	-5.80	-2.80	1.75	3.31

#### CASO B

Dal momento che la configurazione precedente non garantisce un franco di sicurezza, si è scelto di verificare l'eventuale miglioramento associato a una configurazione di progetto con dimensioni dello scatolare incrementate.

La configurazione di progetto alternativa prevede un aumento delle dimensioni dello scatolare, che passano da 4.5 x 3.0 m a 5.0 x 4.5 m, mantenendo le stesse quote altimetriche di scorrimento.

Dai risultati di Tabella 5-6 si verifica come l'incremento di sezione considerato avrebbe come conseguenza un netto miglioramento dei valori di franco idraulico: in corrispondenza dello sbocco attuale la piezometrica è pari a 1.02 m s.l.m.m. rispetto a un livello del piano campagna di 2.08 m s.l.m.m. Inoltre la velocità massima in uscita dall'outlet di progetto presenta un decremento di circa 1/3 rispetto al valore determinato dalla precedente configurazione di progetto (circa 2 m/s).

Tabella 5-6 Risultati della simulazione associata alla portata con  $Tr=200$  anni, scenario di progetto (tratto terminale), caso B.

TR200 (Q=47 m <sup>3</sup> /s) - PROGETTO CASO B (SCATOLARE 5.0x4.5)						
Pozzetto	Progr.	P.L.	Quota fondo coll.	Quota somm coll.	Quota piano camp.	v
-	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/s)
Sbocco att.	0	1.02	-5.00	0.50	2.08	
Sbocco prog.	165	0.68	-5.80	-1.30	1.75	2.03

### CASO C

A seguito dei risultati della configurazione di progetto B, che hanno mostrato un deciso miglioramento rispetto alla configurazione precedente, si è scelto di analizzare l'effetto del cambiamento di pendenza sul deflusso nel tratto al di sotto della prevista banchina aeroportuale, in modo da verificare la sensitività del deflusso a tale parametro.

Si è dunque posto il livello dello sbocco a mare di progetto pari alla quota iniziale, 5.0 m sotto il livello del medio mare, mantenendo la geometria del relativo scatolare pari a quella del caso B.

I risultati di Tabella 5-7 indicano come, anche annullando la pendenza nel canale terminale, i valori idraulici risultano risentire in maniera assolutamente non-significativa della modifica. I livelli della piezometrica infatti non presentano alcuna differenza rispetto alla configurazione B, mentre la velocità in uscita risulta inferiore di un valore all'interno del range di incertezza del modello (pochi cm/s).

È possibile dunque concludere come la pendenza del condotto non sia un parametro decisivo al fine di migliorare il comportamento idraulico della configurazione di progetto.

Tabella 5-7 Risultati della simulazione associata alla portata con  $Tr=200$  anni, scenario di progetto (tratto terminale), caso C.

TR200 (Q=47 m <sup>3</sup> /s) - PROGETTO CASO C (SCATOLARE 5.0x4.5)						
Pozzetto	Progr.	P.L.	Quota fondo coll.	Quota somm coll.	Quota piano camp.	v
-	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/s)
Sbocco att.	0	1.02	-5.00	-0.50	2.08	
Sbocco prog.	165	0.68	-5.00	-2.00	1.75	2.04

### CASO D

La configurazione D prevede l'abbandono dell'utilizzo dello scatolare e la realizzazione di due palancole, distanziate 4.5 metri.

Il canale in progetto, coperto in alcuni tratti da dalle removibili ed ispezionabili, presenta una quota di fondo pari a -10 m s.l.m.m. (indicativamente pari alla regolarizzazione del fondo attuale) e uno sbocco nel canale di calma mediante uno scatolare 4.5 x 3.0 metri, con quota di scorrimento pari a -7.8 m s.l.m.m.

La simulazione ha evidenziato per il caso D risultati comparabili con quelli relativi allo scenario A.

### **CASO E – Configurazione finale**

La configurazione E prevede sostanzialmente la modifica dello sbocco nel canale di calma, con la proposizione di una sezione utile di 7.8 x 3.2 metri. La larghezza del tratto palancoato viene assunta pari a 5.0 metri tranne nel breve tratto finale di raccordo con il cassone di conterminazione in cui si ha una larghezza di 10.80 m.

Il progetto prevede inoltre la differenziazione, nel primo e nell'ultimo tratto del canale caratterizzato da copertura rimovibile, della quota di copertura ed un miglioramento del raccordo tra il tratto palancoato e lo scatolare di sbocco nel canale di calma.

I risultati ottenuti, e riportati nella tabella seguente, identificano la configurazione E come quella idonea a garantire, in caso di evento con TR pari a 200 anni:

- un sufficiente franco rispetto al piano strada (sempre pari o superiore a 90 cm);
- una velocità di uscita pari a quella attuale (TR 5) poco inferiore ai 2 m/s.

Tabella 5-8 – Risultati della simulazione associata alla portata con  $Tr=200$  anni, scenario di progetto (tratto terminale), caso E.

TR200 (Q=47 m <sup>3</sup> /s) - PROGETTO CASO E (PALANCOLE CON SEZIONE SBOCCO 7.8x3.2)						
Pozzetto	Progr.	P.L.	Quota fondo coll.	Quota somm coll.	Quota piano camp.	v
-	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/s)
Sbocco att.	0	0.76	-10	0.45	1.75	
p1	19.4	0.76	-10	0.45	1.66	0.89
p1	0	0.76	-10	-1.3	1.66	
p2	118.9	0.71	-10	-1.3	2.93	1.05
p2	0	0.71	-10	0.45	2.93	
p3	6.85	0.71	-10	0.45	1.75	0.89
p3	0	0.71	-10	-1.3	1.75	
p4	5.65	0.71	-10	-1.3	1.75	0.50
p4	0	0.70	-7.8	-4.6	1.75	
sbocco prog.	12.6	0.68	-7.8	-4.6	1.75	1.81

#### **5.6.2 TR 5 anni**

L'analisi dell'evento con tempo di ritorno di 5 anni è stata effettuata simulando le sole configurazioni di progetto A ed E.

I risultati di Tabella 5-9 mostrano come, per il tempo di ritorno quinquennale, la configurazione di progetto A non comporti pressoché alcun cambiamento rispetto alla situazione attuale. I valori di livello del pelo libero, infatti, presentano un incremento di pochi centimetri (sempre inferiore a 10 cm).

I valori di velocità in uscita dal condotto addizionale in progetto risultano inferiori rispetto a quelle in uscita dall'outlet attuale (0.84 m/s rispetto a 2.01 m/s).

Tabella 5-9 Risultati della simulazione associata alla portata con  $Tr=5$  anni, scenario di progetto (tratto terminale), caso A.

TR5 (Q=12 m <sup>3</sup> /s) - PROGETTO CASO A (SCATOLARE 4.5x3.0)						
Pozzetto	Progr.	P.L.	Quota fondo coll.	Quota somm coll.	Quota piano camp.	v
-	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/s)
6	0	4.08	0.13	1.63	3.74	
6bis	605	0.75	-0.46	1.04	2.09	2.16
6bis	0	0.75	-0.46	1.04	2.09	
Sbocco att	8	0.72	-4.00	-2.50	2.08	2.01
Sbocco att.	0	0.73	-5.00	-1.00	2.08	
Sbocco prog.	165	0.68	-5.80	-2.80	1.75	0.84

Nel caso della configurazione E, scelta come definitiva, si osservano invece variazioni inferiori ai 5 cm, a conferma della sostanziale invarianza delle condizioni di deflusso ordinarie.

Tabella 5-10 Risultati della simulazione associata alla portata con  $Tr=5$  anni, scenario di progetto (tratto terminale), caso E.

TR5 (Q=12 m <sup>3</sup> /s) - PROGETTO CASO E (PALANCOLE CON SEZIONE SBOCCO 7.8x3.2)						
Pozzetto	Progr.	P.L.	Quota fondo coll.	Quota somm coll.	Quota piano camp.	v
-	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/s)
6	0	4.07	0.13	1.63	3.74	
6bis	605	0.73	-0.46	1.04	2.09	2.1
6bis	0	0.73	-0.46	1.04	2.09	
Sbocco att	8	0.68	-4	-2.5	2.08	1.78
Sbocco att.	0	0.68	-10	0.45	1.75	
p1	19.4	0.68	-10	0.45	1.66	0.22
p1	0	0.68	-10	-1.3	1.66	
p2	118.9	0.68	-10	-1.3	2.93	0.26
p2	0	0.68	-10	0.45	2.93	
p3	6.85	0.68	-10	0.45	1.75	0.23
p3	0	0.68	-10	-1.3	1.75	
p4	5.65	0.68	-10	-1.3	1.75	0.13
p4	0	0.68	-7.8	-4.6	1.75	
sbocco prog.	12.6	0.68	-7.8	-4.6	1.75	0.45

## **6 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI SUI RII SECCO E RONCALLO TRA IL BANCHINAMENTO ESISTENTE E LO SBOCCO NEL CANALE DI CALMA**

La risoluzione del collegamento dei due Rii, risiede nell'adottare interventi specifici, tra loro molto diversificati.

Per quanto riguarda il Rio Secco si ipotizza di realizzare un prolungamento costituito da due file di palancole distanti tra loro 5,00 m e con altezza libera pari a circa 10,0 m; si tratta praticamente di un "canale di calma" perpendicolare al canale di calma principale.

Le palancole, a tenuta idraulica, saranno immorsate nel fondo naturale attuale e collegheranno un pozzetto da realizzare nel banchinamento esistente con i cassoni di conterminazione della cassa di colmata.

Il pozzetto nel banchinamento esistente avrà quota di fondo a -5,00 m e servirà anche per raccogliere eventuali deflussi provenienti da uno scarico posto a circa 148,00 m verso ovest rinvenuto con il rilievo laser scanner (cfr. IDR9046-IDR9047); secondo quanto emerso dagli accertamenti svolti tale scarico risulta privo di funzionalità idraulica.

Il canale delimitato dalle palancole avrà quota di copertura a -0,80 m s.l.m.m a meno di due tratti lunghi, il primo 15 m in prossimità del banchinamento esistente e il secondo lungo 6,85 m in prossimità del nuovo cassone di conterminazione. Questi due tratti avranno una copertura in "dalle" rimovibili poste a +0,75 m s.l.m.m un metro al di sotto del piano campagna rifinito situato a +1,75 m s.l.m.m e serviranno per effettuare operazioni manutentive di pulizia dal deposito veicolato come trasporto solido dal bacino del Rio Secco.

In prossimità dell'attacco con il cassone di conterminazione, la sezione palancolata verrà allargata a 10,80 m per una lunghezza di 5,65 m; questo allargamento è necessario per raccordare il canale con la luce di deflusso nel cassone, che prevede tre luci affiancate larghe 2,60 m e alte 3,20 m separate da un setti per una sezione utile complessiva di 7.8 x 3.2 metri. L'uscita nel cassone sarà posta a -7,80 m.

Per maggiori dettagli si rimanda alla tavola IDR9140.

Questa soluzione garantisce da una serie di problematiche che potrebbero insorgere, quali:

- assoluta assenza di infiltrazioni;
- assoluta assenza di fessurazioni;
- assoluta resistenza all'abrasione;
- funzionalità garantita indipendentemente da eventuali assestamenti del fondo.

La scelta di mantenere una luce di deflusso così ampia consente infine di ridurre la velocità di uscita dei deflussi nel canale di calma e di contenere il trasporto solido lungo il tratto palancolato, evitando così di interferire con i livelli di fondo del canale di calma, riconfigurato.

Per quanto riguarda viceversa il Rio Roncallo la soluzione per lo sbocco a mare dei deflussi deve tenere conto della particolare evoluzione attualmente in atto sull'asta del Rio; è noto infatti che è previsto un progetto per intercettare il Rio appena prima di attraversare lo stabilimento ILVA ed essere scolmato direttamente nel T. Polcevera.

Con questo intervento, quel che resta del Rio Roncallo, riguarda solo più piazzali e tetti impermeabili dell'area dello stabilimento ILVA; il Rio assume quindi una connotazione di vasca di raccolta il cui volume disponibile è di circa  $5.500 \div 6.000 \text{ m}^3$ .

Le simulazioni idrologiche e idrauliche effettuate con tempo di ritorno 50 anni evidenziano una portata di riferimento di  $4,70 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'utilizzo di tale tempo di ritorno è congruente con le assunzioni adottate per il dimensionamento del sistema di drenaggio di piattaforma dell'opera a mare.

L'evento critico di 1 ora può generare un volume di  $16.920 \text{ m}^3$ .

Sulla base di questi riscontri si propone di realizzare, allo sbocco del Rio Roncallo, sul banchinamento esistente, una vasca con 3 pompe idrovore in grado di evacuare  $1500 \text{ l/s}$  cadauna per un totale  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ , compatibile con il portata in arrivo. La vasca servirà anche per raccogliere eventuali deflussi provenienti da uno scarico posto a circa  $182,00 \text{ m}$  verso est rinvenuto con il rilievo laser scanner (cfr. IDR9048); secondo quanto emerso dagli accertamenti svolti tale scarico risulta privo di funzionalità idraulica.

Occorrerà comunque adottare una regola operativa che risponda di massima ai seguenti requisiti:

- il rio Roncallo è praticamente declassato a canale di raccolta acque di pavimentazioni e tetti dell'area ILVA avente quindi la funzione di vasca di raccolta;
- il volume invasabile a canale/vasca vuoto è pari a circa  $5.500 \div 6.000 \text{ m}^3$ ;
- l'evento critico produce  $16.920 \text{ m}^3/\text{h}$ ;
- l'impianto idrovoro smaltisce  $16.200 \text{ m}^3/\text{ora}$ ;
- il modesto volume residuo ( $16.920 \text{ m}^3/\text{h} - 16.200 \text{ m}^3/\text{h}$ ) =  $720 \text{ m}^3/\text{h}$ , può essere facilmente stoccato nel canale/vasca del Roncallo.

L'impianto idrovoro dovrà essere collegato ad un sensore di pioggia (pluviometro) che lo attiverà; in sostanza volendo tenere i sensori di livello riferiti al medio mare e di conseguenza all'ipotesi di avere il canale/vasca del Roncallo sempre con un livello idrico elevato, occorrerà condizionare l'avvio e lo stacco dell'impianto agli eventi di pioggia.

La regola operativa sopra indicata è realizzabile posizionando i galleggianti di avvio/stacco pompe a una quota corrispondente al volume che si vuole tenere in vasca.

Il mantenimento del canale con carico idrico elevato consente di contenere inoltre eventuali sottospinte che potrebbero lesionare il manufatto esistente.

Il pompaggio avverrà a mezzo di tre condotte ( $\varnothing 800 \text{ Dn}$ ) sistemate a circa  $-1,00 \text{ m}$  rispetto alla configurazione finale del terreno che prevede il p.c. a  $+1,75/4,25 \text{ m}$ ; lo

sbocco a mare nel cassone di conterminazione sarà posto a circa -1,00 m sul medio mare.

Per maggiori dettagli si rimanda alla tavola IDR9150.

## **7**    **MODELLAZIONE DEL CANALE DI CALMA**

L'ipotesi di conferire il materiale di smarino (proveniente dagli scavi previsti nell'ambito del progetto della Gronda di Ponente) all'interno del canale di calma antistante l'Aeroporto di Genova comporta un restringimento del canale di calma stesso, compreso tra la pista aeroportuale e la diga foranea, quantificabile in circa 165 m. Come illustrato in premessa, per realizzare questo intervento occorre prevedere di dare continuità a tutti gli scarichi presenti attualmente nell'area in studio e in particolare ai rii Secco e Roncallo che recapitano nel canale di calma.

In particolare, l'obiettivo della presente sezione è la quantificazione dell'impatto che il restringimento del canale di calma determinerà sulle condizioni di deflusso del Rio Secco in termini di distribuzione di velocità di corrente nel tratto del canale di calma prossimo allo sbocco del Rio. Verrà inoltre simulata la distribuzione del volume di sedimenti scaricati dal Rio Secco nel canale delimitato dalle palancole (capitolo 6) in condizioni di piena del Rio.

Le acque del Rio Roncallo verranno invece incanalate nel collettore al di sotto dello stabilimento ILVA, facendole confluire nell'adiacente torrente Polcevera (capitolo 4), pertanto si può ritenere che il restringimento del canale di calma non determini alcun impatto sulle condizioni di deflusso previste per il Rio Roncallo.

L'impatto del restringimento del canale di calma sulle condizioni di deflusso del Rio Secco nel tratto di canale prossimo allo sbocco del Rio è stato studiato mediante l'applicazione del modulo tridimensionale MIKE 3 HD FM del pacchetto MIKEbyDHI sviluppato da DHI (Danish Hydraulic Institute). La descrizione del modello MIKE 3 è riportata nell'Allegato 2 al presente documento.

MIKE 3 è un codice di calcolo professionale per la simulazione di correnti a pelo libero in tre dimensioni utilizzabile per lo studio di correnti, trasporto di sedimenti coesivi e non, qualità delle acque ed ecologia in fiumi, laghi, estuari, baie, aree costiere e mare aperto.

La discretizzazione spaziale delle equazioni di base è eseguita attraverso un approccio ai volumi finiti, con valori centrati sul singolo elemento; il dominio di calcolo è discretizzato nelle dimensioni orizzontali attraverso una maglia non strutturata che garantisce il massimo della flessibilità nella rappresentazione di geometrie complesse, come quella in esame, e permette di imporre una risoluzione via via maggiore verso l'area di maggiore interesse.

La discretizzazione orizzontale può combinare elementi triangolari o quadrangolari, mentre quella verticale è basata sulla discretizzazione a layer di tipo sigma o combinati tipo sigma-zeta.

### **7.1**    **Approccio metodologico**

Il modello numerico tridimensionale sopra illustrato è stato applicato in riferimento ai principali obiettivi della presente analisi. In particolare:

- le simulazioni della circolazione indotta nel canale di calma da condizioni di vento frequenti, sia nella configurazione attuale del canale di calma, sia nella

configurazione di progetto (canale di calma ristretto), sono finalizzate alla quantificazione delle velocità di corrente in condizioni di portata nulla del Rio Secco;

- le simulazioni della circolazione indotta nel canale di calma dal Rio Secco in condizioni di piena, nello stato attuale e di progetto (canale di calma ristretto e contestuale prolungamento del Rio Secco costituito da due file di palancole) sono finalizzate alla quantificazione dell'eventuale incremento di velocità di corrente nel tratto di canale di calma antistante la foce del Rio Secco, indotto dalla minore distanza tra la foce del Rio e la diga foranea nelle condizioni di progetto. Tale impatto, potenzialmente critico per le condizioni di navigabilità all'interno del canale di calma, è valutato per una portata al colmo di piena del Rio Secco pari a  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ , corrispondente ad un tempo di ritorno di 5 anni;
- la simulazione della distribuzione dei sedimenti trasportati dalla piena quinquennale del Rio Secco all'interno del tratto prolungato del Rio, costituito dalle due file di palancole, è finalizzata alla quantificazione di massima del deposito atteso di materiale all'interno del "nuovo canale" perpendicolare al canale di calma.

In nessuna simulazione è stata tenuta in considerazione l'oscillazione di marea. Nel Mar Ligure, infatti, la limitata ampiezza dell'oscillazione mareale (mediamente intorno a 0.30 m nelle condizioni di sizigie e 0.15 m nelle condizioni di quadratura) non è in grado di instaurare correnti di marea di intensità significativa (velocità nell'ordine del cm/s) rispetto all'intensità delle correnti generate dal vento o dalla piena del Rio Secco.

## 7.2 Estensione del modello e batimetria

Al fine di simulare correttamente l'instaurarsi della circolazione indotta dalla forzante "vento" nel canale di calma, il dominio di calcolo risulta piuttosto esteso. In particolare, l'area modellata presenta un'estensione pari a circa 15.5 km parallelamente a costa e pari (al massimo) a circa 4.0 km nella direzione perpendicolare alla stessa (Figura 7-1).

Per la caratterizzazione batimetrica dell'area è stato utilizzato il database CM-93 di C-MAP. CM-93 è un database globale di cartografia nautica in formato digitale, creato e continuamente aggiornato dalla società Norvegese C-MAP.

I dati provenienti dalle carte nautiche sono frequentemente utilizzati nelle zone al largo, mentre sottocosta, alle basse profondità, è preferibile utilizzare rilievi batimetrici di maggiore dettaglio, soprattutto laddove le carte nautiche sono poco dettagliate. In Figura 7-1 è mostrata la distribuzione dei dati batimetrici disponibili dalle carte nautiche per il sito d'interesse.

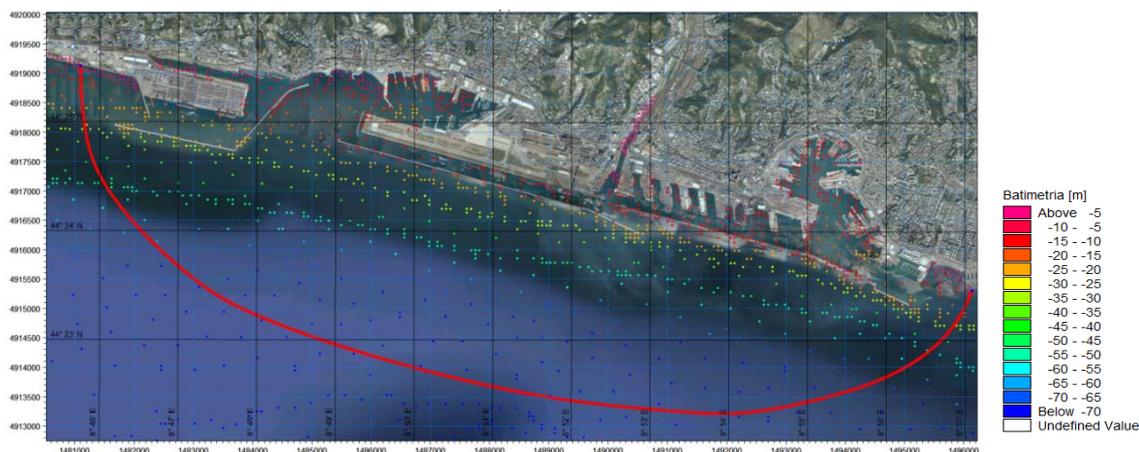


Figura 7-1 Dati batimetrici estratti dal database CM-93, disponibili nel toolbox MIKE C-MAP, facente parte del pacchetto software DHI.

Al fine di ottenere una rappresentazione più accurata della batimetria locale, è stato pertanto utilizzato un rilievo di dettaglio, eseguito nell'ambito del presente studio. Per la zona compresa tra la banchina aeroportuale e la diga foranea è disponibile infatti un rilievo di dettaglio caratterizzato da isobate ogni 0.5 m, mentre al largo della diga foranea, lungo tutta la sua estensione, è disponibile un rilievo caratterizzato da isobate ogni 2 m, fino ad una profondità di 52 m. La Figura 7-2 mostra l'estensione del rilievo batimetrico di dettaglio disponibile.

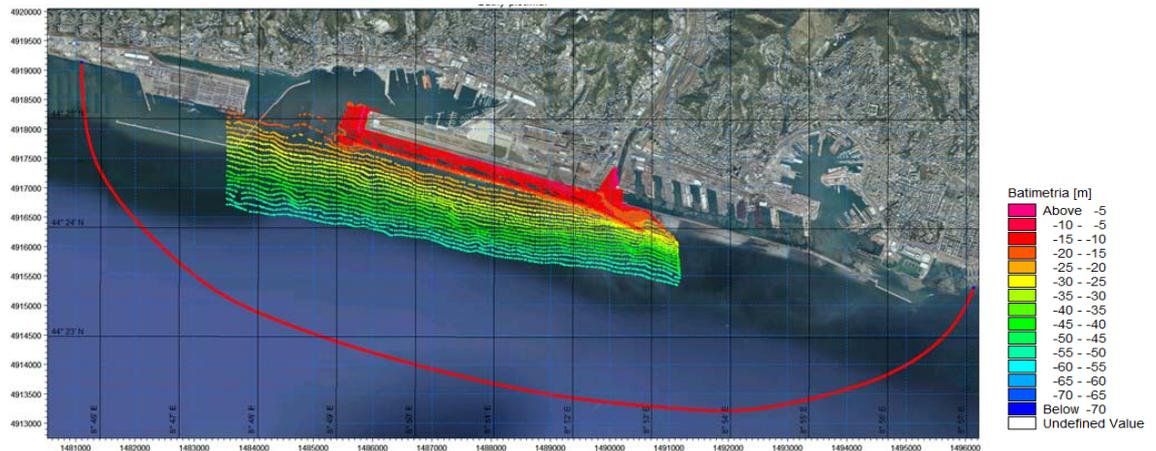


Figura 7-2 Rappresentazione delle isobate ricavate dal rilievo batimetrico di dettaglio.

Il risultato finale dell'integrazione dei dati disponibili è mostrato in Figura 7-3 e Figura 7-4, in cui è rappresentata la batimetria del modello, incluse le isobate e le indicazioni delle profondità, rispettivamente nella configurazione attuale ed in quella di progetto (canale di calma ristretto).

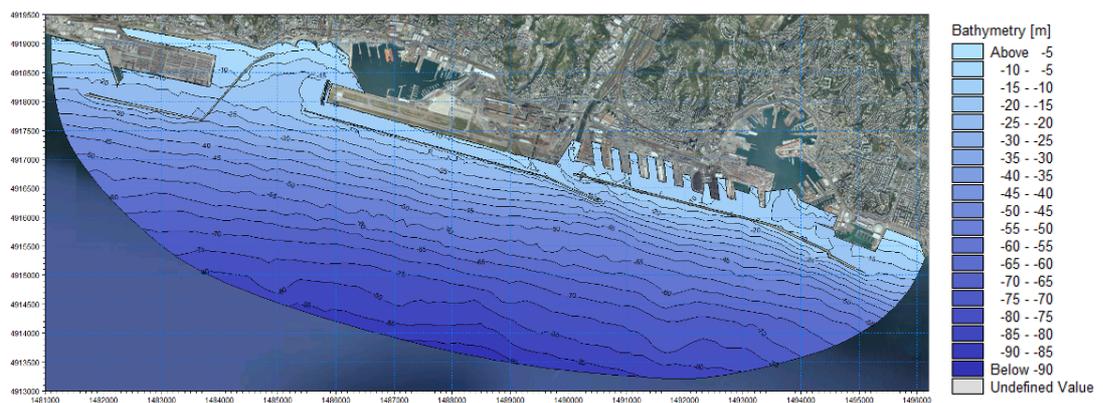


Figura 7-3 Andamento batimetrico nel dominio di calcolo – configurazione attuale.

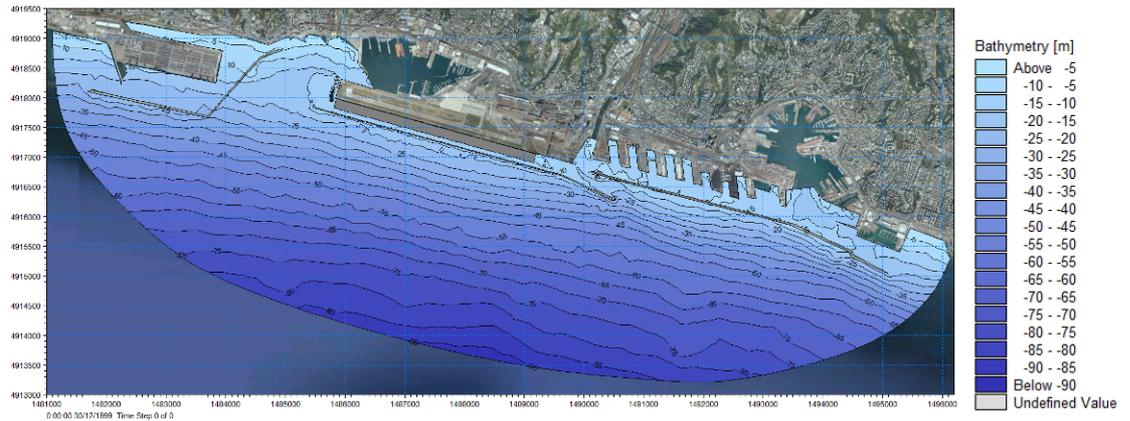


Figura 7-4 Andamento batimetrico nel dominio di calcolo – configurazione progettuale.

La batimetria del modello (*mesh*) è stata costruita utilizzando un approccio a maglia flessibile: la risoluzione spaziale al largo (lunghezza media dei lati dei triangoli) è di circa 200 m; gradualmente, nell'avvicinamento a costa e al sito di interesse, la risoluzione è maggiore, pari a circa 30 m. In una ristretta area antistante lo scarico a mare del Rio Secco, sia nella configurazione attuale sia in quella di progetto, è stata utilizzata una risoluzione ancor più elevata per meglio simulare le correnti in questo tratto di particolare interesse per lo studio. In questo tratto la risoluzione aumenta fino a circa 2 m (Figura 7-5 e Figura 7-6).

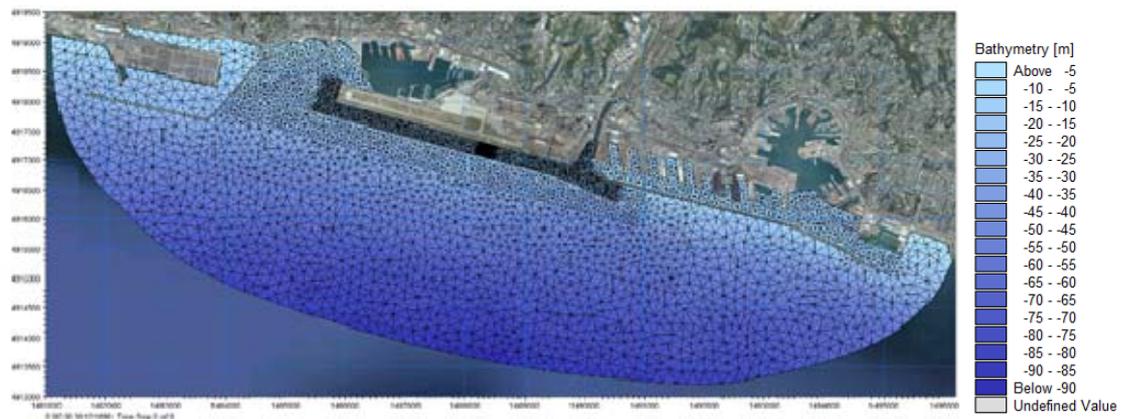


Figura 7-5 Mesh utilizzata nel modello numerico.

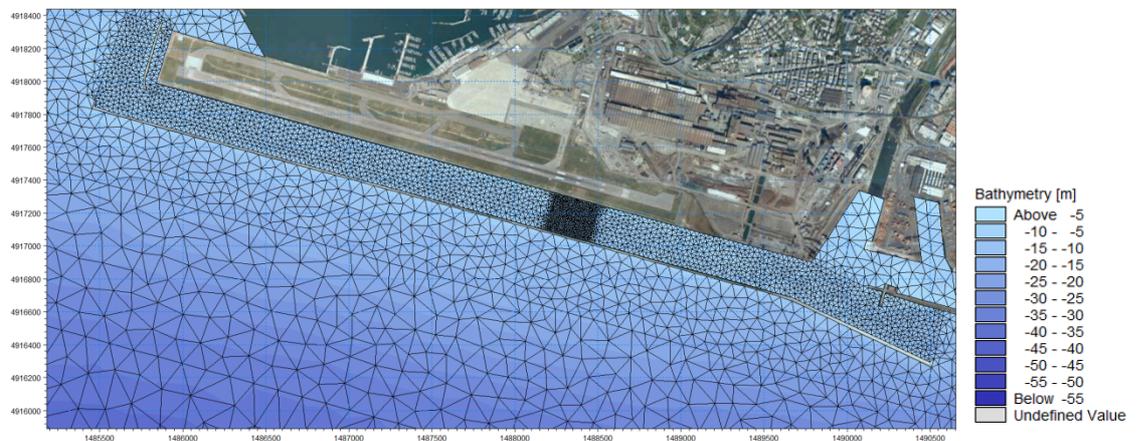


Figura 7-6 Dettaglio della mesh nella zona di foce del Rio Secco.

La discretizzazione verticale è stata effettuata mediante 8 strati (layers). La Figura 7-7 illustra la discretizzazione della colonna d'acqua negli 8 layers adottati.

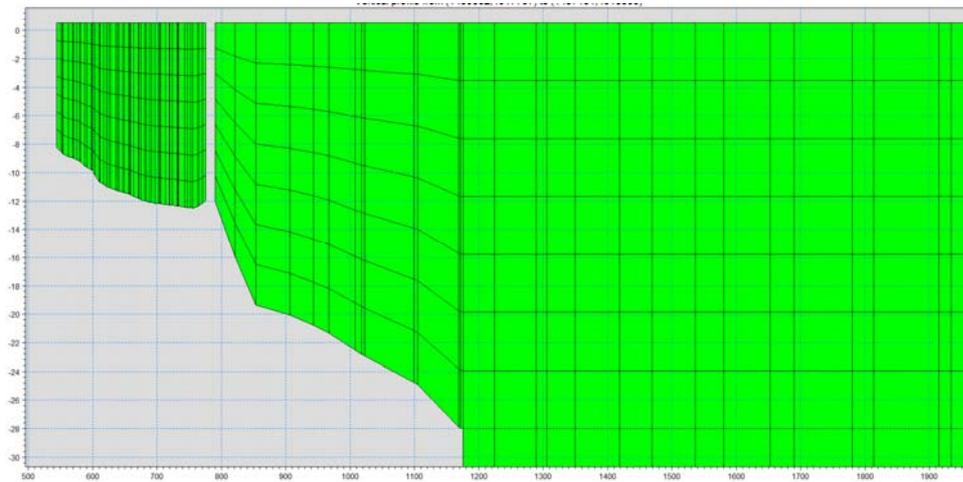


Figura 7-7 Discretizzazione verticale adottata.

### 7.3 Circolazione indotta dal vento

Il primo obiettivo dell'applicazione del modello numerico tridimensionale è la simulazione della circolazione indotta nel canale di calma da condizioni di vento piuttosto frequenti per il sito oggetto di studio. La conoscenza delle intensità di corrente che caratterizzano il canale di calma in assenza del contributo di portata del Rio Secco, permetterà una valutazione del reale "peso" che il Rio Secco esercita sulle condizioni idrodinamiche del canale stesso.

Per la selezione delle condizioni anemometriche da utilizzare quali forzanti del modello numerico, si è fatto riferimento alla serie di registrazioni di intensità e direzione del vento del Mareografo di Genova, facente parte della Rete Mareografica Nazionale (RMN) e localizzato nel punto di coordinate geografiche 44°24'36"N e 08°55'31"E.

Tale stazione anemometrica, in funzione dal Febbraio 1998, è gestita dall'ISPRA - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale. I dati registrati sono stati processati nella classica forma "a rosa" (Figura 7-8) in cui sono rappresentati i settori di provenienza, le classi di intensità del vento e la frequenza associata a ciascuna classe.

Facendo riferimento a tale rosa, sono stati individuati tre settori direzionali di riferimento, Tramontana/Grecale (15°N), Scirocco (135°N) e Libeccio (225°N).

Per ciascun settore direzionale di riferimento è stata selezionata una intensità del vento medio-alta ed allo stesso tempo caratterizzata da una significativa frequenza di accadimento. In particolare, sono state individuate le seguenti condizioni anemometriche:

- Tramontana/Grecale: velocità=7.5 m/s, direzione=15°N;
- Scirocco: velocità=6.0 m/s, direzione=135°N;
- Libeccio: velocità=3.0 m/s, direzione=225°N.

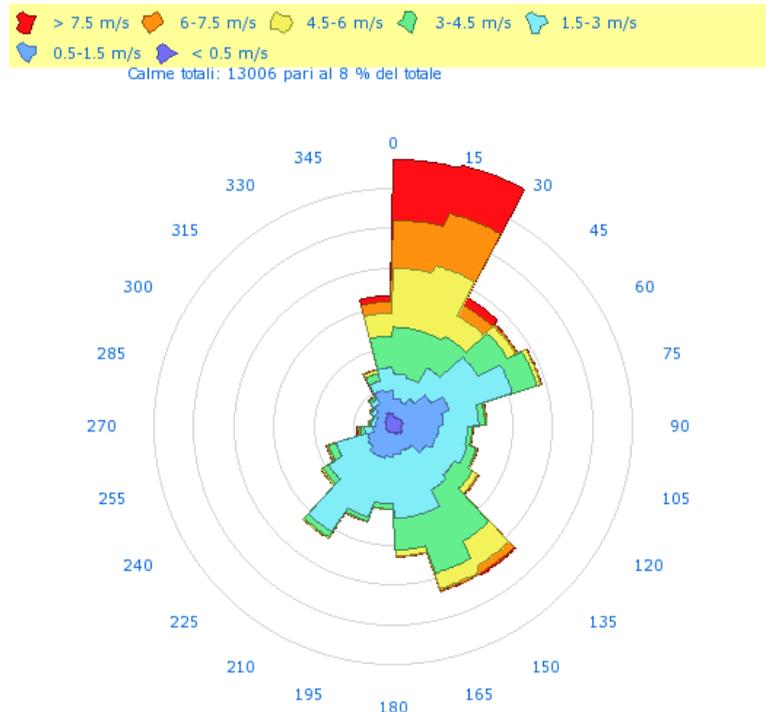


Figura 7-8 Rosa del vento per la stazione anemometrica di Genova. Fonte: ISPRA – Servizio Mareografico.

### 7.3.1 Risultati delle simulazioni

Di seguito vengono riportati i risultati delle simulazioni, in termini di distribuzione della velocità di corrente, in riferimento alle tre condizioni di vento e nelle due configurazioni del canale di calma (stato attuale e stato di progetto, a seguito della riduzione della larghezza del canale). I risultati relativi alla circolazione indotta dal vento sono illustrati alla scala dell'intero dominio di calcolo.

Nelle condizioni di vento da Tramontana/Grecale (Figura 7-9) la corrente in superficie è diretta in generale verso il largo, mentre nel canale di calma si propaga da Est verso Ovest con un'intensità modesta, dell'ordine di 0.02 m/s nella configurazione attuale e 0.03 m/s in quella di progetto.

Nelle condizioni di vento da Scirocco (Figura 7-12) la corrente in superficie è diretta da Est verso Ovest e le velocità nel canale di calma sono dell'ordine dei 0.14 m/s nel layout attuale e di 0.15 m/s in quello progettuale.

Nelle condizioni di vento da Libeccio (Figura 7-15) la corrente in superficie è diretta da Ovest verso Est e le velocità nel canale di calma sono dell'ordine di 0.05 m/s nel layout attuale e di 0.06 m/s in quello di progetto.

Quanto descritto fa riferimento alle condizioni idrodinamiche che si instaurano nello strato superficiale. Valutazioni analoghe possono essere fatte anche per lo strato intermedio e per quello di fondo: le velocità tuttavia si riducono progressivamente allontanandosi dalla superficie, ove il trasferimento dell'energia del vento dall'atmosfera al mare è massima.

Lo studio della circolazione indotta dal vento, nelle tre diverse condizioni considerate, mette in evidenza una generale invariabilità del campo idrodinamico tra la configurazione attuale e quella di progetto.

All'interno del canale di calma l'andamento della corrente non subisce modifiche, ma con il restringimento del canale si verifica un aumento, seppur modesto, delle velocità mediamente pari a circa il 10% rispetto alla condizione attuale. Al contrario nel tratto di Levante del canale di calma, dove non è previsto un allargamento della banchina, le velocità di corrente nella configurazione progettuale risultano seppur lievemente inferiori rispetto alla condizione attuale.

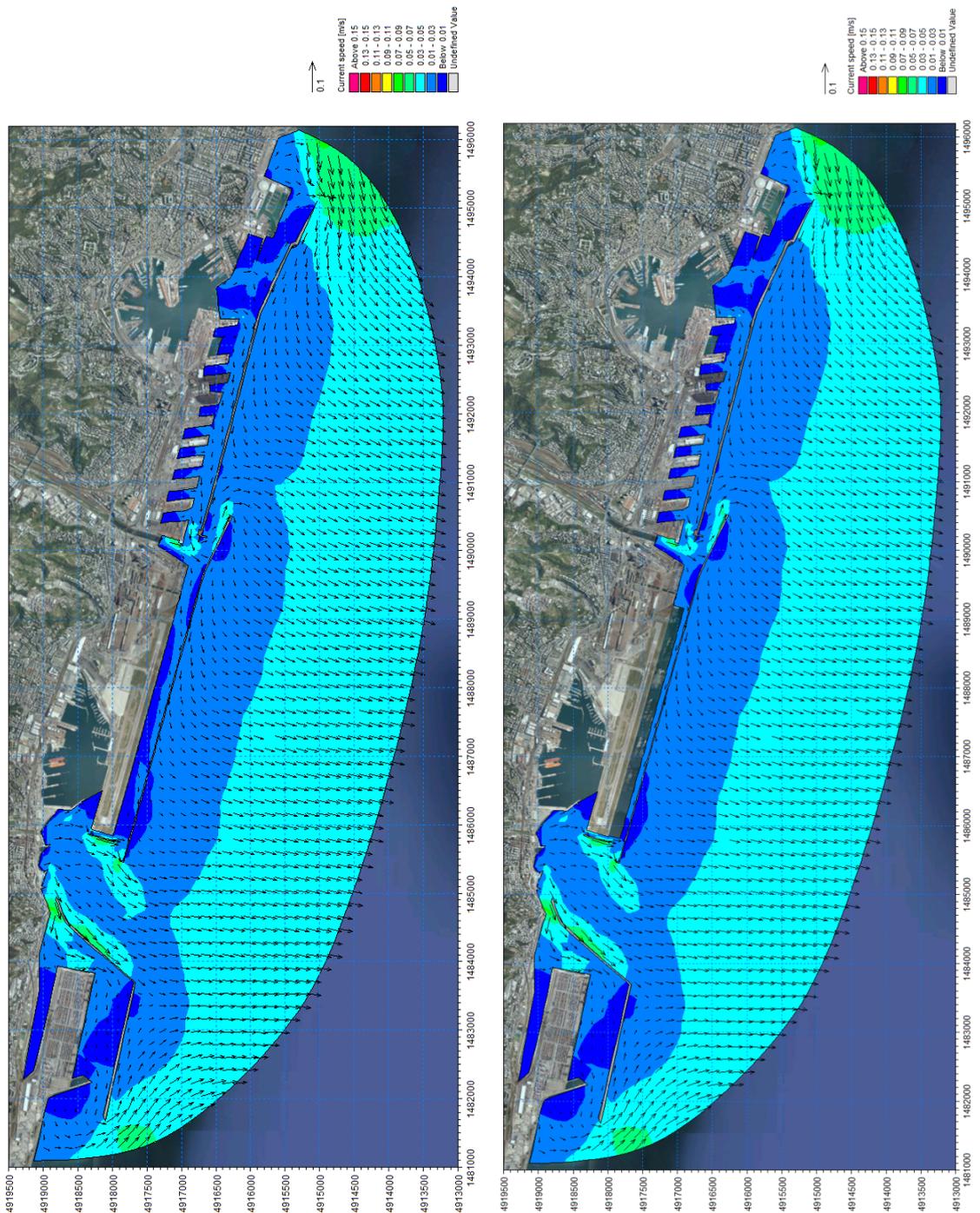


Figura 7-9 Distribuzione delle velocità di corrente in superficie per le condizioni di vento da Tramontana/Grecale nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

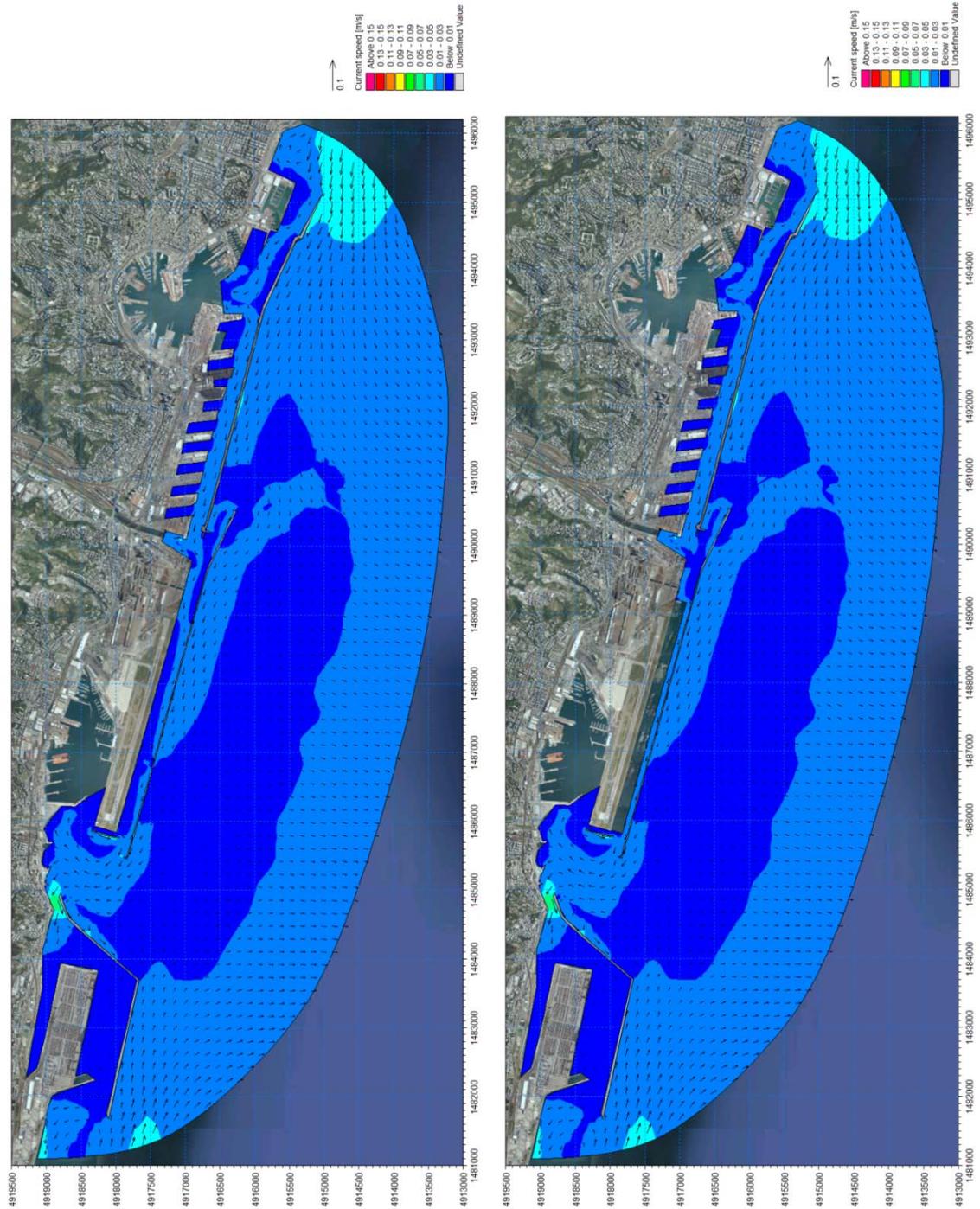


Figura 7-10 Distribuzione delle velocità di corrente alla profondità intermedia per le condizioni di vento da Tramontana/Grecale nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).



Figura 7-11 Distribuzione delle velocità di corrente al fondo per le condizioni di vento da Tramontana/Grecale nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

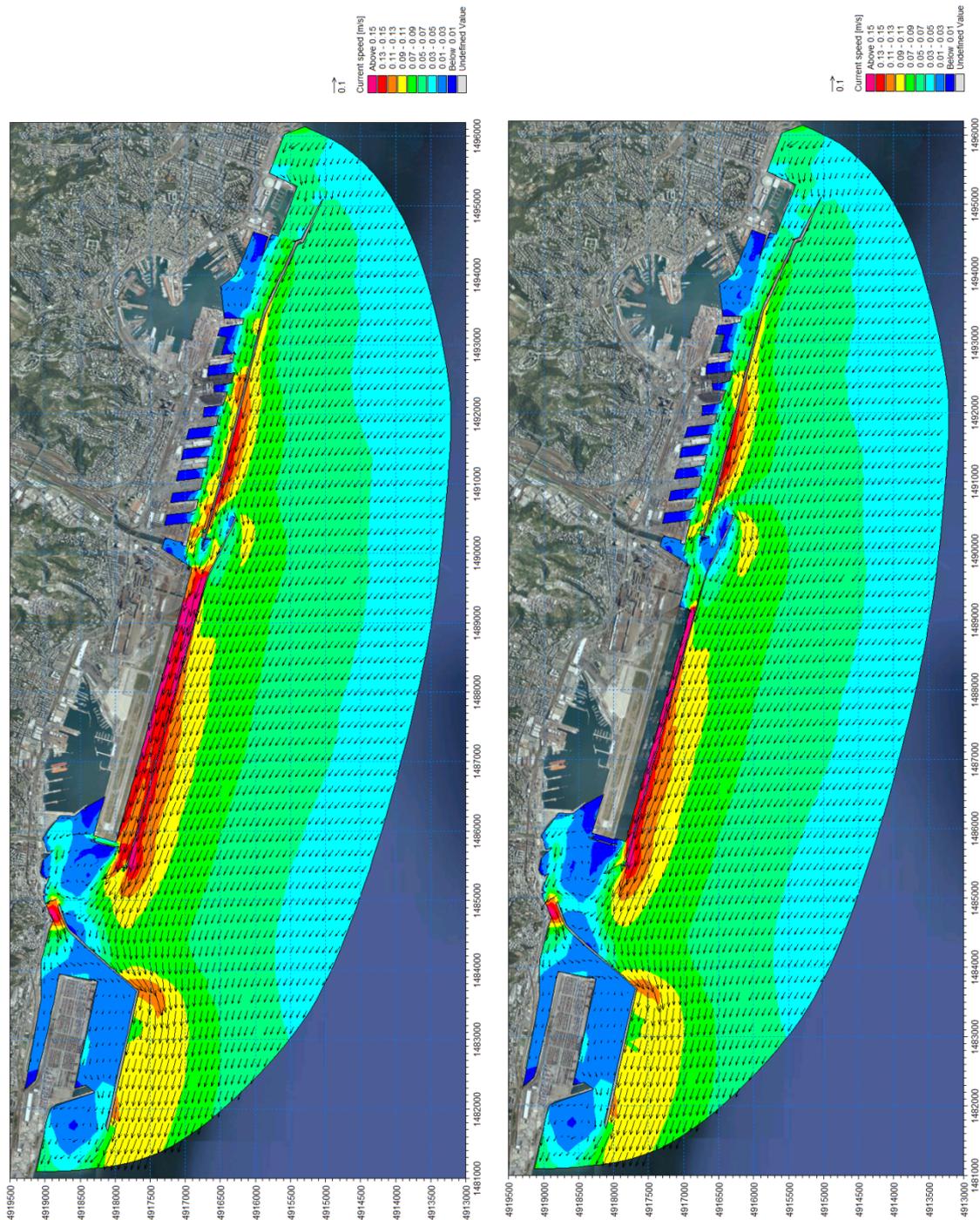


Figura 7-12 Distribuzione delle velocità di corrente in superficie per le condizioni di vento da Scirocco nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

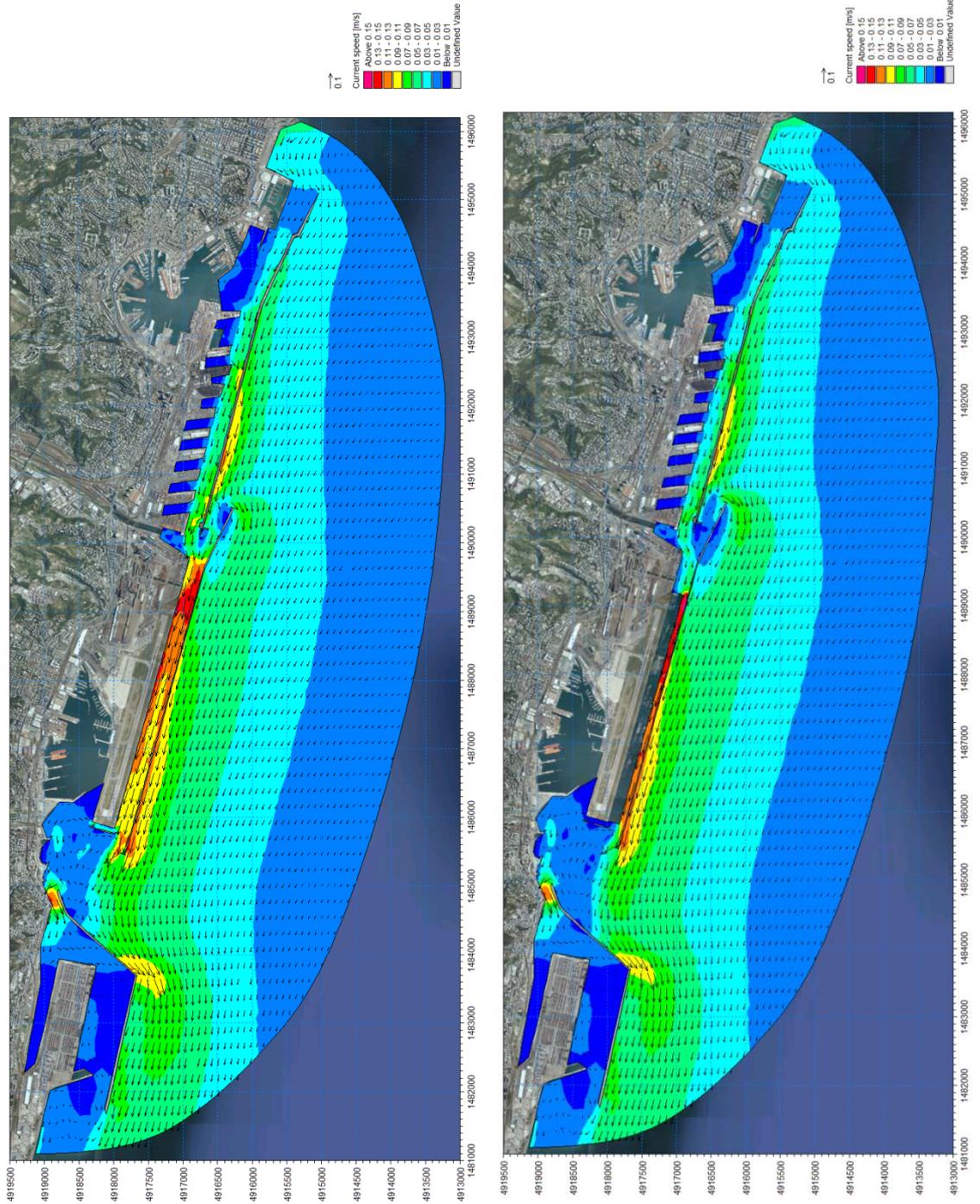


Figura 7-13 Distribuzione delle velocità di corrente alla profondità intermedia per le condizioni di vento da Scirocco nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

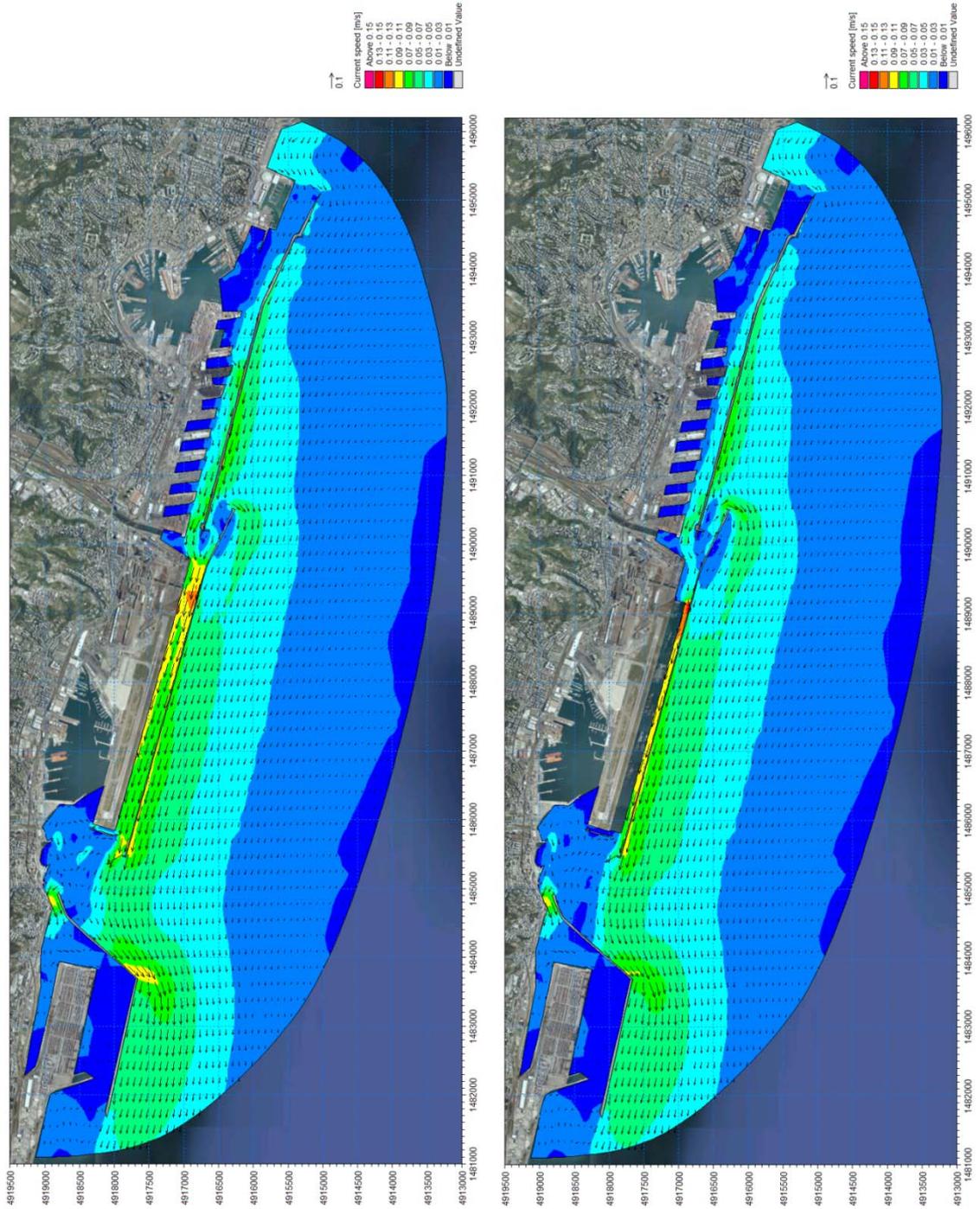


Figura 7-14 Distribuzione delle velocità di corrente al fondo per le condizioni di vento da Scirocco nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

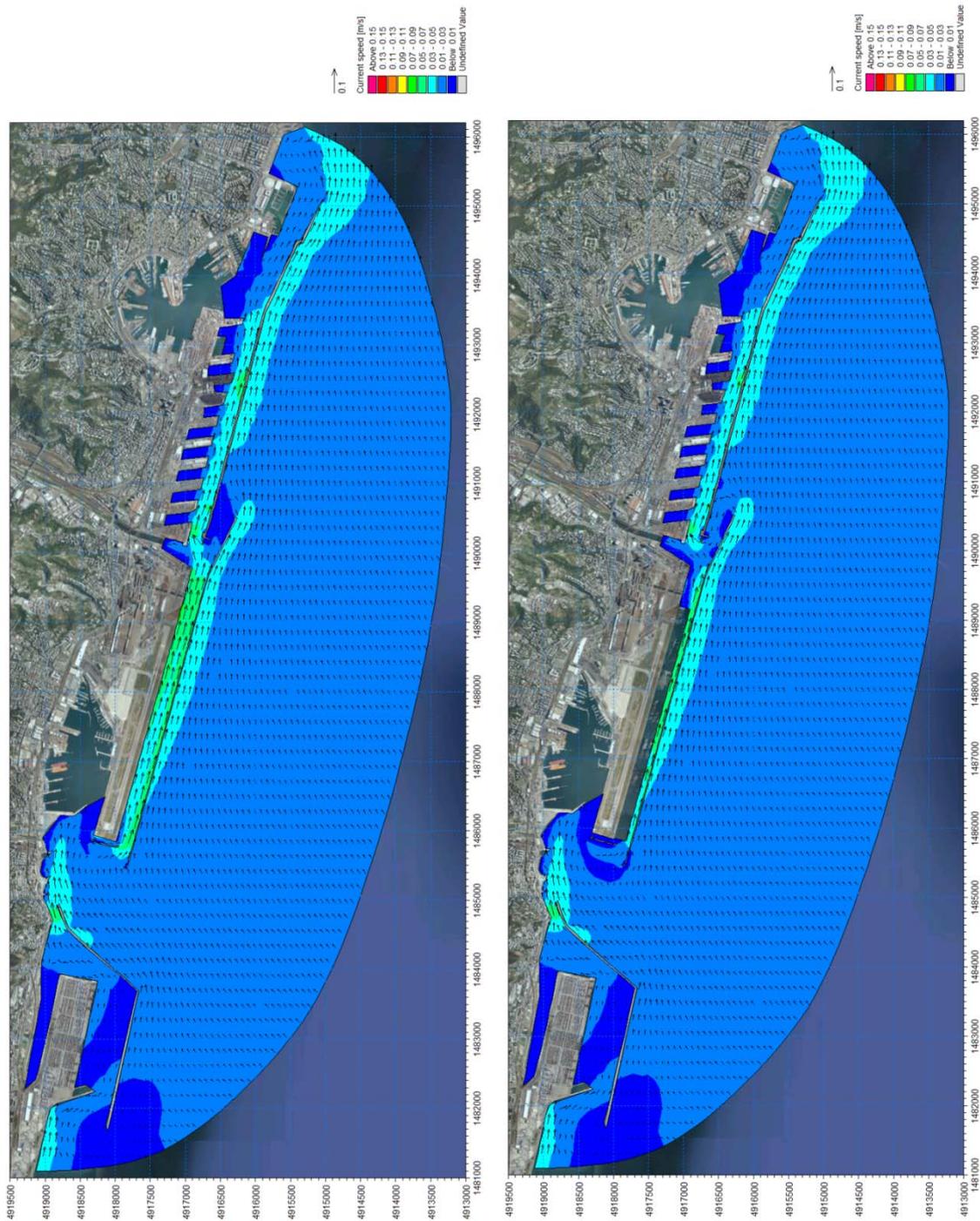


Figura 7-15 Distribuzione delle velocità di corrente in superficie per le condizioni di vento da Libeccio nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

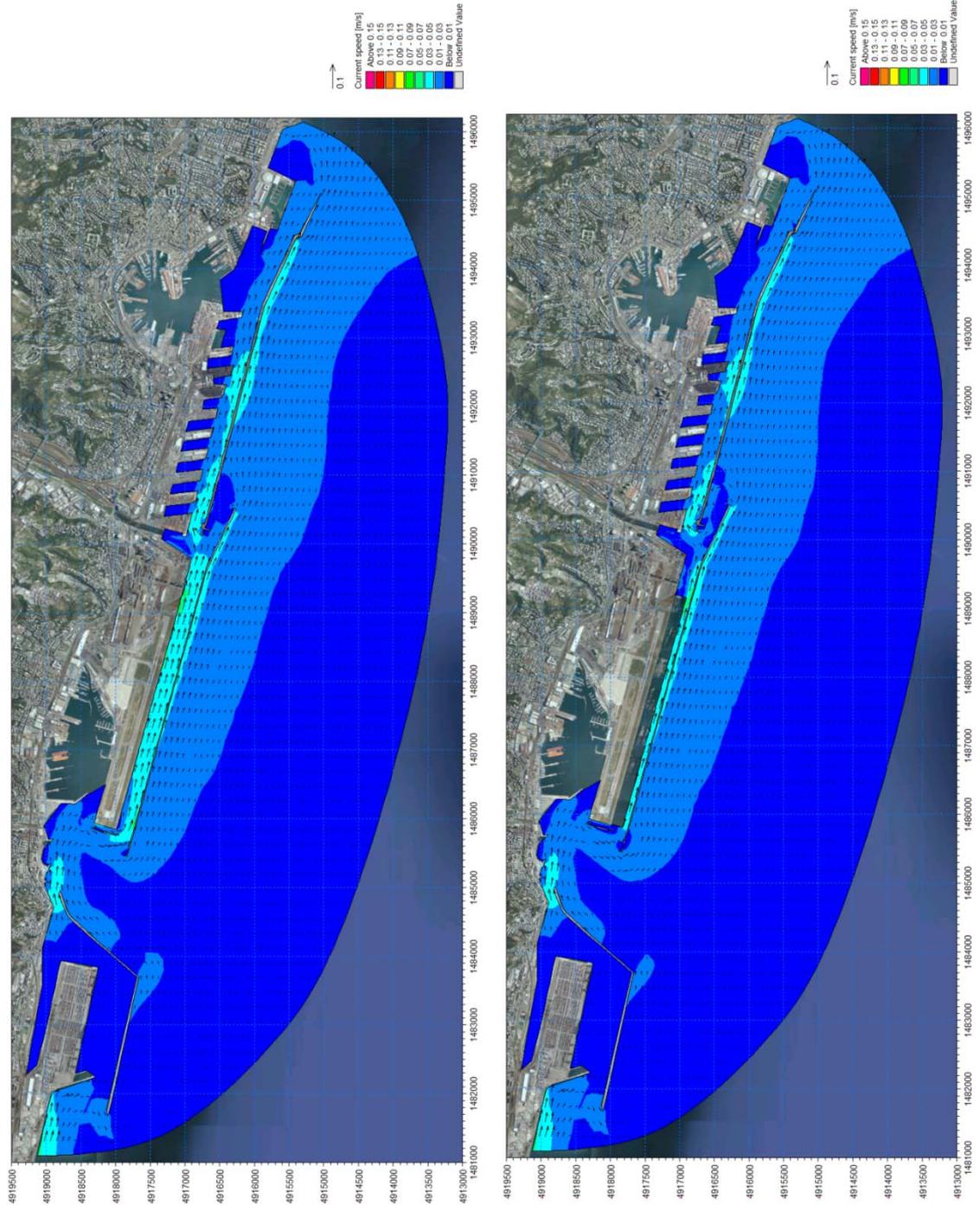


Figura 7-16 Distribuzione delle velocità di corrente alla profondità intermedia per le condizioni di vento da Libeccio nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

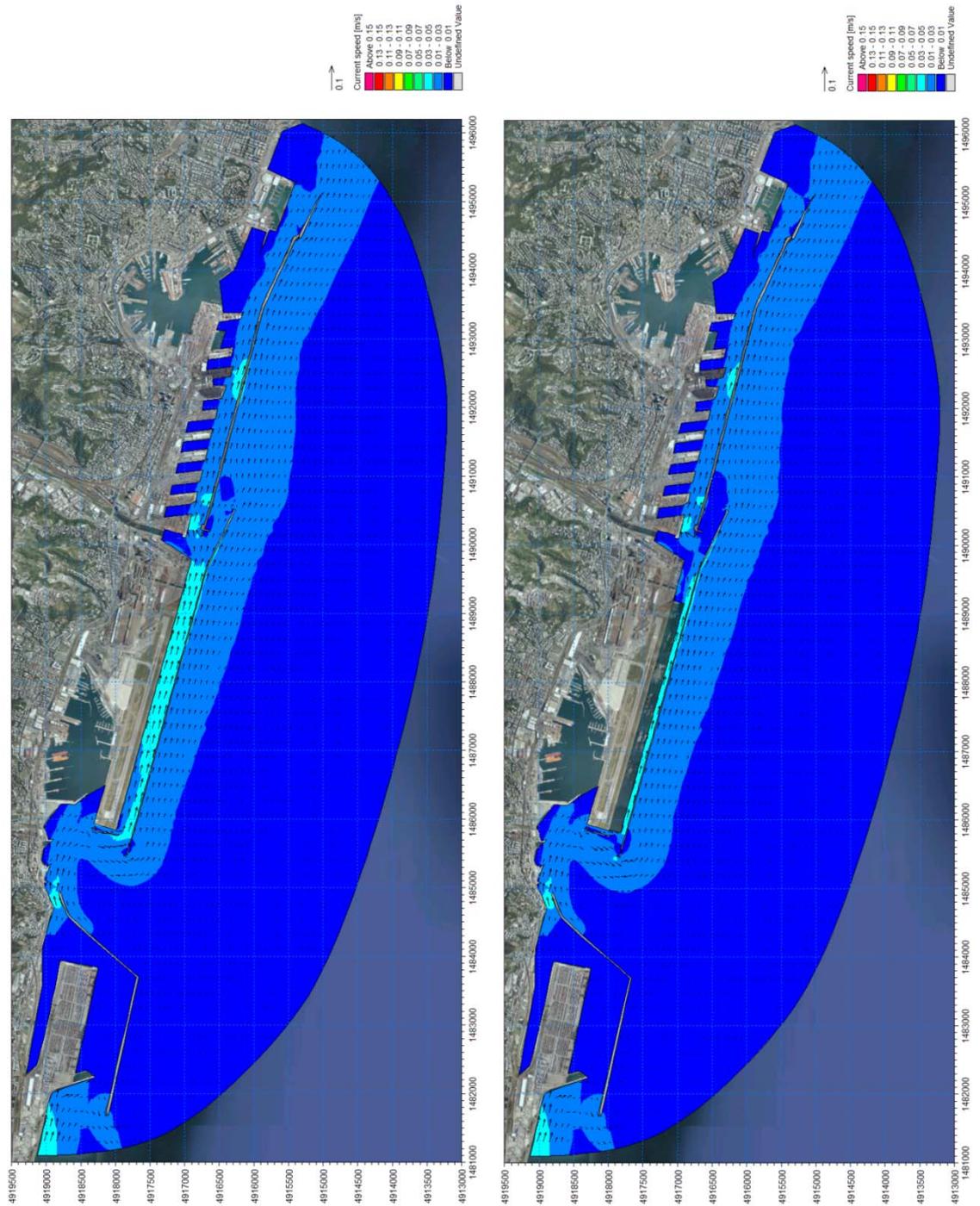


Figura 7-17 Distribuzione delle velocità di corrente al fondo per le condizioni di vento da Libeccio nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

## 7.4 Circolazione indotta dalla piena del Rio Secco

Come premesso, le simulazioni della circolazione indotta nel canale di calma dal Rio Secco in condizioni di piena, nello stato attuale e di progetto (canale di calma ristretto e contestuale prolungamento del Rio Secco costituito da due file di palancole (capitolo 6), sono finalizzate alla quantificazione dell'eventuale incremento di velocità di corrente nel tratto di canale di calma antistante la foce del Rio Secco, indotto dalla minore distanza tra la foce del Rio e la diga foranea nelle condizioni di progetto. Tale impatto, potenzialmente critico per le condizioni di navigabilità all'interno del canale di calma, è valutato per una portata al colmo di piena del Rio Secco pari a 12 m<sup>3</sup>/s, corrispondente ad un tempo di ritorno di 5 anni.

Per poter meglio evidenziare l'apporto del Rio Secco alla circolazione del canale di calma, il flusso uscente dal Rio è stato assunto quale unica forzante del sistema. Le due configurazioni simulate fanno riferimento rispettivamente allo stato attuale (Rio Secco che sbocca nel canale di calma alla quota di -4.0 m) e alla configurazione progettuale finale ("caso E" nel paragrafo 5.6), con la quota di fondo dello sbocco del Rio Secco posta alla quota di -7.8 m, in corrispondenza del cassone di conterminazione.

Come riportato nel paragrafo 5.6.2, nelle due configurazioni (attuale e progetto) le velocità di uscita del Rio Secco nel canale di calma presentano valori assai diversi: a fronte di una velocità allo sbocco attuale di poco superiore a 2.0 m/s, nella configurazione di progetto, in corrispondenza del cassone di conterminazione, posto alla fine del tratto confinato da palancole, la velocità di corrente allo sbocco si riduce ad appena 0.45 m/s.

Le condizioni simulate, in termini di portata Q, velocità v e quota del fondo sono riassunte in Tabella 7-1.

In entrambe le configurazioni il modello numerico del canale di calma è stato forzato da una portata uscente dal Rio Secco in direzione perpendicolare alla banchina.

Tabella 7-1 Condizioni considerate per il Rio Secco nelle due configurazioni simulate.

	configurazione attuale (Tr=5 anni)	configurazione progettuale (Tr=5 anni)
Q [m <sup>3</sup> /s]	12	12
v [m/s]	2.01	0.45
Quota di fondo all'uscita [m]	-4.0	-7.8

### 7.4.1 Risultati delle simulazioni

Di seguito vengono riportati i risultati, in termini di distribuzione della velocità di corrente nel canale di calma, ottenuti per la configurazione di stato attuale e per quella di progetto, a tre diverse profondità: in superficie, alla profondità intermedia e sul fondo.

I risultati sono illustrati per il tratto di canale di calma antistante la foce del Rio Secco, fino a dove si risente dell'effetto del flusso uscente dal Rio.

Lo studio della circolazione nel canale di calma indotta dallo scarico a mare del Rio Secco ha condotto a risultati del tutto analoghi per le due configurazioni, sia in termini di direzione, sia di intensità delle correnti: il flusso di corrente si propaga perpendicolarmente alla linea di riva con una velocità dell'ordine di 0.10 m/s e, una volta raggiunta la diga foranea, si suddivide in due vortici, ciclonico a Levante del rio e anticiclonico a Ponente. Questi vortici, in entrambe le configurazioni, presentano le velocità massime lungo la diga foranea, con valori di circa 0.08 m/s; in particolare, lungo la banchina aeroportuale le velocità sono dell'ordine di 0.05 m/s nella configurazione attuale e di 0.04 m/s in quella di progetto.

In virtù del maggiore spazio disponibile, i vortici che si generano nella configurazione attuale risultano più ampi rispetto a quelli che si formano nella configurazione progettuale: in particolare nel layout attuale i vortici si estendono in direzione Est-Ovest per una lunghezza di circa 500 m, circa il doppio rispetto alla configurazione di progetto.

Questo andamento, descritto per lo strato superficiale, è analogo per tutti gli strati in cui è stata discretizzata la colonna d'acqua: le intensità sono maggiori alla profondità di rilascio della portata, con velocità superiori approssimativamente del 10% rispetto alla superficie ma, come si può osservare dall'analisi delle figure seguenti, l'andamento risulta pressoché invariato.

A seguito dell'analisi dei risultati relativi alla circolazione indotta dal vento (capitolo 7.3) e dalla piena del Rio Secco (capitolo 7.4) si può affermare quanto segue:

- La notevole riduzione della sezione del canale di calma non determina alcun incremento dell'intensità delle correnti in uscita dal Rio Secco, in virtù della notevole riduzione delle velocità allo sbocco del Rio nella configurazione di progetto, rispetto alla configurazione attuale;
- I valori delle velocità di corrente nel canale di calma nel tratto antistante lo sbocco del Rio Secco, in condizioni di piena del Rio ( $T_R = 5$  anni) risultano del tutto analoghi (o inferiori) a quelli indotti nel canale di calma da condizioni di vento frequenti (es. condizione di vento di Scirocco, rif. sezione 7.3.1).

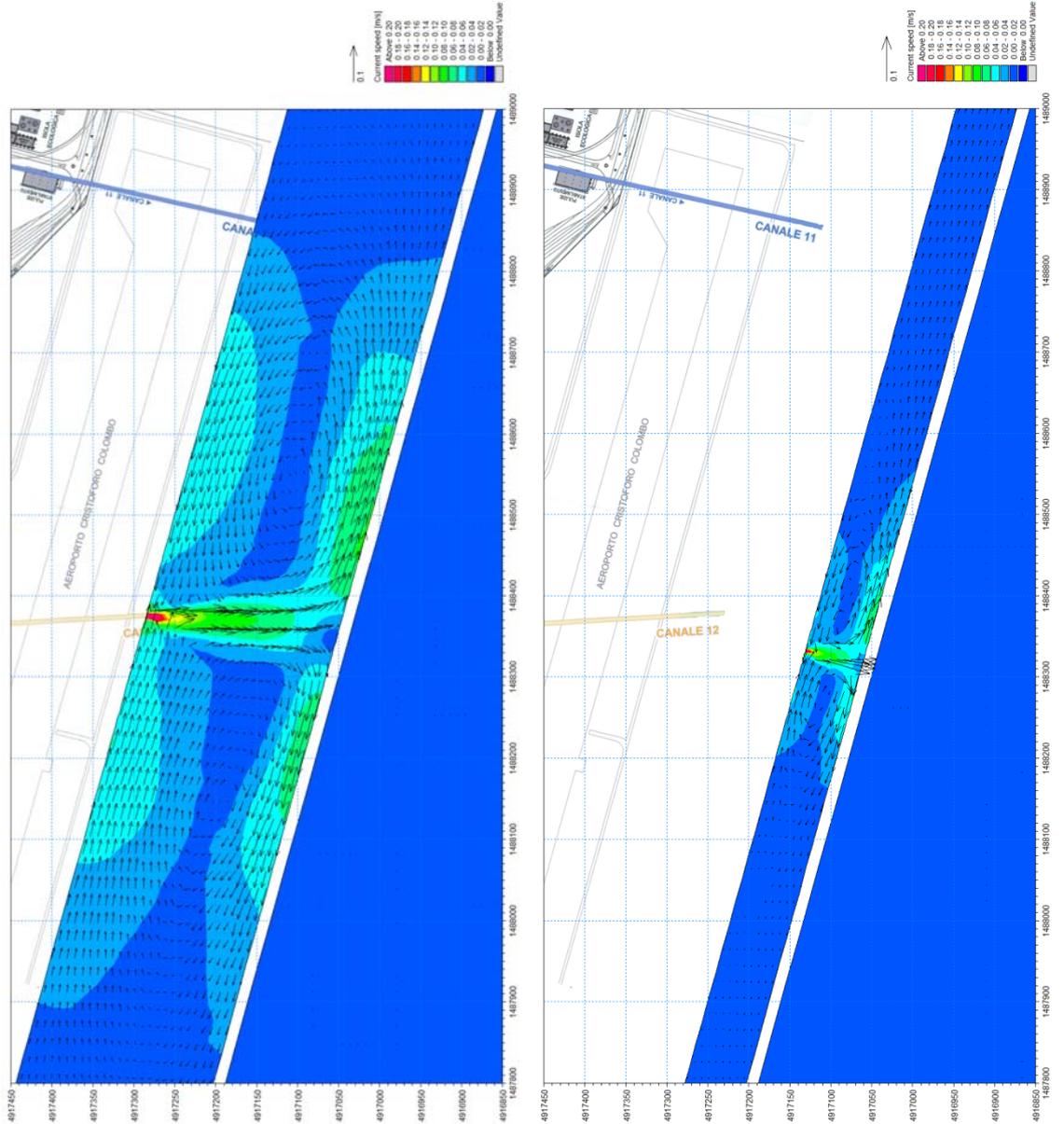


Figura 7-18 Distribuzione delle velocità di corrente in superficie per le condizioni di portata con periodo di ritorno 5 anni uscente dal Rio Secco nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

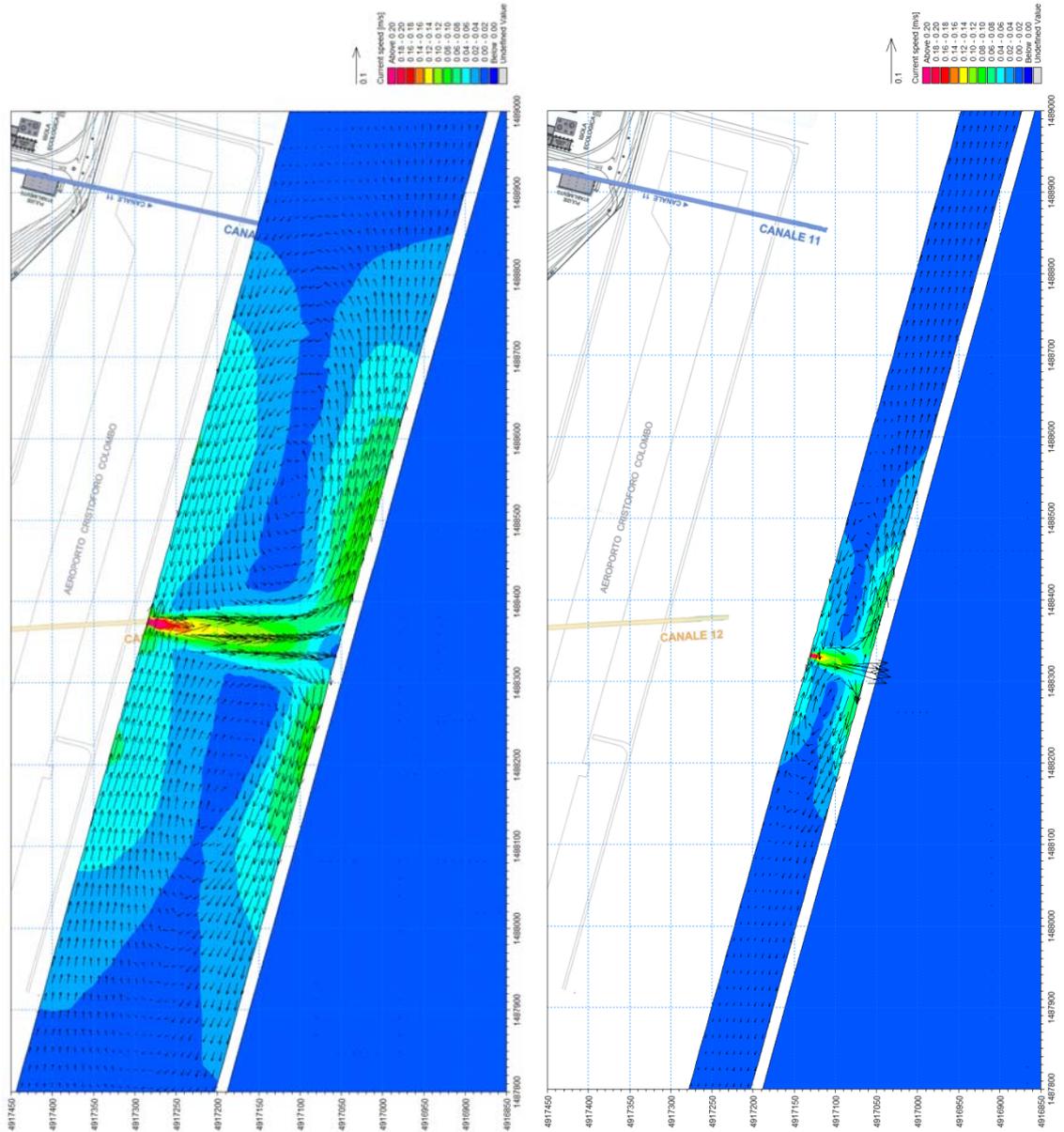


Figura 7-19 Distribuzione delle velocità di corrente alla profondità intermedia per le condizioni di portata con periodo di ritorno 5 anni uscente dal Rio Secco nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

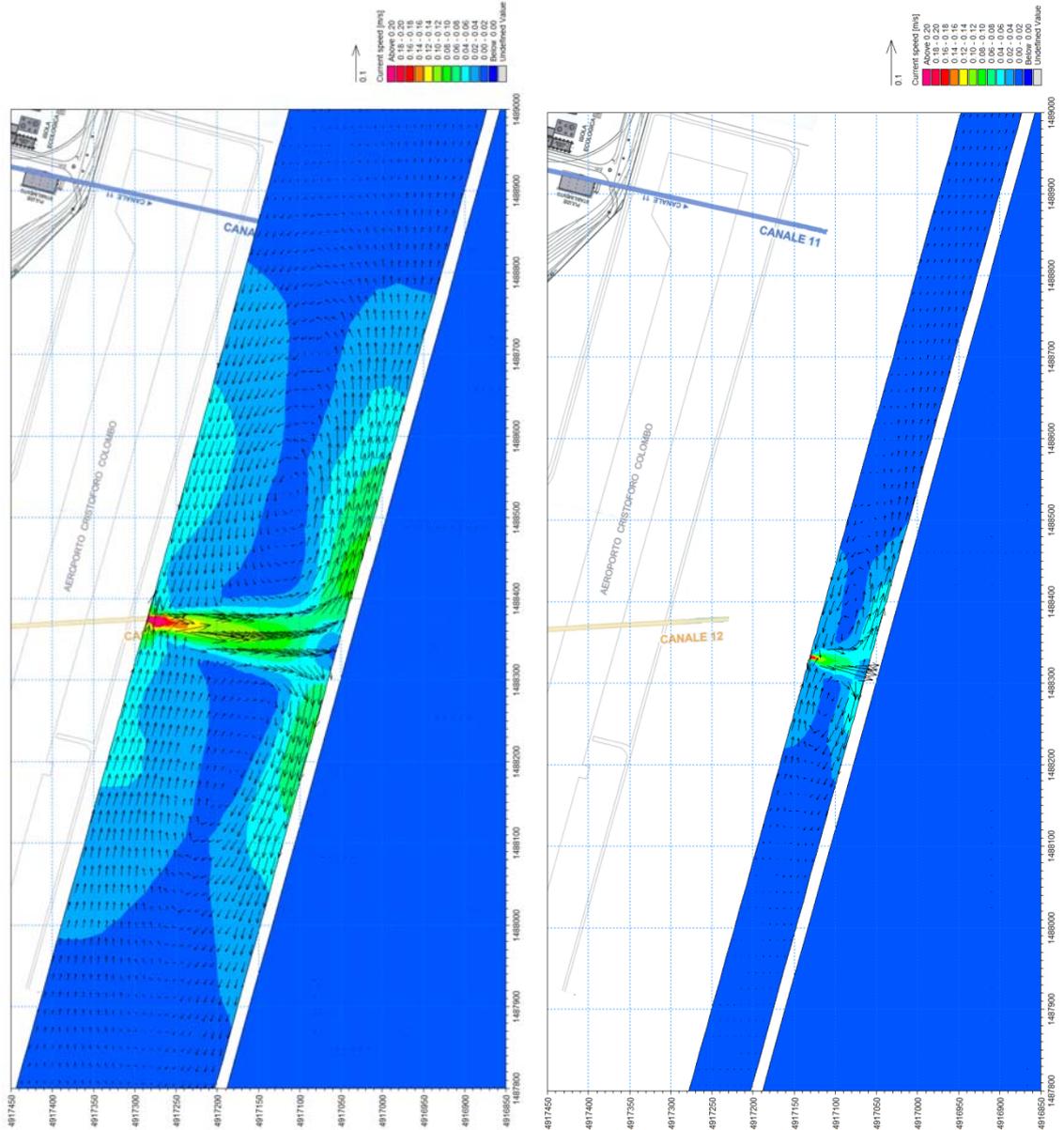


Figura 7-20 Distribuzione delle velocità di corrente sul fondo per le condizioni di portata con periodo di ritorno 5 anni uscente dal Rio Secco nella configurazione attuale (a sinistra) e di progetto (a destra).

## 7.5 Trasporto solido in piena

Sulla base dell'analisi idraulica illustrata nei precedenti capitoli, l'ipotesi progettuale ottimale per il prolungamento del Rio Secco fino al nuovo banchinamento è stata individuata (capitolo 6) nella realizzazione di due file di palancole; si tratta praticamente di un "canale di calma" perpendicolare al canale di calma principale.

Scopo di questa sezione è simulare la distribuzione dei sedimenti trasportati dalla piena quinquennale del Rio Secco all'interno del tratto prolungato del Rio, confinato dalle due file di palancole, finalizzata alla quantificazione di massima del deposito atteso di materiale all'interno del "nuovo canale" perpendicolare al canale di calma.

Lo studio della dispersione e del deposito di sedimenti trasportati dal Rio Secco è stato effettuato mediante l'applicazione del modulo MIKE 3 MT FM del pacchetto

MIKEbyDHI sviluppato da DHI (Danish Hydraulic Institute), descritto in Allegato 2 al presente elaborato.

### 7.5.1 **Approccio metodologico**

Come descritto precedentemente, l'analisi degli effetti del trasporto solido del Rio Secco è effettuata per la configurazione progettuale ed in particolare per il tratto di prolungamento del Rio che verrà delimitato da palancole.

La lunghezza complessiva del dominio di calcolo (il canale) è pari a circa 146 m, mentre la larghezza del dominio è pari alla larghezza del canale stesso, ossia 5 m. Solo nell'ultimo tratto prima del cassone di conterminazione, per una lunghezza di 5.65 m, la larghezza del canale diventa 10.8 m.

Per le finalità della presente analisi, oggetto di simulazione è una piena caratterizzata da una portata al picco pari a  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  (tempo di ritorno 5 anni) e da un andamento riportato in Figura 7-21. La durata complessiva dell'evento è stata pertanto assunta pari a 2 h, con il raggiungimento del picco di portata dopo un'ora dall'inizio dell'evento.

In accordo con quanto riportato nel capitolo 5.6.2, la velocità in ingresso al canale (attuale sbocco del Rio Secco) è stata imposta pari a 1.78 m/s.

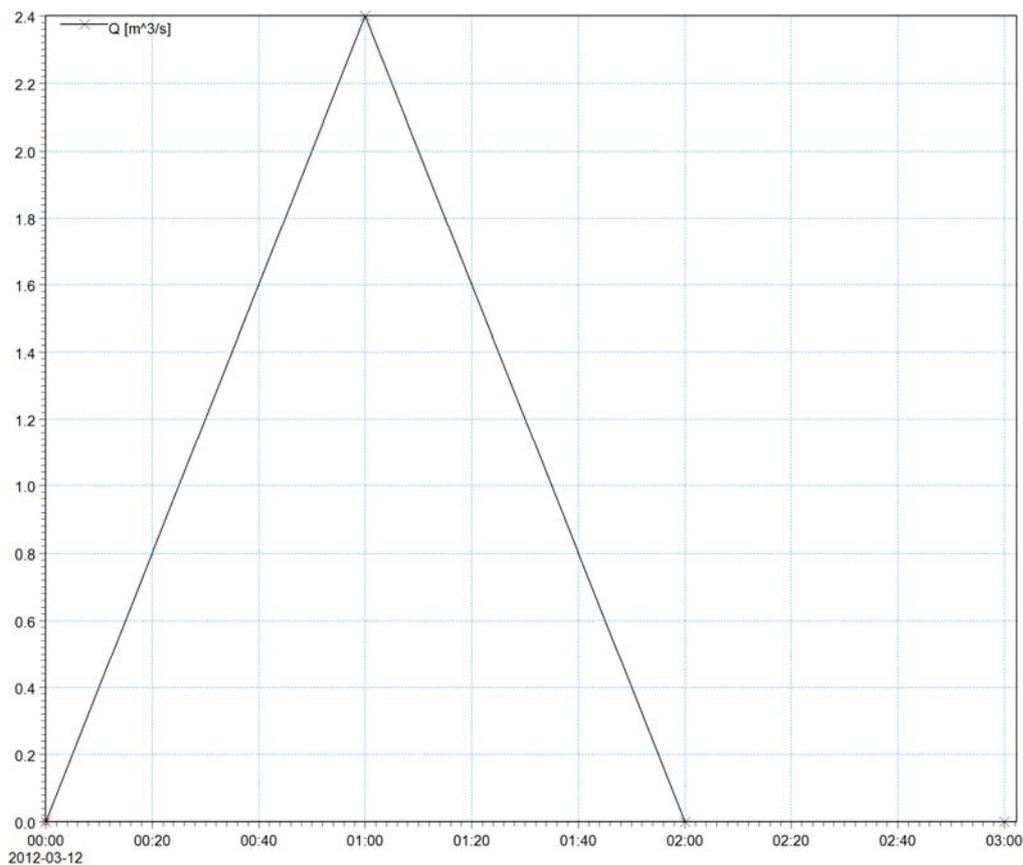


Figura 7-21 Idrogramma di piena entrante nel dominio di calcolo.

In assenza di stime della portata solida del Rio Secco, si è assunto per quest'ultima un valore pari, istante per istante, all'1% della portata liquida. Tale valore è da considerarsi cautelativo per un bacino, come quello del Rio Secco, fortemente urbanizzato. Il Rio Secco può infatti ritenersi, almeno nel tratto terminale oggetto dello studio, un canale artificiale.

Lungo il contorno lato mare, in corrispondenza del cassone di conterminazione, è stata imposta una condizione di velocità in uscita pari a 0.45 m/s, come riportato nel capitolo 5.6.2. L'andamento nel tempo delle velocità in uscita segue linearmente l'idrogramma della portata entrante.

Il dominio di calcolo è stato discretizzato con una *mesh* triangolare avente risoluzione spaziale di circa 1 m. La colonna d'acqua, di altezza costante pari a circa 10 m, è stata discretizzata mediante 5 layers di spessore costante.

In assenza d'informazioni dirette relative alla granulometria dei sedimenti trasportati dal Rio Secco, si è fatto riferimento ai campionamenti effettuati lungo il canale di calma da C.G.G. GEOTECHNICAL ANALYSIS il 17-19/11/2010 ed in particolare alla curva granulometrica ottenuta per il campione CR1, relativo al sondaggio SJ6, effettuato ad una profondità di 1.50-1.80, e localizzato a circa 400 m ad Ovest dello scarico a mare del Rio Secco (Figura 7-22).

Dall'analisi di questa curva granulometrica è stato ricavato un diametro medio dei sedimenti pari a 0.09 mm.

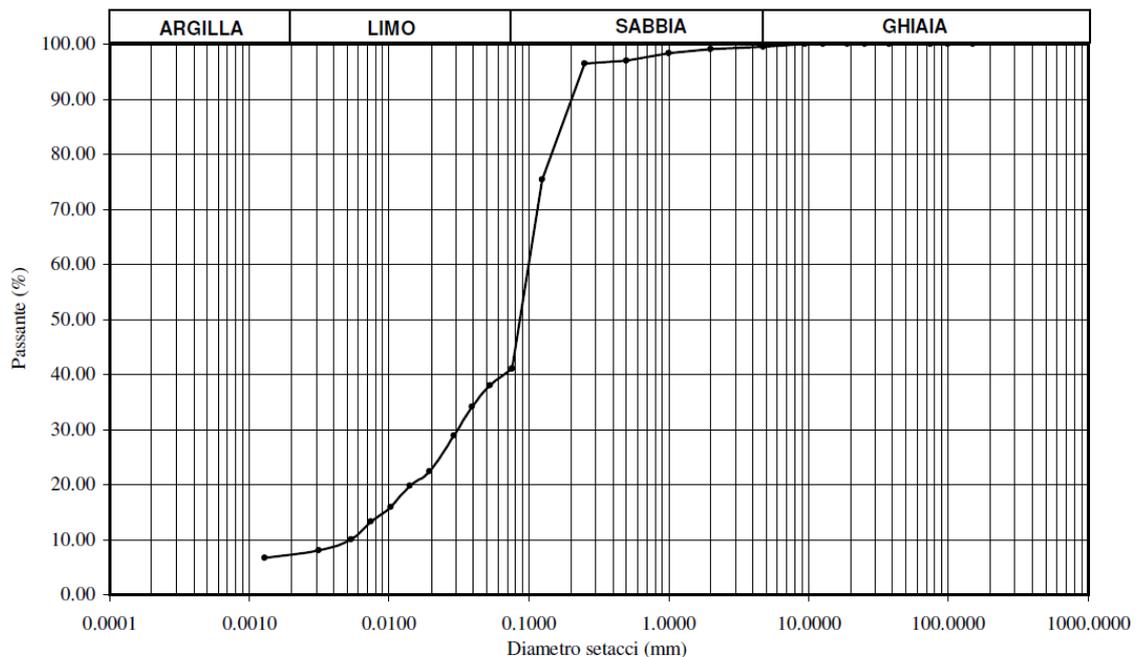


Figura 7-22 Curva granulometrica del campione SJ6-CR1 fornita da C.G.G. GEOTECHNICAL ANALYSIS.

Si osserva che tale campione è localizzato ad una distanza dallo scarico del Rio Secco tale da ritenere che non sia realisticamente rappresentativo delle caratteristiche dei sedimenti trasportati dal rio. Questa considerazione è supportata anche dal fatto che il sedimento campionato è molto fine, classificabile come limo, mentre è ragionevole pensare che i sedimenti trasportati dal Rio Secco siano composti da materiale di pezzatura maggiore. Si è pertanto valutato opportuno effettuare le simulazioni di trasporto di sedimenti facendo riferimento a due diverse condizioni granulometriche:

- diametro medio  $d_{50}=0.09$  mm e velocità di sedimentazione, calcolata con la formulazione di Stokes, pari a 0.007 m/s;
- diametro medio  $d_{50}=0.18$  mm (sabbia fine) e velocità di sedimentazione, calcolata con la formulazione di Stokes, pari a 0.033 m/s.

### 7.5.1 Risultati

L'applicazione del modello di MIKE 3 MT per il calcolo del trasporto e della deposizione dei sedimenti ha permesso di valutare l'entità e la distribuzione del materiale accumulato lungo il prolungamento previsto per il Rio Secco (Figura 7-23).

Al termine dell'evento di piena, nel caso di portata solida caratterizzata da granulometria media pari a 0.09 mm, il sedimento si distribuisce in maniera pressoché omogenea lungo tutto il canale, provocando un accumulo uniformemente distribuito e quantificabile in circa 0.2 m.

Il sedimento più grossolano (0.18 mm), avendo una velocità di sedimentazione maggiore, tende invece a depositarsi immediatamente a valle dello scarico. Questo fa sì che vi sia un accumulo massimo nei primi 30 m di canale, dell'ordine di 0.9 m. Allontanandosi dalla sezione iniziale del nuovo tratto di canale, l'entità dell'accumulo di sedimenti diminuisce gradualmente fino a raggiungere valori pressoché nulli in prossimità della sezione terminale del canale.

In entrambi i casi i sedimenti trasportati dal Rio Secco durante un evento di piena quinquennale e di durata due ore si depositano rapidamente sul fondo del canale: la percentuale di sedimenti che rimangono in sospensione al termine dell'evento risulta pressoché nulla.

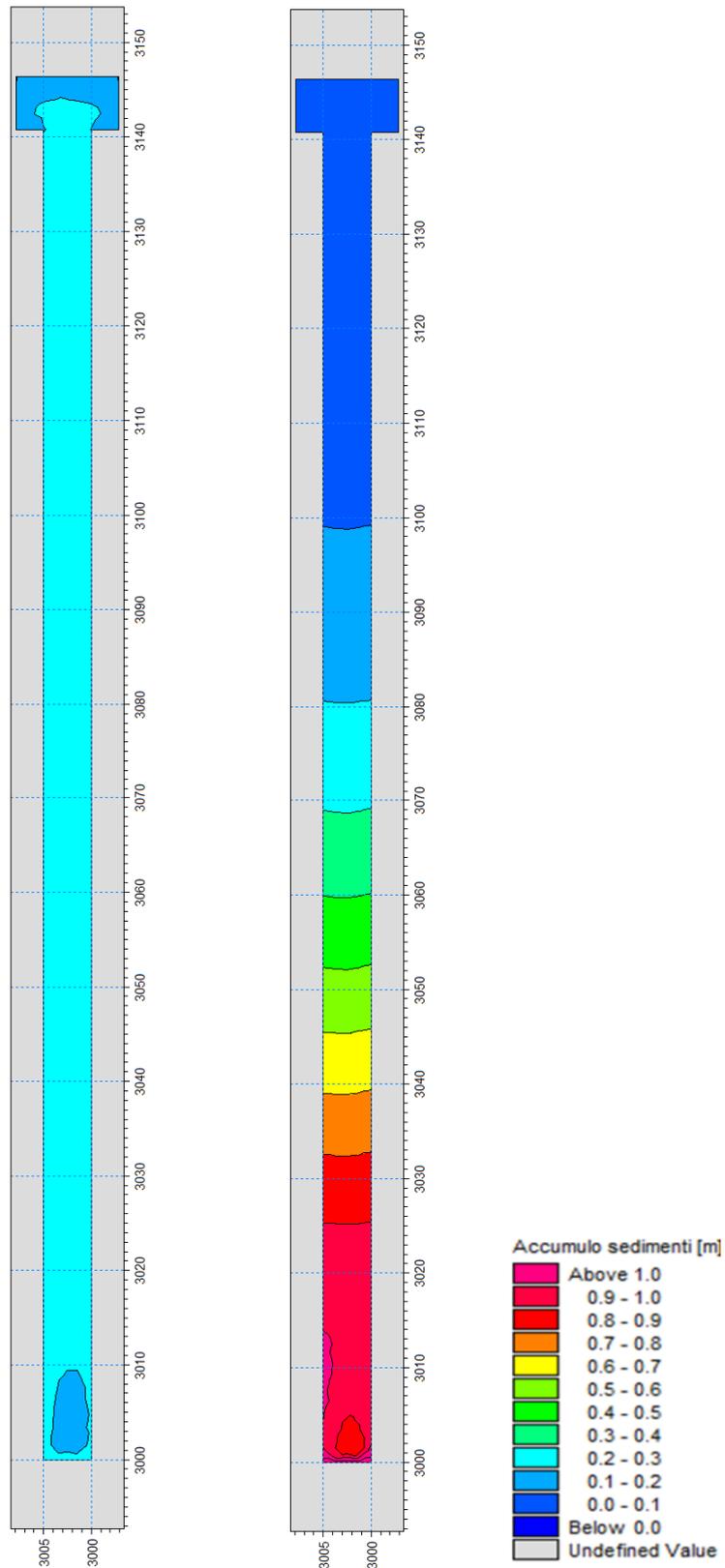


Figura 7-23 Accumulo di sedimenti lungo il nuovo canale di prolungamento del Rio Secco per  $d_{50}=0.09$  mm (a sinistra) e  $d_{50}=0.18$  mm (a destra).

## 8 CONCLUSIONI

Il prolungamento a mare dei 2 rii che attraversano il sito ILVA di Genova Cornigliano, ha richiesto la verifica idraulica della configurazione progettuale dei due canali e la propedeutica analisi idrologica per la determinazione delle portate di piena.

Lo studio ha previsto una prima fase di analisi idrologica, con lo scopo di fornire le portate di input al modello idrodinamico monodimensionale. Quest'ultimo è finalizzato al dimensionamento dei canali e condotte di prolungamento dei 2 rii. Infine, tramite modellistica 3D si sono indagate le caratteristiche del moto all'interno del canale di calma, posto di fronte all'impianto, verificando il confronto tra le condizioni attuali e quelle di progetto, con particolare riferimento alla distribuzione delle velocità di corrente in corrispondenza dello sbocco del Rio Secco. In riferimento alla soluzione progettuale prescelta, è stata infine effettuata una stima dell'apporto solido del Rio Secco, finalizzata alla quantificazione degli accumuli di sedimento allo sbocco del Rio.

Lo schema idrografico considerato nel presente studio fa riferimento all'attuale configurazione planimetrica del Rio Roncallo: in seguito alle opere previste nell'ambito del progetto "*Strada Urbana di scorrimento da Lungomare Canepa a Piazza Savio, raccordi con la viabilità ANAS di sponda sinistra del T. Polcevera e opere civili propedeutiche alla realizzazione del terzo binario della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia*", approvate nella Conferenza dei Servizi D.P.R. n 383/94 – D.P.R. n 616/77, svoltasi in data 20/09/2007, protocollo n° 118404/6529, il Rio Roncallo, che precedentemente attraversava il sito ILVA per sfociare all'interno del canale di calma, è stato completamente intercettato da un nuovo collettore e deviato verso la sponda destra del Torrente Polcevera, come evidenziato nella seguente figura estratta dalle carte di progetto.

L'analisi è stata quindi effettuata con una metodologia diversa sui due rii:

- il Rio Secco, facente parte del reticolo idrografico di secondo livello, è soggetto alla normativa di Piano: per il calcolo delle portate di piena si è fatto quindi riferimento alla metodologia C.I.M.A.;
- il Rio Roncallo è stato deviato verso il Torrente Polcevera e non interferisce più con l'area ILVA oggetto del presente studio; per le aree drenate residue interne alla zona industriale si è proceduto quindi al calcolo del contributo da aree di piattaforma.

Il risultato finale dell'analisi idrologica è stato quindi quello di fornire:

- per il Rio Secco, le portate di piena per diverso tempo di ritorno (riportate nella tabella seguente);
- per il Rio Roncallo, la definizione delle piogge di progetto: lo studio ha utilizzato i dati parametrici delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica, contenute nella Normativa di Piano, ottenute statisticamente a partire da registrazioni pluviografiche disponibili;
- per il Rio Roncallo, la valutazione dei volumi di afflusso provenienti dalle aree di piattaforma e recapitati all'ex collettore del rio; tale volume risulta essere, per un evento con tempo di ritorno di 50 anni e durata critica di 1 ora, pari a circa 16900 m<sup>3</sup>.

Tabella 8-1: Portate al colmo di piena per il Rio Secco chiuso allo sbocco a mare.

Rio Secco	
TR [anni]	Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /s]
5	12
10	17
30	27
50	32
100	40
200	47
500	57

L'analisi idrodinamica è stata quindi finalizzata alla verifica idraulica del prolungamento del Rio Secco. Le simulazioni effettuate con il codice di calcolo MIKE URBAN hanno utilizzato come dato di input di monte il valore di portata determinato nell'analisi idrologica, e come condizione di valle il livello del mare all'interno del canale di calma.

Tale livello è stato cautelativamente calcolato in funzione degli effetti di un possibile innalzamento del livello del mare all'occorrere di un evento meteorologico intenso, aspetto fondamentale da tenere in considerazione nel caso di tombature con sbocco a mare e quote di foce prossime od inferiori a 0 m s.l.m..

L'innalzamento del livello del medio mare causato dal moto ondoso (wave setup) avviene tipicamente nella cosiddetta surf zone, ossia nell'area compresa tra la zona dei frangenti e la linea di riva. Nella zona del canale di calma, oggetto del presente studio, le profondità minime sono dell'ordine dei 9 m. A tali profondità, l'onda non è indotta al frangimento in quanto le interazioni onda-fondale sono pressoché trascurabili; sulla base di queste considerazioni, in questo caso non è stata pertanto considerata la componente di sovrizzo dovuta all'onda.

Le altre due componenti sono state analizzate in funzione degli elementi conoscitivi e dati disponibili al fine di pervenire ad una stima del livello di innalzamento medio del mare per un evento con periodo di ritorno di cinque anni, assunto sufficientemente cautelativo per le verifiche effettuate nel presente studio: il livello calcolato è stato pari a 0.675 metri.

Le simulazioni effettuate sono state:

1. simulazione della massima portata smaltibile: l'analisi ha evidenziato come l'attuale geometria del rio Secco, nel tratto interno allo stabilimento ILVA, non sia in grado di convogliare portate superiori ai 10-12 m<sup>3</sup>/s;
2. scenario attuale, evento con tempo di ritorno di 5 anni: la portata massima per un evento con tempo di ritorno di 5 anni è pari a 12 m<sup>3</sup>/s, appena superiore alla capacità di portata dell'ultimo tratto del collettore, prima del suo sbocco nel canale di calma; questa simulazione è stata assunta come riferimento comparativo per lo studio della configurazione progettuale del prolungamento a mare;
3. scenari di progetto, evento con tempo di ritorno di 200 anni: in funzione di quanto previsto dalle vigenti norme di Piano, il nuovo tratto di collettore in progetto è stato verificato mediante la simulazione dell'evento con tempo di ritorno di 200

anni; sono state confrontate diverse configurazioni di progetto al fine di individuare quella migliore;

4. scenario di progetto, evento con tempo di ritorno di 5 anni: la configurazione progettuale ottimale individuata è stata studiata anche nel caso di un evento di piena quinquennale, per fornire un termine di confronto con lo scenario attuale.

Poiché il nuovo manufatto dovrà lavorare in pressione, si è pensato di valutare il franco residuo tra la piezometrica e il piano strada come riferimento per il dimensionamento dell'opera, nonché di valutare e confrontare gli effetti di rigurgito indotti verso monte nella configurazione di progetto e nella configurazione attuale (in questo caso evento di piena con tempo di ritorno di 5 anni).

Le diverse configurazioni sono state verificate sia nel caso di evento duecentennale (verifica di progetto) sia nel caso dell'evento con tempo di ritorno di 5 anni (verifica di confronto) simulate con l'obiettivo di identificare la configurazione che:

- massimizza il franco tra il piano campagna e la quota piezometrica nel punto di inizio della nuova opera di progetto;
- ottimizza le velocità di deflusso, riducendo le possibilità di deposito ma al contempo garantendo velocità allo sbocco nel canale di calma non eccessive;
- minimizza gli effetti di rigurgito verso monte nelle diverse condizioni simulate.

La configurazione di progetto identificata prevede la realizzazione di un canale palancoato di larghezza pari a 5 metri e quota di fondo a circa -10 m s.l.m.m., con uno sbocco nel canale di calma con sezione rettangolare utile pari a 7.8 x 3.2 metri (configurazione E del presente studio).

I risultati ottenuti identificano la configurazione come quella idonea a garantire, in caso di evento con TR pari a 200 anni:

- un sufficiente franco rispetto al piano campagna;
- una velocità di uscita pari a quella attuale (calcolata per TR 5) e pari a circa 2 m/s.

Lo studio è stato completato con l'analisi delle condizioni di moto nel canale di calma. Il modello numerico tridimensionale impiegato (MIKE 3 di DHI) è stato applicato in riferimento ai principali obiettivi della presente analisi. In particolare:

- le simulazioni della circolazione indotta nel canale di calma da condizioni di vento frequenti, sia nella configurazione attuale del canale di calma, sia nella configurazione di progetto (canale di calma ristretto), sono state finalizzate alla quantificazione delle velocità di corrente in condizioni di portata nulla del Rio Secco;
- le simulazioni della circolazione indotta nel canale di calma dal Rio Secco in condizioni di piena, nello stato attuale e di progetto (canale di calma ristretto e contestuale prolungamento del Rio Secco costituito da due file di palancole) sono state finalizzate alla quantificazione dell'eventuale incremento di velocità di corrente nel tratto di canale di calma antistante la foce del Rio Secco, indotto dalla minore distanza tra la foce del Rio e la diga foranea nelle condizioni di progetto. Tale impatto, potenzialmente critico per le condizioni di navigabilità

all'interno del canale di calma, è stato valutato per una portata al colmo di piena del Rio Secco pari a  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ , corrispondente ad un tempo di ritorno di 5 anni;

- la simulazione della distribuzione dei sedimenti trasportati dalla piena quinquennale del Rio Secco all'interno del tratto prolungato del Rio, costituito dalle due file di palancole, è stata finalizzata alla quantificazione di massima del deposito atteso di materiale all'interno del "nuovo canale" perpendicolare al canale di calma.

A seguito dell'analisi dei risultati relativi alla circolazione indotta dal vento e dalla piena del Rio Secco si può affermare quanto segue:

- la notevole riduzione della sezione del canale di calma non determina alcun incremento dell'intensità delle correnti nel tratto di canale di calma antistante la foce del Rio Secco, in virtù della notevole riduzione delle velocità allo sbocco del Rio nella configurazione di progetto, rispetto alla configurazione attuale;
- i valori delle velocità di corrente nel canale di calma nel tratto antistante lo sbocco del Rio Secco, in condizioni di piena del Rio ( $T_R= 5$  anni) risultano del tutto analoghi (o inferiori) a quelli indotti nel canale di calma da condizioni di vento frequenti (es. condizione di vento di Scirocco).

L'applicazione del modello di MIKE 3 MT per il calcolo del trasporto e della deposizione dei sedimenti ha permesso di valutare l'entità e la distribuzione del materiale accumulato lungo il prolungamento previsto per il Rio Secco, in riferimento a due diverse condizioni granulometriche:

- diametro medio  $d_{50}=0.09$  mm e velocità di sedimentazione, calcolata con la formulazione di Stokes, pari a  $0.007$  m/s;
- diametro medio  $d_{50}=0.18$  mm (sabbia fine) e velocità di sedimentazione, calcolata con la formulazione di Stokes, pari a  $0.033$  m/s.

Al termine dell'evento di piena, nel caso di portata solida caratterizzata da granulometria media pari a  $0.09$  mm, il sedimento si distribuisce in maniera pressoché omogenea lungo tutto il canale, provocando un accumulo uniformemente distribuito e quantificabile in circa  $0.2$  m.

Il sedimento più grossolano ( $0.18$  mm), avendo una velocità di sedimentazione maggiore, tende invece a depositarsi immediatamente a valle dello scarico. Questo fa sì che vi sia un accumulo massimo nei primi  $30$  m di canale, dell'ordine di  $0.9$  m. Allontanandosi dalla sezione iniziale del nuovo tratto di canale, l'entità dell'accumulo di sedimenti diminuisce gradualmente fino a raggiungere valori pressoché nulli in prossimità della sezione terminale del canale.

In entrambi i casi i sedimenti trasportati dal Rio Secco durante un evento di piena quinquennale e di durata due ore si depositano rapidamente sul fondo del canale: la percentuale di sedimenti che rimangono in sospensione al termine dell'evento risulta pressoché nulla.

**A L L E G A T O 1**

***Descrizione del codice di calcolo MIKE URBAN CS***

## 1. PREMESSA

MIKE URBAN CS (Collection System) utilizza il motore di calcolo MOUSE per la simulazione idrodinamica delle correnti non stazionarie nelle reti fognarie, 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..

Lo schema di calcolo utilizza una soluzione numerica implicita alle differenze finite delle equazioni di De St. Venant. L'algoritmo numerico usa un passo di calcolo auto-adattante, che fornisce una soluzione efficiente e accurata sia nelle reti ramificate sia in quelle a maglia chiusa. Possono essere simulate condizioni sia di corrente lenta sia di corrente veloce grazie allo schema computazionale che si adatta alle condizioni locali di deflusso. Infine sono simulati con precisione gli effetti di rigurgito e le sovrappressioni.

## 2. SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE

Gli elementi che possono essere utilizzati in MOUSE per schematizzare la rete sono rappresentati da tre tipologie principali:

### 1. Links

- Tubi – standard o con sezione definita dall'utente.
- Canali aperti – sezione definita dall'utente.

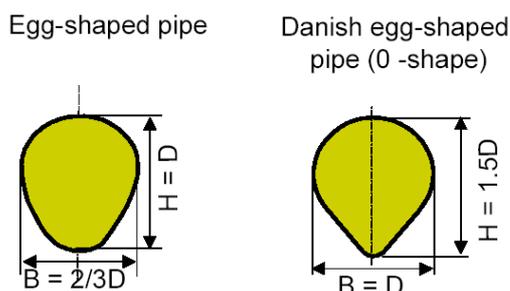


Figura 2-1 Sezioni tipo di forma ovoidale schematizzabili nel modello.

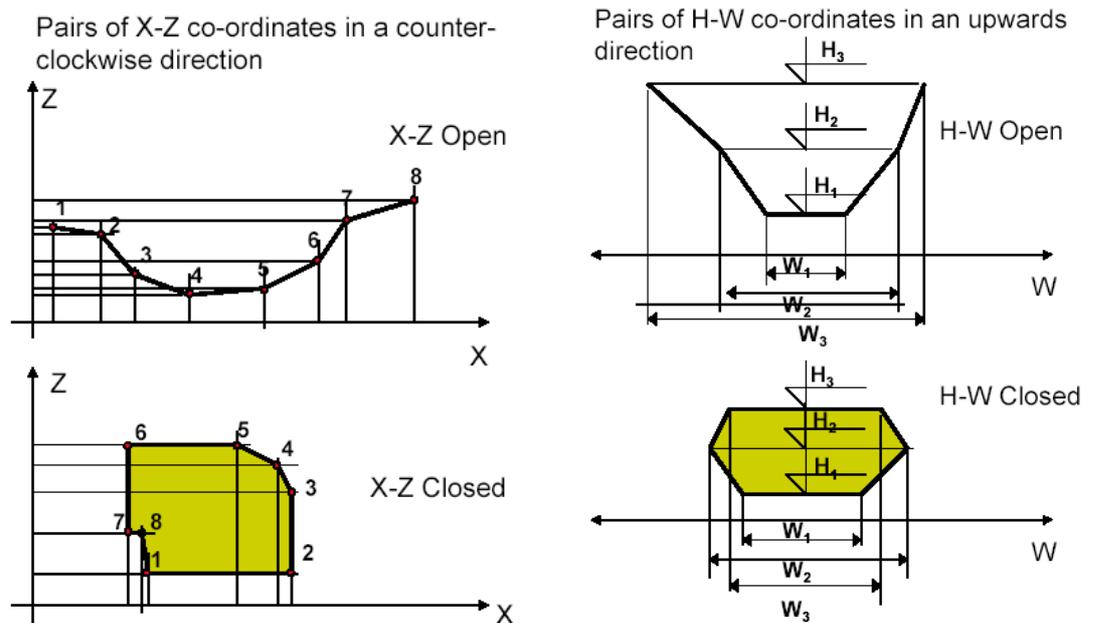


Figura 2-2 Esempi di sezioni schematizzabili in funzione dei dati direttamente inseriti dall'utente.

## 2. Nodes

- pozzetti,
- bacini,
- bacini di accumulo,
- scarichi e restituzioni.

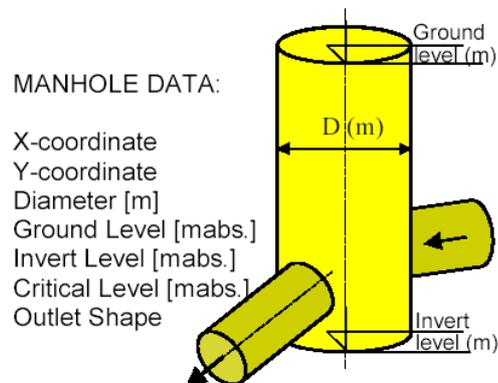


Figura 2-3 Schematizzazione dei pozzetti.

## 3. Funzioni, per la descrizione di alcuni componenti della rete come ad esempio:

- scaricatori di piena,
- luci sotto-battenti,
- pompe,
- valvole unidirezionali,
- stramazzi.

### 3. SCHEMATIZZAZIONE DEL MOTO VARIO NELLE CONDOTTE

#### 3.1 Equazioni di De Saint Venant

Il calcolo delle correnti in moto vario viene effettuato risolvendo le equazioni di continuità e di quantità di moto, basate sulle seguenti assunzioni:

- fluido incomprimibile e omogeneo;
- pendenza del fondo modesta;
- direzione prevalente del moto monodimensionale;
- pressioni idrostatiche lungo la verticale;

Le equazioni del moto assumono la forma generale seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAl_f = gAl_\theta \quad (3-2)$$

dove

- Q = portata, [m<sup>3</sup>/s];
- A = area, [m<sup>2</sup>];
- y = altezza d'acqua, [m];
- g = accelerazione di gravità, [m/s<sup>2</sup>];
- x = progressiva lungo la direzione di moto, [m];
- t = tempo, [s];
- = coefficiente di distribuzione delle velocità;
- l<sub>θ</sub> = pendenza di fondo;
- l<sub>f</sub> = pendenza della linea dell'energia.

#### 3.2 Implementazioni delle equazioni del moto in MOUSE

Le equazioni di De Saint Venant possono essere scritte nel seguente modo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(l_\theta - l_f) \quad (3-4)$$

La schematizzazione ipotizzata è riportata in figura 3-1.

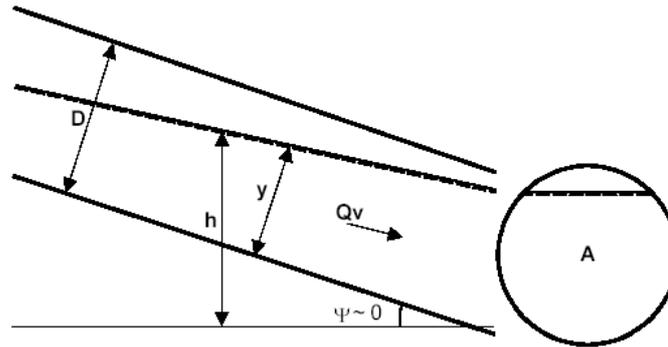


Figura 3-1 Schema della sezione di una condotta.

Il coefficiente di distribuzione delle velocità tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità in una determinata sezione e può essere espresso con la formula:

$$\alpha = \frac{A}{Q^2} \int_A v^2 dA \quad (3-5)$$

Assumendo che la pendenza del fondo sia piccola, essa può essere espressa come funzione dell'altezza d'acqua e del gradiente della superficie libera come:

$$I_0 \approx \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3-6)$$

In questo modo è possibile utilizzare l'altezza  $h$  del pelo libero rispetto ad una quota di riferimento, come variabile dipendente al posto dell'altezza d'acqua  $y$ . L'equazione del momento può quindi assumere la forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAI_f \quad (3-7)$$

mentre la pressione e le forze di gravità possono essere espresse in un unico termine

$$gA \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3-8)$$

Le equazioni descritte sono valide per correnti a pelo libero ma possono essere generalizzate ed estese anche in caso di moto in pressione come descritto successivamente.

### 3.3 Schematizzazione delle correnti in pressione

Nel momento in cui la portata raggiunge il valore limite di capacità della tubazione si instaura un moto in pressione e le assunzioni di base delle equazioni di Saint Venant non sono più valide. Tuttavia è possibile generalizzare tali equazioni, rendendole valide anche per il moto in pressione. Ciò è reso possibile introducendo uno "slot" fittizio in corrispondenza della sommità della condotta, come rappresentato in figura 3-2, che permette di estendere la sezione di calcolo della tubazione rendendo valide le equazioni di De Saint Venant.

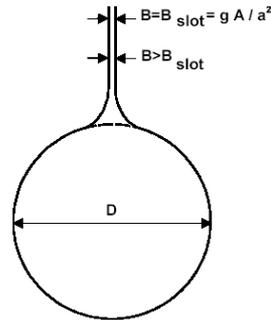


Figura 3-2 Schematizzazione del moto in pressione.

### 3.4. 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.

## 4. 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: il numero minimo di punti di calcolo per ogni condotta è 3, con un punto  $h$  a ciascuna estremità del tubo.

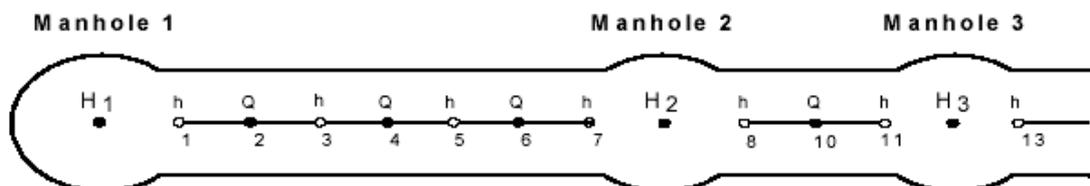


Figura 4-1 Rappresentazione della griglia di calcolo.

## 5. CONDIZIONI INIZIALI

E' possibile scegliere due diverse opzioni per definire le condizioni iniziali:

### Standard

Viene definita automaticamente dal modello un'altezza d'acqua iniziale pari allo 0.5 % dell'altezza della tubazione e comunque inferiore a 0.005 m e la rispettiva portata viene calcolata utilizzando la formulazione di Manning.

### Hotstart

E' possibile utilizzare i risultati di una simulazione precedente come condizioni iniziali.

## 6. CONDIZIONI AL CONTORNO

Le condizioni al contorno necessarie alla risoluzione delle equazioni differenziali possono essere definite come costanti o come variabili nel tempo e si suddividono in due gruppi principali:

1. Condizioni al contorno esterne, che descrivono l'interazione tra la rete simulata e il mondo esterno;
2. Condizioni al contorno interne, che descrivono l'interazione tra diversi elementi della rete.

Tra le condizioni al contorno esterne possono essere specificate le seguenti:

- In corrispondenza di pozzetti e strutture:
  - portata costante in ingresso o uscita  $Q = \text{cost.}$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
  - idrogramma di portata in ingresso o uscita  $Q = Q(t)$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
  - portata in uscita attraverso uno stramazzo  $Q = Q(H)$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
  - portata in uscita attraverso una pompa  $Q = Q(H)$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].
- In corrispondenza degli sbocchi:
  - livello costante  $H = \text{cost.}$ , [m];
  - idrogramma di livello  $H = H(t)$ , [m];
  - scala di deflusso  $Q = Q(H)$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

Tra le condizioni al contorno interne possono essere specificate le seguenti:

- In corrispondenza di pozzetti e strutture:
  - scala di deflusso di uno stramazzo (weir)  $Q = Q(H)$ , [m];
  - caratteristiche della pompa (pump)  $Q = Q(H)$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] o  $Q = Q(\Delta H)$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

Alcune delle condizioni al contorno descritte sono riportate nella figura 6-1.

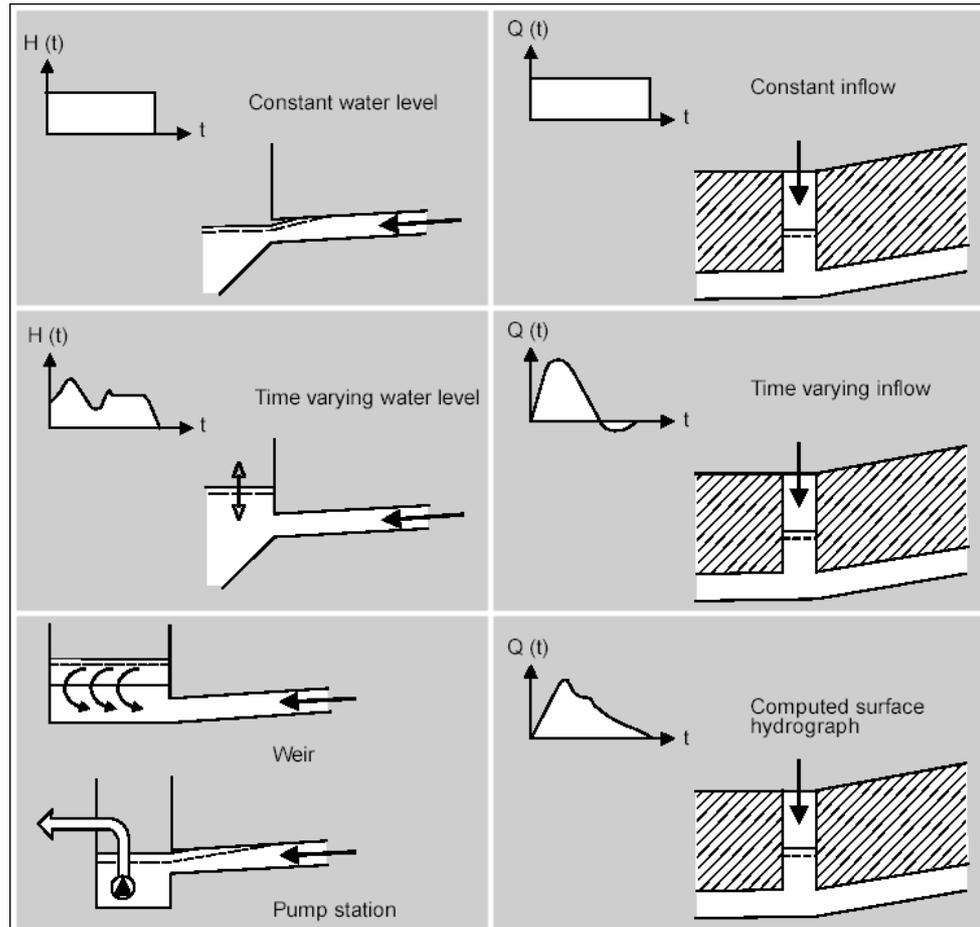


Figura 6-1 Esempi di condizioni al contorno applicabili.

## 7. RESISTENZE PER ATTRITO E PERDITE DI CARICO

### 7.1. Resistenze per attrito lungo i collettori

MIKE URBAN CS consente di utilizzare 2 diverse formulazioni per il calcolo della resistenza d'attrito.

#### Formula di Strickler

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

$$I_f = \frac{gQ|Q|}{M^2 AR^{4/3}}$$

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

#### Formula di Colebrook-White per tubi circolari

Secondo tale formulazione, il fattore di resistenza viene calcolato iterativamente in funzione dell'equazione:

$$\sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} = cw_1 + cw_2 \cdot \ln \left( \frac{cw_3}{\text{Re}} \sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} + cw_4 \cdot \frac{k}{R} \right)$$

dove

k	=	scabrezza equivalente [m];
R	=	raggio idraulico;
Re	=	numero di Reynolds;
$CW_1, CW_2, CW_3, CW_4$	=	costanti empiriche il cui valore di default è 6.4, -2.45, 3.3, 1.0.

Infine si ha

$$I_f = f_{cw} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2R} \Rightarrow f = \frac{f_{cw}}{2gA^2R}$$

### Coefficiente di scabrezza variabile

All'interno di MOUSE è inoltre possibile specificare una variazione del coefficiente di scabrezza in funzione dell'altezza raggiunta dall'acqua all'interno della tubazione. Questa funzione è particolarmente utile nel caso di tubazioni vecchie in cui effettivamente il protrarsi nel tempo dei fenomeni di deposito e/o erosione può incidere sulle caratteristiche del rivestimento della condotta.

Le diverse scabrezze sono calcolate mediante la seguente formula:

$$M_{act} = M_{bott} + (M_{top} - M_{bott}) \cdot \left(\frac{y}{D}\right)^{exp}$$

dove

$M_{act}$	=	scabrezza di Strickler calcolata,;
$M_{bott}, M_{top}$	=	scabrezza definita dall'utente sul fondo e in sommità tubazione;
$exp$	=	esponente definito di default;
$y/D$	=	altezza d'acqua relativa al diametro del tubo.

## 7.2. Perdite di carico in ingresso ai pozzetti

L'altezza d'acqua nel pozzetto e nel tubo afferente è considerata la stessa; ne consegue che le perdite di carico vengono calcolate in funzione del termine cinetico relativo al condotto (i) e al pozzetto (m):

$$\Delta H_i = \frac{v_i^2 - v_m^2}{2g}$$

Nel caso di deflusso libero dal condotto al pozzetto, quando quindi l'altezza d'acqua nel pozzetto è inferiore all'altezza d'acqua nel collettore in ingresso, l'altezza d'acqua nel collettore è assunta pari all'altezza di moto critico, ed a seconda del tipo di sezione sono utilizzate formulazioni differenti; ad esempio per condotte circolari viene utilizzata la seguente:

$$y_{c(i)} = \sqrt[3]{0.32 \frac{Q_i}{\sqrt{D_i}}}$$

Analogamente, quando nel collettore si instaura una corrente supercritica, il livello d'acqua a valle della confluenza è assunto pari all'altezza d'acqua presente nel collettore.

## 7.3. Perdite di carico in uscita dai pozzetti

La perdita di carico è considerata proporzionale al termine cinetico:

$$\Delta H_j = \sum_k \zeta_{jk} \cdot \frac{v_j^2}{2g}$$

il termine  $\zeta_{jk}$  varia in funzione della tipologia geometrica del nodo come descritto nel seguito.

#### Variazione della direzione del moto

Indicando con  $i$  il collettore in ingresso al nodo e con  $j$  quello in uscita si ottiene:

$$\zeta_{dir(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{\theta_{ij}^2}{90^\circ{}^2}$$

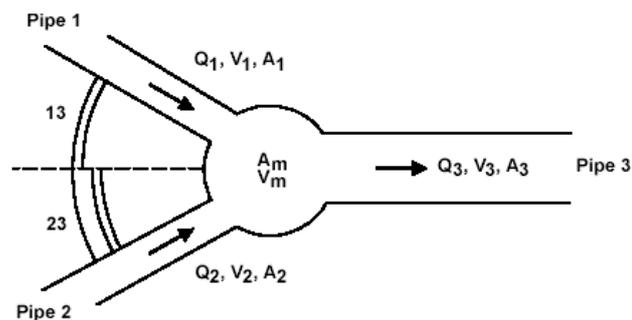


Figura 7-1 Pozzetto con 2 tubi in ingresso e 1 in uscita.

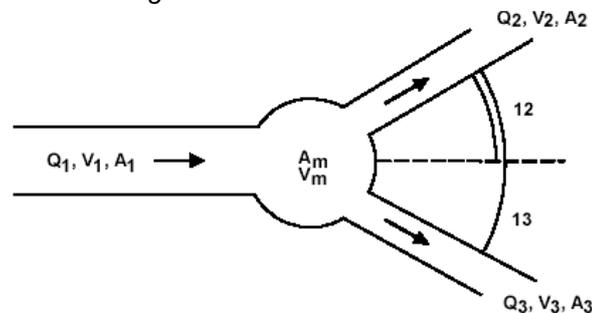


Figura 7-2 Pozzetto con 1 tubo in ingresso e 2 in uscita.

#### Variazione in quota

Nel caso in cui vi sia una differenza in quota tra il collettore in ingresso e quello in uscita come rappresentato in figura, le perdite di carico sono calcolate mediante la seguente:

$$\zeta_{level(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{(Z_j - Z_i) \cdot (Z_j + D_j - Z_i - D_i)}{D_i \cdot D_j}$$

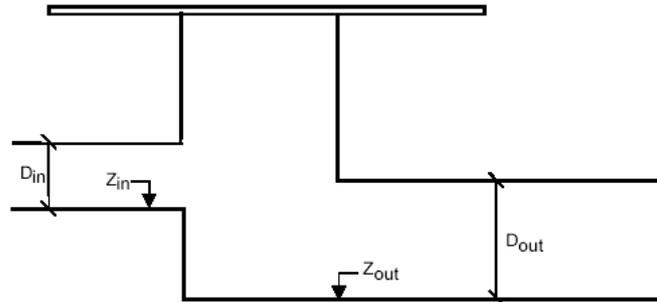


Figure 7-3 Differenza di quota tra collettore in ingresso e uscita dal pozzetto.

#### Contrazione

Il flusso di portata che esce da un pozzetto ed entra in un collettore subisce una contrazione che determina delle perdite di carico in funzione della forma del pozzetto e del collettore, calcolate dal modello mediante la seguente espressione:

$$\zeta_{contr(j)} = K_m \cdot \left( 1 - \frac{A_j}{A_m \cdot \frac{Q_j}{\sum_{i=1}^n Q_i}} \right)$$

dove  $K_m$  e  $A_m$  rappresentano il coefficiente di forma e l'area del pozzetto.

## 8. SIMULAZIONE DELLE CORRENTI VELOCI CON L'APPROCCIO DELL'ONDA DINAMICA

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

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

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.

**A L L E G A T O 2**

*Descrizione del codice di calcolo MIKE 3*

## PREMESSA

MIKE 3 è un codice di calcolo professionale per la simulazione di correnti a pelo libero in tre dimensioni utilizzabile per lo studio di livelli e correnti, trasporto di sedimenti coesivi, qualità delle acque ed ecologia in fiumi, laghi, estuari, baie, aree costiere e mare aperto. MIKE 3 costituisce un pacchetto professionale unico per le attività di ingegneria e consulenza a supporto della progettazione, pianificazione e gestione in ambienti fluviali e marini a diverse scale spaziali. Il codice è il risultato di una continua attività di sviluppo e mantenimento da più di 20 anni, frutto di un'elevata esperienza conseguita in centinaia di applicazioni in tutto il mondo.

La scelta di utilizzare la versione 2D o 3D dipende da numerosi fattori. Ad esempio, in acque poco profonde, le condizioni di vento e di marea sono sufficienti a mantenere omogenee le caratteristiche della colonna d'acqua (salinità e temperatura). Nei corpi idrici stratificati, sia per problematiche legate alla densità o di altro tipo (ecologiche), può convenire l'utilizzo della versione tridimensionale.

I principali campi di applicazione sono:

- idrodinamica in acque profonde o stratificate;
- supporto alla progettazione e costruzione di opere ed impianti;
- studi di impatto ambientale;
- studi sulla circolazione costiera ed oceanica;
- analisi di laghi e grandi bacini artificiali;
- modellazione della dispersione di inquinanti;
- valutazione dell'impatto di gradienti di temperatura e salinità;
- analisi di aree complesse in cui siano rilevanti i fenomeni tridimensionali.

Il pacchetto MIKE 3 è disponibile in 3 versioni che si differenziano in base alla schematizzazione geometrica adottata:

### **SINGLE GRID** (Griglia singola):

le equazioni di continuità e del moto sono risolte con una tecnica implicita alle differenze finite su una griglia rettangolare, uniforme in tutto il dominio di calcolo.

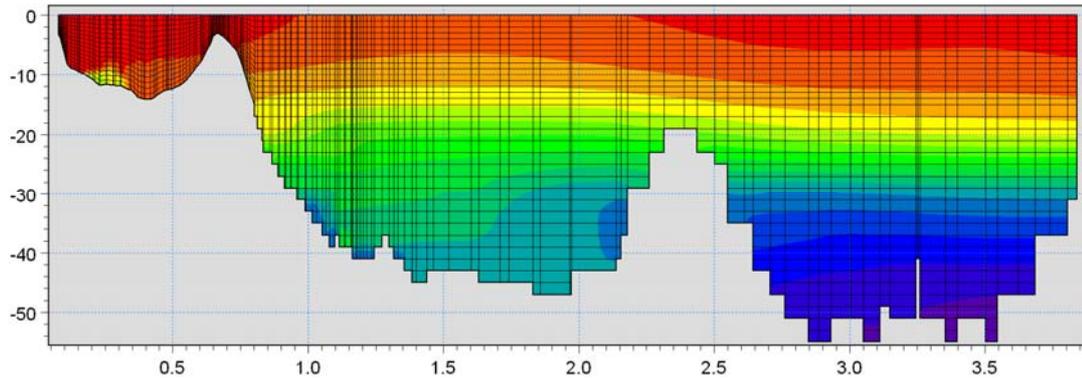
### **MULTIPLE GRID** (Griglia multipla):

questo schema utilizza lo stesso approccio della griglia singola, con la possibilità di innestare nel dominio griglie a risoluzione crescente nelle aree ove sia richiesto un maggiore dettaglio.

### **FLEXIBLE MESH** (Griglia Flessibile):

questo schema utilizza un metodo ai volumi finiti per la discretizzazione delle equazioni di flusso e trasporto con valori centrati sul singolo elemento. Il dominio di calcolo è discretizzato nelle dimensioni orizzontali attraverso una maglia non strutturata. La griglia non strutturata garantisce il massimo della flessibilità nella rappresentazione di geometrie complesse, in particolare per domini di calcolo estesi in cui sia necessario adottare una risoluzione spaziale variabile.

Nelle versioni Griglia Singola e Griglia Multipla, le equazioni temporvarianti di continuità e del moto in tre dimensioni sono risolte mediante uno schema alle differenze finite su di una griglia rettangolare. Entrambe le schematizzazioni includono sia la versione idrostatica che non idrostatica. La versione FM utilizza un metodo ai volumi finiti per la discretizzazione delle equazioni di flusso e trasporto con valori centrati sul singolo elemento. Il dominio di calcolo è discretizzato orizzontalmente attraverso una maglia non strutturata costituita da elementi triangolari o quadrangolari; per la dimensione verticale è possibile adottare una discretizzazione con struttura a layer di altezza costante o variabile in funzione della profondità.



Oltre a poter utilizzare campi di correnti e di vento, MIKE 3 può ricevere in input anche i risultati di un qualunque modulo d'onda di MIKE 21.

Essendo in grado di esaminare le correnti indotte da gradienti di densità generati da non uniforme distribuzione di salinità e temperatura, MIKE 3 risulta particolarmente adatto per studi di impatto ambientale in funzione di diversi tipi di rilasci. Attraverso l'utilizzo di EcoLab, MIKE 3 consente inoltre di studiare anche i processi più complessi in termini di qualità delle acque, in presenza di composti reagenti.

MIKE 3 risulta ideale anche per il *downscaling* di modelli oceanografici ad ampia scala fino ad applicazioni costiere ad alta risoluzione. La risoluzione del modello ad ampia scala e la batimetria possono essere ben approssimate lungo i contorni per poi, gradatamente, imporre risoluzioni via via più elevate procedendo verso la costa, utilizzando l'approccio a maglia flessibile.

<b>Breve descrizione dei moduli MIKE 3</b>	
<b>Modulo</b>	<b>Descrizione</b>
<b>PP (Pre and Post Processing)</b>	Il modulo PP è l'ambiente di lavoro di base e fornisce un insieme di tool per l'importazione e processamento dei dati di input nonché l'elaborazione degli output e la preparazione di immagini ed animazioni. PP è necessario per tutti i moduli di MIKE 3.
<b>HD (Hydrodynamics)</b>	Il modulo idrodinamico simula le variazioni di livello e corrente in risposta alle differenti tipologie di forzanti considerate. HD consente la simulazione di un'ampia gamma di fenomeni idraulici.
<b>TR (AD) (Advection – Dispersion)</b>	Il modulo simula il trasporto, dispersione e decadimento di sostanze disciolte o sospese in acqua. Può essere utilizzato per studi di dispersione di soluti non reagenti (o caratterizzati da decadimento dipendente dal solo fattore tempo) o per studi di eccesso di temperatura o salinità.
<b>ST (Sediment Transport)</b>	E' il modulo avanzato per il trasporto solido di materiale non coesivo generato da correnti o dall'azione combinata di onde e correnti. ST include svariate formulazioni di trasporto e può essere utilizzato indistintamente in campo marittimo-costiero o fluviale.
<b>MT (Mud Transport)</b>	Modulo multifrazione e multistrato in grado di descrivere l'erosione, il trasporto e la rideposizione di materiale coesivo e di sedimenti misti coesivi e non. Particolarmente adatto per studi di dispersione di sedimento conseguenti a dragaggi dei fondali.
<b>Oil Spill</b>	Simula la diffusione e dispersione di sostanze oleose in corpi idrici, considerandone i processi di decadimento.
<b>PA/PT (Particle Tracking)</b>	Simula il trasporto e decadimento di sostanze disciolte o sospese in acqua. E' utilizzato in particolare per analisi di rischio, versamenti accidentali e monitoraggio delle attività di dragaggio. Utilizza un approccio Lagrangiano.
<b>EcoLab</b>	Modulo avanzato per studi di qualità delle acque ed idroecologia in presenza di reazioni, decadimenti complessi, eutrofizzazione e trasporto di metalli pesanti.

## MODULO IDRODINAMICO (HD FM)

Il modulo idrodinamico (HD), cuore del codice MIKE 3, simula le variazioni di livello e corrente in risposta alle differenti tipologie di forzanti considerate. MIKE 3 HD FM può essere utilizzato da solo o insieme ad altri moduli che, pur finalizzati alla simulazione di altri fenomeni (es. trasporto di sedimenti) richiedono la risoluzione contestuale degli aspetti idrodinamici.

In particolare, il modulo HD di MIKE 3 permette di tenere in considerazione i seguenti aspetti:

- flooding and drying;
- gradienti di densità;
- attrito al fondo;
- forza di Coriolis;
- effetto del vento;
- gradienti di pressione;
- coperture di ghiaccio;
- effetto delle maree;
- precipitazioni/evaporazione;
- moto ondoso (attraverso i radiation stress);
- apporti puntuali (pozzi e sorgenti).

Il modulo idrodinamico, utilizzato assieme al modulo di trasporto TR, è utilizzato per simulare la dispersione di sostanze disciolte o in sospensione. Analogamente, il modulo idrodinamico può essere accoppiato al modulo di qualità delle acque ed idro-ecologia (ECO Lab) per gli studi ed applicazioni nel settore ecologico.

Inoltre, il modulo HD può essere utilizzato insieme ai moduli Sand Transport e Mud Transport per simulare il trasporto rispettivamente di materiale non coesivo e coesivo.

Nelle aree costiere, laddove il trasporto è in gran parte dominato dalle correnti indotte dal moto ondoso, il modulo idrodinamico può essere forzato dai campi di radiation stress ottenuti mediante l'utilizzo del modulo SW (Spectral Wave).

## EQUAZIONI DEL MODELLO

Il sistema modellistico si basa sulla soluzione numerica delle equazioni dei Navier-Stokes mediate (Reynolds Averaged Navier-Stokes equations) sotto le ipotesi di Boussinesq e in condizioni di pressione idrostatica.

Il modello risolve le equazioni di continuità, quantità di moto, temperatura, salinità e densità. La densità non dipende dalla pressione ma dai soli gradienti di temperatura e salinità. Per il modello 3D, la superficie libera è modellata utilizzando l'approccio di trasformazione delle coordinate sigma o combinato sigma-z. A seguire si presentano in coordinate cartesiane, le equazioni utilizzate.

Equazione di continuità:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = S$$

Equazione della quantità di moto lungo la componente x:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial vu}{\partial y} + \frac{\partial wu}{\partial z} = fv - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial \rho}{\partial x} dz + F_u + \frac{\partial}{\partial z} \left( v_t \frac{\partial u}{\partial z} \right) + u_s S$$

Equazione della quantità di moto lungo la componente y:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v^2}{\partial y} + \frac{\partial uv}{\partial x} + \frac{\partial wv}{\partial z} = fu - g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial y} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial \rho}{\partial y} dz + F_v + \frac{\partial}{\partial z} \left( v_t \frac{\partial v}{\partial z} \right) + v_s S$$

Il calcolo degli scambi di temperatura (T) e di salinità (s) è modellato secondo le equazioni generali del trasporto:

$$\frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial uT}{\partial x} + \frac{\partial vT}{\partial y} + \frac{\partial wT}{\partial z} = F_T + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_v \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \hat{H} + T_s S$$

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial us}{\partial x} + \frac{\partial vs}{\partial y} + \frac{\partial ws}{\partial z} = F_s + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_v \frac{\partial s}{\partial z} \right) + \hat{H} + s_s S$$

I termini di diffusività orizzontale sono definiti da:

$$(F_T, F_s) = \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( D_h \frac{\partial}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_h \frac{\partial}{\partial y} \right) \right] (T, s)$$

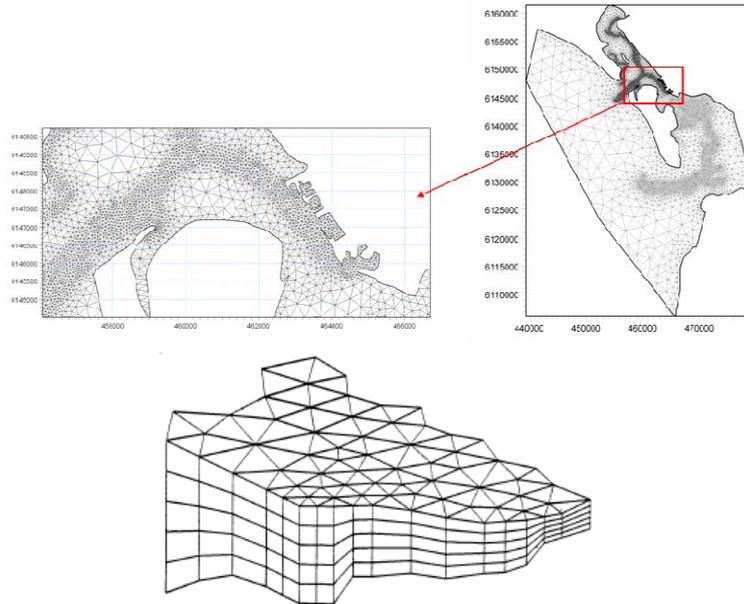
Le equazioni per l'idrodinamica bidimensionale sono ottenute integrando le equazioni lungo la verticale. Possono essere considerati anche gli scambi termici con l'atmosfera.

#### Symbol list

$t$	time
$x, y, z$ :	Cartesian coordinates
$u, v, w$ :	flow velocity components
$T, s$ :	temperature and salinity
$D_v$ :	vertical turbulent (eddy) diffusion coefficient
$\hat{H}$ :	source term due to heat exchange with atmosphere
$S$ :	magnitude of discharge due to point sources
$T_s, s_s$ :	temperature and salinity of source
$F_T, F_s, F_c$ :	horizontal diffusion terms
$D_h$ :	horizontal diffusion coefficient
$h$ :	depth

## TECNICHE DI SOLUZIONE

La versione FM utilizza un metodo ai volumi finiti per la discretizzazione delle equazioni di flusso e trasporto con valori centrati sul singolo elemento. Il dominio spaziale è discretizzato tramite la suddivisione del continuo in elementi/celle non sovrapposte.

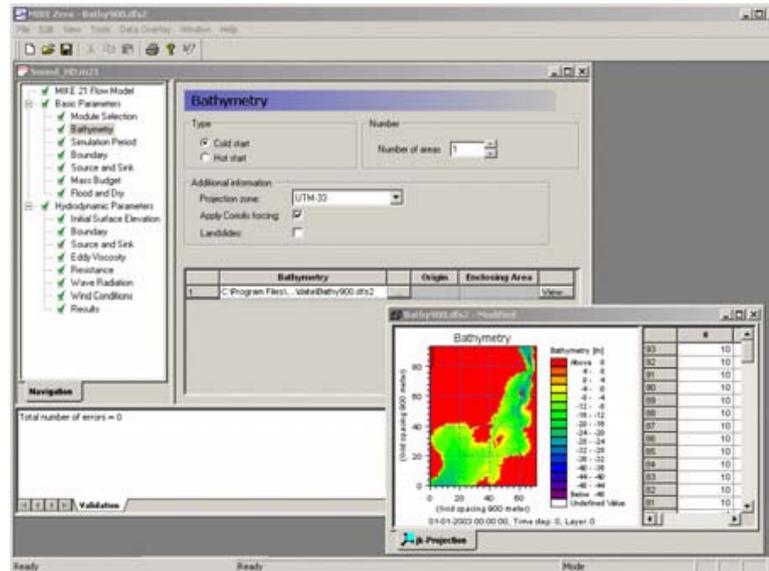


Il dominio di calcolo è discretizzato nelle dimensioni orizzontali attraverso una maglia non strutturata costituita da triangoli. Nel modello 2D gli elementi possono essere triangolari o quadrilateri.

## INPUT AL MODELLO

Il modello MIKE 3 HD necessita di una serie di dati di input che si possono raggruppare in differenti categorie, ovvero:

- parametri di base (es. mesh di calcolo, durata della simulazione);
- fattori di calibrazione (es. scabrezza, viscosità turbolenta);
- condizioni iniziali (es. livelli e campi di corrente);
- condizioni al contorno (es. oscillazioni di marea, portate);
- altre forzanti (es. campi di vento, radiation stress, apporti puntuali di portata).

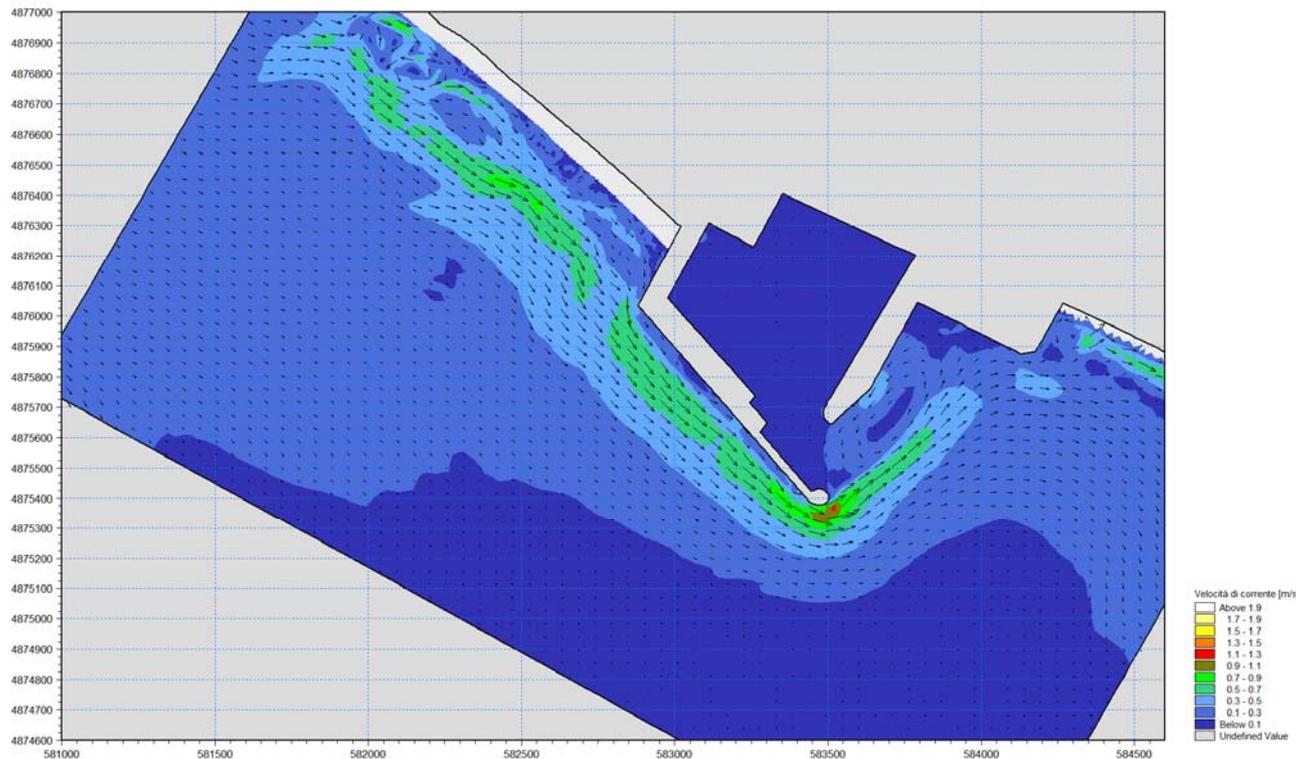


## OUTPUT DEL MODELLO

I risultati di un'applicazione modellistica tridimensionale possono essere rappresentati con i molteplici strumenti di visualizzazione statica e dinamica a corredo dello strumento modellistico utilizzato. Gli strumenti di post processing consentono di creare animazioni da esportare ed utilizzare in ambiente di lavoro esterno alla piattaforma modellistica utilizzata per il calcolo numerico.

L'utilizzo di un approccio di tipo tridimensionale permette di indagare per l'intera colonna d'acqua non solo l'intensità delle correnti ma anche direzione e verso del vettore velocità in ogni cella della matrice. Per ciascuna cella/elemento di calcolo (griglia classica o flessibile), è possibile ottenere le variazioni temporali delle seguenti variabili:

- profondità e livelli idrici;
- flussi di corrente nelle direzioni principali;
- densità, temperatura e salinità;
- velocità di corrente e direzione;
- velocità del vento;
- pressione atmosferica.



### MODULO TRASPORTO SOLIDO – sedimenti coesivi (MT)

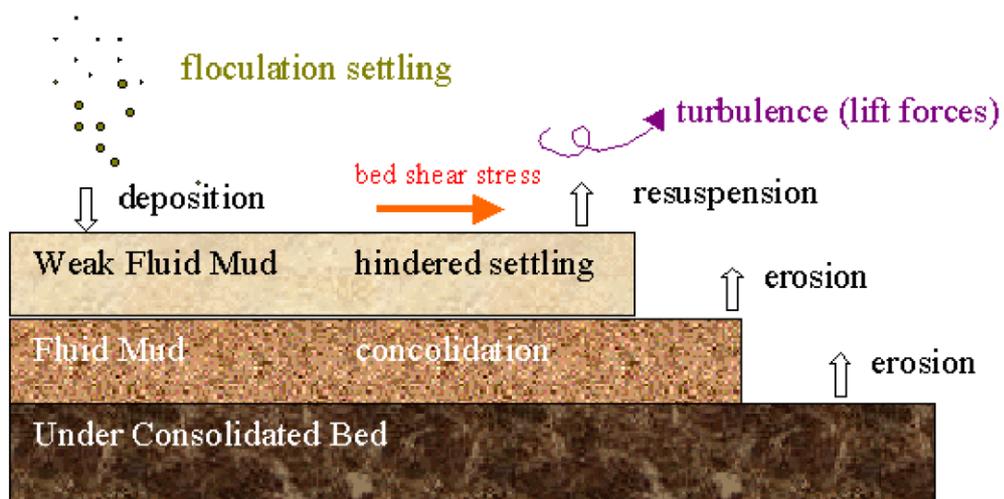
MT (Mud Transport) è il modulo di MIKE 3 che descrive l'erosione, il trasporto e la deposizione di limi e misture sabbie/limi sotto l'azione di correnti e di onde.

Il modulo MT calcola il trasporto solido sulla base delle simulazioni idrodinamiche effettuate con il modulo HD ed eventualmente delle simulazioni di moto ondoso effettuate con SW. Per effettuare simulazioni a fondo mobile è possibile includere il feedback degli effetti dell'idrodinamica sulla batimetria utilizzando i moduli HD, SW ed MT in maniera accoppiata.

Il Modulo MT può essere applicato in svariati casi, laddove si verificano fenomeni di erosione, deposizione e dispersione di sedimenti fini. In particolare: per studi di trasporto solido per materiali coesivi o per misture sabbie/limi in estuari o aree costiere, nelle quali sono importanti gli aspetti ambientali e può facilmente diminuire la qualità dell'acqua; insabbiamento nei porti, canali navigabili, fiumi, invasi; studi di dragaggio di fondali e del relativo plume.



E' possibile includere in MIKE 3 MT: simulazione di frazioni multiple di sedimenti; simulazione di diversi "bed layers"; flocculazione; inclusione di sedimenti non-coesivi; bed shear stress risultanti dall'azione combinata onde-correnti; update morfologico del fondale; consolidamento;



**EQUAZIONI DEL MODELLO**

Le equazioni del modulo MT sono basate essenzialmente su *Mehta et al.* (1989), che riguardano il movimento del sedimento fine in un fluido e la sua interazione con il fondo. L'azione del moto ondoso è introdotta mediante il "bed shear stress". L'equazione del trasporto è descritta di seguito (*Teisson* 1991):

$$\frac{\partial c^i}{\partial t} + \frac{\partial uc^i}{\partial x} + \frac{\partial vc^i}{\partial y} + \frac{\partial wc^i}{\partial z} - \frac{\partial w_s c^i}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v_{Tx}}{\sigma_{Tx}^i} \frac{\partial c^i}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v_{Ty}}{\sigma_{Ty}^i} \frac{\partial c^i}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_{Tz}}{\sigma_{Tz}^i} \frac{\partial c^i}{\partial z} \right) + S^i$$

**Symbol list**

$t$	time
$x, y, z$ :	Cartesian co-ordinates
$u, v, w$ :	flow velocity components
$D_v$ :	vertical turbulent (eddy) diffusion coefficient
$c^i$ :	the $i$ 'th scalar component (defined as the mass concentration)
$w_s^i$ :	fall velocity
$\sigma_{Tx}^i$ :	turbulent Schmidt number
$v_{Tx}$ :	anisotropic eddy viscosity
$S^i$ :	source term

La velocità di sedimentazione, descritta dal termine  $\frac{\partial w_s c^i}{\partial z}$ , può essere specificata come un valore costante se la concentrazione del sedimento risulta inferiore ad un determinato valore ( $c < c_{floc}$ ). Al di sotto di tale valore di concentrazione, la flocculazione può essere ritenuta trascurabile e pertanto si può applicare un valore costante della velocità di sedimentazione ( $w_s = k$ ).

Nel momento in cui  $c > c_{floc}$ , il sedimento inizia a flocculare e la velocità di sedimentazione viene descritta dalla relazione seguente (*Burt* 1986):

$$w_s = k \times \left( \frac{c}{\rho_{se\ dim\ ent}} \right)^\gamma$$

laddove  $k$  è una costante,  $\rho_{se\ dim\ ent}$  è la densità del sedimento e  $\gamma$  è un coefficiente che regola la sedimentazione.

Nel momento in cui viene raggiunta una concentrazione di sedimenti relativamente alta ( $c > c_{hindered}$ ) i fiocchi di sedimento iniziano ad ostacolarsi l'un l'altro, per tale motivo la velocità di

sedimentazione si riduce. Tale riduzione è implementata nel codice secondo le formulazioni di Richardshon e Zaki (1954) e Winterwerp (1999).

La Deposizione è descritta nel modo seguente (Krone, 1962):

$$S_D = w_s c_b p_D$$

Dove  $w_s$  è la velocità di sedimentazione,  $c_b$  è la concentrazione di sedimento sospeso al fondo e  $p_D$  è espressione della probabilità di deposizione:

$$p_D = 1 - \frac{\tau}{\tau_{cd}}$$

L'erosione è trattata nel modello in due modi differenti, in funzione della consistenza del fondale. Per fondali consolidati, il tasso di erosione  $S_E$  viene definito nel modo seguente (Partheniades, 1965):

$$S_E = E \left( \frac{\tau_b}{\tau_c} - 1 \right)^n$$

Dove  $E$  è l'erodibilità,  $n$  rappresenta la potenza dell'erosione,  $\tau_b$  è il "bed shear stress" mentre  $\tau_c$  è il "bed shear stress" critico.

Nel caso di fondale parzialmente consolidato il tasso di erosione viene definito secondo Parchure e Mehta (1985):

$$S_E = E \left( e^{\alpha \sqrt{\tau_b - \tau_c}} \right)$$

Nel caso simulazioni a lungo termine la consolidazione di sedimenti depositati può ricoprire un ruolo importante. Nel caso in cui si utilizzino diversi "bed layers" è possibile applicare un tasso di transizione ( $T_i$ ) che consente ai sedimenti degli strati superiori di passare agli strati inferiori (consolidamento).

## **TECNICHE DI SOLUZIONE**

La soluzione delle equazioni del trasporto è strettamente legata alla soluzione delle condizioni idrodinamiche. La discretizzazione spaziale delle equazioni di base viene effettuata utilizzando un approccio ai volumi finiti. Il dominio spaziale è discretizzato da una suddivisione del continuo in celle non sovrapposte. Nel piano orizzontale viene utilizzata una mesh non strutturata mentre nel dominio verticale (nel caso di modello 3D) viene utilizzata una mesh strutturata. L'integrazione temporale è effettuata utilizzando uno schema esplicito.

## **INPUT AL MODELLO**

Premesso che la dinamica dei sedimenti coesivi è tale da richiedere sempre un grande lavoro di calibrazione, i principali parametri da inserire in input sono i seguenti:

- velocità di sedimentazione;
- “shear stress” critico per l’erosione e la deposizione;
- caratteristiche dell’erosione (coefficienti di erosione e potenza);
- concentrazioni dei sedimenti ai contorni aperti;
- coefficienti di dispersione;
- spessore dei “bed layers”;
- coefficienti di transizione tra i layers;
- densità dei “bed layers”

### OUTPUT DEL MODELLO

I principali output che fornisce il modello sono: concentrazioni di sedimenti sospesi nel tempo e nello spazio; spessori o massa di sedimenti che costituiscono i “bed layers”; tasso di sedimentazione netta, ecc..

