



COMUNE DI CATANZARO

PROGETTAZIONE



Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)
www.fm-ingegneria-com
fm@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711
fax 041-4355933



Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)
www.fm-ingegneria-com
divisioneimpianti@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711
fax 041-4355933



Napoli
Via Filangieri, 11
sispi.ced@sispinet.it

tel. +39 081 412641



80131 Napoli
Viale DEGLI ASTRONAUTI, 8
amministrazione@giaconsulting.it

tel. +39 081 0383761

PROGETTO

COMUNE DI CATANZARO
LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE
INTERNE DEL PORTO DI CATANZARO MARINA

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

DISCIPLINA

IDRAULICA

TITOLO

B - OPERE PORTUALI
Relazione idraulica rete acque meteoriche

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	7/10/2019	1259_B03_1.doc	Riscontro lettera prot. no. 86962/19	L. De Benetti	T. Tassi
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					

ELABORATO N.

B03

DATA: 22/07/2019	SCALA: -	FILE: 1259_B03_0.doc	J.N. 1259/19
PROGETTO L. De Benetti	DISEGNO L. De Benetti	VERIFICA L. Masiero	APPROVAZIONE T. Tassi

Sommario

1. PREMESSA.....	2
2. IDROGRAFIA E MAPPE DI RISCHIO.....	3
3. NORMATIVA IDRAULICA	6
4. PLUVIOMETRIA	7
5. DIMENSIONAMENTO RETE DI SCARICO	10
5.1 DESCRIZIONE GENERALE.....	10
5.2 VERIFICA CADITOIE	13
5.3 VERIFICA COLLETTORI DI PROGETTO A MOTO UNIFORME	13
5.3.1 Sottobacino SB-CENTRALE.....	13
5.3.2 Sottobacino SB-OVEST	14
5.4 VERIFICA COLLETTORI DI PROGETTO A MOTO VARIO CON SOFTWARE DI MODELLAZIONE EPA-SWMM.....	15
5.4.1 Verifica per pioggia d=20 minuti	17
5.4.2 Verifica per pioggia d=60 minuti	22
5.5 IMPIANTI DI TRATTAMENTO.....	24
5.6 STAZIONI DI SOLLEVAMENTO	25
6. CONCLUSIONI	28

1. PREMESSA

La presente relazione idrologica idraulica viene redatta relativamente al progetto definitivo “Porto di Catanzaro Marina – Lavori di completamento delle opere interne portuali in conformita’ al P.R.P.”. L’ambito di intervento si trova nella porzione di porto a sud di Lungomare Stefano Pugliese, in Figura 1 si evidenzia in rosso l’area di intervento di completamento del porto, comprensivo del completamento del percorso pedonale esistente lungo la strada del Lungomare.

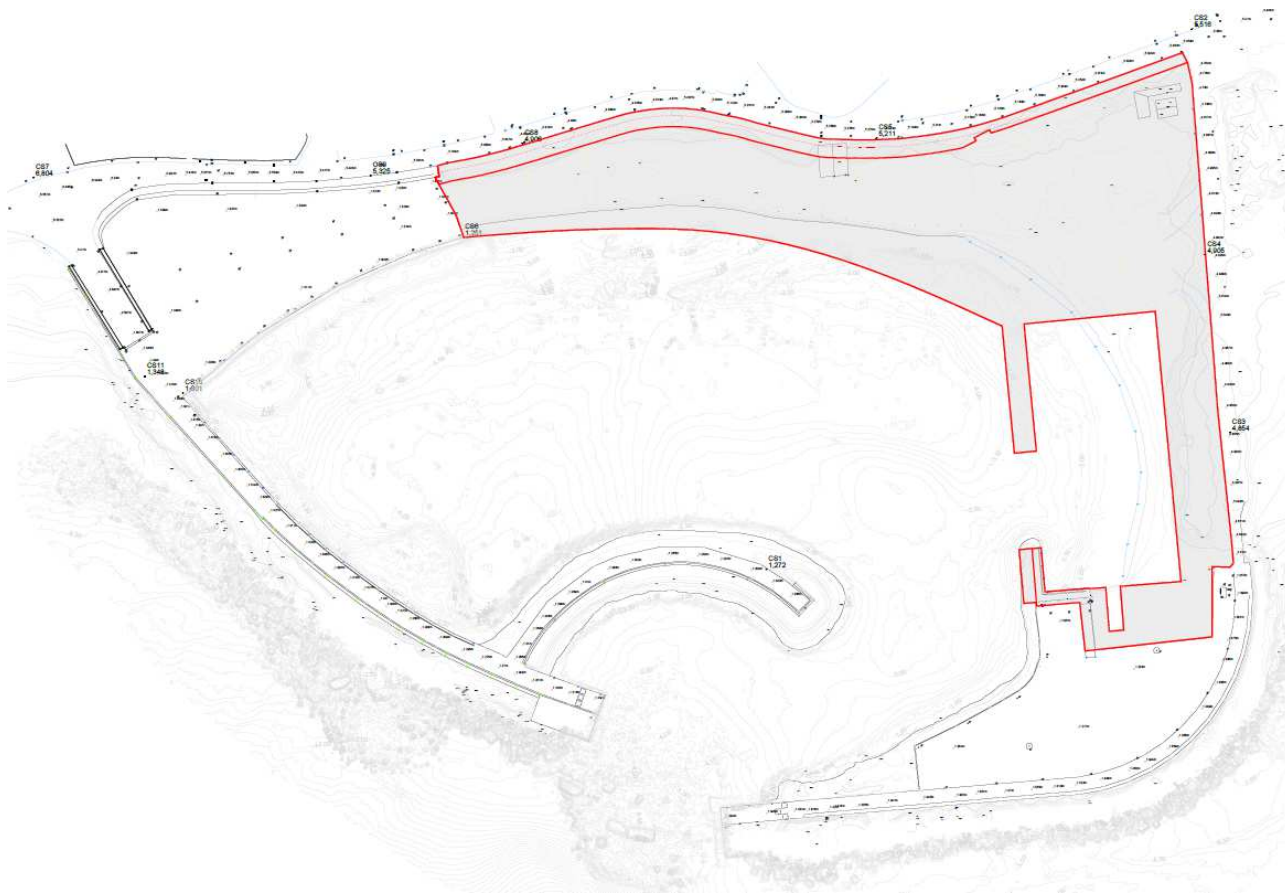


Figura 1 – Planimetria generale delle aree d’intervento sovrapposto allo stato di fatto

2. IDROGRAFIA E MAPPE DI RISCHIO

L'area è classificata dal P.A.I. all'interno dei centri abitati e circa 1 km a nord-est della foce del Torrente Fiumarella. Il bacino di riferimento che scola nella zona del porto è invece un sottobacino secondario (vedi Figura 2).

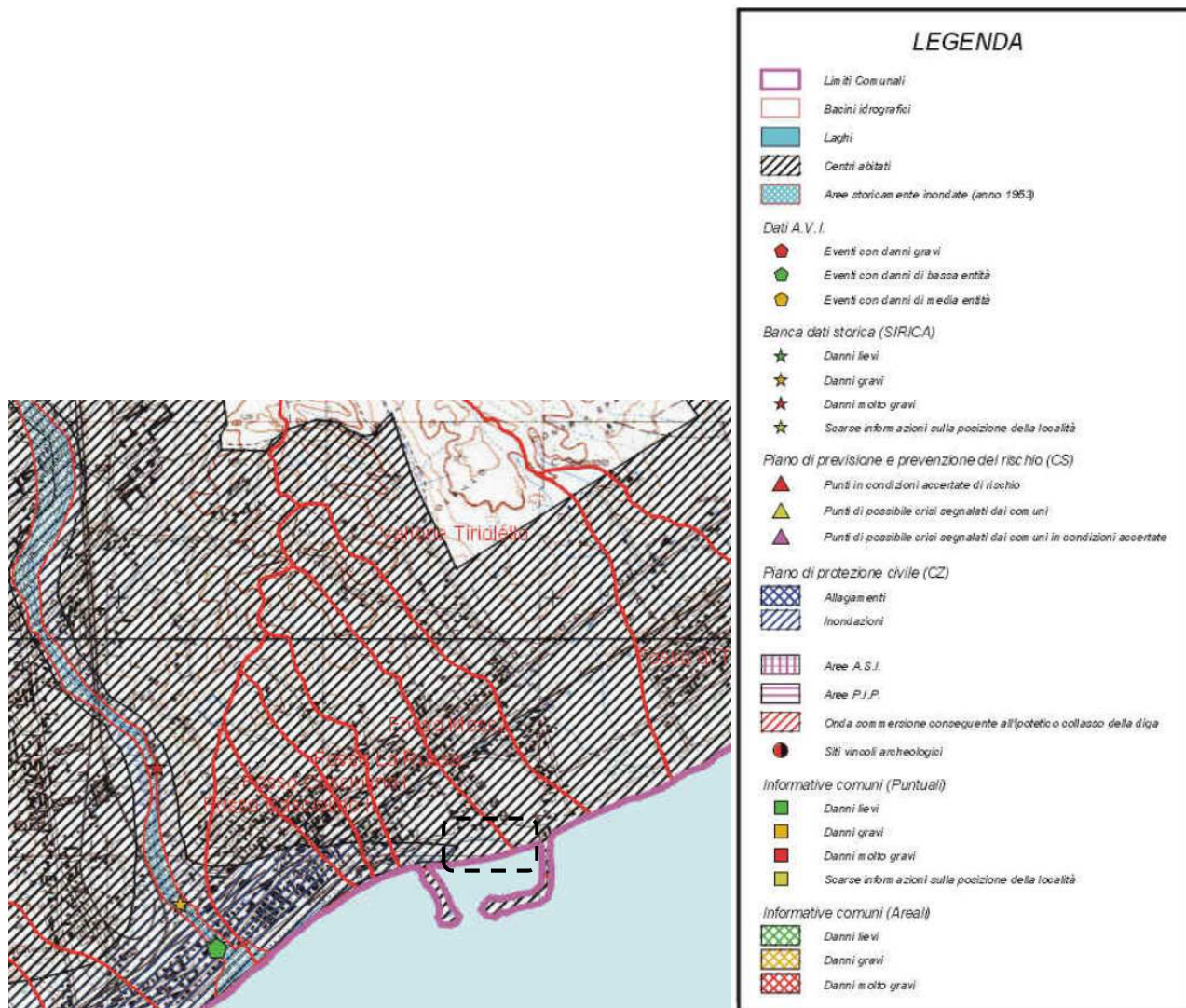


Figura 2 – Estratto da “Tav. AV 79023/C: Aree vulnerate ed elementi a rischio” del P.A.I. Ottobre 2001, con localizzazione dell'intervento

L'area d'intervento è classificata dal P.A.I. come NON A RISCHIO IDRAULICO (vedi Figura 3), solo prossima ad una piccola zona di porto esistente ad ovest, che ricade tra le “aree di attenzione UTM”, legata all'esondazione del Torrente Fiumarella.

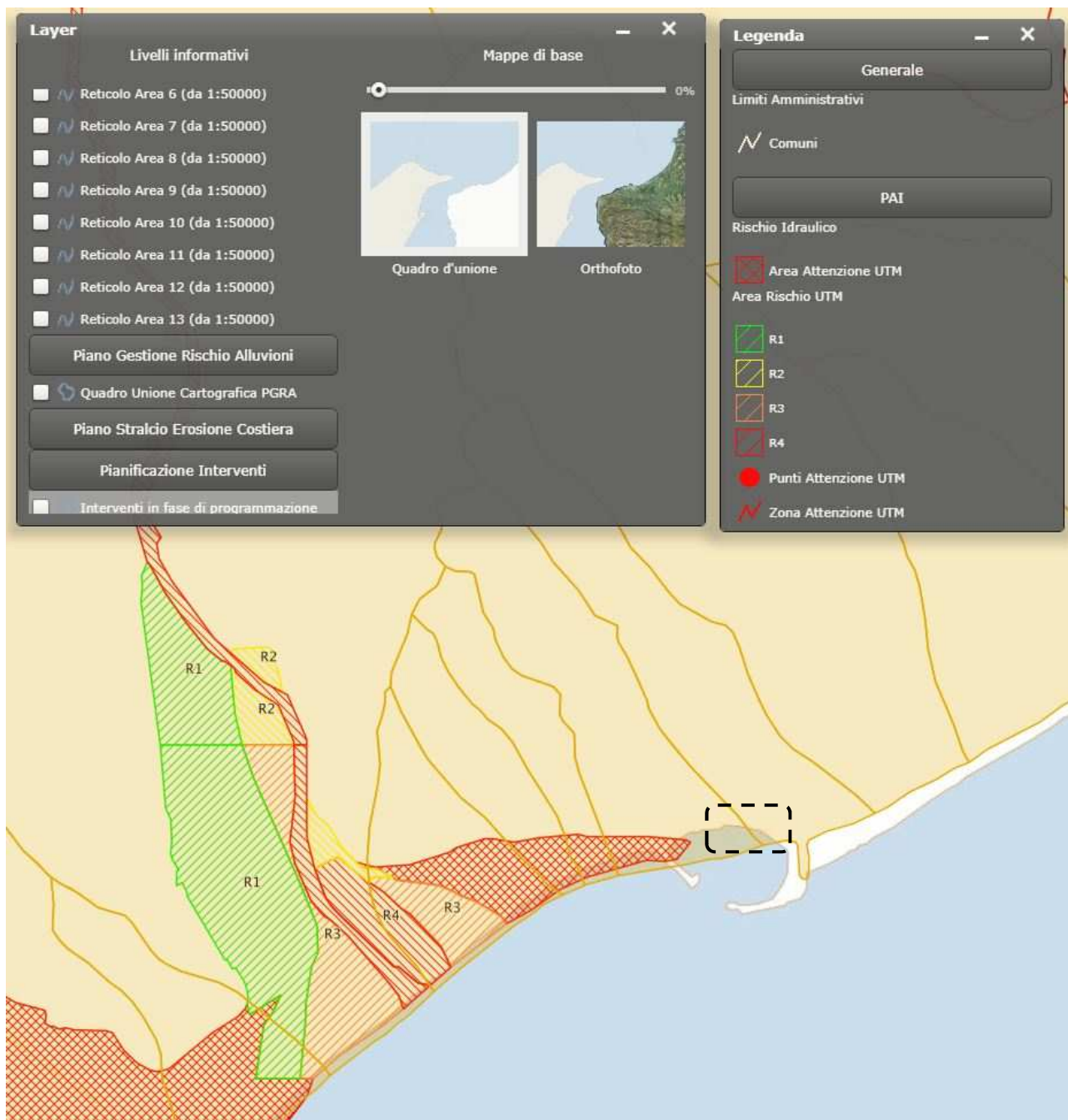
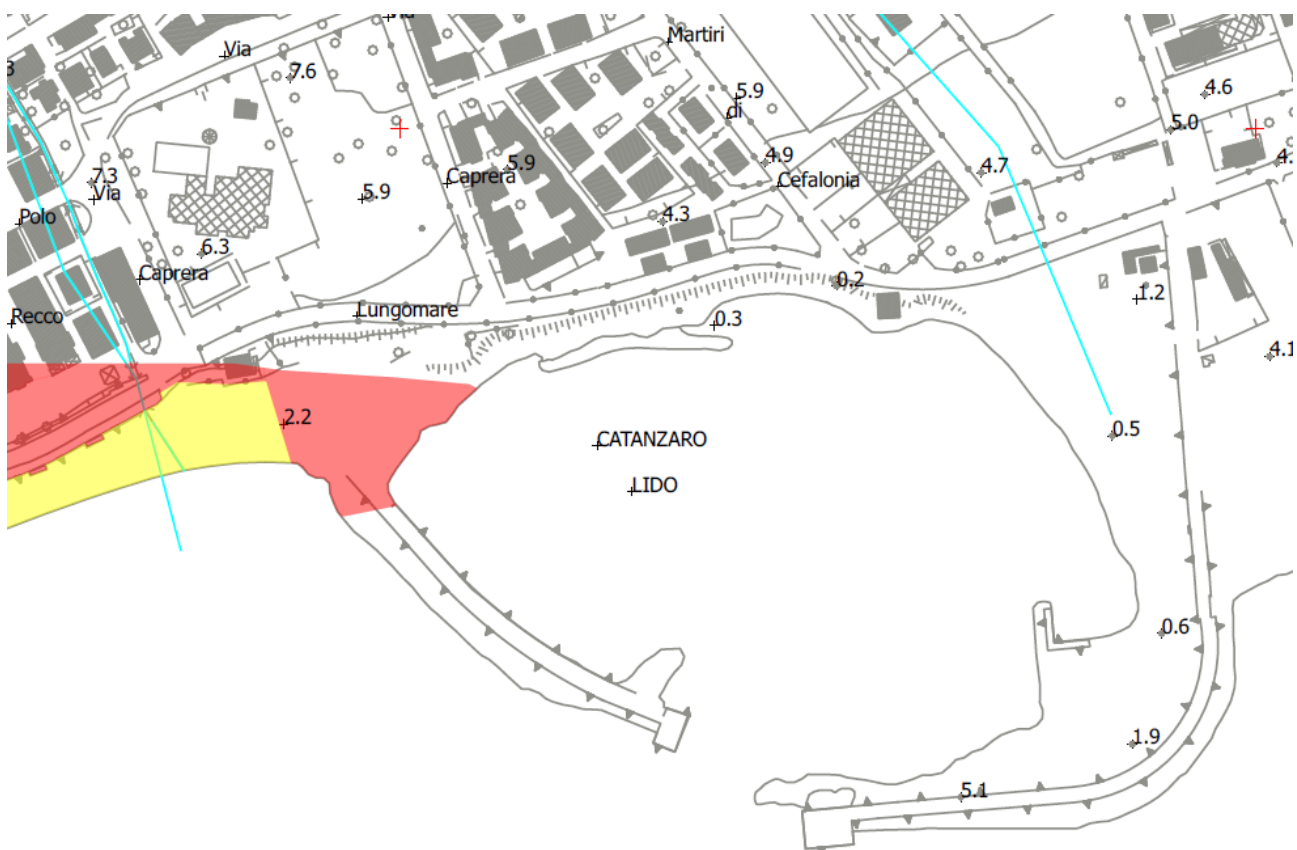


Figura 3 – Estratto da mappa delle “Aree a rischio idraulico” del P.A.I. (da GIS Regione Calabria), con localizzazione dell'intervento

Anche la mappa del rischio idraulico del P.G.R.A.-Piano di Gestione del Rischio Alluvione (vedi Figura 4), presenta in rosso le aree a rischio “R4-molto elevato”, ma che coinvolgono solamente l'area esistente dell'accesso carrabile ovest al porto, fuori del presente limite d'intervento.



LEGENDA

RISCHIO IDRAULICO

R4 aree/elementi a rischio molto elevato	Sono possibili perdite di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche
R3 aree/elementi a rischio elevato	Sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni relativi al patrimonio ambientale
R2 aree/elementi a rischio medio	Sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche
R1 aree/elementi a rischio moderato o nullo	I danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli

Figura 4 - Estratto da "mappa del rischio idraulico-TAV. 575161R" del P.G.R.A. Regione Calabria (agg. Maggio

- P3 (pericolosità elevata) aree allagabili con tempo di ritorno di 30 anni
- P2 (pericolosità media) aree allagabili con tempo di ritorno di 200 anni
- 2013) - P1 (pericolosità bassa) aree allagabili con tempo di ritorno di 500 anni

Figura 5 è rappresentata la mappa del PGRA di pericolosità idraulica della zona di foce del F. Corace, ma non copre la parte di Catanzaro Lido in progetto. Risulta ragionevole assimilare la pericolosità P3 (pericolosità elevata-aree allagabili con tempo di ritorno di 50 anni) al rischio R4, dunque si può fare riferimento alla Figura 4, nella quale l'area in progetto NON E' SOGGETTA AD ALLAGAMENTI neanche per tempi di ritorno elevatissimi.



- P3 (pericolosità elevata) aree allagabili con tempo di ritorno di 30 anni
- P2 (pericolosità media) aree allagabili con tempo di ritorno di 200 anni
- P1 (pericolosità bassa) aree allagabili con tempo di ritorno di 500 anni

Figura 5 – Foce del Fiume Corace-Mappa del PGRA pericolosità

3. NORMATIVA IDRAULICA

- a) D. Lgs. 152/2006 e s.m.i.
- b) Piano di Tutela delle Acque (PTA) della Regione Calabria, adottato con DGR n. 394/2009
- c) Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), secondo Direttiva 2007/60/CE, D.Lgs. 23 febbraio 2010, n. 49, D.Lgs. 219/2010, AdB Regione Calabria-Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale.

4. PLUVIOMETRIA

Per la caratterizzazione delle piogge di riferimento sono stati utilizzati i dati di altezza massima annuale registrati alla stazione pluviometrica di Catanzaro (cod. 1850) messi a disposizione da ARPA.CAL (vedi Figura 6 e Figura 7), relativamente alle piogge di durata inferiore all'ora (anni dal 1959 al 2004) e superiore all'ora (anni dal 1928 al 2016).

Anno	Durata (min)				
	5'	10'	15'	20'	30'
1959	9,0	14,0			
1960		15,0			
1961					
1962	15,4	13,0			
1963		8,8	9,0		
1964	5,2	22,0			
1965	11,8	12,8	37,6		
1966	12,8	14,8			
1967		11,2	16,0		
1968	17,0	10,0			18,5
1969		13,5		15,0	51,0
1970	20,4		12,0	16,0	
1971	10,0	10,0	10,0		
1972	11,4		16,0		
1973	11,4	15,0	18,8	24,0	37,4
1974	11,4	15,0	20,0	25,2	38,2
1975					12,2
1976	11,6	13,6	15,6	17,6	22,8
1977		7,6	9,0	10,4	10,4
1978	12,0	16,0	20,2	27,8	35,2
1979	6,0	11,0	15,0	15,2	20,4
1980	7,0	8,4	9,8	11,2	16,2
1981	6,4	7,6	8,8	10,0	10,6
1982	10,6	13,4	17,8	22,8	30,8
1983	11,2	12,8	14,4	16,0	18,8
1984	11,2	14,0	18,6	26,4	33,2
1985					
1986					
1987					
1988			11,0		16,4
1989					
1990					
1991			29,4	32,0	32,8
1992			24,0	27,2	31,8
1993			25,6	29,8	35,2
1994			17,2	20,8	25,2
1995			23,0	30,2	40,8
1996			16,6	21,0	24,0
1997			13,4	15,8	18,4
1998			8,0	9,4	12,2
1999			15,0	17,6	20,6
2000			23,0	26,0	28,6
2001			17,4	19,6	22,8
2002			24,4	28,6	33,4
2003			25,2	29,0	35,4
2004			20,8	27,6	35,2

Figura 6- Stazione pluviometrica di Catanzaro (cod. 1850), piogge massime annuali di durata inferiore all'ora

Anno	Durata (ore)				
	1	3	6	12	24
1928	16,5	25,0	45,0	63,8	67,4
1929	55,7	66,2	69,8	69,8	70,0
1930	22,8	34,0	51,0	69,0	110,5
1931			77,0	108,8	
1932	41,2	43,2	76,2	79,5	134,6
1933	46,5	46,5	64,5	110,1	142,5
1934	39,0	67,4	70,0	89,0	110,1
1935	88,0	155,1	194,1	235,5	270,1
1936	18,0	34,0	49,5	82,0	108,6
1937	29,0	31,8	31,8	31,8	38,0
1938	33,0	60,0	66,2	67,0	67,0
1939	58,0	120,1	158,3	161,7	184,1
1940	35,0	60,0	67,8	73,8	81,6
1941	16,2	25,6	29,8	44,0	52,2
1942	25,0	35,0	52,0	69,6	103,1
1943	21,8	55,0	79,4	103,5	118,5
1944	18,0	21,8	31,0	36,4	38,6
1945	25,6	39,6	54,8	80,0	141,0
1946	13,0	24,0	43,0	72,0	127,1
1947	40,0	56,4	65,8	67,2	89,0
1948	55,0	72,0	75,0	81,0	91,8
1949	15,0	30,8	50,6	63,0	67,8
1950	26,4	47,0	60,4	71,6	118,1
1951	28,0	34,6	35,2	59,0	93,0
1952	27,6	36,0	47,8	48,2	48,2
1953	20,0	33,0	49,0	75,0	140,1
1954	17,6	30,2	41,6	51,2	69,8
1955	97,0	100,5	101,8	101,8	110,1
1956	19,0	24,0	28,0	47,0	74,2
1957	18,4	36,0	53,0	81,0	108,3
1958	22,6	47,2	60,0	90,0	110,1
1959	60,0	110,1	162,1	196,7	240,9
1960	19,6	27,0	28,4	46,6	54,4
1961					
1962	19,0	33,0	40,6	45,6	46,8
1963	22,0	40,2	68,2	81,2	82,4
1964	40,0	44,4	47,6	73,0	108,3
1965	45,6	54,8	55,8	55,8	70,8
1966	75,0	78,4	78,4	106,6	139,3
1967	22,8	26,0	34,8	44,4	67,8
1968	49,0	64,4	70,2	70,2	70,8
1969	62,7	81,3	84,0	89,0	89,4
1970	28,4	48,4	75,4	76,0	76,0
1971	30,0	55,4	62,4	74,4	74,4
1972					
1973	54,0	99,2	108,3	189,5	214,1
1974	61,8	109,8	116,5	116,5	123,5
1975	14,4	23,2	29,2	42,4	54,2
1976	37,6	64,6	88,2	139,3	149,9
1977	11,6	18,2	31,0	52,4	67,0
1978	56,0	82,4	91,8	118,6	145,9
1979	27,4	45,6	47,6	47,6	47,6
1980	22,4	42,8	67,0	93,6	106,3
1981	10,6	17,0	29,8	34,0	60,6
1982	35,6	45,2	45,6	52,4	63,2
1983	23,6	36,6	55,2	63,4	81,0
1984	53,4	76,6	103,3	118,6	127,8
1985					
1986					
1987	65,0		181,8	275,2	291,0
1988	23,8	36,8	51,8	84,0	144,2
1989	13,8	22,4	34,2	35,0	38,0
1990	27,2	57,2	97,0	154,3	158,7
1991	33,6	48,8	58,2	62,0	62,2
1992	35,2	36,4	36,4	36,4	36,4
1993	38,4	40,0	53,8	82,4	103,0
1994	33,6	42,6	66,0	101,4	171,6
1995	60,6	70,2	70,2	83,2	94,4
1996	33,2	47,0	58,2	60,0	99,6
1997	21,4	26,4	43,6	51,0	79,4
1998	17,6	29,8	42,2	49,6	69,8
1999	20,8	34,2	35,6	51,2	57,4
2000	29,4	29,4	35,6	46,8	79,6
2001	32,8	47,0	49,0	51,4	59,8
2002	38,4	68,4	78,4	78,4	86,6
2003	63,0	98,6	134,6	150,4	161,4
2004	51,4	55,6	55,8	57,6	67,4
2005	31,0	31,8	31,8	41,0	48,0
2006	32,0	41,2	41,2	41,2	54,4
2007	16,0	24,0	37,4	37,6	44,6
2008	45,5	89,6	95,6	95,8	100,6
2009	25,6	36,8	49,0	67,0	117,8
2010	28,0	59,6	59,8	71,8	82,4
2011	88,0	155,2	169,2	171,0	173,2
2012	22,8	30,6	49,6	72,4	117,2
2013	76,6	111,6	137,6	140,4	145,2
2014	24,6	40,6	41,6	67,0	111,6
2015	28,6	53,0	62,0	72,2	80,8
2016	37,2	54,2	61,6	81,0	82,4

Figura 7- Stazione pluviometrica di Catanzaro (cod. 1850), piogge massime annuali di durata superiore all'ora

Si procede all'analisi statistica di tali valori massimi con il metodo di Gumbel, ottenendo le curve interpolatrici (linea segnalatrice di probabilità pluviometrica-LSPP) del tipo a 2 parametri (a,n) per i vari tempi di ritorno:

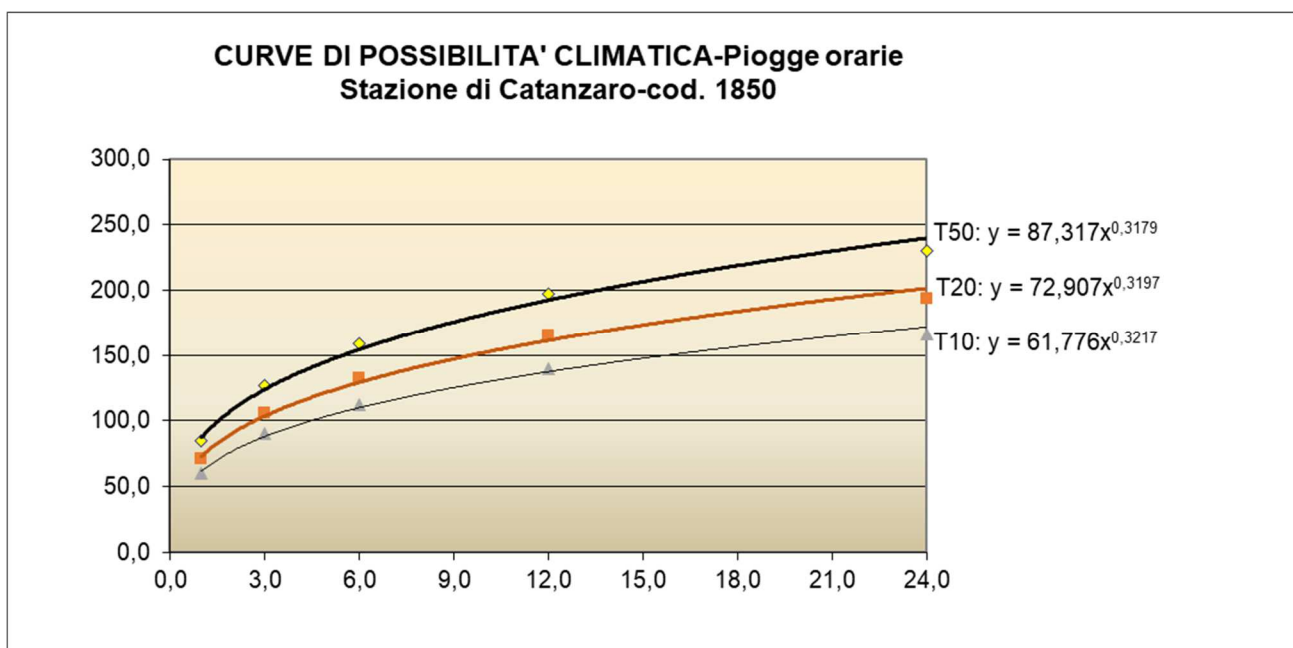
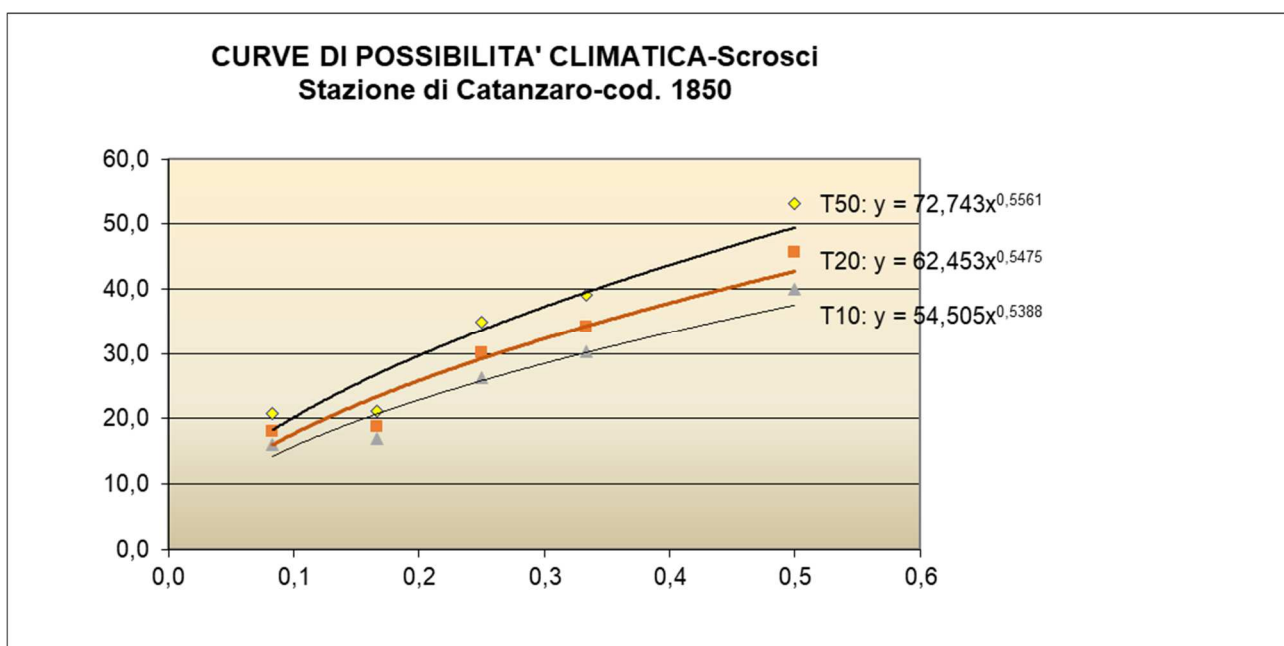
$$h=a*t^n$$

in cui

h: altezza di pioggia in mm;

t: durata della pioggia in ore

Si riportano nei grafici seguenti le varie LSPP relative ai tempi di ritorno 10, 20 e 50 anni.



Per il dimensionamento delle opere di scarico delle acque meteoriche delle aree d'intervento, il cui tempo di corrivazione è certamente inferiore all'ora, risulta ragionevole e cautelativo assumere un tempo di ritorno di riferimento TR=20 anni. Per le caditoie si assume un TR=10 anni.

La curva LSPP **TR20** relativa agli scrosci di durata inferiore all'ora ha i seguenti parametri:

$$a = 62.453 \quad n = 0.5475$$

La curva LSPP **TR10** relativa agli scrosci di durata inferiore all'ora ha i seguenti parametri:

$$a = 54.505 \quad n = 0.5388$$

5. DIMENSIONAMENTO RETE DI SCARICO

5.1 DESCRIZIONE GENERALE

L'intervento in progetto prevede l'individuazione di 3 sottobacini scolanti principali nell'area portuale:

- a) Sottobacino SB-OVEST esistente
- b) Sottobacino SB-CENTRALE di progetto**
- c) Sottobacino SB-EST esistente

Per il sottobacino SB-OVEST ($S_{\text{ovest}}=10830$ mq), attualmente costituito da pavimentazioni stradali impermeabili, esiste già una rete di raccolta acque meteoriche ed il presente progetto, in accordo con l'amministrazione comunale, prevede unicamente la realizzazione di un impianto di trattamento prima pioggia DIS3 a cui andranno convogliate le acque del collettore principale esistente, dotandolo di stazione di sollevamento S3 e by-pass della "seconda pioggia" con restituzione al mare tramite scarichi denominati rispettivamente SC4 e SC5.

Il sottobacino **SB-CENTRALE** ($S_{\text{cen}}=27560$ mq) oggetto di progettazione con trasformazione delle superfici, sarà servito da due reti scolanti che si uniscono al centro dove la prima pioggia sarà convogliata a degli impianti di trattamento DIS1-DIS2, anch'essi dotati di sollevamento S1-S2 e by-pass unico della "seconda pioggia" prima della restituzione al mare tramite scarichi denominati rispettivamente SC1-SC2-SC3.

Il sottobacino SB-EST ($S_{\text{est}}=8000$ mq circa) attualmente pavimentato e dotato di una sua rete scolante viene lasciato inalterato, in quanto non facente parte dell'intervento di progetto.

In Figura 8 sono rappresentati i sottobacini scolanti di riferimento per la rete di progetto.

Alla luce della non completa conoscenza della rete scolante esistente lungo la strada Lungomare Pugliese e dunque della capacità delle relative caditoie e collettori, cautelativamente non si prevede di scolare ulteriori acque verso la strada stessa. La fascia di percorso pedonale (belvedere) di progetto da realizzare in adiacenza alla strada stessa sarà dunque realizzata con pendenza superficiale verso mare, con sistema di raccolta con canaletta grigliata continua avente pluviali di scarico discendenti verso l'area inferiore fronte mare e dunque ricadente nel sottobacino SB-CENTRALE.

NOTA IMPORTANTE: È stata riscontrata la presenza di 5 collettori di scarico provenienti dalla strada sopraelevata verso la fascia fronte mare, ma di cui non si conoscono i tracciati completi ed il recapito finale (vedi Foto 1). Quello localizzato più ad est sembra corrispondere a quello individuato da PGRA in Figura 4 e che dovrebbe raccogliere delle acque a sud della SS. 106. Il presente progetto evidenzia l'interferenza di tali collettori con le opere di sostegno per la realizzazione del percorso pedonale "belvedere", ma non prevederà la deviazione di tali collettori, il cui progetto dovrà rientrare in altro intervento da parte dell'amministrazione comunale, da realizzare preventivamente o in parallelo a quello in studio.



Foto 1 – Uno dei 5 collettori di scarico da strada sopraelevata

Le acque piovane ricadenti sui due stretti denti di protezione della darsena est non sono potenzialmente inquinate da olii e simili, dunque alla luce anche della loro ridotta superficie, oltre che delle difficoltà tecniche per un loro eventuale sistema di raccolta, potranno sgrondare direttamente a mare senza elementi di collettamento.

Per quanto riguarda le acque dalle zone di lavaggio e carburanti, il progetto impiantistico ne prevede il trattamento e ad esso si rimanda per dettagli.

Le acque piovane provenienti dai tetti degli edifici Circolo nautico e Capannone cantieristica saranno raccolte in idonei serbatoi di recupero dotati di troppo-pieno verso la rete scolante delle aree esterne, per dettagli vedere il progetto impiantistico.

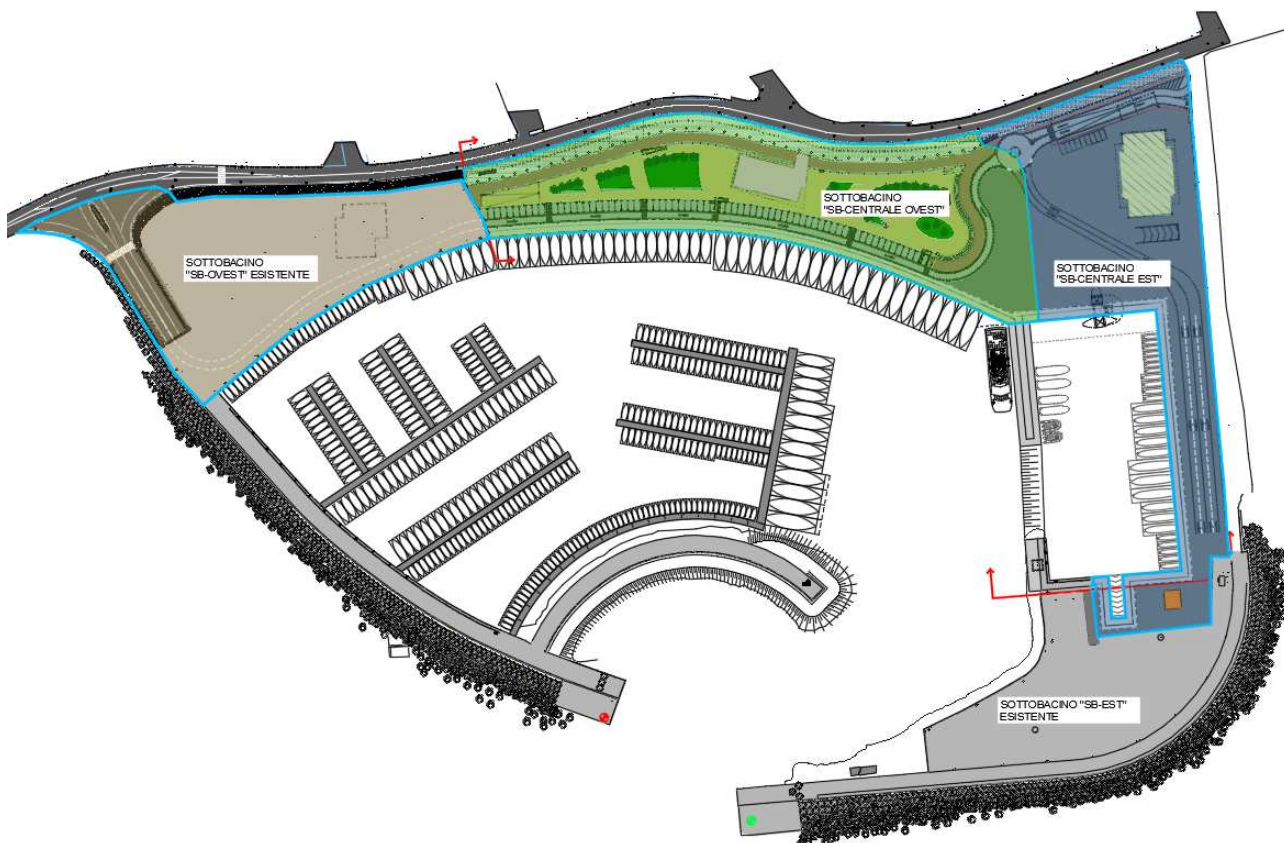


Figura 8 – Individuazione dei bacini di raccolta acque meteoriche esistenti e di progetto dell'area portuale

Le superfici di raccolta acque meteoriche del sottobacino SB-CENTRALE in progetto si dividono in:

- Percorso pedonale in aggetto lungo strada Lungomare Pugliese (impermeabile)
- Tetti degli edifici (impermeabili)
- Piazzali, viabilità e percorsi pedonali (in calcestruzzo drenante con sottostante telo impermeabile e piccoli tronchetti di tubo di scarico in PE verso caditoie, cautelativamente impermeabile)
- Fascia di banchina in calcestruzzo (impermeabile)
- Aiuole verdi (permeabile)

Le acque vengono raccolte tramite pluviali, caditoie e canalette grigliate, esse vengono poi convogliate con tubazioni in PVC e C.A. verso dei disoleatori (DIS1, DIS2) con funzionamento in continuo, con portata di trattamento definita NS1, NS2, a valle dei quali si prevede una stazione di sollevamento con scarico in pressione verso mare all'interno della darsena (SC1, SC2).

Come collettore unico finale di restituzione a mare delle portate meteoriche superiori a quelle di trattamento dei disoleatori ($Q > NS$) si sceglie una tubazione DN800 in ghisa (SC3), dunque con funzione di by-pass.

Prima dello sbocco a mare del collettore, quasi completamente subacqueo, si prevede un pozzetto d'ispezione con valvola antiriflusso a membrana tipo "TYDEFLEX-Serie TF-2" o equivalente per collettore di diametro 800 mm, in modo tale da evitare rigurgiti verso la rete di raccolta e gli impianti di disoleazione, che si vedranno di seguito. Tali valvole, sono in grado di garantire dei vantaggi rispetto alle valvole a clapet, in termini di diminuzione delle perdite per riflusso, gestione della presenza di detriti, capacità di auto pulirsi e compatibilità ed efficienza con gli ambienti acquatici.

Per le acque scolanti dal sottobacino SB-OVEST si prevede un disoleatore DIS 3 dotato di by-pass verso scarico SC5 ed un sollevamento S3 a valle del disoleatore, con scarico SC4.

Anche in questo caso si prevede una valvola antiriflusso a membrana.

5.2 VERIFICA CADITOIE

Le caditoie di progetto avranno dimensioni interne 50x50cm, con passo massimo circa 15 m, la superficie massima di raccolta è di 240 mq, considerata impermeabile e a pendenza 1%.

Si riporta di seguito la verifica della singola caditoia 50x50 cm con tempo di corrivazione (accesso alla caditoia) stimato in 8 minuti, secondo la metodologia di Stephenson (1981 – John Hopkins University) facente riferimento alla teoria delle correnti a caduta libera. Si assume un carico d'acqua di 6 cm, che per pendenza 1% significa un'area "allagata" di raggio 6 m attorno alla caditoia, valutata come accettabile.

DIMENSIONAMENTO CADITOIA			
L=	0,5	m	
W=	0,5	m	
h=	0,06	m	carico idraulico
p _{tr} =	0,01		
Superficie raccolta			
Larghezza=	16	m	
Interasse=	15	m	
Pioggia di progetto T _R = 10 anni			
j=	0,038345	l/s,mq	
φ=	0,9		
Q _{pioggia} =	8,28	l/s	
PORTATA MAX SMALTIBILE DA CADITOIA			
Q _{max} =	0,0119	mc/s	
	11,90	l/s	VERIFICATO

5.3 VERIFICA COLLETTORI DI PROGETTO A MOTO UNIFORME

5.3.1 Sottobacino SB-CENTRALE

Il sottobacino di progetto SB-CENTRALE è suddiviso a sua volta in due sottobacini SB-CENTRALE_{ovest} e SB-CENTRALE_{est.}, ciascuno con suoi collettori, trattamento e sollevamento.

Per la verifica dei collettori si sceglie di utilizzare il metodo razionale, di largo utilizzo ed affidabile nel corretto dimensionamento delle reti scolanti, la sua formulazione per il calcolo della portata (in m³/s) è:

$$Q = \psi * j * S / 3600 \quad \text{in cui:}$$

S è la superficie di riferimento (in m²), avente coefficiente di deflusso medio ψ

j rappresenta invece l'intensità di pioggia di progetto (in mm/h), che assumeremo con tempo di ritorno **TR20 anni**.

La portata massima nella sezione terminale si ha assumendo un tempo di pioggia (durata della precipitazione) pari al tempo di corrivazione calcolato.

Essa si calcola in base al tempo di corrivazione T_c (in ore) del bacino di riferimento:

$$j_{TR20}(T_c) = 62.453 \cdot (T_c)^{0.5475-1} \text{ in mm/h}$$

Il tempo di corrivazione T_c in una determinata sezione si può calcolare come somma del tempo di accesso alla rete di collettori T_a (o di ruscellamento perché le particelle di pioggia raggiungano la sezione del condotto a partire dal punto di caduta più lontano) e del tempo di scorrimento all'interno della rete di collettori (T_s).

T_a è valutabile cautelativamente in base all'estensione ridotta dell'area in studio, della bassa acclività dei terreni e del sistema di raccolta con caditoie, in circa 5 minuti, mentre T_s si può calcolare dalla media tra i valori che si ottengono dalle formulazioni di Kirpich e Pezzoli in base alla lunghezza L (in km) e pendenza i della linea di collettori a monte della sezione di calcolo:

$$T_{s,1} = 0,066 \cdot \frac{L^{0,77}}{i^{0,385}} \quad [\text{Kirpich}]$$

$$T_{s,2} = 0,055 \cdot \frac{L}{i^{0,5}} \quad [\text{Pezzoli}]$$

Si riportano di seguito i calcoli di verifica delle sezioni idrauliche dei collettori principali (in c.a.), effettuata con la formula di Gauckler-Strickler in condizioni di moto uniforme:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

cercando il valore della coppia sezione (A) - pendenza (i) che, con coefficiente di scabrezza $K_s=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (cautelativo per tubazioni in calcestruzzo) o $K_s=85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (cautelativo per tubazioni in ghisa) consente il transito della portata di pioggia Q con un grado di riempimento GR inferiore al limite massimo del 90%.

Le superfici delle pavimentazioni vengono considerate impermeabili con coefficiente di deflusso 0.9 sebbene siamo in gran parte di tipo drenante nello strato di finitura, ma con telo impermeabile sottostante, in quanto si considera cautelativamente che dopo un intervallo di qualche anno può venir meno la funzione di ritardo del deflusso.

Sottobacino	Superficie afferente [mq]	Area impermeabile [mq]	Area semi-permeabile [mq]	ϕ_{med}	L [m]	i	T_s [min]	T_c [min]	$j_{TR20}(T_c)$ [l/s,mq]	Q [l/s]	Collettore	p%	GR%
SB-CENTRALE_Ovest	14560	13425	1135	0,877	300	0,002	19,6	24,6	0,0259	331,2	DN700 CA	0,20%	76%
SB-CENTRALE_Est	13000	13000	0	0,900	300	0,002	19,6	24,6	0,0259	303,6	DN700 CA	0,20%	70%
SB-CENTRALE_Totale	27560	26425	1135	0,888	300	0,002	19,6	24,6	0,0259	634,8	DN800 GH	1,00%	45%

Come collettore unico finale di restituzione a mare si sceglie una tubazione DN800 in ghisa, che con pendenza 1.0% permette il transito della portata di calcolo TR20 con un grado di riempimento GR=45% <= 90%, dunque accettabile. Il diametro DN800 sembra sovrabbondante, ma si vedrà nelle verifiche a moto vario come tale scelta sia necessaria per evitare il completo riempimento della rete a monte.

Prima dello sbocco subacqueo a mare del collettore, si prevede un pozzetto d'ispezione su valvola antiriflusso a membrana tipo "TYDEFLEX-Serie TF-2" o equivalente per collettore di diametro 800 mm, in modo tale da evitare rigurgiti verso la rete di raccolta e gli impianti di disoleazione, che si vedranno in seguito.

5.3.2 Sottobacino SB-OVEST

Anche le superfici esistenti del sottobacino SB-OVEST, in parte in conglomerato bituminoso ed in parte in piastrelle (vedi Foto 2), vengono considerate impermeabili, se ne calcola di seguito la portata scolante.

Sottobacino	Superficie afferente (no verde) [mq]	Area impermeabile [mq]	Area semi-permeabile [mq]	ϕ_{med}	L [m]	i	T_s [min]	T_c [min]	$j_{TR20}(T_c)$ [l/s,mq]	Q [l/s]	Collettore	p%	GR%
SB-OVEST	10830	10830	0	0,900	250	0,002	16,7	21,7	0,0275	268,1	DN700 CA	0,20%	63%
										268,1	DN800 GH	0,20%	43%

Il collettore da predisporre per la ricezione delle acque scolate dal sottobacino SB-OVEST sarà dunque una

tubazione DN700 in calcestruzzo che nel tratto finale sarà in ghisa DN800, con pendenza 0.2%, permettendo il transito della portata di calcolo TR20 con un grado di riempimento $GR=43\% \leq 90\%$, dunque accettabile.

Anche in questo caso, prima dello sbocco subacqueo a mare del collettore, si prevede un pozzetto d'ispezione su valvola antiriflusso a membrana tipo "TYDEFLEX-Serie TF-2" o equivalente per collettore di diametro 600 mm, in modo tale da evitare rigurgiti verso la rete di raccolta e l'impianto di disoleazione, che si vedrà in seguito.



Foto 2 – Piazzale pavimentato e rampa stradale esistenti ad ovest dell'area d'intervento

5.4 VERIFICA COLLETTORI DI PROGETTO A MOTO VARIO CON SOFTWARE DI MODELLAZIONE EPA-SWMM

Alla luce delle quote di scorrimento delle tubazioni di progetto, inferiori al livello medio del mare che troviamo allo scarico, si prevede una valvola di non ritorno sulla linea di scarico delle piogge eccedenti quelle di trattamento, le quali invece saranno sollevate tramite pompaggio.

Tali condizioni non rendono valide le ipotesi di moto uniforme di cui alle verifiche precedenti.

Essendo necessaria una modellazione matematica a moto vario, si decide di modellare la rete con software EPA's Storm Water Management Model (SWMM), prodotto dal dipartimento della protezione ambientale statunitense – United States Environmental Protection Agency (EPA) – dal 1971, aggiornato ed ottimizzato fino alla corrente versione 5.1.013.

Si tratta di un modello idraulico monodimensionale che permette la simulazione qualitativa e quantitativa del completo ciclo idrologico applicato alle reti di scolo delle acque meteoriche sia a cielo aperto, canali e reti bonifica, sia tombinate, reti urbane, suburbane e di fognatura.

La schematizzazione della rete di progetto è costituita dai seguenti elementi di carattere geometrico:

- sottobacini ("subcatchments") coincidenti con porzioni dell'intera area analizzata;
- rete di drenaggio ("link") corrispondenti alla rete di tubazioni;

Il bacino viene schematizzato come un aggregato di sottobacini e di tubazioni. I dati relativi alle precipitazioni possono essere inseriti come intensità o come altezza cumulata di precipitazione.

L'afflusso è considerato uniformemente distribuito su tutto il bacino e la trasformazione degli afflussi in deflussi viene fatta secondo la schematizzazione di un serbatoio non lineare. La portata in ingresso è calcolata sulla base della precipitazione, la portata in uscita, che rappresenta l'idrogramma in ingresso alla rete, è ridotta dalle perdite dovute all'evaporazione, all'infiltrazione e alla capacità d'invaso del bacino stesso.

Il volume di questi ipotetici serbatoi è dato dalla capacità di immagazzinamento delle depressioni. Il deflusso superficiale si innesca quando l'altezza d'acqua nel serbatoio supera l'altezza delle depressioni. Ogni sottobacino viene considerato come una superficie inclinata divisa in zone permeabili e impermeabili, equamente distribuite ai lati del serbatoio.

Nella fattispecie, si è ipotizzato a favore di sicurezza che, trattandosi di tetti impermeabili e pavimentazioni in parte impermeabili ed in parte semipermeabili, la porzione permeabile in cui possa avvenire una certa infiltrazione sia molto bassa, cioè $\%I=90$, ciò equivale ad assumere un coefficiente di deflusso $\phi=0.95-1.00$, dunque un'assunzione cautelativa. Tra le aree di raccolta non sono state considerate le aree verdi, il cui contributo è poco rilevante, anche alla luce della loro stratigrafia in terra vegetale su suolo esistente. Come vincolo allo scarico si è assunto un livello dell'acqua costante a 0.0 m s.l.m.

In dipendenza delle ridotte pendenze da realizzare sui vari bacini (subcatchments), 0.5-1.5% circa, sarebbe possibile assumere un'altezza di immagazzinamento $dp=3-5$ mm nelle depressioni impermeabili, ma a favore di sicurezza assumeremo $dp=0$.

Come larghezza W dei sottobacini di area generica A si è assunto un valore pari a $A^{1/2}$. Per le aree impermeabili assumeremo un Manning's $n=0.01$, per quelle permeabili $n=0.10$.

Il modello SWMM analizza il moto vario mediante la risoluzione delle equazioni di De Saint-Venant nella loro forma completa. Per evitare problemi di instabilità del modello di calcolo, assumeremo un passo di calcolo molto breve, $\Delta t=5$ sec.

Nel caso in progetto si farà uso dei vari elementi: rain gages, subcatchments, junctions, conduicts, storage units, outfalls, flow regulators (orifices, weirs). Si riporta in Figura 9 lo schema modellistico della rete scolante con i sottobacini di raccolta, nodi principali e collettori.

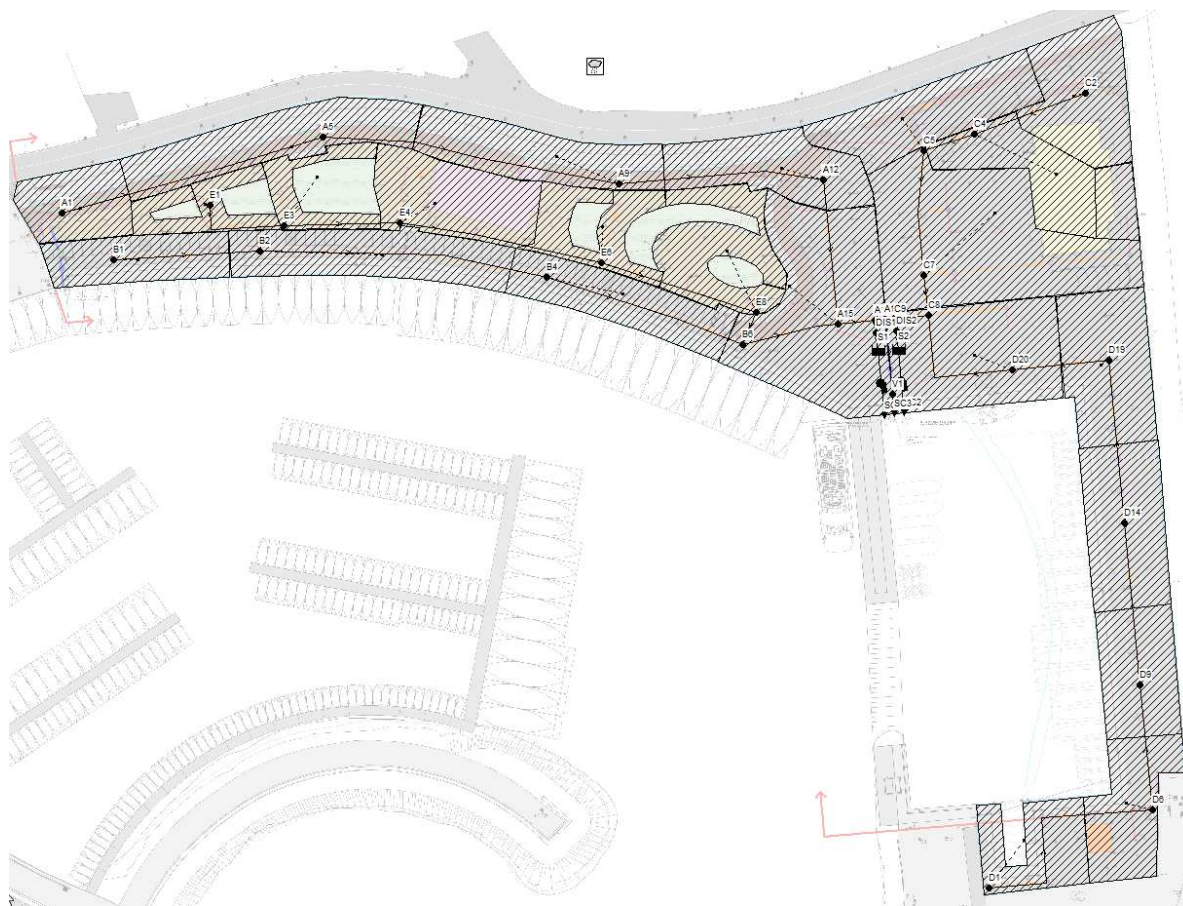


Figura 9 – Modellizzazione della rete scolante e dei sottobacini in EPA-SWMM

5.4.1 Verifica per pioggia d=20 minuti

Si verificherà la rete scolante per la pioggia di progetto di durata critica d=20 minuti (cautelativamente inferiore al tempo di corrivazione del bacino complessivo che è stata stimata in circa 25 minuti), ovvero quella che produce il colmo delle portate:

- **TR=20 anni, d=20 min**

Lo ietogramma j che utilizzeremo è quello tipo Chicago, con time step da 5 minuti, ottenuto in base ai dati idrologici seguenti:

TR20	a	n				
	62,453	0,5475				
t(min)	h(TR20) [mm]	Δh [mm]	$j(\Delta t)$ [mm/h]	j Chicago TR20 d=20 min [mm/h]	colonna di verifica	
0	0,00			0		
5	16,02	16,02	192,26	69,84	5,82	
10	23,42	7,39	88,74	192,26	16,02	
15	29,24	5,82	69,84	88,74	7,39	
20	34,22	4,99	59,85	59,85	4,99	
				$\Sigma j \cdot \Delta t =$	34,22 mm	

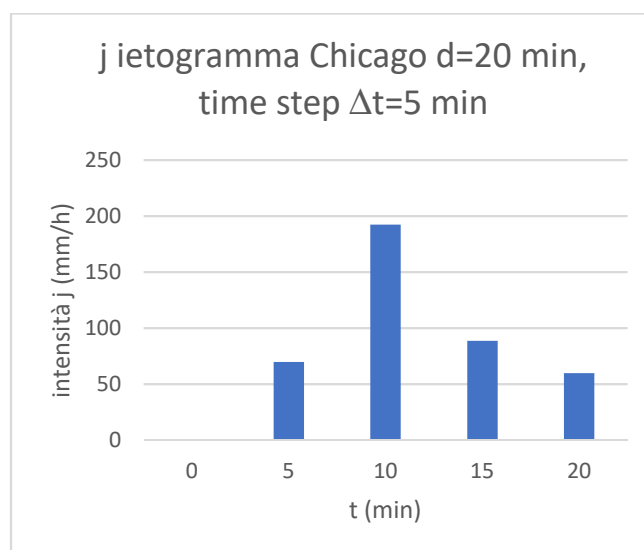


Figura 10 – Ietogramma sintetico Chicago di riferimento Tr20, d=20 min

In Figura 11 vediamo la zona degli scarichi, cioè i due scarichi di sollevamento S1-S2 (da 70 l/s ciascuno) a valle dei trattamenti, più quello a gravità della “seconda pioggia” (tratto V1-SC3).

In Figura 12 riportiamo i risultati della modellazione, con l’andamento della portata transitante nel collettore principale centrale (tratto V1-SC3 in ghisa DN800). La portata del tronco ha un valore di picco pari a 985 l/s al tempo t=16 minuti. Tale portata di scarico risulta ben superiore a quella di calcolo a moto uniforme, sia per le ipotesi cautelative di impermeabilità sulle superfici, assenza di velo idrico di accumulo, tempo di pioggia critico inferiore al tempo di corrivazione calcolato, sia per il funzionamento di alcuni collettori a sezione piena. I collettori, a parte nei tratti finali di scarico, hanno tutti una pendenza longitudinale del 0.2%.

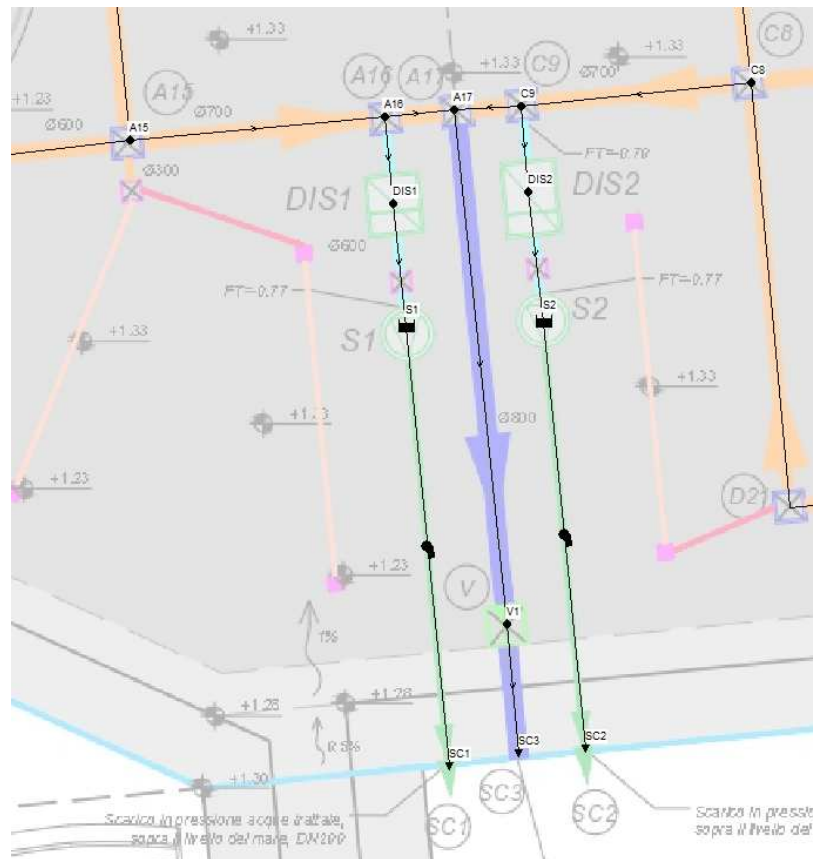


Figura 11 – Dettaglio della modellazione nella zona di scarico

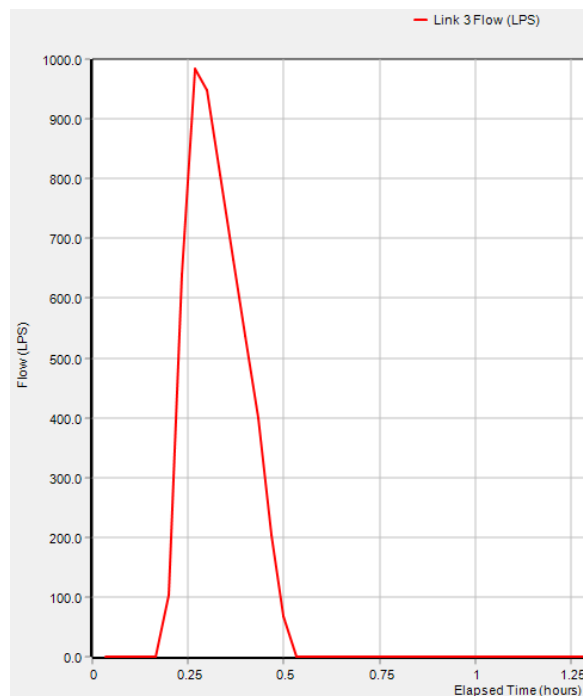


Figura 12 – Idrogramma di portata nel collettore di scarico finale SC3, tratto V1-SC3, (pioggia d=20')

[output SWMM]

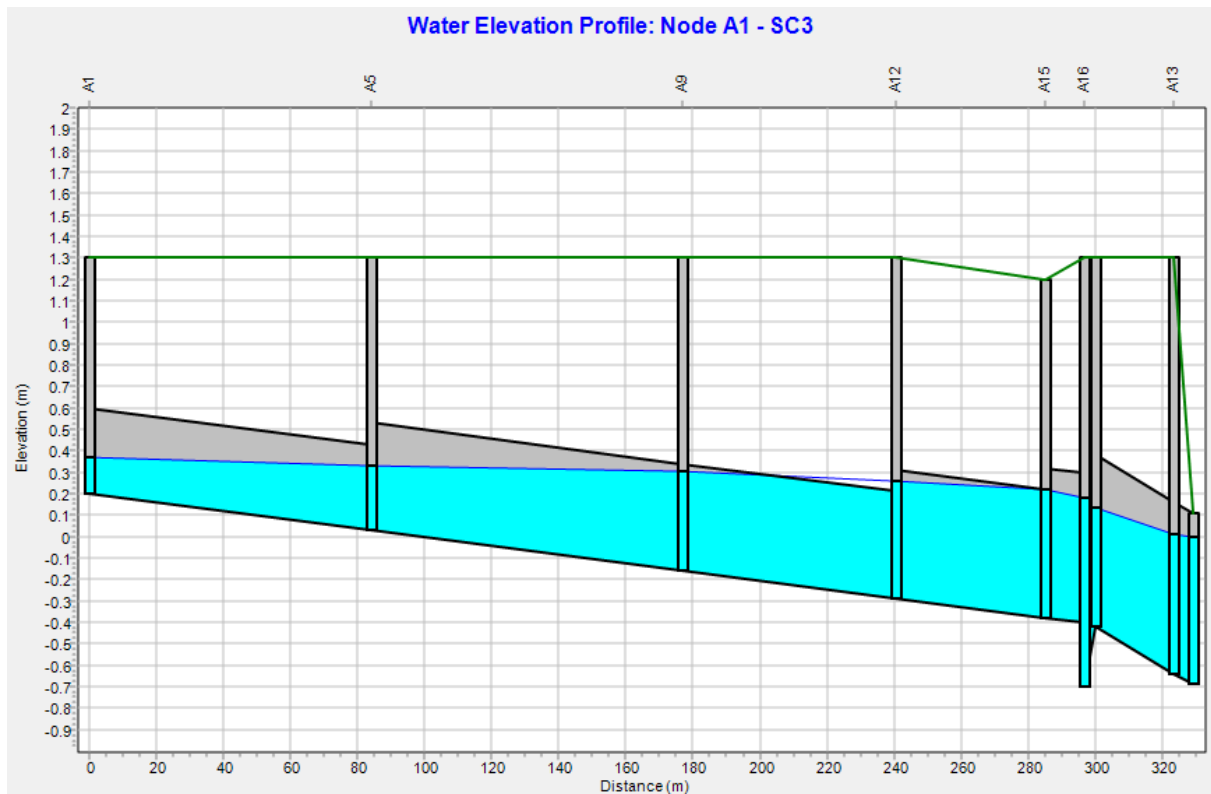


Figura 13 - Profilo A di riempimento (tratto A1-SC3), al tempo $t=16'$ (pioggia $d=20'$)

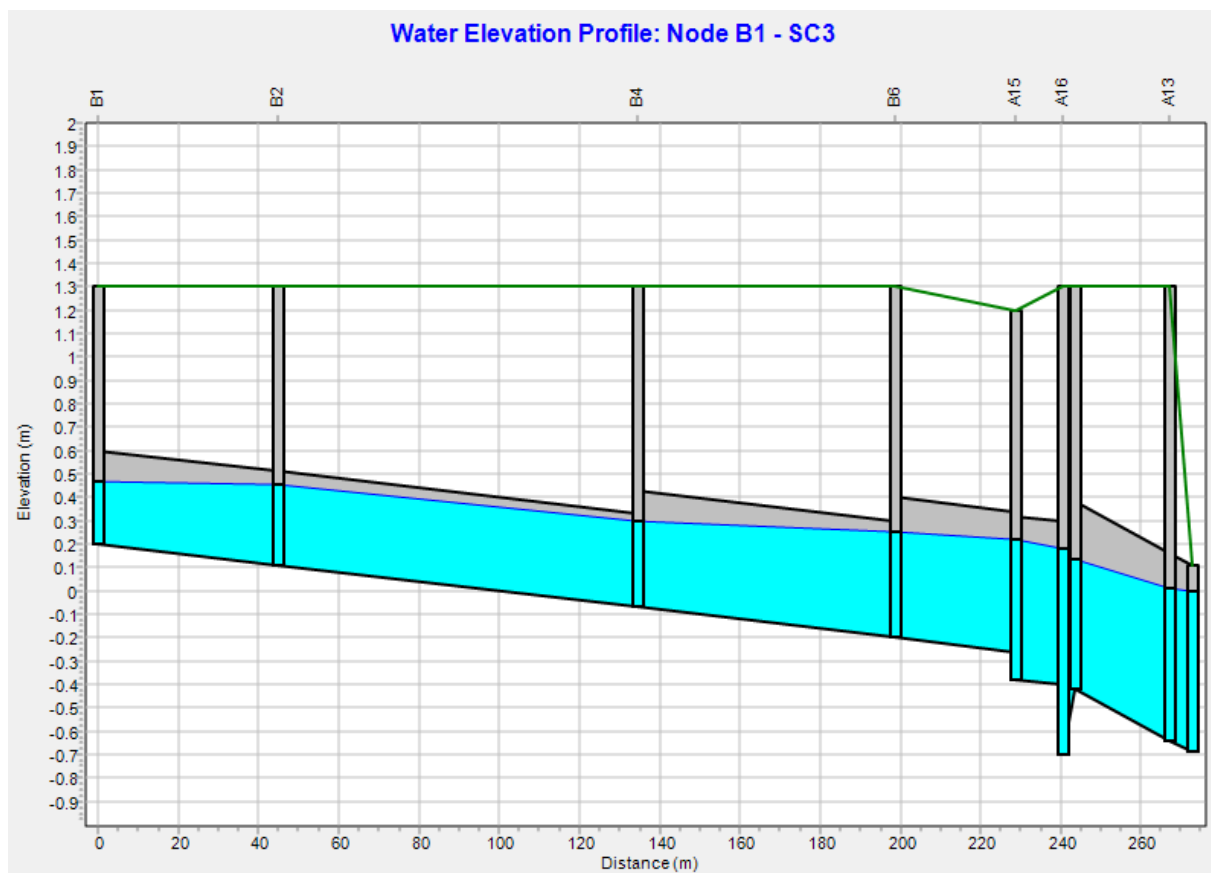


Figura 14 – Profilo B di riempimento (tratto B1-SC3), al tempo $t=16'$ (pioggia $d=20'$)

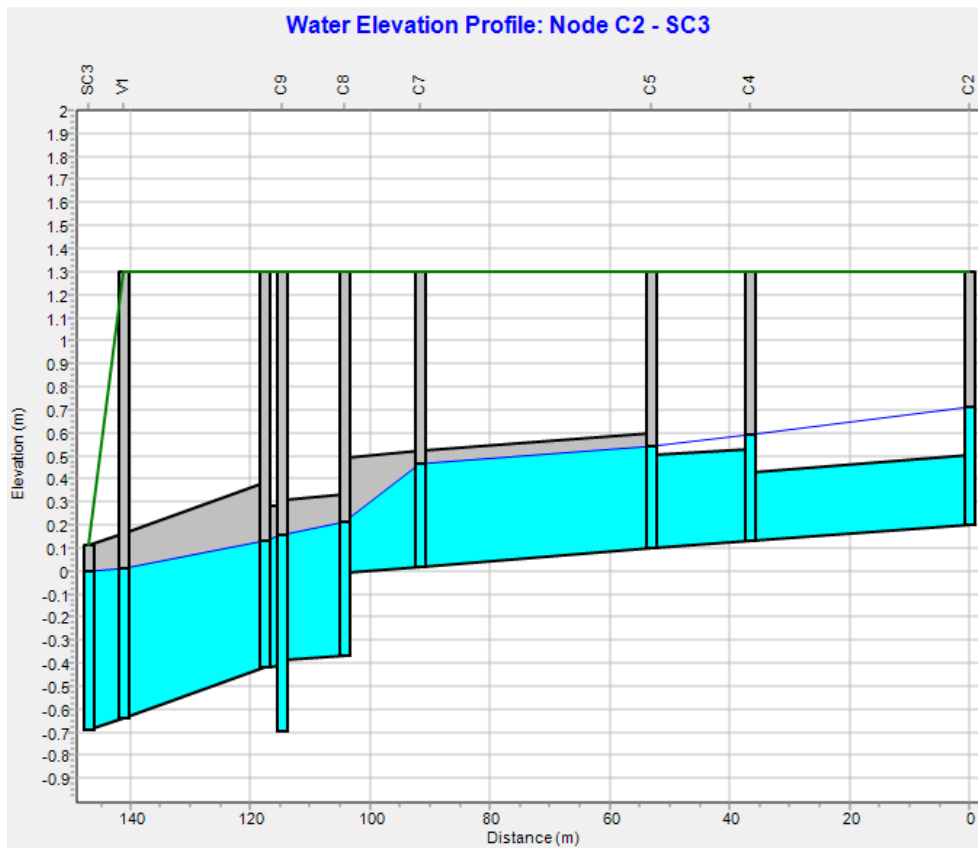


Figura 15 – Profilo C di riempimento (tratto C2-SC3), al tempo $t=16'$ (pioggia $d=20'$)

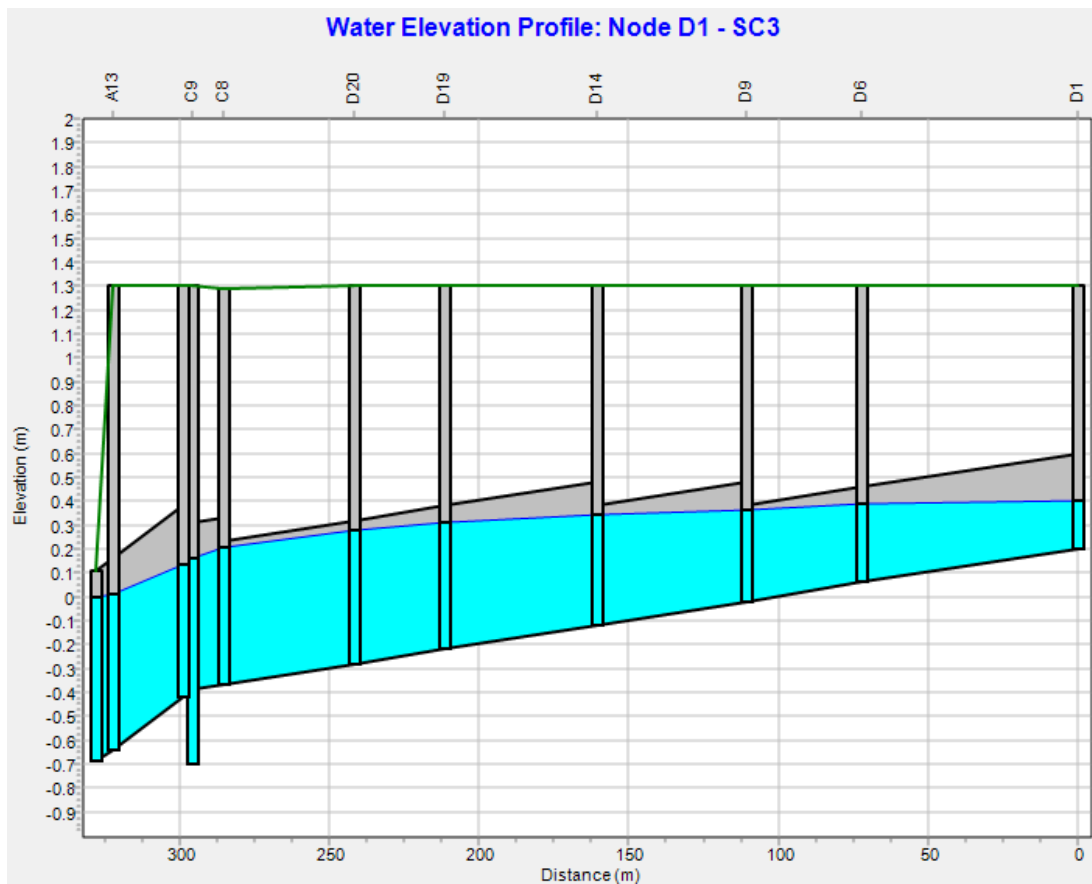


Figura 16 – Profilo D di riempimento (tratto D1-SC3), al tempo $t=16'$ (pioggia $d=20'$)

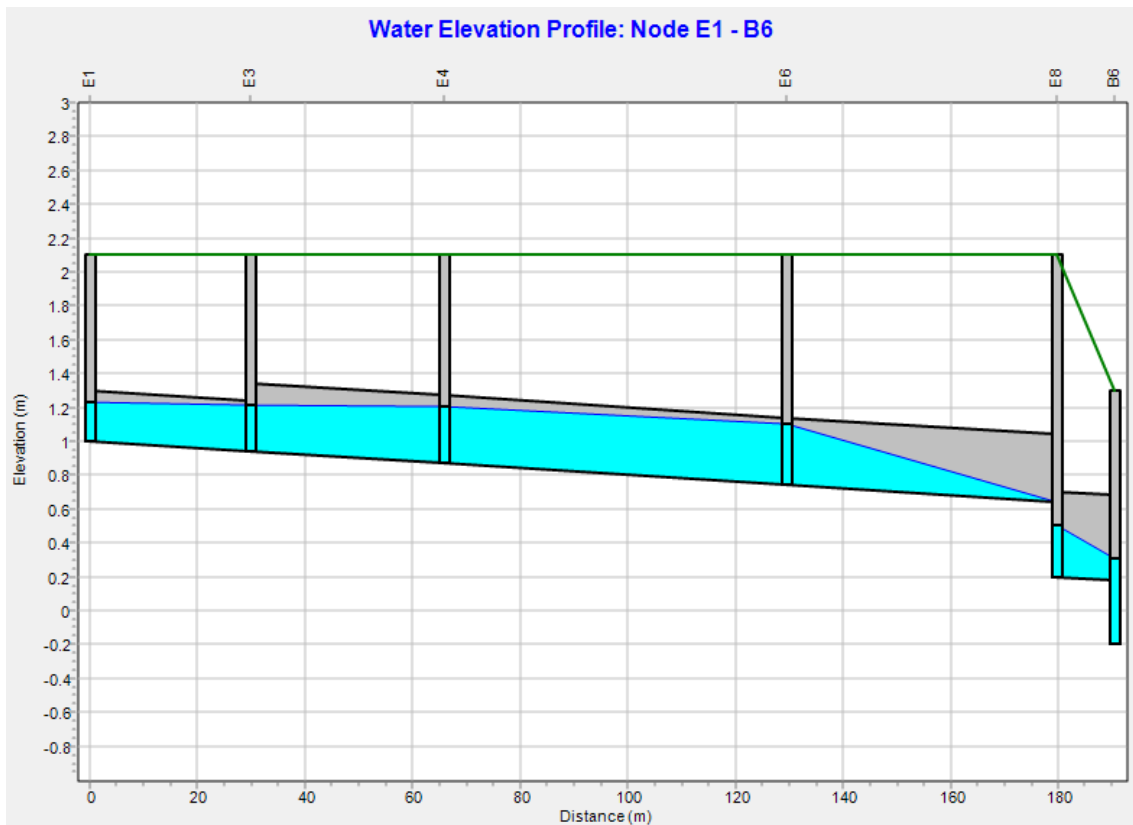


Figura 17 – Profilo E di riempimento (tratto E1-B6), al tempo $t=16'$ (pioggia $d=20'$)

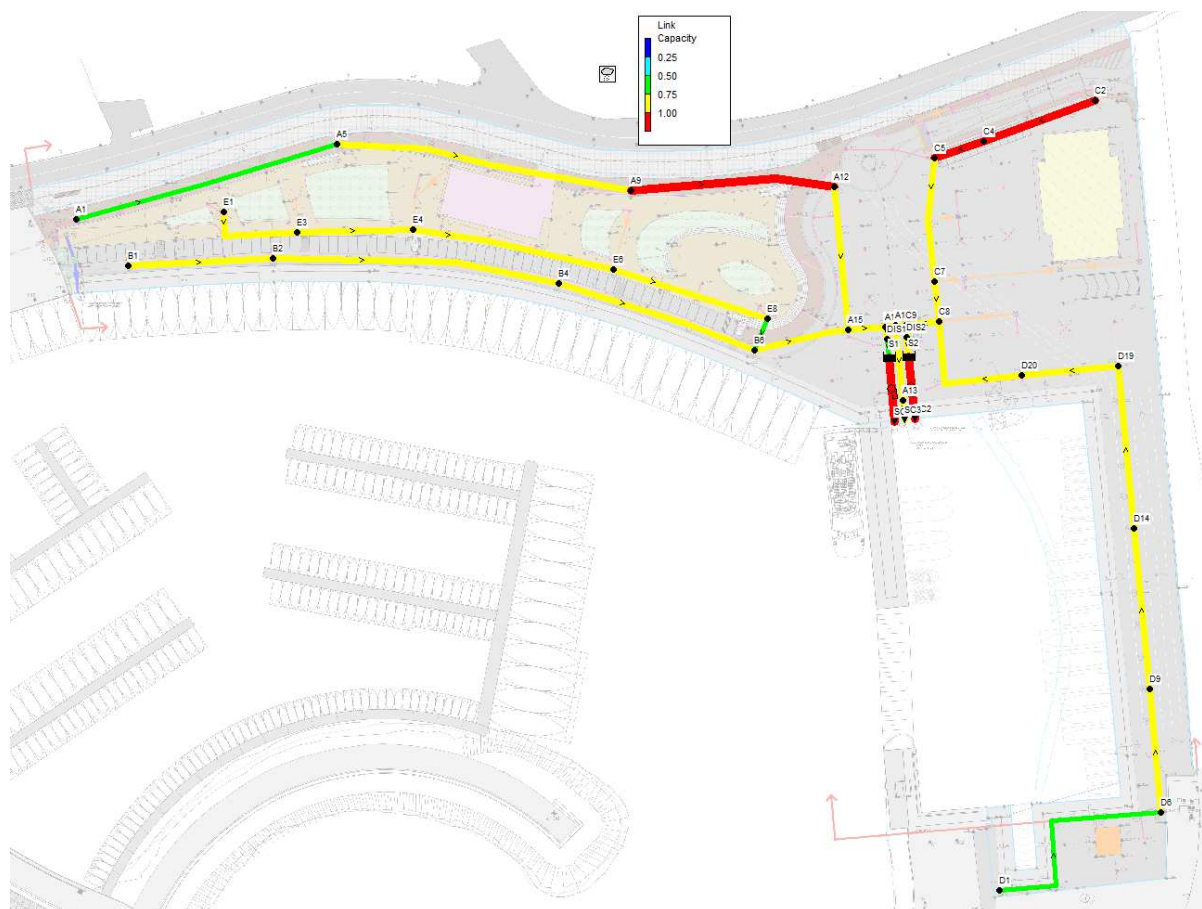


Figura 18 – Condizioni di riempimento della rete al tempo critico $t=16'$ (pioggia $d=20'$)

Per la pioggia critica $Tr=20$ anni- $d=20$ min, la rete di collettori di progetto nel complesso si riempie al suo massimo livello nel nodo C2 (circa +0.70 m s.l.m. alla testa del profilo C, vedi da Figura 13 a Figura 18), ma senza fuoriuscite dai pozzetti. Una volta transitato il picco di portata (pochi minuti), le condotte si svuotano in parte attraverso la valvola di non ritorno (scarico di "seconda pioggia") ed in parte grazie ai due sollevamenti S1-S2 a valle dei disoleatori. Nella fase di progettazione successiva saranno comunque definite più nel dettaglio le superfici scolanti relative ai singoli nodi, ottimizzando alcuni diametri.

In analogia con le verifiche per il sottobacino centrale, anche lo scarico dal sottobacino ovest esistente sarà ugualmente verificato, ma per dettagli si rimanda alla definizione della rete esistente nella fase successiva di progettazione.

5.4.2 Verifica per pioggia $d=60$ minuti

Per completezza, si verificherà la rete per la pioggia di progetto di durata $d=60$ minuti:

- **TR=20 anni, $d=60$ min**

Lo ietogramma j che utilizzeremo è quello tipo Chicago, con time step da 15 minuti:

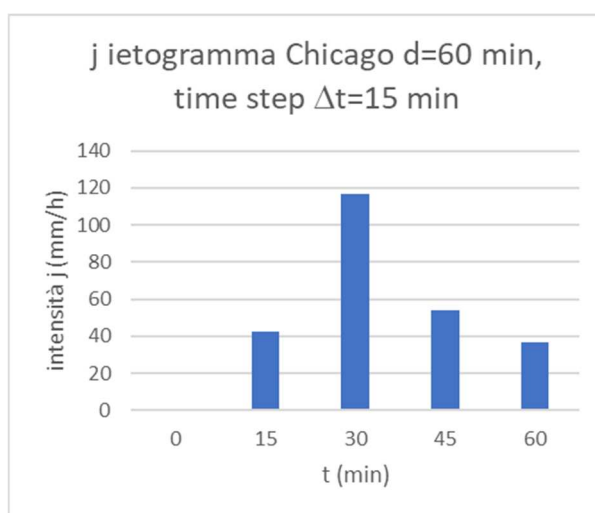


Figura 19 – Ietogramma sintetico Chicago di riferimento $Tr20$, $d=60$ min

In Figura 20 riportiamo i risultati della modellazione, con l'andamento della portata transitante nel collettore principale centrale (tratto V1-SC3 in ghisa DN800). La portata del tronco ha un valore di picco pari a 726 l/s al tempo $t=44$ minuti.

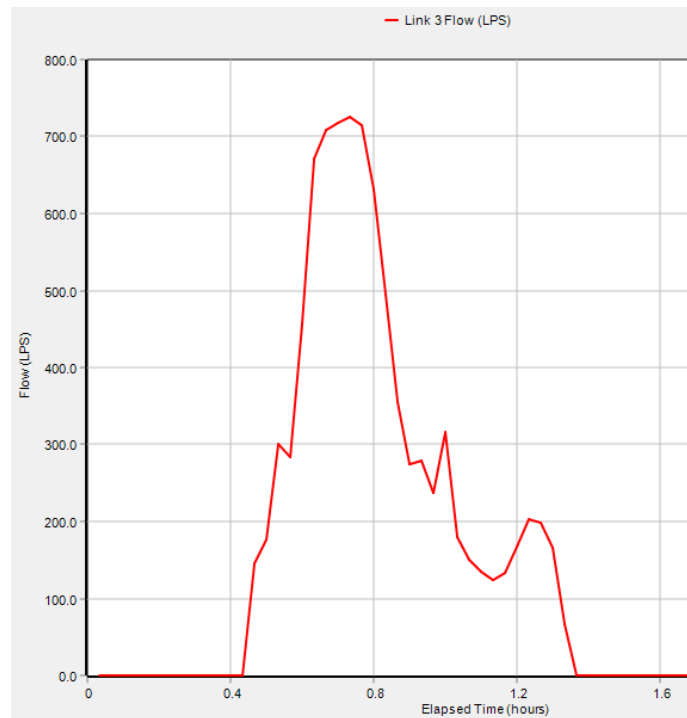


Figura 20 - Idrogramma di portata nel collettore di scarico finale SC3, tratto V1-SC3, (pioggia d=60')

A titolo di esempio si riporta in Figura 21 il profilo dell'acqua nel tratto B1-SC3, in esso si vede come nessun tronco risulti riempito completamente, dunque la rete funziona meglio rispetto all'evento di durata 20 minuti, che rimane quello più critico.

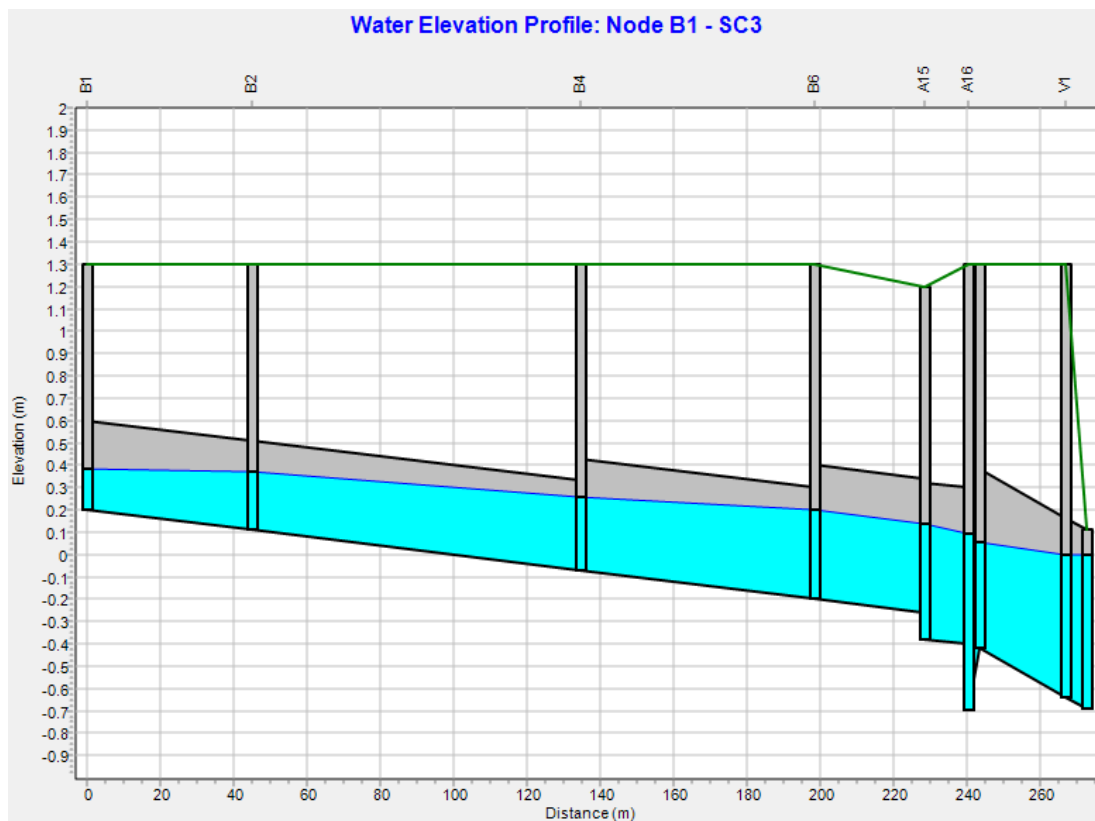


Figura 21 - Profilo B di riempimento (tratto B1-SC3), al tempo t=44' (pioggia d=60')

5.5 IMPIANTI DI TRATTAMENTO

Il Piano di Tutela delle Acque (PTA) della Regione Calabria, al capitolo 11, riporta gli interventi per la tutela delle acque, in particolare al punto 3 prevede “la realizzazione di interventi finalizzati alla raccolta e al trattamento preliminare in loco delle **acque di prima pioggia**, rendendo tale tipologia di intervento obbligatoria nelle aree di nuova impermeabilizzazione e favorendone la realizzazione progressiva nelle grandi aree urbane”.

Così come previsto dall'art. 113 del D.lgs. n. 152/2006, sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di cinque millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si assume che tale valore si verifichi in 15 minuti.

Non essendo a conoscenza della presenza di condotte fognarie esistenti, qualitativamente e quantitativamente adeguate a ricevere lo svuotamento di eventuali vasche di prima pioggia che si volessero prevedere (coinvolgenti eventualmente il Comune, l'ente gestore del servizio idrico integrato, ARPACAL,...), anche in un'ottica di risparmio dei costi di gestione di un eventuale sollevamento, si preferisce prevedere degli **impianti di trattamento delle acque di dilavamento superficiale con funzionamento in continuo, a gravità e dotati di by-pass, con scarico finale a mare**. L'ente autorizzante dovrebbe essere la Provincia di Catanzaro, fatte salve tutte le competenze di altri Enti.

Nel caso in oggetto, le superfici del bacino scolante dell'area portuale di progetto (viabilità, parcheggi auto, piazzali e pavimentazioni di banchina) sebbene non siano dedicate allo svolgimento di operazioni per loro natura tipicamente “sporcanti”, possono essere sottoposte a dilavamento di sostanze potenzialmente inquinanti o comunque non rispettanti i limiti qualitativi allo scarico in acque superficiali della Tab. 3 dell'All. V alla parte terza del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. (sebbene la regione possa prescrivere limitazioni più restrittive).

Da par. 10.2.4 del PTA, le acque meteoriche dilavanti su aree urbane risultano caratterizzate da carichi inquinanti spesso paragonabili a quelli di origine domestica ed a volte anche superiori ad essi. Per tale ragione è stato stimato anche il loro carico inquinante attribuendo ad ogni bacino carichi specifici di BOD₅, N e P proposti per unità di superficie di area urbana e per millimetro di pioggia, nel 2002 congiuntamente dalla Regione Emilia Romagna e dall'ARPA Emilia Romagna.

BOD₅ = 0,297 Kg/ha/mm

Azoto = 0.032 Kg/ha/mm

Fosforo = 0.010 Kg/ha/mm

Tra i vari bacini dei corsi d'acqua regionali, il T. Fiumarella è uno tra i meno critici per i carichi da dilavamento di aree urbane, ma uno dei più critici per molti altri inquinanti.

Da allegato N del PTA regionale che riporta gli esiti di indagini condotte sulla qualità delle acque costiere riporta: “Nella fascia costiera prospiciente Catanzaro Lido, gli apporti del Torrente Fiumarella e del Fiume Corace sono quelli che maggiormente contribuiscono alla contaminazione dell'area”.

Ai fini del miglioramento qualitativo delle acque marine, su ciascuna delle due linee confluenti allo scarico finale si prevede dunque un impianto separatore di liquidi leggeri di classe I, con trattamento in continuo delle acque meteoriche contenenti oli minerali e by-pass delle portate in esubero rispetto a quella di trattamento NS. Si cita a titolo di esempio il separatore tipo “ACO-Netec SC”, il “METEOTANK MT di Carra Depurazioni” o sistemi equivalenti, dimensionati e realizzati secondo norme EN 858 per una portata idraulica pari a NS e per una massa volumica del liquido leggero pari a 0.85.

Tra i limiti da rispettare allo scarico in acque superficiali, di cui alla Tab. 3 dell'All. V, si citano in particolare:

- Solidi speciali totali <= 80 mg/L
- Idrocarburi totali <= 5 mg/L

Il rispetto dei limiti sarà verificato nell'ultimo punto accessibile prima dello scarico nel recettore finale (mare), dove deve essere posizionato un pozzetto di campionamento fiscale di controllo, in particolare sarà posizionato tra il trattamento ed il sollevamento finale.

Ciascun sistema di trattamento è dotato di vano di sedimentazione con volume utile pari almeno a 100 volte la portata idraulica, munito di deflettore di flusso. Il vano di disoleazione è dotato di deflettore di flusso con dispositivo di chiusura a galleggiante al raggiungimento del massimo quantitativo nominale accumulabile, barriera filtrante a coalescenza in telaio estraibile, sonda per la segnalazione del massimo livello d'olio accumulato e dispositivo di estrazione dell'olio (otturatore automatico e allarme olii).

La portata limite di trattamento minima si calcola in base a:

- a) superficie scolante, escluse aree verdi ($S_{CENTR,ovest}=13425 \text{ m}^2$; $S_{CENTR,est}=13000 \text{ m}^2$, $S_{OVEST}=10830 \text{ m}^2$)
- b) pioggia di 5 mm in 15 minuti, ovvero intensità $j=55.55 \text{ l/s,ha}$

ottenendo:

$$Q_{trat,CENTR,ovest} = \psi * S_{CENTR,ovest} * j = 0.9 * 1.3425 * 55.55 = 67.1 \text{ l/s}$$

$$Q_{trat,CENTR,est} = \psi * S_{CENTR,est} * j = 0.9 * 1.300 * 55.55 = 65.0 \text{ l/s}$$

$$Q_{trat,OVEST} = \psi * S_{OVEST} * j = 0.9 * 1.083 * 55.55 = 54.1 \text{ l/s}$$

Cautelativamente, come trattamenti si scelgono dei sistemi prefabbricati commerciali che trattano rispettivamente fino a $NS=60 \text{ l/s}$ per il sottobacino SB-OVEST esistente e fino a $NS=80 \text{ l/s}$ per i sottobacini SB-CENTRALE_ovest e SB-CENTRALE_est (ad esempio tipo "ACO Netec SC 12K 2 OT-ALL e ACO Netec SC 15K 2 OT-ALL" o equivalenti), con tubazione in PVC DN 315 in ingresso ed effluente verso la linea principale che scarica a mare, rispettando i limiti qualitativi allo scarico in acque superficiali da D.Lgs. 152/2006. Il sistema funziona con by-pass del trattamento per le portate maggiori della NS e sarà dotato di sistema di allarme presenza oli e quadro di controllo, oltre che sistema di fondazione antigalleggiamento.

Alla luce delle quote altimetriche della rete di collettori e degli impianti di disoleazione DIS1-DIS2-DIS3, in parte al di sotto del livello del mare, si rende necessario prevedere delle stazioni di sollevamento S1-S2-S3 a valle degli impianti stessi, con scarico in pressione direttamente a mare del refluo trattato.

Le acque di "seconda pioggia" o comunque eccedenti la massima portata consentita dalla tubazione DN315 mm in ingresso ai trattamenti, by-passeranno i trattamenti andando direttamente a mare, anteposendo prima dello sbocco subacqueo a mare (collettore finale DN800 in ghisa) una valvola antiriflusso a membrana.

5.6 STAZIONI DI SOLLEVAMENTO

Come portate da sollevare dalle stazioni S1-S2-S3 si scelgono cautelativamente quelle di dimensionamento dei rispettivi trattamenti DIS1-DIS2-DIS3 a monte, in quanto risulta ridotto il volume di lavoro invasabile nelle stazioni stesse e si vogliono evitare rigurgiti verso monte di acque potenzialmente oleose, eventuali ottimizzazioni potranno essere previste nelle fasi successive di progettazione.

$$Q(S1) = Q(S2) = 70 \text{ l/s}$$

$$Q(S3) = 60 \text{ l/s}$$

Si prevedono dunque tre stazioni di sollevamento prefabbricate in c.a. dim. 200x200xh350 cm circa, ciascuna dotata di:

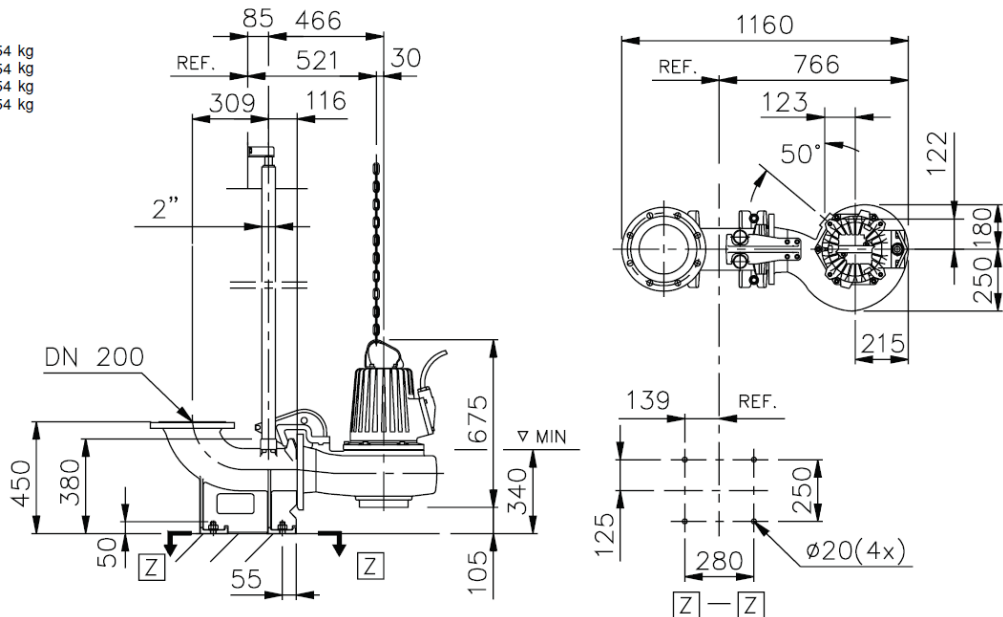
- S1 e S2: n.2 pompe sommergibili (di cui una di riserva) tipo "N 3127 LT gir.420-Flygt" o equivalente, da 70 l/s dh=5.0m Pn=5.9 kw tf
- S3: n.2 pompe sommergibili (di cui una di riserva) tipo "N 3127 LT gir.420-Flygt" o equivalente, da 60 l/s dh=6.5m Pn=5.9 kw tf.

NP

Dimensions in mm Weight 154 kg
Maße in mm Gewicht 154 kg
Dimensions en mm Poids 154 kg
Dimensioni in mm Peso 154 kg

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

Flange drilled according to:
Flansche gebohrt nach:
Bride percée selon norme:
Foratura flange secondo:
DIN 2533, UNI PN 16 (≤ DN, 150)
DIN 2532, UNI PN 10 (≥ DN, 200)



N 3127 LT trifase 4 poli 50 Hz metrico

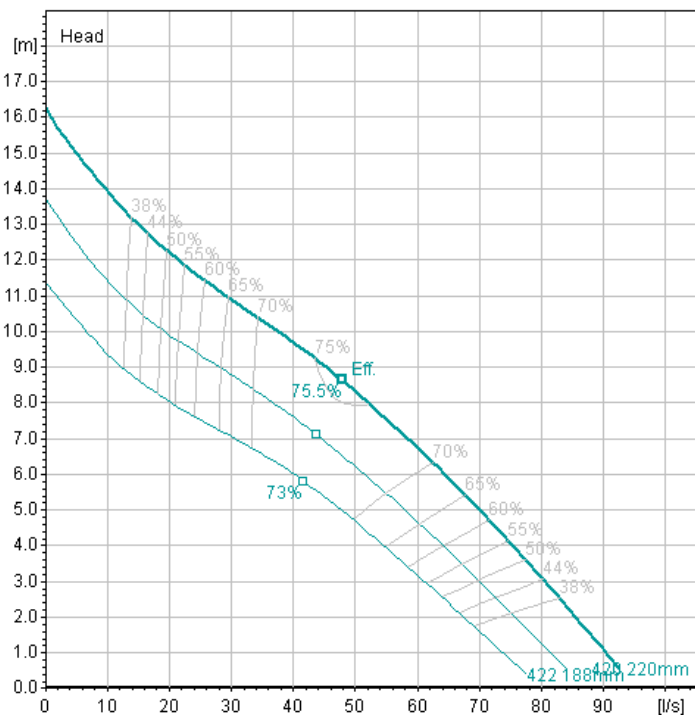


Figura 22 – Scheda tecnica e curva caratteristica di esempio per pompa commerciale tipo

Il volume di lavoro della singola pompa è calcolabile con la formula:

$$V=Q \cdot T_c / 4$$

In essa possiamo assumere un tempo di ciclo $T_c=3.0$ minuti, ottenendo i volumi:

$$V(S_{1,2})=Q(S_{1,2}) \cdot T_c / 4 = 70 \cdot (3.0 \cdot 60) / 4 = 3150 \text{ l}$$

$$V(S_3)=Q(S_3) \cdot T_c / 4 = 60 \cdot (3.0 \cdot 60) / 4 = 2700 \text{ l}$$

Considerato un livello di stacco delle pompe a 0.34 m dal fondo del pozzetto di sollevamento, il volume di lavoro più grande, pari a 3.15 mc, corrispondente a quello compreso tra i livelli di stacco e accensione, determina un'altezza di lavoro $h=3.15 / (2.00 \times 2.00) = 0.79$ m, dunque a 1.13 m dal fondo, senza rigurgito nella condotta in ingresso.

Le pompe di sollevamento provvederanno anche a svuotare i volumi che verranno ad invasarsi nella rete a monte della valvola di non ritorno, in quanto non scaricabili a gravità al termine della pioggia; tale fatto si evidenzia nei grafici che si ottengono per le portate sollevate dalla stazione S1 (Figura 23).

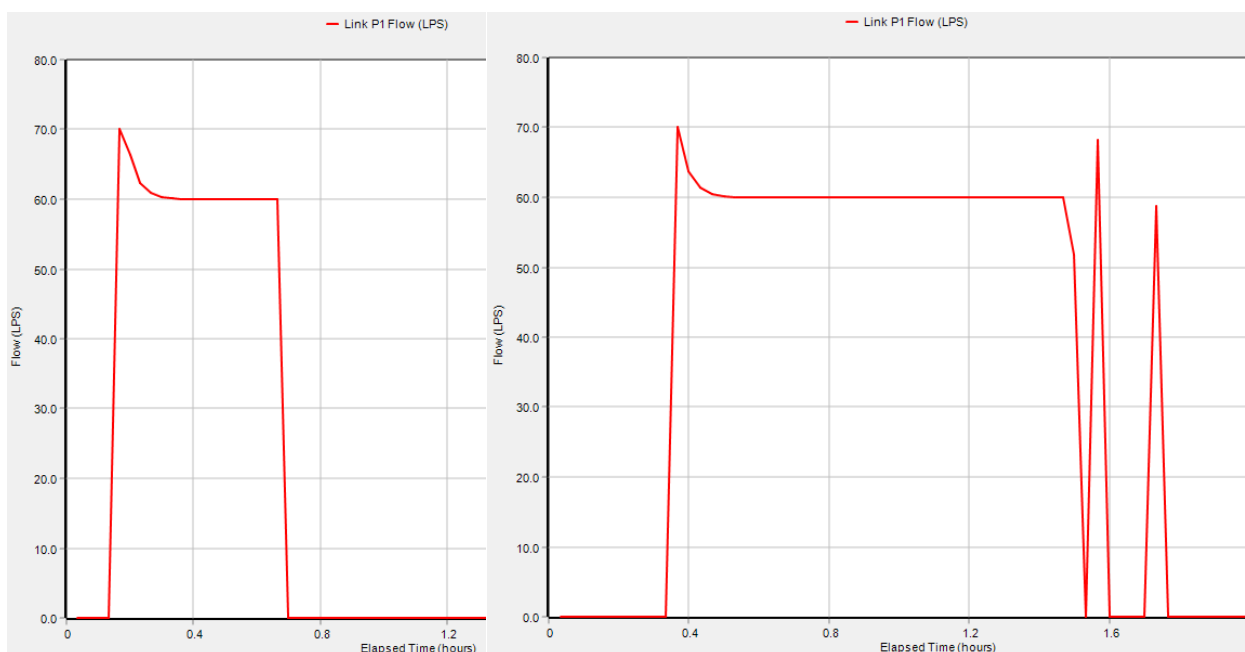


Figura 23 – Idrogrammi delle portate sollevate dalla stazione S1 per pioggia di progetto $d=20'$ (a sinistra) e $d=60'$ (a destra)

6. CONCLUSIONI

Il presente progetto prevede la realizzazione di una nuova rete scolante delle acque meteoriche a servizio delle aree d'intervento nel porto di Catanzaro marina, comprendenti strade, piazzali, edifici ed un percorso sopraelevato "belvedere", oltre a ricevere il collettore di scarico proveniente dalle aree pavimentate esistenti ad ovest dell'intervento.

Il sistema di raccolta prevede l'impiego di caditoie, canalette grigliate e pluviali sui tetti degli edifici, pozzetti d'ispezione prefabbricati in c.a.v. con chiusini/griglie in ghisa di classe D400.

La cosiddetta "prima pioggia", come da prescrizioni del Piano di Tutela delle Acque (PTA) della Regione Calabria, viene trattata in 3 idonei impianti di disoleazione con funzionamento in continuo, dotati di by-pass per la "seconda pioggia" eccedente la portata di dimensionamento degli impianti. La portata trattata viene scaricata a mare tramite sollevamento, mentre quella di by-pass viene scaricata a mare a gravità con interposta valvola antiriflusso al fine di evitare rigurgiti a monte.

Le verifiche condotte, sia a moto uniforme che a moto vario con software di modellazione EPA-SWMM, hanno evidenziato come per gli eventi critici aventi tempo di ritorno 20 anni, di durate 20 e 60 minuti, la rete funzioni correttamente senza comportare fuoriuscite dai pozzetti.

NOTA IMPORTANTE: È stata riscontrata la presenza di 5 collettori di scarico provenienti dalla strada sopraelevata verso la fascia fronte mare, ma di cui non si conoscono i tracciati completi ed il recapito finale. Il presente progetto evidenzia l'interferenza di tali collettori con le opere di sostegno per la realizzazione del percorso pedonale "belvedere", ma non prevede la deviazione di tali collettori, il cui progetto dovrà rientrare in altro intervento da parte dell'amministrazione comunale, da realizzare preventivamente o in parallelo a quello in studio.