



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






OPERE DI VIABILITÀ
Idraulica di piattaforma e gestione acque meteoriche
Planimetria di progetto viabilità - Generale

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-VBT12-001-IL-RT_Rel Idrol Idr
				TITOLO RIDOTTO
				Rel Idrol Idr

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>ACCOUNTABLE MANAGER Dott. Vittorio Fanti</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE</p>  <p>DIRETTORE TECNICO 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	7
	3.1 Caratterizzazione e definizione dei bacini scolanti	7
	3.2 Tracciato della rete	11
	3.3 Vasca C	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	17
	5.1 Dimensionamento degli specchi	17
	5.2 Analisi per eventi con TR30 anni	19
	5.3 Funzionamento della vasca del sottopasso stradale	25
	5.4 Vasca C	26
	5.4.1 Dimensionamento della vasca C	26
	5.4.2 Funzionamento idraulico della vasca C	28
6	ANALISI IDRAULICA DELLA RETE – EVENTO TR200 ANNI	30
7	CONCLUSIONI	34
	Appendice A – Descrizione del modello MIKE URBAN	35
	A.1 Modellazione del deflusso superficiale	35
	A.2 Schematizzazione della rete	38
	A.3 Modellazione matematica della rete	39
	A.3.1 Equazioni di De Saint Venant	39
	A.3.2 Schematizzazione delle correnti in pressione	41

A.3.3	Condizioni di moto simulate	41
A.3.4	Metodo di soluzione	42
A.3.5	Condizioni iniziali ed al contorno	42
A.3.6	Perdite di carico distribuite e concentrate	44
Appendice B – Descrizione del modello MIKE 21		47
B.1	Caratteristiche del modello	47
B.2	Modello idrodinamico bidimensionale	48
Appendice C – Caratteristiche geometriche del modello idrologico idraulico - condotte		52
Appendice D – Risultati del modello idrologico		53

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione tecnica dell'intervento di drenaggio della nuova viabilità, 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 2035, 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.

La presente relazione tratta il sistema di drenaggio delle acque meteoriche relativamente alla nuova viabilità facente parte del Masterplan 2035.

La rete di drenaggio del sottopasso stradale, considerata la rilevanza dell'opera è dimensionata per eventi con tempo di ritorno duecentennale mentre, la restante rete di drenaggio della viabilità, è dimensionata per eventi trentennali coerentemente con il criterio di progetto utilizzato per tutti gli interventi del masterplan. Il punto di recapito della rete è la vasca C e di conseguenza lo scarico finale è rappresentato dal Canale dell'Aeroporto.

Per il dimensionamento della rete di drenaggio è stata implementata una modellistica monodimensionale tempo variante e una modellistica bidimensionale per valutare le potenziali allagabilità indotte da insufficienza della rete a seguito di sollecitazioni meteoriche estreme (evento duecentennale).

Il modello idrologico idraulico implementato prende in considerazione l'intera rete di drenaggio che va a recapitare in vasca C, in modo tale da valutare correttamente il funzionamento idraulico dell'intero sistema idraulico. Per semplicità di lettura nella presente relazione si sono estrapolati i dati e i risultati della sola rete di drenaggio della viabilità a servizio del nuovo Masterplan 2035.

Il modello idrologico idraulico implementato comprende tutte le reti di drenaggio che recapitano in vasca C, ovvero la pista di volo, la taxiway, l'Apron100 e il completamento dell'Apron100. Questo consente di modellare correttamente il funzionamento della vasca C senza perdere alcun contributo idrologico.

Per la modellazione idrologico idraulica 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 della viabilità e della vasca di compenso C all’interno dell’analisi idraulica bidimensionale, è stato elaborato il modello digitale del terreno (DTM) allo stato di progetto secondo i profili e le sezioni di progetto.

2 OBIETTIVI E METODOLOGIA

Il sistema di drenaggio del sottopasso stradale è stato dimensionato per eventi con tempo di ritorno TR 200 anni, mentre la restante porzione di viabilità per eventi con TR30 anni è verificata per eventi con TR 200 anni per prefissate durate (0.25, 0.50 e 36 h) e condizioni al contorno.

L'analisi è stata svolta a partire dalla definizione delle dimensioni e tipologie dei diversi bacini scolanti su cui viene suddivisa la strada in progetto.

È stato quindi identificato un tracciato della rete di scarico delle acque meteoriche, il cui andamento plano-altimetrico è stato vincolato alla sagoma dell'infrastruttura.

Successivamente, si è potuto svolgere un'analisi delle piogge 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 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 elementi 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'ufficienza della rete sono stati effettuati per eventi con tempo di 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")

3 RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

3.1 Caratterizzazione e definizione dei bacini scolanti

La suddivisione dell'areale 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 rappresentate dalla viabilità sono caratterizzate da coefficienti di deflusso elevati con scarsa capacità di ritenzione idrica e bassa scabrezza idraulica.
- 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 in cui è stato suddiviso l'areale drenato

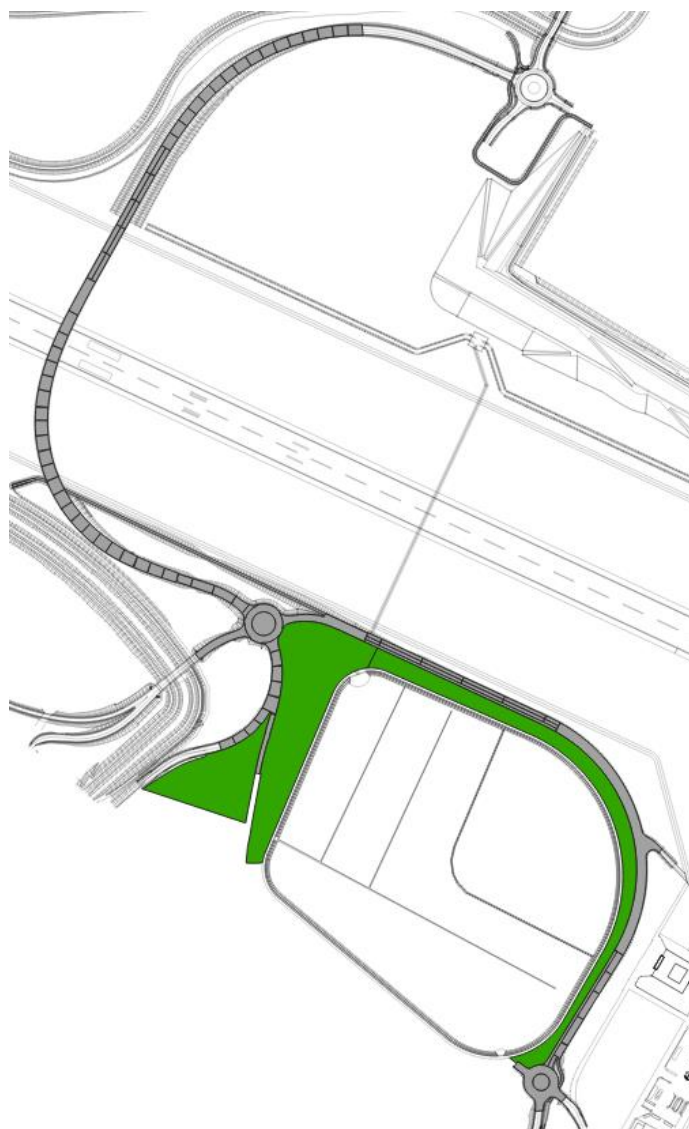


Figura 1: Suddivisione in bacini di diversa tipologia. in verde i bacini con suolo permeabile, in grigio quelli con suolo impermeabile.

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 $B = A/L$).

CODICE	Area (mq)	L (m)	Pend (%)	Set Parametri bacini	% area imperm	% area perm	Pozzetto recapito
BVS049	261.8	35	5	IMPERM	100	0	PCV001
BVS048	277.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV002
BVS047	291.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV003
BVS046	308.4	35	5	IMPERM	100	0	PCV004
BVS045	321.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV005
BVS044	325.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV006
BVS043	325.1	35	5	IMPERM	100	0	PCV007
BVS042	325.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV008
BVS041	325.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV009
BVS040	325.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV010
BVS039	325.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV011
BVS038	325.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV012
BVS037	325.2	35	5	IMPERM	100	0	PCV013
BVS036	325.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV014
BVS035	325.4	35	5	IMPERM	100	0	PCV015
BVS034	290.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV044
BVS033	349.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV043
BVS032	308.6	35	5	IMPERM	100	0	PCV042
BVS031	300.6	35	5	IMPERM	100	0	PCV041
BVS030	292.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV040
BVS029	284.4	35	5	IMPERM	100	0	PCV039
BVS028	410.6	35	5	IMPERM	100	0	PCV038
BVS027	644.4	35	5	IMPERM	100	0	PCV050
BVS025	250.0	35	5	IMPERM	100	0	PCV036
BVS026	250.0	35	5	IMPERM	100	0	PCV049
BVS023	249.2	35	5	IMPERM	100	0	PCV035
BVS024	250.8	35	5	IMPERM	100	0	PCV048
BVS021	250.0	35	5	IMPERM	100	0	PCV034
BVS022	250.0	35	5	IMPERM	100	0	PCV047
BVS019	252.8	35	5	IMPERM	100	0	PCV033
BVS020	249.9	35	5	IMPERM	100	0	PCV046
BVS017	262.9	35	5	IMPERM	100	0	PCV032
BVS018	255.8	35	5	IMPERM	100	0	PCV045

CODICE	Area (mq)	L (m)	Pend (%)	Set Parametri bacini	% area imperm	% area perm	Pozzetto recapito
BVS001	284.8	35	5	IMPERM	100	0	PCV016
BVE005	122.0	5	30	IMPERM	100	0	PCV078
BVE001	214.2	20	30	IMPERM	100	0	PCV082
BVE002	326.8	30	30	IMPERM	100	0	PCV083
BVE003	338.0	30	30	IMPERM	100	0	PCV076
BVE004	241.4	20	30	IMPERM	100	0	PCV077
BVE029	92.4	20	10	IMPERM	100	0	PCV055
BVE035	95.2	20	10	IMPERM	100	0	PCV055
BVE009	231.5	20	10	IMPERM	100	0	PCV063
BVE012	218.2	20	20	IMPERM	100	0	PCV071
BVE013	219.9	20	20	IMPERM	100	0	PCV070
BVE014	225.4	20	20	IMPERM	100	0	PCV069
BVE015	228.8	20	20	IMPERM	100	0	PCV068
BVE016	362.6	20	20	IMPERM	100	0	PCV067
BVE017	299.2	20	20	IMPERM	100	0	PCV066
BVE018	271.3	20	10	IMPERM	100	0	PCV065
BVE024	91.8	20	10	IMPERM	100	0	PCV051
BVE030	93.2	20	10	IMPERM	100	0	PCV051
BVE019	258.0	20	10	IMPERM	100	0	PCV064
BVE031	279.6	60	10	IMPERM	100	0	PCV051
BVE025	275.4	60	10	IMPERM	100	0	PCV051
BVE032	279.6	60	10	IMPERM	100	0	PCV052
BVE026	275.4	60	10	IMPERM	100	0	PCV052
BVE033	279.6	60	10	IMPERM	100	0	PCV053
BVE027	275.4	60	10	IMPERM	100	0	PCV053
BVE034	279.9	60	10	IMPERM	100	0	PCV054
BVE028	275.5	60	10	IMPERM	100	0	PCV054
BVE041	370.1	40	10	IMPERM	100	0	PCV061
BVE040	370.0	40	10	IMPERM	100	0	PCV062
BVE038	278.8	30	10	IMPERM	100	0	PCV057
BVE039	277.5	30	10	IMPERM	100	0	PCV058
BVE042	189.0	40	10	IMPERM	100	0	PCV060
BVE042_1	105.2	40	10	IMPERM	100	0	PCV060

BVS016	266.0	35	5	IMPERM	100	0	PCV031	BVE034A	4861.4	100	10	IMPERM	100	0	Node_2
BVS015	270.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV030	BVE021	1011.3	100	10	IMPERM	100	0	Node_2
BVS014	274.7	35	5	IMPERM	100	0	PCV029	BVE020	1312.6	100	10	IMPERM	100	0	Node_2
BVS013	278.9	35	5	IMPERM	100	0	PCV028	BVE019A	535.3	100	10	IMPERM	100	0	Node_2
BVS012	283.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV027	BVE006	763.8	100	10	IMPERM	100	0	Node_2
BVS011	284.3	35	5	IMPERM	100	0	PCV026	BVE035A	660.9	100	10	IMPERM	100	0	Node_2
BVS010	284.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV025	BVE042A	397.4	100	10	IMPERM	0	100	Node_2
BVS009	284.6	35	5	IMPERM	100	0	PCV024	BVE008	780.3	100	10	IMPERM	0	100	PCV081
BVS008	284.4	35	5	IMPERM	100	0	PCV023	BVE007	1241.8	100	10	IMPERM	100	0	PCV081
BVS007	284.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV022	BVE041A	1796.6	100	10	IMPERM	100	0	Node_2
BVS006	284.6	35	5	IMPERM	100	0	PCV021	BAV001	19600.0	150	50	VERDI	0	100	Node_2
BVS005	284.4	35	5	IMPERM	100	0	PCV020	BAV003	9500.0	150	10	VERDI	0	100	Node_2
BVS004	284.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV019	BAV002	13900.0	150	50	VERDI	0	100	Node_2
BVS003	284.5	35	5	IMPERM	100	0	PCV018								
BVS002	284.1	35	5	IMPERM	100	0	PCV017								

Tabella 3: Caratteristiche delle aree scolanti

Per maggiori dettagli si rimanda ai seguenti elaborati:

- FLR-MPL-PSA-VBT12-006-IL-PL Planimetria modello idrologico idraulico viabilità Generale
- FLR-MPL-PSA-VBT12-007-IL-PL Planimetria modello idrologico idraulico viabilità - Quadro 1
- FLR-MPL-PSA-VBT12-008-IL-PL Planimetria modello idrologico idraulico viabilità - Quadro 2

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. Per il tracciamento delle condotte di progetto si è cercato, ove possibile, di evitare sollevamenti meccanici di complessa gestione, progettando un sistema con funzionamento a cadente naturale.

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").

Dal punto di vista del funzionamento la rete è suddivisa in due parti tra loro indipendenti: il drenaggio della viabilità e quello del sottopasso, entrambe a gravità ma la seconda vi scarica mediante sollevamento dalla vasca di accumulo presente in corrispondenza del sottopasso stradale.

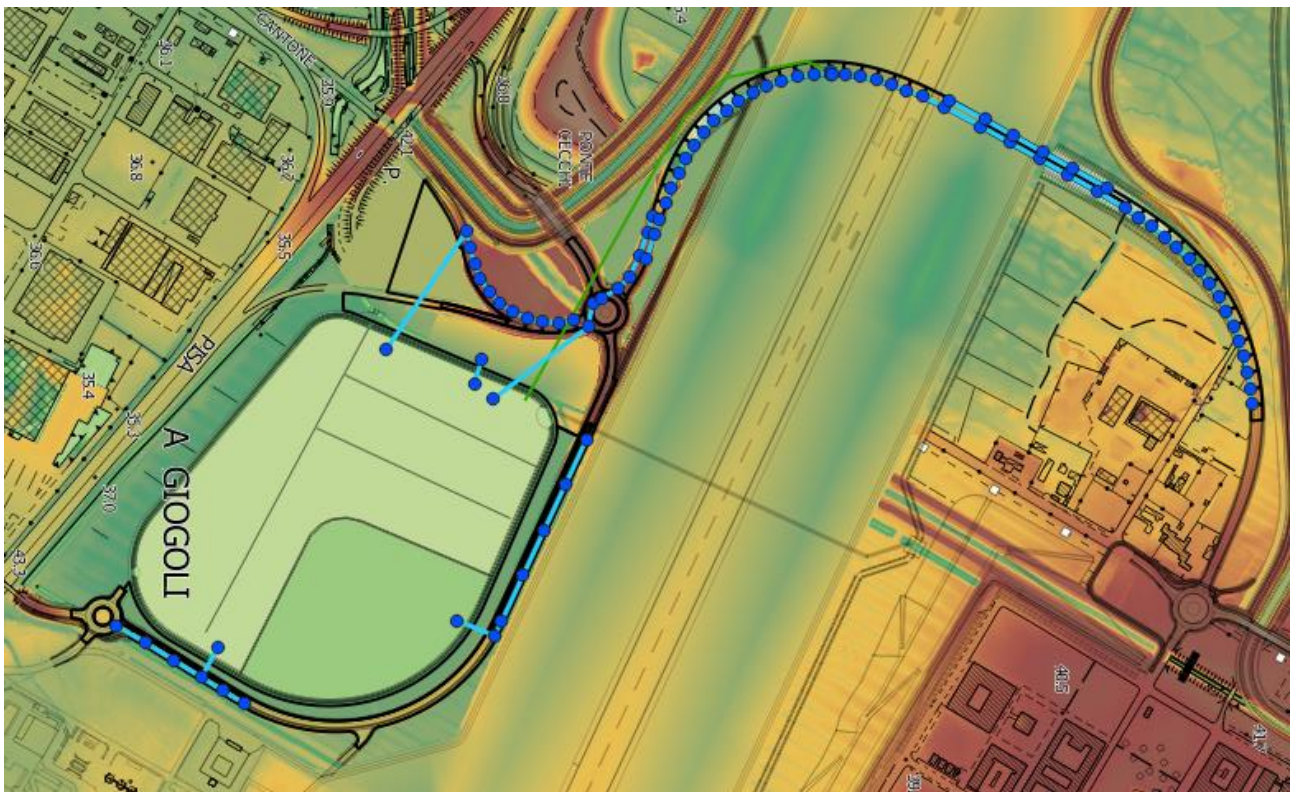


Figura 2: Vista globale della rete implementata sul software MIKE+

La rete di drenaggio del sottopasso e delle rampe è progettata per scaricare in una vasca di accumulo, ubicata in corrispondenza del minimo altimetrico del sottopasso e attraverso un sollevamento va a scaricare in vasca C.

La vasca di accumulo del sottopasso, dimensionata per eventi TR200 anni, è caratterizzata da dimensioni interne di 25 x 10 x 2.5 (H) m. Le acque del sottopasso vengono sollevate mediante impianto di pompaggio con portata massima sollevata complessiva pari a 100 l/s (2+2 pompe). Il recapito del sollevamento del sottopasso è progettato per scaricare, lungo la strada, in una condotta a gravità per poi confluire in canaletta superficiale a piede del rilevato stradale e poi in vasca C.

La vasca è dimensionata per eventi duecentennali e comunque sovradimensionata in modo tale da garantire l'accumulo per alcune ore anche nel caso in cui i gruppi elettrogeni siano fuori uso.

Nello specifico se si considera il volume utile pari a 625 mc, un evento duecentennale a 12h con intensità di circa 10.50 mm/h, il volume della vasca è tale per cui si riesce ad accumulare circa 4 h di volumi di pioggia, in assenza di sollevamento.

Il drenaggio della viabilità che si sviluppa attorno alla vasca C è progettato a cadente naturale mediante canalette superficiali al piede del rilevato con recapito in vasca C. Le porzioni di strada che scolano lato pista vengono invece drenate mediante caditoie e condotte al fine di riconvogliare le acque meteoriche nelle canalette lato vasca C a piede rilevato.

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

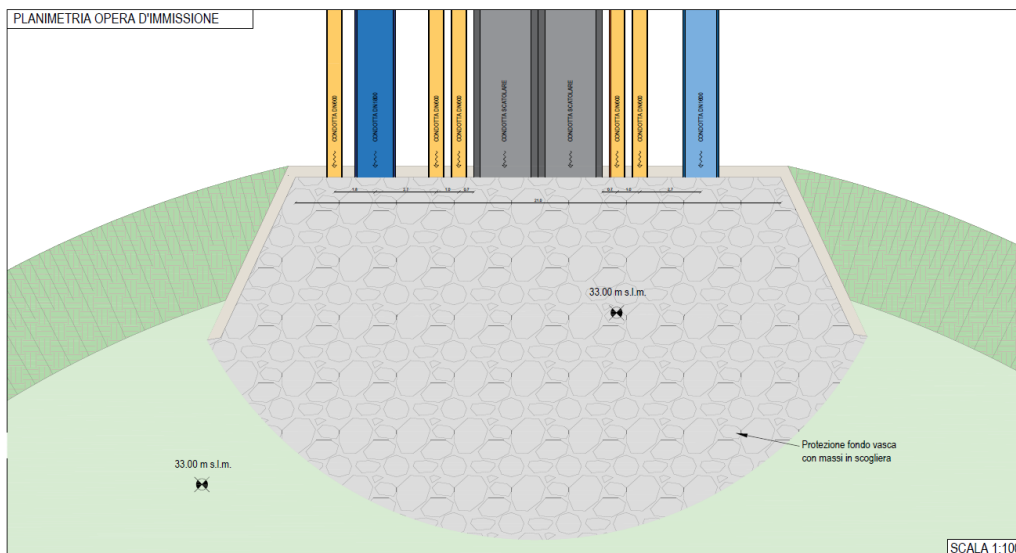
- FLR-MPL-PSA-VBT12-002-IL-PL Planimetria di progetto viabilità – Generale
- FLR-MPL-PSA-VBT12-003-IL-PL Planimetria di progetto viabilità - Quadro 1
- FLR-MPL-PSA-VBT12-004-IL-PL Planimetria di progetto viabilità - Quadro 2

3.3 Vasca C

La vasca C è un'opera finalizzata all'auto-contenimento dei volumi di pioggia, i quali devono essere scaricati in modo controllato nel reticolo delle acque superficiali esterno al sedime aeroportuale individuato nel Canale dell'Aeroporto. Secondo quanto richiesto dal Consorzio di Bonifica Medio Valdarno la portata massima scaricabile Q_{lim} sulla rete delle acque superficiali è proporzionale all'areale drenato attraverso il valore di portata specifica per unità di area $q_{lim} = 2.61$ l/s/ha.

La vasca sarà realizzata tra l'autostrada e la nuova pista aeroportuale in progetto, sarà suddivisa in due porzioni con fondo posto a 33.00 m s.l.m. e 33.50 m s.l.m., e raccoglierà le acque ricadenti sul sedime aeroportuale, sull'area del Polo Universitario, sulla nuova viabilità e il sottopasso stradale, sull'Apron100 e sul completamento dell'Apron100 (l'ampliamento dell'Apron 100 invece scaricherà, insieme al Terminal nel Canale dell'Aeroporto). Globalmente, l'areale che contribuisce ai deflussi recapitati alla vasca corrisponde a circa 266 ha, per cui la portata scaricabile è pari a 693 l/s. Nel calcolo dell'areale complessivo non sono state considerate le superfici associate ai piazzali APRON 200 e 300 poiché già dotate di un sistema per l'auto-contenimento dei volumi di pioggia.

L'opera di compenso è stata prevista a geometria variabile con una parte a quota 33.00 m slm ed una parte a 33.5 msl ed è in grado di invasare circa 235.000 mc a 35.00 m slm e circa 300.000 a 35.50 m slm.



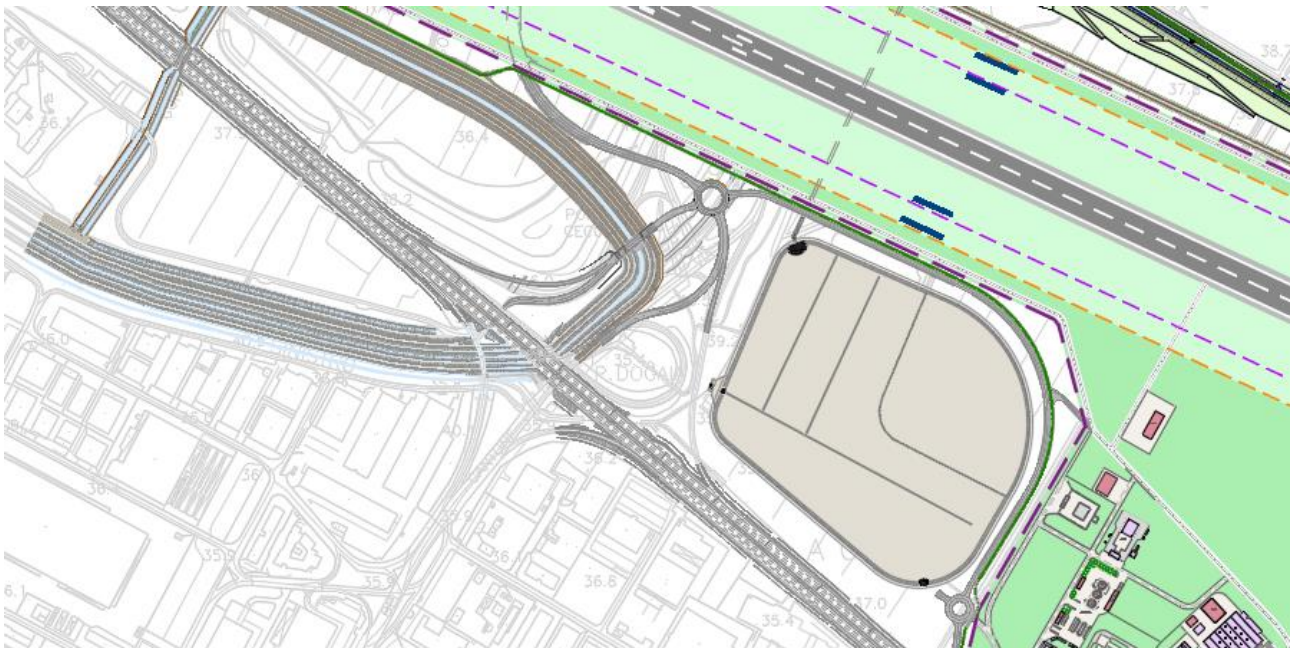
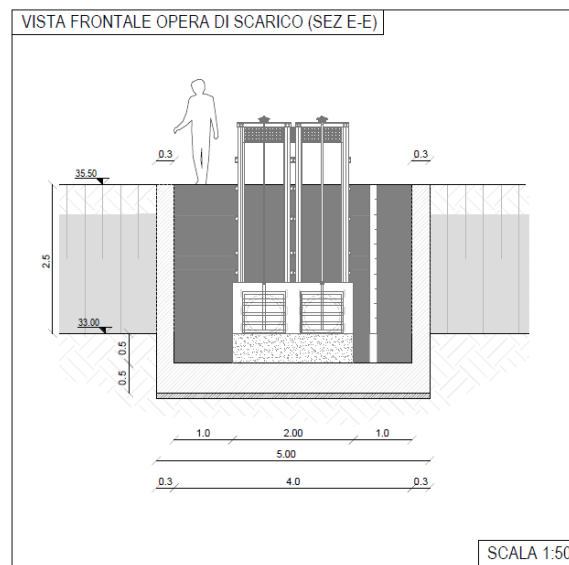
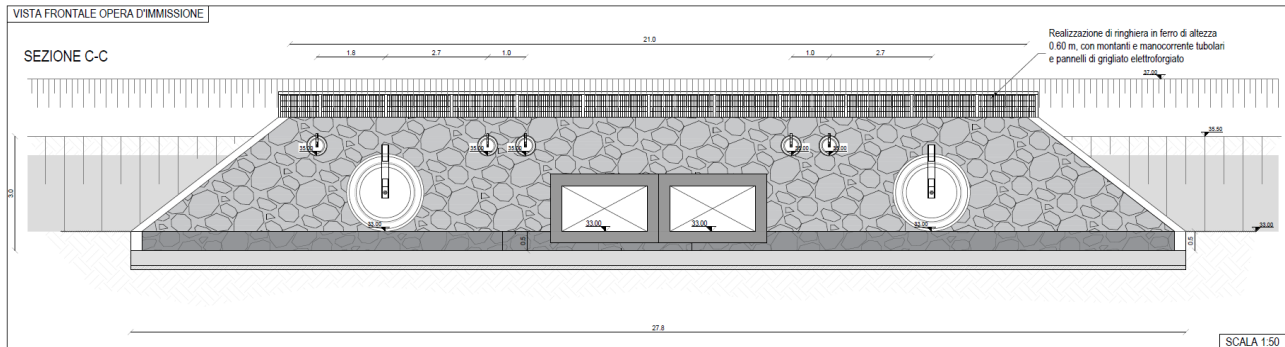


Figura 3: Vista planimetrica della Vasca C e particolari

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
0.25	28.93	41.20	115.74	164.80
0.50	34.86	50.34	69.73	100.68
1.00	42.01	61.50	42.01	61.50
1.50	46.85	69.15	31.23	46.10
3.00	56.46	84.49	18.82	28.16
6.00	68.03	103.23	11.34	17.20
9.00	75.87	116.06	8.43	12.90
12.00	81.97	126.12	6.83	10.51
15.00	87.04	134.52	5.80	8.97
18.00	91.42	141.80	5.08	7.88
21.00	95.29	148.26	4.54	7.06
24.00	98.77	154.09	4.12	6.42
28.00	102.96	161.11	3.68	5.75
32.00	106.72	167.45	3.34	5.23
36.00	110.16	173.25	3.06	4.81
40.00	113.32	178.61	2.83	4.47
44.00	116.27	183.60	2.64	4.17
48.00	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 (30 e 200 anni) e per ogni durata di pioggia (15, 30 minuti e 36 ore) 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 (36 ore)

In Appendice D sono riportati i risultati del modello idrologico in termini di portate al colmo, per ogni bacino, su tutti gli eventi simulati

5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE

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%.

Il sistema di drenaggio del sottopasso è stato dimensionato per eventi duecentennali mentre il drenaggio della viabilità per eventi trentennali.

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.

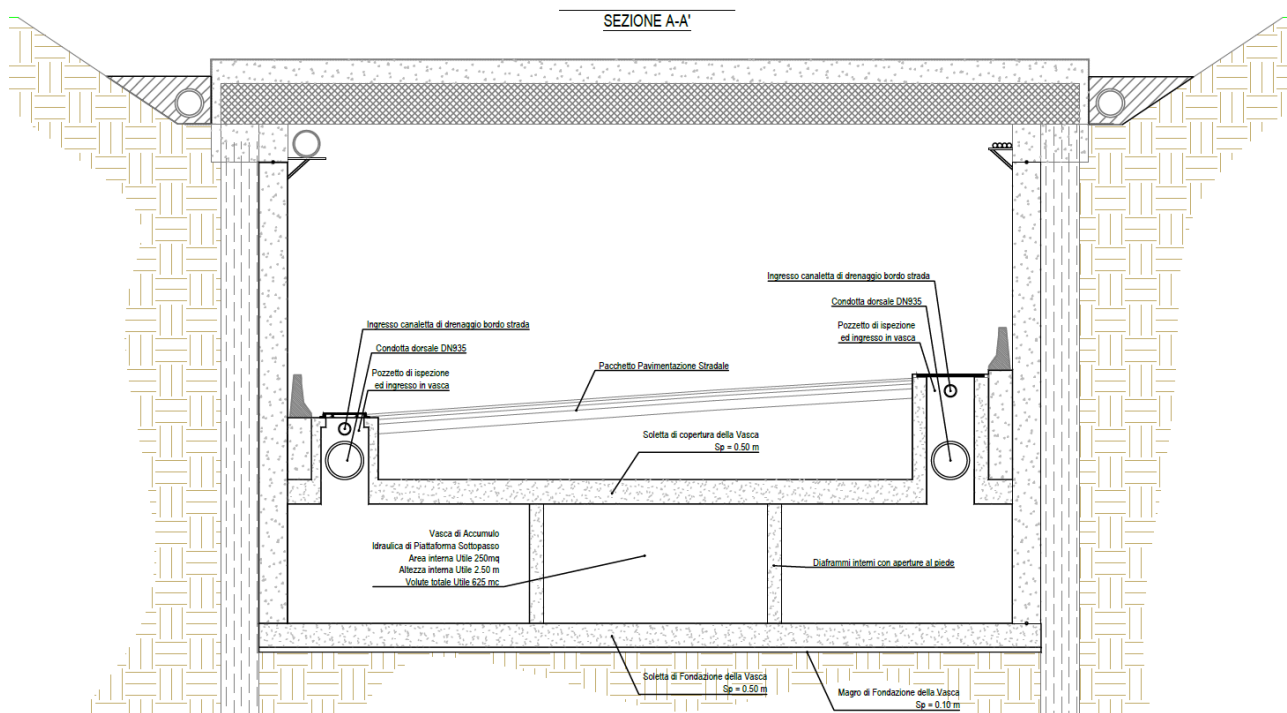
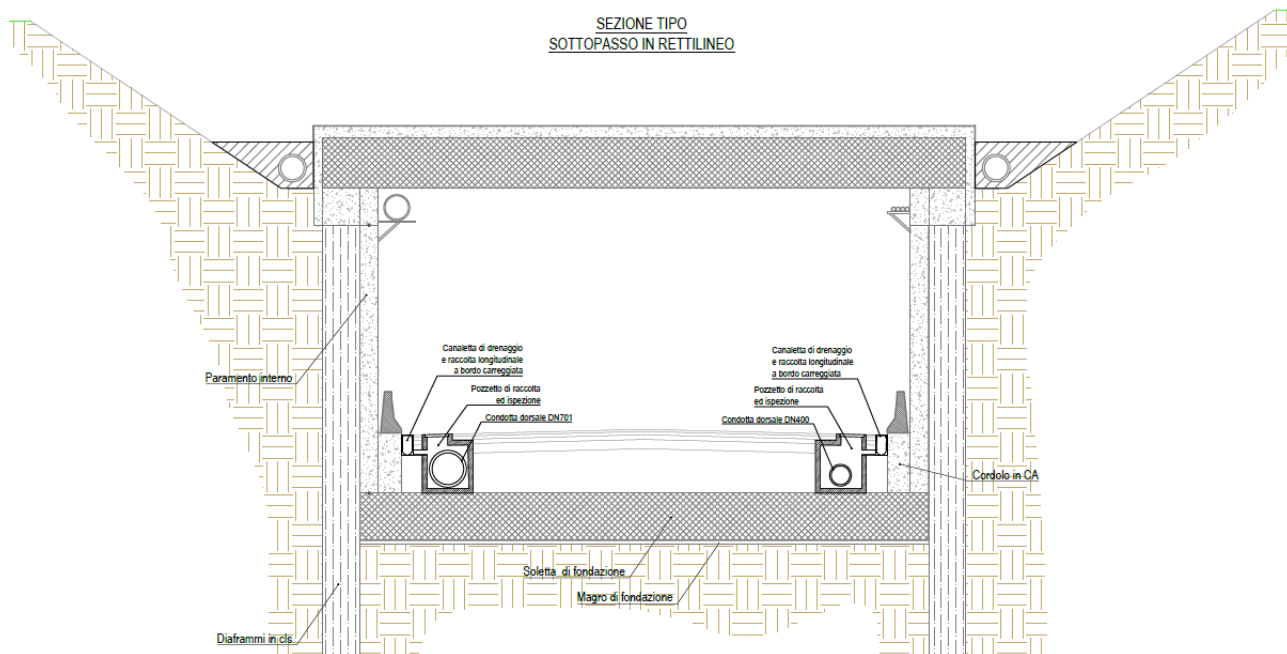
Le tipologie scelte per gli elementi della rete sono i seguenti:

- canalette prefabbricate longitudinali a bordo strada per il drenaggio delle acque di piattaforma lungo il sottopasso e le rampe nord e sud.
- tubazione in PEAD per i collettori e tutte le altre parti della rete.

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

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-VBT12-002-IL-PL Planimetria di progetto viabilità - Generale
- FLR-MPL-PSA-VBT12-003-IL-PL Planimetria di progetto viabilità - Quadro 1
- FLR-MPL-PSA-VBT12-004-IL-PL Planimetria di progetto viabilità - Quadro 2

- FLR-MPL-PSA-VBT12-005-IL-SE Sezioni tipologiche e particolari costruttivi

5.2 Analisi per eventi con TR30 anni

La rete di progetto è stata cimentata su eventi con TR 30 anni e durate di pioggia di 15 e 30 minuti.

Come condizione al contorno di valle, rappresentata dalla Vasca C, è stato imposto l'efflusso libero.

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.

Nei seguenti elaborati 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 (in sviluppo su tutte le durate simulate)

- FLR-MPL-PSA-VBT12-009-IL-PL Planimetria gradi riempimento e battenti massimi Viabilità TR30 - Generale
- FLR-MPL-PSA-VBT12-010-IL-PL Planimetria gradi riempimento e battenti massimi Viabilità TR30 - Quadro 1
- FLR-MPL-PSA-VBT12-011-IL-PL Planimetria gradi riempimento e battenti massimi Viabilità TR30 - Quadro 2

Di seguito sono riportati degli estratti.



Figura 4: Grado di riempimento massimo per le tubazioni del sottopasso NORD. Inviluppo TR 30 anni

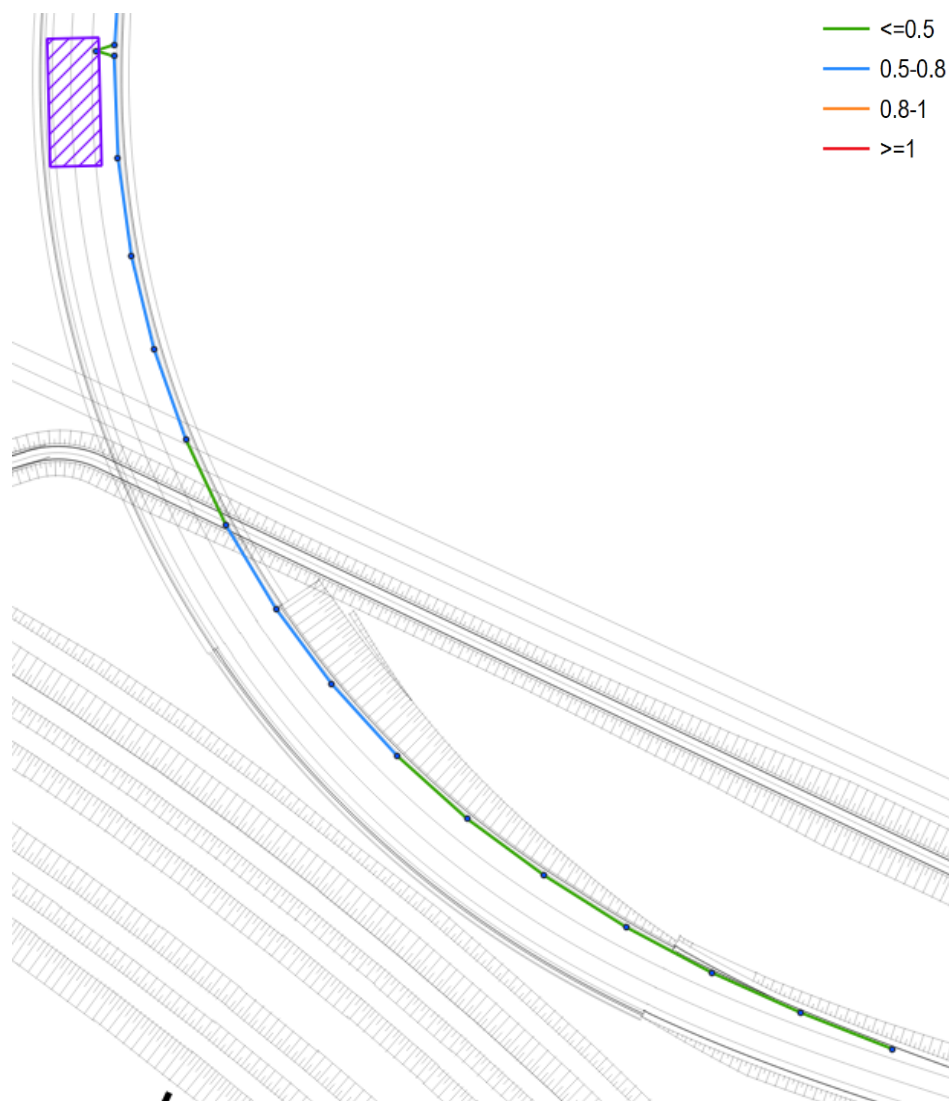


Figura 5: Grado di riempimento massimo per le tubazioni del sottopasso SUD. Involuppo TR 30 anni

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

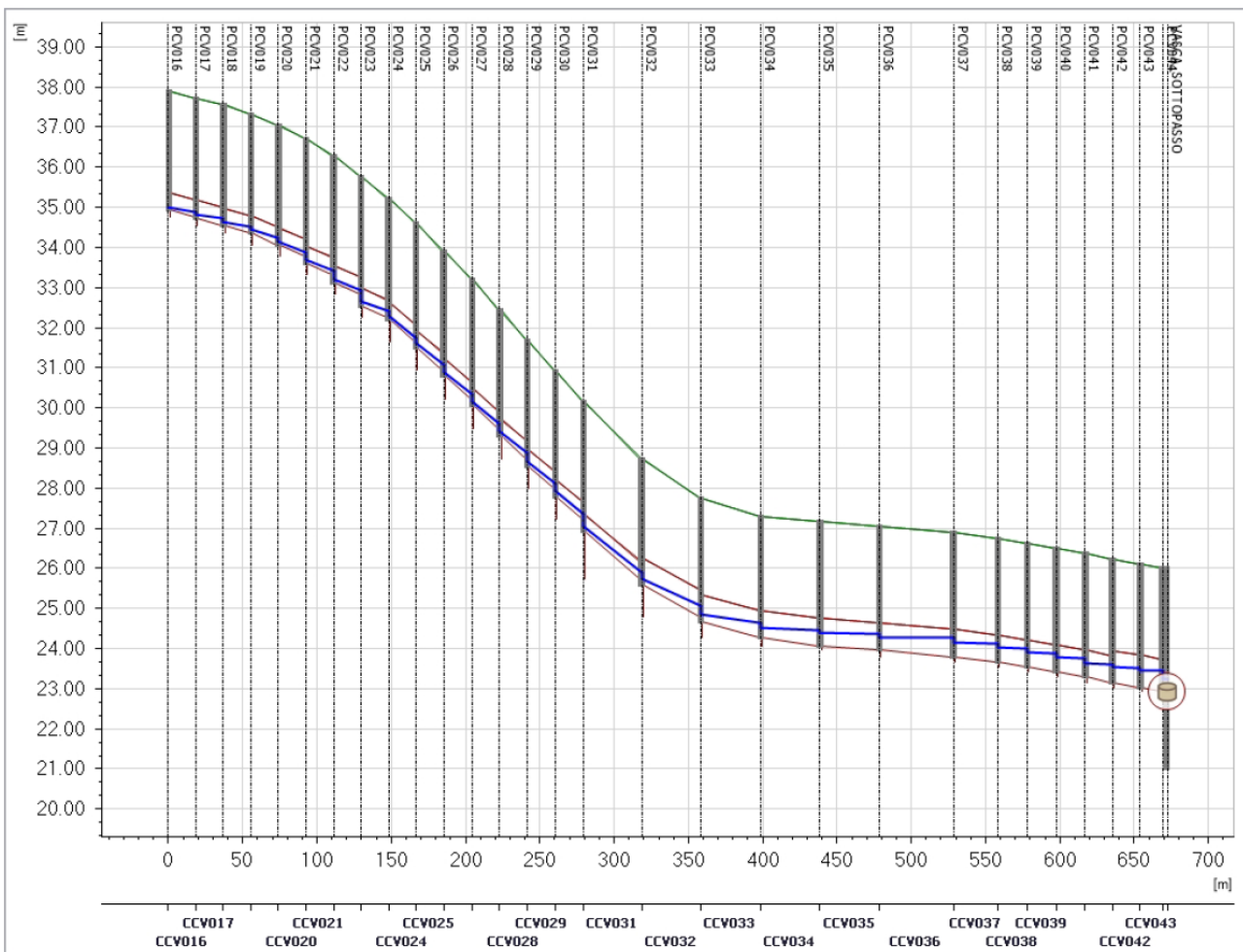
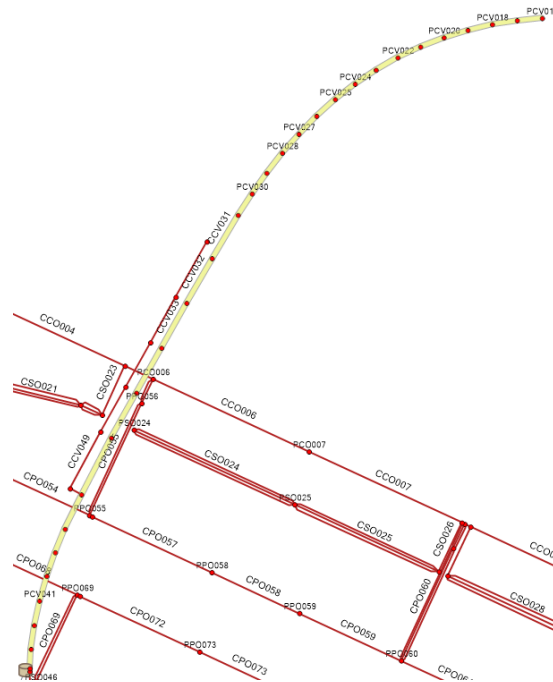


Figura 6: Vista planimetrica e profilo longitudinale del collettore nord della rete del sottopasso stradale

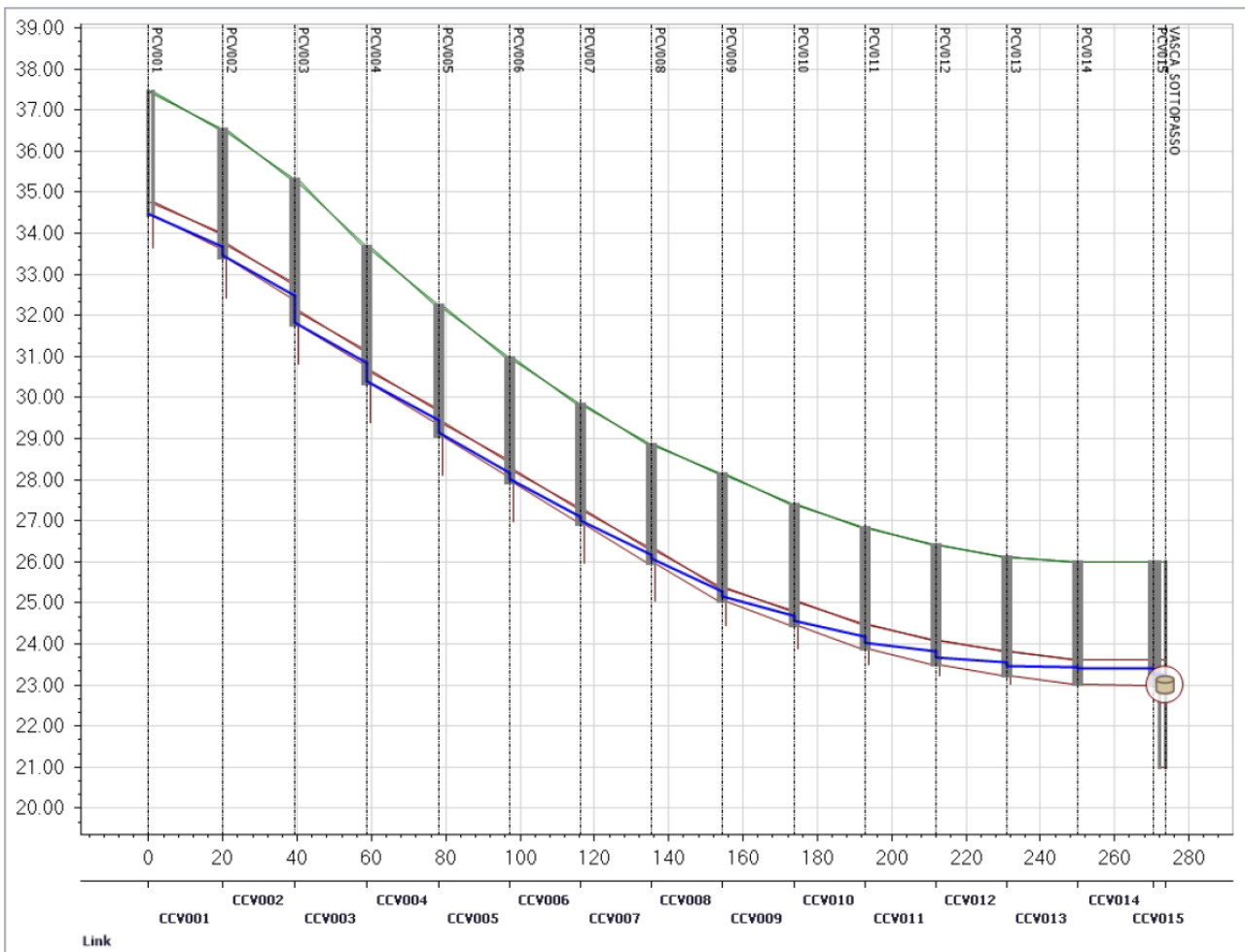
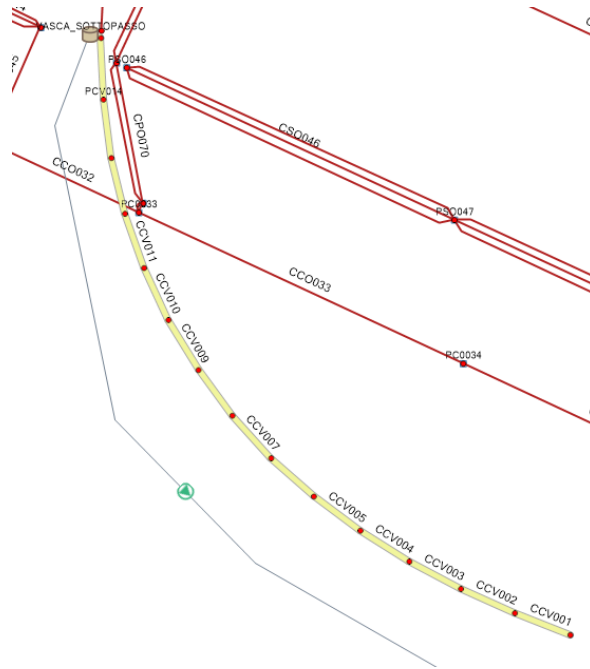


Figura 7: Vista planimetrica e profilo longitudinale del collettore sud della rete del sottopasso stradale

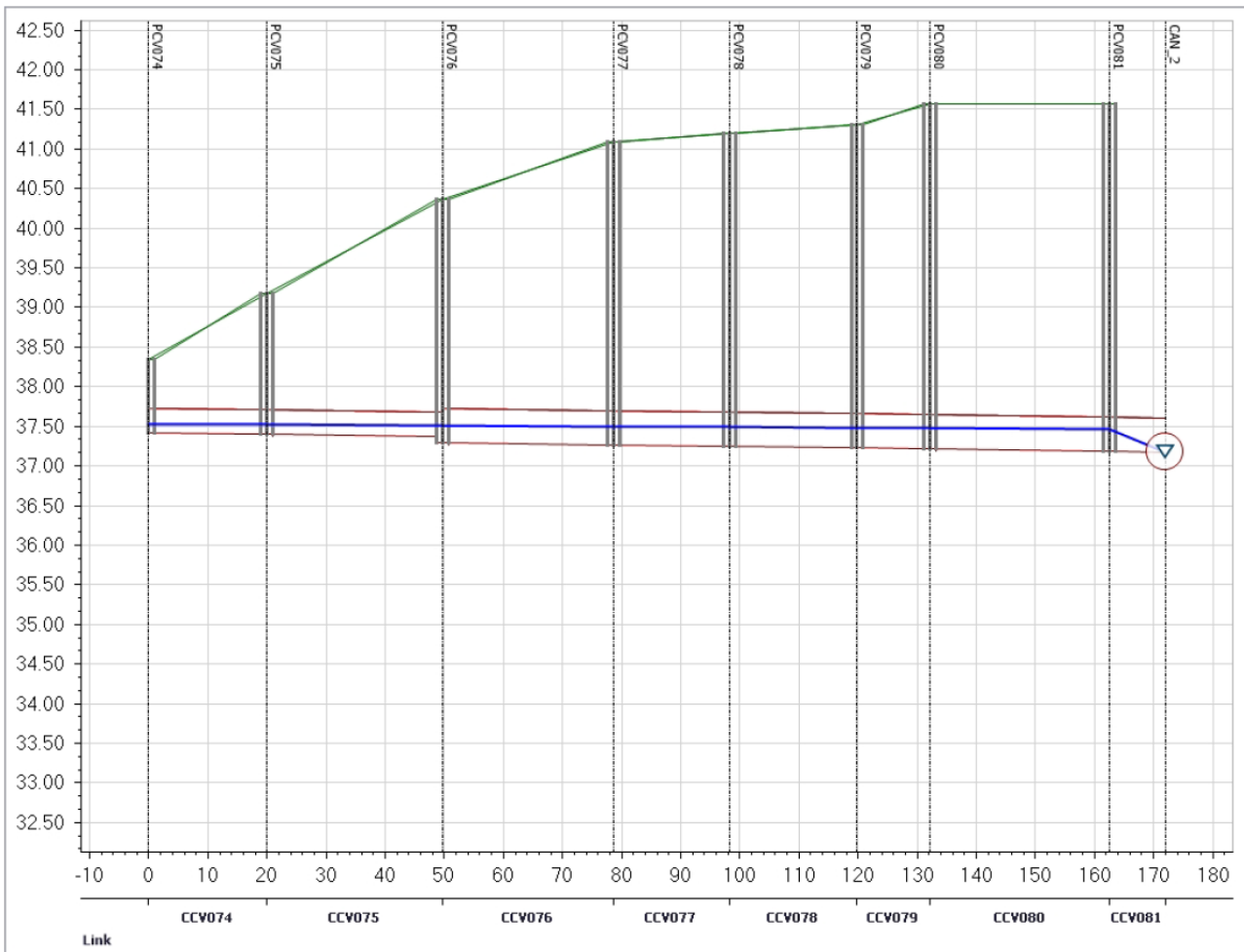
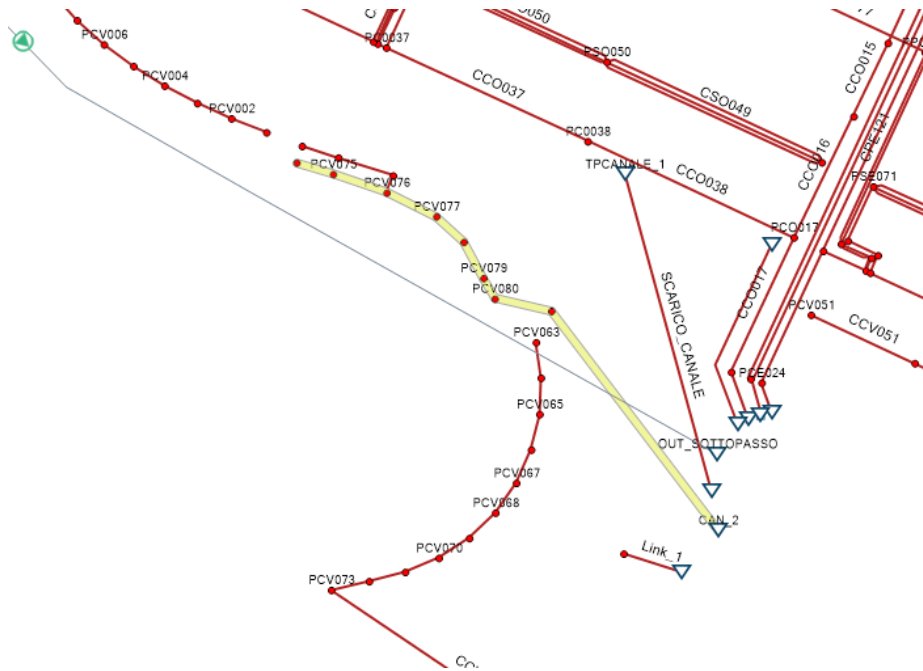


Figura 8: Vista planimetrica e profilo longitudinale del collettore stradale

5.3 Funzionamento della vasca del sottopasso stradale

La vasca di accumulo del sottopasso, dimensionata per eventi TR200 anni è caratterizzata da dimensioni interne di 25 x 10 per un'altezza utile di 2.5m. Le acque raccolte vengono sollevate mediante impianto di pompaggio con portata massima sollevata pari a 200 l/s. La vasca è stata sovradimensionata in modo tale da garantire l'accumulo per alcune ore anche nel caso in cui i gruppi elettrogeni siano fuori uso. Nello specifico se si considera il volume utile pari a 625 mc, un evento duecentennale a 12h con intensità di circa 10.50 mm/h, il volume della vasca è tale per cui si riesce ad accumulare circa 4 h di volumi di pioggia, in assenza di sollevamento. Di seguito si riporta, a titolo di esempio, il funzionamento della vasca per evento TR30 anni e TR200 anni a 0.25h

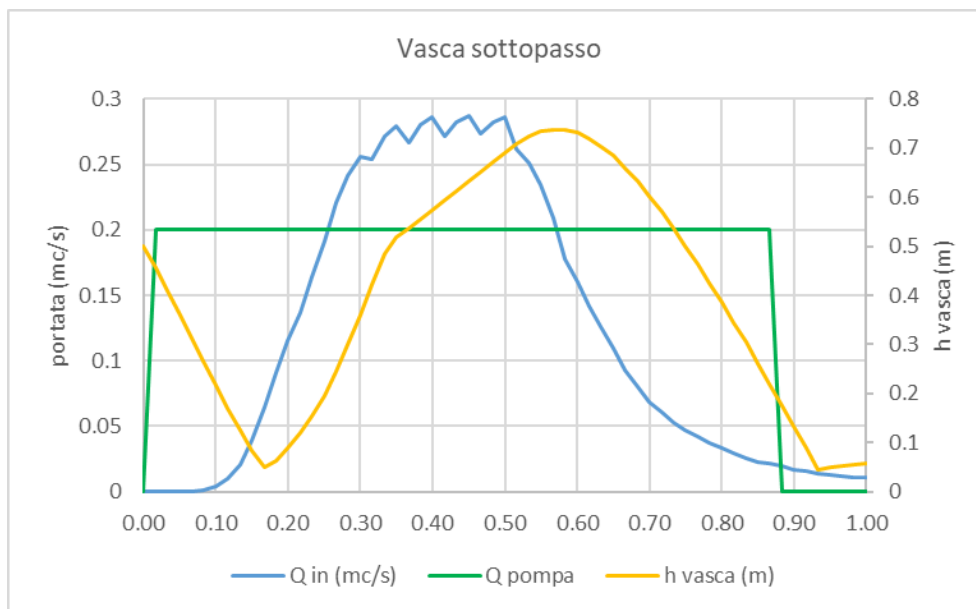


Figura 9: funzionamento vasca per evento tr200 15min

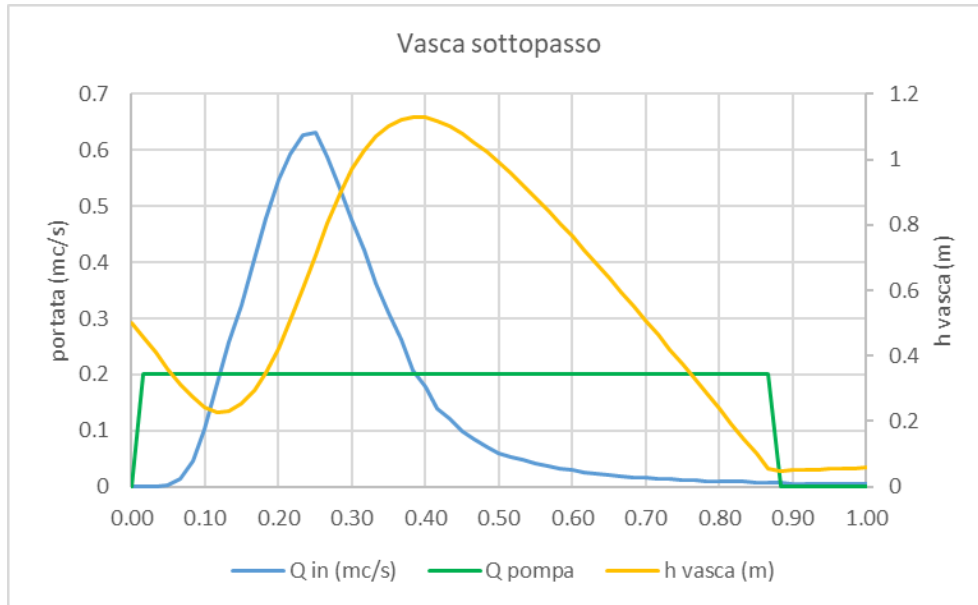


Figura 10: funzionamento vasca per evento tr200 15min

5.4 Vasca C

5.4.1 Dimensionamento della vasca C

Al fine di stimare i volumi di progetto per la vasca di compenso è stato impostato un bilancio volumetrico sui volumi cumulati in arrivo e uscita dalla vasca per eventi meteorici con TR 30 anni e durate variabili. Poiché l'area drenata non varia nel tempo, è stata effettuata un'analisi considerando il volume specifico per unità di superficie per cui il volume specifico accumulato v_{acc} [mc/ha] per una durata di pioggia t_p risulta:

$$v_{acc}(t) = v_{in}(t) - v_{out}(t)$$

dove $v_{in}(t_p) = \varphi_m \cdot h(t_p)$ con φ_m [-] il coefficiente di deflusso medio per tutto l'areale, e $h(t)$ [m] l'altezza di pioggia per un evento di durata t_p e $v_{out}(t_p) = q_{lim}(t_p - t_0)$, in cui q_{lim} è la portata scaricabile per unità di superficie [mc/s/ha] e t_0 rappresenta l'istante a cui si inizia a scaricare.

Sono state quindi analizzate le diverse durate di pioggia al fine di individuare quella che massimizza il volume specifico accumulabile in vasca. Il volume di progetto V_p è quello che corrisponde al massimo volume specifico accumulato moltiplicato per l'area drenata:

$$V_p = A_{tot} \cdot \max_{t_p} \{ at_p^n - q_{lim} t_p \}$$

dove A_{tot} [ha] è l'area drenata, che nel caso in esame ammonta a 266 ha.

Il coefficiente di deflusso medio è stato stimato come media pesata dei coefficienti di deflusso dei singoli bacini. Per i bacini impermeabili $\varphi = 0.9$, mentre per quelli permeabili è stato scelto un valore di 0.6. Per l'area del Polo Universitario (UNIFI) $\varphi = 0.73$. Il valore medio stimato del coefficiente di deflusso è pari a 0.73.

	<i>Area [ha]</i>	<i>φ [-]</i>
Aree impermeabili	60.48	0.9
Aree permeabili	134.45	0.6
UNIFI	70.80	0.73
Totale	265.73	-
Media	-	0.70

Tabella 6: Coefficienti di deflusso per gli areali del sedime aeroportuale e del bacino del Polo Universitario UNIFI.

Per la presente analisi sono stati quindi utilizzati i seguenti valori: $A_{tot} = 266$ ha, $\varphi = 0.7$, $q_{lim} = 2.61 \cdot 10^{-3}$ mc/s/ha, $a(TR=30) = 42.011$ mm e $n(TR=30) = 0.269$.

I risultati dell'analisi sono riportati nella seguente figura in cui si evidenzia come l'evento critico risulta essere quello con durata pari a circa 24 ore. In base ai risultati è stato stimato un volume di progetto V_p che deve essere almeno superiore a $150 \cdot 10^3$ mc.

Seguendo la stessa analisi per l'evento con TR 200 anni, per cui $a(TR=200) = 61.504$ mm e $n(TR=200) = 0.289$, si ottiene un volume necessario pari a circa $232.7 \cdot 10^3$ mc.

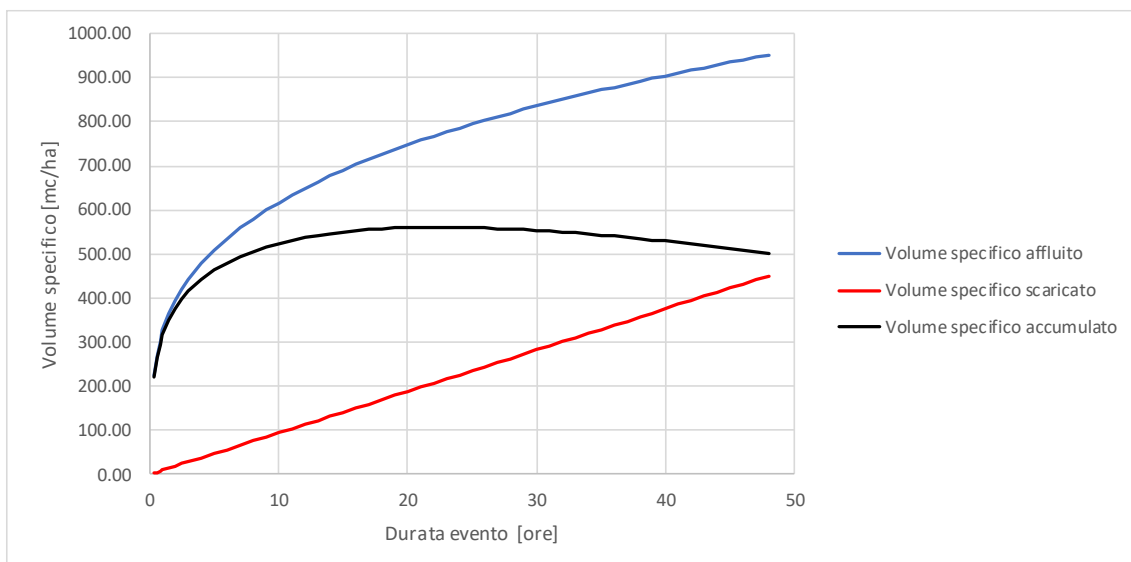


Figura 11: Andamento temporale dei volumi specifici cumulati: volume specifico affluito (linea azzurra), volume specifico scaricato (linea rossa) e volume specifico accumulato in vasca (linea nera) dato dalla differenza dei precedenti.

Il bacino di compenso avrà un'area totale pari a circa 127364 mq ($127.4 \cdot 10^3$ mq), di cui $89.1 \cdot 10^3$ mq con fondo a quota 33.00 m s.l.m. e $38.3 \cdot 10^3$ mq mq con fondo a 33.50 m s.l.m. La sommità perimetrale della vasca è posta a 35.5 m s.l.m. Con tali dimensioni, assumendo un franco di 0.5 m, considerando quindi un livello idrico di 35.00 m s.l.m., è possibile accumulare fino a $235 \cdot 10^3$ mc $\gg 150 \cdot 10^3$ mc e pertanto in grado di costituire un utile volano in condizioni di intermittenza di scolo quando i livelli nel Canale dell'Aeroporto non consentono lo scarico con cadente naturale.

5.4.2 Funzionamento idraulico della vasca C

L'obiettivo della vasca C è di autocontenimento idraulico del sistema di drenaggio in oggetto al fine di garantire uno scarico controllato nel Canale dell'Aeroporto, con portata specifica pari a 2.61 l/s/ha come richiesto dal Consorzio di Bonifica.

Oltre agli scarichi dei drenaggi sopra citati, all'interno della vasca vengono recapitate le acque meteoriche provenienti dal Bacino del Polo Universitario, dalla pista, dai raccordi e dai nuovi piazzali in progetto (escluso l'ampliamento dell'Apron100) la cui analisi è riportata negli specifici elaborati.

Il predimensionamento descritto al precedente paragrafo è stato poi verificato all'interno della presente modellazione idraulica dove la vasca C è stata implementata come DTM e quindi con modellazione bidimensionale, all'interno della quale vengono convogliate le acque raccolte dal sistema di drenaggio implementato.

A livello di modellazione idraulica, a favore di sicurezza si è imposto una portata in uscita nulla, considerando quindi uno scarico interdetto per tutta la durata della simulazione. Ne risulta quindi che l'evento critico per tale opera è rappresentato dall'evento a 36 ore di cui se ne riporta di seguito i risultati, per eventi con tempo di ritorno 30 e 200 anni.

I massimi livelli raggiunti in vasca sono pari a:

- TR30 anni 33.94 mslm Franco sicurezza 1.56 m
- TR200 anni 34.72 mslm Franco sicurezza 0.78 m

Il volume associato al franco di sicurezza, pari a circa 124000 mc, è funzionale agli interventi per la gestione del rischio da alluvione da reticolo principale, descritti nella specifica relazione.

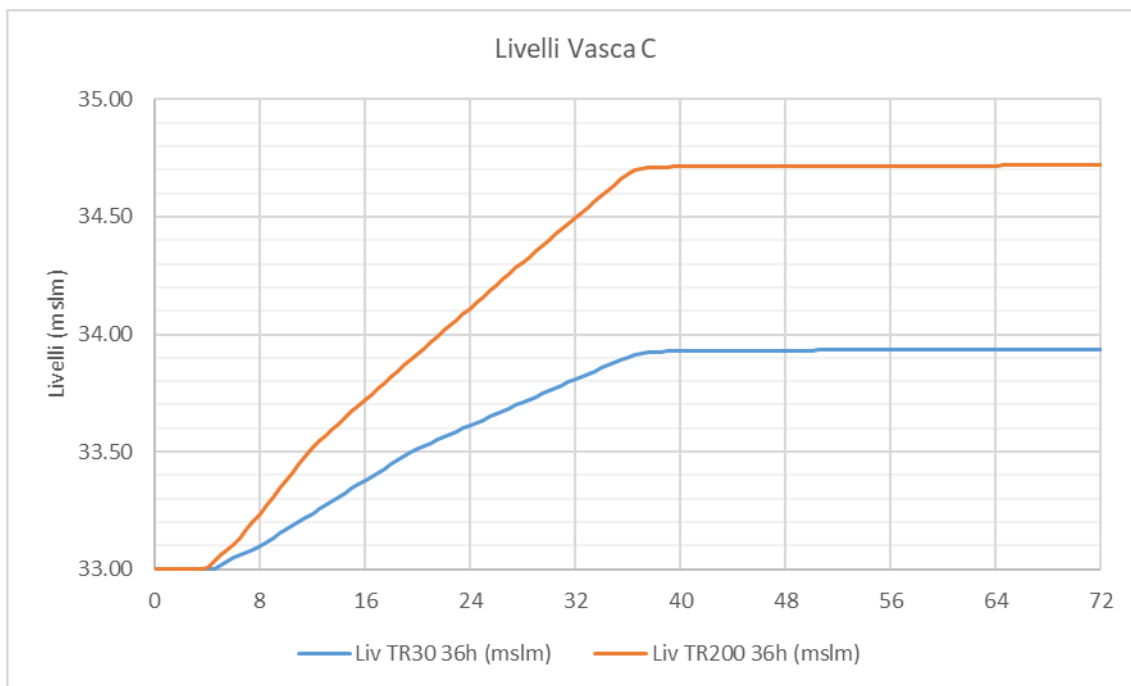


Figura 12: Livelli in vasca C per eventi con TR30 e 200 anni

6 ANALISI IDRAULICA DELLA RETE – EVENTO TR200 ANNI

In aggiunta alla modellazione per eventi con tempo di ritorno trentennale (evento dimensionante per la rete stradale), si è implementata una analisi idraulica per eventi con tempo di ritorno 200 anni, quale evento di progetto per la rete di drenaggio del sottopasso ed evento di verifica per la rete di drenaggio stradale.

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

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

- infrastruttura aeroportuale
- nuova viabilità
- Fosso Reale
- rilievo fotogrammetrico dello stato attuale

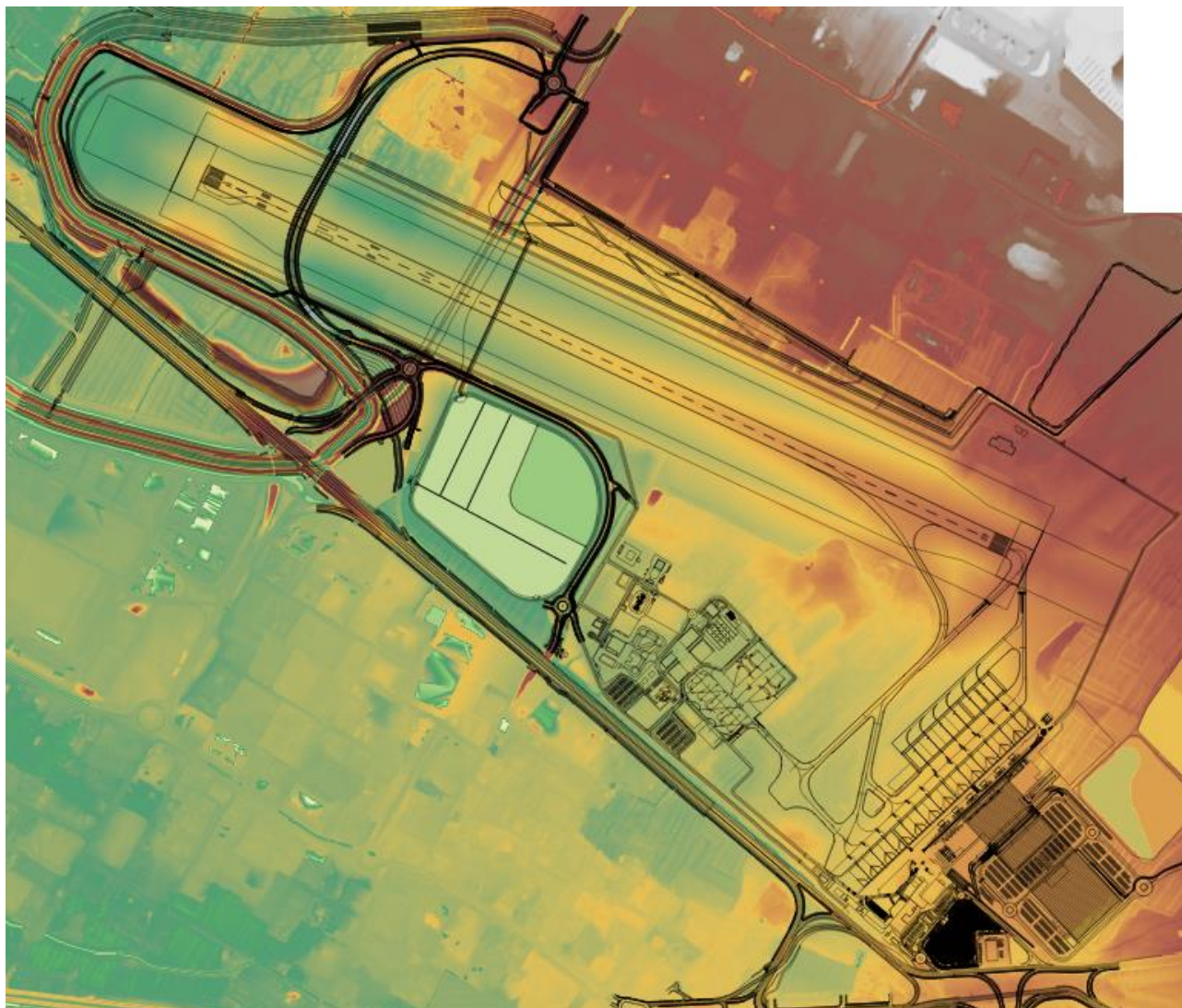


Figura 13:DTM di progetto

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, come ad esempio sul Fosso Perimetrale Interno. 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.

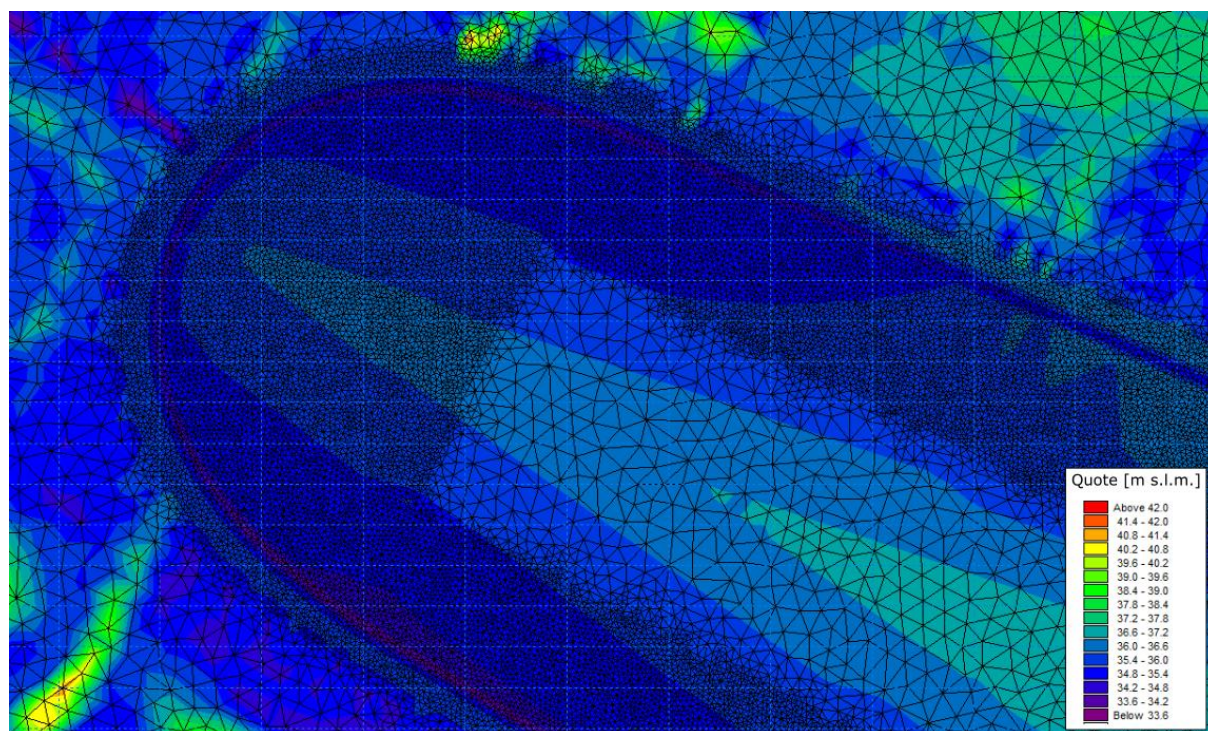


Figura 14: Vista di una porzione della mesh di calcolo

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 36 ore, con scarico sulla rete idraulica esterna impedito, per analizzare il comportamento idraulico della Vasca C in occasione di eventi estremi e intermittenza di scolo nel Canale dell’Aeroporto.

Si è inoltre ipotizzato che il Fosso Perimetrale interno al sedime aeronautico, non possa scaricare nel reticolo di drenaggio esterno, così che i volumi di pioggia ricadenti all'interno del sedime rimangano confinati in esso e sovrastimando, quindi, i potenziali allagamenti.

Le verifiche idrauliche implementate per eventi con tempo di ritorno 200 anni hanno evidenziato che non sia hanno allagamenti indotti da insufficienza della rete. Di fatto il drenaggio del sottopasso è dimensionato proprio sull'evento duecentennale. Anche sulla restante rete dell'infrastruttura stradale non si evidenziano criticità, benchè i riempimenti delle condotte siano maggiori.

I risultati delle analisi idrauliche sono riportati nei seguenti elaborati:

- FLR-MPL-PSA-VBT12-012-IL-PL Planimetria gradi riempimento e battenti massimi Viabilità TR200 - Generale
- FLR-MPL-PSA-VBT12-013-IL-PL Planimetria gradi riempimento e battenti massimi Viabilità TR200 - Quadro 1
- FLR-MPL-PSA-VBT12-014-IL-PL Planimetria gradi riempimento e battenti massimi Viabilità TR200 - Quadro 2

7 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato si descrive il sistema di drenaggio di progetto a servizio della nuova infrastruttura stradale. L'evento di progetto è rappresentato dall'evento trentennale a meno della rete del sottopasso stradale per la quale si è utilizzato il duecentennale.

Gli specchi sono stati dimensionati, 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.

Il modello idrologico idraulico implementato prende in considerazione l'intera rete di drenaggio che va a recapitare in vasca C, in modo tale da valutare correttamente il funzionamento idraulico dell'intero sistema. Per semplicità di lettura nella presente relazione si sono estrapolati i dati e i risultati della sola rete di drenaggio della viabilità.

Per lo stesso tempo di ritorno trentennale è stata dimensionata anche la Vasca C per l'autocontenimento dei volumi di pioggia ricadenti sull'area del sedime aeroportuale nel rispetto del limite di 2.6 l/(s ha) fissato dal Piano Generale di Bonifica. Il bacino risulta in grado di invasare fino a $235 \cdot 10^3$ mc con un franco di 0.78 m, ampiamente al di sopra della capacità di invaso.

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 sia per eventi trentennali che duecentennali non si hanno criticità tali da indurre esondazioni dalla rete di drenaggio. Dalle stesse modellazioni si evince che la vasca C è correttamente dimensionata con massimi livelli che garantiscono comunque 78 cm di franco rispetto alla quota di chiusura di 35.50 mslm.

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

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

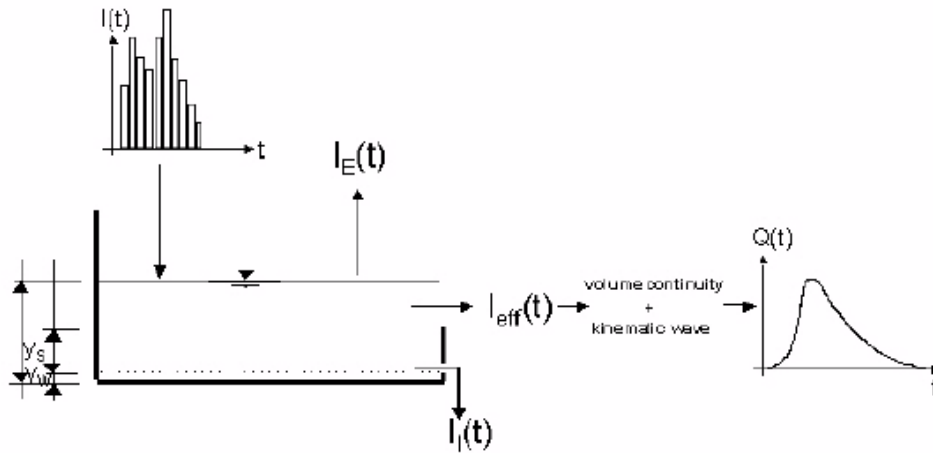


Figura A-0-1: Schema concettuale del modello idrologico B dell'onda cinematica.

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.

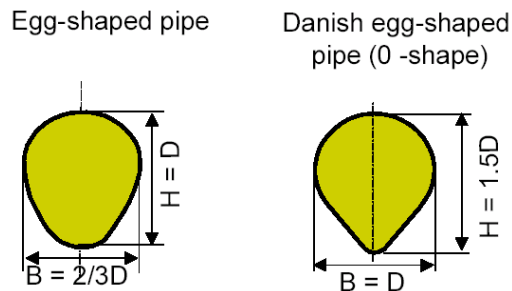


Figura B-0-2: Sezioni tipo di forma ovoidale schematizzabili nel modello.

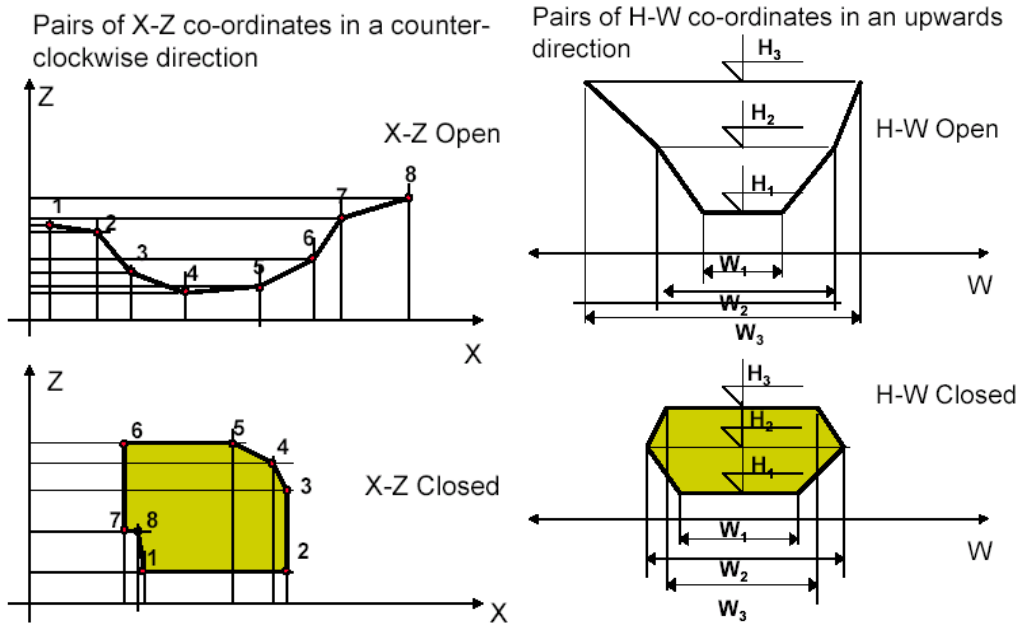


Figura B-0-3: Esempi di sezioni schematizzabili in funzione dei dati direttamente inseriti dall'utente.

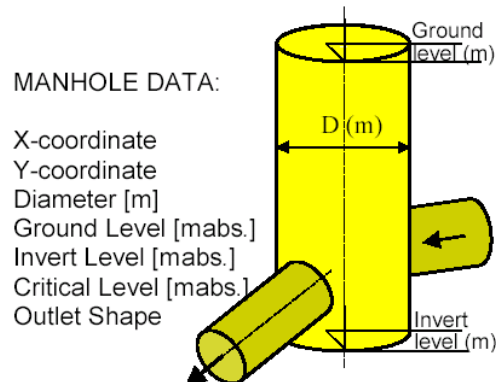


Figura B-0-4: Schematizzazione dei pozzetti.

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], α 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.

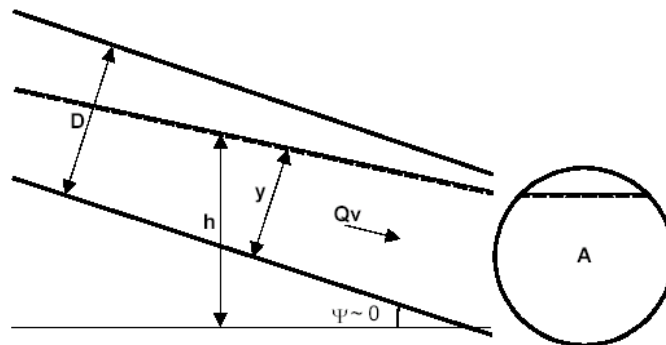


Figura B-0-5: Schema della sezione di una condotta.

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.

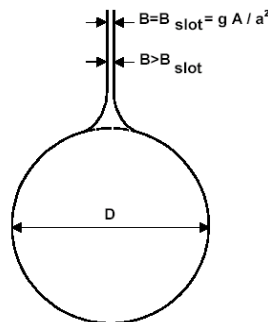


Figura B-0-6: Schematizzazione del moto in una condotta in pressione.

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.

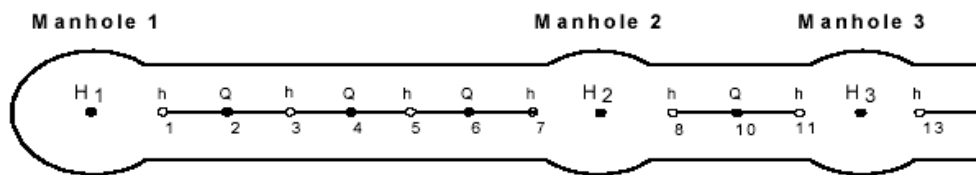


Figura B-0-7: Rappresentazione della griglia di calcolo.

A.3.5 Condizioni iniziali ed al contorno

È 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 $Q = Q(t)$, [m³/s];
- portata in uscita attraverso uno stramazzo $Q = Q(H)$, [m³/s];
- portata in uscita attraverso una pompa $Q = Q(H)$, [m³/s].
- In corrispondenza degli sbocchi:
 - livello costante $H = \text{cost.}$, [m];
 - idrogramma di livello $H = H(t)$, [m];
 - scala di deflusso $Q = Q(H)$, [m³/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) $Q = Q(H)$, [m³/s].

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

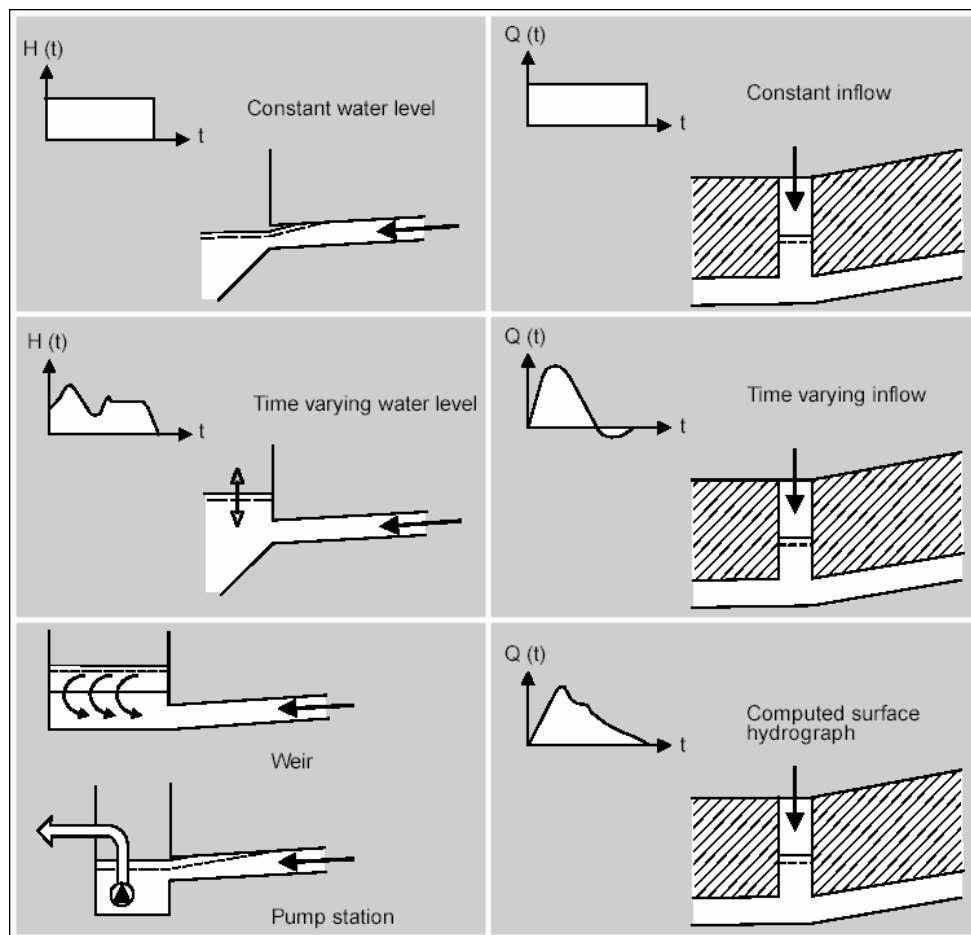


Figura B-0-8: Esempi di condizioni al contorno applicabili.

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 ζ_{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:

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

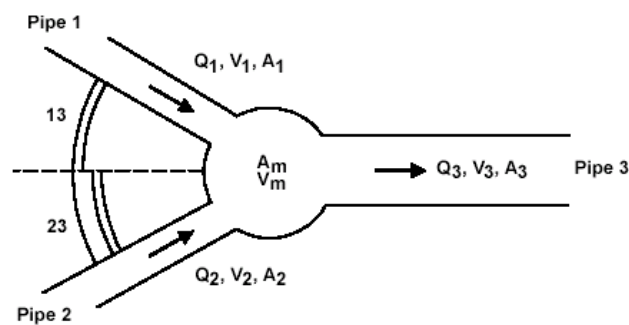


Figura B-0-9: Pozzetto con due tubazioni in ingresso ed una in uscita.

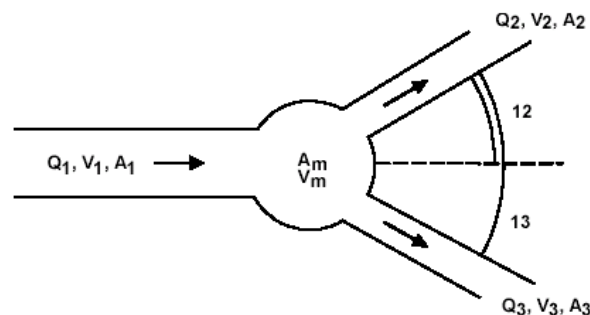


Figura B-0-10: Pozzetto con una tubazione in ingresso e due in uscita.

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:

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

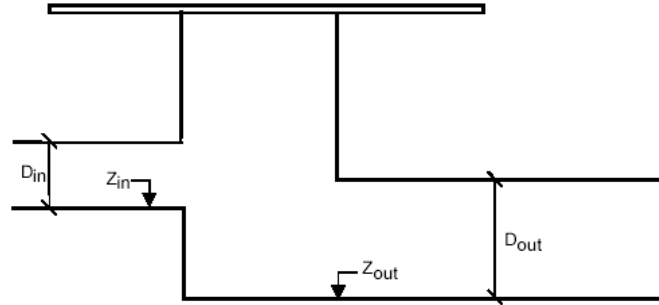


Figura B-0-11: Differenza di quota tra collettore in ingresso ed uscita dal pozzetto.

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:

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

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

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo y:

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

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

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, ρ_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 τ 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, Δ 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.

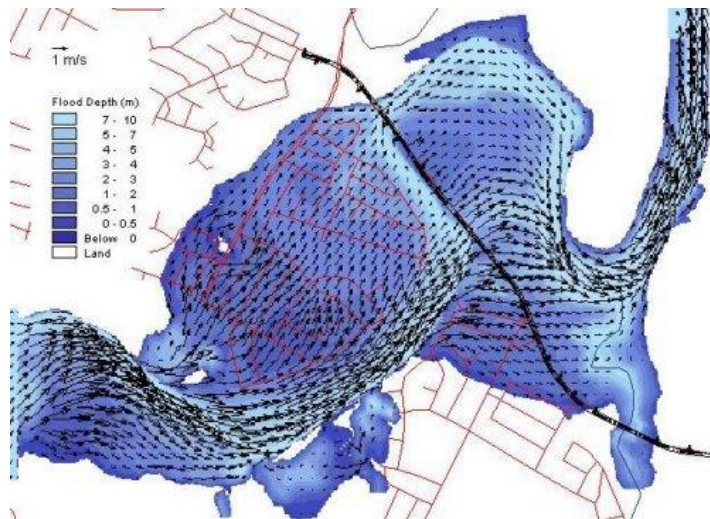


Figura B-0-1: Esempio di visualizzazione di risultati con battenti e (scala di blu) e rappresentazione del campo di moto attraverso vettori di diversa lunghezza e direzione.

Appendice C – Caratteristiche geometriche del modello idrologico idraulico - condotte

CODICE	DA NODO	A NODO	TIPO	Dint (mm)	Lungh (m)	Scorrimento in (mslm)	Scorrimento out (mslm)	Slope (%)	Manning	Non ritorno
CCV015	PCV015	VASCA_SOT TOPASSO	Circolare	600	3.00	23.00	23.00	0.10	110	
CCV014	PCV014	PCV015	Circolare	600	20.50	23.02	23.00	0.10	110	
CCV013	PCV013	PCV014	Circolare	600	19.11	23.21	23.02	1.00	110	
CCV012	PCV012	PCV013	Circolare	600	19.08	23.50	23.21	1.50	110	
CCV011	PCV011	PCV012	Circolare	600	19.10	23.88	23.50	2.00	110	
CCV010	PCV010	PCV011	Circolare	600	19.09	24.45	23.88	3.00	110	
CCV009	PCV009	PCV010	Circolare	347	19.41	25.03	24.45	3.00	110	
CCV008	PCV008	PCV009	Circolare	347	18.87	25.97	25.03	5.00	110	
CCV007	PCV007	PCV008	Circolare	347	19.15	26.92	25.97	5.00	110	
CCV006	PCV006	PCV007	Circolare	347	19.04	27.92	26.97	5.00	110	
CCV005	PCV005	PCV006	Circolare	347	19.17	29.06	28.10	5.00	110	
CCV004	PCV004	PCV005	Circolare	347	19.22	30.34	29.37	5.00	110	
CCV003	PCV003	PCV004	Circolare	347	19.41	31.78	30.80	5.00	110	
CCV002	PCV002	PCV003	Circolare	347	19.63	33.41	32.42	5.00	110	
CCV001	PCV001	PCV002	Circolare	347	19.79	34.44	33.65	4.00	110	
CCV044	PCV044	VASCA_SOT TOPASSO	Circolare	800	3.20	22.94	22.92	0.62	110	
CCV043	PCV043	PCV044	Circolare	800	15.00	23.04	22.94	0.67	110	
CCV042	PCV042	PCV043	Circolare	800	18.67	23.15	23.04	0.57	110	
CCV041	PCV041	PCV042	Circolare	678	18.45	23.30	23.15	0.83	110	
CCV040	PCV040	PCV041	Circolare	678	19.55	23.42	23.30	0.63	110	
CCV039	PCV039	PCV040	Circolare	678	19.56	23.55	23.42	0.66	110	
CCV038	PCV038	PCV039	Circolare	678	19.74	23.67	23.55	0.62	110	
CCV037	PCV037	PCV038	Circolare	678	29.71	23.80	23.67	0.43	110	
CCV036	PCV036	PCV037	Circolare	678	49.90	23.97	23.80	0.34	110	
CCV035	PCV035	PCV036	Circolare	678	40.00	24.08	23.97	0.26	110	
CCV034	PCV034	PCV035	Circolare	678	40.00	24.28	24.08	0.50	110	
CCV033	PCV033	PCV034	Circolare	678	40.00	24.68	24.28	1.00	110	
CCV032	PCV032	PCV033	Circolare	678	39.97	25.59	24.79	2.00	110	
CCV031	PCV031	PCV032	Circolare	433	39.31	26.92	25.74	3.00	110	
CCV030	PCV030	PCV031	Circolare	433	18.82	27.78	27.22	3.00	110	
CCV029	PCV029	PCV030	Circolare	433	18.75	28.54	27.98	3.00	110	
CCV028	PCV028	PCV029	Circolare	433	18.72	29.30	28.74	3.00	110	
CCV027	PCV027	PCV028	Circolare	433	18.56	30.05	29.50	3.00	110	
CCV026	PCV026	PCV027	Circolare	433	19.14	30.79	30.21	3.00	110	
CCV025	PCV025	PCV026	Circolare	433	18.45	31.51	30.95	3.00	110	
CCV024	PCV024	PCV025	Circolare	433	18.54	32.20	31.64	3.00	110	
CCV023	PCV023	PCV024	Circolare	433	18.59	32.55	32.27	1.50	110	
CCV022	PCV022	PCV023	Circolare	433	18.47	33.10	32.83	1.50	110	
CCV021	PCV021	PCV022	Circolare	433	18.54	33.59	33.31	1.50	110	
CCV020	PCV020	PCV021	Circolare	433	18.56	34.06	33.78	1.50	110	
CCV019	PCV019	PCV020	Circolare	433	18.48	34.35	34.07	1.50	110	
CCV018	PCV018	PCV019	Circolare	433	18.55	34.55	34.36	1.00	110	
CCV017	PCV017	PCV018	Circolare	433	18.54	34.74	34.56	1.00	110	
CCV016	PCV016	PCV017	Circolare	433	18.50	34.94	34.75	1.00	110	
CCV050	PCV050	PCV037	Circolare	272	9.90	24.10	24.09	0.11	110	
CCV049	PCV049	PCV050	Circolare	272	49.65	24.25	24.20	0.10	110	
CCV048	PCV048	PCV049	Circolare	272	40.00	24.30	24.26	0.10	110	
CCV047	PCV047	PCV048	Circolare	272	39.50	24.42	24.38	0.10	110	
CCV046	PCV046	PCV047	Circolare	272	39.50	24.85	24.45	1.00	110	
CCV045	PCV045	PCV046	Circolare	272	49.49	25.71	24.97	1.49	110	
CCV056	PCV056	CAN_4	Circolare	433	14.19	35.14	35.00	1.00	110	
CCV055	PCV055	PCV056	Circolare	433	20.34	35.26	35.16	0.50	110	
CCV054	PCV054	PCV055	Circolare	433	60.05	35.56	35.26	0.50	110	
CCV053	PCV053	PCV054	Circolare	433	60.00	35.86	35.56	0.50	110	
CCV052	PCV052	PCV053	Circolare	433	60.00	36.16	35.86	0.50	110	
CCV051	PCV051	PCV052	Circolare	433	60.00	37.52	36.32	2.00	110	
CCV059	PCV059	CAN_5	Circolare	347	12.70	34.90	34.84	0.50	110	
CCV058	PCV058	PCV059	Circolare	272	30.00	35.24	35.09	0.50	110	
CCV057	PCV057	PCV058	Circolare	272	30.15	35.43	35.28	0.50	110	
CCV062	PCV062	PCV059	Circolare	347	40.00	35.19	34.99	0.50	110	
CCV061	PCV061	PCV062	Circolare	347	40.00	35.48	35.28	0.50	110	
CCV060	PCV060	PCV061	Circolare	347	39.35	35.68	35.48	0.50	110	
CCV073	PCV073	CAN_3	Circolare	500	12.42	37.93	37.87	0.50	110	
CCV072	PCV072	PCV073	Circolare	500	20.37	38.03	37.93	0.50	110	
CCV071	PCV071	PCV072	Circolare	500	19.51	38.13	38.03	0.50	110	
CCV070	PCV070	PCV071	Circolare	500	19.12	38.22	38.13	0.50	110	
CCV069	PCV069	PCV070	Circolare	500	19.10	38.41	38.22	1.00	110	
CCV068	PCV068	PCV069	Circolare	500	19.09	38.80	38.42	2.00	110	
CCV067	PCV067	PCV068	Circolare	500	19.09	39.27	38.89	2.00	110	
CCV066	PCV066	PCV067	Circolare	500	19.12	39.76	39.38	2.00	110	
CCV065	PCV065	PCV066	Circolare	500	19.10	40.06	39.87	1.00	110	

CCV064	PCV064	PCV065	Circolare	500	19.10	40.27	40.08	1.00	110	
CCV063	PCV063	PCV064	Circolare	500	18.81	40.37	40.27	0.50	110	
CCV081	PCV081	CAN_2	Circolare	433	9.43	37.19	37.18	0.11	110	
CCV080	PCV080	PCV081	Circolare	433	30.34	37.22	37.19	0.10	110	
CCV079	PCV079	PCV080	Circolare	433	12.32	37.23	37.22	0.10	110	
CCV078	PCV078	PCV079	Circolare	433	21.63	37.25	37.23	0.10	110	
CCV077	PCV077	PCV078	Circolare	433	19.61	37.27	37.25	0.10	110	
CCV076	PCV076	PCV077	Circolare	433	28.94	37.30	37.27	0.10	110	
CCV075	PCV075	PCV076	Circolare	300	29.67	37.40	37.37	0.10	110	
CCV074	PCV074	PCV075	Circolare	300	20.00	37.42	37.40	0.10	110	
CCV084	PCV084	PCV076	Circolare	300	9.57	37.33	37.32	0.10	110	
CCV083	PCV083	PCV084	Circolare	300	30.22	37.36	37.33	0.10	110	
CCV082	PCV082	PCV083	Circolare	300	20.00	37.38	37.36	0.10	110	
Link_1	Node_2	OUT_CANAL ETTE	Circolare	10000	10.00	35.00	34.90	1.00	85	

Appendice D – Risultati del modello idrologico

AREE SCOLANTI

BVE041A	115.7	0.0	56.0	69.7	0.0	35.0	42.0	0.0	21.0	164.8	0.0	81.0	100.7	0.0	50.0	4.8	0.0	2.0
BAV001	115.7	73.8	244.0	69.7	69.7	144.0	42.0	42.0	133.0	164.8	73.8	527.0	100.7	73.8	341.0	4.8	4.8	13.0
BAV003	115.7	73.8	75.0	69.7	69.7	46.0	42.0	42.0	49.0	164.8	73.8	188.0	100.7	73.8	139.0	4.8	4.8	6.0
BAV002	115.7	73.8	173.0	69.7	69.7	102.0	42.0	42.0	94.0	164.8	73.8	374.0	100.7	73.8	242.0	4.8	4.8	9.0

CONDOTTE

