



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E  
DEI TRASPORTI



E.N.A.C.  
ENTE NAZIONALE per L'AVIAZIONE  
CIVILE

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE - "AMERIGO VESPUCCI"

Opera

PROJECT REVIEW - PIANO DI SVILUPPO AEROPORTUALE AL 2035

Titolo Documento Completo

NUOVO TERMINAL PASSEGGERI  
Relazioni Specialistiche  
Relazione Idrologica e idraulica Terminal

Livello di Progetto

SCHEDE DI APPROFONDIMENTO PROGETTUALE  
A LIVELLO MINIMO DI PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE COMPLETO
PSA	02	MARZO 2024	-	FLR-MPL-PSA-TRM2-001-II-RT_Rel Idrol e Idr Term
				TITOLO RIDOTTO
				Rel Idrol e Idr Term

02	03/24	EMISSIONE PER PROCEDURA VIA-VAS	HYDROGEO INGEGNERIA	L.TENERANI	L.TENERANI
01	03/23	EMISSIONE PER APPROVAZIONE IN LINEA TECNICA DI ENAC	TAE , SITECO	L.TENERANI	L.TENERANI
00	10/22	EMISSIONE PER DIBATTITO PUBBLICO	TAE , SITECO	D. VESTRINI	L.TENERANI
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

<p>COMMITTENTE PRINCIPALE</p>  <p><b>ACCOUNTABLE MANAGER</b> Dott. Vittorio Fanti</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE</p>  <p><b>DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p>	<p>SUPPORTI SPECIALISTICI</p> <p>PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p>  <p>Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p>
<p>POST HOLDER PROGETTAZIONE Ing. Lorenzo Tenerani</p>	<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p>	<p>SUPPORTO SPECIALISTICO</p>   <p>Via Aretina 167/B - 50136 Firenze Tel 055 6587050 - P.IVA 05142000487 e-mail: info@studiohydrogeo.it - pec: info@pec.hydrogeoingegneria.com</p> <p>Ing. Andrea Benvenuti Ordine degli ingegneri di Firenze n° 4186</p>
<p>POST HOLDER MANUTENZIONE Ing. Nicola D'Ippolito</p>		
<p>POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO Geom. Luca Ermini</p>		

## Contenuti

1	PREMESSA	3
2	OBIETTIVI E METODOLOGIA	6
3	RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE	8
	3.1 Caratterizzazione e definizione dei bacini scolanti	8
	3.2 Tracciato della rete	11
	3.3 Sistema di trattamento delle acque di prima pioggia	13
4	ANALISI IDROLOGICA	15
	4.1 Analisi delle piogge	15
	4.2 Generazione degli idrogrammi di progetto	16
5	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE – EVENTO DI PROGETTO TR30 ANNI	18
	5.1 Dimensionamento degli specchi	18
	5.2 Verifica della rete	19
	5.3 Dimensionamento dei sistemi di trattamento delle prime piogge	22
6	ANALISI IDRAULICA DELLA RETE – EVENTO DI VERIFICA TR200 ANNI	23
7	RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE	26
8	CONCLUSIONI	27
	Appendice A – Descrizione del modello MIKE URBAN	29
	A.1 Modellazione del deflusso superficiale	29
	A.2 Schematizzazione della rete	32
	A.3 Modellazione matematica della rete	33
	A.3.1 Equazioni di De Saint Venant	33
	A.3.2 Schematizzazione delle correnti in pressione	35
	A.3.3 Condizioni di moto simulate	35
	A.3.4 Metodo di soluzione	36

A.3.5	Condizioni iniziali ed al contorno	36
A.3.6	Perdite di carico distribuite e concentrate	38
Appendice B – Descrizione del modello MIKE 21		41
B.1	Caratteristiche del modello	41
B.2	Modello idrodinamico bidimensionale	42
Appendice C – Caratteristiche geometriche del modello idrologico idraulico – condotte e pozzetti		46
Appendice D – Risultati del modello idrologico		47

## 1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione tecnica dell'intervento di drenaggio del nuovo Terminal, parte integrante della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale (o Masterplan) al 2035 dell'aeroporto di Firenze, qui sviluppata e dettagliata ad un livello tecnico ritenuto congruo con le finalità della presente fase procedurale, comunque non inferiore a quello del progetto di fattibilità tecnica ed economica di cui all'art. 41 del D. Lgs. n. 36/2023.

Il citato approfondimento tecnico viene previsto ad integrazione della Sezione Generale della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale al 20235, predisposta in aderenza alle normative e/o regolamenti specifici del settore aeronautico, rispetto alla quale si pone l'obiettivo di elaborare ulteriori elementi tecnici di studio, dettaglio, analisi e progettazione, ritenuti necessari ai fini del compiuto espletamento dei procedimenti amministrativi (di compatibilità ambientale e di autorizzazione) ai quali risulta per legge assoggettato lo strumento del Piano di Sviluppo Aeroportuale, così integrato in modo da rafforzarne la valenza e la funzione progettuale, strettamente interconnessa con quella pianificatoria e programmatica di investimento.

Le informazioni di seguito riportate vanno, pertanto, analizzate in stretta correlazione rispetto ai più ampi ed estesi aspetti tecnico-economici trattati all'interno dei documenti afferenti alla Sezione Generale del Masterplan, con i quali esse si relazionano secondo un processo capillare di progressivo approfondimento e dettaglio, ritenuto utile per una più completa, consapevole e piena visione dell'insieme delle previsioni di trasformazione dello scalo aeroportuale e delle aree circostanti, e per una più esauriente analisi e comprensione della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale.

La citata Project Review costituisce la nuova formulazione tecnica delle previsioni progettuali e di investimento che ENAC prevede di attuare, nel medio-lungo periodo (orizzonte 2035, coerente con quello del Piano Nazionale degli Aeroporti in fase di aggiornamento), relativamente all'infrastruttura aeroportuale di Firenze, redatta dal Gestore aeroportuale di intesa con l'Ente regolatore in attuazione degli obblighi di miglioramento, ottimizzazione e sviluppo dell'aeroporto insiti nel contratto di concessione che lega lo stesso Gestore alle Istituzioni dello Stato (Ministero delle Infrastrutture e ENAC) per la gestione totale dell'infrastruttura aeroportuale (bene dello Stato). Ne consegue che l'insieme documentale di cui la presente relazione costituisce parte integrante deve essere visto e analizzato nella propria autonomia e indipendenza sostanziale, per quanto inevitabilmente consequenziale rispetto al precedente Masterplan 2014-2029 col quale risultano ancora sussistenti più elementi di dialogo che, tuttavia, ci si pone l'obiettivo di non assurgere

a valenza prodromica e a funzionalità necessaria per una completa illustrazione, definizione e comprensione del nuovo Piano di Sviluppo Aeroportuale 2035.

Si auspica, infine, di aver esaurientemente e correttamente tradotto e trasferito, all'interno della documentazione di cui al nuovo Masterplan 2035, quel prezioso bagaglio di esperienza e quell'insieme di utili risultanze derivanti dal dialogo costruttivo e dialettico che, nell'ultimo decennio, ha visto in più momenti la partecipazione di ENAC, del Gestore aeroportuale, degli Enti/Amministrazioni interessati, delle Istituzioni nazionali e regionali, dei vari stakeholders e della cittadinanza attiva intorno ai temi relativi al trasporto aereo, alla multimodalità della mobilità, al ruolo della rete aeroportuale territoriale toscana e al futuro dello scalo aeroportuale di Firenze, che ENAC vede sempre più strategico, integrato e funzionale alla rete nazionale ed europea dei trasporti.

Il nuovo terminal passeggeri dell'aeroporto Amerigo Vespucci di Firenze sarà ubicato su un'area attualmente non edificata, posta in prossimità del terminal esistente. Rispetto al tema della gestione delle acque meteoriche la rete di drenaggio del nuovo terminal riceverà anche le acque drenate dall'ampliamento del piazzale aeroportuale denominato "Apron100".

L'area oggetto di trasformazione urbanistica rientra nel comprensorio del Consorzio di Bonifica del Consorzio 3 Medio Valdarno che, attraverso una rete di canali e collettori di bonifica, garantisce il drenaggio superficiale della piana fiorentina.

Lo scarico finale della rete meteorica di progetto è individuato nel Canale dell'Aeroporto per il quale il Consorzio richiede, ai fini della sua compatibilità idraulica, il rispetto del valore soglia di 2.61 l/s/ha ai fini di assicurare l'invarianza idraulica delle trasformazioni territoriali; tale limite allo scarico viene garantito da opportuni sollevamenti e/o vasche di accumulo per la laminazione delle portate allo scarico.

La presente relazione idrologica ed idraulica è riferita alla regimentazione delle acque di prima e seconda pioggia ricadenti all'interno del sedime aeroportuale e del Nuovo Terminal e prevede, nello specifico, il dimensionamento della rete di collettamento delle acque meteoriche e dei sistemi di accumulo.

Per il dimensionamento della rete è stata implementata una modellistica monodimensionale tempo variante e una modellistica bidimensionale per valutare i potenziali effetti sull'operatività del nuovo Terminal e le eventuali condizioni di allagamento sulle viabilità di accesso e di servizio alla nuova infrastruttura aeroportuale.

In particolare, è stato utilizzato il software MIKE+, sviluppato e distribuito dalla DHI (Danish Hydraulic Institute), che permette di effettuare simulazioni di una rete idraulica (modulo "Collection system network") accoppiata agli allagamenti dovuti ad eventuali insufficienze della rete (modulo "2D Overland Flow").

Per la modellazione bidimensionale, è stato elaborato il modello digitale del terreno (DTM) allo stato di progetto secondo i profili e le sezioni del progetto aeroportuale.

Viene inoltre esplicitato il dimensionamento dei collettori delle acque reflue, provenienti dalle vasche di sedimentazione primaria (imhoff) nei nuovi corpi di fabbrica del Terminal, con recapito all'impianto biologico di trattamento e scarico in fognatura esistente.

Per maggiori dettagli in merito al dimensionamento dell'impianto di trattamento delle acque reflue si rimanda a specifico elaborato

## 2 OBIETTIVI E METODOLOGIA

Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche è stato dimensionato per eventi con tempo di ritorno TR 30 anni e verificato per venti con TR 200 anni per prefissate durate e condizioni al contorno.

L'analisi è stata svolta a partire dalla definizione delle dimensioni e tipologie dei diversi bacini scolanti su cui viene suddiviso il sedime aeroportuale.

È stato quindi identificato un tracciato della rete di scarico delle acque meteoriche, il cui andamento plano-altimetrico è stato vincolato alla sagoma delle infrastrutture di progetto e alle caratteristiche dei bacini scolanti. Benché venga presa in esame l'intera area di progetto oggetto di drenaggio, sono state implementate nella modellazione idraulica la sole dorsali principali.

Successivamente, si è proceduto mediante analisi delle precipitazioni al fine di definire le piogge lorde che insistono sull'area di progetto e da queste definire le piogge nette in base alla tipologia di bacino: impermeabile per le aree di transito degli aeromobili, i raccordi e le aree carrabili, permeabile per le aree verdi.

Le piogge sono state calcolate sulla base delle nuove linee segnalatrici di possibilità pluviometrica pubblicate dalla Regione Toscana nel 2012, coerentemente a quanto fatto per il dimensionamento di tutte le opere idrauliche previste nel Masterplan.

Il dimensionamento degli spechi della rete è stato effettuato di pari passo con la determinazione degli idrogrammi di progetto associati alle durate di pioggia che massimizzano il grado di riempimento delle tubazioni. Il dimensionamento e la verifica dell'efficienza della rete sono stati effettuati per gli eventi con tempo di ritorno (TR) di 30 anni e durate brevi, inferiori all'ora, risultate dimensionanti per il sistema idraulico in quanto massimizzano la portata al colmo.

Il software utilizzato per l'analisi, il dimensionamento e la verifica è il pacchetto MIKE+, sviluppato e distribuito dalla DHI (Danish Hydraulic Institute), che permette di effettuare simulazioni di una rete idraulica (modulo "Collection system network") accoppiata agli allagamenti dovuti ad eventuali insufficienze della rete (modulo "2D Overland Flow")

Nell'ampliamento dell'Apron100, per le superfici di passaggio e sosta degli aeromobili è stata prevista la realizzazione di sistemi di trattamento delle acque di prima pioggia con vasca di accumulo e disoleatura, dimensionati in funzione della superficie scolante da servire.

E' stata inoltre verificata, attraverso una modellazione bidimensionale, l'efficienza della rete di progetto anche per eventi TR 200 anni e prefissate durate e condizioni al contorno per valutarne in dettaglio la potenziale allagabilità e le conseguenti implicazioni sull'operatività aeroportuale.

### 3 RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

#### 3.1 Caratterizzazione e definizione dei bacini scolanti

La suddivisione dell'area di studio in bacini di diverse dimensioni e tipologia è stata effettuata in base all'andamento plano-altimetrico dello stato di progetto ed alle caratteristiche della superficie scolante.

Due sono le tipologie di bacini individuate, in base alla capacità di infiltrazione del suolo:

- le aree impermeabili sono quelle su cui transitano o sostano gli aeromobili e le aree carrabili e sono caratterizzate da coefficienti di deflusso elevati con scarsa capacità di ritenzione idrica e bassa scabrezza idraulica, per le quali è anche previsto il trattamento delle acque di prima pioggia;
- le aree permeabili sono tutte le aree verdi caratterizzate da coefficienti di deflusso ridotti, buona capacità di ritenzione idrica e più elevata resistenza al moto.

Tali differenze sono rappresentate nei parametri utilizzati nel modello di infiltrazione di Horton adottato per la presente analisi (una descrizione del modello è riportata nell'Appendice A). Nello specifico i parametri assegnati ad ogni bacino sono la capacità di infiltrazione massima nel suolo  $I_{MAX}$  [mm/ora], la capacità di infiltrazione minima  $I_{MIN}$  [mm/ora], il fattore di tempo  $k_a$  [1/ora], la capacità di ritenzione per umettamento del suolo  $y_w$  [mm] e la capacità di ritenzione per accumulo  $y_s$  [mm]. A questi si aggiunge il coefficiente di Gauckler-Strickler  $M$  [ $m^{1/3}/s$ ] per la modellazione della trasformazione afflussi-deflussi.

Per i suoli impermeabili, al fine di ottenere un coefficiente di deflusso complessivo pari a 0.9 per qualsiasi evento meteorico considerato, è stata assunta una perdita iniziale pari al 10% dell'altezza lorda di pioggia con tutti gli altri coefficienti posti a zero ed un valore di  $M$  pari a  $75 m^{1/3}/s$ .

Per la definizione dei coefficienti delle aree permeabili è stato fatto riferimento alla classificazione dei suoli fatta del Soil Conservation Service (SCS, 1972) e riportata in Tabella 1. Cautelativamente, sono stati scelti i parametri caratteristici di un suolo di tipologia D ed un valore di  $M$  pari a  $28.6 m^{1/3}/s$ .

Tipo di suolo	Descrizione	$I_{MAX}$ [mm/ora]	$I_{MIN}$ [mm/ora]	$k_a$ [1/ora]
A	Scarsa potenzialità di deflusso	250	25.4	2
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa	200	12.7	2
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta	125	6.3	2
D	Potenzialità di deflusso molto alta	76	2.5	2

Tabella 1: Classificazione della permeabilità dei suoli e valori dei parametri d'infiltrazione dell'equazione di Horton proposti dal Soil Conservation Service.

In Tabella 2 sono riportati i valori dei parametri del modello di infiltrazione e di trasformazione afflussi-deflussi assegnati in base alla differente tipologia di suolo. Si ricorda che  $h_{pioggia}(TR, t_p)$  rappresenta l'altezza di pioggia (in mm) associata all'evento con tempo di ritorno TR [anni] e durata  $t_p$  [ore].

	Aree impermeabili	Aree permeabili
$I_{MAX}$ [mm/ora]	0.00	76.00
$I_{MIN}$ [mm/ora]	0.00	2.50
$k_a$ [1/ora]	0.00	2.00
$y_w$ [mm]	0.00	0.05
$y_s$ [mm]	$0.1 \cdot h_{pioggia}(TR, t_p)$	1.00
$M$ [ $m^{1/3}/s$ ]	75.00	28.60

Tabella 2: Valori dei parametri assegnati ai bacini scolanti in base alla tipologia.

In Figura 1 si riportano i bacini identificati per tipologia

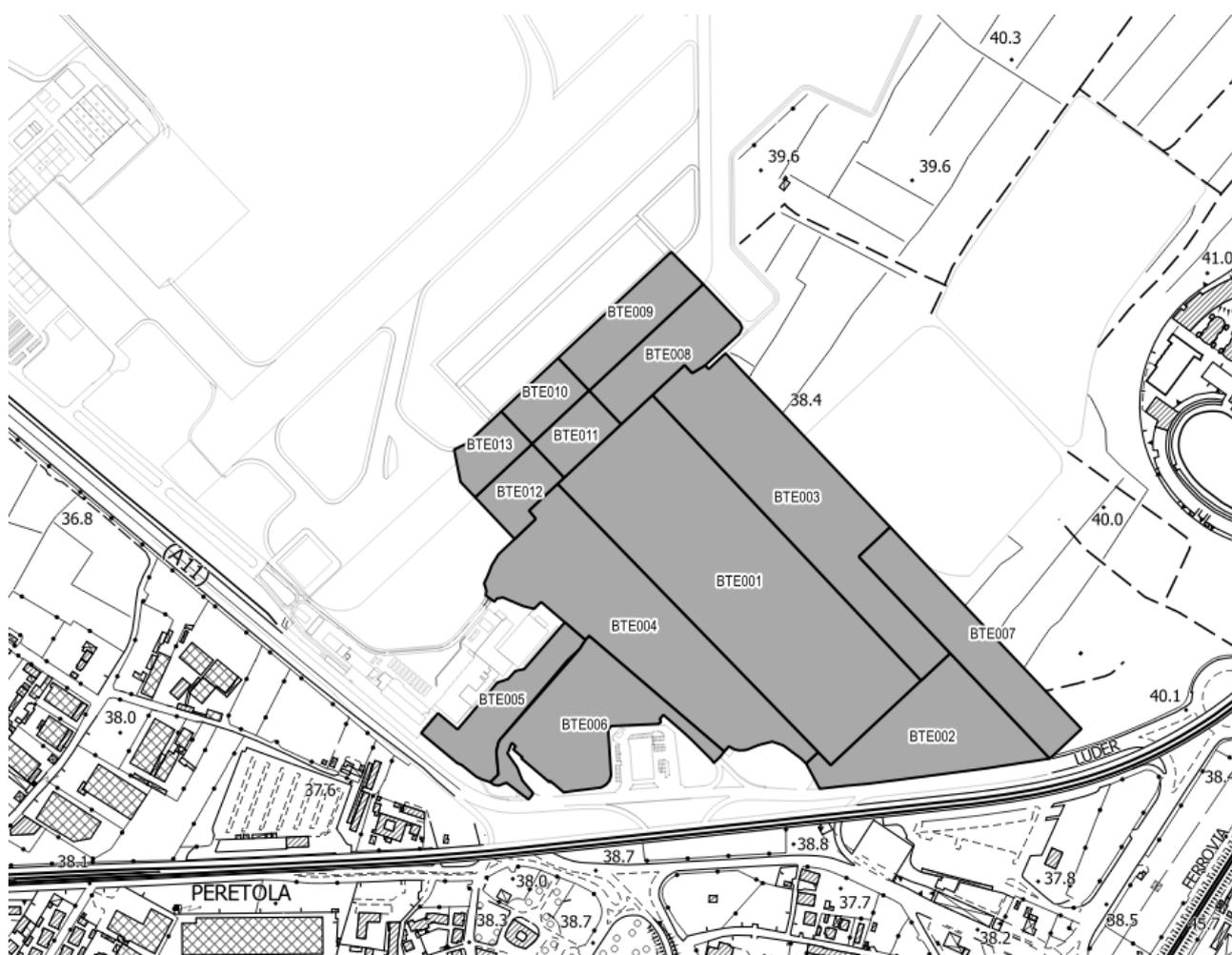


Figura 1: Suddivisione in bacini. In verde i bacini con suolo permeabile, in grigio quelli con suolo impermeabile.

Ai fini della modellazione della trasformazione afflussi-deflussi, è necessario specificare per ogni bacino i seguenti parametri: la superficie scolante  $A$  [ha], la pendenza media  $i$  [‰], e la lunghezza in senso parallelo alla direzione di scorrimento principale  $L$  [m] (per cui la larghezza di scorrimento  $B$  [m] è calcolata come  $B = A/L$ ). Dato quindi il numero elevato di bacini in cui è stato suddiviso il sedime aeroportuale, è stato previsto di identificare ciascun bacino con un opportuno codice. In sono riportati i parametri di cui sopra associati ai diversi bacini.

CODICE	Area (mq)	L (m)	Pend (‰)	Set Parametri bacini	% area imperm	% area perm	Pozzetto recapito
BTE001	75303	500	3	IMPERM	100	0	CTe001
BTE002	22825	150	3	IMPERM	100	0	CTe001
BTE003	39171	500	3	IMPERM	100	0	CTe004
BTE004	42912	400	3	IMPERM	100	0	CTe005
BTE005	10880	150	3	IMPERM	100	0	POZZ_R
BTE006	22496	400	3	IMPERM	100	0	POZZ_R
BTE007	18179	350	3	IMPERM	100	0	CTe003
BTE008	12425	200	3	IMPERM	100	0	PAp001
BTE009	10633	200	3	IMPERM	100	0	PAp006
BTE010	5301	100	3	IMPERM	100	0	PAp009
BTE011	5485	100	3	IMPERM	100	0	PAp011
BTE012	5968	100	3	IMPERM	100	0	PAp014
BTE013	5070	100	3	IMPERM	100	0	PAp012

*Tabella 3: Caratteristiche delle aree scolanti*

Per maggiori dettagli si rimanda ai seguenti elaborati:

- FLR-MPL-PSA-TRM7-001-II-PL Planimetria rete di drenaggio meteoriche Terminal e Apron 100
- FLR-MPL-PSA-TRM7-004-II-PL Planimetria modello idrologico idraulico Terminal

### 3.2 Tracciato della rete

Il tracciato plano-altimetrico della rete è stato definito in base alle caratteristiche topografiche dell'area in esame e del progetto infrastrutturale. Il tracciamento della rete è stato effettuato a partire dal posizionamento dei pozzetti a servizio dei singoli bacini e dal successivo collegamento di questi attraverso le condotte di progetto. Tale tracciato è stato quindi implementato sul software MIKE+ per il quale è necessario che ogni bacino scarichi su di uno specifico pozzetto ("node") a cui sono collegati le tubazioni di ingresso e/o uscita ("link").



Figura 2: Vista globale della rete implementata sul software MIKE+

La rete è costituita da una linea di drenaggio dell'Ampliamento dell'Apron100 che scarica in vasca V1 e tramite condotta in pressione viene sollevata una portata di 12 l/s (per rispettare il limite allo scarico) fino al pozzetto PTe018, dove vi confluisce anche il drenaggio del Terminal e che va a recapitare nel Canale dell'Aeroporto.

La rete di drenaggio del nuovo Terminal è caratterizzata da un collettore scatolare in ca di dimensioni 300 x 100 che corre sul fronte (lato via Luder) e che in prossimità della vasca, al pozzetto PTe006, continua con una condotta di dimensioni ridotte DN250, dimensionata in modo tale che la massima portata effluente rispetti

il limite allo scarico pari a 53 l/s. Il pozzetto PTe006 si configura come pozzetto scolmatore, connesso alla vasca V2 in modo tale da sfiorare in vasca la portata in eccesso rispetto al limite allo scarico. Tale pozzetto caratterizzato da una soglia di altezza 10cm e lunghezza 5.5m, collegata alla vasca mediante scatolare di dimensioni 300x100 cm. Lo scarico della rete è previsto al pozzetto PTe018. In questo pozzetto quindi confluiscono i drenaggi del Terminal e dell'Ampliamento dell'Apron100, ciascuno dei quali rispetta il limite allo scarico di 2.61 l/s, per una portata totale di  $53 + 12 = 65$  l/s. La rete di drenaggio quindi va a confluire nel pozzetto R ed infine nel Canale dell'Aeroporto.

La rete interna al terminal dovrà quindi scaricare sul collettore in cls 300x100 cm prima della confluenza in vasca, dimensionato anche per intercettare le esondazioni del fiume Arno per la riconnessione idraulica (come descritto nella relazione relativa agli interventi per la gestione del rischio da alluvione).

Le vasche in ca per la gestione delle acque meteoriche hanno le seguenti dimensioni:

- Vasca V1: 60 x 50 x 3 m. Volume utile 7500 mc AMPLIAMENTO APRON100
- Vasca V2: 70 x 40 x 3 m. Volume utile 7000 mc TERMINAL

Per maggiori dettagli in merito alla rete di drenaggio implementata si rimanda ai seguenti elaborati:

- FLR-MPL-PSA-TRM7-001-II-PL Planimetria rete di drenaggio meteoriche Terminal e Apron 100
- FLR-MPL-PSA-TRM7-004-II-PL Planimetria modello idrologico idraulico Terminal

### 3.3 Sistema di trattamento delle acque di prima pioggia

La L.R. Toscana 20/2006 definisce le acque di prima pioggia come: "acque corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di cinque millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio; ai fini del calcolo delle portate si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti."

In base a tale definizione, gli impianti di trattamento a servizio di una specifica area drenante devono essere in grado: o di processare la portata che scaturisce da un evento con intensità di pioggia pari a  $5\text{mm}/0.25\text{ore} = 20\text{ mm}/\text{ora}$ , o un volume complessivo pari ad un battente di 5 mm sull'area considerata, a meno del coefficiente di deflusso assegnato. Quando la grandezza di progetto è la portata da trattare la soluzione impiantistica riguarderà trattamenti in continuo, quando invece la grandezza di progetto è il volume, si opterà per impianti con vasca di accumulo. In quest'ultimo caso il sistema di trattamento dovrà essere in grado di scaricare i volumi accumulati entro 48 ore per poter far fronte ad un potenziale nuovo evento meteorico.

Nel progetto in argomento si è stato optato per un sistema di trattamento con accumulo così che si abbia la certezza di processare tutte le acque di prima pioggia indipendentemente dall'intensità di pioggia dell'evento che le ha generate.

Si è previsto un unico impianto di trattamento a servizio dell'Ampliamento dell'Apron100 a monte della vasca V1.

In generale lo schema impiantistico adottato sarà caratterizzato dai seguenti elementi posti in serie:

1. pozzetto di bypass per la separazione delle acque di prima pioggia dalle restanti acque prodotte dall'evento meteorico ("acque di seconda pioggia");
2. vasca di accumulo (con valvola di non ritorno e pompa di rilancio) con funzione di sedimentazione e dissabbiatura;
3. quadro elettrico con sensore di pioggia e timer per l'azionamento del rilancio;
4. pozzetto di decompressione (opzionale);
5. vasca di trattamento con sistema di disoleatura con pacchi lamellari e/o filtro a coalescenza;
6. pozzetto con misuratore di portata (opzionale);
7. pozzetto di campionamento e scarico verso la rete.

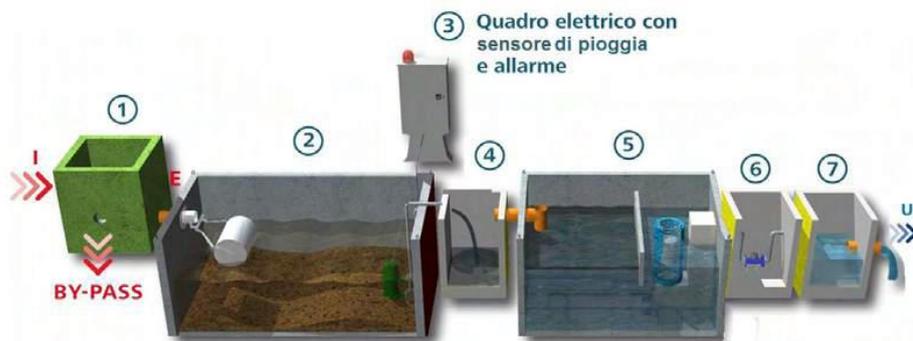


Figura 3: Schema esemplificativo dei comparti componenti un sistema di trattamento di prima pioggia.

Le acque di prima pioggia vengono convogliate in una o più vasche di accumulo tramite un pozzetto scolmatore di by-pass che separa le acque inquinate di prima pioggia da quelle di seconda pioggia più pulite.

Le vasche di accumulo saranno quindi dimensionate per contenere i primi 5 mm di pioggia, e qui vi permarranno per un tempo di detenzione massimo di 48h dalla fine dell'intero evento meteorico.

Durante tale periodo avviene la sedimentazione delle sabbie e dei fanghi. Trascorso un determinato tempo, stabilito dalle prescrizioni locali (solitamente 48 ore), il PLC (controllore a logica programmabile) del quadro di comando dell'impianto aziona l'elettropompa che svuota le vasche e avvia le acque al disoleatore attraverso il pozzetto di decompressione o un sistema simile finalizzato alla regolarizzazione del flusso.

Il disoleatore statico ha la specifica funzione di separare naturalmente, senza l'ausilio di additivi chimici, gli oli minerali e gli idrocarburi presenti nelle acque dilavanti in ingresso.

## 4 ANALISI IDROLOGICA

### 4.1 Analisi delle piogge

La pioggia di progetto è stata individuata a partire dalle griglie dei parametri caratteristici delle LSPP,  $a$  ed  $n$ , pubblicate dalla Regione Toscana nell'ambito dello Studio di Regionalizzazione delle Precipitazioni. Fonte: Regione Toscana <http://www.regione.toscana.it/-/nuovi-dati-sulla-regionalizzazione-delle-precipitazioni>.

I valori di  $a$  ed  $n$  per l'area di interesse per i diversi tempi di ritorno sono riportati in Tabella 4

TR [anni]	$n$ [-]	$a$ [mm]
2	0.257	19.938
5	0.254	27.480
10	0.257	32.861
20	0.264	38.465
30	0.269	42.011
50	0.276	46.702
100	0.284	53.731
150	0.287	58.169
200	0.289	61.504
500	0.290	72.713

Tabella 4: Valori dei parametri  $a$  ed  $n$  delle curve di possibilità pluviometrica relative all'area in esame.

Per tutte le analisi svolte e gli eventi meteorici considerati sono stati assunti ietogrammi sintetici costanti con pioggia cumulata pari all'altezza totale di pioggia e intensità costante per tutto l'evento. Nella seguente tabella sono riportati i valori delle altezze di pioggia  $h(TR, t_p)$  e delle intensità di pioggia  $i(TR, t_p)$  per ciascun evento con tempo di ritorno TR e durata  $t_p$

durata (h)	Altezza (mm)		Intensità (mm/h)	
	TR30	TR200	TR30	TR200
<b>0.25</b>	28.93	41.20	115.74	164.80
<b>0.50</b>	34.86	50.34	69.73	100.68
<b>1.00</b>	42.01	61.50	42.01	61.50
<b>1.50</b>	46.85	69.15	31.23	46.10
<b>3.00</b>	56.46	84.49	18.82	28.16
<b>6.00</b>	68.03	103.23	11.34	17.20
<b>9.00</b>	75.87	116.06	8.43	12.90
<b>12.00</b>	81.97	126.12	6.83	10.51
<b>15.00</b>	87.04	134.52	5.80	8.97
<b>18.00</b>	91.42	141.80	5.08	7.88
<b>21.00</b>	95.29	148.26	4.54	7.06
<b>24.00</b>	98.77	154.09	4.12	6.42
<b>28.00</b>	102.96	161.11	3.68	5.75
<b>32.00</b>	106.72	167.45	3.34	5.23
<b>36.00</b>	110.16	173.25	3.06	4.81
<b>40.00</b>	113.32	178.61	2.83	4.47
<b>44.00</b>	116.27	183.60	2.64	4.17
<b>48.00</b>	119.02	188.27	2.48	3.92

Tabella 5: Altezze di pioggia lorda

## 4.2 Generazione degli idrogrammi di progetto

Gli idrogrammi di progetto che vengono imposti come condizioni al contorno di monte sulla rete sono determinati dal modello MIKE+ per ciascun bacino analizzato e caricati sul nodo corrispondente.

Il modello di infiltrazione analizzato, per il calcolo delle piogge nette, è quello di Horton e la trasformazione afflussi-deflussi utilizza una risposta non lineare del bacino alle piogge attraverso un bilancio di massa tra input pluviometrici e output sotto forma di infiltrazione, evaporazione e runoff. La portata risulta quindi proporzionale al battente sul bacino, alla sua pendenza ed alla scabrezza (una descrizione dettagliata degli aspetti teorici per il calcolo del deflusso superficiale è riportata nell'Appendice A).

Per ogni TR e per ogni durata di pioggia analizzati sono quindi determinati tanti idrogrammi quanti sono i bacini su cui è stata suddivisa l'area in esame. Le piogge di progetto sono state scelte, sia per massimizzare il grado di riempimento della rete (15 e 30 minuti), sia per massimizzare i volumi in arrivo alla Vasca C (24 ore).

Di seguito sono riportati i risultati del modello idrologico in termini di portate al colmo, per ogni bacino, su tutti gli eventi simulati.

Codice Bacino	TR030 0025			TR030 0050			TR030 0100		
	Pioggia Netta (mm/h)	Perdita max (mm/h)	Q max (l/s)	Pioggia Netta (mm/h)	Perdita max (mm/h)	Q max (l/s)	Pioggia Netta (mm/h)	Perdita max (mm/h)	Q max (l/s)
	BTE001	115.7	0	946	69.7	0	953	42.0	0
BTE002	115.7	0	530	69.7	0	401	42.0	0	265
BTE003	115.7	0	492	69.7	0	496	42.0	0	399
BTE004	115.7	0	625	69.7	0	596	42.0	0	456
BTE005	115.7	0	253	69.7	0	191	42.0	0	126
BTE006	115.7	0	328	69.7	0	313	42.0	0	239
BTE007	115.7	0	287	69.7	0	265	42.0	0	198
BTE008	115.7	0	260	69.7	0	207	42.0	0	143
BTE009	115.7	0	223	69.7	0	177	42.0	0	122
BTE010	115.7	0	135	69.7	0	99	42.0	0	62
BTE011	115.7	0	140	69.7	0	102	42.0	0	64
BTE012	115.7	0	152	69.7	0	111	42.0	0	70
BTE013	115.7	0	129	69.7	0	94	42.0	0	59

*Tabella 6: risultati per eventi con TR 30 anni*

Codice Bacino	TR0200 0025			TR0200 0050			TR0200 0100			TR0200 2400		
	Pioggia Netta (mm/h)	Perdita max (mm/h)	Q max (l/s)									
BTE001	164.8	0	1574	100.7	0	1523	61.5	0	1178	6.4	0	134
BTE002	164.8	0	802	100.7	0	603	61.5	0	389	6.4	0	41
BTE003	164.8	0	819	100.7	0	792	61.5	0	613	6.4	0	70
BTE004	164.8	0	1024	100.7	0	935	61.5	0	695	6.4	0	77
BTE005	164.8	0	382	100.7	0	287	61.5	0	185	6.4	0	19
BTE006	164.8	0	537	100.7	0	490	61.5	0	364	6.4	0	40
BTE007	164.8	0	467	100.7	0	411	61.5	0	299	6.4	0	32
BTE008	164.8	0	404	100.7	0	313	61.5	0	211	6.4	0	22
BTE009	164.8	0	346	100.7	0	268	61.5	0	180	6.4	0	19
BTE010	164.8	0	198	100.7	0	145	61.5	0	91	6.4	0	9
BTE011	164.8	0	205	100.7	0	150	61.5	0	94	6.4	0	10
BTE012	164.8	0	223	100.7	0	164	61.5	0	102	6.4	0	11
BTE013	164.8	0	189	100.7	0	139	61.5	0	87	6.4	0	9

Tabella 7: risultati per eventi con TR 200 anni

## 5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE – EVENTO DI PROGETTO TR30 ANNI

### 5.1 Dimensionamento degli specchi

Il dimensionamento della rete è stato effettuato con metodo iterativo, partendo da un diametro iniziale ed affinando via via l'analisi fino ad individuare una dimensione che garantisca un riempimento massimo intorno all'80-90%.

L'implementazione della rete di drenaggio in termini planoaltimetrici è stata condotta con il software Autocad Civil 3D impiegando come superficie di analisi il DTM di progetto in modo tale da valutare correttamente profondità di scavo, ricoprimenti delle condotte, pendenze di progetto.

Le tipologie scelte per gli elementi della rete sono i seguenti:

- canalette prefabbricate con caditoie tipo HICAP 8000 e HICAP 10000 o equivalenti sul piazzale
- tubazione in PP o PEAD per i collettori e tutte le altre parti della rete.
- Scatolare in cls 300 x 100 cm

Preme specificare che il sistema di drenaggio implementato prende in esame le sole dorsali principali a fronte in ogni caso di contributi idrologici che prendono in esame la totalità della superficie drenata.

Ai fini della simulazione idraulica sono stati impiegati per le condotte della rete i seguenti coefficienti di Gauckler-Strickler ( $m^{1/3}/s$ ):

- 110 per le condotte in PP o PEAD
- 85 per le canalette prefabbricate sul piazzale
- 90 per gli elementi della rete in cls

In Appendice C sono riportate le caratteristiche geometriche di ogni condotta simulata idraulicamente.

Si rimanda inoltre ai seguenti elaborati per maggiori informazioni in merito alla rete di drenaggio:

- FLR-MPL-PSA-TRM7-001-II-PL Planimetria rete di drenaggio meteoriche Terminal e Apron 100
- FLR-MPL-PSA-TRM7-004-II-PL Planimetria modello idrologico idraulico Terminal

## 5.2 Verifica della rete

La capacità drenante della rete è stata verificata per gli eventi di progetto con TR 30 anni e durate di pioggia di 15 e 30 minuti. Come condizione al contorno di valle, rappresentata dal Canale dell'Aeroporto, è stato imposto un livello costante pari a 37.3 mslm, che corrisponde alle piene rive del canale dell'aeroporto nel punto di recapito

In Appendice D sono riportati in forma tabellare i risultati di tutte le analisi idrologiche-idrauliche implementate, per ogni elemento costituente la rete di drenaggio.

Nell'elaborato FLR-MPL-PSA-TRM7-005-II-PL Planimetria gradi riempimento e battenti massimi Terminal TR30 sono invece indicati i risultati delle analisi condotte in termini di battenti idrometrici attesi a campagna e massimo grado di riempimento delle condotte modellate, per eventi con tempo di ritorno 30 anni (involuppo su tutte le durate simulate)

Di seguito sono riportati un estratto



Figura 4: massimi riempimenti e battente per eventi con TR30 anni

Nelle seguenti figure si riportano i profili longitudinali delle principali condotte per evento con tempo di ritorno 30 anni e durata 15 minuti

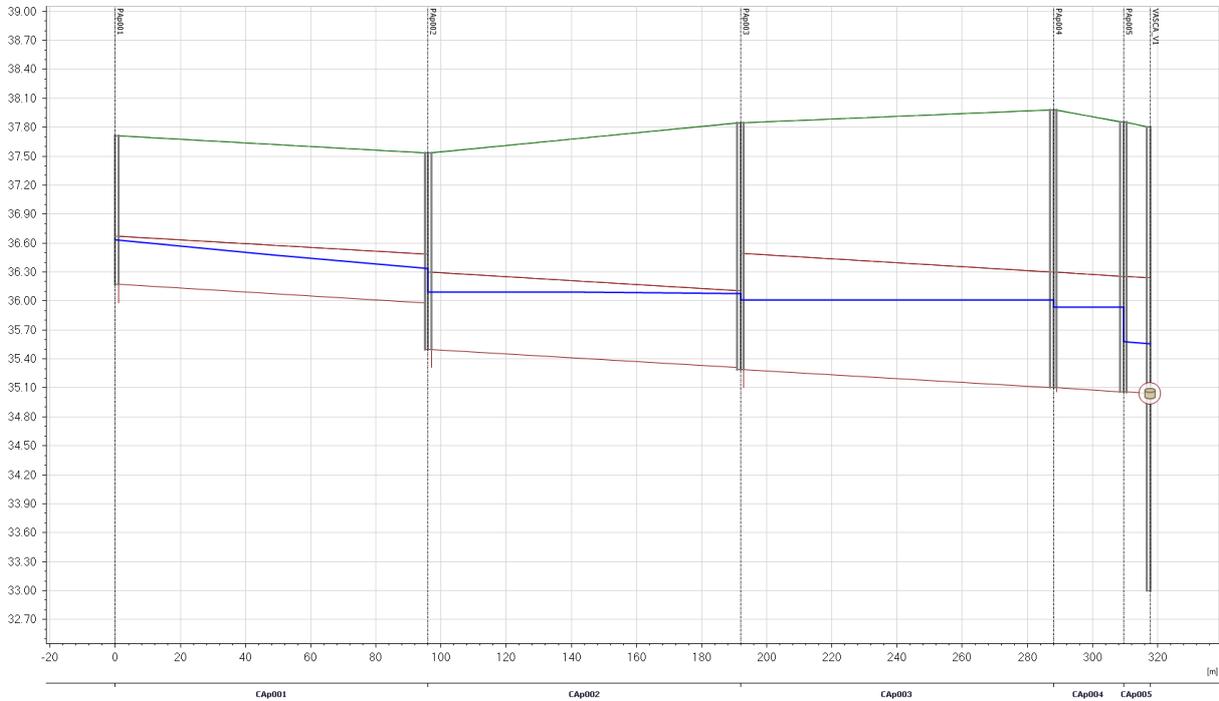


Figura 5: Profilo longitudinale della dorsale sull'Ampliamento dell'Apron100

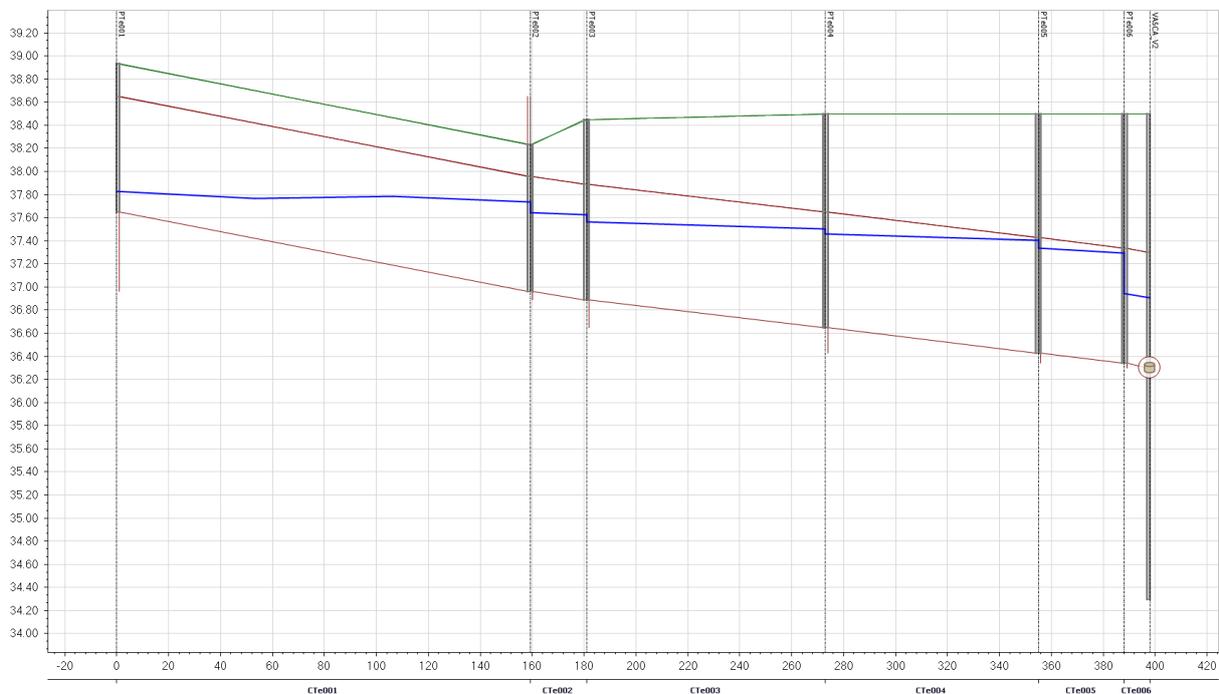


Figura 6: Profilo longitudinale dello scatolare in cls 150x100

Di seguito si riporta il funzionamento della vasca V2 per eventi con tempo di ritorno 30 anni e durata 1h

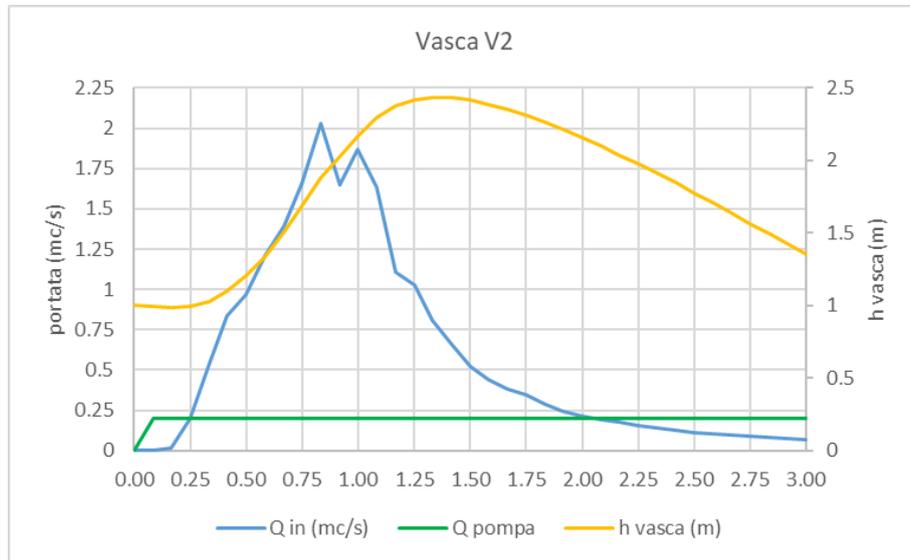


Figura 7: Funzionamento vasca V2 per eventi con TR30 durata 1h

Di seguito si riporta il funzionamento della vasca V1 per eventi con tempo di ritorno 30 anni e durata 1h

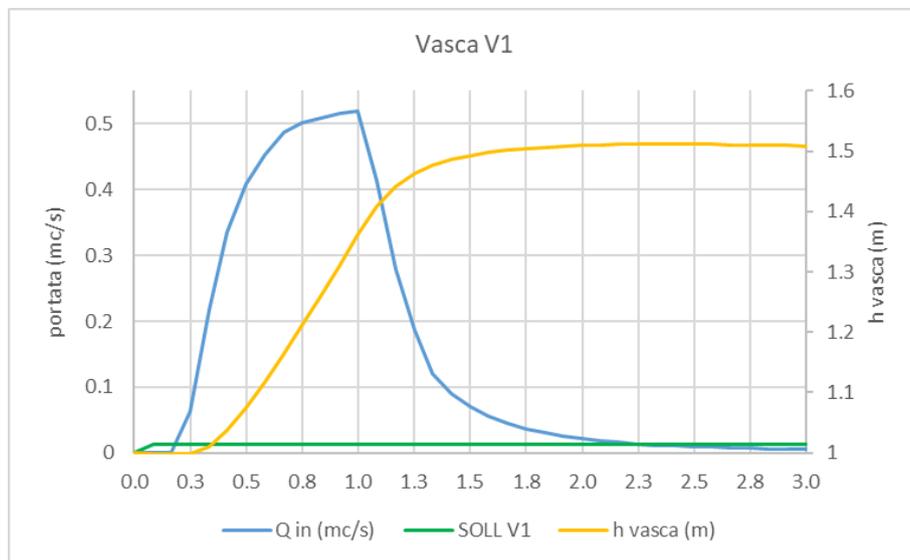


Figura 8: Funzionamento vasca V1 per eventi con TR30 durata 1h

### 5.3 Dimensionamento dei sistemi di trattamento delle prime piogge

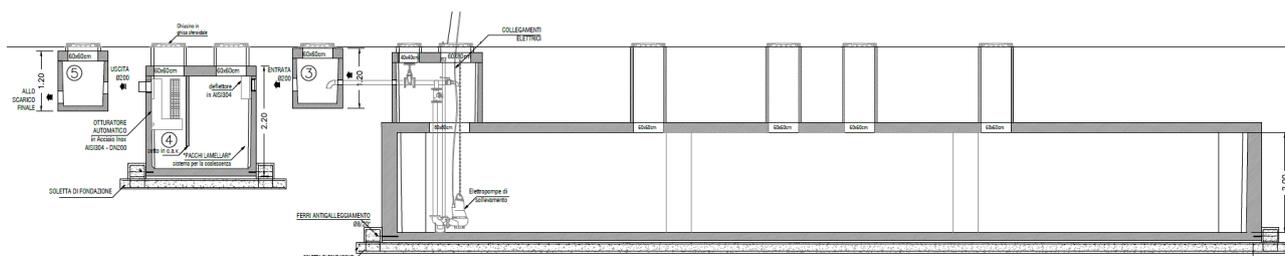
Il sistema di trattamento delle acque di prima pioggia è stato individuato nella soluzione tecnologica composta da vasca di accumulo e disoleatore statico.

Le acque di prima pioggia da trattare sono quelle che ricadono sulle superfici di passaggio degli aeromobili ovvero relative all'Ampliamento dell'Apron100.

Nella seguente tabella sono riportate le informazioni relative all'impianto ed i bacini ad esso afferenti, dove  $A$  [mq] rappresenta l'area del singolo bacino,  $A_{dis}$  [mq] l'area servita dal sistema di trattamento,  $V$  [mc] il volume da trattare, stimato moltiplicando l'areale per l'altezza di prima pioggia pari a 5 mm,  $V_{impianto}$  [mc] rappresenta il volume della vasca di trattamento di prima pioggia.

Codice	Bacini	A (mq)	$A_{dis}$ (mq)	V (mc)	V impianto (mc)
IPP018	BTE008	12425	44883	225	250
	BTE009	10633			
	BTE010	5301			
	BTE011	5485			
	BTE012	5968			
	BTE013	5070			

*Tabella 8: Caratteristiche del sistema di trattamento.*



## 6 ANALISI IDRAULICA DELLA RETE – EVENTO DI VERIFICA TR200 ANNI

In aggiunta alla modellazione per eventi con tempo di ritorno trentennale, evento di progetto della rete di drenaggio, si è implementata una analisi idraulica per eventi con tempo di ritorno 200 anni, come verifica della rete di progetto su scenari con intensità maggiore e per l'analisi della potenziale allagabilità dell'area rispetto a criticità della rete in progetto.

La modellazione idraulica è stata svolta accoppiando la modellistica monodimensionale della rete alla modellistica bidimensionale sulla superficie di progetto

La mesh di calcolo è stata realizzata elaborando un modello digitale del terreno (DTM) comprensivo di:

- Nuovo terminal
- Piazzali Apron di progetto
- Vasca di invarianza idraulica



Figura 9:DTM di progetto

La mesh di calcolo è stata realizzata a celle di dimensioni variabili, più ampie sulle aree pianeggianti o con morfologia piuttosto regolare e più piccole nelle zone caratterizzate da repentini cambi di altimetria. Le celle triangolari della mesh hanno superfici minime (quelle che agiscono da limite superiore per il time step di calcolo) dell'ordine di 0.4 mq.

Il dominio di calcolo è stato scelto sufficientemente esteso al fine di non avere interazione tra dinamica idraulica e bordi della mesh di calcolo, ai quali di default è assegnata una condizione al contorno di "no flow", che schematizza la presenza di una superficie verticale che impedisce il moto.

Le condizioni al contorno interne sono fornite direttamente dalla dinamica idraulica all'interno della rete per cui, tratti non sufficienti al deflusso, inducono la pressurizzazione del sistema e la fuoriuscita di acqua attraverso i pozzetti, i quali si comportano da sorgenti ("source") di portata. Gli stessi pozzetti fungono da assorbitori di portata ("sink") quando il battente idraulico sul pozzetto è tale da indurre il rientro dell'acqua all'interno della rete.

Le simulazioni sono state svolte per gli eventi con TR 200 anni e durate 15 e 30 minuti al fine di verificare la capacità di drenaggio della rete per eventi con TR superiore rispetto a quello di progetto (30 anni) e per l'evento con TR 200 anni e durata 24 ore, con livello allo scarico nel canale dell'aeroporto pari a 37.3 mslm, ovvero considerando il canale a piene rive

Per eventi con tempo di ritorno trentennale, non si hanno battenti sull'infrastruttura se non all'interno della vasca per l'invarianza idraulica.

Sull'evento di verifica con tempo di ritorno duecentennale si evidenziano modeste aree allagabili che vanno ad interessare la viabilità con battenti dell'ordine di 10-15 cm.



Figura 10: massimi riempimenti e battente per eventi con TR200 anni

## 7 RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE

Per il calcolo degli abitanti equivalenti si è fatto riferimento all'elaborato di dimensionamento degli impianti idrico-sanitari del nuovo terminal, redatti tenendo conto dei criteri dettati da ARPAT e secondo la delibera n.1330 del 19/12/2016. Il numero di abitanti equivalente utilizzati per il dimensionamento della rete delle acque reflue per la configurazione del terminal intermedio (2026) e il successivo ampliamento finale previsto al 2035 sono i seguenti:

Abitanti equivalenti		
Zona	n° AE 2026	n° AE 2035
Zona 1	60	120
Zona 2	172	242
Zona 3	172	242
Zona 4	113	159
Zona 5	83	124
Zona 6	163	241
<b>Totale</b>	<b>764</b>	<b>1128</b>

Figura 11: Numero AE per macroarea.

La dotazione idrica procapite assunta alla base della progettazione della rete è desunta da *impianti di depurazione di piccole dimensioni - de fraja frangipane-g.pastorelli - CI.PA editore* ed è pari a 350 l/(dxAE).

La portata nera in una sezione generica di una fogna è grandezza variabile nel tempo. Pertanto, la portata nera sarà oggetto di fluttuazioni stagionali, giornaliere, orarie. Per tenere in considerazione tale comportamento si applica alla portata media un coefficiente di punta giornaliera pari a 2.4.

Si ottengono quindi le seguenti portate

- $Q_{med} = 3.75$  l/s
- $Q_{max} = 8.98$  l/s

Applicando le equazione del moto uniforme per condotte circolari si ottengono i seguenti risultati

AE	Qmed [l/s]	Qmax [l/s]	Dint [mm]	i	Ks	Discharge MAX		Discharge MED	
						V [m/s]	Filling [%]	V [m/s]	Filling [%]
1200	3.89	9.33	188.2	0.002	130	0.73	46.49	0.58	28.94

Tabella 9: dimensionamento collettore acque reflue

Il collettore delle acque reflue recapita all'impianto di depurazione con scarico finale in pubblica fognatura. Per maggiori dettagli in merito al suddetto impianto si rimanda agli specifici elaborati

### Verifica sulle portate di autolavaggio

La Circolare n. 11633 del Ministero dei LL.PP. (istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto) indica che per le acque nere la velocità relativa alla portata media non deve essere inferiore a 0.5 m/s, che viene considerata una velocità sufficiente a garantire l'autopulizia della condotta. Tale verifica risulta soddisfatta.

## 8 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato si descrive il sistema di drenaggio delle acque meteoriche a servizio del nuovo Terminal aeroportuale e dell'ampliamento del piazzale esistente Apron100. L'evento di progetto alla base della progettazione è l'evento trentennale; si è inoltre implementata una verifica idraulica con un evento duecentennale per testare il funzionamento della rete di drenaggio con sollecitazioni meteoriche estreme come strategia di adattamento ai cambiamenti climatici in atto.

Gli specchi sono stati dimensionati, sull'evento trentennale, attraverso un modello idrodinamico monodimensionale della rete (MIKE+) per le durate di pioggia di 15 e 30 minuti, le quali sono risultate le più gravose per l'opera in progetto.

L'analisi della risposta del sistema di drenaggio in progetto è stata effettuata anche per eventi con TR 200 anni, sia per durate di pioggia brevi (15 e 30 minuti) finalizzate all'osservazione della risposta della rete in termini di capacità di drenaggio, sia per durate di pioggia lunghe (24 ore) al fine di analizzare la capacità di invaso delle vasche.

Tale analisi idraulica è stata svolta per mezzo di un modello idrodinamico unidimensionale della rete accoppiato attraverso un opportuno tool ad un modello bidimensionale per la dinamica delle esondazioni causate da insufficienze della rete.

I risultati mostrano che per eventi duecentennali di breve durata gli allagamenti risultano principalmente circoscritti ad aree in corrispondenza di viabilità con battenti dell'ordine di 10 -15cm, mentre non si evidenziano battenti sulle opere di progetto per eventi con TR30 anni (evento di progetto) dimostrando una buona resilienza del sistema idraulico ad eventi intensi di breve durata.

Sono inoltre dimensionati i collettori delle acque reflue del nuovo Terminal che dalle imhof presenti su ciascun corpo di fabbrica convogliano i reflui al depuratore con biorulli con scarico in pubblica fognatura.

Si è inoltre previsto un sistema di trattamento delle acque meteoriche di prima pioggia a servizio delle aree soggette al passaggio ed alla sosta di aeromobili per quanto riguarda l'area dell'ampliamento dell'APRON 100. I sistemi sono costituiti da una vasca di accumulo ed un successivo trattamento di disoleatura con bypass per le acque di seconda pioggia.

## Appendice A – Descrizione del modello MIKE URBAN

MIKE URBAN CS (Collection System) utilizza il motore di calcolo MIKE1D per la simulazione idrodinamica delle correnti non stazionarie nelle reti fognarie, con l'alternanza della presenza di correnti a pelo libero ed in pressione. Il software permette la modellazione di un'ampia gamma di strutture idrauliche che caratterizzano le reti di drenaggio.

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 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.

### A.1 Modellazione del deflusso superficiale

Nel presente paragrafo viene descritto lo schema di modellazione del deflusso superficiale implementato nell'ambito del presente studio, denominato Modello B – Onda cinematica.

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

Il modello accoppia all'equazione cinematica l'equazione di continuità dei volumi in base allo schema riportato in Figura A-0-1.

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

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

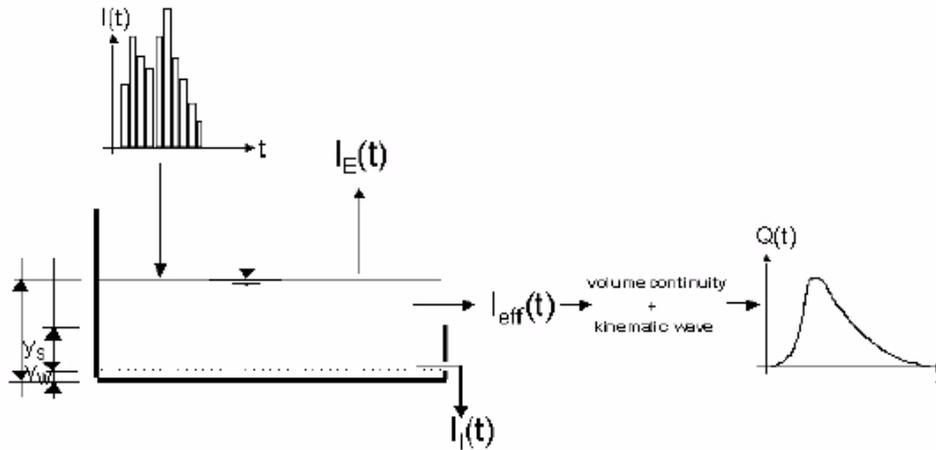


Figura A-0-1: Schema concettuale del modello idrologico B dell'onda cinematica.

La precipitazione  $I(t)$  è assunta uniformemente distribuita sui singoli bacini, oppure può essere assegnata variabile nel tempo. Le singole perdite sono espresse dalle seguenti espressioni:

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

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

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

dove  $y_w$  è l'altezza di "umettamento".

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

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

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

dove  $I_{MAX}$  è la capacità massima di infiltrazione dopo un lungo periodo di tempo asciutto,  $I_{MIN}$  la minima capacità di infiltrazione (a saturazione) e  $K_a$  il fattore di tempo, caratteristica del tipo di suolo.

L'equazione è implementata nel modello mediante l'espressione:

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

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

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

dove  $I_{IT}$  = è la capacità di infiltrazione tra la fine dell'evento di pioggia e l'inizio del periodo di tempo asciutto,  $t$  l'istante di inizio del tempo asciutto,  $K_h$  il fattore di tempo in periodi asciutti, caratteristica del tipo di suolo.

Infine, la perdita per accumulo superficiale è espressa nella forma:

$$I_S(t) = \begin{cases} I(t) - I_E(t) - I_W(t) - I_T(t) & \text{for } y(t) \leq (y_w + y_s) \\ 0 & \text{for } y(t) > (y_w + y_s) \end{cases}$$

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

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

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

dove  $M$  è il coefficiente di scabrezza di Strickler,  $B$  la larghezza di scorrimento,  $I$  la pendenza motrice e  $y_R(t)$  l'altezza di scorrimento al tempo  $t$ .  $y_R(t)$  è definita in base all'equazione di continuità di seguito riportata, con  $A$ , area del bacino contribuyente.

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

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

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

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

## A.2 Schematizzazione della rete

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

1. Links
  - a. tubi standard o con sezione definita dall'utente (Figura B-0-2);
  - b. canali a cielo aperto – sezione definita dall'utente (Figura B-0-3).
2. Nodes
  - a. pozzetti (Figura B-0-4);
  - b. bacini;
  - c. bacini di accumulo;
  - d. scarichi e restituzioni.
3. Funzioni, per la descrizione di alcuni componenti della rete come ad esempio:
  - a. scaricatori di piena;
  - b. luci sotto battenti;
  - c. pompe;
  - d. valvole unidirezionali;
  - e. stramazzi.

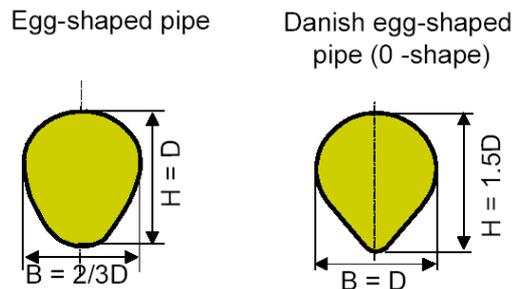


Figura B-0-2: Sezioni tipo di forma ovoidale schematizzabili nel modello.

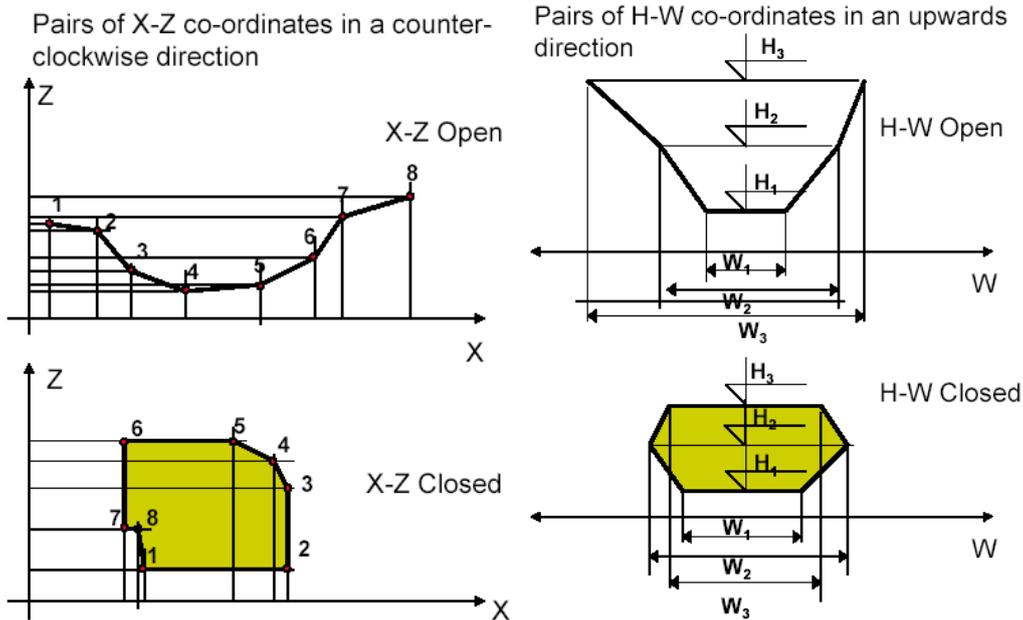


Figura B-0-3: Esempi di sezioni schematizzabili in funzione dei dati direttamente inseriti dall'utente.

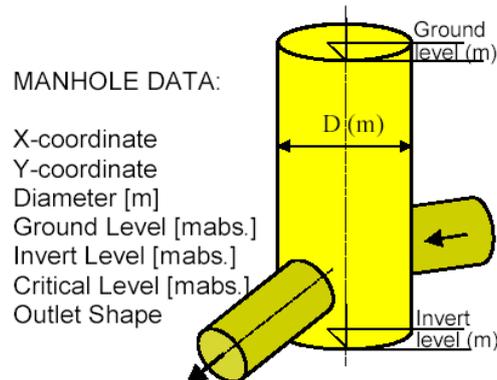


Figura B-0-4: Schematizzazione dei pozzetti.

## A.3 Modellazione matematica della rete

### A.3.1 Equazioni di De Saint Venant

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

- fluido incompressibile 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:

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAI_f = gAI_0 \end{cases}$$

dove  $Q$  è la portata [ $m^3/s$ ],  $A$  è l'area bagnata [ $m^2$ ],  $y$  è l'altezza d'acqua [ $m$ ],  $g$  è l'accelerazione di gravità [ $m/s^2$ ],  $\alpha$  il coefficiente di distribuzione delle velocità,  $I_0$  la pendenza di fondo [-] e  $I_f$  la pendenza della linea dell'energia [-].

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

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(I_0 - I_f) \end{cases}$$

La schematizzazione ipotizzata è riportata in Figura B-0-5.

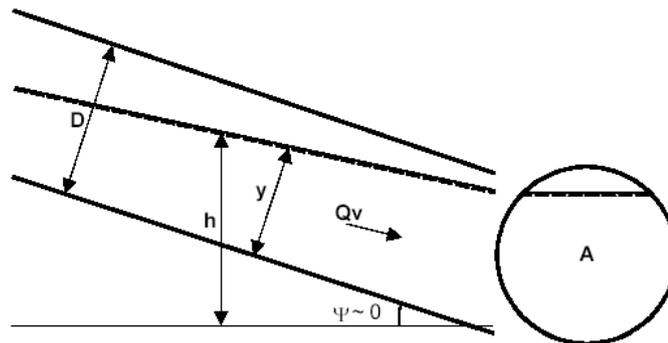


Figura B-0-5: Schema della sezione di una condotta.

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:

$$\alpha = \frac{A}{Q^2} \int_A v^2 dA$$

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:

$$I_0 \approx \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x}$$

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:

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

mentre la pressione e le forze di gravità possono essere espresse in un unico termine  $gA\partial h/\partial x$

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.

### A.3.2 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 De 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 B-0-6, che permette di estendere la sezione di calcolo della tubazione rendendo valide le equazioni di De Saint Venant.

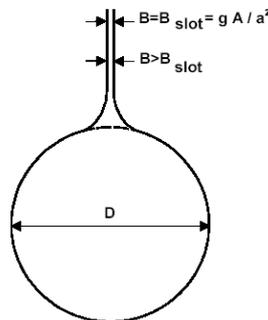


Figura B-0-6: Schematizzazione del moto in una condotta in pressione.

### A.3.3 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.

#### A.3.4 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.

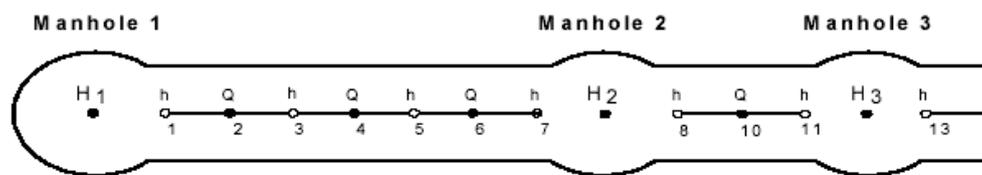


Figura B-0-7: Rappresentazione della griglia di calcolo.

#### A.3.5 Condizioni iniziali ed al contorno

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:** è possibile utilizzare i risultati di una simulazione precedente come condizioni iniziali.

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: condizioni al contorno esterne, che descrivono l'interazione tra la rete simulata e il mondo esterno; 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, in corrispondenza di pozzetti e strutture, le seguenti:

- scala di deflusso di uno stramazzo (weir)  $H = H(Q)$  [m];
- caratteristiche della pompa (pump)  $Q = Q(H)$ , [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

Alcune delle condizioni al contorno descritte sono riportate in Figura B-0-8.

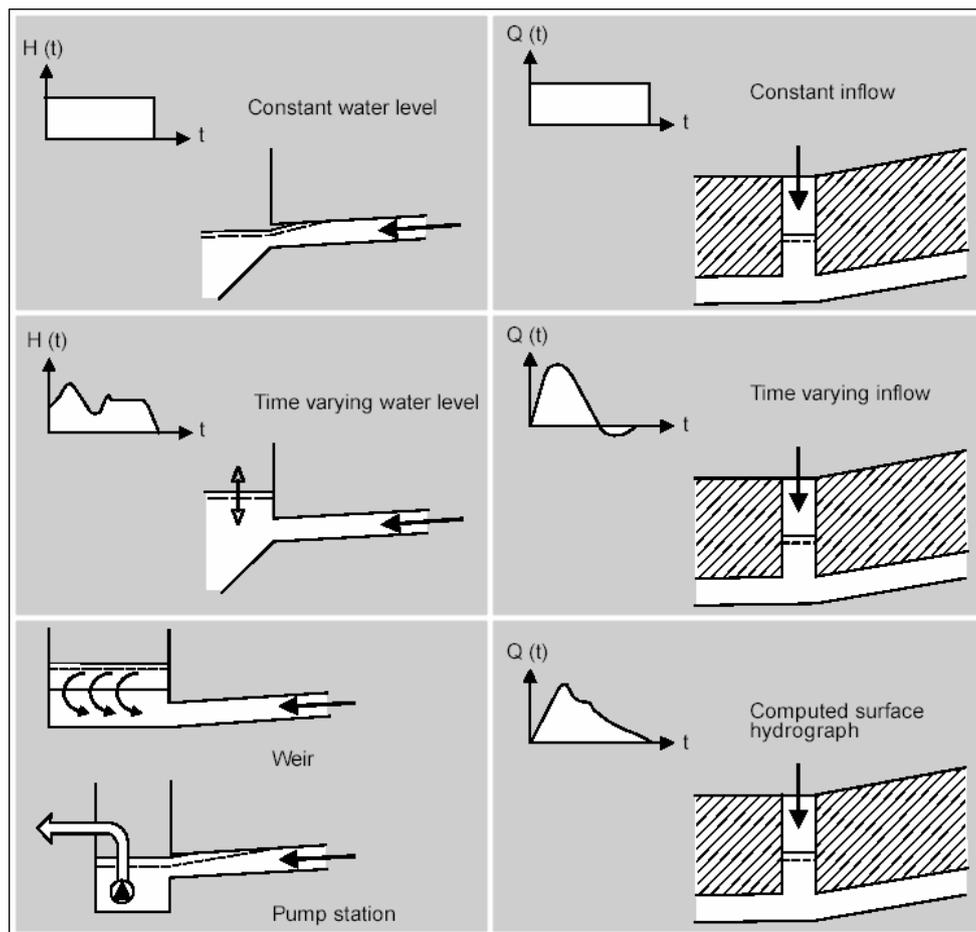


Figura B-0-8: Esempi di condizioni al contorno applicabili.

### A.3.6 Perdite di carico distribuite e concentrate

MIKE URBAN CS consente di utilizzare 2 diverse formulazioni per il calcolo della resistenza d'attrito. 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. Secondo tale formulazione, il fattore di resistenza viene calcolato iterativamente in funzione dell'equazione:

Secondo la formulazione di Colebrook-White per tubi circolari, il fattore di resistenza viene calcolato iterativamente in funzione dell'equazione:

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

dove  $k$  è la scabrezza equivalente [m],  $R$  il raggio idraulico [m],  $Re$  il numero di Reynolds [-] e  $cw_1, cw_2, cw_3, cw_4$  sono costanti empiriche il cui valore di default è 6.4, -2.45, 3.3, 1.0. Infine si ha:

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

Le perdite di carico concentrate in ingresso ai pozzetti sono schematizzate come segue. 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:

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

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.

Le perdite di carico in uscita dai pozzetti sono considerate proporzionali al termine cinetico:

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

dove il termine  $\zeta_{jk}$  varia in funzione della tipologia geometrica del nodo come descritto nel seguito. Nel caso ci si verifichi una variazione della direzione del moto, indicando con  $i$  il collettore in ingresso al nodo e con  $j$  quello in uscita si ottiene:

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

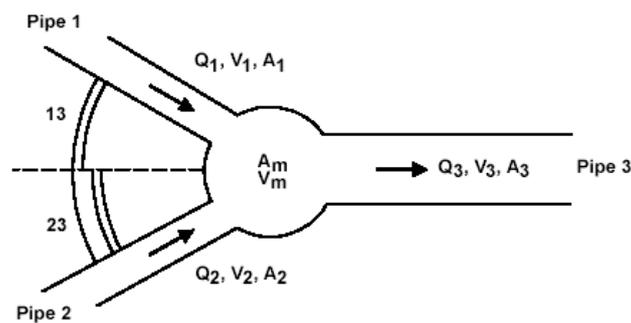


Figura B-0-9: Pozzetto con due tubazioni in ingresso ed una in uscita.

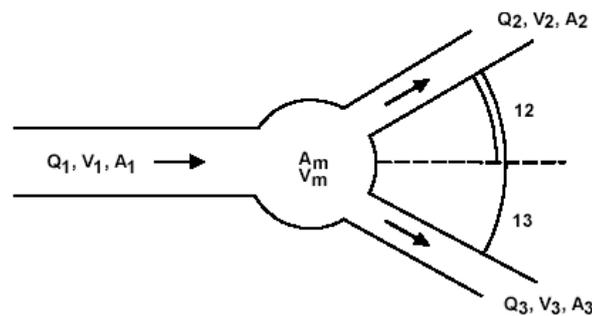


Figura B-0-10: Pozzetto con una tubazione in ingresso e due in uscita.

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 relazione:

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

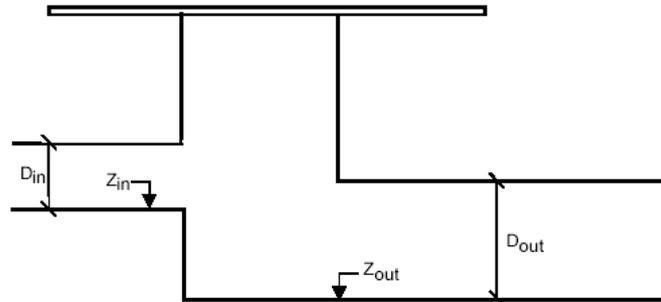


Figura B-0-11: Differenza di quota tra collettore in ingresso ed uscita dal pozzetto.

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.

## Appendice B – Descrizione del modello MIKE 21

### B.1 Caratteristiche del modello

Il MIKE 21 è un programma modulare contenente diversi codici per la simulazione di corpi idrici per i quali sia possibile adottare l'approssimazione idrodinamica bidimensionale, piana, per fluidi verticalmente omogenei. Il numero "21" che contraddistingue il codice indica proprio la bidimensionalità nel piano ("2") e la monodimensionalità lungo la verticale ("1").

Il sistema modellistico è stato sviluppato per la simulazione delle correnti a pelo libero e dei fenomeni correlati all'idraulica in fiumi, laghi o invasi, così come in ambito costiero e offshore. I principali campi di applicazione sono:

- modellazione idrodinamica del trasporto solido e della qualità delle acque in fiumi;
- laghi ed aree golenali;
- studio del moto ondoso in aree costiere, bacini portuali ed offshore;
- analisi idrodinamica del trasporto solido e morfologica in aree costiere;
- analisi della qualità delle acque al largo e sottocosta;
- supporto alla pianificazione e progettazione di opere costiere ed offshore;
- supporto alla pianificazione e progettazione di opere di difesa fluviale;
- supporto all'ottimizzazione di layout portuali;
- analisi impatto ambientale;
- previsione degli stati di mare a supporto della navigazione;
- analisi di allagamenti in aree costiere e fenomeni di storm surge.

Il pacchetto MIKE 21 è disponibile in 4 versioni che si differenziano in base alla schematizzazione geometrica adottata.

- CLASSIC GRID (Griglia classica 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;
- CURVILINEAR (Griglia curvilinea): è la griglia adottata da MIKE 21C, codice di calcolo studiato appositamente per applicazioni di morfologia fluviale.

In campo fluviale MIKE 21 può essere utilizzato in modo integrato con altri codici di calcolo del DHI, in particolare:

- MIKE 11, grazie al modulo MIKE FLOOD, che consente di condurre simulazioni idrodinamiche accoppiando gli approcci 1d e 2d in modo totalmente integrato;
- MIKE URBAN CS per la simulazione di allagamenti in ambito urbano dalla rete di drenaggio.

## B.2 Modello idrodinamico bidimensionale

Il modulo idrodinamico (HD), cuore del codice MIKE 21, simula le variazioni di livello e corrente in risposta alle differenti tipologie di forzanti considerate, potendo essere utilizzato da solo o come base per i calcoli effettuati dagli altri moduli disponibili. In particolare, il modulo HD di MIKE 21 permette di tenere in considerazione i seguenti fenomeni:

- flooding and drying;
- perdite di carico;
- attrito al fondo;
- forza di Coriolis;
- effetto del vento;
- gradienti di pressione barometrica;
- coperture di ghiaccio;
- effetto delle maree;
- precipitazioni/Evaporazioni;
- radiation stresses;
- pozzi e sorgenti.

Per quanto riguarda le analisi dei fenomeni di esondazione, MIKE 21 può essere accoppiato in modo dinamico attraverso l'interfaccia MIKE FLOOD al codice monodimensionale MIKE 11, per la simulazione degli alvei e dei canali, ed al codice MIKE URBAN, per la simulazione delle reti di drenaggio e collettamento urbano, schematizzando il dominio di calcolo in modo integrato 1D/2D.

Il modulo idrodinamico HD del Mike 21 risolve le equazioni complete del moto di De St.Venant in un caso bidimensionale piano (la terza dimensione - asse z - è implicitamente integrata nelle equazioni considerando un mezzo verticalmente omogeneo), non stazionario. Il sistema delle equazioni di De St.Venant è costituito dalle seguenti equazioni.

Equazione di conservazione della massa:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo x:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) \right] - \Omega q - fV V_x$$

$$+ \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} p_a + \frac{1}{\rho_w} \left( \frac{\partial \mathcal{S}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \mathcal{S}_{xy}}{\partial y} \right) = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo y:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega p - fV V_y$$

$$+ \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} p_a + \frac{1}{\rho_w} \left( \frac{\partial \mathcal{S}_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \mathcal{S}_{xy}}{\partial x} \right) = 0$$

nelle quali  $h(x,y,t)$  è la profondità dell'acqua,  $\zeta(x,y,t)$  è la quota del pelo libero,  $p, q(x,y,t)$  sono le portate unitarie nelle direzioni  $x$  e  $y$ ;  $C(x,y)$  è il coefficiente di scabrezza di Chezy,  $g$  l'accelerazione di gravità,  $f(V)$  il fattore d'attrito del vento,  $V, V_x, V_y(x,y,t)$  le velocità del vento e componenti lungo le direzioni  $x$  e  $y$ ,  $\Omega(x,y)$  il parametro di Coriolis,  $p_a(x,y,t)$  la pressione atmosferica,  $\rho_w$  la densità dell'acqua,  $\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$  le componenti degli sforzi tangenziali che tengono conto della turbolenza e del profilo verticale delle velocità,  $S_{xx}, S_{xy}, S_{yy}$  le componenti del "radiation stress" (nel caso la forzante idrodinamica derivi dall'interazione tra il moto ondoso ed il fondo).

Il termine di turbolenza è rappresentato dagli sforzi tangenziali  $\tau$  che compaiono nelle equazioni di conservazione della quantità di moto lungo le direzioni  $x$  e  $y$ . La formulazione utilizzata prende in considerazione il parametro  $E$  "eddy viscosity" che è implementato secondo due modalità:

1. dipendente dal flusso locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( E \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E \frac{\partial p}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

2. oppure dipendente dalla velocità locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( hE \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

Le due equazioni rappresentano il termine di sforzo tangenziale nelle equazioni di conservazione della quantità di moto. Il coefficiente  $E$  può essere specificato come costante su tutta la griglia, variabile da punto a punto, o come funzione del campo di velocità locale secondo la formulazione di Smagorinski:

$$E = c_s^2 \Delta^2 \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right]$$

nella quale  $u$  e  $v$  sono le componenti della velocità locale,  $\Delta$  è la dimensione spaziale della griglia e  $c_s$  è una costante compresa tra 0,25 e 1.

In questo caso il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto (asse  $x$ ) è dato da:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{1}{2} hE \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right)$$

La portata entrante nell'area di calcolo viene assegnata come portata unitaria ( $m^3/s/m$ ) lungo la frontiera libera dalla quale entra il flusso: viene assegnata al modello la portata complessiva ( $m^3/s$ ) che viene poi ripartita automaticamente sui punti di calcolo della griglia.

La condizione iniziale è rappresentata da una situazione di "quiete", nel senso che tutte le componenti delle forzanti sono nulle (portate, velocità, livelli) e variano poi linearmente nel tempo fino a raggiungere il valore assegnato in un tempo prefissato. Questa tecnica, detta del "soft start" consente di eliminare eventuali brusche oscillazioni iniziali della soluzione che potrebbero presentarsi per problemi di stabilità numerica. Al termine del "soft start" la situazione ottenuta è di effettiva stazionarietà.

Il modello MIKE 21 HD necessita di una serie di dati di input che si possono raggruppare in differenti categorie, ovvero:

- parametri temporali e del dominio (risoluzione della griglia di calcolo, time step, durata simulazione);
- fattori di calibrazione (bed resistance, viscosità turbolenta);
- condizioni iniziali (livelli e campi di corrente);
- condizioni al contorno (livelli, portate);
- altre forzanti (campi di vento, radiation stresses, sorgenti o pozzi).

I risultati di un'applicazione modellistica bidimensionale 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 animazione 2D da esportare ed utilizzare in ambiente di lavoro esterno alla piattaforma modellistica utilizzata per il calcolo numerico.

L'utilizzo di un approccio di tipo bidimensionale, permette di indagare non solo l'intensità del fenomeno ma anche direzione e verso del vettore velocità in ogni cella della matrice. Ad esempio, per ognuno degli elementi della griglia, sono rappresentati le variazioni temporali delle seguenti variabili (si veda la):

- profondità e livelli idrici;
- flussi di corrente nelle direzioni principali;
- velocità di corrente e direzione.

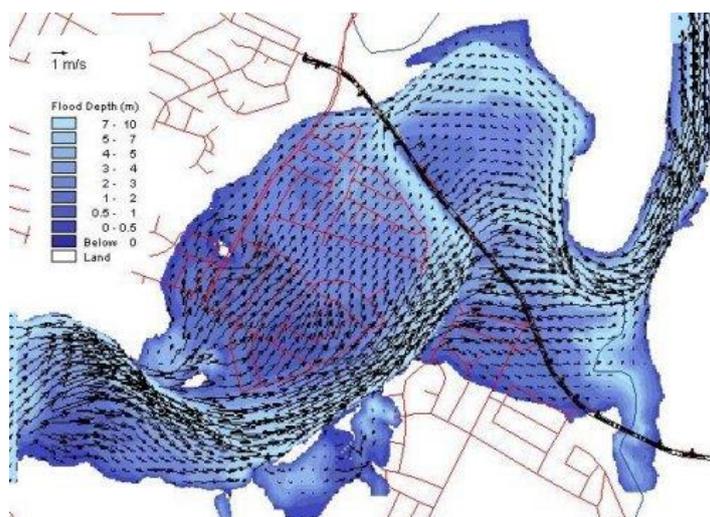


Figura B-0-1: Esempio di visualizzazione di risultati con battenti e (scala di blu) e rappresentazione del campo di moto attraverso vettori di diversa lunghezza e direzione.

Appendice C – Caratteristiche geometriche del modello idrologico  
idraulico – condotte e pozzetti

CODICE	DA NODO	A NODO	TIPO	H (m)	B (m)	Dint (mm)	Lungh (m)	Scorrimento in (mslm)	Scorrimento out (mslm)	Slope (%)	Manning	Non ritorno
CTe006	PTe006	VASCA_V2	Scatolare	1.0	1.5		9.7	36.34	36.30	0.41	90	
CTe005	PTe005	PTe006	Scatolare	1.0	1.5		33.2	36.43	36.34	0.27	90	
CTe004	PTe004	PTe005	Scatolare	1.0	1.5		82.0	36.65	36.43	0.27	90	
CTe003	PTe003	PTe004	Scatolare	1.0	1.5		92.0	36.89	36.65	0.26	90	
CTe002	PTe002	PTe003	Scatolare	1.0	1.5		21.8	36.96	36.89	0.32	90	
CTe001	PTe001	PTe002	Scatolare	1.0	1.5		159.3	37.65	36.96	0.43	90	
CTe027_Tásistente	PTe026_esi	CANALE_AEROPORTO	Scatolare	1.2	1.0		205.5	36.00	35.54	0.22	90	
CTe026_Tásistente	PTe025_esi	PTe026_esi	Circolare			1000	52.2	36.22	36.17	0.10	90	
CTe025_Tásistente	PTe024_esi	PTe025_esi	Circolare			1000	24.5	36.24	36.22	0.09	90	
CTe024_Tásistente	POZZ_TáR	PTe024_esi	Circolare			1000	46.5	36.32	36.25	0.15	90	
CTe023	PTe021	POZZ_TáR	Circolare			852	11.6	36.38	36.37	0.08	110	
CTe022	PTe020	PTe021	Circolare			852	44.7	36.42	36.38	0.09	110	
CTe021	PTe019	PTe020	Circolare			852	146.6	36.56	36.42	0.10	110	
CTe020	PTe018	PTe019	Circolare			678	14.3	36.59	36.57	0.12	110	
CTe018	PTe016	PTe017	Circolare			678	13.6	36.61	36.60	0.08	110	
CTe017	PTe015	PTe016	Circolare			678	25.5	36.63	36.61	0.09	110	
CTe016	PTe014	PTe015	Circolare			678	31.4	36.67	36.64	0.09	110	
CTe015	PTe013	PTe014	Circolare			678	38.6	36.70	36.67	0.09	110	
CTe014	PTe012	PTe013	Circolare			678	20.0	36.72	36.71	0.09	110	
CTe013	PTe011	PTe012	Circolare			678	40.0	36.76	36.73	0.10	110	
CTe012	PTe010	PTe011	Circolare			678	40.0	36.80	36.77	0.10	110	
CTe011	PTe009	PTe010	Circolare			678	40.0	36.84	36.80	0.10	110	
CTe010	PTe008	PTe009	Circolare			678	40.0	36.88	36.85	0.09	110	
CTe009	PTe028	PTe008	Circolare			678	15.7	36.90	36.89	0.09	110	
CTe008	SCARICO_COMPENSO_TERMINAL	PTe028	Circolare			678	84.5	36.99	36.90	0.11	110	
CAp005	PAp005	VASCA_V1	Circolare			1200	8.2	35.06	35.04	0.20	110	
CAp004	PAp004	PAp005	Circolare			1200	21.5	35.10	35.06	0.20	110	
CAp003	PAp003	PAp004	Circolare			1200	96.0	35.29	35.10	0.20	110	
CAp002	PAp002	PAp003	Circolare			800	96.0	35.50	35.31	0.20	110	
CAp001	PAp001	PAp002	Circolare			500	96.0	36.17	35.98	0.20	110	
CAp008	PAp008	PAp002	Circolare			800	29.0	35.89	35.60	1.00	110	
CAp007	PAp007	PAp008	Circolare			500	54.5	36.53	35.98	1.00	110	
CAp006	PAp006	PAp007	Circolare			500	2.5	36.55	36.53	1.00	110	
CAp011	PAp011	PAp003	Circolare			800	29.0	35.73	35.44	1.00	110	
CAp010	PAp010	PAp011	Circolare			500	54.5	36.36	35.82	1.00	110	
CAp009	PAp009	PAp010	Circolare			500	2.6	36.39	36.36	1.00	110	
CAp014	PAp014	PAp004	Circolare			800	29.1	35.66	35.37	1.00	110	
CAp013	PAp013	PAp014	Circolare			500	54.3	36.20	35.66	1.00	110	
CAp012	PAp012	PAp013	Circolare			500	2.6	36.23	36.20	1.00	110	
TROPPO_PIENO_COMPENSO	Node_5	Node_1	Scatolare	1.0	10.0		323.0	38.30	38.50	-0.06	90	
Link_1	Node_1	Node_2	Scatolare	1.0	5.0		105.0	38.50	38.25	0.24	90	

CODICE	TIPO	Quota scorrimento (mslm)
PTe006	ISPEZIONE	36.34
PTe005	ISPEZIONE	36.43
PTe004	ISPEZIONE	36.65
PTe003	ISPEZIONE	36.89
PTe002	ISPEZIONE	36.96
PTe001	ISPEZIONE	37.65
PTe026_esi	ISPEZIONE	36.00
PTe025_esi	ISPEZIONE	36.22
PTe024_esi	ISPEZIONE	36.24
POZZ_áR	ISPEZIONE	36.32
PTe021	ISPEZIONE	36.38
PTe020	ISPEZIONE	36.42
PTe019	ISPEZIONE	36.56
PTe018	ISPEZIONE	36.59
PTe017	ISPEZIONE	36.59
PTe016	ISPEZIONE	36.61
PTe015	ISPEZIONE	36.63
PTe014	ISPEZIONE	36.67
PTe013	ISPEZIONE	36.70
PTe012	ISPEZIONE	36.72
PTe011	ISPEZIONE	36.76
PTe010	ISPEZIONE	36.80
PTe009	ISPEZIONE	36.84
PTe008	ISPEZIONE	36.88
PTe028	ISPEZIONE	36.90
PAp005	ISPEZIONE	35.06
PAp004	ISPEZIONE	35.10
PAp003	ISPEZIONE	35.29
PAp002	ISPEZIONE	35.50
PAp001	ISPEZIONE	36.17
PAp008	ISPEZIONE	35.89
PAp007	ISPEZIONE	36.53
PAp006	ISPEZIONE	36.55
PAp011	ISPEZIONE	35.73
PAp010	ISPEZIONE	36.36
PAp009	ISPEZIONE	36.39
PAp014	ISPEZIONE	35.66
PAp013	ISPEZIONE	36.20
PAp012	ISPEZIONE	36.23
CANALE_AEROPORTO	SCARICO	35.54
VASCA_V2	VASCA	34.30
VASCA_V1	VASCA	33.00
OUT_TROPPO_PIENO_V2	SCARICO	37.00
SCARICO_COMPENSO_TERMINAL	SCARICO	37.00
Node_5	SCARICO	38.30
Node_2	SCARICO	38.25
Node_1	ISPEZIONE	38.50

## Appendice D – Risultati del modello idrologico

### CONDOTTE

Codice Condotta	TR030 0025 Q max (l/s)	TR030 0025 Vel max (m/s)	TR030 0050 Q max (l/s)	TR030 0050 Vel max (m/s)	TR030 0100 Q max (l/s)	TR030 0100 Vel max (m/s)	TR200 0025 Q max (l/s)	TR200 0025 Vel max (m/s)	TR200 0050 Q max (l/s)	TR200 0050 Vel max (m/s)	TR200 0100 Q max (l/s)	TR200 0100 Vel max (m/s)	TR200 2400 Q max (l/s)	TR200 2400 Vel max (m/s)	TR030 0025 RIEMP (%)	TR030 0050 RIEMP (%)	TR030 0100 RIEMP (%)	TR200 0025 RIEMP (%)	TR200 0050 RIEMP (%)	TR200 0100 RIEMP (%)	TR200 2400 RIEMP (%)
CAp001	266	1.672	215	1.543	142	1.342	408	2.078	315	1.713	211	1.531	22	0.775	71%	64%	51%	179%	97%	63%	20%
CAp002	446	0.933	393	0.92	266	0.889	748	1.488	595	1.182	392	0.94	42	0.585	96%	86%	64%	150%	115%	84%	47%
CAp003	665	0.819	600	0.823	391	0.764	1151	1.025	886	0.91	577	0.812	62	0.526	76%	70%	55%	108%	89%	68%	48%
CAp004	913	1.056	792	0.994	518	0.861	1570	1.39	1177	1.163	761	0.974	87	0.59	73%	68%	54%	100%	86%	67%	52%
CAp005	904	1.942	791	1.864	519	1.645	1567	2.331	1178	2.115	761	1.843	86	0.977	43%	40%	32%	57%	49%	39%	53%
CAp006	226	1.15	180	1.004	122	0.862	348	1.773	267	1.36	180	1.013	19	0.486	100%	87%	69%	173%	120%	86%	27%
CAp007	228	1.919	183	1.904	122	1.757	347	2	272	1.942	180	1.912	19	1.208	67%	55%	42%	187%	102%	54%	13%
CAp008	221	1.14	183	0.952	122	0.968	344	1.41	277	0.941	180	0.949	19	0.966	77%	65%	49%	159%	108%	64%	11%
CAp009	139	0.815	99	0.756	62	0.673	205	1.048	145	0.842	91	0.746	9	0.402	83%	65%	50%	99%	84%	62%	19%
CAp010	143	1.161	98	1.115	62	1.074	208	1.23	145	1.153	91	1.24	9	0.979	81%	60%	46%	151%	91%	56%	10%
CAp011	281	1.58	199	1.762	126	1.555	415	1.821	296	1.842	184	1.646	19	1.136	80%	70%	48%	134%	99%	68%	31%
CAp012	133	0.834	94	0.726	59	0.618	196	1.011	139	0.869	87	0.697	9	0.38	77%	66%	52%	97%	78%	63%	20%
CAp013	137	0.98	94	0.841	59	0.701	200	1.123	138	0.978	87	0.818	9	0.412	100%	79%	65%	161%	111%	75%	26%
CAp014	290	1.551	203	1.766	129	1.678	426	1.807	302	2.094	189	1.851	20	1.145	80%	71%	49%	129%	100%	69%	39%
CTe001	1150	1.115	1162	1.137	872	1.066	1894	1.243	1656	1.146	1287	1.172	146	0.695	78%	79%	64%	119%	123%	101%	18%
CTe002	1336	1.353	1403	1.26	1057	1.175	2070	1.463	1777	1.311	1548	1.242	175	0.767	73%	78%	64%	120%	125%	103%	17%
CTe003	1369	1.368	1561	1.294	1156	1.166	2283	1.488	1921	1.308	1803	1.252	191	0.791	85%	89%	74%	134%	137%	115%	19%
CTe004	1555	1.201	1939	1.429	1415	1.218	2808	1.817	2356	1.514	2376	1.592	242	0.791	97%	97%	85%	141%	143%	122%	24%
CTe005	2007	1.438	2443	1.833	1794	1.509	3527	2.325	3064	1.951	3118	2.091	316	0.88	96%	93%	82%	130%	131%	127%	26%
CTe006	2231	2.826	2763	3.826	2033	2.783	4013	4.846	3523	3.306	3569	4.222	354	1.476	61%	56%	53%	74%	82%	130%	16%
CTe008	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
CTe009	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
CTe010	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	0	0.017	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
CTe011	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.032	1%	1%	1%	1%	1%	1%	5%
CTe012	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.027	1%	1%	1%	1%	1%	1%	11%
CTe013	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.029	1%	1%	1%	1%	1%	1%	17%
CTe014	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.027	0%	0%	0%	0%	0%	0%	20%
CTe015	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.027	1%	1%	1%	1%	1%	1%	25%
CTe016	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.018	0	0.02	0	0.027	1%	1%	1%	1%	1%	1%	30%
CTe017	0	0.03	0	0.03	0	0.03	0	0.03	0	0.03	0	0.03	0	0.03	3%	3%	3%	3%	3%	5%	34%
CTe018	0	0.021	0	0.021	0	0.021	0	0.021	0	0.021	0	0.021	0	0.02	5%	5%	5%	5%	5%	7%	36%
CTe020	66	0.691	66	0.691	65	0.691	79	0.691	79	0.691	75	0.691	65	0.669	64%	67%	54%	196%	170%	145%	116%
CTe021	93	0.644	93	0.686	85	0.686	110	0.565	99	0.685	90	0.686	82	0.571	69%	70%	60%	170%	152%	129%	108%
CTe022	108	0.474	108	0.647	95	0.647	123	0.215	112	0.627	94	0.647	85	0.597	74%	75%	65%	175%	157%	134%	113%
CTe023	115	0.46	115	0.703	101	0.703	133	0.233	122	0.524	97	0.703	86	0.731	75%	76%	66%	176%	158%	135%	114%
CTe024 esistente	554	1.053	546	1.02	427	0.932	996	1.267	844	1.074	613	0.78	147	0.528	65%	66%	59%	148%	134%	121%	108%
CTe025 esistente	541	1.117	546	1.102	429	0.994	998	1.27	847	1.077	613	0.78	148	0.445	59%	60%	54%	146%	133%	122%	111%
CTe026 esistente	533	1.385	546	1.404	433	1.222	1001	1.273	849	1.08	613	0.859	149	0.303	52%	49%	46%	145%	133%	125%	115%
CTe027 esistente	524	0.531	551	0.559	449	0.456	1007	0.81	853	0.686	613	0.493	150	0.121	88%	88%	88%	147%	147%	147%	147%
Link_1	4	0.142	4	0.142	4	0.142	4	0.142	4	0.142	4	0.142	4	0.142	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
TROPPO_PIENO_COMPENSO	-4	-0.071	-4	-0.071	-4	-0.071	-4	-0.071	-4	-0.071	0		-4	-0.071	1%	1%	1%	1%	1%		1%