



Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

ENTE APPALTANTE

Commissario Delegato per l'Emergenza Traffico a Messina ex OPCM 3633/07 e successive, con sede presso il Comune di Messina, Piazza Unione Europea, 98100 Messina

A.T.I. IMPRESE



Nuova CO.ED.MAR Srl
Via Banchina F - Val da Rio
30015 Chioggia (VE)



CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI

Consorzio Cooperative Costruzioni
CCC Società Cooperativa
Via Marco Emilio Lepido, 182/2
40132 Bologna

PROGETTAZIONE



favero&milan ingegneria

30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere 8/10
www.favero-milan.com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
fm@favero-milan.com



20143 Milano
Viale Cassala, 11

Tel. +39 02 8942 2685
Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

**PARTE GENERALE
RELAZIONE IDRAULICA**

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a	-	-	-	-	-
b					
c					
d					
e					

ELABORATO N.

G797FMAR006

DATA: 20/05/2010	SCALA: -	FILE: G797FMAR006.doc
J.N. G797/10	DISEGNATO G.C.	APPROVATO T.T.

Indice Generale

PARTE PRIMA – DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE IDRAULICHE.....	9
1 PREMESSA E SINTESI DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE IDRAULICA.....	9
2 LE OPERE DI REGIMAZIONE DEI TORRENTI.....	12
2.1 DESCRIZIONE DEI TORRENTI INTERFERENTI CON LA NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA E DEI LORO BACINI IMBRIFERI.....	12
2.2 ANALISI QUALITATIVA DELLO STATO DI FATTO	12
2.2.1 TORRENTI CANNETO E FAROTA	12
2.2.1.1 TORRENTE CANNETO.....	12
2.2.1.2 TORRENTE FAROTA.....	16
2.2.2 TORRENTE GUIDARI.....	19
2.3 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO.....	25
2.3.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	25
2.3.2 TORRENTI CANNETO E FAROTA	25
2.3.3 TORRENTE GUIDARI.....	28
2.3.4 TORRENTE PALUMARA	31
2.4 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE OPERE DI PROGETTO	32
2.4.1 TORRENTI CANNETO E FAROTA	32
2.4.1.1 SISTEMAZIONI BACINO DI MONTE TORRENTE FAROTA.....	32
2.4.1.2 FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEL SISTEMA CANNETO-FAROTA	32
2.4.1.3 DIMENSIONAMENTO DEL MANUFATTO DI CONNESSIONE CANNETO-FAROTA.....	42
2.4.2 TORRENTE GUIDARI.....	44
2.4.2.1 FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEL TORRENTE GUIDARI	44
2.4.2.2 SISTEMAZIONI BACINO DI MONTE TORRENTE GUIDARI.....	48
3 LE OPERE DI SMALTIMENTO E TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DI PIATTAFORMA 54	
3.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SMALTIMENTO	54
3.2 LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE.....	54
3.2.1 IETOGRAMMA DI PROGETTO	54
3.2.2 IL MODELLO DI CALCOLO	54
3.2.3 SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO	54
3.2.4 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO.....	56
3.3 DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI TRATTAMENTO DI PRIMA PIOGGIA	65
4 L’IMPIANTO IDRICO.....	69
4.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	69
4.2 DEFINIZIONE DELLE UTENZE	69
4.3 LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE.....	70
4.3.1 IL PROGRAMMA DI CALCOLO.....	70
4.3.2 SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO	70
4.3.3 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO.....	71
4.4 DIMENSIONAMENTO E SPECIFICHE DELLA RETE	72
5 L’IMPIANTO ANTINCENDIO.....	74
5.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	74
5.2 DEFINIZIONE DELLE UTENZE	74
5.3 LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE.....	75
5.3.1 SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO	75
5.3.2 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO.....	76
5.4 DIMENSIONAMENTO E SPECIFICHE DELLA RETE	79
6 APPENDICE 1 – IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA HEC-RAS	81

6.1	GENERALITÀ	81
6.2	COMPONENTI IDRAULICI DI ANALISI	81
6.3	SIMULAZIONE A MOTO VARIO.....	81
6.4	DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO UTILIZZATO.....	81
6.5	LE EQUAZIONI DEL MOTO VARIO MONODIMENSIONALE	81
6.6	METODOLOGIA E DISCRETIZZAZIONE SPAZIO-TEMPORALE	83
6.7	CRITERI PER LA VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	84
6.8	PERDITE ALL'IMBOCCO	87
6.9	PERDITE ALLO SBOCCO.....	87
7	APPENDICE 2 – IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA EPA SWMM.....	89
7.1	GENERALITÀ'	89
7.2	DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO DI CALCOLO	90
7.3	DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI.....	93
8	APPENDICE 3 – IL MODELLO DI CALCOLO EPANET.....	96
PARTE SECONDA – DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DELLE OPERE IDRAULICHE		98
9	PREMESSA	99
10	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	99
10.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	99
10.2	NORME NAZIONALI.....	99
10.3	NORME EUROPEE.....	99
11	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	100
11.1	ACCIAIO	100
11.2	CALCESTRUZZO.....	100
12	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	101
12.1	OPERE DI SOSTEGNO.....	102
12.1.1	TORRENTE FAROTA.....	102
12.1.2	Pozzo di arrivo.....	102
12.1.2.1	Sezione A-A	102
12.1.2.2	Verifiche.....	103
12.1.2.3	Sezione B-B.....	104
12.1.2.4	Verifiche.....	105
12.1.3	Pozzo di spinta.....	106
12.1.3.1	Sezione C-C.....	106
12.1.3.2	Verifiche.....	107
12.1.3.3	Sezione D-D	107
12.1.3.4	Verifiche.....	108
12.1.4	Canale	109
12.1.4.1	Verifiche.....	110
12.2	TORRENTE GUIDARI	111
12.2.1	Sezione A-A.....	111
12.2.1.1	Verifiche SLU	112
12.2.1.2	Verifiche SLE.....	113
12.2.2	Sezione B-B	113
12.2.2.1	Verifiche SLU	114
12.2.2.2	Verifiche SLE.....	116
12.2.3	Sezione C-C.....	116
12.2.3.1	Verifiche SLU	117
12.2.3.2	Verifiche SLE.....	118
12.2.4	Verifiche SLU.....	119

12.3	BRIGLIE IN GABBIONI	120
12.3.1	Briglia n°1 (SLE)	121
12.3.2	Briglia n°1 (SLV)	126
12.3.3	Briglia n°4 (SLE)	131

1.

Muri in gabbioni

PAGINA 3

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
File: G797_BRIGLIA4_SLE

Data: 09/05/2010

RISULTATI ANALISI DI STABILITA

Spinta Attiva e Passiva

Spinta attiva	:	758.64 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	5.01 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	2.60 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	75.48 deg
Spinta passiva	:	22.94 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	0.00 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.33 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	-10.00 deg

SCORRIMENTO

Forza normale alla base	:	1214.31 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	3.68 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.00 m
Forza tang. alla base	:	167.66 kN/m
Forza resistente alla base	:	971.31 kN/m
Coeff. di sicurezza allo scorrimento	:	5.11

RIBALTAMENTO

Momento ribaltante	:	494.41 kN/m x m
Momento stabilizzante	:	4959.76 kN/m x m
Coeff. di sicurezza al ribaltamento	:	10.03

PRESSIONI AGENTI IN FONDAZIONE

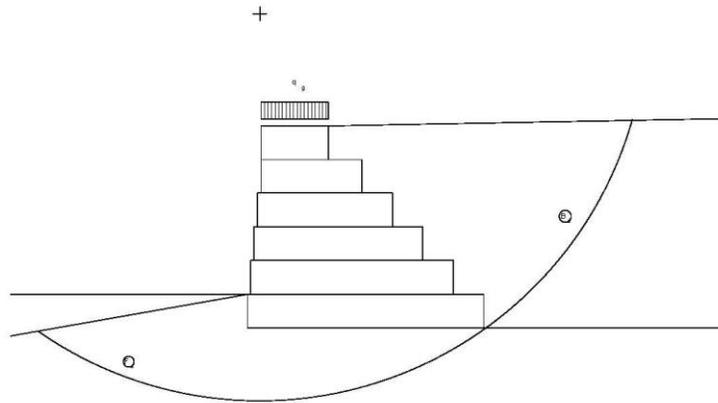
Eccentricità	:	-0.18 m
Pressione estremo di valle	:	147.11 kN/m ²
Pressione estremo di monte	:	199.83 kN/m ²
Max. pressione ammissibile alla base	:	1486.66 kN/m ²

Muri in gabbioni

Riassunto

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLE

Data: 09/05/2010



DATI SUL SUOLO

Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg	Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg
B _s	19.50	0.00	38.00	F _s	19.50	0.00	38.00

CARICHI

Carico	Valore kN/m ²	Carico	Valore kN/m
q _g	7.80		

VERIFICHE DI STABILITA

Coeff. di sicurezza scorrimento	5.11	Press. normale estremo valle	147.11kN/m ²
Coeff. di sicurezza ribaltamento	10.03	Press. normale estremo monte	199.83kN/m ²
Coeff. di sicurezza globale	1.62	Pressione max. ammissibile	1486.66kN/m ²

12.3.4	Briglia n°4 (SLV)	133
		135

Indice delle Figure

Figura 1: identificazione delle tratte omogenee del torrente Canneto	12
Figura 2: foto identificativa del tratto 1 del torrente Canneto	13
Figura 3: foto identificativa del tratto 2 del torrente Canneto	13
Figura 4: manufatto di ingresso del tombinamento al di sotto della sede autostradale	14
Figura 5: manufatto di sbocco del tombinamento al di sotto della sede autostradale	14
Figura 6: identificazione delle tratte omogenee del torrente Farota	16
Figura 7: tratto 1 del torrente Farota con manufatto in c.a., nicchia di frana in sinistra orografica (destra foto) e dilavamenti in destra.	16
Figura 8: tratto 2 – manufatto di attraversamento autostradale	17
Figura 9: caratteristiche del tratto 3 del torrente Farota	17
Figura 10: attraversamento strada statale	18
Figura 11: attraversamento ferroviario	18
Figura 12: tratto a valle del rilevato della ferrovia.	18
Figura 13: identificazione delle tratte omogenee del torrente Guidari	19
Figura 14: la parte superiore del bacino del Guidare con i fenomeni di dissesto in atto	20
Figura 15: una delle briglie a gabbioni esistenti nel tratto superiore del Guidari	20
Figura 16: immagine caratteristica del tratto 2 del torrente	21
Figura 17: immagine caratteristica del tratto 3 del torrente	21
Figura 18: attraversamento autostradale visto da monte	22
Figura 19: immagine caratteristica del tratto 5 del torrente	22
Figura 20: passaggio della S.S. con salto di fondo in primo piano	23
Figura 21: attraversamento della linea ferroviaria	23
Figura 22: sbocco il litorale del vallone Guidari	24
Figura 23: sezione tipo nuovo canale a monte della S.S.	25
Figura 24: realizzazione di tubo spinto DN 2000 per attraversamento della S.S. e della ferrovia	26
Figura 25: briglia in gabbioni sul torrente Farota	27
Figura 26: planimetria generale delle opere di regimazione dei torrenti Farota e Canneto	28
Figura 27 : Estratto della planimetria di progetto con l'ubicazione delle briglie di sistemazione dell'asta.	29
Figura 28: approfondimento del canale tra autostrada e s.s.	29
Figura 29: attraversamento Strada Statale	30
Figura 30: uscita del Guidari nella piattaforma portuale di progetto.	31
Figura 31 : estratto del modello idraulico con la schematizzazione dei corsi d'acqua Farota e Canneto.	32
Figura 32 : Torrente Canneto – Tratto a monte dell'Autostrada.	33
Figura 33 : Torrente Canneto – Tombinamento sotto l'autostrada.	33
Figura 34 : Tombinamento DN 1000 mm di collegamento tra Canneto e Farota.	34
Figura 35 : Torrente Farota – Tratto a monte dell'autostrada.	34
Figura 36 : Torrente Farota – Tratto a valle dell'autostrada.	35
Figura 37 : Profilo idraulico del torrente Canneto a monte dell'autostrada.	36
Figura 38 : Profilo idraulico del torrente Canneto nel tratto al di sotto dell'autostrada.	37
Figura 39 : Profilo idraulico del collettore di by-pass tra il torrente Canneto ed il torrente Farota.	38
Figura 40 : Profilo idraulico del torrente Farota a monte dell'autostrada.	39

Figura 41 : Profilo idraulico del torrente Farota nel tratto compreso tra l'autostrada ed il tombotto di scarico a mare.	40
Figura 42 : Profilo idraulico del torrente Farota nel tratto di scarico a mare.	41
Figura 43: manufatto di collegamento Canneto - Guidari	43
Figura 44 : estratto del modello idraulico con la schematizzazione del torrente Guidari.	44
Figura 45 : Torrente Guidari.	45
Figura 46 : Profilo idraulico del torrente Guidari a monte dell'autostrada.	46
Figura 47 : Profilo idraulico del torrente Guidari nel tratto di valle.	46
Figura 48 : Sezione rappresentativa del torrente Guidari nel tratto oggetto di sistemazione.	49
Figura 49 : Estratto della planimetria di progetto con l'ubicazione delle briglie di sistemazione dell'asta.	50
Figura 50 : Profilo del torrente Guidari nel tratto di monte con la realizzazione delle briglie di sistemazione dell'asta.	51
Figura 51 : Profilo del torrente Guidari nel tratto di monte nell'ipotesi di interrimento dei bacini di invaso.	52
Figura 52: schematizzazione della rete di calcolo e individuazione dei bacini afferenti ai nodi	55
Figura 53: risultati del modello di calcolo per $Tr = 20$ anni, a 10, 15, 20 e 25 minuti dall'inizio della precipitazione – Zona portuale Sud	58
Figura 54: risultati del modello di calcolo per $Tr = 20$ anni, a 10, 15, 20 e 25 minuti dall'inizio della precipitazione – Zona portuale Nord	59
Figura 55: key-map dei profili di calcolo	59
Figura 56: Profili di massimo riempimento $Tr 20$ anni sulle condotte fognarie	62
Figura 57: Simulazioni per $Tr 50$ anni – Gradi di riempimento delle condotte e punti di esondazione (assenti)	63
Figura 58: massime portate in rete $Tr 20$ anni	63
Figura 59: massima portata in rete $Tr 50$ anni	64
Figura 60 – Schema tipologico impianto disoleatore da 200 l/s.	68
Figura 61 Sezioni di riferimento per l'analisi delle caratteristiche idrauliche del flusso attraverso il culvert (attraversamenti).	85
Figura 62 : Schema per l'identificazione dei parametri idraulici che insistono a monte ed a valle dell'attraversamento.	85
Figura 63 – Sezione A-A: modello di calcolo.	102
Figura 64 – Verifica a flessione allo SLU.	104
Figura 65 – Sezione B-B: modello di calcolo.	105
Figura 66 – Sezione C-C: modello di calcolo.	106
Figura 67 – Sezione D-D: modello di calcolo.	108
Figura 68 – Canale: modello di calcolo.	109
Figura 69 – Verifica a flessione allo SLU.	111
Figura 70 – Sezione A-A: modello di calcolo.	112
Figura 71 – Verifica a flessione allo SLU.	112
Figura 72 – Sezione B-B: modello di calcolo.	114
Figura 73 – Verifica a flessione allo SLU.	115
Figura 74 – Verifica a flessione allo SLU.	116
Figura 75 – Sezione C-C: modello di calcolo.	117
Figura 76 – Verifica a flessione allo SLU.	118
Figura 77 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLU	119

Figura 78 - Verifica flessione allo SLU. Unità di misura kN, m	119
Figura 79 – Briglia n°1 – H = 4 m.	120
Figura 80 – Briglia n°4 – H = 6 m.	120

PARTE PRIMA – DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE IDRAULICHE

1 PREMESSA E SINTESI DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE IDRAULICA

Nella presente relazione si eseguono i dimensionamenti idraulici di tutte le opere connesse alla realizzazione della piattaforma logistica intermodale di Tremestieri con annesso scalo portuale, ed in particolare:

- Opere di regimazione dei torrenti interferenti con il sito di realizzazione delle opere:
 - Regimazione e sistemazioni dei torrenti Canneto e Farota
 - Regimazione e sistemazioni di bacino del torrente Guidati
 - Inscatolamento del Torrente Palumara
- Sistemi a rete:
 - Impianto di smaltimento delle acque meteoriche dalle piattaforme stradali
 - Impianto di smaltimento e trattamento delle acque meteoriche dalle piattaforme logistiche
 - Impianto antincendio
 - Impianto di alimentazione idrica
 - Impianti per lo smaltimento delle acque nere
 - Impianto di raccolta liquidi inquinanti.

I criteri seguiti per il dimensionamento delle opere di regimazione idraulica dei torrenti sono quelli legati alla sicurezza della nuova piattaforma logistica intermodale in termini di:

- Salvaguardia idraulica del territorio al fine di scongiurare esondazioni ed allagamenti delle infrastrutture di fronte a piene aventi tempo di ritorno di 200 anni. Tutte le opere idrauliche avranno un funzionamento a pelo libero nelle condizioni di massima piena duecentennale di progetto.
- Limitazione dell'apporto di materiale solido in modo da scongiurare intasamenti dei tratti tombinati
- Progettazione di opere tenendo in debita considerazione la facilità di intervenire per manutenzioni straordinarie di espurghi e pulizie.

Per il dimensionamento dei servizi a rete si sono seguiti invece i seguenti criteri:

- Dimensionamento delle opere di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche in modo da ottenere un funzionamento ottimale a pelo libero delle condotte con uno scroscio intenso avente tempo di ritorno di 20 anni. Verifica delle opere con un tempo di ritorno di 50 anni, ammettendo per brevi istanti un funzionamento in leggera pressione della rete evitando comunque tracimazioni dal sistema di raccolta.
- Trattamento delle acque di dilavamento delle piattaforme logistiche secondo la vigente normativa nazionale (D.Lgs. n.152/2006 – *Norme in materia ambientale*) e dimensionamento degli impianti di separazione per il trattamento delle acque interessanti i piazzali svolto in riferimento alle norme UNI EN 858-1:2005 e UNI EN 858-2:2004, e secondo i seguenti criteri:

- funzionamento in continuo degli impianti per la portata massima di progetto, calcolata in riferimento alla intensità di precipitazione per un tempo di ritorno di 50 anni;
- limite di concentrazione del contenuto di oli minerali ed idrocarburi in genere non superiore a 5 mg/l (tabella 3 – Scarico in acque superficiali – dell’Allegato 5 del D.Lgs. 152/2006);
- Dimensionamento dell’impianto antincendio secondo la vigente normativa in materia (EN 12845), prevedendo:
 - funzionamento simultaneo di n.3 idranti nei nodi idraulicamente più sfavoriti per un periodo di almeno 120 minuti;
 - portata di 5 l/s alla pressione residua di ca. 4 bar, per ciascun idrante in funzione.
- Dimensionamento dell’impianto idrico con portata per utenza di 6 mc/h, alla pressione residua di ca. 2 bar, sul punto di prelievo più distante in corrispondenza all’attracco delle navi.
- Alimentazione dell’impianto di irrigazione delle aree a verde (5 l/s*ha)
- Predisposizione per l’allaccio del futuro edificio servizi con 15 mc/h

In sintesi le opere previste sono:

- Opere di regimazione dei torrenti Canneto e Farota
 - Realizzazione di un collegamento tra Canneto e Farota per l’alleggerimento del tratto di vale del torrente Canneto, intubato con condotte idraulicamente insufficienti
 - Realizzazione di uno sbarramento sul bacino del Farota a monte dell’autostrada in modo da creare un accumulo per eventuale materiale solido trasportato dalla corrente verso valle e quindi verso la nuova piattaforma logistica
 - Pulizia dell’attraversamento autostradale
 - Realizzazione di un canale rettangolare tra autostrada e strada statale, con sostegno degli scavi mediante barriera di micropali, stante anche la presenza di abitazioni limitrofe al corso d’acqua
 - Realizzazione di un nuovo attraversamento della ferrovia e della statale mediante tubo spinto
 - Tombinamento del tratto di torrente al di sotto della piattaforma logistica di progetto, con restituzione delle acque nei pressi della foce del torrente Canneto opportunamente risistemata mediante opere a scogliera e pennelli di protezione.
- Opere di regimazione del torrente Guidari
 - Realizzazione di 4 briglie sul bacino montano del Guidari per la limitazione dell’apporto solido
 - Pulizia del torrente nel tratto a monte dell’autostrada con ripresa delle frane spondali
 - Realizzazione di una vasca con gabbionate, tra autostrada e strada statale, per l’accumulo di materiale fine trasportato verso valle in occasione di piene
 - Rifacimento del ponte sulla strada statale, idraulicamente insufficiente
 - Realizzazione di un salto di fondo in uscita dall’attraversamento della ferrovia, protetto con pali di grosso diametro
 - Tombinamento del tratto sotto la piattaforma portuale mediante struttura con spalle realizzate in diaframmi ed impalcato con copponi prefabbricati e cappa gettata in opera.
- Tombinamento del Torrente Palumara con scatolari prefabbricati al di sotto della piattaforma logistica
- Realizzazione del sistema di raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma mediante:
 - Raccolta con canaline prefabbricate con griglie in ghisa e caditoie (per le parti stradali)

- Condotte in polipropilene SN 16 corrugate esternamente
- Pozzetti in polietilene e calcestruzzo
- Smaltimento delle acque dalla strada sopraelevata di ingresso mediante pluviali in acciaio inox
- Raccolta delle acque del rilevato ferroviario mediante posa di canalina prefabbricata in calcestruzzo
- Installazione di 7 sedimentatori/disoleatori per il trattamento delle acque reflue
- Realizzazione del sistema antincendio
 - Vasca di accumulo con pescaggio diretto da mare
 - Tubazioni in polietilene
 - Idranti in ghisa con base protetta in calcestruzzo
- Realizzazione di sistema idrico
 - Alimentazione dalla linea acquedottistica in strada statale attraverso il sottopasso esistente della ferrovia all'attuale scarico del torrente Farota
 - Consegna nei pressi degli approdi di banchina
 - Impianto irriguo delle aree a verde
 - Predisposizione alimentazione idrica del futuro edificio servizi e dei gates di entrata ed uscita.
 - Impianto irriguo delle aree a verde
- Impianto di smaltimento delle acque nere
 - Fossa Imhoff del posto di guardiania
 - Predisposizione per il pompaggio in fognatura del futuro edificio di servizio
- Impianto di raccolta liquidi inquinanti con predisposizione di una vasca a tenuta stagna.

2 LE OPERE DI REGIMAZIONE DEI TORRENTI

2.1 DESCRIZIONE DEI TORRENTI INTERFERENTI CON LA NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA E DEI LORO BACINI IMBRIFERI

La nuova piattaforma logistica intermodale interferirà, procedendo da Nord a Sud, con i torrenti Palumara, Guidari, Farota e Canneto.

E' pertanto necessario realizzare delle opere di regimazione dei corsi d'acqua al fine di garantire la messa in sicurezza delle infrastrutture e limitare l'apporto solido nella darsena portuale.

2.2 ANALISI QUALITATIVA DELLO STATO DI FATTO

2.2.1 TORRENTI CANNETO E FAROTA

I torrenti Canneto e Farota (o Gigli) sono ubicati all'estremità sud della nuova piattaforma intermodale di Tremestieri.

In particolare il torrente Canneto sottende un bacino imbrifero di 0,17 kmq e si sviluppa per una lunghezza complessiva di 2.1 km per sfociare quindi nel mare Jonio immediatamente a sud della nuova piattaforma logistica intermodale.

Il Farota invece ha un bacino di 0,10 kmq, una lunghezza di 0,9 km ed interseca la piattaforma di progetto nella sua parte meridionale.

2.2.1.1 TORRENTE CANNETO

Partendo da monte verso valle, si possono evidenziare i seguenti tratti dalle caratteristiche omogenee:



Figura 1: identificazione delle tratte omogenee del torrente Canneto

- Tratto 1: il torrente scorre sul fondo valle in un greto naturale, le sponde presentano fenomeni erosivi dovuti al dilavamento.



Figura 2: foto identificativa del tratto 1 del torrente Canneto

- Tratto 2: il torrente coincide con la sede stradale, le acque scorrono superficialmente al sedime viario trasportando notevoli quantitativi di materiale solido con possibili interessamenti delle abitazioni durante i fenomeni intensi di precipitazione.



Figura 3: foto identificativa del tratto 2 del torrente Canneto

- Tratto 3: il torrente scorre principalmente intubato al di sotto del piazzale della barriera autostradale, della strada statale e della ferrovia.



Figura 4: manufatto di ingresso del tombinamento al di sotto della sede autostradale



Figura 5: manufatto di sbocco del tombinamento al di sotto della sede autostradale



Figura 5: tombinamento al di sotto della ferrovia

- Tratto 4: il torrente sfocia nel litorale senza un percorso ben definito e delimitato.



Figura 5: sbocco in litorale del torrente Canneto

Dal punto di vista idraulico si può affermare che:

- I tombinamenti esistenti non sono sufficienti a smaltire le portate eccezionali provenienti dal bacino imbrifero di monte (capacità di deflusso di circa 8 mc/s contro i 12 mc/s afferenti con piene due centennali)
- Non sono presenti strutture per limitare il dilavamento del bacino ed il trasporto solido del corso d'acqua. Il materiale trasportato verso valle va a compromettere ulteriormente la funzionalità dei manufatti di attraversamento delle infrastrutture viarie e ferroviarie.
- Anche se in torrente non interessa direttamente l'area della piattaforma intermodale, la sua insufficienza idraulica può provocare problematiche di esondazioni e convogliamenti incontrollati di portate verso l'area interessata dal progetto, principalmente attraverso la strada ed il fosso di guardia ad Ovest della barriera autostradale, con collegamento al torrente Farota.

2.2.1.2 TORRENTE FAROTA

Partendo da monte verso valle, si possono evidenziare i seguenti tratti dalle caratteristiche omogenee:



Figura 6: identificazione delle tratte omogenee del torrente Farota

- Tratto 1: il torrente scorre sul fondovalle in un greto naturale, in sponda sinistra è evidente una importante nicchia di frana, mentre in destra sono presenti numerosi colatoi di dilavamento. A circa metà bacino è presente un manufatto in calcestruzzo con muri d'ala di difesa longitudinale e briglia trasversale.

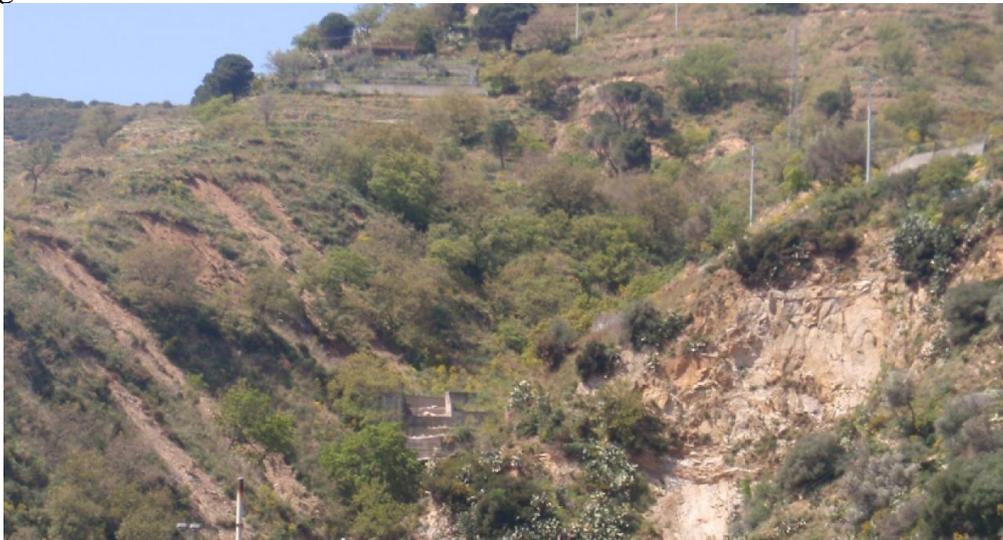


Figura 7: tratto 1 del torrente Farota con manufatto in c.a., nicchia di frana in sinistra orografica (destra foto) e dilavamenti in destra.

- Tratto 2: il torrente attraversa la piattaforma autostradale con un manufatto scatolare parzialmente inghiaiato.



Figura 8: tratto 2 – manufatto di attraversamento autostradale

- Tratto 3: il torrente scorre confinato tra i muri delle abitazioni ad esso limitrofe, in una sezione ristretta nella quale sono presenti anche servizi elettrici ed acquedottistici. Evidenti sono i fenomeni di trasporto solido non controllato con riduzione delle sezioni utili al deflusso delle portate di piena ed interessamento anche delle abitazioni.



Figura 9: caratteristiche del tratto 3 del torrente Farota

- Tratto 4: il torrente attraversa la S.S. con un tombinamento 80x80 cm e quindi la ferrovia con un manufatto a volta.



Figura 10: attraversamento strada statale



Figura 11: attraversamento ferroviario

- Tratto 5: il torrente sfocia nel litorale senza un percorso ben definito e delimitato.



Figura 12: tratto a valle del rilevato della ferrovia.

Dal punto di vista idraulico si può affermare che:

- I tombinamenti esistenti non sono sufficienti a smaltire le portate eccezionali provenienti dal bacino imbrifero di monte (capacità di deflusso di circa 2 mc/s contro i 12 mc/s afferenti con piene due centennali)
- Non sono presenti strutture per limitare il dilavamento del bacino ed il trasporto solido del corso d'acqua. Il materiale trasportato verso valle va a compromettere ulteriormente la funzionalità dei manufatti di attraversamento delle infrastrutture viarie e ferroviarie.
- Il torrente sfocia in litorale nel punto in cui verrà realizzata la piattaforma logistica di progetto.

2.2.2 TORRENTE GUIDARI

Il torrente Guidari è ubicato all'incirca nella mezzeria della nuova sede logistica portuale di Tremestieri.

Il corso d'acqua sottende un bacino di 0,48 km e si sviluppa per una lunghezza complessiva di 3.3 km per sfociare quindi nel mare Jonio nel sito in cui verrà realizzata la nuova darsena di progetto.

Partendo da monte verso valle, si possono evidenziare i seguenti tratti dalle caratteristiche omogenee:

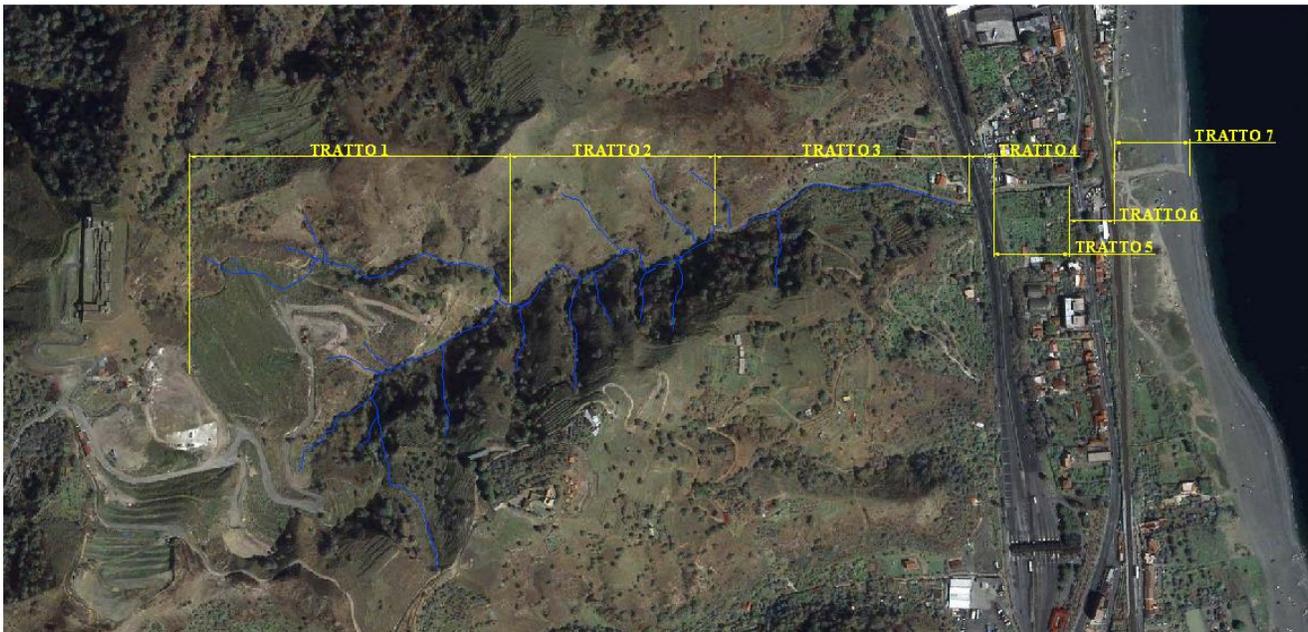


Figura 13: identificazione delle tratte omogenee del torrente Guidari

- Tratto 1: il torrente scorre su due rami che drenano il bacino di monte caratterizzato dalla presenza di una discarica di inerti attiva ed una discarica r.s.u. ormai saturata ed inutilizzata da 7-8 anni. Si evidenziano fenomeni di instabilità dei rilevati di deposito inerti, con la presenza di trasporto degli stessi verso valle in occasione di fenomeni pluviometrici particolarmente intensi. Il trasporto solido è parzialmente limitato dalla presenza di una serie di briglie a gabbioni, al

termine del tratto in esame, che riducono notevolmente la pendenza naturale dell'alveo. I bacini retrostanti le briglie sono oramai saturi.



Figura 14: la parte superiore del bacino del Guidare con i fenomeni di dissesto in atto



Figura 15: una delle briglie a gabbioni esistenti nel tratto superiore del Guidari

- Tratto 2: il torrente scorre sul fondovalle. La sponda sinistra è interessata da derivazioni irrigue e dalla presenza di una traccia di pista, probabilmente servita in passato per la realizzazione delle briglie presenti nel tratto superiore. Si evidenzia la presenza di due salti rocciosi sul fondo

alveo. Su greto sono presenti evidenti tracce di materiale trasportato dalla corrente e proveniente dalla parte superiore del bacino.



Figura 16: immagine caratteristica del tratto 2 del torrente

- Tratto 3: il torrente scorre sul fondovalle. E' presente all'interno dell'alveo attivo una pista sterrata utilizzata come accesso carrabile e parzialmente danneggiata dalle piene. Alcuni muri di protezione spondale risultano danneggiati ed in precarie condizioni di stabilità.



Figura 17: immagine caratteristica del tratto 3 del torrente

- Tratto 4: è caratterizzato dall'attraversamento stradale che risulta alquanto ampio (dimensioni di circa 10x3 m)



Figura 18: attraversamento autostradale visto da monte

- Tratto 5: è un tratto a cielo aperto tra l'autostrada e la strada statale, caratterizzato dalla presenza di una pista sterrata in sponda destra e dalla presenza di abitazioni in sponda sinistra che si affacciano direttamente sul greto del torrente.



Figura 19: immagine caratteristica del tratto 5 del torrente

- Tratto 6: rappresenta i manufatti di attraversamento della strada statale e della ferrovia. L'attraversamento dell'arteria viaria ha dimensioni di 6 x 2.5 m, mentre il passaggio ferroviario

è di 8 x 2.5 m. A monte della statale è presente una briglia in calcestruzzo che crea un salto di fondo di altezza pari a circa 1 m.



Figura 20: passaggio della S.S. con salto di fondo in primo piano



Figura 21: attraversamento della linea ferroviaria

- Tratto 7: costituisce la foce del torrente Guidari in mare. Non vi sono canalizzazioni preferenziali e il torrente sfocia in spiaggia disperdendosi. E' evidente la presenza di materiale

solido proveniente dai tratti di monte e trasportato fino a riva dalla corrente in occasione di piene intense.



Figura 22: sbocco il litorale del vallone Guidari

Dal punto di vista idraulico si può affermare che:

- Non sono presenti strutture per limitare il dilavamento del bacino ed il trasporto solido del corso d'acqua. Il materiale trasportato verso valle va a compromettere ulteriormente la funzionalità dei manufatti di attraversamento delle infrastrutture viarie e ferroviarie.
- La presenza di piste, ponticelli e murette all'interno dell'alveo compromette ulteriormente la situazione; in occasione di fenomeni intensi infatti vi è un dilavamento delle piste sterrate realizzate in alveo con conseguente trasporto verso il mare del materiale eroso.
- Nel tratto tra l'autostrada e la strada statale, le abitazioni presenti in sinistra orografica, con ingressi affacciati direttamente in alveo, sono in situazioni di rischio idraulico.

2.3 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

2.3.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

I criteri seguiti per il dimensionamento delle opere sono quelli legati alla sicurezza della nuova piattaforma logistica intermodale in termini di:

- Salvaguardia idraulica del territorio al fine di scongiurare esondazioni ed allagamenti delle infrastrutture di fronte a piene aventi tempo di ritorno di 200 anni. Tutte le opere idrauliche avranno un funzionamento a pelo libero nelle condizioni di massima piena due centennale di progetto.
- Limitazione dell'apporto di materiale solido in modo da scongiurare intasamenti dei tratti tombinati
- Progettazione di opere tenendo in debita considerazione la facilità di intervenire per manutenzioni straordinarie di espurghi e pulizie.

2.3.2 TORRENTI CANNETO E FAROTA

Si prevedono pertanto le seguenti opere:

- Realizzazione di un manufatto di sfioro verso il torrente Farota delle portate convogliate dallo scolo Canneto a monte dell'autostrada e non smaltibili verso valle con le attuali infrastrutture. Le portate sfiorate, pari a 4.2 mc/s saranno scolmate verso il torrente Farota mediante la realizzazione di una condotta in cemento armato DN 1000 posata al di sotto della strada bianca in affiancamento all'autostrada lato Ovest.
- Pulizia dell'attraversamento del torrente Farota al di sotto della sede autostradale
- Realizzazione di un canale artificiale per il convogliamento delle acque del Farota tra l'autostrada e la strada statale, di larghezza 1.5 m e profondità 2.0 m. Il canale sarà realizzato in calcestruzzo armato previa perforazione e formazione di una barriera continua di micropali per garantire il sostegno delle abitazioni limitrofe durante gli scavi.

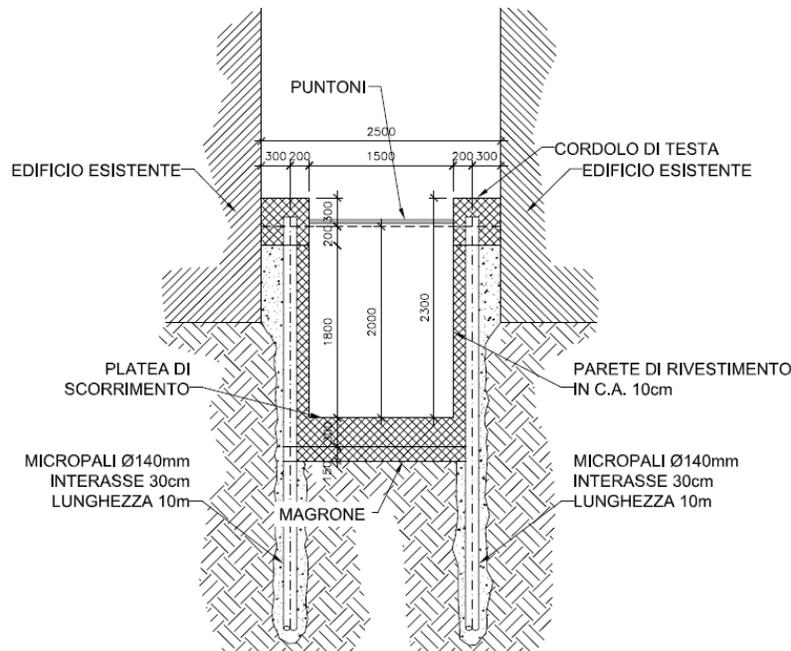


Figura 23: sezione tipo nuovo canale a monte della S.S.

- Nuovo attraversamento della strada statale e della ferrovia. Sarà realizzato con tubazioni prefabbricate DN 2000 mm infisse da valle verso monte mediante la tecnologia del tubo spinto. Si prevede pertanto la realizzazione lato mare del rilevato ferroviario di un muro reggispinta provvisorio e la realizzazione lato monte della strada statale di un pozzo di arrivo realizzato con berlinese di sostegno e struttura definitiva in calcestruzzo armato. Per garantire la sicurezza della sede ferroviaria durante i lavori di infissione si prevede la fasciatura dei binari per una estensione di 25 m a cavallo dell'asse della nuova condotta. Il sottopasso ferroviario esistente verrà mantenuto in opera e potrà essere utilizzato come passaggio pedonale oltre che come vano tecnico per l'allaccio dei servizi idrici e fognari della nuova piattaforma logistica.

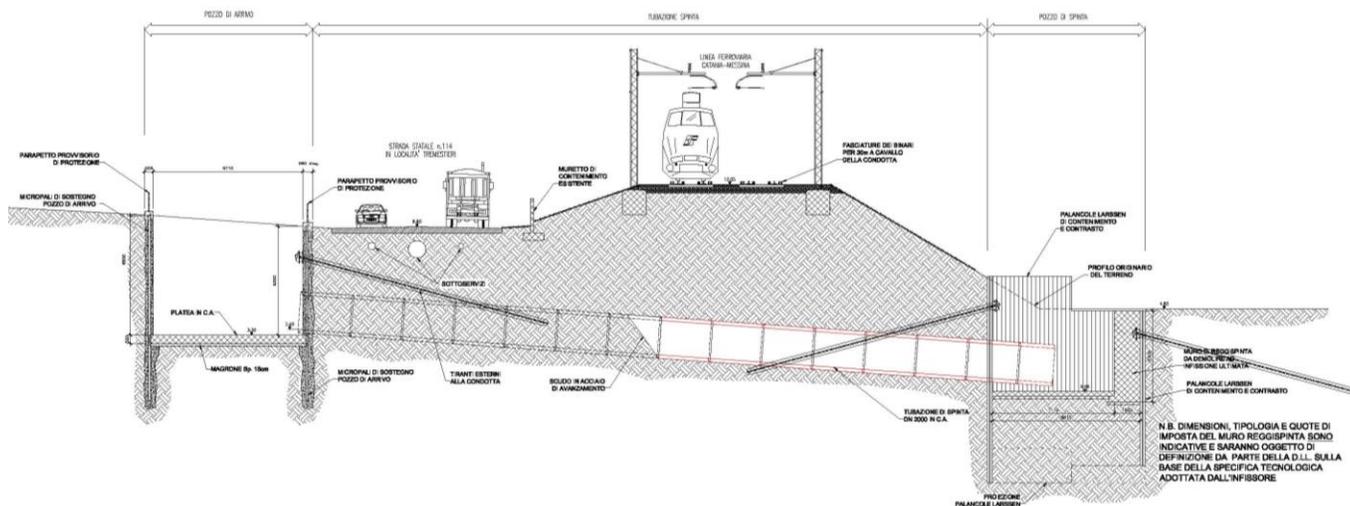


Figura 24: realizzazione di tubo spinto DN 2000 per attraversamento della S.S. e della ferrovia

- A valle dell'attraversamento ferroviario verrà realizzato un pozzettino in calcestruzzo armato di collegamento allo scatolare prefabbricato di dimensioni interne di 320x270 cm che sarà posato al di sotto dei piazzali e della viabilità della nuova piattaforma di progetto.
- Si prevede che lo sbocco a mare del torrente Farota avvenga ricongiungendosi con la foce del torrente Canneto, opportunamente risistemata e protetta mediante scogliera naturale. In tal modo si eviterà di esporre lo sbocco artificiale direttamente al moto ondoso migliorando da un lato le possibilità di deflusso delle portate di piena e ottimizzando dall'altro le prestazioni della scogliera di difesa portuale in termini di riflessione delle onde.

Infine, per limitare il trasporto solido del torrente Farota verso lo scalo portuale di progetto, si prevede la realizzazione di uno sbarramento circa 30 m a monte dell'attraversamento autostradale.

Tale manufatto, realizzato in gabbioni metallici riempiti in ciottoli, avrà una altezza di 5 m, e garantirà la realizzazione di un bacino di accumulo a monte di volume pari a circa 1200 mc.

Il drenaggio delle acque avverrà attraverso due tubazioni DN 1000 posate sul fondo dello sbarramento e presidiate a monte da due griglie in acciaio zincato ferma detriti.

In occasione di piene eccezionali con grossi quantitativi di materiale solido trasportato dal corso d'acqua, lo sbarramento consentirà un rallentamento della corrente a monte e di conseguenza la sedimentazione del materiale. A lungo andare il bacino di monte tenderà a riempirsi di sedimenti che

dovranno pertanto essere periodicamente rimossi, accedendo con i mezzi dalla strada bianca parallela all'autostrada lato Ovest.

Per l'accesso al bacino di accumulo si prevede la formazione di una rampa in terra.

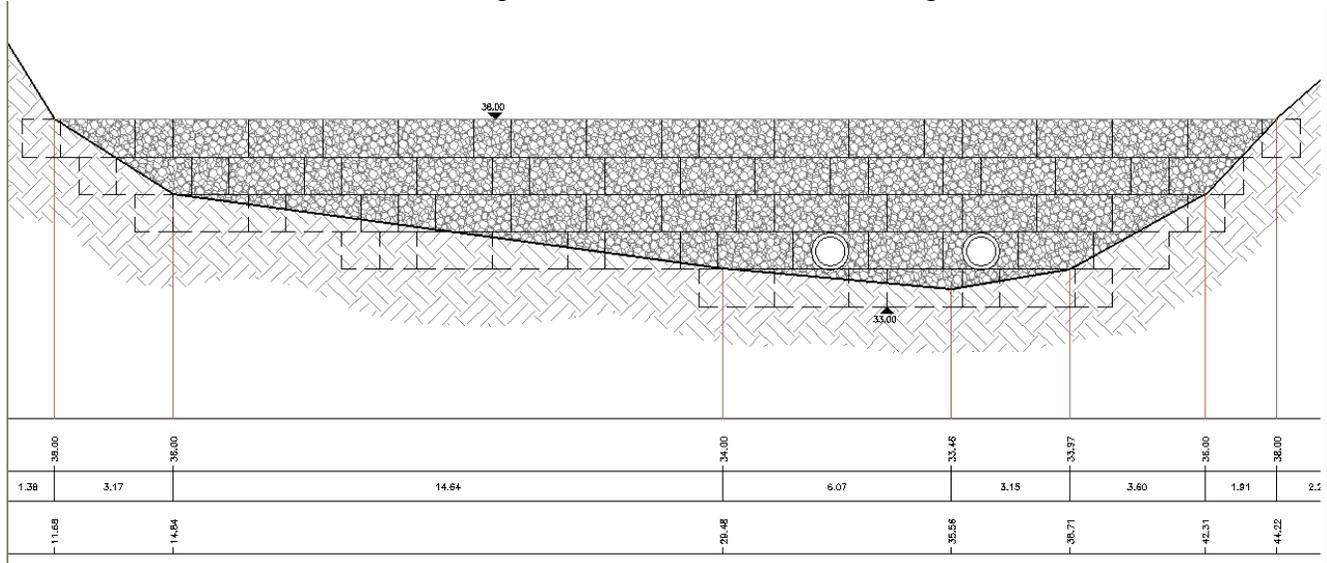


Figura 25: briglia in gabbioni sul torrente Farota

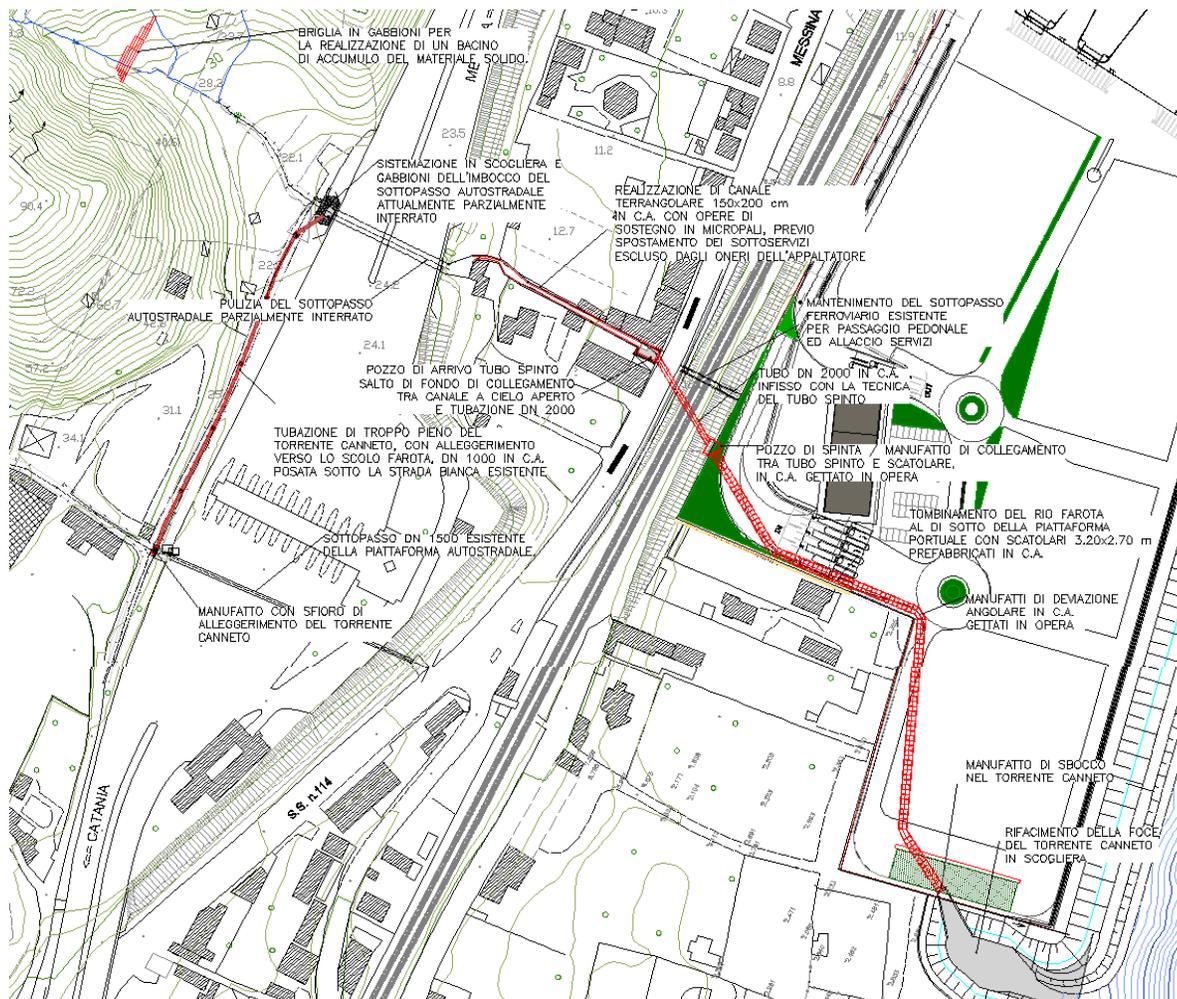


Figura 26: planimetria generale delle opere di regimazione dei torrenti Farota e Canneto

2.3.3 TORRENTE GUIDARI

Si prevedono pertanto le seguenti opere:

- Sistemazioni del bacino imbrifero a monte della autostrada mediante:
 - Realizzazione di 4 griglie in gabbioni che consentono la realizzazione di 4 bacini di accumulo del materiale solido per un volume complessivo di circa 2600 mc. Le griglie sono calcolate per la formazione a tergo di un profilo con pendenza di equilibrio pari allo 0,5%.
 - Apertura di una pista di accesso alle briglie, ricavata adeguando il tracciato della vecchia pista preesistente, allo scopo di poter realizzare e manutentore le opere, rimuovendo periodicamente il materiale depositatosi a tergo.
 - Interventi localizzati di sistemazione dei muri di riva dissestati
 - Rimozione del materiale depositato in alveo.

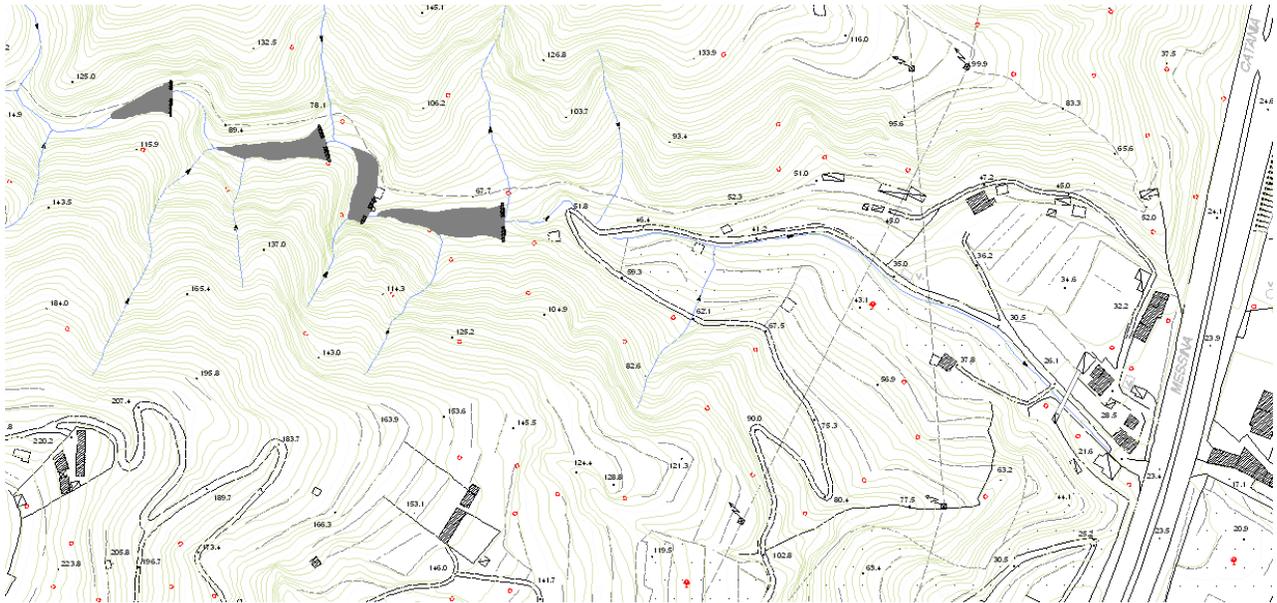


Figura 27 : Estratto della planimetria di progetto con l'ubicazione delle briglie di sistemazione dell'asta.

- Nel tratto compreso tra l'autostrada e la ferrovia, verrà realizzata una vasca di accumulo dei sedimenti, di lunghezza 47 m e profondità media di 1.9 m, per un volume complessivo di circa 500 mc che consentirà di sedimentare il materiale trasportato dal torrente nel tratto a valle delle briglie di regimazione previste, prima dell'ingresso nella piattaforma portuale di progetto. Tale vasca sarà realizzata mediante sostegno delle sponde in micropali, protezione di fondo in gabbionate spessore 50 cm e briglia iniziale e terminale in gabbioni da 2x1x1 m sovrapposti.

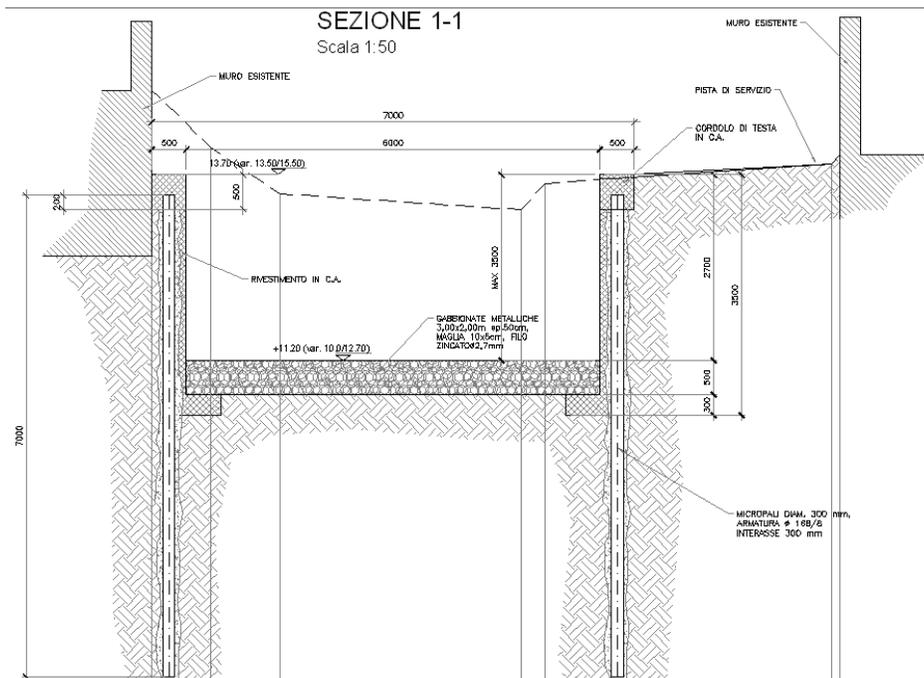


Figura 28: approfondimento del canale tra autostrada e s.s.

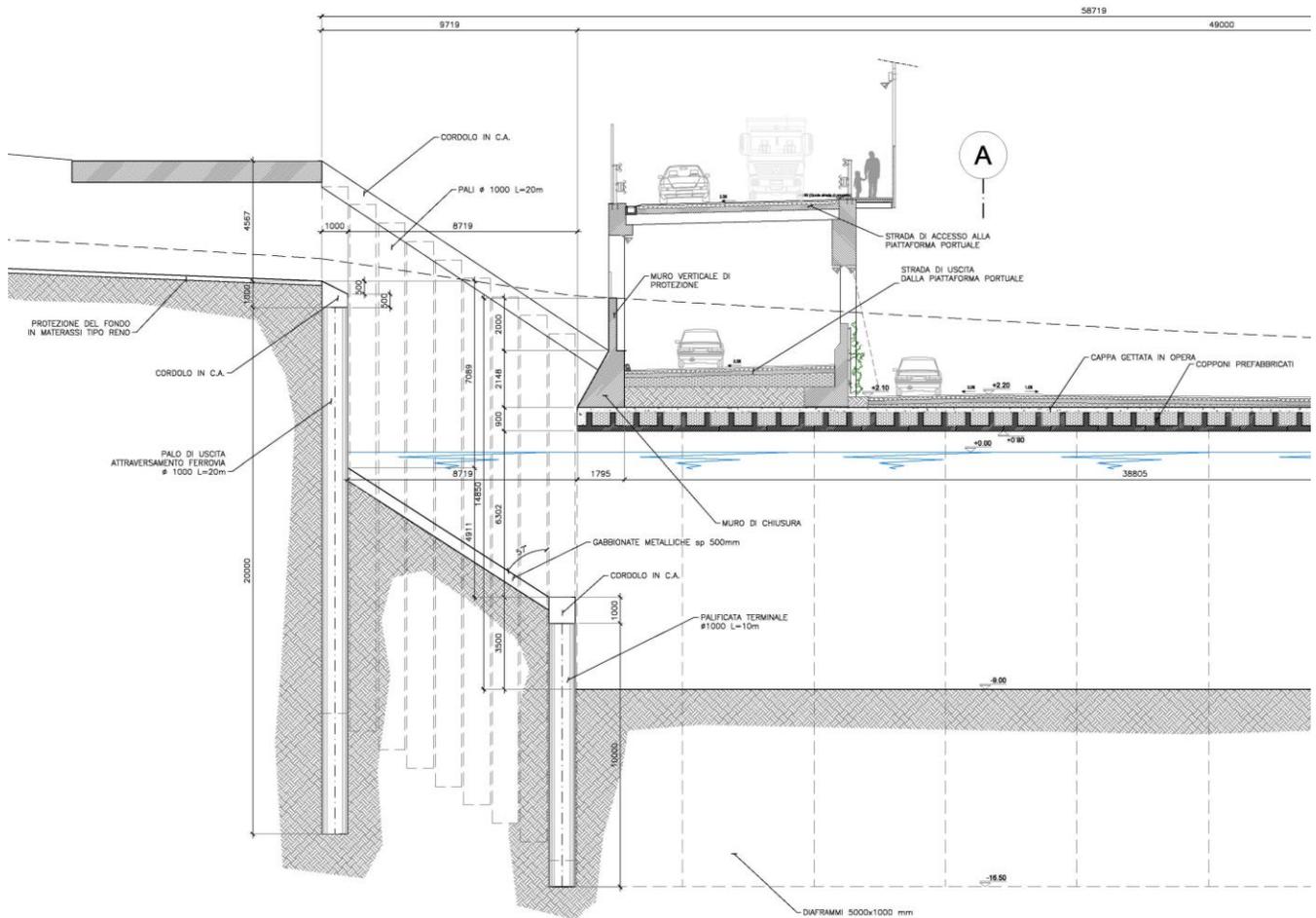


Figura 30: uscita del Guidari nella piattaforma portuale di progetto.

2.3.4 TORRENTE PALUMARA

Il torrente Palumara interseca nella parte più settentrionale la nuova piattaforma logistica. Esso risulta attualmente parzialmente tombinato nei pressi dell'ingresso del porto esistente. Si prevede l'adeguamento dell'opera con la realizzazione di un nuovo tombinamento con prefabbricati 2x2 m, e la realizzazione di un salto di fondo per il collegamento con l'attraversamento autostradale esistente. Per lo sfocio a mare si prevede la realizzazione di un pozzetto in opera 4.50x3.0 m dal quale si dipartono 3 condotte DN 1000 in PP blindate in calcestruzzo con scarico a mare sotto la mantellata in massi. Tale soluzione permette di non interferire con la riflessine del moto ondoso da parte della scogliera e garantisce una ottima durabilità dell'opera.

2.4 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE OPERE DI PROGETTO

2.4.1 TORRENTI CANNETO E FAROTA

2.4.1.1 SISTEMAZIONI BACINO DI MONTE TORRENTE FAROTA

Si prevede la realizzazione di una briglia di sbarramento in gabbioni, con due condotte DN 1000 alla base per l'allontanamento delle acque di magra, presidiate da griglia ferma detriti.

Il dimensionamento dell'opera è tale da creare un potenziale bacino di accumulo dei sedimenti di circa 1500 mc.

Il bacino potrà pertanto contenere la portata solida derivante da un evento meteorico associabile a tempi di ritorno di 200 anni (stimabile in 1000 mc).

In condizioni ordinarie, con un apporto solido di 530 mc/anno, il bacino si riempirà in circa 3 anni ed andrà pertanto periodicamente pulito.

2.4.1.2 FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEL SISTEMA CANNETO-FAROTA

2.4.1.2.1 Schematizzazione di calcolo

Sulla base dei rilievi eseguiti si è schematizzata l'asta dei torrenti Farota e Canneto mediante l'inserimento di 37 sezioni, opportunamente interpolate e collegate tra di loro mediante una tubazione DN 1000 mm di by-pass. Complessivamente la rete idraulica è stata indagata per uno sviluppo planimetrico di circa 1.200 m.

Si riporta di seguito un estratto planimetrico ed altimetrico della geometria ricostruita mediante l'applicativo HEC-RAS 4.0.

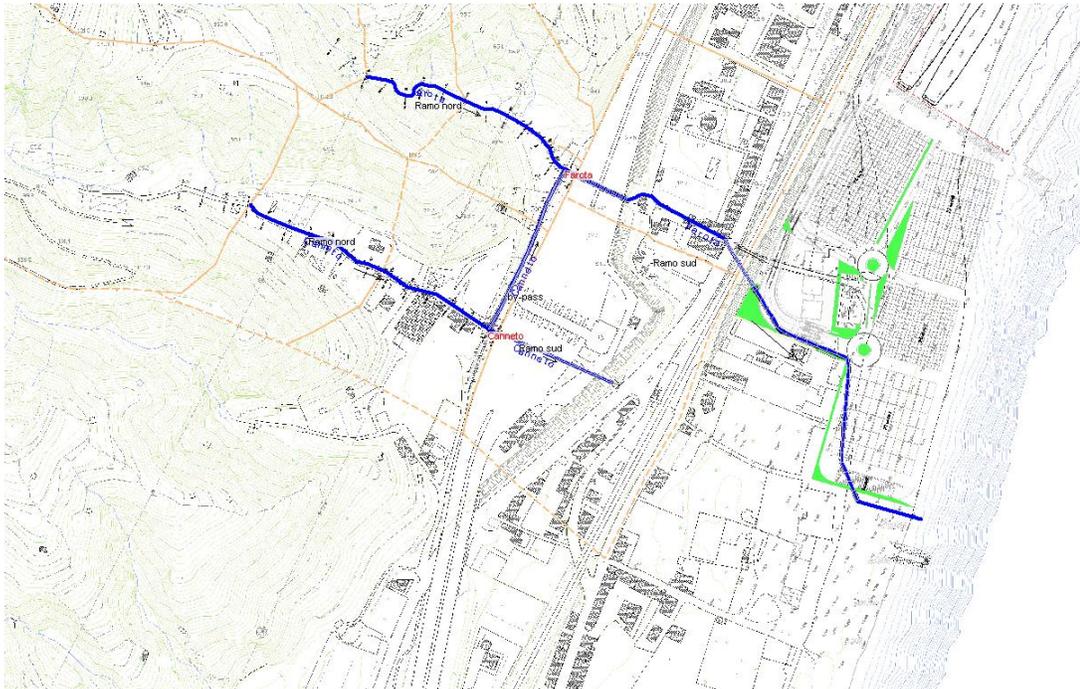


Figura 31 : estratto del modello idraulico con la schematizzazione dei corsi d'acqua Farota e Canneto.

Per le verifiche idrauliche sono stati inseriti tombinamenti e attraversamenti esistenti con le opere previste nel presente progetto (tombinamento finale del torrente Farota con scolare 3,20x2,70, condotta DN 1000 mm di collegamento del Canneto con il Farota, ecc.).

Come coefficiente di scabrezza si sono assunti ai fini della modellazione idraulica un valore di Strickler pari a $30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ nei tratti torrentizi e $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ nei tratti tombinati.

Si riportano di seguito i profili altimetrici dei corsi d'acqua indagati.

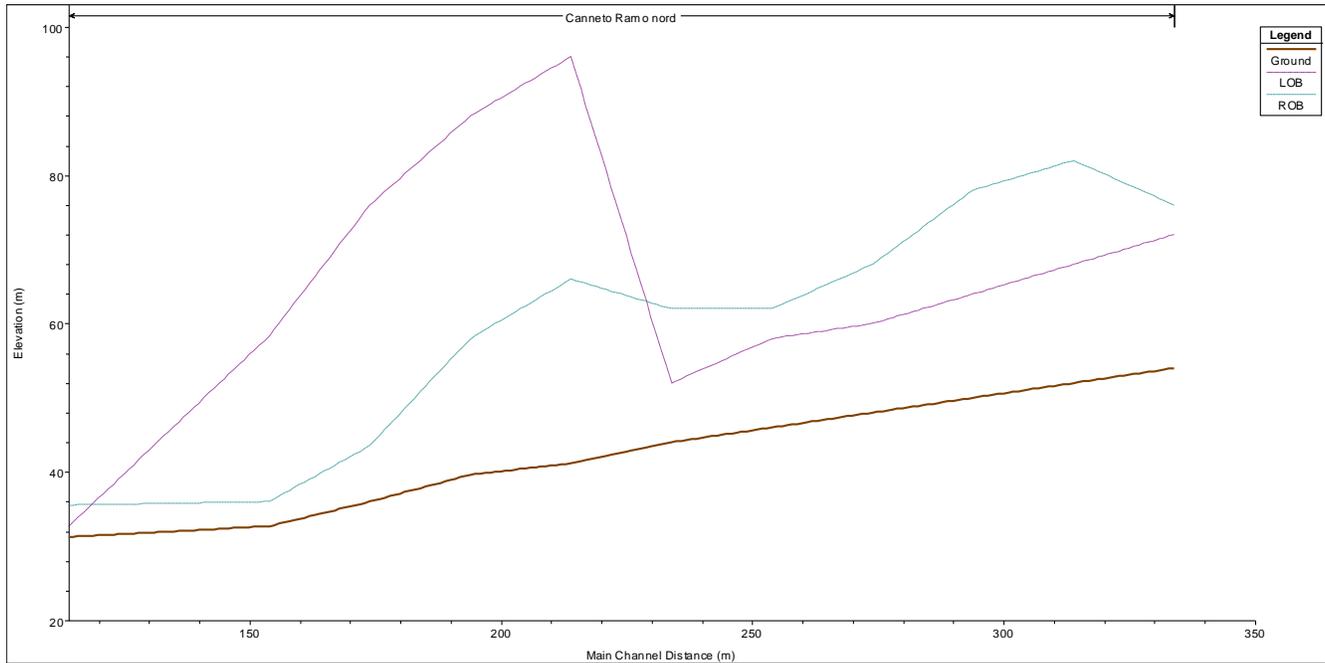


Figura 32 : Torrente Canneto – Tratto a monte dell'Autostrada.

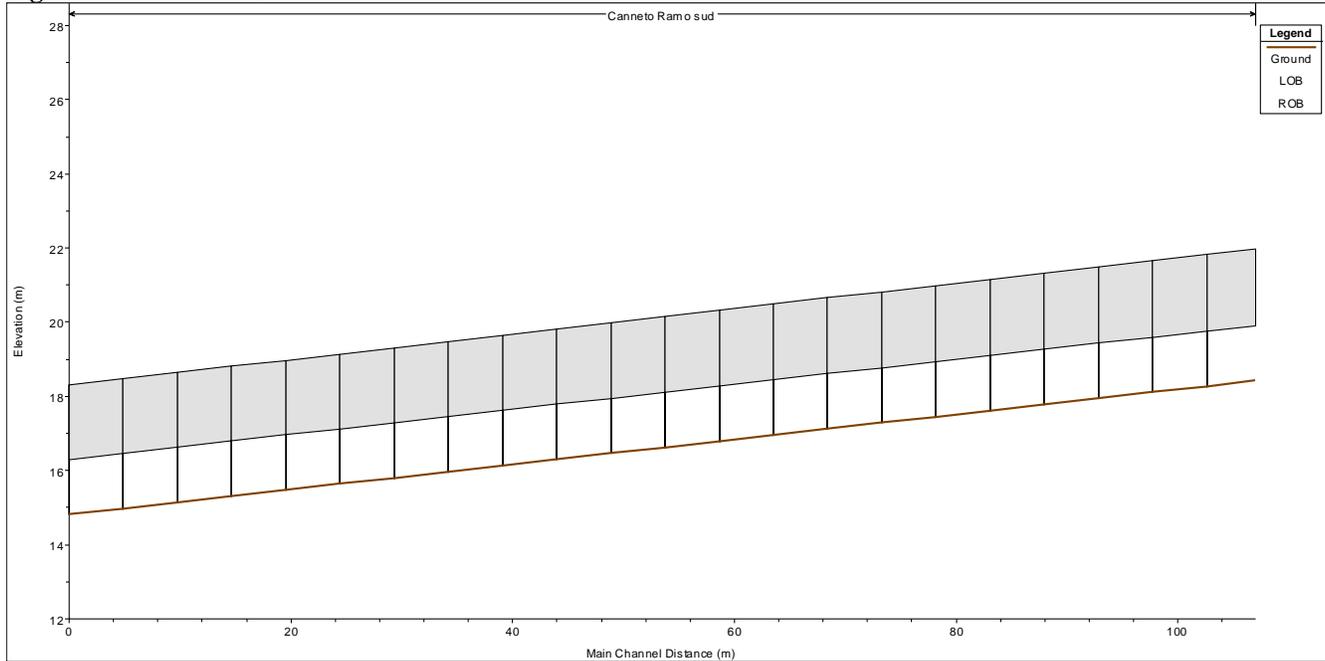


Figura 33 : Torrente Canneto – Tombinamento sotto l'autostrada.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

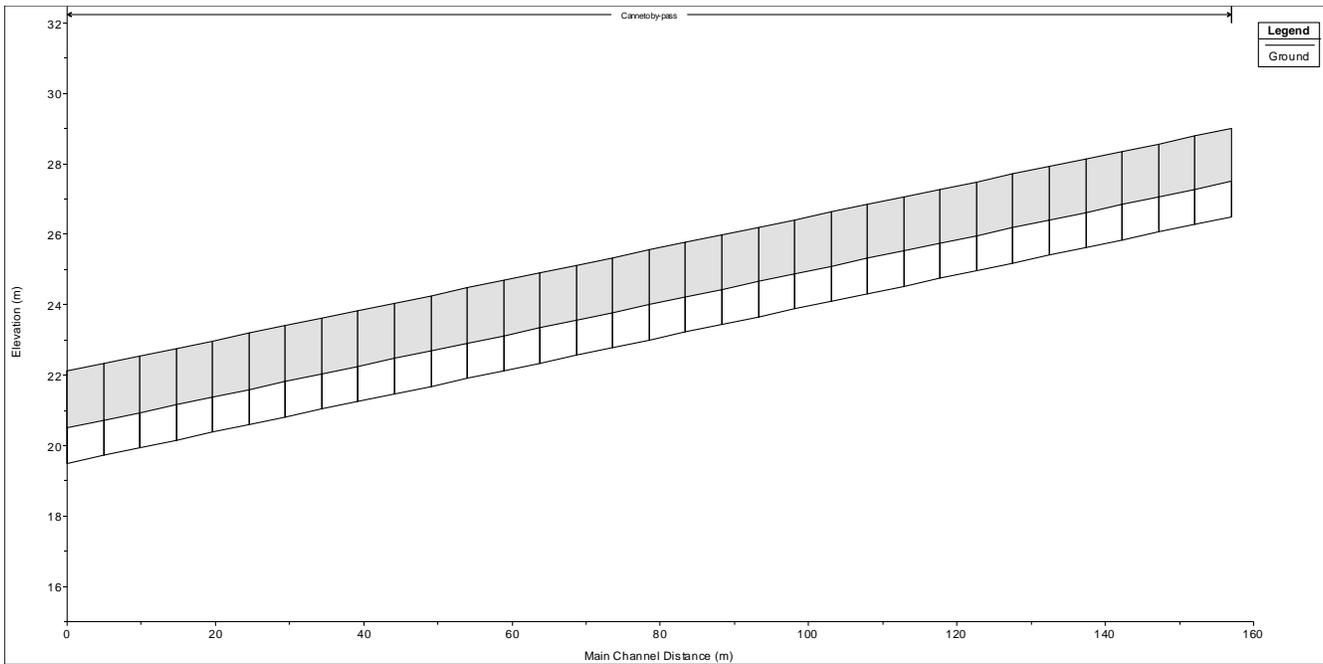


Figura 34 : Tombinamento DN 1000 mm di collegamento tra Canneto e Farota.

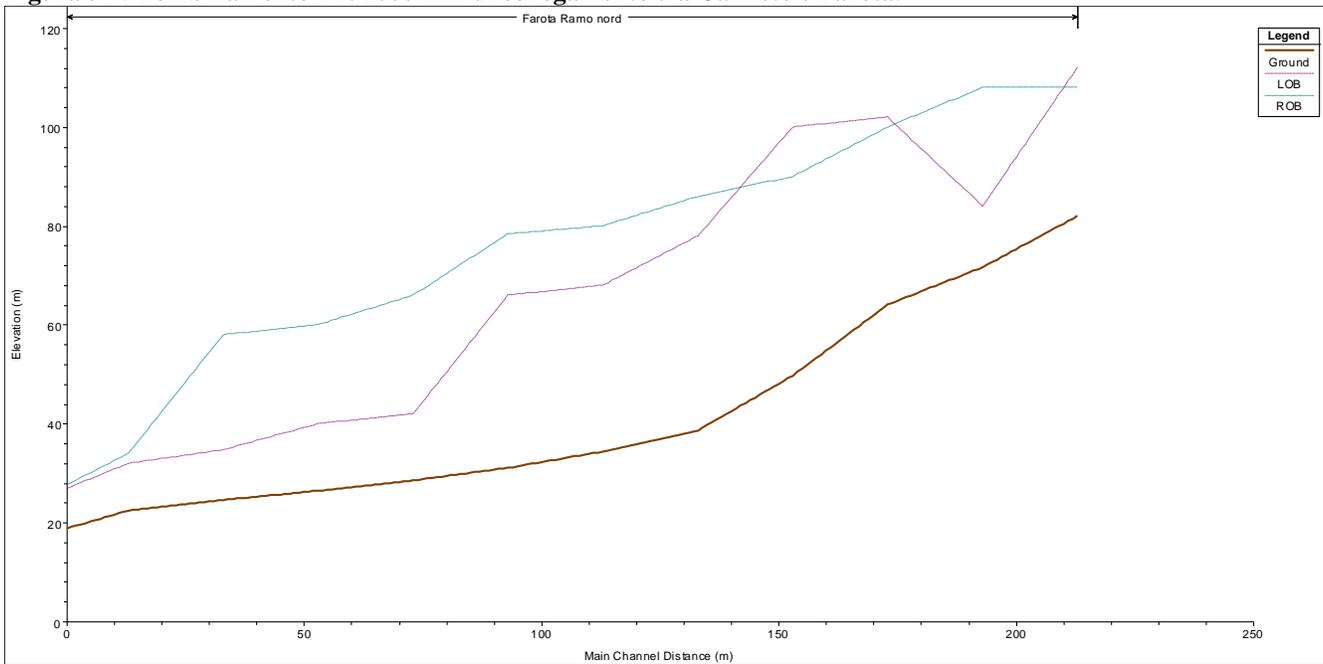


Figura 35 : Torrente Farota – Tratto a monte dell'autostrada.

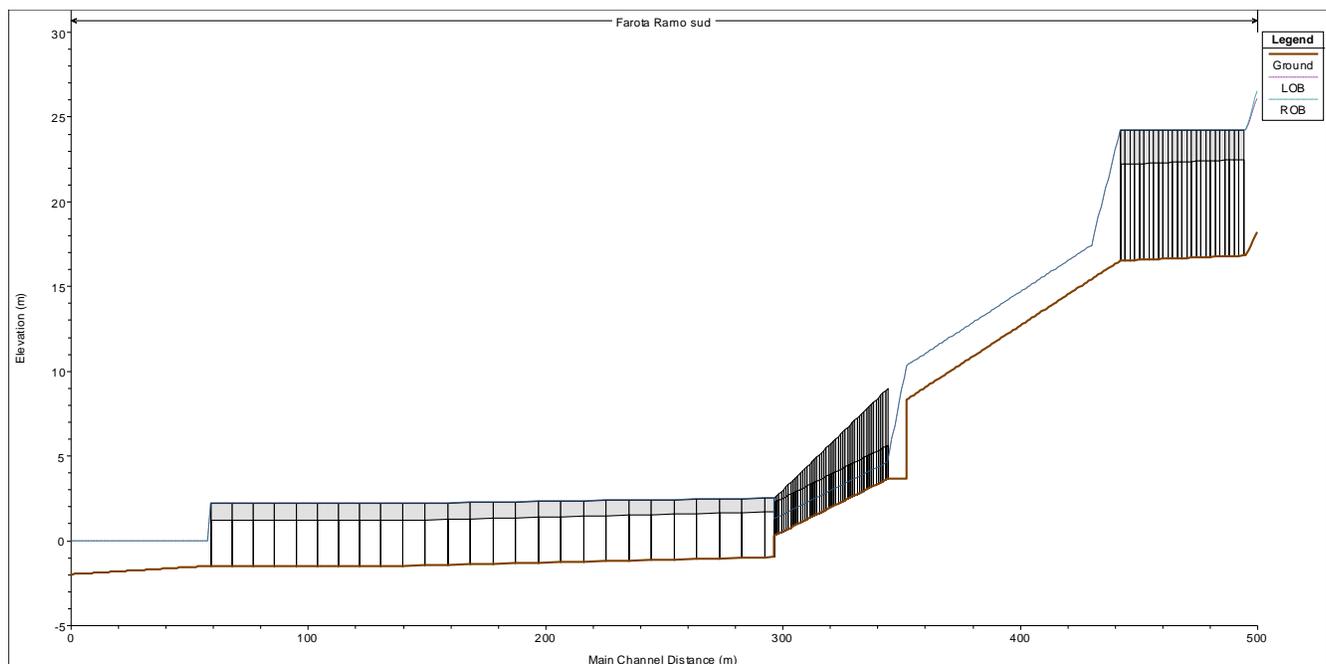


Figura 36 : Torrente Farota – Tratto a valle dell'autostrada.

2.4.1.2.2 *Le condizioni al contorno*

Ai fini delle simulazioni idrauliche, come condizioni al contorno sono stati assunti:

- Portate di piena generate dai singoli sottobacini con Tempo di Ritorno 200 anni;
- Livello medio del mare pari a 0.00 m slm.

2.4.1.2.3 *Risultati delle simulazioni*

TORRENTE CANNETO

Il torrente Canneto risulta caratterizzato da una corrente rapida con accelerazioni importanti in corrispondenza del manufatto di salto presente a monte dell'autostrada.

Al di sotto del sedime autostradale il torrente risulta caratterizzato da una condotta di diametro interno DN 1500 mm dove il moto si sviluppa in corrente rapida decelerata.

Nei profili e tabelle che seguono si riportano i principali parametri idraulici ed i livelli di piena della corrente con riferimento all'evento con tempo di ritorno di 200 anni.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

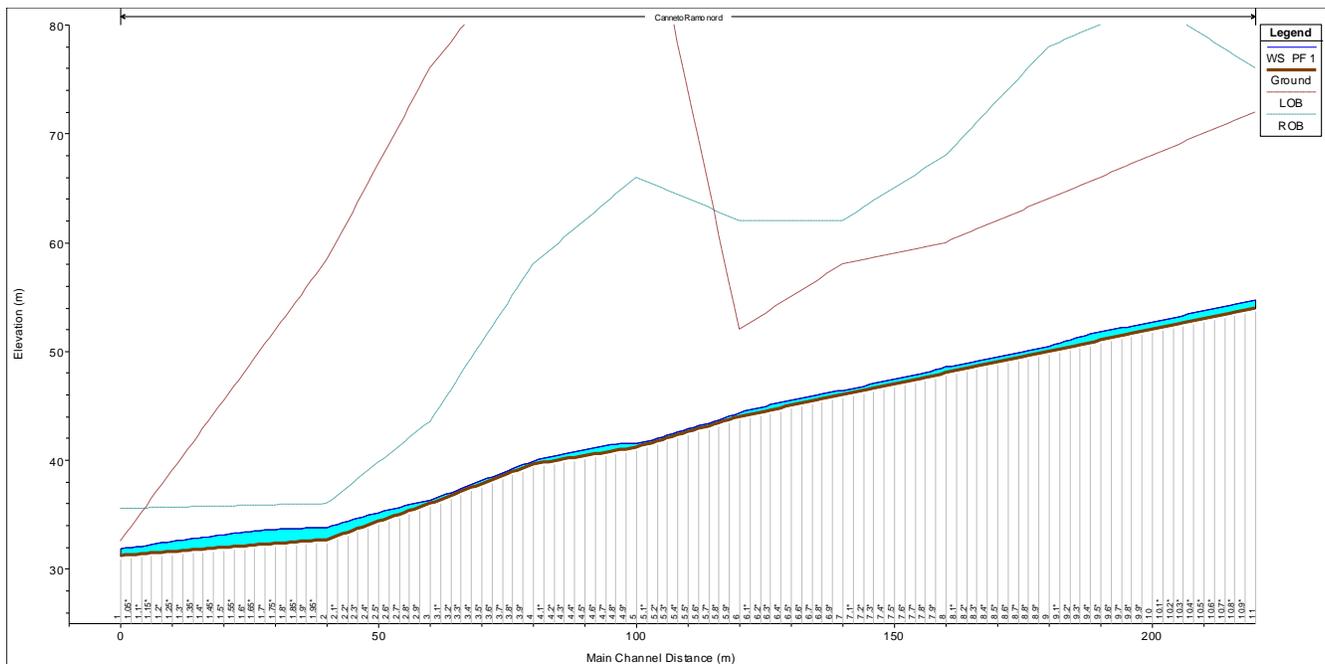


Figura 37 : Profilo idraulico del torrente Canneto a monte dell'autostrada.

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	m ²	-
11.00	8.00	54.00	54.73	54.73	54.91	1.92	4.18	1.01
10.00	8.00	52.00	52.65	52.90	53.48	4.03	1.99	2.25
9.00	8.00	50.00	50.50	50.74	51.40	4.21	1.90	2.70
8.00	8.00	48.00	48.63	48.83	49.25	3.50	2.28	2.00
7.00	8.00	46.00	46.43	46.60	47.01	3.40	2.36	2.35
6.00	8.00	44.00	44.40	44.58	45.06	3.61	2.22	2.59
5.00	9.74	41.18	41.54	41.67	41.98	2.95	3.31	2.18
4.00	9.74	39.63	39.93	40.09	40.64	3.73	2.61	3.10
3.00	9.74	36.00	36.34	36.66	37.63	5.02	1.94	2.91
2.00	9.74	32.69	33.86	34.22	35.42	5.54	1.76	2.32
1.00	11.56	31.23	31.84	32.01	32.42	3.37	3.43	1.60

Tabella 1 : Caratteristiche idrauliche del Torrente Canneto nel tratto a monte dell'autostrada.

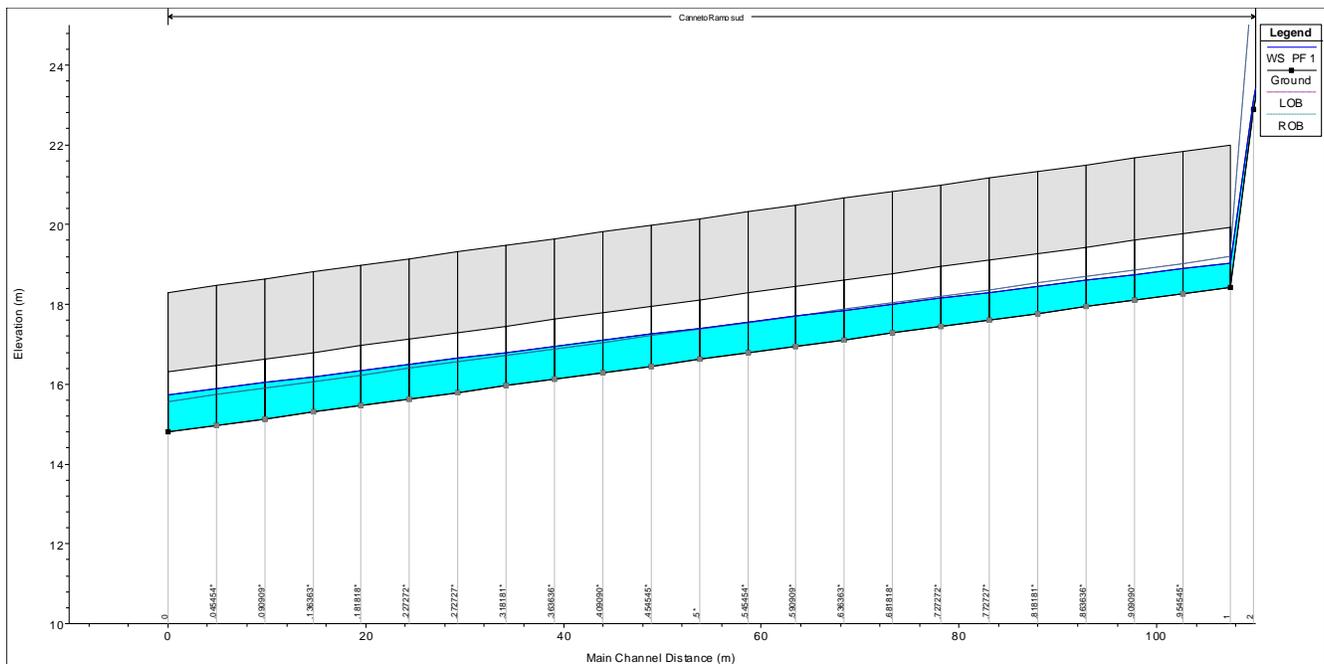


Figura 38 : Profilo idraulico del torrente Canneto nel tratto al di sotto dell'autostrada.

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
4.00	10.10	25.93	26.16	26.78	31.84	10.55	0.96	6.97
3.00	10.10	24.59	24.80	25.44	31.51	11.47	0.88	7.90
2.00	10.10	22.88	23.14	23.89	31.14	12.53	0.81	7.91
1.00	10.10	18.43	19.04	19.88	30.64	15.09	0.67	7.06
0.00	10.10	14.80	15.73	16.26	19.83	8.98	1.12	2.98

Tabella 2 : Caratteristiche idrauliche del Torrente Canneto nel tratto al di sotto dell'autostrada.

Tra le opere di progetto, per sgravare il torrente Canneto, si prevede la realizzazione di un collegamento idraulico con il torrente Farota.

In condizioni di piena la portata transitante lungo il torrente Canneto raggiunge un picco di circa 14,50 mc/s (TR=200 anni).

Per garantire il corretto smaltimento delle portate di piena a valle dell'autostrada è necessario allontanare dall'asta del Canneto una portata di circa 4,20 mc/s. A tal fine si prevede la posa di una tubazione DN 1000 mm per un sviluppo di circa 157 m con sbocco sul Farota a monte del ponte autostradale.

L'assetto idraulico del collettore di by-pass è riportato nel profilo e tabella seguente.

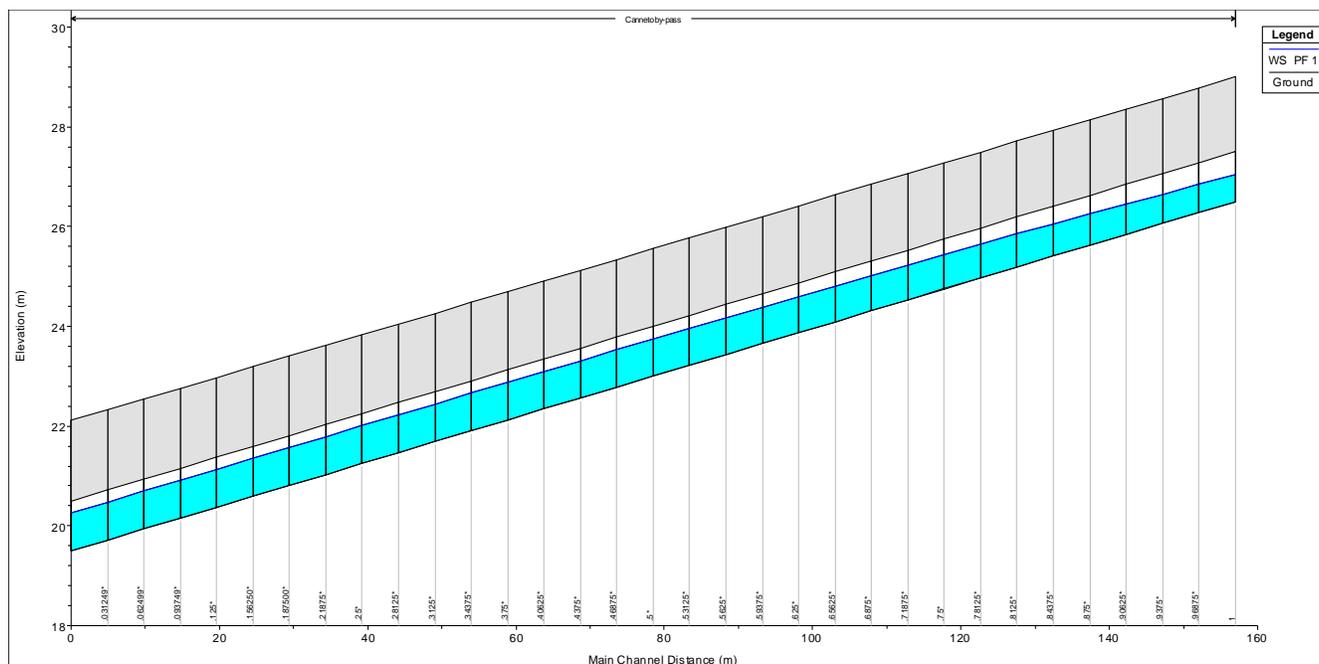


Figura 39 : Profilo idraulico del collettore di by-pass tra il torrente Canneto ed il torrente Farota.

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
1	4.20	26.50	27.04	27.48	31.94	9.80	0.43	4.25
.96875*	4.20	26.28	26.85	27.26	31.25	9.30	0.45	3.95
.9375*	4.20	26.06	26.65	27.04	30.66	8.88	0.47	3.70
.90625*	4.20	25.84	26.45	26.82	30.15	8.52	0.49	3.49
.875*	4.20	25.63	26.25	26.61	29.69	8.21	0.51	3.31
.84375*	4.20	25.41	26.05	26.39	29.27	7.95	0.53	3.16
.8125*	4.20	25.19	25.85	26.17	28.90	7.73	0.54	3.04
.78125*	4.20	24.97	25.64	25.95	28.55	7.55	0.56	2.93
.75*	4.20	24.75	25.44	25.73	28.23	7.40	0.57	2.85
.71875*	4.20	24.53	25.23	25.51	27.93	7.27	0.58	2.78
.6875*	4.20	24.31	25.02	25.29	27.64	7.17	0.59	2.72
.65625*	4.20	24.09	24.81	25.07	27.36	7.08	0.59	2.67
.625*	4.20	23.87	24.60	24.86	27.10	7.00	0.60	2.63
.59375*	4.20	23.66	24.39	24.64	26.84	6.94	0.61	2.59
.5625*	4.20	23.44	24.17	24.42	26.59	6.88	0.61	2.56
.53125*	4.20	23.22	23.96	24.20	26.34	6.83	0.61	2.54
.5*	4.20	23.00	23.74	23.98	26.10	6.80	0.62	2.51
.46875*	4.20	22.78	23.53	23.76	25.86	6.77	0.62	2.50
.4375*	4.20	22.56	23.31	23.54	25.63	6.74	0.62	2.48
.40625*	4.20	22.34	23.10	23.32	25.40	6.72	0.62	2.47
.375*	4.20	22.13	22.88	23.11	25.17	6.70	0.63	2.46
.34375*	4.20	21.91	22.66	22.89	24.94	6.69	0.63	2.46
.3125*	4.20	21.69	22.44	22.67	24.72	6.69	0.63	2.46

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
.28125*	4.20	21.47	22.23	22.45	24.50	6.68	0.63	2.45
.25*	4.20	21.25	22.01	22.23	24.28	6.68	0.63	2.45
.21875*	4.20	21.03	21.79	22.01	24.06	6.68	0.63	2.45
.187500*	4.20	20.81	21.57	21.79	23.84	6.67	0.63	2.45
.156250*	4.20	20.59	21.35	21.57	23.62	6.67	0.63	2.44
.125*	4.20	20.37	21.13	21.35	23.40	6.66	0.63	2.44
.093749*	4.20	20.16	20.91	21.14	23.18	6.66	0.63	2.44
.062499*	4.20	19.94	20.70	20.92	22.96	6.66	0.63	2.44
.031249*	4.20	19.72	20.48	20.70	22.74	6.66	0.63	2.44
0.00	4.20	19.50	20.26	20.48	22.52	6.66	0.63	2.44

Tabella 3 : Caratteristiche idrauliche del collettore di by-pass tra il torrente Canneto ed il torrente Farota.

TORRENTE FAROTA

L'assetto idraulico del torrente Farota risulta caratterizzato, nel tratto a monte dell'autostrada, da un corrente di tipo rapido, mentre nel tratto di valle, per la presenza di restringimenti e riduzioni di pendenza, si alternano correnti lente a correnti veloci. In particolare, la geometria dell'attraversamento autostradale comporta un passaggio in corrente lenta per poi tornare rapida fino al pozzetto previsto per la realizzazione dell'attraversamento sulla statale n. 114. Al di sotto della statale, si prevede la posa di una tubazione DN 2000 mm, che collega la canaletta a cielo aperto con lo scatolare 3,20x2,70 m di scarico a mare. Si riporta di seguito i risultati della simulazione con riferimento all'evento con tempo di ritorno di 200 anni.

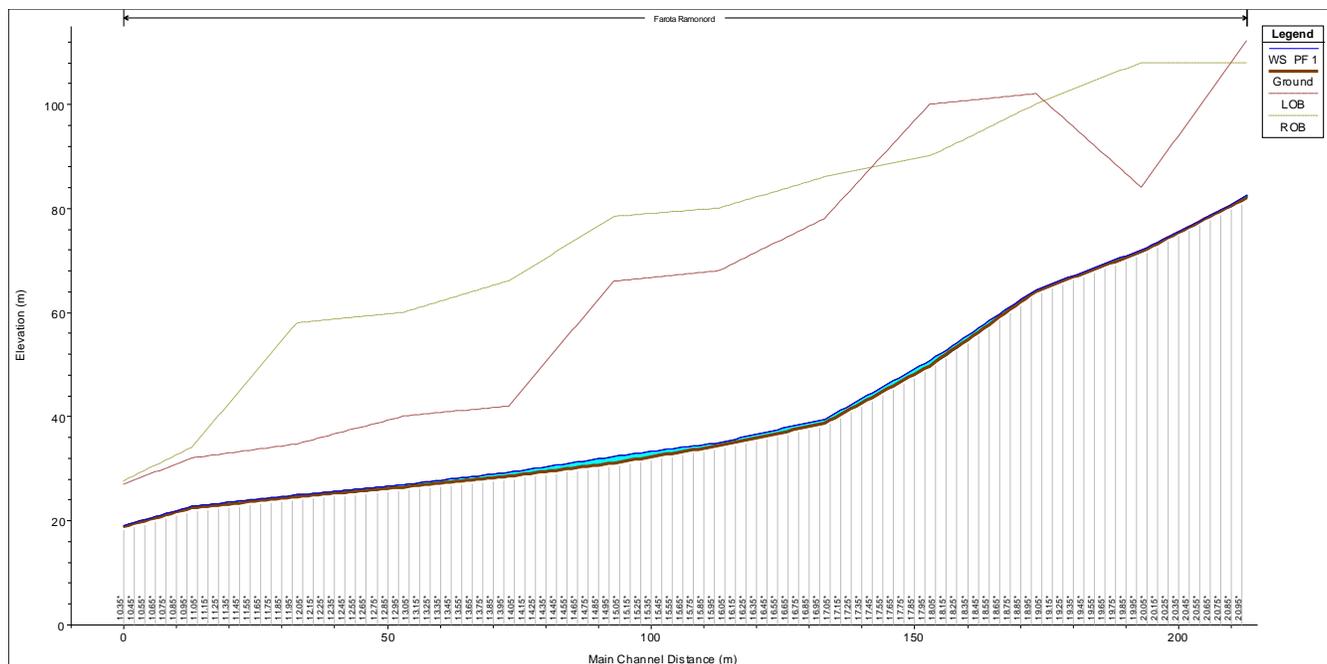


Figura 40 : Profilo idraulico del torrente Farota a monte dell'autostrada.

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
21.00	10.03	82.00	82.67	82.67	82.93	2.26	4.43	1.01
20.00	10.03	71.64	72.06	72.45	74.94	7.53	1.33	5.23
19.00	10.03	64.07	64.40	64.81	66.88	6.98	1.44	4.58
18.00	10.03	49.69	50.84	51.74	56.77	10.79	0.93	4.69
17.00	10.03	38.65	39.50	40.29	45.31	10.68	0.94	5.24
16.00	10.03	34.36	35.01	35.50	37.69	7.26	1.38	4.06
15.00	10.03	31.06	32.38	32.78	33.92	5.49	1.83	2.68
14.00	10.03	28.50	29.31	29.69	30.88	5.55	1.81	2.98
13.00	10.03	26.42	26.91	27.13	27.78	4.12	2.43	2.94
12.00	10.03	24.56	25.01	25.18	25.62	3.46	2.90	2.34
11.00	10.03	22.42	22.84	23.02	23.47	3.52	2.85	2.45

Tabella 4 : Caratteristiche idrauliche del Torrente Farota nel tratto a monte dell'autostrada.

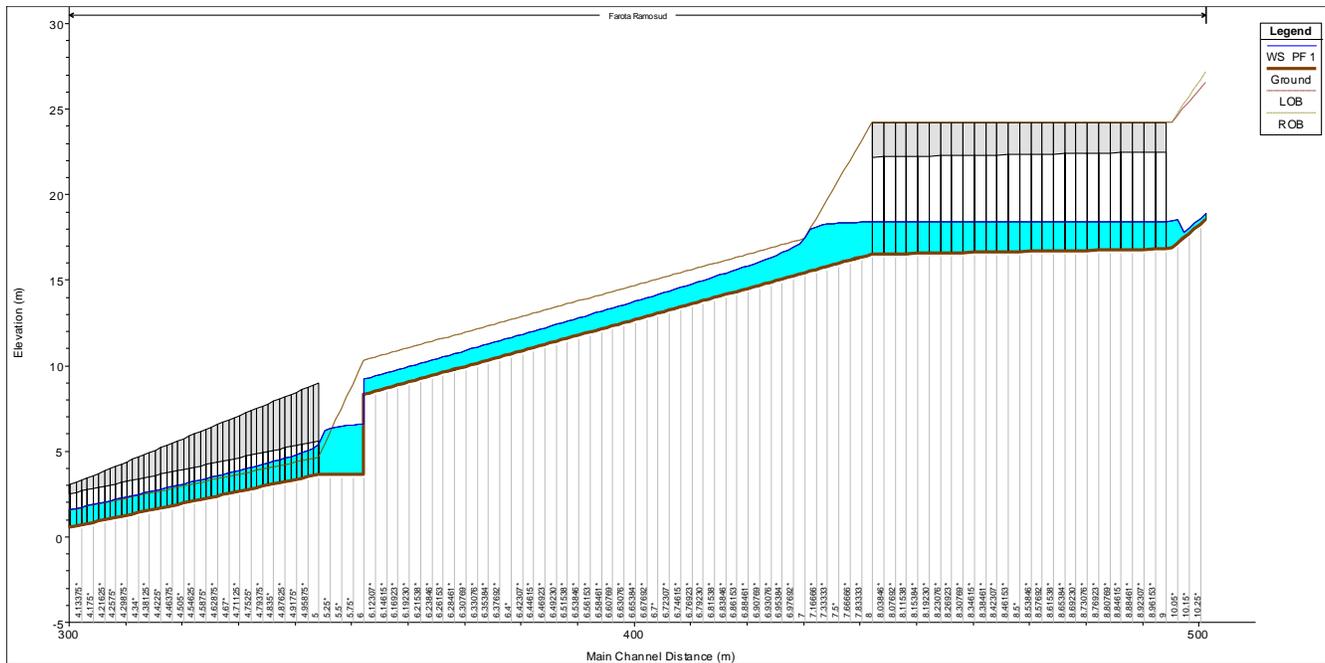


Figura 41 : Profilo idraulico del torrente Farota nel tratto compreso tra l'autostrada ed il tombotto di scarico a mare.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

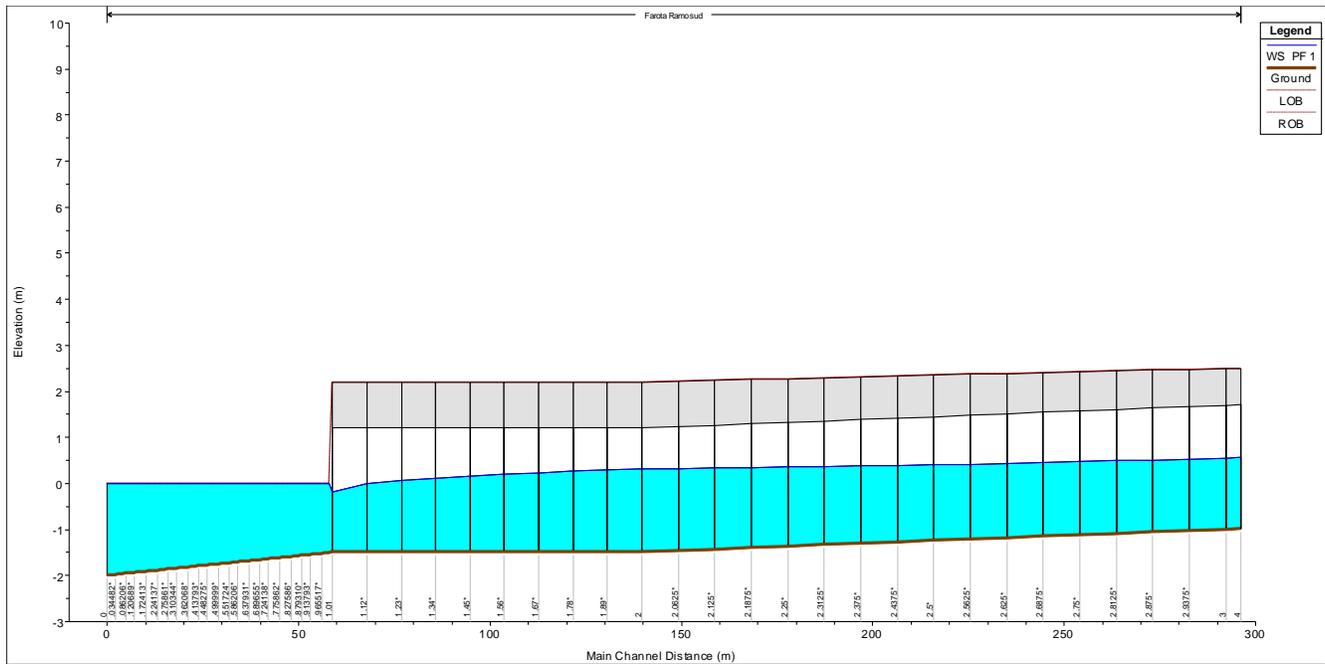


Figura 42 : Profilo idraulico del torrente Farota nel tratto di scarico a mare.

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
10.00	14.23	16.85	18.49		18.65	1.75	8.11	0.47
9.00	14.23	16.80	18.39	17.88	18.64	2.19	6.48	0.56
8.00	14.23	16.50	18.40	17.58	18.57	1.84	7.72	0.43
7.00	14.23	15.41	17.50	17.50	18.55	4.55	3.13	1.00
6.10	14.23	8.30	9.22	10.39	14.67	10.35	1.37	3.45
6.00	14.23	3.65	6.58	4.58	6.63	0.97	14.68	0.18
5.00	14.23	3.62	5.41	5.41	6.62	4.87	2.92	1.16
4.01	14.23	0.26	1.30	2.06	5.25	8.81	1.61	2.76
4.00	14.23	-0.99	0.56	0.33	1.04	3.05	4.67	0.78
3.00	14.23	-1.00	0.55	0.32	1.03	3.05	4.66	0.78
2.00	14.23	-1.50	0.32	-0.18	0.67	2.61	5.44	0.62
1.01	14.23	-1.50	-0.18	-0.18	0.48	3.60	3.95	1.00
1.00	24.33	-1.51	0.00		0.06	1.07	22.73	0.30
0.00	14.23	-0.99	0.56	0.33	1.04	3.05	4.67	0.78

Tabella 5 : Caratteristiche idrauliche del Torrente Farota nel tratto a valle dell'autostrada.

2.4.1.3 DIMENSIONAMENTO DEL MANUFATTO DI CONNESSIONE CANNETO-FAROTA

Per l'alleggerimento del tratto del torrente Canneto da monte della sede autostradale alla Foce, si prevede l'adeguamento del manufatto di ingresso al tombinamento esistente sotto la sede autostradale. La portata convogliata dal tratto del Canneto a monte della Autostrada, si immetterà nell'esistente manufatto, procedendo quindi verso la foce; in caso di portate elevate, eccedenti la massima portata convogliabile a pelo libero dalle esistenti opere, si attiverà uno stramazzo che immetterà le portate di alleggerimento (massimo 4,2 mc/s), in un apposito pozzetto dal quale si dipartirà la condotta di collegamento con il torrente Farota.

Il dimensionamento idraulico dell'opera è riassunto nella seguente tabella.

DIMENSIONAMENTO IDRAULICO NODO CANNETO - FAROTA	
Quota fondo	25,69 m slm
Quota setto esistente	26,49 m slm
Quota setto progetto	26,67 m slm
Apertura feritoia esistente	0,30 m
Larghezza sfioro di progetto	2,70 m
Larghezza sfioro esistente	3,25 m
Portata sfioro verso Farota	4,20 mc/s
Altezza critica su sfioro Farota	0,63 m
Quota idrica nella vasca	27,61 m slm
Tirante sullo sfioro verso il Canneto	1,12 m
Portata sfioro verso il Canneto	6,61 mc/s
Portata attraverso la feritoia verso il Canneto	0,57 mc/s
Portata complessiva verso il Canneto	7,18 mc/s
Portata complessiva dal Canneto a monte	11,94 mc/s

La seguente figura rappresenta una sezione longitudinale dell'opera.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**

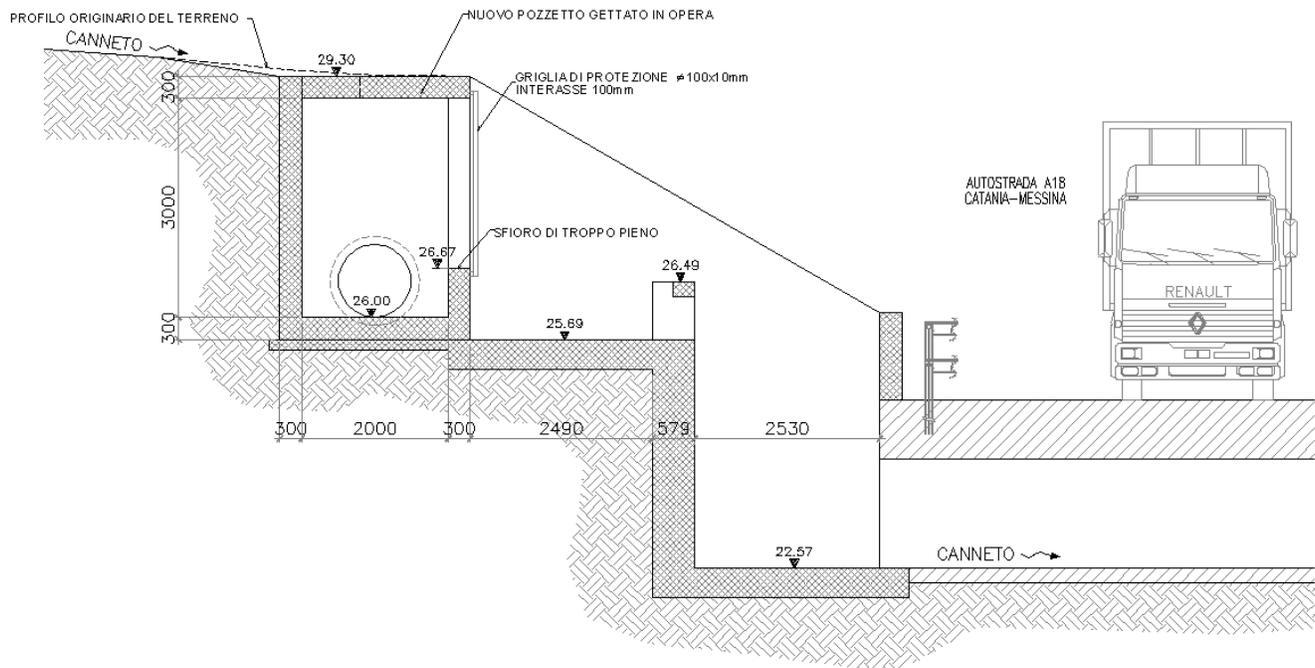


Figura 43: manufatto di collegamento Canneto - Guidari

2.4.2 TORRENTE GUIDARI

2.4.2.1 FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEL TORRENTE GUIDARI

2.4.2.1.1 Schematizzazione di calcolo

Sulla base dei rilievi eseguiti si è schematizzata l'asta del torrente Guidari mediante l'inserimento di 39 sezioni, opportunamente interpolate e collegate tra di loro mediante le canalizzazioni di progetto. Complessivamente il corso d'acqua è stato indagato per uno sviluppo planimetrico di circa 1.000 m.

Si riporta di seguito un estratto planimetrico ed altimetrico della geometria ricostruita mediante l'applicativo HEC-RAS 4.0.

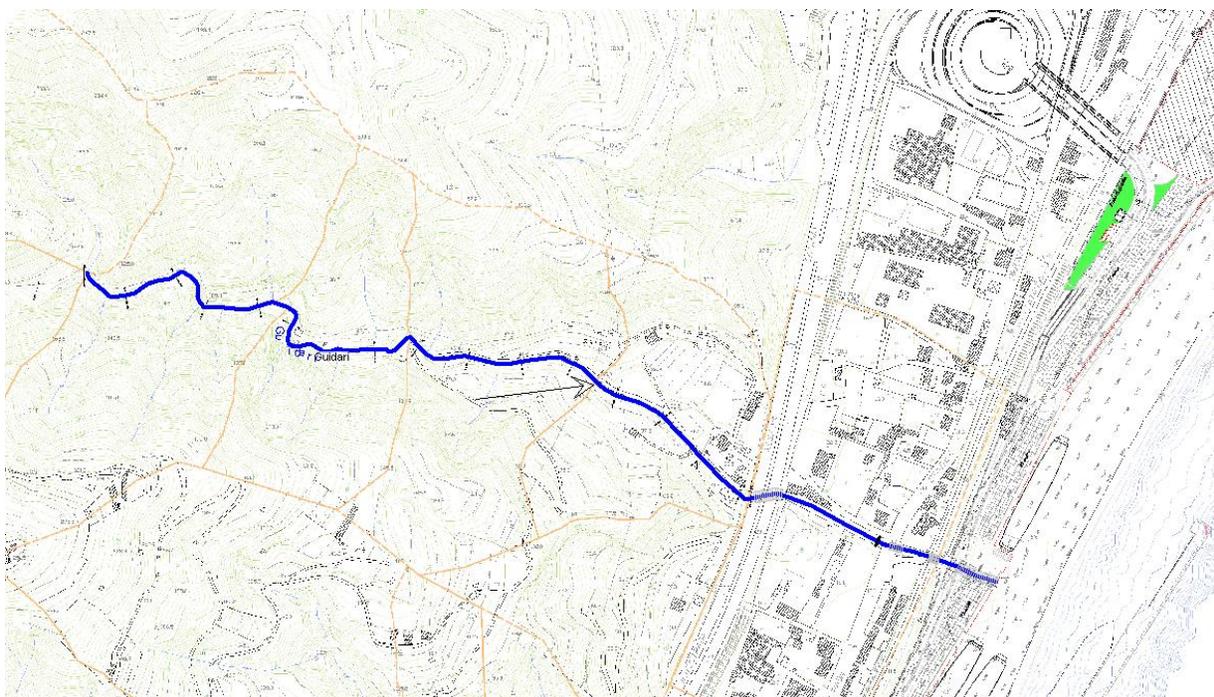


Figura 44 : estratto del modello idraulico con la schematizzazione del torrente Guidari.

Come coefficiente di scabrezza si è assunto ai fini della modellazione idraulica un valore di Strickler pari a $30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ nei tratti a cielo aperto e $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ nei tratti tombinati. Si riportano di seguito i profili altimetrici dei corsi d'acqua indagati.

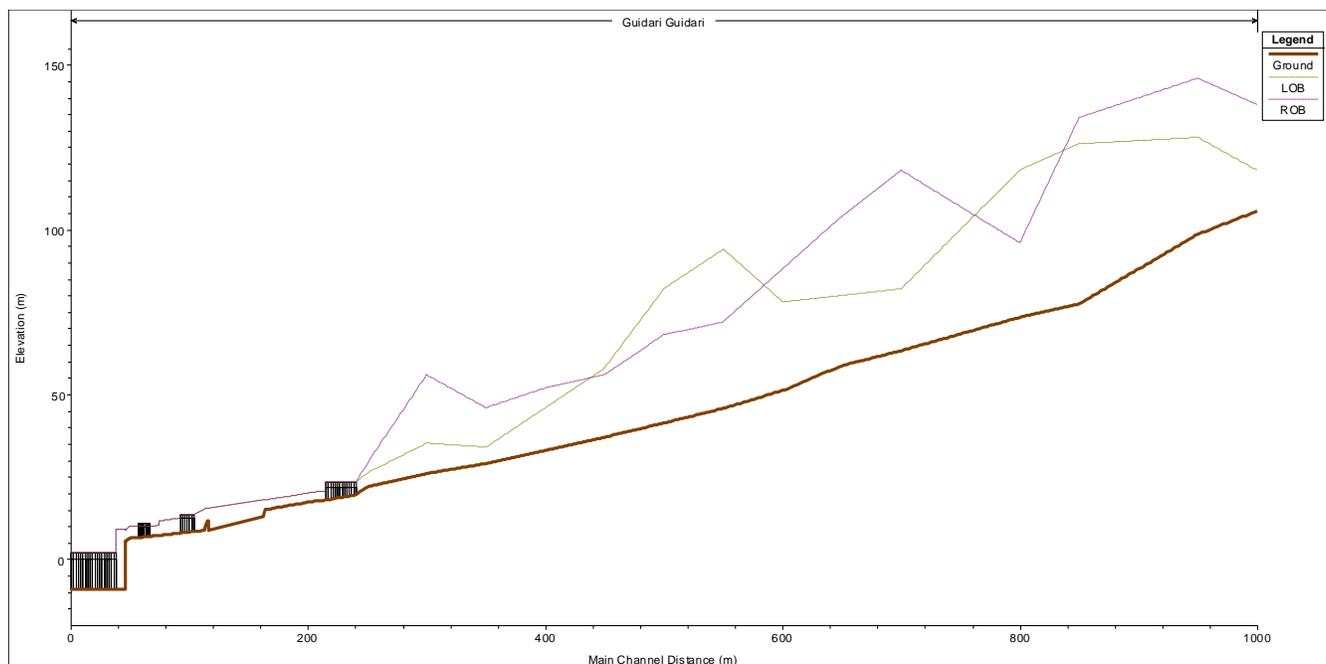


Figura 45 : Torrente Guidari.

2.4.2.1.2 *Le condizioni al contorno*

Come condizioni al contorno si sono assunti i seguenti parametri:

- Portate di piena generate dai singoli sottobacini con Tempo di Ritorno 200 anni;
- Livello medio del mare pari a 0.00 m slm.

2.4.2.1.3 *Risultati delle simulazioni*

Il torrente Guidari risulta caratterizzato da un regime di corrente di tipo rapido nel tratto a monte dell'autostrada. Superato il ponte autostradale, la presenza di un restringimento comporta una variazione dell'assetto idraulico con transizione in corrente lenta. A valle del restringimento la corrente torna in condizioni di corrente rapida fino allo sbocco nell'area portuale.

Nel tratto di torrente compreso tra il ponte sulla strada statale ed il ponte sull'autostrada si prevede la realizzazione di un accumulo di sedimenti. Con riferimento a quest'ultimo la simulazione è stata eseguita nell'ipotesi di completo interrimento della trappola.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

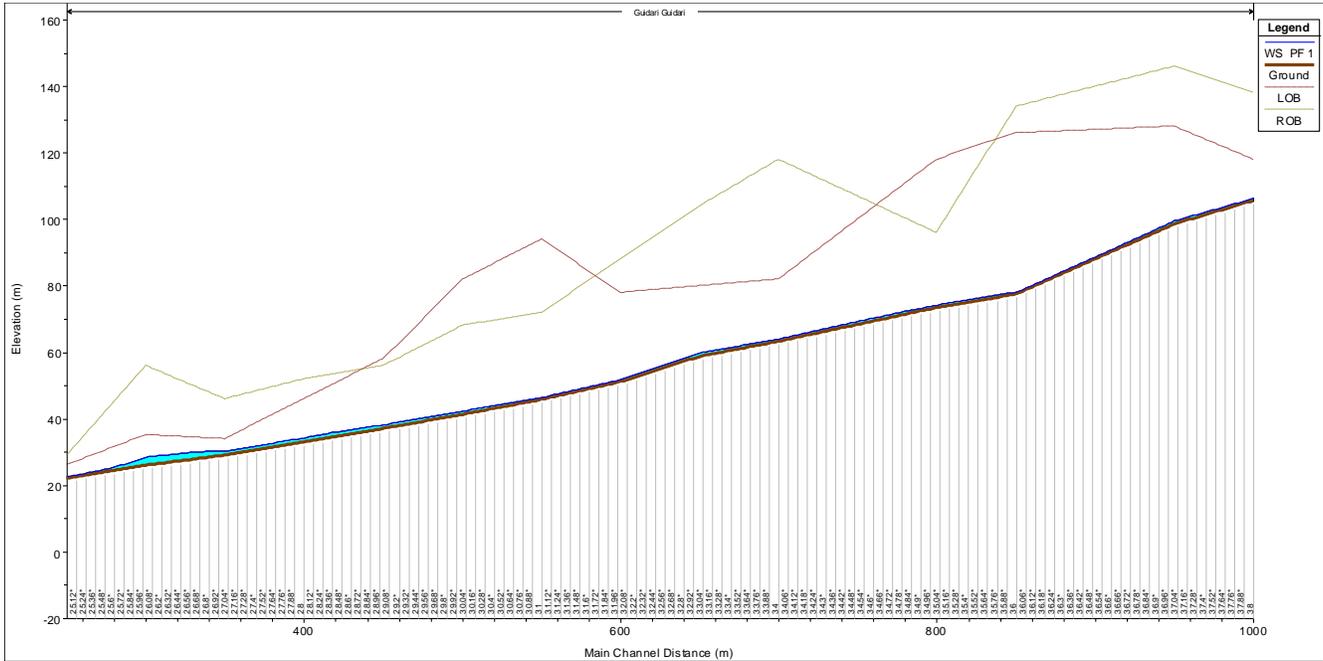


Figura 46 : Profilo idraulico del torrente Guidari a monte dell'autostrada.

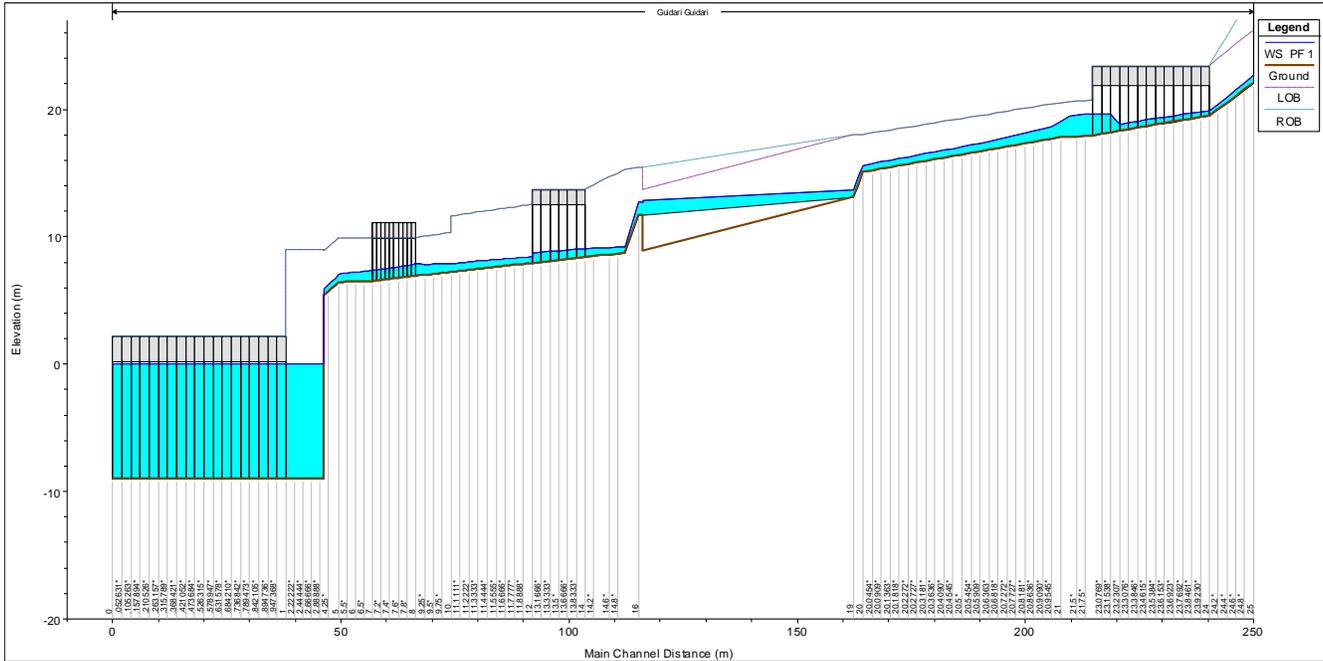


Figura 47 : Profilo idraulico del torrente Guidari nel tratto di valle.

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	m ²	-
38	15.78	105.61	106.49	106.49	106.79	2.43	6.50	1.00

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
37	15.78	98.57	99.63	100.15	101.69	6.36	2.48	2.78
36	15.78	77.47	78.11	78.63	80.64	7.04	2.24	3.70
35	15.78	73.39	74.18	74.62	75.86	5.73	2.75	2.68
34	18.57	63.28	64.02	64.43	65.66	5.67	3.27	2.93
33	18.57	58.72	59.89	60.28	61.24	5.15	3.61	2.27
32	20.69	51.15	51.79	52.28	53.96	6.53	3.17	3.20
31	20.69	45.77	46.49	47.03	48.52	6.31	3.28	2.65
30	20.69	41.31	42.37	42.79	43.92	5.51	3.75	2.56
29	20.69	37.03	38.27	38.69	39.74	5.38	3.85	2.28
28	23.76	32.94	34.27	34.73	36.07	5.95	3.99	2.78
27	23.76	29.02	30.26	30.84	32.06	5.94	4.00	2.32
26	23.76	26.00	28.54	28.83	29.45	4.22	5.64	1.69
25	25.91	22.00	22.71	23.14	24.21	5.42	4.78	2.39
24	28.14	19.50	19.88	20.40	22.46	7.13	3.95	3.71
23	28.14	17.92	19.66	18.83	19.78	1.54	18.23	0.37
22	28.14	17.92	19.66		19.78	1.54	18.29	0.37
21	28.14	17.78	19.06	19.06	19.70	3.56	7.91	1.00
20.00	28.14	15.05	15.62	16.00	16.97	5.14	5.47	2.18
19.00	28.14	13.06	13.68	14.37	16.60	7.57	3.72	3.07
18.00	28.14	11.70	12.84	13.00	13.70	4.11	6.85	1.23
17.00	28.14	11.70	12.67	12.94	13.68	4.46	6.30	1.45
16.00	28.14	11.70	12.77	12.94	13.60	4.05	6.95	1.25
15.00	28.14	8.70	9.24	10.01	13.13	8.74	3.22	3.81
14.00	28.14	8.39	9.05	9.63	11.23	6.54	4.30	2.56
13.00	28.14	7.93	8.75	9.16	10.15	5.23	5.38	1.84
12.00	28.14	7.92	8.43	8.87	10.12	5.76	4.89	2.58
11.00	28.14	7.21	7.88	8.17	8.87	4.41	6.38	1.73
10.00	28.14	7.21	7.87	8.16	8.87	4.42	6.36	1.73
9.00	28.14	6.90	7.90	7.98	8.53	3.51	8.02	1.12
8.00	28.14	6.90	7.90	7.98	8.53	3.51	8.02	1.12
7.00	28.14	6.52	7.37	7.61	8.26	4.18	6.73	1.45
6.00	28.14	6.52	7.23	7.48	8.12	4.17	6.74	1.58
5.00	28.14	6.37	7.08	7.33	7.97	4.20	6.70	1.60
4.00	28.14	5.43	5.94	6.39	7.66	5.81	4.85	2.59
3.00	28.14	-9.00	0.00	-8.03	0.01	0.33	84.62	0.04
2.00	28.14	-9.00	0.00		0.01	0.33	84.62	0.04
1.00	28.14	-9.00	0.00	-8.03	0.01	0.33	84.62	0.04
0.00	28.14	-9.00	0.00	-8.03	0.01	0.33	84.61	0.04
11.00	28.14	7.21	7.88	8.17	8.87	4.41	6.38	1.73
10.00	28.14	7.21	7.87	8.16	8.87	4.42	6.36	1.73
9.00	28.14	6.90	7.90	7.98	8.53	3.51	8.02	1.12
8.00	28.14	6.90	7.90	7.98	8.53	3.52	7.99	1.13
7.00	28.14	6.52	7.37	7.61	8.26	4.19	6.72	1.46
6.00	28.14	6.52	7.23	7.48	8.12	4.17	6.75	1.58

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
5.00	28.14	6.37	7.07	7.33	7.98	4.21	6.69	1.60
4.00	28.14	5.43	5.94	6.39	7.66	5.81	4.84	2.60
3.00	28.14	-9.00	0.00	-8.03	0.01	0.33	84.62	0.04
2.00	28.14	-9.00	0.00		0.01	0.33	84.62	0.04
1.00	28.14	-9.00	0.00	-8.03	0.01	0.33	84.62	0.04
0.00	28.14	-9.00	0.00	-8.03	0.01	0.33	84.61	0.04

Tabella 6 : Caratteristiche idrauliche del Torrente Guidari.

2.4.2.2 SISTEMAZIONI BACINO DI MONTE TORRENTE GUIDARI

Per prevenire le colate detritiche ed i conseguenti danni che il trasporto solido provoca nella sua discesa verso valle, specie in presenza di centri abitati, è necessario intervenire sull'asta del torrente.

Per la sistemazione del Guidari risulta necessario diminuire la pendenza del corso d'acqua realizzando in sezioni opportune delle briglie. Tali opere consentiranno dapprima la laminazione delle portate di piena e successivamente, con il progressivo interrimento, la diminuzione della capacità di portata del torrente, che limiterà il trasporto solido verso valle.

2.4.2.2.1 Definizione della pendenza di equilibrio e della altezza delle briglie

2.4.2.2.1.1 Trattazione teorica

La pendenza di sistemazione di un torrente si stima sulla base della portata di progetto Q ed il diametro d della particella da sedimentare.

Un primo metodo di determinazione della pendenza di equilibrio si basa sulla relazione di Chezy e sulla velocità critica che determina il movimento del granulo di diametro d:

$$v = \chi \sqrt{R_H i} \quad \text{e} \quad v_{cr} = c \sqrt{d}$$

Ritenuto che sia v_{cr} proporzionale a v :

$$c \sqrt{d} \propto \chi \sqrt{R_H i}$$

Può scriversi:

$$i \propto \left(\frac{c}{\chi} \right)^2 \cdot \frac{d}{R_H} \quad \text{cioè} \quad i = k \frac{d}{R_H}$$

Valentini per torrenti torrentizi ha determinato per il coefficiente k un valore pari a 0,093.

Un secondo metodo, è quello che impiega l'equazione di Shields $\left(\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma_w)d} = 0.06 \right)$ una volta determinato il d_{90} del materiale d'alveo.

A partire dall'espressione $\tau = \gamma_w R_H i$, l'equazione del moto uniforme può scriversi nel seguente modo:

$$v = K_s R_H^{2/3} \sqrt{\tau / (\gamma_w R_H)} \quad \text{oppure} \quad Q = K_s P R_H^{7/6} \sqrt{\tau / \gamma_w}$$

Avendo indicato con P il perimetro bagnato. Il valore di R_H relativo alla portata Q diventa:

$$R_H = \left(\frac{Q}{K_s P \sqrt{\tau / \gamma_w}} \right)^{6/7}$$

2.4.2.2.1.2 Calcolo della pendenza di compensazione

A partire dalla trattazione esposta al punto precedente si è determinata la pendenza di equilibrio per il torrente Guidari.

Preso come riferimento una sezione rappresentativa del torrente nel tratto di sistemazione dell'asta, siano fissati:

- $d=0,050$ m, diametro da sedimentare;
- $\gamma_s=2650$ kg/m³, peso specifico del materiale da sedimentare;
- $Q=18,75$ mc/s, portata di piena duecentennale generata nella porzione di bacino a monte della sistemazione;
- $P=7,20$ m, perimetro bagnato della sezione;

si ottiene:

- $R_H=0,97$ m, raggio idraulico e:

$$i = \frac{0.06(\gamma_s / \gamma - 1)d}{\gamma R_H} = 0,005$$

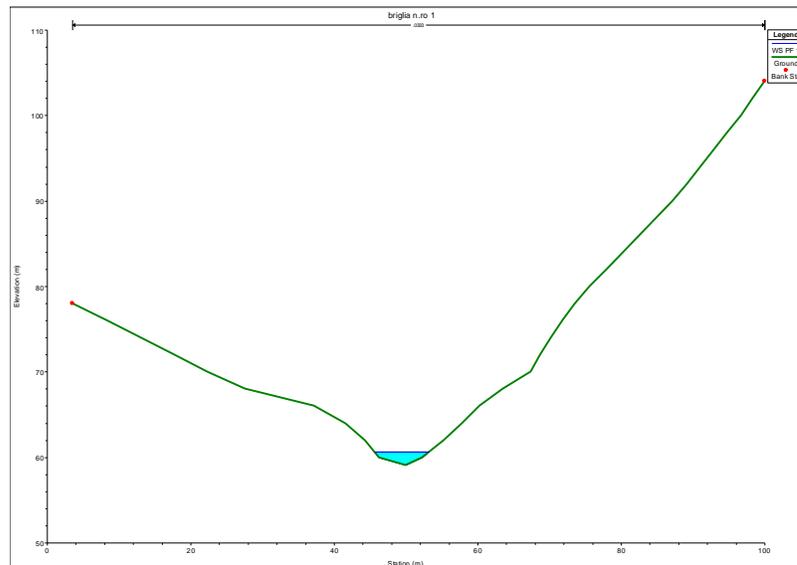


Figura 48 : Sezione rappresentativa del torrente Guidari nel tratto oggetto di sistemazione.

In maniera analoga, volendo determinare il coefficiente k nell'espressione di Valentini si ha:

$$k = \frac{i R_H}{d} = 0,0989 \approx 0.093 \text{ (Valentini)}$$

Fissata la pendenza di equilibrio a 0,005 si sono analizzate le sezioni che meglio si prestano alla realizzazione delle briglie, creando dei bacini per la sedimentazione del trasporto solido.

In base ai sopralluoghi, cascate e manufatti esistenti, si sono individuati 4 sezioni di sbarramento, come meglio riportato nella planimetria che segue:

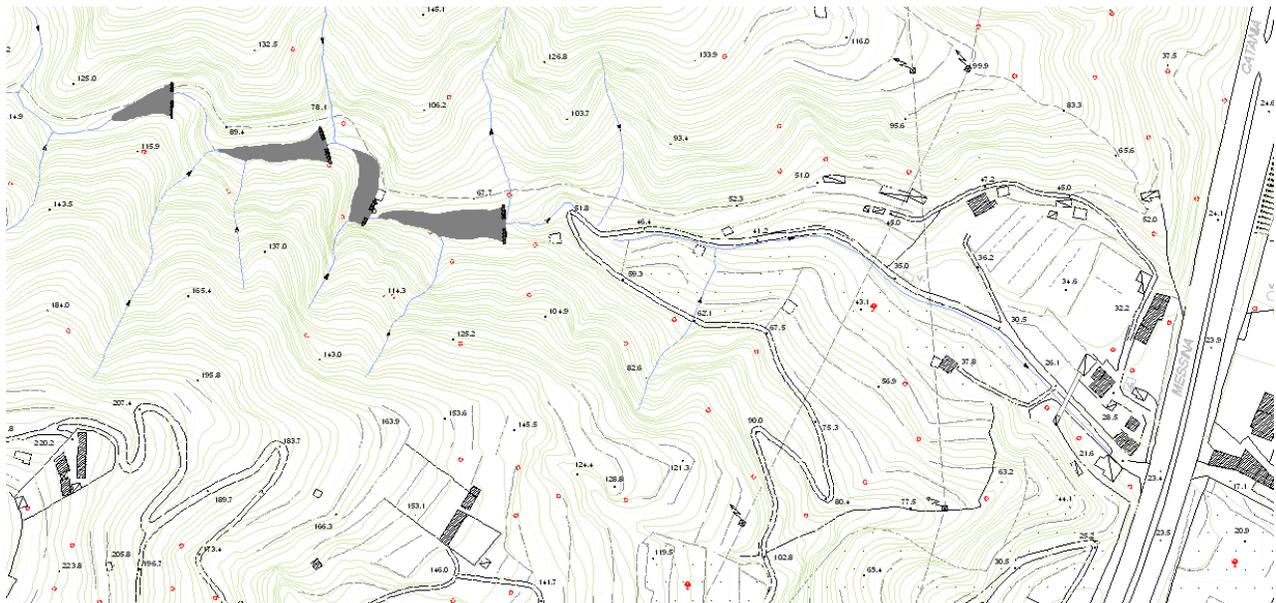


Figura 49 : Estratto della planimetria di progetto con l'ubicazione delle briglie di sistemazione dell'asta.

2.4.2.2.2 Definizione dei volumi di accumulo di materiale solido disponibili

Una volta individuate le sezioni per la sistemazione idraulica del torrente si è effettuata una simulazione idraulica per la verifica dell'assetto idraulico del corso d'acqua nell'ipotesi di invasi vuoti, come riportato nel profilo seguente.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

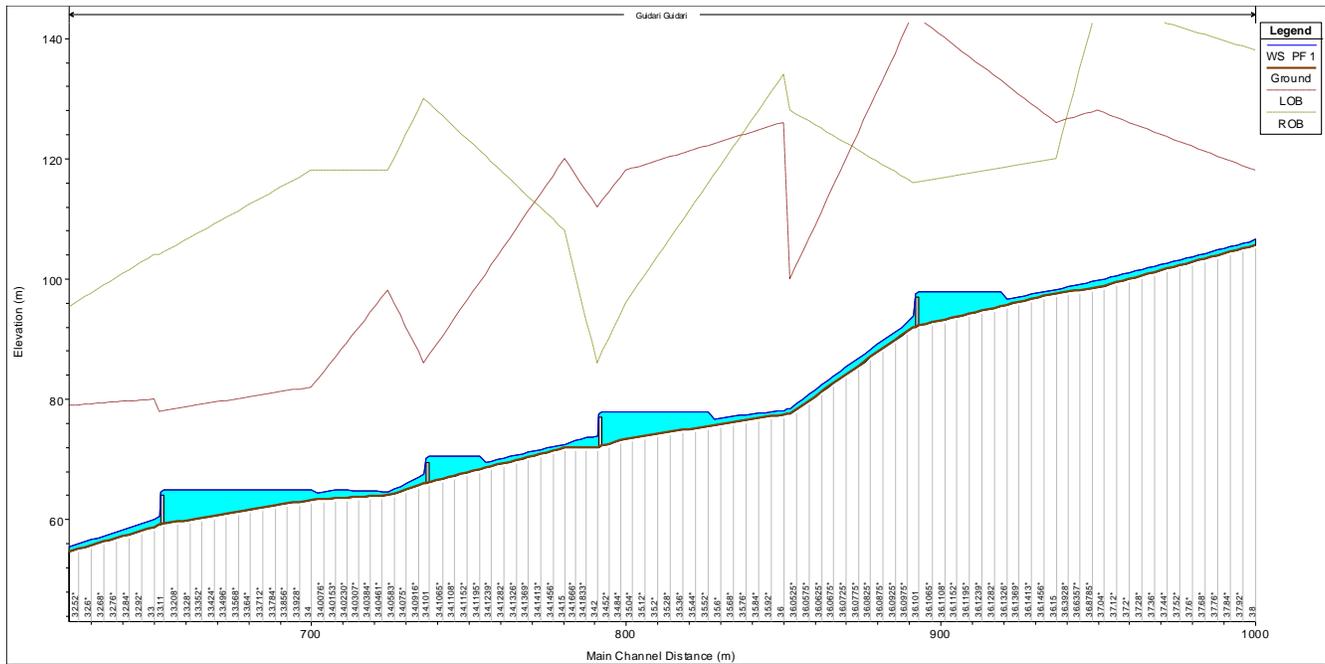


Figura 50 : Profilo del torrente Guidari nel tratto di monte con la realizzazione delle briglie di sistemazione dell'asta.

A monte delle briglie di progetto si rendono disponibili i seguenti accumuli:

BRIGLIA	VOLUME
1	1050
2	240
3	660
4	660
TOTALE	2610

Tabella 7 : riepilogo dei volumi di accumulo creati con le briglie di progetto.

Si è eseguita infine una simulazione idraulica nell'ipotesi di completo interrimento dei bacini a monte delle briglie. Si riporta di seguito il profilo idraulico e le caratteristiche principali della corrente nel tratto di sistemazione.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

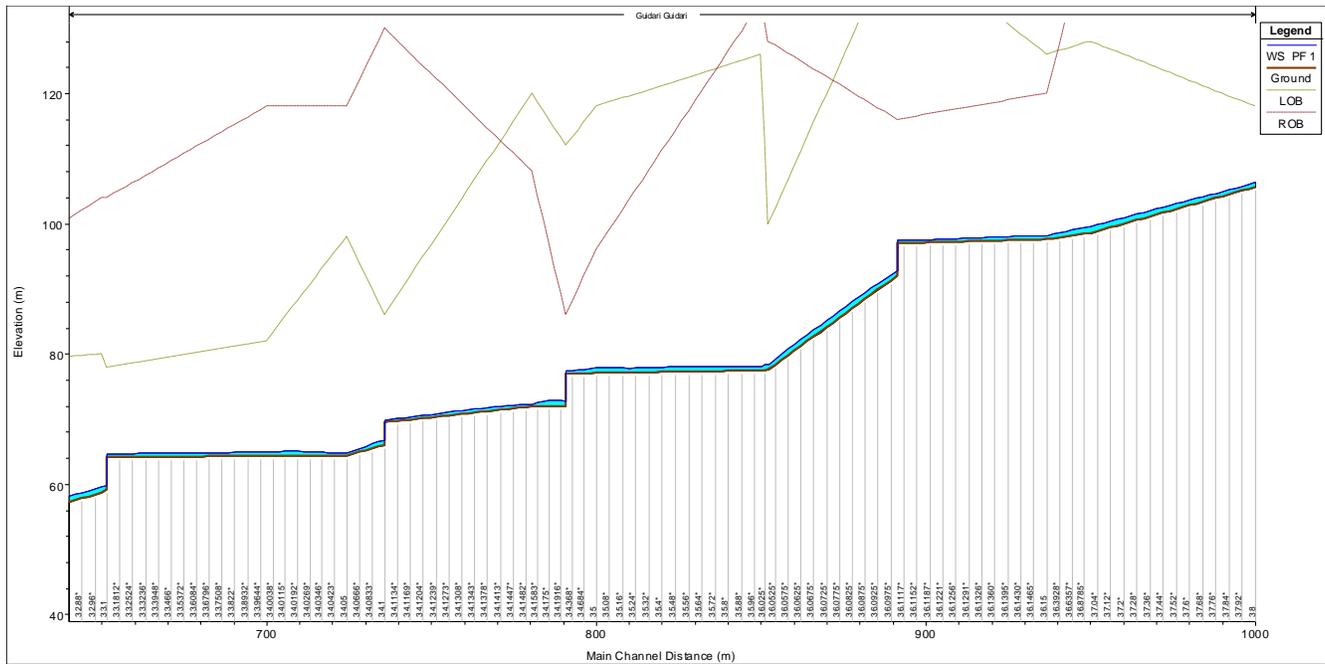


Figura 51 : Profilo del torrente Guidari nel tratto di monte nell'ipotesi di interrimento dei bacini di invaso.

Sezione	Q	Quota di fondo	Livello	Livello Critico	Livello dell'energia	Velocità	Area Liquida	Froude
n.ro	mc/s	m slm	m slm	m slm	m slm	m/s	mq	-
38	15.78	105.61	106.49	106.49	106.79	2.43	6.50	1.00
37	15.78	98.57	99.63	100.15	101.69	6.36	2.48	2.78
36.15	15.78	97.60	98.17	98.58	99.88	5.78	2.73	3.07
BRIGLIA 3	15.78	97.00	97.44	97.45	97.66	2.06	7.64	1.02
BRIGLIA 4	15.78	92.00	92.89	93.62	97.24	9.25	1.71	4.36
36.05	15.78	77.57	78.34	78.84	81.72	8.14	1.94	5.17
36	15.78	77.47	78.09	78.63	80.90	7.43	2.13	4.00
35	15.78	77.05	77.90		78.05	1.76	8.94	0.66
BRIGLIA 2	18.57	77.00	77.47	77.56	77.84	2.68	6.93	1.30
BRIGLIA 3	18.57	72.00	72.77	73.46	77.41	9.54	1.95	4.93
34.15	18.57	71.92	72.32	72.76	74.39	6.37	2.91	3.47
34.11	18.57	69.50	69.90	70.15	70.70	3.95	4.70	2.06
BRIGLIA 2	18.57	66.00	66.85	67.46	70.42	8.37	2.22	4.41
BRIGLIA 3	18.57	64.40	64.81	65.36	67.63	7.44	2.49	3.86
34	18.57	64.36	65.04	65.11	65.47	2.90	6.39	1.17
BRIGLIA 1	18.57	64.12	64.62	64.62	64.86	2.17	8.56	1.00
BRIGLIA 2	18.57	59.12	59.88	60.55	64.43	9.45	1.96	4.90
33	18.57	58.72	59.63	60.28	63.71	8.95	2.08	4.44

Tabella 8 : Caratteristiche idrauliche del Torrente Guidari nel tratto di sistemazione del corso d'acqua.

I bacini previsti, con un accumulo potenziale di 2600 mc potranno contenere la portata solida derivante da un evento meteorico associabile a tempi di ritorno di 200 anni (stimabile in 1500 mc).
In condizioni ordinarie, con un apporto solido di 920 mc/anno, i bacini si riempiranno in circa 3 anni ed andranno pertanto periodicamente puliti.

3 LE OPERE DI SMALTIMENTO E TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DI PIATTAFORMA

3.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SMALTIMENTO

Il dimensionamento delle opere di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche è stato eseguito in modo da ottenere un funzionamento ottimale a pelo libero delle condotte con uno scroscio intenso avente tempo di ritorno di 20 anni.

Si è proceduto inoltre con la verifica delle opere con un tempo di ritorno di 50 anni, ammettendo per brevi istanti un funzionamento in leggera pressione della rete evitando comunque tracimazioni dal sistema di raccolta.

3.2 LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

3.2.1 IETOGRAMMA DI PROGETTO

Gli ietogrammi di progetto assunti per il dimensionamento delle opere sono:

Tempo di ritorno 20 anni:

- Durata della precipitazione 15 minuti
- Curva di possibilità pluviometrica: $h = 93,14 t^{0,236}$
- Altezza di pioggia: 67,15 mm
- Intensità di precipitazione: 268 mm/ora

Tempo di ritorno 50 anni:

- Durata della precipitazione 15 minuti
- Curva di possibilità pluviometrica: $h = 112,95,14 t^{0,232}$
- Altezza di pioggia: 81,89 mm
- Intensità di precipitazione: 327,5 mm/ora

3.2.2 IL MODELLO DI CALCOLO

Per la simulazione idraulica delle reti si è utilizzato il modello EPA SWMM 5.14, che risolvendo le equazioni di De Saint Venant a moto vario, consente di verificare il comportamento delle condotte a seguito di un evento pluviometrico di progetto.

Per la trattazione teorica del modello si rimanda alla Appendice 2.

3.2.3 SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO

La rete fognaria è stata schematizzata come una sequenza di nodi e tronchi di seguito riportata.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**

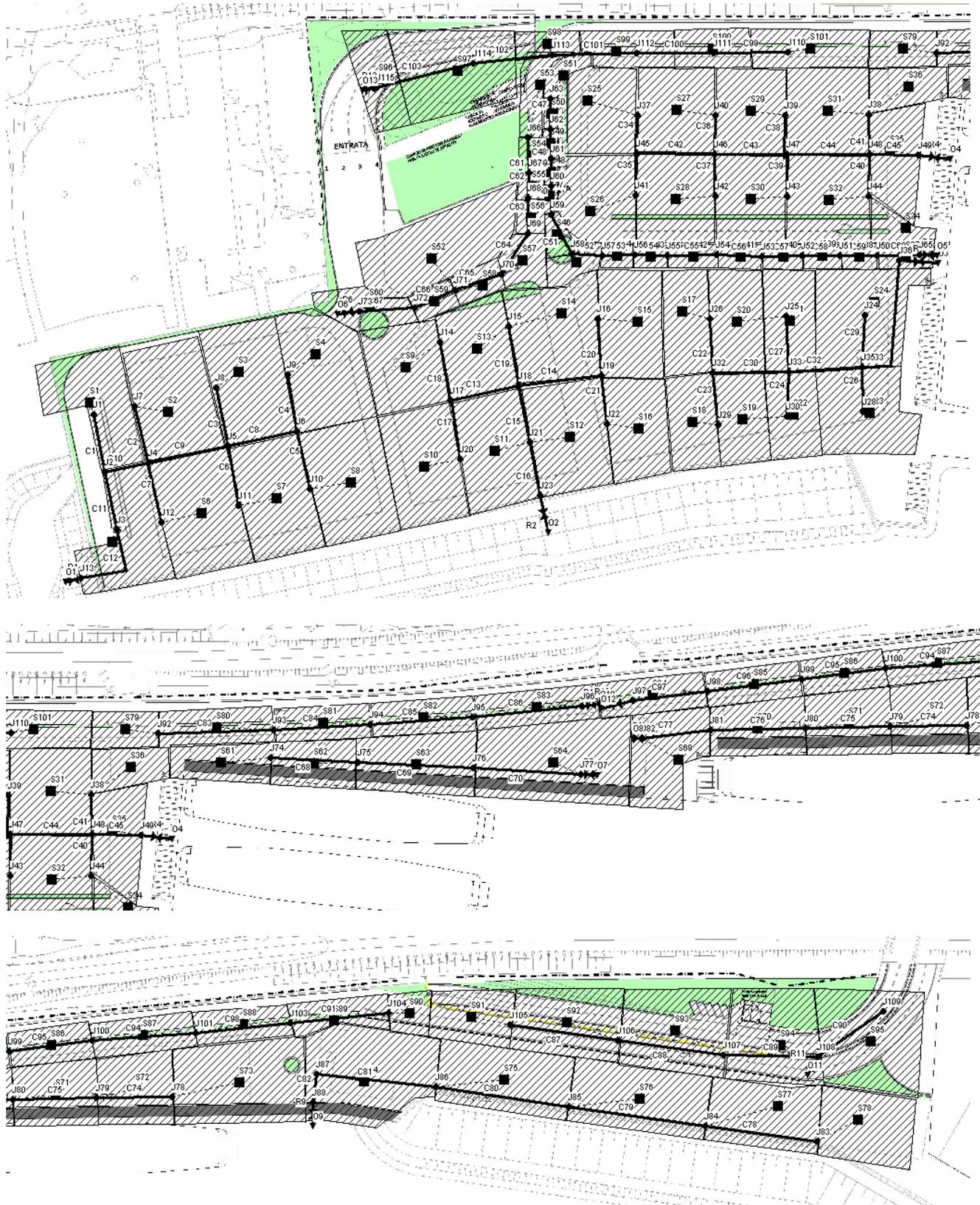


Figura 52: schematizzazione della rete di calcolo e individuazione dei bacini afferenti ai nodi

3.2.4 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

Si riportano nel seguito i risultati delle simulazioni eseguite con tempi di ritorno di 20 e 50 anni dalle quali si evince che:

- Con Tr 20 anni il funzionamento della rete è a pelo libero
- Con Tr 50 anni si ha un funzionamento di alcune condotte in leggera pressione (massimo 50 cm) per soli 3-5 minuti, senza alcuna tracimazione dai sistemi di raccolta.

Pertanto la rete garantisce la sicurezza delle infrastrutture di fronte ad eventi meteorici estremi con frequenza media di accadimento cinquantennale.



Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**



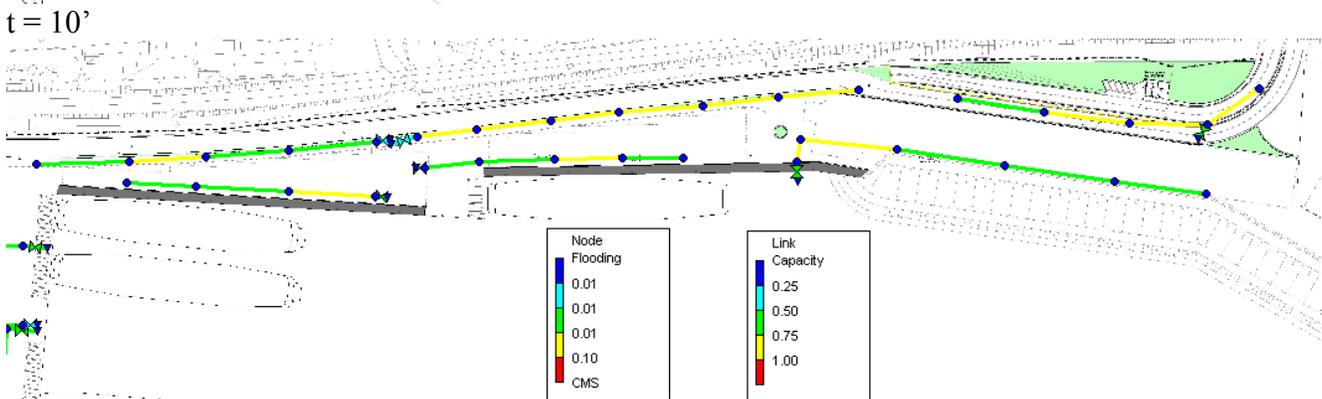
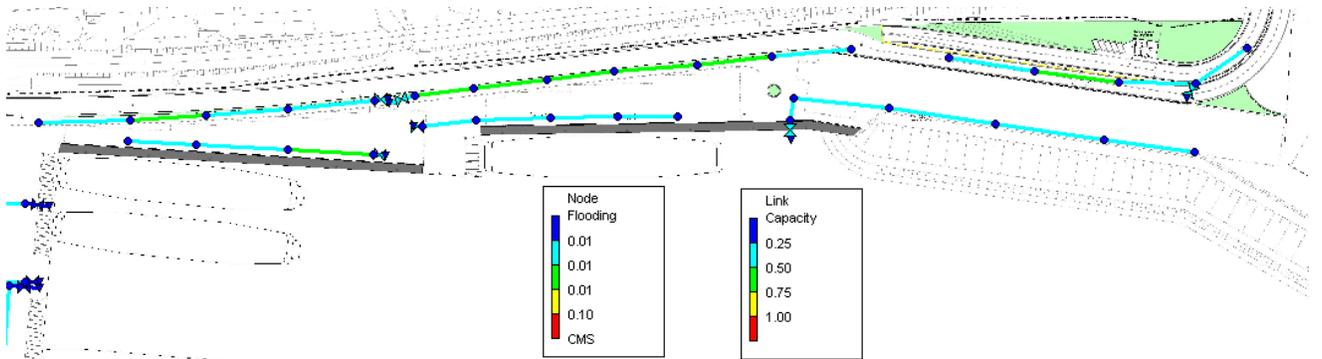
$t = 15'$



$t = 20'$



Figura 53: risultati del modello di calcolo per $T_r = 20$ anni, a 10, 15, 20 e 25 minuti dall'inizio della precipitazione – Zona portuale Sud



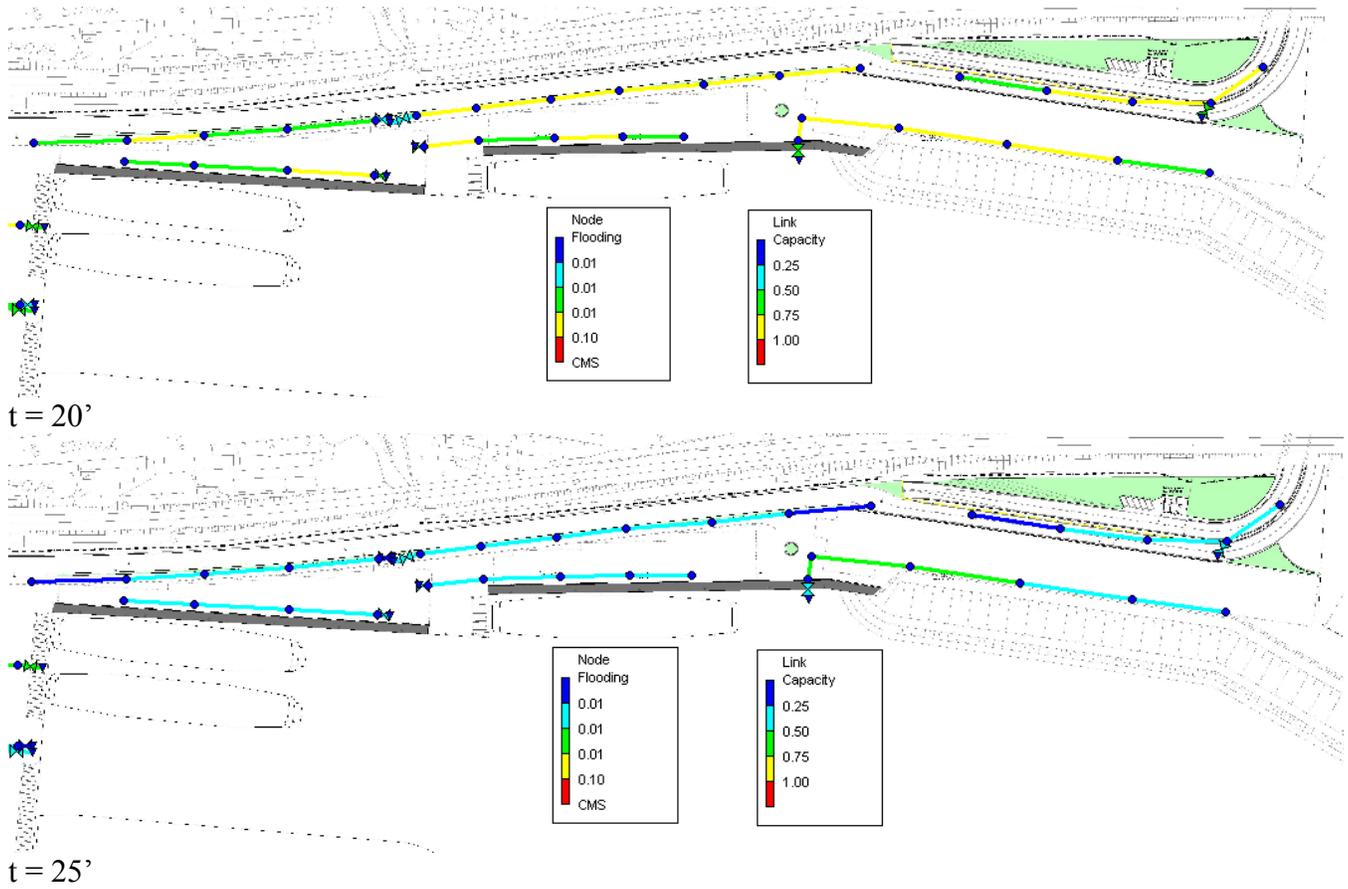


Figura 54: risultati del modello di calcolo per $T_r = 20$ anni, a 10, 15, 20 e 25 minuti dall'inizio della precipitazione – Zona portuale Nord

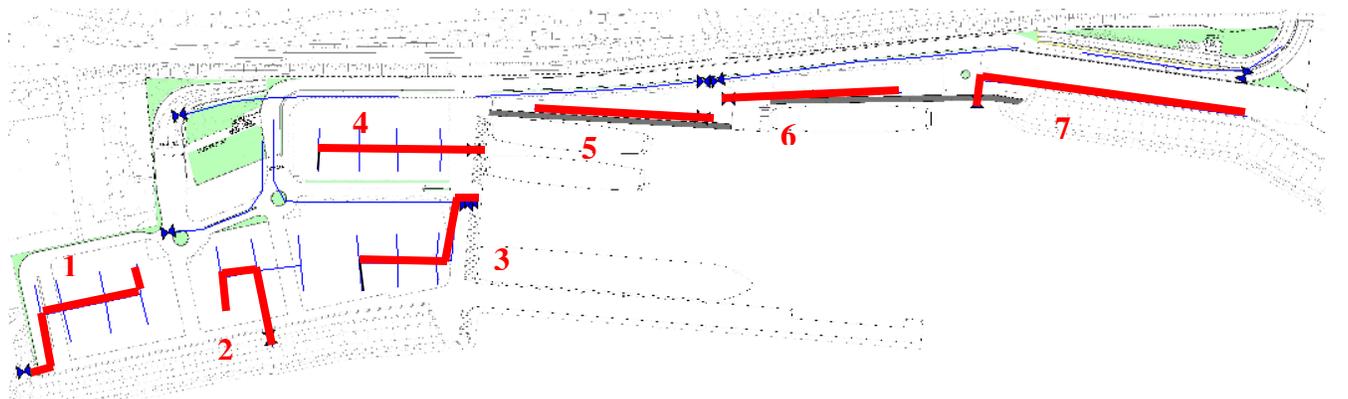
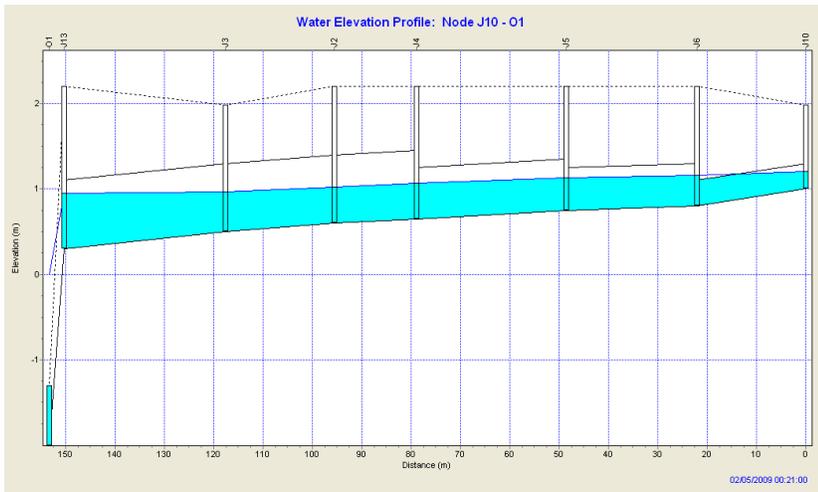
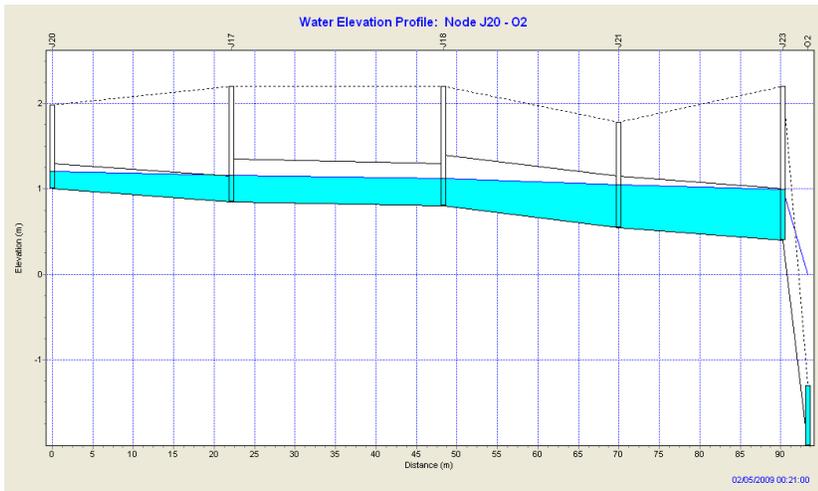


Figura 55: key-map dei profili di calcolo

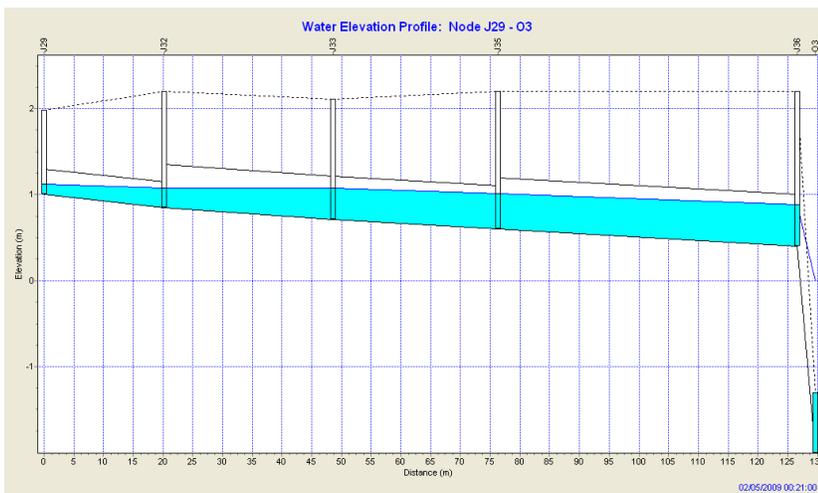
Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**



Profilo 1

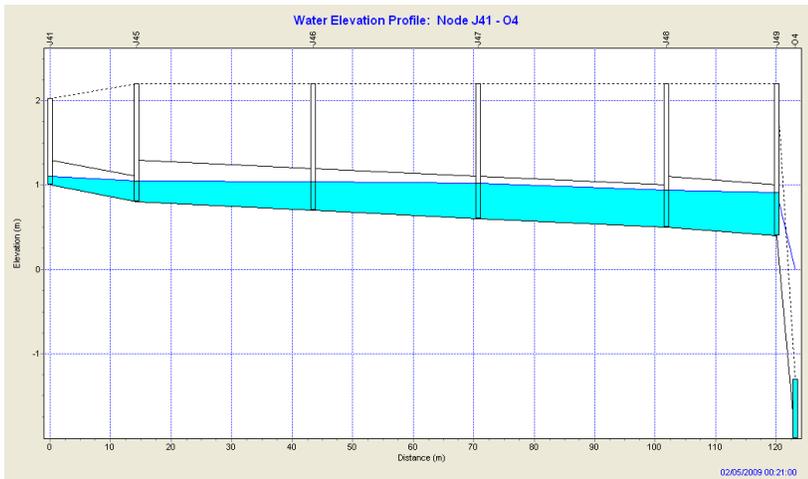


Profilo 2

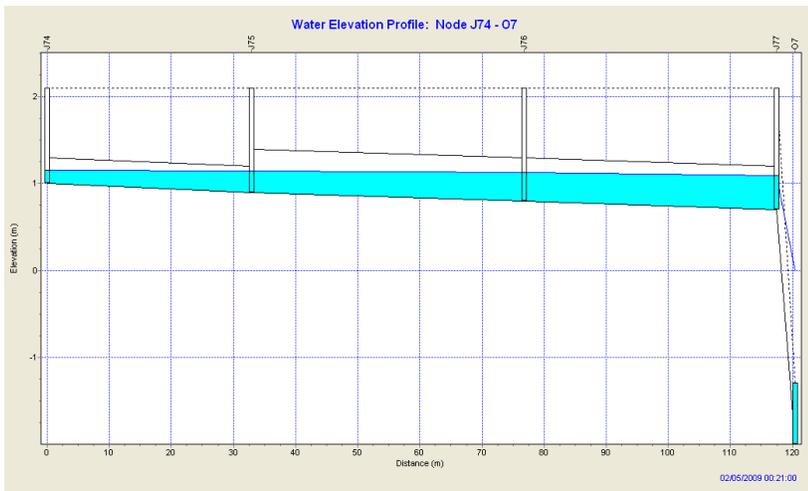


Profilo 3

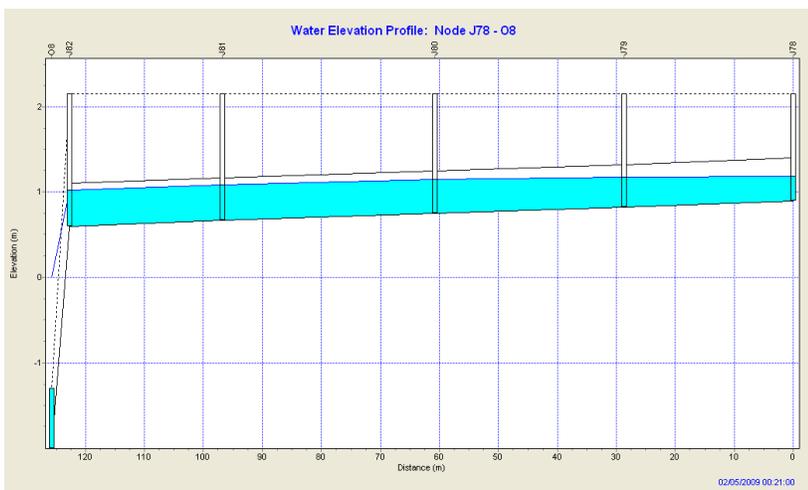
Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**



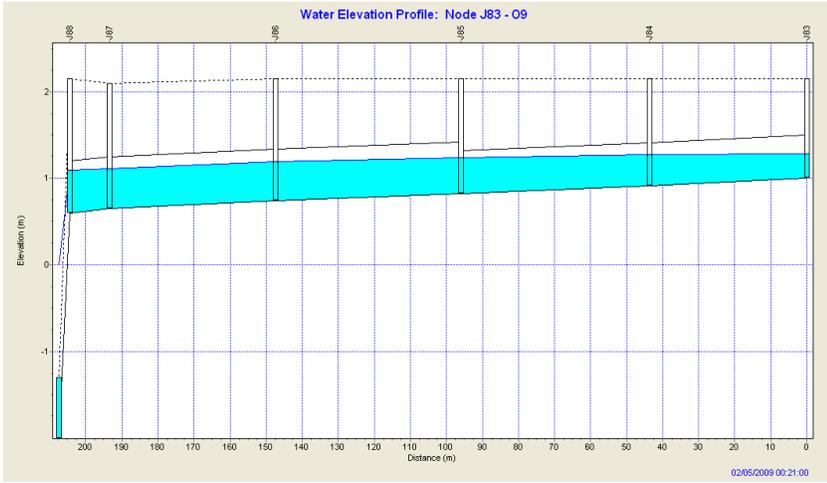
Profilo 4



Profilo 5

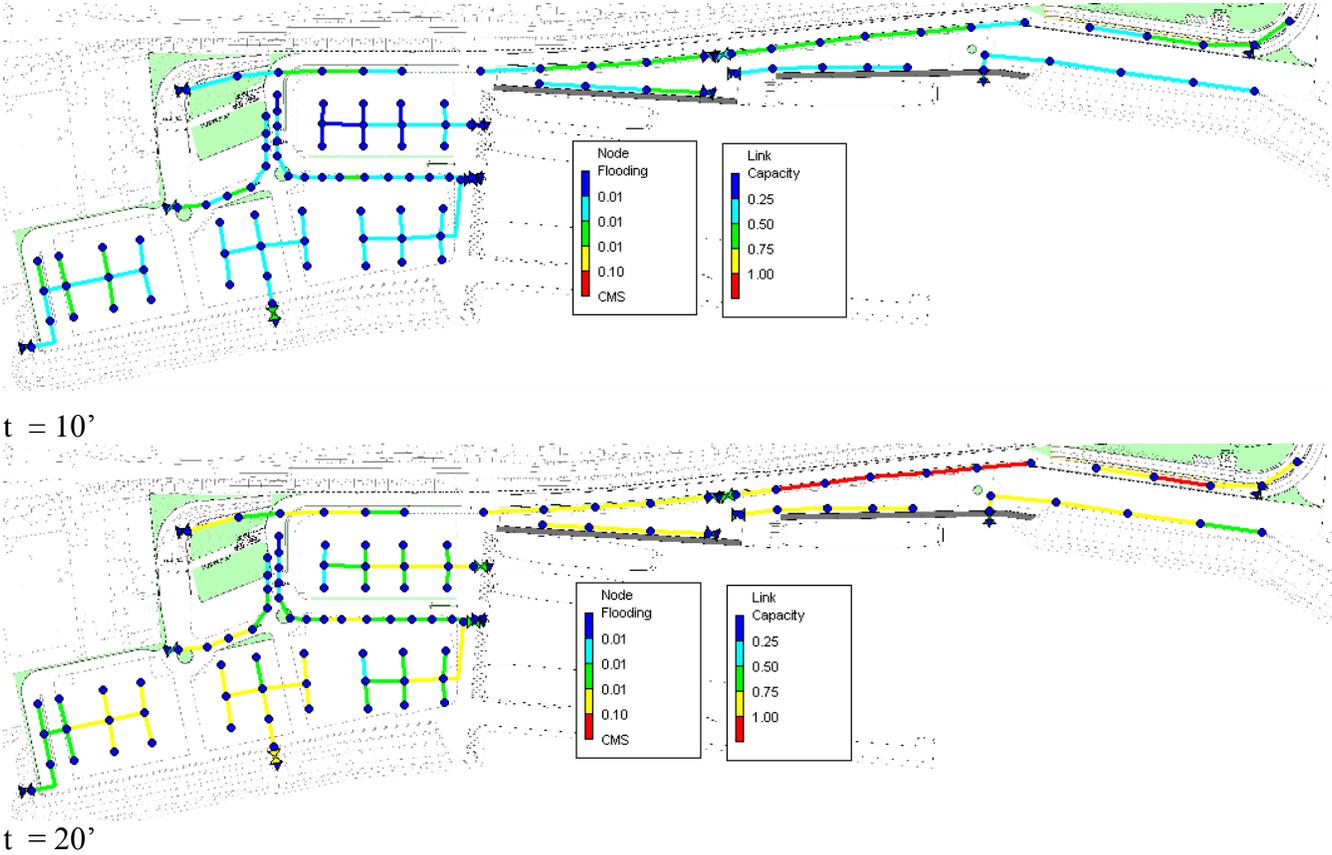


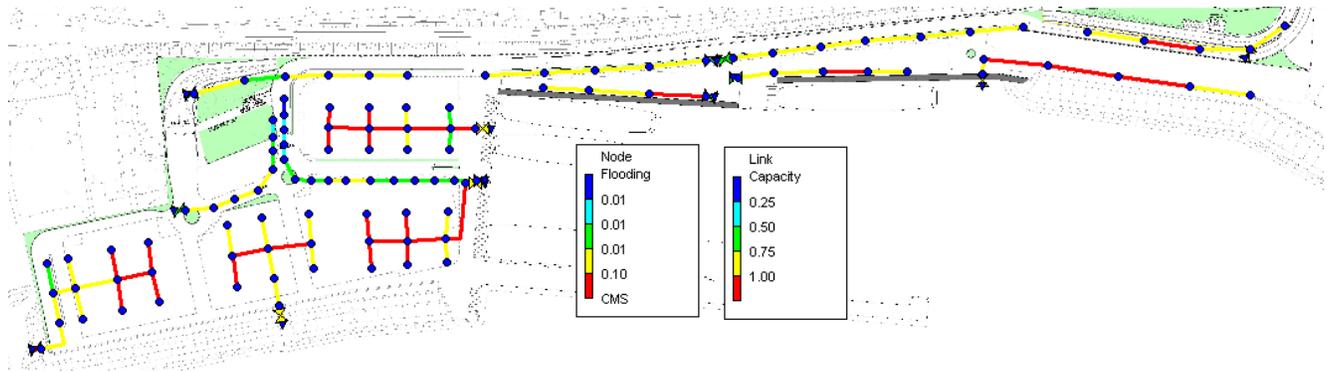
Profilo 6



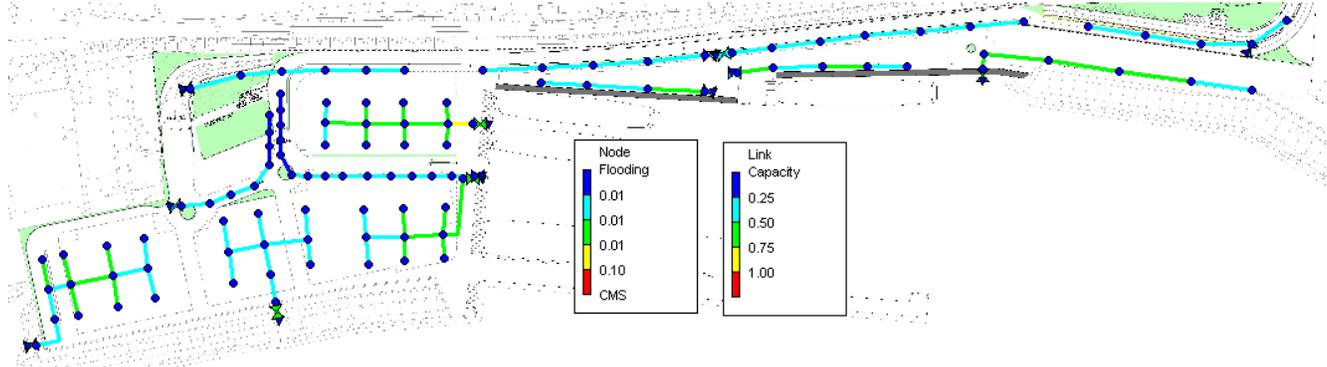
Profilo 7

Figura 56: Profili di massimo riempimento Tr 20 anni sulle condotte fognarie





$t = 20'$



$t = 25'$

Figura 57: Simulazioni per Tr 50 anni – Gradi di riempimento delle condotte e punti di esondazione (assenti)

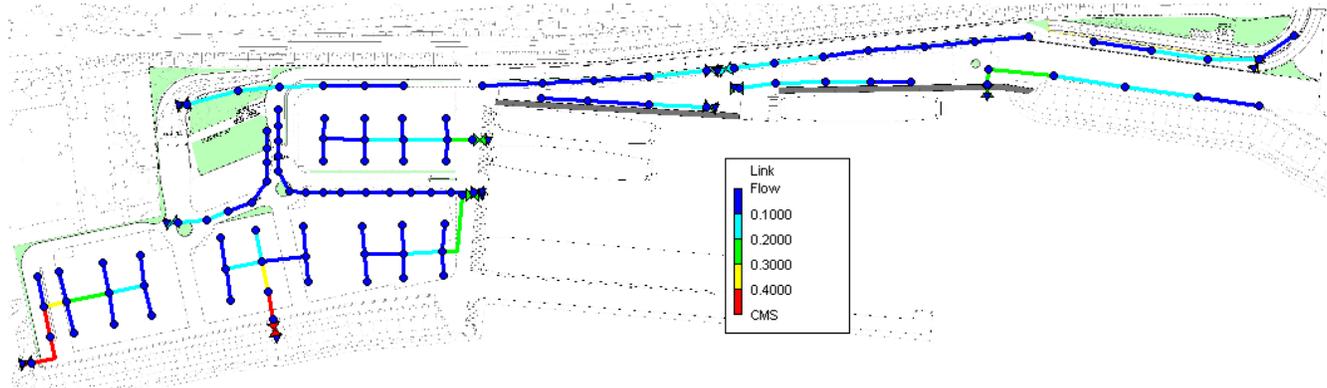


Figura 58: massime portate in rete Tr 20 anni

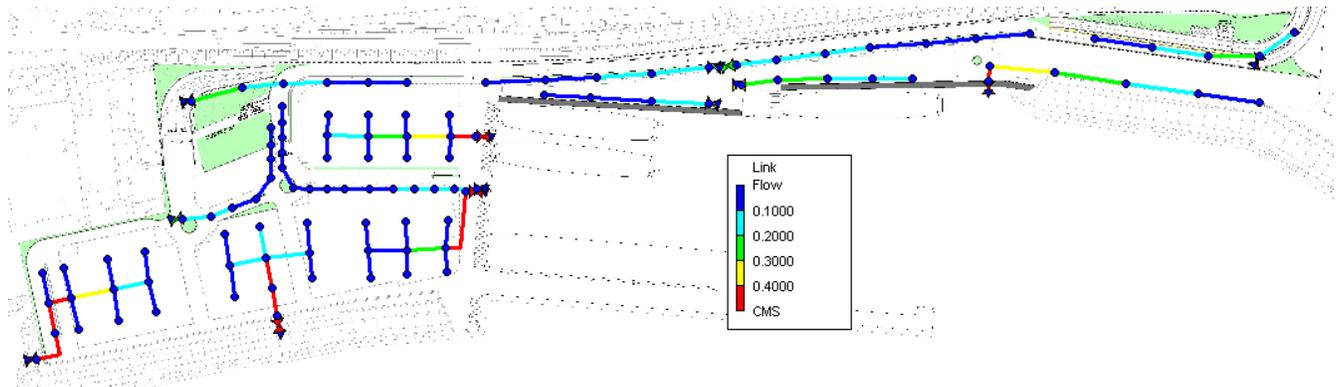


Figura 59: massima portata in rete Tr 50 anni

3.3 DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI TRATTAMENTO DI PRIMA PIOGGIA

Le opere per la nuova piattaforma logistica intermodale con annesso scalo portuale di Tremestieri prevedono di realizzare un sistema di piazzali d'imbarco e di piazzali di sosta per i mezzi in attesa di traghettamento, con un sistema viario principale e interno di collegamento.

Secondo la vigente normativa nazionale (D.Lgs. n.152/2006 – Norme in materia ambientale) le acque di origine meteorica precipitate e raccolte sui piazzali transitati da automezzi devono essere opportunamente trattate prima della loro immissione nel corpo idrico ricettore, nel rispetto dei limiti di concentrazione di sostanze inquinanti allo scarico imposti (v. Allegato 5, Parte III del D.Lgs. n.152/2006).

I potenziali elementi inquinanti, quali olii minerali, sabbie, morchie e terricci, possono essere infatti dilavati dalle superfici dei piazzali e convogliati tramite la rete di drenaggio, il cui corpo ricettore degli scarichi è costituito dal mare.

Per tale ragione è necessario inserire, prima dello scarico a mare, un impianto di dissabbiatura/disoletatura dimensionato secondo la superficie del piazzale da servire, che garantisce il trattamento delle acque reflue con un contenuto di oli minerali ed idrocarburi allo scarico entro i limiti di legge.

La quantificazione delle acque meteoriche di dilavamento non è univocamente definita dal legislatore nazionale, il quale demanda alle Regioni la regolamentazione delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne (art. 113, comma 3 del D.Lgs. 152/2006).

E' ormai tuttavia consolidata la definizione di acque di prima pioggia come le acque corrispondenti ai primi 15 minuti di precipitazione e che producono una lama d'acqua convenzionale pari ad almeno 5 mm (circa 56 l/s·ha).

La progettazione ed il dimensionamento degli impianti di separazione per il trattamento delle acque interessanti i piazzali è svolto in riferimento alle norme UNI EN 858-1:2005 e UNI EN 858-2:2004, e secondo i seguenti criteri:

- funzionamento in continuo degli impianti per la portata massima di progetto, calcolata in riferimento alla intensità di precipitazione per un tempo di ritorno di 50 anni;
- limite di concentrazione del contenuto di oli minerali ed idrocarburi in genere non superiore a 5 mg/l (tabella 3 – Scarico in acque superficiali – dell'Allegato 5 del D.Lgs. 152/2006);

A monte dell'impianto si prevede l'installazione di uno sfioro di by-pass della portata eccedente quella massima di dimensionamento.

Con tali criteri, come dimostrato nel seguito, si porta a trattamento un quantitativo di acqua superiore alla prima pioggia come sopra definita.

La dimensione nominale (NS) del separatore a servizio di una superficie viene calcolata dalla seguente formula:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$$

dove:

Q_r è la portata massima dell'acqua piovana [l/s];

Q_s è la portata massima delle acque reflue [l/s];

f_d è il fattore di massa volumica per il liquido leggero in oggetto;

f_x è il fattore di impedimento che dipende dalla natura dello scarico.

Si assume la portata Q_s trascurabile rispetto a Q_r e f_d pari a 1, nell'ipotesi di una configurazione del tipo S-II-I-P (sedimentatore – separatore classe I – condotto di campionamento).

Il calcolo della portata massima dell'acqua piovana Q_r è condotto utilizzando la formula seguente, in conformità alla EN 752-4 “*Drain and sewer systems outside buildings – Hydraulic design and environmental consideration*”.

$$Q_r = \psi \cdot j \cdot A$$

dove:

ψ è il coefficiente di deflusso superficiale adimensionale;

j è l'intensità delle precipitazioni piovose [l/s · ha];

A è l'area che raccoglie le precipitazioni [ha].

La analisi idrologica (cfr. Relazione idrologica) condotta per la stazione di misura di Camaro (Messina), fornisce la seguente curva di possibilità pluviometrica in corrispondenza ad un tempo di ritorno di 50 anni:

$$h = 112,95 \cdot t^{0,232} \quad (Tr = 50 \text{ anni})$$

Si assume quindi un'intensità delle precipitazioni pari a $j = 113 \text{ mm/h}$ (corrispondente a 314 l/s ha), la quale per $\psi = 0,9$ e $A = 1$ ettaro, fornisce una portata specifica pari a $q_r = 283 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$.

Tale coefficiente è da ritenersi sufficientemente cautelativo, anche in considerazione del fatto che il minimo valore usualmente assunto per il dimensionamento degli impianti di separazione in continuo è di $150 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$.

L'impianto separatore deve inoltre comprendere anche un sedimentatore, in forma di unità separata o come parte integrante, il cui volume minimo viene stabilito dalla seguente formula (da prospetto 5 della UNI EN 858-2:2004), in corrispondenza ad una prevista quantità ridotta di fango:

$$V = 100 \cdot NS / f_d$$

Con riferimento ai piazzali di sosta e imbarco della piattaforma logistica, si riporta di seguito la portata massima calcolata, la dimensione nominale NS e il volume minimo del sedimentatore:

Piazzale	Superficie [m ²]	Portata calc. [l/s]	Dimensione impianto - NS	Volume min. sedimentatore [m ³]
P1	6124	173	200	20
P2	4162	118	150	15
P3	4261	121	150	15
P4	8880	251	300	30
P5	6685	189	200	20

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

P6	7691	218	300	30
P7	9365	265	300	30
TOT.	47168	-	-	-

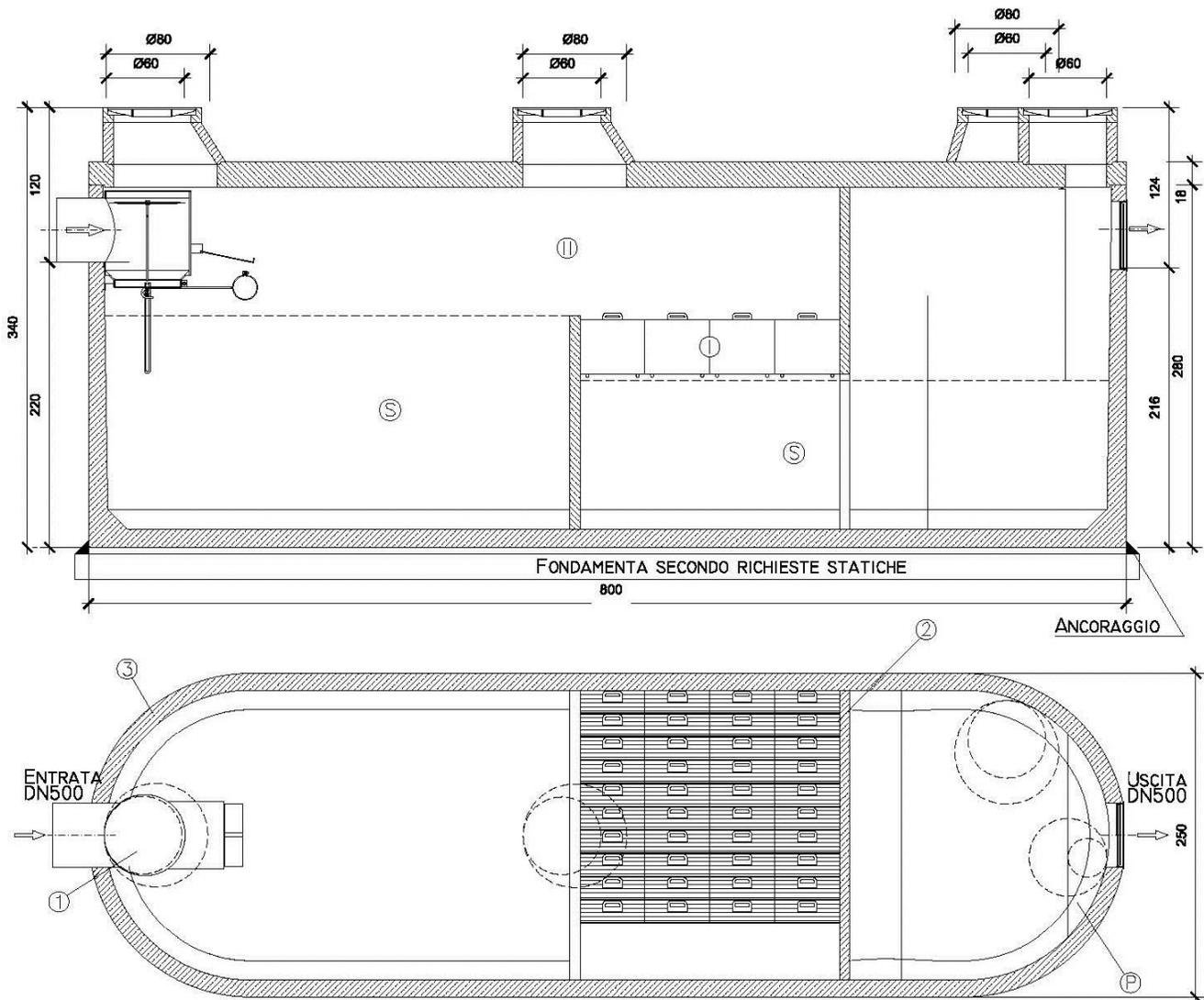
Si prevede quindi l'installazione di n.7 impianti di disolatura/dissabbiatura, ripartiti nelle seguenti tre diverse taglie nominali:

NS 150 l/s – Volume sedimentatore 15 m³

NS 200 l/s – Volume sedimentatore 20 m³

NS 300 l/s – Volume sedimentatore 30 m³

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**



DATI TECNICI:

Grandezza Nominale (NS):	200
Configurazione Disoleatore:	S-II-I-P
Classe di trattamento:	I
Chiusura automatica tarata per densità fino a:	0,9 kg/dm ³
Capacità accumulo olii:	22,79 m ³ 3,04 m ³
Peso max. a pezzo:	26,93 t
Peso totale:	36,82 t

TIPOLOGIA IMPIANTO:

S Sedimentatore	1 Chiusura automatica
I Separatore classe I	2 Pacchi coalescenti
II Separatore classe II	3 Vasca
II B Separatore bypass classe II	C.A. (C 50/60 B6 XA2T)
P Condotto di campionamento	
EBS Sistema di rottura dell' emulsione o trattamento ulteriore	

BASE DI CALCOLO STATICO SECONDO OENORM B 4700

Classe di carico:	I secondo OENORM B4002
Mezzi pesanti:	250 kN
Ritombamento:	Fino 1,0 m (sopra la soletta)

Figura 60 – Schema tipologico impianto disoleatore da 200 l/s.

4 L'IMPIANTO IDRICO

La nuova piattaforma logistica intermodale sarà dotata di una rete interna per la distribuzione idrica di acqua potabile. La rete di progetto verrà collegata alla linea di distribuzione dell'acquedotto, presente in corrispondenza della S.S. n.114, mediante lo stacco di una derivazione in attraversamento della linea ferroviaria e la consegna in corrispondenza dell'area tecnica nei pressi dell'edificio multifunzionale di progetto.

Dalla consegna si prevede la realizzazione di un impianto per la distribuzione idrica di acqua potabile, così composto:

- un serbatoio di raccolta di volume pari a 20.000 litri;
- un impianto di sollevamento dotato di n.2 elettropompe;
- una rete principale di distribuzione idrica alle utenze, di circa 350 m;
- n.5 punti di consegna alle utenze di progetto.

La planimetria della rete idrica è rappresentata nell'allegato grafico al progetto *G797_M007E_0 Impianto idrico e antincendio – planimetria*.

4.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

Il dimensionamento idraulico dell'impianto idrico, in riferimento alle specifiche di progetto preliminare, è stato condotto nel rispetto dei seguenti criteri:

- portata di 6 mc/h, alla pressione residua di ca. 2 bar, sul punto di prelievo più distante in corrispondenza all'attracco delle navi.

4.2 DEFINIZIONE DELLE UTENZE

Le utenze per le quali si prevede la alimentazione dall'impianto idrico sono le seguenti:

- attacco idrico n.1 alla banchina di approdo (fronte piazzale P4);
- attacco idrico n.2 alla banchina di approdo (fronte piazzale P5);
- consegna idrica a servizio dell'edificio multifunzionale;
- consegna idrica per irrigazione delle aree a verde.

E' inoltre prevista una connessione alla rete antincendio, con il solo scopo di lavaggio dell'impianto dopo il previsto funzionamento con acqua di mare.

Con riferimento ai criteri di dimensionamento dell'impianto, nei n.2 attacchi idrici alle banchine di approdo si impone un prelievo di 6 mc/h (1,67 l/s) cadauno.

In corrispondenza alla consegna a servizio dell'edificio multifunzionale si suppone un prelievo massimo di 15 mc/h (4.17 l/s).

Per le consegne idriche di irrigazione delle aree a verde, la cui estesa complessiva è di circa 2000 m², nell'ipotesi di fornire per irrigazione un quantitativo pari a 5 l/s per ettaro di superficie, si suppone un prelievo complessivo di 3,6 mc/h (1,0 l/s), ripartito in n.3 distinti punti di consegna.

La massima portata di funzionamento, in contemporaneità di prelievo per tutte le utenze, è quindi stabilita in 30.6 mc/h (8,5 l/s).

4.3 LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

Per il dimensionamento e la verifica idraulica dell'impianto idrico di progetto si è ricorso al modello idraulico EPANET, elaborato dall'ente EPA (*U.S. Environmental Protection Agency*), che consente di simulare il comportamento idraulico e la qualità dell'acqua in una rete di condotte in pressione. Con riferimento alla rete in progetto si riporta nel seguito la schematizzazione effettuata ed i risultati principali ottenuti dal modello di calcolo.

4.3.1 IL PROGRAMMA DI CALCOLO

Per il calcolo si è utilizzato il programma EPANET sviluppato dal *Water Supply and Water Resources Division* del *U.S. Environmental Protecting Agency's National Risk Management Research Laboratories*, per le cui caratteristiche si rimanda alla Appendice 3.

4.3.2 SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO

La rete di distribuzione idrica è stata schematizzata mediante una maglia aperta, composta da n.10 nodi e da n.10 condotte per una estesa complessiva di circa 450m. La rete viene quindi collegata, in corrispondenza del nodo iniziale, ad un nodo in cui si impone la pressione in rete ad una prefissata prevalenza (*hydraulic head*).

Il dimensionamento della rete è condotto, data una predefinita distribuzione di diametri e scabrezze delle condotte, determinando la prevalenza necessaria in testa alla rete per garantire al sistema il funzionamento di progetto.

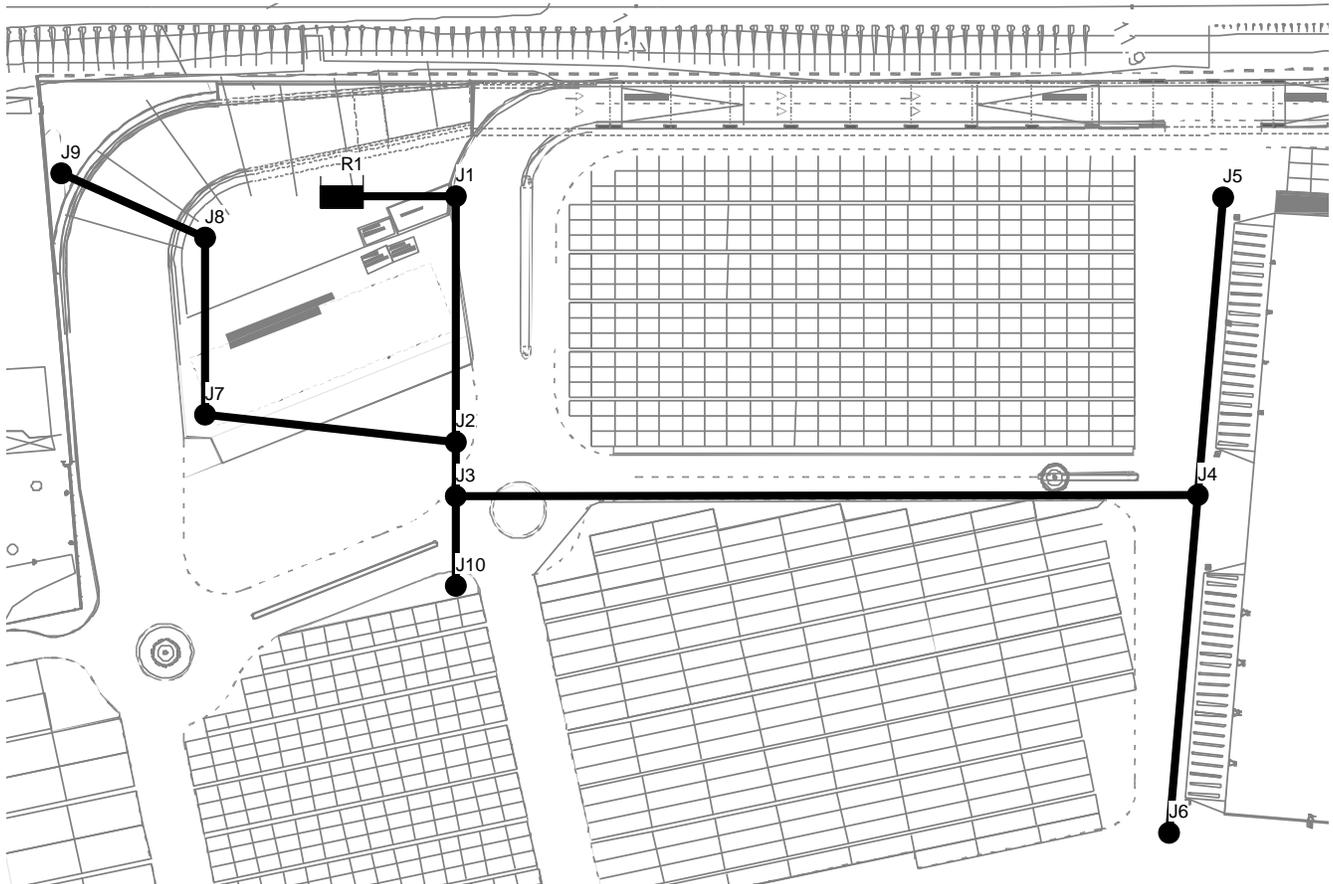


Fig. 61 – Schematizzazione della rete di distribuzione idrica.

4.3.3 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

Di seguito, con riferimento alle condizioni di funzionamento di progetto in precedenza definite, si riportano i risultati grafici del modello di calcolo in corrispondenza alla condizione di massimo e contemporaneo prelievo delle utenze. I prelievi imposti ai nodi sono i seguenti:

- nodo J5 – 6 mc/h;
- nodo J6 – 6 mc/h;
- nodo J7 – 15 mc/h;
- nodo J8 – 1,2 mc/h;
- nodo J9 – 1,2 mc/h;
- nodo J10 – 1,2 mc/h.

Si verifica che, sul punto di prelievo più distante in corrispondenza all'attracco delle navi, la pressione residua in termini di quota piezometrica al nodo (J5 o J6) è superiore a 21 m (circa 2 bar).

Tale configurazione è stata ottenuta assumendo, per tutte le condotte, un diametro nominale pari a 60 mm, ad eccezione del tratto iniziale (J1-J2) posto pari a 80 mm.

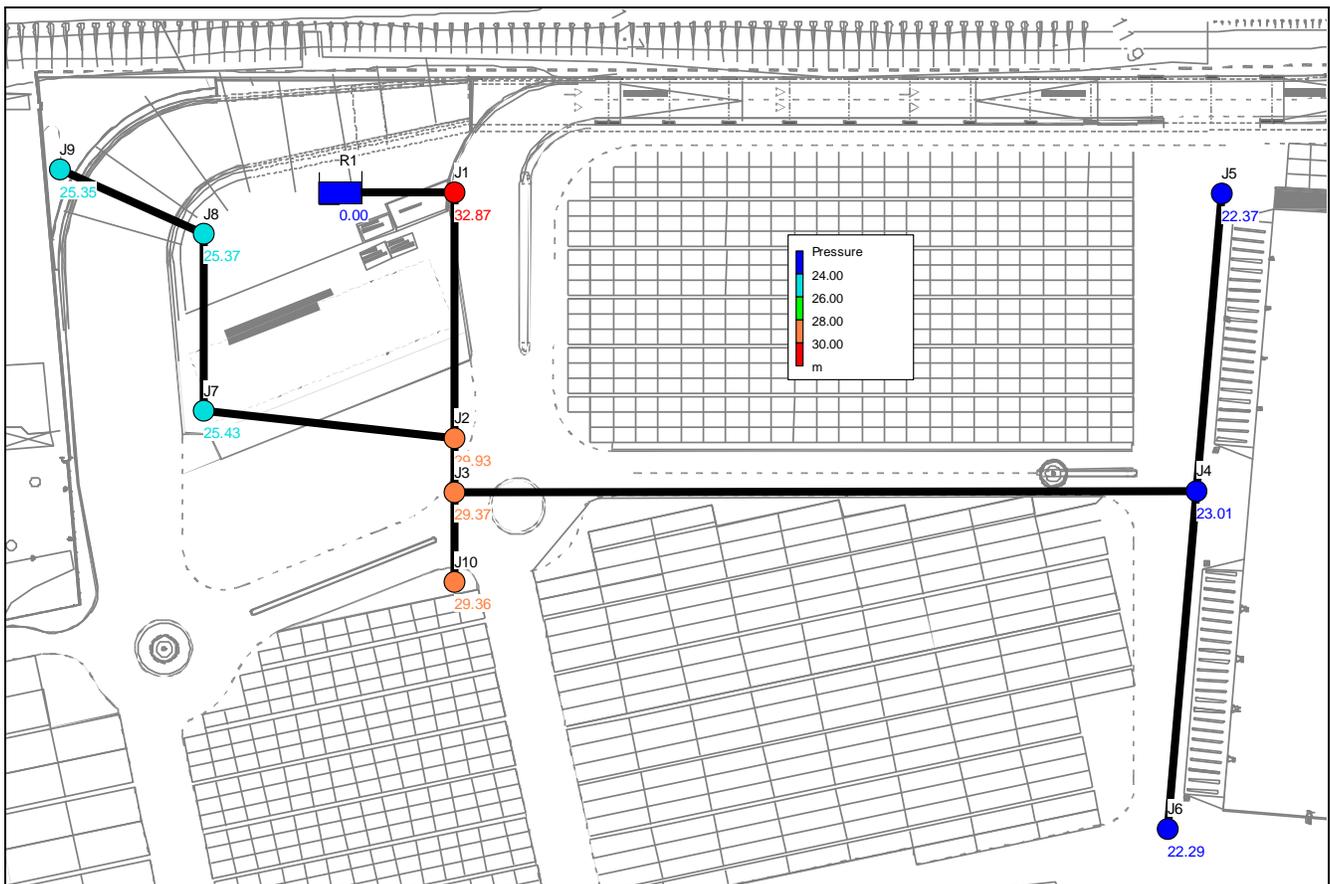


Fig. 62 – Pressione ai nodi della rete in contemporaneità di funzionamento dei prelievi.

Le principali caratteristiche idrauliche della rete, con riferimento ai nodi (*junction*) ed alle condotte (*pipe*) sopra definiti, sono di seguito riportate nella tabella.

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m	Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s
Junc J1	0.00	34.87	32.87	Pipe P1	46.50	80	0.011	8.50	1.69
Junc J2	0.00	31.93	29.93	Pipe P2	10.22	60	0.011	3.67	1.30
Junc J3	0.00	31.37	29.37	Pipe P3	140.24	60	0.011	3.34	1.18
Junc J4	0.00	25.01	23.01	Pipe P4	56.55	60	0.011	1.67	0.59
Junc J5	1.67	24.37	22.37	Pipe P5	64.08	60	0.011	1.67	0.59
Junc J6	1.67	24.29	22.29	Pipe P6	47.58	60	0.011	4.83	1.71
Junc J7	4.17	27.43	25.43	Pipe P7	2.00	80	0.011	8.50	1.69
Junc J8	0.33	27.37	25.37	Pipe P8	33.54	60	0.011	0.66	0.23
Junc J9	0.33	27.35	25.35	Pipe P9	29.91	60	0.011	0.33	0.12
Junc J10	0.33	31.36	29.36	Pipe P10	17.06	60	0.011	0.33	0.12
Res. R1	-8.50	35.00	0.00						

4.4 DIMENSIONAMENTO E SPECIFICHE DELLA RETE

Per quanto sopra ricavato, le condizioni di progetto sono verificate con le seguenti caratteristiche dimensionali prestazionali della rete e delle apparecchiature:

- condotte di diametro nominale DN 80 mm nel tratto iniziale J1-J2 (circa 140 m);
- condotte di diametro nominale DN 60 mm per tutta la restante linea (circa 310 m);
- prevalenza in testa alla rete di 40 m (circa 4 bar);
- portata massima immessa in rete pari a circa 30 mc/h (circa 8,5 l/s).

A monte dell'impianto è prevista la realizzazione di una vasca di accumulo interrata, nei pressi dell'area verde e del parcheggio a servizio dell'edificio multifunzionale, allo scopo di garantire per la nuova rete di progetto una minima autonomia di servizio dalla linea esistente.

La vasca è dimensionata per un volume d'acqua di 20 m³, sufficiente ad alimentare il contemporaneo prelievo delle utenze per almeno 45 minuti.

All'interno della vasca di accumulo è installato l'impianto di sollevamento, composto dalle seguenti apparecchiature:

- n.2 elettropompe sommergibili ad asse orizzontale, ciascuna con caratteristica di funzionamento per 5 l/s a 40 m di prevalenza e con motore di potenza nominale circa 4 kW.
- n.2 saracinesche in ghisa DN 100 e n.2 valvole di non ritorno a sfera DN 100.

In adiacenza all'accumulo, all'interno di un locale di gestione controllo verrà posizionato n.1 autoclave da 1500 litri con pressostato per il mantenimento della pressione in rete.

Per le condotte di distribuzione si prevede di utilizzare delle tubazioni in Polietilene ad Alta Densità (HDPE) per acquedotto e di pressione nominale PN 25.

In corrispondenza alle n.2 utenze idriche in prossimità agli attracchi delle imbarcazioni, la consegna è prevista su colonnina di allaccio idrico-elettrico, dotata di rubinetto per piccole utenze portuali e con pozzetto interrato a monte per la derivazione idrica di progetto (6 mc/h).

Per le aree a verde poste in prossimità dell'edificio multifunzionale si prevede la consegna in un pozzetto interrato, da cui si diparte lo stacco per un impianto di irrigazione del verde, realizzato con tubazioni in PE da 1,5" e irrigatori del tipo "pop-up".

5 L'IMPIANTO ANTINCENDIO

A servizio dei piazzali di imbarco e delle banchine di approdo della nuova piattaforma logistica intermodale si prevede l'installazione di un impianto idrico antincendio, progettato e dimensionato secondo la vigente normativa in materia (EN 12845).

L'alimentazione idrica dell'impianto, in fase di esercizio e durante gli spegnimenti, avviene esclusivamente mediante il prelievo di acqua marina, tramite una vasca di decantazione e aspirazione collegata a mare. L'alimentazione idrica da acquedotto è prevista per il solo lavaggio delle condotte, dopo ogni utilizzo, e per il riempimento della rete a riposo.

L'impianto idrico antincendio si compone delle seguenti opere e apparecchiature:

- una vasca interrata di decantazione e presa di acqua da mare;
- un gruppo di pressurizzazione antincendio secondo EN 12845 (elettropompe, motopompa, valvole e collettori, autoclave, serbatoi, ecc.);
- la rete di distribuzione idrica principale collegata al gruppo di pressurizzazione;
- gli idranti antincendio soprassuolo a colonna.

La distribuzione alle utenze (costituite dagli idranti antincendio) è realizzata da una rete di tubazioni collegata alla stazione di pompaggio. Il tracciato della rete, che copre l'intera area in cui insiste la nuova piattaforma logistica, segue in prevalenza la viabilità principale dell'area per una estesa complessiva di circa 2000 m. La installazione degli idranti soprassuolo è prevista in corrispondenza di ciascun nodo della rete, e comunque in modo da coprire tutti i piazzali nell'ipotesi di raggio di azione massimo dell'idrante pari a 50 m.

La planimetria della rete idrica antincendio è rappresentata nell'allegato grafico al progetto *G797_M007E_0 Impianto idrico e antincendio – planimetria*.

5.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

Il dimensionamento idraulico dell'impianto idrico antincendio, in riferimento alle specifiche di progetto preliminare, è stato condotto nel rispetto dei seguenti criteri:

- funzionamento simultaneo di n.3 idranti nei nodi idraulicamente più sfavoriti per un periodo di almeno 120 minuti;
- portata di 5 l/s alla pressione residua di ca. 4 bar, per ciascun idrante in funzione.

5.2 DEFINIZIONE DELLE UTENZE

Per quanto sopra definito le utenze sono costituite esclusivamente dagli idranti antincendio soprassuolo a colonna, ai quali, tramite i predisposti attacchi filettati DN 70 mm, si collegheranno le manichette flessibili di avvicinamento e puntamento al luogo dell'incendio.

5.3 LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

Per il dimensionamento e la verifica idraulica dell'impianto idrico di progetto si è ricorso al modello idraulico EPANET, elaborato dall'ente EPA (*U.S. Environmental Protection Agency*), che consente di simulare il comportamento idraulico e la qualità dell'acqua in una rete di condotte in pressione.

Per la descrizione del programma di calcolo si rimanda a quanto esposto in precedenza per l'impianto idrico.

Con riferimento alla rete in progetto si riporta nel seguito la schematizzazione effettuata ed i risultati principali ottenuti dal modello di calcolo.

5.3.1 SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO

La rete di distribuzione idrica è stata schematizzata mediante un sistema misto, in parte chiuso a maglie in parte aperto, composto complessivamente da n.15 nodi e da n.19 condotte. La rete viene quindi collegata, in corrispondenza del nodo iniziale, ad un nodo in cui si impone la pressione in rete ad una prefissata prevalenza (*hydraulic head*).

Il dimensionamento della rete è condotto, data una predefinita distribuzione di diametri e scabrezze delle condotte, determinando la prevalenza necessaria in testa alla rete per garantire al sistema il funzionamento di progetto.

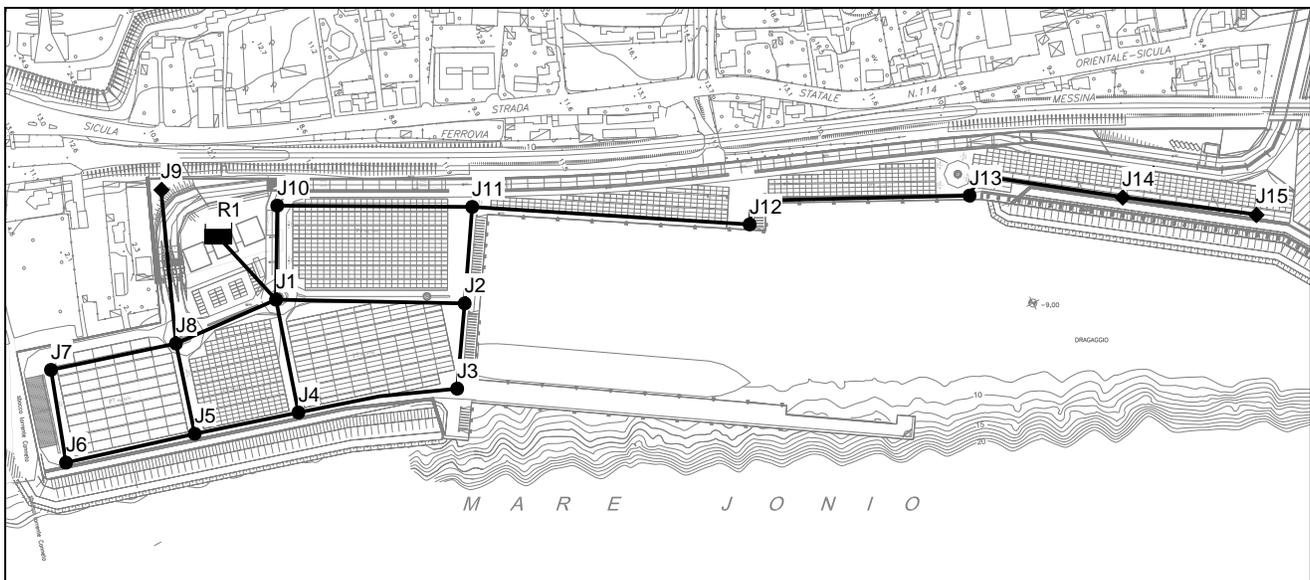


Fig. 63 – Schematizzazione della rete antincendio.

5.3.2 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

Di seguito, con riferimento alle condizioni di funzionamento in precedenza definite, si riportano i risultati grafici del modello di calcolo in corrispondenza alle condizioni di massimo e contemporaneo prelievo di n.3 idranti.

Sono state eseguite n.4 differenti simulazioni del funzionamento idraulico della rete, per verificare la pressione residua di n.3 idranti posizionati in altrettanti nodi idraulicamente più sfavoriti.

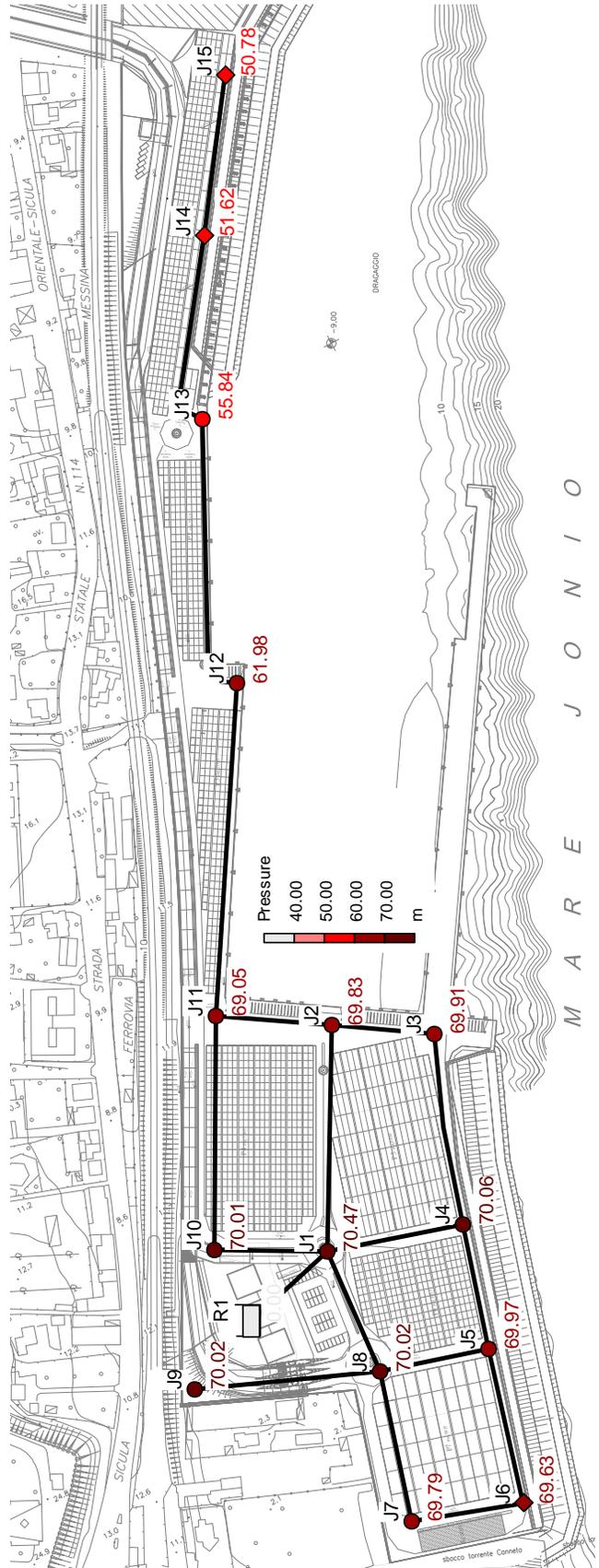
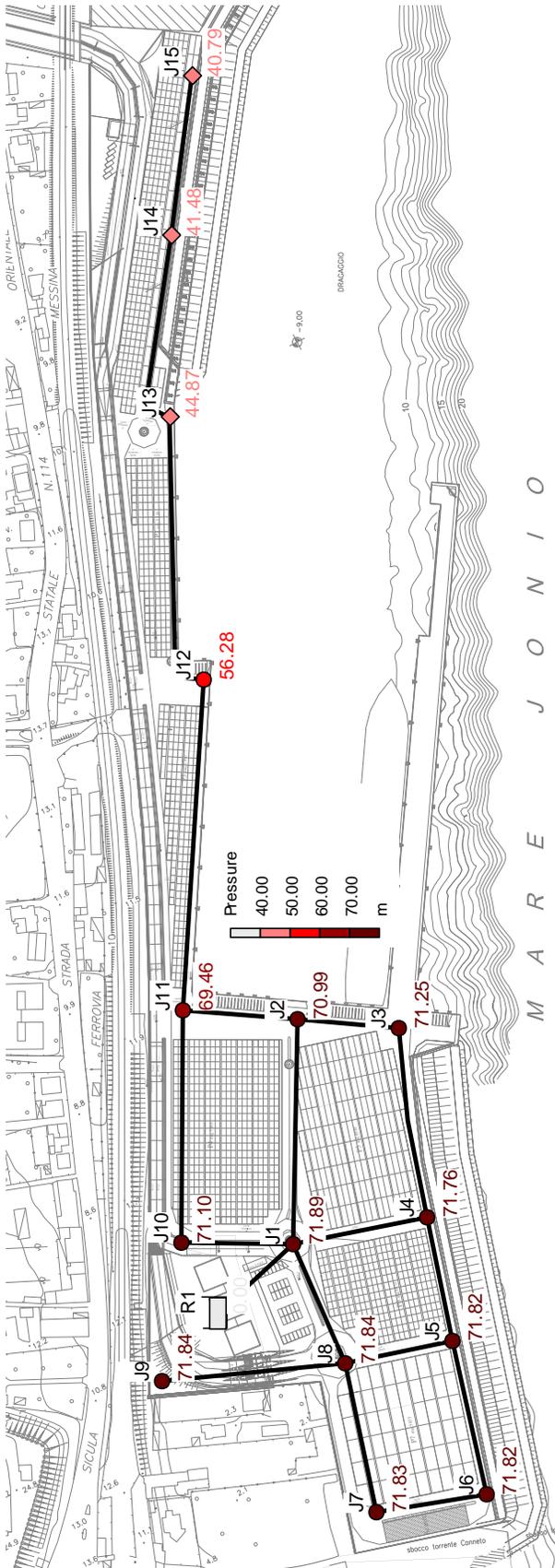
- F.1 - funzionamento contemporaneo degli idranti ai nodi J13, J14 e J15;
- F.2 - funzionamento contemporaneo degli idranti ai nodi J6, J14 e J15;
- F.3 - funzionamento contemporaneo degli idranti ai nodi J9, J14 e J15;
- F.4 - funzionamento contemporaneo degli idranti ai nodi J3, J6 e J15.

Si verifica che i punti idraulicamente più sfavoriti della rete sono quelli individuati dai nodi J13, J14 e J15, corrispondenti agli idranti situati nei piazzali di imbarco più lontani dal punto di pompaggio. Pertanto la situazione più gravosa per il sistema è quella rappresentata dal funzionamento F.1, che comporta una pressione residua nel nodo più distante di circa 41 m.

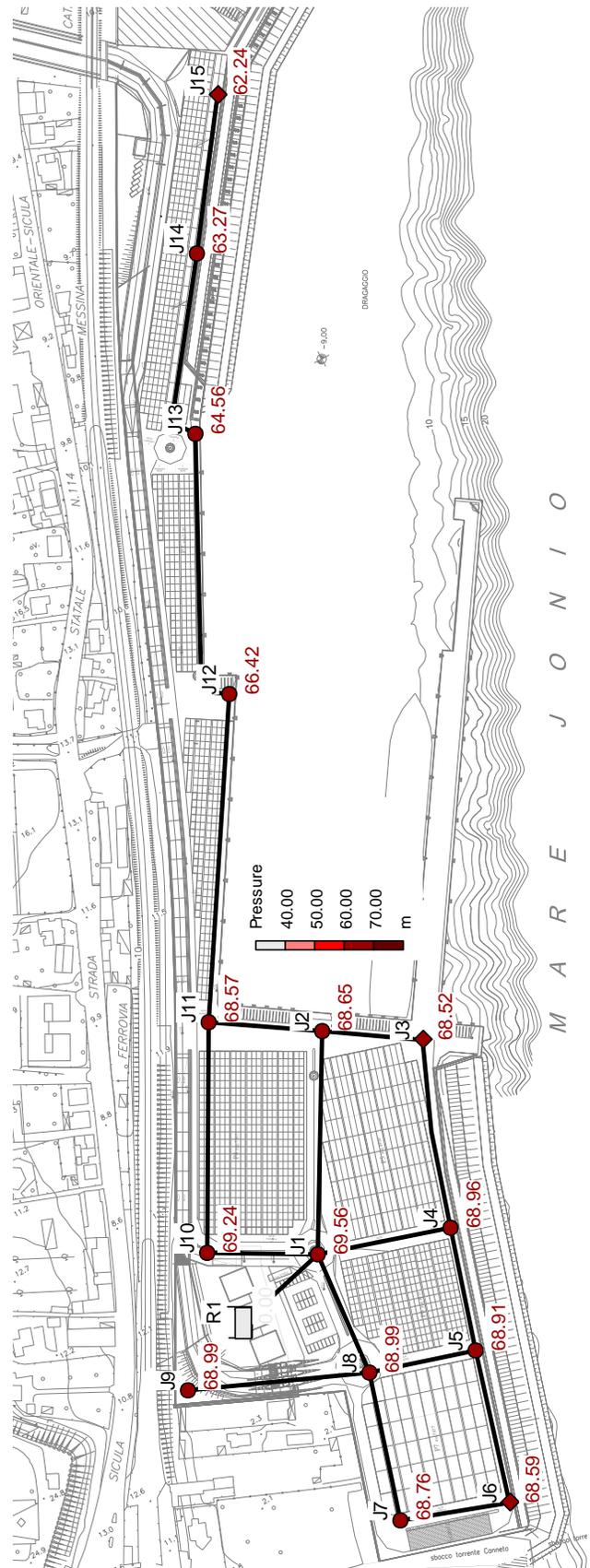
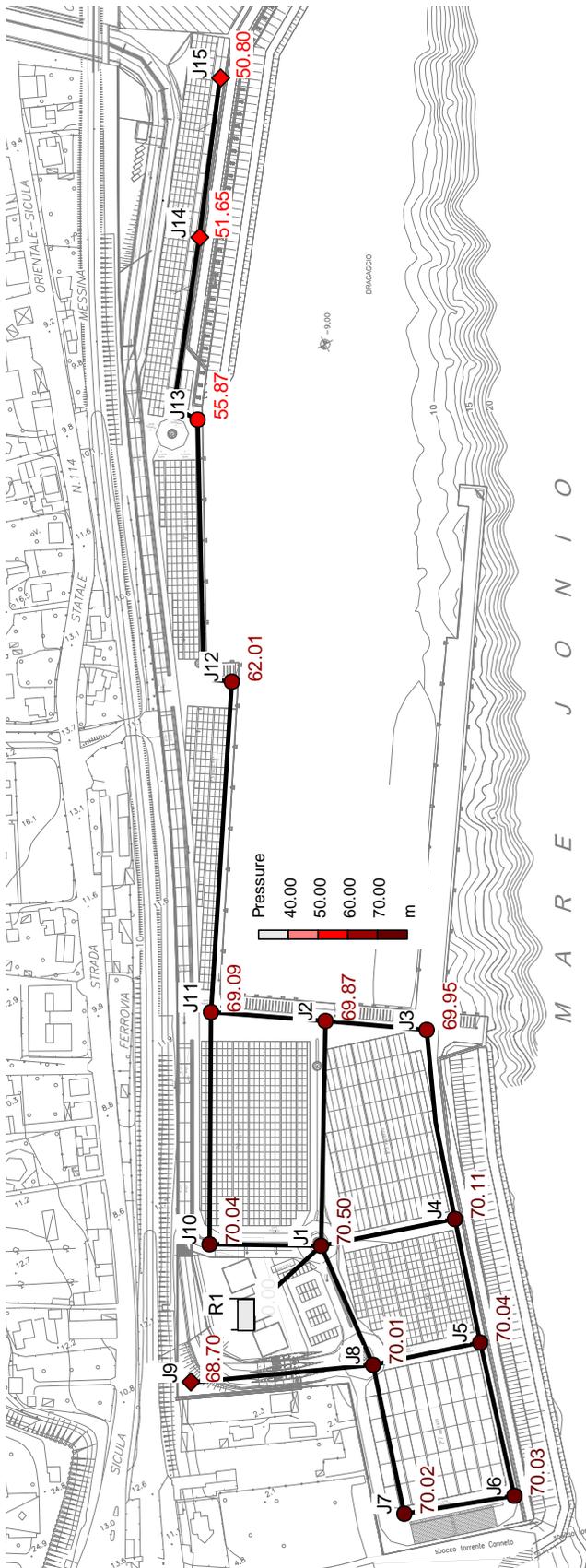
Tale condizioni di funzionamento si sono ottenute imponendo un diametro nominale delle condotte della rete pari a 100 mm.

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m	Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s
Junc J1	0.00	73.89	71.89	Pipe P1	137.16	100	0.011	4.98	0.63
Junc J2	0.00	72.99	70.99	Pipe P2	61.60	100	0.011	-4.04	0.51
Junc J3	0.00	73.25	71.25	Pipe P3	116.99	100	0.011	-4.04	0.51
Junc J4	0.00	73.76	71.76	Pipe P4	77.06	100	0.011	-1.62	0.21
Junc J5	0.00	73.82	71.82	Pipe P5	96.42	100	0.011	-0.55	0.07
Junc J6	0.00	73.82	71.82	Pipe P6	67.99	100	0.011	-0.55	0.07
Junc J7	0.00	73.83	71.83	Pipe P7	93.03	100	0.011	-0.55	0.07
Junc J8	0.00	73.84	71.84	Pipe P8	112.31	100	0.011	0.00	0.00
Junc J9	0.00	73.84	71.84	Pipe P9	79.54	100	0.011	1.62	0.21
Junc J10	0.00	73.10	71.10	Pipe P10	67.43	100	0.011	-1.07	0.14
Junc J11	0.00	71.46	69.46	Pipe P11	83.79	100	0.011	2.42	0.31
Junc J12	0.00	58.28	56.28	Pipe P12	67.96	100	0.011	6.60	0.84
Junc J13	5.36	46.87	44.87	Pipe P13	141.67	100	0.011	6.60	0.84
Junc J14	5.15	43.48	41.48	Pipe P14	70.62	100	0.011	9.02	1.15
Junc J15	5.11	42.79	40.79	Pipe P15	202.50	100	0.011	15.62	1.99
Res R1	-15.62	78.00	0.00	Pipe P16	175.45	100	0.011	15.62	1.99
				Pipe P17	120.73	100	0.011	10.26	1.31
				Pipe P18	63.13	100	0.011	15.62	1.99
				Pipe P19	97.80	100	0.011	5.11	0.65

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**



Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**



5.4 DIMENSIONAMENTO E SPECIFICHE DELLA RETE

Per quanto sopra ricavato, le condizioni di progetto sono verificate con le seguenti caratteristiche dimensionali e prestazionali della rete e delle apparecchiature:

- condotte di diametro nominale DN 100 mm;
- prevalenza in testa alla rete di 70 m (circa 7 bar);
- portata massima immessa in rete pari a 15,6 l/s.

L'alimentazione principale dell'impianto antincendio è prevista mediante una presa a mare che adduce le acque all'interno di una vasca interrata in c.a., di dimensioni 300x400 cm e altezza 180 cm, da realizzare nei pressi dell'area verde e del parcheggio a servizio dell'edificio multifunzionale. Il collegamento al mare è previsto mediante la posa di una condotta in PRFV DN 500 mm, per una estesa di circa 150 m.

Dalla vasca attinge il gruppo di pressurizzazione di progetto, il quale, secondo la vigente normativa in materia antincendio, si compone delle seguenti apparecchiature principali:

- n.3 condotte di aspirazione dalla vasca di presa al gruppo;
- n. 1 pompa centrifuga ad asse orizzontale (50 mc/h – 70 m), con motore elettrico trifase da 22 kW;
- n.1 motopompa ad asse orizzontale (50 mc/h – 70 m), a gasolio con motore endotermico diesel da 26 kW;
- n.1 elettropompa di pressurizzazione (3 mc/h – 80 m), con motore elettrico trifase da 1,5 kW.
- n.2 mandate principali DN 50/100 complete di giunti elastici, riduzioni, valvole a farfalla, valvole di ritegno e attacchi flangiati per il misuratore di portata;
- n.1 mandata pompa di pressurizzazione DN 25 completa di valvola a sfera e valvola di ritegno a clapet.

Il gruppo di pressurizzazione sarà inoltre corredato di tutti gli organi e gli accessori necessari al corretto funzionamento e secondo il rispetto della normativa (quadri elettrici separati, serbatoio di gasolio a norme EN 12845 da 50 l, pressostati per l'avviamento di ciascuna pompa, serbatoi di adescamento pompe, ecc..).

Per le condotte di distribuzione si prevede l'impiego di tubazioni in Polietilene ad Alta Densità (HDPE), con specifiche per acquedotto di pressione nominale almeno PN 25.

Gli idranti antincendio previsti, secondo UNI 9485 e UNI 9486, sono di tipo soprassuolo a colonna, collegati alla rete in pressione e corredati di almeno n.2 prese o attacchi filettati DN 70 mm per tubazioni flessibili (manichette).

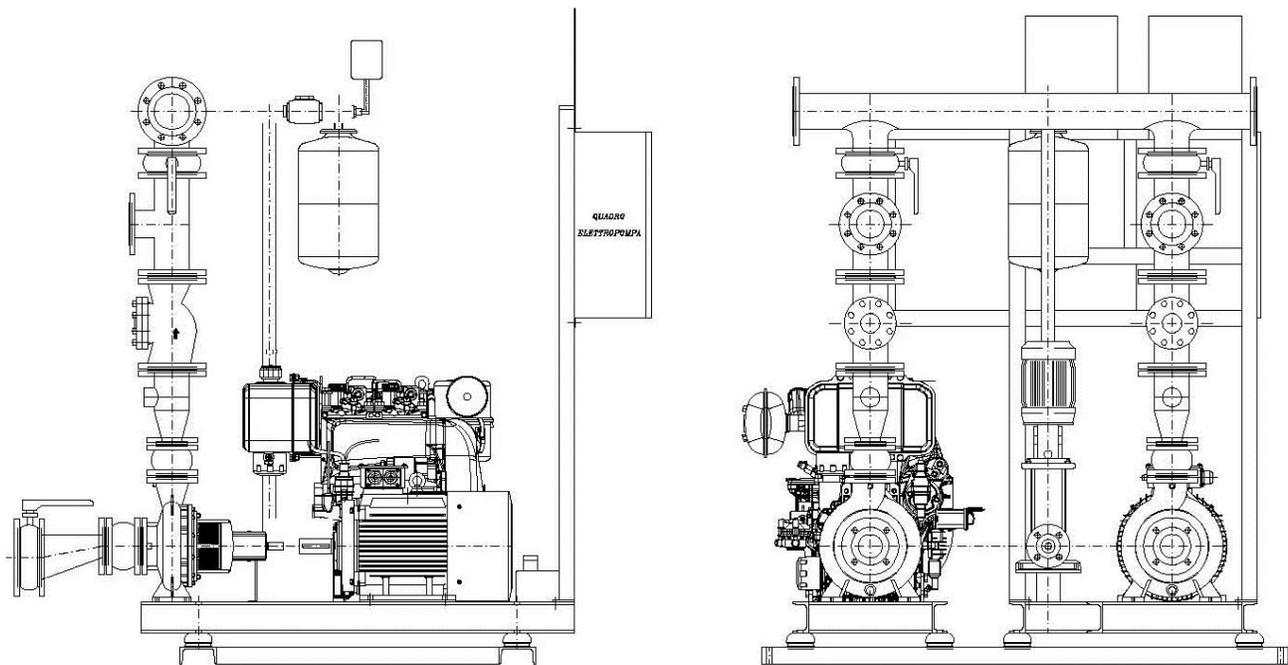


Fig. 65 – Particolari del gruppo di pompaggio (motopompa, pompa di pressurizzazione e elettropompa) per impianto idrico antincendio (EN 12845).

6 APPENDICE 1 – IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA HEC-RAS

6.1 GENERALITÀ

Data la tipologia degli interventi, le soluzioni progettuali verranno indagate mediante l'applicazione del modello di simulazione idraulica Hec-Ras per le verifiche idrauliche lungo i canali oggetto di indagine. HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) è un modello di simulazione idraulica monodimensionale progettato per canali naturali ed artificiali.

6.2 COMPONENTI IDRAULICI DI ANALISI

Il sistema di HEC-RAS contiene tre componenti unidimensionali di analisi dei corsi d'acqua : (1) simulazione a moto permanente (steady flow); (2) simulazione a moto vario (unsteady flow); (3) analisi del trasporto solido. Un elemento chiave è che tutti e quattro i componenti usano una rappresentazione di dati geometrica comune unitamente alle procedure di calcolo. Oltre alle tre componenti di analisi dei corsi d'acqua, il sistema contiene parecchie applicazioni che possono essere invocate una volta che i profili di base del pelo libero sono stati computati.

6.3 SIMULAZIONE A MOTO VARIO

Questa componente del HEC-RAS simula il sistema in regime di moto vario. Il *solver* delle equazioni idrauliche è stato adattato dal modello UNET del Dott. Robert L. Barkau (Barkau, 1992 e HEC, 1997). Le componenti di analisi a moto vario sono state sviluppate soprattutto per i calcoli di regime di flusso subcritico. I calcoli idraulici per le sezioni trasversali, gli attraversamenti, i salti di fondo ed altre strutture idrauliche che sono state sviluppate per le simulazioni a moto permanente sono state implementate per le analisi a moto vario.

Le caratteristiche speciali di questo tipo di analisi comprendono: analisi della rottura di una diga; stazioni di pompaggio; conche di navigazioni e sistemi in pressione.

6.4 DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO UTILIZZATO

Il modello matematico idraulico simula il moto vario di una corrente monodimensionale tramite l'integrazione agli elementi finiti delle equazioni dell'energia e della continuità.

Nel seguito si descriveranno brevemente le equazioni che governano il moto e l'approccio seguito per la loro integrazione.

6.5 LE EQUAZIONI DEL MOTO VARIO MONODIMENSIONALE

Una corrente a pelo libero si definisce 'monodimensionale' quando il moto in una direzione è predominante rispetto alle rimanenti. In queste ipotesi, appare conveniente quindi risolvere l'equazione di conservazione dell'energia lungo l'ascissa curvilinea s in termini di velocità media, introducendo coefficienti correttivi di modo che il bilancio energetico risulti soddisfatto lungo ciascun tratto di tubo di flusso.

L'energia specifica per una corrente monodimensionale si scrive:

$$E = h_f + d + \alpha \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

dove h_f è la quota del fondo rispetto ad un qualsiasi piano di riferimento, d è il tirante idrico e α , coefficiente di Coriolis, definito come $\alpha = \frac{A^2}{Q^3} \int_A u^3 dA$.

La velocità media della corrente U è definita come $U = \frac{1}{A} \int_A u \cdot dA$.

L'equazione del moto vario per correnti unidirezionali diventa:

$$\frac{\partial E}{\partial x} = -\frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - J \quad (2)$$

con β coefficiente di Coriolis definito come $\beta = \frac{A}{Q^2} \int_A u^2 dA$ e J la cadente piezometrica.

L'equazione di continuità per il tubo di flusso, trascurando termini di ordine superiore, si scrive:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial d}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

Considerando il fondo del canale inerodibile e, quindi, introducendo la definizione di quota idrica $h = h_f + d$, la (3) si può scrivere:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3bis)$$

Il coefficiente η , funzione del tirante idrico e molto simile, concettualmente ad un coefficiente di immagazzinamento, ha la funzione di descrivere situazioni quali il parziale asciugamento o allagamento e, di conseguenza, di stabilizzare il sistema per bassissime lame d'acqua.

L'espressione (1) può essere sostituita in (2) e, tenendo conto che $U = \frac{Q}{A}$, si ottiene:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\beta Q}{gA^2} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0 \quad (4)$$

e, ricordando che (a) al primo ordine vale l'espressione $\frac{\partial A}{\partial t} \approx B \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$, dove $\eta \cdot B$ è la larghezza effettiva della sezione al pelo libero, mediata sull'intero tronco, che (b) nel caso di corrente monodimensionale il numero di Froude è definito come $Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}$, che (c) per l'equazione di continuità $\frac{\partial Q}{\partial x} = -\eta B \frac{\partial h}{\partial t}$

e che (d) al primo ordine vale $\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$, l'equazione (4) diventa:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta \frac{\beta QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0$$

cioè:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta(\beta + \alpha) \frac{QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} (1 - \eta Fr^2) + J = 0 \quad (5)$$

L'espressione $\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$ è corretta perché il corso d'acqua viene pensato costituito da una successione di tratti a sezione e quota media del fondo costanti.

La generica sezione viene suddivisa in N sottosezioni ciascuna caratterizzata da un'area A_i , da un raggio idraulico R_{Hi} , dalla medesima quota della superficie libera e dalla stessa pendenza della quota piezometrica. Nell'ipotesi *quasi-statica* si assume infatti che, per il calcolo di α , β e J il moto nella sottosezione i -esima possa essere considerato uniforme per la stessa portata Q e quota idrica h , cioè:

$$u_i = K_{Si} R_{Hi}^{2/3} J^{1/2} \quad i = 1, \dots, N \quad (6)$$

Con qualche passaggio si ricava: $J = \frac{Q^2}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2}$ e, tenendo conto della direzione del moto,

$$J = \frac{Q|Q|}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} = r \cdot Q|Q| \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{A^2 \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^3 R_{Hi}^2) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^3} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{A \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^2 R_{Hi}^{4/3}) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} \quad (9)$$

6.6 METODOLOGIA E DISCRETIZZAZIONE SPAZIO-TEMPORALE

L'equazione (5) viene discretizzata nel tempo mediante uno schema alle differenze finite e linearizzata. Tenendo conto della (7) si ricava:

$$Q^{n+1} = Q^n + \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n (h^{n+1} - h^n) - \frac{\partial(h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) gA}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2} +$$

$$- \left(r|Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n (Q^{n+1} + Q^n) \frac{\Delta t}{2}$$

e, indicando con

$$c_1 = 1 + \frac{\Delta t}{2} \left(r|Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n \quad c_2 = 1 - \frac{\Delta t}{2} \left(r|Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n$$

$$c_3 = \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n \quad c_4 = \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) gA}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2}$$

si ottiene:

$$Q^{n+1} = \frac{c_2}{c_1} Q^n + \frac{c_3}{c_1} (h^{n+1} - h^n) - \frac{c_4}{c_1} \frac{\partial(h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \quad (10)$$

L'espressione (10) viene quindi sostituita nell'equazione di continuità (3) che viene quindi risolta nella sola incognita h quota del pelo libero attraverso un metodo agli elementi finiti adottando una schematizzazione quadratica per la quota idrica h , considerando per le grandezze c_1 , c_2 , c_3 e c_4 un valore costante, caratteristico, nel generico tronco. Assumendo la portata costante nel generico canale, la quota del pelo libero e la derivata del pelo libero nella (10) sono da intendersi come valori caratteristici (costanti) sull'elemento.

6.7 CRITERI PER LA VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

Le caratteristiche del moto in corrispondenza degli attraversamenti (caratterizzati nello studio in esame, per lo più da condotte scatoari) dipendono principalmente dalla forma dell'imbocco, dal tipo di sezione, dalla scabrezza, dalla pendenza e dalle condizioni idrometriche di monte e di valle, oppure di valle.

La verifica del dislivello Δh tra il carico di monte e quello di valle, viene svolta attraverso gli strumenti del modello idraulico.

Per la modellazione idraulica degli attraversamenti sono richieste quattro sezioni, come riportato nella figura seguente:

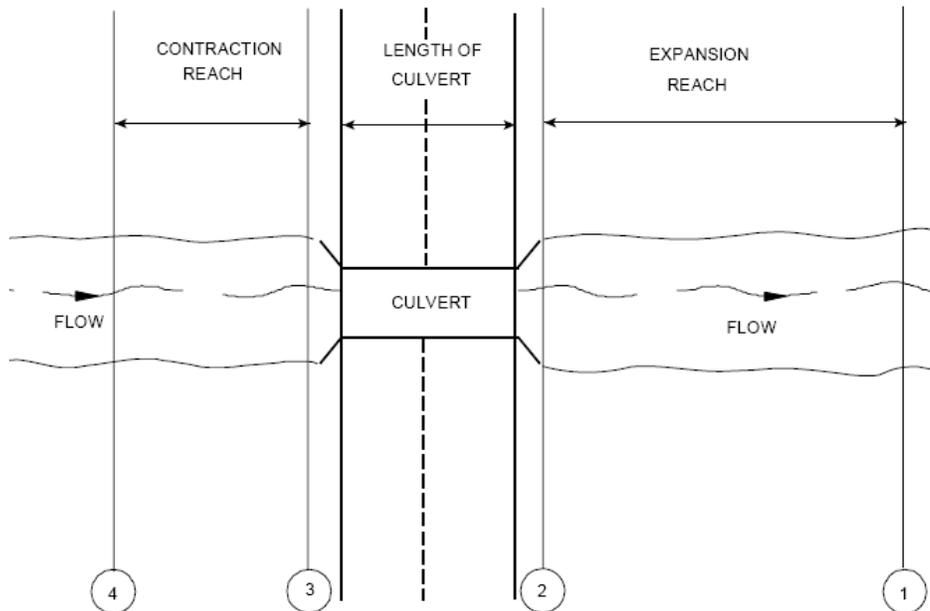


Figura 61 Sezioni di riferimento per l'analisi delle caratteristiche idrauliche del flusso attraverso il culvert (attraversamenti).

Si riporta di seguito lo schema idraulico per la modellazione degli attraversamenti:

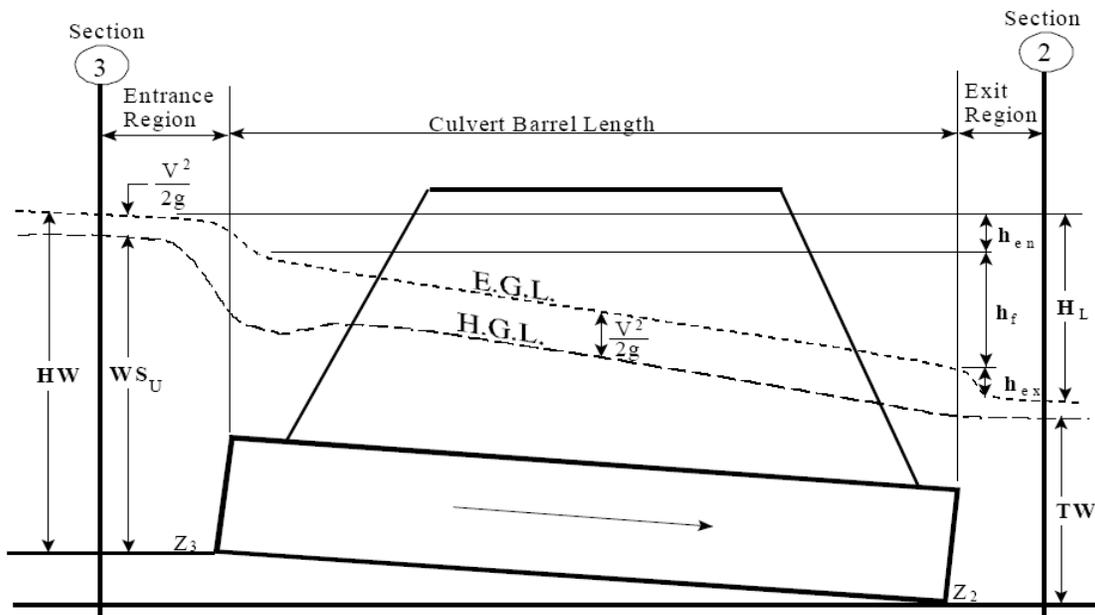


Figura 62 : Schema per l'identificazione dei parametri idraulici che insistono a monte ed a valle dell'attraversamento.

Dove:

1. TW : tirante idrico in corrispondenza della sezione di sbocco del tombotto;
2. HW : è la profondità dalla quota di scorrimento alla linea dell'energia;
3. WS_U : tirante idrico in corrispondenza della sezione di imbocco del tombotto;

4. Z_3 : quota di scorrimento del tombotto a monte;
5. Z_2 : quota di scorrimento del tombotti a valle;
6. h_{en} : perdite di energia in corrispondenza all'imbocco;
7. h_f : perdite continue di energia all'interno del tombotti;
8. h_{ex} : perdite di energia in corrispondenza dello sbocco;
9. H_L : somma totale delle perdite.

Il modello Hec-Ras utilizza l'equazione di Bernoulli per la stima della variazione della linea dell'energia attraverso il tombotto.

L'equazione usata dal programma è la seguente:

$$Z_3 + Y_3 + \frac{a_3 V_3^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} + H_L$$

Dove:

1. Z_3 : quota di scorrimento del tombotto a monte;
2. Y_3 : tirante idrico a monte dell'imbocco dell'attraversamento;
3. V_3 : velocità media della corrente nella sezione di monte;
4. a_3 : coefficiente correttivo della velocità;
5. Z_2 : quota di scorrimento del tombotti a valle;
6. Y_2 : tirante idrico a valle dell'imbocco dell'attraversamento;
7. a_2 : coefficiente correttivo della velocità;
8. H_L : totali perdite di energia attraverso il tombotto.

La perdita H_L è stimata dalla seguente formula:

$$H_L = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

Dove:

1. h_{en} : perdite all'imbocco;
2. h_f : perdite continue;
3. h_{ex} : perdite allo sbocco;

Le perdite continue all'interno del tombotto vengono stimate utilizzando l'equazione di Mannig, come riportato nelle seguente espressione:

$$h_f = L \cdot \left(\frac{Q_n}{A \cdot R^{2/3}} \right)^2$$

Dove:

1. L : lunghezza del tombotto;
2. Q : portata attraverso il tombotto;

3. n : coefficiente di Manning;
4. A : area liquida;
5. R : raggio idraulico.

6.8 PERDITE ALL'IMBOCCO

Le perdite all'imbotto sono calcolate in funzione della velocità all'interno del tombotti.

$$h_{en} = k_{en} \frac{V_{en}^2}{2g}$$

Dove:

1. h_{en} : perdita di energia all'imbotto;
2. k_{en} : coefficiente di perdita, assunto pari a 0.5;
3. V_{en} : velocità del flusso nel tombotti all'imbotto;
4. g : accelerazione di gravità.

6.9 PERDITE ALLO SBOCCO

Le perdite allo sbocco sono computate in funzione della differenza dei termini cinetici nel tratto finale del tombotto ed a valle di quest'ultimo.

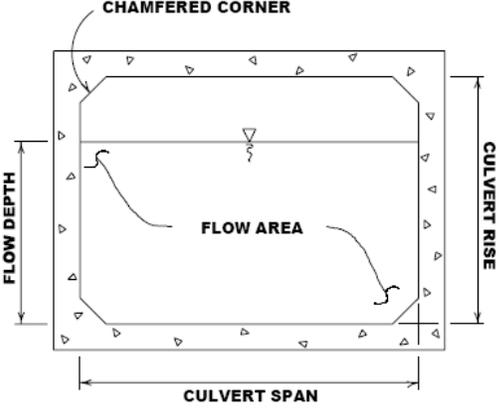
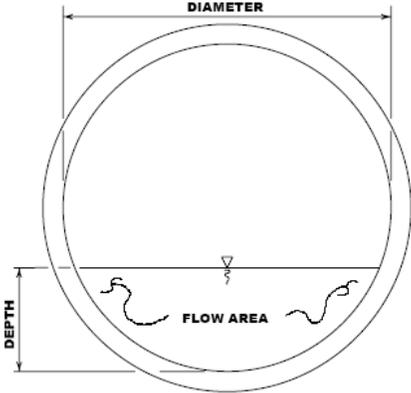
L'equazione impiegata è la seguente:

$$h_{ex} = k_{ex} \left(\frac{a_{ex} V_{ex}^2}{2g} - \frac{a_2 V_2^2}{2g} \right)$$

Dove :

1. h_{ex} : perdita di energia allo sbocco;
2. k_{ex} : coefficiente di perdita assunto pari a 1 (condizioni di sbocco a spigolo vivo);
3. V_{ex} : velocità del flusso all'uscita dell'attraversamento;
4. V_2 : velocità del flusso a valle del tombotti.

Si riporta di seguito le due tipologie di condotte caratteristiche del modello idraulico in esame.



7 APPENDICE 2 – IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA EPA SWMM

7.1 GENERALITA'

L'EPA Storm Water Management Model (SWMM) è un modello dinamico di simulazione idraulica di afflussi in deflussi usato per lo studio di un singolo evento o la simulazione (continua) di lunga durata della quantità e della qualità del deflusso. La componente di deflusso SWMM funziona sull'identificativo di alcune zone denominate subcatchment (sottobacini) che ricevono la precipitazione e generano i carichi della sostanza inquinante e di precipitazione. Il modello trasporta i carichi attraverso un sistema di condotte, canali, dispositivi di trattamento e di invaso, impianti di sollevamento, luci di fondo e stramazzi. SWMM rintraccia la quantità e la qualità di deflusso generate all'interno di ogni subcatchment, la portata, la profondità di flusso e la qualità di acqua in ogni condotta e canale durante il periodo di simulazione formato da passi temporali definiti.

SWMM inizialmente è stato sviluppato nel 1971 e da allora ha subito parecchi aggiornamenti importanti. Continua ad essere ampiamente usato per la progettazione e analisi di eventi di precipitazione eccezionale, fognature miste, fognature sanitarie ed altre reti di fognatura nelle aree urbane, con molte applicazioni nelle zone non-urbane per reti di canali.

SWMM 5 fornisce un ambiente integrato per la pubblicazione dei dati di input di zona di studio, le simulazioni di qualità idrologica, idraulica e dell'acqua e dell'esame dei risultati in una varietà di disposizioni. Questi includono i programmi color-coded del sistema di zona e del trasporto di drenaggio, grafici e tabelle di serie cronologiche, diagrammi di profilo ed analisi di frequenza statistiche.

SWMM rappresenta i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane. Questi includono:

- precipitazioni;
- evaporazione d'acqua;
- accumulo e scioglimento della neve;
- infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;
- percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;
- interflow fra acqua freatica e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini, subcatchment, ognuna delle quali sarà divisa sulla base dell'area permeabile ed impermeabile. Il flusso terrestre può essere diretto fra i subcatchments, o nei punti di entrata di una rete di fognatura.

SWMM inoltre contiene un insieme flessibile di possibilità per la modellazione idraulica usate per dirigere le portate e le affluenze esterne attraverso la rete di fognatura delle condotte, dei canali, delle unità di trattamento e di invaso e delle strutture di diversione. Questi includono:

- rete di drenaggio con numero di maglie illimitato;
- impiego di un'ampia varietà di figure chiuse standard ed aperte delle condotte come pure per canali naturali;
- elementi speciali di modello quali le unità trattamento/di invaso, i divisori di flusso, le pompe, gli stramazzi e luci di fondo;
- applicare i flussi e gli input esterni di qualità dell'acqua alle acque di superficie, dal interflow dell'acqua freatica, dall'infiltrazione pioggia-dipendente/dall'affluenza, dal flusso sanitario del tempo asciutto e dalle affluenze prestabilite dall'utente;
- utilizzare l'onda cinematica o i metodi di percorso dinamici completi di flusso dell'onda;

- modellare i vari regimi di flusso, come lo stagno, il sovraccarico, il flusso d'inversione ed accumulazione di superficie;
- applicare le regole dinamiche prestabilite dall'utente di controllo per simulare il funzionamento delle pompe, delle aperture dell'orifizio e dei livelli della sommità degli sbarramenti;

Oltre che alla modellazione, generazione e trasporto dei flussi, SWMM può anche valutare la produzione dei carichi inquinanti connessi al deflusso. SWMM è stato impiegato in numerosi studi relativi a precipitazioni intense. Le applicazioni tipiche includono:

- disegno dei componenti della rete di fognatura e di canali per controllo dell'inondazione;
- tracciato normale dell'inondazione dei sistemi naturali della scanalatura (SWMM 5 è un modello FEMA-approvato per gli studi di NFPI);
- progettazione delle strategie di controllo per la minimizzazione dei trabocchi della rete fognaria.

7.2 DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO DI CALCOLO

Il metodo dell'onda dinamica risolve le equazioni monodimensionali di De Saint Venant. Queste equazioni consistono nell'equazione di continuità e dei momenti, espresse nel seguente modo:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0; \quad \text{equazione di continuità}; \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0; \quad \text{equazione dei momenti}; \quad (2)$$

dove, x è la distanza lungo la condotta, t è la variabile temporale, A l'area liquida trasversale nella condotta, Q la portata defluita, H è il livello idraulico dell'acqua nella condotta (termine potenziale più eventuale termine di pressione), Sf la pendenza d'attrito, hL è la locale perdita di energia per unità di lunghezza della condotta, e g l'accelerazione di gravità.

Data la geometria della condotta, l'area A risulta funzione del tirante idrico y il quale può essere ottenuto dall'altezza H. Pertanto le variabili dipendenti in queste equazioni sono la portata Q e l'altezza H, a sua volta funzioni della distanza x e del tempo t.

Il termine Sf viene espresso in termini delle equazione di Manning come:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V \cdot |V|}{k^2 \cdot R^{4/3}};$$

Dove n è il coefficiente di scabrezza secondo Manning, V la velocità di flusso (pari al rapporto tra la portata Q e la sezione di area liquida trasversale A, R è il raggio idraulico della sezione di flusso, e k=1,49 nell'unità US e 1,0 nel sistema metrico. Il termine che tiene conto della normale perdita di

energia hL può essere espresso come $\frac{K \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot L}$ dove K è il coefficiente di perdita in corrispondenza della posizione x e L la lunghezza della condotta.

Per risolvere le equazioni (1) e (2), su una singola condotta, sono richieste una serie di condizioni iniziali per H e Q al tempo 0 come condizioni al contorno per x=0 e x=L per la durata della simulazione.

Quando si analizza una rete di condotte, è necessario inserire una relazione aggiuntiva di continuità per i nodi che connettono due o più condotte. In SWMM la continuità del pelo libero si

presume che esista tra il tirante al nodo e quello corrispondente alla condotta in ingresso e uscita (ad eccezione dei nodi a caduta libera). Il cambiamento nel pelo libero H al nodo al variare del tempo può essere espresso come segue :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s}; \quad (3)$$

Dove A_{store} è l'area liquida al nodo, $\sum A_s$ è la somma delle superficie liquide delle condotte connesse al nodo, e $\sum Q$ è la portata netta all'interno del nodo (portate in arrivo – portate rilasciate), contributo di tutte le condotte connesse al nodo ed eventuali contributi esterni imposti. Il tirante idrico alla fine di una condotta connessa ad un nodo può essere computato come differenza tra la grandezza H al nodo e la quota della condotta.

Soluzione generica per i tratti

Le equazioni (1), (2) e (3) sono risolte in SWMM convertendole in una serie esplicita alle differenze finite che computano il flusso in ogni condotta ed il livello al nodo al tempo come funzioni del valore noto al tempo t. Le equazioni risolte per il flusso in ogni tratto (condotta) sono:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravity} + \Delta Q_{inertial}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}}; \quad (4)$$

I termini individuali ΔQ sono stati così nominati per il tipo di forze che rappresentano e sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \Delta Q_{gravity} &= g \bar{A} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{inertial} &= 2\bar{V} \cdot (\bar{A} - A_1) + V^2 \cdot (A_2 - A_1) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{friction} &= \frac{g \cdot n^2 \cdot |\bar{V}| \cdot \Delta t}{k^2 \cdot \bar{R}^{4/3}}; \\ \Delta Q_{losses} &= \frac{\sum_i K_i \cdot |V_i| \cdot \Delta t}{2L}; \end{aligned}$$

dove:

- \bar{A} area liquida media nella condotta;
- \bar{R} Raggio idraulico medio nella condotta;
- \bar{V} Velocità di flusso medio all'interno della condotta;
- V_i Velocità di flusso locale alla posizione i lungo la condotta;
- K_i coefficiente di perdita locale alla posizione i lungo la condotta;
- H_1 livello al nodo di monte della condotta;
- H_2 livello al nodo di valle nella condotta;
- A_1 area trasversale all'estremità di monte della condotta;
- A_2 area trasversale all'estremità di valle della condotta.

L'equazione risolta per il livello in ogni nodo è la seguente:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{store} + \sum A_s)_{t+\Delta t}}; \quad (5)$$

Dove ΔVol rappresenta il volume netto defluito attraverso il nodo terminato il passo temporale e dato dalla seguente relazione:

$$\Delta Vol = 0,5 \left[\left(\sum Q \right)_t + \left(\sum Q \right)_{t+\Delta t} \right] \cdot \Delta t;$$

Il modello SWMM risolve l'equazioni (4) e (5) usando un metodo di approssimazioni successive di seguito discusse.

Una prima stima del flusso in ogni condotta al tempo $t + \Delta t$ è svolta dalla soluzione dell'equazione (4) usando i livelli, le aree e le velocità trovate al tempo corrente t. Successivamente lo stesso viene fatto per livelli mediante la valutazione dell'espressione (5) usando le portate appena computate. Queste soluzioni sono denominate come Qlast e Hlast.

- L'espressione (4) viene risolta nuovamente, inserendo livelli, aree e velocità che appartengono ai valori Qlast e Hlast appena computati. Un fattore Ω è impiegato per combinare il nuovo flusso stimato Qnew, con la stima precedente Qlast secondo l'equazione $Q^{new} = (1 - \Omega) \cdot Q^{last} + \Omega \cdot Q^{new}$ per la produzione del valore aggiornato di Qnew;
- L'espressione (5) è risolta nuovamente per livelli impiegati per la stima di Qnew. Come per le portate, questa nuova soluzione per il livello, Hnew è pesato con Hlast per produrre una stima aggiornata per i livelli $H^{new} = (1 - \Omega) \cdot H^{last} + \Omega \cdot H^{new}$;
- Se Hnew è abbastanza vicino a Hlast il processo si arresta con Qnew e Hnew come soluzioni al tempo $t + \Delta t$. Diversamente, Hlast e Qlast sono sostituiti rispettivamente con Qnew e Hnew, ed il procedimento ritorna al punto 2.

Nell'implementare questa procedura, il programma impiega un fattore di relazione costante Ω di 0,5, una tolleranza di convergenza di 0,005 ai nodi, e limite il numero di iterazioni a quattro.

Calcolo delle caratteristiche medie dei tratti

La valutazione della portata, aggiornata mediante l'eq. (4), richiede valori per l'area media (\bar{A}) , raggio idraulico (\bar{R}) , e velocità (\bar{V}) dall'inizio alla fine di ogni tratto (condotta) in questione. Il programma calcola questi valori usando i livelli H1 e H2, dai quali possono essere derivati i corrispondenti valori dei tiranti idrici y1 e y2.

La profondità media \bar{y} è dunque calcolata sulla base di questi valori ed è impiegato nella sezione trasversale della condotta per il calcolo del valore medio di (\bar{A}) e raggio idraulico (\bar{R}) . Il valore medio di velocità (\bar{V}) è determinato da rapporto tra il flusso corrente e l'area media.

Il programma limita questa velocità a valori non superiori a 50 ft/sec in valore assoluto, tale da non permettere alla frazione di flusso contenuta nell'eq. (4) di diventare illimitata.

Quando la condotta è a caduta libera all'interno di uno dei nodi (significa che il livello dell'acqua nel nodo è sotto la quota di fondo della condotta), la profondità alla fine della condotta è equivalente al più piccolo tra la profondità critica e la profondità in condizioni di moto uniforme per la corrente attraverso la condotta.

7.3 DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI

Per stimare l'idrogramma di piena, ovvero la successione cronologica dei valori di portata che si verificano alla sezione di chiusura di un bacino con il relativo valore di colmo a partire dalla conoscenza della precipitazione di progetto, è necessario utilizzare un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

La simulazione mediante modelli matematici del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi, che si verifica in un bacino idrografico, per la complessità dei fenomeni fisici coinvolti, rende necessaria l'introduzione di semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del bacino stesso.

Il modello, di tipo concettuale, utilizzato nel presente lavoro verrà descritto nei seguenti paragrafi

Per meglio comprendere il modello afflussi-deflussi, occorre descrivere sinteticamente i processi che avvengono all'interno del bacino quando si verifica su di esso un evento di precipitazione di una certa entità.

Quando l'acqua meteorica raggiunge il terreno (dopo un eventuale processo di intercettazione da parte della vegetazione) parte di essa evapora e ritorna nell'atmosfera; tale processo risulta però trascurabile nel caso di precipitazioni intense di breve durata.

L'acqua sul terreno in parte si infiltra nel suolo, inizialmente in quantità elevata e con velocità sempre più ridotta al procedere della precipitazione fino a quando l'intensità della pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno; a questo punto l'acqua che cade non riesce più tutta ad infiltrarsi per cui il surplus rimane sulla superficie del terreno ristagnando o dando luogo ad uno scorrimento sui versanti del bacino.

Si formano quindi dei rigagnoli ad andamento irregolare che si raccolgono in una rete di rigagnoli di maggiori dimensioni al procedere dello scorrimento fino ad immettersi nella rete drenante vera e propria, qui si forma un'onda di piena che trasferisce la propria forma nella rete collettoria con un processo di propagazione.

Meccanismo di generazione dei deflussi superficiali

Nel modello utilizzato i meccanismi di generazione dei deflussi superficiali risultano diversi a seconda che il suolo su cui cade l'acqua meteorica sia impermeabilizzato (nel caso cioè di zone urbanizzate) o meno.

Qui di seguito vengono descritti i modelli di filtrazione e detenzione superficiali assunti alla base delle simulazioni effettuate.

Aree permeabili

Per quanto concerne le aree non impermeabilizzate dall'intervento antropico, si è utilizzato il modello hortoniano di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltri nel terreno fino a saturarlo, a questo punto l'acqua meteorica si infiltra solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di Horton:

$$\boxed{\hspace{10em}}$$

dove:

$f(t)$ è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h;

f_0 è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo $t = 0$;

f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito;

k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f_0 al valore f_c .

Ogni suolo è quindi caratterizzato da quattro parametri f_0 , f_c e k e la detenzione superficiale d_s .

Dai dati disponibili in letteratura e dai test di validità del modello effettuati con misure sperimentali e tramite confronto con altri modelli matematici, si può ritenere che il coefficiente k può assumersi pari 4.14 h^{-1} .

Aree impermeabili

Per le aree impermeabilizzate dagli insediamenti antropici, la pioggia netta efficace è stata ottenuta mediante la sola sottrazione della detenzione superficiale stimata, secondo valori di letteratura, pari a 1.57 mm .

Formulazione del modello matematico

Il modello utilizzato è un modello concettuale che si basa sulla schematizzazione separata delle aree permeabili e di quelle impermeabili come due serbatoi lineari in parallelo.

Dato uno ietogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del bacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del bacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(\square) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .

L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata $d\square$ compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$\square$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del bacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$\square,$$

moltiplicando entrambi i membri per \square si ottiene:

$$\square$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\square$$

Si ottiene perciò:



che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:



Il valore del coefficiente di invaso K per entrambi i serbatoi (che simulano l'area impermeabile e quella permeabile rispettivamente) si ottiene dalla seguente relazione basata sulla teoria dell'onda cinematica:



dove:

K è il coefficiente di invaso;

L è la lunghezza del bacino;

Imax è l'intensità massima della pioggia netta;

n è il coefficiente di scabrezza superficiale di Manning assunto pari a 0.25 per le aree permeabili e pari a 0.013 per quelle impermeabilizzate;

S è la pendenza del bacino;

a è un fattore

8 APPENDICE 3 – IL MODELLO DI CALCOLO EPANET

Il motore di calcolo di EPANET è stato sviluppato dal Water Supply and Water Resources Division del U.S. Environmental Protecting Agency's National Risk Management Research Laboratories.

EPANET è un modello che esegue la simulazione in lungo periodo del comportamento idraulico entro una rete di condotte in pressione.

EPANET permette di definire il comportamento idraulico dell'acqua nelle reti in pressione per periodi di tempo estesi ed in corrispondenza di singoli eventi. Una rete può essere composta da un sistema di tubi, nodi (giunti di collegamento), pompe, valvole, vasche di raccolta e serbatoi. EPANET calcola la portata in ogni tubo, la pressione ad ogni nodo, l'altezza d'acqua in ogni serbatoio, con la possibilità di utilizzare più intervalli di tempo. Possono inoltre essere gestiti dalla simulazione il tempo di permanenza dell'acqua in rete ed il percorso effettuato dall'acqua a partire da una data sorgente.

La soluzione per i carichi e per le portate in un particolare istante richiede la simultanea soluzione dell'equazione di continuità e delle equazioni del moto attraverso ogni tratto ed ogni nodo nella rete. In questo processo, conosciuto come bilanciamento idraulico della rete, viene usata una tecnica iterativa per la soluzione di sistemi di equazioni non lineari.

EPANET ha un motore di calcolo che possiede le seguenti capacità:

- nessun limite nella estensione e nel numero di tratti della rete idraulica che deve essere analizzata;
- calcolo delle perdita di carico mediante l'utilizzo delle equazioni di Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning;
- calcolo delle perdite di carico dovute a curve, restringimenti, raccordi, etc.;
- utilizzo di pompe a velocità della girante costante o variabile;
- calcolo del consumo energetico e del costo dell'energia consumata per ogni pompa;
- possibilità di definire qualsiasi tipo di valvole incluse quelle di intercettazione, di controllo, regolatrici di pressione e di portata;
- possibilità di definire serbatoi di qualsiasi forma;
- possibilità di gestire la variazione temporale dei fabbisogni idrici nell'arco della giornata e più in generale nell'arco del periodo di simulazione;
- possibilità di definire sprinkler, diffusori, ugelli e manufatti simili;
- gestione delle prestazioni e delle caratteristiche operative della rete idrica in base alla definizione di controlli semplici (basati ad esempio sul livello idrico in un serbatoio) oppure di controlli avanzati.

Il modello di calcolo utilizzato simula le condizioni di moto permanente all'interno della rete di progetto. Il moto di un fluido in pressione è genericamente governato dalle equazioni del moto e di continuità che possono essere espresse nella seguente forma:

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{f}{2D} v|v| + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = 0;$$

dove:

- h è il livello piezometrico;
- v è la velocità;
- D è il diametro della condotta;

A è l'area della condotta;
f è il coefficiente di resistenza;
 ρ è la densità del fluido;
g è l'accelerazione di gravità;
x è l'ascissa spaziale;
t è il tempo.

In condizioni di moto permanente le equazioni di cui sopra si semplificano, introducendo la portata Q fluente, nella seguente formulazione:

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{f}{2DA^2} Q|Q| = 0; \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0.$$

Tale sistema di equazioni differenziali viene discretizzato alle differenze finite; per la generica condotta di lunghezza L che congiunge i nodi i e j l'equazione del moto si riduce pertanto alla seguente:

;
dove: ;

l'equazione di continuità al nodo j-esimo viene invece discretizzata come:

;
dove: è la portata erogata al nodo j-esimo.

L'algoritmo di calcolo consiste nella risoluzione iterativa del sistema non lineare così discretizzato; la formulazione matematica del modello può quindi essere espressa in termini di portata e di altezza piezometrica, il modello di calcolo utilizza la seconda formulazione.

La soluzione utilizzata consiste in una stima iniziale delle portate e delle piezometriche e in una successiva correzione di questi parametri per rispettare le leggi del moto e della continuità con una data tolleranza.

Per il calcolo delle perdite di carico il modello idraulico consente l'applicazione delle seguenti leggi: la formula di Hazen-Williams, la formula di Darcy-Weisbach e la formula di Chezy-Manning.

Ai fini del dimensionamento idraulico della rete di progetto viene applicata l'espressione di Darcy-Weisbach in quanto teoricamente più corretta e applicabile a tutti i regimi di flusso:

$$h_L = A \cdot q^B;$$

dove :

h_L : perdite di carico per unità di lunghezza;
A : coefficiente di resistenza;
q : portata;
B : esponente del flusso.

PARTE SECONDA – DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DELLE OPERE IDRAULICHE

9 PREMESSA

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno caratterizzanti i torrenti Farota e Guidari, nonché le verifiche geotecniche delle briglie realizzate in gabbioni.

10 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

10.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- D.M. 14.1.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – *“Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. 14.1.2008.

10.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1/2006 – *“Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”*.

10.3 NORME EUROPEE

- UNI EN 1992-1-1:2005 – *“Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”*.
- UNI EN 1997-1:2005 – *“Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali”*.
- UNI EN 1998-5:2005 – *“Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*.

11 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali.

11.1 ACCIAIO

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo UNI EN ISO 9001:2000, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2004:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Percentuale di allungamento $(A_{gtk})_k \geq$	7.5 %
Rapporto	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$
Rapporto	$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k \leq 1.25$

11.2 CALCESTRUZZO

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 32/40
- Classe di abbassamento al cono (slump) S3
- Dimensione massima dell'inerte $D_{max} = 25 \text{ mm}$
- Classe di esposizione XC4
- Minimo contenuto di cemento 360 kg/m^3
- Massimo rapporto a/c 0.45

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} f_{ck} = \frac{0.85}{1.5} \frac{35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a trazione semplice

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7}{\gamma_c} f_{ctm} = \frac{0.7}{1.5} \frac{0.30}{1.5} \frac{35^{2/3}}{1.5} = 1.49 \text{ MPa}$$

Modulo elastico medio

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$$

12 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state condotte con l'ausilio dei seguenti software:

- PresFLE+® e BeamCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato;
- VCASLU Versione 6.4. sviluppato dal Prof. *Gelfi* e dai suoi studenti dell'Università di Brescia. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; mm].
- Paratie (copyright Harpaceass.r.l. Viale Richard,1 20143 Milano), per le verifiche delle opere di sostegno provvisionali.
- Muri in gabbioni prodotto da Borghi Azio SpA in associazione con il Consorzio Italiano Produttori Gabbioni (BORGHI AZIO S.p.A. Via Papa Giovanni XXIII , 15 42020 San Polo d'Enza Reggio Emilia).

I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		178.86	69.31	59.45
SLU_A1+M1		237.04	91.61	79.22
SLU_A2+M2		220.33	83.49	69.44
"sisma"	SLV	463.14	176.79	184.90
	SLD	273.29	102.99	105.90

max SLE
 max SLU

12.1.2.2 Verifiche

PUNTONI

Si prevedono puntoni in acciaio in profilati cavi circolari di diametro 127 mm e spessore 10 mm lunghi 5.15 m.

La verifica viene effettuata attraverso il metodo ω per la combinazione A1+M1+R3:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < \sigma_{amm}$$

dove:

- ω : moltiplicatore del calcolo in funzione della snellezza del puntone (cfr. CNR10011);
- N : carico assiale agente sulla sezione circolare;
- A : sezione del profilato scelto;
- M : momento agente sul puntone derivante dal peso proprio dello stesso.;
- W : modulo elastico di resistenza del profilato scelto;
- $\sigma_{amm} = 200 \text{ MPa}$: tensione ammissibile dell'acciaio Fe510.

La forza agente su ogni puntone è pari a:

$$N = T * i = 79.22 * 2.9 = 229.74 \text{ kN}$$

da cui si ricava $\sigma = 192 \text{ MPa} < \sigma_{amm}$ essendo:

$$\rho = 4.22$$

$$\lambda = \frac{L}{\rho} = 122.4 \Rightarrow \omega = 2.92$$

Il cordolo ha dimensioni 0.5x0.5 m ed è armato con 6Ø12.

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di cordolo di lunghezza unitaria.

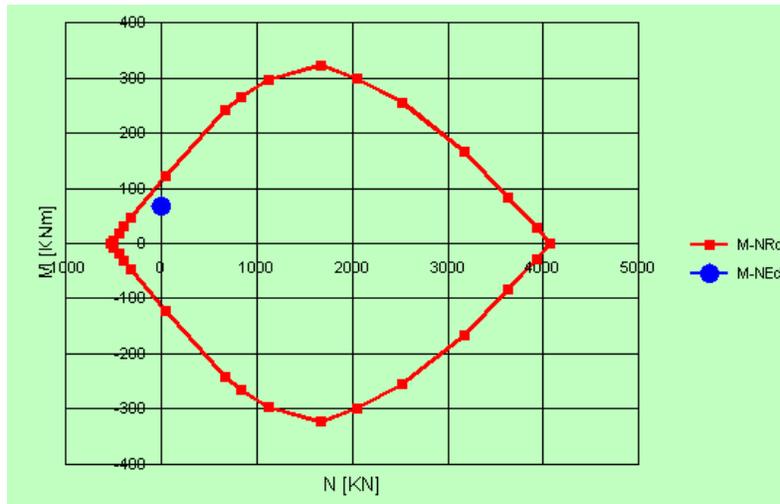


Figura 64 – Verifica a flessione allo SLU.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ($M_{Rd} = 115.3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 66.63 \text{ kNm}$).

12.1.2.3 Sezione B-B

La quota di scavo è 2.65 m e il terreno a tergo è a quota 9.8 m. A quota 7.8 m sono posti tiranti autoperforanti Dywi-Drill R38N, di lunghezza 8 m e inclinazione 15°, a cui viene dato un pretiro di 88 kN/m. I carichi agenti su questa sezione sono dovuti al sovraccarico dovuto alla strada in prossimità del pozzo e al sisma.

Sono state analizzate due combinazioni di carico:

- sovraccarico (SLE e SLU);
- sovraccarico + sisma (SLV e SLD).

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		100.96	63.02	106.00
SLU_A1+M1		132.26	82.53	138.45
SLU_A2+M2		150.51	84.29	121.20
"sisma"	SLV	228.43	147.63	214.00
	SLD	152.31	92.59	131.30

max SLE
 max SLU

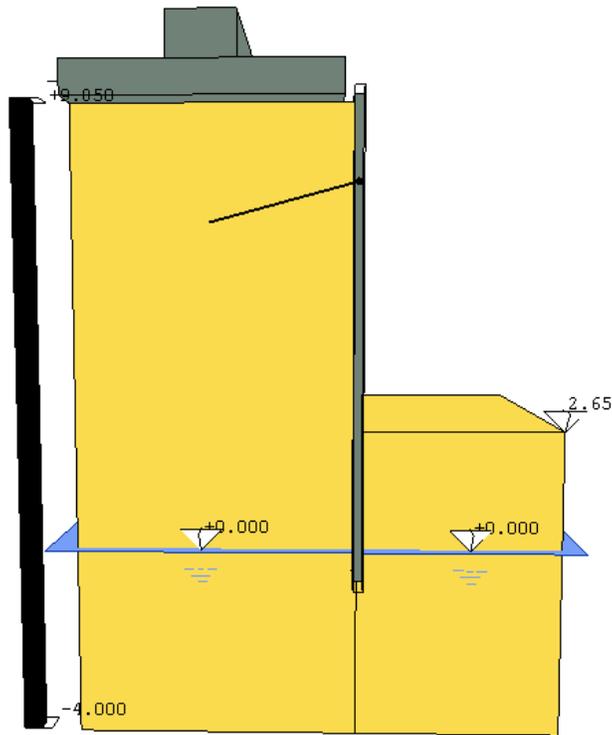


Figura 65 – Sezione B-B: modello di calcolo.

12.1.2.4 Verifiche

TIRANTI DYWI-DRILL

La verifica dei tiranti autoperforanti è riportata per la combinazione A1+M1+R3.

Sono stati posti 2 tiranti ($i = 2.575$ m) aventi lunghezza libera di 1 m e lunghezza del bulbo di 6 m e inclinati di 15° .

Il carico ultimo per ogni tirante è:

$$F = 500 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 138.45 * 2.575 = 356.51 \text{ kN} < F$$

Per la ripartizione di carico dei tiranti si prevedono due travi HEB160. Ciascuna ha un modulo elastico di resistenza di $W = 311.5 \text{ cm}^3$.

Il modulo elastico di resistenza corrispondente al carico per metro lineare dei tiranti è pari a:

$$W^* = \frac{M}{\sigma_{amm}} = 478 \text{ cm}^3$$

che, diviso per due travi, da $239 \text{ cm}^3 < W$.

12.1.3 Pozzo di spinta

In fase di realizzazione sono previste palancole LARSSSEN 606 con tiranti autoperforanti Dywi-Drill. Le verifiche sono state effettuate considerando due diverse sezioni del pozzo:

- sezione C-C;
- sezione D-D.

12.1.3.1 Sezione C-C

Le palancole sono immorsate fino a quota -4 m, la quota di scavo è -0.75 m e il terreno a tergo è a quota 6.62 ed è inclinato di 30°. A quota 4.07 m sono posti tiranti autoperforanti Dywi-Drill R51N, di lunghezza 11 m e inclinazione 15°, a cui viene dato un pretiro di 160 kN/m. I carichi agenti su questa sezione sono dovuti al terreno a tergo e al sisma.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

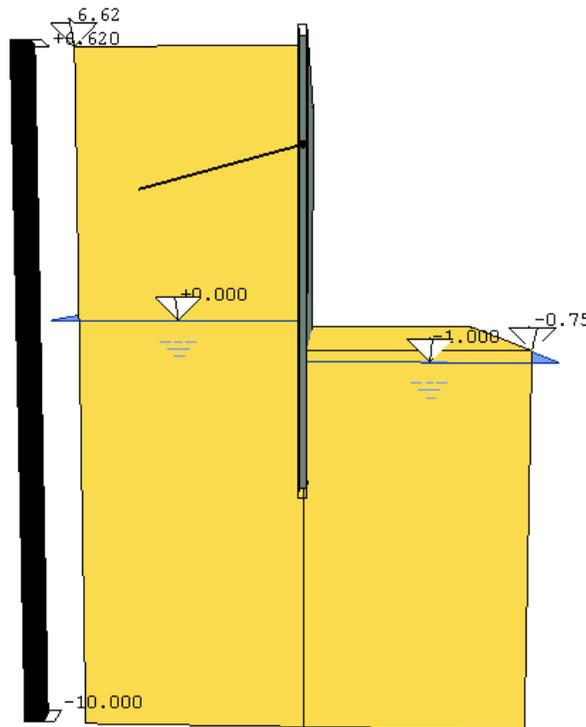


Figura 66 – Sezione C-C: modello di calcolo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		132.39	106.65	211.90
SLU_A1+M1		172.11	138.65	275.47
SLU_A2+M2		255.89	184.02	325.80
"sisma"	SLV	446.69	405.53	681.10
	SLD	312.51	264.04	428.90

max SLE
 max SLU

12.1.3.2 Verifiche

TIRANTI DYWI-DRILL

La verifica dei tiranti autoperforanti è riportata per la combinazione A1+M1+R3.

Sono stati posti 3 tiranti ($i = 2$ m) aventi lunghezza libera di 1 m e lunghezza del bulbo di 10 m e inclinati di 15° .

Il carico ultimo per ogni tirante è:

$$F = 800 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 275.47 * 2 = 550.94 \text{ kN} < F$$

Per la ripartizione di carico dei tiranti si prevedono due travi HEB160. ciascuna ha un modulo elastico di resistenza di $W = 311.5 \text{ cm}^3$.

Il modulo elastico di resistenza corrispondente al carico per metro lineare dei tiranti è pari a:

$$W^* = \frac{M}{\sigma_{amm}} = 573.9 \text{ cm}^3$$

che, diviso per due travi, da $286.95 \text{ cm}^3 < W$.

12.1.3.3 Sezione D-D

Le palancole sono immorsate fino a quota -3.5 m, la quota di scavo è -0.75 m e il terreno a tergo è a quota 4.82 m. A quota 3.36 m sono posti tiranti autoperforanti Dywi-Drill R32S, di lunghezza 7 m e inclinazione 15° , a cui viene dato un pretiro di 54 kN/m. I carichi agenti su questa sezione sono dovuti al sovraccarico dovuto alla strada in prossimità del pozzo e al sisma.

Sono state analizzate due combinazioni di carico:

- sovraccarico (SLE e SLU);
- sovraccarico + sisma (SLV e SLD).

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		54.77	40.27	62.49
SLU_A1+M1		129.49	82.05	100.79
SLU_A2+M2		85.34	55.52	70.61
"sisma"	SLV	113.66	91.36	131.70
	SLD	81.07	57.82	77.21

max SLE
 max SLU

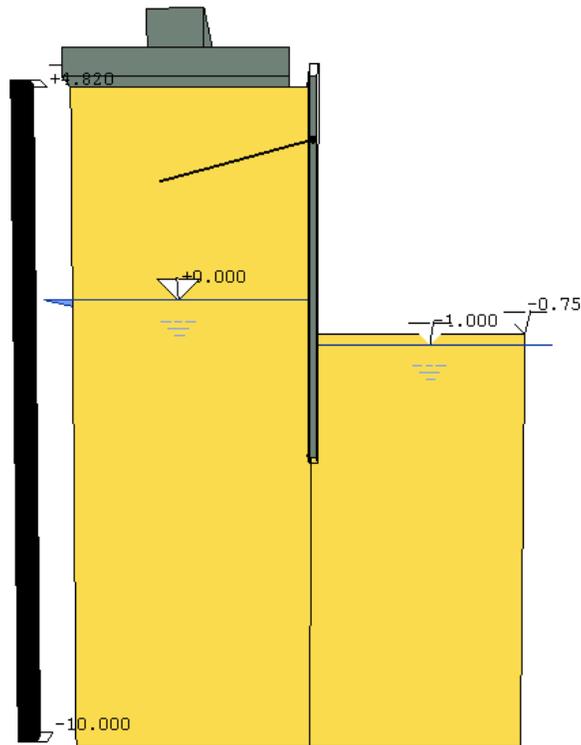


Figura 67 – Sezione D-D: modello di calcolo.

12.1.3.4 Verifiche

TIRANTI DYWI-DRILL

La verifica dei tiranti autopercoranti è riportata per la combinazione A1+M1+R3.

Sono stati posti 2 tiranti ($i = 3$ m) aventi lunghezza libera di 1 m e lunghezza del bulbo di 6 m e inclinati di 15° .

Il carico ultimo per ogni tirante è:

$$F = 360 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 100.79 * 3 = 302.37 \text{ kN} < F$$

Per la ripartizione di carico dei tiranti si prevedono due travi HEB160. ciascuna ha un modulo elastico di resistenza di $W = 311.5 \text{ cm}^3$.

Il modulo elastico di resistenza corrispondente al carico per metro lineare dei tiranti è pari a:

$$W^* = \frac{M}{\sigma_{amm}} = 472.44 \text{ cm}^3$$

che, diviso per due travi, da $236.22 \text{ cm}^3 < W$.

12.1.4 Canale

Sono previsti micropali di diametro 300 mm armati con tubolari $\varnothing 168$ di spessore 8 mm, disposti a interasse di 400 mm e immorsati fino a quota 7 m. La quota di scavo è 8.75 m e il terreno a tergo è a quota 11.5 m. si prevedono puntoni posti sulla trave di coronamento dei micropali. I carichi agenti su questa sezione sono dovuti al sovraccarico dovuto ad un edificio in prossimità del canale e al sisma.

Sono state analizzate due combinazioni di carico:

- sovraccarico (SLE e SLU);
- sovraccarico + sisma (SLV e SLD).

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

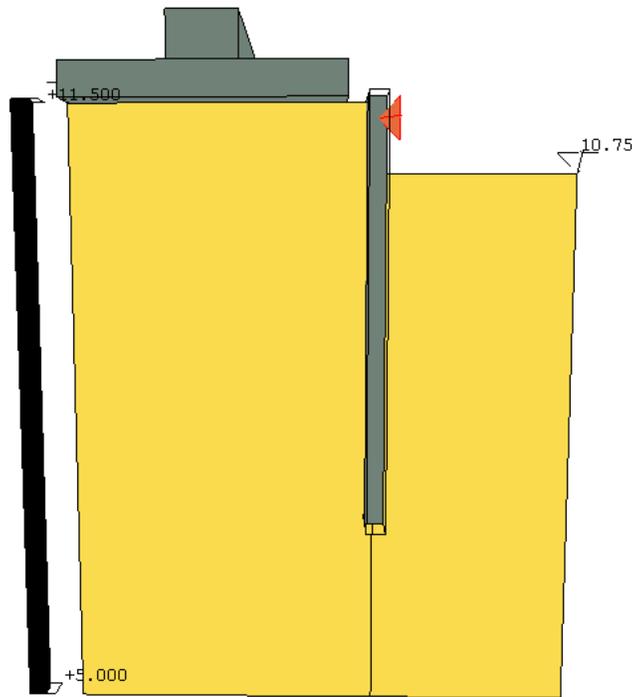


Figura 68 – Canale: modello di calcolo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		12.33	10.88	11.25
SLU_A1+M1		16.53	14.67	15.17
SLU_A2+M2		17.45	15.42	15.90
"sisma"	SLV	24.65	26.32	11.55
	SLD	16.89	16.63	11.25

max SLE
 max SLU

12.1.4.1 Verifiche

PUNTONI

Si prevedono puntone in acciaio in profilati cavi circolari di diametro 42.4 mm e spessore 8 mm lunghi 1.5 m.

La verifica viene effettuata attraverso il metodo ω per la combinazione A1+M1+R3:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < \sigma_{amm}$$

dove:

- ω : moltiplicatore del calcolo in funzione della snellezza del puntone (cfr. CNR10011);
- N : carico assiale agente sulla sezione circolare;
- A : sezione del profilato scelto;
- M : momento agente sul puntone derivante dal peso proprio dello stesso.;
- W : modulo elastico di resistenza del profilato scelto;
- $\sigma_{amm} = 200 \text{ MPa}$: tensione ammissibile dell'acciaio Fe510.

La forza agente su ogni puntone è pari a:

$$N = T * i = 79.22 * 2.9 = 229.74 \text{ kN}$$

da cui si ricava $\sigma = 104 \text{ MPa} < \sigma_{amm}$ essendo:

$$\rho = 1.25$$

$$\lambda = \frac{L}{\rho} = 120 \Rightarrow \omega = 2.88$$

Il cordolo ha dimensioni 0.5x0.5 m ed è armato con 4Ø14.

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di cordolo di lunghezza unitaria.

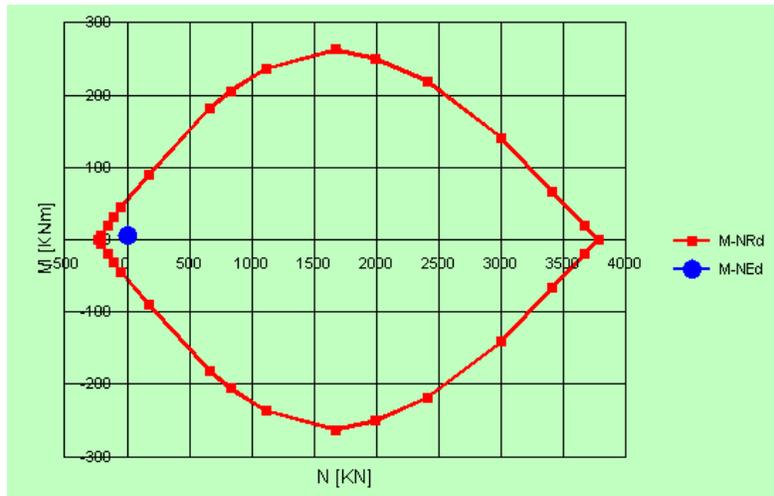


Figura 69 – Verifica a flessione allo SLU.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ($M_{Rd} = 54.24 \text{ kNm} > M_{Ed} = 6 \text{ kNm}$).

12.2 TORRENTE GUIDARI

12.2.1 Sezione A-A

Sono previsti pali tangenti di diametro 1000 mm lunghi 20 m e vincolati in testa con due tiranti auto perforanti Dywi-Drill R51N, di lunghezza 13 m e inclinazione 15° , a cui viene dato un pretiro di 97 kN.

La quota di scavo è -5.5 m e il terreno a tergo è a quota 6.5 m.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		468.83	104.44	108.80
SLU_A1+M1		609.48	135.77	141.44
SLU_A2+M2		559.12	149.79	134.00
"sisma"	SLV	862.12	353.96	319.50
	SLD	561.41	204.40	179.50

max SLE
 max SLU

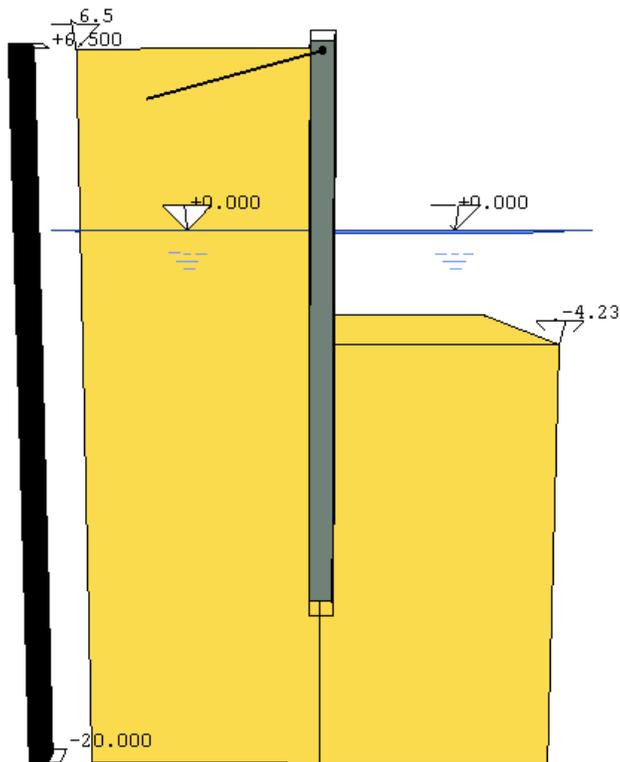


Figura 70 – Sezione A-A: modello di calcolo.

12.2.1.1 Verifiche SLU

PALI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di palo di lunghezza unitaria. I pali sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 14 \varnothing 20.

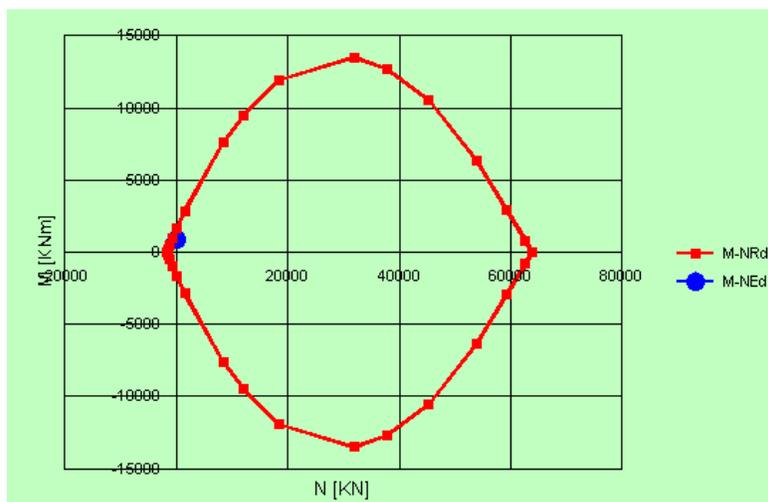


Figura 71 – Verifica a flessione allo SLU.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ($M_{Rd} = 1596 \text{ kNm} > M_{Ed} = 862.12 \text{ kNm}$).

12.2.1.2 Verifiche SLE

PALI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a $M = 468.83 \text{ kNm}$.

Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 2.264 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 168 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

TIRANTI DYWI-DRILL

La verifica dei tiranti autoproforanti è riportata per la combinazione A1+M1+R3.

Sono stati posti 2 tiranti ($i = 3.6 \text{ m}$) aventi lunghezza libera di 1 m, lunghezza del bulbo di 12 m e inclinati di 15° .

Il carico ultimo per ogni tirante è:

$$F = 800 \text{ kN}.$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 108.8 * 3.6 = 391.68 \text{ kN} < F$$

Per la ripartizione di carico dei tiranti si prevedono due travi HEB180. Ciascuna ha un modulo elastico di resistenza di $W = 481.4 \text{ cm}^3$.

Il modulo elastico di resistenza corrispondente al carico per metro lineare dei tiranti è pari a:

$$W^* = \frac{M}{\sigma_{amm}} = 954.72 \text{ cm}^3$$

che, diviso per due travi, da $477.36 \text{ cm}^3 < W$.

12.2.2 Sezione B-B

Sono previsti pali tangenti di diametro 1000 mm lunghi 20 m e vincolati in testa con tre puntoni.

La quota di scavo è -0.6 m e il terreno a tergo è a quota 11.06 m. I carichi agenti su questa sezione sono dovuti al sisma.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

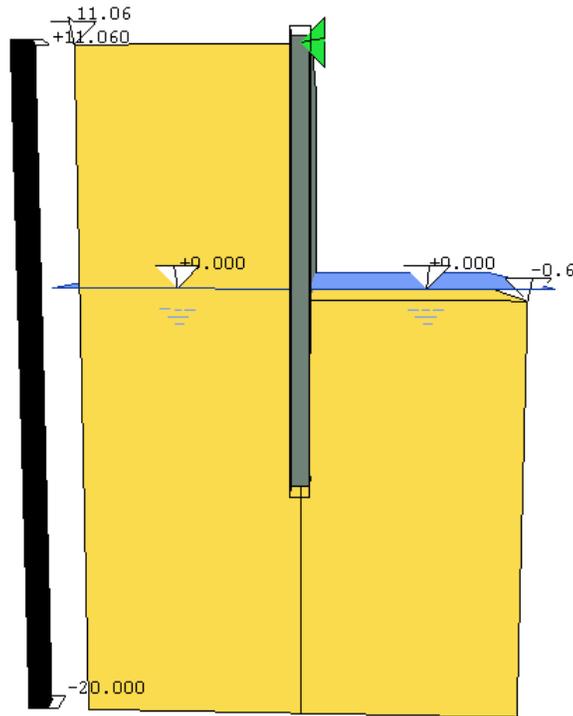


Figura 72 – Sezione B-B: modello di calcolo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		704.73	135.97	138.00
SLU_A1+M1		916.15	176.76	179.40
SLU_A2+M2		974.93	184.49	186.90
"sisma"	SLV	1706.50	427.24	449.90
	SLD	1065.20	243.12	252.80

max SLE
 max SLU

12.2.2.1 Verifiche SLU

PALI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di palo di lunghezza unitaria.

I pali sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 20Ø20.

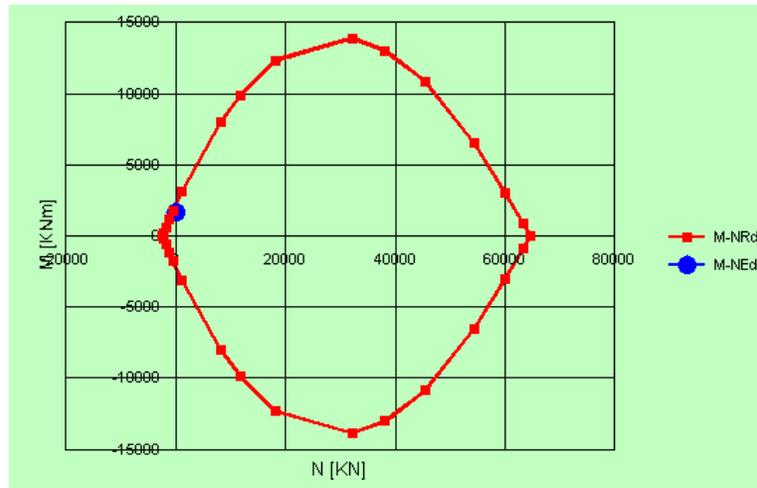


Figura 73 – Verifica a flessione allo SLU.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ($M_{Rd} = 2253 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1706.5 \text{ kNm}$).

PUNTONI

Si prevedono puntone in acciaio in profilati cavi circolari di diametro 244.5 mm e spessore 10 mm. La verifica viene effettuata attraverso il metodo ω per la combinazione A1+M1+R3:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < \sigma_{amm}$$

dove:

- ω : moltiplicatore del calcolo in funzione della snellezza del puntone (cfr. CNR10011);
- N : carico assiale agente sulla sezione circolare;
- A : sezione del profilato scelto;
- M : momento agente sul puntone derivante dal peso proprio dello stesso.;
- W : modulo elastico di resistenza del profilato scelto;
- $\sigma_{amm} = 200 \text{ MPa}$: tensione ammissibile dell'acciaio Fe510.

La forza agente su ogni puntone è pari a:

$$N = T * i = 179.4 * 2.72 = 487.97 \text{ kN}$$

da cui si ricava $\sigma = 187.6 \text{ MPa} < \sigma_{amm}$ essendo:

$$\rho = 8.3$$

$$\lambda = \frac{L}{\rho} = 113.25 \Rightarrow \omega = 2.6$$

Il cordolo ha dimensioni 1x1 m ed è armato con 4Ø16.

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di cordolo di lunghezza unitaria.

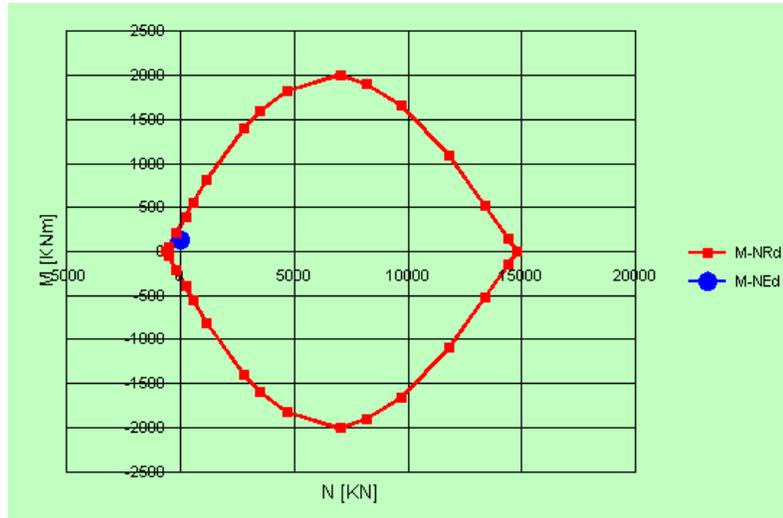


Figura 74 – Verifica a flessione allo SLU.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ($M_{Rd} = 298 \text{ kNm} > M_{Ed} = 132.7 \text{ kNm}$).

12.2.2.2 Verifiche SLE

PALI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a $M = 704.73 \text{ kNm}$.

Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\sigma_c = 2.809 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = 180.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2$$

12.2.3 Sezione C-C

Sono previsti pali tangenti di diametro 1000 mm lunghi 10 m. La quota di scavo è -9 m e il terreno a tergo è a quota -5.5 m.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

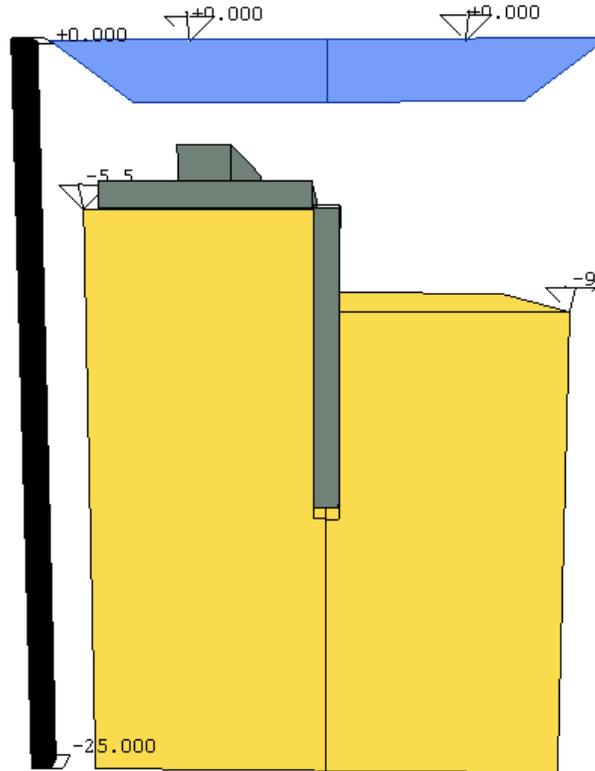


Figura 75 – Sezione C-C: modello di calcolo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]
SLE		53.91	24.11
SLU_A1+M1		58.41	26.07
SLU_A2+M2		92.14	38.00
"sisma"	SLV	259.25	95.67
	SLD	130.31	51.84

max SLE
 max SLU

12.2.3.1 Verifiche SLU

PALI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di palo di lunghezza unitaria. I pali sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 10Ø12.

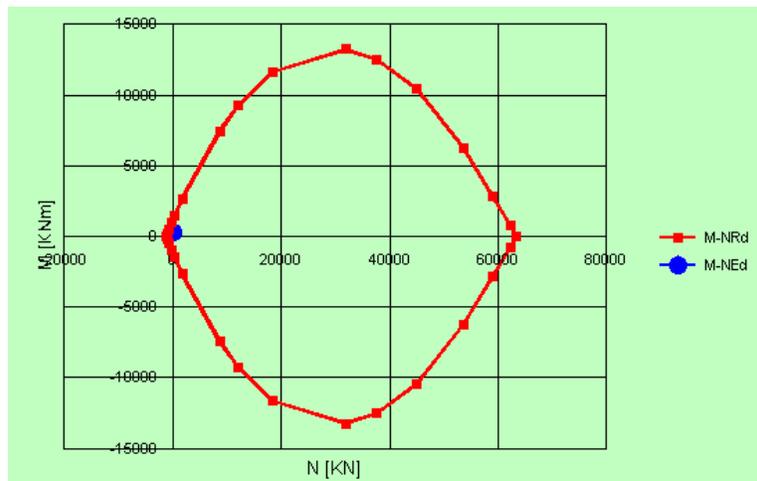


Figura 76 – Verifica a flessione allo SLU.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza.
($M_{Rd} = 428.1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 259.25 \text{ kNm}$).

12.2.3.2 Verifiche SLE

PALI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a $M = 53.91 \text{ kNm}$.

Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 0.5461 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 70.58 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

12.2.4 Verifiche SLU

Le verifiche allo SLU sono condotte su una sezione di palo. Dal modello sviluppato con il programma Paratie 7.0, vengono estrapolate le sollecitazioni espresse in momento flettente M e taglio V, espressi per porzione di parete costituita da pali lunga 1 m. La verifica è riportata solamente per la condizione di carico più sfavorevole e l'esito è riassunto nel coefficiente di sicurezza c.s.

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di M e V con relativa combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

STATO LIMITE ULTIMO			
	M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
Lato Est			
SLU cavo+vento+sovraccarico			
SLV			
Lato Nord – Pali da 23.2m			
SLU fender+sovraccarico			
SLV			
Lato Nord – Pali da 21.7m			
SLU fender+sovraccarico			
SLV			

STATO LIMITE ULTIMO	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 446: 14: SLU urto [Combination 3]	213	-113	-15
Plate 1408: 20: SLV E-yx [Combination 9]	-548	-6	-345
Plate 3016: 17: SLV Eyx [Combination 6]	-157	134	-11
Plate 436: 17: SLV Eyx [Combination 6]	60	-120	-26
Plate 6299: 15: SLU bitte+acc [Combination 4]	-124	-29	468
Plate 440: 15: SLU bitte+acc [Combination 4]	-124	-29	-468

Figura 77 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLU

Verifica a pressoflessione:

Figura 78 - Verifica flessione allo SLU. Unità di misura kN, m

Il coefficiente di sicurezza c.s. = 1.35. La verifica è superata.

12.3 BRIGLIE IN GABBIONI

Si riportano le verifiche geotecniche condotte per le briglie n°1 e n°4, rispettivamente di altezza fuori terra a pari a 4 e 6 m. Le verifiche sono state condotte grazie all'ausilio del software Muri Gabbioni messo a disposizione dalla società Borghi Azio, in combinazione allo Stato limite di Esercizio e allo Stato Limite ultimo di Vita.

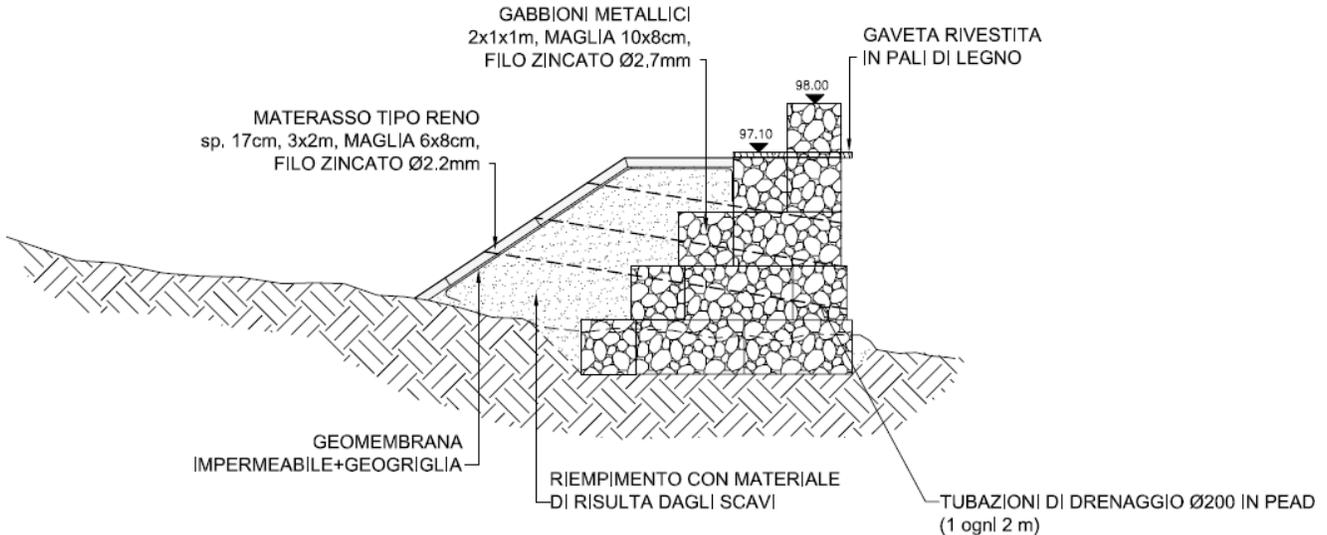


Figura 79 – Briglia n°1 – H = 4 m.

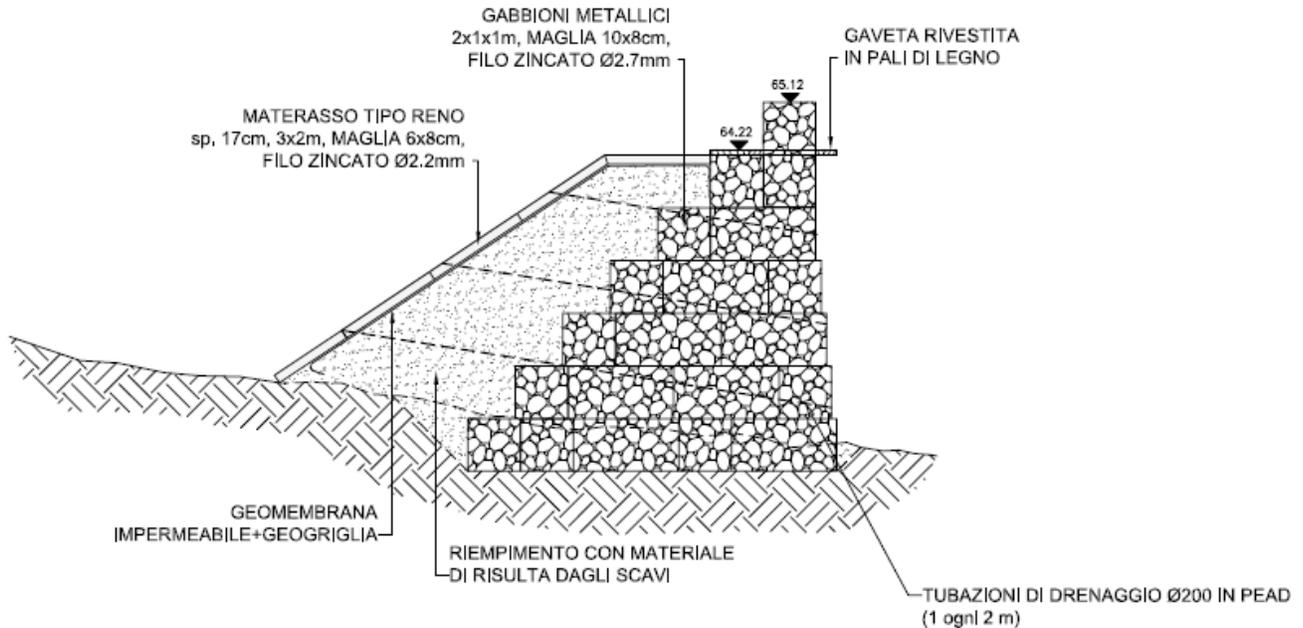


Figura 80 – Briglia n°4 – H = 6 m.

12.3.1 Briglia n°1 (SLE)

Muri in gabbioni

PAGINA 1

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA

File: G797_BRIGLIA1_SLE

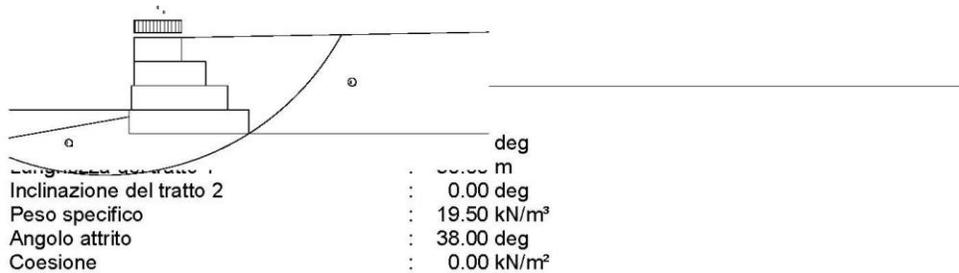
Data: 09/05/2010

Dati ingresso

Muro

Inclinazione muro	: 0.00 deg	Strato	Lunghezza	Altezza	Distanza
Peso specifico pietrame	: 26.00 kN/m ³		m	m	m
Porosità dei gabbioni	: 30.00 %	1	5.00	1.00	-
Geotessile nel terrapieno	: No	2	4.00	1.00	0.10
Riduzione attrito	: %	3	3.00	1.00	0.20
Geotessile sulla base	: No	4	2.00	1.00	0.20
Riduzione attrito	: %				
Maglia, diam. filo	: 8x10, ø 2.70 mm				

+



Inclinazione del tratto 2	: 0.00 deg
Peso specifico	: 19.50 kN/m ³
Angolo attrito	: 38.00 deg
Coesione	: 0.00 kN/m ²

Aggiungi strato

Strato	Altezza iniziale m	Inclinazione deg	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg
--------	-----------------------	---------------------	-------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Muri in gabbioni

PAGINA 2

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA1_SLE

Data: 09/05/2010

Fondazione

Superficie superiore : 0.70 m
 Lunghezza iniziale superficie sup. : 0.00 m
 Angolo inclinazione superficie sup. : 10.00 deg
 Peso specifico : 19.50 kN/m³
 Angolo attrito : 38.00 deg
 Coesione : 0.00 kN/m²
 Massima pressione amm. : kN/m²
 Altezza livello acqua : 1.00 m

Aggiungi strato

Strato	Profondità m	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg
--------	-----------------	-------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Freatica

Altezza iniziale : 4.00 m
 Inclinazione del tratto 1 : 1.00 deg
 Lunghezza del tratto 1 : 30.00 m
 Inclinazione del tratto 2 : deg
 Lunghezza del tratto 2 : m

Carichi

Carico distribuito sul terrapieno : Carico sul tratto 1 : kN/m²
 Carico sul tratto 2 : kN/m²

Carico distribuito sul muro : Carico : 7.80 kN/m²

Carico lineare sul terrapieno

Carico 1 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 2 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 3 : kN/m Distanza del carico : m

Carico lineare sul muro

Carico : kN/m Distanza del carico : m

Dati azione sismica

Coefficiente orizzontale : 0.00 Coefficiente verticale : 0.00

Muri in gabbioni

PAGINA 3

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
File: G797_BRIGLIA1_SLE

Data: 09/05/2010

RISULTATI ANALISI DI STABILITA

Spinta Attiva e Passiva

Spinta attiva	:	264.88 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	3.81 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	1.69 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	72.99 deg
Spinta passiva	:	11.24 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	0.00 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.23 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	-10.00 deg

SCORRIMENTO

Forza normale alla base	:	506.24 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	2.62 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.00 m
Forza tang. alla base	:	66.41 kN/m
Forza resistente alla base	:	406.59 kN/m
Coeff. di sicurezza allo scorrimento	:	5.25

RIBALTAMENTO

Momento ribaltante	:	131.22 kN/m x m
Momento stabilizzante	:	1459.37 kN/m x m
Coeff. di sicurezza al ribaltamento	:	11.12

PRESSIONI AGENTI IN FONDAZIONE

Eccentricità	:	-0.12 m
Pressione estremo di valle	:	86.24 kN/m ²
Pressione estremo di monte	:	116.26 kN/m ²
Max. pressione ammissibile alla base	:	1063.07 kN/m ²

Muri in gabbioni

PAGINA 4

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
File: G797_BRIGLIA1_SLE

Data: 09/05/2010

STABILITA GLOBALE

Distanza iniziale a sinistra del fulcro : m
Distanza iniziale a destra del fulcro : m
Profondità iniziale riferita alla base : m
Max. profondità permessa nel calcolo : m
Centro arco rispetto asse X : -0.98 m
Centro arco rispetto asse Y : 9.48 m
Raggio sup. : 11.24 m
Numero superfici di ricerca : 56
Coeff. di sicurezza gloale : 1.73

STABILITA INTERNA

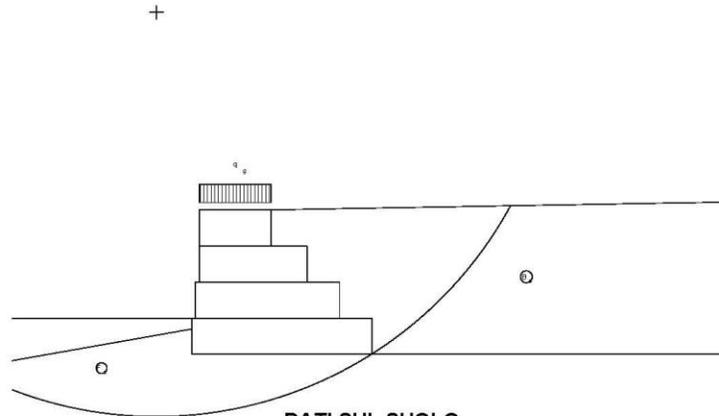
Strato	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ_{max} kN/m ²	τ_{amm} kN/m ²	σ_{max} kN/m ²	σ_{amm} kN/m ²
1	3.00	307.57	46.10	632.40	11.52	76.49	74.80	615.79
2	2.00	150.13	20.70	225.44	6.90	56.70	49.99	
3	1.00	56.08	5.22	57.83	2.61	40.48	27.19	

Muri in gabbioni

Riassunto

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA1_SLE

Data: 09/05/2010



DATI SUL SUOLO

Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg	Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg
B _s	19.50	0.00	38.00	F _s	19.50	0.00	38.00

CARICHI

Carico	Valore kN/m ²	Carico	Valore kN/m
q _g	7.80		

VERIFICHE DI STABILITA

Coeff. di sicurezza scorrimento	5.25	Press. normale estremo valle	86.24kN/m ²
Coeff. di sicurezza ribaltamento	11.12	Press. normale estremo monte	116.26kN/m ²
Coeff. di sicurezza globale	1.73	Pressione max. ammissibile	1063.07kN/m ²

12.3.2 Briglia n°1 (SLV)

Muri in gabbioni

PAGINA 1

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA1_SLV

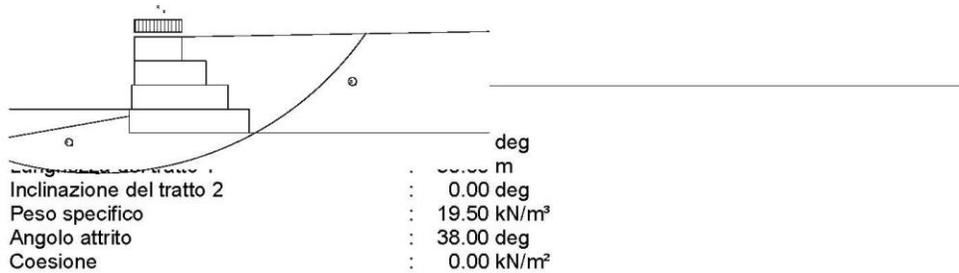
Data: 09/05/2010

Dati ingresso

Muro

Inclinazione muro	: 0.00 deg	Strato	Lunghezza	Altezza	Distanza
Peso specifico pietrame	: 26.00 kN/m ³		m	m	m
Porosità dei gabbioni	: 30.00 %	1	5.00	1.00	-
Geotessile nel terrapieno	: No	2	4.00	1.00	0.10
Riduzione attrito	: %	3	3.00	1.00	0.20
Geotessile sulla base	: No	4	2.00	1.00	0.20
Riduzione attrito	: %				
Maglia, diam. filo	: 8x10, ø 2.70 mm				

+



Inclinazione del tratto 2	: 0.00 deg
Peso specifico	: 19.50 kN/m ³
Angolo attrito	: 38.00 deg
Coesione	: 0.00 kN/m ²

Aggiungi strato

Strato	Altezza iniziale m	Inclinazione deg	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg
--------	-----------------------	---------------------	-------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Muri in gabbioni

PAGINA 2

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA1_SLV

Data: 09/05/2010

Fondazione

Superficie superiore : 0.70 m
 Lunghezza iniziale superficie sup. : 0.00 m
 Angolo inclinazione superficie sup. : 10.00 deg
 Peso specifico : 19.50 kN/m³
 Angolo attrito : 38.00 deg
 Coesione : 0.00 kN/m²
 Massima pressione amm. : kN/m²
 Altezza livello acqua : 1.00 m

Aggiungi strato

Strato	Profondità m	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg
--------	-----------------	-------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Freatica

Altezza iniziale : 4.00 m
 Inclinazione del tratto 1 : 1.00 deg
 Lunghezza del tratto 1 : 30.00 m
 Inclinazione del tratto 2 : deg
 Lunghezza del tratto 2 : m

Carichi

Carico distribuito sul terrapieno : Carico sul tratto 1 : kN/m²
 Carico sul tratto 2 : kN/m²

Carico distribuito sul muro : Carico : 7.80 kN/m²

Carico lineare sul terrapieno

Carico 1 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 2 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 3 : kN/m Distanza del carico : m

Carico lineare sul muro

Carico : kN/m Distanza del carico : m

Dati azione sismica

Coefficiente orizzontale : 0.12 Coefficiente verticale : 0.06

Muri in gabbioni

PAGINA 3

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
File: G797_BRIGLIA1_SLV

Data: 09/05/2010

RISULTATI ANALISI DI STABILITA

Spinta Attiva e Passiva

Spinta attiva	:	504.87 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	3.48 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	2.17 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	72.99 deg
Spinta passiva	:	11.24 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	0.00 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.23 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	-10.00 deg

SCORRIMENTO

Forza normale alla base	:	720.70 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	2.45 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.00 m
Forza tang. alla base	:	165.15 kN/m
Forza resistente alla base	:	574.14 kN/m
Coeff. di sicurezza allo scorrimento	:	3.26

RIBALTAMENTO

Momento ribaltante	:	375.97 kN/m x m
Momento stabilizzante	:	2143.36 kN/m x m
Coeff. di sicurezza al ribaltamento	:	5.70

PRESSIONI AGENTI IN FONDAZIONE

Eccentricità	:	0.05 m
Pressione estremo di valle	:	152.39 kN/m ²
Pressione estremo di monte	:	135.89 kN/m ²
Max. pressione ammissibile alla base	:	966.45 kN/m ²

Muri in gabbioni

PAGINA 4

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
File: G797_BRIGLIA1_SLV

Data: 09/05/2010

STABILITA GLOBALE

Distanza iniziale a sinistra del fulcro : m
Distanza iniziale a destra del fulcro : m
Profondità iniziale riferita alla base : m
Max. profondità permessa nel calcolo : m
Centro arco rispetto asse X : -1.31 m
Centro arco rispetto asse Y : 11.94 m
Raggio sup. : 13.66 m
Numero superfici di ricerca : 48
Coeff. di sicurezza gloale : 1.25

STABILITA INTERNA

Strato	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ_{max} kN/m ²	τ_{amm} kN/m ²	σ_{max} kN/m ²	σ_{amm} kN/m ²
1	3.00	390.97	99.63	771.96	24.91	91.86	99.01	615.79
2	2.00	167.76	44.01	242.56	14.67	61.03	58.01	
3	1.00	54.16	12.52	52.25	6.26	39.77	28.07	

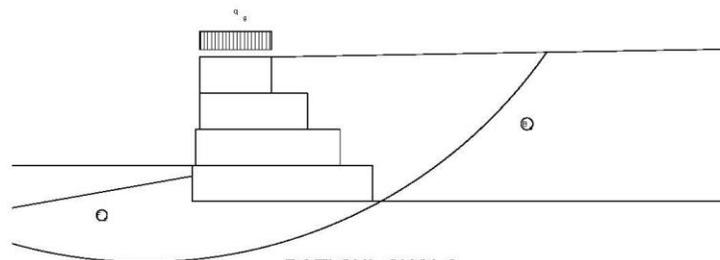
Muri in gabbioni

Riassunto

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA1_SLV

Data: 09/05/2010

+



DATI SUL SUOLO

Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg	Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg
B _s	19.50	0.00	38.00	F _s	19.50	0.00	38.00

CARICHI

Carico	Valore kN/m ²	Carico	Valore kN/m
q _g	7.80		

VERIFICHE DI STABILITA

Coeff. di sicurezza scorrimento	3.26	Press. normale estremo valle	152.39kN/m ²
Coeff. di sicurezza ribaltamento	5.70	Press. normale estremo monte	135.89kN/m ²
Coeff. di sicurezza globale	1.25	Pressione max. ammissibile	966.45kN/m ²

12.3.3 Briglia n°4 (SLE)

Muri in gabbioni

PAGINA 1

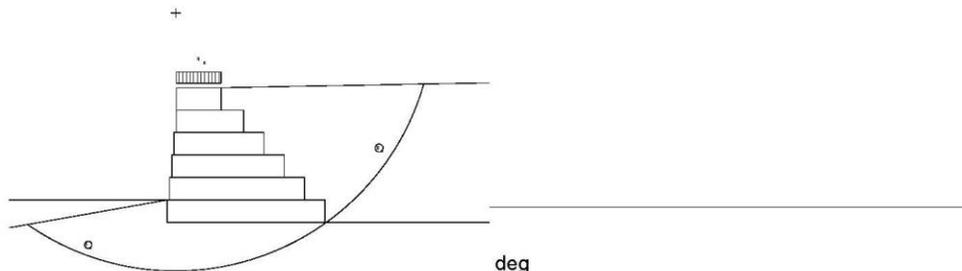
Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLE

Data: 09/05/2010

Dati ingresso

Muro

Inclinazione muro	: 0.00 deg	Strato	Lunghezza	Altezza	Distanza
Peso specifico pietrame	: 26.00 kN/m ³		m	m	m
Porosità dei gabbioni	: 30.00 %	1	7.00	1.00	-
Geotessile nel terrapieno	: No	2	6.00	1.00	0.10
Riduzione attrito	: %	3	5.00	1.00	0.20
Geotessile sulla base	: No	4	4.00	1.00	0.30
Riduzione attrito	: %	5	3.00	1.00	0.40
Maglia, diam. filo	: 8x10, ø 2.70 mm	6	2.00	1.00	0.40



	deg
Lunghezza del tratto 1	: 6.00 m
Inclinazione del tratto 2	: 0.00 deg
Peso specifico	: 19.50 kN/m ³
Angolo attrito	: 38.00 deg
Coesione	: 0.00 kN/m ²

Aggiungi strato

Strato	Altezza iniziale m	Inclinazione deg	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg
--------	-----------------------	---------------------	-------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Muri in gabbioni

PAGINA 2

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLE

Data: 09/05/2010

Fondazione

Superficie superiore : 1.00 m
 Lunghezza iniziale superficie sup. : 0.00 m
 Angolo inclinazione superficie sup. : 10.00 deg
 Peso specifico : 19.50 kN/m³
 Angolo attrito : 38.00 deg
 Coesione : 0.00 kN/m²
 Massima pressione amm. : kN/m²
 Altezza livello acqua : 1.00 m

Aggiungi strato

Strato	Profondità m	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg
--------	-----------------	-------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Freatica

Altezza iniziale : 6.00 m
 Inclinazione del tratto 1 : 1.00 deg
 Lunghezza del tratto 1 : 30.00 m
 Inclinazione del tratto 2 : deg
 Lunghezza del tratto 2 : m

Carichi

Carico distribuito sul terrapieno : Carico sul tratto 1 : kN/m²
 Carico sul tratto 2 : kN/m²

Carico distribuito sul muro : Carico : 7.80 kN/m²

Carico lineare sul terrapieno

Carico 1 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 2 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 3 : kN/m Distanza del carico : m

Carico lineare sul muro

Carico : kN/m Distanza del carico : m

Dati azione sismica

Coefficiente orizzontale : 0.00 Coefficiente verticale : 0.00

Muri in gabbioni

PAGINA 3

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
File: G797_BRIGLIA4_SLE

Data: 09/05/2010

RISULTATI ANALISI DI STABILITA

Spinta Attiva e Passiva

Spinta attiva	:	758.64 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	5.01 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	2.60 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	75.48 deg
Spinta passiva	:	22.94 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	0.00 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.33 m
Direzione della spinta riferita asse X	:	-10.00 deg

SCORRIMENTO

Forza normale alla base	:	1214.31 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	:	3.68 m
Punto applicazione riferito asse Y	:	0.00 m
Forza tang. alla base	:	167.66 kN/m
Forza resistente alla base	:	971.31 kN/m
Coeff. di sicurezza allo scorrimento	:	5.11

RIBALTAMENTO

Momento ribaltante	:	494.41 kN/m x m
Momento stabilizzante	:	4959.76 kN/m x m
Coeff. di sicurezza al ribaltamento	:	10.03

PRESSIONI AGENTI IN FONDAZIONE

Eccentricità	:	-0.18 m
Pressione estremo di valle	:	147.11 kN/m ²
Pressione estremo di monte	:	199.83 kN/m ²
Max. pressione ammissibile alla base	:	1486.66 kN/m ²

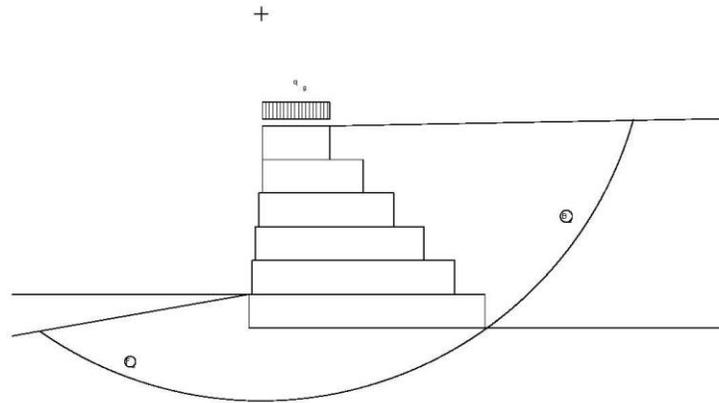
1.

Muri in gabbioni

Riassunto

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLE

Data: 09/05/2010



DATI SUL SUOLO

Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg	Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg
B _s	19.50	0.00	38.00	F _s	19.50	0.00	38.00

CARICHI

Carico	Valore kN/m ²	Carico	Valore kN/m
q _g	7.80		

VERIFICHE DI STABILITA

Coeff. di sicurezza scorrimento	5.11	Press. normale estremo valle	147.11kN/m ²
Coeff. di sicurezza ribaltamento	10.03	Press. normale estremo monte	199.83kN/m ²
Coeff. di sicurezza globale	1.62	Pressione max. ammissibile	1486.66kN/m ²

12.3.4 Briglia n°4 (SLV)

Muri in gabbioni

PAGINA 1

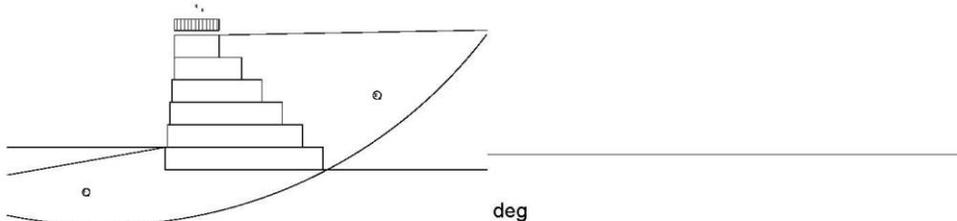
Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLV

Data: 09/05/2010

Dati ingresso

Muro

Inclinazione muro	: 0.00 deg	Strato	Lunghezza	Altezza	Distanza
Peso specifico pietrame	: 26.00 kN/m ³		m	m	m
Porosità dei gabbioni	: 30.00 %	1	7.00	1.00	-
Geotessile nel terrapieno	: No	2	6.00	1.00	0.10
Riduzione attrito	: %	3	5.00	1.00	0.20
Geotessile sulla base	: No	4	4.00	1.00	0.30
Riduzione attrito	: %	5	3.00	1.00	0.40
Maglia, diam. filo	: 8x10, ø 2.70 mm	6	2.00	1.00	0.40



Lunghezza del tratto 1	: 6.000 m
Inclinazione del tratto 2	: 0.00 deg
Peso specifico	: 19.50 kN/m ³
Angolo attrito	: 38.00 deg
Coesione	: 0.00 kN/m ²

Aggiungi strato

Strato	Altezza iniziale m	Inclinazione deg	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg
--------	-----------------------	---------------------	-------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Muri in gabbioni

PAGINA 2

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLV

Data: 09/05/2010

Fondazione

Superficie superiore : 1.00 m
 Lunghezza iniziale superficie sup. : 0.00 m
 Angolo inclinazione superficie sup. : 10.00 deg
 Peso specifico : 19.50 kN/m³
 Angolo attrito : 38.00 deg
 Coesione : 0.00 kN/m²
 Massima pressione amm. : kN/m²
 Altezza livello acqua : 1.00 m

Aggiungi strato

Strato	Profondità m	Peso specifico kN/m ³	Coesione kN/m ²	Angolo attrito deg

Freatica

Altezza iniziale : 6.00 m
 Inclinazione del tratto 1 : 1.00 deg
 Lunghezza del tratto 1 : 30.00 m
 Inclinazione del tratto 2 : deg
 Lunghezza del tratto 2 : m

Carichi

Carico distribuito sul terrapieno : Carico sul tratto 1 : kN/m²
 Carico sul tratto 2 : kN/m²

Carico distribuito sul muro : Carico : 7.80 kN/m²

Carico lineare sul terrapieno

Carico 1 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 2 : kN/m Distanza del carico : m
 Carico 3 : kN/m Distanza del carico : m

Carico lineare sul muro

Carico : kN/m Distanza del carico : m

Dati azione sismica

Coefficiente orizzontale : 0.12 Coefficiente verticale : 0.06

Muri in gabbioni

PAGINA 3

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
File: G797_BRIGLIA4_SLV

Data: 09/05/2010

RISULTATI ANALISI DI STABILITA

Spinta Attiva e Passiva

Spinta attiva	: 1568.20 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	: 4.45 m
Punto applicazione riferito asse Y	: 3.32 m
Direzione della spinta riferita asse X	: 75.48 deg
Spinta passiva	: 22.94 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	: 0.00 m
Punto applicazione riferito asse Y	: 0.33 m
Direzione della spinta riferita asse X	: -10.00 deg

SCORRIMENTO

Forza normale alla base	: 1969.45 kN/m
Punto applicazione riferito asse X	: 3.31 m
Punto applicazione riferito asse Y	: 0.00 m
Forza tang. alla base	: 424.87 kN/m
Forza resistente alla base	: 1561.29 kN/m
Coeff. di sicurezza allo scorrimento	: 3.49

RIBALTAMENTO

Momento ribaltante	: 1449.29 kN/m x m
Momento stabilizzante	: 7966.17 kN/m x m
Coeff. di sicurezza al ribaltamento	: 5.50

PRESSIONI AGENTI IN FONDAZIONE

Eccentricità	: 0.19 m
Pressione estremo di valle	: 327.41 kN/m ²
Pressione estremo di monte	: 235.29 kN/m ²
Max. pressione ammissibile alla base	: 1381.85 kN/m ²

Muri in gabbioni

PAGINA 4

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLV

Data: 09/05/2010

STABILITA GLOBALE

Distanza iniziale a sinistra del fulcro : m
 Distanza iniziale a destra del fulcro : m
 Profondità iniziale riferita alla base : m
 Max. profondità permessa nel calcolo : m
 Centro arco rispetto asse X : -2.74 m
 Centro arco rispetto asse Y : 18.92 m
 Raggio sup. : 21.38 m
 Numero superfici di ricerca : 44
Coeff. di sicurezza gloale : 1.13

STABILITA INTERNA

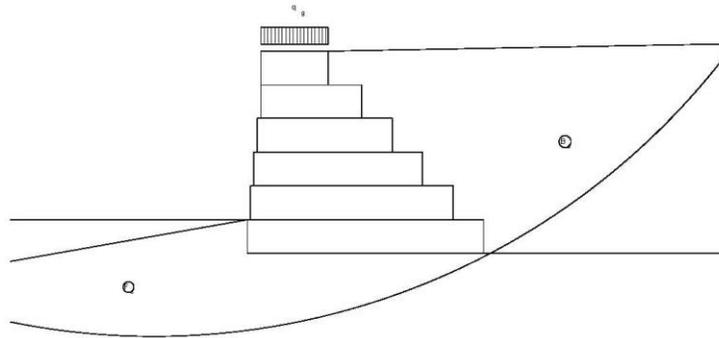
Strato	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ_{max} kN/m ²	τ_{amm} kN/m ²	σ_{max} kN/m ²	σ_{amm} kN/m ²
1	5.00	1297.32	303.61	3739.01	50.60	179.19	225.06	
2	4.00	759.49	185.08	1856.92	37.02	131.78	155.32	615.79
3	3.00	390.97	99.63	771.96	24.91	91.86	99.01	
4	2.00	167.76	44.01	242.56	14.67	61.03	58.01	
5	1.00	54.16	12.52	52.25	6.26	39.77	28.07	

Muri in gabbioni

Riassunto

Progetto: G797_PIATTAFORMA_LOGISTICA_MESSINA
 File: G797_BRIGLIA4_SLV

Data: 09/05/2010



DATI SUL SUOLO

Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg	Strato	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg
B _s	19.50	0.00	38.00	F _s	19.50	0.00	38.00

CARICHI

Carico	Valore kN/m ²	Carico	Valore kN/m
q _g	7.80		

VERIFICHE DI STABILITA

Coeff. di sicurezza scorrimento	3.49	Press. normale estremo valle	327.41kN/m ²
Coeff. di sicurezza ribaltamento	5.50	Press. normale estremo monte	235.29kN/m ²
Coeff. di sicurezza globale	1.13	Pressione max. ammissibile	1381.85kN/m ²

Chioggia, lì 18 giugno 2010

FIRME

Il Concorrente (costituenda A.T.I.)

NUOVA CO.ED.MAR. S.r.l.

(**Boscolo Contadin Dante** – Amministratore Unico)

CCC - Società Cooperativa

(**Bedetti Giorgio** – Procuratore)

I progettisti indicati (costituenda A.T.I.)

Favero e Milan Ingegneria Spa

(**Tassi Tommaso** - Consigliere Delegato
Responsabile dell'integrazione prestazioni specialistiche)

IDROTEC S.r.l

(**Ing. Franco Grimaldi** – Presidente)

Ing. Vincenzo Iacopino

Studio Tecnico Falzea

(Arch. **Giuseppe Falzea** – Legale Rappresentante
Associato)

Arch. Claudio Lucchesi

Ing. Manlio Marino

Dott. Geol. Sergio Dolfin