

COMUNE DI VICENZA



PARCO DELLA PACE PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RSID.2 IDRAULICA RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE IDRAULICA

GIUGNO 2017

Rev.00 26.06.2017 EMISSIONE
Rev.01 13.09.2017 VALIDAZIONE

redatto	ITS-MaT
verificato	ITS-GM
approvato	PAN-GS/BS

ATI - registrata a Milano l'11-12-2015 n°44454 serie IT • Capogruppo : PAN ASSOCIATI srl



PAN ASSOCIATI srl • c.f./p.IVA 13352030152
Milano: via don Carlo Porro 6 Cap. 20128 • tel. 022578982 • fax 022579836 • studio@panassociati.it
progettisti: dott. for. Benedetto Selleri, arch. Gaetano Selleri



ITS SRL • c.f./p.IVA 02146140260
Pieve di Soligo (TV): via Corte delle Caneve n. 11
Cap. 31053 • tel. 043882082 • fax 0438980622
info@its-engineering.com
progettisti: ing. Giustino Moro



FRANCO ZAGARI • p.IVA 07044480585
Roma: via Giuseppe Andreoli n. 2 Cap. 00195
tel. 0668801702 • fax 0668808073
info@francozagari.it
progettisti: arch. Franco Zagari



ESTUDI MARTI FRANCH ARQUITECTURA DEL
PAISATGE SL • c.f./p.IVA ESB55218754
Girona (Spagna): C/Joaquim Vayreda, 63 13-Cap.17001
tel. +34 972214846 • fax +34 972214846 • emf@emf.cat
progettisti: dott. Martí Franch

GINO LUCCHETTA • p.IVA 02005760265
Pieve di Soligo (TV): via Rivette n. 9/2 Cap. 31053
tel. 0438842312 • fax 0438842312
ginolucchetta@libero.it
progettisti: dott. Gino Lucchetta

consulenti



ASPROSTUDIO
Contrà S.Ambrogio 19 , 36100 (Vicenza)
tel: +390444545786 • info@asprostudio.it
responsabile del servizio:
Claudio Bertorelli, arch. Francesco Dal Toso

Victor Tenez,
Riccardo Gini,
Miriam Garcia,
Massimo Venturi Ferriolo.

Indice

PREMESSE	3
1.INQUADRAMENTO TERRITORIALE	5
2.OPERE DI PROGETTO	6
3.CONDIZIONI IDRAULICHE AL CONTORNO	12
3.1. GEOLOGIA ED IDROGEOLOGIA	12
3.2. IMMISSIONI.....	14
3.3. BOCCA TARATA	16
4. SCENARI OGGETTO DELLA MODELLAZIONE	17
4.1. SCENARIO 1	17
4.2. SCENARIO 2	17
4.3. SCENARIO 3	18
5. STUDIO IDROLOGICO	19
5.1. PRECIPITAZIONI DI PROGETTO.....	21
5.2. PORTATE IN INGRESSO DA VIA SANT'ANTONINO	25
6. MODELLAZIONE IDRAULICA	26
6.1. IL MODELLO NUMERICO	26
6.2. GEOMETRIA.....	28
6.3. SCABREZZE.....	29
6.4. MAGLIATURA.....	31
6.5. MODELLO 1D	33
6.6. CONDIZIONI AL CONTORNO	34
6.7. CONDIZIONI INIZIALI	36
7. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE	37
7.1. SCENARIO 1 - CONDIZIONI ORDINARIE.....	37
7.2. SCENARIO 2 – EVENTI METEORICI CON $Tr=50$ ANNI	39
7.3. SCENARIO 3 – EVENTO METEORICO CON $Tr=5$ ANNI.....	49
8. CONCLUSIONI	52

PREMESSE

Il Parco della Pace sarà realizzato nella metà orientale dell'ex aeroporto militare "Dall Molin".

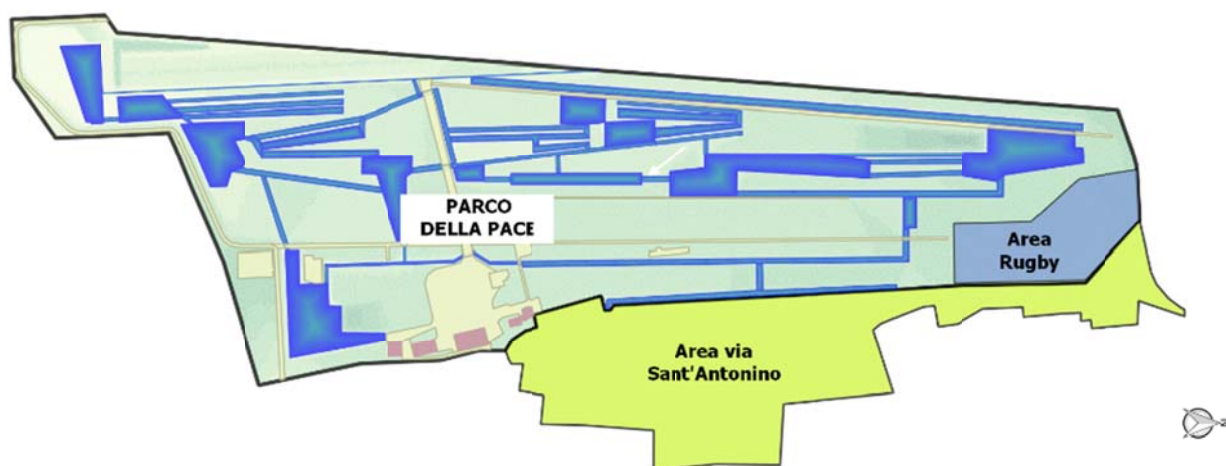
Tra l'idea di Pace che muove ed ispira gli elementi compositivi fondanti del parco, l'acqua, qui affiorante, è tema di riflessione nel suo rapporto con la topografia, definendo un sistema di micro paesaggi fatto di vasche di laminazione, bacini, stagni e canali.

Il parco è pensato come una grande pianura, modellata da un paesaggio di acqua e rilievi, boschi e praterie. Questo vasto sistema estensivo, è disegnato per la gran parte da topografia, acqua e vegetazione, e si declina in questi elementi:

- zone umide
- prati, boschi e frutteti inselvatichiti
- area wilderness
- area adibita ad agricoltura urbana e vivaio
- zone sportive e per eventi (tra cui Stadium e Skatepark)
- "tracciato blu" di canali
- il mercato
- la fascia inedificabile di confine con la base militare americana.

L'intervento di progetto, non costituisce variante urbanistica, e lascia sostanzialmente invariata l'impermeabilità del suolo; per cui non è soggetto alla normativa in materia di compatibilità idraulica, (DGRV 1322/2006 e ss.mm.ii.). La normativa regionale sarà tuttavia presa a riferimento per i metodi e gli approcci impiegati nelle analisi idrologiche e nelle valutazioni idrauliche, analisi e valutazioni che hanno, come scenario, oltre la superficie del parco anche l'area di via Sant'Antonino.

Il parco copre una superficie pari a circa 57 ha, la superficie totale del bacino scolante è invece pari a circa 76 ha di cui 3.5 relativi all'area dei campi da rugby e 16 relativi all'area tributaria di via Sant'Antonino.



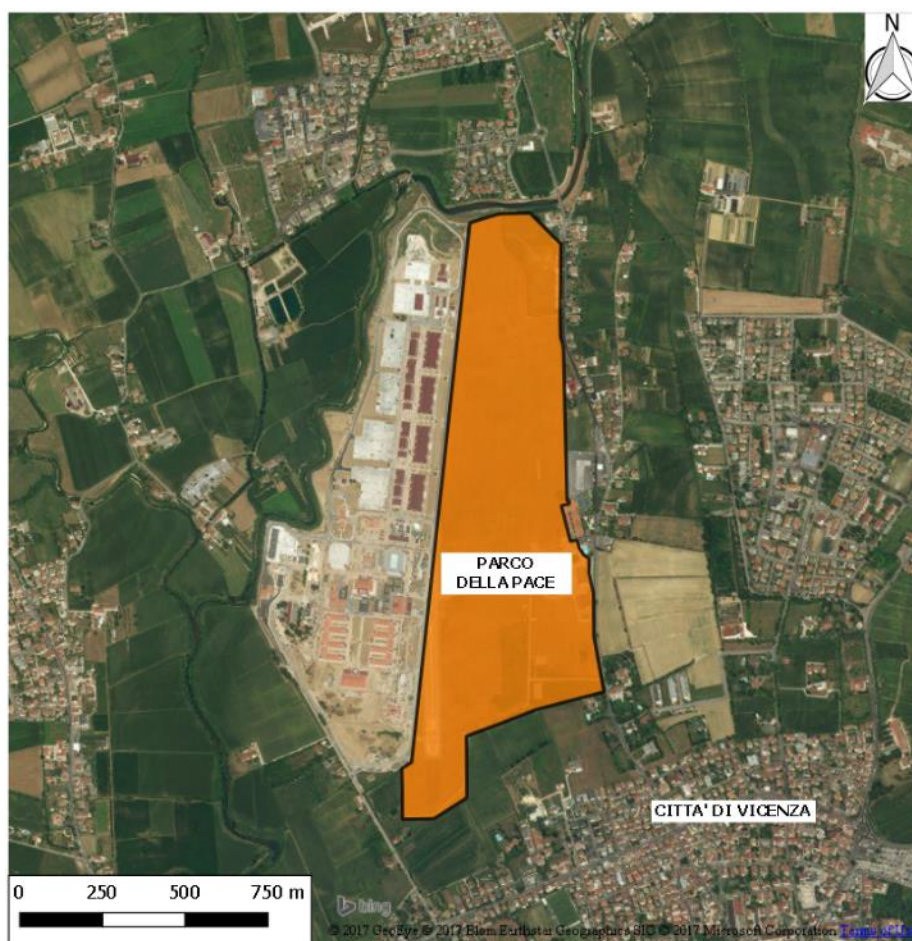
Individuazione dei bacini scolanti nel Parco della Pace

La presente relazione descrive la modellazione idraulica del Parco della Pace con lo scopo di fornire una valutazione generale delle condizioni di deflusso all'interno dei canali e degli specchi d'acqua in condizioni ordinarie (Scenario 1) e in condizioni di precipitazione con tempo di ritorno pari a 50 anni (Scenario 2). In caso di precipitazioni abbondanti e prolungate la rete idraulica del parco funge da bacino di laminazione dei

volumi precipitati, permettendo un deflusso costante e regolato all'uscita del parco verso il recapito finale. Oltre alla precipitazione con tempo di ritorno elevato è stata modellata anche una precipitazione con tempo di ritorno inferiore, pari a 5 anni (Scenario 3), per verificare delle condizioni idrauliche relativamente più frequenti. Per la modellazione idraulica è stato impiegato il codice di calcolo denominato InfoWorks ICM 6.5.6, sviluppato dalla software house Innovyze che permette la modellazione idraulica bidimensionale e monodimensionale, anche integrate nello stesso modello.

1.INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il Parco della Pace è situato nella periferia Nord-Est della città di Vicenza, ed ha una estensione di 57 ettari. L'orografia del terreno è costituita da una pianura degradante in direzione Nord-Sud-Sud-Ovest, con pendenza del terreno pari a circa 0.1%, vi è inoltre la presenza di una falda sospesa superficiale. Ad ovest il confine è costituito dalla recinzione della base USA, mentre il restante perimetro è protetto da insediamenti e alberature, tale da rendere lo spazio molto ben definito. L'accesso principale è da via Sant'Antonino, sul lato est, mentre altri due accessi sono disposti rispettivamente a sud, su via Ferrarin, e a nord dall'argine in sinistra del Bacchiglione.

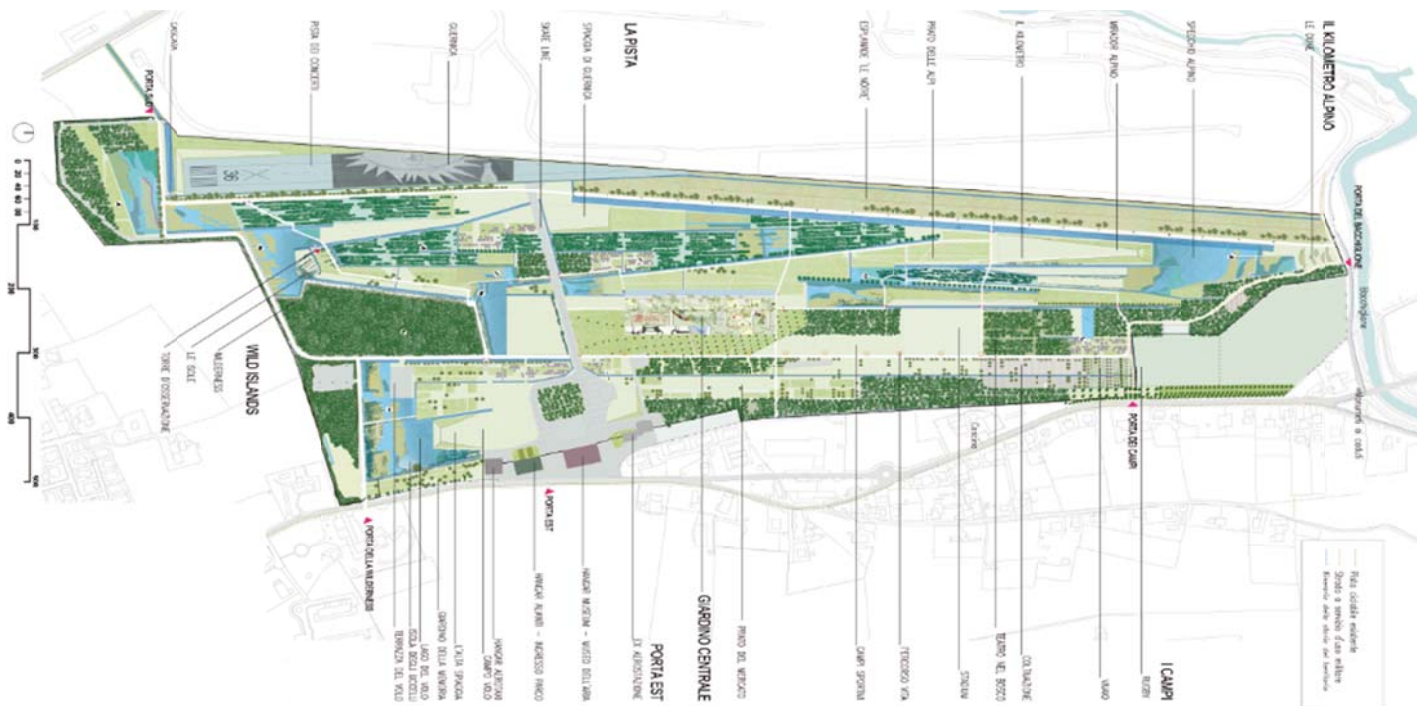


Inquadramento generale del parco

La presente relazione considera come area di studio solamente l'area delimitata dal parco, definendo nella relazione idrologico idraulica le condizioni di afflusso dall'area tributaria di via Sant'Antonino e di deflusso al di fuori dei limiti del parco stesso verso il fiume Bacchiglione.

2.OPERE DI PROGETTO

Nel presente paragrafo sono descritte le opere idrauliche previste nel progetto PARCO DELLA PACE. Come anticipato nelle premesse, le opere hanno duplice valenza: paesaggistica, in quanto componente significativa nel tema del parco, idraulica, in quanto necessarie a garantire il drenaggio e la laminazione delle precipitazioni di progetto. La rete idraulica è definita da regolari forme geometriche, i canali presentano sezione trapezia o triangolare, i laghi presentano forme diverse delimitate comunque da forme e pendenze regolari e facce piane. La rete è costituita da canali e sponde in terra, a meno del canale che fiancheggia la pista, che sarà realizzato in calcestruzzo.



Le opere che caratterizzano la progettazione idraulica possono essere suddivise secondo le seguenti categorie.

- **Specchi d'acqua stabili**

Sono aree scavate e perennemente allagate, grazie alla quota della falda superficiale. Per garantire l'allagamento e l'emersione dell'acqua è previsto lo scavo fino alla profondità di 200 cm, garantendo così una profondità dell'invaso variabile tra 50 e 150 cm, variabili in funzione della stagionalità. L'estensione totale dei laghi è pari a circa 5,2 ettari, circa il 9% dell'intera estensione dell'ambito "parco". In condizioni ordinarie, si prevede che il livello dell'acqua sia ad una quota variabile tra 60 e 100 cm al di sotto del piano campagna, dislivello disponibile come volume d'invaso per la laminazione. Nei calcoli dei volumi d'invaso disponibile per la laminazione riportati nella relazione idrologico idraulica si considera cautelativamente un'altezza di 60 cm.



Sezione tipologica rappresentativa di un lago-area umida



Esempio di lago-area umida

- **Bosco igrofilo e aree umide**

I boschi igrofili ripariali rappresentano delle formazioni vegetali che si distribuiscono parallelamente alle sponde dei corsi d'acqua e degli specchi lacustri e aree umide. La loro presenza è generata dalla quota a cui si manifesta la falda freatica e dal possibile ristagno idrico. Dal punto di vista idraulico, anche tali aree, assolvono alla funzione di invaso e laminazione delle precipitazioni. Nella quantificazione dei volumi valgono le stesse considerazioni fatte precedentemente per gli specchi d'acqua, tuttavia, nei calcoli è stata considerata la superficie in pianta ridotta del 40%, in quanto queste zone sono caratterizzate da un'alternanza di depressioni e rilevati (materiale di scavo delle depressioni), di cui le prime sono appunto il 60% in pianta della superficie totale (si veda a tal proposito la relazione idrologico-idraulica).



Esempi di bosco igrofilo

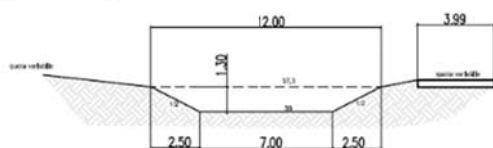
- **Canali e fossi di guardia**

La raccolta delle acque di corrivazione e il collegamento idraulico tra specchi d'acqua e aree umide, avviene mediante la realizzazione di canali e fossi di guardia. I canali saranno caratterizzati da 3 tipologie di sezione: 01-grande, 02-media, 03-piccola e fossi di guardia, più alcune varianti riportate in sezione nelle pagine seguenti. La contabilizzazione dei volumi d'invaso disponibili viene eseguita, come per i laghetti, considerando il franco disponibile tra lo specchio d'acqua e l'attuale piano campagna, considerando un'altezza media di circa 60 cm.

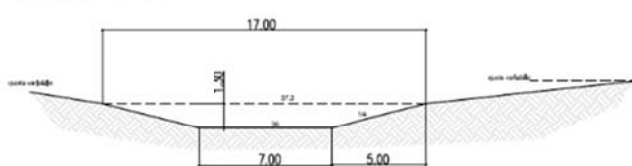


Sezione tipologica dei canali in progetto

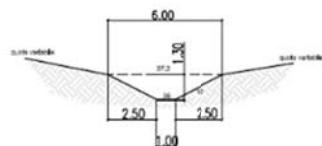
CANALE TIPO 01



CANALE TIPO 01 bis



CANALE TIPO 02



CANALE TIPO 02 bis



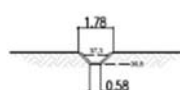
CANALE TIPO 03



CANALE TIPO 04



CANALE cemento



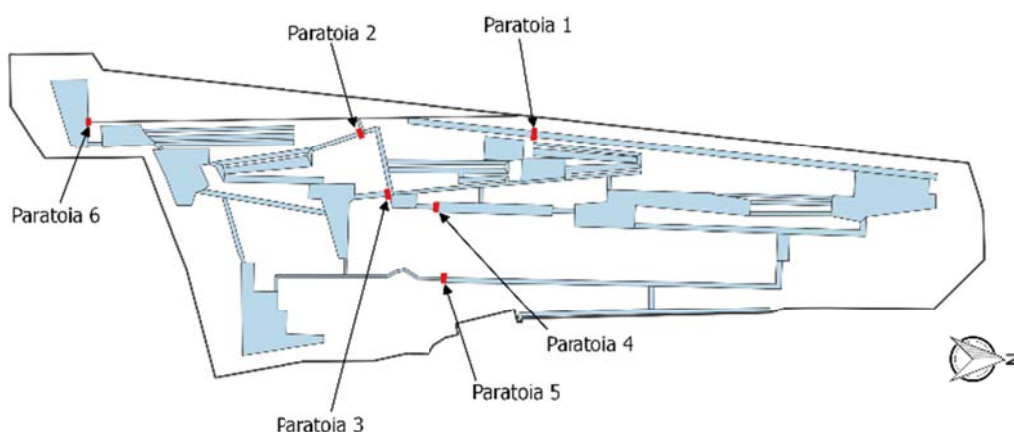
Sezioni tipologiche dei canali

L'obiettivo della progettazione idraulica è quello di mantenere la quota del pelo libero nei canali e nei laghi pari a circa 37.30 - 37.20 m s.l.m. nella parte alta del parco e nel canale in cemento che fiancheggia la pista, mentre nella parte bassa tale quota è mantenuta pari a 37.00 m s.l.m. La quota idraulica sarà comunque regolata con delle paratoie in funzione delle condizioni della falda. Le quote di fondo imposte per laghi e canali sono costanti lungo il loro sviluppo longitudinale; la tabella seguente ne riporta il riepilogo.

	Quota del fondo
Sezione	[m s.l.m.]
Laghi	36.0
Canale Tipo 01	36.0
Canale Tipo 01 bis	36.0
Canale tipo 02	36.0
Canale tipo 02 bis	36.0
Canale tipo 03	36.3
Canale tipo 04	36.6
Canale in cemento	36.8

- **Paratoie per la regolazione dei livelli**

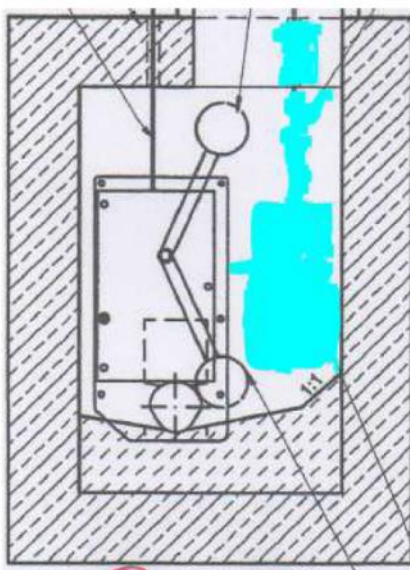
Il sostegno della quota del pelo libero nella rete sarà garantito da paratoie in legno ad altezza regolabile, nella modellazione oggetto della presente relazione le quote di sfioro dei manufatti sono poste pari a 37.30 m. Lo scopo di questi manufatti è quello di permettere la regolazione dei livelli in funzione delle condizioni reali della falda, sarà quindi possibile che la quota di sfioro delle paratoie in condizioni di esercizio possa essere diversa dalla quota ipotizzata nella presente modellazione. Nella seguente immagine è riportato il posizionamento planimetrico delle paratoie. In condizioni ordinarie quindi le quote del pelo libero all'interno del parco saranno quindi mantenuti a circa 37.3 m s.l.m. nella parte nord e a circa 37 m s.l.m. nella parte sud.



Disposizione planimetrica delle paratoie

- **Bocca tarata**

Alla sezione di scarico sarà installata una bocca tarata con soglia a quota 37.00 m s.l.m. che consentirà di scaricare la portata necessaria per il raggiungimento dell'equilibrio idraulico della rete di laghi e canali del parco, con un prefissato grado di regolazione. Il punto di immissione nella rete in via Ferrarin è posto ad una quota di circa 35.6 m s.l.m. In condizioni ordinarie le portate in uscita risulteranno molto modeste, nell'ordine degli 8-10 l/s, come osservato durante i sopralluoghi effettuati e come dimostrato nei seguenti capitoli; in condizioni di abbondanti e prolungate precipitazioni il livello tenderà ad alzarsi ma la bocca tarata garantirà una portata massima in uscita pari a 70 l/s. Questa portata è insufficiente per smaltire in tempo reale i volumi di precipitazione del parco e dell'area tributaria, provocando l'innalzamento del livello all'interno dei canali e degli specchi d'acqua, ed allagando le zone più depresse (area sud). La rete idraulica del parco fungerà quindi da bacino di laminazione nel caso di precipitazioni meteoriche particolarmente critiche, restituendo i volumi immagazzinati una volta esaurito l'evento. Il manufatto a bocca tarata verrà realizzato mediante un regolatore di portata a paratoia singola in acciaio in grado di garantire una portata costante allo scarico con una tolleranza pari al 5%.



Caratteristiche tecniche:

• Altezza	1500	mm
• Larghezza	600	mm
• Ingombro max in larghezza	1600	mm
• Ingombro galleggiante	700	mm
• Altezza minima pozzetto	2000	mm
• Ingombro galleggiante	700	mm
• Diametro passaggio	300	mm

Manufatto previsto per la bocca tarata allo sbocco nella rete di via Ferrarin

3.CONDIZIONI IDRAULICHE AL CONTERNO

3.1. GEOLOGIA ED IDROGEOLOGIA

Di seguito si riportano i contenuti della relazione geologica a firma del geol. Gino Lucchetta, di interesse per le valutazioni e analisi idrologiche e idrauliche condotte in questa relazione.

Aspetti geolitologici e stratigrafici

Il materasso alluvionale nell'intorno dell'area in oggetto è costituito da due tipologie di unità appartenenti alla media Pianura Veneta: zone di pianura consolidata e zone delle alluvioni recenti dei Fiumi Bacchiglione, Astichello, Tesina, Retrone. [...] I materiali che costituiscono la pianura consolidata sono riferibili ad una serie sedimentaria alluvionale, costituita da una potente successione di limi ed argille prevalenti, all'interno della quale si intercalano in profondità orizzonti e lenti più grossolane sabbioso-ghiaiose.[...] Prendendo come riferimento i sondaggi eseguiti lungo il f. Bachiglione per la realizzazione del bacino di laminazione di Viale Diaz, la successione stratigrafica può essere schematizzata come segue:

- *da piano campagna e fino a profondità di 4,5 m* di media si trovano terreni limoso-sabbiosi sciolti con intercalazioni di argille limose consistenti; il colore è bruno-rossastro;
- *tra 4,5 e 10,5 m* di profondità sono presenti sabbie limose bruno-rossastre con una frazione ghiaiosa nei primi tre metri; la consistenza è mediamente densa;
- *da 10,5 a 25 m* di profondità si trova una fitta alternanza di livelli argilloso-limosi e sabbioso limosi; i livelli argillososo-limosi sono prevalenti; essi hanno colore grigio chiaro e contengono talvolta strati torbosi con spessore fino ad un metro. Gli strati sabbiosi e sabbioso limosi hanno consistenza da sciolta a mediamente densa e contengono, a volte, dei livelli ghiaiosi.

Situazione stratigrafica del sito

Per l'area interna all'ex aeroporto "Dal Molin" i soli dati che è stato possibile reperire sono quelli del "Preliminary investigations to evaluate the general subsurface conditions Geotechnical report" (2006) a cura di Geothecna srl a firma del dott. geol. Andrea Baldracchi. Nell'ambito di tale indagine erano stati eseguiti 21 sondaggi a carotaggio continuo a 20 m con SPT in foro e prelievo di campioni indisturbati oltre alla posa di 8 piezometri a tubo aperto. Tali indagini avevano portato all'identificazione di due tipi di terreno presenti nel sottosuolo oltre ad uno strato di riporto superficiale:

- Riporto superficiale: ha spessore variabile da 1 a 2 m ed è costituito da terreni eterogenei, in prevalenza limoso-sabbiosi, spesso con materiale estraneo (frammenti di laterizio o calcestruzzo, ghiaia di fiume, ecc.);
- Argille e argille limose: è costituito da argille limose grigie, spesso con contenuto organico e strati di torba bruna. La consistenza è molto variabile: da molto molle a solida con una media di plastica.
- Sabbie limose e limi sabbiosi: si tratta di livelli discontinui e lenti di sabbie più o meno limose, talvolta con elementi ghiaiosi. Dal punto di vista dell'addensamento si va da sabbie poco addensate a mediamente addensate.

Aspetti idrogeologici

L'elemento idraulico più importante dell'area oggetto di studio è costituito dal Fiume Bacchiglione che defluisce a Ovest, a Nord e a Est della zona di intervento. [...] Il complesso idrogeologico della pianura appare piuttosto articolato: dalle ricostruzioni litologiche del sottosuolo, fatte utilizzando le stratigrafie di alcuni pozzi per acqua, risulta che il materasso alluvionale è notevolmente differenziato, sia in senso laterale che verticale, con formazione di acquiferi multistrato. [...] La fascia di pianura vicentina in esame si colloca a valle della fascia delle risorgive e quindi la struttura idrogeologica di riferimento è quella della bassa pianura. Il modello idrogeologico che viene normalmente assunto per descrivere la distribuzione e l'andamento degli acquiferi sotterranei nella bassa pianura, prevede una falda superficiale detta "freatica" e varie falde profonde in pressione. Lasciando stare le falde profonde, la falda superficiale può essere:

- freatica a pelo libero, se ospitata in terreni permeabili che si estendono fino al piano campagna;
- artesiani in pressione (risaliente), se l'acquifero permeabile è confinato superiormente da un livello impermeabile contro il quale esercita delle sottopressioni.

Nel caso in esame è presente una *falda freatica libera* in quanto i terreni limoso-sabbiosi superficiali non confinano l'acqua contenuta nei sottostanti livelli sabbiosi. L'andamento generale vede una direzione di deflusso da NNW verso SSE a seguire le principali direttrici di scorrimento delle acque superficiali, in particolare l'asse del f. Bacchiglione, come già descritto nella carta idrogeologica del PAT. A scala locale dell'ambito di intervento, invece, la situazione è fortemente condizionata dalla fitta rete di drenaggi sotterranei realizzati per rendere idonea l'area all'uso come aerostazione. [...]

Tornando all'andamento locale della tavola d'acqua freatica, la sua morfologia è stata ricostruita nel report (2006) a cura di Geothecna srl a firma del dott. geol. Andrea Baldracchi a partire dai 21 sondaggi a carotaggio continuo e agli 8 piezometri a tubo aperto. La profondità della tavola d'acqua variava all'epoca da poco meno di un metro nella fascia più prossima a via Sant'Antonino, a circa 2-2,5 m nella zona più a Sud, a ridosso della ex pista di volo; la profondità media era attorno a 1,5 m. Il gradiente medio della falda è attorno allo 0,5-0,8% ed è quindi superiore del gradiente topografico che invece si attesta attorno allo 0,1%. In questo modo lo spessore dell'insaturo aumenta procedendo da Nord a Sud e da Est verso Ovest. Con i lavori di costruzione della nuova base USA e con le operazioni di bonifica bellica la funzionalità della rete dei drenaggi è stata però fortemente compromessa tant'è che, nel settore di SW, la tavola d'acqua si è alzata di circa un metro come ben visibile nei vari fossati a giorno. Oggi, pur non essendoci una rete di controllo piezometrico con rilevazioni periodiche, si può affermare, senza timore di commettere grandi errori, che la quota di saturazione si è portata ad un andamento circa parallelo a quello della superficie topografica.

In altre parole:

- nel settore orientale, lungo via Sant'Antonino, la quota di falda è rimasta sostanzialmente invariata rispetto a quando i dreni erano funzionali ed efficienti e quindi con quota di saturazione attorno al metro di profondità o poco più;
- nel settore occidentale verso la vecchia pista di volo la quota di falda si è alzata fino a circa un metro di profondità, o poco meno;

- Nel settore di SW si hanno condizioni sature attorno a 0,6-0,7 m di profondità con possibilità di risalita fino a 0,5-0,6 m. Rimane comunque un leggerissimo gradiente da NE verso SW, per cui l'acqua tende lentamente a defluire in direzione di Viale Diaz e f. Bacchiglione.

In seguito ai sopralluoghi effettuati è possibile affermare che in condizioni di magra la quota della falda si attesta attorno ai 37.3m nella parte alta del Parco, scendendo a circa 37.0 m nella parte più a sud. Il livello potrà aumentare stagionalmente di qualche decina di centimetri

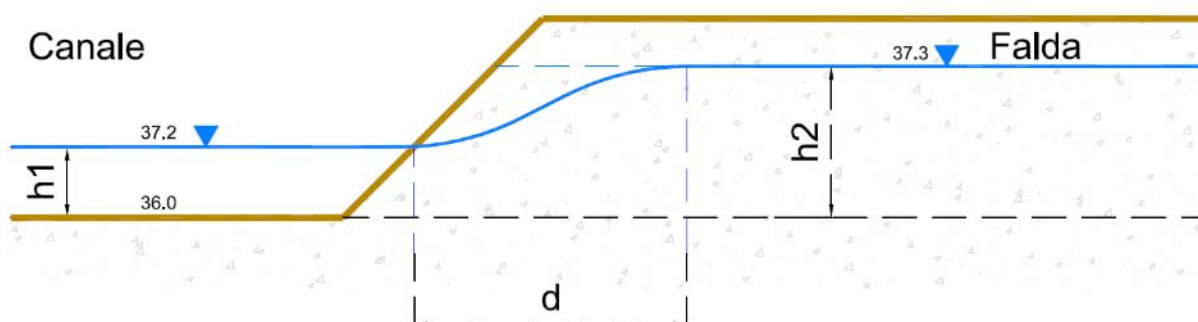
Per una più completa trattazione e descrizione dei contenuti geologici ed idrogeologici si rimanda alla specifica relazione allegata al progetto preliminare.

3.2. IMMISSIONI

Le immissioni di portata sono determinate principalmente, in condizioni ordinarie, dal moto di filtrazione dalla falda in quanto la sezione dei canali e dei laghi va ad intercettare il pelo libero della falda stessa. Un secondo fattore che contribuisce alle portate in condizioni di precipitazione è l'immissione proveniente dalla rete di fognatura di via Sant'Antonino.

Immissione dalla falda

La determinazione delle portate in ingresso dalla falda risulta molto complessa da determinare con precisione, infatti la variabilità spaziale della stratigrafia evidenziata in relazione geologica e la variabilità temporale dei livelli di falda necessiterebbero indagini idrogeologiche estese e di lunga durata. E' comunque possibile determinare l'ordine di grandezza della portata in ingresso a partire dal seguente schema.



Schema idraulico per la stima dell'immissione di portata dalla falda

Analogamente per quanto si ricava per i pozzi è possibile scrivere la seguente relazione:

$$Q = k L (h_1^2 + h_2^2) / d$$

Dove:

Q = portata [m³/s]

k = coefficiente di permeabilità del terreno [m/s]

L = lunghezza del canale [m]

h₁ = quota pelo libero nel canale [m]

h₂ = quota pelo libero falda indisturbata [m]

d = distanza di influenza della falda [m]

Analizzando le risultanze delle indagini geologiche si evince che la granulometria media degli strati superiori del terreno è quella di un limo sabbioso per il quale si possono associare valori di permeabilità dell'ordine dei 10^{-6} m/s (valore da letteratura). Per la stima della distanza di influenza d risulta appropriato applicare la formula di Sichard, valida sia per i pozzi che per le trincee drenanti:

$$d = C (h_1 + h_2) k^{0.5}$$

dove C è una costante empirica che per le trincee drenanti varia tra 1500 e 2000 (a favore di sicurezza utilizziamo 2000). Si ottiene quindi una distanza di influenza pari a 0.2m (sempre a favore di sicurezza il valore viene aumentato a 0.3m). Sommando la lunghezza di tutti i canali si ottiene una lunghezza totale di circa 6500m da considerare due volte in quanto ogni canale ha 2 lati (trascuriamo i laghi nel calcolo). Riepilogando si ottiene:

h2	1.3	m
h1	1.2	m
L	13000	m
k	0.000001	m/s
d	0.3	m

Q	10.8	l/s
----------	------	-----

Durante i sopralluoghi effettuati è stato possibile verificare e confermare l'ordine di grandezza della portata in uscita dal parco, che corrisponde al valore sopra calcolato.

Nella modellazione dello Scenario 1 (situazione ordinaria) a favore di sicurezza viene applicata una portata in ingresso pari a 7.5 l/s.

Via Sant'Antonino

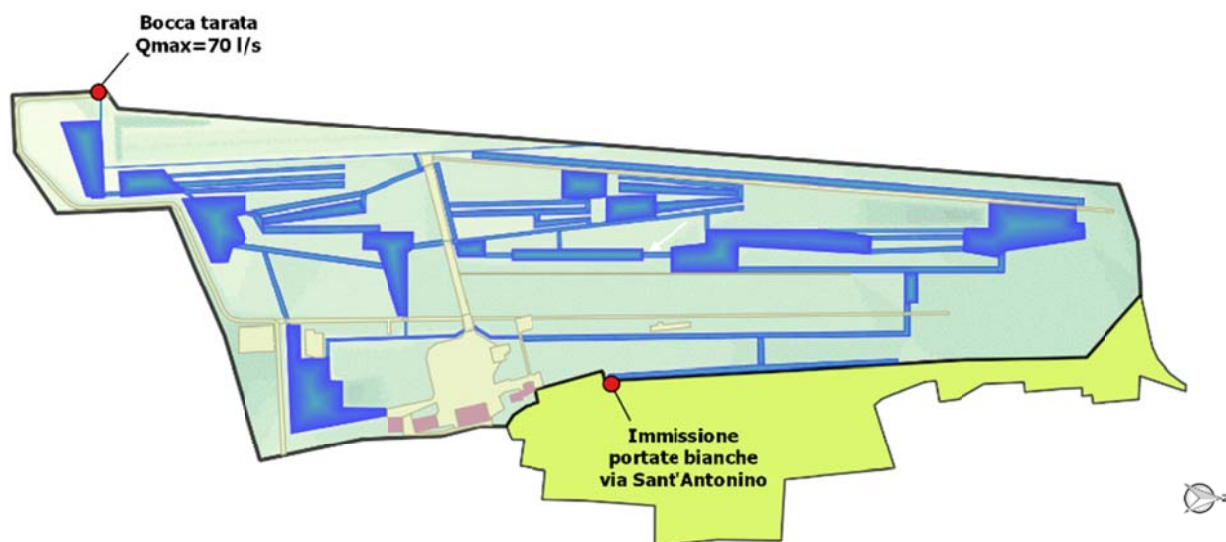
Nello stato attuale le acque miste di via Sant'Antonino vengono convogliate all'interno del parco, rappresentando comunque un contributo irrisorio in condizioni ordinarie, rispetto ai volumi idrici contenuti nel parco. Il principale problema di questa immissione è la formazione di cattivi odori a causa della presenza delle acque nere. La società gestore della rete ha dato assicurazione di procedere alla realizzazione di una fognatura separata per via Sant'Antonino; una volta realizzata questa fognatura l'immissione nel parco si ridurrà alle sole acque bianche. Nella modellazione verrà quindi considerata l'immissione di via Sant'Antonino solamente in condizioni di precipitazioni meteoriche, essendo la portata in tempo secco trascurabile. L'area tributaria totale ha una superficie di circa 16.5 ha ed è riportata nella figura seguente.



Area tributaria considerata per l'immissione da via Sant'Antonino

3.3. BOCCA TARATA

E' previsto un unico punto di uscita per le acque del parco, situato all'estremo sud ovest dell'area. L'acqua verrà convogliata nella rete di smaltimento delle acque di via Ferrarin, giungendo successivamente al fiume Bacchiglione. I particolari riguardanti la rete di via Ferrarin e lo scarico in Bacchiglione sono riportati nella relazione Idrologico Idraulica annessa al presente progetto. Le capacità di deflusso della rete di via Ferrarin risultano limitate ed uno scarico eccessivamente abbondante porterebbe in crisi l'area idraulicamente a valle rispetto al parco. Come affermato nei precedenti paragrafi e nella relazione idrologico-idraulica la portata in uscita dal parco non potrà superare i 70 l/s e sarà regolata da una bocca tarata a paratoia autoregolabile.



Identificazione in planimetria delle immissioni e del manufatto di uscita

4. SCENARI OGGETTO DELLA MODELLAZIONE

La modellazione idraulica del Parco della Pace indaga 3 scenari principali, divisi secondo il seguente schema e descritti nei seguenti paragrafi.

	Descrizione	Tipologia di modello
Scenario 1	Condizioni ordinarie	Full 2D
Scenario 2	Evento meteorico Tr=50 anni	Misto 1D-2D
Scenario 3	Evento meteorico Tr=5 anni	Misto 1D-2D

4.1. SCENARIO 1

Lo scenario 1 rappresenta le *condizioni ordinarie*, ovvero le condizioni di esercizio della rete idraulica del parco. La rete di canali e laghi viene alimentata dalla falda, per motivi di carattere paesaggistico è previsto di mantenere i livelli idrici ad una quota pari a circa 37.3 m nella parte alta del parco e pari a 37.0 m nella parte bassa. Queste quote rappresentano le quote di magra della falda, verificate durante le indagini preliminari e durante i sopralluoghi effettuati. Come dimostrato nei precedenti capitoli le portate in ingresso dalla falda risultano molto piccole, scopo della modellazione di questo scenario è quello di verificare la velocità dei moti che si instaurano nella rete di canali, dimostrando che l'acqua non risulta stagnante.

4.2. SCENARIO 2

Questo scenario simula *un evento di precipitazione con tempo di ritorno pari a 50 anni*. Le precipitazioni sono depurate dalle perdite idrologiche secondo due metodi, ovvero applicando un coefficiente di deflusso costante e con il metodo del Curve Number (SCS). Simulando una stessa durata (9h) con i due metodi di stima del deflusso si determina quello che massimizza i volumi, successivamente sono indagate tre durate (6-9-12h) con il metodo più cautelativo (per semplicità nella spiegazione anticipiamo che il metodo che massimizza i volumi è il metodo CN). E' stata poi simulata una precipitazione con lo stesso tempo di ritorno ma con la durata di 24h, in questo caso si è applicato un coefficiente di deflusso costante, cautelativo rispetto a quello di progetto. Risulta quindi possibile distinguere dei sottoscenari per lo scenario 2, come riportato nella tabella seguente.

Sottoscenario	Durata evento	Modello afflussi deflussi
2.1	6gg	CN
2.2	9gg	Costante
2.3	9gg	CN
2.4	12gg	CN
2.5	24h	Costante (0.9)

Per motivi di carattere numerico questo scenario è stato simulato creando un modello 1D per la rete di canali e laghi, integrato ad un modello 2D che descrive il runoff superficiale delle precipitazioni e gli eventuali allagamenti all'interno del parco. Si sottolinea che i due modelli non sono separati, bensì c'è possibilità di scambio idrico tra le sponde del modello 1D e l'area di calcolo 2D, sia in ingresso che in uscita.

4.3. SCENARIO 3

Questo scenario simula un evento di precipitazione con tempo di ritorno pari a 5 anni. Lo scopo è quello di verificare le conseguenze dal punto di vista idraulico di una precipitazione di intensità importante ma che si manifesta con una relativa frequenza, più a “misura d'uomo” rispetto alla precipitazione con tempo di ritorno pari a 50 anni. La fruibilità del parco potrebbe risultare compromessa, in questa modellazione si andrà a verificare l'eventuale allagamento individuando le aree soggette a tale fenomeno, da tenere sotto controllo in caso di precipitazioni importanti.

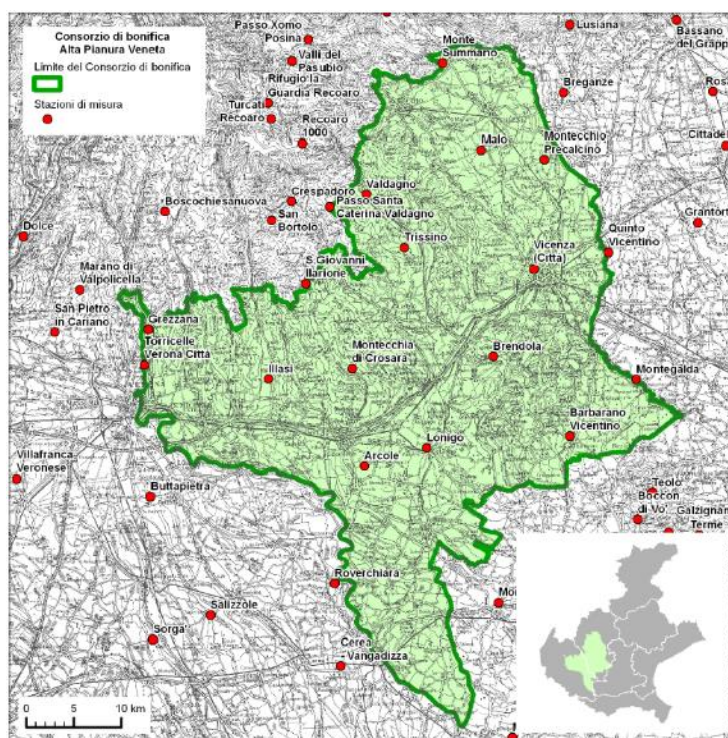
5. STUDIO IDROLOGICO

La definizione delle curve di possibilità pluviometrica di progetto, necessarie a determinare gli eventi critici posti alla base della progettazione delle opere di compensazione idraulica interne al parco, parte dagli esiti dell' "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento (2009)", voluta dall' Unione Veneta Bonifiche come estensione, su tutto il territorio dei consorzi di bonifica del Veneto, dell'analisi già svolta nel 2008 su incarico del ex commissario delegato Ing. Mariano Carraro.

L'analisi regionalizzata è stata eseguita sulla base dei dati disponibili per la rete di misura del Centro Meteorologico di Teolo – CMT. Per ogni stazione sono stati considerati i valori massimi annui misurati su intervalli temporali di 5, 10, 15, 30, 45 minuti consecutivi, di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive e di 1, 2, 3, 4, 5, giorni consecutivi.

I valori sono forniti dal CMT a partire da serie validate, eliminando i valori relativi ad eventuali anni in cui il funzionamento della strumentazione fosse stato inferiore al 95% del totale teorico da oltre 105000 letture annue ogni 5 minuti.

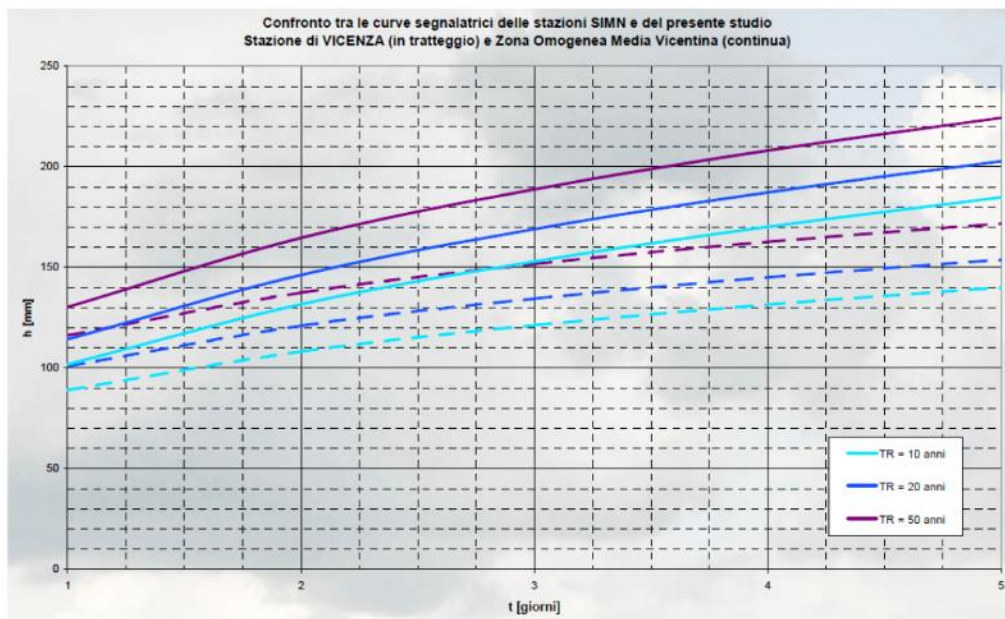
Per la città di Vicenza, le precipitazioni sono misurate dall'omonima stazione.



Corografia del Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta

In via del tutto generale si può affermare che le curve segnalatrici calcolate nel predetto studio porgono per lo più altezze di precipitazione superiori a quelle stimate sui dati 1920-1980. Gli incrementi variano in misura rilevante da stazione a stazione, risultando in alcuni casi superiori anche al 40%.

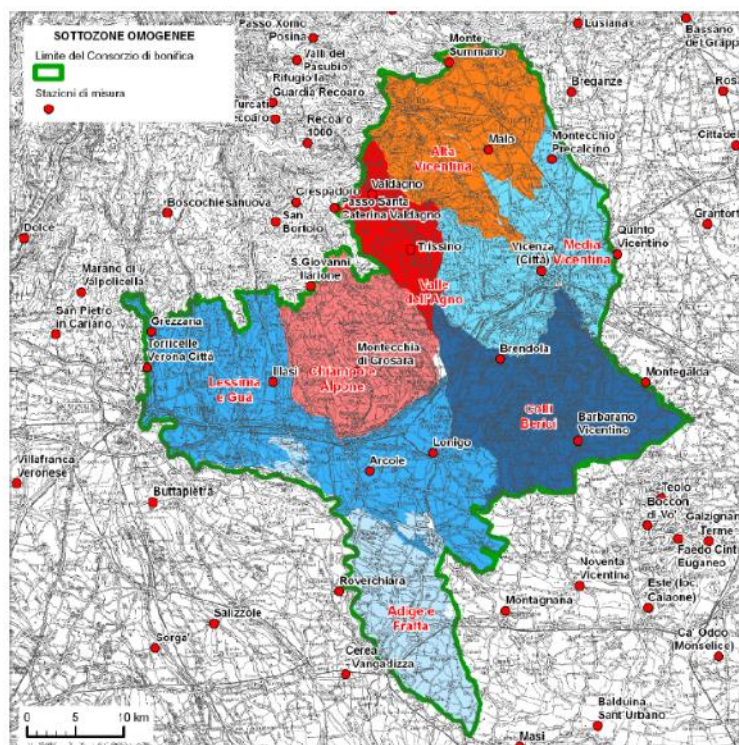
Si riporta di seguito il confronto svolto tra le curve relative allo studio regionalizzato e alla singola stazione di Vicenza.



Confronto tra le curve segnalatrici per precipitazioni di durata giornaliera delle stazioni SIMN e del presente studio: Stazione di Vicenza (in tratteggio) e Zona Omogenea Media Vicentina (continua) per tempo di ritorno pari a 10, 20 e 50 anni.

L'analisi regionalizzata, suddivide il territorio consortile in 7 sottozone omogenee, ovvero aree su cui insistono stazioni di misura che siano contemporaneamente omogenee su tutte le durate di precipitazione.

L'area d'intervento, ex Aeroporto "Dal Molin", ricade nella sottozona "Media Vicentina".



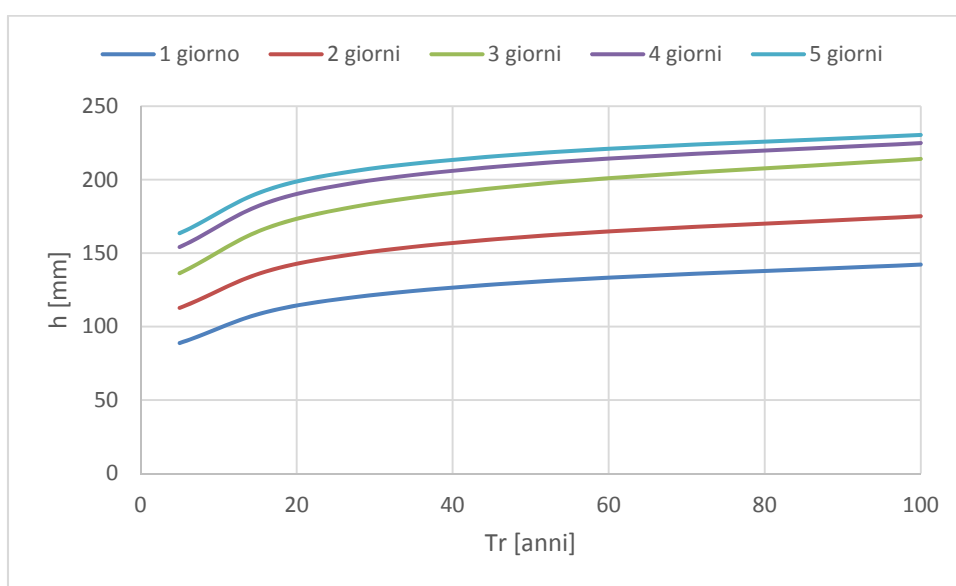
Individuazione di Sottozone Omogenee per il consorzio di bonifica Alta Pianura Veneta

Le precipitazioni che caratterizzano la sottozona vengono riportate nelle forme di curve di possibilità pluviometrica a due e a tre parametri. Come evidenziato nella relazione idrologico idraulica le curve a tre parametri massimizzano la precipitazione cumulata fino a durate di circa 40 ore, viceversa per durate

superiori. Per le precipitazioni considerate nella presente modellazione sono quindi state impiegate le curve a due parametri, considerando sempre precipitazioni di durata superiore a 40 ore. Nella seguente tabella si riportano i valori dei parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica a 2 parametri, per tempi di ritorno crescenti.

Tr [anni]	a	n
5	88.8	0.384
20	114.3	0.356
50	130.3	0.338
100	142.2	0.324

Di seguito si riportano le cumulate delle piogge di durata variabile per i tempi di ritorno crescenti da 5 a 100 anni, calcolate con le curve di possibilità pluviometrica a due parametri, definite dalla formula $h=a \cdot t p^n$.



Altezza di precipitazione cumulata in funzione del tempo di ritorno, per piogge di durata crescente.

5.1. PRECIPITAZIONI DI PROGETTO

Le precipitazioni di progetto sono relative ad eventi con determinato tempo di ritorno, in questo caso sono stati considerati i tempi di ritorno pari a 50 anni e a 5 anni. L'evento con tempo di ritorno pari a 50 anni è l'evento di calcolo per i dimensionamenti, mentre l'evento con tempo di ritorno pari a 5 anni è un evento "a misura d'uomo", che mira a definire le criticità idrauliche del parco in caso di eventi più frequenti.

Per determinare la durata delle precipitazioni critiche si è effettuato un confronto tra i volumi idrici precipitati (considerando una precipitazione costante e coefficiente di deflusso pari a 0.8) e quelli in uscita dal parco (costante pari a 70 l/s). La differenza tra i due volumi rappresenta il volume invasato nel parco, la precipitazione che massimizza questo volume è la precipitazione con durata critica. Si riporta nella tabella seguente una sintesi del confronto appena descritto, dove si evince che la precipitazione critica per il parco è quella con durata pari a 9 gg.

Tempo di pioggia [gg]	Altezza di precipitazione (a Tp ⁿ) [mm]	Intensità di precipitazione [mm/h]	Intensità ridotta dal coeff. Di deflusso (0.8) [mm/h]	Volume precipitato [mc]	Volume uscito dal parco [mc]	Volume invasato a fine precipitazione [mc]
1	130.30	5.43	4.34	79222.40	6048	73174.40
2	164.70	3.43	2.74	100137.36	12096	88041.36
3	188.89	2.62	2.10	114845.76	18144	96701.76
4	208.18	2.17	1.73	126573.93	24192	102381.93
5	224.49	1.87	1.50	136489.69	30240	106249.69
6	238.76	1.66	1.33	145165.40	36288	108877.40
7	251.53	1.50	1.20	152929.45	42336	110593.45
8	263.14	1.37	1.10	159989.84	48384	111605.84
9	273.83	1.27	1.01	166487.63	54432	112055.63
10	283.76	1.18	0.95	172523.39	60480	112043.39
11	293.05	1.11	0.89	178171.70	66528	111643.70
12	301.79	1.05	0.84	183489.52	72576	110913.52
13	310.07	0.99	0.80	188521.48	78624	109897.48
14	317.93	0.95	0.76	193303.30	84672	108631.30
15	325.43	0.90	0.72	197864.03	90720	107144.03
16	332.61	0.87	0.69	202227.66	96768	105459.66
17	339.50	0.83	0.67	206414.28	102816	103598.28
18	346.12	0.80	0.64	210440.88	108864	101576.88
19	352.50	0.77	0.62	214321.98	114912	99409.98
20	358.67	0.75	0.60	218070.11	120960	97110.11

Le precipitazioni di progetto sono state depurate dalle perdite idrologiche mediante due approcci, il primo è il metodo del coefficiente di deflusso, il secondo è il metodo del Curve Number (successivamente CN).

Per quanto riguarda il metodo del coefficiente di deflusso sono state considerate le diverse superfici del parco in progetto, ottenendo un coefficiente di deflusso medio pari a 0.8. Il metodo del coefficiente di deflusso definisce la percentuale della pioggia totale che contribuisce al deflusso, restituendo quindi un ietogramma costante. Come già sottolineato il coefficiente di deflusso di progetto è pari a 0.8, per quanto riguarda lo scenario 2.5 (Tr=50 anni, durata evento 24h) è stato invece adottato un coefficiente di deflusso cautelativo pari a 0.9, supponendo che le precipitazioni precedenti a quella di progetto abbiano già saturato il terreno.

Il metodo del CN considera l'uso del suolo, definendo l'infiltrazione e le perdite idrologiche in funzione del tempo, considerando perdite maggiori nella parte iniziale dell'evento, aumentando il deflusso con il passare del tempo. Il metodo del CN restituisce quindi un ietogramma variabile nel tempo, che presenta generalmente un volume totale di pioggia efficace inferiore rispetto al metodo del coefficiente di deflusso ma mostrando un picco di maggiore intensità. Per maggiori dettagli riguardo l'applicazione dei due metodi si rimanda alla relazione idrologico idraulica relativa al progetto preliminare. In definitiva sono stati determinati

degli ietogrammi medi per il parco, applicati uniformemente su tutta l'area, stessa procedura è stata applicata all'area tributaria di via Sant'Antonino. Le precipitazioni di via Sant'Antonino vengono immesse nella rete come portata in un canale vicino alla porta est del parco.

Come già specificato per il paragrafo precedente nella modellazione sono state considerati i tempi di ritorno di 5 e 50 anni, per le durate di 6, 9 e 12 giorni. Per quanto riguarda i due metodi di stima delle perdite idrologiche è stato effettuato un confronto per una singola pioggia, ovvero quella con tempo di ritorno pari a 50 anni e per la durata di 9 giorni; gli ietogrammi sono riportati nel seguente grafico.

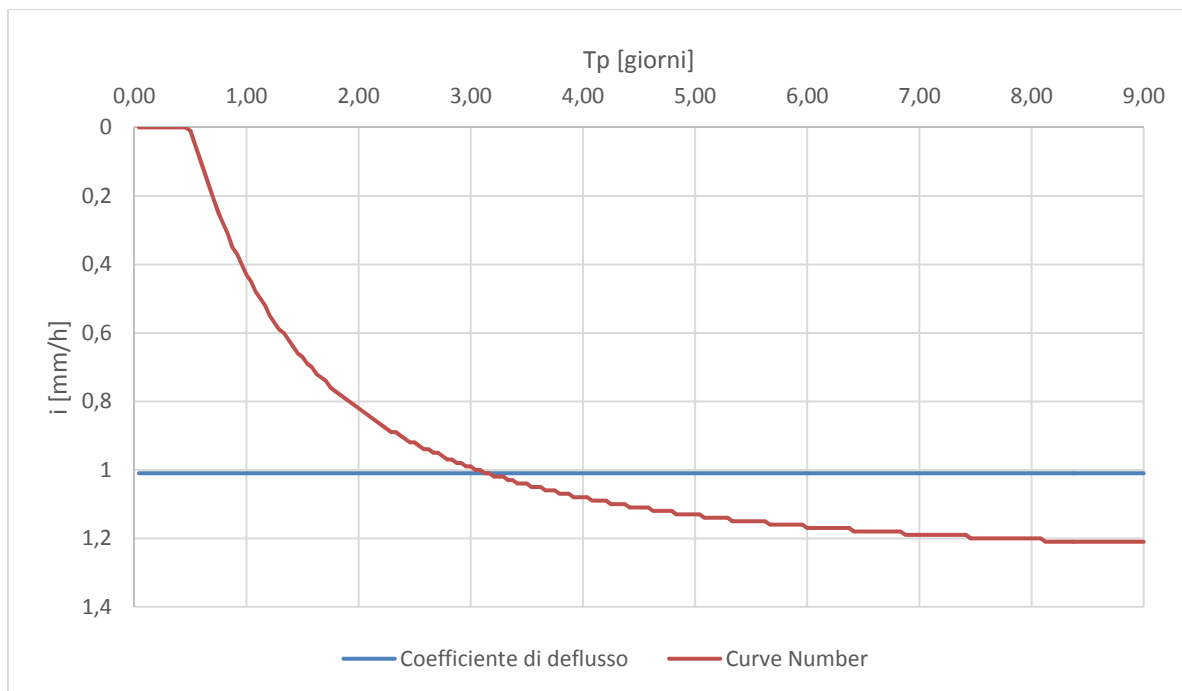
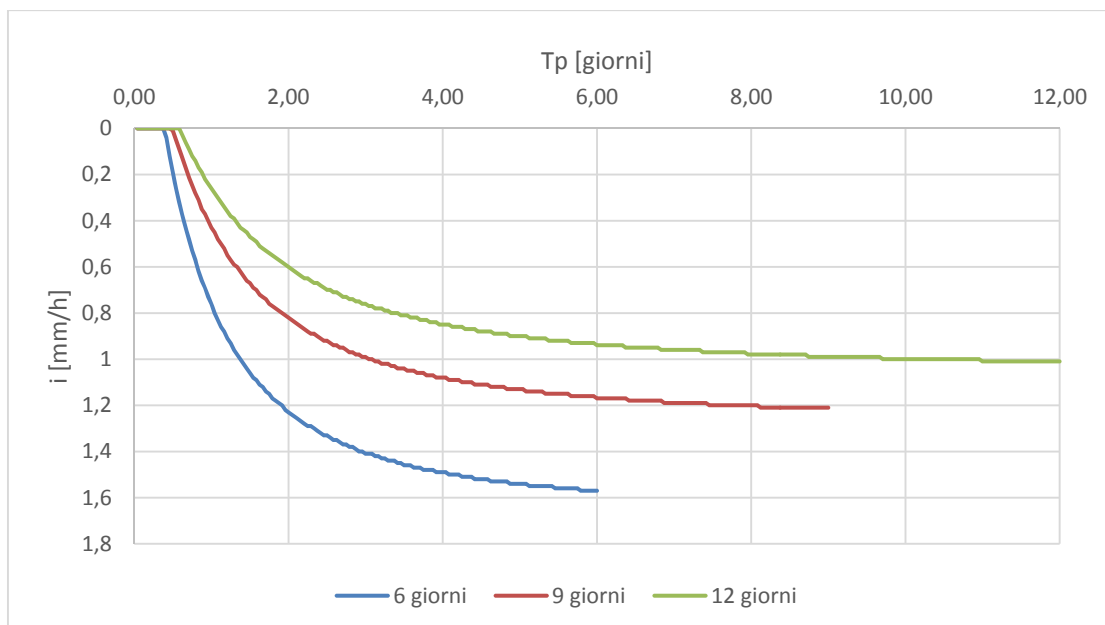


Figura 18: ietogrammi di progetto impiegati nella modellazione

L'analisi condotta ha permesso di verificare che, nonostante dei volumi di precipitazione efficace minori, il metodo che massimizza gli allagamenti e i livelli idrici del parco è il metodo del Curve Number. Questo è dovuto al fatto che la precipitazione è più intensa e concentrata nella seconda parte dell'evento. Si sottolinea comunque che le differenze risultano minime, con un aumento generale dei tiranti di circa 2 cm applicando il metodo del CN mentre le aree allagate rimangono pressoché invariate.

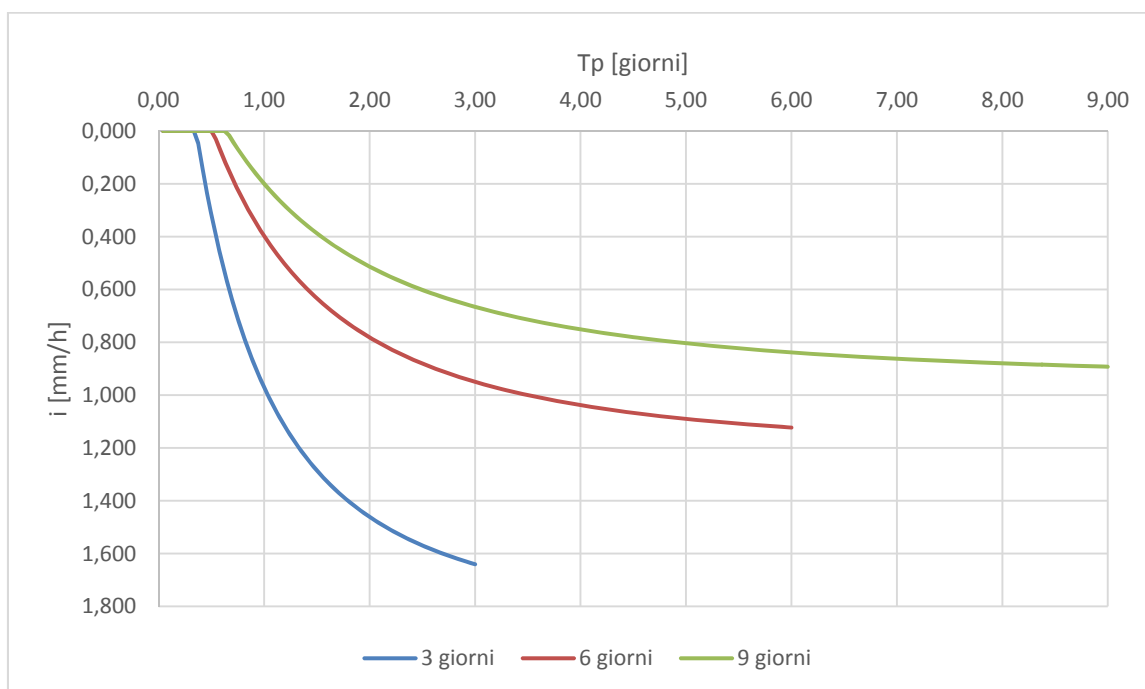
Sono quindi state considerate le durate di precipitazione pari a 6, 9 e 12 giorni con tempo di ritorno pari a 50 anni, applicando il metodo del CN, nel seguente grafico si riportano gli ietogrammi relativi agli eventi considerati. E' evidente che, considerando il medesimo tempo di ritorno, all'aumentare della durata l'intensità di precipitazione tenda a diminuire, mentre aumentano i volumi di precipitazione.

Per quanto riguarda invece la precipitazione della durata di 24h è stato applicato un coefficiente di deflusso costante, pari a 0,9. Questo permette di considerare le condizioni più sfavorevoli, con un terreno già saturo a causa di eventuali precipitazioni precedenti, il risultato della modellazione garantisce quindi delle condizioni al contorno molto cautelative.



Ietogrammi di progetto per le tre durate considerate, $Tr=50$ anni

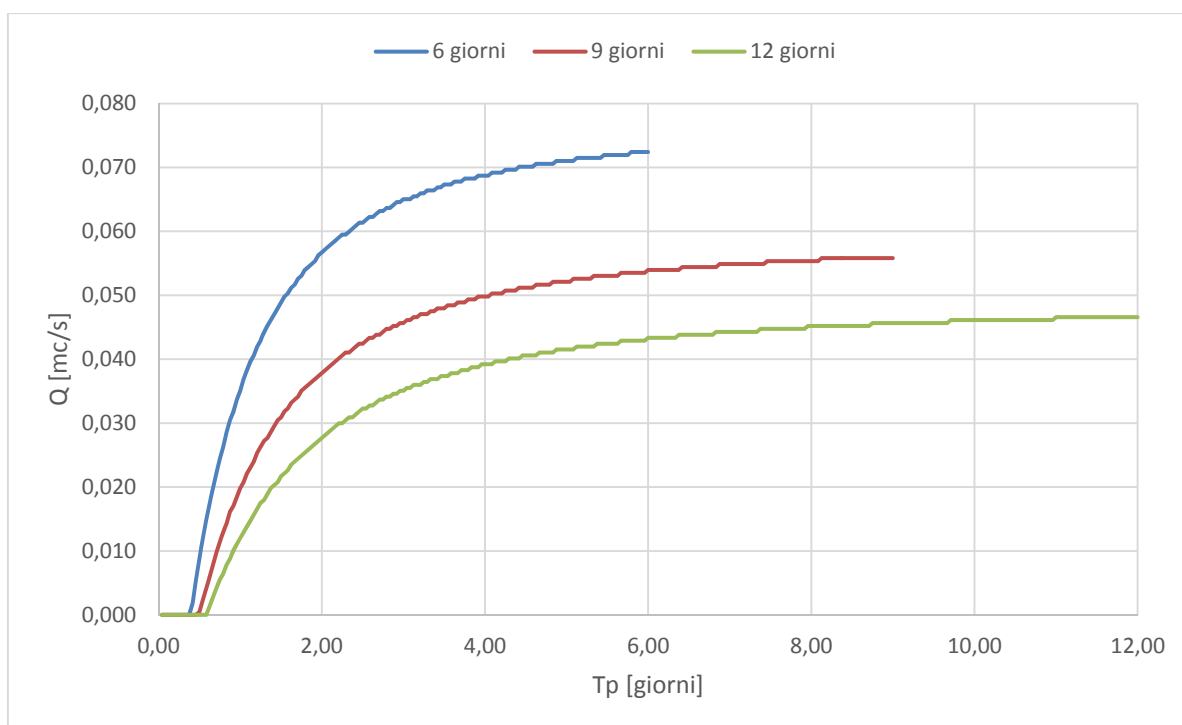
Oltre al tempo di ritorno di 50 anni, che rappresenta un evento raro, di carattere puramente progettuale, è stato preso in considerazione anche un tempo di ritorno minore, pari a 5 anni, per capire che cosa accade dal punto di vista idraulico in occasione di eventi importanti ma più frequenti. Nel grafico seguente si riportano gli ietogrammi relativi alle durate di precipitazione di 3, 6 e 9 giorni, nella presente modellazione verrà considerata la durata di 6 giorni.



Ietogrammi di progetto per le tre durate considerate, $Tr=5$ anni

5.2. PORTATE IN INGRESSO DA VIA SANT'ANTONINO

In condizioni di precipitazione le acque meteoriche di via Sant'Antonio vengono convogliate attraverso un sistema ibrido di condotte e fossi nella rete del parco. A rigore la portata in ingresso andrebbe valutata secondo uno studio idrologico attraverso un modello afflussi deflussi, considerando le caratteristiche del bacino. In questo caso la portata in ingresso viene semplicemente calcolata moltiplicando la quantità di precipitazione per l'area del bacino scolante, senza considerare gli effetti di invaso di via Sant'Antonio. L'ipotesi semplificativa viene assunta perché a favore di sicurezza, e se ne dà attuazione convogliando le portate in maniera istantanea nella rete del parco e massimizzando i volumi idrici in ingresso. Di seguito si riporta il grafico delle portate in ingresso da via Sant'Antonio per le durate di 6, 9 e 12 giorni.



Portate meteoriche in ingresso da via Sant'Antonio, $T_r=50$ anni

6. MODELLAZIONE IDRAULICA

6.1. IL MODELLO NUMERICO

Nel presente paragrafo si descrive il modello numerico impiegato dal software, sia per la parte monodimensionale che per quella bidimensionale.

Approccio numerico della componente 1D

Il moto idraulico all'interno degli elementi monodimensionali che lavorano a pelo libero (sia le tratte fluviali aperte o tubazioni) vengono risolte con l'integrazione delle equazioni di De Saint Venant (conservazione del momento e della massa).

Le equazioni sono le seguenti:

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

$$(2) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0$$

ove:

- A area bagnata del condotto;
- Q portata;
- x distanza lungo l'asse del condotto;
- t tempo;
- g costante gravitazionale;
- H carico idraulico totale dato da $z+h$;
- z quota dello scorrimento;
- h livello idrico;
- S_f cadente piezometrica.

In particolare, la (1) è l'equazione di continuità in moto vario in assenza di afflussi e deflussi laterali, la (2) è l'equazione del momento della quantità di moto; quest'ultima può essere scritta in più forme, in funzione della scelta delle variabili dipendenti.

Per poter essere integrate queste equazioni devono essere opportunamente semplificate e linearizzate in modo tale che il sistema di equazioni possa essere risolto con la teoria delle matrici. Lo schema di linearizzazione usato dal software è quello dei 4 punti di Priessmann mentre il risolutore adottato è quello di Newton-Raphson.

Si noti che la metodologia di calcolo a moto vario è in grado di tener conto anche dei volumi in gioco e quindi di tener conto delle attenuazioni dell'onda di piena quando questa riempie dei volumi disponibili in rete come nel caso in esame.

Approccio numerico della componente 2D

Il modello numerico utilizzato per valutare il campo di moto è basato nella procedura descritta da *Alcrudo and Mullet-Marti (2005), Urban inundation models based upon the Shallow Water Equations*. La rappresentazione bidimensionale del moto si basa sulla risoluzione delle shallow water equations (o SWE). Le ipotesi su cui si basa la soluzione del sistema di equazioni sono che non ci siano moti verticali e che la

variazione della velocità nella verticale rispetto alla direzione del moto sia trascurabile. La formulazione delle SWE utilizzate nel software InfoWorks ICM è riassunta di seguito:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = q_{1D}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + \frac{gh^2}{2}\right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = S_{0,x} - S_{f,x} + q_{1Du1d}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y}\left(hv^2 + \frac{gh^2}{2}\right) + \frac{\partial(huv)}{\partial x} = S_{0,y} - S_{f,y} + q_{1Dv1d}$$

I termini citati rappresentano rispettivamente:

h il tirante idrico della corrente

u e v rispettivamente le componenti della velocità lungo le direzioni x ed y

t il tempo

g l'accelerazione di gravità

S_{0,x} S_{0,y} le componenti dovute alle tensioni tangenziali in direzione x e y

q_{1D} è la portata per unità di superficie

U_{1d} e V_{1d} sono le componenti di velocità della portata in direzione x e y

In InfoWorks ICM il contributo degli effetti turbolenti non viene considerato nel modello: si considera infatti che il loro effetto sia incluso nelle perdite di energia dovute all'attrito sul fondo e che sia modellato attraverso il parametro della scabrezza.

La formulazione conservativa delle SWE è essenziale al fine di preservare la massa e il momento. Questo tipo di formulazione permette di rappresentare le discontinuità nel flusso e i cambiamenti tra moto gradualmente e rapidamente vario (gradually varied flow e rapidly varied flow).

Le SWE sono discretizzate usando lo schema esplicito di primo ordine ai volumi finiti. Gli schemi ai volumi finiti utilizzano volumi di controllo per rappresentare le aree di interesse. Il dominio di calcolo è suddiviso in forme geometriche in grado di interpretare le caratteristiche peculiari del campo di moto stesso sulle quali vengono integrate le SWE. Lo schema che risolve le SWE è basato sullo schema numerico di Godunov con i flussi numerici attraverso i contorni dei volumi di controllo definiti. La metodologia secondo i volumi finiti è considerata essere vantaggiosa in termini di flessibilità della geometria e semplicità concettuale.

Per ciascun elemento di calcolo l'intervallo di tempo richiesto è calcolato utilizzando la condizione di Courant-Friedrichs-Lewy al fine di assicurare la stabilità del metodo numerico. La formulazione della condizione di Courant-Friedrichs-Lewy è la seguente:

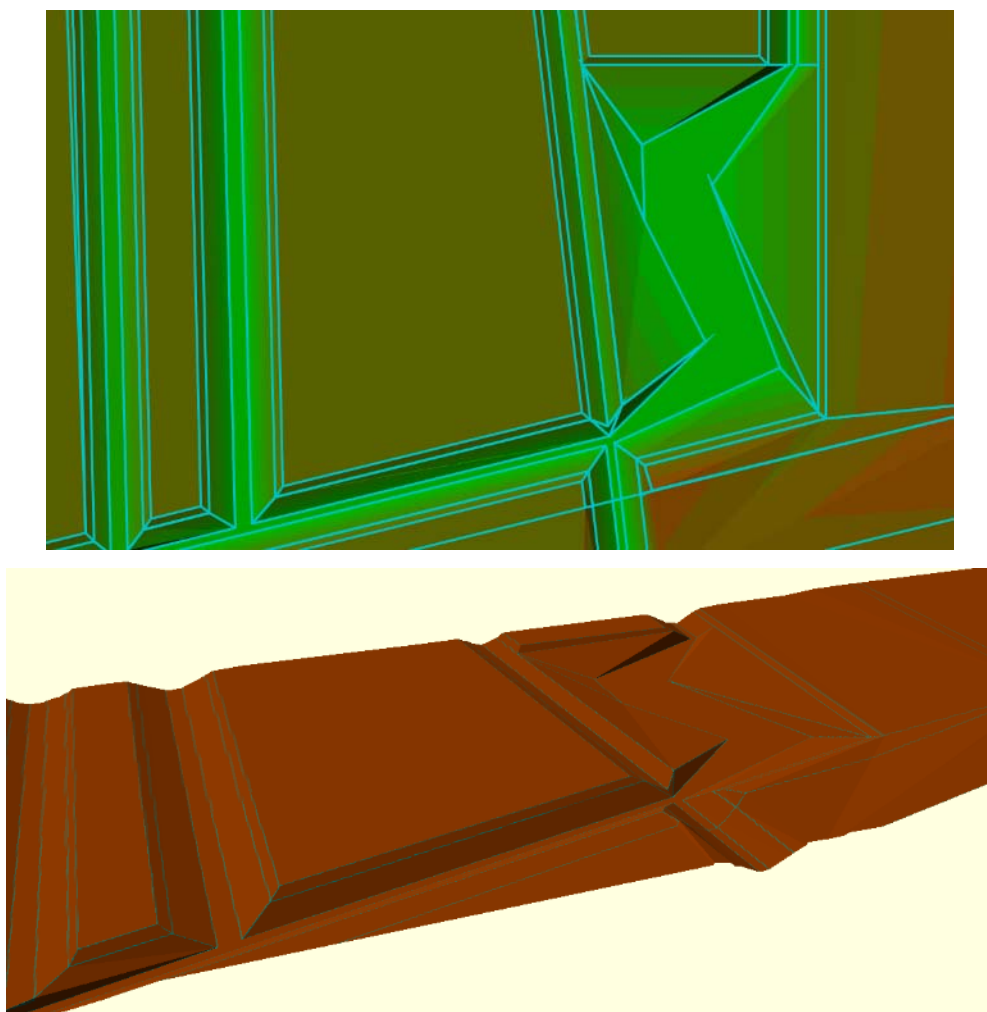
$$c \frac{\Delta x}{\Delta t} \leq 1$$

Dove c è il numero di Courant (il valore di default è 0.95). InfoWorks ICM utilizza mesh non strutturate per rappresentare il dominio di calcolo bidimensionale.

6.2. GEOMETRIA

L'area di interesse è il Parco della Pace, i cui confini determinano anche i limiti del dominio di calcolo, la superficie in esame copre circa 64 ha. La rete di canali presenta una lunghezza complessiva di circa 6.5 km ed insieme ai laghi coprono una superficie totale di circa 14.5 ha. La geometria del parco può essere facilmente ricondotta a delle forme geometriche regolari, sia per la rete di laghi e canali, sia per le forme del paesaggio previste dal progetto (per esempio il "Mirador" e le altre colline in progetto di forma pseudo piramidale). Le quote di progetto sono state imposte definendo in principio le quote di carattere idraulico (quota manufatto di uscita, soglie), sono quindi stati inseriti i canali e i laghi, raccordandoli al terreno esistente oppure alle forme del paesaggio in progetto. Il risultato della modellazione simula il movimento dell'acqua all'interno del Parco, che per essere efficace deve essere opportunamente collegato con le condizioni al contorno quali le quote delle aree tributarie e del corpo riceettore. Per questo il modello geometrico del parco è stato georeferenziato alla rete IGM nazionale.

La geometria del parco è stata definita attraverso un modello vettoriale tridimensionale in cui punti e linee quotati rappresentano gli spigoli delle forme sopra descritte, il modello discreto è stato successivamente interpolato definendo la distribuzione delle quote nello spazio attraverso una triangolazione di tipo TIN (Triangulated Irregular Network). Di seguito si riporta il particolare di un lago con le sue forme di fondo collegato alla rete di canali, in planimetria e in vista tridimensionale.



Planimetria e vista 3D di un laghetto e di alcuni canali

6.3. SCABREZZE

La tensione tangenziale sul fondo è dipendente dalla scabrezza del terreno, rappresentata nel modello sotto forma di coefficiente di scabrezza di Manning. Nel caso in esame è necessario distinguere tra il moto che si instaura nella rete e il moto di runoff superficiale la cui scala è ridotta di alcuni ordini di grandezza rispetto al primo. Le rugosità del terreno (per esempio la vegetazione tipica di un prato o di un sottobosco) influiscono in maniera sostanzialmente differente nel caso di moti ad elevata sommergezza (tirante > 1m) rispetto al ruscellamento superficiale delle acque di pioggia dove il tirante è dello stesso ordine di grandezza delle scabrosità del terreno. Il coefficiente di scabrezza dovrà quindi tenere in considerazione la tipologia di moto che si andrà ad instaurare sulla superficie in esame, in tal senso sono stati presi a riferimento i valori di scabrezza suggeriti dall'EPA (Environmental Protection Agency) per la modellazione idraulica degli eventi meteorici, riportati nelle seguenti tabelle.

A.6 Manning's n – Overland Flow

Surface	n
Smooth asphalt	0.011
Smooth concrete	0.012
Ordinary concrete lining	0.013
Good wood	0.014
Brick with cement mortar	0.014
Vitrified clay	0.015
Cast iron	0.015
Corrugated metal pipes	0.024
Cement rubble surface	0.024
Fallow soils (no residue)	0.05
Cultivated soils	
Residue cover < 20%	0.06
Residue cover > 20%	0.17
Range (natural)	0.13
Grass	
Short, prairie	0.15
Dense	0.24
Bermuda grass	0.41
Woods	
Light underbrush	0.40
Dense underbrush	0.80

Source: McCuen, R. et al. (1996), *Hydrology*, FHWA-SA-96-067, Federal Highway Administration, Washington, DC

A.8 Manning's n – Open Channels

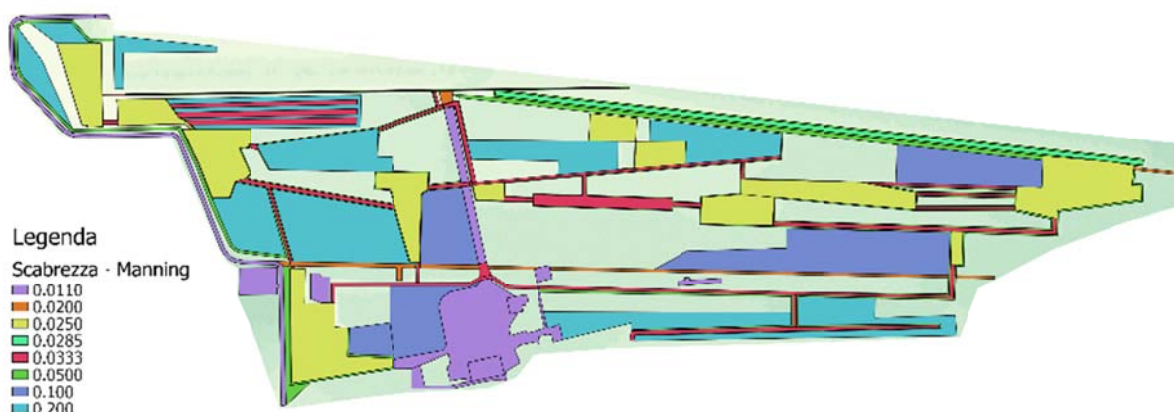
Channel Type	Manning n
Lined Channels	
- Asphalt	0.013 - 0.017
- Brick	0.012 - 0.018
- Concrete	0.011 - 0.020
- Rubble or riprap	0.020 - 0.035
- Vegetal	0.030 - 0.40
Excavated or dredged	
- Earth, straight and uniform	0.020 - 0.030
- Earth, winding, fairly uniform	0.025 - 0.040
- Rock	0.030 - 0.045
- Unmaintained	0.050 - 0.140
Natural channels (minor streams, top width at flood stage < 100 ft)	
- Fairly regular section	0.030 - 0.070
- Irregular section with pools	0.040 - 0.100

Source: ASCE (1982). *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*, ASCE Manual of Practice No. 60, New York, NY.

Nel parco in progetto si possono distinguere numerose tipologie di superficie, che sono state raggruppate secondo la seguente tabella.

		ks	n
		[m ^{1/3} /s]	[s/m ^{1/3}]
TIRANTE ELEVATO	Canali	30	0.033
	Sponde	20	0.050
	Laghi	30	0.033
RUNOFF SUPERFICIALE	Cemento e asfalto	90	0.011
	Prato rasato	10	0.100
	Prato incolto	5	0.200
	Boschi igrofili	5	0.200

Si sottolinea che, a scopo cautelativo, per tenere in considerazione un'eventuale mancanza di manutenzione delle superfici, sono state ridotte al minimo le aree a prato rasato. Nella figura seguente si riportano le aree a cui sono applicati i diversi valori di scabrezza, dove non viene specificata la tipologia di superficie si impiega un valore di scabrezza intermedio tra quello del prato incolto e di quello rasato, pari a un coefficiente di Manning di 0.15 s/m^{1/3}.



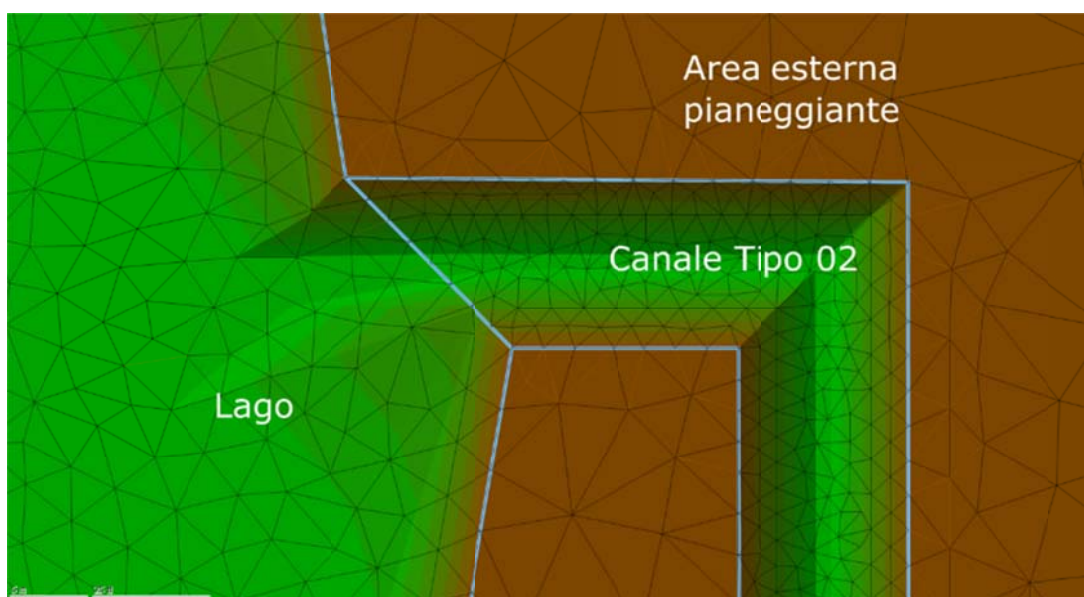
Distribuzione dei valori di scabrezza

6.4. MAGLIATURA

Il software risolve il sistema di equazioni su maglie non strutturate, ovvero non regolari e ad elementi generalmente triangolari. La maglia rappresenta l'elemento unitario di calcolo e possiede, ad ogni istante temporale, un valore di tirante, velocità e direzione del moto, oltre che a grandezze puramente geometriche quali la quota del terreno e il valore di scabrezza. La densità della magliatura è la grandezza che viene variata per poter rappresentare al meglio le condizioni geometriche del terreno, nel caso di grandi variabilità altimetriche sarà necessario impiegare una magliatura fitta, nel caso di terreni pianeggianti o a pendenza costante si potranno invece impiegare maglie relativamente grandi. La densità della magliatura influenza direttamente la velocità del calcolo, maggiore è il numero di maglie e maggiore risulterà il tempo di calcolo. E' quindi conveniente ottimizzare la dimensione delle maglie al fine di ottenere una modellazione corretta e rappresentativa del fenomeno, ottimizzando i tempi di calcolo. Nel caso in esame la rete di canali è caratterizzata da una geometria regolare ma con forti variazioni di pendenza tra fondo e sponde, presentando spesso confluenze ad angolo retto con forme plano-altimetriche complesse. Per modellare correttamente il moto all'interno dei canali risulta quindi necessario applicare una magliatura adeguatamente densa mentre nelle aree a piano campagna è possibile applicare una magliatura più rada. Il software permette di creare delle *zone di magliatura*, dove vengono definite le dimensioni massime e minime dei triangoli, si possono inoltre attivare ulteriori opzioni come la dipendenza delle dimensioni delle celle dalla variazione di quota. Nella seguente tabella si riportano le dimensioni delle maglie impiegate nelle diverse zone del parco.

	Area massima triangolo	Minima area elemento
	[m ²]	[m ²]
Laghi	8.0	3.0
Canale Tipo 01	3.0	1.0
Canale Tipo 01 bis	3.0	1.0
Canale tipo 02	2.0	0.75
Canale tipo 02 bis	2.0	0.75
Canale tipo 03	1.5	0.5
Canale tipo 04	1.5	0.5
Canale in cemento	0.2	0.05
Altro	60.0	5.0

In alcuni punti particolari, caratterizzati da elevata complessità geometrica e spazi ristretti si è reso necessario raffinare la mesh appositamente per l'area di interesse.

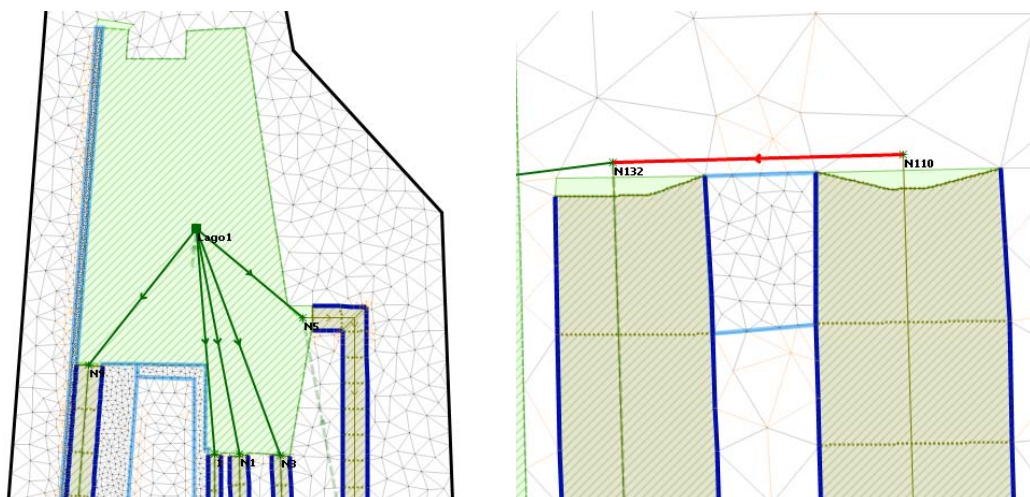


Esempio di magliatura con densità variabile

Per migliorare l'efficienza del calcolo nella modellazione dello Scenario 1 non viene creata la magliatura nella zona dei campi da Rugby in quanto questi non contribuiscono alle portate in condizioni ordinarie. Nella modellazione degli altri scenari la zona viene invece considerata, nel modello le acque meteoriche sono raccolte da un fosso al limite est dell'area e convogliate nella rete del parco. Questo tipo di collegamento non rappresenta esattamente la realtà, ma dal punto di vista idraulico non comporta sottostime dei volumi in ingresso.

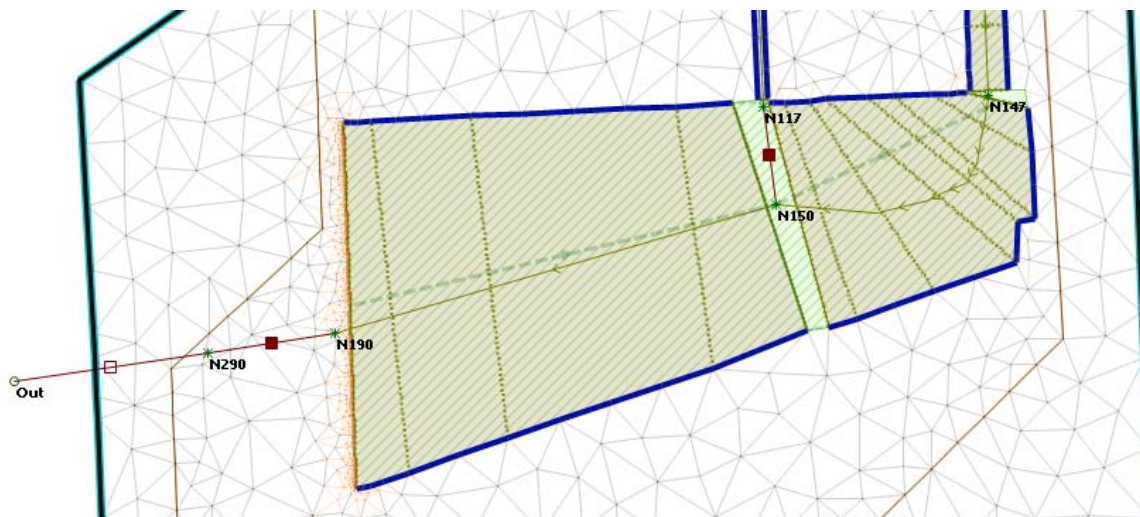
6.5. MODELLO 1D

Per lo studio degli scenari 2 e 3 è stato creato un modello 1D che rappresenta la rete di canali e laghi del Parco. Questo modello riesce a rappresentare molto bene le geometrie regolari dei canali, riducendo drasticamente i tempi di calcolo. Viene inoltre sfruttata la possibilità del software di abbinare al modello 1D un modello 2D accoppiato il quale permette gli scambi di massa sia in entrata che in uscita dal dominio 1D. Gli elementi principali del modello sono costituiti dai tratti fluviali, che rappresentano i canali secondo un numero finito di sezioni. Il modello definisce per ogni sezione un valore mediato di tirante e velocità e definisce alle sponde l'eventuale esondazione. I laghi sono stati rappresentati in due modi differenti: nella parte più a monte essi sono stati modellati come dei serbatoi, la cui curva dei volumi è determinata secondo il modello tridimensionale del terreno, essi sono poi collegati ai tratti fluviali tramite delle condotte fittizie di diametro molto grande e lunghezza molto piccola in modo da rendere trascurabili le perdite di carico della condotta stessa. Questa metodologia è stata impiegata anche per collegare dei tratti fluviali adiacenti, che sono collegati in realtà da un corto canale di raccordo, ma che risulta difficile da rappresentare secondo delle sezioni regolari. In questi casi le dimensioni delle tubazioni rappresentano quelle reali del canale di raccordo.



Esempio di lago modellato come bacino di accumulo e di collegamento tra canali mediante condotta

La seconda tipologia di laghi è stata modellata mediante tratti fluviali, come per i canali, in quanto questa tipologia di elemento permette lo scambio idraulico tra dominio 1D e dominio 2D, evidenziando eventuali allagamenti. Si è ritenuto sufficiente modellare solamente i laghi della parte bassa del parco in questo modo, in quanto il terreno presenta quote mediamente inferiori aumentando la probabilità di esondazione. L'ipotesi verrà confermata dai risultati delle simulazioni effettuate.



Esempio di lago modellato come tratto fluviale definito da sezioni

6.6. CONDIZIONI AL CONTERNO

Le condizioni al contorno sono rappresentate dal confine della zona di calcolo e dalle immissioni/uscite di portata. Per quanto riguarda le immissioni è possibile distinguere 3 tipologie:

1. Immissione della falda
2. Precipitazione diretta
3. Immissione delle portate bianche di via S. Antonino

Limite della zona di calcolo ed elementi geometrici particolari

L'area esterna del parco risulta generalmente delimitata da recinzioni, la condizione generale al contorno non rappresenta quindi un ostacolo al deflusso. L'area sud del parco e l'ex pista di atterraggio presentano delle quote mediamente inferiori rispetto al resto del parco e si prevede che in caso di forti precipitazioni esse possano allagarsi. Per evitare che l'acqua vada ad invadere le aree esterne al parco, in particolare le zone a sud e la base militare USA, si prevede la realizzazione di un arginello la cui quota di coronamento è pari a 38.00m slm. L'arginello è stato modellato attraverso un elemento lineare 2D, che rappresenta un muro con quota di coronamento pari a 38.00m. La stessa tipologia di manufatto è stata impiegata per modellare le paratoie fisse nella rete di canali. L'argine sul lato ovest è posizionato ad una distanza di circa 2m dal confine con la base USA, a ridosso della recinzione. Nelle aree rimanenti (nord e est) è stata posta la condizione al contorno tipo muro, che non permette all'acqua di uscire dal dominio, questo per massimizzare i volumi di acqua da invasare, a favore di sicurezza. Nelle aree confinate tra arginello e recinzioni, o similari, il problema della stagnazione delle acque meteoriche è risolto dalla presenza di tubi esistenti di scarico,



Condizioni al contorno

Immissione dalla falda

L'immissione dalla falda è stata inserita come portata in ingresso distribuita nella rete, la somma delle portate in ingresso ammonta a 7.5 l/s, dello stesso ordine di grandezza delle portate osservate durante i sopralluoghi effettuati e concorde con la stima del contributo della falda calcolato nei precedenti capitoli.

Eventi di precipitazione

Gli apporti meteorici possono essere applicati in diversi modi all'interno del software, sia direttamente sulla maglia, sia come ingresso da sottobacini scolanti nei nodi. Nel caso in esame sono state applicate entrambe le metodologie: nel dominio 2D è stata applicata la pioggia direttamente sulla maglia, la quale determina un tirante e quindi dei moti di ruscellamento superficiale, nel dominio 1D sono stati invece creati dei sottobacini delle stesse dimensioni degli elementi modellati, siano essi laghi o canali, scolanti in un nodo appropriato della rete. Le intensità di precipitazione applicate sono già depurate dalle perdite idrologiche (con il metodo del coefficiente di deflusso o del CN) mediate sull'intero parco, si è perciò applicata la stessa intensità di precipitazione sull'intera area del parco. Per maggiori dettagli sul calcolo delle perdite idrologiche si veda il capitolo relativo allo studio idrologico.

Immissione da via Sant'Antonino

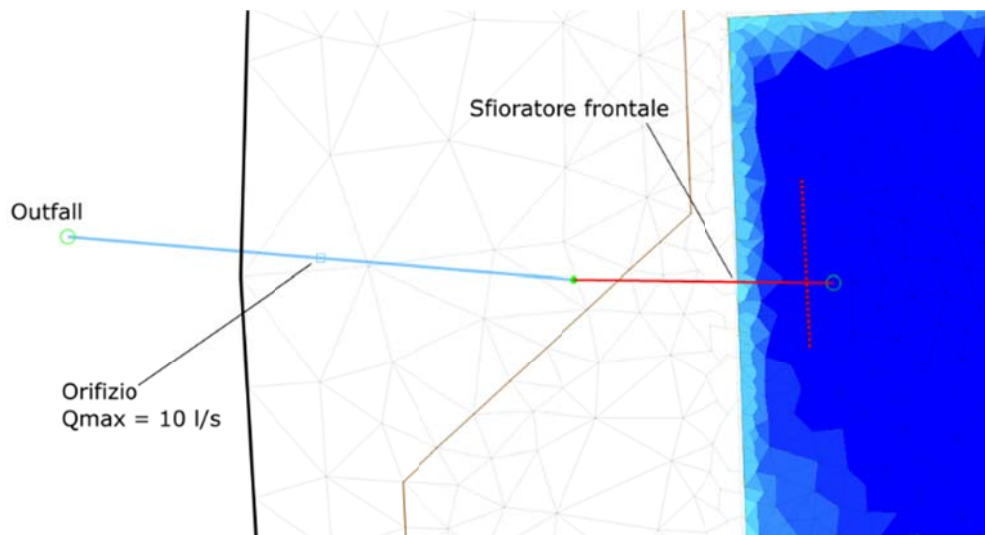
L'immissione, costituita da un idrogramma, viene modellata come immissione puntuale nella rete, trascurando gli eventuali effetti di invaso della fognatura di via Sant'Antonino.

Punto di scarico finale

Il punto di scarico finale è costituito da una bocca tarata che permette una portata massima in uscita pari a 70 l/s. Nel modello è stato inserito uno sfioratore frontale con quota di coronamento pari a 37.00 m, lo

sfiatore è collegato ad un particolare collegamento chiamato orifizio, che permette di regolare la portata massima in uscita. L'orifizio è infine collegato ad un nodo tipo *Outfall*, che scarica tutta la portata fuori dal modello senza alcuna considerazione dal punto di vista idraulico. La condizione di valle è quindi governata dal sistema sfiatore-orifizio, il quale entra in funzione solamente se la quota idrometrica del lago supera i 37.00 m e permette di scaricare al massimo una portata di 70 l/s.

Nel caso del modello 1D il sistema è analogo, ciò che cambia è che la soglia è ora un elemento monodimensionale ed è collegata direttamente al nodo finale dell'ultimo tratto fluviale.



Modello di sfiatore e orifizio al punto di uscita (modello 2D)

6.7. CONDIZIONI INIZIALI

La condizione iniziale è quella che definisce le grandezze idrauliche all'istante zero per gli elementi del dominio di calcolo. E' necessario distinguere due approcci, uno per il modello full 2D ed uno per il modello 1D-2D.

Modello full 2D

La condizione iniziale imposta nel modello 2D è la quota del pelo libero all'istante zero, in particolare si è imposta una quota pari a 37.35 m nell'area idraulicamente a monte delle paratoie, in modo da garantire il riempimento di tutti gli invasi e ottenendo un battente minimo iniziale allo sfioro delle paratoie per avere delle portate in ingresso anche nell'area di valle. Per quanto riguarda l'area a valle delle paratoie si impone una quota iniziale pari a 37.00 m, pari alla quota di sfioro della bocca tarata di valle. La condizione iniziale è riportata nell'elaborato grafico allegato alla relazione.

Modello 1D-2D

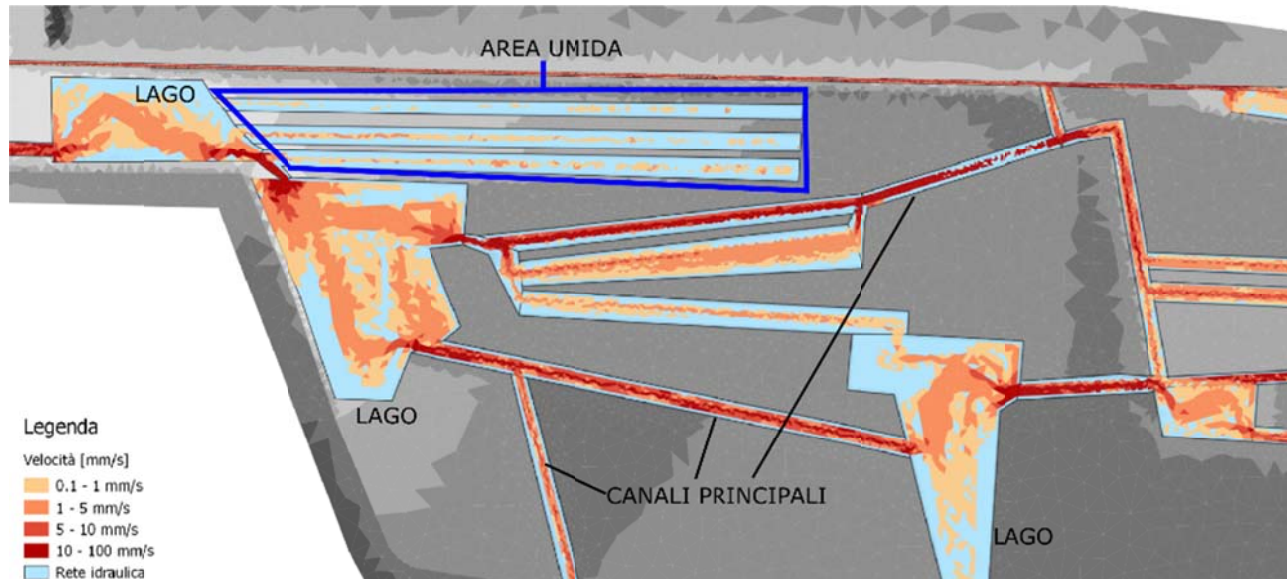
In questo caso la rete di canali è modellata in maniera monodimensionale e non è possibile definire delle condizioni iniziali all'interno della rete. Il software ricerca automaticamente nella fase di inizializzazione una condizione idraulica compatibile con le portate in ingresso al tempo zero, definendo tirante e velocità in tutta la rete. Per evitare problemi numerici di inizializzazione del modello è stata simulata una portata costante, che portasse il sistema all'equilibrio nelle condizioni di esercizio, lo stato finale della simulazione è stato impiegato come condizione iniziale per le simulazioni.

7. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

I risultati delle simulazioni numeriche sono riportati nelle tavole allegate come planimetrie delle aree di esondazione e mappe di velocità. In tali elaborati sono rappresentate le velocità del flusso in condizioni ordinarie (Scenario 1) per uno stato di equilibrio (per equilibrio si intende una situazione vicina alla condizione stazionaria in cui la portata in uscita è confrontabile con le immissioni, con variazioni trascurabili delle grandezze idrauliche nel tempo) e il tirante nello stesso stato di equilibrio. Riguardo agli altri scenari si riportano invece i massimi livelli idrici ottenuti nelle simulazioni numeriche relative agli eventi meteorici. L'estensione degli allagamenti è ottenuta come involucro degli allagamenti massimi calcolati per i diversi istanti temporali delle simulazioni.

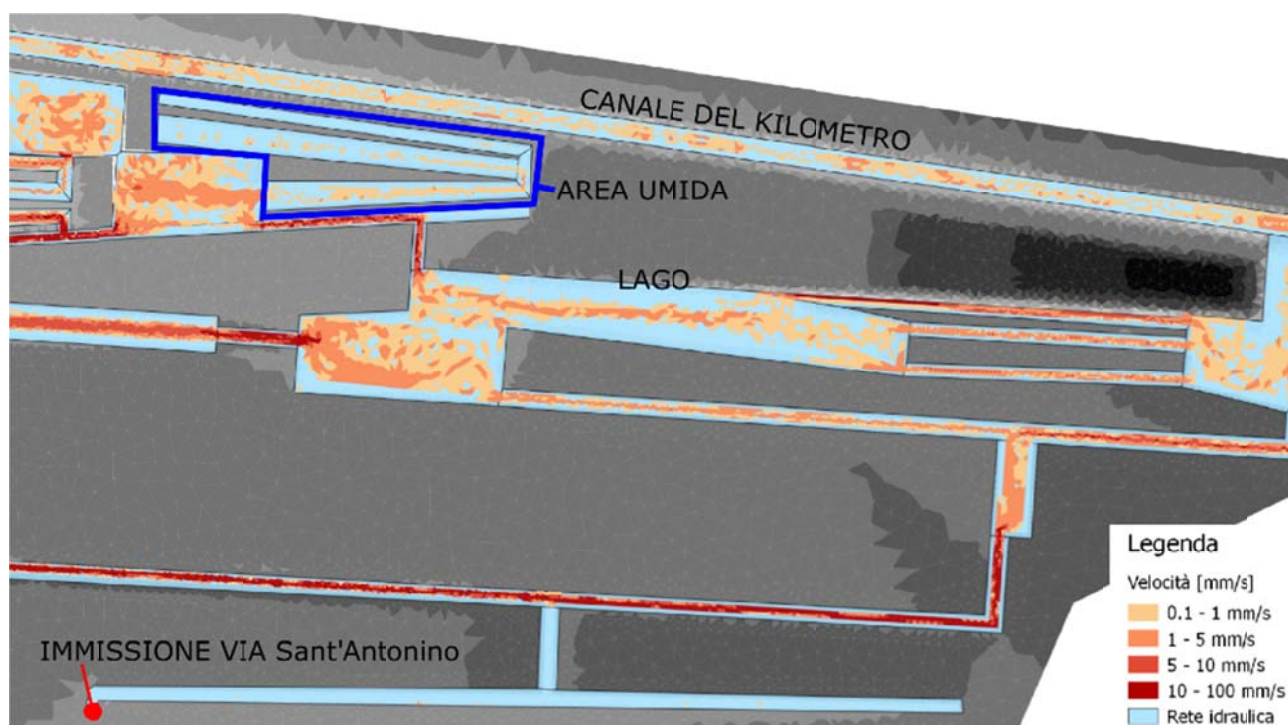
7.1. SCENARIO 1 - CONDIZIONI ORDINARIE

Partendo da una condizione iniziale di livello costante pari a 37.35 m nella parte nord e a 37.00 m nella parte sud, con tre immissioni puntuali di portata costanti pari ognuna a 2.5 l/s^1 (che simulano il contributo diffuso della falda) si raggiunge una condizione di equilibrio dopo circa 15h, per ulteriore verifica è stata prolungata la simulazione per ulteriori 4 ore, cercando di evidenziare eventuali variazioni delle grandezze idrauliche. Le velocità riportate in planimetria sono quindi relative al tempo finale di simulazione (8h). Come era lecito aspettarsi le velocità all'interno della rete risultano molto modeste, nell'ordine dei mm/s o cm/s. Come si evince nelle tavole planimetriche allegate e nella figura seguente la distribuzione delle velocità risulta eterogenea tra canali, laghi e aree umide.



Mappa di velocità della parte sud del parco, condizioni ordinarie.

¹ La quantità di acqua immessa deriva dalle osservazioni effettuate nel corso della progettazione in corrispondenza dello scarico (circa 10 l/s) ed è confermata dal calcolo analitico sull'apporto dalla falda riportato nel capitolo 6.



Mapa delle velocità nella parte nord del parco, condizioni ordinarie.

Rete principale di canali

Nei canali principali si osservano le velocità maggiori, che sono generalmente comprese tra 1 e 10 cm/s. Questo non si osserva nel canale del Kilometro, che a causa della sua ampia sezione permette il passaggio delle portate con velocità molto basse, nell'ordine del mm/s o poco meno. Nella parte a nord si nota un "ramo morto" della rete in cui le velocità risultano praticamente nulle. Questo canale è concepito per raccogliere le acque meteoriche di via Sant'Antonino, esso si attiva quindi ogni qual volta si è in presenza di un evento meteorico. Anche se in condizioni ordinarie l'acqua si muove lentamente, il ricambio dell'acqua sarà assicurato in ogni parte del sistema in occasione delle precipitazioni.

Laghi

Nei laghi e specchi d'acqua le velocità risultano inferiori rispetto ai canali, tuttavia anche qui l'acqua non è stagnante, muovendosi a velocità nell'ordine del mm/s. Le planimetrie e le tavole allegate mostrano come al centro dei laghi le velocità siano superiori rispetto alle sponde, sia per una questione legata alle maggiori tensioni tangenziali che si generano sulle sponde, sia perché la corrente tende a dirigersi nella direzione del canale emissario. Anche in questo caso si sottolinea che in concomitanza degli eventi meteorici più intensi si instaurerà un regime di moto più rapido, accelerando la miscelazione e il ricambio delle acque.

Aree umide

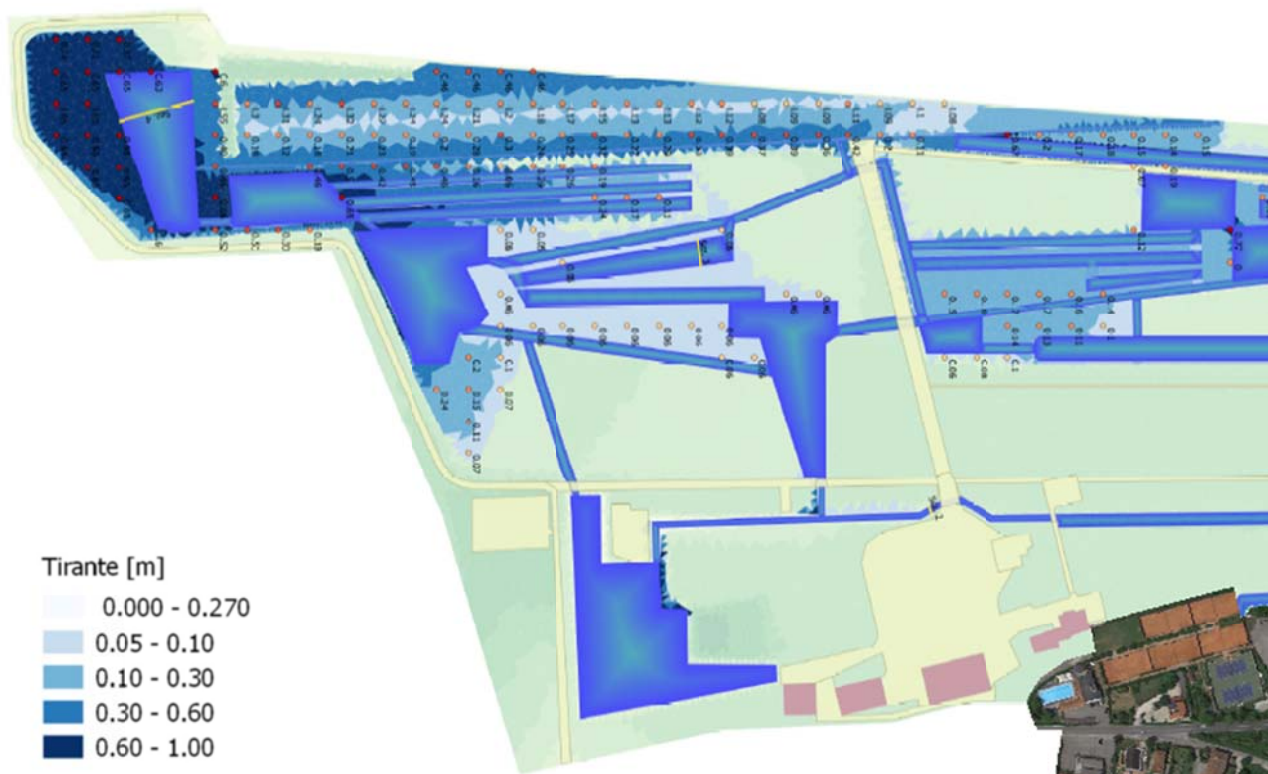
In queste zone le velocità risultano molto basse e questo è ciò che ci si aspetta in un'area umida, dove le acque lente sono parte integrante e peculiare dell'ecosistema e del paesaggio. Una minima velocità garantisce comunque un lento ricambio, il quale risulterà più importante in occasione degli eventi meteorici più intensi.

7.2. SCENARIO 2 – EVENTI METEORICI CON $T_r=50$ ANNI

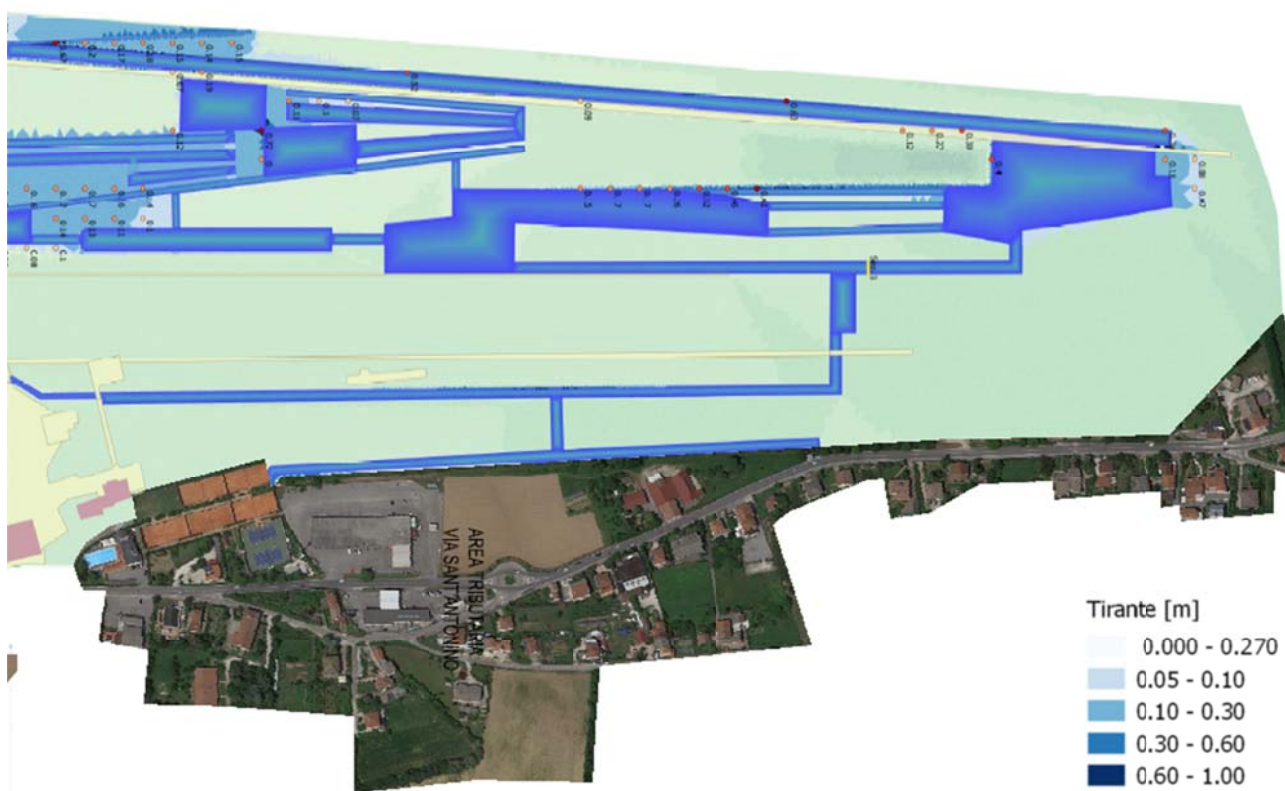
Per ricercare l'evento che massimizza i volumi si è proceduto in prima battuta confrontando i metodi adottati per la determinazione della pioggia efficace. Come descritto nei precedenti capitoli sono state impiegate due metodologie: la prima rappresentata dal metodo del coefficiente di deflusso, mentre la seconda è rappresentata dal metodo del Curve Number. Questo confronto è stato effettuato sulla durata di 9 gg, considerata in fase preliminare come durata critica di precipitazione per l'invaso del parco. Gli ietogrammi ottenuti con i due metodi restituiscono, nelle due simulazioni, risultati molto simili, tuttavia il metodo del CN tende a determinare dei picchi maggiori in termini di volume invasato massimizzando le aree di allagamento rispetto al metodo del coefficiente di deflusso. Questo fatto conferma che il volume di precipitazione non determina direttamente i livelli di allagamento, bensì fondamentale risulta la distribuzione temporale delle precipitazioni, la quale determina condizioni non stazionarie che possono risultare più gravose. E' opportuno sottolineare che la differenza tra i due approcci è molto piccola, le aree allagate non variano sostanzialmente e i livelli di allagamento cambiano mediamente di soli 2 cm.

Una volta determinata la pioggia efficace che massimizza gli effetti in termini di allagamento sono state effettuate le simulazioni per le durate di precipitazione di 6, 9 e 12 giorni. Negli elaborati grafici allegati sono riportate le aree di massimo allagamento e i corrispondenti tiranti idrici. Gli allagamenti sono riportati secondo gradazioni di colore azzurro, non sono riportati i tiranti all'interno della rete, in quanto essa è stata modellata in maniera monodimensionale ed il software non permette una rappresentazione simultanea dei tiranti. Si riportano per questo motivo nelle tavole alcune sezioni rappresentative, che mostrano i massimi livelli idrici raggiunti all'interno della rete.

Nelle figure seguenti e nella seguente trattazione si sviluppa la descrizione del solo evento della durata di 12 giorni, risultando il più gravoso. Si sottolinea comunque che le differenze in termini di allagamento risultano visibili, ma non evidenti, le aree allagate risultano leggermente più espanse (vedasi la pista di volo e l'allagamento verso est) e i tiranti variano di pochi centimetri. La gravità dell'allagamento dipende quindi dalla durata dell'evento, ma il parametro che maggiormente influenza il risultato è senza dubbio il tempo di ritorno dell'evento considerato. Si riportano di seguito gli allagamenti massimi per l'evento meteorico di durata pari a 12 giorni. Il tirante è rappresentato mediante colori in gradazione di blu, e mediante dei punti quotati.



Mapa degli allagamenti nella parte sud del parco, $Tr = 50$ anni.

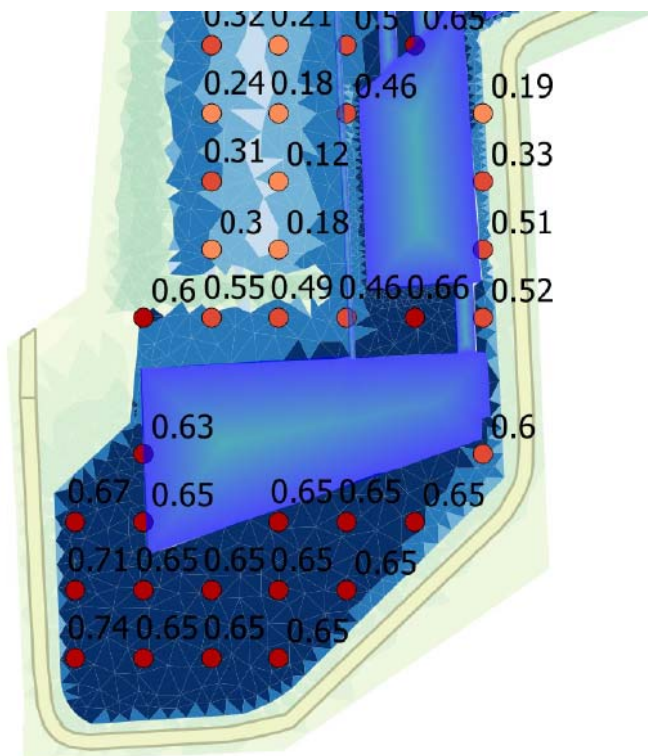


Mapa degli allagamenti nella parte nord del parco, $Tr = 50$ anni.

La prima cosa che si nota è che gli allagamenti sono concentrati nella parte sud-ovest del parco, in particolare nell'area prossima alla porta sud e sulla ex pista di volo. Con il crescere dei livelli l'allagamento

tende ad espandersi anche verso est, invadendo la zona “wilderness”. Altri allagamenti di entità minore sono distribuiti nel parco andando ad interessare le cosiddette aree umide o boschi igrofili, definendo quindi un habitat di tipo paludoso. Il livello dell'allagamento tende a raggiungere una quota media di circa 37.75-37.85 m, invadendo quindi tutte le aree a quota inferiore. In assenza di apposite opere di contenimento l'allagamento tenderebbe ad espandersi naturalmente anche al di fuori del confine del parco, invadendo le aree a quota più bassa. Per evitare questo fenomeno e contenere tutti i volumi idrici si prevede la realizzazione di un argine di contenimento, la cui quota di coronamento risulterà pari a 38.00 m. L'argine determina i confini delle suddette aree allagate, sul lato sud, sud ovest e sud est. Di seguito si andranno a descrivere le singole zone di allagamento.

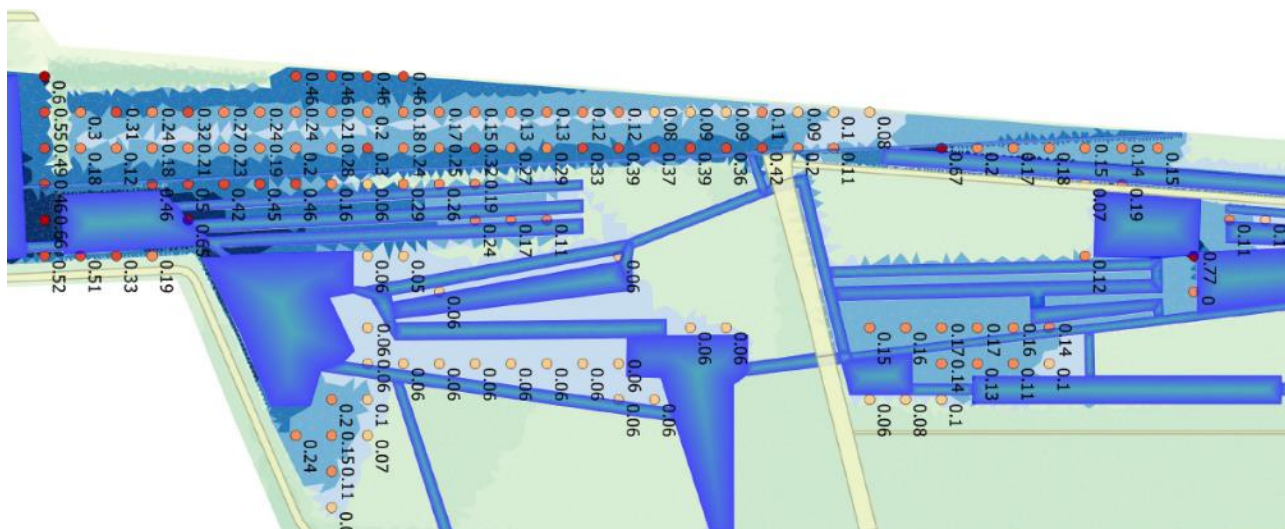
Area porta sud



Massimo allagamento dell'area sud, $T_r=50$ anni.

Quest'area risulta essere la più depressa dal punto di vista altimetrico, con una quota media di circa 37.20 m o addirittura inferiore. Si assiste in questa zona ad un allagamento totale dell'area, che inizia già nelle fasi precoci dell'evento meteorico, con un battente d'acqua dell'ordine dei 60-70cm. Il progetto prevede per quest'area una destinazione ad area umida, il fatto che sia soggetta a periodico allagamento non risulta quindi problematico.

Ex pista di volo

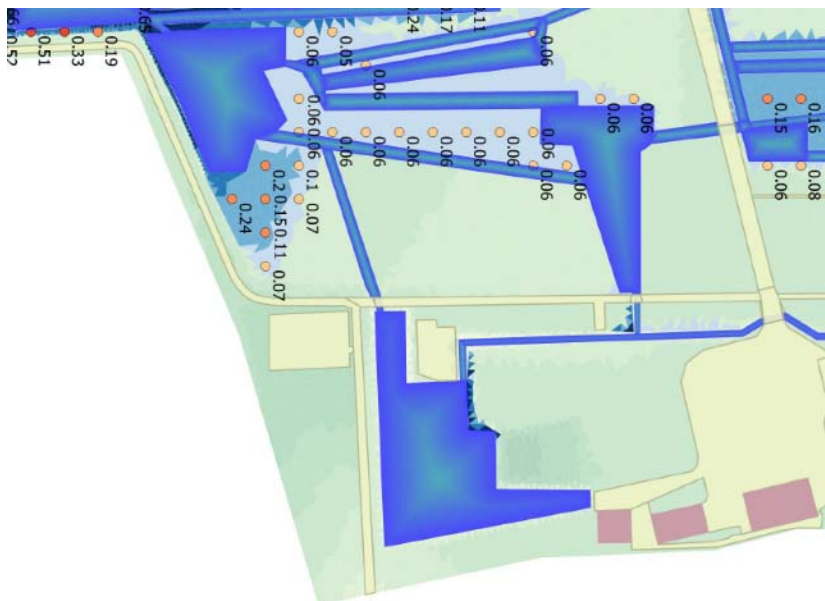


Mappa degli allagamenti nell'area dell'ex pista di volo, $T_r=50$ anni.

La ex pista di volo presenta una quota variabile dal centro (37.7-37.8 m) ai lati (37.4-37.5 m) evidenziando una sezione a schiena di mulo. Come si evince dalle tavole allegate e dalle immagini della presente relazione la pista di volo viene allagata nel caso di eventi meteorici con tempo di ritorno di 50 anni. I tiranti osservati variano dai 5-10 cm a centro pista fino a circa 40 cm a bordo pista. Il fatto che quest'area venga allagata non comporta problemi dal punto di vista della fruibilità del parco, sarà eventualmente possibile da parte del gestore interdire la zona durante l'evento e fino al ritorno delle normali condizioni idrauliche del parco. Importante risulta invece l'interferenza con la base militare sul lato ovest, la quale confina direttamente con la ex pista di volo. I livelli idrici che si raggiungono, seppur non molto elevati, comporterebbero l'allagamento della base militare. Per evitare questo problema e confinare all'interno del parco i volumi idrici è prevista la realizzazione di un argine di contenimento, che procede attigualmente alla recinzione del parco, fino al raggiungimento della quota di circa 38.00m. La quota di coronamento del suddetto argine sarà pari a 38.00m slm.

Allagamento dell'area sud-est

Con il crescere del tirante l'allagamento tende ad espandersi anche a quote maggiori, in particolare l'area interessata da questo fenomeno è l'area sud sud est, con un allagamento che procede in direzione est, confinato dall'argine sul lato sud. Nelle simulazioni effettuate l'area di espansione risulta completamente confinata dall'argine, presentando anche un certo margine di sicurezza. La profondità dell'acqua in quest'area è variabile da circa 30 cm in prossimità del lago portandosi a zero procedendo in direzione est nord-est.



Mapa dei massimi allagamenti in direzione sud-est, $T_r=50$ anni.

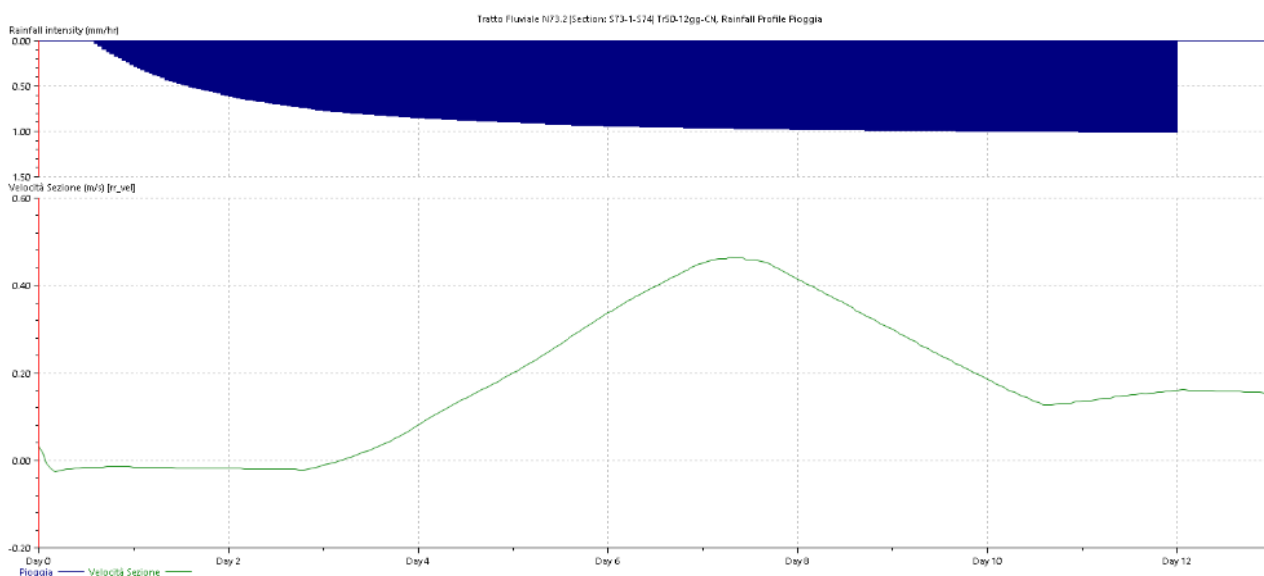
Analisi delle velocità

Anche per questo scenario è interessante un'analisi delle velocità raggiunte nella rete di canali, infatti se le velocità risultano elevate è possibile incorrere in fenomeni erosivi, specie in corrispondenza delle curve a gomito e delle biforcazioni. Di seguito si riportano le velocità massime misurate in alcune sezioni significative, distribuite in tutto il parco. L'immagine seguente individua le 15 sezioni considerate, in tabella sono riportate le velocità massime verificate sulle sezioni. Le velocità risultano molto variabili, mostrando come tendenza generale la riduzione della velocità procedendo da monte verso valle.



Sezione	1	2	3	4	5	6	7	8
Vmax [m/s]	0.23	0.10	0.28	0.08	0.46	0.0008	0.94	0.06
Sezione	9	10	11	12	13	14	15	
Vmax [m/s]	0.54	0.17	0.06	0.06	0.02	0.04	0.01	

Osservando la tabella e la figura precedenti è possibile evidenziare come, in generale, le velocità all'interno dei canali risultano dell'ordine dei 10 cm/s, con punte che arrivano quasi a 1 m/s. Nelle aree umide si riscontrano invece velocità ancora molto basse, comunque maggiori rispetto allo scenario 1 (condizione ordinaria). Nella figura seguente è riportato a titolo di esempio l'andamento della velocità media sulla sezione durante l'evento di pioggia, per la sezione 5. Risulta evidente come la condizione di massima velocità non corrisponde con l'istante di massimo invaso, ovvero con la fine della precipitazione. La variazione dell'invaso all'interno della rete genera dei moti non stazionari che comportano velocità variabili, comportando in alcuni casi addirittura una variazione della direzione del flusso.



Velocità media sulla sezione 5 in funzione del tempo, $T_r=50$ anni.

Le velocità misurate sono generalmente basse, solamente in alcuni casi isolati si superano i 40 cm/s, con punte di 90 cm/s. Nella tabella seguente sono riportate le velocità ammissibili ai fini dell'erosione per canali rettilinei a debole pendenza (U.S. Bureau of Reclamation), vista la natura dei canali in terra, costituiti principalmente da limi sabbiosi, si considerano velocità limite comprese tra 0.5 e 0.75 m/s. E' quindi possibile aspettarsi dei fenomeni erosivi solamente in quei canali che presentano le velocità maggiori, fenomeni erosivi che comunque intervengono per un tempo limitato rispetto alla durata complessiva dell'evento di pioggia (vedi figura precedente). La precipitazione con tempo di ritorno pari a 50 anni potrebbe comportare quindi dei danni localizzati, risolvibili con interventi minimi di sistemazione ed eventuale riprofilatura dei canali.

TAB. 4.1a Valori di velocità ammissibile in canali rettilinei a debole pendenza in uso da tempo
(U.S. Bureau of Reclamation)

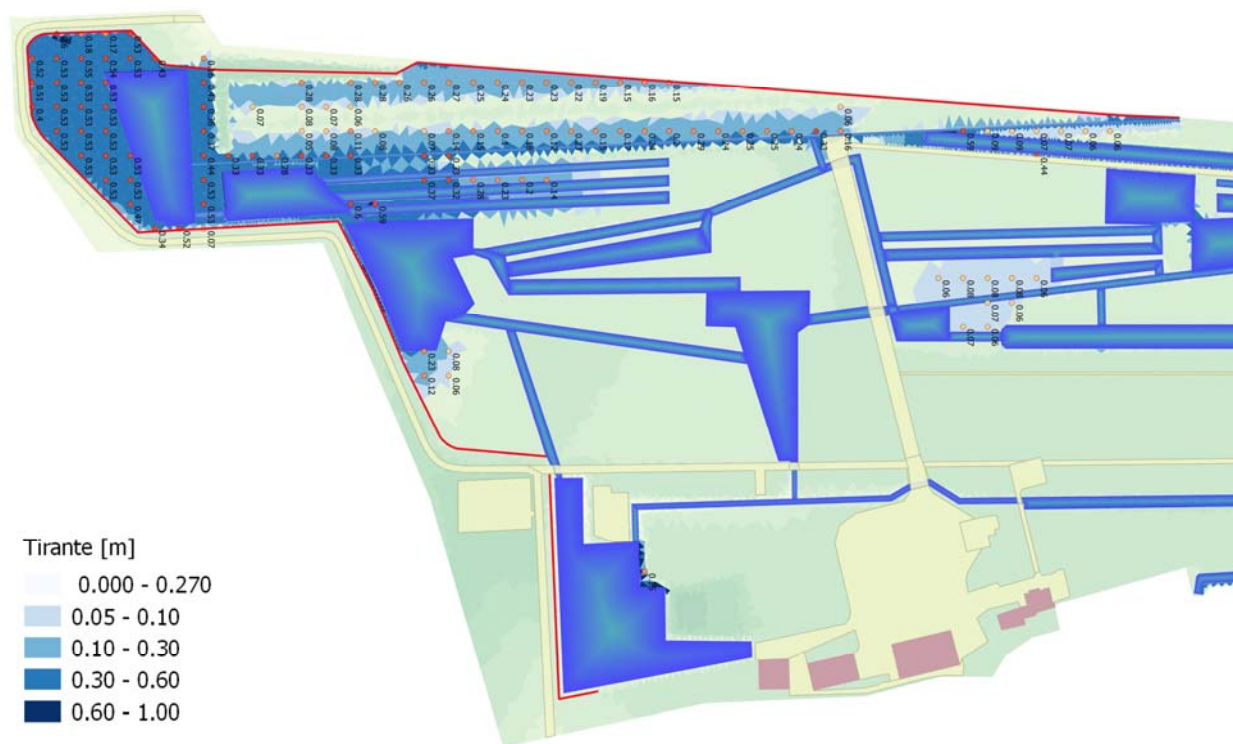
Materiale d'alveo	n ($m^{-1/3} s$)	Acqua chiara		Acqua torbida	
		U_{cl} ($m s^{-1}$)	τ_c ($N m^{-2}$)	U_{cl} ($m s^{-1}$)	τ_c ($N m^{-2}$)
sabbia fine	0.020	0.45	1.20	0.75	3.35
limo sabbioso	0.020	0.55	1.65	0.75	3.35
limo argilloso	0.020	0.60	2.15	0.90	4.95
argilla colluviale, non coesiva	0.020	0.60	2.15	1.10	6.75
deposito limoso, coesivo	0.020	0.75	3.35	1.10	6.75
deposito piroclastico	0.020	0.75	3.35	1.10	6.75
deposito argilloso, molto coesivo	0.025	1.15	11.65	1.50	20.65
argilla colluviale, coesiva	0.025	1.15	11.65	1.50	20.65
ghiaia fine	0.020	0.75	3.35	1.50	14.35
ciottoli e ghiaia in matrice non coesiva	0.030	1.15	17.00	1.50	29.60
ciottoli e ghiaia in matrice coesiva	0.030	1.20	19.30	1.70	35.90
ghiaia grossa	0.025	1.20	13.45	1.85	30.00
ciottoli e pietre	0.035	1.50	40.80	1.70	49.40

Evento di pioggia con durata 24h

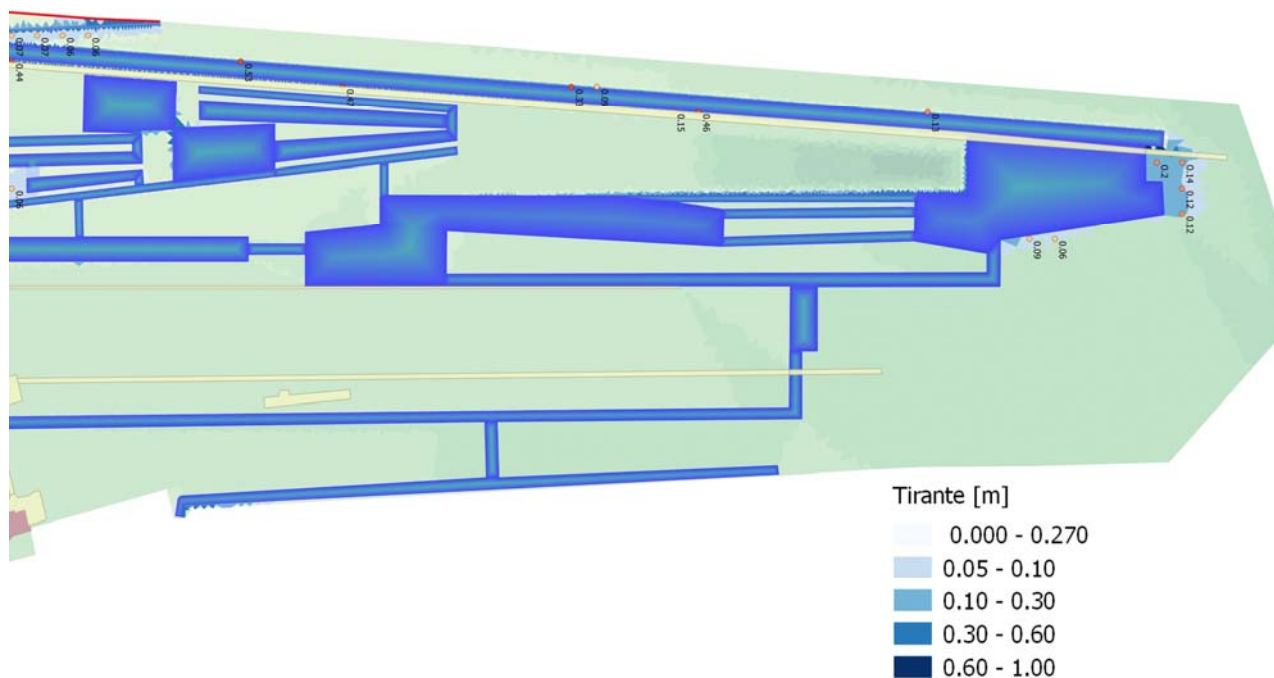
Oltre agli eventi ritenuti critici previsti nei dimensionamenti preliminari, è stata effettuata una simulazione, con tempo di ritorno pari a 50 anni, di una precipitazione della durata di 24h. Questo evento presenterà un'intensità di precipitazione superiore rispetto a quelli di maggiore durata, ma con volumi idrici totali decisamente inferiori.

La simulazione condotta ha considerato per semplicità una precipitazione costante, applicando il metodo del coefficiente di deflusso (come si è visto i risultati sono molto simili tra il metodo del coefficiente di deflusso e quello del CN) pari a 0.9. Il coefficiente considerato è volutamente maggiore rispetto a quello determinato nello studio idrologico, in quanto si desidera simulare un evento di precipitazione dove il terreno risulti già saturo, a causa di precipitazioni cadute nei giorni precedenti all'evento di progetto. Gli allagamenti ottenuti sono quindi cautelativi rispetto alla situazione più probabile.

In questo scenario si ottengono degli allagamenti nelle stesse aree degli eventi di durata maggiore, ma che presentano minore entità. Nelle figure seguenti si riportano gli allagamenti principale per la precipitazione di 24 h.



Mappa degli allagamenti nella parte sud del parco, $Tr=50$ anni, $Tp=24h$

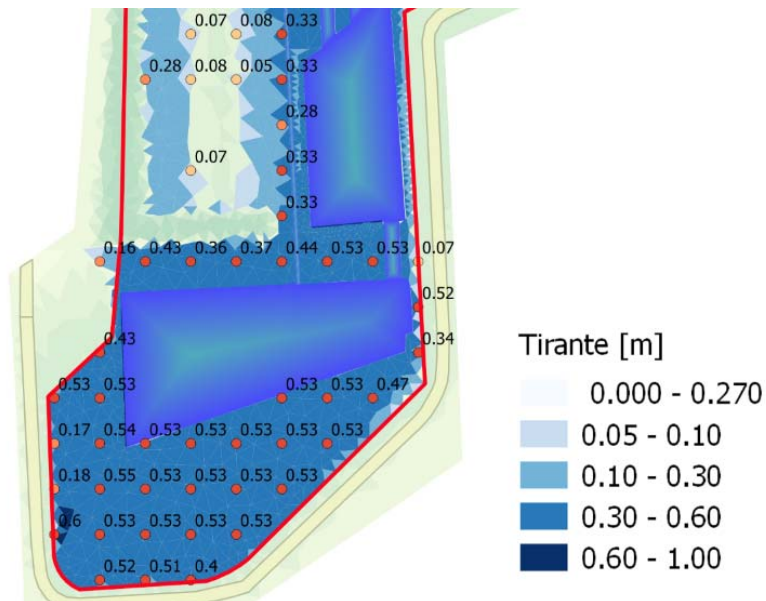


Mappa degli allagamenti nella parte nord del parco, $Tr=50$ anni, $Tp=24h$

Risulta immediato notare come gli allagamenti ottenuti con questa durata di precipitazione interessano una superficie minore, e minori sono anche i tiranti nelle aree allagate. Le zone interessate sono quelle più depresse, ovvero l'area vicino alla porta sud e l'ex pista di volo (ai lati), si notano poi altri allagamenti di

minore importanza nelle restanti aree del parco. Si sottolinea che l'evento considerato tiene in considerazione anche la possibilità di avere un terreno già saturo, condizione cautelativa che massimizza i volumi all'interno del parco.

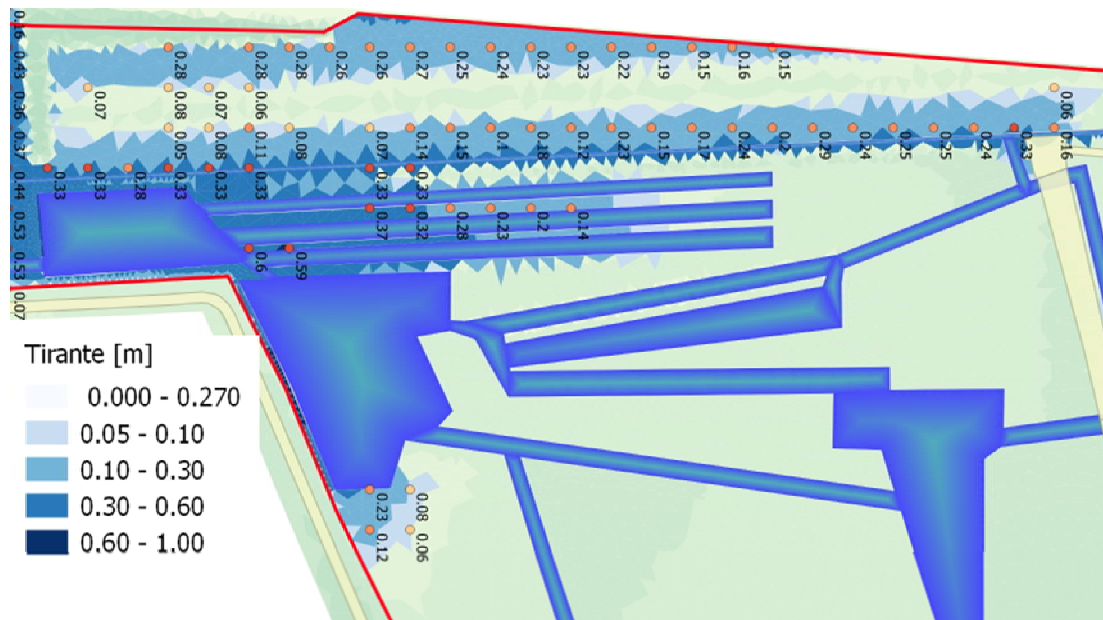
Area porta sud



Massimo allagamento nell'area sud, $Tr=50$ anni, durata 24h

In quest'area si evidenzia un allagamento pressoché omogeneo, con tiranti dell'ordine dei 50 cm.

Ex pista di volo



Massimo allagamento nell'area dell'ex pista di volo, $Tr=50$ anni, durata 24h

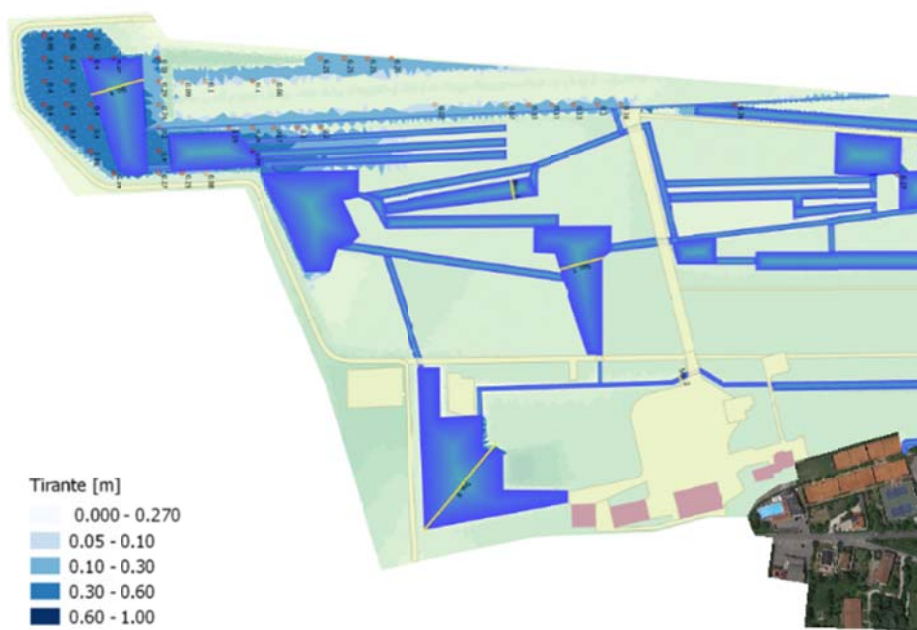
Nell'area dell'ex pista di volo si ottiene un allagamento delle parti laterali, più depresse rispetto al centro a causa della schiena di mulo della sezione della pista. I tiranti qui variano da 0 a circa 30 cm, raggiungendo il massimo ai lati della pista.

L'allagamento denominato precedentemente "area sud-est" risulta limitato e di piccola entità, i tiranti raggiungono al massimo i 25 cm in prossimità del bordo del lago.

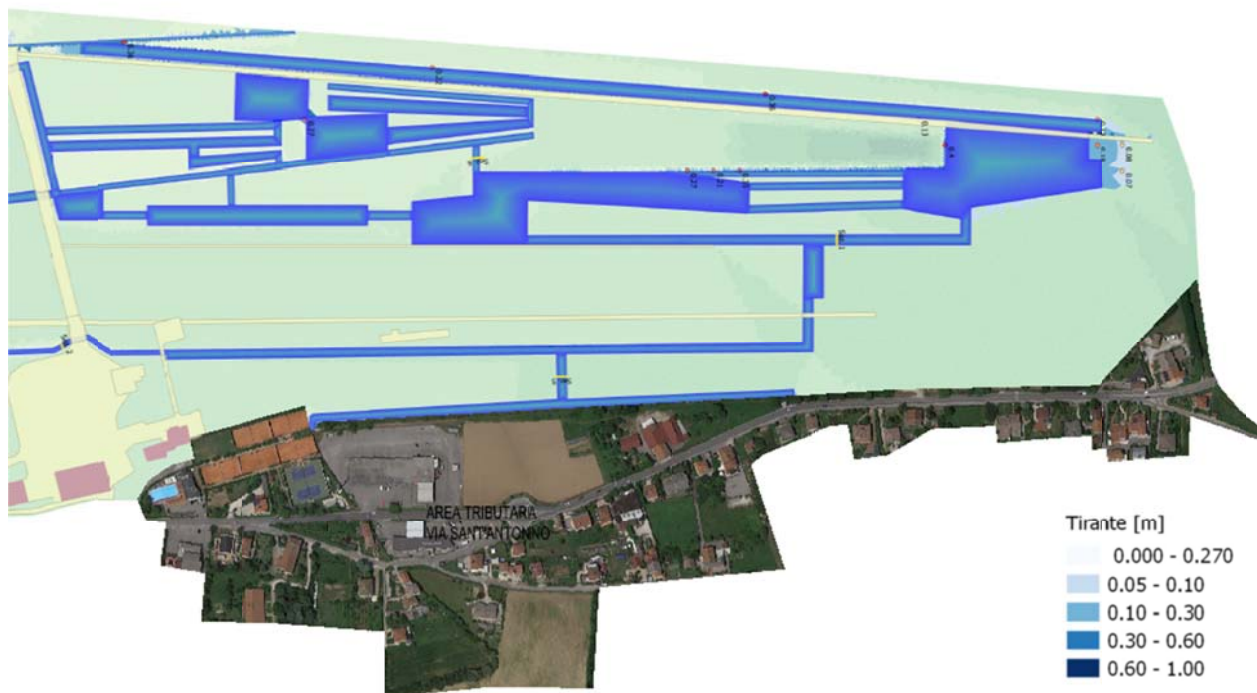
7.3. SCENARIO 3 – EVENTO METEORICO CON $T_r=5$ ANNI

Lo scenario 3 rappresenta una situazione più frequente, ma che comporta comunque uno stress idraulico alla rete del parco, generando un innalzamento dei livelli. La modellazione ha lo scopo di mostrare i livelli di allagamento in queste condizioni, evidenziando eventuali criticità in condizioni di pioggia abbondante. Per il tempo di ritorno di 5 anni viene rappresentato un evento della durata di 6 giorni, in seguito ai confronti realizzati per il tempo di ritorno di 50 anni si ritengono confrontabili i risultati di un'eventuale modellazione per durate superiori, le differenze risulterebbero minime in quanto non è tanto la durata dell'evento che determina gli allagamenti, bensì il parametro guida è il tempo di ritorno dell'evento meteorico. E' importante sottolineare come il reale ietogramma di precipitazione determini le particolari condizioni di deflusso e invaso del singolo caso, nella modellazione si impiegano ietogrammi di forma semplice a intensità costante o poco variabile nel tempo, che cercano di rappresentare il fenomeno reale, l'evento reale presenterà invece una distribuzione molto più varia delle precipitazioni nel tempo.

Di seguito si descrivono i risultati osservati dalla suddetta modellazione, riportati anche in tavola grafica allegata al progetto. Il tirante è rappresentato mediante colori in gradazione di blu, e mediante dei punti quotati.



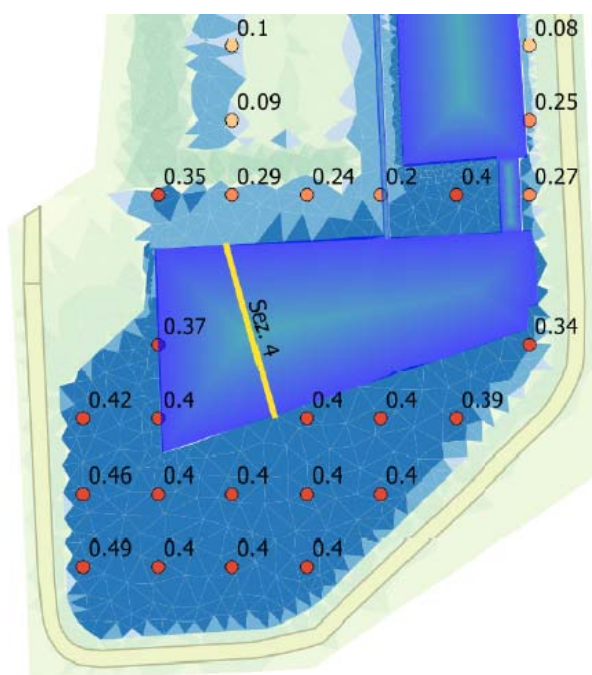
i.



Mapa degli allagamenti nella parte nord del parco, $Tr=5$ anni.

Osservando le precedenti immagini è possibile affermare che gli allagamenti risultano concentrati nella parte sud del parco, che risulta la più depressa. I livelli idrici tendono a portarsi ad un massimo di circa 37.60 m, allagando anche i lati della ex pista di volo con tiranti dell'ordine dei 10-20 cm. Non si osservano altre aree allagate, a meno di piccole porzioni nei pressi di alcuni laghi o canali.

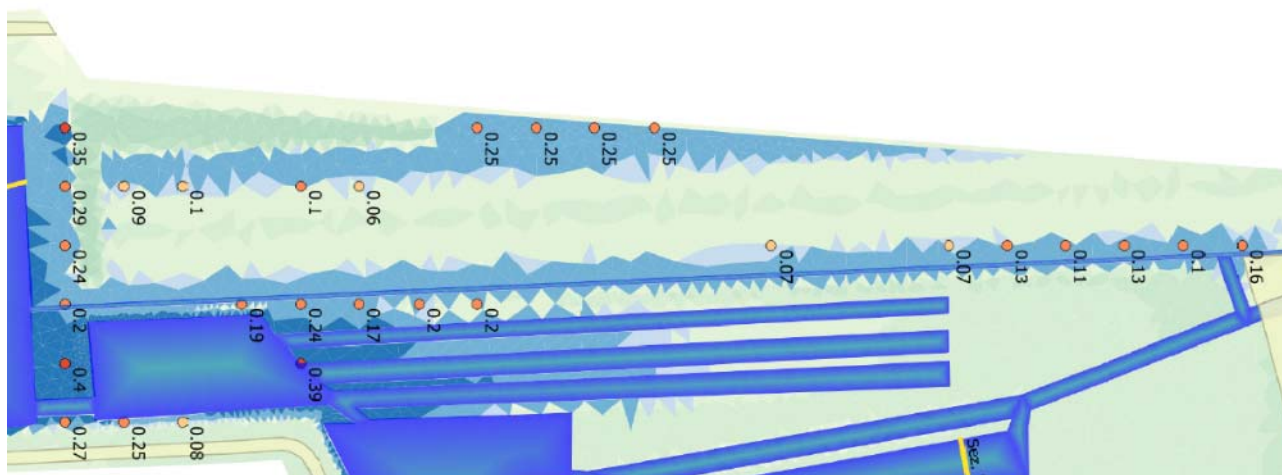
Area porta sud



Mapa degli allagamenti nell'area della porta sud, $Tr=5$ anni.

Quest'area risulta la più allagata con tiranti dell'ordine dei 40 cm, questa è la prima area di invaso del parco che entra in funzione e permette una prima laminazione delle piogge con un accumulo dei volumi idrici in un'area dedicata.

Ex pista di volo



Mapa degli allagamenti nella ex pista di volo, $Tr=5$ anni.

Gli allagamenti in quest'area sono limitati ai bordi della pista, con tiranti dell'ordine dei 10 cm. Si osserva una drastica riduzione dell'area allagata rispetto agli eventi con tempo di ritorno di 50 anni.

8. CONCLUSIONI

La rete idraulica del Parco della Pace è concepita per scopi in primo luogo paesaggistici, ma essa funge anche da regolazione e invaso di laminazione per lo smaltimento delle acque di precipitazione.

La modellazione idraulica del Parco della Pace ha lo scopo di esaminare le condizioni di moto idraulico in condizioni ordinarie (Scenario 1) e le caratteristiche di invaso ed eventuale allagamento in condizione di pioggia (Scenari 2 e 3).

In prima battuta sono state esaminate le condizioni ordinarie, in questa situazione la rete idraulica è alimentata dalla falda freatica presente; per ottenere le condizioni di equilibrio del sistema è stata ricercata una condizione pressoché stazionaria, in cui le variazioni temporali delle variabili idrauliche risultano trascurabili. In queste condizioni non sono state considerate altre immissioni nella rete, mentre il punto d'uscita è rappresentato da una bocca tarata con una portata massima possibile pari a 70 l/s. E' stato dimostrato che ***nelle condizioni di equilibrio l'acqua presenta delle velocità che permettono un lento ma continuo ricambio***, con maggiori velocità al centro dei canali e minori nei laghi e nelle aree umide. Alcuni rami secondari presentano velocità molto basse, ma vengono comunque interessati da flussi più importanti in condizioni di pioggia.

Lo **scenario 2** rappresenta le condizioni di precipitazione abbondante, con tempo di ritorno pari a 50 anni; in questo caso è stato dimostrato che ***il parco svolge una funzione di invaso per i volumi precipitati***.

In primo luogo la funzione di invaso viene assunta dal volume disponibile negli specchi d'acqua e nei canali fino a saturazione, poi risultano allagate l'area sud e la pista di volo per tutte le durate considerate, un terzo allagamento è osservabile nella parte sud-est del parco, maggiore per la durata di precipitazione di 12 giorni, che non comporta comunque alcuna interferenza con le aree vicine alla porta est e all'area degli hangar.

I livelli idraulici all'interno della rete si alzano fino ad una quota di circa 37.80 m. La rete garantisce quindi la laminazione delle portate in uscita dal parco, considerando anche la portata immessa dall'area tributaria di via Sant'Antonino, ***senza determinare particolari condizioni di disagio oppure di danno alle strutture e alle aree del parco***. Le velocità riscontrate in questo scenario risultano molto maggiori rispetto allo scenario 1, con un valore all'interno dei canali che si attesta nell'ordine dei 10 cm/s. Solamente in alcuni rari casi essa supera i 50 cm/s, valore critico per l'insorgere di fenomeni erosivi. In questi casi potranno manifestarsi delle contenute erosioni che potranno essere risolte con modesti e localizzati interventi di sistemazione. Si è dimostrato inoltre che la precipitazione con durata minore (24h) provocano degli allagamenti minori rispetto a quanto si riscontra con le precipitazioni di durata maggiore. Dall'analisi idrologica risulta infatti che in termini volumetrici la durata critica di precipitazione è pari a un evento di 9 giorni.

Lo **scenario 3** rappresenta invece delle condizioni di precipitazione più frequenti, con tempo di ritorno pari a 5 anni. In questa situazione si osserva che ***le aree allagate si riducono notevolmente***, riducendosi praticamente alla sola area della porta sud e ai lati della pista di volo. In questo caso ***la rete di canali e di specchi d'acqua riesce quindi ad assorbire la maggior parte dei volumi di precipitazione***.

Il progettista
Ing. Giustino Moro



ALLEGATO:

Ad integrazione delle modellazioni eseguite, come concordato in sede di validazione del progetto esecutivo, si allega alla relazione la modellazione dell'evento critico Tr 50 anni, durata di precipitazione 12 giorni, considerando la riduzione di volume d'invaso derivante dal terrapieno di progetto previsto presso l'area di laminazione presso lo scarico con bocca tarata.

Rispetto la modellazione eseguita senza considerare il terrapieno, il tirante aumenta di circa 2-3 cm, quindi senza significativi incrementi del rischio idraulico correlato all'opera.

ALLEGATO 1:

ESTRATTO PLANIMETRICO ESITI MODELLAZIONE SCENARIO 2 – Tr 50 anni 12gg

