

Università degli studi di Bologna

FACOLTA' DI INGEGNERIA

D.I.S.T.A.R.T

Corso di laurea in Ingegneria Civile

Corso di tecnica dei Lavori Idraulici LS

Analisi e modellazione numerica di una parte del sistema fognario della città di Rimini

Tesi di Laurea di:

DAVIDE PETUCCO

Relatore:

Chiar.mo Prof. Ing. **SANDRO ARTINA**

Correlatori:

Dott. Ing. **MARCO MAGLIONICO**

Dott. Ing. **PIERPAOLO MARTININI**

Dott. Ing. **ANDREA CASADIO**

Anno Accademico 2009-2010

Sessione III

Innanzitutto ringrazio il Prof. Ing. Sandro Artina per avermi offerto la possibilità di svolgere con Lui questo studio.

Ringrazio in particolare l'Ing. Marco Maglionico per la sua competenza, professionalità e soprattutto per disponibilità con la quale mi ha seguito e mi ha insegnato nuovi strumenti e metodi di indagine per affrontare in maniera rigorosa e precisa tale studio.

La tesi è stata svolta in collaborazione con HERA S.p.A, che ha messo a disposizione i dati relativi alla rete fognaria di Rimini.

Ringrazio inoltre l'Ing. Pierpaolo Martinini per la sua disponibilità in quanto referente presso l'azienda stessa.

Infine ringrazio l'Ing. Andrea Casadio per la professionalità e la disponibilità nell'avermi fornito il materiale e la spiegazioni necessarie ad affrontare lo studio in questione.

PAROLE CHIAVE

RETE FOGNARIA DI RIMINI

SCARICHI A MARE

MODELLO MATEMATICO

CALIBRAZIONE

SOLUZIONI AL PROBLEMA
(P.R.G SISTEMA FOGNARIO CITTA' DI RIMINI)

Indice

Introduzione.....	1
--------------------------	----------

CAPITOLO 1

Sistemi di drenaggio urbano.....	2
1.0 Sistemi di drenaggio urbano.....	3
1.1 Caratteristiche dei sistemi di drenaggio urbano.....	4
1.2 Rete fognaria e bacini idrografici.....	4
1.3 Sistemi unitari e separati.....	5
1.4 Configurazione planimetrica delle reti.....	8
1.5 Corretta gestione delle risorse idriche.....	9
1.6 Accorgimenti urbanistici.....	11

CAPITOLO 2

Quadro normativo di riferimento.....	12
2.0 Direttive europee e norme nazionali.....	13
2.1 Il prelievo e la distribuzione di acqua potabile.....	14
2.2 Divieti temporanei di inizio stagione.....	17
2.2.1 Divieti durante la stagione.....	17
2.2.2 Divieti permanenti.....	18
2.2.3 Competenze.....	19
2.2.4 Prelievi.....	19
2.2.5 Integrazione al DPR 470/82.....	19
2.2.6 Controllo acque superficiali:Dgls 152/99.....	19
2.3 Percorsi legislativi.....	19

2.3	Aspetti tecnici.....	21
2.3	Deliberazione della regione Emilia Romagna.....	22
2.3	Decreto legislativo n.116/08.....	24
2.3	Novità rispetto alla normativa in vigore.....	24

CAPITOLO 3

Rete fognaria della città di Rimini.....26

3.0	La città di Rimini.....	27
3.1	Contenuti del piano generale della fognatura.....	28
3.2	Criticità del sistema fognario.....	29
3.2.1	Criticità strutturali.....	30
3.2.2	Criticità igienico-sanitario e paesaggistico.....	30
3.2.3	Criticità dovute alla vetustà della rete.....	32
3.2.4	Criticità locali.....	33
3.3	Soluzioni studiate per risolvere le criticità.....	35
3.3.1	Soluzioni A.....	35
3.3.2	Soluzioni B.....	35
3.3.3	Soluzioni C.....	35
3.3.4	Soluzioni D.....	36
3.3.5	Soluzioni D'.....	36
3.3.6	Soluzioni 1°.....	36
3.3.7	Soluzioni 2°.....	38
3.3.8	Soluzioni 3°.....	39

CAPITOLO 4

Rimini Nord, Centro, Sud.....	41
4.0 Sistema fognario Rimini Nord.....	42
4.1 Schema funzionamento rete fognaria Rimini Nord.....	42
4.2 Torre Pedrera Grande.....	43
4.3 Torre Pedrera 2.....	45
4.4 Brancona e Cavallaccio.....	46
4.5 Viserbella.....	47
4.6 Sortie e Viserba.....	48
4.7 Sacramora e Turchetta.....	49
4.8 Matrice.....	51
4.9 Rivabella.....	52
4.10 Impianto di sollevamento 3A.....	52
4.11 Impianto di sollevamento 4A.....	52
4.12 Impianto di sollevamento 5A.....	53
4.13 Impianto di sollevamento 6A.....	53
4.14 Impianto di sollevamento ISA.....	54
4.15 Sistema fognario Rimini Centro.....	55
4.16 Bacino Pradella.....	55
4.17 Zona Isola.....	55
4.18 Sistema fognario Rimini Sud.....	56
4.19 Colonella I.....	57
4.20 Colonella II.....	57
4.21 Rodella.....	57

4.22	Roncasso.....	58
------	---------------	----

CAPITOLO 5

Funzionamento degli impianti da telecontrollo (T.L.C).....59

5.0	Visualizzazione dati derivanti da telecontrollo.....	60
5.1	Funzionamento impianto di sollevamento Torre Pedrera Grande.....	65
5.2	Funzionamento impianto di sollevamento Torre Pedrera 2.....	67
5.3	Funzionamento impianto di sollevamento Brancona.....	69
5.4	Funzionamento impianto di sollevamento Viserbella.....	71
5.5	Funzionamento impianto di sollevamento Sortie	73
5.6	Funzionamento deviatore Spina.....	75
5.7	Funzionamento impianto di sollevamento Turchetta.....	77
5.8	Funzionamento impianto di sollevamento Rivabella.....	79
5.9	Funzionamento impianto di sollevamento 3A.....	81
5.10	Funzionamento impianto di sollevamento 4A.....	83
5.11	Funzionamento impianto di sollevamento 5A.....	85
5.12	Funzionamento impianto di sollevamento Torre 6A.....	87
5.13	Funzionamento impianto di sollevamento ISA.....	89

CAPITOLO 6

Modellazione matematica.....91

6.0	Introduzione alla modellazione matematica.....	92
6.1	Classificazione dei modelli di drenaggio urbano.....	93

6.2	Modelli di pianificazione	93
6.3	Modelli di progettazione.....	93
6.4	Modelli di simulazione	94
6.5	Modelli empirici	94
6.6	Modelli concettuali.....	94
6.7	Modelli fisicamente basati.....	94
6.8	Modelli globali	95
6.9	Modelli distribuiti	95
6.10	Modelli probabilistici	96
6.11	Modelli deterministici.....	96
6.12	Modelli lineari.....	96
6.13	Modelli stazionari	96
6.14	Modelli completi.....	96
6.15	Modelli di piena	97
6.16	Modelli per la simulazione continua	97
6.17	Individuazione della pioggia in ingresso sul bacino.....	97
6.18	Modello matematico utilizzato.....	98
6.19	Taratura e verifica del modello matematico.....	102

CAPITOLO 7

	Portata di tempo asciutto.....	105
7.0	Introduzione alla portata di tempo secco.....	106
7.1	Deflussi delle aree residenziali.....	106
7.2	Sviluppo urbano.....	106

7.3	Dotazioni idriche.....	108
7.4	Coefficiente di dispersione.....	110
7.5	Portata media annua.....	110
7.6	Variabilità della portata.....	111
7.7	Deflussi delle aree industriali.....	112
7.8	Portate parassite.....	121
7.9	Acque parassite presenti unicamente nei periodi piovosi.....	122
7.10	Acque presenti durante tutto l'anno.....	123

CAPITOLO 8

Analisi di dati ufficiali di aperture delle paratoie a mare.....125

8.0	Dati ufficiali di apertura delle paratoie a mare.....	126
8.1	Fossa Torre Pedrera Grande.....	128
8.2	Fossa Brancola.....	131
8.3	Fossa Viserbella.....	134
8.4	Fossa Sortie.....	137
8.5	Fossa Spina.....	140
8.6	Fossa Turchetta.....	143
8.7	Fossa Rivabella.....	146

CAPITOLO 9

Eventi di pioggia reali utilizzati per le simulazioni.....149

9.0	Modello della rete di Rimini Nord.....	150
-----	--	-----

9.1	Pluviometri: registrazione eventi di pioggia.....	153
	Conclusione.....	157
	Bibliografia.....	158

Introduzione

Il seguente elaborato si pone l'obiettivo di analizzare la rete di drenaggio della città di Rimini. Tale analisi è propedeutica per la creazione di un modello matematico che simuli la realtà. La creazione di tale strumento matematico si rende necessaria per risolvere, o almeno mitigare, il problema delle scarichi a mare, necessari per evitare che si verifichi il collasso della rete fognaria.

Tale problema nasce dal fatto che gran parte degli scoli con foce diretta a mare sono stati trasformati, durante la progressiva urbanizzazione, in collettori fognari per il recapito della rete fognaria urbana bianca, molto spesso mista ed occasionalmente, in emergenza, anche nera. Per questo motivo, quasi ovunque le parti terminali delle fosse sono state tombinate e le foci intercettate da sistemi di paratoie abbinati ad impianti di sollevamento che le rilanciano ai depuratori. In corrispondenza di eventi meteorici particolarmente intensi, d'altro canto, si genera la necessità di aprire gli organi di interclusione che normalmente presidiano le foci degli scoli per consentire lo scarico a mare dei reflui. Tuttavia, nonostante l'operazione di apertura delle fosse riesca effettivamente a salvaguardare il territorio dagli allagamenti, e per quanto l'emergenza possa essere sporadica e occasionale, le conseguenze ambientali sono piuttosto pesanti. L'uso improprio delle canalizzazioni, frutto più di uno spontaneo adattamento che di un programma preordinato, ha dunque determinato col tempo fenomeni di inquinamento e ha evidenziato, a posteriori, tutti i limiti di un impianto cresciuto per segmenti scollegati. Per questi motivi si è reso necessario il progressivo adeguamento di dispositivi, scolmatori, depuratori e altri manufatti che ormai necessitano di una rivisitazione complessiva del sistema; ma, in alcuni casi, il grado di urbanizzazione è così avanzato da impedire la correzione di collettori ormai sottodimensionati per le nuove esigenze di scolo. E' inoltre fondamentale eliminare, o almeno ridurre, gli effetti degli inquinamenti locali provocati dagli sversamenti dei liquami misti dei ricettori fognari finali nelle fosse consortili e sulla battigia del mare.

CAPITOLO 1

SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO

1.0 Sistemi di drenaggio urbano

La denominazione sistema di drenaggio urbano è oggi sempre più frequentemente adottata in luogo del tradizionale termine fognatura, quasi a rispecchiare il sostanziale cambiamento che queste opere hanno subito nel recente periodo. Nel passato, infatti, il compito delle fognature era allontanare dalle zone urbanizzate le precipitazioni e le acque reflue, con i relativi carichi inquinanti, per recapitarle in corpi idrici riceventi che risultavano in generale non ancora compromessi dai fenomeni di degrado qualitativo. Esse erano pertanto essenzialmente costituite da reti unitarie di condotte, le cui dimensioni venivano contenute nel procedere verso valle tramite l'adozione di manufatti scolmatori, intesi a sfiorare laddove possibile i deflussi di piena verso canali e corsi d'acqua circostanti. Il controllo dell'inquinamento indotto sull'ambiente era in pratica affidato alla diluizione del carico inquinante, quasi sempre garantita in seno ai riceventi in corrispondenza dei recapiti e degli organi di sfioro. La situazione è purtroppo da allora profondamente mutata, tanto da essere oggi divenuta assai critica per via di molteplici cause come:

- 1) la realizzazione di nuove aree urbane, talvolta poco meditata nelle ripercussioni idrauliche, ha portato maggior carico alle reti preesistenti, che hanno assunto, per via delle successive estensioni, configurazioni poco razionali, spesso idraulicamente insufficienti e di gestione difficoltosa;
- 2) lo sviluppo delle attività nelle aree servite ha comportato un aumento dei carichi inquinanti e una loro maggiore varietà (scarichi di origine non civile, inquinamento diffuso conseguente alla deposizione atmosferica e al traffico veicolare);
- 3) la qualità delle acque nei riceventi si è andata via via deteriorando, spesso in modo molto grave, per cui l'immissione di ulteriori carichi inquinanti può essere facilmente causa di acuti stati di crisi.

La situazione in atto può essere affrontata con qualche speranza di successo solo se la si analizza con una nuova ottica, più sensibile agli aspetti di salvaguardia dell'ambiente, più lungimirante e capace d'integrare i dispositivi tecnici tradizionalmente presenti nelle fognature (scaricatori) con quelli che la tecnica ha approntato per far fronte alle nuove emergenze (vasche di accumulo delle prime piogge per il controllo qualitativo dei deflussi, manufatti di regolazione, impianti di sollevamento, manufatti d'interconnessione fra reti

diverse, impianti per il trattamento dei reflui, e così via) in un vero sistema di drenaggio urbano, che non di rado è opportuno assuma una dimensione consortile.

1.1 Caratteristiche dei sistemi di drenaggio urbano

Un sistema di drenaggio urbano è dunque costituito dall'insieme delle opere di raccolta e immissione delle acque meteoriche e reflue nei collettori stradali, dalla rete composta da questi ultimi, dagli eventuali manufatti di controllo idraulico e ambientale (vasche volano e di accumulo delle prime piogge), dai sollevamenti, dai manufatti di scarico, e, infine, dagli impianti di trattamento dei reflui. Tutto il sistema deve essere concepito in modo unitario e coerente, per non incorrere nelle ben note gravi disfunzioni che emergono quando la rete e l'impianto di depurazione sono concepiti, progettati e realizzati indipendentemente l'una dall'altro. In particolare, le caratteristiche qualitative dei liquami addotti all'impianto presentano valori medi e variabilità strettamente legati alla tipologia della rete fognaria, che è difficilmente modificabile, in quanto spesso è il risultato della sovrapposizione di successivi interventi messi in atto durante l'intero periodo in cui si è sviluppato il centro abitato.

1.2 Rete fognaria e bacini idrografici

Il drenaggio del territorio urbano effettuato da una rete fognaria sostituisce o si sovrappone al drenaggio naturale delle acque meteoriche preesistente all'urbanizzazione. È molto importante analizzare attentamente la natura orografica, idrografica e geomorfologica del territorio allo scopo di riconoscere i meccanismi naturali di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche. Ciò consente sia di disegnare una nuova rete fognaria in modo il più possibile coerente con le pendenze naturali del terreno, sia di evitare che essa abbia inaccettabili interconnessioni con il reticolo naturale. Infatti la rete fognaria non dovrebbe mai raccogliere le acque naturali circolanti nei corsi d'acqua superficiali e/o nel sottosuolo, non essendo generalmente accettabili i conseguenti sovraccarichi idraulici dei collettori nonché la penalizzazione dell'impianto, di depurazione legata all'eccessiva diluizione dei liquami. Per di più il collettamento di corsi d'acqua naturali all'interno della rete fognaria può indurre gravi problemi di funzionalità e conservazione nel tempo dei condotti per

effetto dei sedimenti solidi normalmente veicolati dai corsi d'acqua stessi. In sintesi, il sistema fognario deve essere completamente indipendente dal reticolo naturale, con particolare attenzione ai punti di scarico che devono essere realizzati con manufatti scaricatori idonei a consentire esclusivamente lo sversamento nei ricettori delle portate meteoriche e/o reflue (previo trattamento depurativo), senza pericolo di rientri in fognatura provocati da situazioni di rigurgito idraulico.

1.3 Sistemi unitari e separati

I sistemi di drenaggio urbano sono usualmente classificati in sistemi unitari e sistemi separati. Nei primi, di gran lunga più frequenti a livello mondiale e in Italia, i collettori convogliano sia le acque reflue civili e industriali (queste ultime eventualmente pretrattate), sia, in occasione delle precipitazioni, le acque meteoriche. Nei sistemi separati, invece, le acque reflue sono convogliate in collettori distinti da quelli destinati alle acque meteoriche. Nei sistemi unitari i collettori sono dimensionati in base alle portate meteoriche, che risultano nettamente prevalenti rispetto a quelle reflue in occasione dei massimi eventi di progetto. Poiché la durata dei periodi piovosi è contenuta, per la maggior parte del tempo i collettori sono interessati dalle sole acque nere, con frequenti problemi di velocità troppo esigua, e conseguente possibilità di sedimentazione di solidi e d'innescio di fenomeni anaerobici putrefattivi. D'altra parte, i sistemi unitari godono del frequente lavaggio operato spontaneamente nei periodi piovosi dalle acque meteoriche. Mediamente, quindi, una fognatura unitaria dotata di normali pendenze si mantiene abbastanza pulita, pur essendo il movimento dei reflui inquinanti verso l'impianto di depurazione caratterizzato dalla sovrapposizione di un moto pressoché uniforme nei periodi di tempo secco e di successive ondate nere in occasione dei lavaggi operati dalle portate meteoriche sulle superfici stradali e nei condotti fognari. Poiché l'impianto di depurazione può accettare in ingresso portate di poco superiori a quelle nere medie di tempo secco, il superamento deve essere sfiorato direttamente nei corpi idrici ricettori per mezzo di appositi manufatti sfioratori o scaricatori, posti lungo la rete ovunque sia possibile lo scarico in un idoneo ricettore (scaricatori di alleggerimento) o comunque all'ingresso del depuratore. Ne consegue che pervengono all'impianto, e possono quindi esservi trattate, le portate miste nere e bianche, normalmente

definite nere diluite, che non superano i livelli di sfioro fissati negli scaricatori. Le portate di supero da recapitare nei ricettori dovrebbero essere definite in base alle condizioni idrauliche e biochimiche del ricettore (in base ai cosiddetti stream standard), in modo da garantire che la diluizione da questo assicurata possa condurre alla stabilizzazione degli inquinanti in tempi e spazi accettabili. Tuttavia, senza ricorrere a studi specifici per i singoli ricettori, la normale prassi progettuale e le normative del settore (ancorché differenti nei diversi Paesi, e per l'Italia differenti da regione a regione) prevedono generalmente che le portate nere diluite siano commisurate a 2,5-5 volte le portate nere medie; ne consegue che entreranno nell'impianto portate di prima pioggia pari a 1,5-4 volte le portate nere medie, con un benefico effetto ambientale legato a tale componente di trattamento depurativo. Allo scopo d'incrementare ulteriormente tale beneficio, in molti Paesi sviluppati, e anche in Italia, è molto attuale l'adozione nelle reti fognarie unitarie di invasi aggiuntivi, o l'utilizzazione spinta dell' invaso interno delle canalizzazioni, onde trattenere temporaneamente e poi immettere verso la depurazione l'aliquota più inquinata delle acque meteoriche (cosiddette " acque di prima pioggia"), evitandone lo scarico. Numerose esperienze dimostrano infatti l'elevato contributo inquinante delle acque meteoriche scorrenti sulle normali superfici strasali urbane, ancor prima che esse siano immesse nella rete fognaria.

Nei sistemi separati i collettori destinati alle sole acque meteoriche hanno dimensioni pressoché identiche a quelle di una corrispondente rete unitaria, ma, essendo percorsi solo saltuariamente da portate meno aggressive di quelle reflue, possono essere realizzati con materiali meno pregiati di quelli dei sistemi unitari, e ancor più di quelli esclusivamente neri. La rete nera, che ha sezioni di dimensione relativamente modesta, presenta solitamente significative difficoltà di autopulizia, soprattutto nei centri urbani pianeggianti, legate all'assenza di lavaggio da parte delle acque meteoriche. Nelle normali realizzazioni la rete bianca scarica direttamente nei ricettori, senza separare le portate di prima pioggia che per il dilavamento delle superfici stradali presentano usualmente, come già detto, contenuti inquinanti non trascurabili. L'adozione di un sistema separato è evidentemente favorevole nei confronti dell'impianto di depurazione poiché le portate ad esso addotte sono solo quelle nere, con caratteristiche più concentrate e costanti. Ma dal punto di vista

ambientale, tale sistema è oggi solitamente accettato, anzi consigliato, solo se il centro urbano è destinato a uso esclusivamente residenziale; laddove, invece, sono anche presenti attività commerciali, artigianali e industriali, il conseguente inquinamento delle superfici stradali dovrebbe indurre a dotare la rete bianca di scaricatori del tutto analoghi a quelli delle reti unitarie, allo scopo d'inviare alla depurazione anche le prime piogge. In questi ultimi casi, quindi, si attenua decisamente la differenza tra sistemi unitari e separati nei confronti dei depuratori. Peraltro, nel caso di comprensori fortemente industrializzati, nei quali le acque reflue di tempo asciutto possono essere decisamente caratterizzate dalle acque dei processi produttivi (ancorché compatibili ai sensi di Legge, o rese tali mediante pretrattamenti, con le normali acque reflue urbane), l'adozione di un sistema separato può risultare consigliabile, per evitare di degradare ulteriormente le acque meteoriche con sostanze nocive o tossiche che inevitabilmente sarebbero poi scaricate nei ricettori. Poiché l'inquinamento delle acque meteoriche avviene principalmente a opera del dilavamento delle superfici viarie e non dei tetti, in entrambi i casi di sistema unitario e separato è generalmente consigliata l'adozione, ove possibile, di una separazione parziale delle acque meteoriche dei tetti, separazione da attuare a monte delle reti fognarie vere e proprie, incentivando, soprattutto nelle aree di nuova urbanizzazione ove gli impianti interni sono da realizzare ex-novo, lo scarico delle acque meteoriche raccolte dai tetti, o da altre superfici del bacino non suscettibili di essere inquinate con sostanze pericolose, o verso suoli permeabili o verso il sottosuolo per mezzo di appositi pozzi perdenti o verso vicini ricettori superficiali. Per reti di uguale estensione il costo di costruzione del sistema separato è nettamente superiore a quello del sistema unitario. Ma ancora maggiore è il suo costo di gestione. Infatti, è dimostrato che i vantaggi derivanti dalla separazione sono rapidamente vanificati dalla presenza, anche percentualmente modesta, di collegamenti di scarichi neri nei collettori bianchi, ovvero di pluviali, caditoie stradali o di altre acque di drenaggio nei condotti neri. Garantire che questi non avvengano è molto difficile per il gestore, dal momento che per l'esecutore privato dell'allacciamento è spontaneo cercare di raggiungere il condotto più vicino; inoltre, le due reti devono essere separate fin dagli impianti interni alle proprietà private, non avendo ovviamente senso che qualche significativa componente pubblica o privata del sistema resti unitaria. Per gli stessi motivi,

una separazione completa ed effettiva di reti attualmente unitarie presenta gravissime difficoltà tecniche e amministrative, anche per l'inevitabile vasto contenzioso giudiziario che può derivarne; una decisione di tal tipo dovrebbe quindi essere presa solo in presenza di vantaggi ambientali decisivi e preponderanti. Sintomatiche sono a questo proposito le direttive recentemente adottate dalla Regione Lombardia per la redazione del Piano Regionale di Risanamento delle Acque nei riguardi del settore delle pubbliche fognature. Esse prevedono il mantenimento dei sistemi esistenti, unitario separati che siano, e l'adozione di fognature separate solo per le aree di futura urbanizzazione e a uso esclusivamente residenziale; inoltre, tutte le fognature esclusivamente pluviali relative ad aree non esclusivamente residenziali dovranno essere dotate di manufatti scaricatori, al fine di convogliare alla depurazione anche le prime acque di pioggia, analogamente a quanto avviene per le reti unitarie.

1.4 Configurazione planimetrica delle reti

La configurazione planimetrica delle reti dipende dalle condizioni locali: tipo e ubicazione del (o dei) ricettori, livello di trattamento necessario, possibilità di mantenere in servizio la rete esistente tramite eventuali interventi di riabilitazione, altimetria e morfologia del centro urbano, ecc. Per quanto riguarda i collettori principali, si possono essenzialmente individuare due configurazioni elementari [Margaritora, 1993]:

- 1) la configurazione perpendicolare, adatta per centri urbani degradanti abbastanza uniformemente verso un corso d'acqua o verso un litorale lacuale o marino, in cui la disposizione del reticolo stradale consente questo tipo di assetto; i collettori principali scendono lungo la linea di massima pendenza, ottenendo così la massima economia nelle dimensioni, mentre il collettore intercettore o derivatore corre parallelamente al ricettore, fino all'impianto di depurazione; se il sistema è unitario, al termine dei collettori principali prima della loro confluenza nel derivatore sono inseriti i manufatti scaricatori, se il sistema è invece separato, i collettori principali della rete bianca sboccano direttamente nel ricettore, mentre i collettori della rete nera si collegano all'intercettore; qualora si sia deciso di depurare anche le prime acque di pioggia, lo

scarico nel ricettore dei principali collettori bianchi viene presidiato da manufatti scaricatori, atti a deviare verso l'intercettatore le portate di prima pioggia;

- 2) la configurazione a ventaglio, in cui collettori principali confluiscono in un unico punto da cui si diparte il collettore derivatore verso l'impianto di depurazione; in corrispondenza di tale punto è localizzato lo scaricatore, se il sistema è unitario o separato con necessità di controllo depurativo anche delle prime piogge, se invece il sistema è separato semplice, da tale punto inizia l'emissario finale per lo scarico diretto nel ricettore di tutte le acque meteoriche. Ovviamente, nei casi specifici la configurazione della rete può risultare composta da entrambe le configurazioni elementari descritte, ovvero possono presentarsi casi intermedi.

La configurazione dei collettori minori, affluenti dei principali, può a sua volta essere:

- a) a pettine;
- b) a doppio pettine;
- c) ortogonale.

Qualora il centro urbano sia molto esteso e/o dotato di ricettori molteplici, può aversi la coesistenza di diverse reti semplici a comporre un sistema multiplo, che può essere:

- ✓ a configurazione radiale, in cui il sistema è suddiviso in più sottosistemi, ciascuno dei quali può differire per la configurazione planimetrica della rete; la centralizzazione della depurazione in un unico impianto, ottenuta attraverso il prolungamento dei collettori derivatori intercettanti tutti i sottosistemi, è generalmente perseguita per la maggiore affidabilità degli impianti di maggior dimensione e per diminuire i costi di gestione. Tuttavia, le caratteristiche orografiche e la configurazione della rete possono talvolta consigliare di frazionare la depurazione in più impianti;
- ✓ a terrazze, in cui la natura orografica dei siti impone di suddividere il sistema in più sottosistemi, ciascuno a servizio di una zona a quota diversa e dotato di una configurazione sua propria.

1.5 Corretta gestione della risorse idriche

Va ricordato che oggi le problematiche ambientali rendono necessario l'inquadramento dei sistemi di drenaggio urbano nel più generale contesto della corretta protezione e gestione

delle risorse idriche superficiali e sotterranee. Allorché il ricettore terminale sia costituito da un lago a debole ricambio idrico, occorre ricercare un difficile compromesso tra il desiderio di escludere dal lago ogni forma di inquinamento, e la necessità di non ridurvi gli apporti meteorici naturali; il primo aspetto consiglierebbe di allontanare dal lago sia gli scarichi neri che quelli di prima pioggia, il secondo consiglierebbe di non allontanare dalla depurazione le acque di prima pioggia. La soluzione ottimale consiste nell'adottare un sistema separato, che offre una maggiore garanzia di escludere completamente dallo scarico qualsiasi componente nera, con un impianto di depurazione situato a valle del lago, ove cioè l'effluente, ancorché trattato, non possa pregiudicare l'equilibrio ecologico del lago stesso. Una rete bianca dotata di scaricatori atti ad avviare le acque di prima pioggia verso un secondo specifico impianto di trattamento, ubicato in riva al lago, provvederà a non escludere da questo i corrispondenti flussi meteorici.

La necessità di ridurre di numero e di entità gli sfiori nei ricettori induce poi a realizzare manufatti sfioratori con adiacenti vasche di accumulo temporaneo delle acque di pioggia, onde poter avviare alla depurazione una maggiore aliquota di acque meteoriche.

Analogamente, la necessità di ridurre l'entità delle portate massime meteoriche scaricate nei riceventi, la cui situazione idraulica è sempre più precaria per via dell'incessante sviluppo urbanistico, lascia prevedere una larga diffusione di vasche volano, atte a evitare ulteriori sovraccarichi idraulici nei ricettori e a preservare le reti fognarie preesistenti dalle nuove portate meteoriche addotte da nuove urbanizzazioni. L'adozione di vasche di accumulo delle prime piogge e di vasche volano può essere limitata nei sistemi fognari di maggiori dimensioni utilizzando i notevoli volumi d'invaso propri dei grandi collettori, ovvero, laddove possibile, tramite l'adozione di condotti diversivi interni alla rete. Nel primo caso apposite paratoie mobili, dotate di comando asservito in tempo reale al grado di riempimento del tratto a monte del grande collettore nel quale sono inserite, restano normalmente parzializzate, in modo da lasciar defluire solo le portate nere diluite; quando poi l'evento meteorico induce portate di pioggia tali da far raggiungere un preassegnato livello di riempimento del collettore a monte, le paratoie si aprono, ripristinando la piena conducibilità idraulica del condotto.

Questa gestione ottimizzata, in tempo reale, degli invasi propri della rete si dimostra molto

efficace soprattutto per ridurre in modo deciso l'impatto ambientale legato, come già esposto, ai troppo frequenti eventi di sfioro nei ricettori. Analogo risultato può essere ottenuto, laddove la struttura della rete lo consenta, realizzando condotti diversivi interni alla rete, che mettano in connessione i rami terminali di bacini urbani di differente dimensione e/o pendenza, al fine di smorzare il colmo degli idrogrammi di piena scolmando le portate in eccesso verso condotti, auspicabilmente contigui, caratterizzati da differenti tempi di formazione delle piene. I provvedimenti descritti possono ben integrarsi fra loro in una logica di gestione ottimizzata in tempo reale delle reti.

Si può infine citare la riutilizzazione a scopo industriale o agricolo delle acque reflue trattate, previo eventuale trattamento terziario, pratica che viene oramai normalmente indicata come una misura per riequilibrare i bilanci idrici di aree deficitarie, o comunque per la riduzione dei prelievi di risorse potabili o facilmente potabilizzabili.

1.6 Accorgimenti urbanistici

Si farà ora sommariamente cenno ad alcuni semplici provvedimenti che possono avere ripercussioni assai benefiche sul dimensionamento e il funzionamento delle reti di deflusso urbano, e che vanno concepiti fin dalla fase di pianificazione urbanistica delle aree da servirsi al fine di poter intervenire in modo diffuso sulle caratteristiche d'infiltrazione e d'invaso del bacino. A questa logica che opera quanto più possibile all'origine del fenomeno da controllare si riconducono provvedimenti talvolta molto semplici, quali:

- a) la limitazione del grado d'impermeabilità dei suoli;
- b) la scelta oculata dei percorsi dei deflussi superficiali;
- c) la dispersione in falda (laddove possibile) dei deflussi provenienti dai tetti;
- d) la realizzazione di invasi diffusi su tetti, parcheggi, cunette stradali;
- e) l'adozione di pavimentazioni porose, fino a giungere alla realizzazione delle cosiddette reti duali, ovvero costituite da una rete tradizionale sotterranea affiancata da una seconda rete di deflusso superficiale, progettata per intervenire in modo previsto e controllato solo in occasione di eventi particolarmente gravosi.

CAPITOLO 2

QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

2.0 Il Piano di tutela delle acque

Strumento di governo che, attraverso un approccio integrato e multidisciplinare, vuole prevedere gli interventi articolati sul territorio, al fine di conseguire gli obiettivi di qualità dei corpi idrici e la tutela quali-quantitativa della risorsa idrica. Il Piano di Tutela delle Acque (PTA), conformemente a quanto previsto dal D.Lgs. 152/99 e dalla Direttiva europea 2000/60 (Direttiva Quadro sulle Acque), è lo strumento regionale volto a raggiungere gli obiettivi di qualità ambientale nelle acque interne e costiere della Regione, e a garantire un approvvigionamento idrico sostenibile nel lungo periodo.

La Giunta Regionale ha approvato il Documento preliminare del PTA nel novembre 2003, dopo un lavoro svolto in collaborazione con le Province e le Autorità di bacino ed il supporto tecnico e scientifico dell'ARPA regionale, delle ARPA provinciali, e di esperti e specialisti in vari settori (nonché di Università regionali), e coordinato dal Servizio regionale competente - in collaborazione con altri settori regionali (tra cui in particolare l'agricoltura e la sanità).

Successivamente all'approvazione del Documento preliminare, si sono tenute le Conferenze di pianificazione indette dalle Province. Il processo di partecipazione, informazione e concertazione, previsto dalla Legge regionale 20/2000 (Conferenze di Pianificazione), si è svolto in modo molto soddisfacente, consentendo un intenso confronto con la società regionale (praticamente inedito per altri strumenti di pianificazione delle acque), e tale da prefigurare quei processi d'ascolto e concertazione previsti dalla Direttiva Quadro sulle Acque 2000/60/CEE.

Questo ha favorito ulteriormente un confronto nel merito, dovuto al tempo d'approfondimento e alla possibilità per tutti di potere disporre, anche tramite internet, di tutti i documenti. Complessivamente sono stati svolti più di cinquanta incontri a cui, oltre alla componente istituzionale, hanno partecipato le organizzazioni economiche sociali e le associazioni ambientaliste. La maggior parte delle osservazioni nella fase di conferenze di pianificazione hanno riguardato le tematiche relative agli aspetti quantitativi, riguardanti soprattutto il settore civile (fattibilità della riduzione prevista dei consumi nel settore civile), e quello agricolo-irriguo.

Sulla base delle osservazioni, la Giunta ha proposto al Consiglio un testo ampiamente rivisto per l'adozione, che è avvenuta il 22 dicembre 2004 con Delibera del Consiglio 633. Dopo l'adozione è stata espletata la fase di deposito, ai sensi dell'articolo 25 della

Legge regionale 24 marzo 2000, n. 20, presso Comuni, Province e Comunità Montane, per sessanta giorni dalla data di pubblicazione (2 febbraio 2005), al fine di raccogliere ulteriori osservazioni dagli enti e organismi pubblici, dalle associazioni economiche e sociali e dai singoli cittadini. Simultaneamente, il Piano adottato è stato inviato alle Autorità di Bacino per il parere vincolante previsto dal D. Lgs. 152/99.

Sul testo adottato sono pervenute venticinque osservazioni da parte di Province (tre), Comuni (tre), ATO (tre), Associazioni (WWF Forlì, Confindustria Parma), Consorzi di Bonifica (due) e singole imprese, nonché alcuni pareri delle Autorità di Bacino. Molte delle osservazioni, in particolare quelle relative al ruolo degli ATO per la definizione dei Piani di Conservazione dell'acqua, sono state accolte. Il Piano di Tutela delle Acque è stato approvato in via definitiva con Delibera n. 40 dell'Assemblea legislativa il 21 dicembre 2005.

Sul BUR - Parte Seconda n. 14 del 1 febbraio 2006 si dà avviso della sua approvazione, mentre sul BUR n. 20 del 13 febbraio 2006 si pubblicano la Delibera di approvazione e le norme.

(NORMATIVA sulle acque di balneazione tratta dal sito dell'Arpa EMR il 13 dicembre 2008.)

2.1 Direttive europee e norme nazionali

La prima normativa italiana sulle acque ad uso ricreativo risale al 1896. Vietava la balneazione entro i 200 metri dallo sbocco di fogne. Successivamente, nel 1971, il Ministero della Sanità definiva, per le acque destinate ad uso ricreativo primario, una normativa igienica limitata al solo aspetto microbiologico e in particolare al solo parametro "Coliformi fecali". L'attuale normativa nazionale sulle acque di balneazione deriva dalla direttiva comunitaria n. 76/160 dell'8 dicembre 1975 che perseguiva due scopi fondamentali: la tutela della salute pubblica e la salvaguardia dell'ambiente. Già dai primi anni di applicazione delle norme comunitarie è emersa la necessità di sottoporre la direttiva a una revisione. In numerosi seminari nazionali ed internazionali sono state avanzate proposte di eliminazione di alcuni parametri poco significativi, come i coliformi totali, e di introdurne di nuovi, come i batteriofagi. Il Consiglio dell'Unione Europea ha concretizzato una proposta di direttiva nell'aprile 1994 che tende a semplificare l'applicazione delle norme privilegiando i parametri ad elevata

valenza sanitaria ed eliminando i parametri superflui, anche nell'intento di evitare inutili oneri finanziari agli Stati Membri. La proposta è stata aggiornata nel novembre 1997. Nel 2000 è stato sperimentato un nuovo protocollo basato su principi innovativi, che non è ancora stato concretizzato in una direttiva formale. Il DPR n. 470 dell'8 giugno 1982, che recepisce, pur se con notevole ritardo, la direttiva CEE 76/160, impone limiti particolarmente severi alla qualità delle acque di balneazione ma non prevede opere di risanamento ambientale. Per definire la balneabilità delle acque il DPR 470/82 considera 12 parametri: tre sono indicatori di inquinamento fecale (Coliformi totali, Coliformi fecali, Streptococchi fecali); due, facoltativi, sono rivolti alla ricerca di specifici patogeni (Salmonella e Enterovirus); altri quattro parametri sono essenzialmente indicatori di inquinamento di origine industriale (pH, fenoli, sostanze tensioattive, oli minerali); i restanti tre parametri (ossigeno disciolto, colorazione, trasparenza) forniscono indicazioni correlabili ai processi eutrofici e ai problemi estetici delle acque ma potrebbero anche interessare l'aspetto igienico-sanitario in caso di "fioritura" di alghe produttrici di biotossine. Nella tabella 2.1 sono riassunti schematicamente i limiti CEE per le acque idonee alla balneazione a confronto con la normativa italiana.

PARAMETRI	NORMATIVA CEE		NORMATIVA ITALIANA	
	DIRETTIVA 76/160			
	Valori guida	Valori imperativi	DPR 470/82	Deroghe
<i>Microbiologici</i>				
Coliformi totali in 100ml	500	10.000	2.000	/
Coliformi fecali in 100ml	100	2.000	100	/
Escherichia coli in 100ml	/	/	/	/
Streptococchi Fecali in 100ml	100	/	100	/
Salmonella in 1 litro	/	Assenti	Assenti**	/

Enterovirus PFU in 10 litri	/	Assenti	Assenti***	/
<i>Fisico-chimici</i>				
pH	/	6-9	6-9	/
Colorazione	/	Assenza di variazione	Assenza di variazione	Non si considera
Trasparenza metri	2	1	1	0,5
Oli minerali mg/l	0,3	Assenza di pellicola	Assenti (inf. 0.5)	/
Tensiottivi mg/l	0,3	Assenza di schiuma	Assenti (inf. 0.5)	/
Fenoli mg/l	0,005	Assenza di odore	Assenti (inf. 0.05)	/
Ossigeno disciolto % di saturazione	80-120	/	70-120	50-170
<p>* Le deroghe ai valori previsti dal DPR 470/82, ammesse dall'art. 9 dello stesso DPR, sono state concesse dal Ministero della Sanità su richiesta della Regione Emilia Romagna.</p> <p>** La ricerca di salmonella sarà effettuata quando, a giudizio della autorità di controllo, particolari situazioni facciano sospettare una loro eventuale presenza. *** Aggiunto con legge n° 271 del 15 luglio 1988. La ricerca di enterovirus sarà effettuata quando, a giudizio dell'autorità di controllo, particolari condizioni facciano sospettare una loro eventuale presenza.</p>				

Tabella 2.1 – Parametri limite CEE per le acque idonee alla balneazione a confronto con la normativa italiana.

Come si può notare, la normativa di recepimento italiana è stata ben più restrittiva, per alcuni versi, delle indicazioni della Comunità Europea, a differenza di altri stati europei che hanno seguito con maggior scrupolo la direttiva CEE. L'approccio particolarmente severo dell'Italia, rispetto ai partner europei, trova la sua spiegazione fondamentale nelle seguenti peculiarità:

- ✓ diverse condizioni climatiche e idrologiche con maggiore velocità di inattivazione dei contaminanti microbiologici;
- ✓ pratica intensiva ed estensiva della balneazione.

Per altri versi, secondo la legge italiana il superamento dei limiti per uno o più parametri non comporta automaticamente il giudizio di inidoneità alla balneazione: tale giudizio è subordinato all'esito analitico di più prelievi successivi.

2.2 Divieti temporanei di inizio stagione

Per una nuova stagione balneare, in via preliminare, le zone si considerano idonee alla balneazione quando durante il periodo di campionamento (in genere dal 1° aprile al 30 settembre) relativo all'anno precedente le analisi dei campioni prelevati almeno con la frequenza fissata (ogni 15 giorni) indicano che i parametri delle acque in questione sono conformi ai requisiti almeno nel 90% dei casi (80% per gli indicatori di inquinamento fecale) e quando, nei casi di non conformità, i valori dei parametri numerici non si discostano più del 50% dai limiti (questa limitazione non si applica per i parametri microbiologici, il pH e l'ossigeno disciolto). Qualora per i parametri "coliformi totali" e "coliformi fecali" vengano superati, rispettivamente, i valori di 10000/100 mL e 2000/100 mL, la percentuale dei campioni conformi per detti parametri è aumentata al 95 per cento.

2.2.1 Divieti durante la stagione

Durante una stagione balneare alcune zone, possono essere dichiarate temporaneamente inidonee se i limiti stabiliti vengono superati in un primo campione (routinario) ed in più di uno dei 5 campioni prelevati successivamente in giorni diversi nello stesso punto (campioni suppletivi). In pratica, dopo un risultato sfavorevole bisogna prelevare altri 5 campioni nello stesso punto; solo se 2 di questi sono sfavorevoli è necessario vietare la balneazione nella zona costiera alla quale quel punto di prelievo si riferisce (o nel tratto in cui ulteriori prelievi attorno al punto "ufficiale" hanno consentito di individuare i limiti della zona inquinata). Per gli indicatori fecali è previsto, in alternativa a quello descritto, un meccanismo diverso: la valutazione è favorevole alla balneazione quando almeno il 60% dei campioni mensili precedenti (almeno 5) non supera i limiti e se almeno la metà dei campioni sfavorevoli non supera il doppio dei limiti (art. 7, DPR 470/82). Il divieto può scattare anche in caso di evidente inquinamento massivo.

2.2.2 Divieti permanenti

Sono vietate permanentemente alla balneazione le zone precluse alle attività balneari in modo stabile, che gli enti competenti individuano ogni anno. Si tratta solitamente, degli sbocchi a mare dei corpi idrici superficiali e dei porti canale, di zone dedite alla navigazione e di zone militari

2.2.3 Competenze

Il DPR 470/82 ripartisce anche le competenze fra Stato, Regioni e Comuni. Le Regioni, ad esempio, devono individuare i punti in cui saranno eseguiti i campionamenti e le zone idonee alla balneazione sulla base dei risultati analitici della precedente stagione balneare. A seguito del recente decentramento (L 15/03/97 n. 59 e 15/5/97 n. 127; LR 21/04/99 n. 3) queste competenze sono state trasferite alle Province. Ai Comuni competono:

- ✓ l'emissione dei divieti temporanei di balneazione, con ordinanza del Sindaco;
- ✓ l'apposizione di segnaletica che indichi il divieto di balneazione e delimiti le zone interessate da divieti permanenti o temporanei.
- ✓ la delimitazione delle zone non idonee alla balneazione (divieti permanenti), con ordinanza del Sindaco;

2.2.4 Prelievi

Allegate al DPR 470/82 sono riportate le norme tecniche che definiscono le distanze minime tra due punti di prelievo (di norma non superiore a 2 km o meno per zone ad alta densità di balneazione), le modalità di prelevamento dei campioni e le metodiche analitiche. I prelievi devono essere eseguiti:

- ✓ ad una profondità di circa 30 cm sotto il pelo libero dell'acqua;
- ✓ ad una distanza dalla battigia tale che il fondale abbia una profondità di 80 - 120 cm;
- ✓ dalle ore 9 alle ore 15;
- ✓ dopo almeno due giorni dall'ultima precipitazione atmosferica di rilievo e dall'ultima burrasca.

2.2.5 Integrazione al DPR 470/82

Una prima integrazione al DPR 470/82 si è avuta con la legge 271/88 (conversione con modifiche del D.L. 155/88) che, oltre ad inserire gli Enterovirus tra i parametri da ricercare, ha precisato le modalità per richiedere le deroghe. Con decreto del 29 gennaio 1992, il Ministero della Sanità ha aggiornato le norme tecniche allegate al DPR 470/82 apportando integrazioni che, tra le altre cose, hanno sostanzialmente modificato l'ubicazione dei punti di prelievo:

"Quando le acque di balneazione sono interessate da immissioni ... è necessario, di norma, provvedere alla delimitazione del tratto di costa da vietare alla balneazione; dovranno, in tal caso, essere fissati due punti di campionamento in corrispondenza dei limiti della zona vietata. Ove si accerti che le predette immissioni non determinano condizioni di divieto alla balneazione, dovrà essere fissato un punto di campionamento in corrispondenza dello sbocco della immissione..."

Lo stesso decreto precisa che la scelta del meccanismo alternativo per la formulazione del giudizio di idoneità alla balneazione, riguardante i parametri microbiologici (previsto dall'art.7 del DPR 470/82, descritto sopra) va effettuata prima della stagione balneare e dovrà essere applicato per tutto il periodo di campionamento.

2.2.6 Controllo acque superficiali: Dlgs 152/99

La nuova normativa in materia di salvaguardia delle acque dall'inquinamento, Decreto legislativo n. 152 dell'11 Maggio 1999, derivata dal recepimento di due Direttive Europee (91/271 e 91/676), abroga numerose leggi in materia di acque, ma non interviene sulle acque destinate alla balneazione. Riguardo alle acque marine il decreto 152/99 introduce la valutazione dello stato ambientale (indice di trofia) e prevede la più ampia diffusione di informazioni e la regolare elaborazione di rapporti da parte dei Ministeri della Sanità e dell'Ambiente e dell'Agenzia Nazionale per la Protezione dell'Ambiente.

Parametri in deroga: ossigeno disciolto, colorazione, trasparenza.

2.3 Percorsi legislativi

Nel 1985, vista la necessità di salvaguardare la balneabilità di alcune zone costiere interessate da fenomeni eutrofici, avvalendosi della facoltà prevista dalla normativa

CEE, venne emanato il D.L. 164/85 che modificava temporaneamente alcuni limiti relativi alla qualità delle acque di balneazione previsti dal DPR 470/82. L'intervallo limite per l'ossigeno disciolto venne portato da 70-120 a 50-170 % di saturazione mentre si stabilì che il parametro "colorazione" non doveva essere preso in considerazione, sempreché le acque fossero sottoposte ad un programma di sorveglianza per una adeguata rilevazione della eventuale presenza di alghe aventi possibili implicazioni igienico-sanitarie. Queste deroghe al DPR 470/82 erano limitate ad un periodo non superiore a 3 anni ed a quelle Regioni che comunicavano al Ministero della Sanità di avere messo in atto il programma di sorveglianza. Regioni che comunicavano al Ministero della Sanità di avere messo in atto il programma di sorveglianza. Scaduta questa norma nel 1988, venne emanato un nuovo D.L. (n. 155/88), poi convertito con modifiche dalla L. 271/88, che riprendeva le deroghe per l'ossigeno disciolto e la colorazione ma stabiliva che, per applicarle, era necessario un provvedimento regionale subordinato all'accertamento del fatto che il superamento dei valori limite previsti dal DPR 470/82 dipendesse esclusivamente da fenomeni di eutrofizzazione. Tale norma era adottata in attesa di una revisione della normativa di recepimento della direttiva CEE n. 76/160 e comunque per non oltre 2 anni (il D.L. ne prevedeva 3 ma la legge di conversione li ridusse a 2). Successivamente, il D.L. 5 febbraio 1990 n. 16, convertito con modifiche dalla Legge 5 aprile 1990 n. 71, ha prorogato di un altro anno la scadenza delle deroghe, di nuovo in attesa di una revisione della normativa di adozione della direttiva CEE n. 76/160. In seguito, il D.L. 17 maggio 1991 n° 156 prima, ed il D.L. 13 settembre 1991 n° 297 poi, hanno differito il termine di un altro biennio. Ancora, il D.L. 21 luglio 1992 n° 344 differisce ulteriormente il termine fino al 31 ottobre 1993. Dopodiché, con D.L. 13 aprile 1993 n° 109 (pubblicato in G.U. il 15 aprile 1993), convertito con L. 12.6.93 n° 185, viene stabilito che può essere disposta la deroga per il solo parametro "Ossigeno disciolto" per non oltre un triennio dalla data di entrata in vigore del decreto. In G.U. n° 148 del 26.6.96, quindi, viene pubblicato il D.L., poi reiterato, che proroga la scadenza della deroga al 31.12.1997. Altri decreti annuali hanno, in seguito, consentito di mantenere la deroga fino al 2000.

Riguardo alla trasparenza delle acque la regione Emilia Romagna ha chiesto di ridurre il limite minimo di 1 metro a 0,5. La deroga, annuale, è stata concessa in forma di Decreto del Ministero delle Sanità ai sensi dell'art. 9 del DPR 470/82, in considerazione del fatto

che ricorrono particolari condizioni di eccezionalità (apporti fluviali e natura del sedimento).

2.4 Aspetti tecnici

In effetti, l'ossigeno disciolto è un parametro molto variabile, fortemente dipendente dalle condizioni fisico-chimiche dell'acqua e dalla presenza di biomassa algale. Se i sali nutritivi e le condizioni del mare lo consentono si sviluppano nelle acque popolamenti fitoplanctonici molto concentrati che, per effetto della fotosintesi clorofilliana, producono enormi quantità di ossigeno nelle ore diurne. L'ossigeno prodotto per fotosintesi si scioglie nell'acqua del mare e passa poi nell'atmosfera seguendo gli equilibri chimico-fisici. Elevate quantità di ossigeno disciolto in acqua, lungi dall'essere dannose, indicano, appunto, una forte presenza di organismi vegetali in attiva fotosintesi. Sul fondo, la decomposizione del particolato organico sedimentato e la respirazione degli organismi bentonici consumano l'ossigeno disciolto. In presenza di stratificazione delle acque, e quindi di scambi difficoltosi degli strati più vicini al fondo con quelli più ossigenati della superficie, si può arrivare all'ipossia od alla completa anossia di vaste aree di fondale. La distribuzione spaziale di queste zone anossiche è in relazione alla precedente distribuzione delle masse algali ed alla conseguente sedimentazione sul fondo delle alghe morte, in stretta dipendenza con le correnti marine (AA.VV., rapporti annuali). Questa situazione può avere pesanti ripercussioni sugli organismi marini bentonici che non possono risalire verso gli strati superficiali. Il limite superiore previsto dal D.P.R. 470/82 per questo parametro può essere facilmente superato in caso di fioritura algale, ma il limite inferiore può essere superato in caso di trasporto verso riva di acque anossiche dal fondale legato a condizioni meteo marine particolari (venti di libeccio che sul versante occidentale dell'Adriatico generano fenomeni di "upwelling"). Le diverse quantità di ossigeno disciolto non hanno alcuna conseguenza diretta sulla salute del bagnante. La presenza di organismi marini agonizzanti o in putrefazione sulla battigia, però, oltre ad aumentare il rischio di infezioni da germi opportunisti, non rappresenta certamente uno spettacolo invitante per le attività balneari. Anche le variazioni di colore delle acque non sono necessariamente legate a fattori che possono avere implicazioni igienico - sanitarie. Possono dipendere dalla risospensione di materiale sedimentato a causa del moto ondoso (in particolare

nell'Adriatico nord-occidentale che ha fondale basso e sabbioso) o dalla stratificazione di acque dolci contenenti argille sospese provenienti dall'entroterra. In tali casi le acque possono assumere tinte giallo-grigiastre. Le fioriture algali tipiche dell'alto e medio Adriatico, invece, possono colorare le acque di rosso, marrone, verde, in relazione alle caratteristiche cromatiche della specie fitoplanctonica prevalente. In Adriatico non è ancora stato osservato (ma potrebbe pur sempre verificarsi) che specie algali responsabili di fioriture producano biotossine pericolose per i bagnanti. E' stato quindi ritenuto più ragionevole, in presenza di un programma di sorveglianza sulle alghe aventi possibili implicazioni igienico - sanitarie, per determinare l'idoneità del corpo idrico alla balneazione, non tenere conto del parametro "colorazione" qualora variazioni anomale di esso siano attribuibili esclusivamente a manifestazioni di fioriture algali (D.L. 155/88). Alcune Regioni, prima fra tutte l'Emilia Romagna che già da tempo si è attrezzata per il monitoraggio algale, con la Motonave Daphne (ora Struttura Oceanografica Daphne dell'Arpa), hanno quindi chiesto ed ottenuto le deroghe ai limiti previsti dal D.P.R. 470/82 per l'ossigeno disciolto e per la colorazione ai sensi dei Decreti Legge succedutisi. Per quanto riguarda la trasparenza delle acque, come per la colorazione, è ovvio osservare che questo parametro può essere influenzato sia dalle fioriture algali sia da fattori fisici geografici naturali quali le caratteristiche del sedimento marino - da cui dipende la possibilità di risospensione col moto ondoso o con le stesse attività natatorie e la vicinanza di foci fluviali che immettono particelle minerali che rimangono a lungo in sospensione (argille). Anche le variazioni di questo parametro, in modo simile a quanto rilevato per l'ossigeno disciolto e la colorazione, dunque, non comportano necessariamente pericoli per la salute pubblica.

2.5 Deliberazioni della regione Emilia Romagna

Ai sensi del DPR 470/82 la Regione Emilia Romagna ha approvato la mappa degli scarichi dei corsi d'acqua e dei punti di campionamento ai fini del controllo di qualità delle acque di balneazione con deliberazione della Giunta Regionale n. 1313 del 13.3.84. In seguito ha deliberato l'idoneità alla balneazione delle zone costiere sottoposte a controllo (D.G.R. n. 999/87) escludendo il solo tratto costiero del territorio del Comune di Goro. Con D.G.R. n. 1233 del 20.3.90 ha dichiarato non idonei alla balneazione i tratti di mare antistanti le foci dei corsi d'acqua e lo sbocco dei porti-

canale, in considerazione dei risultati delle ricerche effettuate. Nella medesima delibera viene dato mandato ai Sindaci di determinare l'ulteriore ampiezza della zona di divieto, da ciascun lato dei tratti di mare inidonei, in base alle analisi fatte o da fare. I Sindaci, nello stesso atto, vengono altresì invitati a sospendere per 48 ore la balneazione nelle zone interessate da scaricatori di piena in occasione di violenti temporali, anche senza attendere l'esito delle analisi. La deliberazione del 1991 (D.G.R. n. 595 del 19.3.91) riprende quanto detto in precedenza, senza novità sostanziali. La delibera 1158 del 31 marzo 1992, che fa seguito all'aggiornamento delle norme tecniche dettato dal Ministero della Sanità con decreto del 29.1.92, modifica, invece, decisamente le normative precedenti:

- ✓ Le zone vietate permanentemente alla balneazione per motivi igienico-sanitari vengono individuate come segue: - il tratto costiero del Comune di Goro; i tratti di costa interessati da foci di corpi idrici superficiali sino a 50 metri a nord ed a sud delle stesse immissioni (per alcuni fiumi il divieto riguarda tratti più estesi). Sono altresì vietati i tratti di mare antistanti i porti - canale (in quanto soggetti al transito di imbarcazioni) e la zona del ravennate interessata da servitù militare.
- ✓ I punti di campionamento, che prima erano posizionati a 150-200 metri dagli sbocchi degli immissari, ora vengono fissati, in genere, a 50 metri a nord ed a sud delle foci, comunque in corrispondenza dell'inizio del tratto vietato permanentemente. I porti-canale, in quanto vietati (solo all'interno dei due moli) per motivi non di carattere igienico-sanitario e protetti da lunghi moli che ne disperdono al largo il contributo, mantengono i precedenti punti di prelievo, in genere a 100 metri a nord ed a sud dei moli, pur se interessati dalla immissione di corpi idrici superficiali.
- ✓ Vengono aggiunti punti di prelievo davanti agli scaricatori di piena o altri immissari attivi saltuariamente (in caso di forti piogge). I punti di prelievo complessivi lungo il litorale dell'Emilia Romagna passano dunque dai 77 precedenti a 96.

Dopo il 1992 le delibere regionali, adottate all'inizio di ogni nuova stagione balneare, non hanno apportato modifiche sostanziali. Dalla stagione balneare 1994 in poi viene eliminato il punto di campionamento n° 64 (scaricatore Matrice), a nord della foce del fiume Marecchia, nel riminese, in quanto lo scarico era stato inattivato e comunque il punto di prelievo che lo riguardava era sovrapponibile al punto di campionamento successivo, a 50 metri a nord della foce. I punti di prelievo diventano così 95.

2.6 DL n. 116/08

Il Decreto Legislativo n. 116 del 30 maggio 2008, in attuazione della Direttiva europea 2006/7/CE, ha introdotto modifiche sostanziali nella gestione e valutazione della qualità delle acque di balneazione. In particolare, all'All. 1 vengono individuati i parametri di monitoraggio necessari alla definizione del giudizio di idoneità (enterococchi intestinali ed escherichia coli); all'All.2 viene invece definita la metodologia per la valutazione e classificazione della acque di balneazione.

2.6.1 Novità rispetto alla normativa in vigore(D.P.R. 470/82 e s.m.i.)

Valutazione di solo 2 parametri batteriologici: Escherichia coli ed Enterococchi intestinali (più specifici come indicatori di contaminazione fecale) Frequenza dei controlli almeno ogni 4 settimane durante la stagione balneare, secondo un prestabilito calendario, per un numero minimo di 4 campioni all'anno per punto di prelievo. Giudizio di qualità basato su nuovo calcolo statistico (Valutazione del 95° percentile (o 90° percentile) della normale funzione di densità di probabilità (PDF) log 10 dei dati microbiologici)Classificazione delle acque annuale sulla base dei dati delle ultime 3-4 stagioni balneari. Analisi integrata d'area

Ai sensi degli artt. 4 e 6 e dell'All. IV del D.Lgs. 116/08, è inoltre di competenza regionale la definizione di un programma di monitoraggio prima dell'inizio di ogni stagione balneare. In particolare, deve essere definita la durata della stagione balneare e il calendario di monitoraggio, tenendo conto che le date di prelievo devono essere distribuite nell'arco di tutta la stagione balneare, con un intervallo tra le date di prelievo che non superi mai la durata di un mese. Con DGR 108/2009 è stato approvato il calendario di monitoraggio relativo alla stagione balneare 2009.

In attesa della piena attuazione dei contenuti del D. Lgs. 116/08, sulla base delle indicazioni del Ministero del Lavoro della Salute e delle Politiche Sociali, il programma di monitoraggio relativo alla stagione balneare 2009 dovrà essere ancora effettuato secondo quanto previsto dal DPR 470/82. I parametri ossigeno, pH, colorazione e trasparenza di cui al DPR 470/82 dovranno continuare ad essere monitorati, senza comunque essere rilevanti ai fini del giudizio di idoneità alla balneazione. Il DPR n. 470 del 1982 prevede la concessione di deroghe nel caso in cui vengano superati i valori relativi ad alcuni parametri per motivi derivanti da fenomeni naturali accertati. In

particolare, secondo quanto previsto all'art. 9, è consentita la deroga ai valori fissati nell'All. 1 per i parametri pH, colorazione e trasparenza in caso di condizioni geologiche o geografiche eccezionali. Il medesimo decreto prevede inoltre che il giudizio di idoneità alla balneazione possa essere esteso anche a quei corpi idrici che presentano valori di saturazione dell'ossigeno disciolto superiori al valore limite fissato nell'All. 1. La facoltà di deroga è subordinata all'attivazione di un programma di sorveglianza specifico per il controllo dell'eutrofizzazione e i criteri per la definizione di tale programma sono definiti con DM del 17 giugno 1988.

Dall'anno 2007, con l'emanazione del D. Lgs. 94 del 11 luglio 2007, in sede di svolgimento delle indagini per determinare i potenziali rischi per la salute umana, il parametro ossigeno disciolto di cui al DPR 470/82 risulta non più rilevante ai fini del giudizio di idoneità per l'individuazione delle zone di balneazione delle acque. Il decreto prevede in ogni caso che vengano adottate misure di gestione adeguate, che includono la prosecuzione delle attività di controllo algale e l'informazione al pubblico.

Il Decreto Legislativo n. 116 del 30 maggio 2008, in attuazione della Direttiva europea 2006/7/CE, ha introdotto modifiche sostanziali nella gestione e valutazione della qualità delle acque di balneazione. In particolare, all'All. 1 vengono individuati i parametri di monitoraggio necessari alla definizione del giudizio di idoneità (enterococchi intestinali ed escherichia coli); all'All.2 viene invece definita la metodologia per la valutazione e classificazione della acque di balneazione. In attesa della piena attuazione dei contenuti del D. Lgs. 116/08, sulla base delle indicazioni del Ministero del Lavoro della Salute e delle Politiche Sociali, l'idoneità alla balneazione è ancora regolata dal DPR 470/82.

CAPITOLO 3

SITEMA FOGNARIO DELLA CITTA' DI RIMINI

3.0 La città di Rimini

Anticamente la città di Rimini era circondata da due corsi d'acqua principali: il Marecchia, che scorre a ovest della città, e l'Ausa che invece transita a est della stessa. Inoltre erano presenti una serie di fosse che attraversavano trasversalmente tutto il territorio e facevano defluire le acque meteoriche direttamente in mare. In tempi relativamente recenti si sono apportate due modifiche significative che hanno permesso l'espansione urbanistica della stessa città:

- ✓ Deviazione del fiume Marecchia con la creazione del porto canale.
- ✓ Deviazione del fiume Ausa nel Marecchia.



Fig. 3.1: Suddivisione della rete fognaria di Rimini: Rimini Nord, Centro e Sud.

Ad oggi le fosse, tutte tombinate, sono parte integrante del reticolo fognario della città. Attualmente si è suddivisa la rete fognaria di Rimini in tre settori:

- ✓ Rimini Nord.
- ✓ Rimini Isola.
- ✓ Rimini Sud.

Nonostante, già a partire dal 1972, siano stati realizzati numerosi lotti funzionali del Progetto Generale della Fognatura, finalizzati sia ad adeguare progressivamente il territorio al nuovo strumento di pianificazione vigente, sia a rispondere alle nuove criticità idrauliche determinate dalle espansioni urbanistiche, sono ancora numerose le problematiche che si manifestano nel territorio del Comune di Rimini, a causa sia di fenomeni idrodinamici che di fattori igienico-sanitari. Tali criticità sono destinate ad amplificarsi ulteriormente in seguito alle importanti realizzazioni urbanistiche già programmate e di prossima attuazione.

Si colloca in tal contesto l'aggiornamento ed l' integrazione del Piano Generale del Sistema Fognario del Comune di Rimini, con l'obiettivo di fornire alla Amministrazione Comunale uno strumento di pianificazione territoriale, mediante il quale possa definire un programma di interventi sulla rete fognaria e sul reticolo idrografico minore (consortile), con lo scopo di massimizzare la redditività degli investimenti in un'ottica di risanamento globale del territorio e contenimento dei rischi di natura idraulica.

3.1 Contenuti del Piano Generale della Fognatura

La redazione di un Piano Generale include una serie di attività eterogenee che richiedono competenze di tipo interdisciplinare, le quali, unitamente, concorrono alla individuazione di una scelta progettuale ideale.

I contenuti del Piano Generale sono intesi, pertanto, principalmente a:

- 1) individuare le opere da realizzarsi, sia in un'ottica di lungo periodo che in una di breve periodo, al fine di limitare le criticità ambientali ed idrauliche che esistono nel territorio;
- 2) prevedere le infrastrutture nelle aree attualmente sprovviste o inadeguatamente servite dalla fognatura e nelle zone di espansione futura;

- 3) razionalizzare gli impianti a rete, prevenire i disservizi causati da mancanza di energia elettrica;
- 4) fornire gli strumenti per la corretta pianificazione degli interventi, in sintonia con i piani di sviluppo urbanistico e con i livelli di priorità assegnati ai vari problemi da risolvere, in modo di conseguire la massima efficacia delle opere realizzate ed il migliore rapporto costi/benefici;
- 5) dotare l'Amministrazione comunale di modelli matematici, implementabili con le modifiche via via introdotte nel sistema, in grado di dare in tempo reale la previsione della "reattività" delle reti idrauliche a fronte degli eventi meteorici.

Sono inoltre proposti i seguenti interventi:

- 1) Sistemazione del reticolo idrografico minore (fosse consortili):
 - Interventi relativi alla diversione dei bacini idrografici;
 - Interventi relativi alla modulazione delle portate in tempo di pioggia;
 - Interventi relativi all'introduzione di impianti idrovori;
 - Interventi relativi agli scarichi in mare.
- 2) Interventi sulla rete fognaria (acque reflue):
 - Interventi sulla rete fognaria pubblica principale e secondaria;
 - Interventi relativi agli impianti di sollevamento e rilancio delle acque nere e miste;
 - Interventi relativi alla diversione e al trattamento delle acque di prima pioggia;
 - Interventi relativi agli allacci delle utenze private;
 - Interventi relativi agli impianti di trattamento e depurazione, risanamento igienico per agglomerati e case sparse.

Gli interventi elencati hanno anche valenza sul piano della tutela ambientale.

3.2 Criticità del sistema fognario

La configurazione planimetrica della rete fognaria del Comune di Rimini, adeguandosi all'orografia del territorio, ha una struttura di tipo perpendicolare, tipica dei centri urbani rivieraschi degradanti verso il mare, ove i collettori principali di drenaggio sono costituiti dalle fosse consortili, le quali, una volta entrate nel tessuto urbano, nel tempo hanno assunto anche la funzione di condotte fognarie. Come noto, la commistione tra le acque naturali e quelle reflue urbane comporta, da sempre, delle notevoli problematiche idrauliche che si ripercuotono su tutte le componenti della rete. Ne consegue che la

principale criticità del sistema di drenaggio della Città è insita nella sua struttura tipologica che deve essere, necessariamente, modificata.

La rete fognaria di Rimini si caratterizza, anche, per delle ulteriori problematiche, le quali, schematicamente, possono essere così raggruppate:

- a) criticità di tipo strutturale;
- b) criticità di tipo igienico-sanitario e paesaggistico;
- c) criticità dovute alla vetustà della rete;
- d) criticità locali;

3.2.1 Criticità strutturali

Sul territorio del Comune di Rimini sono presenti un numero estremamente elevato di impianti di sollevamento per le acque reflue. Ciò è determinato sia dalla conformazione territoriale pianeggiante della città, sia dalla modalità di convogliamento delle acque reflue, che privilegia un sistema di sollevamenti disposti in serie che rilanciano i reflui sino agli impianti di depurazione. Tale struttura fognaria risulta alquanto “delicata” poiché, qualora si registri un malfunzionamento su un impianto terminale, il disservizio non può che riflettersi a catena su tutti gli impianti e i relativi bacini afferenti a quest’ultimo. Ne consegue che il livello di vulnerabilità del sistema è estremamente elevato.

3.2.2 Criticità igienico–sanitario e paesaggistico

La commistione delle acque provenienti dal reticolo idrografico naturale con quelle urbane, viene resa ancor più gravosa dal fatto che la rete di Rimini è prevalentemente di tipo misto. Infatti, dal punto di vista igienico-sanitario e paesaggistico, la separazione solo parziale e peraltro non del tutto efficiente delle reti fognarie ha aggravato le condizioni igieniche, soprattutto lungo la fascia costiera, per la presenza di liquami fognari, convogliati dalle fosse insieme alle acque bianche. Durante i periodi di tempo asciutto le acque di magra sono intercettate per mezzo di paratoie automatiche o di clapet ed inviate tramite sollevamento meccanico alla depurazione; gli sbocchi delle tombinature sul litorale sono “mascherati” con ventole in vetroresina o metallo .



Figura 3.2: Paratoie a clapet allo sbocco su una fossa consortile.

Ciò, tuttavia, in molti casi non è sufficiente ad evitare trafile di acque inquinate e fuoriuscite di cattivi odori. Inoltre, a causa delle basse velocità nei tratti tombinati, si accumulano i materiali solidi ed i galleggianti che, in occasione delle piogge, quando le paratoie si aprono e le portate vengono scaricate a mare, inevitabilmente si depositano sull'arenile. In particolare si rileva, che la presenza di materiali grossolani, in relazione alla ripetuta entrata in funzione degli scaricatori di piena ed all'apertura dei relativi sbocchi a mare e nel sistema fluviale, necessari per consentire il deflusso dell'acqua presente in eccesso nel sistema fognario, determina una condizione di visibilità e di immediata percezione del fenomeno agli occhi del pubblico. Inoltre l'acqua, per raggiungere la linea di costa, si crea un alveo meandriforme che ne interrompe la continuità; questo, durante la stagione turistica, impone gravosi lavori di manutenzione, dopo ogni precipitazione, per lo sgombero dei detriti accumulati ed il ripristino dell'arenile. La presenza, seppur occasionale e di durata ed estensione limitata, di episodi di fioritura algale, che colorano le acque del mare in prossimità della battigia, formando strisce in balia delle correnti, evidenzia che la qualità delle acque del litorale non è ottimale. Questi eventi sono sicuramente innescati da contributi locali. Infatti, la "pressione" dell'entroterra, che si esercita per la massima parte attraverso il reticolo fluviale durante i periodi piovosi, può avere una notevole incidenza, ma è sicuramente

L'apporto civile, anche depurato, prodotto dalle rilevanti presenze turistiche dell'abitato prossimo al litorale a fornire i maggiori contributi di sostanze che consentono lo sviluppo localizzato del fitoplancton. Vi è, infine, da ricordare che tale situazione è aggravata dal fatto che la separazione delle reti, anche dove eseguita, è in genere incompleta ed insufficiente, in quanto gli allacciamenti delle utenze private frequentemente non sono separati ed i collettori di rete nera in molti casi recapitano in collettori di mista, bianca o nelle fosse.

3.2.3 Criticità dovute alla vetustà della rete

La vetustà delle condotte fognarie è una problematica che si riscontra in numerose città italiane. Sfortunatamente, tale criticità assume per Rimini una valenza estremamente significativa, come è evidenziato dalla seguente suddivisione per fasce di età delle tubazioni esistenti:

- il 49,6% delle condotte risulta posato prima del 1972
- il 10,4% delle condotte risulta posato tra il 1972 e il 1980;
- il 21,8% delle condotte risulta posato tra il 1980 e il 1990;
- il 18,2% delle condotte risulta posato tra il 1990 e il 2003.

Di queste circa il 45% sono in conglomerato cementizio posate prima del 1972, ed in prevalenza appartenenti alla rete mista, come si evince dai dati di seguito riportati:

- 68,9% dei collettori di rete mista sono in conglomerato cementizio e posati prima del 1972;
- 20,6% dei collettori di rete bianca sono in conglomerato cementizio e posati prima del 1972;
- 0,5% dei collettori di rete nera sono in conglomerato cementizio e posati prima del 1972.

Le criticità determinate da condotte vetuste e, molte volte, mal eseguite sono ben note:

- una scarsa tenuta dei giunti,
- una insufficiente officiosità idraulica
- problemi strutturali.

Gli effetti della suddetta criticità si ripercuotono sostanzialmente su tutti i componenti della rete: ed in particolar modo agli impianti di sollevamento ed agli impianti di

trattamento, che possono essere sottoposti a problemi di efficiente funzionalità per il maggiore carico idraulico dovuto alle infiltrazioni nelle tubazioni.

3.2.4 Criticità locali

Le criticità locali sono delle “situazioni difficili” di tipo puntuale che derivano dalle problematiche più generali esposte nei capitoli precedenti.

Per completezza dell’informazione si ritiene, tuttavia, opportuno evidenziare quelle più significative:

- 1) presenza di una fossa tombata “Fossa Fontana”, in muratura di mattoni, risalente al periodo medievale e che sottopassa la stazione ferroviaria. Tale fossa convoglia i reflui collettati al sollevamento 1B e da qui all’impianto di depurazione. Le pessime condizioni statiche delle strutture murarie fanno temere che potrebbero insorgere problemi di instabilità con conseguenti crolli. L’occlusione dello speco che ne deriverebbe, determinerebbe ingenti allagamenti in tutte le aree a monte di essa;
- 2) presenza di più tratti in contropendenza presso il bacino del Sortie, in particolare in viale Bologna. Tali tratti costituiscono parte di uno dei collettori principali della rete nera e determinano la formazione di un profilo di rigurgito verso monte e un funzionamento della fognatura in pressione con tutti i problemi di ordine idraulico che ne conseguono;
- 3) presenza di un sifone per l’attraversamento del torrente Ausa, nei pressi della circonvallazione meridionale. L’attraversamento con sifone rappresenta sempre un punto molto delicato di una rete di fognatura; questo manufatto d’attraversamento comporta sempre rilevanti oneri di sorveglianza e gestionali in genere;
- 4) inefficiente separazione delle fognature presso il bacino di Via Zanzur, il cui impianto di sollevamento di acque bianche continua a sollevare liquami, specialmente nel periodo estivo;
- 5) scarico di emergenza dei sollevamenti Ceccarelli e Laurana all’interno del parco del Marecchia;
- 6) il tratto centrale del canale deviatore della fossa Cavallaccio nella fossa Brancona costituisce una insufficienza idraulica significativa. Inoltre risulta altrettanto idraulicamente insufficiente il tratto della fossa Brancona in corrispondenza dell’immissione in essa del deviatore della fossa Cavallaccio;

- 7) in tempo di pioggia e per eventi eccezionali, l'impianto di sollevamento Brancona viene by-passato, se si verifica un livello del mare maggiore uguale a +1.30 m s.m.m. si crea il rigurgito della rete che potrebbe generare allagamenti e mal funzionamenti della fognatura;
- 8) il collettore della fossa Viserbella risulta idraulicamente insufficiente; il collettore della fossa Sortie risulta idraulicamente insufficiente in corrispondenza di diverse sezioni;
- 9) il collettore della fossa Sacramora nella sua sezione centrale risulta idraulicamente insufficiente;
- 10) il territorio compreso fra via Coletti e la ferrovia Bologna-Rimini, lungo la fossa Matrice-Spule potrebbe essere interessato da frequenti allagamenti;
- 11) la zona di via Pratesi e via Calabria, lungo il Colonnella 1 è soggetta a frequenti allagamenti; al fine di ridurre questi eventi l'Amministrazione ha approntato un programma di interventi, ma si ravvisa la possibilità del verificarsi di altri allagamenti sia fra viale Settembrini e la ferrovia, sia a monte di via Flaminia;
- 12) l'attuale collettore principale della fossa Colonnella II (Secondo Macanno) non è in grado di trasportare le portate in gioco; gli interventi previsti produrranno sicuramente un beneficio sulla fossa, pur non risultando sufficienti;
- 13) il collettore principale della fossa Roncasso non è attualmente in grado di veicolare a mare la piena di progetto senza incorrere in fenomeni di allagamenti nel territorio attraversato;
- 14) in occasione di piogge brevi e intense si crea un allagamento concentrato che può arrivare a circa 50 cm dal piano stradale in Via Santa Chiara;
- 15) in occasione di piogge brevi e intense si crea un allagamento concentrato che può arrivare a circa 50 cm dal piano stradale in Corso D'Augusto;
- 16) in Via Castelfidardo (fossa Patara) si verificano sovente allagamenti;
- 17) le zone adiacenti a Rivabella sono soggette ad allagamenti;
- 18) le zone comprese tra piazzale Kennedy e il Porto canale sono soggette ad allagamenti;
- 19) Via Lodolini-Vandi è una zona depressa che, con frequenza di 3, 4 volte l'anno, si allaga per effetto di una rete molto superficiale.

3.3 Soluzioni studiate per risolvere le criticità

Nell'integrazione al piano generale della fognatura sono state proposte una serie di soluzioni, alle criticità sopra elencate, sia per quanto riguarda la rete di acque bianche sia la rete di smaltimento dei liquami. Per quanto riguarda le prime si sono individuate cinque possibili soluzioni (A, B, C, D, D'), mentre per le seconde si sono individuate tre possibili soluzioni (soluzione 1°, 2°, 3°).

3.3.1 Soluzione A

La Soluzione A è articolata nella seguente tipologia di interventi:

- 1) realizzazione di impianti di sollevamento in grado di pompare al largo in condizioni di mare alto (+1.30 m s.m.m.) la totalità delle acque bianche in arrivo a livello della litoranea, portata ottenuta dalla sovrapposizione del colmo di piena cinquantenario proveniente dal Forese con quello proveniente dalla zona urbana, avente tempo di ritorno fissato in 5 anni;
- 2) adeguamento dei collettori principali alle portate di progetto;
- 3) realizzazione di condotte sottomarine che spostino gli scarichi delle fosse 300 m al largo e comunque oltre la scogliera, e soppressione di alcuni scarichi.

3.3.2 Soluzione B

La Soluzione B è articolata nella seguente tipologia di interventi:

- 1) realizzazione di canali scolmatori;
- 2) adeguamento dei collettori principali alle portate di progetto;
- 3) sistemazione e/o spostamento oltre la scogliera degli scarichi delle fosse e soppressione di alcuni scarichi;
- 4) realizzazione di impianti di sollevamento in grado di pompare al largo in condizioni di mare alto (+1.30 m s.m.m.) la totalità delle acque bianche residue a valle degli scolmatori in arrivo a livello della litoranea.

3.3.3 Soluzione C

La Soluzione C è articolata nella seguente tipologia di interventi:

- 1) scarico a gravità delle acque "alte" (portate raccolte a monte dell'isoipsa +5.00 m s.m.m. circa) e realizzazione di impianti di sollevamento in grado di pompare al

largo in condizioni di mare alto (+1.30 m s.m.m.) la totalità delle acque “basse” raccolte fra l’isoipsa +5.00 m s.m.m. e la strada litoranea;

- 2) adeguamento dei collettori principali alle portate di progetto, realizzando per ogni fossa due linee parallele fra l’isoipsa +5.00 m s.m.m. e la strada litoranea, dedicate al passaggio delle acque alte, l’una, e al collettamento delle acque basse, l’altra;
- 3) realizzazione di condotte sottomarine che portino gli scarichi delle fosse (acque alte + acque basse) 300 m al largo e comunque oltre la scogliera, e soppressione di alcuni scarichi.

3.3.4 Soluzione D

La soluzione D riprende le linee generali già tracciate per la soluzione A, con la sola differenza di tarare l’intervento su una piena di progetto con tempo di ritorno 50 anni nel forese e 5 anni nella zona urbana, ma senza ipotizzare la sovrapposizione dei rispettivi colmi di piena. La finalità di questo scenario è stata quella di consentire una valutazione parametrica della riduzione dei costi di intervento collegata ad una diversa scelta dell’evento di progetto. In questa soluzione si riducono i costi legati al sollevamento meccanico delle acque in arrivo alla strada litoranea ed al loro scarico al largo con condotta sottomarina.

3.3.5 Soluzione D’

La soluzione D’, che ha riguardato in particolare le fosse Sortie e Brancona, ha previsto l’introduzione di vasche di laminazione, allo scopo di ridurre ulteriormente i picchi di piena.

Nell’ambito dei *Criteri Informativi 2* sono state studiate e poste a confronto tre soluzioni alternative, che qui di seguito si riepilogano.

3.3.6 Soluzione 1°

La soluzione 1° è quella che affronta in maniera più radicale e risolutiva le criticità della rete fognaria della Città di Rimini. Gli interventi previsti nell’ambito di tale soluzione 1° sono:

- 1) separazione totale delle reti fognarie tramite la posa di nuove condotte di nera e la trasformazione delle condotte di mista in condotte di bianca, ad eccezione del Centro Storico della Città ove si mantiene l'attuale struttura fognaria mista;
- 2) riabilitazione o sostituzione delle condotte di nera e bianca ammalorate;
- 3) ripristino degli allacci e caditoie secondo regola d'arte e norma;
- 4) adeguamento degli impianti di sollevamento là dove si ritengono insufficienti al sollevamento della portata che si intende inviare alla depurazione;
- 5) installazione di gruppi elettrogeni nei sollevamenti;
- 6) costruzione di un nuovo collettore principale a Rimini Isola, realizzazione di un nuovo sollevamento in via Zavagli e dismissione dei sollevamenti Laurana e Matteotti;
- 7) realizzazione di vasche per acque di prima pioggia

Tale scelta teorica può, tuttavia, essere in parte inapplicabile a causa del non ottimale stato di conservazione delle tubazioni miste esistenti, essenzialmente di materiale cementizio, che risalgono per lo più ad un periodo antecedente al 1972. Sono note, infatti, le infiltrazioni nelle tubazioni dovute a giunture tra le condotte, che determinano un aumento dei volumi di refluò trattati dagli impianti a servizio della Città. Sfortunatamente non esiste da parte dell'Ente Gestore (Hera S.P.A) un sistema di monitoraggio della rete, che definisca lo stato attuale delle condotte fognarie del Comune. Solo attualmente si sta sviluppando un piano operativo manutentivo che, con approccio statistico, possa giungere ad una valutazione globale, area per area, dello stato della rete in termini di efficienza statica ed idraulica delle tubazioni. Poiché tali reti fognarie si svilupperanno distintamente in destra e sinistra idraulica della fossa consortile di riferimento, ove necessario saranno disposti degli impianti di rilancio delle acque reflue oltre la fossa, con recapito all'impianto di sollevamento di pertinenza di tutto il bacino scolante. Contestualmente alla posa in opera di nuove condotte fognarie nere, dovranno essere realizzati tutti gli allacciamenti fognari conformemente al *Regolamento della disciplina degli scarichi in pubblica fognatura*. Per il Centro Storico della Città, ove si prevede il mantenimento della tipologia fognaria di tipo misto, si ritiene opportuno procedere, per quanto tecnicamente possibile, con un approccio metodologico di riabilitazione delle condotte. Inoltre, in accordo con quanto previsto dalla normativa vigente, si prevede di inviare al trattamento le acque di prima pioggia e

di dilavamento, che all'uopo verranno invase in apposite vasche di prima pioggia poste nei tratti terminali delle fossi consortili, prima di essere indirizzate agli impianti. Sono, infine, da prevedersi la realizzazione/ristrutturazione degli impianti di sollevamento in ragione alle aumentate portate da inviare alla depurazione. Le opere proposte nella soluzione 1° comportano un costo complessivo molto cospicuo che non può che venire coperto mediante successivi finanziamenti parziali. Ciò pone il problema della realizzazione per stralci successivi, non escludendo che possano intercorrere anche periodi di tempo molto lunghi tra la realizzazione di un lotto ed il successivo. La complessità della soluzione in esame deve inoltre trovare concordi tutti gli enti attuatori e tutte le parti coinvolte sia esse pubbliche che private. A tal proposito non si può non rilevare come per quelle parti di rete fognaria già separata, l'Ente Gestore della rete riscontri problematiche di commistione di acque meteoriche ed acque nere, in particolar modo nel periodo estivo, constatando in ultima analisi una mancata separazione totale della rete. Tale fenomeno costituisce una situazione di estremo pericolo ambientale, perché si corre il rischio di sversare acque reflue nel mezzo recipiente finale senza trattamento alcuno. E' evidente, quindi, che per la buona riuscita dell'intervento sarà necessaria, quanto mai, una ferma vigilanza tecnica sulle disposizioni di separazione, come riportato nella *Legge 152/99*.

3.3.7 Soluzione 2°

La soluzione 2° può essere definita come una tipologia di intervento "intermedia", in quanto viene mantenuta l'attuale struttura di rete mista presso Rimini Sud, procedendo ad una separazione delle reti unicamente per Rimini Nord e per le aree di nuova urbanizzazione. Gli interventi previsti nell'ambito della soluzione 2° sono:

- 1) separazione della rete fognaria di Rimini Nord tramite la posa di nuove condotte di nera, laddove non presenti, e la trasformazione delle condotte di mista in condotte di bianca;
- 2) riabilitazione o sostituzione delle condotte bianche e/o nere ammalorate lungo la rete di Rimini Nord;
- 3) riabilitazione o sostituzione delle condotte di nera, bianca e mista ammalorate lungo la restante parte della rete;
- 4) ripristino degli allacci e caditoie secondo regola d'arte e norma;

- 5) realizzazione di reti di tipo separato nelle nuove urbanizzazioni;
- 6) adeguamento degli impianti di sollevamento là dove si ritengono insufficienti al sollevamento della portata che si intende inviare alla depurazione;
- 7) installazione di gruppi elettrogeni nei sollevamenti;
- 8) costruzione di un nuovo collettore principale a Rimini Isola, realizzazione di un nuovo sollevamento in via Zavagli e dismissione dei sollevamenti Laurana e Matteotti;
- 9) realizzazione di vasche per acque di prima pioggia;
- 10) realizzazione di manufatti scolmatori e collettori in fregio alle fosse là dove la rete rimane mista.

La soluzione 2° si differenzia, rispetto alla precedente, in quanto prevede l'attuazione della separazione della rete fognaria limitatamente all'area Nord della Città. In realtà l'intervento costituisce un naturale completamento di un processo di separazione della rete, che nel corso degli anni '90 ha avuto luogo nel territorio di Rimini Nord. Nelle restanti parti di rete fognaria della Città si prevede di mantenere il sistema di tipo misto, realizzando, ove necessario, degli interventi di sostituzione/riabilitazione di condotte ammalorate. L'opportunità di tale intervento è dovuta al fatto che le acque di balneazione di Rimini Nord sono qualitativamente inferiori rispetto a quella di Rimini Sud, a causa principalmente della presenza di scogliere a protezione del litorale contro i marosi, che determinano un insufficiente ricambio di acqua in mare.

3.3.8 Soluzione 3°

La soluzione 3° è caratterizzata da un "basso" profilo di intervento: si prevede essenzialmente di mantenere l'attuale struttura mista della rete fognaria procedendo alla riabilitazione e/o sostituzione delle condotte fognarie esistenti ammalorate, di adeguare gli impianti di sollevamento in relazione alle aumentate portate di refluo e dotarli di gruppi elettrogeni. Inoltre si prevede la costruzione di un nuovo collettore principale a Rimini Isola, la realizzazione di un nuovo sollevamento in via Zavagli e la dismissione dei sollevamenti Laurana e Matteotti e la realizzazione di reti di tipo separato nelle nuove urbanizzazioni. Pertanto, gli interventi si riducono a quelli strettamente necessari. All'uopo, anche in questa soluzione si ritiene necessario procedere alla sostituzione/riabilitazione delle condotte in cemento antecedenti al 1972, al fine di

ridurre i fenomeni filtrazione e di exfiltrazione nelle condotte fognarie con riduzione delle portate parassite nelle tubazioni, nonché di riduzione dei rischi di inquinamento dell'acquifero. La soluzione può essere, pertanto, definita come un'azione di intervento di breve termine giacché è possibile successivamente passare a soluzioni più impegnative.

CAPITOLO 4

RIMINI NORD, CENTRO, SUD

4.0 Sistema fognario Rimini Nord

A Rimini Nord vi sono sette scoli consortili, detti fosse, con foce diretta a mare:

- 1) Torre Pedrera Grande, con il proprio affluente fosso Valentina o Pedrera Piccolo (T. Pedrera 2);
- 2) Cavallaccio, le cui portate sono ormai state quasi completamente deviate e suddivise fra i bacini del Fontanaccia e del Brancona; la fossa è infatti stata chiusa;
- 3) Brancona;
- 4) Viserbella;
- 5) Sortie;
- 6) Sacramora;
- 7) Turchetta;
- 8) Matrice che scarica le proprie acque nel fiume Marecchia.

Queste confluiscono le acque reflue da monte a livello del mare dove sono presenti impianti di sollevamento che si occupano del rilancio delle stesse verso altri impianti più a monte: prima fino al 3A (in zona Viserba), successivamente al 4A, e al 5A, fino al sollevamento ISA, per poi confluire nel depuratore di Santa Giustina che si occupa esclusivamente del trattamento delle acque reflue di Rimini Nord. Allo sbocco di alcune delle fosse è presente un sistema di paratoie che in condizioni critiche consente lo scarico delle acque reflue in mare.

4.1 Schema di Funzionamento rete Fognaria Rimini Nord

Sono presenti diverse fosse (Torre Pedrera, Cavallaccio, Brancona, Viserbella) che rilanciano all'impianto di sollevamento 3A, altre che rilanciano all'impianto di sollevamento 4A e tutte le portate confluiscono all'impianto 5A, dal quale sono rilanciate all'impianto ISA dal quale vengono inviate al depuratore di Santa Giustina.

 = Fosse chiuse

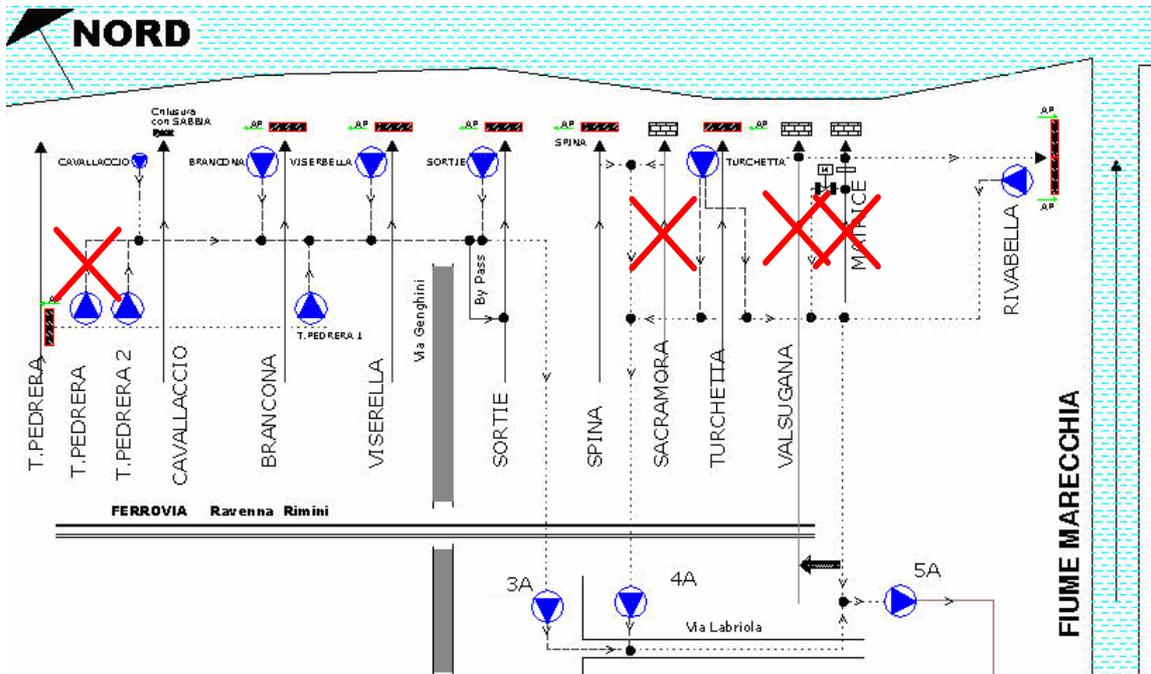


Fig. 4.1: Schema di funzionamento rete fognaria di Rimini Nord.

Sono presenti diverse fosse (Torre Pedrera, Cavalaccio, Brancona, Viserbella) che rilanciano all’impianto di sollevamento 3A, altre che rilanciano all’impianto di sollevamento 4A e tutte le portate confluiscono all’impianto 5A, dal quale sono rilanciate all’impianto ISA dal quale vengono inviate al depuratore di Santa Giustina. Si descrivono di seguito gli impianti così come descritti dal “manuale di conduzione” utilizzato da HERA Rimini per la gestione degli impianti stessi. Si fa presente che il funzionamento effettivo di alcuni impianti della rete fognaria (Descritti nel quinto capitolo) differiscono dal comportamento illustrato dal suddetto manuale di conduzione.

4.2 Torre Pedrera Grande

La fossa Pedrera Grande scorre a pelo libero tracciando il confine Nord del Comune di Rimini con il comune di Bellaria - Igea Marina. Nei circa 650 m terminali ha sezione rettangolare completamente rivestita in calcestruzzo. A 500 m dalla foce riceve in destra

idrografica il contributo della fossa Pedrera Piccolo. Un centinaio di metri più a valle, in sinistra idrografica, si incontra l'impianto di pompaggio che recapita una quota parte delle portate di piena del fosso Ortolani nel Pedrera Grande. Lo scarico della fossa Pedrera Grande avviene liberamente in spiaggia anche in condizioni normali, non esistendo un impianto che ne avvii le portate di tempo secco alla depurazione. Solo il contributo di tempo secco della fognatura mista raccolta fra l'immissione della fossa Valentina e la strada litoranea afferisce al sollevamento Torre Pedrera e da qui alla depurazione. Il sollevamento è composto da:

- 1) 1 paratoia: Si apre quando il livello sul collettore in ingresso, Torre Pedrera 1, raggiunge un livello prestabilito. La Paratoia 1 (inferiore) ha esattamente le misure e lo stesso tipo di funzionamento della vecchia paratoia, come invariati sono i livelli di apertura in automatico. La chiusura della Paratoia 2 (superiore) evita l'ingresso d'acqua in ogni condizione di livello della fossa Pedrera Grande.

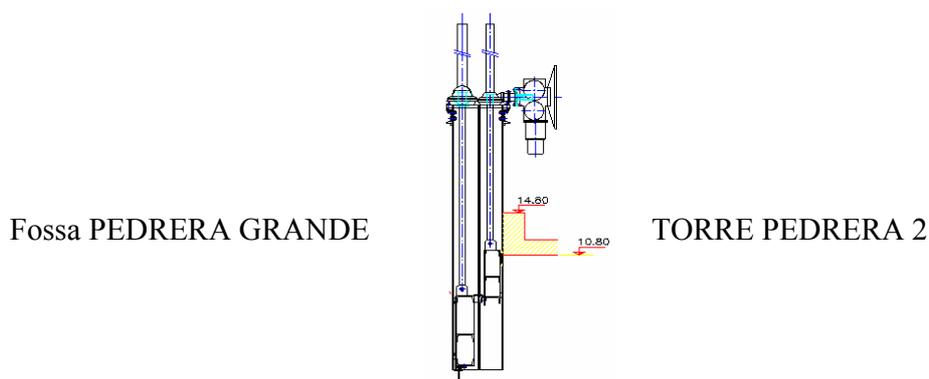


Fig. 4.2: Paratoie fossa Torre Pedrera Grande.



Fig. 4.3: Sonde paratoia fossa Torre Pedrera Grande.

- 2) 3 pompe: Parte per prima la P1, con il livello in salita parte la P2 o alternativamente la P3. Non è ammesso l'uso contemporaneo di 2 pompe. Tutte le pompe si fermano al minimo livello di arresto. L'impianto pompa al sollevamento 3A.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	CP3127.180 MT431	4.7 KW 10 A
P2 FLYGT	CP3152.180 MT430	13.5 KW 28 A
P3 FLYGT	CP3152.180	13.5 KW 28 A
Paratoia	Doppie separate	Tenuta 3 lati, 2 sensi

Impianto dotato di telecontrollo.

4.3 Torre Pedrera 2

Il sollevamento è composto di:

- 1) 4 pompe FLYGT 3152;
- 2) 1 torrino piezometrico;
- 3) 2 sonde per la misura dei livelli (vasca di aspirazione e by-pass);
- 4) 1 impianto di telecontrollo DMS7, con impianto radio.

Al primo livello parte una pompa (P1 o P3), al secondo livello parte una seconda pompa (P2 o P4). Attualmente sono abilitate due sole pompe, le altre sono da considerarsi riserve attive. L'impianto è collegato alla rete nera di Torre Pedrera, qualora la portata sollevata dall'impianto fosse inferiore a quella in arrivo, il liquame è deviato presso l'attuale sollevamento TORRE PEDRERA. In condizioni normali di funzionamento il livello in vasca non deve superare il livello del 20%. Il by-pass si attiva al 90%. Pompa all'impianto di sollevamento 3A.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	CP3152.181- 432	9 KW 19 A
P2 FLYGT	CP3152.181- 432	9 KW 19 A
P3 FLYGT	CP3152.181- 432	9 KW 19 A
P4 FLYGT	CP3152.181- 432	9 KW 19 A

Impianto dotato di telecontrollo.

4.4 Brancona e Cavallaccio

I due rami principali della fossa Brancona si uniscono in corrispondenza ad un agglomerato urbano ubicato a circa 1 km dalla costa, che attraversano tombinati. A valle della confluenza la fossa scorre a pelo libero fino a 50 m a monte dell'attraversamento ferroviario. Qui riceve in sinistra idrografica le acque della fossa Cavallaccio, per poi procedere, sempre intubata, fino a mare. A livello della strada litoranea viene intercettata da un impianto di sollevamento che avvia le portate di tempo secco alla depurazione. In corrispondenza agli eventi di piena, lo scarico avviene sulla battigia. Il bacino del Cavallaccio è sostanzialmente agricolo, tranne la sottile fascia costiera a valle della ferrovia che si presenta intensamente urbanizzata. Analogamente al fosso Valentina, il fosso Cavallaccio ha origine in prossimità della strada statale; prima di essere deviato nella fossa Brancona sfociava in mare nella zona di Torre Pedrera.

Brancona:

Il sollevamento è composto da:

- 1) 1 paratoia funzionante in automatico. Durante le piogge quando il livello dell'acqua arriva ad una quota stabilita la paratoia si deve aprire in automatico.
- 2) 2 pompe. Al primo livello parte una pompa, il secondo livello non abilita la partenza della seconda pompa: le pompe partono alternate, in ogni caso nel quadro locale un apposito selettore abilita la seconda pompa. In condizioni normali deve essere abilitata una sola pompa.

Il sollevamento pompa all'impianto 3A. Impianto dotato di telecontrollo.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	NP 3152.181-MT441	13.5 KW 27 A
P2 FLYGT	NP 3152.180-MT441	13.5 KW 28 A
P. ABS	MFVX352WKS	POMPA AGOTTAMENTO
AROS	SENTINEL 3	600 VA - Ups

Cavallaccio:

Questo impianto è formato da una pompa che viene messa in funzione solo nella stagione estiva. In questa fossa arriva solo acqua piovana o di falda. La pompa in camera stagna

parte in automatico per mezzo di due sonde capacitive. Pompa all'impianto di sollevamento 3A. La ditta preposta durante ogni controllo deve verificare che l'acqua non defluisca accidentalmente in mare.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 PARMA	P50 A-ET	1.5 KW

Impianto privo di telecontrollo.

4.5 Viserbella

Ubicato nella zona di Rimini nord, di piccole dimensioni, il sottobacino Viserbella è compreso tra il sottobacino Brancona e il sottobacino Sortie, e si estende dall'”*Italia in Miniatura*” fino al litorale. Il fosso Viserbella, completamente intubato per l'intero suo percorso, nasce nell'omonima località a circa 200 m a monte della ferrovia e prosegue fino a mare. A livello della strada litoranea la fossa viene intercettata da un impianto di sollevamento che avvia le portate di tempo secco alla depurazione; durante le piogge, quando il livello dell'acqua arriva ad una quota stabilita, una paratoia si apre in automatico permettendo lo scarico a mare, tramite una modesta condotta sottomarina (DN 20) ed un altrettanto modesto pompaggio al largo da 80 l/s.

Viserbella:

Quest'impianto è composto da:

- 1) 1 paratoia funzionante in automatico. Durante le piogge quando il livello dell'acqua arriva ad una quota stabilita la paratoia si deve aprire in automatico.
- 2) 3 pompe. Le prime due pompano liquame al sollevamento 3A mentre la terza pompa al largo.

Normalmente dovrebbe funzionare solo la pompa P1, quando invece parte la seconda pompa P2 localmente si accende una spia blu che può essere resettata.

L'accensione delle spia può significare:

- piove e la seconda pompa va in aiuto della prima;
- non piove e la prima pompa non è partita perché in avaria.

La pompa P3 si innesca al 34% del livello circa, parte per pompare liquame diluito con acqua piovana in mare. Questa pompa deve essere inserita in automatico solo quando vi è minaccia di pioggia. Deve partire solamente quando piove ed il livello è tale da far presumere un'imminente apertura della paratoia. Una spia gialla indica la partenza della pompa.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 PANELLI	OMNIA 3P4/0078	5 KW 8.4 A
P2 FLYGT	CP3126.180 MT431	5.9 KW 12 A
P3 FLYGT	CP3152.180 MT431	13.5 KW 28 A
P. ABS	MFVX352WKS	POMPA AGOTTAMENTO
EB.ELETTRONICA	EOS ACTIVE 100	600 VA - UPS

Impianto dotato di telecontrollo.

4.6 Sortie e Viserba

Il bacino Sortie, ubicato nella zona di Rimini nord, in un territorio dalle pendenze modeste, confina per un breve tratto con il Comune di Santarcangelo di Romagna a ovest, è limitato a sud dalla strada statale, e quindi si estende fino a mare. La superficie relativa alla fascia costiera è densamente urbanizzata; a monte della linea ferroviaria vi è invece una massiccia destinazione agricola del territorio. Lo scolo Sortie nasce nei pressi di Santa Giustina e sfocia a mare; è tubato nei tratti iniziale, finale e in alcuni tratti intermedi. Le portate di tempo secco vengono inviate alla depurazione tramite un impianto di sollevamento che intercetta le acque prima che sfocino a mare; in condizioni di piena una paratoia si apre per permettere lo scarico delle acque a mare. Diversamente dagli altri casi, lo scarico a mare della fossa Sortie ospita un porticciolo. Attualmente, ed in via provvisoria, il Sortie riceve in destra idrografica, all'altezza di Via Sacramora, il bacino di Viserba. Il bacino di Viserba raccoglie le acque delle nuove urbanizzazioni che gravitano attorno a Via San Martino in Riparotta. Le portate di piena di questo bacino vengono laminate subito a monte di Via Sacramora e da qui scaricate in via provvisoria nel Sortie, essendo destinate ad avere uno scarico a mare indipendente lungo l'asse di Viale Polazzi.

Sortie:

Il sollevamento è composto di:

- 1) 1 paratoia funzionante in automatico. Durante le piogge quando il livello dell'acqua arriva ad una quota stabilita la paratoia si deve aprire in automatico.
- 2) 2 pompe, una di scorta all'altra. 2 elettropompe .
- 3) Il sollevamento pompa all'impianto 3A. Impianto dotato di telecontrollo.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	CP3127.180 LT410	5.9 KW 12 A
P2 FLYGT	CP3127.180 LT410	5.9 KW 12 A
P. ABS	MFVX352WKS	POMPA AGOTTAMENTO

E' inoltre installata una paratoia d'intercettazione per il contenimento della rete fognaria ed avente la funzione di sfioratore di piena in presenza di eventi meteorici significativi.

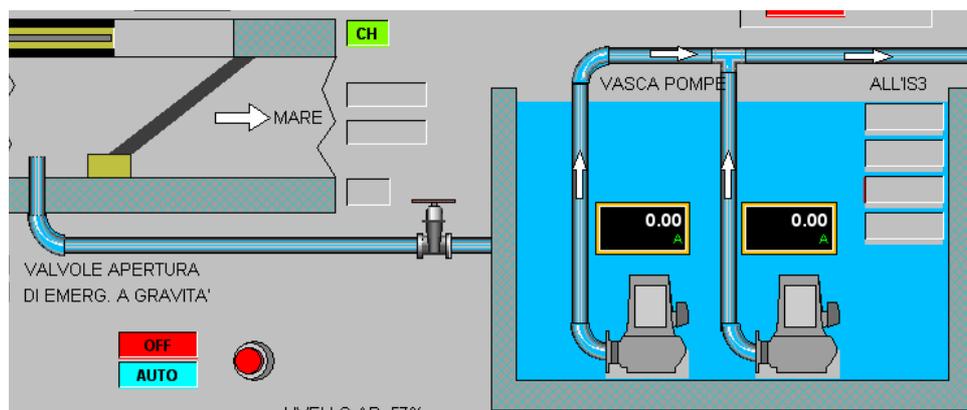


Fig. 4.4: Pompe e paratoia dell' impianto.

4.7 Sacramora e Turchetta

Ubicato nella zona di Rimini nord, il bacino Sacramora si estende in un territorio considerevolmente urbanizzato. Il collettore principale è intubato per oltre metà del suo percorso. Anche in questo caso le portate di tempo secco vengono inviate alla depurazione tramite un impianto di sollevamento; in condizioni di piena le acque vengono scaricate in mare tramite l'apertura di una paratoia. L'originario bacino della fossa è già stato

alleggerito in passato con l'introduzione dello scolmatore Sacramora – Turchetta, al quale afferiscono le zone fognate localizzate a Sud del Sacramora, fra la S.S. 16 e la ferrovia, e lo è stato ulteriormente con la creazione del nuovo bacino di Viserba attorno alla fognatura di Via San Martino in Riparotta. Il fosso Sacramora risulta tuttavia soggetto ad evidenti criticità idrauliche. Nella sua nuova configurazione, il bacino del Sacramora viene a non avere più un "forese" alle spalle della fascia urbana. Il bacino Turchetta è delimitato a sud per un tratto dalla strada statale e per un tratto dalla linea ferroviaria. La fossa Turchetta nasce a San Martino di Riparotta e scorre completamente intubata, fatto salvo un modesto tratto iniziale di 500 m circa; essa sfocia a mare in località San Giuliano. L'introduzione dello scolmatore del Sacramora esistente ha ampliato il bacino della fossa Turchetta, conferendole anche le zone fognate localizzate a Sud del Sacramora, fra la S.S. 16 e la ferrovia. In spiaggia si trova il sollevamento che porta le acque di tempo secco alla depurazione; durante gli eventi di pioggia, quando il livello dell'acqua arriva ad una certa quota, una paratoia si apre in automatico.

Turchetta:

L'impianto è costituito da:

- 1) 1 paratoia funzionante in automatico. La paratoia del sollevamento Turchetta può essere chiusa solo quando il suo livello scende al di sotto del livello di apertura della stessa.
- 2) 2 pompe. La pompa P1 è collegata con il collettore vecchio (collegamento al sollevamento 5A), la P2 è collegata con il collettore di ingresso al sollevamento 4A. A causa dell'aumento di portata è stata installata una nuova pompa sommersa collegata alla fognatura che trasporta liquame verso il sollevamento 4A. Sistema dotato di telecontrollo.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	CP3102	Gir 461 MT
P1 FLYGT	CP3102	Gir 461 MT
P. ABS	MFVX 352 WKS	POMPA AGOTTAMENTO

4.8 Matrice

Il bacino Matrice o Spule è ubicato appena a nord della foce del Marecchia, in un'area densamente urbanizzata. La fossa che lo attraversa è completamente intubata e nell'ultimo tratto devia verso il Marecchia, appena prima dello sbocco a mare di quest'ultimo. La rete di drenaggio è per lo più di tipo separato. Le acque bianche hanno due scarichi in Marecchia: uno a monte della ferrovia Bologna–Ancona e uno a livello della strada litoranea. In tempo secco le portate in arrivo alla litoranea vengono mandate alla depurazione tramite un impianto di sollevamento; durante le piogge si apre una paratoia che fa sì che la piena defluisca nel fiume Marecchia. Di fronte alle paratoie si deposita continuamente molta ghiaia, che non rende molto sicura la loro richiusura. Una delle criticità segnalate all'interno del bacino è la zona adiacente a Rivabella. Il bacino Matrice non ha un “forese”, essendo completamente urbanizzato.

Matrice:

La saracinesca pneumatica deve rimanere normalmente aperta ed essere chiusa in automatico quando il livello dell'acqua inizia a sfiorare sopra una soglia fissa. Per questo motivo una sonda ad ultrasuoni chiude la saracinesca ad un livello prestabilito (40% chiude e al 36% riapre). In attesa che sia completata la rete per adattarla all'impianto, appena piove la saracinesca va immediatamente chiusa. L'impianto è composto di una valvola pneumatica che collega la fossa Matrice (in futuro solo rete bianca) al collettore di rete nera collegato al sollevamento 5A, in pratica l'impianto è utilizzato per prelevare le acque di prima pioggia e deviarle presso i depuratori. Lo sfioro del sollevamento 5A è collegato su questa fossa.

La pompa di agottamento evita che la saracinesca vada a bagno.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P. ABS	MFVX 352 WKS	POMPA DI AGOTTAMENTO

4.9 Rivabella

L'impianto è costituito da:

- 1) 2 paratoie servocomandate con funzionamento automatico.
- 2) 2 pompe. Al primo livello parte la P1, al secondo livello si ferma la P1 e parte la P2. Durante le piogge quando il livello dell'acqua arriva ad una quota stabilita le paratoie si devono aprire in automatico. Il sollevamento pompa nella rete nera collegata all'impianto 5A.

Quando la paratoia si apre, il refluo defluisce nel fiume Marecchia.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	CP3102.180 MT430	3.1 KW 7.1 A
P2 FLYGT	CP3127.180 MT430	5.9 KW 12 A

Impianto dotato di telecontrollo.

4.10 Impianto di sollevamento 3A

L'impianto riceve liquame dai sollevamenti TORRE PEDRERA, TORRE PEDRERA 2, BRANCONA, VISERBELLA, SORTIE.

L'impianto ha 3 pompe e invia liquame al sollevamento 5A. Al primo livello parte la P.1 (pompa piccola) con il livello ulteriormente in salita anche la P.2 o P.3 (identiche), non è abilitato o ammesso il funzionamento contemporaneo delle pompe P2+P3.

4.11 Impianto di sollevamento 4A

L'impianto riceve liquame dai deviatori Sacramora, Spina e dal sollevamento Turchetta. E' composto di 3 pompe e invia liquame direttamente al Sollevamento 5A. Questo impianto deve essere lasciato sempre in automatico. Al primo livello parte una pompa al secondo livello partono due pompe, la terza pompa è sempre di scorta.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	NP 3140.180 MT433	9 KW 19 A
P2 FLYGT	NP 3140.180 MT433	9 KW 19 A
P3 FLYGT	CP 3127.180 LT410	5.9 KW 12 A

Impianto telecontrollato.

4.12 Impianto di sollevamento 5A

L'impianto pompa al sollevamento ISA. Il sollevamento è composto da n° 3 pompe che funzionano indipendentemente l'una dall'altra.

PORTATE DELLA POMPA 1 SOLLEVAMENTO N.5A

POMPA	ALIM.	TIPO DI REGOLAZIONE	ASSORB. ampere	PORTATA lt/sec
P.1	AL1	AUT VEL.REGOL.	335	400
P.1	AL1	MAN-PULS VEL.REGOL.	340	390

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 MARELLI	PF300C	160 KW 300A
P2 MARELLI	PF300C	160 KW
P3 MARELLI	PF300C	200 KW
P. FLYGT	C 52 LT	POMPA AGOTTAMENTO

Impianto telecontrollato.

4.13 Impianto di sollevamento 6A

L'impianto destinato a sollevare acqua nera dalla zona Celle è composto di n.3 pompe di caratteristiche idrauliche identiche e una griglia automatica. La massima portata di progetto sollevabile è stata stabilita in 80 lt/secondo. Al primo livello parte una pompa, con il livello in salita parte accoppiata in parallelo una seconda pompa, tutte partono alternate. Con il livello in discesa si fermano tutto con un unico livello. Questo sollevamento pompa liquame al sollevamento ISA. La griglia funziona in automatico con tempi di lavoro e di

pausa variabili mediante temporizzatori posti all'interno del quadro elettrico. Durante i controlli giornalieri verificare che il cassonetto di scarico della griglia sia sufficiente fino al controllo successivo. Il cassonetto pieno deve essere portato fuori del recinto del sollevamento..

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 FLYGT	CP 3201.120 - 452	22 Kw
P2 FLYGT	CP 3201.120 - 452	22 Kw
P3 FLYGT	CP 3201.120 - 452	22 Kw
CASTAGNETTI	VERTICALE	GRIGLIA CON TRAZIONE A CATENA
DONATI	Gru El. monorotaia	2000 Kg – Carro ponte

Impianto telecontrollato.

4.14 Impianto di sollevamento ISA

L'impianto di sollevamento ISA riceve il liquame dagli impianti di sollevamento 5A, 6A. È composto di 3 Pompe P.1 e P.2 da 275 Kw (0-570 lt/sec) e P.5 da 110 Kw (0-220 lt/sec).

Le pompe prelevano il liquame da 2 vasche di accumulo e da qui per mezzo di una tubazione di mandata in ghisa DN 1200, il liquame è trasferito all'impianto di depurazione di Santa Giustina. Sulla tubazione di mandata vi è un torrino piezometrico per eliminare i colpi d'ariete. Nei piazzali circostanti l'impianto, vi sono ubicati 2 piccoli impianti di sollevamento costituiti entrambi da 2 pompe sommerse tipo ABS. Il primo impianto preleva lo scarico di fondo della condotta di mandata per riportarlo nelle vasche di accumulo; infatti, qualora la tubazione di mandata debba essere riparata, il liquame da scaricare nel fiume Marecchia ammonterebbe a qualche migliaio di metri cubi. Il secondo impianto riceve liquame dal troppo pieno delle vasche di accumulo e lo riporta nelle stesse vasche.

Elenco macchine e apparecchiature strategiche

MACCHINA	TIPO	NOTE
P1 TERMOMECCANICA	Q 424	275 Kw 512 A 570 l/s
P2 TERMOMECCANICA	Q 424	275 Kw 512 A 570 l/s
P5 TERMOMECCANICA	Q 252	110 Kw 212 A 220 l/s
UPS		

Impianto dotato di telecontrollo.

4.15 Sistema Fognario Rimini Centro

Il territorio di Rimini Centro analizzato col modello matematico si può suddividere in:

- 1) una zona piuttosto ampia afferente al vecchio corso del torrente Ausa;
- 2) un piccolo bacino (Pradella) attualmente sprovvisto di scarico a mare, che recapita unicamente ad un impianto di sollevamento che avvia le acque alla depurazione;
- 3) la zona Isola.

4.16 Bacino Pradella

La ex fossa Pradella si trova fra il vecchio Ausa ed il Colonnella I ed è attualmente sprovvista di scarico a mare. Essa recapita unicamente ad un impianto di sollevamento da 40 l/s che avvia le acque alla depurazione.

Le pendenze del terreno nel territorio afferente alla fossa Pradella favoriscono l'accumulo delle acque meteoriche nella zona di Via Tobruck, particolarmente depressa. In questo modo, una certa parte delle acque meteoriche teoricamente afferenti alla fossa Pradella vengono sollevate nell'Ausa dal sollevamento di Via Zanzur.

4.17 Zona Isola

L'area urbana di Rimini Isola è delimitata a nord dal deviatore del fiume Marecchia, a sud dal Porto Canale, ad est dal mare e ad ovest dal vecchio alveo fluviale. Attualmente, all'interno di tale porzione del territorio, sono ubicati due impianti di sollevamento che rilanciano le portate reflue all'impianto di sollevamento 2B, ricadente nel bacino del fiume Ausa. Il sistema di drenaggio in esame serve una porzione del centro abitato di Rimini avente una popolazione di circa 10250 abitanti, distribuiti per lo più in modo uniforme e l'estensione complessiva del bacino è di circa 153 ettari. L'orografia del bacino è caratterizzata da basse pendenze e da due dolci declivi, uno rivolto verso il mare e l'altro verso il vecchio alveo del Marecchia, all'interno dell'omonimo parco. Il territorio è servito in gran parte da fognatura di tipo mista ed in piccola parte da fognatura separata.

4.18 Sistema Fognario Rimini Sud

Rimini Sud è solcata da quattro scoli consortili con foce diretta a mare, ovvero, procedendo da Nord a Sud:

- 1) il fosso Colonnella o Colonnella I;
- 2) il fosso Colonnella II o Secondo Macanno;
- 3) il fosso Rodella;
- 4) il fosso Roncasso.

La rete fognaria di Rimini Sud è costituita, nei suoi rami principali, da una serie di fosse (Rodella, Roncasso, Colonnella I, Colonnella II, Canale AUSA) i cui impianti di sollevamento rilanciano all'impianto 2B, il quale a sua volta rilancia al depuratore Marecchiese.

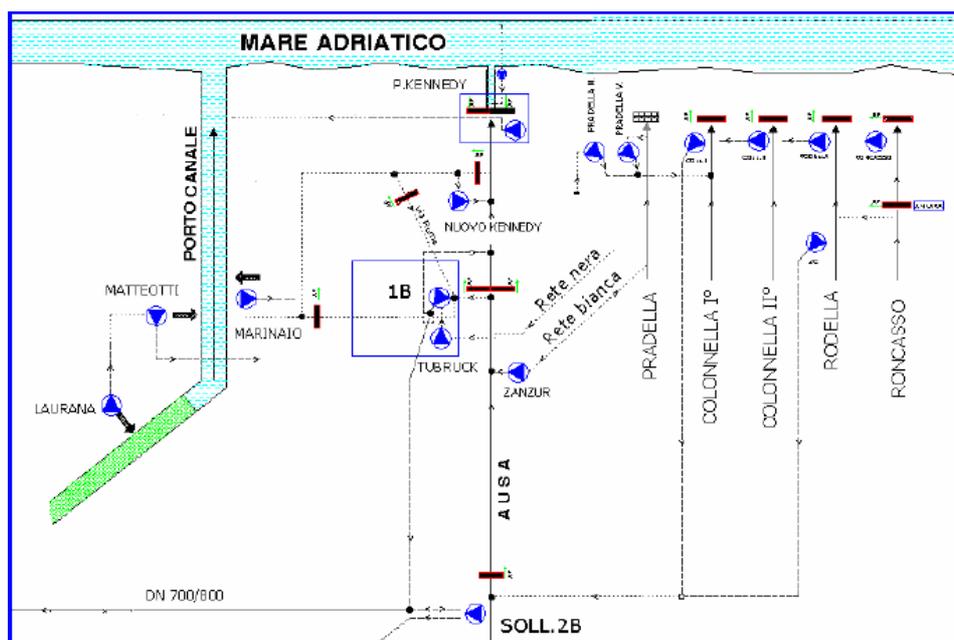


Fig. 4.5: Schema della rete fognaria di Rimini Sud.

4.19 Colonnella I

Ubicato nella zona di Rimini sud, il bacino del Colonnella I è delimitato a nord dal bacino del vecchio corso del Torrente AUSA e si estende in un territorio completamente e

densamente urbanizzato. Essendo l'intera superficie del bacino interessata da fognatura, non esiste un "forese" alle spalle della zona urbanizzata. La fossa Colonnella I scorre completamente intubata in una zona caratterizzata da una fitta urbanizzazione. Essa si compone di tre rami principali. Il ramo centrale prende origine circa 200 m a monte della Via Flaminia, mentre i due rami destro e sinistro vi si immettono, rispettivamente, subito a valle di viale Luigi Settembrini e poco a monte di viale Emilio Praga. Il contributo di tempo secco della fognatura mista viene inviato, tramite impianto di sollevamento, alla depurazione; lo scarico a mare delle acque di piena, pretrattato, viene permesso dall'apertura di una paratoia oleodinamica ubicata sulla fossa. Si tratta di acque "pretrattate" nel senso che sono prive della quota parte corrispondente alla prima pioggia.

4.20 Colonnella II

Ubicato nella zona di Rimini sud, si sviluppa in territorio principalmente urbano. La fossa Macanno ha origine nei pressi della zona artigianale di Villaggio I Maggio, e sfocia nel mar Adriatico tra Rimini Marina e Bellariva. La fossa è intubata a partire dal Center Gros. A favore di sicurezza si è mantenuto il tracciato della S.S. Adriatica come confine tra forese e zona urbanizzata. Un sollevamento porta i liquami di tempo secco alla depurazione; durante gli eventi di pioggia, quando il livello idrico arriva ad una certa quota, corrispondente alla diluizione prestabilita, una paratoia si apre in automatico e permette lo scarico a mare delle acque. Si intende quindi che si tratta di acque "pretrattate" nel senso che sono prive della quota parte corrispondente alla prima pioggia.

4.21 Rodella

Il collettore Rodella scorre a pelo libero fino all'aeroporto di Rimini, che poi sottopassa; da qui il Rodella si dirige a mare intubato. A valle della strada statale il territorio si presenta densamente urbanizzato. A fianco dell'aeroporto, a monte delle zone urbanizzate, è stata realizzata una vasca di laminazione delle piene da 28000 m³. Il bacino afferente al Rodella fino all'autostrada è stato deviato nel torrente Marano tramite un canale scolmatore,

assieme alle acque intercettate alla stessa altezza dalla fossa Roncasso. L'intervento, ultimato la primavera scorsa, è operativo a tutti gli effetti.

Il contributo di tempo secco della fognatura mista viene inviato, tramite impianto di sollevamento, alla depurazione; lo scarico a mare, pretrattato, delle acque di piena viene permesso dall'apertura di una paratoia.

4.22 Roncasso

Analogamente a quanto accade per la fossa Rodella, anche la fossa Roncasso scorre a pelo libero solo fino all'aeroporto. Da qui le sue acque raggiungono la costa intubate.

Il bacino afferente al Roncasso fino all'autostrada è stato deviato nel torrente Marano tramite un canale scolmatore, assieme alle acque intercettate alla stessa altezza dalla fossa Rodella. L'intervento, ultimato la primavera scorsa, è operativo a tutti gli effetti.

Il contributo di tempo secco della fognatura mista viene inviato, tramite impianto di sollevamento, alla depurazione; lo scarico a mare delle acque di piena viene permesso dall'apertura di una paratoia.

CAPITOLO 5

FUNZIONAMENTO DEGLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO DA TELECONTROLLO (T.L.C)

5.0 Visualizzazione dati derivanti dal telecontrollo

In seguito all'individuazione delle tag, sigle con cui si identifica ciascun impianto, si è proceduto allo scarico dei dati a storico relativi a tre periodi in corrispondenza di eventi di pioggia per ogni fossa di Rimini Nord:

- ✓ Dal 19/07/2008-25/07/2008
- ✓ Dal 13/08/2008-20/08/2008
- ✓ Dal 11/09/2008-22/09/2008

Si riportano di seguito, a titolo di esempio, i dati relativi all'impianto di sollevamento della fossa Torre Pedrera :

Risultati Storico Orario

-- SOLL. TORRE
PEDRERA -
ASSORBIMENTO
_13_M_MI_ASS1 POMPA 1

Ora	Valore	Valore minimo	Valore Massimo	Integrale	P2	P3
11/09/2008 0.00	0.72	0	8.6	34.4	0	0
11/09/2008 1.00	1.86	0	8.67	111.88	0	0
11/09/2008 2.00	0.59	0	8.6	34.02	0	0
11/09/2008 3.00	1.27	0	8.59	68.42	0	0
11/09/2008 4.00	0.6	0	8.63	34.29	0	0
11/09/2008 5.00	1.14	0	8.61	68.51	0	0
11/09/2008 6.00	1.14	0	8.58	68.34	0	0
11/09/2008 7.00	1.19	0	8.58	51.21	0	0
11/09/2008 8.00	2.56	0	8.58	153.56	0	0
11/09/2008 9.00	3.26	0	8.57	195.34	0	0
11/09/2008 10.00	2.83	0	8.59	169.72	0	0
11/09/2008 11.00	2.78	0	8.59	166.84	0	0
11/09/2008 12.00	2.53	0	8.61	152.08	0	0
11/09/2008 13.00	3.23	0	8.62	193.89	0	0
11/09/2008 14.00	3.24	0	8.62	194.66	0	0
11/09/2008 15.00	2.71	0	8.62	162.71	0	0
11/09/2008 16.00	2.56	0	8.66	153.84	0	0
11/09/2008 17.00	2.01	0	8.68	120.54	0	0
11/09/2008 18.00	2.38	0	8.65	142.65	0	0
11/09/2008 19.00	3.52	0	8.64	211.27	0	0
11/09/2008 20.00	3.55	0	8.63	212.82	0	0
11/09/2008 21.00	3.27	0	8.64	196.21	0	0
11/09/2008 22.00	2.5	0	8.61	149.91	0	0
11/09/2008 23.00	2.01	0	8.66	120.52	0	0
12/09/2008 0.00	0.9	0	8.64	43.04	0	0
12/09/2008 1.00	1.43	0	8.69	85.93	0	0
12/09/2008 2.00	0.71	0	8.65	42.84	0	0
12/09/2008 3.00	1.3	0	8.68	68.86	0	0
12/09/2008 4.00	0.59	0	8.64	34.01	0	0
12/09/2008 5.00	1.26	0	8.62	75.53	0	0
12/09/2008 6.00	0.57	0	8.59	34.36	0	0
12/09/2008 7.00	1.34	0	8.62	68.59	0	0
12/09/2008 8.00	2.95	0	8.67	176.85	0	0
12/09/2008 9.00	2.83	0	8.6	169.99	0	0

12/09/2008 10.00	3.51	0	8.58	210.84	0	0
12/09/2008 11.00	2.98	0	8.59	178.51	0	0
12/09/2008 12.00	2.95	0	8.61	176.97	0	0
12/09/2008 13.00	4.67	0	8.59	280.3	0	0
12/09/2008 14.00	4.7	0	8.62	281.88	0	0
12/09/2008 15.00	3.72	0	8.65	223.18	0	0
12/09/2008 16.00	3.1	0	8.63	185.76	0	0
12/09/2008 17.00	3.12	0	8.6	187.46	0	0
12/09/2008 18.00	4.38	0	8.64	262.51	0	0
12/09/2008 19.00	4.42	0	8.63	265.04	0	0
12/09/2008 20.00	3.8	0	8.61	228.2	0	0
12/09/2008 21.00	3.78	0	8.57	226.98	0	0
12/09/2008 22.00	3.56	0	8.64	213.61	0	0
12/09/2008 23.00	2.85	0	8.66	170.96	0	0
13/09/2008 0.00	2.74	0	8.64	128.56	0	0
13/09/2008 1.00	2.43	0	8.64	145.8	0	0
13/09/2008 2.00	2.15	0	8.68	129.25	0	0
13/09/2008 3.00	2.03	0	8.68	109.82	0	0
13/09/2008 4.00	2.42	0	8.68	137.68	0	0
13/09/2008 5.00	1.12	0	8.67	25.86	0	0
13/09/2008 6.00	2.86	0	8.62	85.84	0	0
13/09/2008 7.00	2.31	0	8.62	110.76	0	0
13/09/2008 8.00	3.98	0	8.72	238.95	0	0
13/09/2008 9.00	4.26	0	8.63	255.85	0	0
13/09/2008 10.00	3.96	0	8.65	237.88	0	0
13/09/2008 11.00	3.81	0	8.63	228.85	0	0
13/09/2008 12.00	3.86	0	8.68	231.33	0	0
13/09/2008 13.00	3.81	0	8.62	228.33	0	0
13/09/2008 14.00	3.8	0	8.65	227.82	0	0
13/09/2008 15.00	4.96	0	8.71	297.79	0	0
13/09/2008 16.00	5.81	0	8.66	348.39	0	0
13/09/2008 17.00	3.26	0	8.62	195.86	0	0
13/09/2008 18.00	2.7	0	8.62	162.21	0	0
13/09/2008 19.00	3.74	0	8.62	213.39	0	0
13/09/2008 20.00	3.14	0	8.63	188.43	0	0
13/09/2008 21.00	3.37	0	8.63	202.22	0	0
13/09/2008 22.00	3.13	0	8.62	188	0	0
13/09/2008 23.00	2.4	0	8.6	144.19	0	0
14/09/2008 0.00	2.65	0	8.63	127.38	0	0
14/09/2008 1.00	2.25	0	8.63	134.89	0	0
14/09/2008 2.00	1.41	0	8.6	84.83	0	0
14/09/2008 3.00	1.44	0	8.6	76.54	0	0
14/09/2008 4.00	1.32	0	8.6	76.85	0	0
14/09/2008 5.00	1.28	0	8.61	76.58	0	0
14/09/2008 6.00	1.7	0	8.62	102.03	0	0
14/09/2008 7.00	2.13	0	8.61	110.54	0	0
14/09/2008 8.00	2.84	0	8.61	170.67	0	0
14/09/2008 9.00	3.42	0	8.58	205	0	0
14/09/2008 10.00	3.55	0	8.64	213.29	0	0
14/09/2008 11.00	2.82	0	8.63	169.39	0	0
14/09/2008 12.00	3.39	0	8.66	203.27	0	0
14/09/2008 13.00	2.85	0	8.65	171.12	0	0

14/09/2008 14.00	3.27	0	8.65	196.11	0	0
14/09/2008 15.00	4.94	0	8.62	296.63	0	0
14/09/2008 16.00	3.26	0	8.61	195.47	0	0
14/09/2008 17.00	2.28	0	8.62	137.07	0	0
14/09/2008 18.00	2.28	0	8.64	136.86	0	0
14/09/2008 19.00	2.98	0	8.61	178.89	0	0
14/09/2008 20.00	3.49	0	8.57	209.13	0	0
14/09/2008 21.00	4.66	0	8.62	279.43	0	0
14/09/2008 22.00	2.65	0	8.62	158.84	0	0
14/09/2008 23.00	2.14	0	8.62	128.54	0	0
15/09/2008 0.00	2.59	0	8.62	127.14	0	0
15/09/2008 1.00	2.8	0	8.61	167.87	0	0
15/09/2008 2.00	1.12	0	8.57	66.94	0	21.54
15/09/2008 3.00	0	0	0	0	0	0
15/09/2008 4.00	0	0	0	0	0	0
15/09/2008 5.00	1.04	0	8.92	62.35	22.31	21.67
15/09/2008 6.00	8.27	0	8.94	496.23	0	0
15/09/2008 7.00	8.84	8.67	8.92	450.65	0	0
15/09/2008 8.00	2.81	0	8.98	168.78	22.34	0
15/09/2008 9.00	0	0	0	0	22.2	0
15/09/2008 10.00	1.04	0	9.01	62.48	22.12	0
15/09/2008 11.00	4.61	0	9	276.63	22.05	21.89
15/09/2008 12.00	3.37	0	9	195.74	22.25	21.48
15/09/2008 13.00	0.45	0	8.94	26.75	22.23	0
15/09/2008 14.00	1.94	0	9.11	116.32	22.11	21.67
15/09/2008 15.00	4.74	0	9.04	284.26	0	21.45
15/09/2008 16.00	5.16	0	9	309.58	0	21.37
15/09/2008 17.00	6.02	0	8.94	361.49	0	21.48
15/09/2008 18.00	5.71	0	8.9	342.77	0	21.48
15/09/2008 19.00	2.92	0	8.88	175.37	0	21.36
15/09/2008 20.00	0	0	0	0	0	21.37
15/09/2008 21.00	2.24	0	9.07	134.58	22.31	21.23
15/09/2008 22.00	4.14	0	8.99	248.53	22.16	0
15/09/2008 23.00	0.59	0	8.81	35.26	22.23	0
16/09/2008 0.00	0	0	0	0	0	0
16/09/2008 1.00	0	0	0	0	0	0
16/09/2008 2.00	0	0	0	0	22.33	0
16/09/2008 3.00	5	0	9.04	265.11	22.18	0
16/09/2008 4.00	7.62	0	9	441.79	0	21.56
16/09/2008 5.00	6.76	0	8.83	175.81	0	21.36
16/09/2008 6.00	6.26	0	8.87	175.35	0	21.45
16/09/2008 7.00	5.81	0	8.94	290.48	0	21.58
16/09/2008 8.00	4.87	0	8.99	292.4	0	21.59
16/09/2008 9.00	0.75	0	8.98	44.73	0	21.48
16/09/2008 10.00	3.27	0	9	196.26	0	21.41
16/09/2008 11.00	4.44	0	9	266.45	0	21.45
16/09/2008 12.00	5.17	0	9	310.1	0	21.48
16/09/2008 13.00	5.32	0	9.02	318.9	0	21.52
16/09/2008 14.00	5.29	0	8.95	317.62	0	21.56
16/09/2008 15.00	5.01	0	8.97	300.54	0	21.37
16/09/2008 16.00	6.3	0	8.94	378.26	0	21.54
16/09/2008 17.00	5.73	0	8.95	343.89	0	21.45
16/09/2008 18.00	5.14	0	8.92	308.16	22.34	21.34
16/09/2008 19.00	5.38	0	8.93	306.62	22.25	21.34

19/09/2008 12.00	2.76	0	8.39	165.49	0	0
19/09/2008 13.00	2.23	0	8.52	133.59	0	21.34
19/09/2008 14.00	0.15	0	8.91	8.91	0	21.43
19/09/2008 15.00	3.24	0	8.96	194.35	22.38	0
19/09/2008 16.00	4.69	0	8.93	281.43	22.2	0
19/09/2008 17.00	4.83	0	8.89	289.6	22.16	0
19/09/2008 18.00	3.78	0	8.8	226.89	0	21.5
19/09/2008 19.00	0.74	0	8.94	44.27	22.14	21.34
19/09/2008 20.00	2.49	0	8.95	149.53	22.14	0
19/09/2008 21.00	4.68	0	8.89	280.79	22.12	0
19/09/2008 22.00	5.7	0	8.88	342.28	22.11	21.67
19/09/2008 23.00	5.85	0	8.88	350.86	22.14	21.59
20/09/2008 0.00	6.33	0	8.83	297.7	22.29	0
20/09/2008 1.00	7.44	0	8.84	446.56	0	21.45
20/09/2008 2.00	7.44	0	8.9	446.42	0	21.56
20/09/2008 3.00	6.77	0	8.87	358.72	22.25	0
20/09/2008 4.00	7.37	0	8.81	419.94	0	21.56
20/09/2008 5.00	8.33	0	8.78	183.31	0	21.34
20/09/2008 6.00	8.74	8.68	8.81	253.32	0	0
20/09/2008 7.00	7.28	0	8.83	349.57	0	21.52
20/09/2008 8.00	4.61	0	8.84	262.59	22.31	21.41
20/09/2008 9.00	2.52	0	8.65	148.44	0	0
20/09/2008 10.00	2.88	0	8.56	173.01	0	0
20/09/2008 11.00	2.2	0	8.6	132.23	0	0
20/09/2008 12.00	2.39	0	8.51	140.96	0	0
20/09/2008 13.00	2.36	0	8.39	139.53	0	0
20/09/2008 14.00	2.59	0	8.43	155.59	0	0
20/09/2008 15.00	1.61	0	8.38	96.83	0	0
20/09/2008 16.00	2.36	0	8.46	141.77	0	0
20/09/2008 17.00	1.62	0	8.49	97.44	0	0
20/09/2008 18.00	1.38	0	8.42	82.93	0	0
20/09/2008 19.00	2.17	0	8.52	123.8	0	0
20/09/2008 20.00	1.51	0	8.39	90.87	0	0
20/09/2008 21.00	2.35	0	8.41	140.8	0	0
20/09/2008 22.00	2.08	0	8.43	124.6	0	0
20/09/2008 23.00	1.53	0	8.57	91.51	0	0
21/09/2008 0.00	1.4	0	8.55	67.11	0	0
21/09/2008 1.00	0.69	0	8.54	41.65	0	0
21/09/2008 2.00	1.4	0	8.68	83.91	0	0
21/09/2008 3.00	0.75	0	8.13	39.76	0	0
21/09/2008 4.00	1.29	0	8.52	74.95	0	0
21/09/2008 5.00	0.56	0	8.49	33.57	0	0
21/09/2008 6.00	0.56	0	8.59	33.67	0	0
21/09/2008 7.00	1.31	0	8.5	66.96	0	0
21/09/2008 8.00	1.39	0	8.49	83.56	0	0
21/09/2008 9.00	1.67	0	8.44	100.46	0	0
21/09/2008 10.00	1.79	0	8.37	107.56	0	0
21/09/2008 11.00	2.73	0	8.52	163.66	0	0
21/09/2008 12.00	2.37	0	8.49	142.28	0	0
21/09/2008 13.00	2.39	0	8.51	143.17	0	0
21/09/2008 14.00	2.39	0	8.59	143.33	0	0
21/09/2008 15.00	2.23	0	8.46	133.81	0	0
21/09/2008 16.00	1.96	0	8.57	117.48	0	0
21/09/2008 17.00	1.76	0	8.57	105.64	0	0

Da questi dati è possibile graficare l'assorbimento delle pompe P1, P2 e P3, avendo una registrazione a storico con un time-step di 60 minuti.

Considerando le prime cinque colonne della tabella si ha rispettivamente: registrazione temporale nella prima colonna (ora), valore nella seconda, valore minimo nella terza, valore massimo nella quarta ed infine integrale nell'ultima.

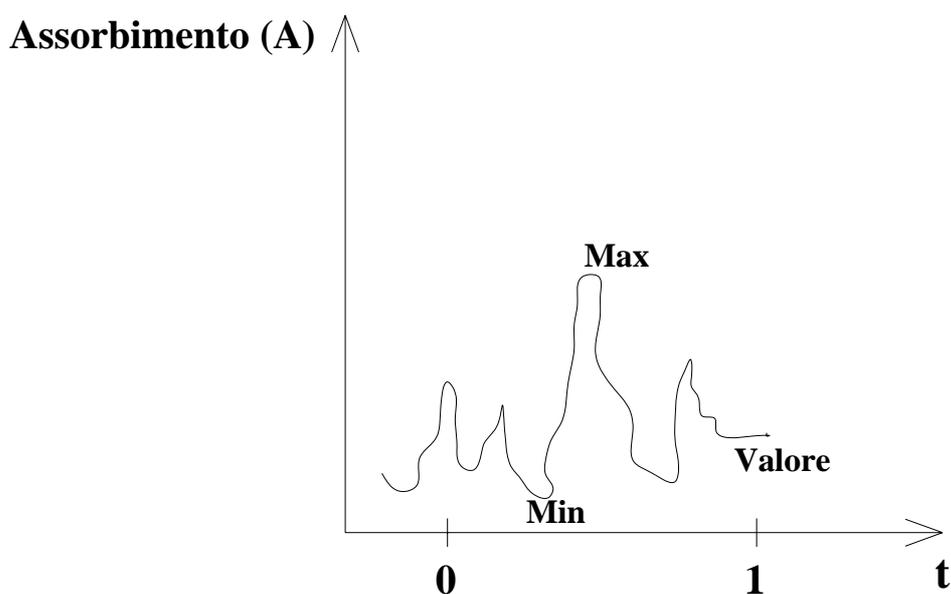


Fig. 5.1: Andamento dell'assorbimento delle pompe nell'intervallo temporale di riferimento.

Il valore minimo corrisponde al valore del più basso assorbimento che si è avuto all'interno dell'intervallo temporale di riferimento, il valore massimo corrisponde al valore massimo dell'assorbimento che si è registrato all'interno dello stesso periodo di riferimento ed infine vi è il valore che corrisponde all'assorbimento misurato nel passaggio da un time-step al successivo. Esiste una registrazione dei dati anche per quanto riguarda il livello del liquame nelle fosse; differisce solo dalle tabelle sopra riportate per il fatto che viene registrata la percentuale di riempimento della fossa nello stesso periodo di riferimento.

Tale analisi è fondamentale per l'inserimento ottimale dei dati relativi agli impianti, in modo tale che il modello matematico simuli al meglio la realtà.

5.1 Funzionamento impianto di sollevamento Torre Pedrera Grande

Si riporta di seguito l'andamento dell'assorbimento delle tre pompe da cui è costituito l'impianto di sollevamento nei tre periodi di riferimento, dal 11/09/2008 al 23/09/2008, in modo tale da poter cogliere al meglio il funzionamento dell'impianto.

Dal grafico risulterà evidente che la pompa P1 è sempre in funzionamento, mentre la P2 e la P3 iniziano a lavorare in corrispondenza dell'aumento del livello nella fossa.

I livelli di accensione e spegnimento delle pompe sono forniti, dal manuale di conduzione, in percentuale, dove il 100% è rappresentato dall'altezza della vasca di captazione. Tuttavia il manuale stesso non riporta l'altezza della stessa; da qui la necessità di reperire i dati geometrici relativi alle vasche degli impianti dall'archivio presente al depuratore di Santa Giustina. Per alcuni impianti, tuttavia, non sono presenti elaborati grafici; si è allora supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 400x400 cm altezza pari a 420 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, mentre l'altezza è stata comunicata direttamente dal gestore della rete.

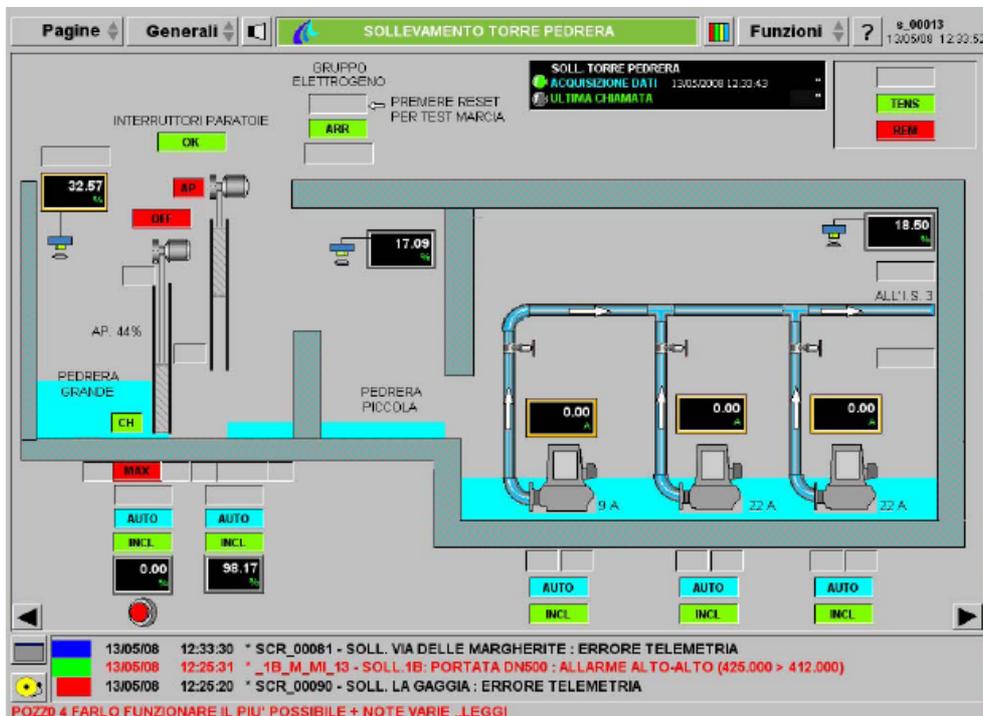


Fig. 5.1.1: Sinottico sollevamento Torre Pedrera Grande.

TORRE PEDRERA GRANDE DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

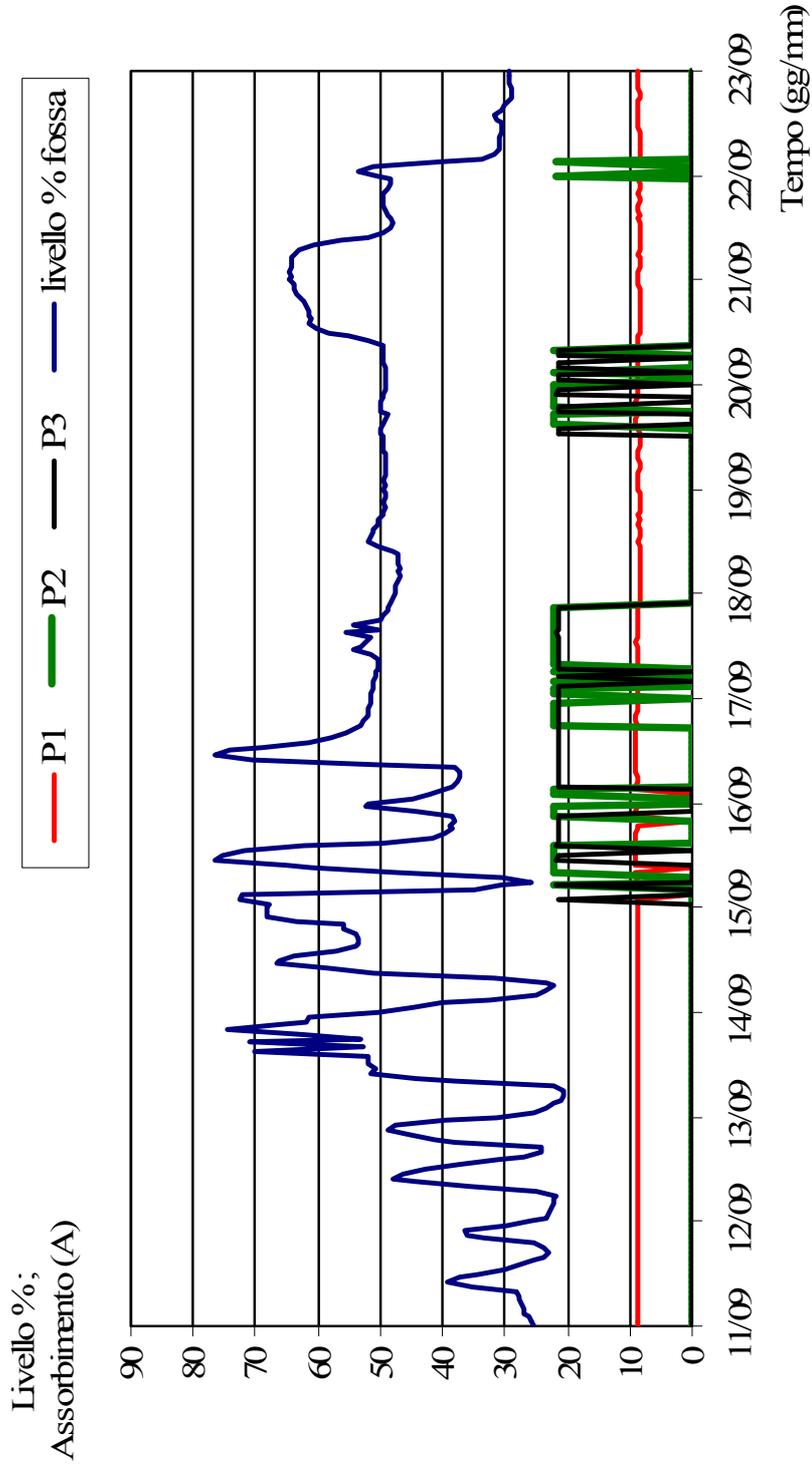


Fig. 5.2: Andamento dell'assorbimento delle pompe P1,P2 ,P3 e del livello della fossa dal 11/09/2008 al 23/09/2008 .

5.2 Funzionamento impianto di sollevamento Torre Pedrera 2

Si riporta di seguito di seguito una schematizzazione dell'impianto di pompaggio:

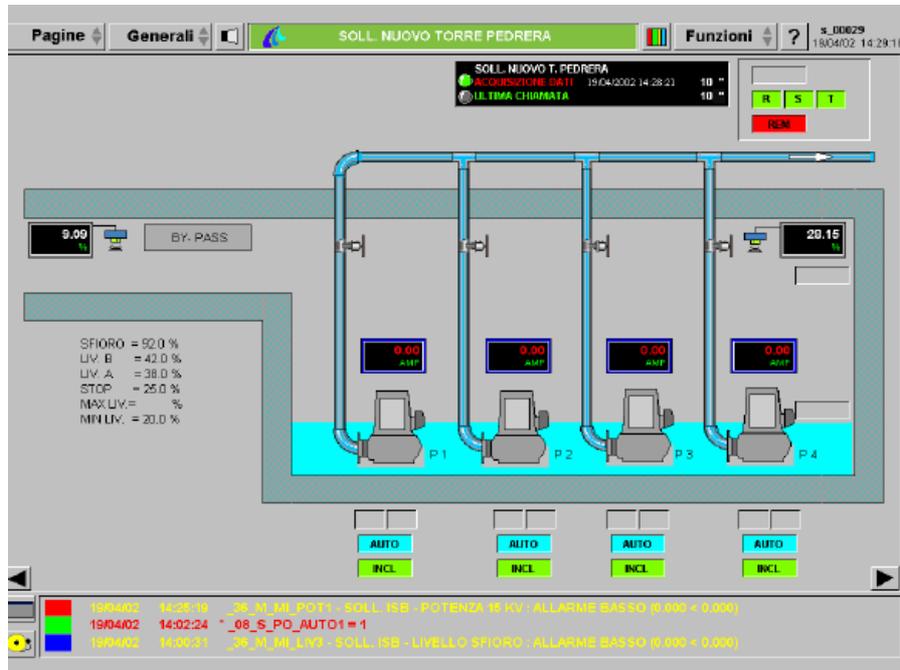


Fig. 5.3: Sinottico sollevamento Torre Pedrera 2.

Si riporta nella pagina successiva l'andamento dell'assorbimento delle quattro pompe da cui è costituito l'impianto di sollevamento nel periodo di tempo dal 11/09/2008 al 23/09/2008. Dall'analisi del grafico si può notare che le pompe funzionano tutte insieme anche se con livelli di attacco e stacco differenti. In particolare al primo livello partono le pompe P1 e P2, mentre al secondo livello la P3 e la P4. Dall'analisi dei dati geometrici ritrovati si è stabilito che il primo livello corrisponde ad un'altezza di 170 cm, mentre il secondo corrisponde ad un'altezza di 190 cm rispettivamente rispetto al fondo della vasca stessa. Inoltre le pompe si spengono quando il livello nella vasca raggiunge 100 cm.

Si sottolinea la presenza di un by-pass che si trova ad un'altezza di 230 cm. Dall'analisi degli elaborati grafici si è ricavata la dimensione della vasca stessa; questa ha pianta rettangolare con dimensioni 350x650 cm e altezza pari 450 cm.

TORRE PEDRERA 2 DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

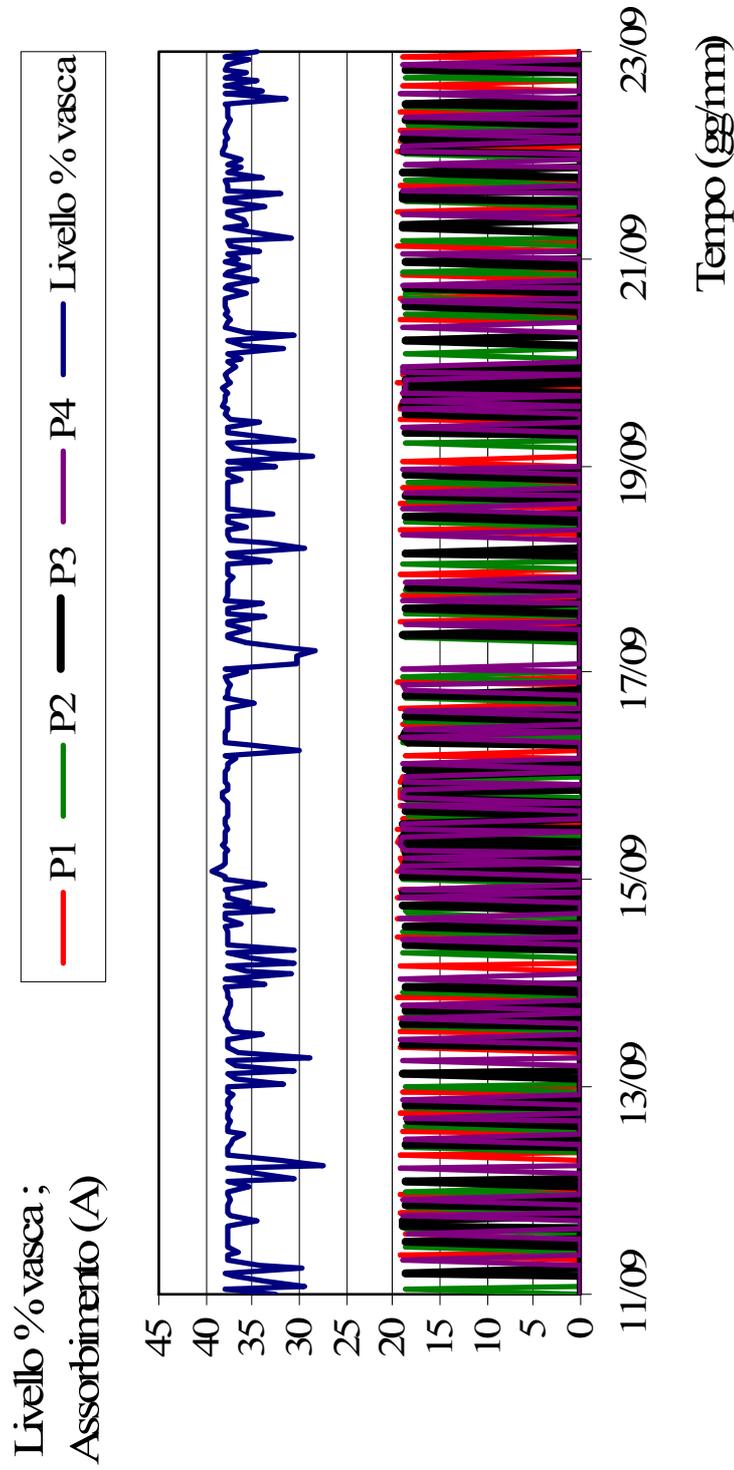


Fig. 5.4: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento.

5.3 Funzionamento impianto di sollevamento Brancona

La vasca di accumulo ha pianta rettangolare con dimensioni 315x220 cm e altezza 350 cm. La pompa P1 si attiva con un livello in vasca di 140 cm rispetto al fondo, mentre la pompa P2 si attiva con ad un livello pari a 160 cm. Entrambe le pompe si disattivano quando il livello in vasca ha raggiunto i 100 cm.

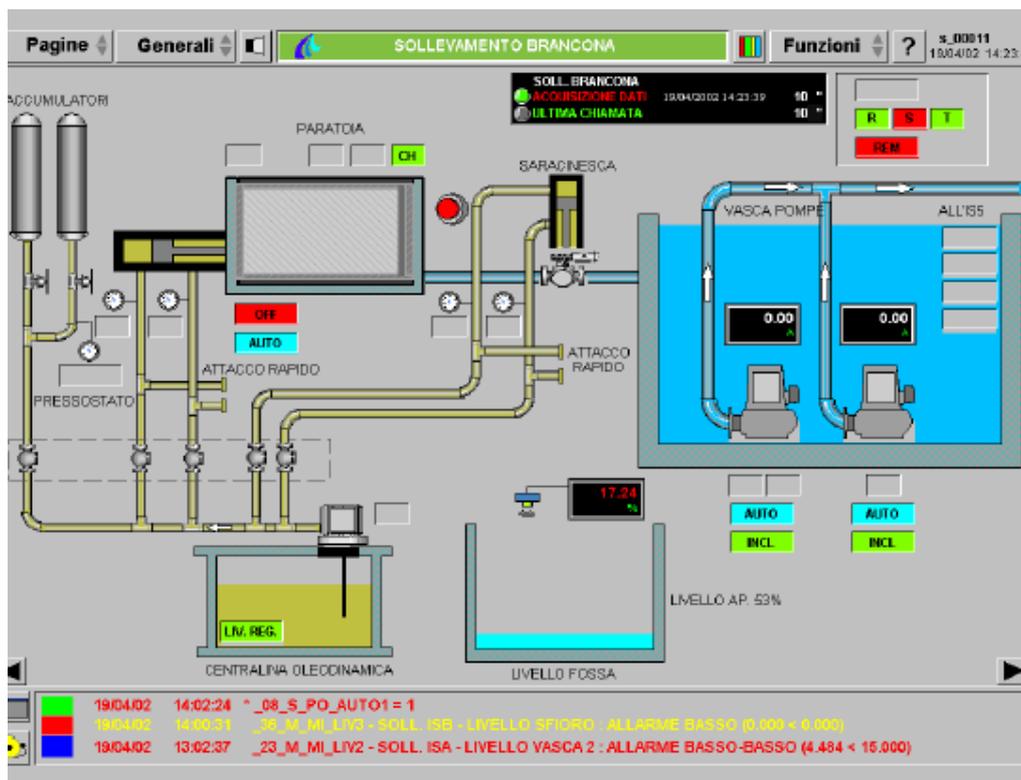


Fig. 5.4.1: Sinottico sollevamento Brancona.

BRANCONA DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

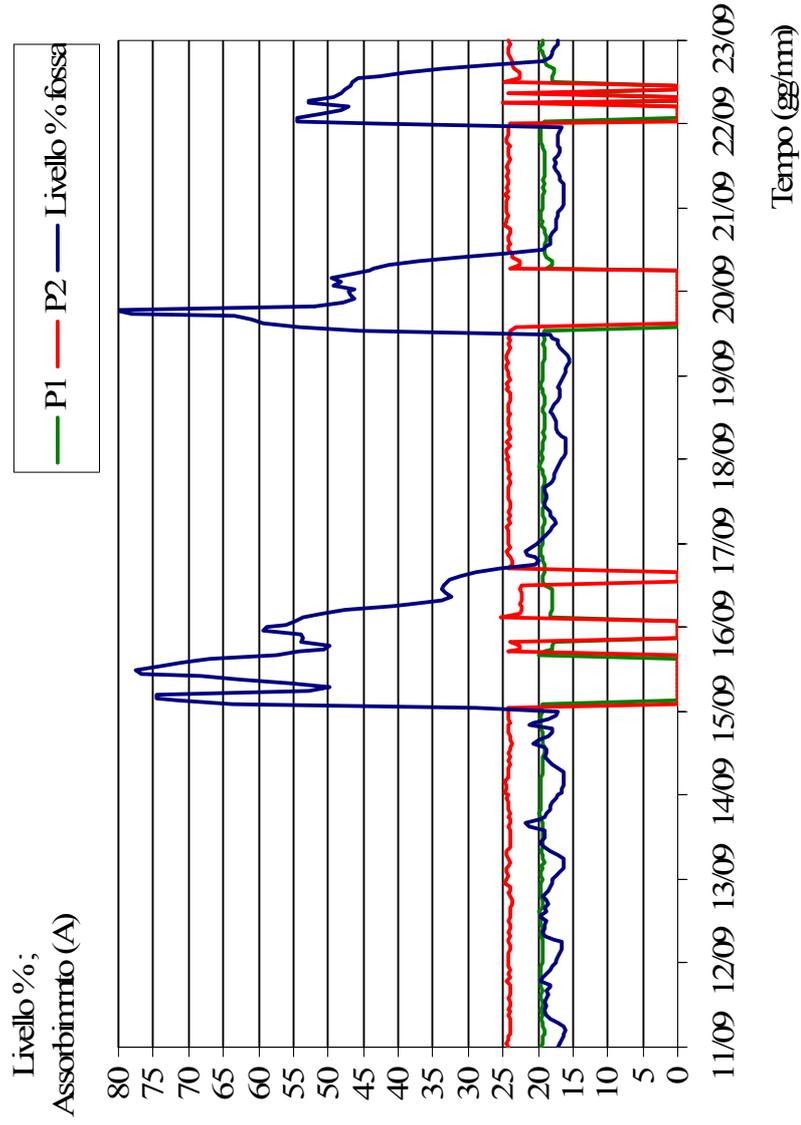


Fig. 5.5: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento.

5.4 Funzionamento impianto di sollevamento Viserbella

La vasca di aspirazione delle pompe ha pianta rettangolare di base 300x300 cm e altezza pari a 310 cm. La pompa P1 si innesca quando il livello in vasca raggiunge i 100 cm, mentre la P2 a 120 cm. Entrambe le pompe si arrestano ad un'altezza pari a 80 cm rispetto al fondo della vasca stessa.

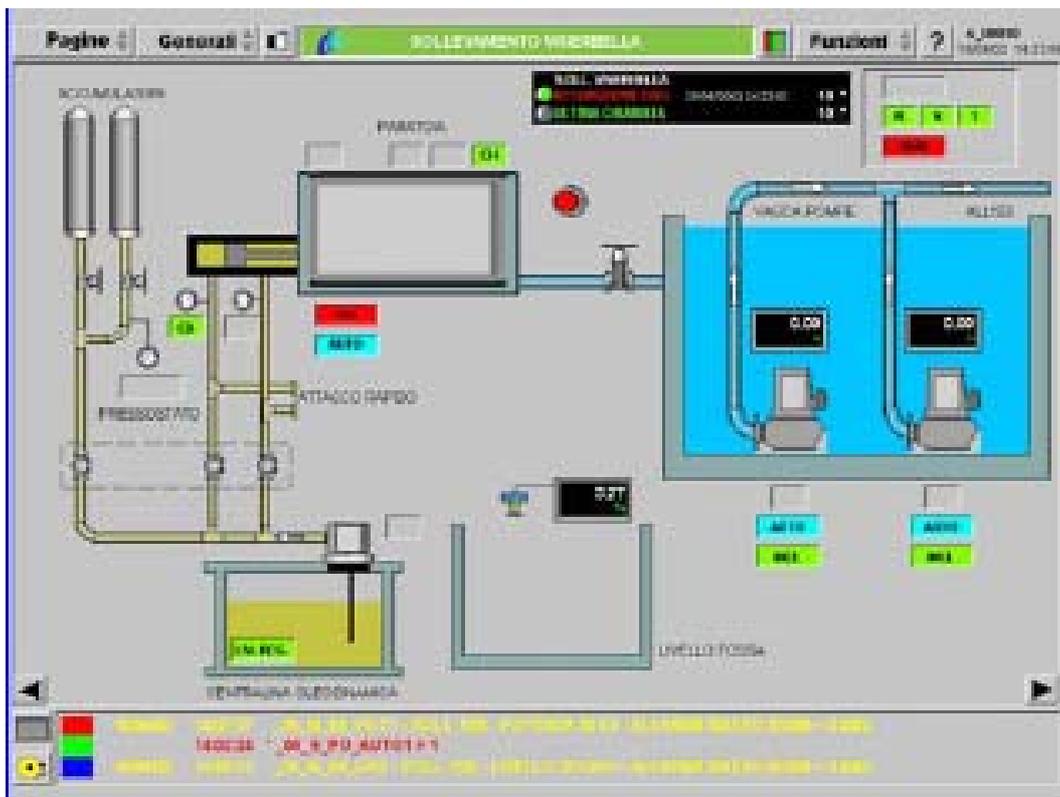


Fig. 5.5.1: Sinottico sollevamento Viserbella.

VISERBELLA DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

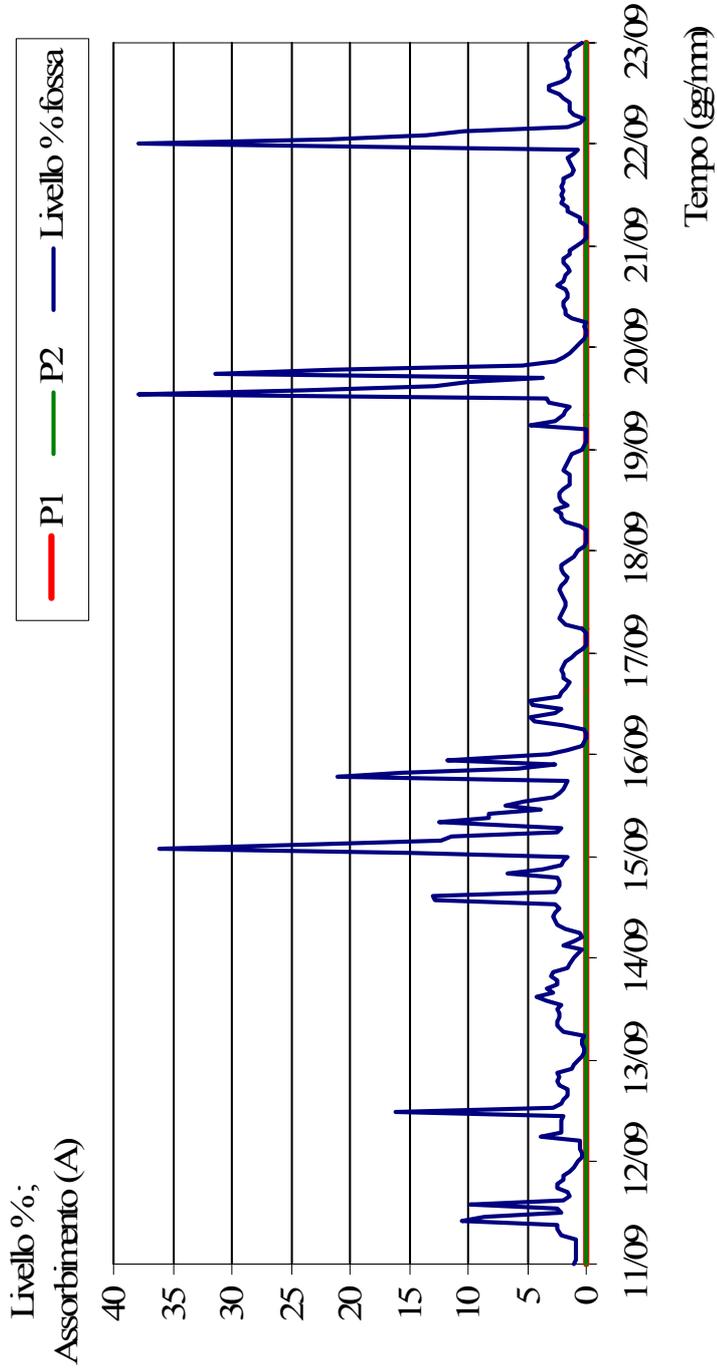


Fig. 5.6: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento.

5.5 Funzionamento impianto di sollevamento Sortie

Non essendo presente alcun elaborato grafico per questo impianto si è supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 350x350 cm altezza pari a 330 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, mentre l'altezza è stata comunicata direttamente dal gestore della rete. La pompa P1 si attiva con un livello in vasca di 140 cm rispetto al fondo, mentre la pompa P2 si attiva con ad un livello pari a 170 cm. Entrambe le pompe si disattivano quando il livello in vasca ha raggiunto i 90 cm.

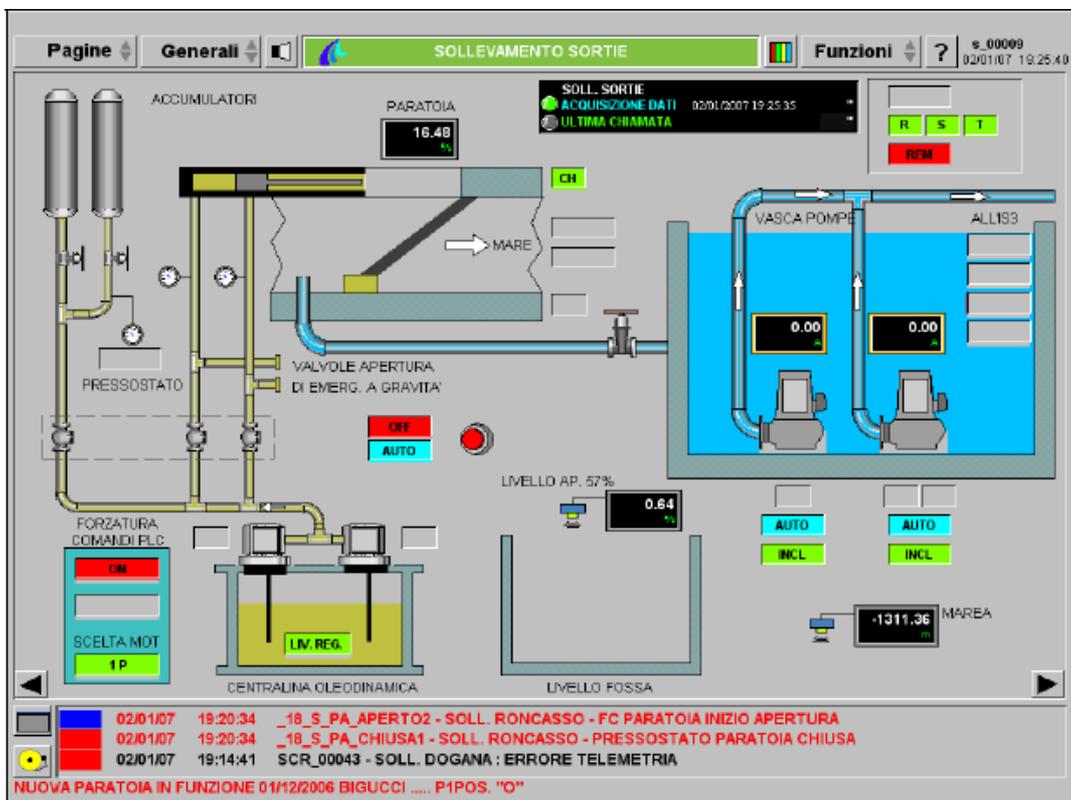


Fig. 5.6.1: Sinottico sollevamento Sortie.

SORTIE DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

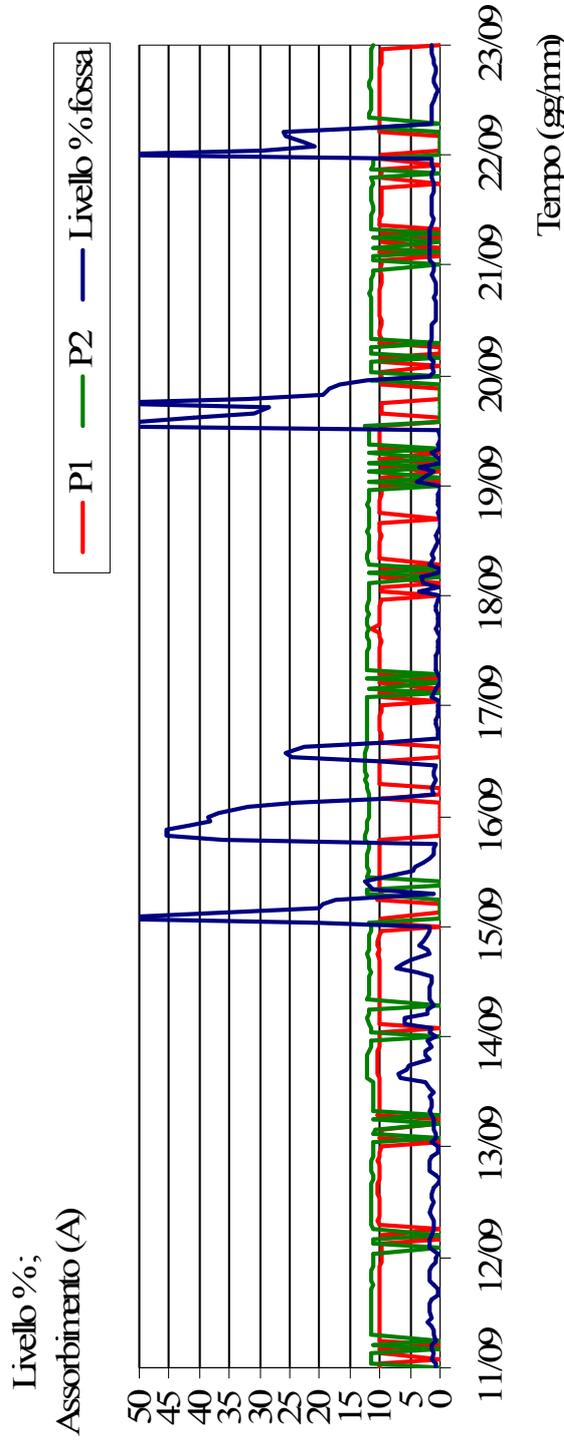


Fig. 5.7: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento.

5.6 Fossa Spina

Questo impianto è costituito da una paratoia oleodinamica servocomandata che devia il liquame al sollevamento 4A e intercetta il liquame (mediante saracinesca) della Fossa. Durante le piogge quando il livello dell'acqua arriva ad una quota stabilita la paratoia si deve aprire in automatico.

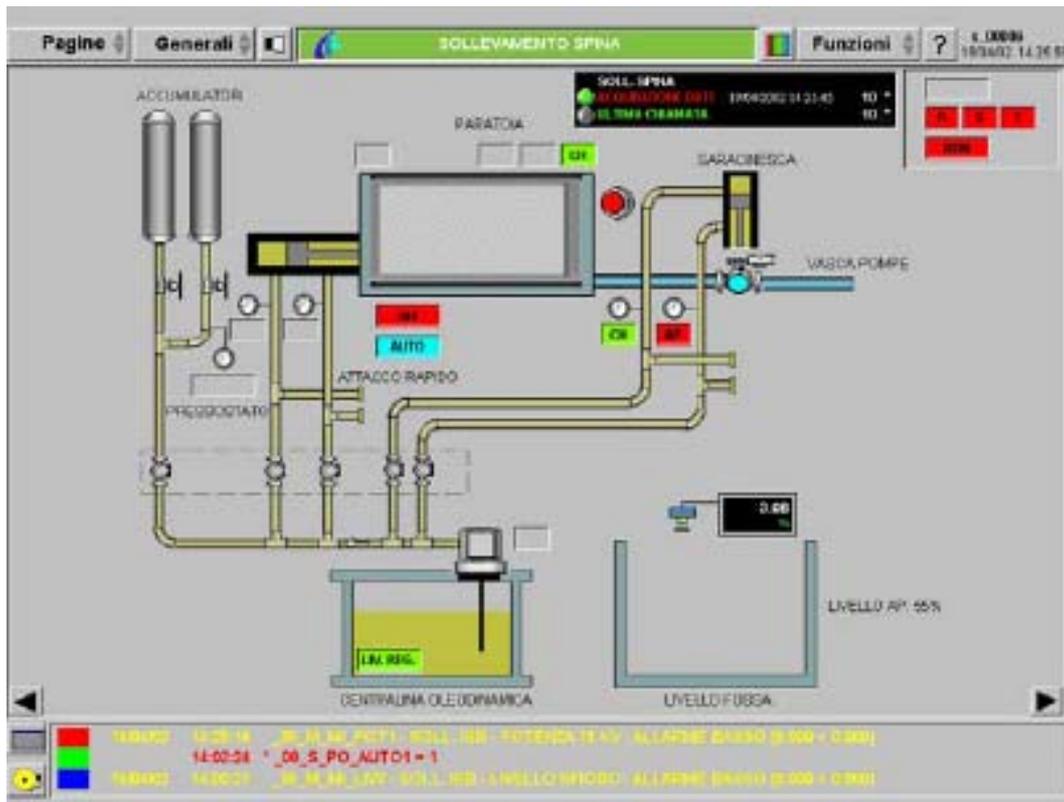


Fig. 5.7.1: Sinottico deviatore Spina.

SPINA DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

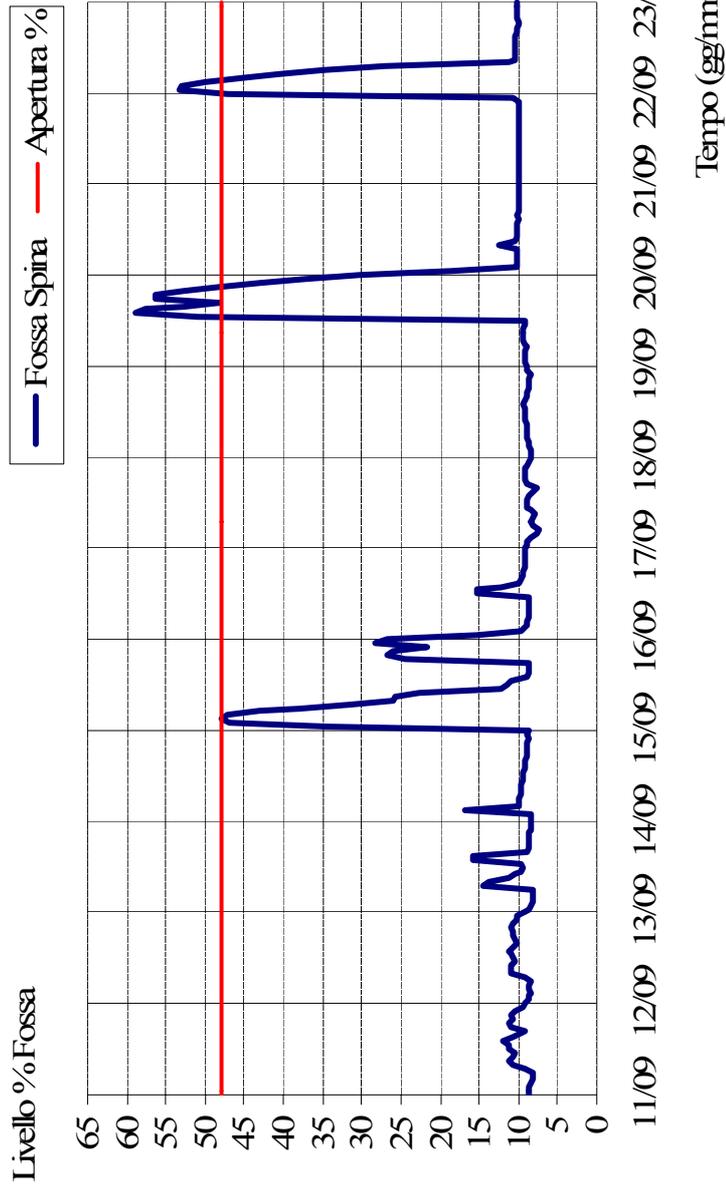


Fig. 5.8: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento.

5.7 Funzionamento impianto di sollevamento Turchetta

La vasca, a pianta rettangolare, ha dimensioni 350x200 cm altezza pari a 300 cm. La pompa P1 si attiva con un livello in vasca di 110 cm rispetto al fondo, mentre la pompa P2 si attiva ad un livello pari a 130 cm. Entrambe le pompe si disattivano quando il livello in vasca ha raggiunto i 90 cm.

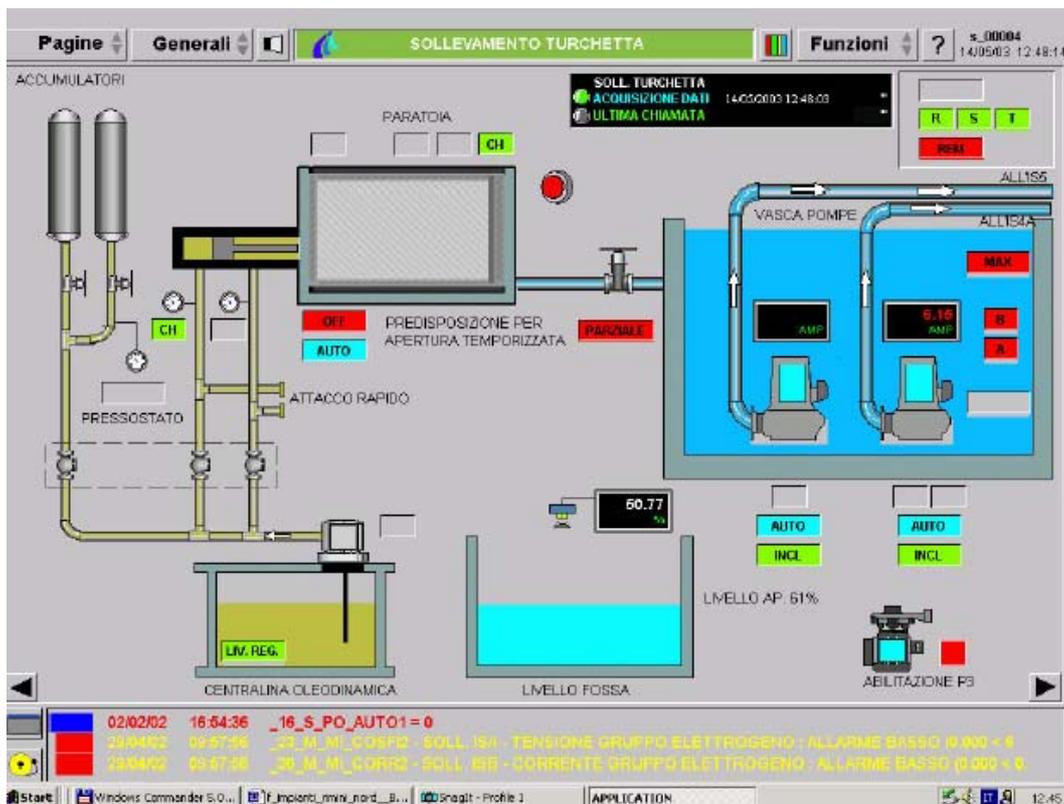


Fig. 5.8.1: Sinottico sollevamento Turchetta.

TURCHETTA DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

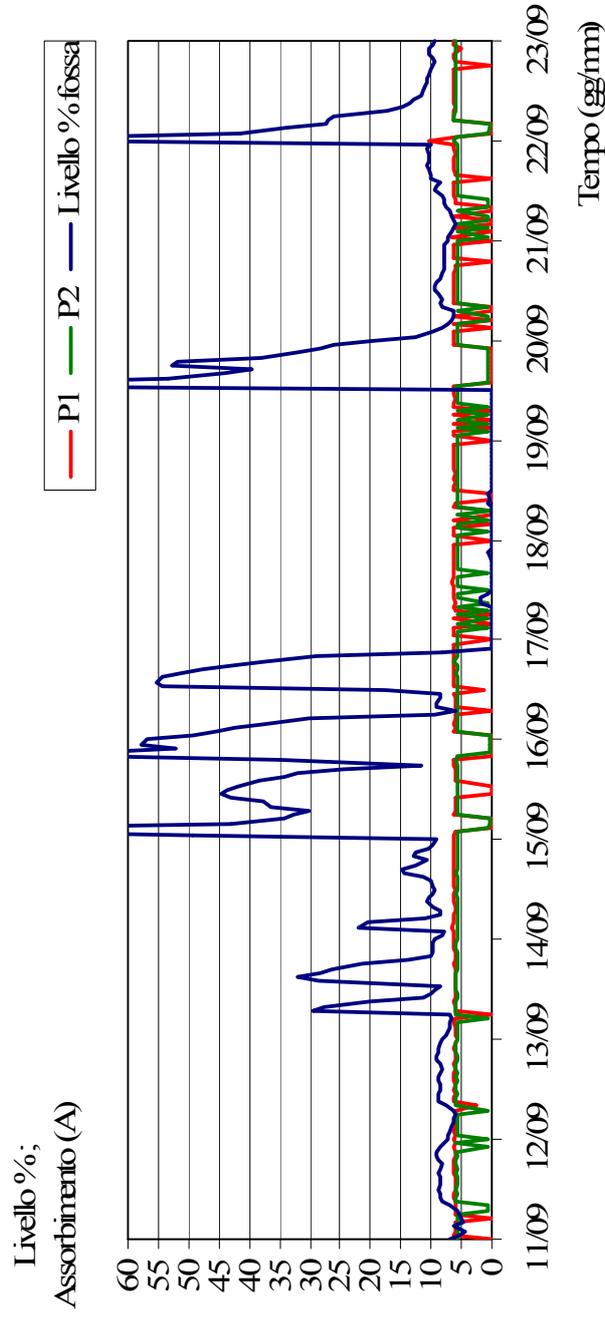


Fig. 5.9: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento.

5.8 Funzionamento impianto di sollevamento Rivabella

Non essendo presente alcun elaborato grafico per questo impianto si è supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 350x200 cm e altezza, unico dato noto, pari a 150 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, mentre l'altezza è stata dedotta dal un elaborato grafico. La pompa P1 si innesca ad un'altezza di 80 cm, mentre la P2 a 100 cm rispettivamente rispetto al fondo della vasca. Entrambe si disinnescano con un'altezza in vasca pari a 50 cm.

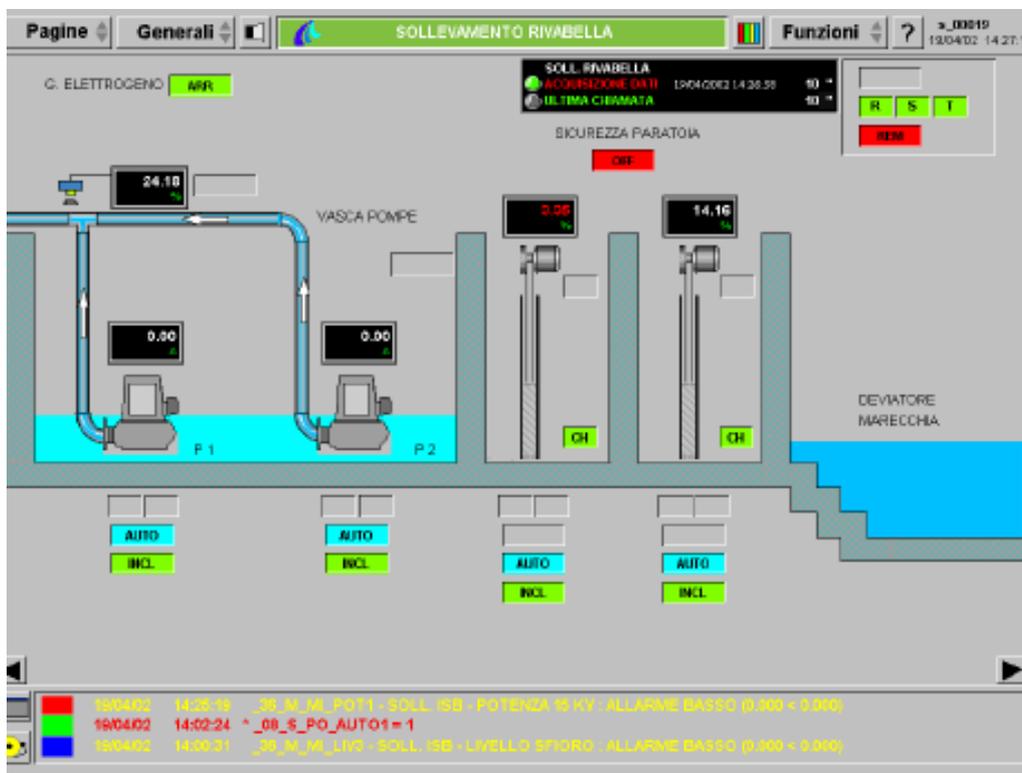


Fig. 5.9.1: Sinottico sollevamento Rivabella.

RIVABELLA DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

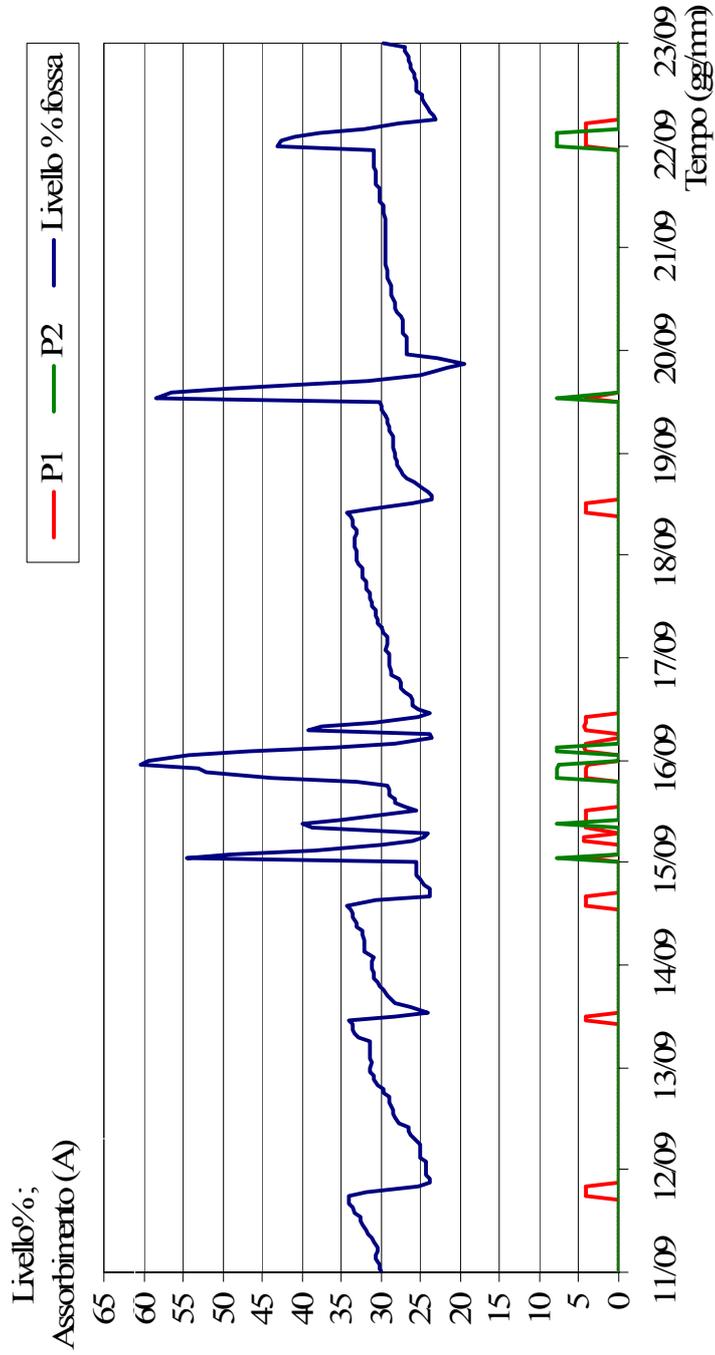


Fig. 6.0: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento.

5.9 Funzionamento impianto di sollevamento 3A

Non essendo presente alcun elaborato grafico per questo impianto si è supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 350x400 cm altezza pari a 200 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, così come l'altezza. La pompa P1 si innesca ad un'altezza di 110 cm, mentre la P2 a 130 cm rispettivamente rispetto al fondo della vasca. La prima si disinnesca con un'altezza in vasca pari a 80 cm, mentre la seconda a 110 cm.

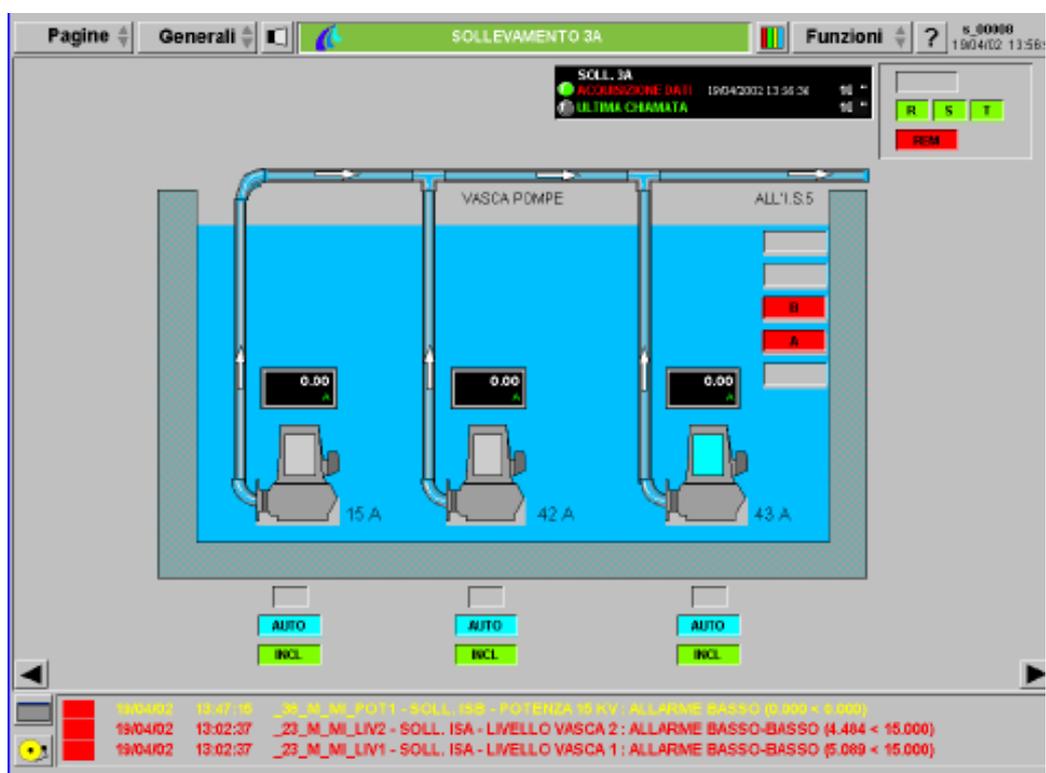


Fig. 6.0.1: Sinottico sollevamento 3A.

SOLLEVAMENTO 3A DAL 11/09/2008 AL 23/09/2008

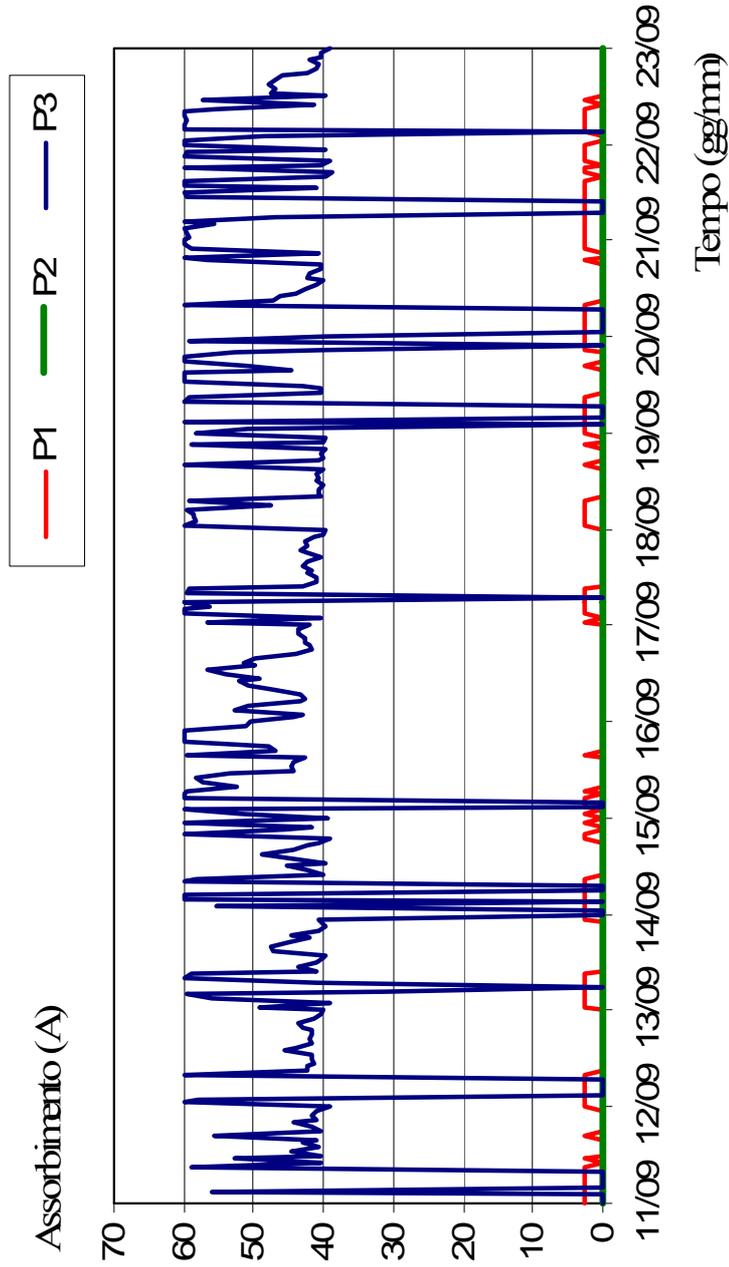


Fig. 6.1: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento

5.10 Funzionamento impianto di sollevamento 4A

Non essendo presente alcun elaborato grafico per questo impianto si è supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 350x400 cm altezza pari a 300 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, così come l'altezza. La pompa P1 si innesca ad un'altezza di 100 cm, mentre la P2 a 110 cm rispettivamente rispetto al fondo della vasca. La prima si disinnesca con un'altezza in vasca pari a 40 cm, mentre la seconda a 80 cm.

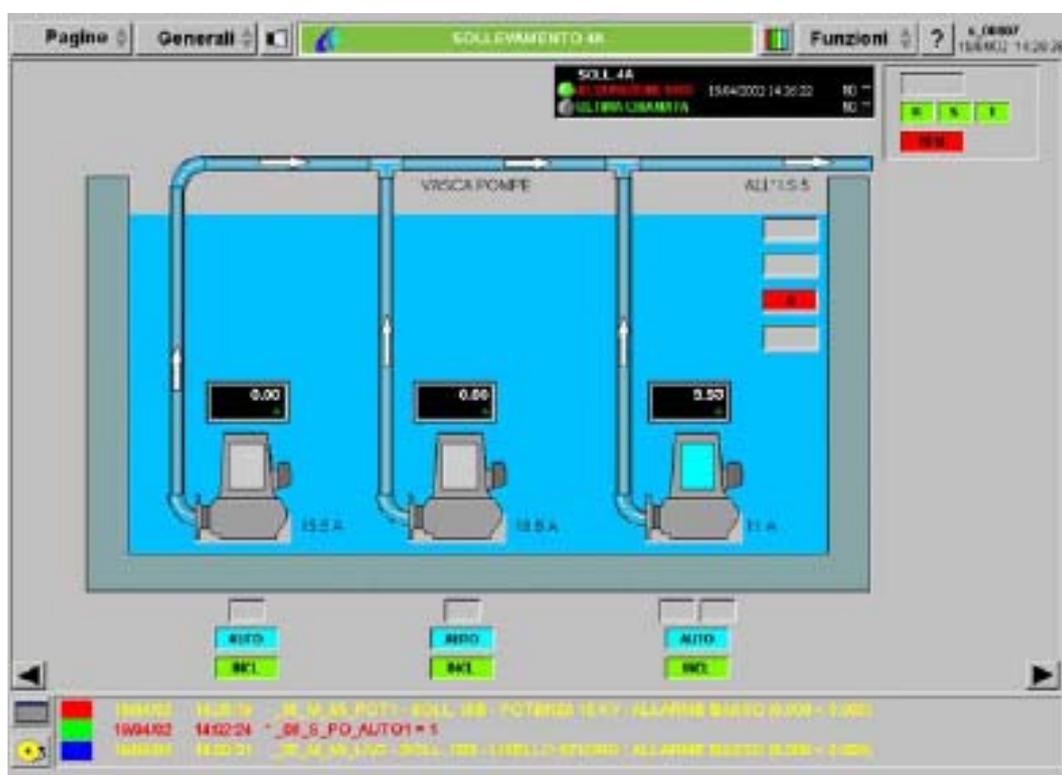


Fig. 6.1.1: Sinottico sollevamento 3A.

SOLLEVAMENTO 4A DAL 11/09/2008 AL 22/09/2008

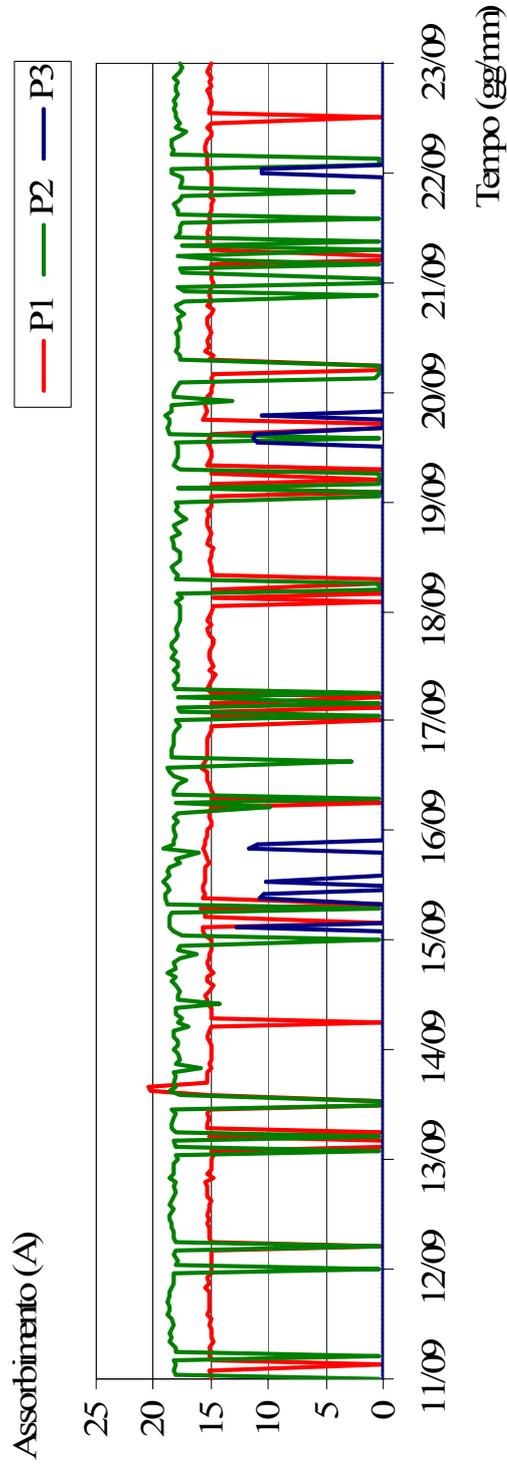


Fig. 6.2: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento

5.11 Funzionamento impianto di sollevamento 5A

Non essendo presente alcun elaborato grafico per questo impianto si è supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 500x400 cm altezza pari a 350 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, così come l'altezza. La pompa P1 si innesca ad un'altezza di 120 cm, mentre la P2 a 160 cm rispettivamente rispetto al fondo della vasca. La prima si disinnesca con un'altezza in vasca pari a 40 cm, mentre la seconda a 90 cm.

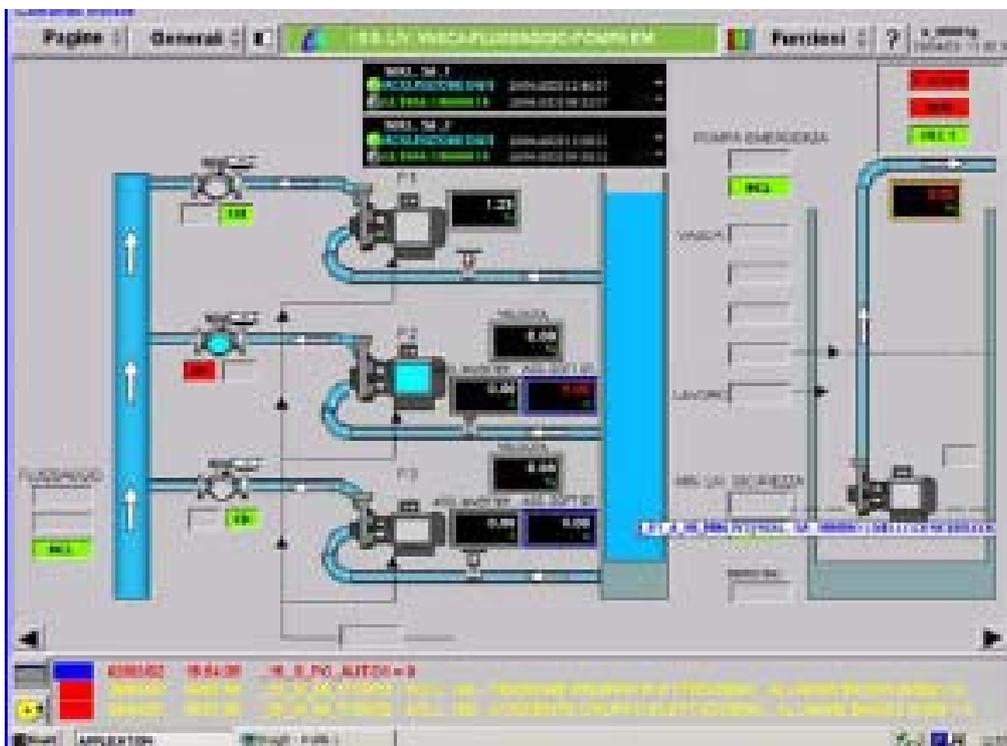


Fig. 6.1.1: Sinottico sollevamento 5A.

SOLLEVAMENTO 5A DAL 11/09/2088 AL 22/09/2008

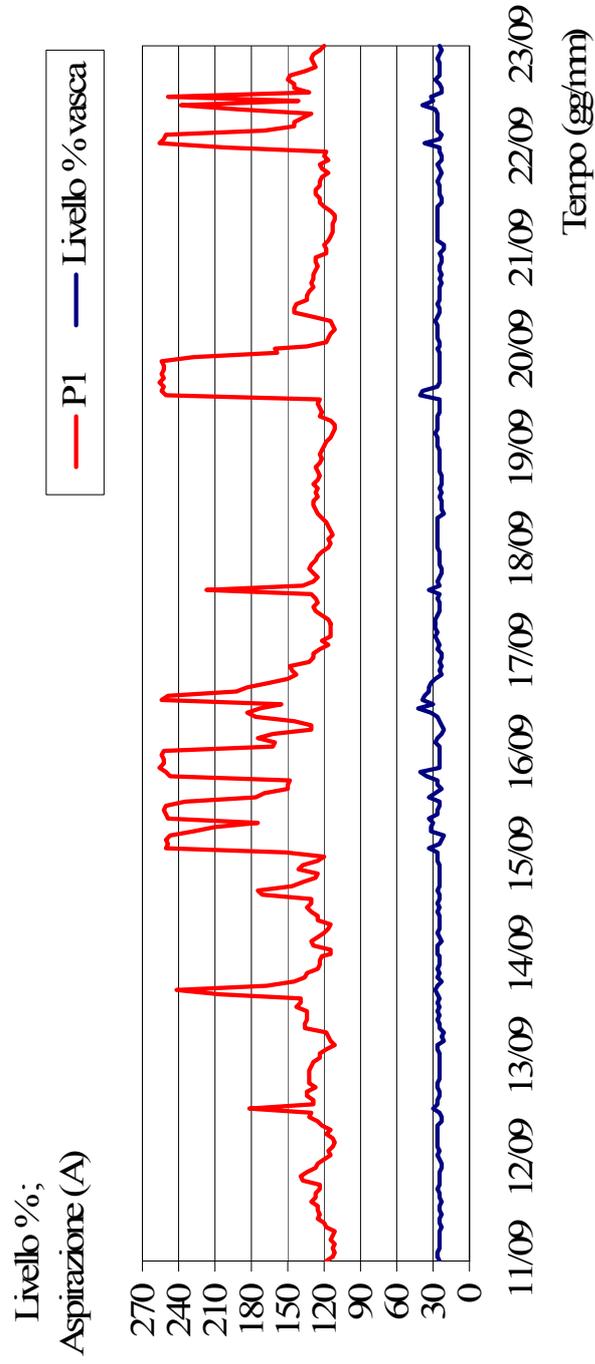


Fig. 6.3: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento

5.12 Funzionamento impianto di sollevamento 6A

Non essendo presente alcun elaborato grafico per questo impianto si è supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 300x400 cm altezza pari a 350 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, così come l'altezza. La pompa P1 si innesca ad un'altezza di 150 cm, mentre la P2 a 180 cm rispettivamente rispetto al fondo della vasca. Entrambe si disinnescano ad altezza pari a 100 cm rispetto al fondo della vasca.

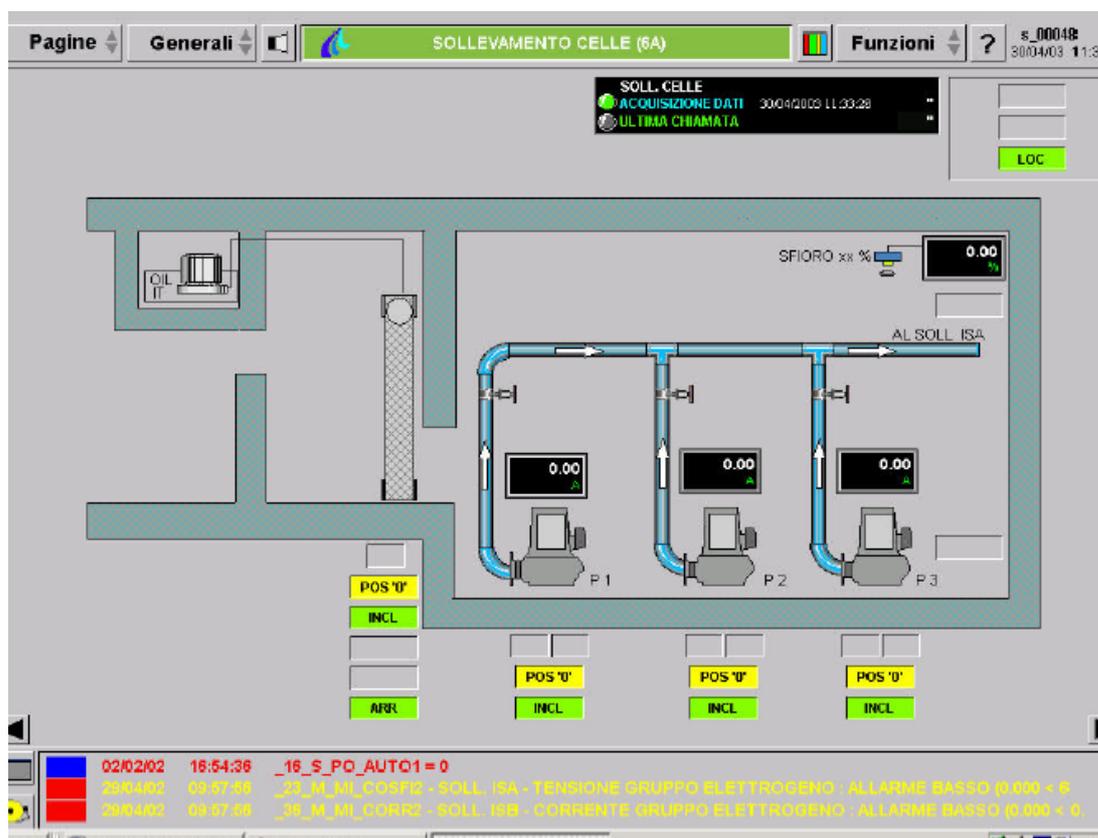


Fig. 6.1.1: Sinottico sollevamento 6A.

SOLLEVAMENTO 6A DAL 11/09/2008 AL 22/09/2008

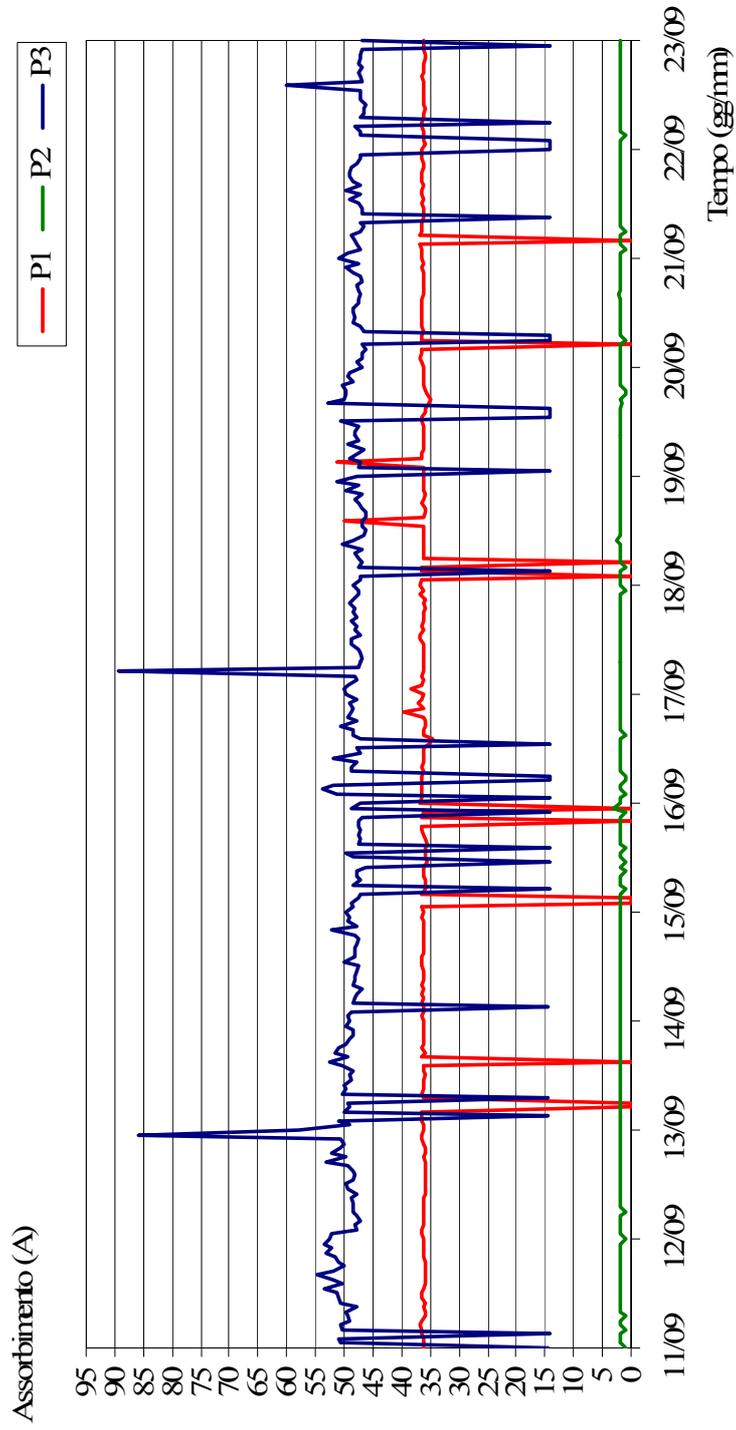


Fig. 6.4: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento

5.13 Funzionamento impianto di sollevamento ISA

Non essendo presente alcun elaborato grafico per questo impianto si è supposto che la vasca, a pianta rettangolare, abbia dimensioni 500x800 cm altezza pari a 800 cm. Le dimensioni della pianta della vasca sono state ipotizzate, così come l'altezza. La pompa P1 si innesca ad un'altezza di 150 cm, mentre la P2 a 300 cm rispettivamente rispetto al fondo della vasca. La prima si disinnesca con un'altezza in vasca pari a 100 cm, mentre la seconda a 150cm.

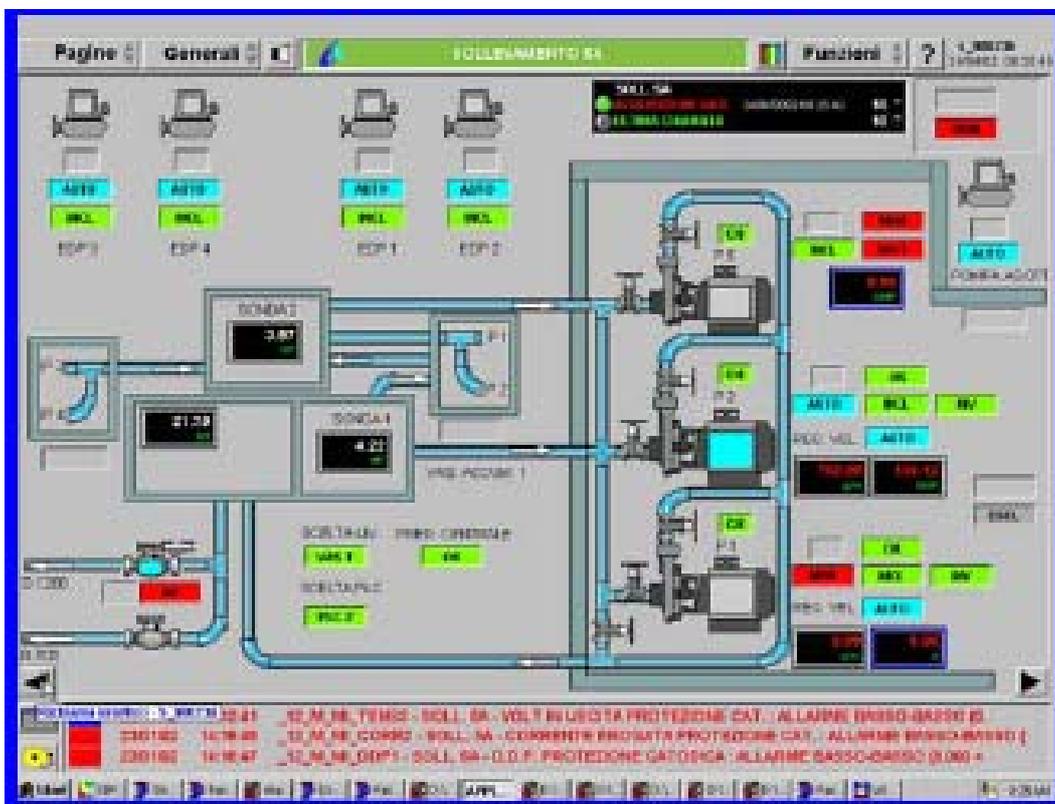


Fig. 6.1.1: Sinottico sollevamento ISA.

SOLLEVAMENTO ISA DAL 11/09/2008 AL 22/09/2008

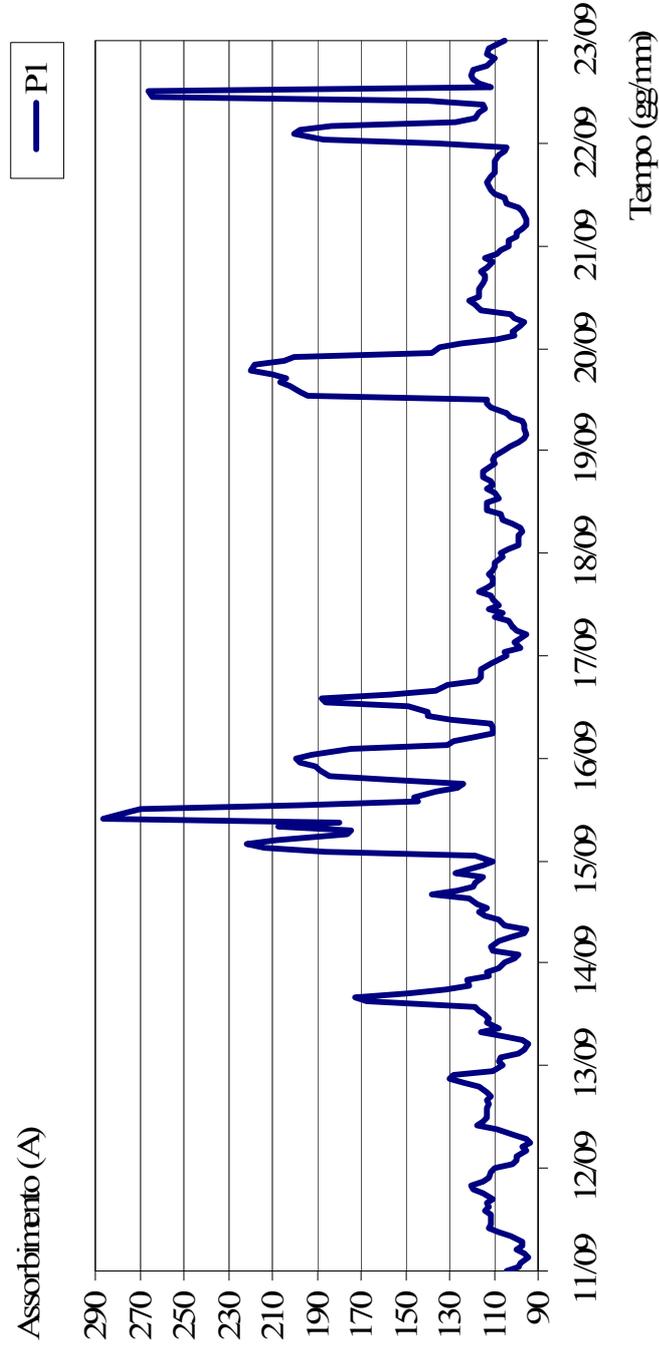


Fig. 6.5: Andamento dell'assorbimento delle pompe e del livello di vasca nell'intervallo temporale di riferimento

CAPITOLO 6

MODELLAZIONE MATEMATICA

6.0 Introduzione alla modellazione matematica

Numerosi motivi hanno negli ultimi anni sollecitato a superare il semplice approccio progettuale spingendo verso un approccio più generale mirante al controllo dei deflussi urbani e conseguentemente verso lo sviluppo dei modelli matematici interpretativi dei fenomeni quantitativi e qualitativi connessi al drenaggio urbano. Tali modelli sono costituiti da un insieme di procedure volte principalmente alla valutazione dell'andamento nel tempo delle portate, dei tiranti idrici e degli inquinanti nei canali e nelle strutture accessorie costituenti la rete fognaria in conseguenza di eventi di pioggia dei quali sia nota la distribuzione spaziale e temporale. Certamente il principale di questi motivi è la tendenza all'agglomerazione urbana [Paoletti, 1986], che costituisce la causa prevalente del manifestarsi di crisi idrauliche dei sistemi fognari e dei loro ricettori sempre più frequenti, sempre più gravi e sempre meno inquadrabili nelle semplici teorie poste a base dei metodi di progetto. Un secondo importante motivo, legato alla recente maggiore sensibilità nei confronti dei problemi di carattere ambientale, è costituito dal crescente inquinamento delle acque meteoriche urbane e alla conseguente necessità di gestire oculatamente gli scaricatori di piena, i bacini di laminazione nonché gli stessi impianti di depurazione. Altri motivi sono legati ai progressi scientifici compiuti nella interpretazione dei processi idrologici di formazione delle piene, agli sviluppi dei metodi numerici per lo studio delle correnti a superficie libera e alla crescente diffusione e disponibilità di strumenti per il calcolo automatico. Nel corso degli ultimi decenni numerosissimi modelli di drenaggio urbano sono stati sviluppati, via via perfezionati, resi più completi, e applicati con successo ai problemi di pianificazione, progettazione, gestione e ripristino dei sistemi di drenaggio. In particolare adatti modelli matematici di drenaggio urbano possono consentire di perseguire i seguenti obiettivi:

- 1) determinazione delle effettive distribuzioni di probabilità delle portate al colmo e dei volumi di piena delle varie sezioni d'interesse;
- 2) determinazione dell'impatto conseguente all'esercizio degli scaricatori di piena in termini di frequenza degli scarichi, dei volumi e degli inquinanti scaricati;
- 3) determinazione delle prestazioni ottenibili con i bacini di laminazione in termini di quantità e qualità;

- 4) simulazione dei fenomeni di piena connessi a eventi di tempo di ritorno maggiori di quelli compatibili con le canalizzazioni e conseguente studio delle alternative di controllo delle piene eccezionali;
- 5) gestione in tempo reale delle reti di fognatura e degli impianti di depurazione al fine di ottimizzare le capacità d'invaso delle reti e diminuire l'impatto quali-quantitativo sui ricettori;
- 6) gestione ottimale degli impianti di sollevamento e conseguenti risparmi energetici.

Naturalmente ai vantaggi che possono essere conseguiti tramite l'uso di modelli matematici corrispondono maggiori oneri derivanti sia dal maggiore carico della fase computazionale, sia dalla necessità di dovere disporre di una notevole mole di dati riguardanti le piogge in ingresso e la descrizione delle caratteristiche fisiche e idrauliche del bacino e delle reti di drenaggio.

6.1 Classificazione dei modelli di drenaggio urbano

Numerose classificazioni possono essere adottate per i modelli di drenaggio urbano [yen, 1986] a seconda delle caratteristiche principali dei modelli che si vogliono mettere in evidenza e in funzione dello scopo della simulazione. Di seguito si riportano alcune possibili classificazioni

6.2 Modelli di pianificazione

I modelli di pianificazione si adottano nell'ambito delle attività di progettazione urbanistica e di controllo dello sviluppo dell'urbanizzazione. Essi si applicano, con orizzonti temporali di lungo periodo, a territori di notevole ampiezza al fine di definire le scelte più generali per il controllo delle piene, per il controllo degli inquinanti e per la gestione idraulica ottimale del territorio su larga scala.

6.3 Modelli di progettazione

I modelli di progetto si utilizzano per la determinazione del tracciato, delle pendenze, del

tipo di sezione e delle dimensioni delle canalizzazioni di una rete di drenaggio non ancora realizzata o per l'ampliamento di una rete esistente.

6.4 Modelli di simulazione

I modelli di simulazione si utilizzano per riprodurre con elevato dettaglio le condizioni di deflusso in reti fognarie già progettate o esistenti e pertanto con caratteristiche geometriche e idrauliche dei canali note. La distinzione fra i modelli di progetto e i modelli di simulazione non è sempre netta e talvolta è legata solamente alle modalità di utilizzazione del modello, potendo un modello di simulazione essere utilizzato come modello di progetto (non viceversa).

6.5 Modelli empirici

Nei modelli empirici non vengono esplicitamente presi in conto i fenomeni idrologici e idraulici che si svolgono sul bacino e nella rete. Questi modelli sono costituiti da operatori in grado di trasformare gli ingressi al sistema in uscite dal sistema stesso, secondo l'approccio dell'analisi cosiddetta "a scatola nera" (*black box*).

6.6 Modelli concettuali

Nei modelli concettuali i fenomeni in studio vengono considerati analoghi ad altri, anche differenti dal punto di vista fisico, ma adeguati a fornire risposte soddisfacenti. In generale nell'ambito dei deflussi urbani i modelli concettuali riguardano principalmente i fenomeni dell'invaso e del trasporto, fanno riferimento alla sola legge di conservazione della massa e schematizzano il bacino e la rete fognaria come un insieme di strutture idrauliche elementari, quali serbatoi e canali, connesse in vario modo.

6.7 Modelli fisicamente basati

Nei modelli fisicamente basati vengono studiati, talvolta anche con molto dettaglio, i diversi fenomeni fisici, tenendo conto della loro variabilità spazio-temporale. Spesso tali modelli nel campo dei deflussi urbani sono basati sia sulla legge di conservazione della

massa sia sulla legge di conservazione della quantità di moto. La delimitazione fra modelli concettuali e modelli fisicamente basati, che è netta dal punto di vista teorico, risulta però, dal punto di vista operativo, non sempre evidente quando si adottino gravose semplificazioni per i modelli fisicamente basati o si dettagliano oltremodo quelli concettuali.

6.8 Modelli globali

Nei modelli globali il bacino è considerato nel suo insieme. La piena nella sezione di chiusura del bacino viene calcolata sulla base di una precipitazione di cui non si considera la variabilità spaziale e tramite un unico operatore rappresentativo del comportamento medio spaziale del bacino, non essendo presa in conto la variabilità spaziale delle diverse caratteristiche topografiche, idrauliche e riguardanti la natura e l'uso del suolo del bacino stesso. Il progetto e/o la verifica delle diverse sezioni della rete vengono quindi effettuati considerando di volta in volta il bacino totale sotteso dalla sezione di interesse.

6.9 Modelli distribuiti

Nei modelli distribuiti viene presa in considerazione la variabilità spaziale sia della precipitazione in ingresso al sistema sia delle portate nonché delle diverse caratteristiche del bacino. Tutte le grandezze vengono considerate funzioni del tempo e dello spazio. Nei diversi sottobacini le grandezze possono poi essere considerate globali (modelli "localmente globali") o distribuite (modelli "localmente distribuiti"). Nei modelli distribuiti localmente globali, certamente i più diffusi, viene dapprima calcolato con approccio globale l'idrogramma di piena di ciascun sottobacino. Successivamente, procedendo da monte verso valle, per ciascun canale si simula la propagazione della piena risultante dalla somma degli idrogrammi provenienti dai canali di monte con l'idrogramma del sottobacino diretto. Notevole importanza ha il grado di suddivisione dei sottobacini e il dettaglio con il quale si procede alla simulazione. Ad esempio uno stesso modello può essere ritenuto distribuito se la descrizione della topografia del bacino è molto dettagliata, concettuale se la descrizione del bacino è più grossolana e addirittura globale se non si procede ad alcuna suddivisione del bacino.

6.10 Modelli probabilistici

Nei modelli di tipo probabilistico tutte le variabili vengono considerate come variabili casuali con assegnate leggi di distribuzione della probabilità. Ne consegue che, in questi modelli, a ingressi uguali possono corrispondere risposte diverse.

6.11 Modelli deterministici

Nei modelli di tipo deterministico vengono simulati in maniera deterministica i fenomeni quantitativi e qualitativi che avvengono nelle diverse porzioni dei bacini urbani durante gli eventi di pioggia. Ovviamente a ingressi uguali corrispondono in questi modelli risposte uguali. I modelli di tipo deterministico sono, nel campo della modellazione dei deflussi urbani, di gran lunga i più diffusi. Infatti, data la limitatezza delle serie di dati sperimentali disponibili, risulta ardua l'applicazione di modelli probabilistici che richiedono la conoscenza di lunghe serie di misure della portata al fine di individuare le relative leggi di distribuzione e le leggi statistiche tra le serie pluviometriche e quelle delle portate.

6.12 Modelli lineari

I modelli sono detti lineari quando l'uscita, corrispondente a un ingresso che sia combinazione lineare di più differenti ingressi, è una combinazione lineare delle uscite relative ai diversi ingressi separati. Per i modelli lineari vale quindi il principio di sovrapposizione degli effetti.

6.13 Modelli stazionari

I modelli sono detti stazionari quando a ingressi identici e sfasati nel tempo corrisponde con analogo sfasamento identiche uscite. La risposta fornita dai modelli stazionari risulta essere quindi indipendente dall'istante in cui si verifica l'ingresso.

6.14 Modelli completi

Nei modelli completi si simula la successione dei processi del ciclo idrologico, rappresentando in dettaglio sia le varie forme del deflusso (superficiale, ipodermico,

profondo) sia l'evolvere della fase aeriforme e del moto dell'acqua all'interno del terreno, anche tenendo conto degli scambi con falde acquifere.

6.15 Modelli di piena

Nei modelli di piena del settore del drenaggio urbano la simulazione riguarda essenzialmente, le perdite idrologiche, i fenomeni dello scorrimento, della concentrazione e della modulazione nel tempo dei soli deflussi superficiali. Nei modelli per il singolo evento la simulazione riguarda un periodo di tempo relativo ad un singolo evento meteorico. In genere il periodo simulato è dell'ordine delle ore e la simulazione viene svolta utilizzando passi temporali dell'ordine del minuto. Le condizioni iniziali del bacino devono essere arbitrariamente prescelte dall'operatore per lo svolgimento della simulazione.

6.16 Modelli per la simulazione continua

Nei modelli a simulazione continua la simulazione riguarda un periodo molto ampio comprendente numerosi eventi meteorici intervallati da periodi di tempo asciutto. In relazione alla durata considerevole del periodo (dell'ordine del mese o dell'anno) la simulazione viene svolta con passo temporale dell'ordine dell'ora. In tali modelli devono essere previsti specifici operatori in grado di simulare in maniera adeguata i fenomeni idrologici che si verificano durante i periodi di tempo asciutto e in particolare di valutare il recupero della capacità d'infiltrazione nelle parti permeabili del bacino e lo svuotamento delle depressioni superficiali per post-infiltrazione e per evaporazione sia delle aree permeabili sia di quelle impermeabili. Le condizioni dello stato del bacino all'inizio della simulazione, prescelte arbitrariamente, influenzano in maniera significativa solo le simulazioni relative ai primi eventi meteorici, risultando praticamente determinate dallo stesso modello le condizioni iniziali dei successivi eventi.

6.17 Individuazione della pioggia in ingresso sul bacino

La scelta degli ietogrammi in ingresso è una scelta fondamentale per qualsiasi tipo di modello, dal momento che le risposte fornite dal modello stesso sono influenzate dalla

caratteristiche della pioggia. In generale la pioggia può caratterizzarsi attraverso la sua distribuzione nel tempo, nello spazio e, nel caso di pioggia di progetto, attraverso il suo tempo di ritorno. Rimanendo nel campo dei modelli di piena le piogge da adottare riguardano in genere solo eventi isolati e di apprezzabile entità, restando escluse, per questo tipo di modelli, le lunghe serie storiche di precipitazioni alternate a lunghi periodi di tempo asciutto pertinenti invece ai modelli del tipo a simulazione continua. L'evento isolato può poi essere un evento storico, ove si voglia ricostruire un determinato evento di piena, o un evento di progetto. L'andamento temporale degli eventi adottati risulta sempre ben determinato, sia nel caso di evento storico perché per l'evento si hanno misurazioni, sia nel caso di evento di progetto perché si è prescelto un determinato istogramma. La variabilità spaziale dell'evento risulta invece generalmente ben più incerta. Raro è infatti potere disporre di più misurazioni contemporanee provenienti da più pluviografi disposti in diverse zone del bacino nel caso si adottino eventi storici, e poco noti sono ancora quei processi meteorologici che determinano la variabilità spaziale dell'evento di pioggia, talché risulta in fase di progetto difficoltosa e spesso arbitraria e incerta l'adozione di istogrammi differenti su diverse zone del bacino.

6.18 Modello matematico utilizzato

Il sempre maggiore impatto delle attività umane sull'ambiente urbano e in particolare sulla idrologia urbana ha spinto, fin dagli anni '70, alla realizzazione di numerosi modelli per lo studio dei deflussi urbani. Questi modelli hanno in genere solide basi scientifiche fondate su una più completa e approfondita conoscenza, acquisita in questi ultimi due decenni dei vari processi fisici del ciclo idrologico nei bacini urbani, e hanno avuto una certa diffusione favorita dalla disponibilità e dall'aumentata potenza di strumenti di calcolo elettronico. I modelli più noti presentano un diverso grado di dettaglio a seconda dei processi idrologici esaminati e del tipo di approccio utilizzato, ma sono in genere del tipo "distribuito" e "fisicamente basato". Le basi fisiche dovrebbero consentire, in teoria, l'assenza nei modelli di parametri di taratura atti a consentire di adattare i modelli a possibili diverse situazioni. Tuttavia, poiché è impossibile simulare in dettaglio tutti i processi idraulici e idrologici che si sviluppano in un bacino urbano durante gli eventi di

pioggia, alcune strutture dei modelli possono essere talvolta di tipo concettuale, atte a consentire una utile rappresentazione complessiva dei processi, ma richiedenti di fatto qualche parametro di taratura. Nella modellazione delle rete fognaria di Rimini si è utilizzato il software InfoWorksCs della Wallingford Software, le cui principali caratteristiche sono le seguenti:

- ✓ verifica e/o progetto;
- ✓ superfici contribuenti sia impermeabili sia permeabili;
- ✓ ietogrammi storici e/o sintetici; simulazione continua;
- ✓ variazione spaziale della pioggia ammessa;
- ✓ perdite per infiltrazione: coefficienti di deflusso, metodo SCS-CN, metodo di Horton;
- ✓ scorrimento superficiale tramite il metodo razionale;
- ✓ propagazione nella rete tramite le equazioni complete di De Saint Venant;
- ✓ moto in pressione tramite lo schema di Preissmann;
- ✓ strutture di controllo considerate: valvole, searicialori, slazioni di sollevamenlo, vasche volano;
- ✓ simulazioni sulla qualità delle acque.

All'interno del software le equazioni che governano il deflusso delle acque nelle condotte sono quelle di conservazione della massa e della quantità di moto proposte da De Saint Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0$$

dove :

Q = portata (m³/s)

A = area della sezione trasversale (m²)

g = accelerazione di gravità (m/s²)

θ = inclinazione del fondo sull'orizzontale

S₀ = pendenza del fondo

K = perdita di carico a sezione piena (m/s²)

Naturalmente le equazioni di De Saint Venant reggono l'idraulica di un condotto nel moto a gravità, non essendo in grado di rappresentare il moto in pressione. Ma introducendo una larghezza in superficie fittizia è possibile utilizzarle ugualmente:

$$B = \frac{g \cdot A_f}{C_p^2}$$

dove :

B = larghezza in superficie (m)

g = accelerazione di gravità (m/s²)

A_f = area della sezione piena (m²)

C_p = celerità delle onde di pressione (m/s)

La larghezza è quella di una fessura che si immagina posta sulla sommità del condotto (slot di Preissmann), dalla quale parte un piezometro di una lunghezza indefinita in cui l'acqua risale al livello corrispondente alla pressione raggiunta: lo schema è quindi quello di un moto a pelo libero seppure con una larghezza in superficie molto piccola. In questo modo si suppone una condizione per la quale restino valide le ipotesi presupposte alle equazioni di De Saint Venant. Il sistema formato dalle equazioni di De Saint Venant non è risolvibile analiticamente. Occorre quindi affidarsi al calcolo numerico, accettando soluzioni approssimate per le variabili in gioco. Le funzioni interessate vengono discretizzate utilizzando lo schema a 4 punti di Preissmann, le derivate sono sostituite da differenze finite mediate nel tempo e nello spazio con pesi opportuni. Per una generica funzione f:

$$f = \theta \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1}}{2} \right) + (1 - \theta) \cdot \left(\frac{f_{i+1}^n + f_i^n}{2} \right)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}}{\Delta x} \right) + (1 - \theta) \cdot \left(\frac{f_{i+1}^n - f_i^n}{\Delta x} \right)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n}{\Delta t} \right) + 0,5 \cdot \left(\frac{f_i^{n+1} - f_i^n}{\Delta t} \right)$$

dove fin sta per f(iΔx,nΔt).

L'impostazione di default prevede la suddivisione di ciascun condotto in N punti computazionali regolarmente distanziati (Δx) ad intervalli pari a 20 volte il diametro del condotto. La natura implicita dello schema di calcolo adottato rimuove i vincoli sull'intervallo Δt dati dalla condizione di Courant-Levy e assicura una stabilità numerica incondizionata per valori del peso ϑ superiori a 0.5. Nella pratica si assume un valore $\vartheta=0.65$. Se N è il numero di punti che suddividono la lunghezza totale di ciascun ramo, allora vi sono $2N-2$ equazioni di De Saint Venant discretizzate per ogni condotto. Nel caso in cui il collegamento sia in realtà un controllo (es. uno sfioro) anziché un condotto, i due punti saranno legati dalla relazione di perdita di carico prescritta, dal punto di vista computazionale. Il sistema di equazioni locali deve essere completato da due condizioni al contorno, calcolate in corrispondenza di ciascun nodo interno (pozzetto). Queste condizioni al contorno sono in realtà esse stesse delle equazioni.

La prima relazione può esprimersi genericamente come:

$$f(Q_j, y_j, Y_i) = 0$$

relazione che lega la portata Q_j ed il livello y_j al livello nel nodo Y_i . Nel caso di condotto essa includerà un termine di perdita di carico, nel caso di un outfall la portata verrà assunta nello stato critico.

La seconda relazione consiste nell'equazione di continuità, da soddisfare in ogni nodo interno:

$$Q_i + \sum \beta_j \cdot Q_j = A \cdot \frac{dY_i}{dt}$$

Questo è approssimato dal metodo implicito di Eulero.

Il sistema risultante dall'insieme delle equazioni descritte sopra è un sistema algebrico non lineare di equazioni alle differenze finite, che vanno risolte per ogni passo temporale considerato. La stabilità numerica, a rischio soprattutto nella fase di passaggio dalla situazione di corrente a pelo libero a quella in pressione, è assicurata dall'utilizzo del metodo iterativo di Newton-Raphson (N.-R) per la risoluzione del sistema. Ad ogni passo temporale il metodo di N.-R. linearizza le equazioni del sistema, generando una matrice, che può essere ridotta tramite due diversi metodi che operano per eliminazione di nodi computazionali lungo i collegamenti tra i nodi. Il metodo di N.-R. può dare convergenza

quadratica, per cui può capitare che bastino anche tre sole iterazioni; tuttavia il comportamento di reti molto complesse e con forte grado di interconnessione tra i rami può renderla semplicemente lineare. Gli effetti non lineari sono risolti dimezzando progressivamente il passo temporale di calcolo finché il metodo di N.-R. non raggiunge la convergenza.

6.19 Taratura e verifica del modello matematico

Ogni modello, dal più semplice al più sofisticato, riesce a fornire risultati soddisfacenti, cioè in buon accordo con eventuali, dati registrati, se si adottano nelle procedure di calcolo appropriati valori dei parametri. Accade spesso, inoltre, che la risposta del bacino sia di tipo non lineare e, quindi, che i valori dei parametri che forniscono le ricostruzioni con scarti minori tra grandezze misurate e simulate siano diversi da evento a evento. A queste incertezze si deve aggiungere che non sempre i parametri dei modelli riescono a conservare il significato fisico a essi direttamente legato, sicché spesso si finisce per attribuire agli stessi parametri l'intera incertezza di carattere idrologico e idraulico della modellizzazione adottata. In tal modo l'utente del modello, non riconoscendo più in maniera inequivocabile il significato dei parametri e, quindi, il più credibile valore da attribuire agli stessi all'interno di una prefissata fascia, rischia di effettuare simulazioni poco corrette e pervenire a risultati tutt'altro che affidabili. Non sempre si riesce a disporre di misure riferite al bacino in cui si sta operando: in queste circostanze è opportuno usare modelli già tarati e, inoltre, utilizzare quei valori dei parametri tarati in condizioni simili a quelle che si hanno nel caso in esame. L'affidabilità delle previsioni di progetto ottenute con i modelli si consegue, pertanto, attraverso la taratura, o calibrazione, e la successiva verifica, o validazione, degli stessi. Taratura e verifica sono due fasi distinte, anche quando vengono condotte con le stesse modalità. Attraverso la taratura si ricercano i valori dei parametri che assicurino, nel complesso, un buon accordo fra le portate e i volumi registrati e le analoghe grandezze ottenute tramite le simulazioni dei modelli, con riferimento a un ben individuato campione di eventi afflussi deflussi disponibili. Con la verifica ci si prefigge, invece, l'obiettivo di valutare le prestazioni del modello con gli stessi valori dei parametri ma con un campione di eventi diverso da quello adoperato in fase di calibrazione. Anche quando si

disponesse di affidabili dati sperimentali, la taratura e la verifica possono non fornire risultati utilizzabili con sicurezza per il progetto: gli eventi a base di calcolo, infatti, hanno spesso tempi di ritorno più elevati di quelli degli eventi disponibili, per cui i valori dei parametri potrebbero non essere appropriati per le ricostruzioni significative a scopi progettuali. Uno stesso modello può essere adoperato a scopi diversi [Yen, 1986]: per predizione, per taratura, per verifica, per analisi di sensibilità. La taratura consta di più passi [Rao-Han, 1987]. Il primo è la scelta dei parametri, dipendente dalla struttura del modello adoperato e da considerazioni legate all'opportunità di limitare il numero dei parametri da tarare, escludendo quelli rispetto ai quali il modello è poco sensibile. L'analisi di sensibilità o di sensitività consiste nell'accertare l'incidenza della variazione di ciascun parametro del modello sul risultato finale; essa è molto utile proprio nei casi in cui non si disponga di casi sperimentali di confronto e si voglia trasferire l'uso del modello a casi diversi da quelli per i quali esso è stato tarato. Per consentire l'uso dei modelli anche ai non esperti di idrologia è opportuno che i parametri conservino sempre un qualche significato fisico. Il secondo passo consiste nella scelta di un criterio di valutazione che può essere di tipo euristico ovvero conseguire alla definizione di una determinata funzione obiettivo. Con i criteri euristici la valutazione della bontà delle prestazioni del modello si basa su un giudizio pseudo-oggettivo dell'utente, che confronta, a seconda dello scopo per cui viene adoperato il modello, portate al colmo registrate e simulate, volumi dell'evento di piena tempi di occorrenza della portata al colmo. Giudizi più oggettivi si ottengono facendo statistiche dei rapporti fra volumi o portate osservati e i corrispondenti valori simulati. Ovviamente, si adotteranno quei parametri che hanno fornito valori di detti rapporti prossimi all'unità. In maniera ancora più oggettiva la taratura si effettua ricorrendo al calcolo basato sulle funzioni obiettivo O.F., che costituiscono uno strumento cui si ricorre quando l'informazione sperimentale disponibile è affidabile e quantitativamente consistente. Quando si adotti il metodo della O.F., la taratura richiede un ulteriore passo, consistente nella scelta del metodo di ottimizzazione e, eventualmente, del criterio di convergenza. Una volta che il modello sia stato tarato, si possono usare le stesse funzioni di ottimizzazione per la validazione: in questa fase, in modo più appropriato, esse vengono definite funzioni d'errore. L'errore soglia che si vuole conseguire si può fissare pari a zero o a un valore

comunque basso: quanto più la funzione errore è prossima a detta soglia, tanto più la verifica fornisce risultati soddisfacenti.

CAPITOLO 7

PORTATA DI TEMPO ASCIUTTO

7.0 Introduzione alla portata di tempo secco

Si definiscono portate di tempo asciutto le acque provenienti da scarichi civili, industriali ed eventualmente dal drenaggio della falda urbana. Queste portate possono defluire in fogne miste, insieme con le portate pluviali, o in apposite reti fognarie che usualmente vengono chiamate reti per acque nere. Il calcolo delle portate di tempo asciutto presenta notevoli incertezze, sia perché non è facile definire quale sarà la richiesta d'acqua potabile della popolazione e delle industrie durante tutta la vita dell'opera, sia perché non è facile prevedere tutti gli altri elementi che influiscono sulla portata in fogna e precisamente:

- ✓ percentuale di acqua distribuita che raggiunge le fogne;
- ✓ ripartizione delle portate nelle varie ore del giorno.

7.1 Deflussi delle aree residenziali

Le portate di tempo asciutto delle fogne a servizio delle aree residenziali vengono normalmente determinate facendo riferimento agli utenti serviti, alla dotazione per abitante e per giorno e a un opportuno coefficiente di dispersione che tenga conto dell'aliquota di acqua distribuita che non viene scaricata nelle fogne. Occorre tener presente inoltre che le fogne delle aree urbane normalmente raccolgono anche le acque di scarico di quelle attività commerciali, artigianali o di servizio diffusamente distribuite nel tessuto urbano.

7.2 Sviluppo urbano

Il progetto della rete andrà effettuato tenendo conto delle densità abitative (ab/ha) previste nelle norme del Piano Regolatore Generale, operante nel centro abitato, per le diverse zone. Poiché molti PRG non indicano la densità abitativa delle varie zone, ma si limitano a riportare gli indici di fabbricabilità in m^3/ha , un'utile indicazione sulla densità abitativa può provenire dall'utilizzo dell'indice volumetrico capitario, che esprime il volume di edificio necessario a una persona, che è (D.L. 2 aprile 1968):

- ✓ per le zone residenziali di 80-100 m^3/ab ;
- ✓ per le zone turistiche di 50 m^3/ab ;
- ✓ per le zone a terziario di 100 m^3/ab .

Tenendo conto che molti elementi della rete fognaria, quali collettori terminali e impianto di depurazione, sono a servizio dell'intero centro abitato e devono essere progettati per funzionare in un arco temporale che in genere travalica le previsioni urbanistiche (10-20 anni), nel passato si sono messe a punto molte procedure di previsione della futura popolazione di un centro abitato [Stanbery, 1952] [Barclay, 1958] [Cox, 1959].

Molto diffuso, fino agli anni '60, era l'uso di leggi di crescita di tipo esponenziale:

$$P_t = P_0(1+c)^t$$

in cui:

P_0 è la popolazione attuale;

P_t è la popolazione prevista tra t anni;

c è il fattore di crescita medio annuale.

Il valore di c era stimato in base ai dati demografici deducibili dai censimenti decennali della popolazione pubblicati dall'ISTAT o dai dati disponibili presso gli uffici anagrafe dei singoli comuni; in ambedue i casi era opportuna la graficizzazione in un diagramma semilogaritmico $\log P_t - t$ dei dati da elaborare per controllare l'effettiva rispondenza di una legge sopra riportata alla interpretazione della dinamica demografica nonché alla individuazione di periodi anomali da eliminare nella valutazione del fattore di crescita annuale. Si deve infatti tenere presente che la legge precedentemente descritta è valida in presenza di crescita non perturbata da cause eccezionali come, ad esempio, interventi di industrializzazione o deindustrializzazione realizzati nell'area, fenomeni migratori, o altro.

Tuttavia nell'ultimo ventennio, in Italia, il fattore di crescita della popolazione ha raggiunto valori prossimi allo zero e spesso negativi per cui l'incremento della popolazione di un centro abitato resta influenzato essenzialmente dai flussi migratori interni che, in certe condizioni, si sono rilevati anche consistenti.

Poiché si è visto che questi ultimi sono determinati essenzialmente dall'offerta di attività lavorative, di residenze e dal loro costo, qualsiasi variazione di popolazione potrà essere stimata piuttosto dall'analisi delle previsioni urbanistiche locali che non da mere proiezioni statistiche.

7.3 Dotazioni idriche

La dotazione idrica indica la richiesta d'acqua di un centro abitato rapportata a ogni singolo abitante dello stesso. Poiché questi valori sono di fondamentale importanza per la progettazione degli acquedotti, spesso per questi, il fabbisogno si riferisce al giorno di massimo consumo che normalmente si verifica nella stagione estiva. Nella progettazione delle fognature è invece più utile basarsi sulla dotazione media annua.

Nella seguente tabella sono riportati i dati delle dotazioni idriche previste dal Piano Regolatore Generale degli Acquedotti, diventato Legge col D.P.R. del 3 agosto 1968.

ENTITÀ DEMOGRAFICA DEL CENTRO URBANO	DOTAZIONE DEL GIORNO DI MAGGIOR CONSUMO [l/(ab·d)]
Case sparse	80
< 5.000 ab	120
5.000 ÷ 10.000 ab	150
10.000 ÷ 50.000 ab	200
50.000 ÷ 100.000 ab	250
oltre 100.000 ab	300
Fluttuanti giornalieri	100
Fluttuanti stagionali	200

Tab 1:Dotazione idrica minime utilizzate nella stesura del PRGA.

Già all'epoca, per molti comuni, sembrò che dette dotazioni fossero insufficienti e pertanto in più casi se ne autorizzò anche un sensibile aumento. Nella tabella di seguito sono riportati i dati medi annui dei consumi idrici effettivamente rilevati negli anni passati in un numero elevato di centri urbani italiani [Veltri e Maiolo, 1994a] [Veltri e Maiolo, 1994b].

ENTITÀ DEMOGRAFICA DEL CENTRO URBANO	DOTAZIONE MEDIA ANNUA [l/(ab·d)]
< 5.000 ab	120 ÷ 330
5.000 ÷ 10.000 ab	150 ÷ 350
10.000 ÷ 50.000 ab	200 ÷ 400
50.000 ÷ 100.000 ab	250 ÷ 450
oltre 100.000 ab	350 ÷ 550

Tab 2:Dotazione idriche medie annue rilevate in centri urbani italiani.

Inoltre l'Abwassertechnische Vereinigung tedesca propone [ATV, 1973], per la progettazione di fognature, le dotazioni medie annue riportate nella seconda colonna della tabella 3.

POPOLAZIONE	DOTAZIONE MEDIA ANNUA [l/(ab·d)]	C_p
< 5.000	150	3,0
5.000 ÷ 10.000	180	2,4
10.000 ÷ 50.000	220	2,0
50.000 ÷ 250.000	260	1,7
> 250.000	300	1,5

Tab 3:Elementi per il calcolo delle portate nere suggeriti dall'ATV.

Come si vede da dette tabelle, utili per la valutazione delle portate nere, le dotazioni idriche crescono all'aumentare dell'estensione del centro abitato; ciò è dovuto al fatto che, benchè il fabbisogno sia riportato come dotazione pro-capite per ogni singolo abitante del centro urbano, tuttavia esso comprende la richiesta per usi domestici, per le attività terziarie e commerciali e per le attività industriali inserite nel tessuto urbano e queste ultime due sono normalmente crescenti al crescere della dimensione demografica del centro abitato. Ne deriva che nel caso di calcolo delle portate nere di aree civili occorrerebbe scorporare dalla dotazione la richiesta per le attività industriali, rappresentando questa un fabbisogno da concentrare essenzialmente nelle aree all'uopo destinate. In mancanza di indicazioni più dettagliate, stante la scarsità di misure disponibili, si può ritenere che il fabbisogno dei centri urbani fino a 100.000 abitanti sia da considerare essenzialmente condizionato dalla richiesta domestica e dalle attività terziarie diffuse sul territorio e pertanto utilizzabile per la determinazione della portata nera, mentre nel caso di dotazioni di centri urbani di estensione maggiore sia da scorporare il fabbisogno industriale essendo molto difficile che la richiesta per usi domestici e del terziario diffuso sia superiore ai 250-350 l/ (ab·d).

7.4 Coefficiente di dispersione

La dotazione idrica indica il quantitativo d'acqua pro-capite da addurre ai serbatoi del centro abitato per soddisfare la richiesta della popolazione. Tuttavia non tutta questa acqua giunge agli utenti e poi viene da questi scaricata nelle fogne. Le dispersioni sono da attribuire a:

- ✓ usi senza recapito in fogna, come ad esempio l'innaffiamento, ecc.;
- ✓ sfiori dai serbatoi;
- ✓ perdite della rete di distribuzione.

Pertanto l'acqua che perverrà alle fogne sarà un'aliquota di quella addotta ai serbatoi. Pochi sono gli studi presenti nella letteratura tecnica su queste perdite complessive [Molino e altri, 1984], [Lamberti e altri, 1994]; tuttavia, nella progettazione, la loro quantificazione, per quanto detto nelle premesse, va piuttosto fatta in base a considerazioni teoriche relative a reti ben gestite alimentanti aree con scarsi utilizzi per il verde. In conclusione appare che una valutazione della dispersione delle acque in un terzo della dotazione può essere accettata come ragionevole ma che, nel caso si debba pervenire attraverso questa valutazione al calcolo della portata massima per il dimensionamento degli specchi, risulta consigliabile considerare, prudenzialmente, una perdita di non più del 15-20%.

7.5 Portata media annua

La portata media annua può essere espressa dalla relazione:

$$Q_0 = [(1-e)d \cdot P] / 86400$$

In cui:

Q_0 è la portata media nera [l/s];

P è il numero di utenti gravanti sulla fogna a monte della sezione di calcolo;

d è la dotazione idrica media annua [l/(ab·d)];

e è il coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di dotazione idrica che non raggiunge la fogna.

7.6 Variabilità della portata

La portata nera in una sezione generica di una fogna è una grandezza variabile nel tempo che segue molto spesso l'andamento dei consumi idrici, pur se con una certa laminazione dei valori di questi, dovuta all'azione della rete. Pertanto, conformemente ai consumi, la portata nera sarà soggetta a fluttuazioni stagionali, giornaliere e orarie. I differenti valori di questa variabile potranno essere stimati, a partire dal valore della portata media nera Q_o , moltiplicando quest'ultima per differenti coefficienti sperimentali.

A tale scopo indichiamo con:

C_p il coefficiente di punta, rapporto tra la massima portata oraria e la portata media annua;

C_m il coefficiente di minimo, rapporto tra la minima portata oraria e la portata media annua;

C_g il coefficiente di punta giornaliera, rapporto tra la portata media del giorno di massimo consumo e la portata media annua.

Nella bibliografia tecnica vengono proposte più relazioni che indicano la variabilità di C_p con la classe demografica del centro abitato; tra queste le formule proposte da:

$$\text{Giff} \quad C_p = \frac{5}{P^{1/6}}$$

$$\text{Barman} \quad C_p = 1 + \frac{14}{(4 + P^{1/2})}$$

$$\text{Babbit} \quad C_p = \frac{5}{P^{1/5}}$$

con P numero di abitanti espressi in migliaia.

Le relazioni precedenti sono valide per popolazioni comprese tra i mille e il milione di abitanti. Nella tabella 4 sono riportati, a confronto, i valori di C_p calcolati con le diverse formule sopra riportate; come si vede, detti valori si scostano poco l'uno dall'altro.

POPOLAZIONE	C_p		
	(5.3)	(5.4)	(5.5)
10.000	3,4	3,0	3,1
25.000	2,9	2,6	2,6
50.000	2,6	2,3	2,3
100.000	2,3	2,0	2,0
200.000	2,1	1,8	1,7
500.000	1,8	1,5	1,4
1.000.000	1,6	1,4	1,3

Tab 4: Confronto tra i valori di C_p calcolati con le relazioni sopra riportate.

Tuttavia la relazione (5.5) è quella che dà i valori più bassi, se pur ancora superiori, ai pochissimi dati sperimentali della realtà italiana; pertanto risulta quella maggiormente consigliata per la progettazione nelle nostre zone, insieme con la sua speculare:

$$C_m = 0,2 P^{-1/5}$$

Nella terza colonna della tabella 3 sono riportati i valori di C_p suggeriti dall'ATV [ATV, 1973]. Scarsissima è la disponibilità di dati relativi al coefficiente di punta giornaliera C_g . In base a quanto rilevato per aree di piccola estensione della città di Napoli, con 220-360 abitanti, sono risultati valori di $C_g = 1,30-1,60$ [Molino e altri, 1986] [Molino e altri, 1991], mentre l'elaborazione dei dati di consumo globale di molte città italiane [Lamberti, 1994] ha dato per C_g un valore variabile tra 1,20 e 1,50.

7.7 Deflussi delle aree industriali

Le portate delle fogne a servizio di aree industriali vengono determinate nella stessa maniera di quelle delle aree residenziali, partendo dalla richiesta idrica delle industrie insediate. Purtroppo, però, quest'ultima è molto più incerta essendo fortemente influenzata dalla tipologia delle industrie, dai processi di produzione utilizzati e, soprattutto, dal coefficiente di riciclo, non solamente previsto ma anche effettivamente realizzato. Nel caso sia nota la tipologia delle industrie insediate si potrà far riferimento ai valori usuali del fabbisogno d'acqua, disponibili in bibliografia. Questo potrà essere espresso in m^3 per unità di prodotto, per addetto o, infine, per unità di area coperta. Nel caso, invece, molto più

frequente, di tipologie industriali ancora non note, o che si presume possano cambiare nel tempo, si farà riferimento ai valori medi di altre aree industriali, espressi in $\text{m}^3/(\text{ha}\cdot\text{d})$ o in $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$. In tutti i casi, per la progettazione, occorrerà trasformare l'informazione disponibile in una indicazione di richiesta media d'acqua espressa in $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$. A tal fine occorrerà avere notizie sulla produzione giornaliera delle industrie o sul numero di addetti, in relazione alla loro estensione e, infine, sull'arco temporale di produzione all'interno della giornata. Infatti la portata media in $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$ si ricava dal valore della portata espressa in $\text{m}^3/(\text{ha}\cdot\text{d})$ facendo riferimento al numero di ore lavorative. Per quanto riguarda quest'ultimo aspetto normalmente si fa riferimento a una produzione concentrata in non più di 8-10 ore al giorno. Nella tabella 5, elaborata dai dati raccolti dal CNR su una ricerca sviluppata nel 1973 [Merli e altri, 1973], sono riportati, per i diversi settori di produzione, gli scarichi per unità di prodotto (in m^3/t) e il valore medio del primo coefficiente di riciclo (o di utilizzazione) R_1 che rappresenta il rapporto tra il volume totale di acqua impiegato e il volume d'acqua prelevato e/o scaricato. Nel caso che, a parità di settore di produzione, ci si trovi in presenza di un diverso valore del coefficiente di riciclo, il valore del volume d'acqua prelevato e/o scaricato si potrà ricavare ancora dalla tabella 5 dividendo il valore riportato nella seconda colonna per il rapporto tra il nuovo coefficiente di riciclo e il valore riportato nella terza colonna. Nella tabella 6, elaborata dai dati riportati in una ricerca di Econpubblica [Centro Studi Confindustria, 1979], sono invece riportati, per diversi settori di produzione, gli scarichi per addetto e per giorno. Come si è già detto precedentemente, l'utilizzo dei valori riportati nella tabella 5 e nella tabella 6 risulta spesso molto complesso o addirittura impossibile stante le informazioni sui futuri insediamenti in possesso del progettista all'atto dei calcoli. Nella tabella 7 sono invece riportati i valori delle richieste medie d'acqua delle aree industriali esposti nella bibliografia tecnica. Questi sono stati raggruppati in due distinte colonne, a seconda che siano stati espressi in un volume giornaliero o in una portata per unità di superficie, limitandoci a unificare le predette dimensioni in $\text{m}^3/(\text{ha}\cdot\text{d})$ e in $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$. Per poter effettuare un rapido confronto, nella stessa tabella sono stati riportati i corrispondenti valori nell'altra unità, calcolati ripartendo la richiesta giornaliera su di un arco temporale di 8 ore.

SETTORE DI PRODUZIONE	ACQUA SCARICATA PER UNITÀ DI PRODOTTO [m ³ /t]	PRIMO COEFFICIENTE DI RICICLO R ₁
Carta	175,54	1,87
Chimica	83,97	1,90
Acciaio	10,09	2,54
Ghisa	85,76	1,59
Laminati, ferroleghie e altri prodotti siderurgici	39,20	1,80
Coke	2,19	4,81
Petrolio	1,10	7,67
Meccanica	74,89	1,34
Tessile	140,45	1,12
Tessile - Tintoria	318,36	1,06
Tintoria	230,67	1,02
Metalli non ferrosi	51,37	1,58
Gomma	147,16	1,13
Conserve alimentari	9,46	1,33
Surgelati	152,94	1,18
Alcool etilico	9,83	1,31
Birra	22,04	1,23
Pelli e cuoio	441,41	1,00
Cemento	0,47	1,92
Ceramica - Refrattari	32,82	1,20
Abrasivi	31,64	1,23

Tab 5: Settori di produzione, acqua scaricata per unità di prodotto e coefficiente di riciclo elaborati a partire dai dati pubblicati da Merli [Merli e altri, 1973] per gli stabilimenti alimentati esclusivamente con acqua dolce.

CODICE ISTAT	DENOMINAZIONE CATEGORIA	PORTATA SCARICATA [m ³ /(add.·d)]
2	INDUSTRIE ESTRATTIVE	20
3	INDUSTRIE MANIFATTURIERE	
3.01	INDUSTRIE ALIMENTARI E AFFINI	
3.01 A	<i>Industria molitoria e della pastificazione</i>	
3.01.02	Molitura di cereali	1,5
3.01.03	Produzione di pane	2
3.01.04	Produzione di pasta	2
3.01 B	<i>Industria dolciaria</i>	
3.01.05	Produzione specializzata di biscotti, paste lievitate e pasticceria	1
3.01.06	Lavorazione del cacao e produzione di cioccolato, caramelle e confetture in genere	1
3.01.07	Produzione di gelati	2
3.01 C	<i>Industria conserviera</i>	
3.01.08	Macellazione, lavorazione e conservazione delle carni	4
3.01.09	Lavorazione e conservazione dei prodotti alimentari della pesca	2,5
3.01.10	Conservazione e trasformazione di frutta, ortaggi e altri prodotti	8
3.01.11	Produzione di estratti e dadi alimentari, di alimenti dietetici e di succedanei del caffè; torrefazione del caffè	2
3.01 D	<i>Industria casearia</i>	2,5
3.01 E	<i>Industria dei grassi vegetali e animali</i>	16,6
3.01 F	<i>Industrie alimentari varie</i>	
3.01.18	Produzione e raffinazione dello zucchero	60
3.01.19	Produzione di prodotti amidacei	4,60
3.01.20	Produzione di mangimi	0,74
3.01.21	Produzione di prodotti alimentari non altrove classificati	0,9
3.01 G	<i>Industria delle bevande alcoliche e della distillazione di alcool</i>	
3.01.22	Produzione di vini comuni e speciali e di mosti concentrati	2,21
3.01.23	Distillazione di alcool etilico e produzione di acquaviti e liquori	8
3.01.24	Produzione di birra, malto ed estratti di malto	6,8

CODICE ISTAT	DENOMINAZIONE CATEGORIA	PORTATA SCARICATA [m ³ /(add.·d)]
3.01.25	Produzione di sidro e di altre bevande fermentate di frutta	9
3.01 H	<i>Industria idrominerale e delle bevande analcoliche</i>	2,6
3.03	INDUSTRIE TESSILI	
3.03 A	<i>Industria laniera</i>	
3.03.01	Lavatura e pettinatura della lana (compresa quella per materassi)	12
3.03.02	Filatura della lana pettinata e cardata, pura o mista ad altre fibre	3
3.03 B	<i>Industria cotoniera</i>	0,5
3.03 C	<i>Industria della seta</i>	
3.03.07	Trattatura, torcitura e filatura della seta, pura o mista e altre fibre	0,5
3.03 D	<i>Industria della canapa, del lino, della iuta e simili</i>	0,5
3.03 E	<i>Industria della lavorazione delle fibre chimiche (artificiali e sintetiche)</i>	
3.03.11	Torcitura e testurizzazione di fili di fibre chimiche (artificiali e sintetiche)	3,8
3.03.12	Tessitura delle fibre chimiche (artificiali e sintetiche)	0,5
3.03 G	<i>Altre industrie tessili</i>	
3.03.15	Classificazione e lavorazione (esclusa la filatura) dei cascami di qualsiasi tessile e degli stracci	5
3.03.17	Produzione di tappeti e moquettes tipo di fibra	2
3.03.18	Produzione di linoleum e di tele cerate	1
3.03.21	Lavorazione di setole, crine animale, pelo, piume, capok e simile (esclusa la confezione dei materassi, cuscini, ecc.)	2
3.03.23	Tintura, candeggio, stampa, appretto e finitura di qualsiasi tessile	5
3.03.24	Produzione e lavorazione di tessuti ed affini, non altrove classificati (esclusa la filatura e tessitura dell'amianto)	3,9
3.06	INDUSTRIA DELLE PELLI E DEL CUOIO (esclusa l'industria delle calzature)	
3.06.01	Concierie (esclusa la concia e tintura delle pelli per pellicceria)	6
3.06.02	Concia e tintura delle pelli per pellicceria	6
3.09	INDUSTRIE METALLURGICHE	
3.09.01	Produzione di ghisa, acciaio, ferroleghie e laminati di ferro e di acciaio	20
3.09.02	Produzione di tubi senza saldatura	30
3.09.03	Trafilazione a freddo di tubi avvicinati, aggraffati, saldati e simili	15,6

CODICE ISTAT	DENOMINAZIONE CATEGORIA	PORTATA SCARICATA [m ³ /(add.·d)]
3.09.04	Produzione di fili di ferro e di acciaio e di materiale vario derivato dalla lavorazione del filo; laminazione a freddo del nastro e trafilazione a freddo di laminati di acciaio	10
3.09.05	Produzione di pezzi di acciaio fucinati e stampati a caldo; stampatura e imbutitura a caldo di lamiere di acciaio	4
3.09.06	Produzione e lavorazione dei metalli non ferrosi	5
3.10	INDUSTRIE MECCANICHE	
3.10 A	<i>Fonderie di 2^a fusione</i>	
3.10.01	Fonderie di ghisa di 2 ^a fusione	8
3.10.02	Fonderie di getti di metalli non ferrosi	1,5
3.10 B	<i>Industria della costruzione di carpenteria metallica, mobili e arredi metallici, forni, caldaie ed apparecchi termici</i>	1,5
3.10 C	<i>Industria della costruzione di macchine motrici, variatori e riduttori di velocità e di apparecchi per impianti di sollevamento e trasporto (escluse le macchine e gli apparecchi elettrici)</i>	1,5
3.10 D	<i>Industria della costruzione di macchine utensili e di utensileria per macchine</i>	1,5
3.10 E	<i>Industria della costruzione di macchine operatrici per l'agricoltura e l'industria: pompe, compressori valvolame e simili</i>	1,5
3.10 F	<i>Industria della costruzione di minuteria metallica, fustame, bulloneria e molle, stoviglie e vasellame; armi da fuoco e loro munizioni</i>	1,5
3.10 G	<i>Industria di meccanica di precisione e affini</i>	1,5
3.10 H	<i>Industria della costruzione di macchine, apparecchi e strumenti elettrici ed elettronici, di telecomunicazioni e affini</i>	1
3.10 I	<i>Officine per lavorazioni e riparazioni meccaniche varie</i>	
3.10.47	Trattamenti superficiali ed elettrolitici dei metalli	1,5
3.10.48	Picchettaggio, raschiatura, verniciatura e carenaggio natanti	1,5
3.10.50	Riparazione di autoveicoli (esclusa la riparazione di carrozzerie)	1,5
3.10.51	Riparazione di carrozzerie di autoveicoli	1,5
3.10.52	Riparazione di motoveicoli e biciclette	1,5
3.10.53	Riparazione di trattori ed altre macchine agricole	1,5

CODICE ISTAT	DENOMINAZIONE CATEGORIA	PORTATA SCARICATA [m ³ /(add.·d)]
3.10.54	Riparazione di impianti frigoriferi, macchine per scrivere e da calcolo, sistemi per la elaborazione di dati a schede perforate, registratori di cassa e simili; riparazione di cuscinetti a sfera e ripristino di sfere usate	1,5
3.10.61	Lavorazioni e riparazioni meccaniche non altrove classificate	1,5
3.11	INDUSTRIE DELLA COSTRUZIONE DI MEZZI DI TRASPORTO E LAVORAZIONI AFFINI	1,5
3.12	INDUSTRIE DELLA LAVORAZIONE DEI MINERALI NON METALLIFERI (esclusa l'industria dei derivati del petrolio e del carbone)	
3.12.01	Macinazione e lavaggio dei minerali non metalliferi	2,84
3.12.02	Lavorazione della pietra da costruzione	2,84
3.12.03	Segatura dei marmi e delle pietre affini, del travertino, del granito e dell'alabastro	2,84
3.12.04	Lavorazione dei marmi e delle pietre affini, del travertino, del granito e dell'alabastro	2,84
3.12.05	Produzione di cemento e di agglomerante cementizio	4,5
3.12.06	Produzione di calce viva, idrata e idraulica	4,5
3.12.07	Produzione di gesso-(da muro; per intonaci, da forma da stucco e altri)	4,5
3.12.09	Lavorazione della ceramica, del gres e del materiale refrattario	1,1
3.12.11	Produzione di manufatti in cemento semplici o armati, di conglomerati cementizi misti con fibre o altre materie; produzione di lastre, tubi, ecc., di cemento-amianto	2,84
3.12.12	Produzione di manufatti in gesso e stucco	2,84
3.12.13	Produzione di articoli in amianto (esclusi quelli in cemento-amianto)	2,84
3.12.14	Produzione di vetro (prime lavorazioni)	3,5
3.12.15	Trasformazione del vetro (seconde lavorazioni)	3,5
3.13	INDUSTRIE CHIMICHE E DEI DERIVATI DEL PETROLIO E DEL CARBONE	
3.13 A	<i>Industria per la produzione dei prodotti chimici di base</i>	
3.13.01	Produzione di prodotti chimico-estrattivi e chimico-minerallurgici	7
3.13.02	Produzione di prodotti chimici primari	20
3.13.03	Produzione di fertilizzanti e di prodotti di base relativi	15
3.13.04	Produzione di prodotti chimici organici mediante processi di fermentazione o derivati da materie prime di origine vegetale	10
3.13.05	Produzione di emulsioni di bitume, di catrame e di leganti per uso stradale	10

CODICE ISTAT	DENOMINAZIONE CATEGORIA	PORTATA SCARICATA [m ³ /(add.·d)]
3.13.06	Produzione di prodotti elettrochimici (esclusa la produzione di cloro e soda) ed elettrotermici	10
3.13.07	Produzione di colori organici sintetici e relativi prodotti intermedi	13
3.13.08	Produzione di trasparente di cellulosa	10
3.13 B	<i>Industria per la produzione di prodotti chimici prevalentemente destinati all'industria e all'agricoltura (esclusi i fertilizzanti)</i>	
3.13.09	Produzione di esplosivi	14
3.13.10	Produzione di gas compressi	10
3.13.11	Distillazione di acidi grassi e produzione di olio per sintesi	10
3.13.12	Produzione di glicerina e di saponi da materie grasse	10
3.13.13	Produzione di essenze, aromi, essenze agrumarie e oli essenziali naturali	10
3.13.14	Produzione di estratti per concia e tintura e di concianti minerali	10
3.13.15	Produzione di colle animali e vegetali	10
3.13.16	Produzione di vernici, pitture, smalti, inchiostri da stampa e affini	10
3.13.17	Produzione di abrasivi artificiali	10
3.13.18	Produzione di fitofarmaci organici e inorganici (anticrittogamici, parassitari, ecc.)	20
3.13.19	Produzione di altri prodotti chimici prevalentemente destinati all'industria e alla agricoltura	20
3.13 C	<i>Industria per la produzione di prodotti farmaceutici</i>	2
3.13 D	<i>Industria per la produzione di prodotti chimici prevalentemente destinati al consumo non industriale</i>	10
3.13 E	<i>Industrie dei derivati del petrolio e del carbone (esclusi quelli per uso chimico)</i>	
3.13.29	Raffinerie di petrolio	20
3.13.30	Produzione e lavorazione di oli minerali, miscele lubrificanti e affini	27
3.13.31	Cokerie (comprese quelle annesse a stabilimenti siderurgici)	30
3.14	INDUSTRIE DELLA GOMMA	4,52
3.15	INDUSTRIE PER LA PRODUZIONE DI CELLULOSA PER USI TESSILI E DI FIBRE CHIMICHE (artificiali e sintetiche)	10
3.16	INDUSTRIE DELLA CARTA, DELLA TRASFORMAZIONE DELLA CARTA E DEL CARBONE E DELLA CARTOTECNICA	

CODICE ISTAT	DENOMINAZIONE CATEGORIA	PORTATA SCARICATA [m ³ /(add.·d)]
3.16.01	Produzione di pasta da carta e di cartone	40
3.16.02	Trasformazione della carta e del cartone (compresa la produzione di carte da parati e di carte da gioco) e produzioni cartotecniche	0,5
3.17	INDUSTRIE POLIGRAFICHE, EDITORIALI ED AFFINI	
3.17.01	Tipografie per la stampa di giornali quotidiani	0,05
3.17.02	Altri stabilimenti di arti grafiche (compresa la fotoincisione)	0,05
3.17.04	Editorie	0,05
3.18	INDUSTRIE FOTO-FONO-CINEMATOGRAFICHE	
3.18.01	Studi fotografici	0,4
3.18.02	Stabilimenti e laboratori fotografici	0,4
3.18.04	Sviluppo e stampa di films cinematografici	0,4

Tab 6: Settori di produzione e acqua scaricata per addetto e per giorno. tratti dal lavoro del CSC [Centro Studi Confindustria. 1979].

AREE INDUSTRIALI	FABBISOGNO		
	RIF. BIBL.	[m ³ /(ha·d)]	[l/(s·ha)]
USA	[Davis]	25 ÷ 85 *	0,9 ÷ 3,0
San Paolo (Brasile)	"	110 *	3,8
Germania (industrie con forti consumi)	[ATV]	45	1,5 *
Germania (industrie con medi consumi)	"	30	1,0 *
Germania (industrie con bassi consumi)	"	15	0,5 *
Lombardia (Italia)	[Regione Lombardia]	max 56 *	max 2,0
Francia	[Ministère de l'Intérieur e altri]	30 ÷ 60 *	1,0 ÷ 2,0
Francia: (zone con industrie ad alta tecnologia)	"	10 ÷ 12 *	0,3 ÷ 0,4
Francia: (zone di piccole industrie e officine)	"	20 ÷ 25 *	0,7 ÷ 0,85
Francia: (zone con industrie di taglio medio)	"	50 ÷ 150 *	1,7 ÷ 5,0

* valori tratti dalla bibliografia.

Tab 7: Richiesta media d'acqua delle aree industriali.

Uno studio statistico condotto in Francia su di un centinaio di zone industriali [Ministère de l'Intérieur e altri, 1977] ha mostrato che considerando una dotazione idrica via via crescente

da 15 a 500 m³/(ha·d) aumentava, secondo quanto riportato nella tabella 8, la percentuale delle aree industriali la cui richiesta era completamente soddisfatta.

Portata media specifica [m ³ /(ha·d)]	15	40	100	225	500
Probabilità di soddisfacimento	25%	50%	75%	90%	97,5%

Tab 8:Dati tratti dalla Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissementdes agglomérations [Ministère de l'Intérieur e altri, 1977].

Al fine del dimensionamento degli specchi si può assumere, in accordo con la Instruction Technique relative aux reseaux d'assainissement des agglomerations [Ministère de l'Intérieur e altri, 1977], che il rapporto tra la massima portata oraria e la portata media, calcolata sul numero di ore lavorative, ricada tra i valori 2 e 3.

7.8 Portate parassite

Si indicano come portate parassite quelle acque che s'infiltrano in una rete fognaria da punti non previsti, quali i chiusini dei pozzetti, i giunti non a perfetta tenuta delle tubazioni, ecc. In relazione ai problemi che possono determinare all'interno delle reti fognarie, le acque parassite si dividono in due grandi categorie:

- a) portate dovute ad acque superficiali che giungono in rete durante i periodi di pioggia e si annullano nei periodi di tempo asciutto;
- b) portate dovute ad acque di falda, di solito poco o nulla variabili nel tempo, nel caso di fognature sottoposte alla falda idrica.

La presenza di acque parassite comporta, infatti, un aumento della portata che deve essere trattata nell'impianto di depurazione e, nel contempo, una diluizione del carico biologico del liquame tutto a discapito dell'efficienza dei vari processi. Pertanto le portate del secondo tipo devono essere ridotte il più possibile nelle reti per acque nere o miste, provvedendo a realizzare fognature con giunti a perfetta tenuta, e, se necessario, ricorrendo a sistemi di fognatura separata. Le portate del primo tipo producono, invece, effetti meno dannosi, essendo la loro presenza limitata su di un arco temporale ridotto e, nel caso di sistemi fognari misti, possono essere trattate come le altre acque di pioggia.

7.9 Acque parassite presenti unicamente nei periodi piovosi

Queste acque possono giungere in fogna:

- ✓ attraverso i chiusini di accesso ai diversi manufatti inseriti lungo la rete;
- ✓ a causa della immissione, non prevista in progetto, delle acque che in tempo di pioggia pervengono dai piani interrati degli edifici nella fognatura nera, che di norma è posta a profondità maggiore rispetto al piano stradale della fogna bianca e, quindi, consente un più facile attacco;
- ✓ a causa delle perdite da parte della rete di drenaggio delle acque pluviali drenate dalla sottostante rete nera, quando non sono a tenuta i giunti dell'una e dell'altra rete.

Per quanto riguarda l'entità delle portate che possono infiltrarsi in fogna per ognuna di queste cause pochi sono i test e le misure effettuate su fogne già esistenti. Riferendosi alla prima delle cause suddette, Rawn [Rawn, 1937] nel 1937 sottopose diverse tipologie di chiusini a carichi idraulici variabili ritrovando, per il carico standard di 1 pollice (ovvero 2,54 cm) valori delle portate variabili da 76 l/min a 265 l/min. Queste esperienze aiutano a conoscere le portate che possono giungere in fogna attraverso i chiusini considerando una relazione lineare tra portata e la radice quadrata dell'altezza del velo idrico che si forma sulla superficie stradale. A proposito delle perdite da parte della rete delle acque bianche, Balmér e Backman [Balmér e altri, 1981] riferiscono addirittura di fogne bianche svedesi trovate perfettamente asciutte durante i periodi piovosi. Gli scarsi dati presenti in bibliografia danno solo una indicazione del problema e non possono costituire un parametro di riferimento, in quanto strettamente legati alle caratteristiche delle reti da cui sono stati dedotti. Tuttavia evidenziano l'importanza che bisogna dare in fase progettuale, di costruzione e di gestione della rete agli accorgimenti atti a evitare o ridurre immissioni non previste (particolare cura nella posa in opera dei vari pozzetti, controlli diretti a evitare immissioni abusive, particolare cura nella progettazione ed esecuzione dei giunti, ecc.).

7.10 Acque presenti durante tutto l'anno

Queste acque sono presenti in fogna essenzialmente per il drenaggio che questa esercita sulla falda a cui risulta sottoposta, attraverso i giunti di linea non perfettamente impermeabili o, addirittura, sfilati, le lesioni delle tubazioni, in corrispondenza di innesti

realizzati non a regola d'arte tra tubazione e manufatti, le rotture della rete, ecc. Ovviamente detto drenaggio non può che essere accidentale, mentre, nel caso si vogliano immettere in fogna le acque di drenaggio della falda o provenienti da canali di bonifica o rogge, non si potrà parlare di acque parassite. Per quanto prima detto, in questi casi le portate non potranno che essere immesse nella rete bianca, che andrà opportunamente proporzionata. È evidente che le portate parassite aumentano notevolmente all'aumentare del carico di falda sulla fogna così come al diminuire della manutenzione a cui quest'ultima viene sottoposta. Pertanto risulta difficile estendere i dati raccolti in alcune realtà urbane a situazioni del tutto differenti. Santry [Santry, 1964] nel 1964 effettuò prove su tubazioni da 150 mm circa in cemento e in gres giuntate con diversi tipi di giunto e sottoposte, dall'esterno, a carichi idraulici variabili tra 7,6 e 68,6 cm di colonna d'acqua e ritrovò le portate di infiltrazione riportate nella tabella 9 per mm di diametro di condotta. Come è ovvio detti valori prescindono dalle modalità di posa in opera e quindi servono solo a indicare l'idoneità maggiore o minore di ciascuno dei giunti considerati.

TIPO DI GIUNTO	Q [l/(s·km·mm)]	
	TUBAZIONI IN CEMENTO	TUBAZIONI IN GRES
Juta	0,0074 ÷ 0,306	0,0091 ÷ 0,392
Malta cementizia	0,00075 ÷ 0,024	0,0032 ÷ 0,0586
Bituminoso a freddo	0,0019 ÷ 0,0086	
Bituminoso a caldo	0 ÷ 0,00056	0,00147 ÷ 0,00609
Anello di gomma	0	
PVC		0 ÷ 0,0026

Tab 9: Portate drenate dai diversi tipi di giunto.

In Australia [Murray, '1987] adottando particolari cautele in fase di progettazione quali l'adozione di giunti il più possibile elastici, l'esecuzione di una buona sigillatura dei pozzetti, non solo tra copertura e pareti ma soprattutto tra queste e la platea di base, e impedendo, in fase di gestione, innesti difettosi o addirittura illeciti, si è riusciti a far scendere i valori della portata parassita dai 1140 e 13650 l/(ha·d) ammessi dalla normativa lì vigente, per reti rispettivamente al di sopra e al di sotto del livello di falda, ai valori,

misurati in due reti diverse, l'una tutta al disopra e l'altra quasi completamente al di sotto della falda, di 800 e 5200 l/(ha·d) rispettivamente. Tutto ciò premesso, nella tabella 10 si riportano alcuni valori delle portate parassite dei due tipi, da adottare in progetto, quali si deducono da Murray [Murray, 1987].

Ovviamente detti valori suppongono che siano stati adottati, in fase di progettazione e di costruzione, tutti gli accorgimenti atti a limitare dette portate e che, però, inevitabilmente, a causa del trascorrere del tempo, nella vita della rete dette portate diventino inevitabili (ad esempio le normative australiane ammettono che durante la vita della rete le portate parassite possano aumentare fino al 50% del valore iniziale).

TIPO DI SOTTOSUOLO	POSIZIONE DELLA FOGNATURA RISPETTO ALLA FALDA	Q [m ³ /(ha·d)]		
		PORTATE PRESENTI SOLO NEI PERIODI PIOVOSI	PORTATE PRESENTI TUTTO L'ANNO	TOTALE
Argilla	sopra	28	1,1	29,1
Argilla Sabbiosa	sopra	22	1,1	23,1
Sabbia Argillosa	sopra	17	1,1	18,1
Rocce sciolte	sopra	*	1,1	*
Tutti	sotto	11	6,5	17,5

* Variabile a seconda della componente predominante.

Tab 10: Valori delle portate parassite da adottare in progetto quali si deducono da [Murray, 1987].

CAPITOLO 8

ANALISI DATI UFFICIALI DI APERTURA DELLE PARATOIE A MARE

8.0 Dati ufficiali di apertura delle paratoie a mare

Ogni volta che si verifica un sovraccarico del sistema fognario, dovuto ad esempio ad una copiosa pioggia, e il sistema non è più in grado di convogliare tutto il refluo al depuratore, per evitare l'allagamento di alcune zone della città, avviene l'apertura delle paratoie a mare. L'ente preposto alla gestione del sistema fognario deve dare una comunicazione ufficiale degli scarichi a mare e deve inoltre provvedere all'affissione dei divieti di balneazione e nel contempo al ripristino dell'arenile che deve avvenire nelle quarantotto ore successive alla chiusura delle paratoie, che avviene in seguito al ripristino delle normali condizioni di drenaggio dei reflui. Ciò che si è fatto è dunque stato quello di analizzare tali comunicazioni ufficiali prendendo come riferimento un arco temporale, da aprile a ottobre dell'anno 2008, che racchiudesse i tre periodi temporali, in corrispondenza dei quali si erano verificati copiosi eventi di pioggia, analizzati nel capitolo quinto.

L'interfaccia grafica attraverso la quale accedere ai dati di scarico a mare è la seguente:

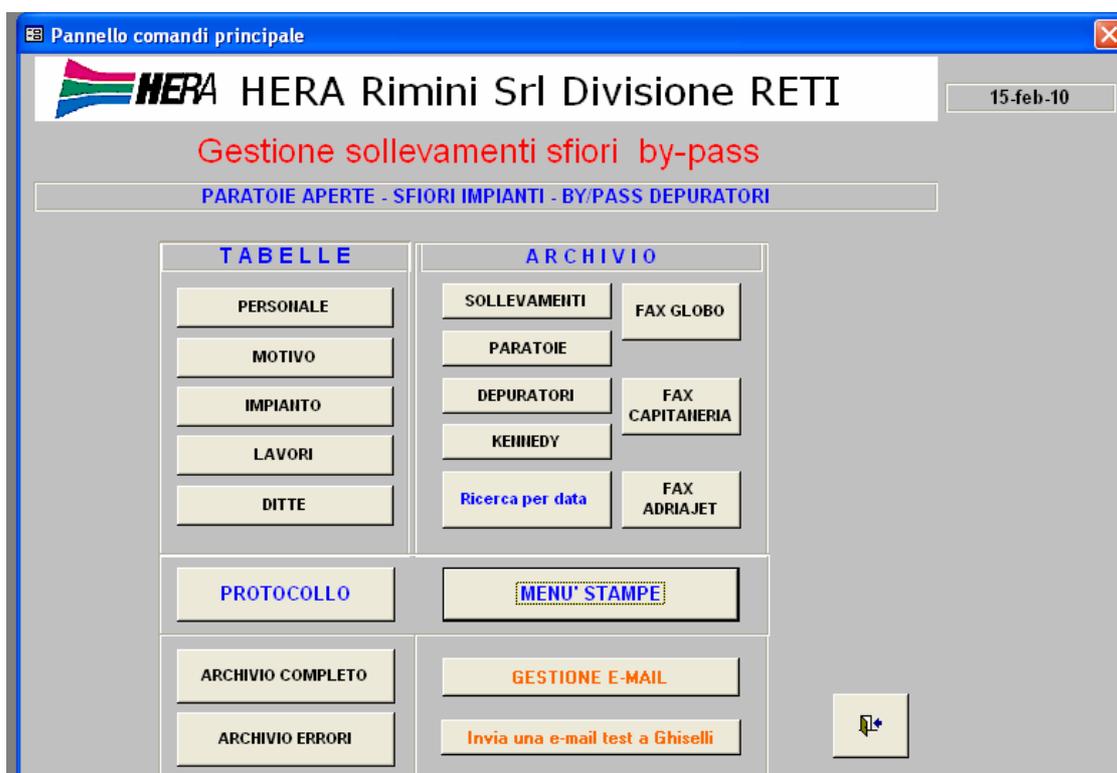


Fig. 8.1: Interfaccia grafica attraverso la quale accedere ai dati di apertura delle paratoie a mare.

In seguito si accede ad un menù di stampe dal quale è possibile, per ogni fossa, conoscere le aperture delle paratoie a mare nel corso di tutto il 2008.



Fig. 8.2: Menù di accesso ai dati di apertura delle paratoie a mare.

Il database consente una ricerca o temporale, impostando dunque un periodo di riferimento, ottenendo come risultato i dati relativi a agli scarichi a mare di tutte le fosse, oppure una ricerca per fossa non imponendo alcun vincolo temporale.

In tale analisi si è registrato il comportamento di ciascun condotto fognario con sbocco a mare e considerando solo gli eventi da inizio maggio a fine settembre 2008.

Si riportano di seguito gli sbocchi a mare per ogni fossa.

8.1 FOSSA TORRE PEDRERA GRANDE:

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
24/04/2008 4.20.00	24/04/2008 7.14.00	2.90	0.12
		0	0
20/05/2008 6.10.00	20/05/2008 15.40.00	9.50	0.40
		0	0
29/05/2008 17.35.00	29/05/2008 23.30.00	5.92	0.25
		0	0
07/06/2008 14.08.00	07/06/2008 18.55.00	4.78	0.20
		0	0
08/06/2008 8.28.00	08/06/2008 12.04.00	3.60	0.15
		0	0
13/06/2008 14.00.00	13/06/2008 21.30.00	7.50	0.31
		0	0
14/07/2008 20.45.00	15/07/2008 1.25.00	4.67	0.19
		0	0

<i>Dati/Ora Apertura</i>	<i>Dati/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompaggio:</i>	<i>Fine Pompaggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
15/09/2008 17.35.00	15/09/2008 19.25.00	1.83 0	0.08 0
15/09/2008 2.20.00	15/09/2008 5.27.00	3.12 0	0.13 0
15/09/2008 23.10.00	16/09/2008 2.25.00	3.25 0	0.14 0
22/09/2008 0.43.00	22/09/2008 3.31.00	2.80 0	0.12 0
23/09/2008 12.15.00	23/09/2008 16.15.00	4.00 0	0.17 0
25/09/2008 2.45.00	25/09/2008 5.20.00	2.58 0	0.11 0
28/09/2008 6.12.00	28/09/2008 10.55.00	4.72 0	0.20 0

Pagina 3 di 4

Risultano tredici sbocchi a mare da dati ufficiali nel periodo di riferimento. Si sono poi graficati i dati derivanti dal telecontrollo:

APERTURA PARATOIA A MARE TORRE PEDRERA GRANDE

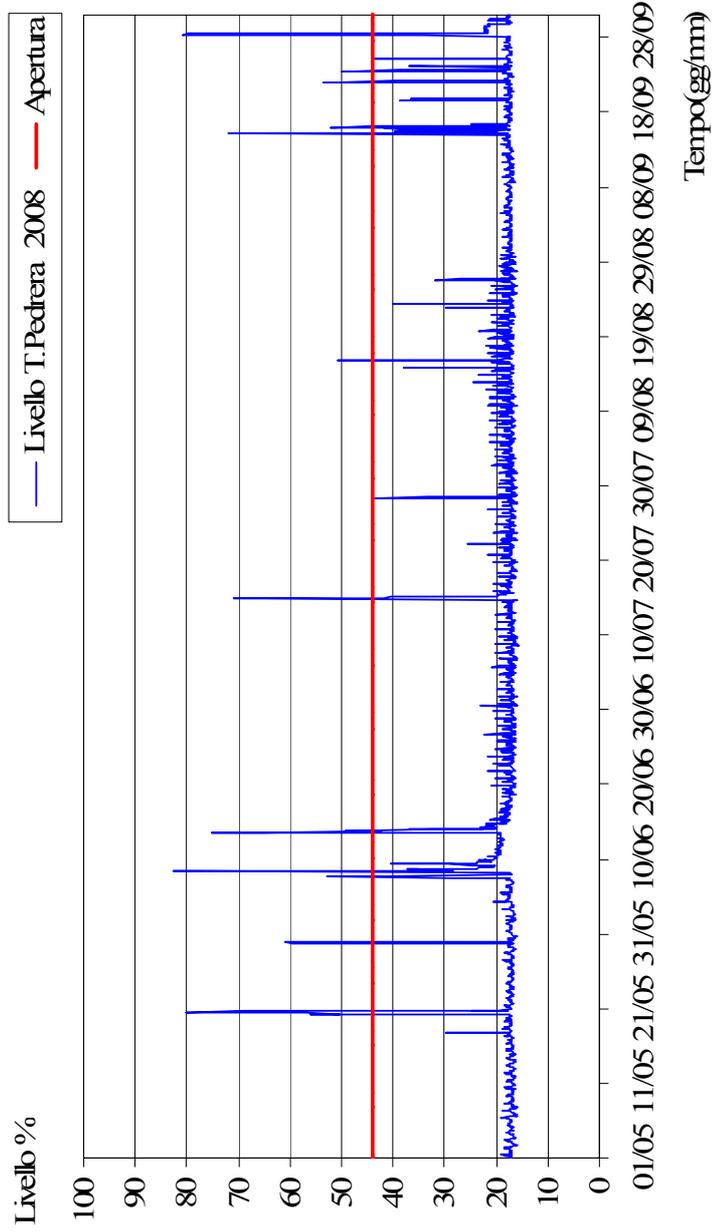


Fig. 8.1: Andamento del livello di fossa e percentuale dello stesso che determina l'apertura della paratoia

8.2 FOSSA BRANCONA:

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompaggio:</i>	<i>Fine Pompaggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
24/04/2008 4.25.00	24/04/2008 12.50.00	8.42	0.35
		0	0
20/05/2008 6.15.00	21/05/2008 5.15.00	23.00	0.95
		0	0
07/06/2008 17.43.00	08/06/2008 5.15.00	11.53	0.48
		0	0
08/06/2008 8.30.00	08/06/2008 19.25.00	10.92	0.45
		0	0
13/06/2008 14.10.00	13/06/2008 22.30.00	8.33	0.35
		0	0
14/07/2008 20.35.00	15/07/2008 4.00.00	7.42	0.31
		0	0
15/08/2008 2.30.00	15/08/2008 17.00.00	14.50	0.60
		0	0

Digitare L

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
15/09/2008 20.01.00	16/09/2008 3.00.00	6.96 0	0.29 0
19/09/2008 14.00.00	20/09/2008 8.00.00	18.00 0	0.75 0
22/09/2008 0.43.00	22/09/2008 12.40.00	11.95 0	0.50 0
23/09/2008 12.20.00	23/09/2008 19.00.00	6.67 0	0.28 0
28/09/2008 8.08.00	28/09/2008 13.10.00	5.03 0	0.21 0
01/11/2008 3.30.00	02/11/2008 5.30.00	26.00 0	1.08 0
14/11/2008 9.45.00	15/11/2008 6.00.00	20.25 0	0.84 0

Pagina 3 di 5

Risultano undici sbocchi a mare da dati ufficiali nel periodo di riferimento. Si sono poi graficati i dati derivanti dal telecontrollo:

APERTURA PARATOIA A MARE BRANCONA

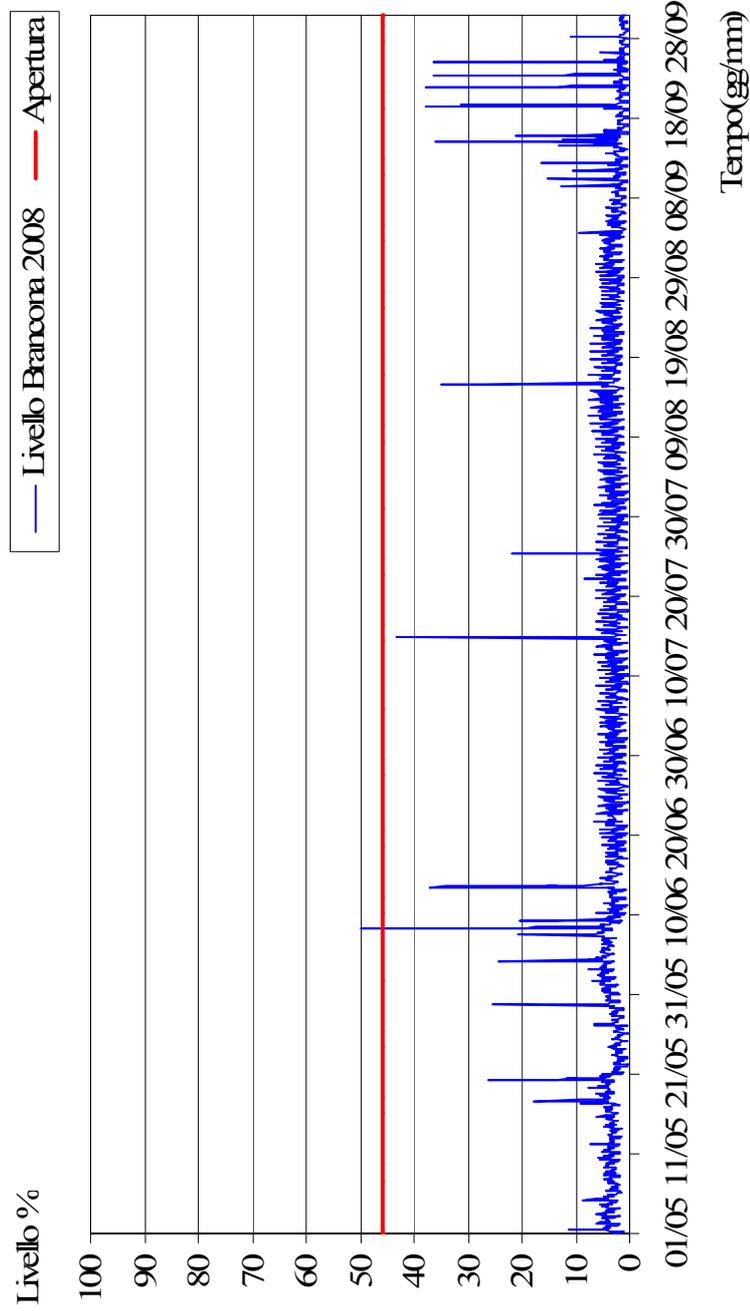


Fig. 8.2: Andamento del livello di fossa e percentuale dello stesso che determina l'apertura della paratoia.

8.3 FOSSA VISERBELLA:

Digit:

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
04/06/2008 7.03.00	04/06/2008 7.17.00	0.23 0	0.01 0
06/06/2008 8.27.00	06/06/2008 11.49.00	3.37 0	0.14 0
13/06/2008 13.50.00	13/06/2008 19.00.00	5.17 0	0.22 0
14/07/2008 20.30.00	14/07/2008 23.05.00	2.58 0	0.11 0
15/08/2008 2.25.00	15/08/2008 5.20.00	2.92 0	0.12 0
19/09/2008 13.30.00	19/09/2008 16.40.00	3.17 0	0.13 0
22/09/2008 0.26.00	22/09/2008 3.22.00	2.93 0	0.12 0

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
23/09/2008 12.00.00	23/09/2008 16.00.00	4.00 0	0.17 0
25/09/2008 2.35.00	25/09/2008 5.20.00	2.75 0	0.11 0
01/11/2008 3.20.00	01/11/2008 5.10.00	1.83 0	0.08 0
08/11/2008 17.30.00	08/11/2008 18.15.00	0.75 0	0.03 0
10/12/2008 14.10.00	10/12/2008 18.45.00	4.58 0	0.19 0
12/12/2008 7.53.00	13/12/2008 2.30.00	18.62 0	0.78 0
18/12/2008 11.06.00	19/12/2008 7.38.00	20.53 0	0.86 0

Pagina 3 di 3

Risultano dieci sbocchi a mare da dati ufficiali nel periodo di riferimento. Si sono poi graficati i dati derivanti dal telecontrollo:

APERTURA PARATOIA A MARE VISERBELLA

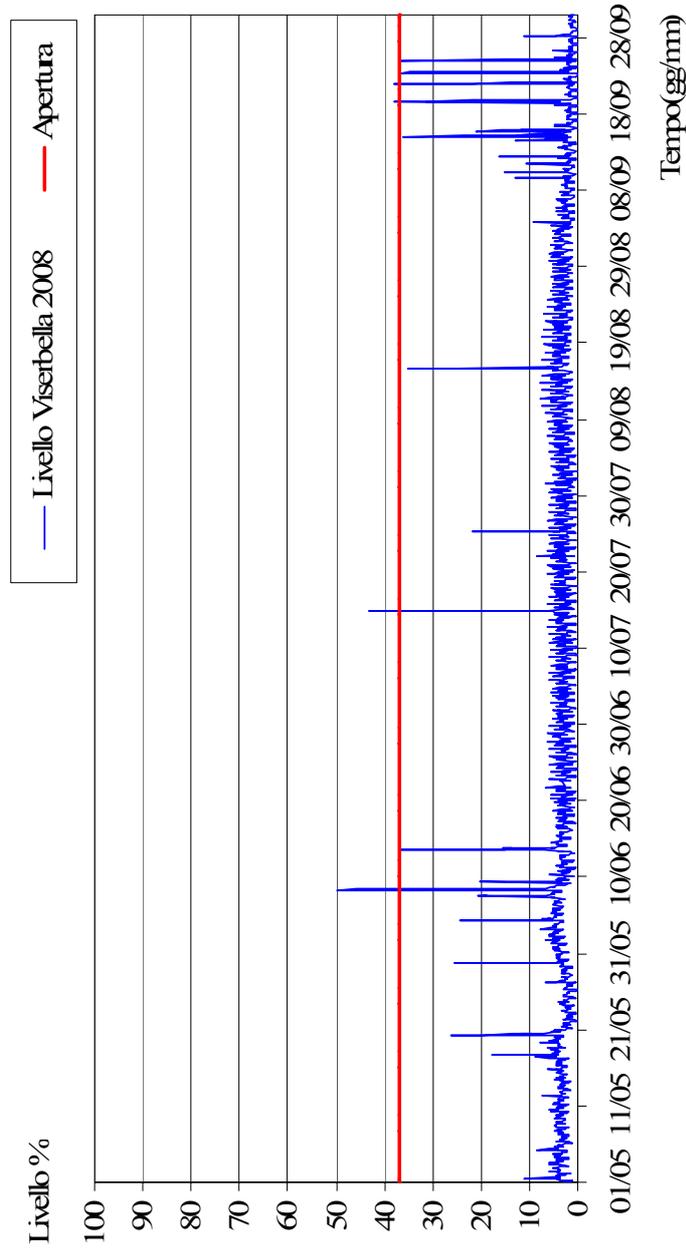


Fig. 8.3: Andamento del livello di fossa e percentuale dello stesso che determina l'apertura della paratoia.

8.4 FOSSA SORTIE:

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
20/05/2008 6.10.00	20/05/2008 16.30.00	10.33	0.43
		0	0
07/06/2008 12.00.00	07/06/2008 18.47.00	6.78	0.28
		0	0
08/06/2008 8.44.00	08/06/2008 13.45.00	5.02	0.21
		0	0
13/06/2008 14.06.00	13/06/2008 20.40.00	6.57	0.27
		0	0
03/07/2008 10.00.00	03/07/2008 10.00.00	0.00	0.00
		0	0
14/07/2008 20.30.00	14/07/2008 1.30.00	-19.00	-0.79
		0	0
15/09/2008 2.50.00	15/09/2008 6.00.00	3.17	0.13
		0	0

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
19/09/2008 13.30.00	19/09/2008 22.45.00	9.25	0.39
		0	0
22/09/2008 0.44.00	22/09/2008 4.58.00	4.23	0.18
		0	0
23/09/2008 12.22.00	23/09/2008 16.10.00	3.80	0.16
		0	0
25/09/2008 3.25.00	25/09/2008 5.20.00	1.92	0.08
		0	0
01/11/2008 3.26.00	01/11/2008 15.55.00	12.48	0.52
		0	0
28/11/2008 12.20.00	29/11/2008 10.10.00	21.83	0.91
		0	0
10/12/2008 14.20.00	11/12/2008 14.35.00	24.25	1.01
		0	0

Risultano undici sbocchi a mare da dati ufficiali nel periodo di riferimento. Si sono poi graficati i dati derivanti dal telecontrollo:

APERTURA PARATOIA A MARE SORTIE

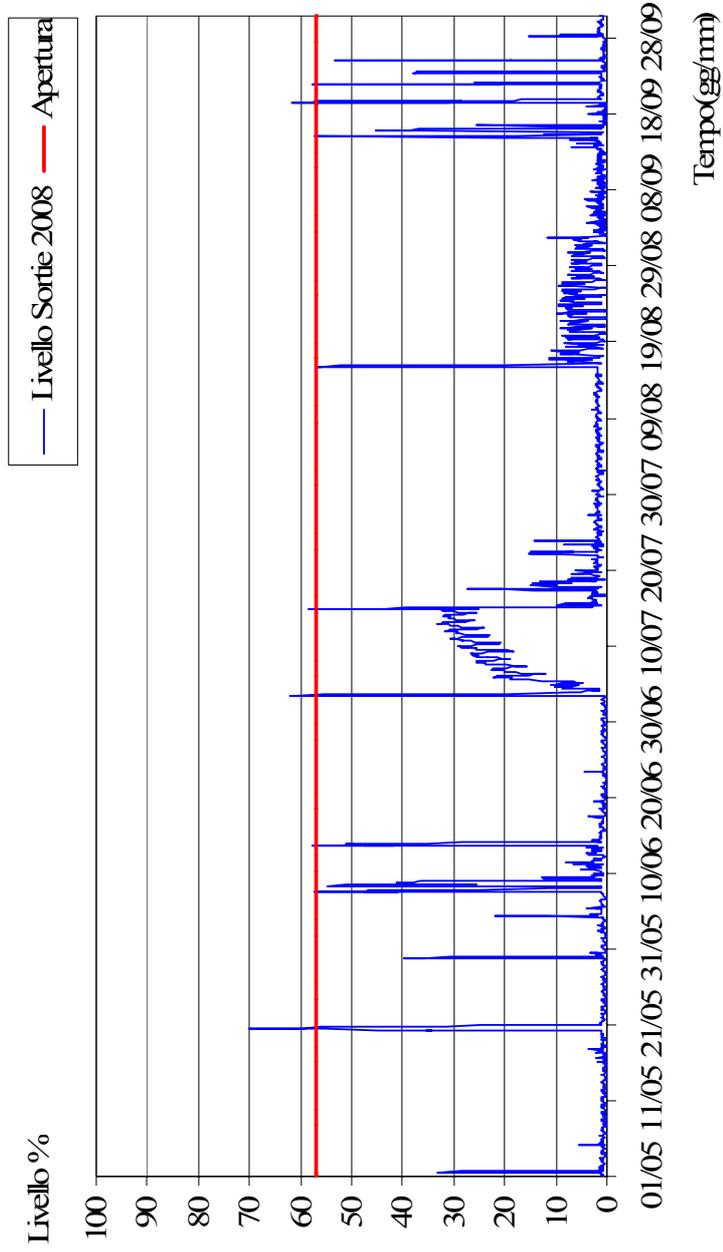


Fig. 8.4: Andamento del livello di fossa e percentuale dello stesso che determina l'apertura della paratoia.

8.5 FOSSA SPINA:

era Rimini S.r.l. NE SPECIALISTICA IMPIANTI			
	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG. Apertura</i>	
Totale	176.10	7.34	
	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>	
	0.00	0.00	
<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompaggio:</i>	<i>Fine Pompaggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
07/03/2008 4.12.00	08/03/2008 9.50.00	29.63	1.23
		0	0
23/03/2008 17.15.00	24/03/2008 5.00.00	11.75	0.49
		0	0
12/04/2008 16.23.00	12/04/2008 19.31.00	3.13	0.13
		0	0
20/05/2008 6.15.00	20/05/2008 14.27.00	8.20	0.34
		0	0
07/06/2008 12.29.00	07/06/2008 16.45.00	4.27	0.18
		0	0

<i>Dati/Ora Apertura</i>	<i>Dati/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
08/05/2008 8.52.00	08/05/2008 12.33.00	3,68	0,15
		0	0
13/05/2008 14.05.00	13/05/2008 19.30.00	5,42	0,23
		0	0
14/07/2008 20.40.00	14/07/2008 23.15.00	2,58	0,11
		0	0
15/08/2008 17.40.00	15/08/2008 19.20.00	1,67	0,07
		0	0
15/09/2008 2.55.00	15/09/2008 6.30.00	3,58	0,15
		0	0
19/09/2008 13.40.00	19/09/2008 23.10.00	9,50	0,40
		0	0
22/09/2008 0.48.00	22/09/2008 5.40.00	4,87	0,20
		0	0

Pagina 2 di 3

Risultano nove sbocchi a mare da dati ufficiali nel periodo di riferimento. Si sono poi graficati i dati derivanti dal telecontrollo:

APERTURA PARATOIA A MARE SPINA

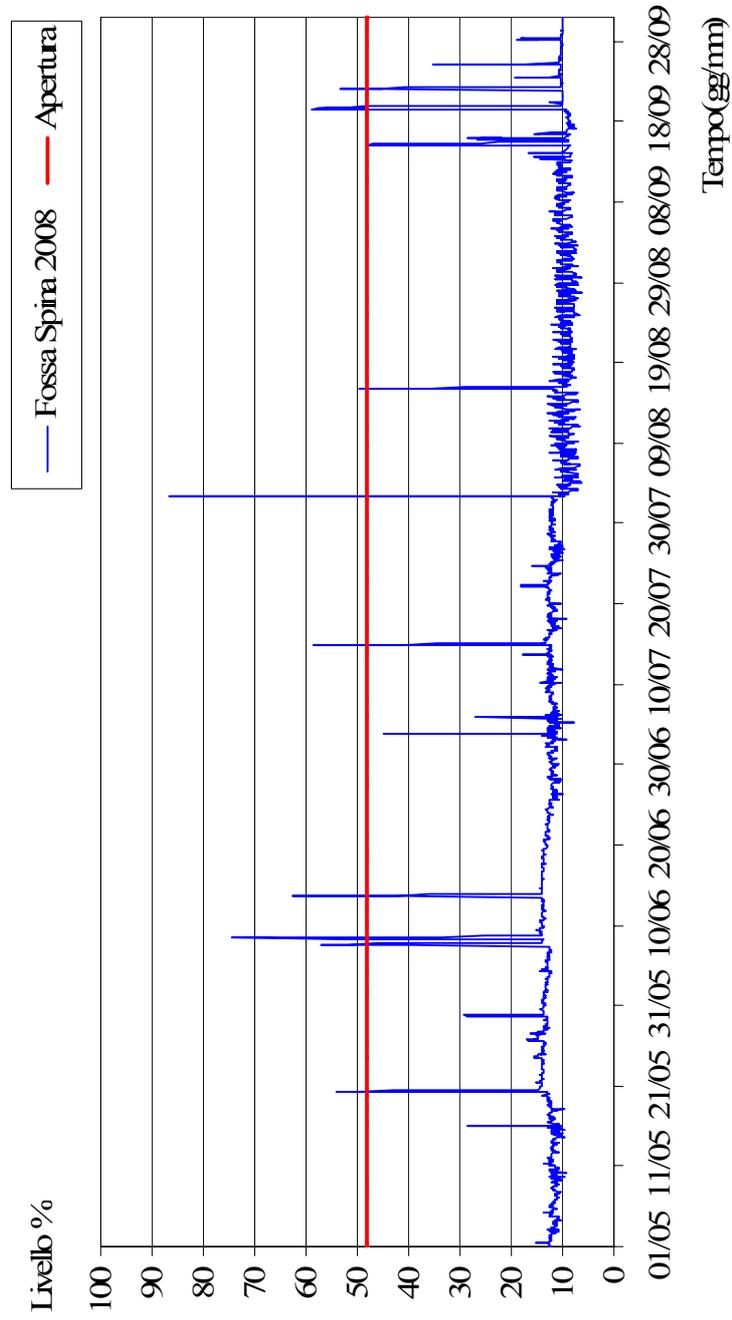


Fig. 8.5: Andamento del livello di fossa e percentuale dello stesso che determina l'apertura della paratoia.

8.6 FOSSA TURCHETTA:

L'ing. C.

era Rimini S.r.l.
E SPECIALISTICA IMPIANTI

	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG. Apertura</i>	
Totale	185.97	7.75	
	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG. pomp.:</i>	
	0.00	0.00	

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG. Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG. pomp.:</i>
07/06/2008 12.25.00	07/06/2008 18.15.00	5.83	0.24
		0	0
08/06/2008 8.57.00	08/06/2008 13.20.00	4.38	0.18
		0	0
13/06/2008 14.05.00	13/06/2008 21.05.00	7.00	0.29
		0	0
14/07/2008 20.55.00	14/07/2008 0.50.00	-20.08	-0.84
		0	0
15/08/2008 17.50.00	15/08/2008 22.55.00	5.08	0.21
		0	0

Pagina 1 di 3

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
15/09/2008 2.25.00	15/09/2008 6.35.00	4.17	0.17
		0	0
15/09/2008 20.45.00	16/09/2008 2.30.00	5.75	0.24
		0	0
19/09/2008 13.40.00	19/09/2008 23.15.00	9.58	0.40
		0	0
22/09/2008 0.59.00	22/09/2008 5.40.00	4.68	0.20
		0	0
01/11/2008 3.34.00	01/11/2008 17.30.00	13.93	0.58
		0	0
26/11/2008 12.54.00	29/11/2008 4.55.00	16.02	0.67
		0	0
10/12/2008 13.50.00	13/12/2008 15.20.00	73.50	3.05
		0	0

Pagina 2 di 3

Risultano nove sbocchi a mare da dati ufficiali nel periodo di riferimento. Si sono poi graficati i dati derivanti dal telecontrollo:

APERTURA PARATOIA A MARE TURCHETTA

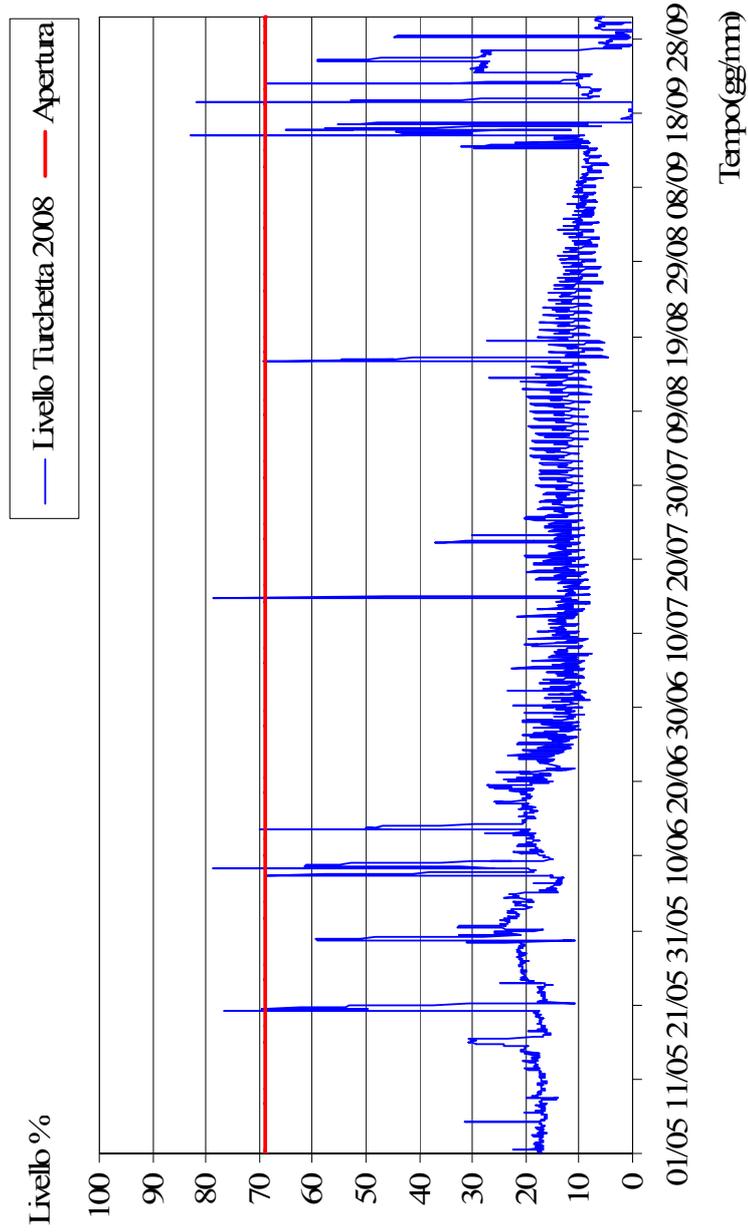


Fig. 8.6: Andamento del livello di fossa e percentuale dello stesso che determina l'apertura della paratoia.

8.7 FOSSA RIVABELLA:

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompaggio:</i>	<i>Fine Pompaggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
20/05/2008 6.20.00	20/05/2008 15.15.00	8.92	0.37
		0	0
07/06/2008 12.50.00	07/06/2008 15.00.00	2.17	0.09
		0	0
08/06/2008 8.56.00	08/06/2008 14.00.00	5.07	0.21
		0	0
13/06/2008 14.00.00	13/06/2008 17.24.00	3.40	0.14
		0	0
14/07/2008 21.00.00	14/07/2008 1.20.00	-19.67	-0.82
		0	0
15/08/2008 17.25.00	15/08/2008 22.00.00	4.58	0.19
		0	0
15/08/2008 1.50.00	15/08/2008 5.51.00	4.02	0.17
		0	0

Pagina 2 di 4

<i>Data/Ora Apertura</i>	<i>Data/Ora Chiusura</i>	<i>Ore Apertura</i>	<i>GG Apertura</i>
<i>Inizio Pompeggio:</i>	<i>Fine Pompeggio:</i>	<i>Ore pomp.:</i>	<i>GG pomp.:</i>
15/09/2008 20.55.00	16/09/2008 1.50.00	4.92 0	0.20 0
19/09/2008 13.30.00	19/09/2008 23.25.00	9.92 0	0.41 0
01/11/2008 3.28.00	01/11/2008 20.33.00	17.08 0	0.71 0
28/11/2008 12.56.00	29/11/2008 5.25.00	16.48 0	0.69 0
10/12/2008 14.30.00	11/12/2008 15.50.00	25.33 0	1.05 0
12/12/2008 7.25.00	13/12/2008 8.30.00	25.08 0	1.05 0
18/12/2008 11.05.00	19/12/2008 12.30.00	25.42 0	1.05 0

Risultano nove sbocchi a mare da dati ufficiali nel periodo di riferimento. Si sono poi graficati i dati derivanti dal telecontrollo:

APERTURA PARATOIA A MARE RIVABELLA

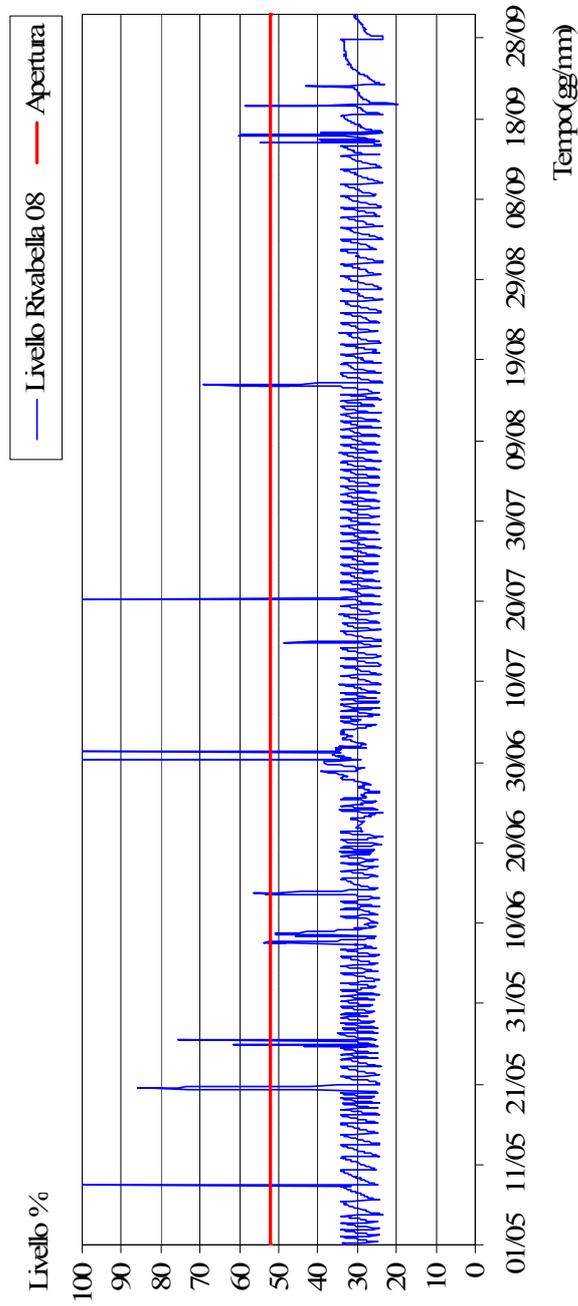


Fig. 8.7: Andamento del livello di fossa e percentuale dello stesso che determina l'apertura della paratoia.

CAPITOLO 9

EVENTI DI PIOGGIA REALI UTILIZZATI PER LE SIMULAZIONI

9.0 Modello della rete di Rimini Nord

Introdotta la rete nel software InfoWorksCs della Wallingford Software si è ottenuta la schematizzazione della rete fognaria di Rimini Nord. Come si può vedere dalla figura sottostante essa è prevalentemente una rete di tipo misto. Col il colore verde si sono indicate le condotte di tipo misto, con il rosa le condotte di deflusso dei liquami e con il colore azzurro le condotte di deflusso delle acque chiare.

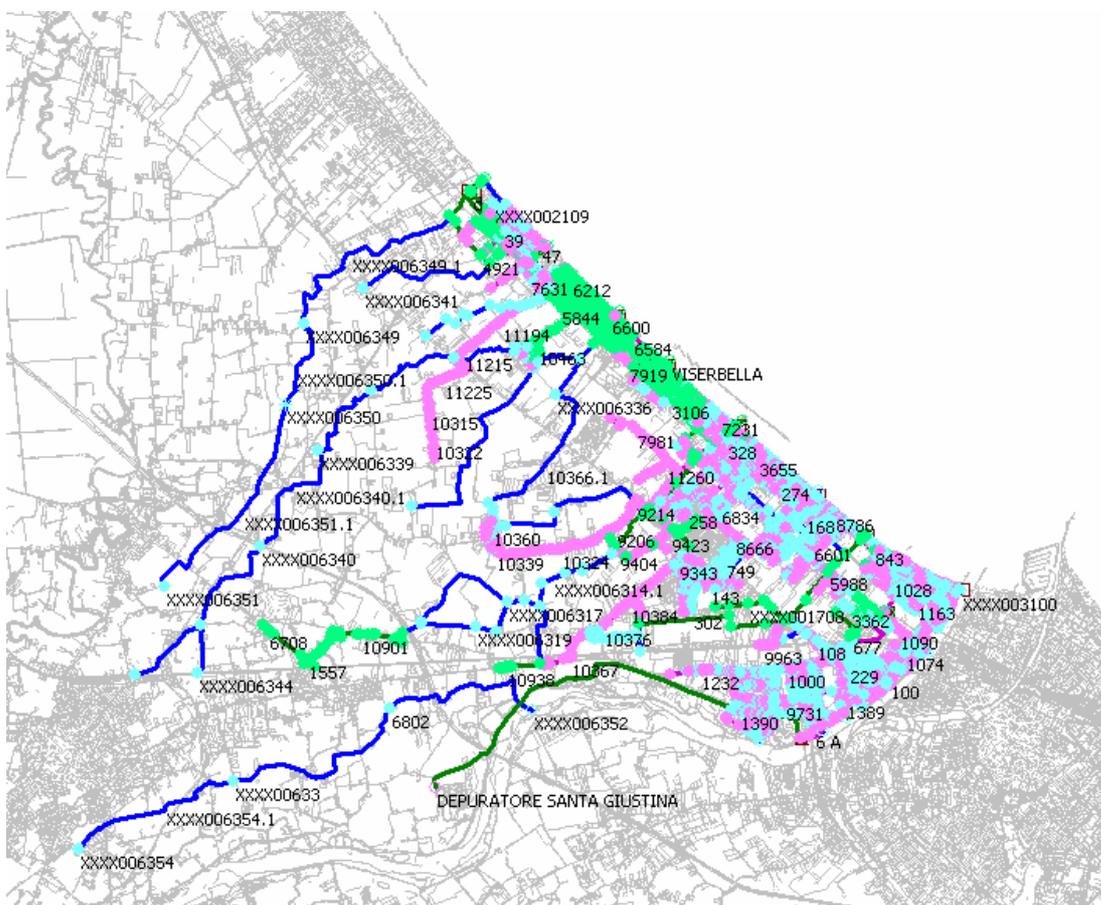


Fig 9.0: Schematizzazione delle rete fognaria di Rimini Nord.

Una volta introdotta la rete si sono introdotte le caratteristiche geometriche delle vasche di accumulo di ogni sollevamento. Alcuni dati geometrici sono stati reperiti da progetti presenti negli archivi dell'ente gestore della rete stessa, mentre altri dati geometrici sono stati ipotizzati sulla base delle caratteristiche dell'impianto di sollevamento. Si riporta di

seguito un quadro riassuntivo delle caratteristiche geometriche degli impianti di sollevamento.

SOLLEVAMENTO	Lato base (m)	Altro lato (m)	Altezza (m)
TORRE PEDRERA GRANDE	4	4	4.2
TORRE PEDRERA 2	3.5	6.5	5.0
BRANCONA	3.25	2.15	3.5
VISERBELLA	3	3	3.1
SORTIE	3.5	3.5	3.3
TURCHETTA	3.5	2	3.0
RIVABELLA	3.5	2	1.5
SOLLEVAMENTO 3A	3.5	4	2.0
SOLLEVAMENTO 4A	3.5	4	3.0
SOLLEVAMENTO 5A	5	4	3.5

Fig 9.1: Quadro riassuntivo dati geometrici impianti di sollevamento.

LEGENDA:

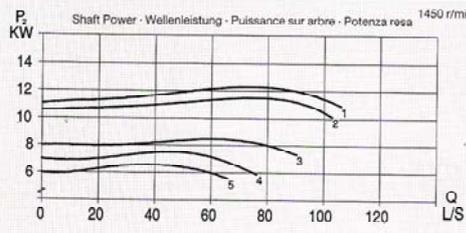
	DATO GEOMETRICO IPOTIZZATO
	DATO GEOMETRICO REALE
	DATO COMUNICATO DA HERA

Insieme alle caratteristiche geometriche dei diversi impianti di sollevamento si sono introdotte anche le curve caratteristiche per ciascuna pompa. Per far ciò si è fatto riferimento al “Catalogo generale” delle pompe Flygt. Nel caso in cui fossero presenti pompe di marca diversa da quella presente nel catalogo si è fatto riferimento ad una pompa di tipo Flygt avente uguale potenza. Si riporta di seguito la curva caratteristica di una pompa a titolo di esempio.



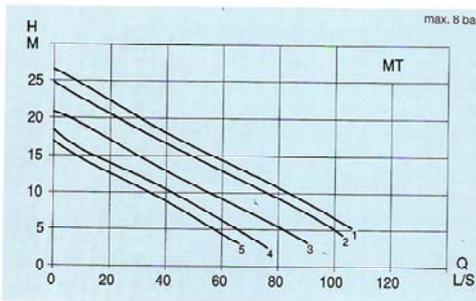
Submersible Pumps 3152 .181/001

Tauchmotor-Pumpen 3152 .181/001



Single Channel Impeller
Einkanalrad (geschlossen)
Roue monocanal (fermée)
Girante (chiusa) monocanale

Curve Reference N° Kennlinien-Nr. Courbe no. Curva di riferimento	Throughlet size (mm) Freier Durchgang (mm) Section de passage Passaggio libero (mm)
1	100 x 116
2	100 x 110
3	100 x 109
4	100 x 100
5	93 x 100



	Impeller Laufrad Roue Girante
Material (BS)	1452 Grade 260
Werkstoff (DIN)	GG 25 G
Matériaux	
Materiale (AISI/ASTM)	A 48 No 35 B
for impeller number: für Laufrad-Nr.: pour roue n°: per girante numero:	all Impellers alle Laufräder toutes les roues tutte le giranti

	Pump Casing Pumpengehäuse Volute Corpo pompa	Stator Housing Motorgehäuse Enveloppe moteur Alloggio statore	Shaft Welle Arbre Albero	Outer Seal GLRD produktseitig Garniture mécanique Tenuta esterna
Material (BS)	1452 Grade 260	1452 Grade 260	970 -4 431 S 29 X 22 Cr Ni 17	WC / WC or/oder/ou/oppu WCC / WCCr
Werkstoff (DIN)	GG 25 G	GG 25 G		
Matériaux				
Materiale (AISI/ASTM)	A 48 No 35 B	A 48 No 35 B	431	

Further combinations of material in accordance with the conditions of use
Weitere Materialkombinationen nach Anwendungsbedingungen

Différentes combinaisons de matériaux sur demande
Sono disponibili altre combinazioni di materiale

CP

Dimensions in mm Weight 284 kg
Maße in mm Gewicht 284 kg
Dimensions en mm Masse 284 kg
Dimensioni in mm Peso 284 kg

Other discharge connection sizes upon request
Kupplungsfuß mit anderen Nennweiten auf Anfrage
Différents diamètres de retournement sur demande
Disponibili, a richiesta, piedi di accoppiamento in diametri diversi

Flange drilled according to:
Flansche gebohrt nach:
Bride percée selon norme:
Flansche gebohrt nach:

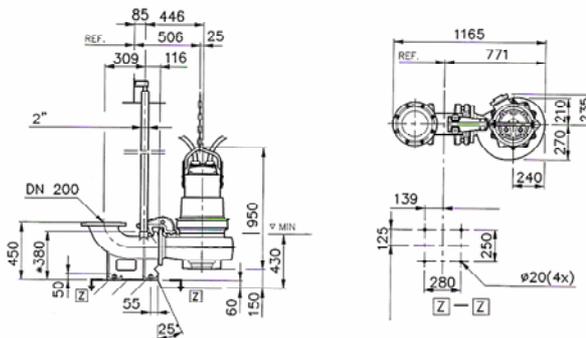


Fig 9.2: Curva caratteristica di una pompa.

9.1 Pluviometri: registrazione eventi di pioggia

Sul territorio di Rimini sono presenti tre pluviometri:

- ✓ Pluviometro del Parco xxv Aprile
- ✓ Pluviometro di Cà Sarzana
- ✓ Pluviometro di Diramare

I primi due sono collocati a ridosso del fiume Parecchia, mentre il terzo è collocato nei pressi di Fiabilandia. Si riporta di seguito l'ubicazione dei tre pluviometri indicati con il pallino rosso.

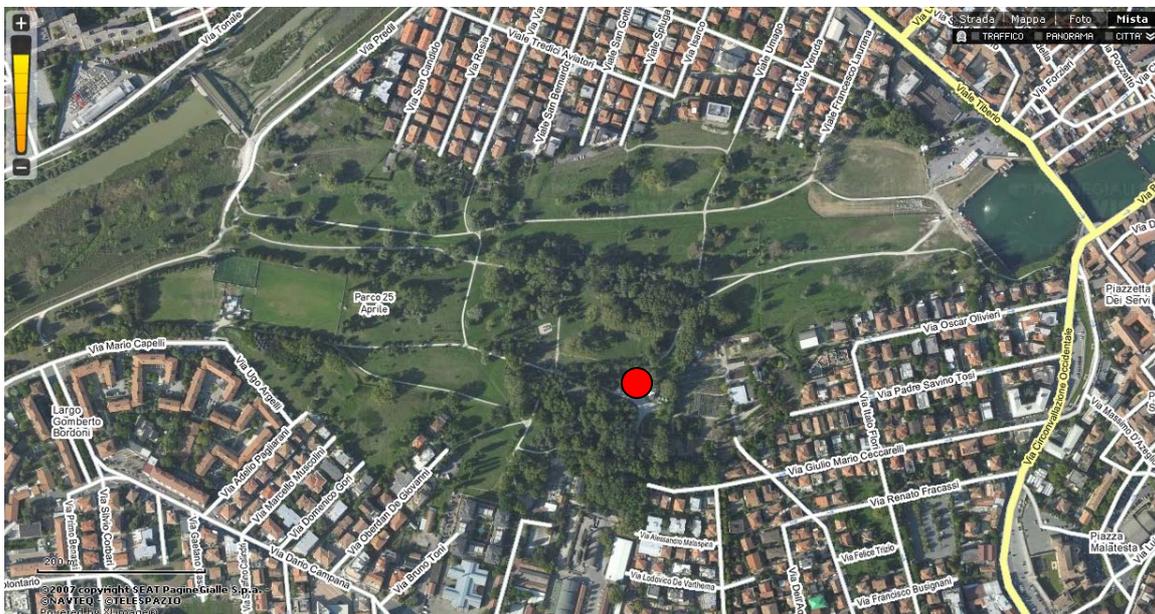


Fig 9.2: Pluviometro del Parco xxv Aprile.



Fig 9.3: Pluviometro di Cà Sarzana.



Fig 9.4: Pluviometro di Diramare.

Nelle simulazioni si preso come riferimento i dati di pioggia registrati dal pluviometro del Parco xxv Aprile, che risulta il più vicino al sistema fognario di Rimini Nord. I pluviometri registrano i millimetri di acqua raccolti durante un evento di pioggia. Il passo successivo è

stato quello di trasformare la quantità di pioggia (mm), in intensità di pioggia (mm/h). Per i tre periodi di riferimento, dal 19-25 luglio 2008 ,13-19 agosto 2008 e 11-23 settembre 2008, si sono ottenuti i seguenti ietogrammi:

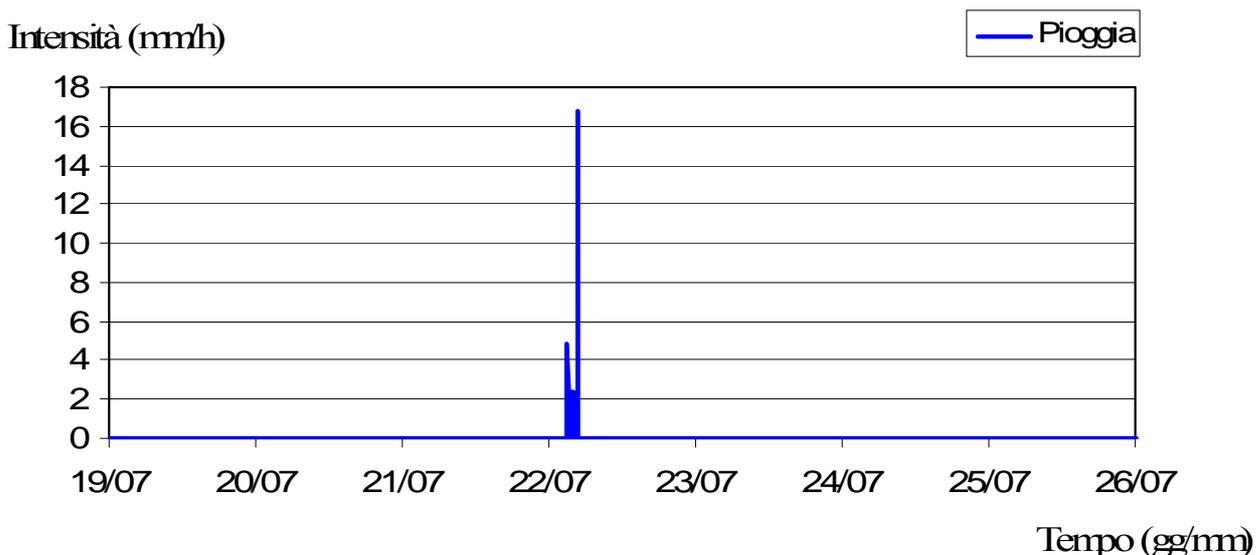


Fig 9.5: Ietogramma nel periodo 19-25 luglio 2008.

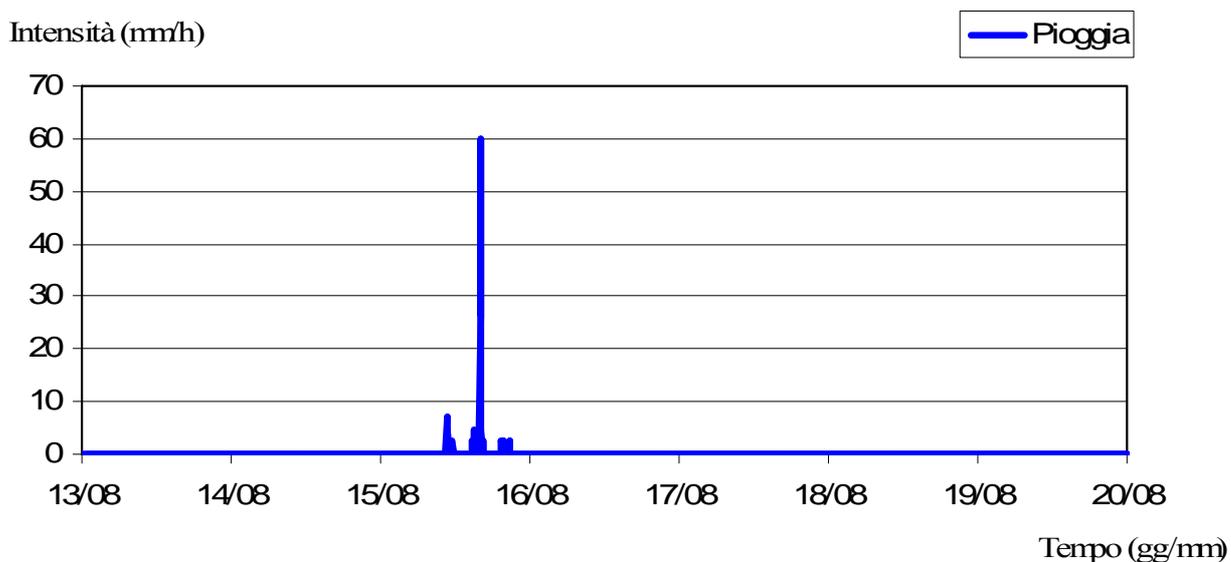


Fig 9.6: Ietogramma nel periodo 13-19 agosto 2008.

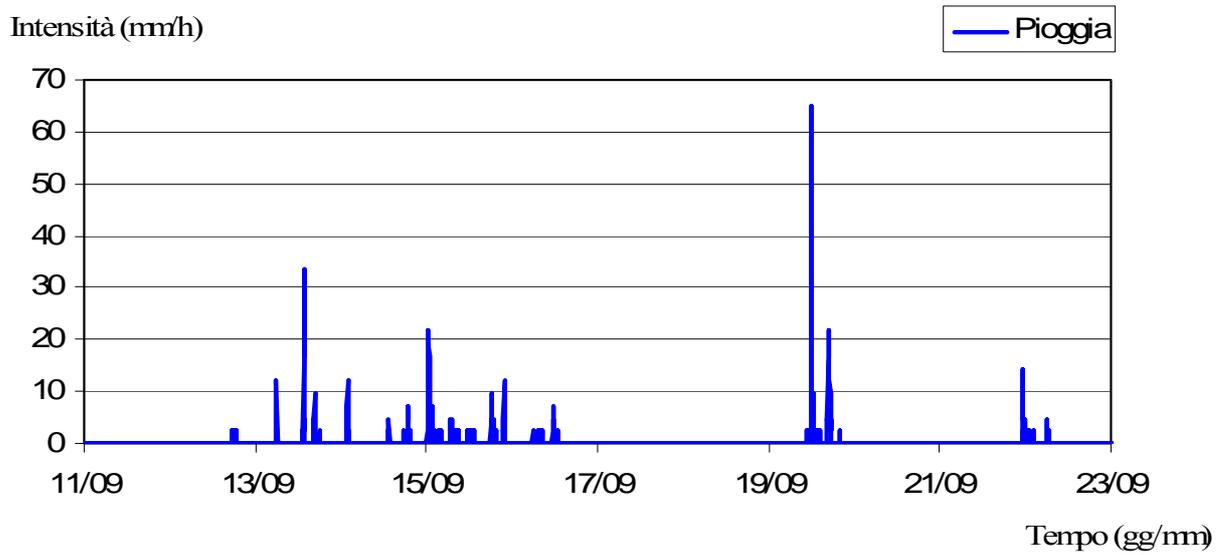


Fig 9.7: Iettogramma nel periodo 13-19 agosto 2008.

CONCLUSIONI

L'obiettivo di questo lavoro è stato quello di studiare ed analizzare la rete di drenaggio urbano della città di Rimini. In particolare si è rivolta l'attenzione alla parte nord del sistema fognario della città stessa.

Tale analisi è stata necessaria per la creazione di un modello matematico che simuli la realtà. La creazione di tale strumento matematico si rende necessaria per risolvere, o almeno mitigare, il problema delle scarichi a mare, necessari per evitare che si verifichi il collasso della rete fognaria.

Lo studio si è articolato in tre fasi:

Una prima fase di raccolta di dati relativi agli impianti di sollevamento presi in considerazione; una seconda fase di studio della normativa relativa agli scarichi a mare ed infine una terza fase in cui si è eseguita la calibrazione del modello matematico.

Nella prima fase si è proceduto in primo luogo al reperimento dei dati relativi alle impianti di sollevamento:

- Dati geometrici relativi alle vasche di aspirazione della pompe, reperiti presso l'archivio storico presente presso il depuratore di Santa Giustina;
- introduzione nel modello matematico delle curve caratteristiche per ogni pompa;
- Anali dei dati da telecontrollo per conoscere i livelli di accensione e spegnimento delle pompe che non erano ancora noti.

Nella seconda fase si è cercato approfondire le problematiche relative agli scarichi a mare in termini di danno ambientale e di danno di immagine per la Città che basa la propria economia sul turismo.

Infine nella terza fase si sono individuati i bacini drenati dalle fosse di scolo e si sono effettuate tre simulazioni, di eventi meteorici che avevano determinato l'apertura delle paratoie a mare nell'estate del 2008, al fine di stabilire che il modello numerico riproducesse la realtà.

Naturalmente si è considerato l'ambito normativo vigente in Europa, sul territorio nazionale ed infine in Emilia Romagna riguardo la regolamentazione della balneazione e della tutela delle acque.

BIBLIOGRAFIA

Centro studi deflussi urbani “*Sistemi di fognatura: manuale di progettazione*”
Hoepli, 1997 Milano.

Piano Generale del Sistema Fognario di Rimini (Comune di Rimini)

Manuale di conduzione degli impianti fognari di Rimini (HERA RIMINI s.r.l)

D.Lgs n. 116/2008 (attuazione Direttiva 2006/7/CE) 2 nuovi parametri batteriologici (sanitari).

D.Lgs n. 152/06 Norme in materia ambientale (G.U. n. 88 del 14 aprile 2006)

Documento 376L0160, Direttiva Europea 76/160/CEE.

DPR n. 470/1982 e s.m.i. (attuazione Direttiva 76/160/CEE) 12 parametri fisici, chimici e microbiologici (ambientali e sanitari).

AA.VV. (a cura di Paoletti A.) (1996) - Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano - CUSL, Milano.

Calomino F. (1986) - Precipitazioni di progetto e sensibilità dei modelli di trasformazione nei bacini urbani - Atti del XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Padova, 8-10 settembre.

Cao c., La Loggia G., Modica C. (a cura di) (1995) - I modelli di dimensionamento per le fognature pluviali. Atti dei Seminari di Carloforte (CA), 1-3 ottobre 1992 e di Taormina (ME), 2-4 giugno 1993 - CSDD.

<http://www.bastamerdainmare.it>

<http://www.hydro-international.biz>

<http://www.sciencedirect.com>