

C.A.D.F. S.p.A.

**Ciclo integrato Acquedotto
Depurazione Fognatura**

Via Alfieri, 3 - Codigoro (FE)

STUDIO DEL RETICOLO FOGNARIO DEL COMPARTO NORD DEI LIDI DI COMACCHIO (FE)

Relazione

Maggio 2007



HR Wallingford
Working with water

INDICE

1- INTRODUZIONE.....	1
2- DESCRIZIONE DEL TERRITORIO E DELLE SUE PROBLEMATICHE	2
3 - COSTRUZIONE DEL MODELLO MATEMATICO.....	4
2.1 Reticolo Fognario	4
2.2 Impianti	5
2.3 Aree Scolanti.....	7
CAPITOLO 3: ATTRIBUZIONE DEI CONTRIBUTI DI PORTATA NERA.....	9
CAPITOLO 4: ANALISI PLUVIOMETRICA.....	12
CAPITOLO 5: ANALISI DELLO STATO DI FATTO	15
CAPITOLO 6: ANALISI DELLO SCENARIO FUTURO SENZA INTERVENTI..	18
CAPITOLO 7:SOLUZIONI	20
7.1 Scollegamento acque bianche	22
7.2 Introduzione di sfioratori	23
7.4 Configurazione degli sfioratori	27
7.4 Configurazione di sfioratori senza S2.....	32
CAPITOLO 8: CONSIDERAZIONI AMBIENTALI E COSTRUTTIVE.....	34
CAPITOLO 9: VALUTAZIONI PER UNA POSSIBILE DIMINUIZIONE DELLE PORTATE NERE DA RILANCIARE ALLA DEPURAZIONE	36
CAPITOLO 10: CONCLUSIONI.....	38
FIGURE.....	41
APPENDICI.....	42

1- INTRODUZIONE

Il presente documento descrive le attività svolte e i risultati ottenuti nello studio di fognatura del Comparto Nord dei Lidi Di Comacchio (FE). L'area di studio copre, in particolare, la zona dei Lidi di Volano, delle Nazioni, Pomposa, Scacchi, la zona cosiddetta di area di S. Giuseppe e la parte nord di Porto Garibaldi.

Tale studio ha lo scopo di verificare il funzionamento attuale del sistema di drenaggio dell'area, determinare le sue criticità e individuare gli interventi più consoni per la messa in sicurezza. La rete infatti soffre di un'insufficienza idraulica che si manifesta con frequenti e diffuse inondazioni durante eventi meteorici anche non particolarmente eccezionali. In aggiunta nell'area è previsto un considerevole sviluppo urbanistico (come evidenziato dal PRG) e quindi se non si intervenisse il problema sarebbe destinato ad un ulteriore aggravamento con probabili ricadute economiche e di immagine negative per quest'area a forte vocazione turistica.

Lo studio è stato commissionato dall'ente gestore C.A.D.F S.P.A., con sede a Codigoro (FE) alla HR Wallingford, società con ampia esperienza nella modellazione delle rete. Il Capo Progetto dello studio è stato l'Ing. Alessandro Gallina che si è avvalso di altro personale dipendente della HR Wallingford e della laureanda Chiara Faccini (Università di Ferrara) la quale ha sviluppato la tesi di laurea su questo progetto. Il revisore di qualità nominato internamente alla HR Wallingford e che ha compiuto verifiche al lavoro svolto è stato l'Ing. Richard Kellagher.

Lo studio è stato sviluppato con l'ausilio di uno strumento software di simulazione, InfoWorks CS (IW), prodotto commerciale della Wallingford Software, che calcola l'idrologia dei sottobacini e opera l'analisi in moto

vario dei reticoli di drenaggio. In appendice A è allegato un documento che descrive il background matematico dell'applicativo software utilizzato.

2- DESCRIZIONE DEL TERRITORIO E DELLE SUE PROBLEMATICHE

Il territorio urbanizzato, preso in esame dallo studio, si estende dalla località Lido di Volano a Porto Garibaldi. La figura 1 dà un primo inquadramento geografico dell'area.



Fig 1: inquadramento geografico della zona di studio

Il bacino ha un'area complessiva di circa 600 ettari, per un totale di 49 km di rete ed è molto pianeggiante a pochi metri sopra il livello del mare. Il sistema di rete fognaria, principalmente di tipo misto, presenta un collettore di dorsale, a sezione circolare, con dimensioni variabili da 1000 a 1600 mm. Lungo tale dorsale sono presenti sollevamenti che rilanciano, in successione, il liquame fino al depuratore centrale del capoluogo sito in Via Marina. Tutti i sollevamenti, ma anche i collettori, sono privi di sfioratori di troppo pieno e quindi tutta la portata, sia di nera che quella generata dalle piogge, una volta intercettata dal sistema di drenaggio deve obbligatoriamente percorrere il reticolo e tutti i sollevamenti interposti prima di essere recapitata alla depurazione. Questa configurazione è decisamente poco indicata per le reti miste (che tendenzialmente scaricano attraverso i manufatti di sfioro l'acqua in esubero). Come si analizzerà infatti nei capitoli successivi è proprio questa configurazione del sistema la causa principale dei fenomeni di allagamento che si hanno nel territorio. La figura 2 mostra, in un quadro sinottico semplificato, le grandezze principali che caratterizzano il bacino, la rete e gli impianti di sollevamento esistenti.

Come già anticipato nell'introduzione le problematiche attuali della zona si manifestano con diffusi e persistenti allagamenti durante eventi anche non eccezionali. Questi avvengono anche più volte in un anno, soprattutto durante le precipitazioni estive di buona intensità e sufficiente durata da generare volumi di acqua consistenti. Le zone più colpite sono quelle indicate nella figura 3 (zone relative al Lido delle Nazioni, Pomposa, San Giuseppe e Porto Garibaldi) che è una mera rappresentazione grafica delle aree in sofferenza riportate dalle amministrazioni locali, dal gestore e dai cittadini stessi. Non si esclude che tale tavola non sia esaustiva delle zone effettivamente colpite da esondazione. Infatti durante sopralluoghi di rilievo della fognatura la cittadinanza residenze ha segnalato anche aree addizionali come ad esempio le vie Valsugana, Cadore e Monte Baldo della area del Lido degli Scacchi.

3 - COSTRUZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

Il modello matematico è la rappresentazione della geometria della rete, dei suoi impianti e delle immissioni in rete dovuti a scarichi in tempo asciutto e ai deflussi di pioggia. Il software di simulazione utilizzato è InfoWorks CS, prodotto leader mondiale nel campo e che combina un calcolo completo idrologico/idraulico a moto vario con un interfaccia grafico intuitivo e di facile interpretazione. Tale software è sviluppato dalla sede inglese della HR Wallingford e ha trovato numerosissime applicazioni reali (studi/progetti/pianificazione) tanto che in alcuni nazioni il suo utilizzo è praticamente diventato pratica comune dell'ingegneria dei sistemi di drenaggio.

Nei paragrafi successivi si passano in rassegna e si descrivono le caratteristiche dei tre elementi principali che costituiscono il modello: il reticolo (par 2.1), gli impianti speciali (par 2.2) e i bacini di competenza (par 2.3).

2.1 Reticolo Fognario

Lo studio si è avvalso di una buona banca dati fornita, in formato digitale, da C.A.D.F S.p.A..

Sono stati utilizzati i dati delle camerette di ispezione per l'individuazione della geometria del reticolo di drenaggio (fognatura principalmente mista ma con alcune aree di separazione tra nera e bianca). I dati di tali rilievi sono stati messi a disposizione in formato SHP e anche in un formato specifico di InfoWorks.

Il rilievo è stato effettuato da ditta specializzata, che ha ispezionato i principali pozzetti presenti, misurandone quota del piano campagna, quota fondo pozzetto, il livello di scorrimento e i diametri dei tubi in ingresso e in uscita, la loro direzione di provenienza e di arrivo, in modo tale da poter ricostruire il profilo altimetrico del reticolo stesso ma anche la connettività idraulica. Sono stati anche rilevati i materiali da cui si sono stimati i valori delle scabrezze.

La figura 4 mostra la consistenza della rete rappresentata nel modello di calcolo. I pozzetti rappresentati (cerchi) sono quelli effettivamente ispezionati (non è stato fatto un rilievo completo, quindi si tratta solo di un sottoinsieme dei pozzetti effettivamente presenti). Le tubazioni vengono rappresentate con un'etichetta indicante diametro e materiale (le etichette vengono rimosse laddove si sovrappongono per permettere la lettura del disegno).

I Km di rete modellata complessivi considerati nel modello sono 49. Si segnala che la lunghezza del reticolo fognario effettivamente presente in queste località è sicuramente più elevata in quanto sia nel rilievo che nel modello sono stati considerati solo il collettore principale e i rami più importanti che vi si innestano. Si è però comunque considerato il volume del sistema di drenaggio non presente nel modello (pozzetti non modellati, caditoie, rete terziaria) stimandolo con una procedura interna ad InfoWorks che attribuisce ad ogni nodo presente nel modello un volume equivalente. Questo volume extra viene effettivamente considerato da InfoWorks quando, nella simulazione, la rete tende a raggiungere un buon grado di riempimento invasando tutti i vani disponibili.

Il quadro completo dei dati della rete inseriti nel modello viene fornito separatamente come file SHP (CD-ROM allegato a questa relazione). Sono presenti i file dei nodi, tubazioni e impianti speciali con le loro caratteristiche principali.

2.2 Impianti

Gli impianti di sollevamento esistenti nella rete oggetto di studio sono quelli denominati S1, S2, S3, S4, S5 (la nomenclatura coincide con quella utilizzata dal C.A.D.F S.P.A.). Se è poi aggiunto nel modello un sesto impianto, denominato S, che serve la zona denominata Fattoria. Tutti gli impianti sono descritti nel modello con una cameretta di aspirazione di quota, e volume appropriati (dati desunti da disegni e rilievi). Il numero di pompe presenti nel modello rappresenta fedelmente quelle effettivamente esistenti e funzionanti (non si sono rappresentate le pompe di riserva). Per

ogni pompa si è inserita la curva caratteristica desunta dal catalogo con l'accorgimento di spostarla affinché il punto di lavoro effettivo, misurato direttamente dal cliente attraverso prove di svuotamento, sia riprodotto nel modello (in pratica si è ricreato una curva di funzionamento nel modello a partire da quella nominale traslandola affinché intersecasse il punto di lavoro misurato).

La tabella 1 seguente riassume le caratteristiche di questi sollevamenti.

	NUMERO E MODELLO POMPA (FLYGT)	PORTATA MASSIMA COMPLESSIVA SOLLEVATA (l/s)	LIVELLO FONDO POZZETTO (m.s.l.m)	AREA IN PIANTA ASPIRAZIONE (m2)
S1	CP 3127 MT/410	170	-6,725	14,3
	CP 3127 MT/410			
	CP 3127 MT/410			
S2	CP 3152 LT/622	560	-5,9	20,5
	CP 3140 LT/614			
	CP 3140 LT/614			
S3	CP 3152 LT/624	995	-5,835	87,8
	CP 3201 LT/624			
	CP 3201 LT/624			
	CP 3201 LT/624			
	CP 3201 LT/624			
S4	CP 3152 LT/616	112	-4,695	46,9
	CP 3152 LT/616			
	CP 3127 MT/442			
	CP 3127 MT/442			
S5	CP 3300 MT/641	1110	-4,985	68,6
	CP 3300 MT/641			
	CP 3300 MT/641			
	CP 3300 MT/641			
	CP 3300 MT/641			
S	CP 3201	380	-5,132	5 (valore ipotizzato)
	CP 3201			
	CP 3127			
	CP 3127			

Tabella 1: caratteristiche dei sollevamenti

2.3 Aree Scolanti

In InfoWorks si sono delineate le porzioni di territorio afferenti ad ogni singolo nodo (sottobacini), la figura 5 mostra l'estensione del territorio considerato ed attribuito ad ogni nodo del modello (ogni sottobacino genera sia le immissioni di acque nere che quelle bianche).

Si fa presente che nel bacino di studio vi sono alcune situazioni particolari in talune porzioni di territorio servite da reti separate. Queste sono:

- Lido delle Nazioni: la separazione è solo parziale in alcune strade, in ogni caso le tubazioni di bianca e nera si innestando nel collettore principale. Quindi la separazione è di fatto non efficace nello smaltire le acque piovane ad un recapito differente da quello della rete mista.
- Zona Industriale di San Giuseppe: le acque bianche di questa zona sono effettivamente allontanate direttamente al canale di bonifica, quindi i deflussi di pioggia non sono considerati come contributo al sistema oggetto di studio, si considera solo la portata nera. La figura 2 dà una indicazione schematica di questa configurazione.
- In località “La Fattoria” o “Parco del Sole” si ha pure una separazione delle reti, bianca e nera. Le due reti sono comunque collegate al sollevamento denominato S e quindi anche in questa zona la rete si può considerare, ai fini dell'analisi di questo studio, mista.

All'interno di ogni sottobacino si è poi definita la tipologia di superficie presente. Con il termine “superficie” si intende classificare la natura della copertura presente in ogni sottobacino, distinguendo per esempio superfici coperte da tetti, superfici pavimentate (strade, parcheggi) e superfici inerbite o comunque permeabili (giardini privati, aiuole ecc).

Il calcolo delle superfici all'interno di ogni sottobacino è stato effettuato con un metodo accurato, basato sull'intersezione geometrica di poligoni, effettuata direttamente dal software di simulazione. Si sono quindi digitalizzati dei poligoni relativi a superfici impermeabili, ossia tetti e

strade, che il software ha intersecato con i sottobacini ricavando, per ognuno di essi, una ben precisa percentuale di impermeabilità. La figura 5 mostra le aree considerate come impermeabili (tetti e strade distinti con colori diversi) all'interno del modello InfoWorks.

Si sono classificate tre tipologie di superfici, due impermeabili- tetti e strade - e una di tipo permeabile, ognuna descritta da determinati parametri ideologici.

InfoWorks infatti tratta ogni superficie presente in un sottobacino in modo separato da un punto di vista idrologico, quindi l'immissione idrologica di ogni sottobacino non è altro che la somma delle immissioni di ogni porzione di superficie presente al suo interno.

Come trattazione idrologica delle superfici si è usata la metodologia di afflussi – deflussi del tipo fisso, in cui l'acqua caduta è prima decurtata della perdita iniziali e successivamente immessa in rete con una quota fissa. Le percentuali di immissione sono date nella tabella 2 successiva, il resto dell'acqua è considerata persa, o perché infiltrata nel terreno o perché recapitata ad altro ricettore attraverso ruscellamento diretto o ruscellamento superficiale.

DESCRIZIONE	COEFF. AFFLUSSO – DEFLUSSO FISSO
STRADA BEN DRENATA	0.85
STRADA NON DRENATA	0.65
TETTI DIRETTI COLLEGATI	0.8
TETTI SCOLLEGATI	0.6
VERDE NON DRENATO	0.05
VERDE DRENATO	0.1

Tabella 2: Percentuali di deflusso secondo le tipologie di superficie

I parametri più onerosi (strada ben drenata, tetti collegati e verde drenato) sono stati usati per le zone di Pomposa, Scacchi e la zona industriale di San Giuseppe. Questo per riscontro da parte del personale che hanno effettuato il rilievo che ha notato una maggior densità di caditoie e un miglior sistema di raccolta delle acque piovane. Per le altre zone si sono invece considerati parametri di deflusso meno oneroso per tener conto di situazioni come ad esempio lo scarico dei pluviali dei tetti nei giardini, presenza di fratture nelle superfici impermeabili, possibile ruscellamento dalle superfici stradali direttamente su aiuole ecc.

CAPITOLO 3: ATTRIBUZIONE DEI CONTRIBUTI DI PORTATA NERA

Pur essendo il contributo di nera di modesta entità rispetto alle portate in gioco di origine pluviale per eventi importanti, si è comunque considerato questo contributo all'interno del modello. Per ogni sottobacino è stato attribuito un numero di abitanti, basato sulla presenza effettiva di residenti. La tabella 3 seguente indica i valori di popolazione complessiva (residente) considerata per ognuna delle località.

Lido delle Nazioni	San Giuseppe	Lido di Pomposa	Lido di Scacchi	Parco del sole	Porto Garibaldi
1087	2856	615	486	204	294

Tabella 3 Conteggio della popolazione all'interno di ciascun località

Ogni sottobacino ha quindi densità abitativa appropriata rispetto al territorio considerato in modo tale che, complessivamente, tutti i sottobacini concorrano a determinare la popolazione residente all'interno di ogni località.

La popolazione di ogni sottobacino, moltiplicata per la dotazione idrica, costituisce nel software l'immissione di portata nera. InfoWorks poi riscalda la portata media nelle ventiquattro ore per tener conto dell'effettivo

andamento degli scarichi che, com'è risaputo ha picchi mattutini e serali. La figura 6 mostra qual è il fattore di moltiplicazione della portata media giornaliera che definisce il suo andamento delle 24 ore.

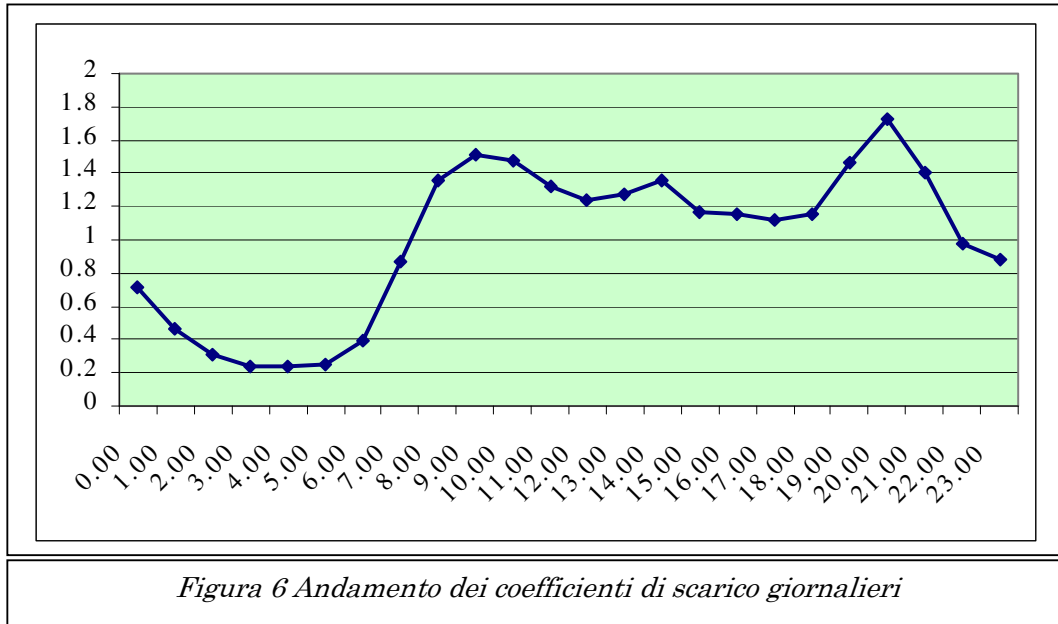


Figura 6 Andamento dei coefficienti di scarico giornalieri

Data la particolare situazione del territorio, si avranno afflussi turistici più importanti nella zona della costa, rispetto all'entroterra; questo ulteriore fattore è stato considerato con l'introduzione di ulteriori fattori moltiplicativi, come parametri mensili, che moltiplicano i valori di portata nera.

Questi dati di afflusso turistico sono stati ricavati da tabelle fornite da C.A.D.F S.p.A.. La tabella 4 riporta tali parametri.

	VOLANO	NAZIONI	POMPOSA	SGIUSEPPE	SCACCHI - GARIBALDI
Gennaio	1	1	1	1	1
Febbraio	1	1	1	1	1
Marzo	1	1	1	1	1
Aprile	2	2	2	1	2
Maggio	10	8	8	1	5
Giugno	18	15	15	1	9
Luglio	20	17	17	1	12
Agosto	25.19	19.29	20.62	1	15.93
Settembre	20	17	17	1	11
Ottobre	5	5	5	1	4
Novembre	1	1	1	1	1
Dicembre	1	1	1	1	1

Tabella 4: scalari moltiplicatori della popolazione residente per la determinazione delle fluttuazioni stagionali

Come ulteriore contributo di acqua in tempo asciutto si è anche considerato quello dell'infiltrazione (da falda o canali di bonifica). Il gestore stesso infatti ha segnalato la presenza di questa portata parassita che si è considerata pari a 0,0024 l/s/m (portata proporzionale alla lunghezza di ogni tubo).

Complessivamente si sono quindi considerati 118 l/s di portata parassita.

CAPITOLO 4: ANALISI PLUVIOMETRICA

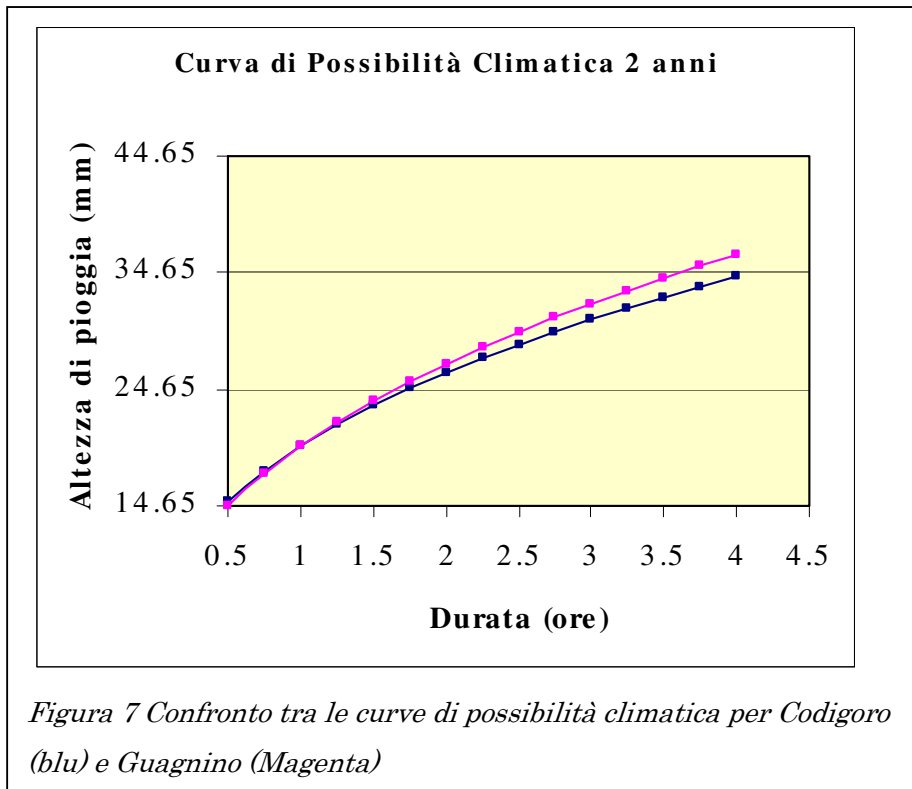
L'analisi pluviometrica è stata elaborata partendo da dati storici, tratti da registrazioni continue ottenute da due pluviometri del comprensorio di bonifica, posizionati a Guagnino, presso l'impianto idrovoro e a Codigoro (dati continui con risoluzione di 30 minuti). La banca dati disponibile era di 33 anni per il pluviometro in località Guagnino e 16 anni in località Codigoro, entrambe abbastanza vicine alla zona di interesse.

Per prima cosa si sono elaborati i massimi annuali di pioggia, di ognuna delle due stazioni, con la distribuzione statistica di Gumbel; questa operazione è stata utile per verificare se le curve di possibilità climatica erano simili, come effettivamente si è dimostrato. Prendendo ad esempio la curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno pari a 2 anni e confrontando le due curve ricavate con la classica distribuzione di Gumbel si possono confrontare, come nella figura 7, le due curve notando l'ottima sovrapposizione. I parametri a e n , ricavati per un Tempo di Ritorno (TR) pari a 2, 5 e 10 anni sono riportati nella tabella 5 successiva.

TR	2 anni	5 anni	10 anni	20 anni	30 anni
Guagnino					
a	19.81	25.09	28.59	31.95	33.88
n	0.44	0.44	0.44	0.45	0.45
Codigoro					
a	19.78	26.60	31.10	35.41	37.89
n	0.40	0.44	0.46	0.48	0.48

Tabella 5 Parametri delle curve di possibilità climatica

Ad ogni modo si è selezionata la stazione di Guagnino, per le analisi successive, essendo questa più ricca di eventi storici, ed essendo il suddetto pluviometro più vicino al territorio analizzato.



Per l'utilizzo nel software di simulazione InfoWorks si è preferito comunque utilizzare una serie storica di eventi reali. Si sono quindi estratti, dalla lunga serie storica, gli eventi ritenuti i peggiori ed effettivamente misurati al pluviometro del Guagnino, per tutto il periodo per il qual le misure erano disponibili. Questo approccio, non convenzionale, è stato utilizzato perché si è ritenuto molto più realistico e rigoroso il ricorso alle piogge reali piuttosto che affidarsi ad un singolo evento sintetico per descrivere la variabilità temporale delle piogge. Questo approccio è soprattutto utile quando si intende non solo analizzare le portate massime mobilizzate nei collettori ma si vogliono anche ricavare i volumi messi in gioco dagli eventi di pioggia. Inoltre l'utilizzo delle piogge reali, soprattutto se misurate ad un pluviometro vicino come quello del Guagnino permette di verificare la rispondenza del modello rispetto ai fenomeni realmente accaduti nel territorio (come discusso in seguito nell'analisi dei risultati).

L'utilizzo della serie storica impone un onere computazionale di gran lunga superiore e il trattamento statistico dei risultati. Infatti le simulazioni dei vari scenari (stato di fatto, ipotesi progettuali) richiedono la simulazione di parecchie decine di eventi storici piuttosto che la semplice analisi con un evento sintetico di riferimento con TR fissato. Questo onere addizionale viene comunque reso non eccessivo dalle prestazioni del software di simulazione utilizzato che è in grado di trattare in modo rapido anche molteplici simulazioni reali, ed è poi dotato di strumenti per l'analisi statistica dei risultati.

Per ciò che riguarda l'estrazione degli eventi si è deciso che un evento è tale, se separato da un altro di almeno sei ore di tempo asciutto, questa regola ha permesso quindi di separare gli eventi uno dall'altro o considerarli congiunti solo se, appunto, tra due scrosci non intercorrono più di 6 ore.

Con questa tecnica della lunga serie sono stati isolati circa settanta eventi, scartando quelli con piovosità inferiore ai 3 mm; gli eventi sono poi stati classificati con un ordine logico (altezza decrescente) in funzione della pioggia mobilizzata totale (mm), e quella mobilizzata per durate di 30, 60, 120, 180, 240 minuti. In appendice B sono tabulate le caratteristiche di ciascun evento, utilizzato per le simulazioni.

CAPITOLO 5: ANALISI DELLO STATO DI FATTO

In questa prima analisi si è considerato lo stato di fatto, ovvero la situazione dove sia reticolo che le aree di influenza attribuite al modello sono quelle rappresentative della situazione al 2006. Il software di simulazione ha elaborato, tenendo conto contestualmente sia della portata nera che dei deflussi pioggia, ognuno degli eventi della serie storica producendo i risultati, dinamici, per ogni evento della serie.

InfoWorks seleziona la portata nera relativa al mese corretto in base alla data di inizio dell'evento di pioggia letto direttamente nel file di pioggia creato per ciascun evento.

Per ogni evento InfoWorks produce una grandissima mole di risultati. Infatti vengono prodotte, per ogni elemento di modello e per ogni timestep di calcolo fissato in 1 minuto, tutte le variabili di interesse (ad esempio portata/tirante/velocità nei tubi/volume allagato nei nodi).

Per evitare l'appesantimento di questa relazione illustrativa si preferisce concentrarsi sulle variabili altezza/volume dell'allagamento come indicatore di criticità dell'evento. Ci si affida quindi alla rappresentazione grafica delle aree allagate e alla tabulazione del volume totale allagato in ogni località come strumento per qualificare la criticità di ogni evento della serie storica utilizzata per l'analisi idraulica.

Essendo questo reticolo peculiare, in quanto non ha uno sfogo naturale, l'idraulica di ogni comparto è dominata dal sollevamento di valle, il fenomeno di allagamento si è mostrato non essere tanto dipendente da scrosci intensi e brevi, ma da durate sufficientemente lunghe da mobilitare un volume capace di riempire le tubazioni e quindi esondare sulla superficie stradale.

Le zone esondate visibili nelle figure sono generate da InfoWorks incrociando il livello dell'acqua calcolato dal software al nodo (pozzetto) con il modello digitale del terreno e mappando, con ottima precisione, l'area allagata e l'altezza di allagamento.

Non essendo possibile presentare una mappa di allagamento per ogni evento della serie storica si presentano, in due figure distinte (Figura 8 e 9), i risultati delle simulazioni per due eventi specifici della serie storica, quelli del 18 Agosto 1995 e 27 Maggio 1977 che possono essere equiparati ad eventi con tempo di ritorno pari a 2 e 10 anni rispettivamente (la equiparazione ad un tempo di ritorno viene fatta semplicemente attraverso un trattamento statistico dei risultati di tutta la serie di 33 anni).

Si noti l'ottima rispondenza tra le aree allagate previste dal software e le zone effettivamente soggette ad allagamento (si veda figura 3). Ovviamente le aree allagate per l'evento 27 Maggio 1977 sono molto più estese rispetto a quelle previste per l'evento del 18 Agosto 1995.

I risultati dell'intera serie storica vengono presentati con un istogramma dove sull'asse delle X viene posto l'evento di pioggia della serie e sull'asse delle Y il relativo volume esondato. Questo per ogni zona del modello considerata.

Le figure, tutte relative allo stato di fatto, sono:

Figura 10a: grafico allagamenti per la zona del "Lido delle Nazioni"

Figura 10b: grafico allagamenti per la zona di "San Giuseppe"

Figura 10c: grafico allagamenti per la zona del "Lido di Pomposa"

Figura 10d: grafico allagamenti per la zona di "Lido degli Scacchi"

Figura 10e: grafico allagamenti per la zona del "Parco del Sole"

Non viene presentata la zona di Porto Garibaldi (piccola porzione che drena nel sistema) in quanto il software non prevede alcuna esondazione significativa per qualunque evento della serie.

Tali grafici costituiscono il risultato più interessante per valutare la criticità della situazione attuale (stato di fatto). Il volume allagato infatti è un buon indice della criticità della situazione per ogni località. Inoltre questo grafico dà un riscontro sulla frequenza con cui accadono gli eventi di allagamento. Infatti, tenendo sempre ben presente che la serie storica degli eventi di pioggia si riferisce a 33 anni di dati, se, come nel caso del Lido delle Nazioni, si riscontra che ci sono 50 eventi che hanno effettivamente causato un allagamento, si può

affermare che la frequenza di allagamento nello stato attuale corrisponde a $50/33=1.5$ (numero di fenomeni di allagamento medio per anno).

Da un'analisi anche solo qualitativa dei grafici di figura 9 emerge un altro aspetto interessante. In alcune zone (Nazioni, San Giuseppe, Pomposa, Scacchi) si nota un evento particolare che ha generato un volume di allagamento molto superiore a tutti gli altri. Si tratta dell'evento accaduto nell'Agosto 1979. Tale evento è stato effettivamente, a memoria dei gestori, quello che ha in assoluto creato più disagio e che ha avuto una persistenza di circa due settimane.

Nella tabella 6 sottostante si mostrano le frequenze di allagamento previste (numero di episodi di allagamento medio per anno) per ogni località.

	Lido Nazioni	San Giuseppe	Lido di Pomposa	Lido di Scacchi	Parco del sole	Porto Garibaldi
Frequenze allagamenti all'anno	1.5	1	1.1	1.2	0.3	0
<i>Tabella 6 Frequenze annue di allagamento rilevate per ogni zona</i>						

Essendo la scala dell'asse delle Y differente per ogni zona non si può fare un confronto diretto tra le figure. Per esempio, mentre nella zona Lido nazione gli allagamenti superano spesso i 5000 m³ complessivi nella zona del parco del sole il volume allagato è spesso solo 200 m³ e in una sola occasione supera i 1000m³. Quindi occorre sempre tenere presente come indicatore della gravità dell'allagamento il volume complessivo allagato.

CAPITOLO 6: ANALISI DELLO SCENARIO FUTURO SENZA INTERVENTI

In questo capitolo si analizza quello sarebbero le conseguenze di un ulteriore estensione delle zone urbanizzate senza considerare, per il momento, alcun intervento sul sistema di drenaggio (in pratica, nel modello, le nuove aree drenano direttamente nella rete come si presenta oggi).

Per delimitare le aree destinate a nuove urbanizzazioni si è utilizzato il PRG dei Comuni dei Lidi. Dal PRG si vede che le zone da aggiungere alle esistenti sono o aree di tipo B, di completamento a destinazione residenziale, che drenano nella rete esistente, o zone di tipo C e D, di espansione rispettivamente a destinazione residenziale ed economico – produttiva, per queste il regolamento di fognatura impone che drenino in una rete bianca propria con trincee disperdenti predisposte in modo tale da giungere direttamente in falda; qualora ve ne fosse la necessità sono stati previsti degli sfioratori di troppo pieno, utili a trovare lo sfogo dell'acqua nella rete mista in modo naturale.

Questa situazione è stata considerata nel modello trattando le zone di completamento immettendole direttamente in rete con parametri idrologici identici a quelle del modello dello stato di fatto, mentre per le aree di espansione, si è deciso di far entrare tutta la portata nera e solo un 20% come coefficiente di restituzione delle acque di pioggia alla rete mista (questo appunto per tenere conto che circa l'80% del deflusso vada disperso in falda). Si è anche aumentato il coefficiente di perdita iniziale per queste nuove superfici per tenere presente che piogge non particolarmente onerose possano essere completamente tratteneute nel sistema di infiltrazione dando quindi un contributo nullo al sistema delle acque miste.

La figura 11 mostra l'estensione delle aree considerate come di nuova urbanizzazione distinguendo appunto le 3 classi B, C e D.

Le simulazioni effettuate considerando quest'ulteriore carico mostrano un notevole peggioramento della situazione. A titolo d'esempio si mostra una planimetria (figura 12) in cui è possibile confrontare le aree di esondazione per il medesimo evento del 18 Agosto 1995, prima e dopo l'allacciamento delle nuove

urbanizzazioni. Questa figura è direttamente confrontabile con la figura 8 per valutare il peggioramento dell'estensione dell'area allagata a seguito dei nuovi carichi idraulici al reticolo esistente.

I risultati per tutta la serie, sono presentati anche in forma di grafico (istogramma), in modo simile a quelli mostrati per lo stato di fatto figura 13. In questa nuova serie di grafici si confrontano i volumi allagati per ogni evento della serie storica simulato. I grafici sono ottenuti organizzando in modo decrescente i volumi esondati per ogni evento della serie nella nuova configurazione di modello. Viene anche graficizzato il valore del volume relativo allo stato di fatto, per facilitare il confronto (i valori relativi allo stato di fatto sono ancora gli stessi di quelli della figura 10, ma vengono semplicemente riorganizzati per seguire l'ordine decrescente delle nuove simulazione).

Si nota che, in tutti le zone considerate, l'aggravio è notevole. L'aggravio infatti è dovuto sia al notevole aumento del volume di allagamento ma anche al fatto che eventi che precedentemente non allagavano ora, con le nuove aree, producono degli allagamenti.

Quindi il peggioramento riguarda sia il volume di allagamento che la frequenza degli episodi di allagamento.

La tabella 7 seguente mostra le nuove frequenze di allagamento che si avrebbero a seguito di uno sviluppo urbanistico privo da interventi sulla rete. Si noti il particolare peggioramento della zona parco del Sole che attualmente è privo di problemi di esondazione ma, se fossero collegate le vaste aree di espansione senza provvedere ad un potenziamento della rete e dei sollevamenti, diventerebbe una zona a forte frequenza di esondazione.

	Lido Nazioni	San Giuseppe	Lido di Pomposa	Lido di Scacchi	Parco del sole	Porto Garibaldi
Frequenze allagamenti all'anno	1.6	1.6	1.5	1.5	1.6	0
<i>Tabella 7 Frequenze di allagamento rilevate per ogni zona con l'introduzione di nuove urbanizzazioni</i>						

CAPITOLO 7: SOLUZIONI

In una situazione come quella che si sta affrontando per i Lidi Di Comacchio (FE), con un territorio molto pianeggiante, prossimo al livello del mare e con presenza prevalente di una rete mista (con modesti tentativi di separazione in alcune zone dove comunque non si è raggiunto la separazione reale), la soluzione contro gli allagamenti è necessariamente piuttosto complessa e richiederà senz'altro la presenza di ulteriori sollevamenti.

Il problema è poi aggravato da altre motivazioni:

- il cambiamento della destinazione d'uso del suolo, che negli anni recenti ha visto nell'area un grande impulso turistico con crescente richiesta di creazione di unità immobiliari e conseguente aumento delle aree di competenza della fognatura esistente e loro impermeabilizzazione
- i cambiamenti climatici con le loro oramai note conseguenze sulla radicalizzazione dei fenomeni piovosi
- il cambiamento della percezione del pubblico del disagio, con la presenza di attività commerciali e private di alto valore sul territorio, si tende a percepire il disagio e/o danno causato da un allagamento in maniera più grave e inaccettabile

Le soluzioni che si propongono, e che saranno poi discusse nel relativo sottocapitolo, sono essenzialmente due:

A. Lo scollegamento delle acque bianche: questa soluzione, discussa nel paragrafo 7.1, presuppone l'adozione di un sistema separato, in cui le acque di pioggia sono recapitate direttamente a mare o nel reticolo di bonifica attraverso un sistema completamente nuovo (o il recupero del sistema separato dove già esiste). Si accetterebbe comunque, nell'attuale reticolo di nera/mista, una quota parte dei deflussi di pioggia poiché è comprovato oramai da tanti casi pratici, l'impossibilità di una separazione completa.

Tale soluzione è stata testata nel modello di simulazione, sebbene ci si renda conto della difficile realizzazione, in quanto richiederebbe una

capillare separazione delle reti in ogni singola proprietà, operazione che va al di fuori dei tempi e dei budget previsti per questo intervento.

- B. L'introduzione di sfioratori (agli impianti di sollevamento o comunque ogni qualvolta si ritenga opportuno): questa soluzione, discussa nel paragrafo 7.2, prevede di scaricare le acque della rete mista ad un ricettore differente dal sistema di fognatura. Il candidato ideale è la rete dei canali di bonifica. Si fa notare che, vista la giacitura del terreno, ogni qualvolta si intenda sfiorare è opportuno o meglio, indispensabile, affidarsi ad un ulteriore sollevamento per allontanare la portata sfiorata per convogliarla alla rete di bonifica..

7.1 Scollegamento acque bianche

Per individuare l'effettiva percentuale di scollegamento delle aree si è andati ad agire sulle superfici classificate come impermeabili e direttamente connesse alla rete. L'introduzione di portata nera è rimasta identica, sia per le zone esistenti che per le nuove urbanizzazioni; le portate bianche sono invece state trattate in modo diverso per i due casi. Per le nuove urbanizzazioni si è escluso totalmente il contributo di pioggia, perché si ritiene ragionevole ipotizzare che, se opzione della separazione delle reti fosse mai messa in essere, le zone di nuova urbanizzazione avrebbero una rete bianca a sé stante e livello di separazione estrema . Per le costruzioni attuali si è considerato invece un progressivo scollegamento delle superfici, in termine di diminuzione delle aree impermeabili, fino ad ottenere una situazione sopportabile dal reticolo esistente, ovvero assenza di allagamento o allagamenti limitati per eventi di tempo di ritorno pari a dieci anni.

Nella tabella che segue si mostrano le percentuali di scollegamento necessarie per ogni area in cui occorre intervenire. In pratica s'individua quale sarebbe la % di separazione delle aree a cui si deve ambire per ottenere un comportamento del reticolo esistente senza allagamenti per un TR di 10 anni. Ovviamente per raggiungere tale obiettivo occorrerà dimensionare un sistema di rete completamente nuova e un ricettore alternativo a cui drenare queste nuove aree.

COMPARTO	RIDUZIONE
NAZIONI	68%
SCACCHI	76%
S. GIUSEPPE	68%
POMPOSA	44%

Si nota come queste percentuali, molto alte, comporterebbe una revisione capillare di tutti i collegamenti alla rete esistente e la posa di decine di Km di nuove tubazioni. Il costo sarebbe elevatissimo e il disagio molto elevato soprattutto laddove non esiste alcuna separazione.

7.2 Introduzione di sfioratori

Questa soluzione prevede di introdurre per ogni sollevamento uno sfioratore attraverso il quale allontanare l'acqua in eccesso (quella che i sollevamenti esistenti non sono in grado di smaltire). In pratica questi sfioratori permetterebbero al sistema di ripristinare un funzionamento idraulico tradizionale e non completamente dominato, come succede attualmente, dalla situazione creata a valle dai sollevamenti. Si prevede che l'acqua, una volta sfiorata, venga risollevata da un nuovo impianto idrovoro e attraverso una condotta sia indirizzata verso il reticolo di bonifica.

In prima analisi si è quindi operata una simulazione con sfioratori ad ogni sollevamento, successivamente si è anche ipotizzata la possibilità di non avere uno sfioratore nell'impianto S2, poiché in posizione giudicata sfavorevole dal C.A.D.F S.P.A. per prevedere un collegamento con la bonifica.

Questo tipo di soluzione degli sfioratori era già stata prevista nel progetto originario del sistema di drenaggio dei Lidi Nord, infatti esistono già delle canalizzazioni di sfioro che collegano alcuni sollevamenti alla rete di bonifica, ma attualmente non sono utilizzate.

Questa soluzione appare anche la più percorribile sia dal punto di vista ingegneristico, che dal punto di vista di fattibilità che in termini di costi.

Si è iniziata l'analisi attraverso una semplice ipotesi, ossia quella di prevedere la presenza di uno sfioratore per ogni sollevamento collocato nel modello ad una quota pari all'asse del collettore in arrivo (quindi a metà tra scorrimento e cielo).

Si è, inizialmente, considerato che, l'acqua, una volta attraversata la soglia, venga allontanata ad un ricettore che per il momento è stato considerato di capacità illimitata, questo perché è di interesse verificare il comportamento del reticolo idraulico senza alcun rigurgito da valle assicurandosi che tutta la portata in arrivo sia smaltita. Questa analisi in pratica mette alla prova il solo reticolo di fognatura esistente indipendentemente dai suoi impianti di sollevamento. L'analisi è stata percorsa per l'intera serie storica, sia allo stato

attuale, che con le nuove urbanizzazioni, tenendo presente che queste ultime possono drenare solo il 20% delle acque di pioggia.

La figura 14 mostra gli allagamenti residuali per un evento della serie storica assimilabile a TR10 anni nella configurazione attuale (senza nuove urbanizzazioni). Si nota che nell'intera zona di studio il problema dell'allagamento viene quasi risolto. Vi sono solo alcune modeste situazioni di allagamento in alcune zone con piccoli volumi ed una evoluzione molto rapida. Questo risultato dimostra che il reticolo fognario è adeguato, nelle condizioni di oggi, a smaltire correttamente portate fino ad un TR pari a 10 anni senza particolari crisi. Si notano solamente dei gradi di sovraccarico delle tubazioni, indicante con il colore arancio, quando il tubo ha un riempimento pari all'80%, con il colore blu vengono segnalate le tubazioni saturate e con il colore magenta, un tubo in crisi, con capacità di scolo inferiore alla portata transitante. Per il TR 2 anni le esondazioni sono completamente assenti.

La figura 15 contribuisce a spiegare le motivazioni di tale radicale miglioramento del sistema. Entrambi i profili mostrano l'intero collettore principale di studio, attraverso i vari suoi sollevamenti, e il profilo di rigurgito che si viene a creare nei due casi (con sfioratore per ogni sollevamento e senza sfioratore, in entrambi i casi si ignora per il momento le nuove aree di espansione).

Introducendo ora le nuove urbanizzazioni e allacciandole completamente al sistema esistente (contributo pari al 20% come già precedentemente spiegato) si sono risimulate tutte le piogge della serie e si è andati a vedere il comportamento della rete (sempre mantenendo gli sfioratori di capacità virtuale infinita a sollevamenti S1, S2, S3, S4 e S5).

In queste condizioni cominciano a riemergere situazioni di crisi idraulica, soprattutto laddove le nuove urbanizzazioni hanno un'estensione notevole. Gli allagamenti sono sempre meno estesi e persistenti rispetto allo stato di fatto senza sfioratori, ma ora ciò che crea la situazione di crisi non è più il collo di bottiglia del sollevamento ma il reticolo di drenaggio stesso.

Queste situazioni di crisi relative ad una situazione di sviluppo urbanistico futuro non sono quindi risolvibili se non mettendo mano al reticolo di fognatura potenziando il sistema e/o inserendo invasi aggiuntivi interni alla rete. Questa situazione tiene conto del solo 20% di contributo dalla nuove aree impermeabili e quindi si pone l'attenzione del gestore ad imporre rigide regole per permettere l'allacciamento di nuove urbanizzazioni. In assenza di tali regole ci si troverebbe a dover mettere mano anche al reticolo di fognatura in modo sostanziale.

La serie di grafici di figura 16 ripropone gli oramai noti istogrammi di esondazione per ogni area di studio. Si notano tre barre per ogni evento:

- La prima (colore blu) è relativa allo stato di fatto
- una seconda (colore rosso) mostra la situazione dello stato di fatto con gli sfioratori ad ogni sollevamento
- la terza mostra (colore giallo) la situazione sempre con gli sfioratori ma con l'introduzione delle nuove urbanizzazioni.

Questo istogramma mostra di nuovo il concetto sopra esposto. Gli sfioratori risolverebbero in maniera ottimale le problematiche di oggi, ma non sono sufficienti a proteggere dagli allagamenti il bacino per eventi di TR pari a 10 anni se le nuove urbanizzazioni vengono inserite, anche solo al 20%, nel reticolo esistente. La situazione nella zona del Lido delle nazioni non peggiora significativamente (le aree di nuova urbanizzazione sono molto limitate), a San Giuseppe si hanno alcuni modesti problemi residui, Pomposa non avrebbe alcun peggioramento, ma al Lido degli Scacchi e al Parco del Sole le nuove urbanizzazioni creerebbero forti insufficienze se allacciate al reticolo esistente.

Vale la pena di commentare delle altre peculiarità di questi grafici:

- l'evento onerosissimo accaduto nell'Agosto del 1979 sarebbe declassato in maniera sostanziale ad un evento di poco interesse nella situazione con gli sfioratori. Infatti la criticità di ogni evento della serie è completamente diversa nella nuova configurazione di modello con gli sfiori. Saranno altri gli eventi che mandano in crisi la rete di drenaggio nella nuova situazione

con gli sfioratori, questi eventi che rimangono critici, anche se ovviamente molto meno della situazione senza sfiori, sono quello molto brevi e intensi che mettono in crisi le tubazioni. L'evento dell'Agosto 1979 non aveva queste caratteristiche, ma aveva la peculiarità di aver generato molto volume di deflusso in un tempo di circa 48 ore.

- La zona del Parco del Sole passerebbe da una area senza alcun problema di allagamento nella situazione attuale ad una con notevoli ed estese zone di allagamento se venisse allacciata la zona urbanistica prevista senza interventi al sollevamento denominato S (per questa analisi non si sono considerati sfioratori a questo sollevamento)

7.4 Configurazione degli sfioratori

Questo paragrafo si occupa di descrivere come l'acqua può essere allontanata, una volta superata la soglia di sfioro proposta ai sollevamenti S1, S2, S3, S4 e S5 verso il reticolo della bonifica. In pratica qui si discute su come assicurare che l'ipotesi precedentemente fatta di mantenere libero il recapito dei sollevamenti sia realizzabile nella pratica ingegneristica.

Si può immaginare di prevedere un impianto idrovoro subito a valle dello sfioratore, dimensionato affinché possa sollevare le portate afferenti per tempo di ritorno pari a dieci anni, tempo che si ritiene di utilizzare come di riferimento per una soluzione.

Usando la serie storica, si è quindi derivata la portata decennale da allontanare mettendo in ordine decrescente le portate massime transitate nello sfioro generate per ogni evento, e selezionando la quarta, come quella di un impianto idrovoro, che garantisca il mantenimento dello scarico libero. Il fatto che si sia scelta la quarta è un puro ragionamento statistico: essendo infatti la serie lunga 33 anni il quarto evento peggiore si può ragionevolmente stimare che abbia un TR pari a circa 8 anni (quindi vicino al TR che cerchiamo di raggiungere).

Assicurando quindi lo smaltimento di tale portata al ricettore si può essere certi di mantenere lo scarico delle tubazioni libero fino a questo TR.

Questa non è però l'unica soluzione, non è infatti indispensabile sollevare istantaneamente il picco ma si può anche provvedere a sollevare una portata più modesta purché si vada a stoccare l'eccesso in una vasca di accumulo temporanea, opportunamente dimensionata affinché sia capace di trattenere eventuali esuberi, non sollevabili dal nuovo impianto.

Ad esempio se ad S1 arrivasse una portata pari a 1.8 m³/s e vi fosse quindi di esubero pari 1.6 m³/s (ipotizzando che S1 sollevi solamente 200l/s) e il nuovo impianto idrovoro (S1N) fosse dimensionato per sollevare soltanto 1.0 m³/s, l'eccesso pari a 0.6m³/s, potrebbe essere stoccato temporaneamente in una vasca. E' importante sottolineare che l'acqua, poi restituita all'impianto idrovoro, non è destinata ad essere re immessa nel sollevamento esistente S1, ma viene ancora spedita all'impianto idrovoro nuovo e da qui alla bonifica.

La figura 17 mostra una vista 3D di questa configurazione.

Si nota:

- l'impianto di sollevamento esistente (per esempio S1)
- Il nuovo impianto idrovoro di progetto (che chiameremo S1N) che viene raggiunto, qualora S1 vada in crisi, attraverso una soglia di sfioro posta ad una quota pari al centro del tubo in arrivo. Questo impianto solleva le acque alla bonifica (a differenza di S1 che solleva nella rete a valle e da qui alla depurazione)
- La vasca di accumulo temporaneo da accoppiare ad S1N. Questa vasca viene raggiunta attraverso una nuova soglia sfiorante posta alla stessa quota della precedente. Il volume stoccato nella vasca rientra poi al sollevamento S1N non appena le condizioni idrauliche lo permettano

Si ribadisce un concetto fondamentale. La vasca di accumulo temporaneo non è strettamente indispensabile da un punto di vista idraulico. Si potrebbe infatti assicurare il funzionamento corretto del sistema dimensionando il solo impianto S1N. Si vuole comunque considerare la possibilità di accoppiare ai nuovi impianti di sollevamento delle vasche poiché non è escluso che il consorzio di bonifica possa voler limitare la massima portata in arrivo al loro reticolo. Se tale limite imposto è restrittivo a questo punto la scelta della vasca di accumulo diventa obbligatoria se si vuole assicurare il corretto funzionamento del sistema. Inoltre potrebbe essere anche conveniente da un punto di vista prettamente economico provvedere alla costruzione di un nuovo impianto di sollevamento idrovoro più contenuto ed investire delle risorse economiche in una vasca.

Per poter aiutare il gestore a decidere qual è la scelta migliore in termini di compromesso tra portata del nuovo impianto idrovoro e il volume di stoccaggio temporaneo, si sono implementate simulazioni che hanno prodotto i grafici di Figura 18 (uno per ogni sollevamento), in cui si può notare come all'aumentare della portata trattata dall'impianto idrovoro, il volume necessario per lo

stoccaggio diminuisca. Tutti queste simulazioni si riferiscono, per il momento, alla situazione dello stato di fatto (senza nuove urbanizzazioni).

Un qualunque punto appartenente a questa curva **blu** individua, in pratica, una possibile soluzione che garantisce, per un TR di 10 anni, di mantenere libero il tubo di arrivo della fognatura e quindi di risolvere i problemi di allagamento a monte. Ad ogni punto corrisponde infatti una coppia di valori “Portata necessaria per una nuova Idrovora in l/s”- “Volume della vasca di stoccaggio temporaneo in m³”. Ogni punto della curva garantisce lo stesso grado di protezione del bacino di monte.

Per definire il punto ottimale su cui porsi per garantire la soluzione dei problemi di allagamento occorre ragionare con i seguenti fattori:

- Ottimizzazione dei costi, infatti può succedere che i costi complessivi dell'accoppiata nuovo sollevamento/nuova vasca abbiano un punto di minimo evidente
- Massima portata ammessa nel nuovo ricettore: aspetto che riguarda ovviamente la controparte del dialogo, ovvero l'autorità che gestisce il reticolo di bonifica a cui viene destinata la portata
- Problematiche specifiche subito a valle del nuovo impianto idrovoro, infatti esistono già delle tubazioni predisposte allo scarico delle acque sfiorate e potrebbe essere questo manufatto a porre un vincolo ulteriore alla massima portata del nuovo impianto idrovoro.

Per quanto riguarda il primo punto, quello dei costi, si è prodotto una seconda curva, quella riportata in rosso sullo stesso set di grafici di figura 18. Questa curva rappresenta l'andamento dei costi complessivi di tutto il nuovo sistema (vasca/idrovora) al variare della massima portata con cui si è dimensionata l'idrovora. La curva dei costi va letta con riferimento all'asse delle Y secondario, sulla destra di ogni grafico.

I costi tengono conto sia della costruzione che della manutenzione degli impianti per i prossimi cinquanta anni. Tutti i prezzi sono stati attualizzati ad oggi con la tecnica NPV, con un tasso di sconto che permette di

confrontare i costi futuri con quelli odierni; in appendice C si mostra la tabella utilizzata per ricavarli.

I costi si sono ricavati da alcune indicazioni parametriche fornite dall'Ing Bariani del C.A.D.F S.P.A..

Si vede come il costo incontri il suo minimo nell'ipotesi di una vasca di modeste dimensioni, o in assenza di vasca; questo deriva dal fatto che i costi di costruzione delle vasche indicati dal C.A.D.F S.P.A. sono piuttosto elevati, dato che per la natura del suolo, devono essere sostenute da palificate. E' anche vero che i costi della manutenzione delle vasche sono comunque inferiori a quelli degli impianti idrovori, ma ciò non sembra aver un effetto di compensazione sufficiente a far preferire la soluzione con vasca.

Introducendo a questo punto anche l'effetto delle nuove urbanizzazioni previste dai PRG si sono rielaborate le curve Volume/Portata e quelle dei costi per ogni sollevamento con l'obiettivo di assicurare, ancora una volta, di evitare rigurgiti della fognatura da valle per eventi con TR 10 anni.

La nuova serie di grafici viene proposta nella figura 19. Si introducono due nuove curve, quelle tratteggiate, sia per la relazione Portata/Volume che per i costi.

Ovviamente i costi lievitano a causa di un maggior onere idraulico ad ogni impianto, soprattutto gli incrementi sono notevoli per i sollevamenti S3 e S5 a causa della consistente nuova area prevista nel PRG.

Volendo definire a questo punto la soluzione ottimale per un TR pari a 10 anni, prescindendo da eventuali limiti imposta dalla bonifica si potrebbe arrivare a questa proposta:

- S1: provvedere alla realizzazione di un impianto idrovoro S1N con capacità pari a 1000 l/s e che allontani le portate alla bonifica (non vale la

pena prevedere una di stoccaggio relativo a quella portata visto che la sua dimensione sarebbe di dimensioni veramente trascurabili). Tale impianto sarebbe praticamente già sufficiente anche per la situazione prevista dal PRG con le nuove espansioni

- S2: provvedere alla realizzazione di un impianto idrovoro S2N con capacità pari a 1000 l/s e che allontani le portate alla bonifica. Anche in questo caso non appare necessario provvedere ad alcuna vasca di accumulo per sopperire all'aumento delle portate con le nuove urbanizzazioni.
- S3: provvedere alla realizzazione di un impianto idrovoro S3N con capacità pari a 1200 l/s e che allontani le portate alla bonifica. Qualora si volesse sopperire all'incremento di portata dovuto alle nuove urbanizzazioni si raccomanda di costruire una vasca di accumulo temporaneo pari a 3,500m³ (oppure potenziare l'impianto idrovoro fino a 2000 l/s).
- S4: provvedere alla realizzazione di un impianto idrovoro S4N con capacità pari a 400 l/s e che allontani le portate alla bonifica. Per sopperire alle nuove urbanizzazioni si può già prevedere una massima capacità pari a 500 l/s
- S5: provvedere alla realizzazione di un impianto idrovoro S5N con capacità pari a 800 l/s e che allontani le portate alla bonifica. Per sopperire alle nuove urbanizzazioni si prevedere una vasca di accumulo temporaneo pari a 3500m³ o in alternativa potenziare l'impianto idrovoro fino a 1400 l/s.

Il costo complessivo di realizzazione e manutenzione (per i prossimi 50 anni) di queste opere viene riportato nella tabella 8 sottostante. Si nota come la soluzione per lo stato di fatto richieda 5 sollevamenti idrovori da portata

complessiva pari a 4,400 l/s e con un costo complessivo stimato in 3,320,000 euro. Con un ulteriore investimento di 1,200,000 euro si possono prevedere due vasche di accoppiamento per l'impianto S3 e S5 per assicurare che, una volta costruite le nuove aree urbanizzate, l'effetto dell'impianto idrovoro sulla rete di drenaggio sia lo stesso.

	SOLUZIONE STATO DI FATTO		ADDIZIONALE CON NUOVE URBANIZZAZIONI	
	SOLLEVAMENTO (L/S)	COSTO (€)	VOLUME VASCA (m3)	COSTO (€)
S1	1000	700,000	0	0
S2	1000	700,000	0	0
S3	1200	800,000	3500	600,000
S4	400	420,000	0	0
S5	800	700,000	3500	600,000
	4,400	3,320,000		1,200,000

Tabella 8 Riassunto dei costi di realizzazione per ogni impianto

7.4 Configurazione di sfioratori senza S2

Il C.A.D.F S.p.A. ha esplicitamente richiesto di testare uno scenario che non richieda la presenza di uno sfioratore in S2, in quanto non era previsto per questo sollevamento già nel progetto generale e la maggiore difficoltà per realizzare il collegamento alla bonifica. Ogni comparto di questa drena al sollevamento e quindi il fatto di non realizzare uno sfioro in qualunque dei 5 sollevamenti studiati significa mettere in crisi idraulica di quella sottorete, anche se quelli a monte e a valle sono stati sistemati.

Innanzitutto si fa notare che lo sfioro non deve necessariamente essere posto all'impianto S2. Si potrebbe infatti realizzare tale opera anche in corrispondenza di altri punti del collettore. Due possibilità sono per esempio indicate in figura 20 e che risultano particolarmente favorevoli per la vicinanza del canale Rella e Rellina. Essendo il collettore S1-S2 a modesta pendenza il flusso in eccesso potrebbe raggiungere il manufatto di sfioro senza problemi di sorta purché

questo venga impostato ad una quota tale da incoraggiare lo scarico in senso contrario dei flussi in esubero all'S2.

Volendo considerare comunque uno scenario senza sfioratore all'S2 si può proporre la seguente configurazione: osservando la capacità massima del tubo a valle di S2 si può notare come questo sia capace di ospitare una portata aggiuntiva pari a 200 l/s (ovviamente ipotizzando che a S3 via sia l'impianto idrovoro S3N). Si può quindi prevedere di potenziare S2 esistente con ulteriore 200 l/s e provvedere a realizzare una vasca di accumulo temporaneo pari a 2500 m³.

Di conseguenza ad S3 verranno recapitati 200 l/s in più rispetto alla configurazione precedente e quindi si dovrà considerare la curva Volume/Portata generata precedentemente come se fosse traslata di tale valore sull'asse delle X per annullare l'effetto dovuto all'incremento di questa portata. La figura 21 mostra questa nuova curva relativa ad S3.

In questo scenario, ovvero con la soppressione di uno sfioro su S2, la soluzione complessiva per tutto il sistema lieviterebbe di 500,000 Euro a causa dei seguenti fattori:

- Maggiore onere a S2, che complessivamente aumenterebbe dagli attuali 700,000 euro a 1,100,000 euro (questo per la necessità di prevedere una vasca).
- Aggravio dei costi ad S3 poiché l'impianto S3N prima previsto pari a 1200 l/s deve essere potenziato a 1400 l/s e quindi il costo passerebbe dagli attuali 800,000 a circa 900,000.

CAPITOLO 8: CONSIDERAZIONI AMBIENTALI E COSTRUTTIVE

Viene qui discusso brevemente l'aspetto ambientale relativo agli sfioratori e si danno alcune raccomandazioni per la realizzazione delle opere di sfioro.

La considerazione ambientale più importante riguarda il fatto che le acque di che saranno sfiorate sono di natura mista, e quindi conterranno una serie di materiali solidi e galleggianti che potrebbero causare un detrimento notevole dell'impatto visivo dei canali di bonifica.

Tale problema può essere mitigato attraverso delle griglie/stacci ad ogni nuovo impianto idrovoro. Si consiglia di effettuare tale operazione a valle del nuovo sollevamento idrovoro in modo tale da trovarsi in condizione di facilità operativa. Se la separazione avviene in un cassonetto allora si dovrà prevedere ad una regolare rimozione ad ogni sollevamento del materiale di risulta, probabilmente a seguito di ogni evento.

Un'altra soluzione potrebbe essere quella di ributtare, ad ogni nuovo impianto idrovoro, il materiale di risulta della grigliatura a valle, nel sistema di acque miste (vi sono disponibili a tal fine delle griglie autopulenti) in modo tale che alla fine del percorso tutto il materiale da grigliare sia recapitato al depuratore (ovviamente il materiale grigliato a S1, ributtato nella mista, deve poi essere rigrigliato a S2, S3 eccetera).

Per quanto riguarda le soluzioni costruttive si commenta solamente una figura allegata (figura 22) che racchiude in sé una serie di accorgimenti costruttivi che possono essere utili alla realizzazione ottimale di un compenso Sollevamento/Vasca.

Si noti, nell'ordine:

- A La presenza di un muro di separazione tra vasca e nuova idrovora per mantenere alto il livello nella nuova idrovora prima di sfruttare la vasca massimizzando l'efficienza energetica. Inoltre tale accorgimento evita l'uso

della vasca e ne previene l'accumulo di sporcizia per eventi che non necessitano il suo utilizzo.

- B Clapet che permette alla vasca di svuotarsi a gravità verso l'idrovora
- C Sistema di pulizia della vasca, necessario ad ogni ciclo di utilizzo (si noti anche scivolo sul fondo per incoraggiare il ridirezionamento del fluido)
- D Sistema di sgrigliatura posto a valle del sollevamento idrovoro
- E Pavimento rinforzato sulla vasca per limitare l'erosione del fondo dovuta all'impatto della vena fluida in caduta dallo sfioratore

CAPITOLO 9: VALUTAZIONI PER UNA POSSIBILE DIMINUIZIONE DELLE PORTATE NERE DA RILANCIARE ALLA DEPURAZIONE

Le analisi effettuate hanno portato a definire le portate con cui progettare i nuovi impianti di sollevamento S1N, S2N, S3N, S4N e S5N.

Si è comunque sempre ipotizzato che i sollevamenti attualmente presenti, S1, S2, S3, S4 e S5 continuino a funzionare con la stessa logica e capacità attuale.

Attualmente questi sollevamenti recapitano portate oltre i requisiti minimi richiesti dalla legge (la legge prevede tra le 3 e le 5 volte la portata nera media).

Se, come previsto in questa relazione, ogni sollevamento esistente fosse dotato di un manufatto di sfioro (costituito dai nuovi sollevamenti e eventuali vasche) si potrebbe anche riconsiderare la gestione di questi impianti esistenti facendo in modo che non si rilancino, in cascata verso la depurazione, più del dovuto.

La cosa ha un senso sotto tanti punti di vista visto che:

- Attualmente si rilancia da S1 fino a S5 in cascata per poi sfiorare comunque in testa alla depurazione con evidenti sprechi energetici.
- Lo scaricatore di piena al depuratore di fatto scarica anche lui nel reticolo di bonifica, tanto vale a questo punto scaricare le acque in esubero il prima possibile.

Le portate medie (media sulle 24 ore) recapitate durante la giornata ad ogni sollevamento sono state stimate attraverso le simulazioni di InfoWorks per le situazioni invernali e quelle di punta estiva (Agosto). Queste portate includono il contributo dell'infiltrazione.

Sono riportate nella tabella successiva questi valori e quelli relative a 4 volte tale portata. Si nota che vi è un esubero significativo durante i mesi invernali tra la portata effettivamente sollevata e quella imposta dalla legge. Durante il solo periodo di massimo afflusso turistico siamo di fronte ad un esubero molto modesto tranne a S2 dove rimane tale esubero.

Sollevamento	Portata nera media invernale Q_{nm} (l/s)	portata media nera nel giorno di picco Q_{np} estivo	$4*Q_{nm}$ (invernale)	$4*Q_{nm}$ (estiva)	PORTATA IMPIANTO
S1	11	31	44	123	170
S2	27	48	109	191	560
S3	92	199	369	797	995
S4	24	24	95	95	112
S5	126	274	504	1096	1110

I risvolti applicativi di questa tabella sono i seguenti:

- Una volta costruiti i nuovi sollevamenti, si potrebbe limitare, nel periodo invernale, al valore della “ $4Q_{nm}$ (invernale)” come massima portata sollevabile dalle varie stazioni di sollevamento esistenti. Questo si può ottenere semplicemente inibendo l’avviamento di alcune pompe.
- Se la portata rimossa con questo artificio al vecchio sollevamento viene aggiunta a quello idroforo affiancato, il risultato complessivo sulla rete ai fini del bilancio idraulico per la protezione contro gli allagamenti rimane invariato.
- Durante il periodo estivo si potrebbe ristabilire il funzionamento dei sollevamenti esistenti come ad oggi, solo nel caso di S2 varrebbe la pena di inibire permanentemente parte della capacità di sollevamento.

CAPITOLO 10: CONCLUSIONI

Lo studio effettuato con il modello numerico InfoWorks CS ha riprodotto in maniera aderente le esondazioni che si presentano con certa regolarità in alcune aree del comparto Nord dei Lidi Di Comacchio (FE) come per esempio nell'area del Lido delle nazioni, a San Giuseppe e al Lido degli Scacchi. Si veda la figura 3.

Utilizzando una serie storica estratta dalla banca dati messa a disposizione si sono riprodotte gli attuali fenomeni di allagamento (con particolare aderenza a quello più oneroso avvenuto nell'Agosto del 1979).

Si è mostrato che, nello stato di fatto, il reticolo di tubazioni attuale è ben dimensionato per proteggere con TR 10 anni il territorio da allagamenti e che quindi la causa del problema è quindi da ricercarsi nel collo di bottiglia costituito dagli impianti attualmente presenti in cascata sul collettore principale, da S1 a S5. Il potenziamento degli stessi non è comunque una soluzione percorribile, occorre piuttosto allontanare ad riceettore alternativo le acque in esubero.

Esaminando le soluzioni possibili si è esclusa quella della separazione delle reti, per la difficile fattibilità, i costi elevatissimi e il disagio che si dovrebbe sopportare per molti anni se tale politica fosse implementata.

Si è quindi proposto di prevedere degli sfioratori di piena ad ogni sollevamento (da S1 a S5) costituito da impianti idrovori (denominati S1N, S2N, ecc) che ricevendo la portata attraverso una finestra aperta nell'impianto attuale, sia in grado di sollevare l'eccesso di acqua al reticolo di bonifica mantenendo così libero il punto di recapito della fognatura.

Si è mostrato come ognuno di questi manufatti può essere costruito con estrema flessibilità in termini di portata massima da sollevare. Infatti, accoppiando una ulteriore vasca di accumulo temporaneo, si possono modulare liberamente i picchi di portata da mandare alla bonifica.

Analizzando però i costi di realizzazione di ogni coppia Nuova Idrovora/Vasca di accumulo temporaneo, si è visto come sia più conveniente, in termini di costi complessivi di costruzione e manutenzione, preferire la scelta del solo sollevamento senza ausilio di vasca.

La tabella 8 riporta la capacità massima da prevedere in ciascuno dei nuovi impianti e il costo complessivo previsto per la costruzione e manutenzione per i prossimi 50 anni.

Tenendo poi conto degli importanti sviluppi urbanistici previsti dal PRG si è mostrato come l'attuale problema degli allagamenti diventerebbe ancor più oneroso e frequente se non si realizzeranno gli sfioratori di cui sopra, questo pur solo considerando un solo 20% di contributo di pioggia dalle nuove urbanizzazioni.

Si è poi mostrato come, ad avvenuto completamento dei nuovi insediamenti urbanistici, pur prevedendo gli sfioratori di piena ad ogni sollevamento, si potranno ripresentare problemi di allagamento. Questa volta però la causa che fa emergere il fenomeno di insufficienza è la vera e propria capacità del collettore che, crescendo la pressione urbanistica di monte, comincia a dare segni di crisi non garantendo più il funzionamento corretto. Questo problema è evidente soprattutto nelle zone dove l'ampliamento urbanistico è più cospicuo (come la zona del Parco del Sole, o del Lido degli Scacchi). Questo significa che occorre limitare il più possibile i deflussi di pioggia dalle nuove urbanizzazioni e, qualora questo non sia efficace, si sarà costretti non solo a potenziare gli sfioratori (nel particolare solo l' S3 e S5 andrebbero potenziati o andrebbe costruita la vasca di accoppiamento), ma anche a mettere mano al reticolo di fognatura nel suo complesso.

Si è poi considerato la possibilità di intervenire in tutti i sollevamenti ad esclusione di S2, impianto con ubicazione poco consona allo scarico in bonifica. Si

e mostrato che l'esclusione di S2 dalla possibilità di sfiorare in bonifica comporterebbe la costruzione di una grande vasca di accumulo in prossimità di S2 e un potenziamento di S3. Quindi per garantire la soluzione per un TR di 10 anni a tutta la zona l'esclusione dell'S2 comporterebbe un aumento dei costi di 500,000 di Euro. Si è comunque mostrato che la posizione dello sfioratore dell'impianto S2 non deve essere necessariamente prossimo o adiacente a S2 e si sono indicati due punti alternativi che potrebbero permettere la soluzione dello sfioratore anche per S2.

Sono stati infine dati dei consigli di massima per la costruzione di tali impianti.

Tutti i risultati sono stati estratti da un modello non calibrato da misure di pioggia/portata. Attualmente (Novembre 2006) sono in fase di raccolta alcuni dati che, a causa delle difficoltà di installazione degli strumenti e del periodo particolarmente asciutto avutosi, non sono ancora sufficienti ai fini della calibrazione.

Nonostante il modello abbia dato riscontri ottimi in termine di rappresentazione dei fenomeni di sofferenza, si ritiene che i risultati possano essere ulteriormente affinati se la campagna di misura darà dati utili. Vista la necessità del C.A.D.F S.P.A. di ottenere dei risultati si è comunque prodotto questa relazione finale di studio. Si propone di produrre, successivamente, un addendum a questa relazione al termine della fase di calibrazione. Questo addendum si limiterà a correggere eventuali valori di portata e volume laddove si riterrà che la calibrazione dia un aggiustamento significativo ai parametri di progetto previsti da questo documento.